جزوه ETABS2015

جلد اول

دکتر مسعود حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

ویرایش چهارم

بهار ۱۳۹۴

فهرست مطالب

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

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

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

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

۱- جزوه بر اساس **ویرایش ۹۲ مبحث ششم، نهم و دهم** می باشد.

۲- تمامی محاسبات بر اساس **ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰** می باشد.

۳- جزوه بر اساس **ETABS 2015** نوشته شده است.

۴- در این جزوه تحلیل دینامیکی طیفی، نیز طراحی دیوار برشی، طراحی سقف کامپوزیت، طراحی دالها و پی ها گنجانده نشده است.

۵- طراحی بر اساس آیین نامه های ACI 2014 و AISC 2010 می باشد و در طرح سازه های فولادی از روش Direct Analysis Method استفاده شده است. در رابطه با طراحی فولاد توجه شود که در ویرایش جدید مبحث ۱۰ ایران روش ASD حذف شده است و عملا 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 قبلا 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

۱-ایجاد مدل جدید

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

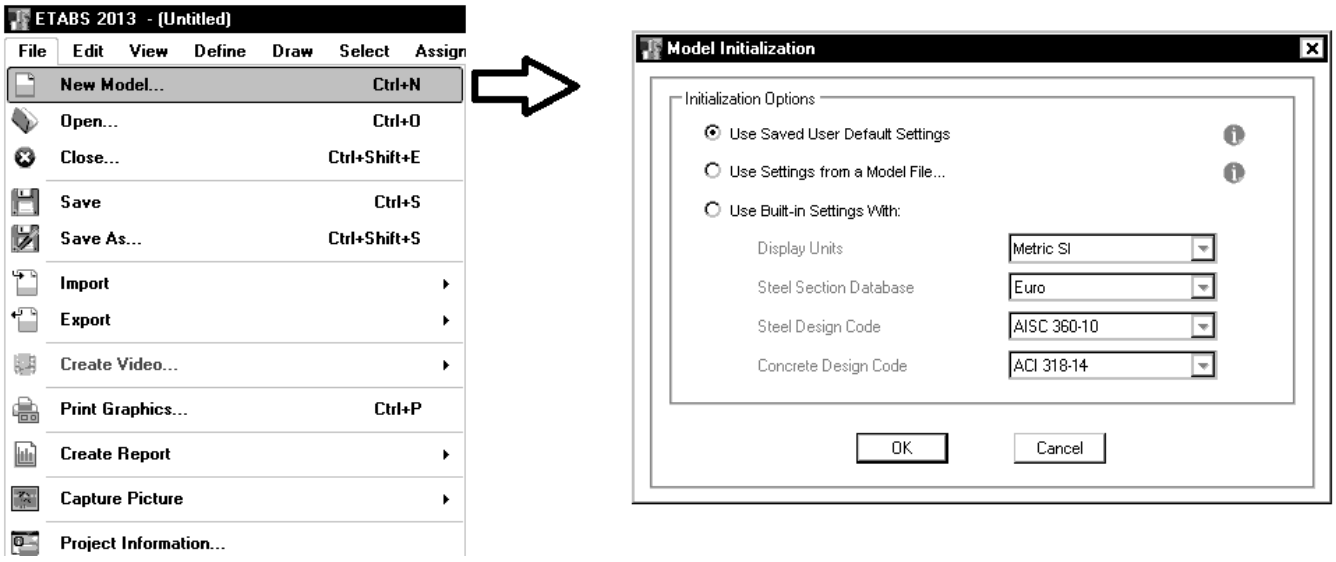
C:\Program Files\Computers and Structures\ETABS 2015\default.edb

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

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

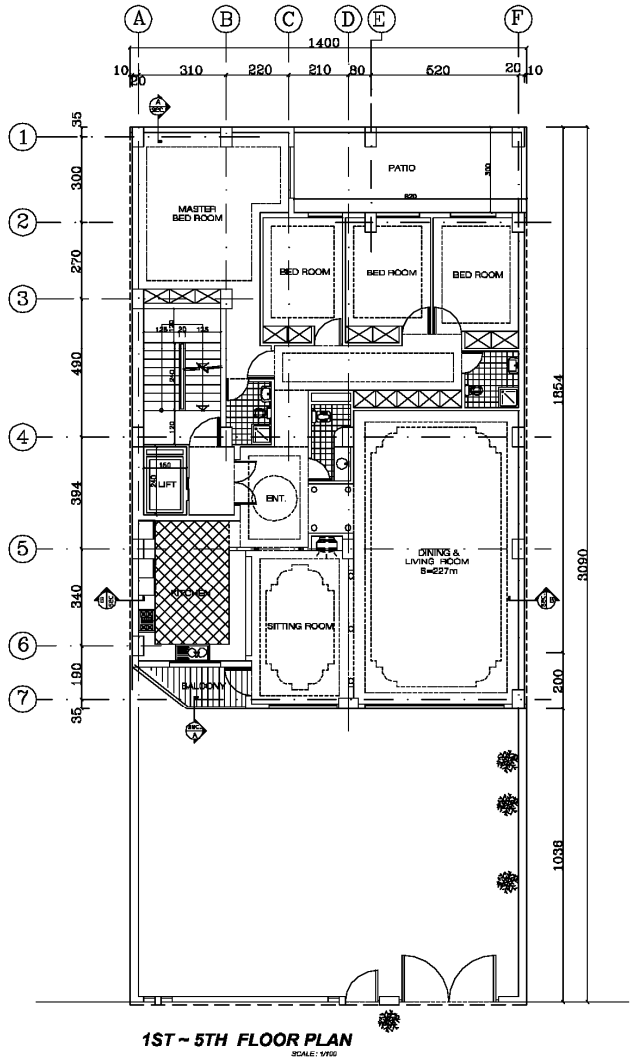
گزینه سوم: هیچ تنظیم و یا تعریف اولیه ای نخواهد بود و کاربر تمامی تعاریف را از ابتدا تنظیم می کند.

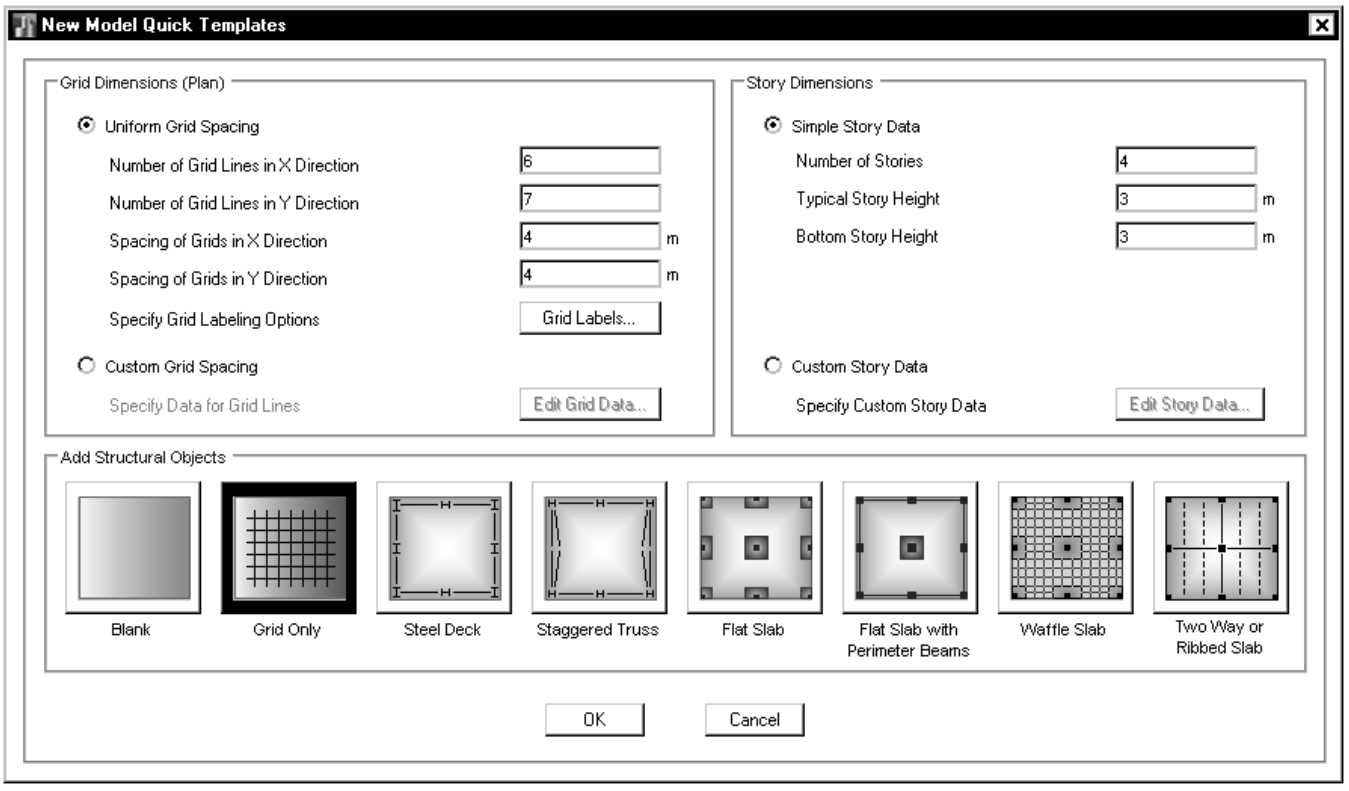
- در قسمت Steel Section Datatbase جدول اشتایل انتخاب می شود که مقاطع فولاد ایرانی همگی برگرفته از Euro می باشند
- آیین نامه فولاد ایران (مبحث ۱۰) برگرفته از آیین نامه فولاد آمریکا سال ۲۰۱۰ می باشد و باید AISC 360-10 انتخاب شود
- گرچه آیین نامه بتن ایران (مبحث نهم) مشابهتی با آیین نامه بتن آمریکا (ACI)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

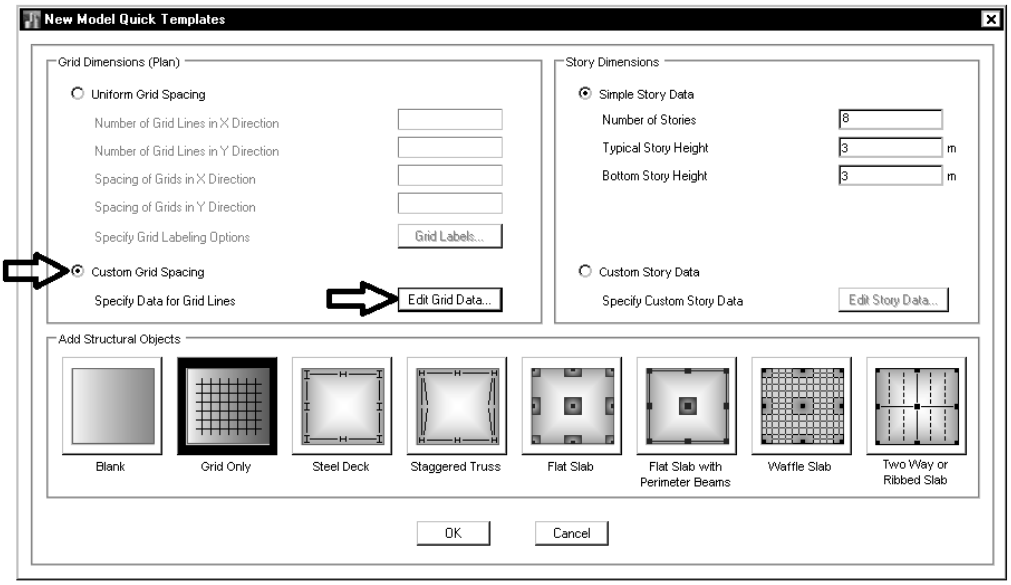


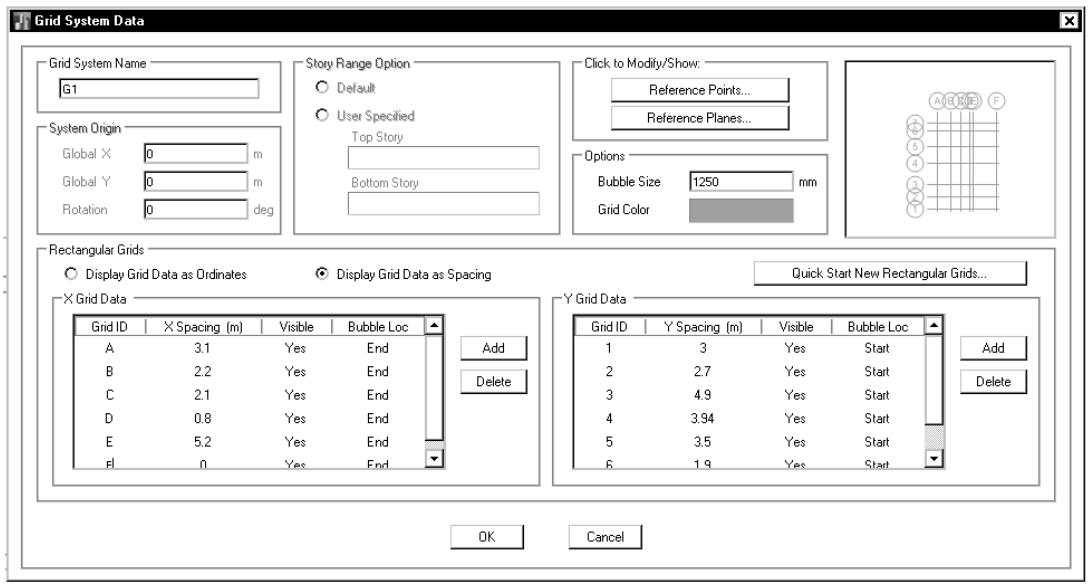
خطوط راهنما (Grid Lines):

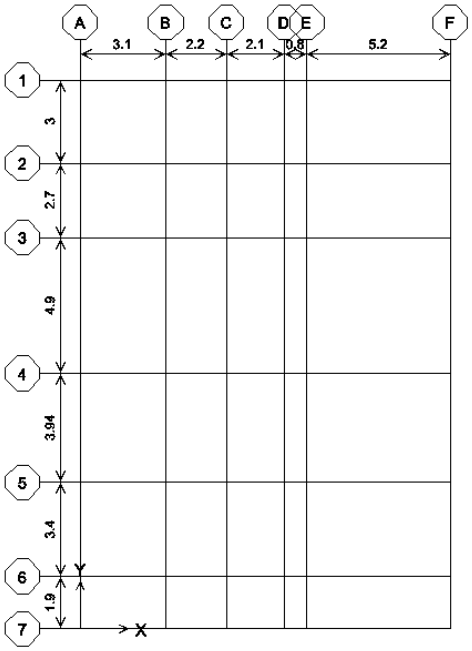
این خطوط در حکم همان آکس ها در نقشه ها می باشند که عموما برای نشان دادن محل قرار گیری ستونها استفاده می شود.

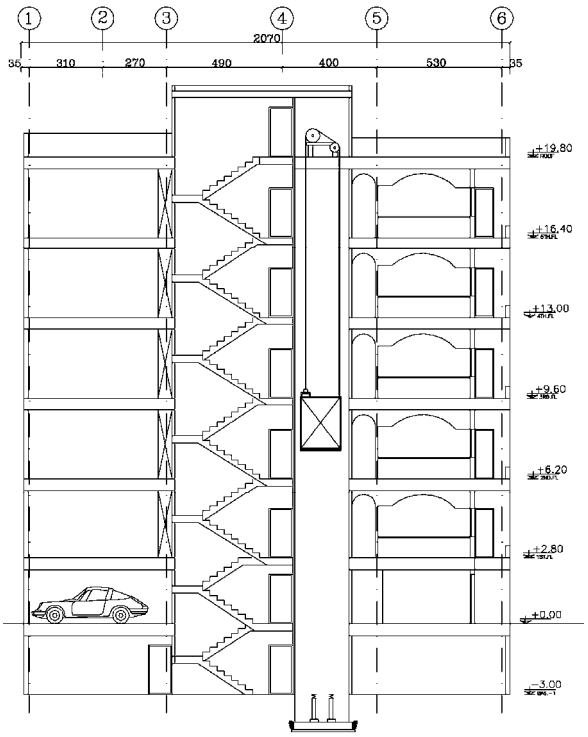


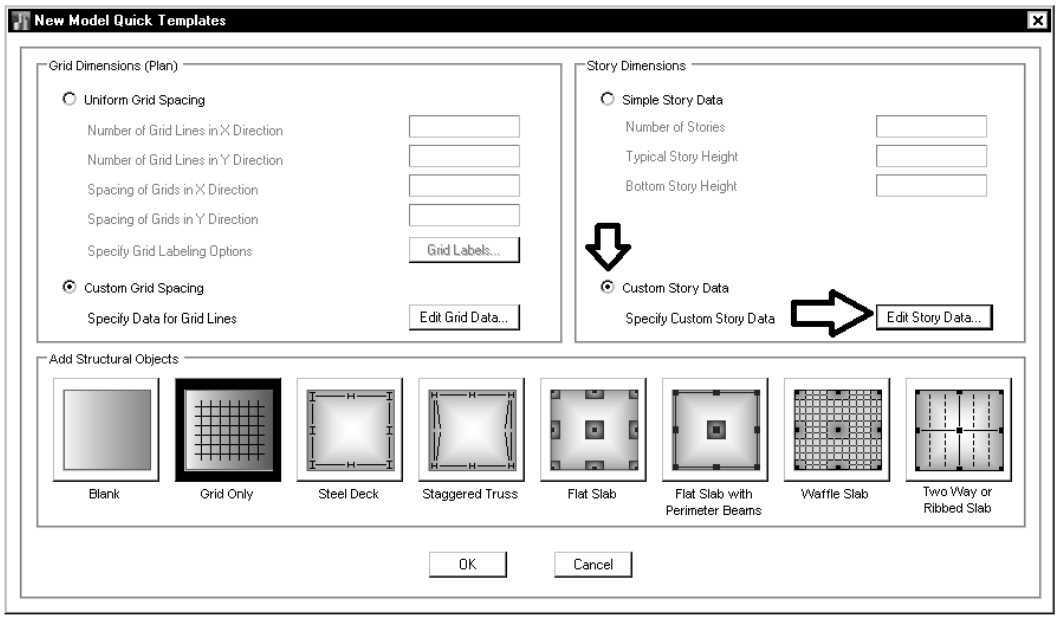


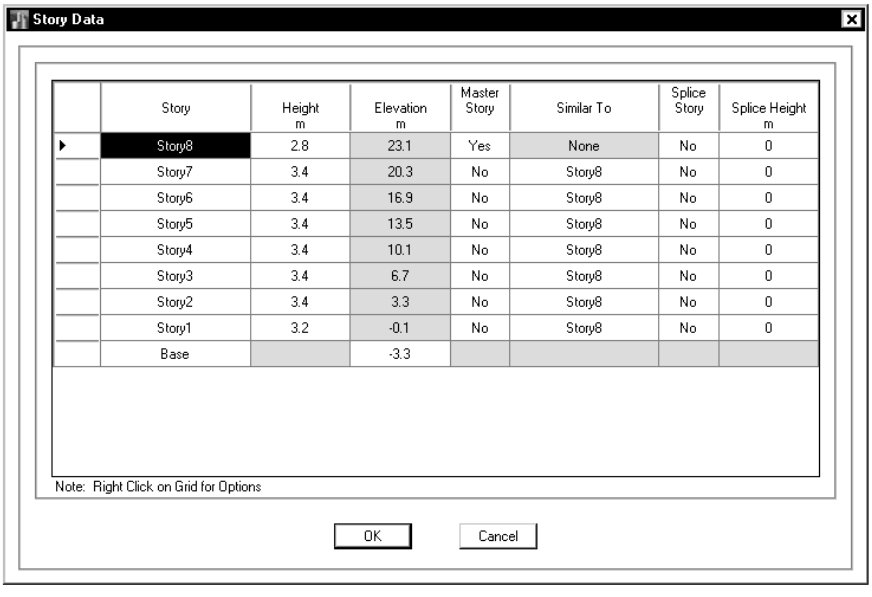

New Model Quick Templates
Grid Dimensions (Plan)
Uniform Grid Spacing
Number of Grid Lines in X Direction
Number of Grid Lines in Y Direction
Spacing of Grids in X Direction
Spacing of Grids in Y Direction
Specify Grid Labeling Options
Grid Labels...
Custom Grid Spacing
Specify Data for Grid Lines
Edit Grid Data...
Story Dimensions
Simple Story Data
Number of Stories
8
Typical Story Height
3
m
Bottom Story Height
3
m
Custom Story Data
Specify Custom Story Data
Edit Story Data...
Add Structural Objects
Blank
Grid Only
Steel Deck
Staggered Truss
Flat Slab
Flat Slab with Perimeter Beams
Waffle Slab
Two Way or Ribbed Slab
OK
Cancel


Grid System Data
Grid System Name
G1
System Origin
Global X
0
m
Global Y
0
m
Rotation
0
deg
Story Range Option
Default
User Specified
Top Story
Bottom Story
Click to Modify/Show:
Reference Points...
Reference Planes...
Options
Bubble Size
1250
mm
Grid Color
Rectangular Grids
Display Grid Data as Ordinates
Display Grid Data as Spacing
Quick Start New Rectangular Grids...
X Grid Data
Grid ID | X Spacing (m) | Visible | Bubble Loc
A 3.1 Yes End
B 2.2 Yes End
C 2.1 Yes End
D 0.8 Yes End
E 5.2 Yes End
Add
Delete
Y Grid Data
Grid ID | Y Spacing (m) | Visible | Bubble Loc
1 3 Yes Start
2 2.7 Yes Start
3 4.9 Yes Start
4 3.94 Yes Start
5 3.5 Yes Start
Add
Delete
OK
Cancel

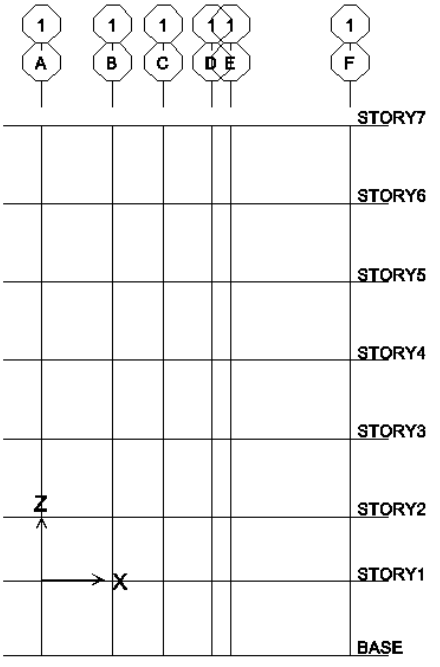

A
B
C
D
E
F
3.1
2.2
2.1
0.8
5.2
1
2
3
4
5
6
7
3
2.7
4.9
3.94
3.4
1.9
Y
X





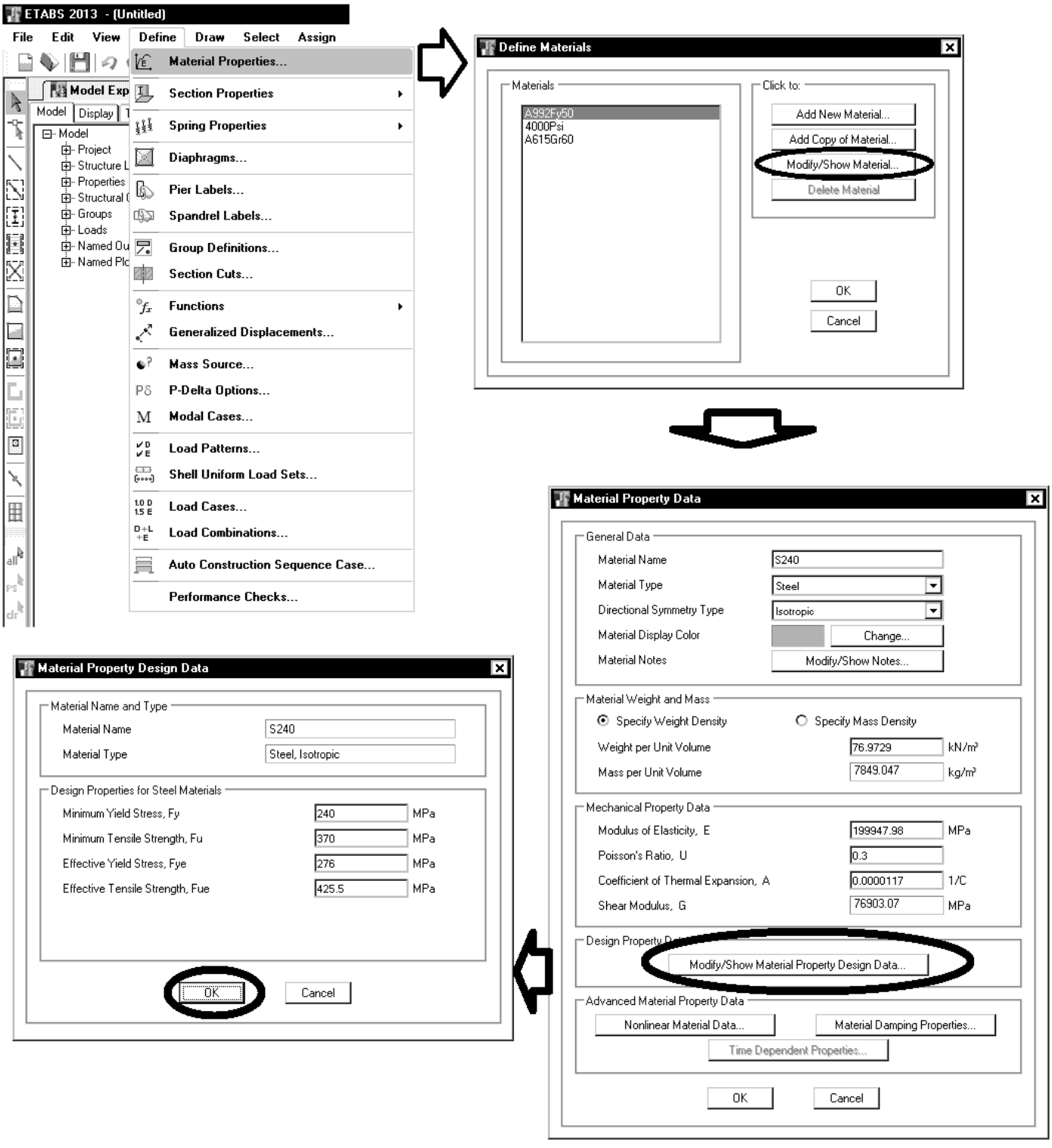


	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m
▶	Story8	2.8	23.1	Yes	None	No	0
	Story7	3.4	20.3	No	Story8	No	0
	Story6	3.4	16.9	No	Story8	No	0
	Story5	3.4	13.5	No	Story8	No	0
	Story4	3.4	10.1	No	Story8	No	0
	Story3	3.4	6.7	No	Story8	No	0
	Story2	3.4	3.3	No	Story8	No	0
	Story1	3.2	-0.1	No	Story8	No	0
	Base		-3.3				



۲-تعریف مشخصات مصالح

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



۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب R_y عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده، که به منظور در نظرگرفتن 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 رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \qquad (۱۰-۳-۲-۱)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شدهٔ فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب R_y باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

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

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	۱/۳۵
سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	۱/۱۵

8.5 — Modulus of elasticity

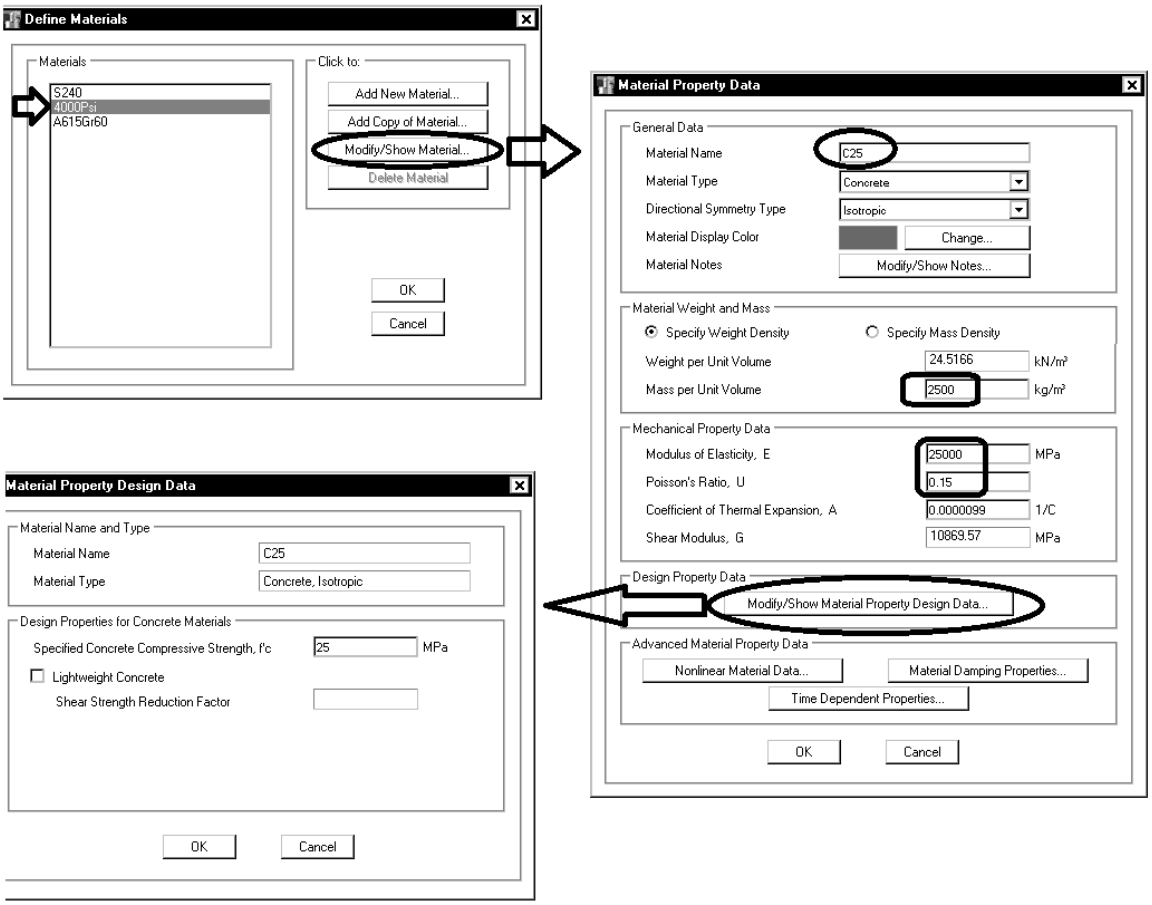
8.5.1 — Modulus of elasticity, E_c, for concrete shall be permitted to be taken as $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ (in MPa) for values of w_c between 1440 and 2560 kg/m^3. For normalweight concrete, E_c shall be permitted to be taken as $4700 \sqrt{f'_c}$.

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

$$f'_c = 25\ MPa$$

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

$$v = 0.15$$



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

تعریف مشخصات میلگردها:

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

۹-۲۳-۲-۱-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = ۱/۲۵ f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

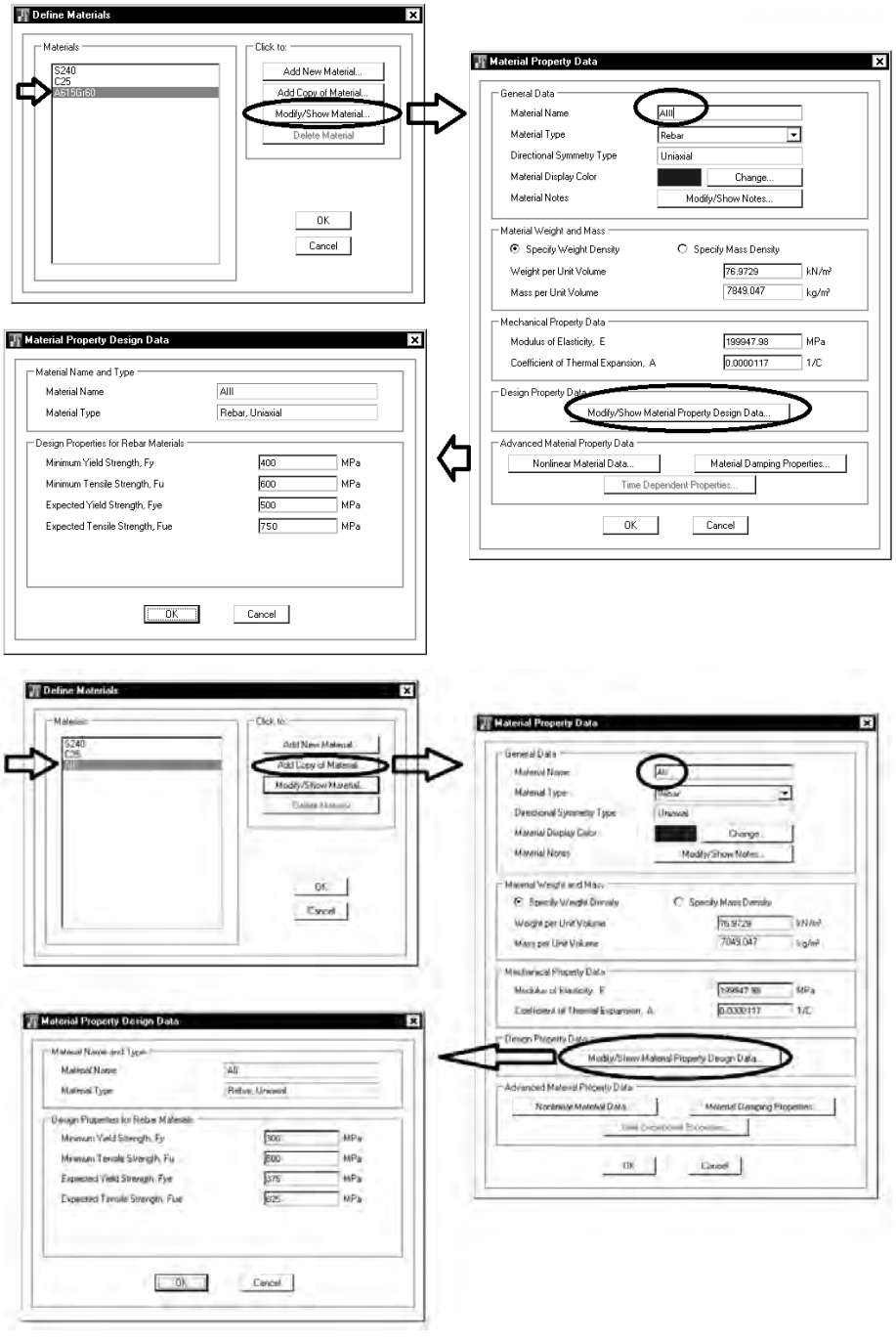
۹-۲۳-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

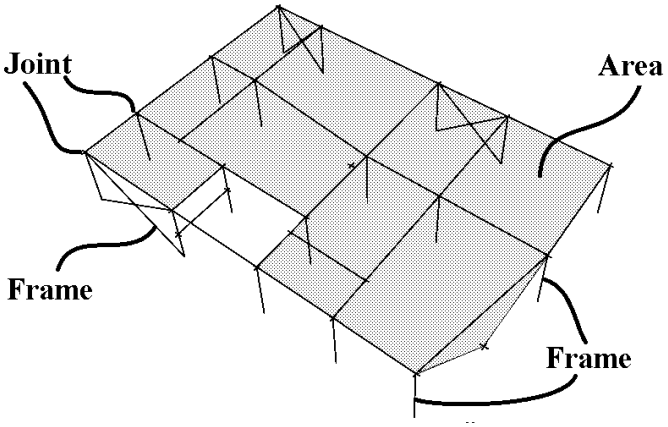
۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ و ۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u، باید بر اساس تنش کشش برابر $۱/۴۷ f_{yd}$ 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.

=1.47*0.85 Fy=1.25*Fy

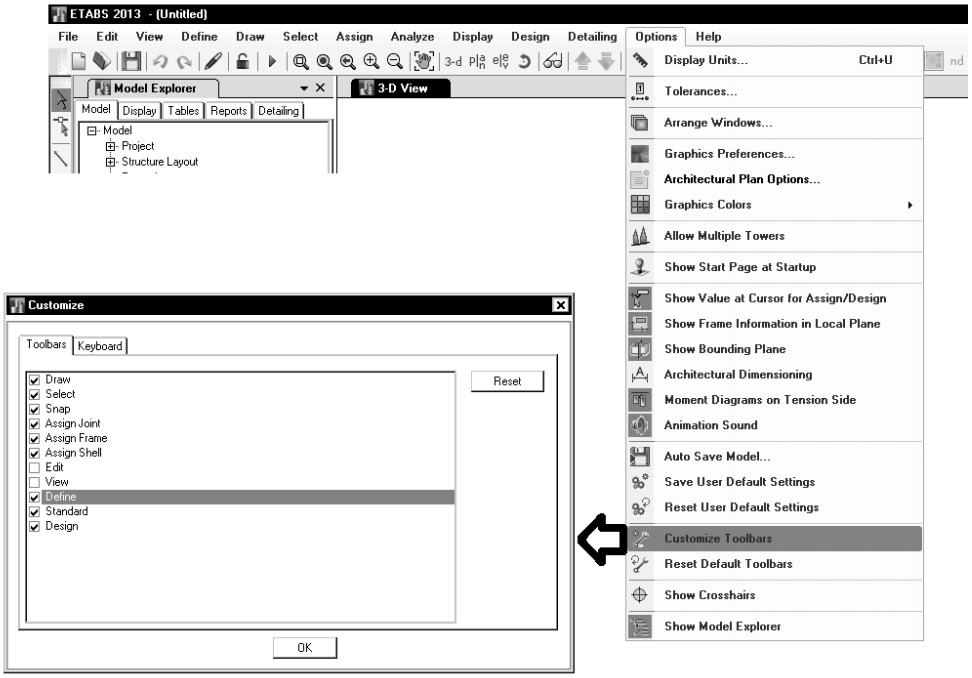


اجزای تشکیل دهنده مدل در ایتبس:

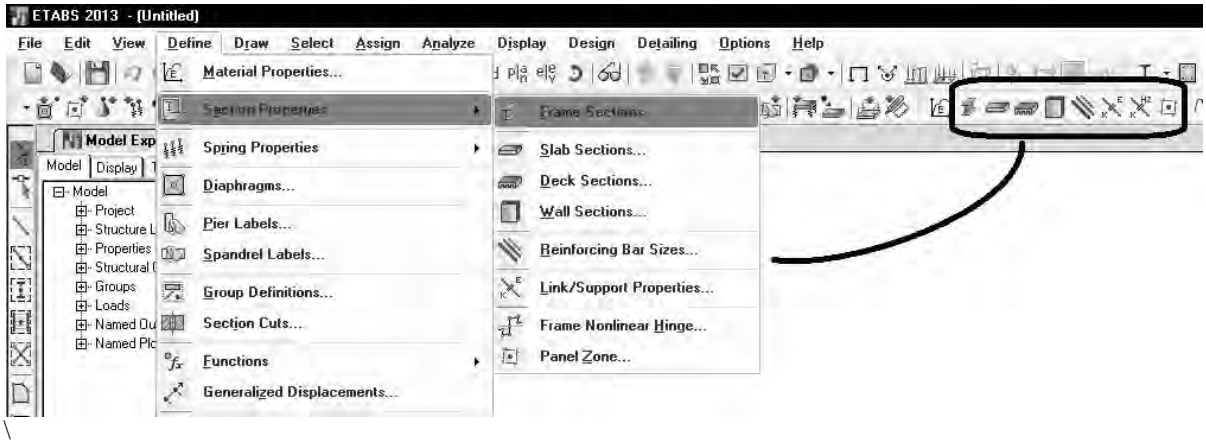


۳-تعریف مقاطع تیرها، ستونها و اعضای سازه ای (Frame)

قبل از تعریف مقاطع بهتر است منوی ایتبس را به صورت زیر تکمیل کنیم:

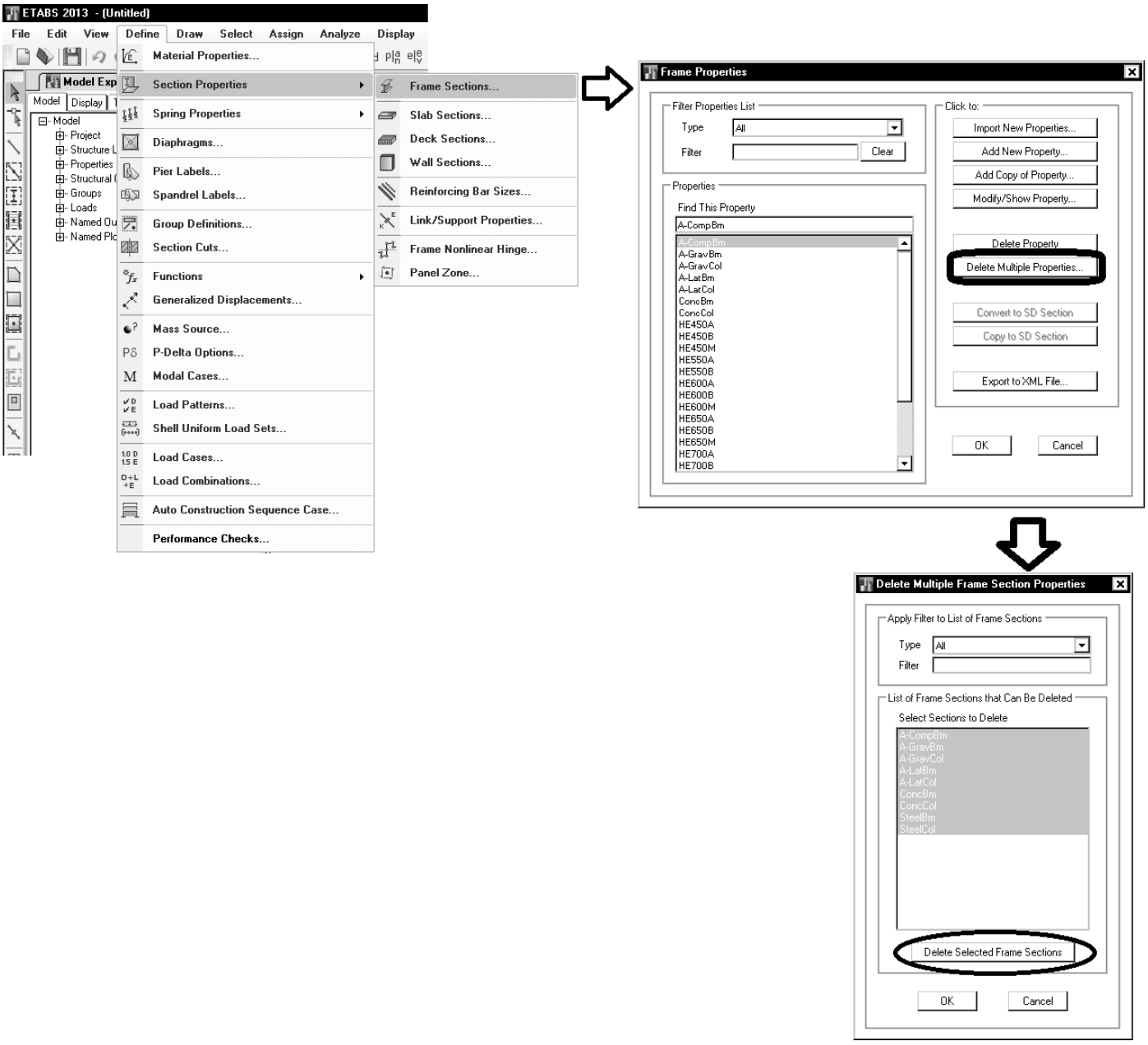


برای تعریف مقاطع تیرها، ستونها، بادبندها و دیگر اعضا از Frame Sections استفاده می کنیم:

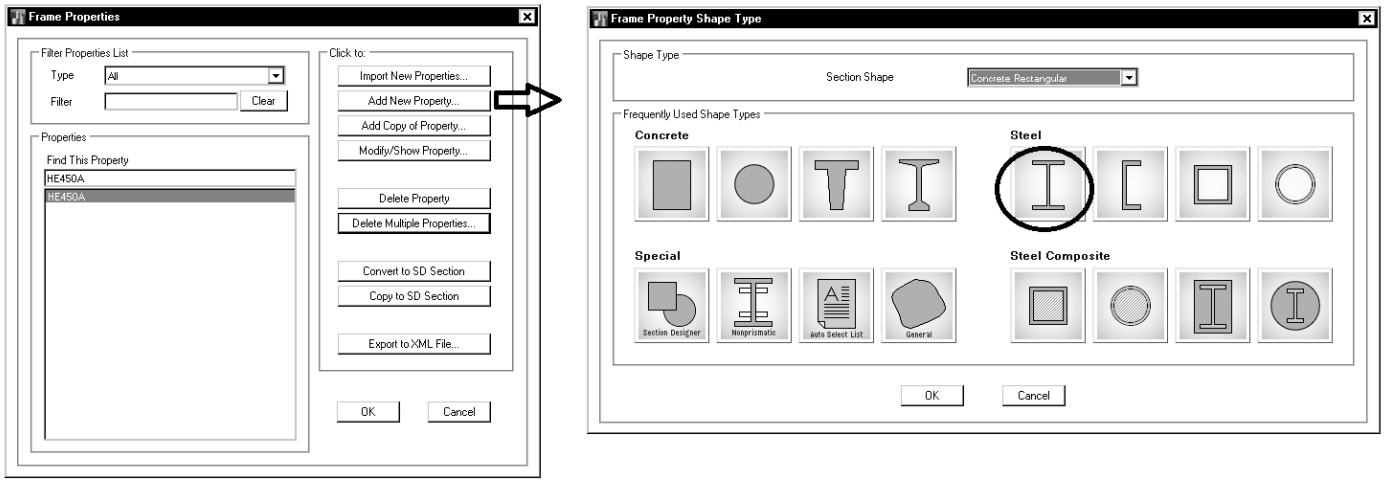


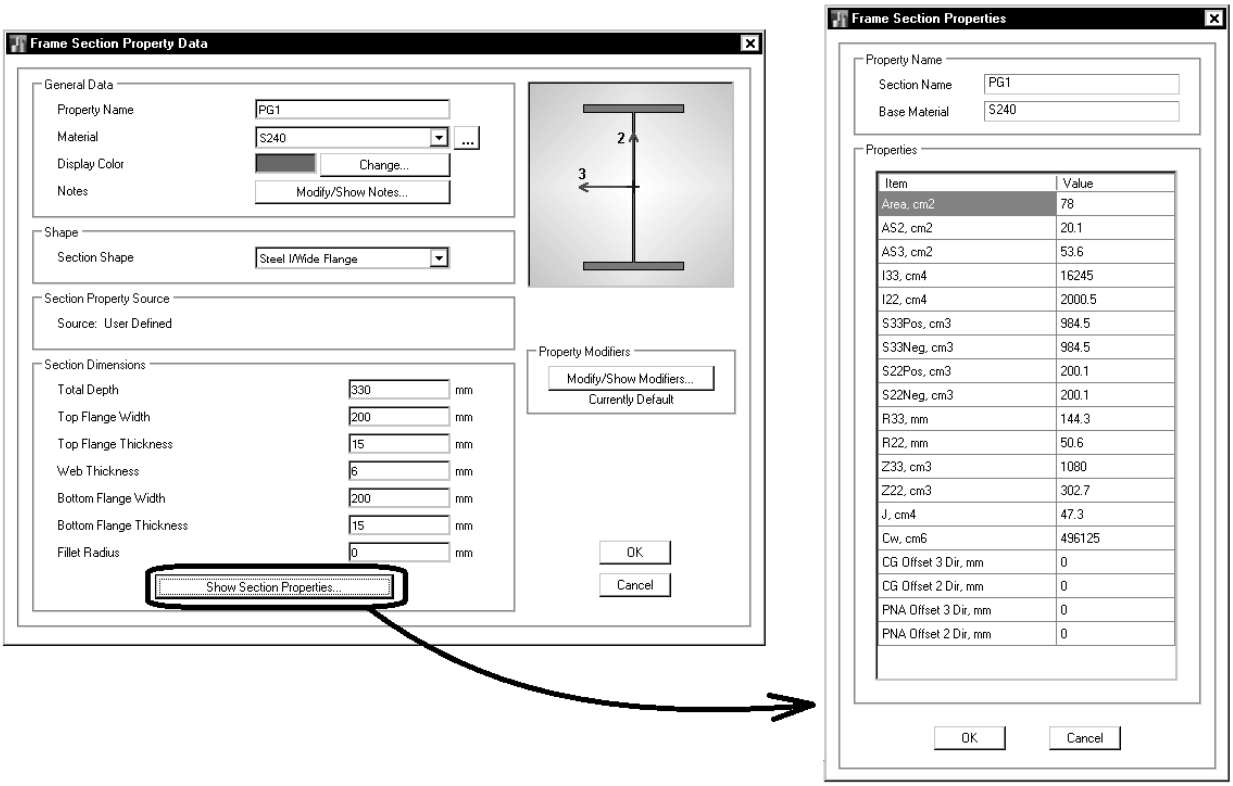
بهتر است مقاطعی را که از قبل در لیست تعریف شده اند را حذف نمایید تا لیست مقاطع شلوغ نباشد.

این مقاطع در ایران موجود نیست و نیازی به آنها نخواهد بود:

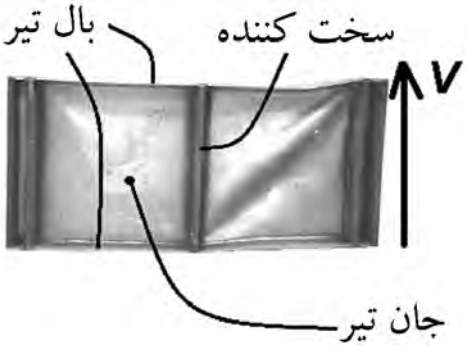


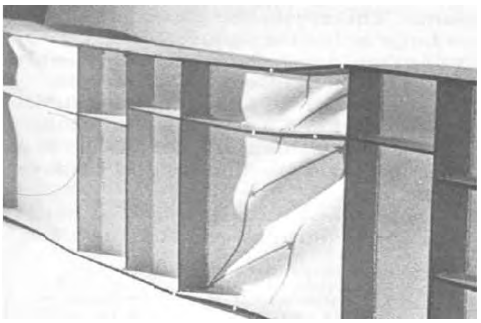
پس از حذف مقاطع پیش فرض ایتبس، مقاطع مورد نیاز خود را تعریف نمایید. در سازه های فولادی مقطع I شکل یکی از پرکاربرد ترین مقاطع می باشد. مقاطع I شکل از نظر نحوه ساخت به دو نوع مقاطع نورد شده (IPE) و تیرورقها طبقه بندی می شوند. تیرورق ها را می توان از طریق Add New Property... تعریف نمود. IPE ها را می توان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





معیارهای انتخاب ابعاد مقاطع





جدول ۱۰-۳-۴-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	مثال‌های نمونه
اجزای با یک لبه مشکی	۱	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق، ناودانی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله و ساق برجسته نبشی‌های دوبل به هم چسبیده	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (11)	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (8.66)	
	۴	بال‌های متقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)	b/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳] (18.47)	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳] (15.88)	
		بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته‌شده از ورق	b/t			
		ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی‌شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌روند.	d/t			
۶		جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند.	h/t_w	برای $C_a \le 0.125$: $\frac{3.76}{F_y}\sqrt{E}(1-2.75C_a)$ (111)	برای $C_a \le 0.125$: $\frac{2.45}{F_y}\sqrt{E}(1-0.93C_a)$ (70.7)	
		ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند.	h/t	برای $C_a > 0.125$: $\frac{1.12}{F_y}\sqrt{E}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	برای $C_a > 0.125$: $\frac{0.77}{F_y}\sqrt{E}(2.93-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	
		جان مقاطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند.	h/t			

17.32

32.33

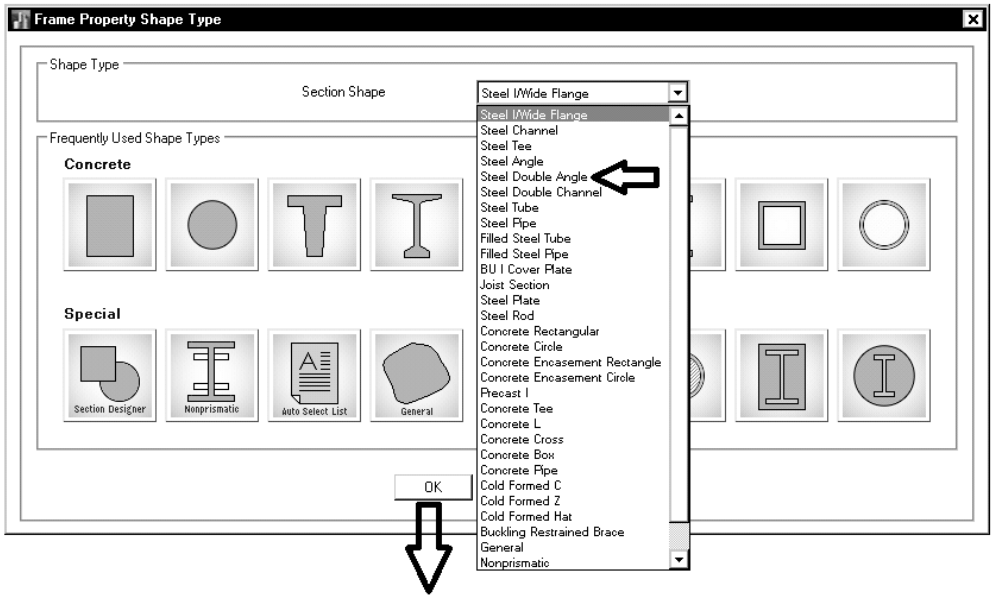
[۲] در مقاطع I شکل قوطی‌شده و مقاطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت دراعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند به $0.6\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

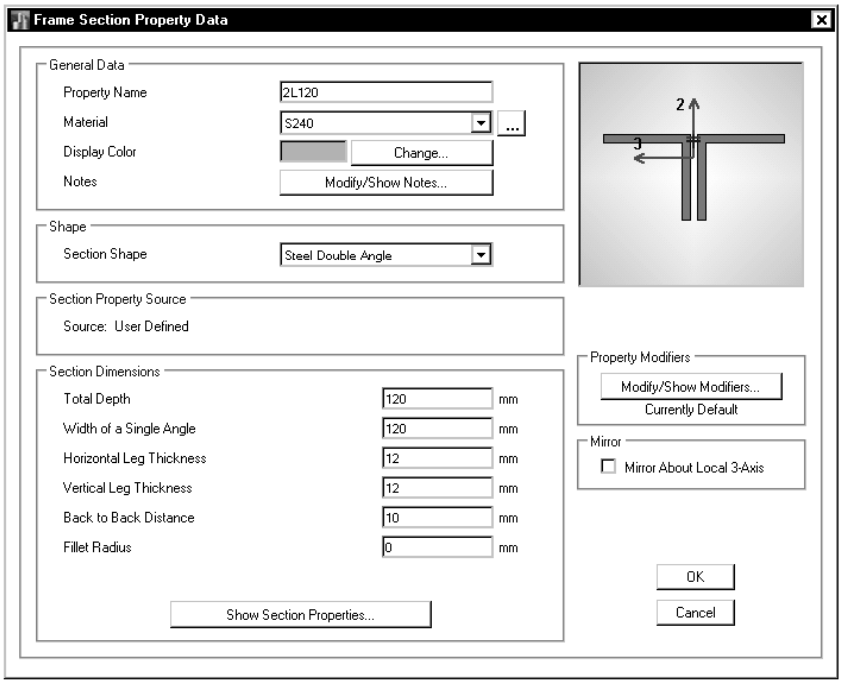
[۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق در صورتی‌که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، می‌تواند به $1.12\sqrt{E/F_y}$ محدود شود.

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی

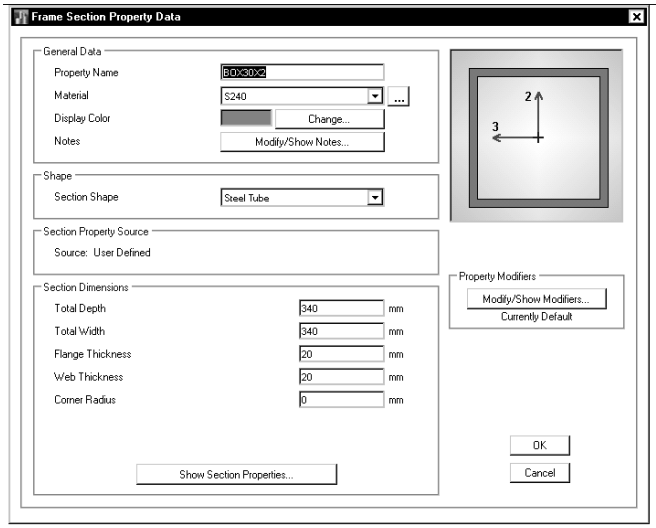
در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه می‌رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می‌گردد.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

موارد کاربر جفت نبشی:





مقطع باکس:



انواع ستونهای فولادی رایج و موارد کاربرد آنها:

وصله ستونها:

۱۰-۳-۵-۲ الزامات طراحی لرزه‌ای وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۵-۲-۱ موقعیت وصلهٔ ستون‌ها

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

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

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

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

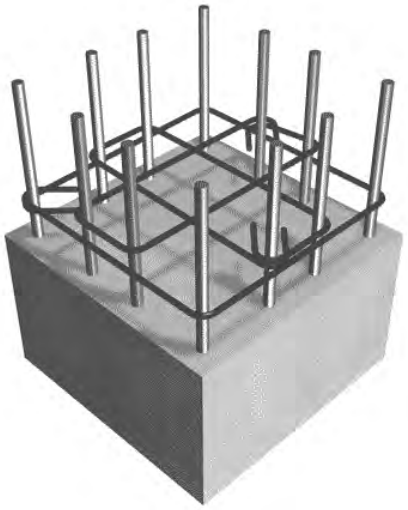
ب) اتصال وصلهٔ ستون به هر یک از دو قطعهٔ ستون وصله‌شونده باید با یک نوع وسیلهٔ اتصال، جوش یا پیچ پر مقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.

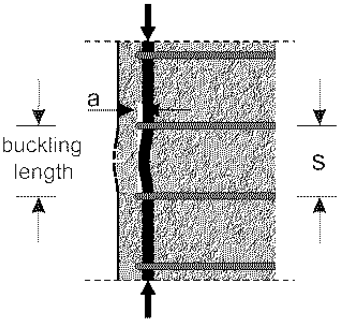
پ) در وصلهٔ لب به لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۶ صورت گیرد.

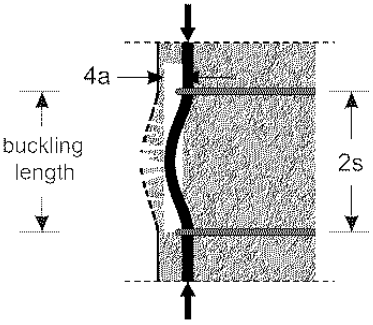
ت) در وصلهٔ ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۱ به ۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

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

۳-۱- مقطع ستون مستطیلی بتنی





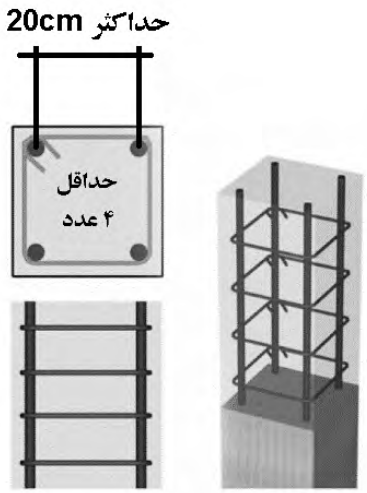


۹-۱۴-۸ ابعاد طراحی برای قطعات فشاری

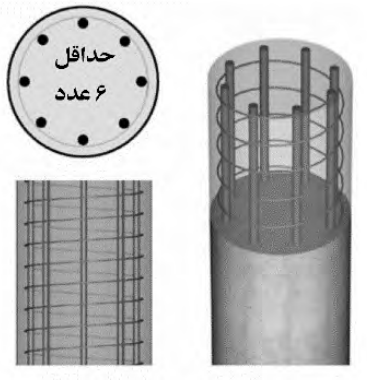
۹-۱۴-۸-۱ پس از تحلیل سازه و تعیین مقادیر نیروهای موثر در طراحی که به ازای سختی نظیر مقطع ترک خورده قطعات انجام می‌پذیرد، برای طراحی قطعات میله‌ای و تعیین مقدار آرماتور فشاری می‌توان محدودیتهای بندهای ۹-۱۴-۸-۲ و ۹-۱۴-۸-۳ را مورد استفاده قرار داد.

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

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



(a) Rectangular tied Column



(b) Round spiral Column

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

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

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

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

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

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

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

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

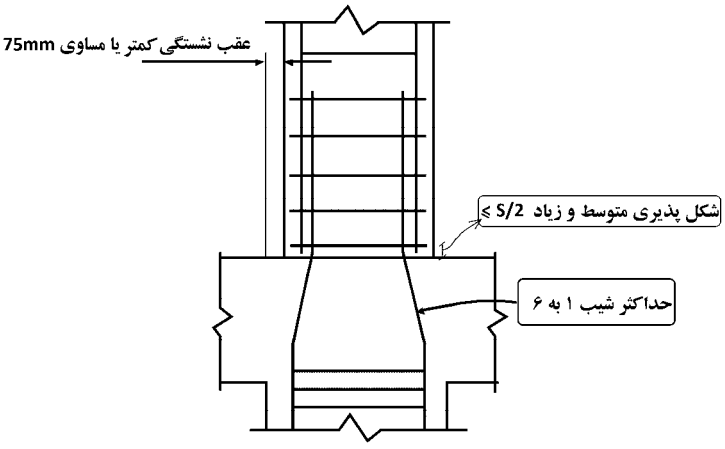
۹-۱۴-۱۱-۳ میلگردهای انتظار خم شده

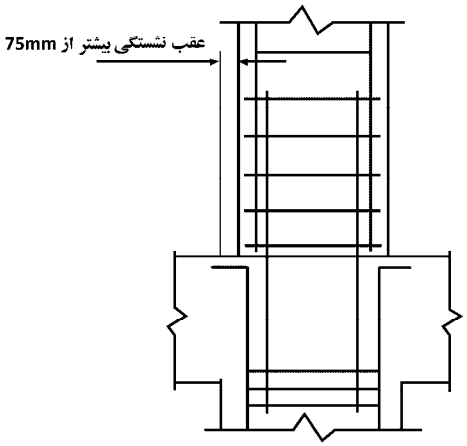
۹-۱۴-۱۱-۳-۱ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

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

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

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





۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۲-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

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

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

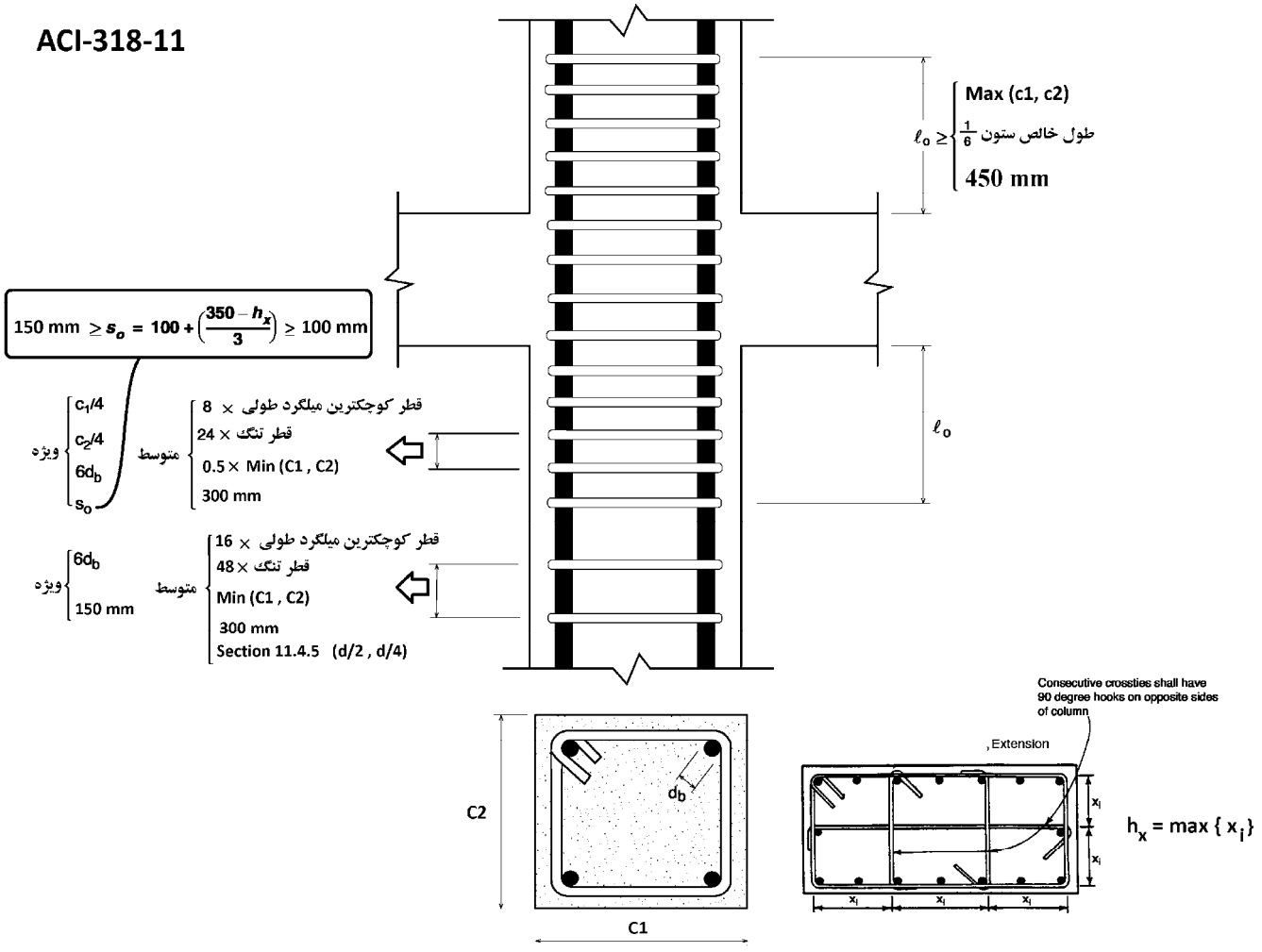
۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

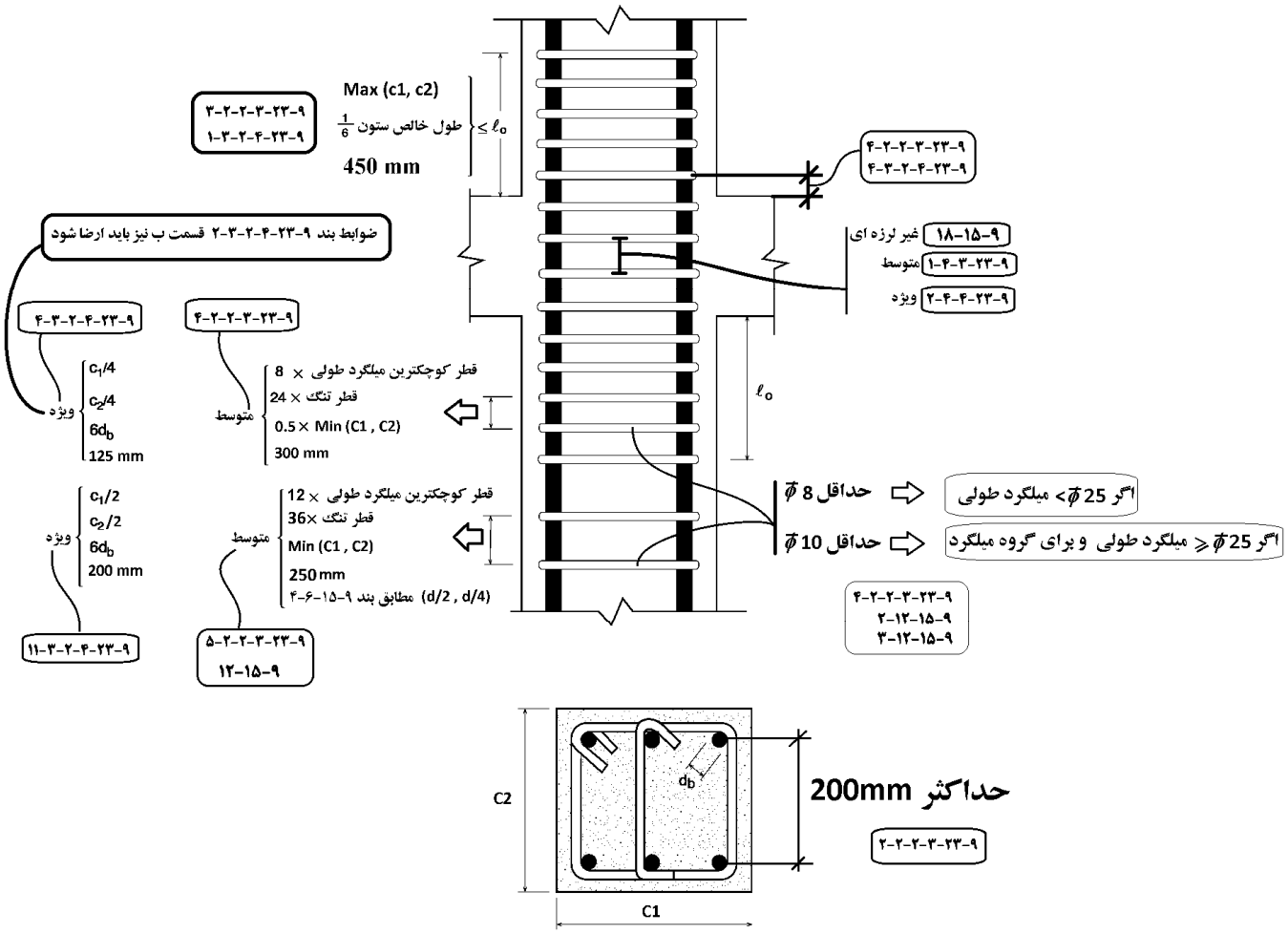
۹-۲۳-۴-۲-۲ آرماتور طولی

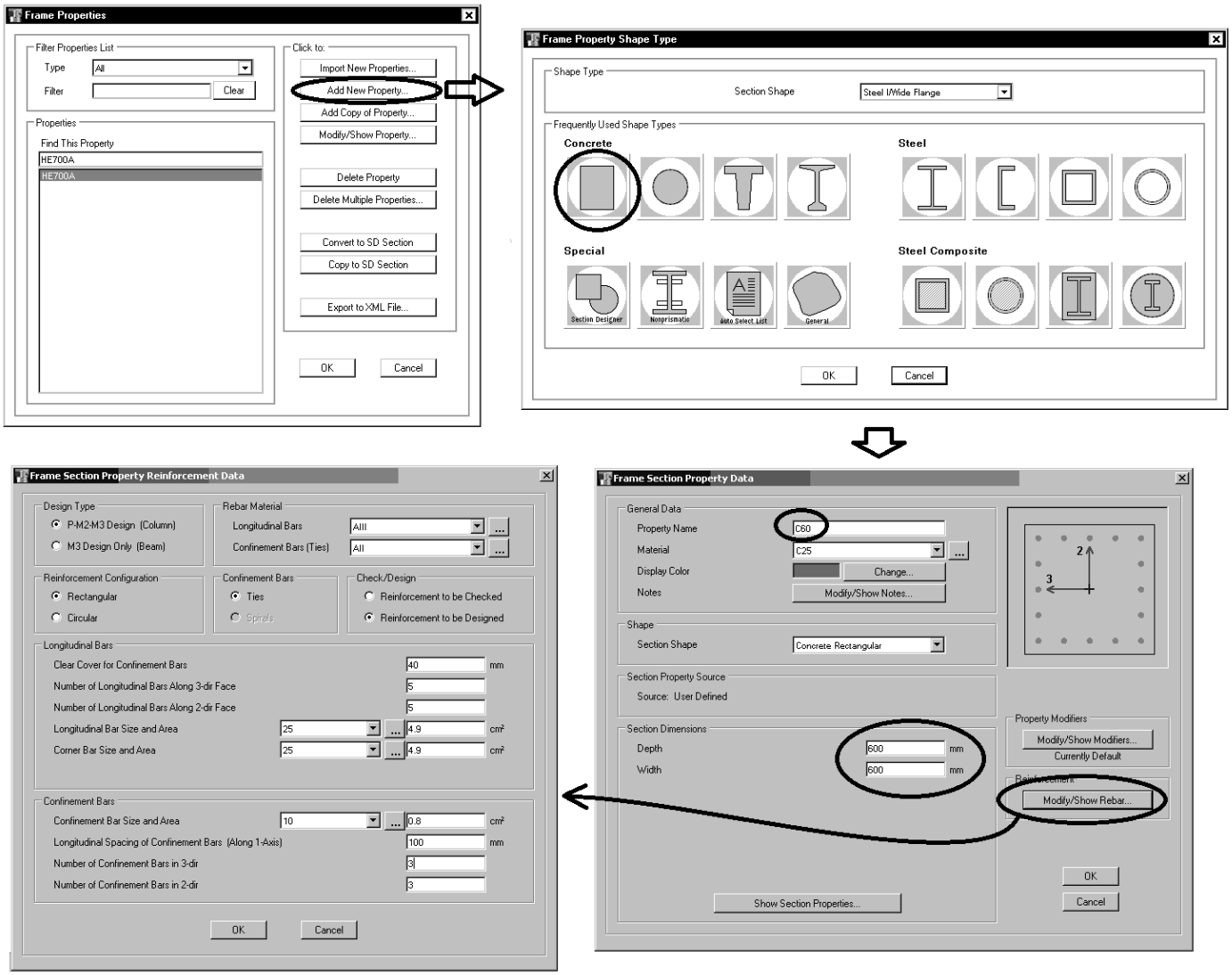
۹-۲۳-۴-۲-۲-۱ در این اعضاء نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S۴۰۰ است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

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

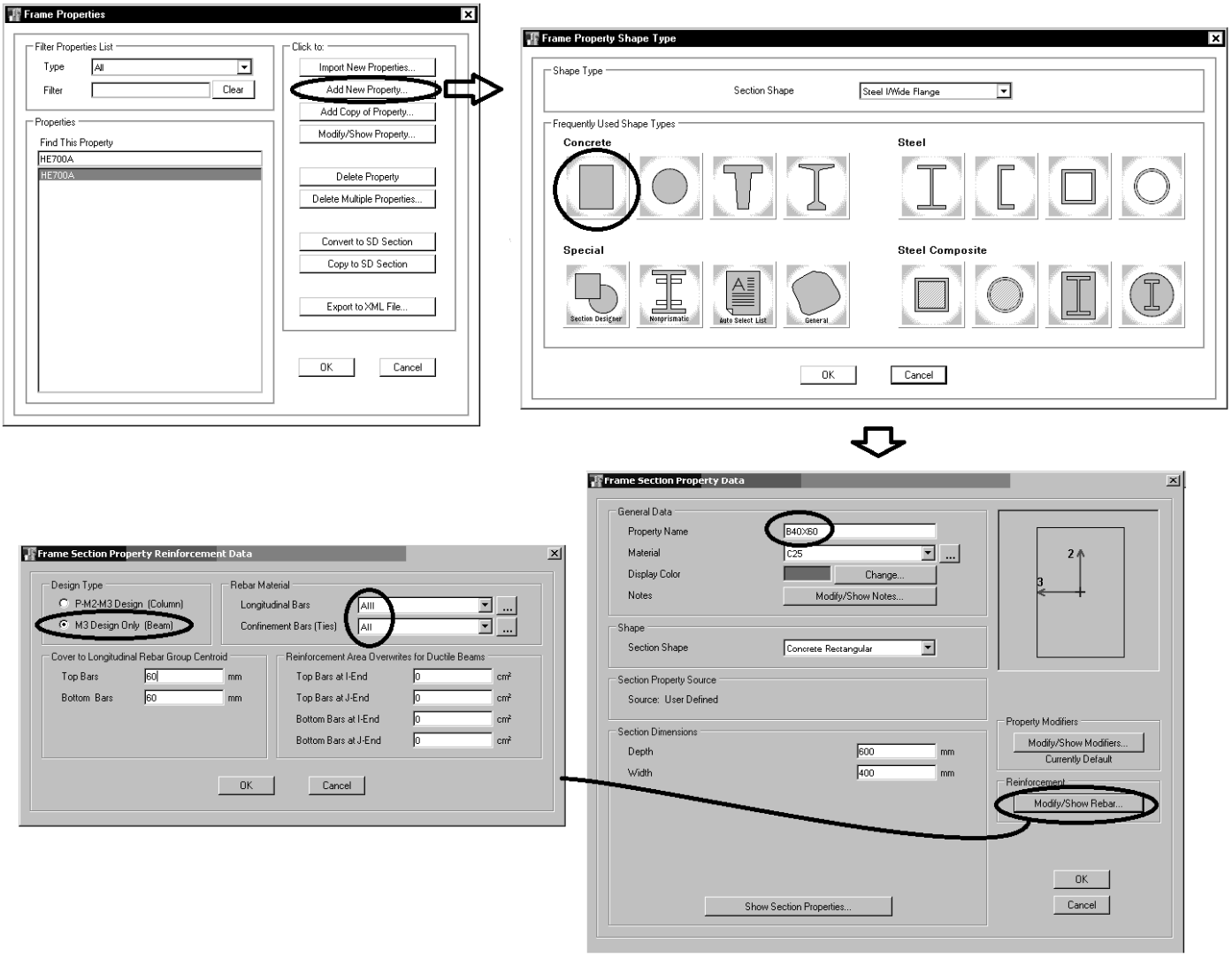


ضوابط مبحث نهم در رابطه با فواصل تنگها:

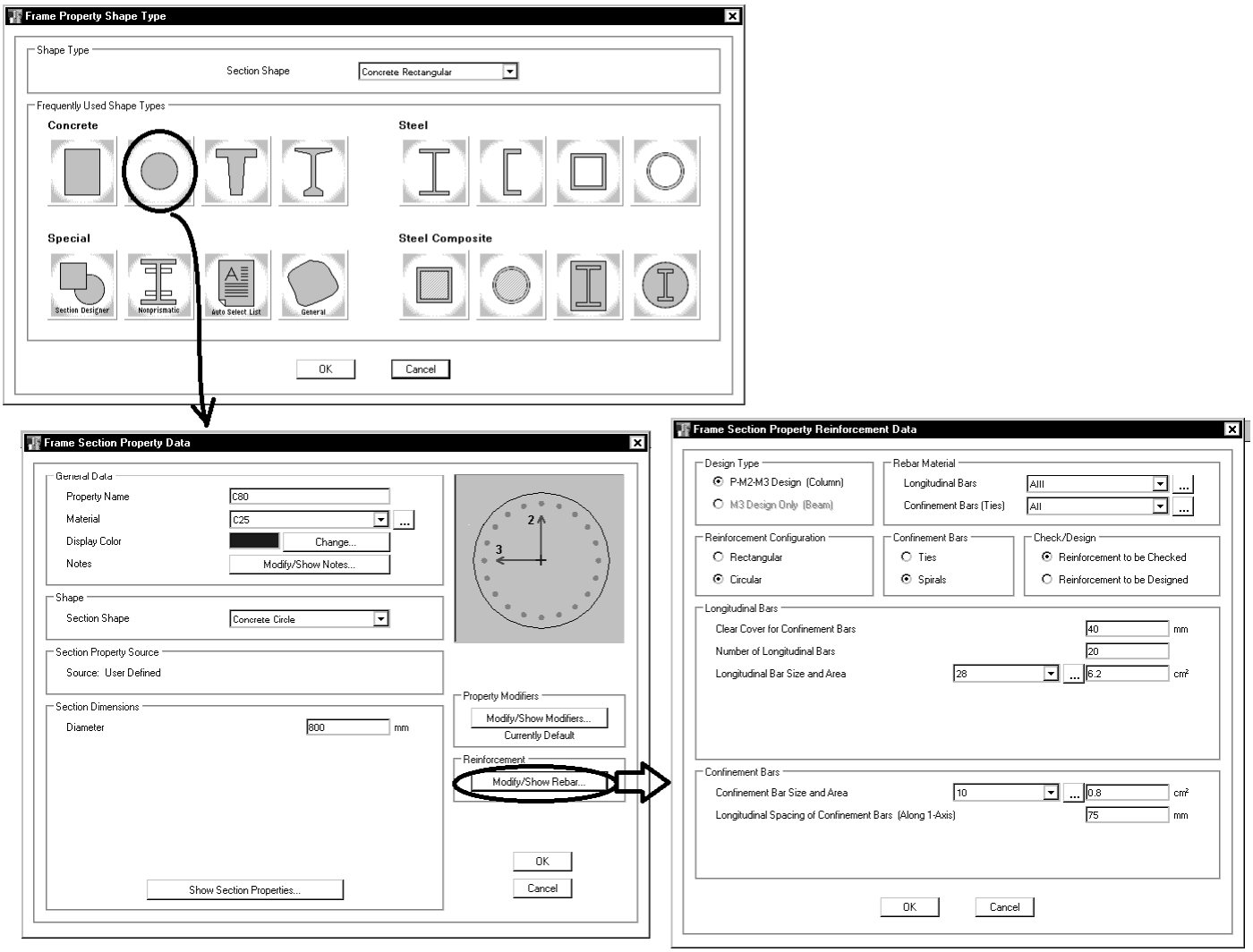



Frame Properties
Filter Properties List
Type
All
Filter
Clear
Properties
Find This Property
HE700A
HE700A
Click to:
Import New Properties...
Add New Property...
Add Copy of Property...
Modify/Show Property...
Delete Property
Delete Multiple Properties...
Convert to SD Section
Copy to SD Section
Export to XML File...
OK
Cancel
Frame Property Shape Type
Shape Type
Section Shape
Steel I/Wide Flange
Frequently Used Shape Types
Concrete
Steel
Special
Steel Composite
Section Designer
Nonprismatic
Auto Select List
General
OK
Cancel
Frame Section Property Reinforcement Data
Design Type
P-M2-M3 Design (Column)
M3 Design Only (Beam)
Rebar Material
Longitudinal Bars
A III
Confinement Bars (Ties)
All
Reinforcement Configuration
Rectangular
Circular
Confinement Bars
Ties
Spirals
Check/Design
Reinforcement to be Checked
Reinforcement to be Designed
Longitudinal Bars
Clear Cover for Confinement Bars
40
mm
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face
5
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face
5
Longitudinal Bar Size and Area
25
4.9
cm²
Corner Bar Size and Area
25
4.9
cm²
Confinement Bars
Confinement Bar Size and Area
10
0.8
cm²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)
100
mm
Number of Confinement Bars in 3-dir
3
Number of Confinement Bars in 2-dir
3
OK
Cancel
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
C60
Material
C25
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Concrete Rectangular
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Depth
600
mm
Width
600
mm
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
Reinforcement
Modify/Show Rebar...
Show Section Properties...
OK
Cancel
2
3

۳-۲- مقطع تیر بتنی



۳-۳- مقطع ستون دایره ای بتنی



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

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

$$\rho_s = ۰/۶(\frac{A_g}{A_c}-۱)\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (۹-۱۴-۸)$$

۹-۱۴-۹-۴ دورپیچ‌ها

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

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

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

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

۹-۱۴-۹-۴-۴ گام دورپیچ نباید از $\frac{۱}{۶}$ قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

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

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

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

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

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

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

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

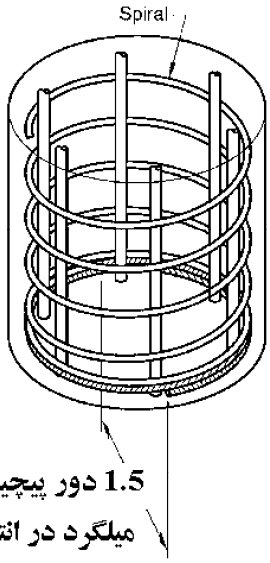
پ- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر

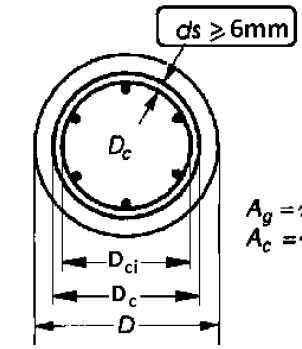
۹-۱۴-۹-۴-۱۰ درصورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند، اختیار شود:

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

ب- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتراز ۶۰۰ میلی‌متر

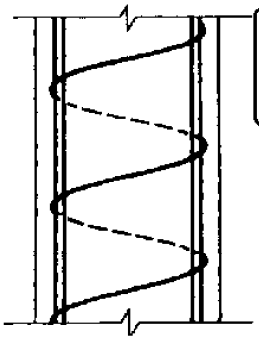
۹-۱۴-۹-۴-۱۱ مهارکردن دورپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود.





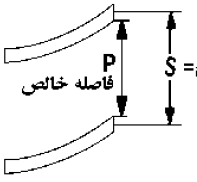
$A_g = \pi D^2/4$

$A_c = \pi D_c^2/4$



$S \leq D_{ci}/6$

$25mm \leq P \leq 75mm$



۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۳ آرماتور عرضی

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

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

$$\rho_s = ۰/۱۸ \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \qquad (۹-۲۳-۱)$$

$$\rho_s = ۰/۶۹(\frac{A_g}{A_c}-۱)\frac{f_{cd}}{f_{yh}} \qquad (۹-۲۳-۲)$$

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

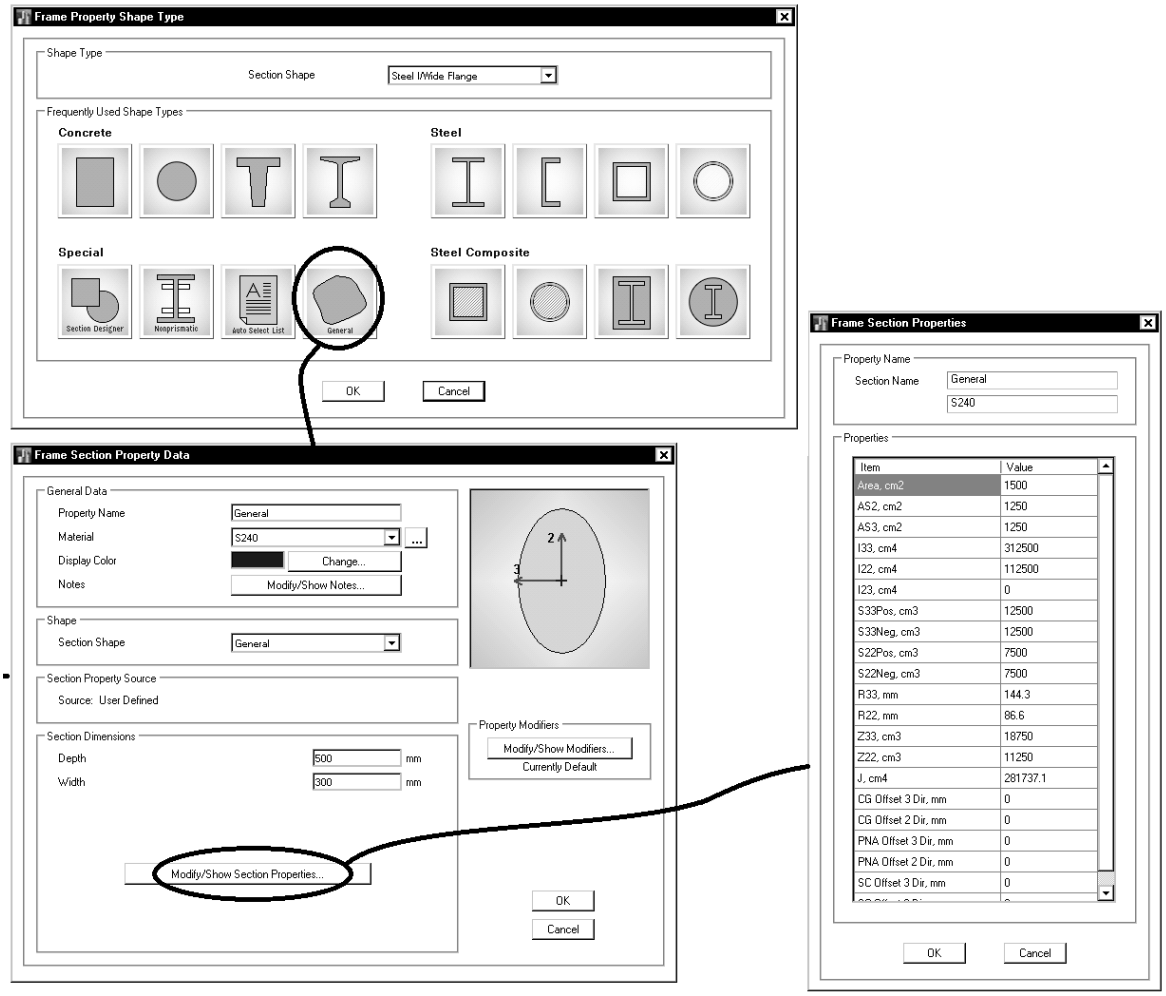
$$\rho_s = \frac{\pi (d_s)^2}{D_c S} \geq ۰/۶(\frac{A_g}{A_c}-۱)\frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ستونهای با شکل پذیری زیاد

$$\rho_s = \frac{\pi (d_s)^2}{D_c S} \geq \begin{cases} ۰/۱۸ \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \\ ۰/۶۹(\frac{A_g}{A_c}-۱)\frac{f_{cd}}{f_{yh}} \end{cases}$$

۳-۴- مقطع general

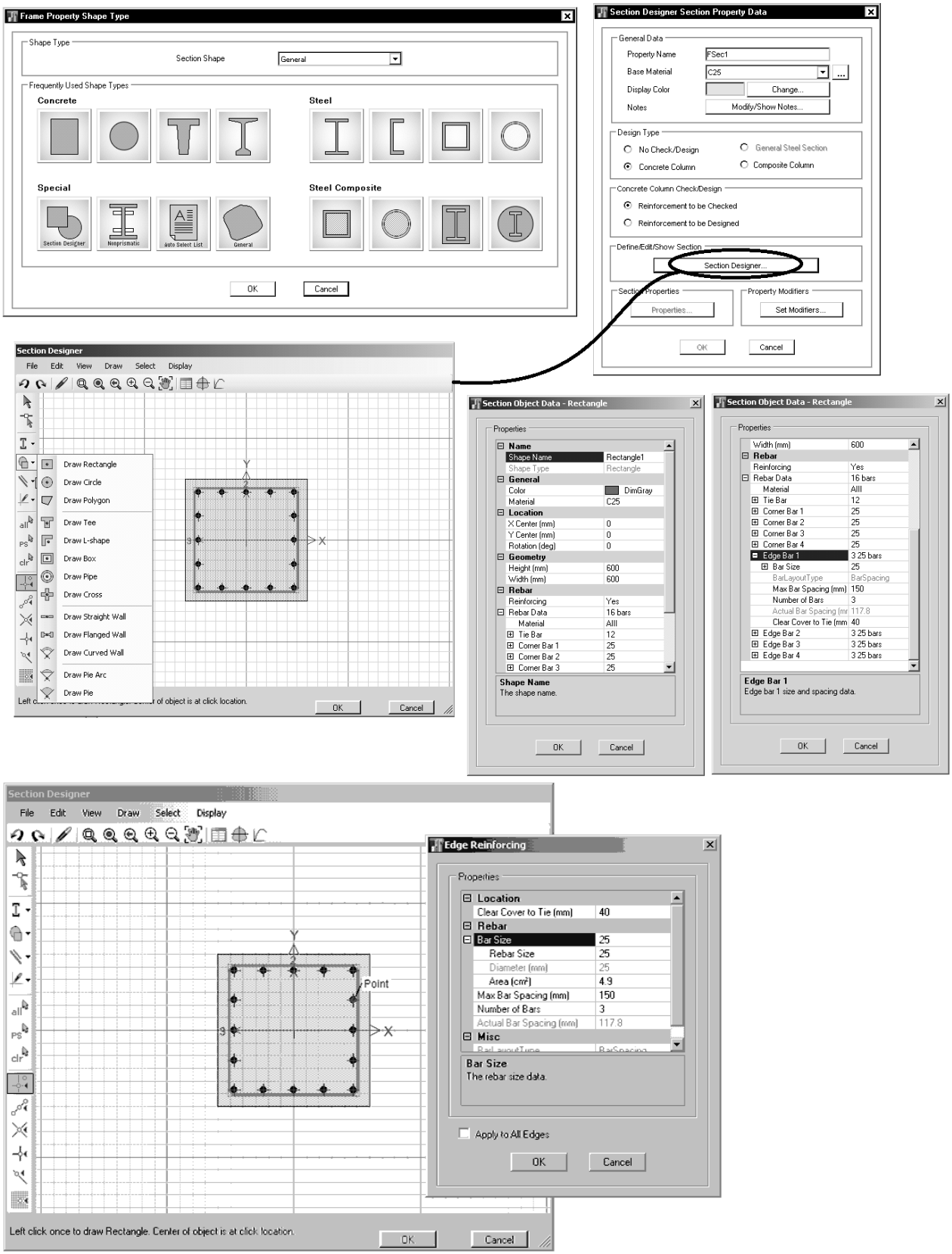
در مواردی که مقطع عضو شکل هندسی مشخصی ندارد می توان از این مقطع استفاده کرد. برای مثال در تمرینهای درس تحلیل سازه تنها ممان اینرسی و یا مساحت مقطع عضو مطرح است و شکل هندسی مقطع مطرح نمی شود.

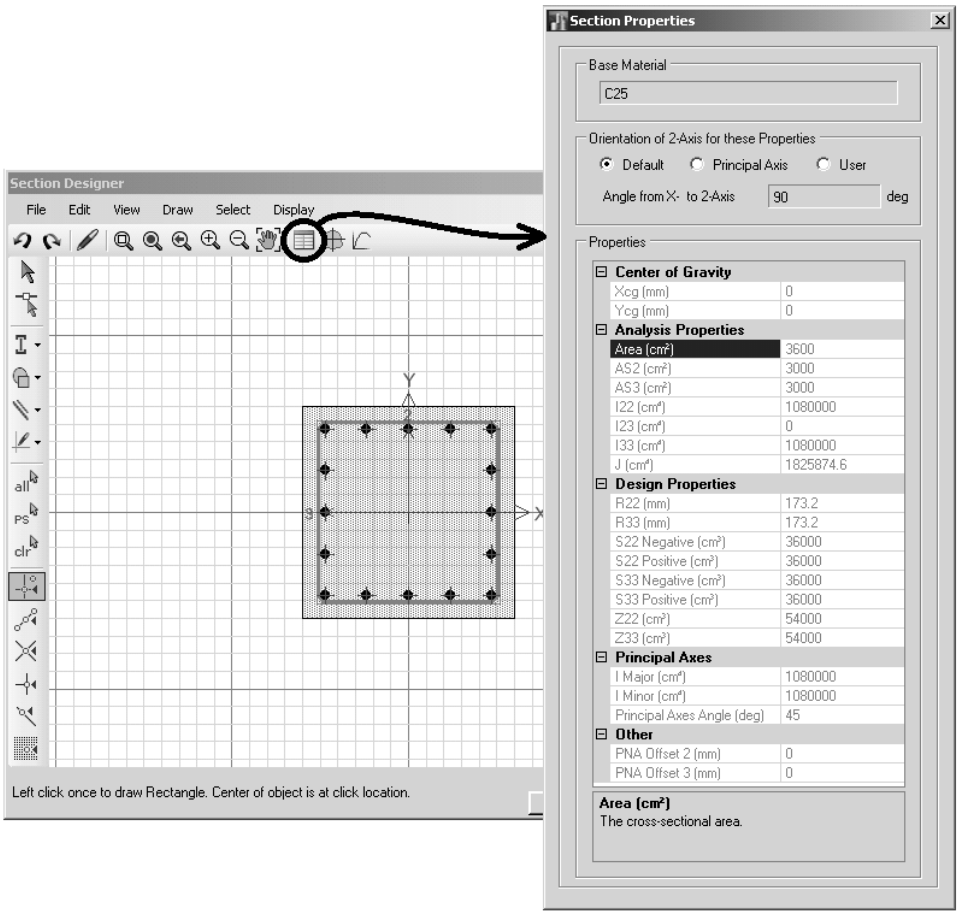


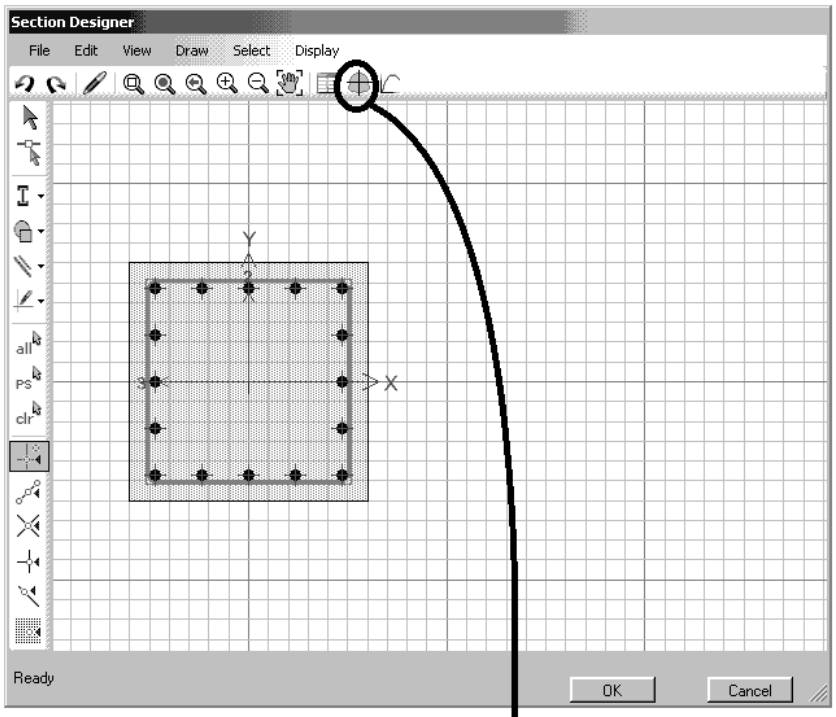
۳-۵- مقطع بتنی در Section designer

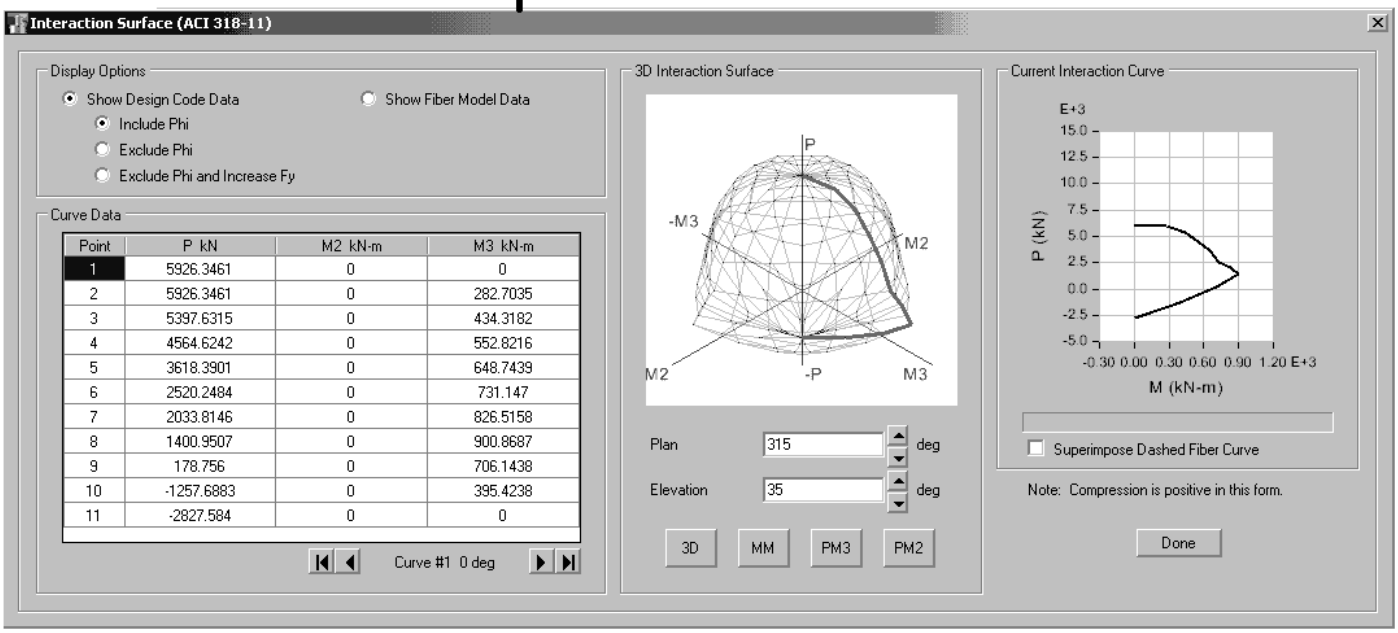
برای تعریف مقاطعی که شکل هندسی مشخصی ندارند (مستطیلی و یا دایره ای نیستند) از SD استفاده می شود.

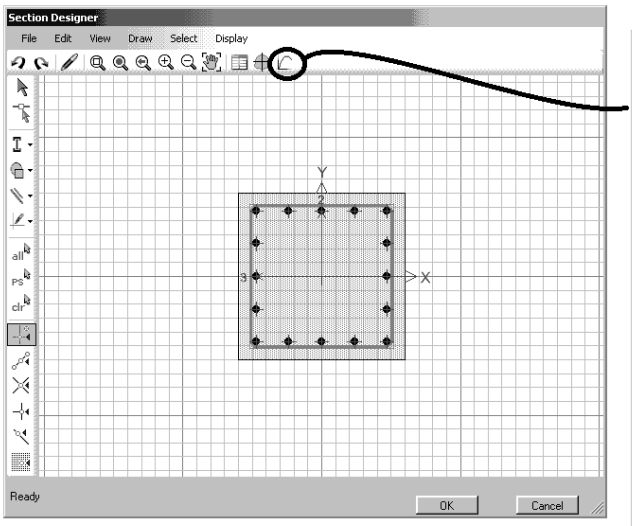
به ویژه در تعریف مقاطع دیوارهای برشی از این قسمت استفاده می شود. تعریف دیوار برشی در ایتبس ۲ بررسی خواهد شد.

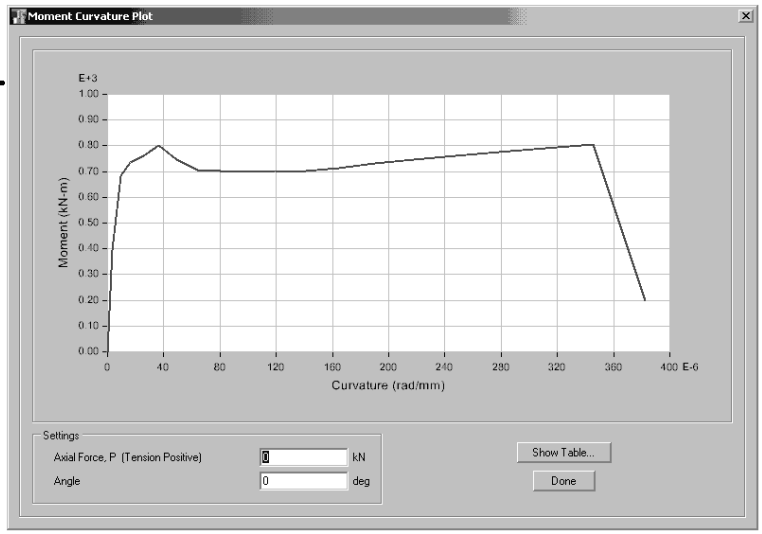



Section Designer
File Edit View Draw Select Display
Left click once to draw Rectangle. Center of object is at click location.
Section Properties
Base Material
C25
Orientation of 2-Axis for these Properties
Default Principal Axis User
Angle from X- to 2-Axis 90 deg
Properties
Center of Gravity
Xcg (mm) 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 (cm³) 36000
S22 Positive (cm³) 36000
S33 Negative (cm³) 36000
S33 Positive (cm³) 36000
Z22 (cm³) 54000
Z33 (cm³) 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
Y
X
Ready
OK
Cancel

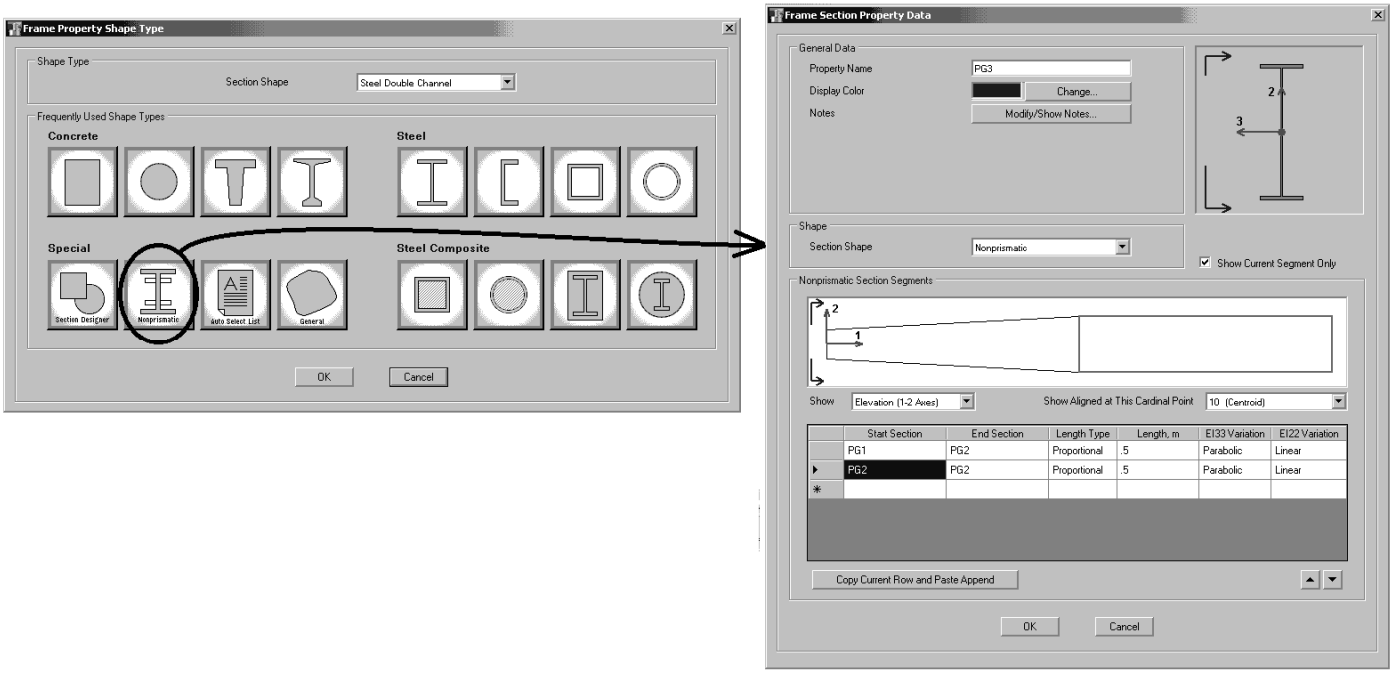

Interaction Surface (ACI 318-11)
Display Options
Show Design Code Data
Show Fiber Model Data
Include Phi
Exclude Phi
Exclude Phi and Increase Fy
Curve Data
Point P kN M2 kN-m M3 kN-m
1 5926.3461 0 0
2 5926.3461 0 282.7035
3 5397.6315 0 434.3182
4 4564.6242 0 552.8216
5 3618.3901 0 648.7439
6 2520.2484 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
Curve #1 0 deg
3D Interaction Surface
P
-M3
M2
M2
-P
M3
Plan 315 deg
Elevation 35 deg
3D MM PM3 PM2
Current Interaction Curve
E+3
15.0
12.5
10.0
7.5
5.0
2.5
0.0
-2.5
-5.0
P (kN)
-0.30 0.00 0.30 0.60 0.90 1.20 E+3
M (kN-m)
Superimpose Dashed Fiber Curve
Note: Compression is positive in this form.
Done


Section Designer
File Edit View Draw Select Display
Y
X
Ready
OK
Cancel


Moment Curvature Plot
E+3
1.00
0.90
0.80
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
0.00
Moment (kN-m)
0 40 80 120 160 200 240 280 320 360 400 E-6
Curvature (rad/mm)
Settings
Axial Force, P (Tension Positive) 0 kN
Angle 0 deg
Show Table...
Done

۳-۶- مقطع متغیر

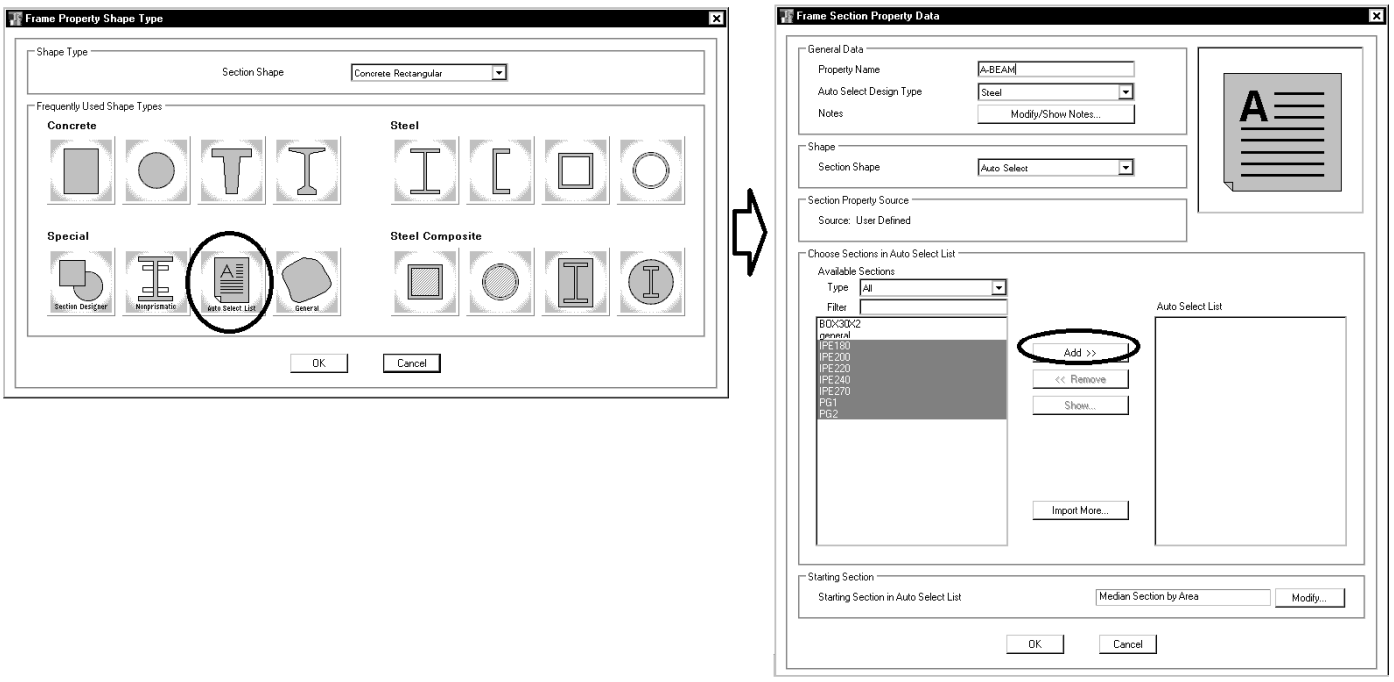
در تعریف ستونهای با مقطع متغیر به ویژه در سوله ها می توان از این قسمت استفاده کرد.



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

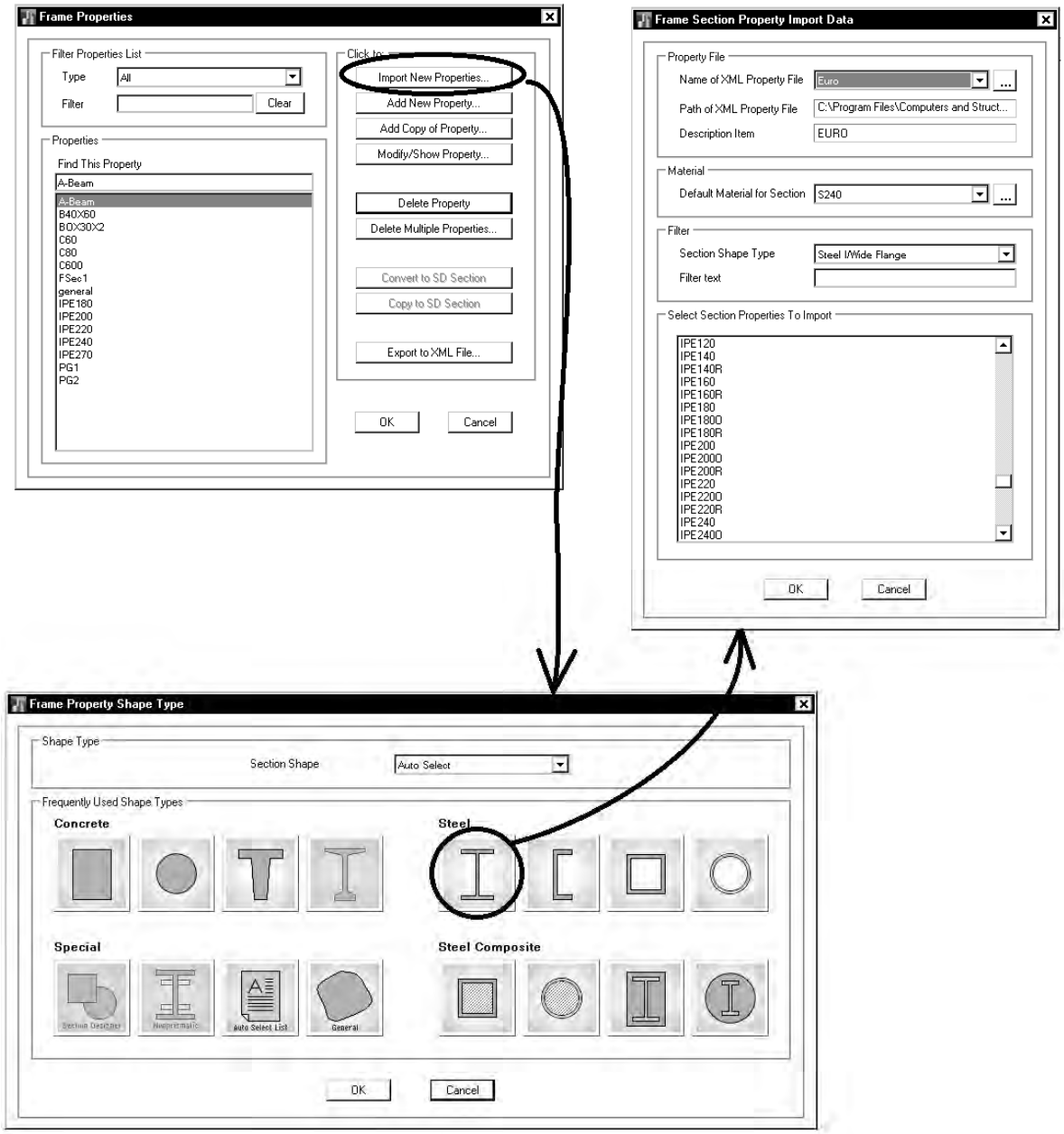
۳-۷- مقطع Auto Selection

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



۳-۸- مقاطع جدول اشتایل

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



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

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

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

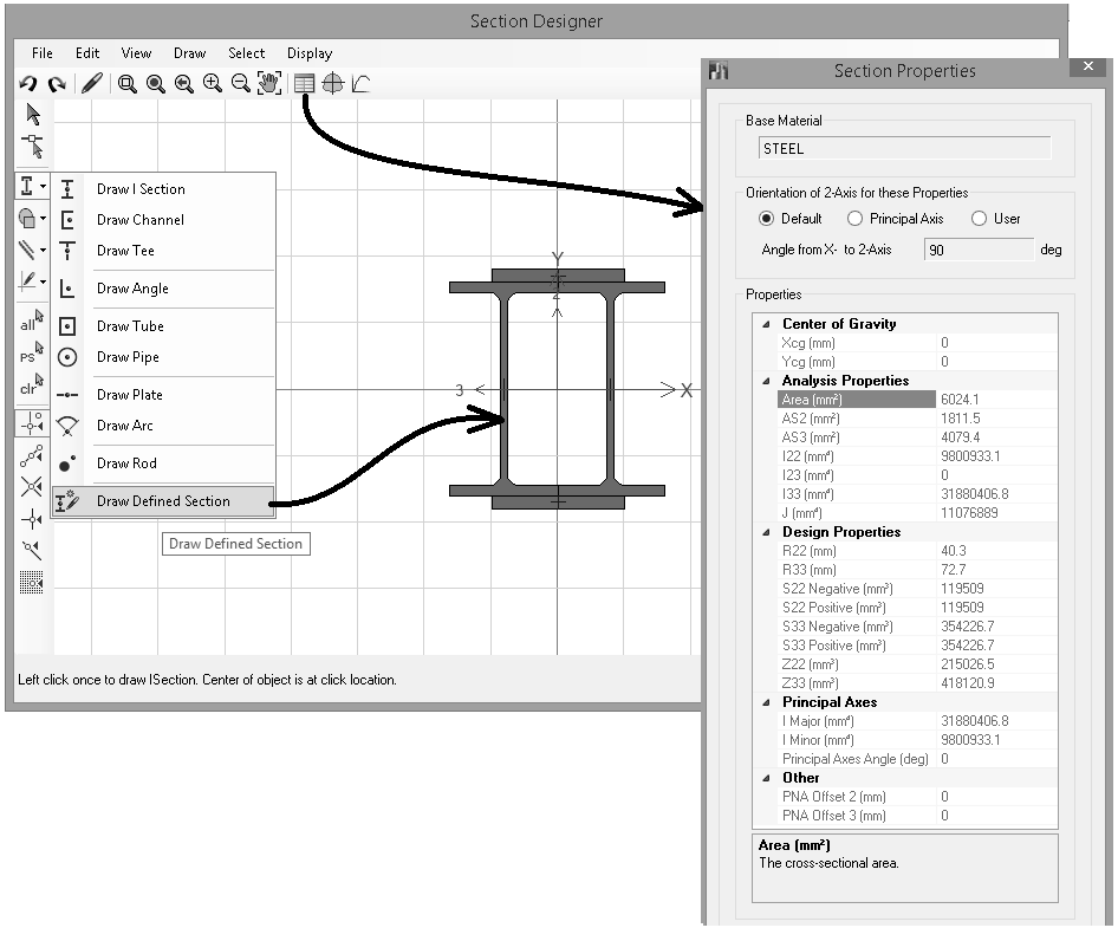
پاسخ: اگر مقطعی در SD تعریف شود، ایتبس قادر به کنترل ضخامت اجزای تشکیل دهنده مقطع (بال و یا جان) نخواهد بود و انرا از نظر لرزه ای غیر فشرده خواهد شناخت. بنابراین برای اینکه مقاطع فولادی از نظر طراحی قابل قبول باشند، بهتر است در SD تعریف نشوند.

برای اینکه ایتبس به فشردگی مقاطع SD ایراد وارد نکند، مقاطع فولادی را مطابق مراحل زیر تعریف نمایید.

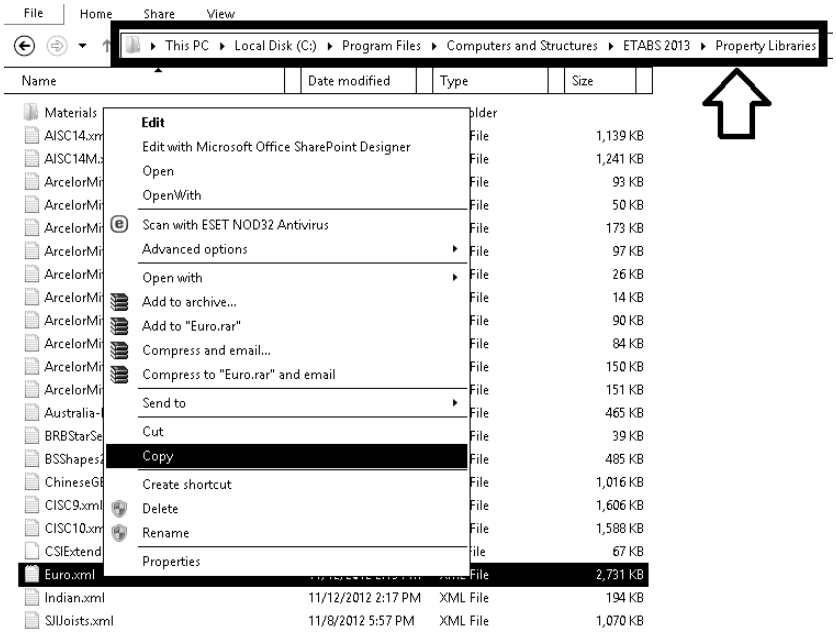
در این مراحل ابتدا مقطع مورد نظر در SD تعریف می شود و سپس مشخصات مقطع تعریف شده (مساحت، ممان اینرسی، ...) در جدول اشتایل ایتبس وارد می شود و پس از تعریف آن در جدول اشتایل، همان مقطع از طریق ایتبس import می شود:

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

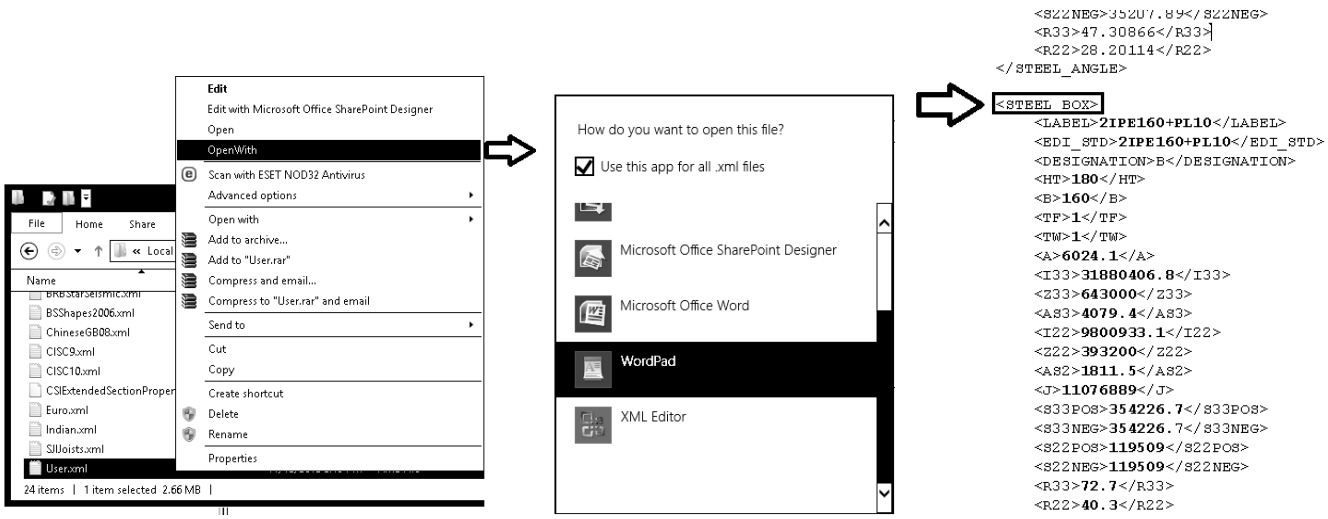
- در ویرایشهای فعلی STABS2013 و ETABS2015.0.0 متاسفانه SD پارامترهای مربوط به مشخصات مقطع را صحیح محاسبه نمی کند که امید می رود در ورژنهای بعدی اصلاح شود.



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

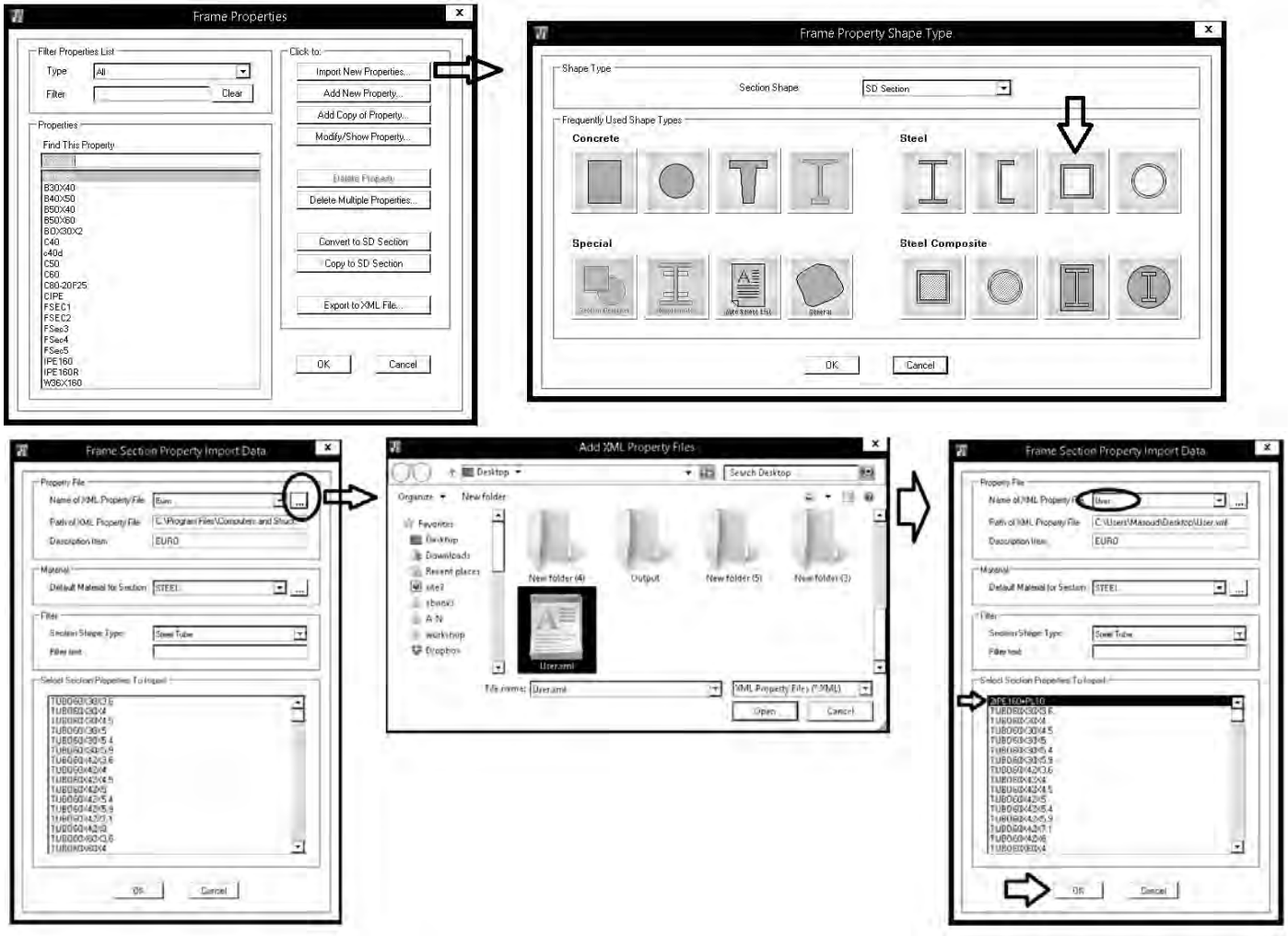


۳- فایل ایجاد شده را با یک نرم افزار ویرایشی باز نمایید. سپس مشخصات مقطع تعریف شده در Section Designer را در فایل باز شده (User.xmal) وارد نمایید:

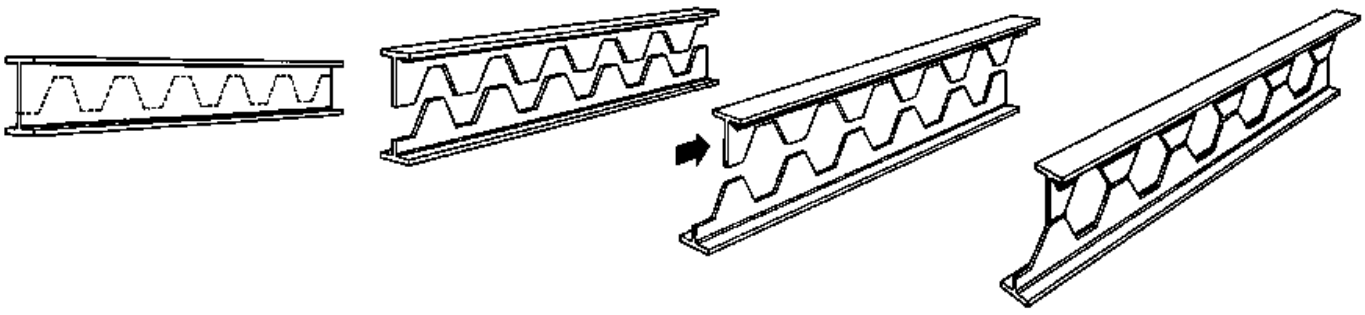


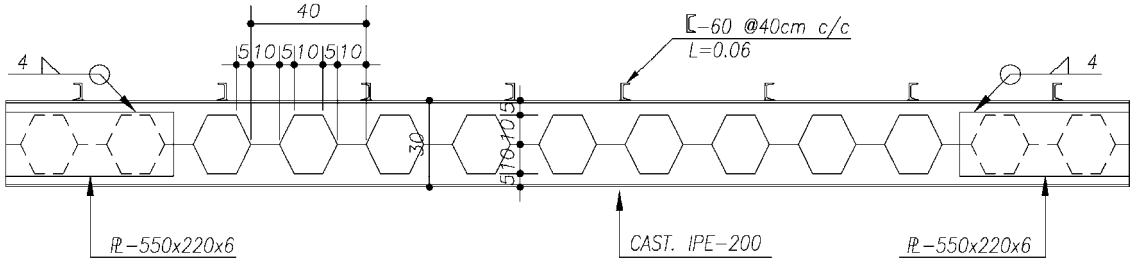
در شکل فوق از مقطع باکس برای معرفی مقطع مورد نظر استفاده شده است. ایتبس فشردگی مقطع را بر اساس پارامترهای <HT> ، <B> ، <TF> و <TW> انجام می دهد. مقادیر وارد شده برای این پارامترها تنها برای کنترل فشردگی استفاده می شوند و در محاسبه مشخصات هندسی مقطع مانند مساحت و ... از مقادیر وارد شده استفاده می شود.

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



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



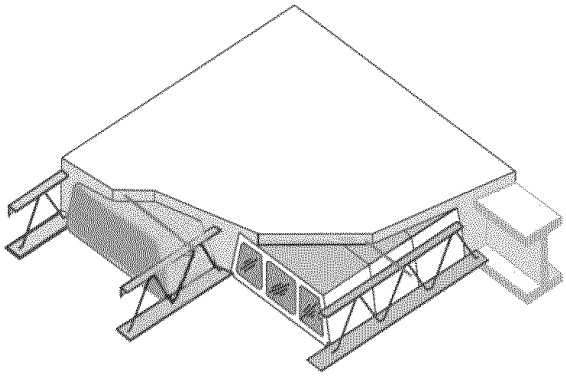


IPE-200(CAST.) نمای تیر

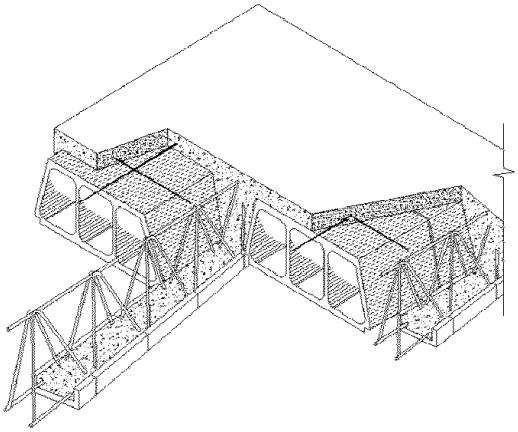
sc. 1:25

۴- انواع سقف ها

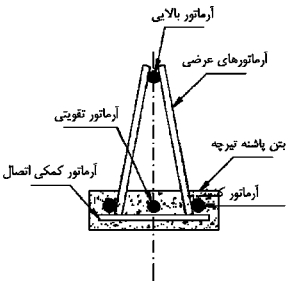
۴-۱- سقف تیرچه بلوک

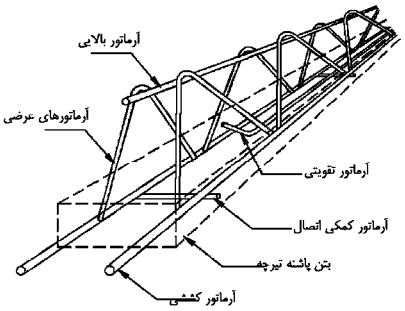


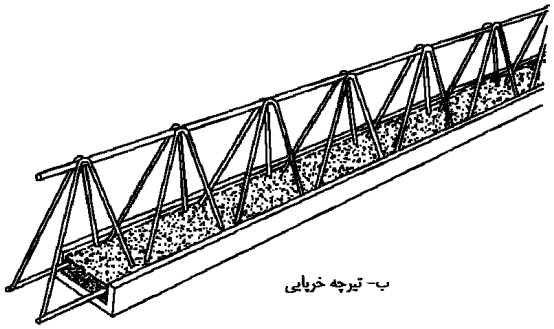
الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز



ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی

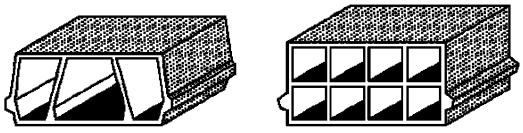




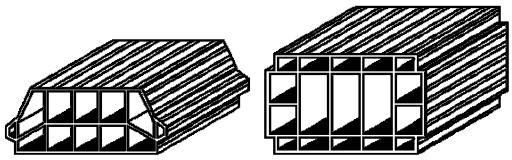


ب- تیرچه خرپایی

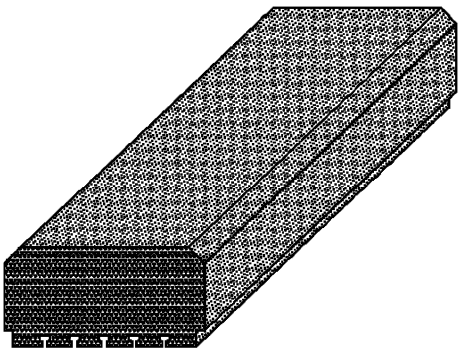
شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی



ب- بلوک‌های بتنی

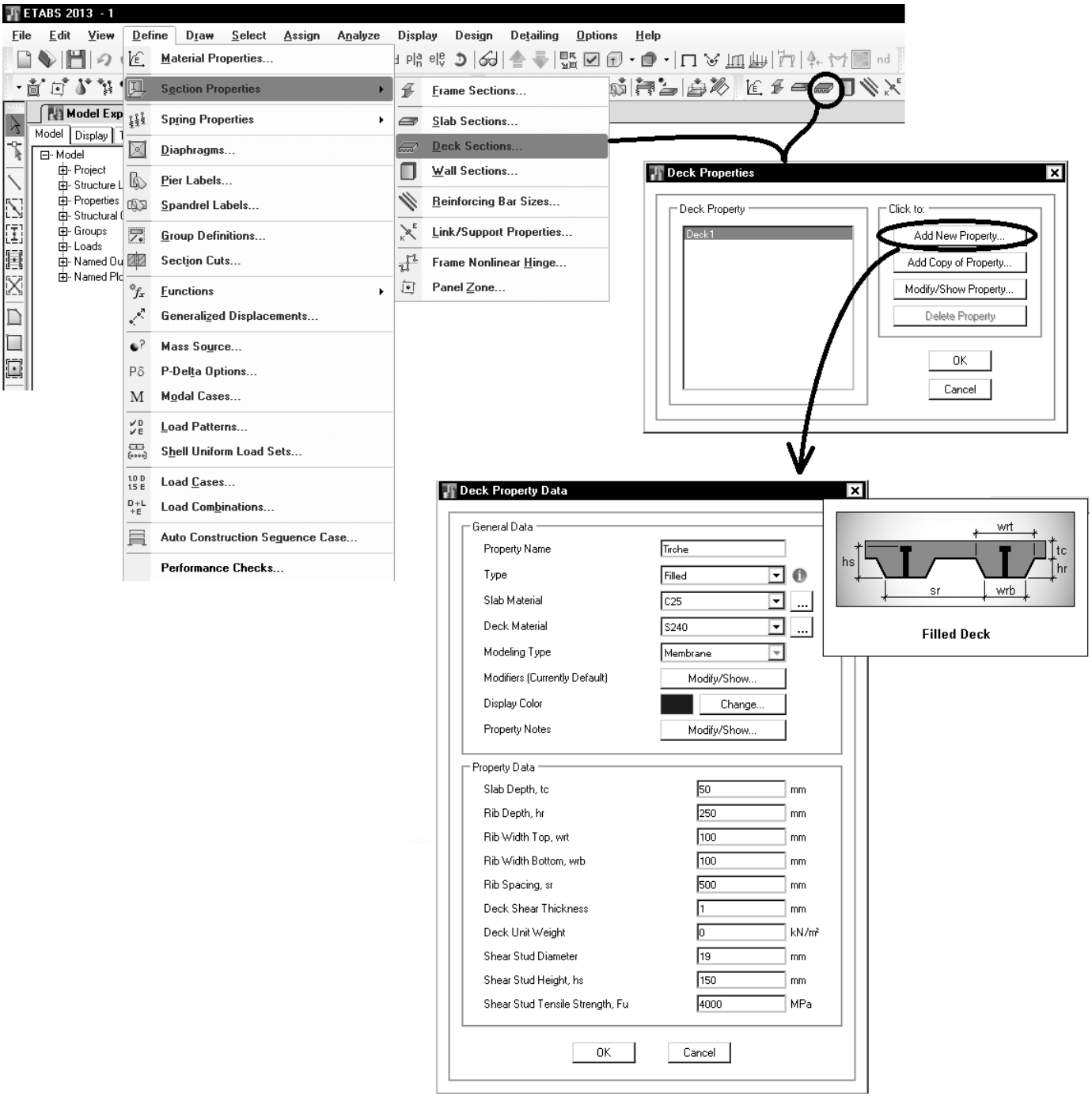


ج- بلوک‌های سفالی

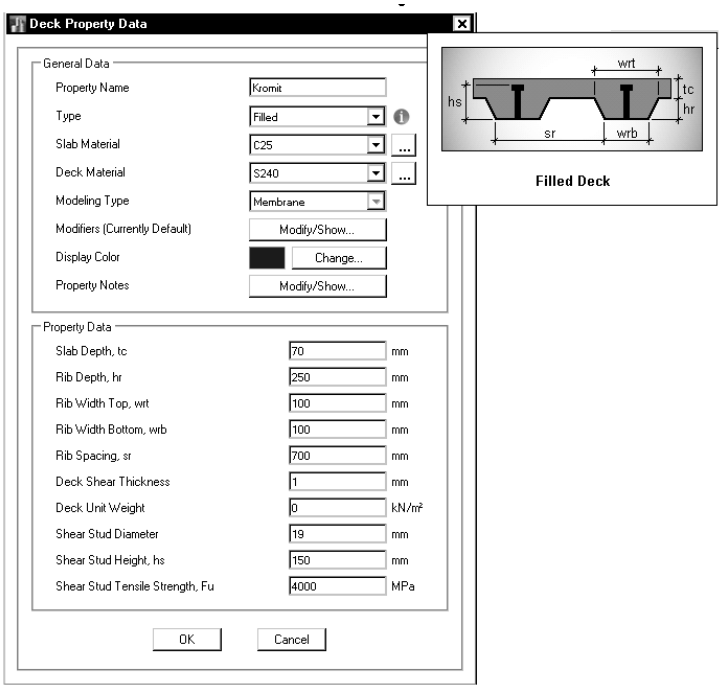


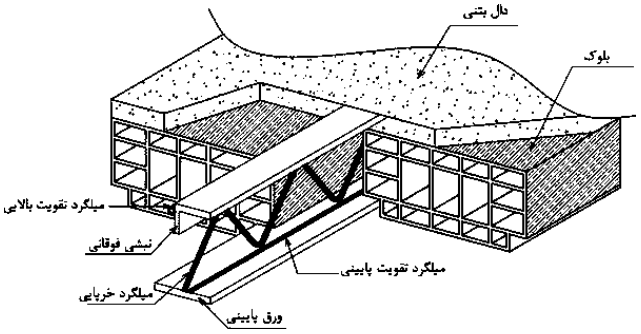
الف- بلوک پلی‌استایرن

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


ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
Load Patterns...
Shell Uniform Load Sets...
Load Cases...
Load Combinations...
Auto Construction Sequence Case...
Performance Checks...
Frame Sections...
Slab Sections...
Deck Sections...
Wall Sections...
Reinforcing Bar Sizes...
Link/Support Properties...
Frame Nonlinear Hinge...
Panel Zone...
Deck Properties
Deck Property
Deck1
Click to:
Add New Property...
Add Copy of Property...
Modify/Show Property...
Delete Property
OK
Cancel
Deck Property Data
General Data
Property Name 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/m²
Shear Stud Diameter 19 mm
Shear Stud Height, hs 150 mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu 4000 MPa
OK
Cancel
wrt
tc
hs
hr
sr
wrb
Filled Deck

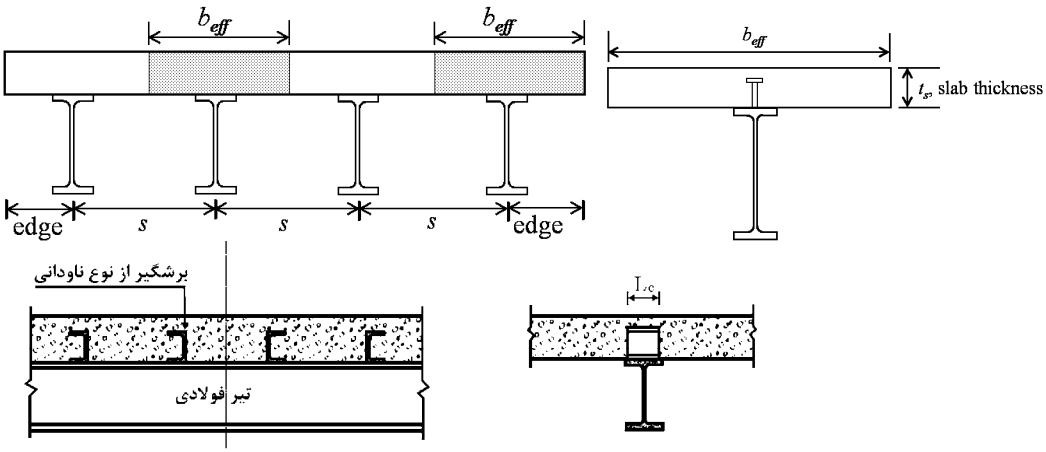
۴-۲- سقف کرومیت

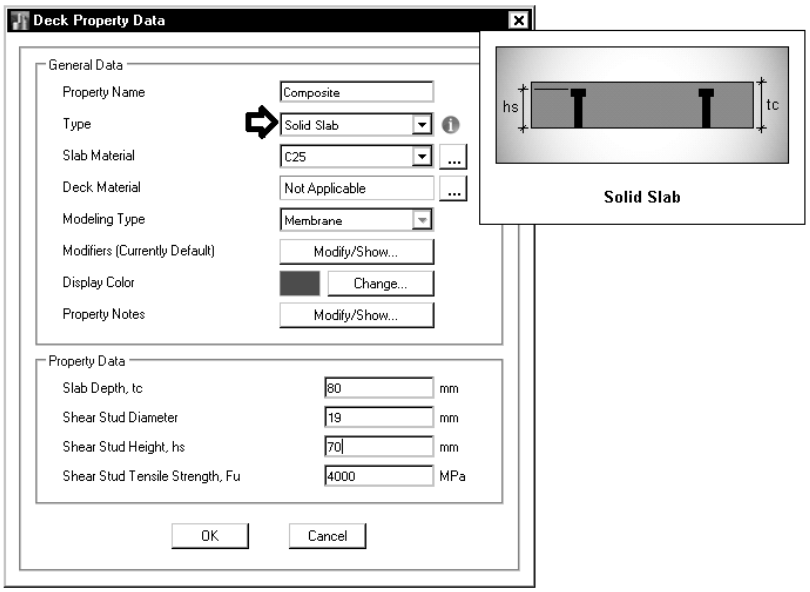




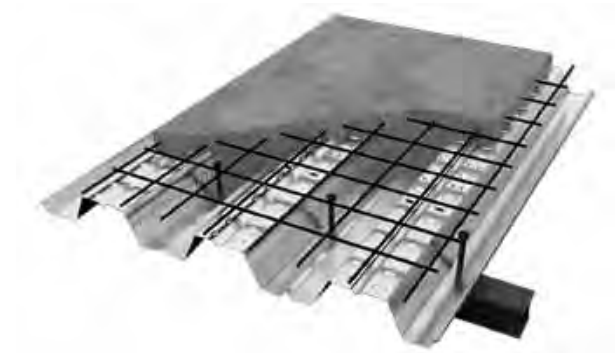
۴-۳- سقف کامپوزیت

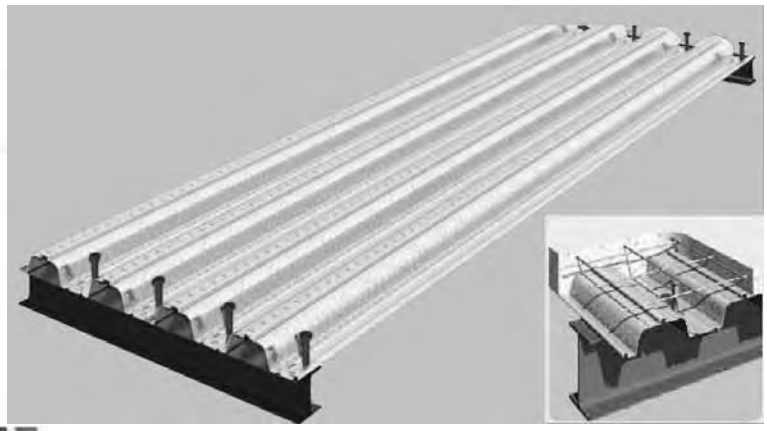
سوال: آیا وارد کردن اعداد در قسمت Composite Deck Studs لازم می باشد؟

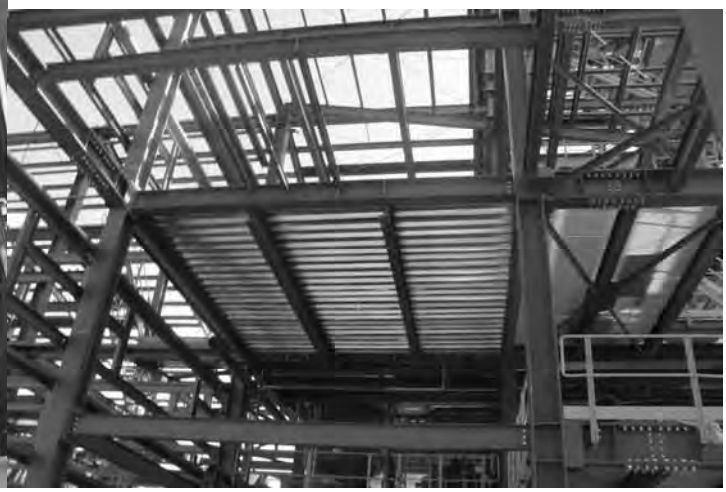


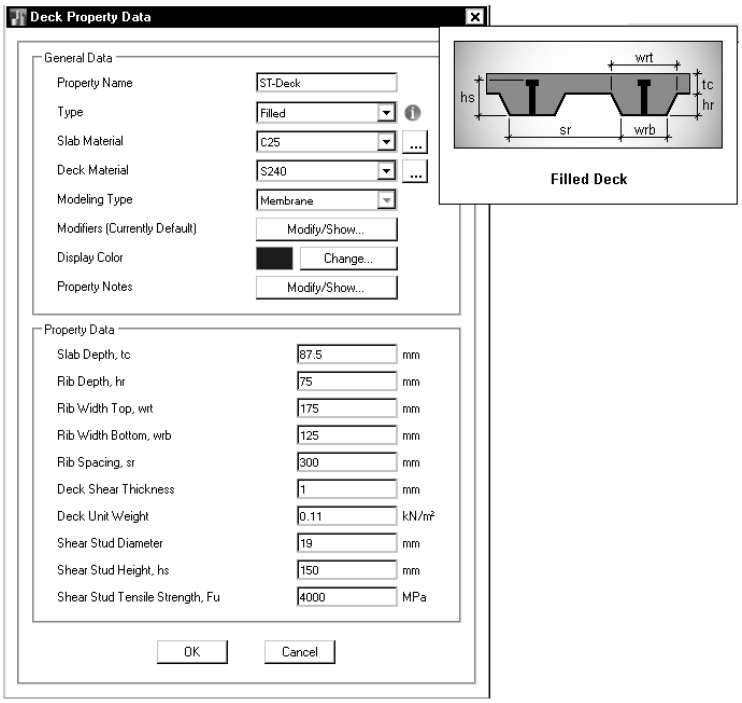


۴-۴- سقف عرشه فولادی



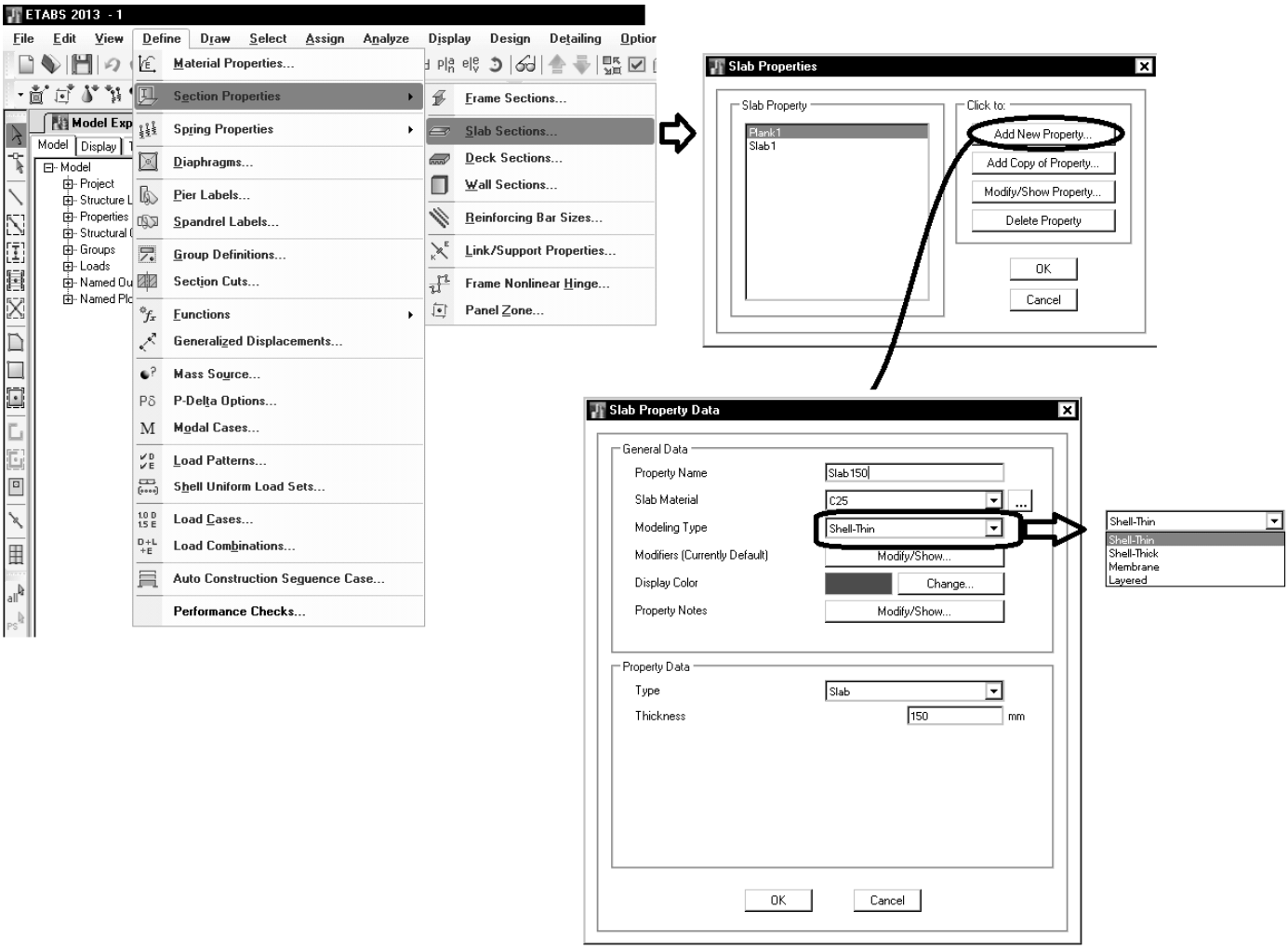


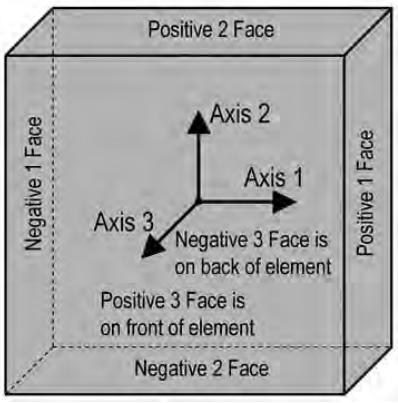


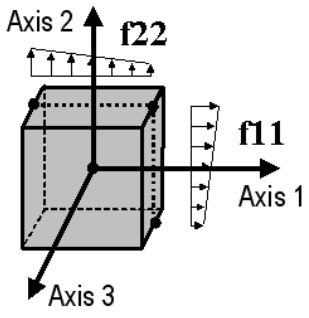


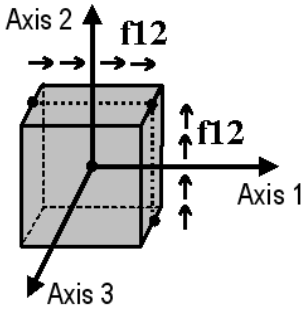
۴-۵- دال بتنی

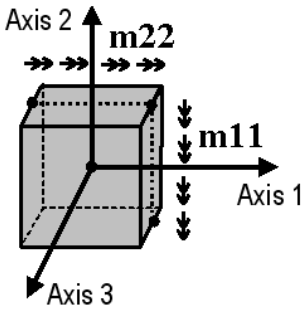
تفاوت shell و membrane در نرم افزار چیست؟

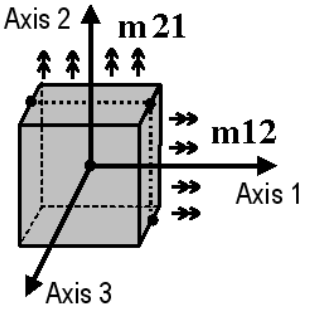












What is the difference between thin and thick shell formulations?

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.

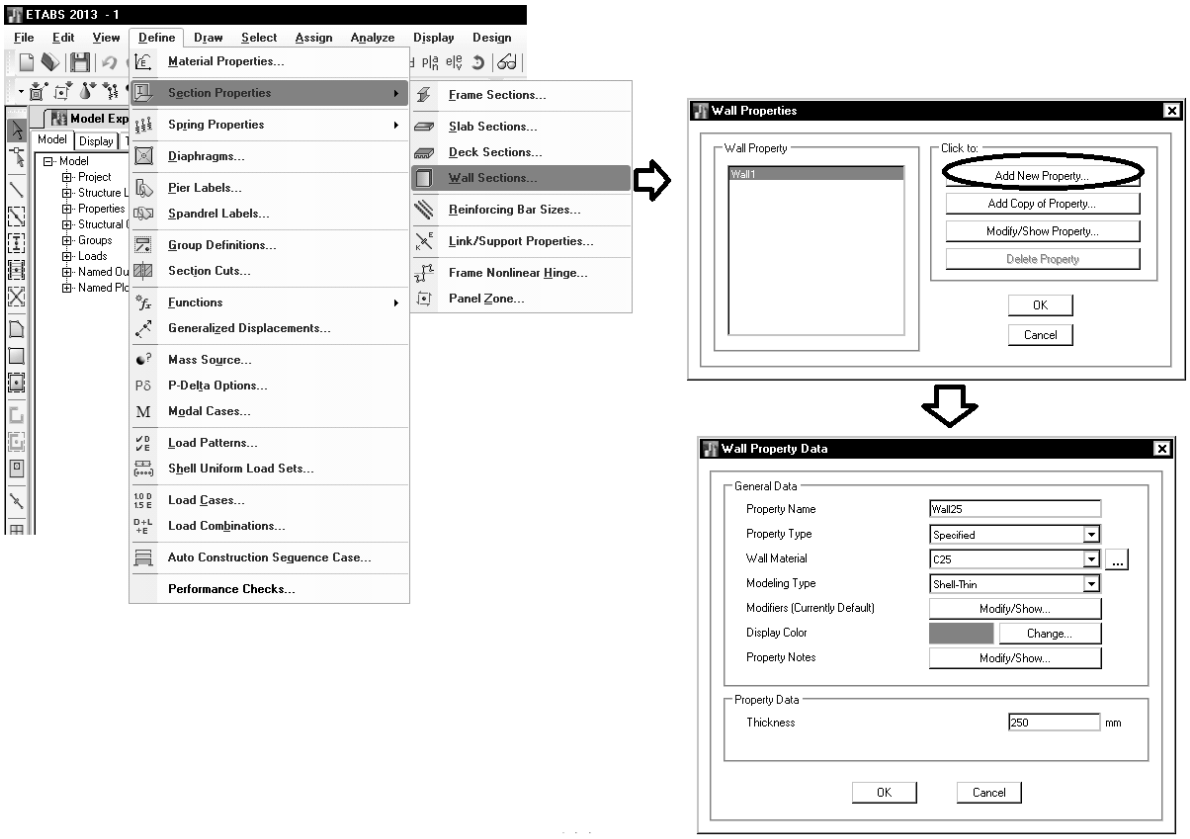
Thick-plate formulation is also recommended in general because it tends to be more accurate, though slightly stiffer, even for thin-plate bending problems in which shear deformation is truly negligible. However, the accuracy of thick-plate formulation is sensitive to mesh distortion and large aspect 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.

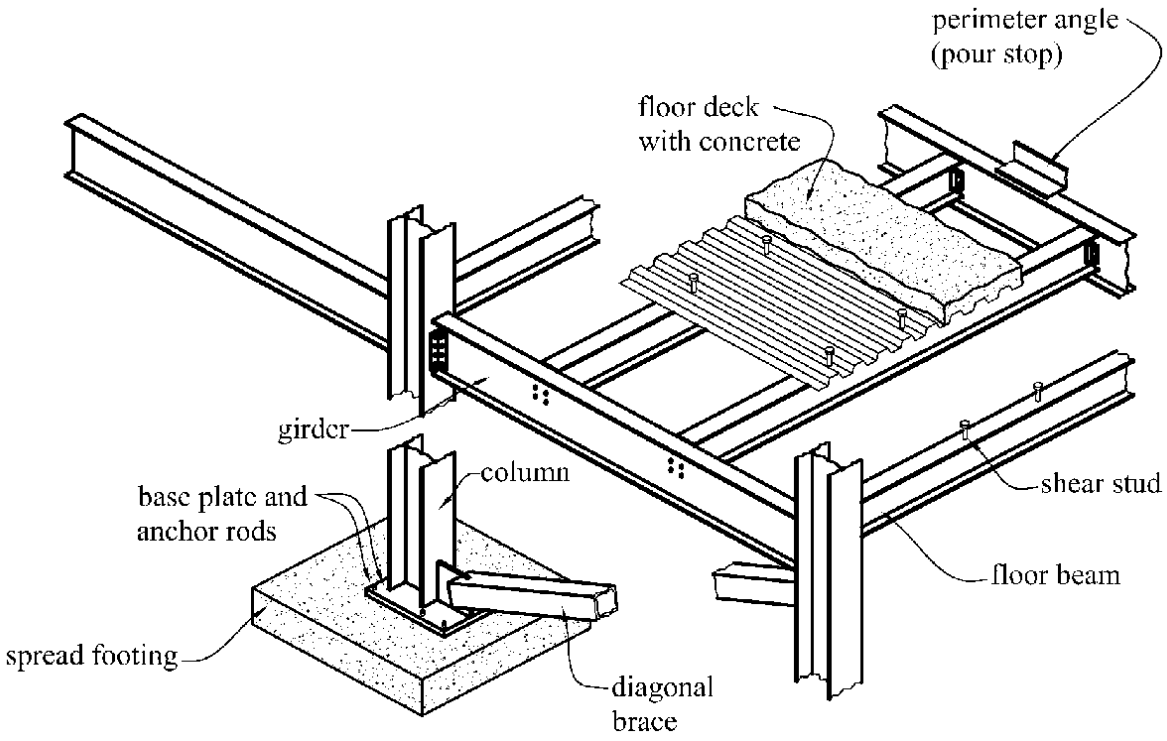
Copyright © 2013 Computers and Structures, Inc. All rights reserved.

مرجع: www.wiki.csiberkeley.com

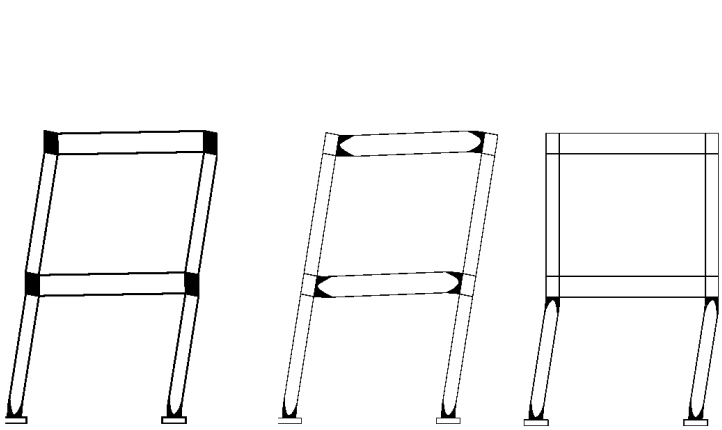
۴-۶- دیوار

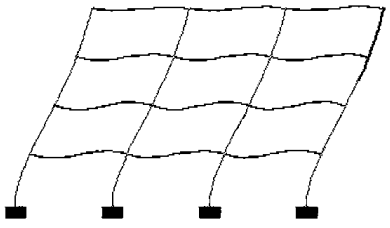

ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
Load Patterns...
Shell Uniform Load Sets...
Load Cases...
Load Combinations...
Auto Construction Sequence Case...
Performance Checks...
Frame Sections...
Slab Sections...
Deck Sections...
Wall Sections...
Reinforcing Bar Sizes...
Link/Support Properties...
Frame Nonlinear Hinge...
Panel Zone...
Wall Properties
Wall Property
Wall1
Click to:
Add New Property...
Add Copy of Property...
Modify/Show Property...
Delete Property
OK
Cancel
Wall Property Data
General Data
Property Name
Wall25
Property Type
Specified
Wall Material
C25
Modeling Type
Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)
Modify/Show...
Display Color
Change...
Property Notes
Modify/Show...
Property Data
Thickness
250
mm
OK
Cancel

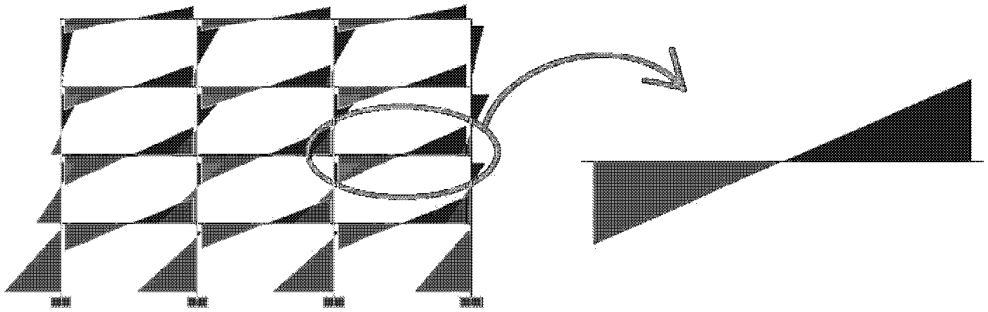
۵- سیستم های باربر جانبی



۵-۱- قاب خمشی فولادی و بتنی

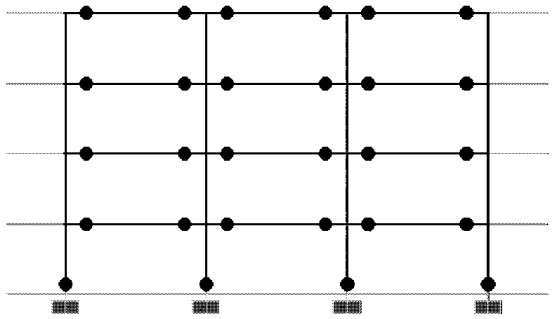


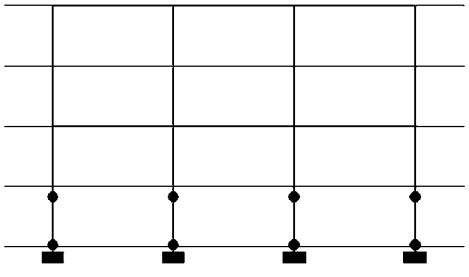


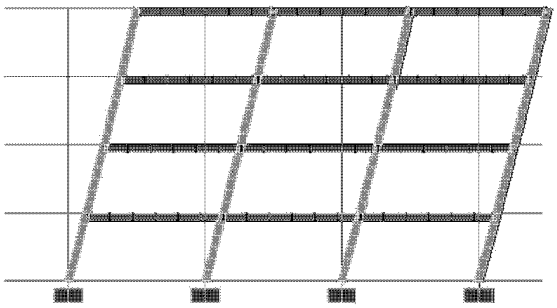


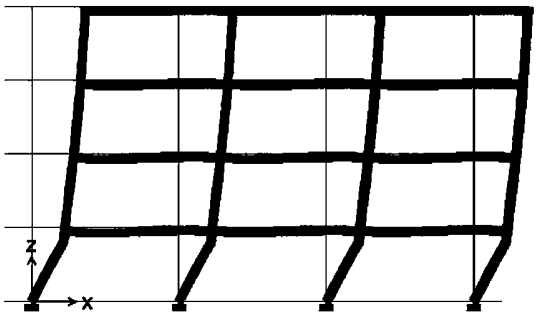
در کدامیک از قابهای زیر تیر ستونها ضعیف تر از تیر می باشند؟

رفتار کدام سازه بهتر است و به چه دلیل؟







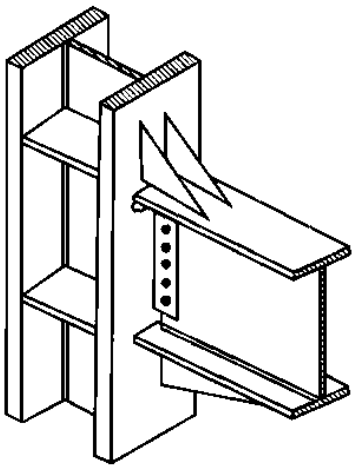


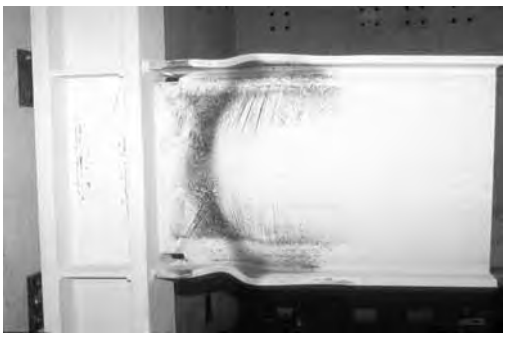
برای ایجاد اتصال گیردار به ستون بالهای تیر باید به ستون متصل شوند:

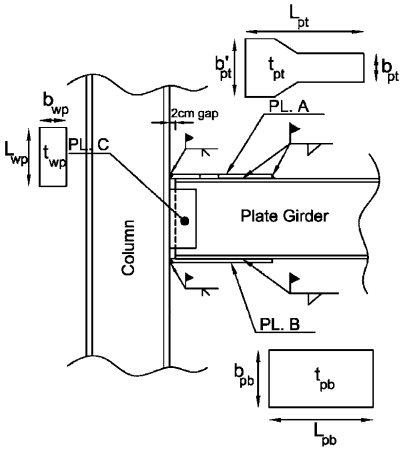
شکلهای زیر محل شکست بال به ستون را نشان می دهند. علت: جوشکاری موجب خشکی اتصال می شود. این نوع خرابی یک خرابی ترد محسوب می شود.

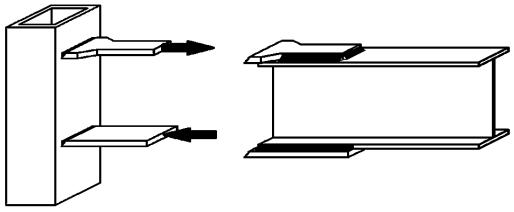
با قرار دادن سخت کننده در بر اتصال و افزایش مقاومت اتصال در "بر ستون" محل خرابی به داخل تیر منتقل می شود.

این خرابی نرم محسوب می شود که در محل خرابی خشکی ناشی از جوش مشاهده نمی شود.





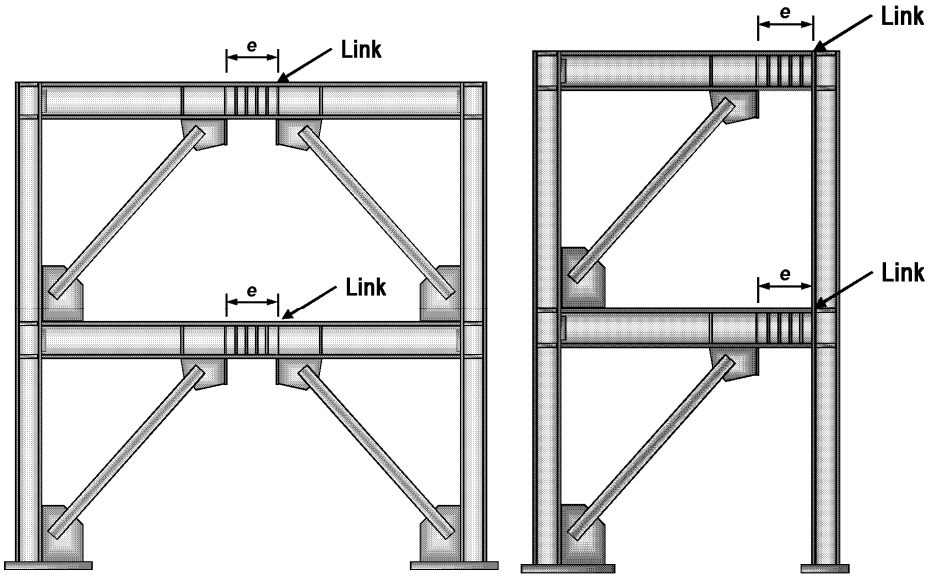


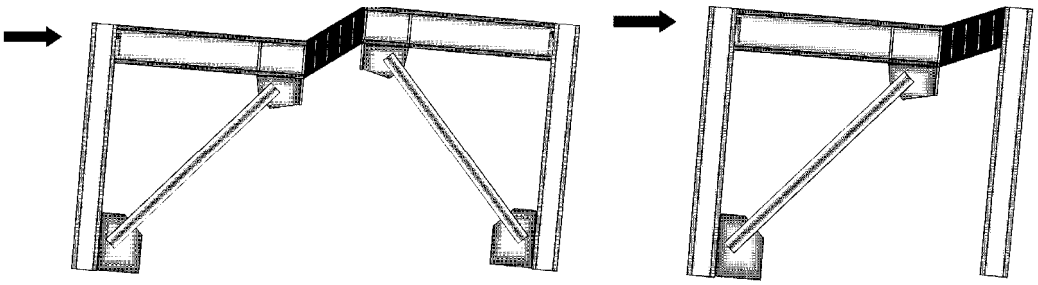


۵-۲- قاب ساده بادبندی شده

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

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

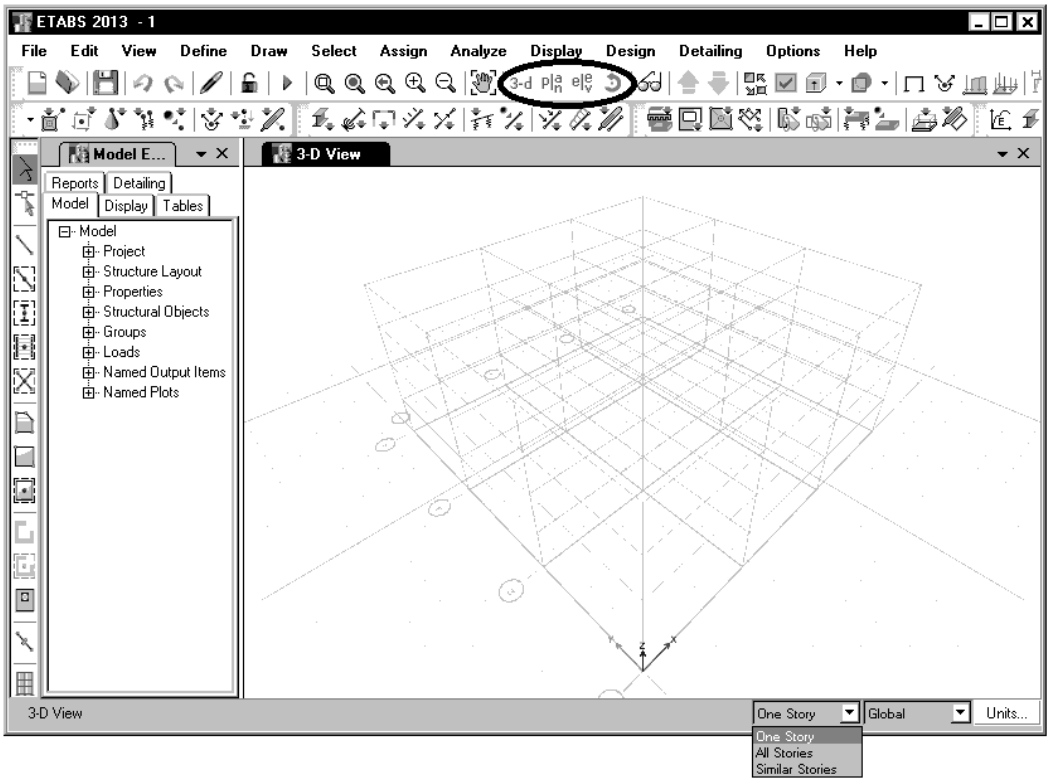




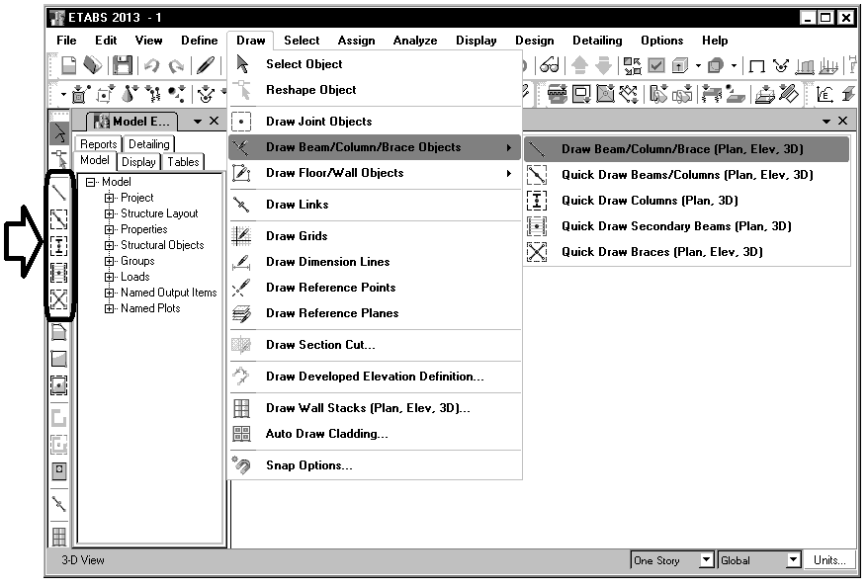
۵-۳- قاب خمشی بتنی + دیوار برشی بتنی (سیستم دو گانه)

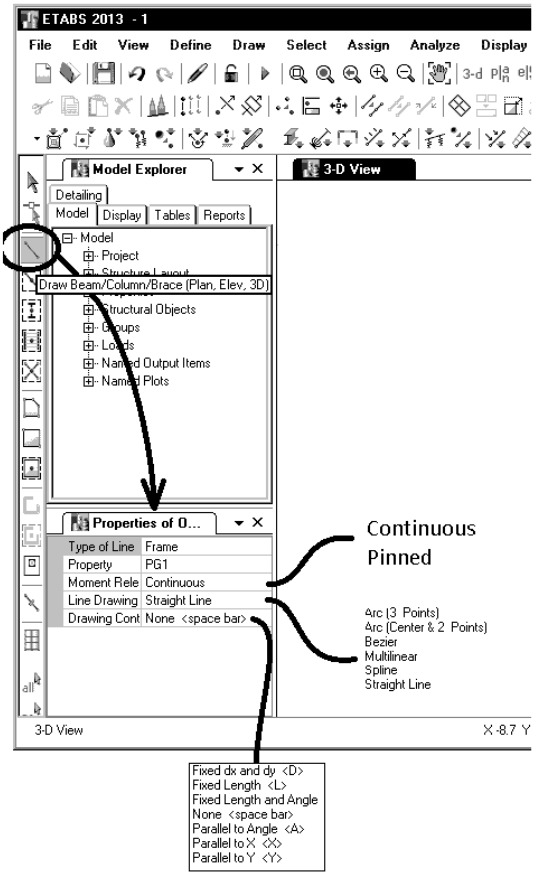
۵-۴- ترکیب دو سیستم در دو جهت و انتخاب سیستم مناسب

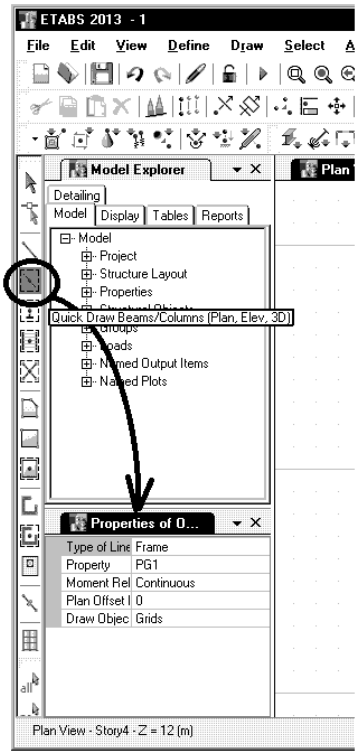
۶-مدلسازی

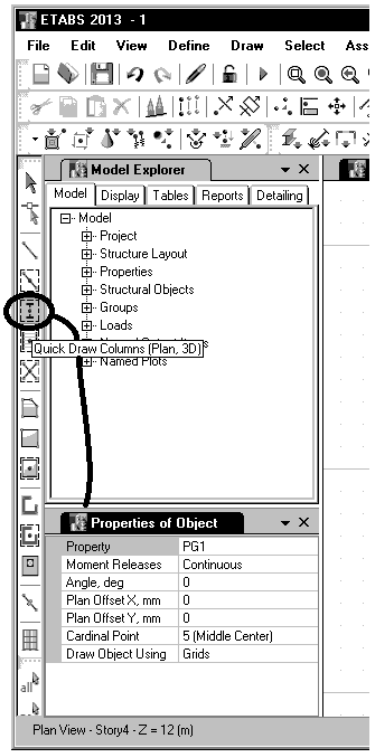


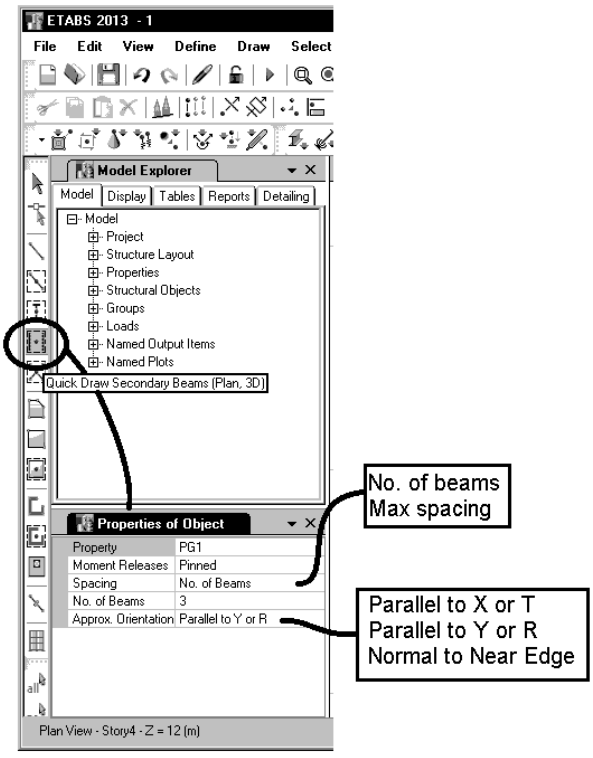
۶-۱- ترسیم اعضا

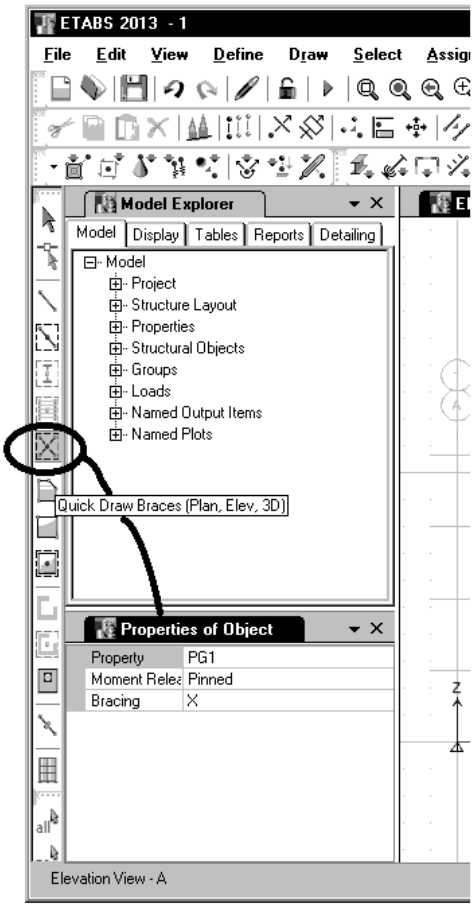


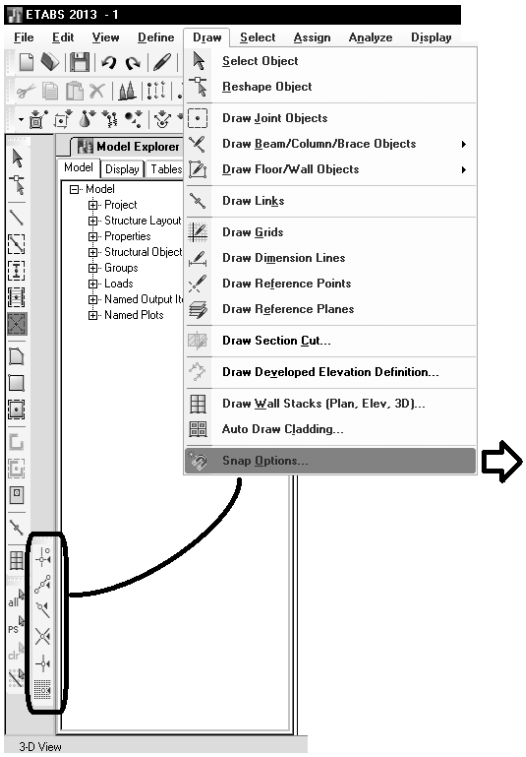

ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display
Model Explorer
3-D View
Detailing
Model Display Tables Reports
Model
Project
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Draw Beam/Column/Brace (Plan, Elev, 3D)
Properties of O...
Type of Line Frame
Property PG1
Moment Rele Continuous
Line Drawing Straight Line
Drawing Cont None <space bar>
Continuous
Pinned
Arc (3 Points)
Arc (Center & 2 Points)
Bezier
Multilinear
Spline
Straight Line
Fixed dx and dy <D>
Fixed Length <L>
Fixed Length and Angle
None <space bar>
Parallel to Angle <A>
Parallel to X <X>
Parallel to Y <Y>
3-D View
X -8.7 Y

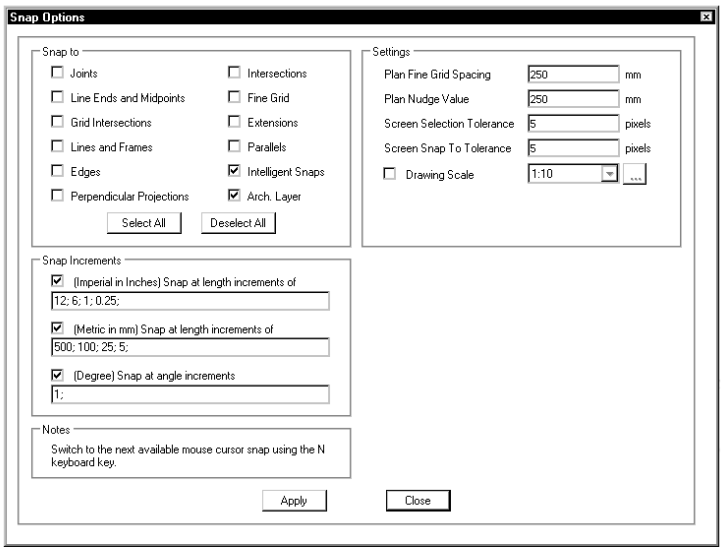

ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select
Model Explorer
Plan
Detailing
Model Display Tables Reports
Model
Project
Structural Objects
Properties
Quick Draw Beams/Columns (Plan, Elev, 3D)
Named Output Items
Named Plots
Properties of O...
Type of Line Frame
Property PG1
Moment Rel Continuous
Plan Offset I 0
Draw Objec Grids
Plan View - Story4 - Z = 12 (m)


ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structural Objects
Properties
Groups
Loads
Named Plots
Quick Draw Columns (Plan, 3D)
Properties of Object
Property PG1
Moment Releases Continuous
Angle, deg 0
Plan Offset X, mm 0
Plan Offset Y, mm 0
Cardinal Point 5 (Middle Center)
Draw Object Using Grids
Plan View - Story4 - Z = 12 (m)

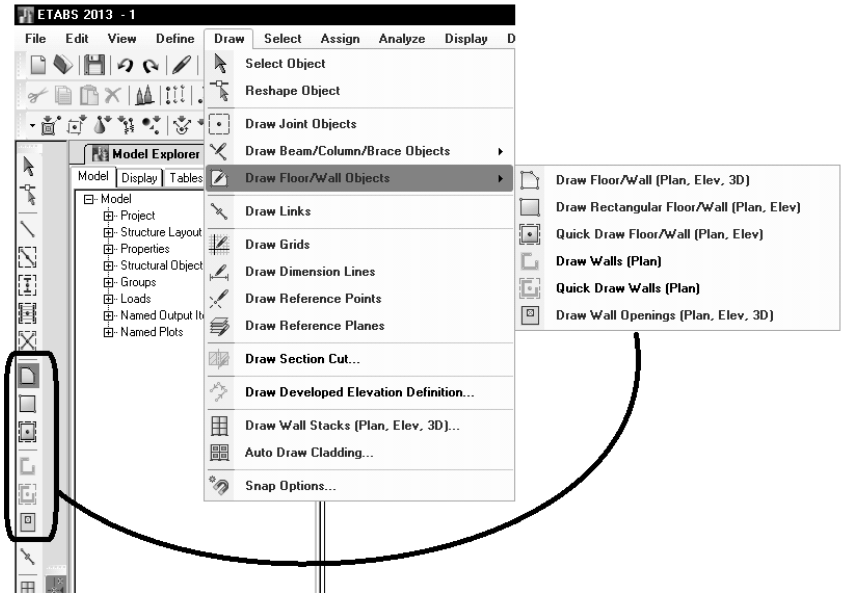

ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structural Objects
Properties
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Quick Draw Secondary Beams (Plan, 3D)
Properties of Object
Property PG1
Moment Releases Pinned
Spacing No. of Beams
No. of Beams 3
Approx. Orientation Parallel to Y or R
No. of beams
Max spacing
Parallel to X or T
Parallel to Y or R
Normal to Near Edge
Plan View - Story4 - Z = 12 (m)

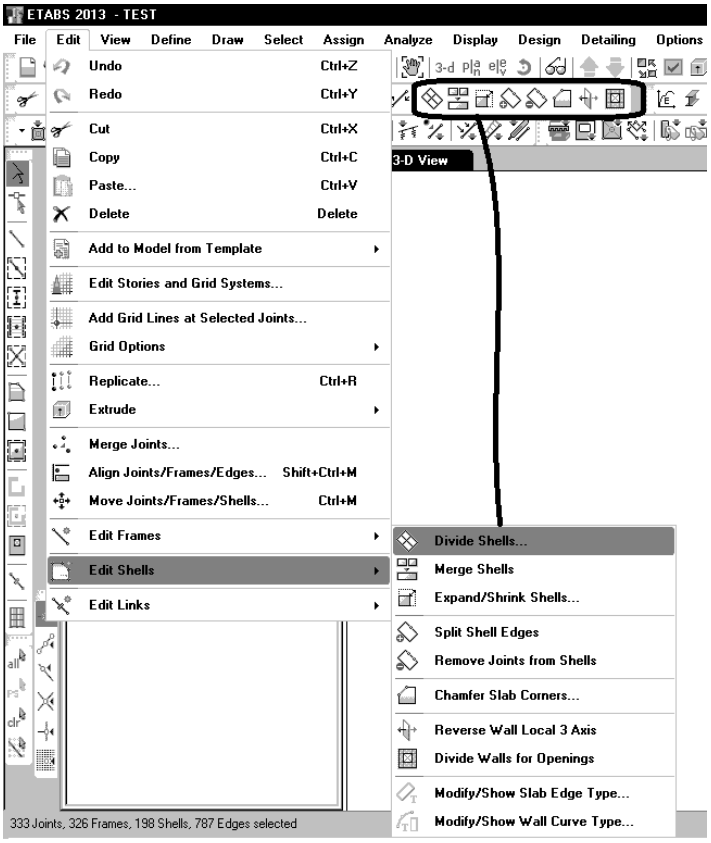

ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select Assig
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Quick Draw Braces (Plan, Elev, 3D)
Properties of Object
Property PG1
Moment Relea Pinned
Bracing X
Elevation View - A

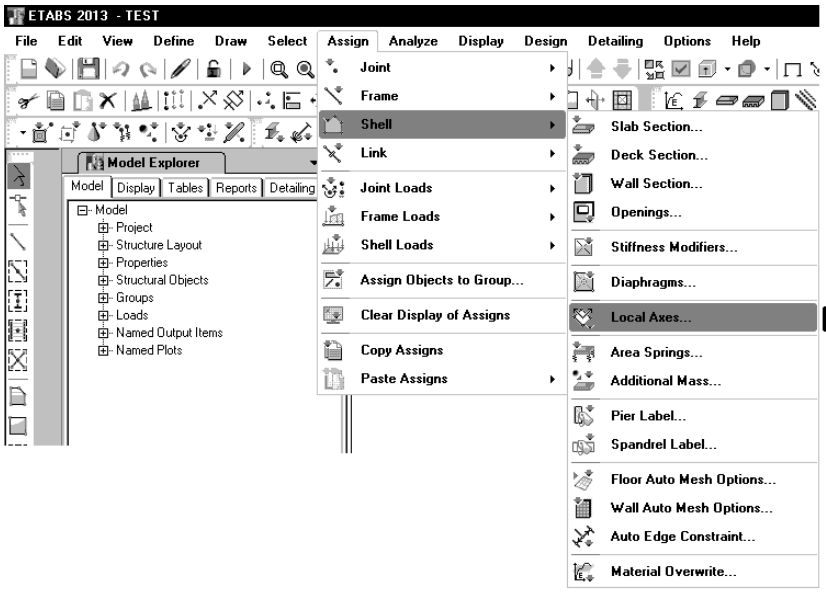

ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display
Select Object
Reshape Object
Draw Joint Objects
Draw Beam/Column/Brace Objects
Draw Floor/Wall Objects
Draw Links
Draw Grids
Draw Dimension Lines
Draw Reference Points
Draw Reference Planes
Draw Section Cut...
Draw Developed Elevation Definition...
Draw Wall Stacks (Plan, Elev, 3D)...
Auto Draw Cladding...
Snap Options...
3-D View

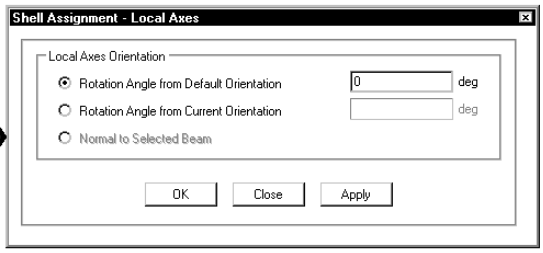

Snap Options
Snap to
Joints
Line Ends and Midpoints
Grid Intersections
Lines and Frames
Edges
Perpendicular Projections
Intersections
Fine Grid
Extensions
Parallels
Intelligent Snaps
Arch. Layer
Select All
Deselect All
Settings
Plan Fine Grid Spacing 250 mm
Plan Nudge Value 250 mm
Screen Selection Tolerance 5 pixels
Screen Snap To Tolerance 5 pixels
Drawing Scale 1:10
Snap Increments
(Imperial in Inches) Snap at length increments of
12; 6; 1; 0.25;
(Metric in mm) Snap at length increments of
500; 100; 25; 5;
(Degree) Snap at angle increments
1;
Notes
Switch to the next available mouse cursor snap using the N keyboard key.
Apply
Close

۶-۲- ترسیم سطوح

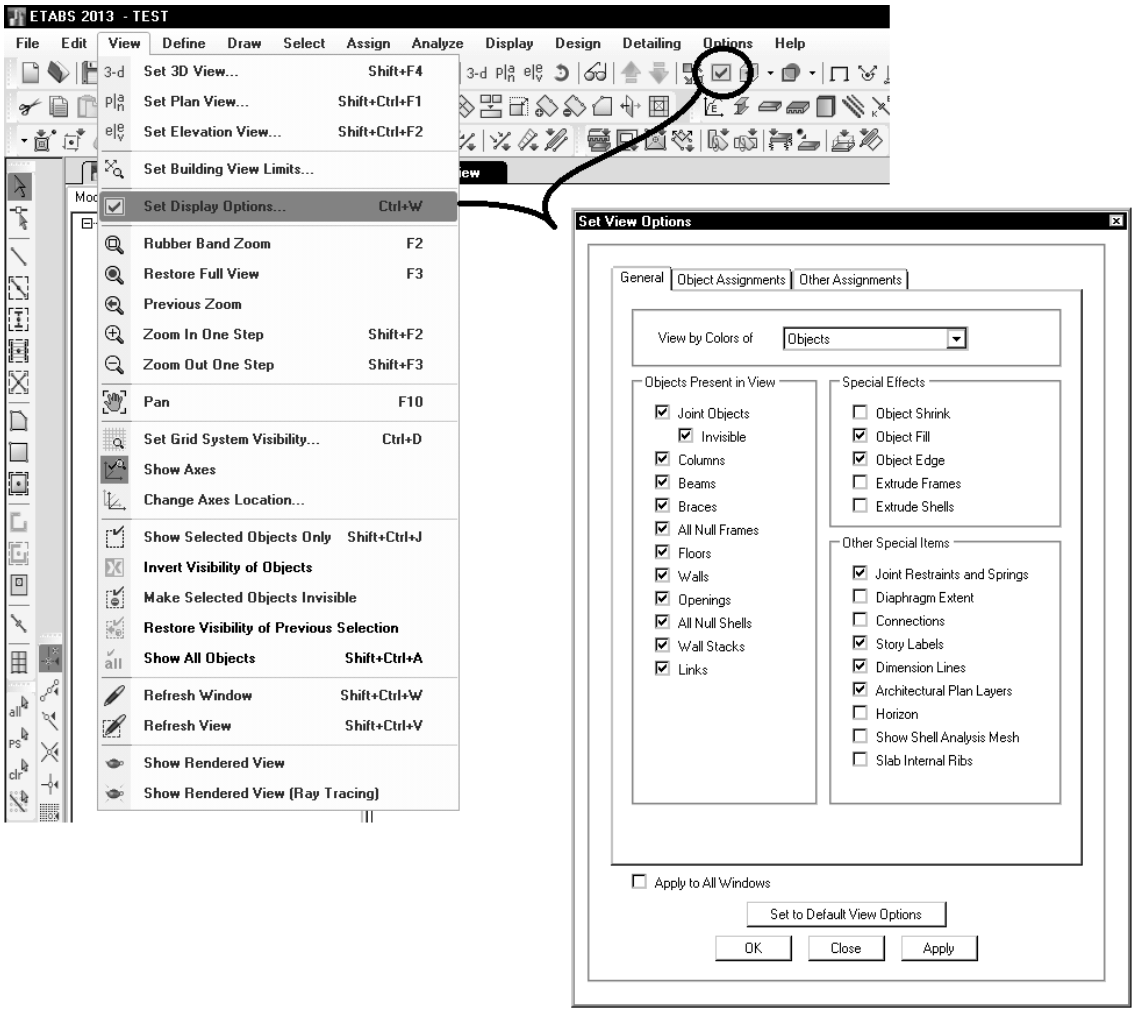


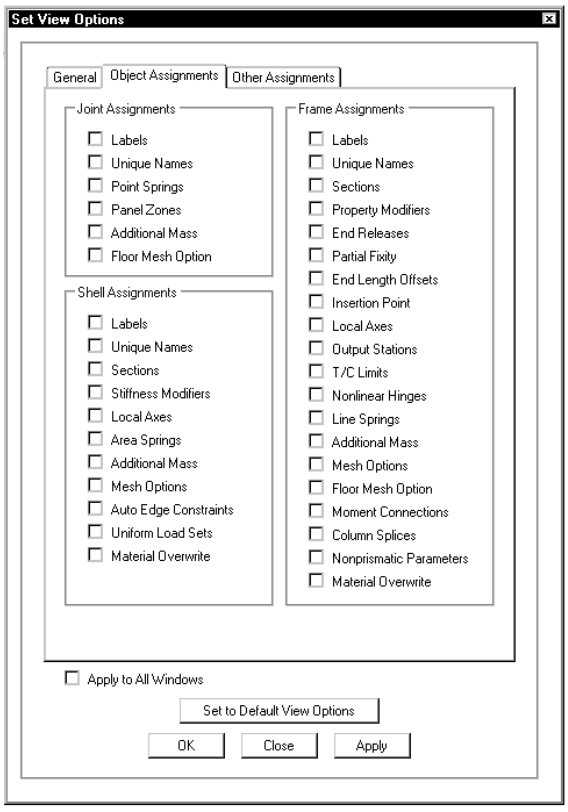


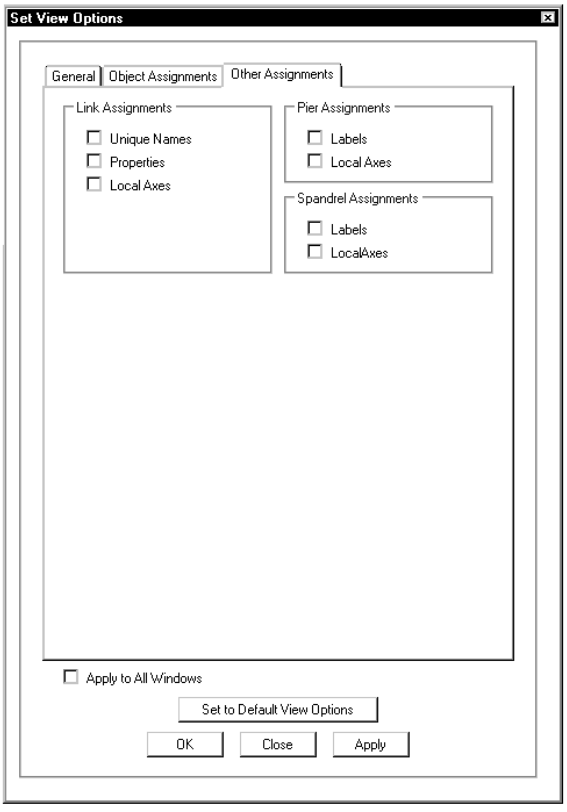

ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Joint
Frame
Shell
Link
Joint Loads
Frame Loads
Shell Loads
Assign Objects to Group...
Clear Display of Assigns
Copy Assigns
Paste Assigns
Slab Section...
Deck Section...
Wall Section...
Openings...
Stiffness Modifiers...
Diaphragms...
Local Axes...
Area Springs...
Additional Mass...
Pier Label...
Spandrel Label...
Floor Auto Mesh Options...
Wall Auto Mesh Options...
Auto Edge Constraint...
Material Overwrite...
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots

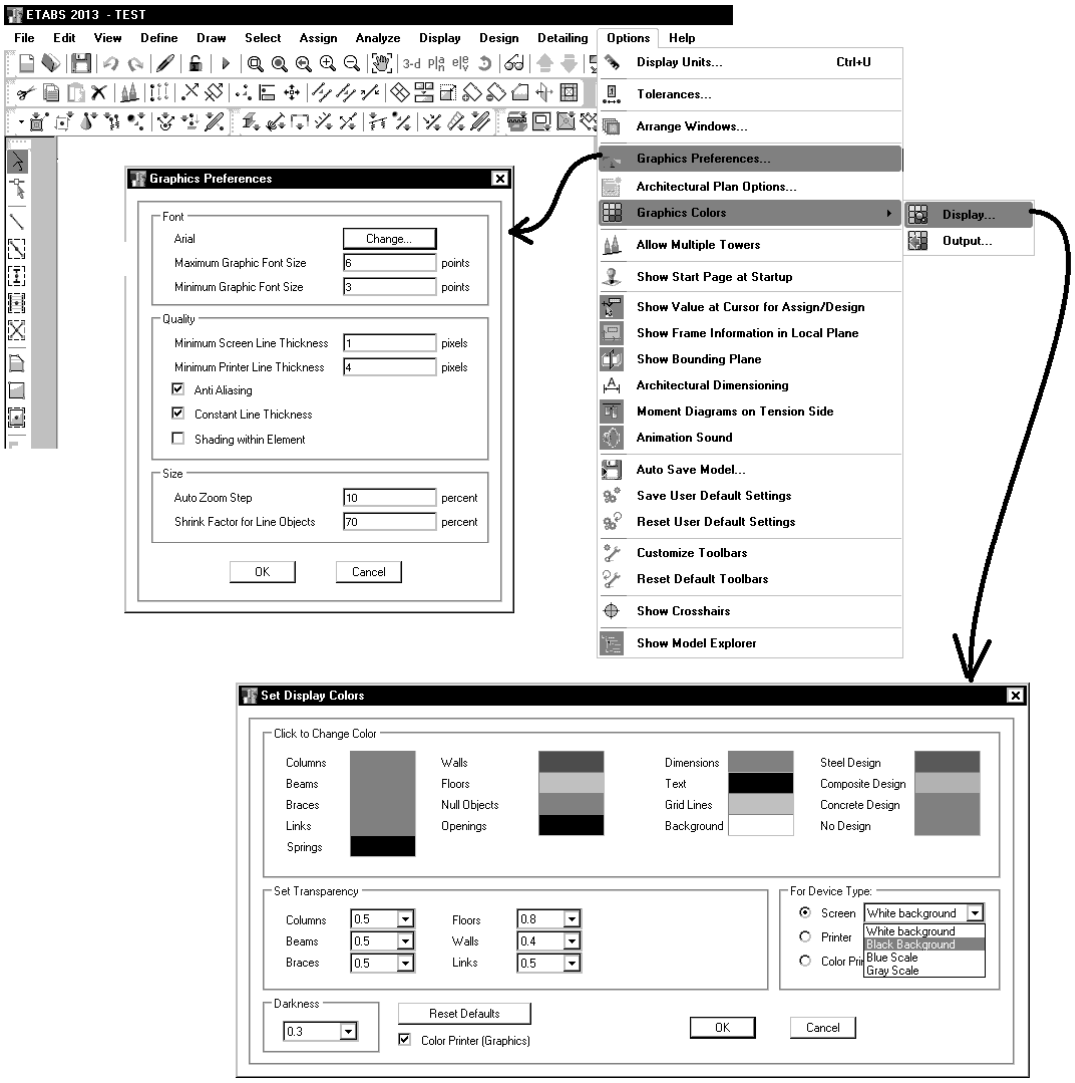

Shell Assignment - Local Axes
Local Axes Orientation
Rotation Angle from Default Orientation
0
deg
Rotation Angle from Current Orientation
deg
Normal to Selected Beam
OK
Close
Apply

۶-۳- تنظیم پارامترهای نمایشی

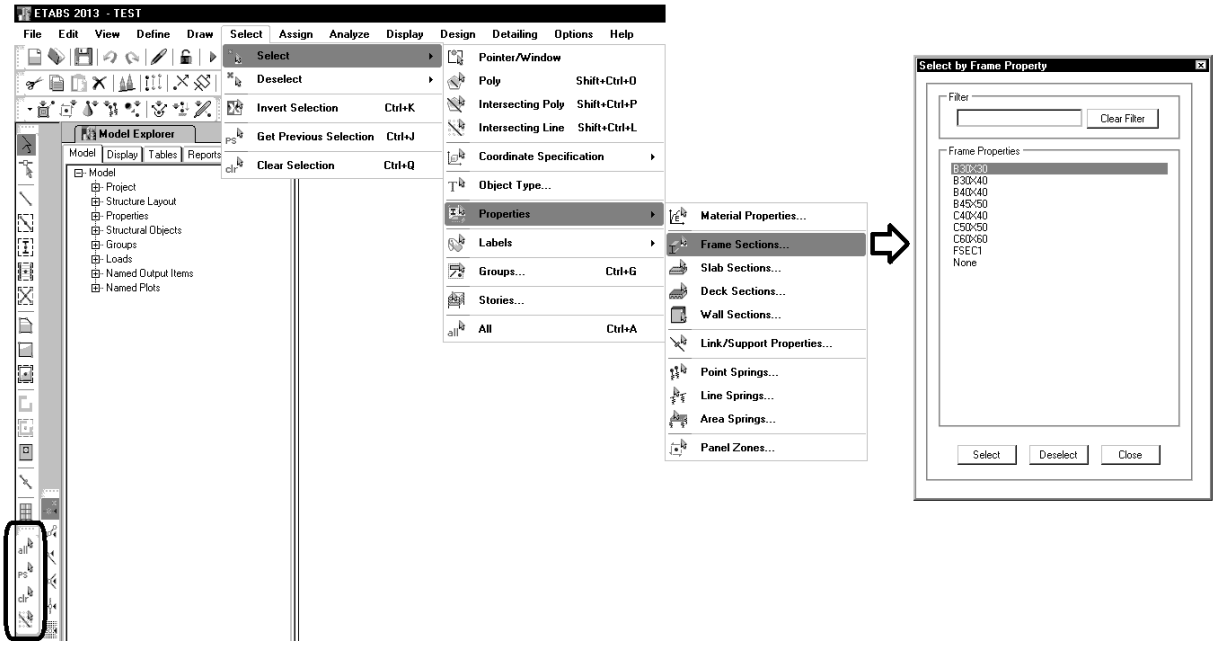


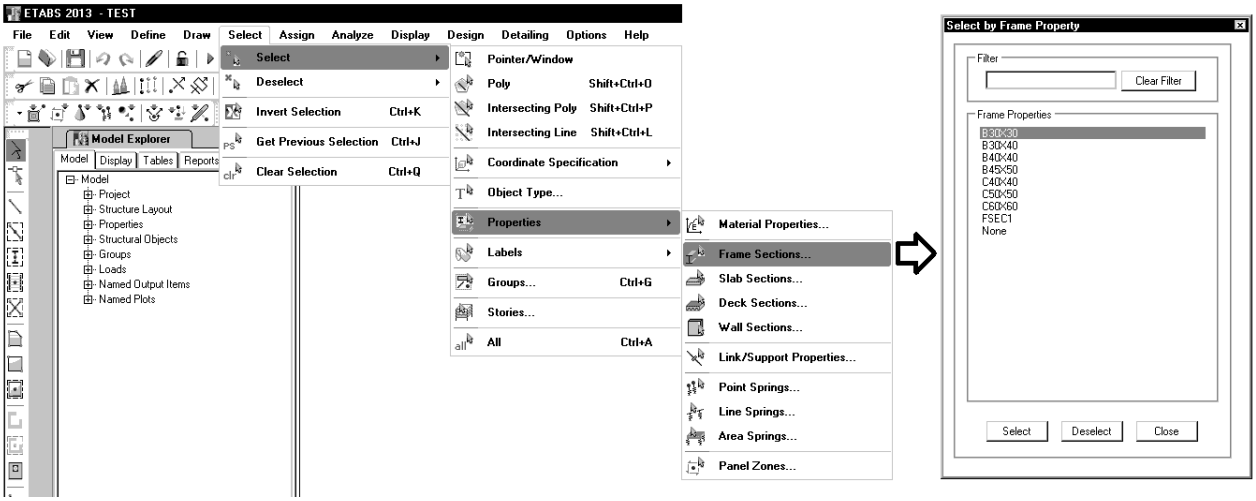


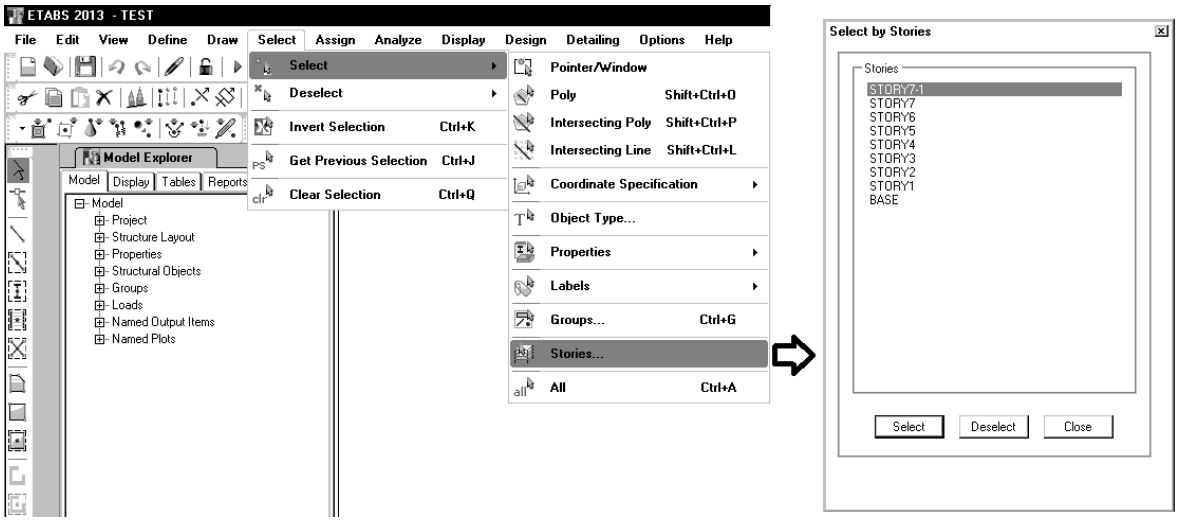




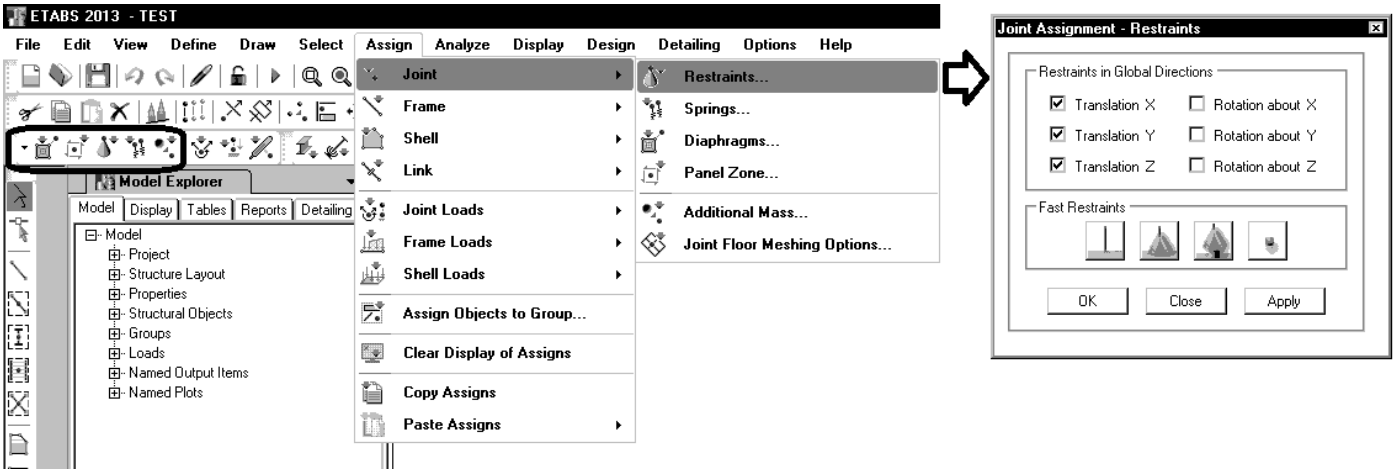
۶-۴- بررسی منوی Select





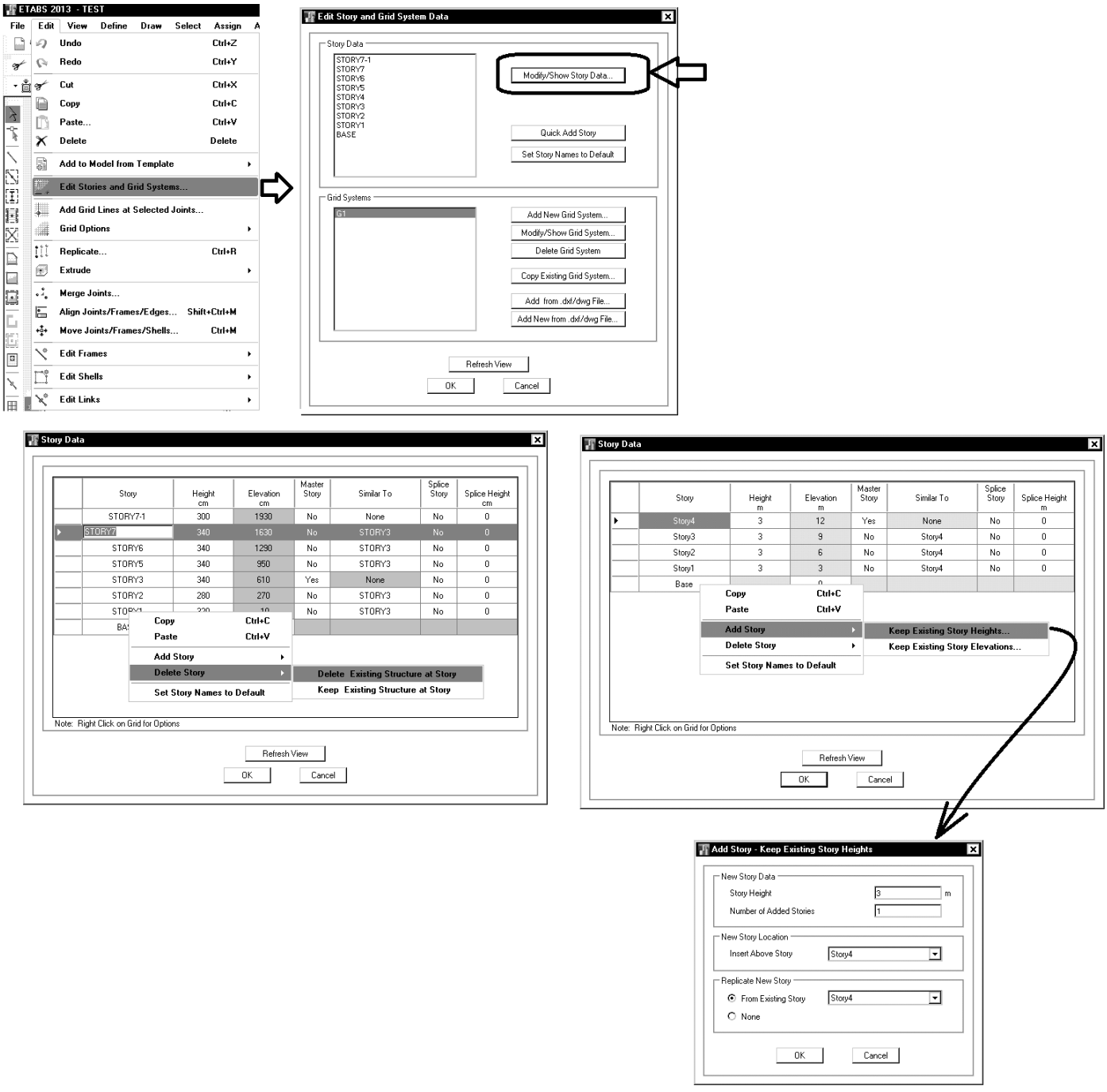


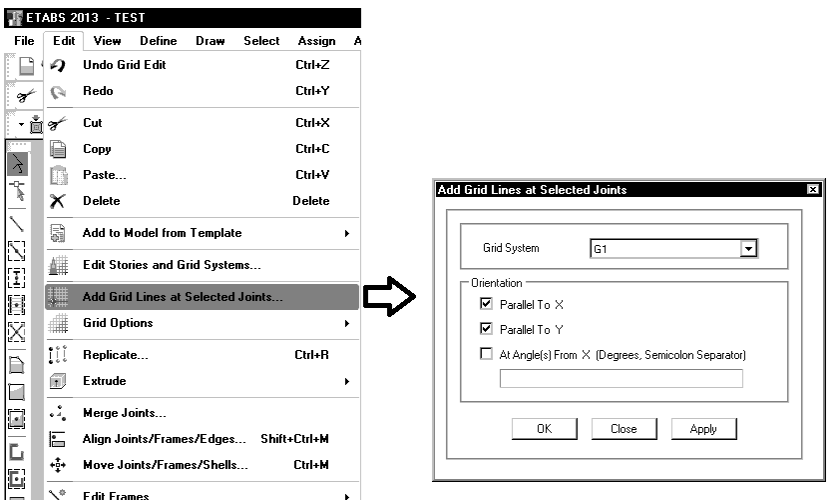
۶-۵- اختصاص تکیه گاه

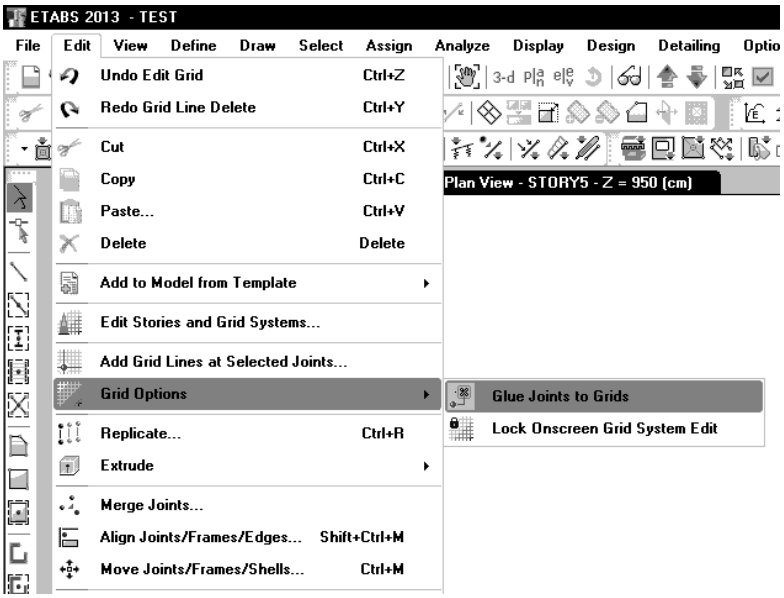


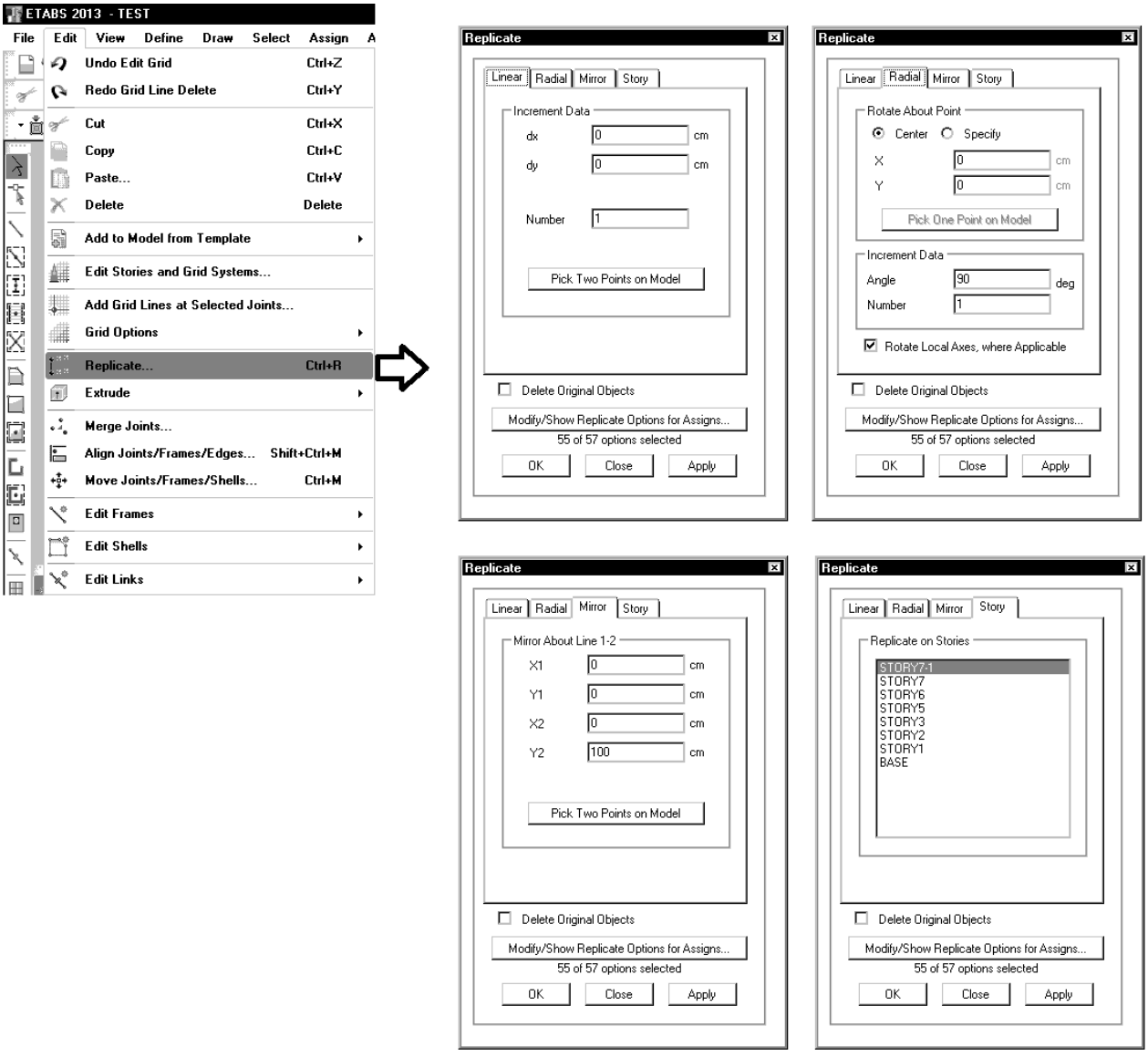
۶-۶- بررسی منوی Edit

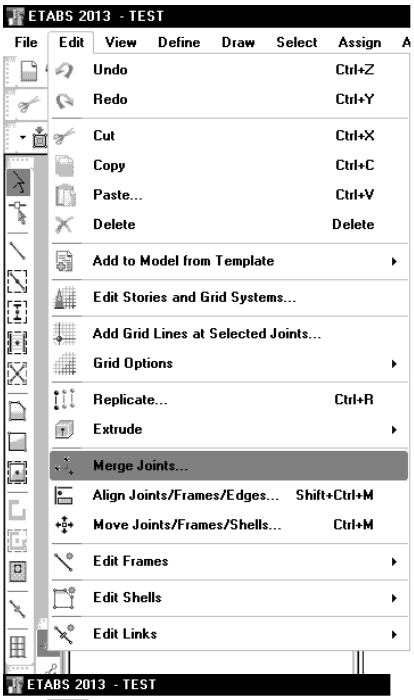
۶-۶-۱- ویرایش تعداد طبقات

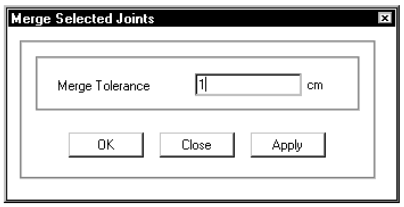


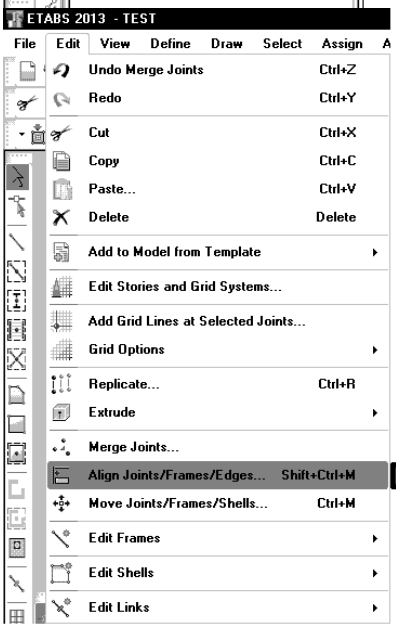


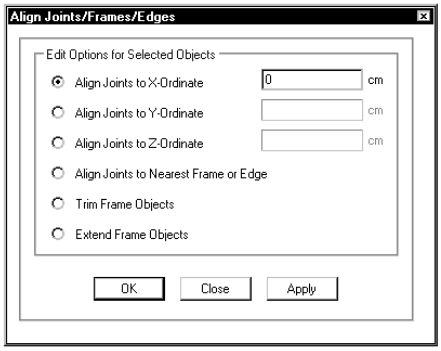

ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Optio
Undo Edit Grid Ctrl+Z
Redo Grid Line Delete Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid Options
Replicate... Ctrl+R
Extrude
Merge Joints...
Align Joints/Frames/Edges... Shift+Ctrl+M
Move Joints/Frames/Shells... Ctrl+M
Glue Joints to Grids
Lock Onscreen Grid System Edit
Plan View - STORY5 - Z = 950 (cm)

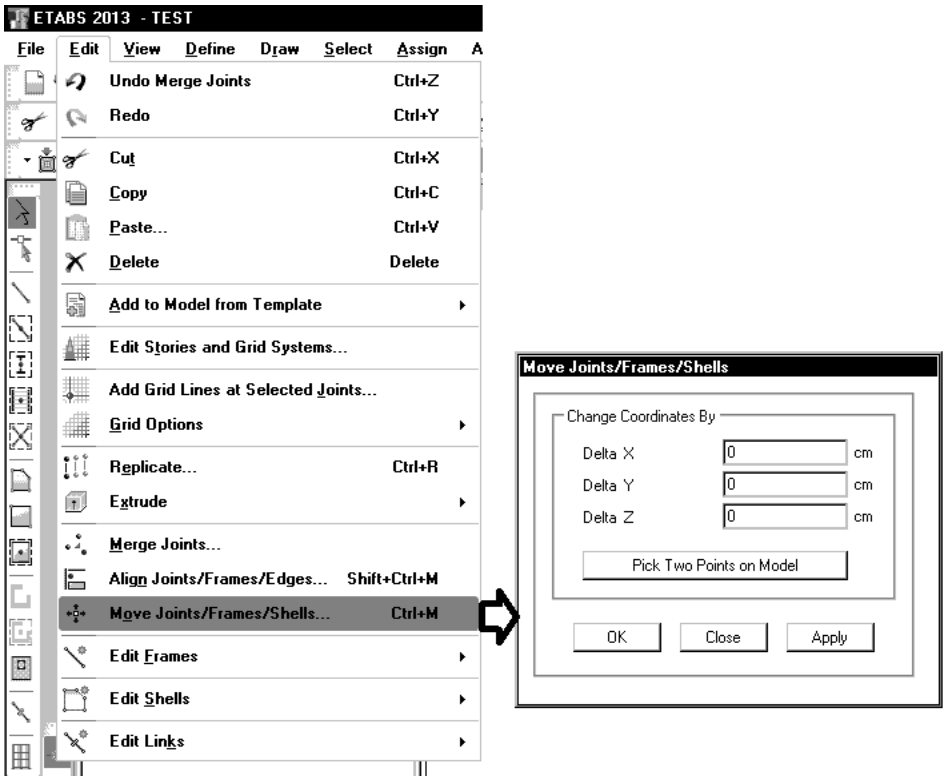

ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign
Undo Edit Grid Ctrl+Z
Redo Grid Line Delete Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid Options
Replicate... Ctrl+R
Extrude
Merge Joints...
Align Joints/Frames/Edges... Shift+Ctrl+M
Move Joints/Frames/Shells... Ctrl+M
Edit Frames
Edit Shells
Edit Links
Replicate
Linear Radial Mirror Story
Increment Data
dx 0 cm
dy 0 cm
Number 1
Pick Two Points on Model
Delete Original Objects
Modify/Show Replicate Options for Assigns...
55 of 57 options selected
OK Close Apply
Replicate
Linear Radial Mirror Story
Rotate About Point
Center Specify
X 0 cm
Y 0 cm
Pick One Point on Model
Increment Data
Angle 90 deg
Number 1
Rotate Local Axes, where Applicable
Delete Original Objects
Modify/Show Replicate Options for Assigns...
55 of 57 options selected
OK Close Apply
Replicate
Linear Radial Mirror Story
Mirror About Line 1-2
X1 0 cm
Y1 0 cm
X2 0 cm
Y2 100 cm
Pick Two Points on Model
Delete Original Objects
Modify/Show Replicate Options for Assigns...
55 of 57 options selected
OK Close Apply
Replicate
Linear Radial Mirror Story
Replicate on Stories
STORY7-1
STORY7
STORY6
STORY5
STORY3
STORY2
STORY1
BASE
Delete Original Objects
Modify/Show Replicate Options for Assigns...
55 of 57 options selected
OK Close Apply

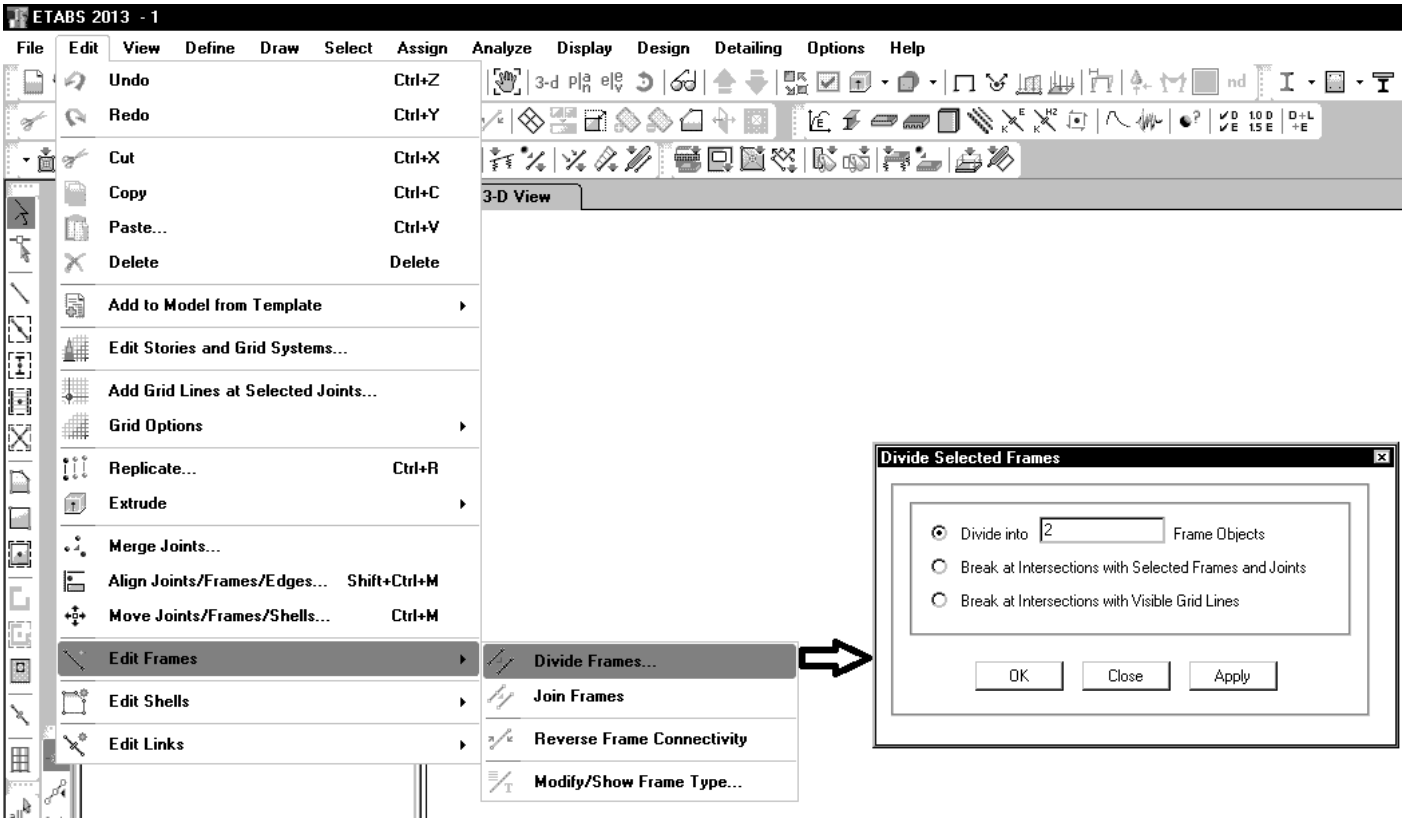

ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign A
Undo Ctrl+Z
Redo Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid Options
Replicate... Ctrl+R
Extrude
Merge Joints...
Align Joints/Frames/Edges... Shift+Ctrl+M
Move Joints/Frames/Shells... Ctrl+M
Edit Frames
Edit Shells
Edit Links

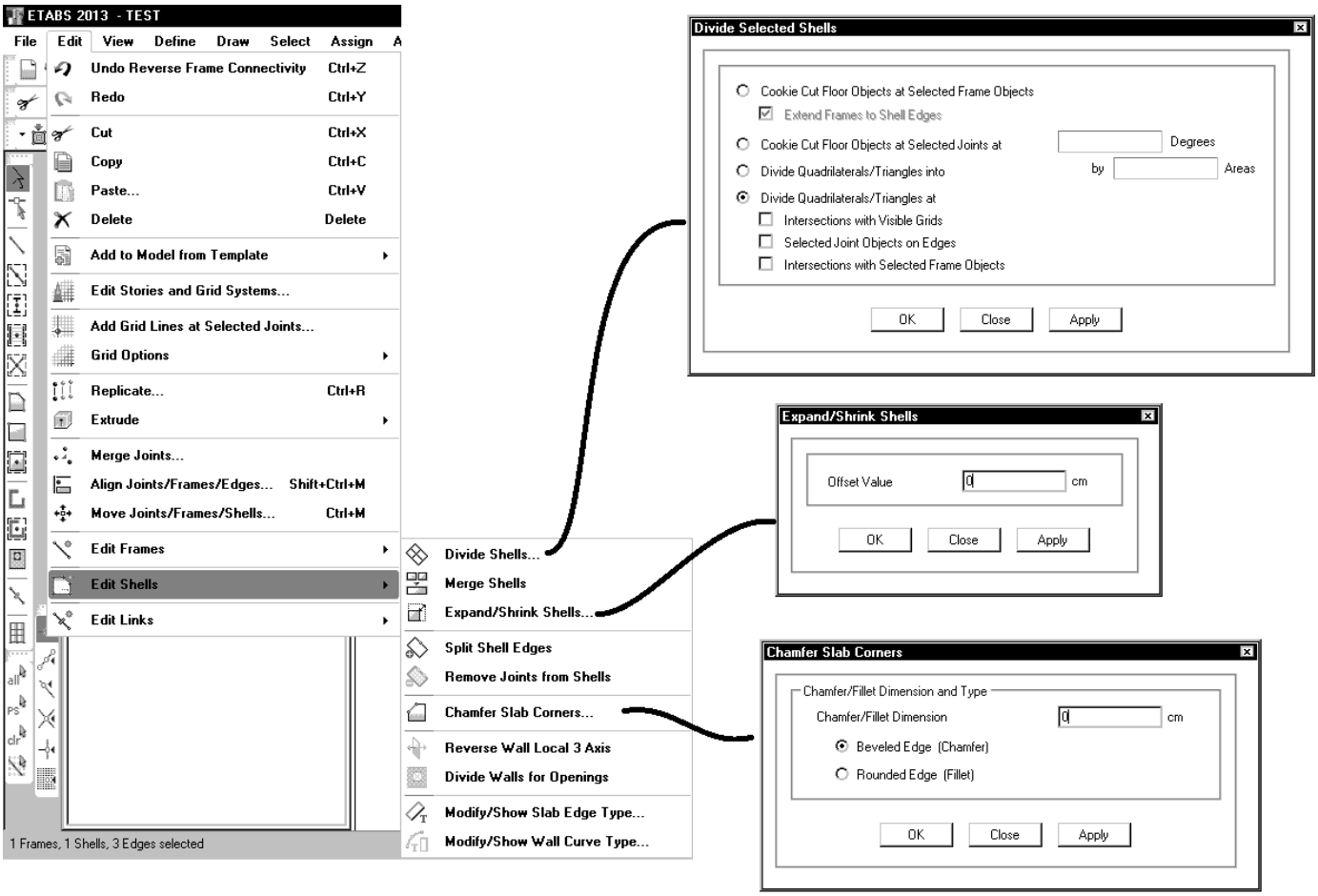

Merge Selected Joints
Merge Tolerance 1 cm
OK Close Apply


ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign A
Undo Merge Joints Ctrl+Z
Redo Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid Options
Replicate... Ctrl+R
Extrude
Merge Joints...
Align Joints/Frames/Edges... Shift+Ctrl+M
Move Joints/Frames/Shells... Ctrl+M
Edit Frames
Edit Shells
Edit Links

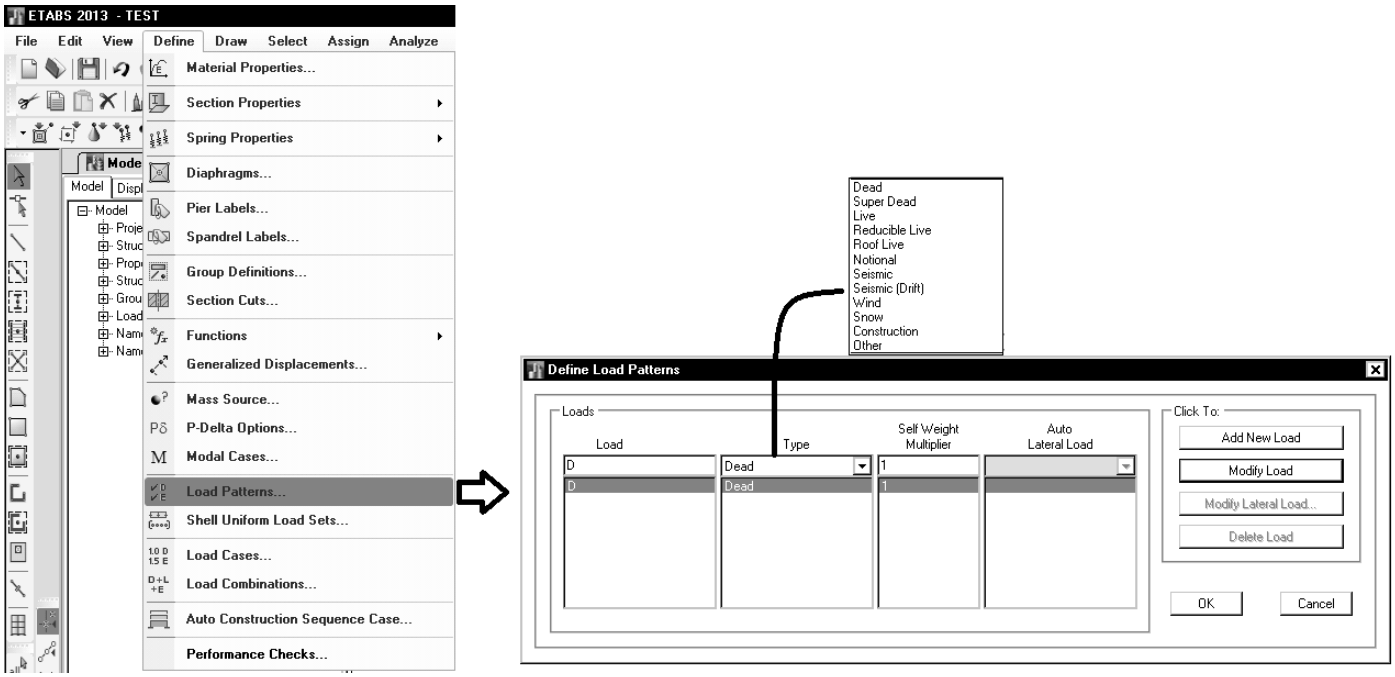

Align Joints/Frames/Edges
Edit Options for Selected Objects
Align Joints to X-Ordinate 0 cm
Align Joints to Y-Ordinate cm
Align Joints to Z-Ordinate cm
Align Joints to Nearest Frame or Edge
Trim Frame Objects
Extend Frame Objects
OK Close Apply


ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign A
Undo Merge Joints Ctrl+Z
Redo Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid Options
Replicate... Ctrl+R
Extrude
Merge Joints...
Align Joints/Frames/Edges... Shift+Ctrl+M
Move Joints/Frames/Shells... Ctrl+M
Edit Frames
Edit Shells
Edit Links
Move Joints/Frames/Shells
Change Coordinates By
Delta X 0 cm
Delta Y 0 cm
Delta Z 0 cm
Pick Two Points on Model
OK Close Apply


ETABS 2013 - 1
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Undo Ctrl+Z
Redo Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid Options
Replicate... Ctrl+R
Extrude
Merge Joints...
Align Joints/Frames/Edges... Shift+Ctrl+M
Move Joints/Frames/Shells... Ctrl+M
Edit Frames
Edit Shells
Edit Links
Divide Frames...
Join Frames
Reverse Frame Connectivity
Modify/Show Frame Type...
3-D View
Divide Selected Frames
Divide into 2 Frame Objects
Break at Intersections with Selected Frames and Joints
Break at Intersections with Visible Grid Lines
OK Close Apply


ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign A
Undo Reverse Frame Connectivity Ctrl+Z
Redo Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid Options
Replicate... Ctrl+R
Extrude
Merge Joints...
Align Joints/Frames/Edges... Shift+Ctrl+M
Move Joints/Frames/Shells... Ctrl+M
Edit Frames
Edit Shells
Edit Links
Divide Shells...
Merge Shells
Expand/Shrink Shells...
Split Shell Edges
Remove Joints from Shells
Chamfer Slab Corners...
Reverse Wall Local 3 Axis
Divide Walls for Openings
Modify/Show Slab Edge Type...
Modify/Show Wall Curve Type...
1 Frames, 1 Shells, 3 Edges selected
Divide Selected Shells
Cookie Cut Floor Objects at Selected Frame Objects
Extend Frames to Shell Edges
Cookie Cut Floor Objects at Selected Joints at
Degrees
Divide Quadrilaterals/Triangles into
by
Areas
Divide Quadrilaterals/Triangles at
Intersections with Visible Grids
Selected Joint Objects on Edges
Intersections with Selected Frame Objects
OK Close Apply
Expand/Shrink Shells
Offset Value 0 cm
OK Close Apply
Chamfer Slab Corners
Chamfer/Fillet Dimension and Type
Chamfer/Fillet Dimension 0 cm
Beveled Edge (Chamfer)
Rounded Edge (Fillet)
OK Close Apply

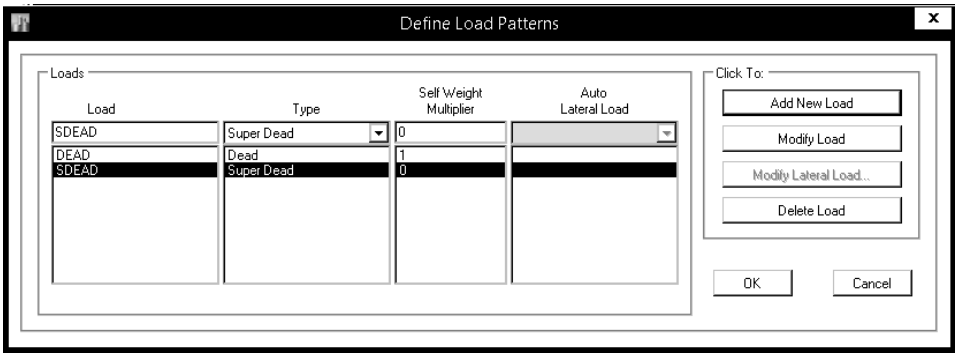
۷-تعریف بار مرده و زنده



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

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

Super Dead ⇦ ***گام ۲:*** **سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال وارد می‌شوند مثل وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می‌شوند و تنش در بال کششی محاسبه می‌شود.**



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

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

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

4.7.2 Reduction in Uniform Live Loads

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

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

In SI:

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

where

L = reduced design live load per ft^2 (m^2) of area supported by the member

L_o = unreduced design live load per ft^2 (m^2) of area supported by the member (see Table 4-1)

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

A_T = tributary area in ft^2 (m^2)

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

4.7.3 Heavy Live Loads

Live loads that exceed 100 lb/ft^2 (4.79 kN/m^2) 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.

۶-۵-۷ کاهش بارهای زنده طبقات

۶-۵-۷-۱ کلیات

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

۶-۵-۷-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت‌های ارائه شده در بندهای ۶-۵-۷-۳ الی ۶-۵-۷-۶، اعضایی که برای آن‌ها مقدار $K_{LL}A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، را می‌توان با استفاده از بارهای زنده کاهش یافته بر طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_o\left[۰/۲۵ + \frac{۴/۵۷}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right] \qquad (۶\text{-}۵\text{-}۱)$$

که در آن:

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

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

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

A_T: سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $۰/۵L_o$، برای اعضایی که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند، نباید از $۰/۴L_o$ کمتر باشد.

۶-۵-۷-۳ بارهای زنده سنگین

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

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

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

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

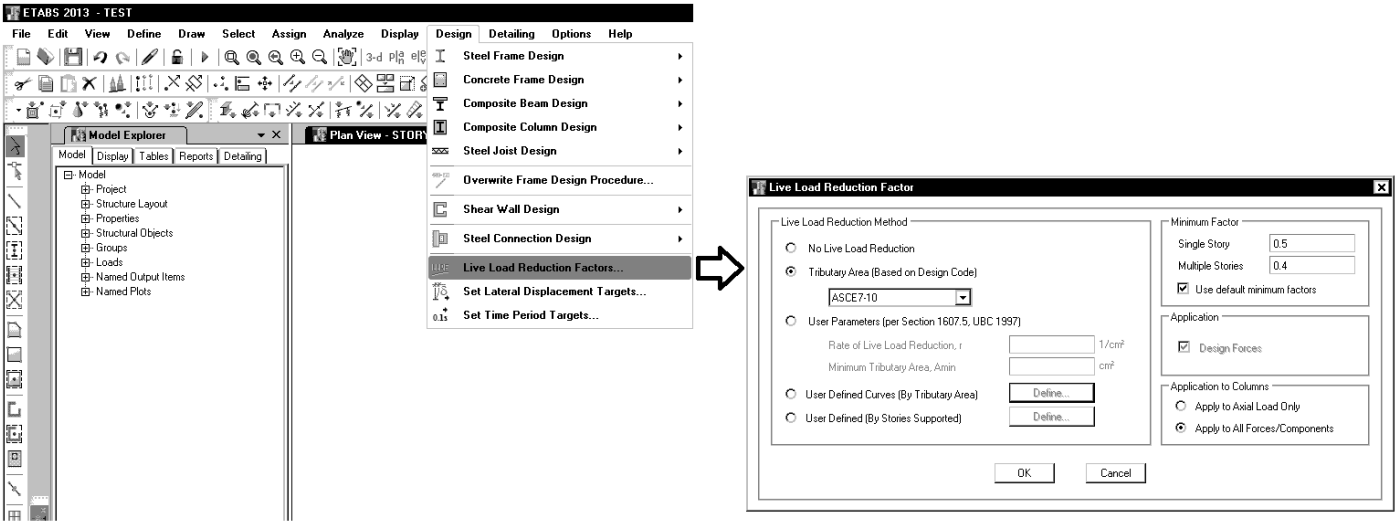
استثناء: کاهش بارهای زنده اعضایی که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

۶-۵-۷-۵ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

۶-۵-۷-۶ محدودیت‌های مربوط به دال‌های یک‌طرفه

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



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

برای طراحی بتن از ACI-318-2014 استفاده خواهیم کرد که ترکیب بارهای آن بر اساس بند ACI 9.2 تعیین می شود.

بدین ترتیب ترکیب بارهای فولاد و بتن عملا با یکدیگر یکی می باشد (جز در مورد ضریب بار باد).

- در ترکیب بارها بار زنده بام به صورت مجزا (Lr) 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 ملّی 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) ۱٫۴D

۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(Lr یا S یا R)

۳) ۱٫۲D+۱٫۶(Lr یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]

۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(Lr یا S یا R)

۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S

۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)

۷) ۰٫۹D+۱٫۰E

۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(Lr یا S)+۱٫۲T

۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(Lr یا S)+۱٫۰T

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_o آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰٫۵ منظور نمود.

9.2 — Required strength

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

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

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

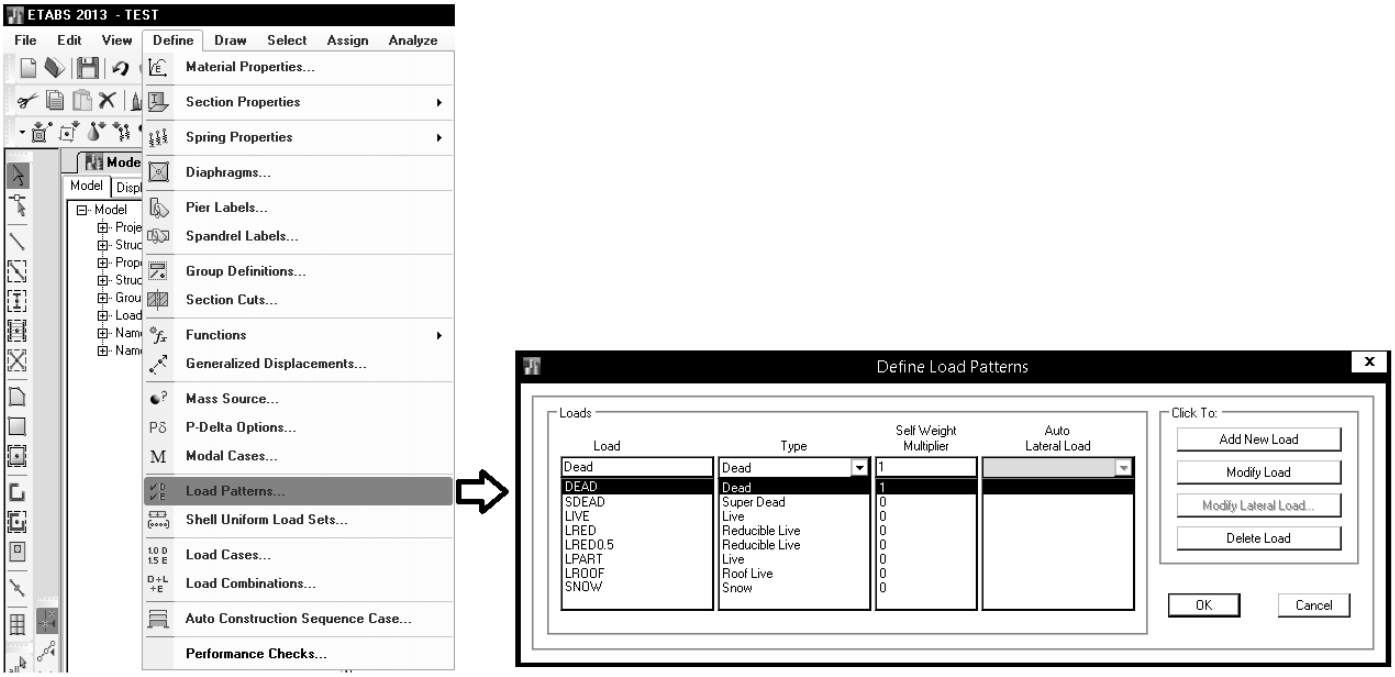
$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W) \quad (9\text{-}3)$$

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

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

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

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



DEAD: بار مرده

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

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

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

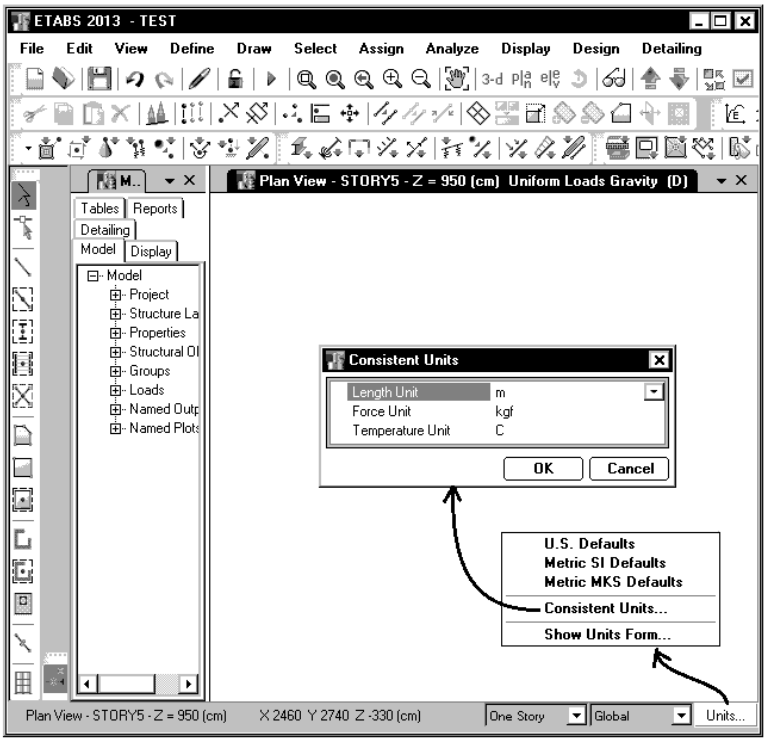
LRED0.5: بار زنده قابل کاهش. برای تعریف بارهای زنده قابل کاهش کمتر از 5 kPa (برای مثال اتاق های خصوصی در سازه های مسکونی). بار LRED0.5 در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 0.5 وارد خواهد شد.

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

LROOF: بار زنده بام می باشد.

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

۷-۲- اعمال بارهای مرده بر سازه



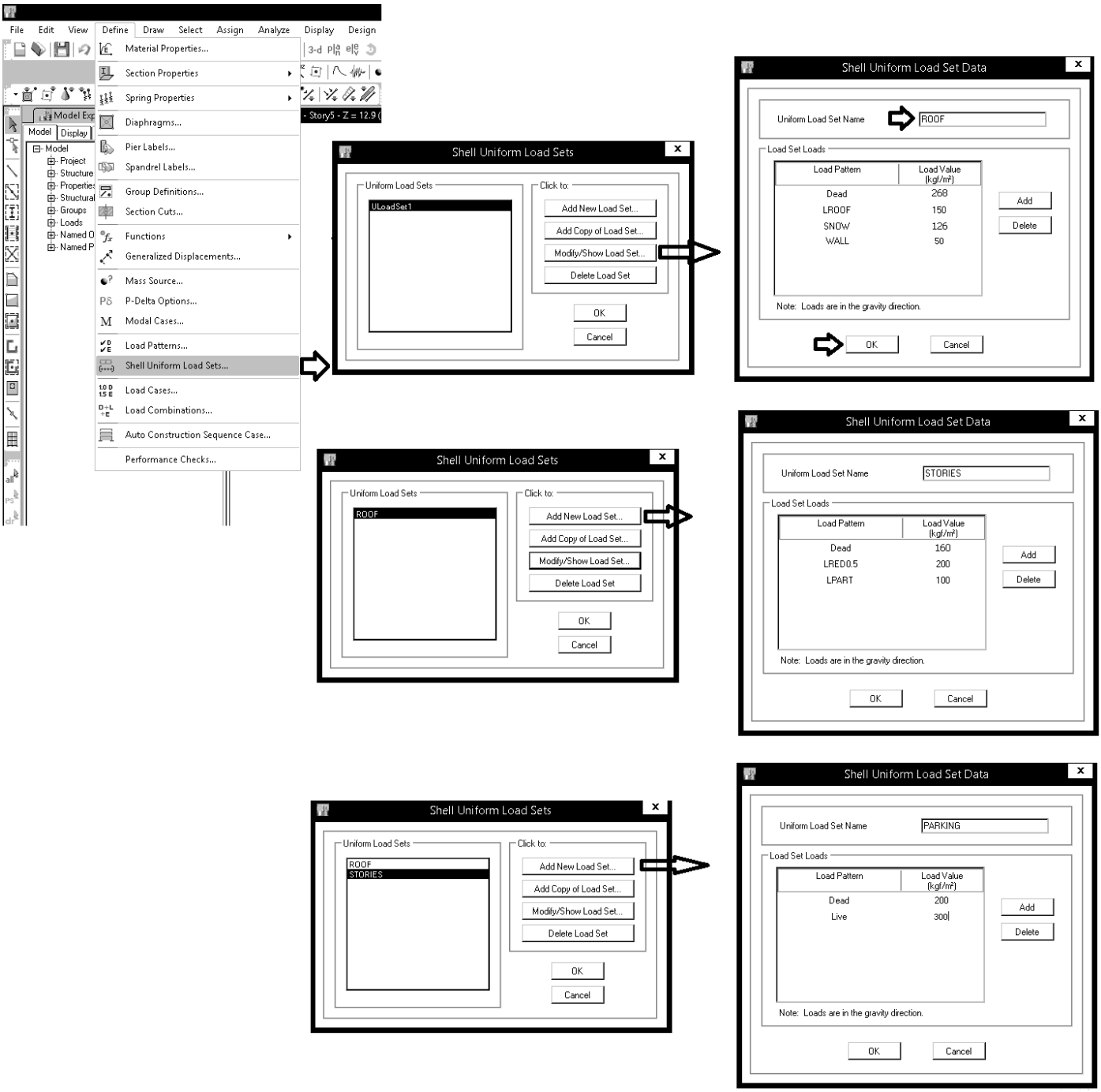
نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) طبقات ساختمان

۱) سرامیک کف	$0.01\times2100=21\ kg/m^2$
۲) ۲ سانتیمتر ملات ماسه سیمان	$0.02\times2100=42\ kg/m^2$
۳) فوم بتن	$0.07\times600=42\ kg/m^2$
۴) یونولیت	$5\ kg/m^2$
۵) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و گچ وخاک	$50\ kg/m^2$
جمع کل	$160kg/m^2$

نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) بام ساختمان

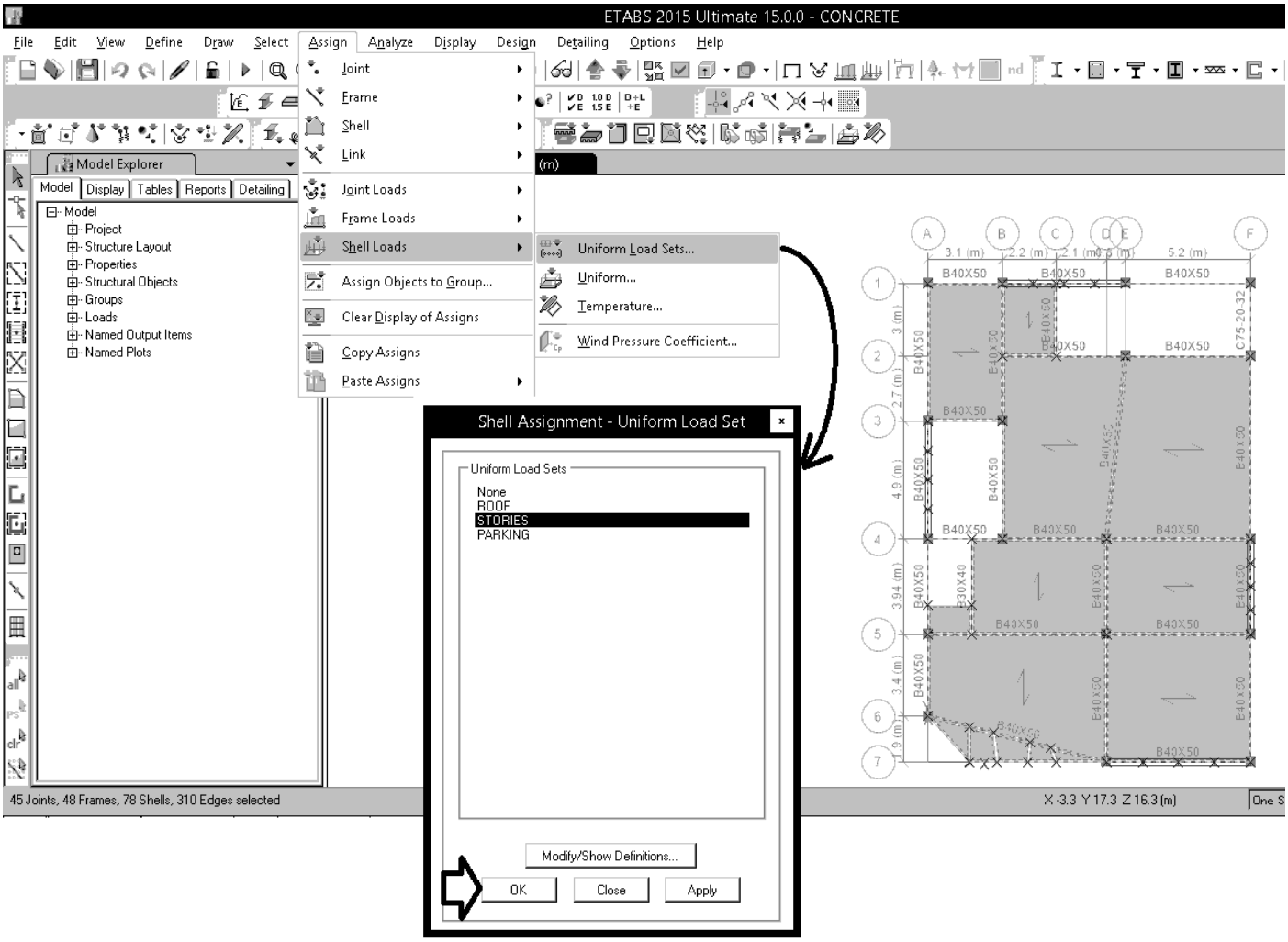
۱) ایزوگام	$20\ kg/m^2$
۲) ملات ماسه سیمان	$0.03\times2100=63\ kg/m^2$
۳) ۱۰ سانتیمتر بتن پوکه	$0.1\times1300=130kg/m^2$
۴) یونولیت	$5\ kg/m^2$
۵) سقف کاذب یا گچ و گچ و خاک	$50\ kg/m^2$
جمع کل	$268kg/m^2$

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

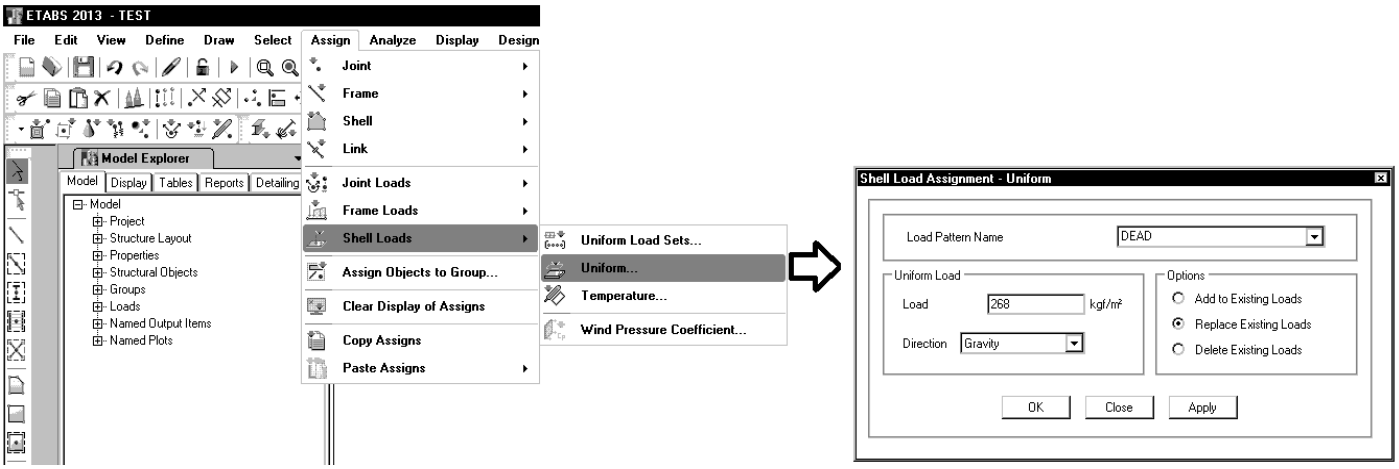


- در مبحث ۶ جدید نحوه محاسبه بار برف تغییر کرده و برای سازه ای واقع در داخل شهر تبریز و یا تهران با فرض نیمه برفگیر بودن آن برابر $105\ kg/m^2$ و با فرض برف گیر بودن $126\ kg/m^2$ بدست می آید
- بار Wall برای منظور کردن اثر تیغه بندی در جرم لرزه ای طبقه بام می باشد.
- بار زنده پارکینگ در مبحث ۶ جدید برای پارکینگهای با خودروی کمتر از 4ton برابر $300\ kg/m2$ عنوان شده است (قبلا $500\ kg/m^2$ بود).

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



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



۷-۳- اعمال بار زنده و برف

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

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم‌کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم‌کننده 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 آن‌که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از ۰٫۴ کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی‌که 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 تقسیم‌کننده نیست.

۶-۵-۷ کاهش بارهای زنده طبقات

۶-۵-۷-۱ کلیات

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

۶-۵-۷-۳ بارهای زنده سنگین

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

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

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

۶-۵-۷-۵ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بام‌ها		
۱-۱	بام‌های معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	۱٫۵[۱]	۱٫۳
۱-۲	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۱-۳	بام‌های دارای باغچه و گلخانه	۵	—
۱-۴	بام‌هایی با پوشش پارچه‌ای با سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱٫۳
۱-۵	بام‌هایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۱-۶	قاب‌های نگهدارنده یک فضابند	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش، فقط به اعضای قابها وارد می‌شود)	۱
۲	سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام		
۲-۱	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]	—
۲-۳	سالن‌های غذاخوری و رستوران‌ها	۵[۳]	—
۲-۴	سینماها و تئاترها	۵[۳]	—
۲-۵	صحنه سینماها و تئاترها	۷٫۵[۳]	—
۲-۶	سالن‌های اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷٫۵[۳]	—
۲-۷	شبستان مساجد و تکایا	۶[۳]	—
۲-۸	سالن انتظار و ملاقات	۵[۳]	—
۲-۹	پایانه‌های مسافربری	۶[۳]	—
۳	راهروها، راه پله‌ها[۴] و بالکن‌ها		
۳-۱	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	—
۳-۲	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	—
۳-۳	راه‌پله و راههای منتهی به درب‌های خروجی	۵[۴] و [۱۴]	۱٫۳
۳-۴	راه پله اضطراری	۵	۱٫۳
۳-۵	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تاسیسات	۲	۱٫۳
۳-۶	بالکن‌ها	۱٫۵ برابر بار زنده کف اتاق‌های متصل به آنها، لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.	—

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

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

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

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

۷-۴- اعمال بارهای خطی

نمونه محاسبه بار مرده دیوارهای پیرامونی غیرنما

۱) ملات ماسه سیمان	$0.01\times2100=21 kg/m^2$
۲) بلوک سفالی	$0.22\times850=187\ kg/m^2$
۳) گچ وخاک	$0.02\times1600=32\ kg/m^2$
۵) اندود گچ	$0.01\times1300=13\ kg/m^2$
جمع کل	$253 kg/m^2$

نمونه محاسبه بار مرده دیوارهای پیرامونی نما

۱) سنگ نما	$0.02\times2800=56\ kg/m^2$
۱) ملات ماسه سیمان	$0.02\times2100=42\ kg/m^2$
۲) بلوک سفالی	$0.22\times850=187\ kg/m^2$
۳) گچ وخاک	$0.02\times1600=32\ kg/m^2$
۵) اندود گچ	$0.01\times1300=13\ kg/m^2$
جمع کل	$330 kg/m^2$

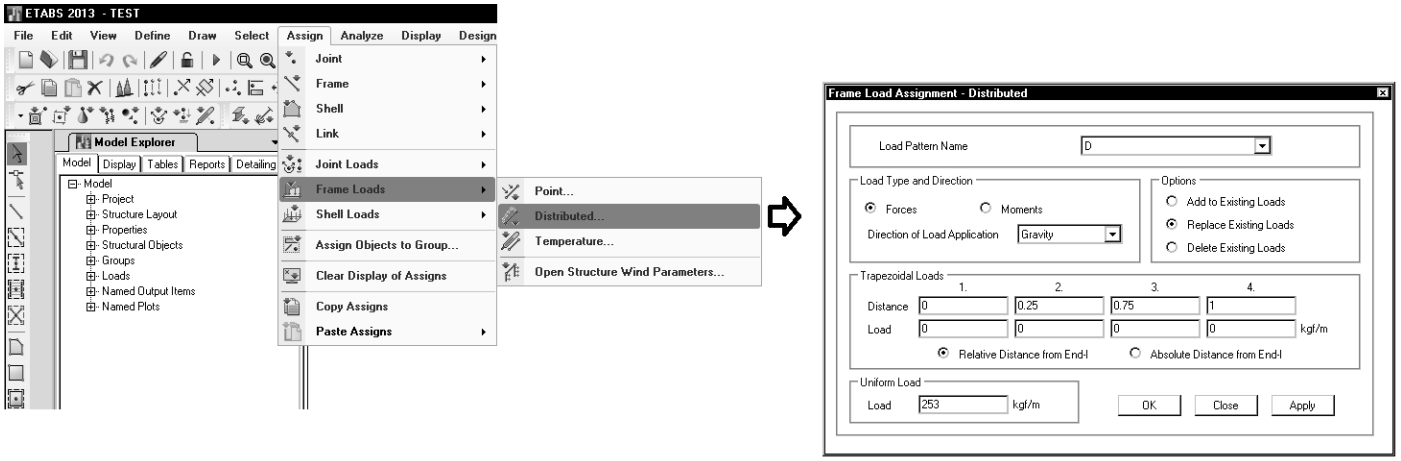
جهت درنظرگرفتن اثر بازشوها می توان بارمرده دیوارهای نما را در 0.7 ضرب نمود.

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

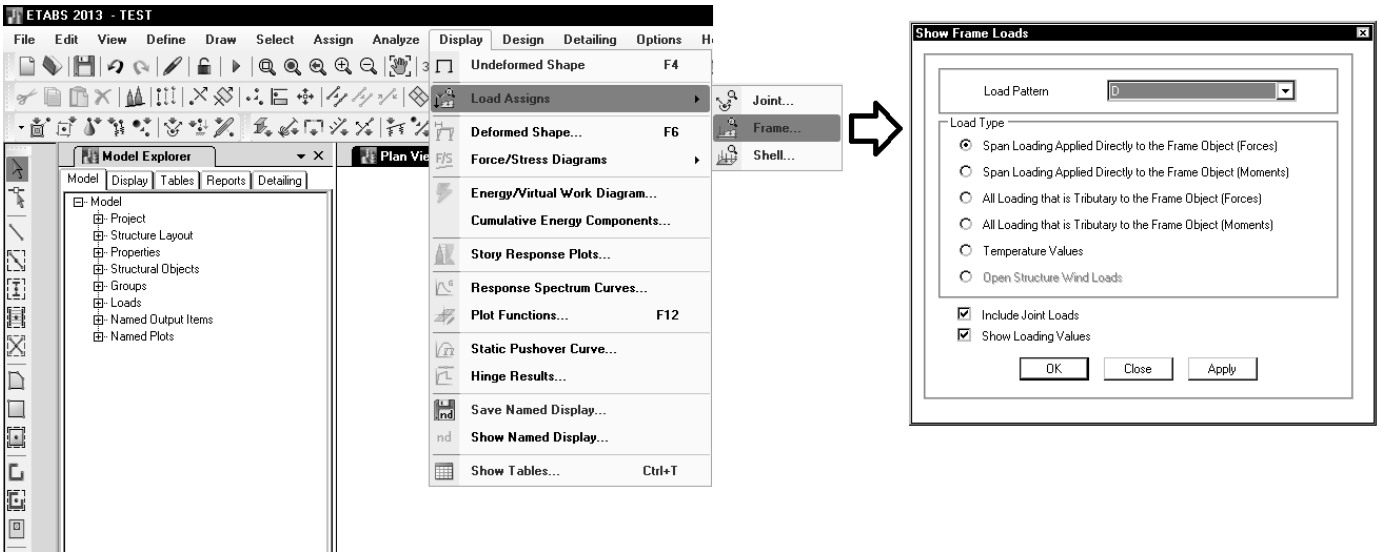
بار گسترده مربوط به دیوارهای غیرنما $253\times3\cong760\frac{kg}{m}$

بار گسترده مربوط به دیوارهای نما $330\times0.7\times3\cong700\frac{kg}{m}$

بار گسترده مربوط به جان پناه بام $330\times0.8\cong265\frac{kg}{m}$



۷-۵- مشاهده و بررسی بارهای وارد شده



۷-۶- Notional Load

۱-۵-۱-۲-۱۰ 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 مرتبهٔ 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.

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

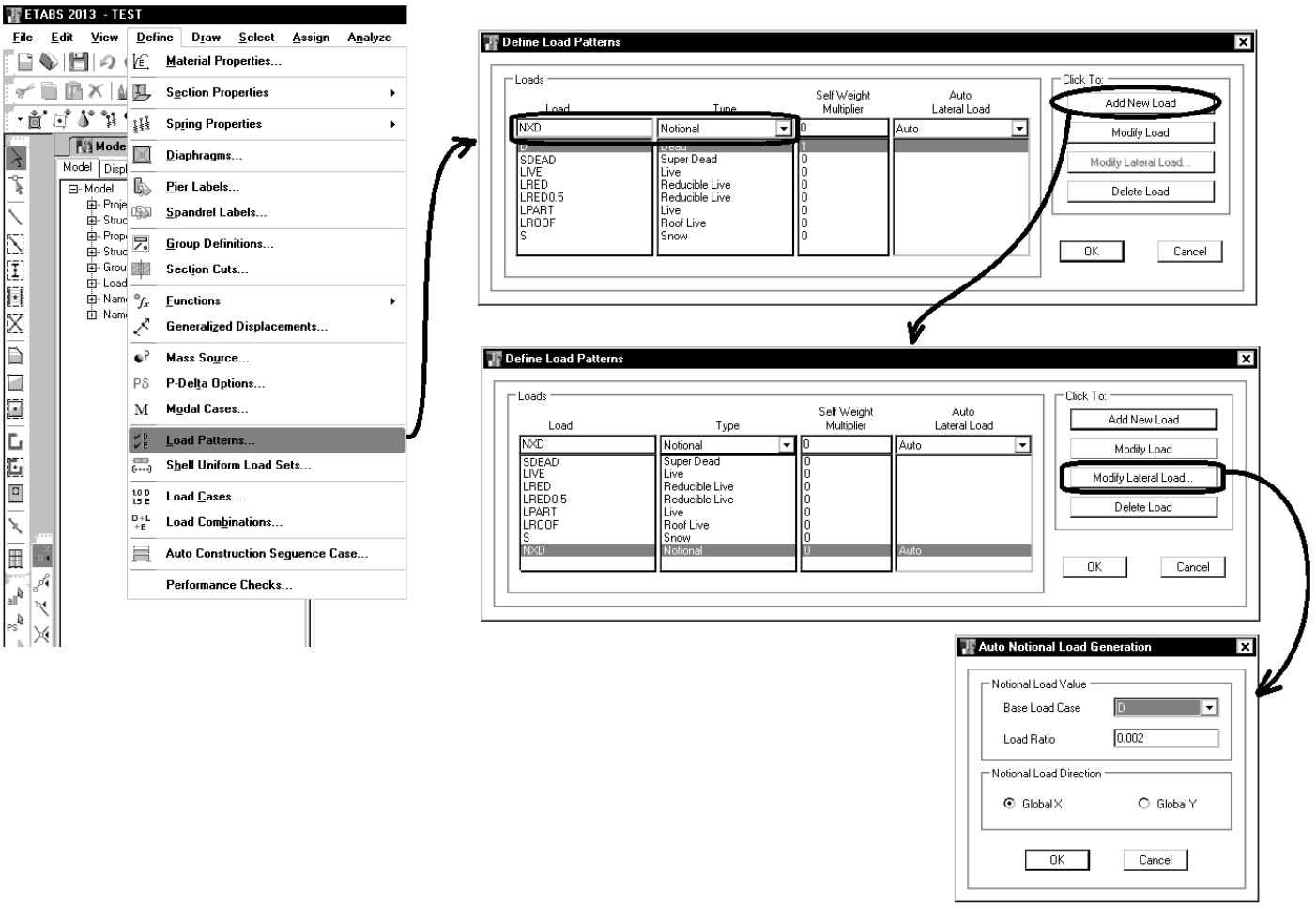
که در آن:

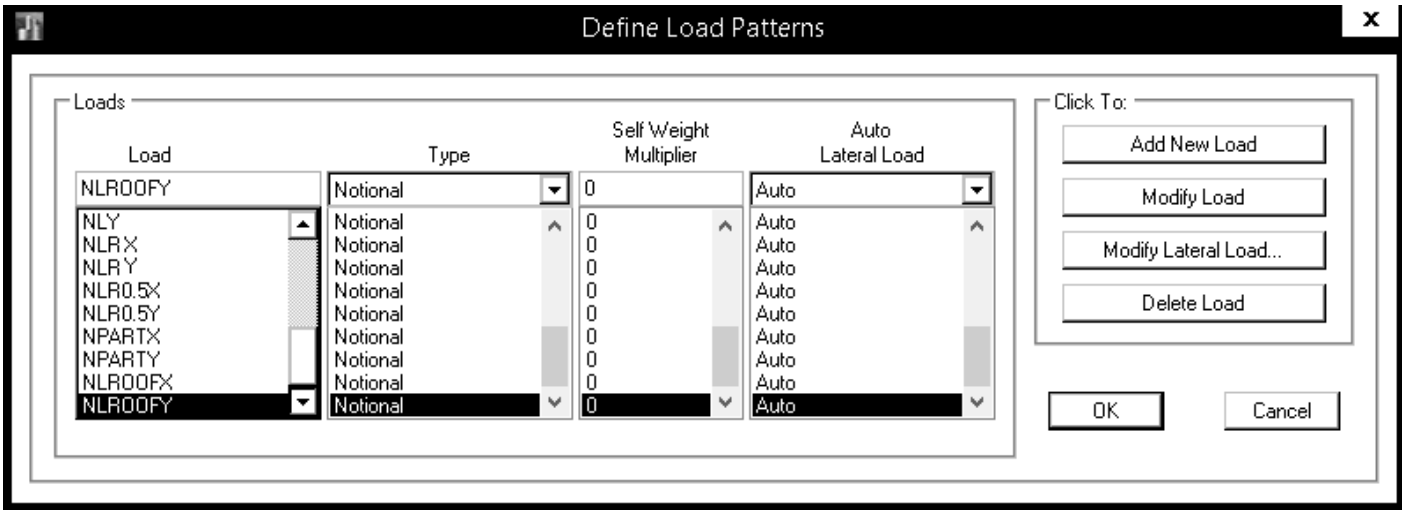
N_i= بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

Y_i= بار ثقلی ضریبدار در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

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

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


ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
Load Patterns...
Shell Uniform Load Sets...
Load Cases...
Load Combinations...
Auto Construction Sequence Case...
Performance Checks...
Define Load Patterns
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
NXD
Notional
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel
SDEAD
LIVE
LRED
LRED0.5
LPART
LROOF
S
Super Dead
Live
Reducible Live
Roof Live
Snow
Auto Notional Load Generation
Notional Load Value
Base Load Case
D
Load Ratio
0.002
Notional Load Direction
Global X
Global Y


Define Load Patterns
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
NLROOFY
Notional
Auto
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel
NLY
NLRX
NLRY
NLR0.5X
NLR0.5Y
NPARTX
NPARTY
NLROOFX
NLROOFY

۷-۷- نیروی زلزله استاتیکی

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

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

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

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- **نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد**
- **نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد**

۳-۳-۱-۲ ترازپایه

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

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه 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 روش تحلیل استاتیکی معادل

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

۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

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

$$V_u=CW \qquad (۳-۱)$$

در این رابطه:

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

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

$$C=\frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

در این رابطه:

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

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

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

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

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

$$V_{u\,min}=0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

۷-۷-۲- تعیین شتاب مبنای طرح (A)

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

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

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

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

۲-۷-۳- تعیین ضریب بازتاب ساختمان (B)

$$B = B_1 N \qquad (۲-۱)$$

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) \quad 0 < T < T_0$$
$$B_1 = S + 1 \quad T_0 < T < T_s$$
$$B_1 = (S+1)(T_s/T) \quad T > T_s \qquad (۲-۲)$$

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

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

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

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

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 مقدارB باید سه مورد فوق تعیین شود.

۷-۷-۳-۱- تعیین دوره تناوب سازه (T)

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

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

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

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

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

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$

درروابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی‌که وزن آن بیشتر از ۲۵درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

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

۳-۳-۳-۲ ساختمان‌های غیرمتعارف

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

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

$$T = T_D$$

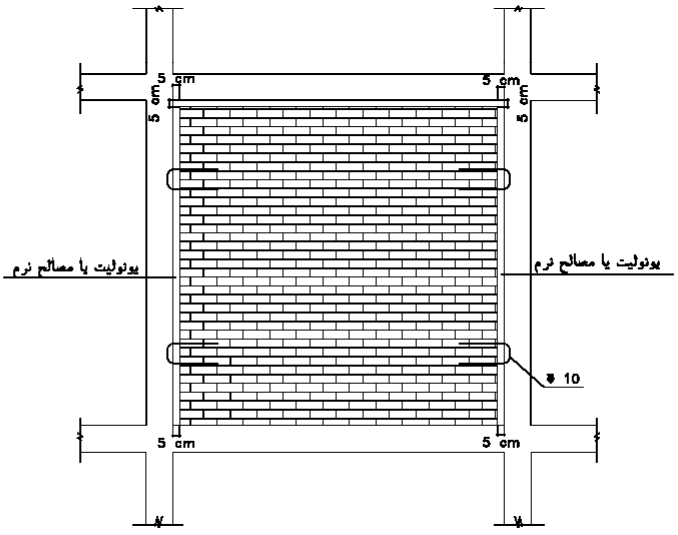
ب- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند:

$$T = 0.8T_D$$

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

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

۸. در سازه های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی برای آنکه جداگرهای میانقاب مانعی برای حرکت قابها ایجاد نکنند، جزئیات مناسب در نقشه های سازه ارائه شود. شکل کلی زیر به عنوان راهنما ارائه می شود.



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 × 1.25} به عنوان زمان تناوب سازه استفاده می کنیم.

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

۷-۷-۴- تعیین ضریب رفتار سازه (Ru)

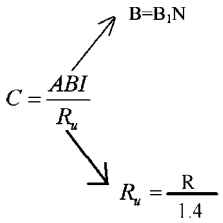
جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح	۴	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سمیعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۲]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه‌های فولادی یا بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

مقایسه بین ویرایش ۳ و ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰:

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

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



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

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

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

ترکیب بار لرزه ای بر اساس ویرایش ۳

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

ترکیب بار لرزه ای بر اساس ویرایش ۴

1.05D + 1.275L + 1E	ACI 318-99 آیین نامه بتن آمریکا سال ۱۹۹۹
1.2D + L + 1E + 0.2S	ACI 318 – 11 آیین نامه بتن آمریکا سال ۲۰۱۱ AISC 360 – 10 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۱ (روش LRFD) مبحث ۱۰ ایران (روش LRFD)
~~**0.75 (D + L + 0.7E)**~~	AISC ASD – 89 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۱ (روش ASD) مبحث ۱۰ قدیم ایران (روش ASD) این روش از آیین نامه ایران حذف شده و منسوخ شده محسوب می شود.
D + 1.2L + 0.84E	مبحث ۹ ایران (چاپ ۱۳۹۲) **با توجه به اینکه در نرم افزار ETABS از ACI استفاده می شود، باید برای بتن از ترکیب بار بتن آمریکا استفاده شود (سطر دوم این جدول). حق نداریم برای طراحی از ACI استفاده کنیم و ترکیب بارها را از مبحث ۹ انتخاب کنیم.**
D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S	ترکیب بار کنترل تنش خاک (بر اساس بند ۶-۲-۳-۴ مبحث ۶) • برای کنترل تنش خاک بقیه ترکیب بارها نیز باید کنترل شوند.

برای مثال برای قاب خمشی متوسط داریم:

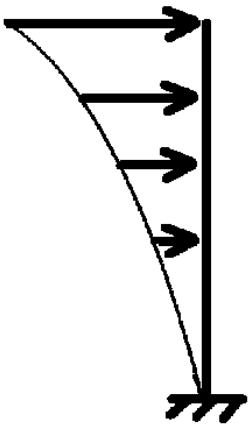
$$1.2D + L + 1.4\left(\frac{ABI}{7}\right) + 0.2S$$

R (ویرایش سوم)

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

R_u (ویرایش چهارم)

۷-۷-۵- نیروی شلاقی



ویرایش ۴

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

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

$$F_{ui}=\frac{W_i h_i^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\,k}} V_u \qquad (۶-۳)$$

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

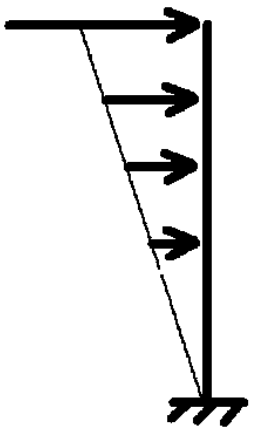
k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5 \le T \le 2.5\ Sec \qquad (۷-۳)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

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

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



ویرایش ۳

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

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

$$F_i=(V-F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \qquad (۹-۲)$$

در این رابطه:

F_i: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

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

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

$$F_t=۰/۰۷\ TV \qquad (۱۰-۲)$$

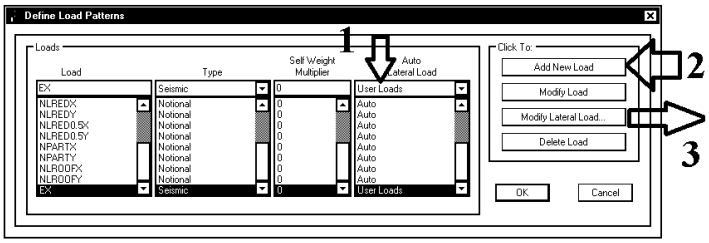
نیروی F_t نباید بیشتر از V ۰/۲۵ در نظر گرفته شود و چنانچه Tبرابر یا کوچکتر از ۰/۷ ثانیه باشد، می‌توان آن را برابر با صفر اختیار نمود.

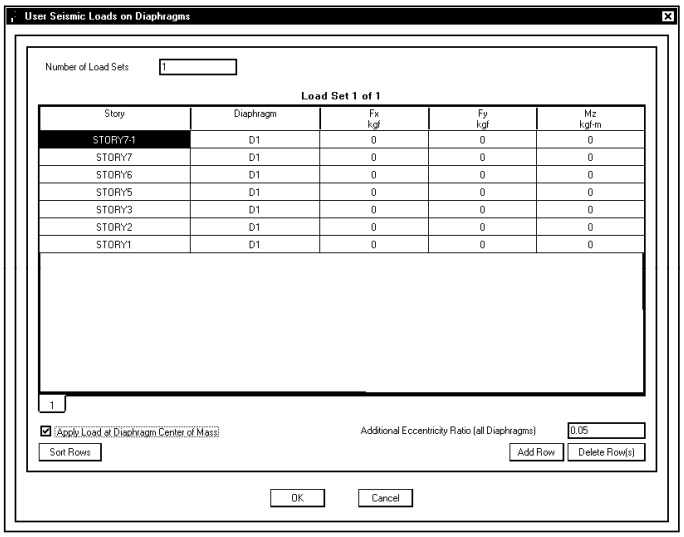
تبصره: در صورتی که ساختمان دارای خرپشته با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیروی F_t در تراز بام اعمال خواهد شد و در غیر این صورت، نیروی F_t در تراز سقف خرپشته اثر داده می‌شود.

برای محاسبه نیروی زلزله می توانید از نرم افزار Excel که برای این منظور نوشته ام استفاده نمایید. این نرم افزار را می توانید از آدرس زیر دانلود نمایید:
http://www.hoseinzadeh.net/ebook-software.htm

www.hoseinzadeh.net		
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	50	
درجه اهمیت سازه	I=0.8	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	III	
سیستم سازه	قاب ساده با بادبند همگرا	
Ru=	3.5	جدول ۳-۴
سازه صایقاب دارد؟	خیر	
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	2.00	
T_0=	0.15	
Ts=	0.7	
S0=	1.1	
S=	1.75	
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	1.18	
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.10080	
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.63804	
B=B1*N=	1.80315	
C-min=0.12*A*I=	0.0336	
C=A.B.I/R=	0.1443	
*k=0.5*T+0.75=*	1.3376	
C_{DRIFT} =	0.098233333	
K_{DRIFT} =	*1.75*	

۷-۷-۶- استفاده از User Load





۷-۷-۷- استفاده از User Coefficient

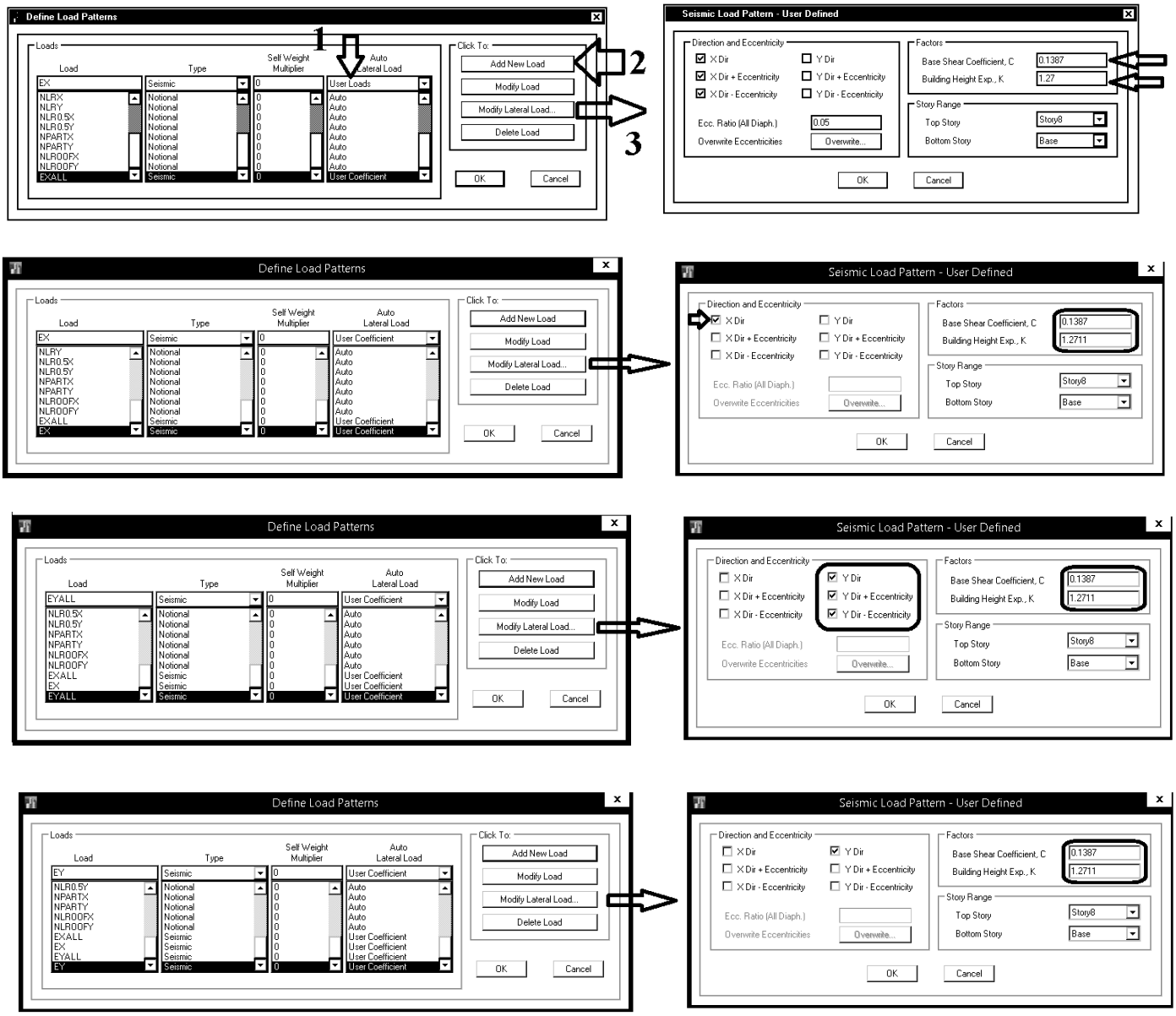
مقادیر EYALL, EXALL و نیز EX و EY به ترتیب زیر تعریف می شوند.

- 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.

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 صایقاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T-ETABS)	5.00
T_0=	0.15
Ts=	0.7
S0=	1.1
S=	1.75
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	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

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

در ایتبس ۲۰۱۵ می توان زلزله های EX, EXP, EXN را همزمان تعریف کرد. در شکل زیر یک زلزله در راستای X با نام EXALL تعریف شده است و هنگام تعریف آن هر سه گزینه $\begin{matrix} EXALL1 \\ EXALL2 \\ EXALL3 \end{matrix}$ $\begin{matrix} \text{X Dir} \\ \text{X Dir} + \text{Eccentricity} \\ \text{X Dir} - \text{Eccentricity} \end{matrix}$ فعال شده اند. در واقع ایتبس این زلزله را با سه نام متفاوت به صورت ذخیره می کند و اگر در ترکیب باری از EXALL استفاده شده باشد، آن ترکیب بار شامل سه ترکیب بار خواهد بود.



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

۳-۳-۷-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۳-۳-۶) در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۳-۳-۷-۲)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییر شکل‌های ایجادشده در کف‌ها نیز منظور شود.

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

$$M_{ui} = \sum_{j=i}^{n} (e_{ij} + e_{aj}) F_{uj} \qquad (۳-۸)$$

در این رابطه:

e_{ij}: برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{aj}: برون‌مرکزی اتفاقی طبقه j، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

F_{uj}: نیروی جانبی درتراز طبقه j

۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی 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 مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی 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، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۳-۹)$$

در این رابطه:

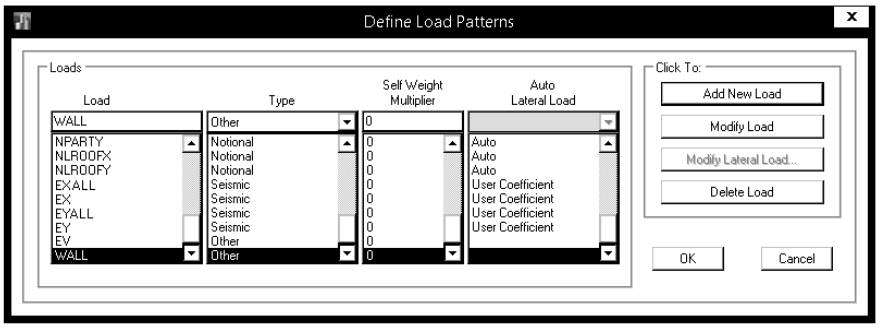
Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است.

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

۷-۸- بار Wall

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

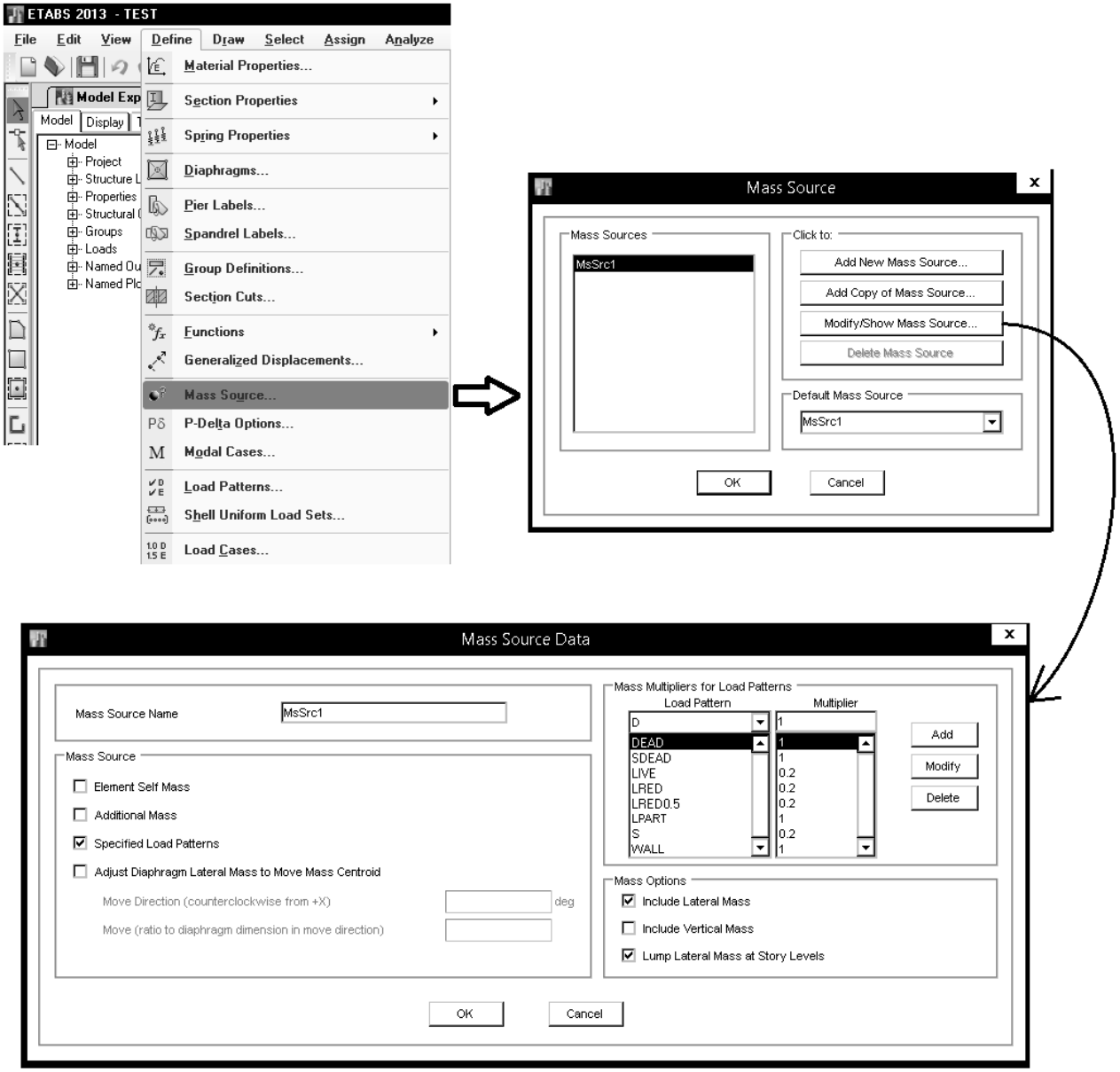


۷-۹- وزن لرزه ای (Mass Source)

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

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

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۳۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

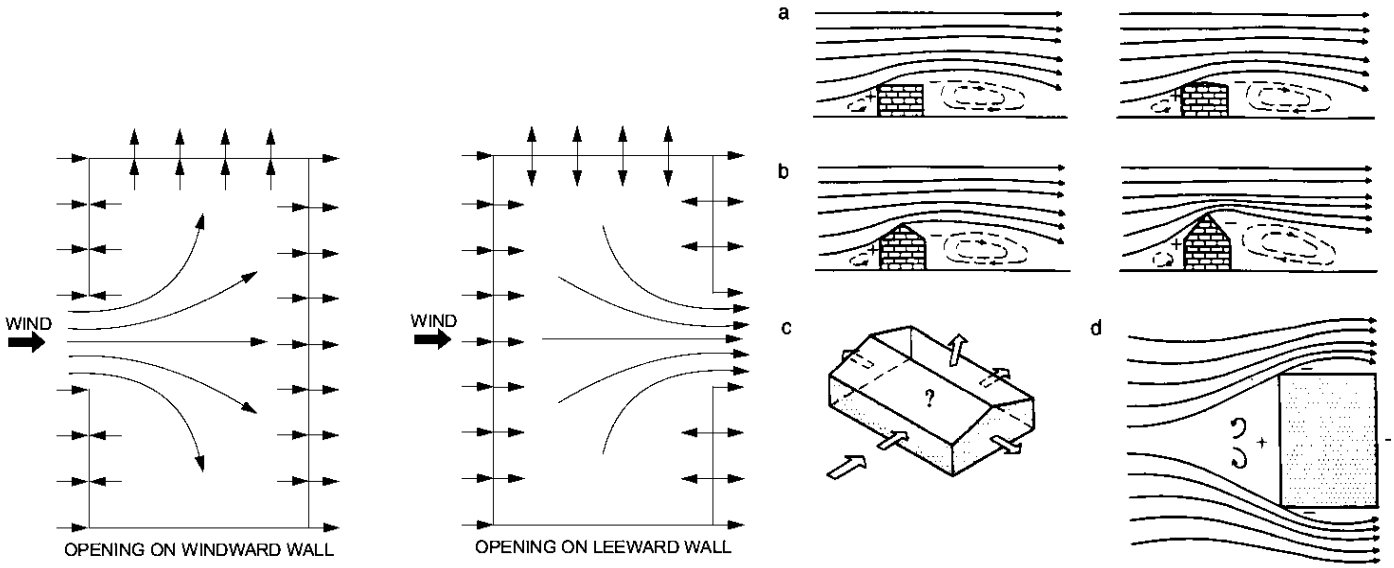


سوال: آیا می توان به جای اعمال PARTITION LIVE، بار LIVE و یا REDUCIBILE LIVE اعمال کرد؟ مثلا در سازه مسکونی به جای 200 kg/m2، بار زنده را برابر 300 kg/m2 وارد نمود.

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

۷-۱۰- بار باد

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



۶-۱۰ بار باد

۶-۱۰-۲ 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.

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

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

q = فشار مبنای باد بخش ۶-۱۰-۳ و جدول ۶-۱۰-۲

C_e = ضریب بادگیری طبق بند ۶-۱۰-۶-۱

C_g = ضریب اثر جهشی باد طبق بند ۶-۱۰-۶-۴

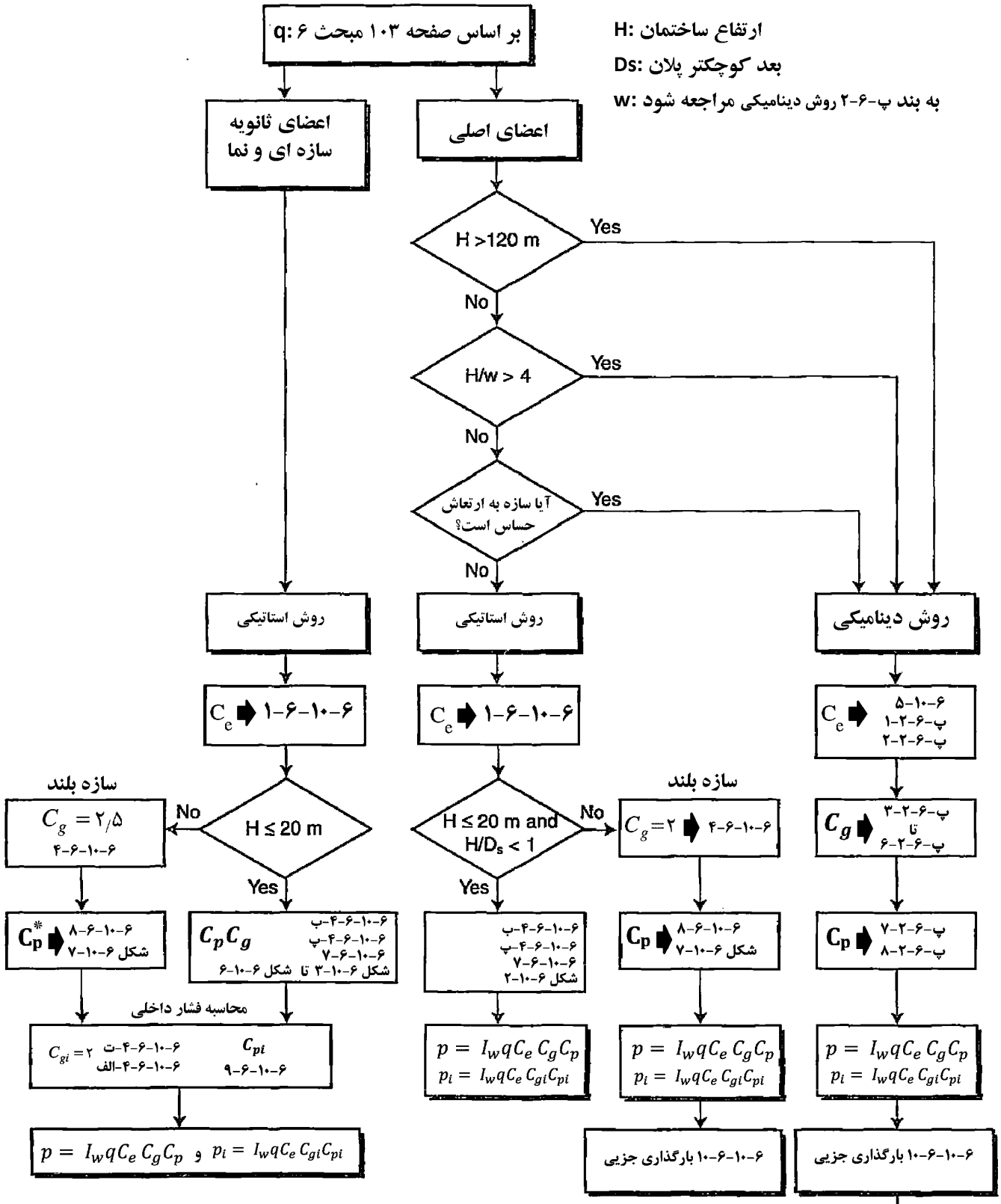
فشار خالص ناشی از باد بر یک جزء یا تمام سطح یک ساختمان از جمع جبری فشار و مکش بدست می‌آید. فشار یا مکش داخلی در اثر باد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$p_i = I_w q C_e C_{gi} C_{pi} \qquad (۶-۱۰-۲)$$

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

C_{pi} = ضریب فشار داخلی

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



پ-۶-۲ روش دینامیکی

کاربرد:

استفاده از روش آزمایشگاهی یا دینامیکی برای ساختمان‌های بلندتر از ۴ برابر عرض موثر حداقل یا بزرگتر از ۶۰ متر ارتفاع و دیگر سازه‌هایی که کوچکترین فرکانس طبیعی آن $0{,}25 < f_n < 1$ باشد الزامی می‌باشد. عرض موثر حداقل در رابطه زیر تعریف شده است.

$$w = \frac{\sum h_i w_i}{h_i} \qquad \text{(پ-۶-۲-۱)}$$

که h_i ارتفاع تراز از زمین و w_i کمترین عرض ساختمان در جهت عمود بر باد در ارتفاع i است.

روش‌های تجربی برای ساختمان‌هایی که فرکانس طبیعی آنها "f_n" کمتر از ۰٫۲۵هرتز است با روش‌های مناسب مانند تونل باد الزامی می‌باشد.

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

۶-۱۰-۶-۷ ضرایب فشار خارجی برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه

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

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

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

معیار کوتاه یا بلند بودن سازه

در شکل ۶-۱۰-۲:

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

کلا ۸ حالت بارگذاری متفاوت خواهیم داشت.
۴ حالت بارگذاری برای حالت الف و چهار حالت بار گذاری برای حالت ب

(۲) برای مقادیر نشان داده نشدهٔ شیب بام، ضریب C_pC_g می‌تواند به صورت خطی میانیابی شود.

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

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

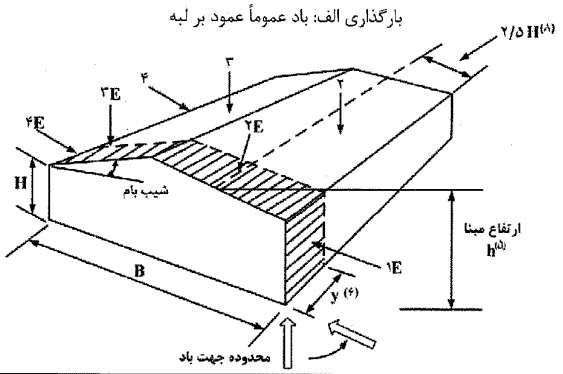
(۵) ارتفاع مبنا، h، برای محاسبهٔ فشار، ارتفاع میانه سقف یا ۶ متر، هر کدام که بزرگتر، می‌باشد. ارتفاع پاشیب، H، می‌تواند در صورت شیب کمتر از ۷° بام، جایگزین میانگین ارتفاع شود.

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

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

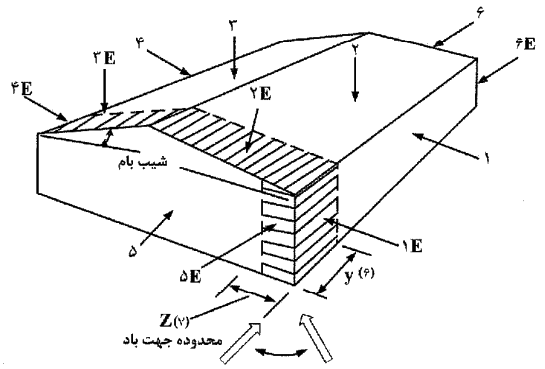
(۸) برای B/H<۵ در بارگذاری A، ضرایب منفی روی سطوح ۲، ۲E باید تنها روی سطحی اعمال شوند که پهنای آن از محل پاشیب رو به باد، ۲/۵H باشد. فشار روی بقیهٔ بام رو به باد باید به ضرایب مشخص شده برای بام پشت به باد (ضرایب مربوط به سطوح ۳، ۳E) کاهش یابد.

بارگذاری الف: باد عموماً عمود بر لبه



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

بارگذاری ب: باد عموماً موازی با لبه



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

شکل ۶-۱۰-۲ ضریب بیشینه مرکب فشار و باد جهشی خارجی، C_pC_g، برای کنش‌های سازه‌ای اولیه ناشی از اثر هم زمان بار باد روی کلیه سطوح

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

شکل ۶-۱۰-۷ ضرایب فشار خارجی مورد استفاده برای ساختمان‌های مستطیلی در پلان، با ارتفاع، H، بزرگتر از ۲۰ متر یا بعد کوچکتر پلان، D_S، را در بر می‌گیرد. ضرایب به صورت ضریب فشار متوسط زمانی و فضائی، C_p، یا صرفاً به صورت ضریب فشار محلی متوسط زمانی، C_p^*، داده شده اند. ضریب فشار محلی $C_p = \pm ۰/۹$ ، که در طراحی سطوح کوچک پوستهٔ خارجی یا نما (در حدود اندازه یک پنجره) استفاده می‌شود، می‌تواند تقریباً در هر جا و در هر ترازی، به جز نزدیک گوشه‌ها که C_p^* محلی برابر با ۱/۲ مناسب است، اعمال گردد.

C_p^*

این دو مورد در مبحث ششم به اشتباه به صورت C_p^* درج شده اند

در شکل ۶-۱۰-۷:

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

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

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

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

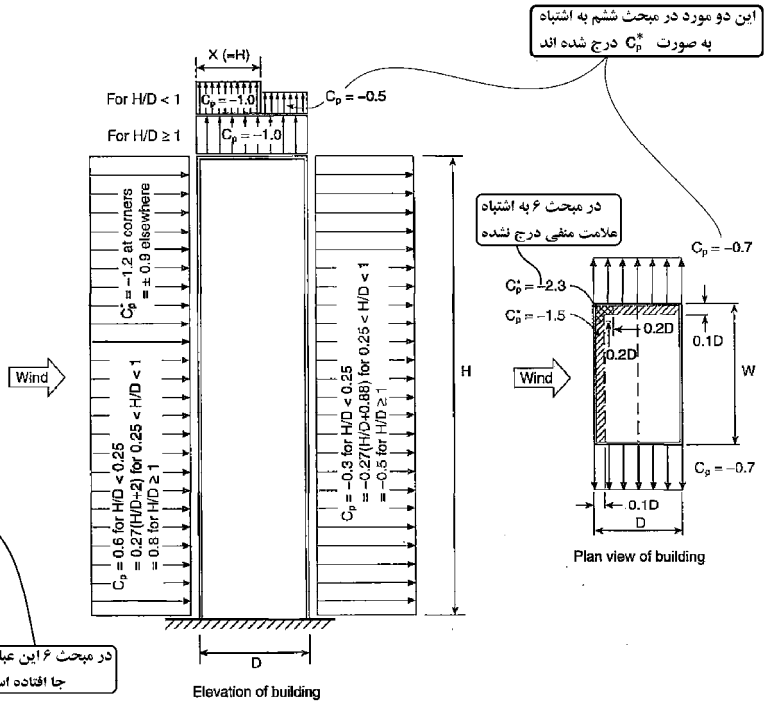
(۵) ضرایب فشار نشان داده شده معمولاً برای نماهای شیشه‌ای فاقد عضو نگهدارنده قائم خمیده عمیق به کار می‌رود. در چنین نماهائی، $C_p^* = -۱/۲$ که برای گوشه‌ها داده شده، برای ناحیهٔ گوشه که عرض آن ۰/۱D است، به کار می‌رود. هنگامی که عضو نگهدارنده قائم خمیده عمیق‌تر از ۱ متر روی این نماهای شیشه‌ای قرار می‌گیرند، به یک ناحیهٔ گوشه که عرضش ۰/۲D است، $C_p^* = -1.4$ اعمال می‌گردد.

(۶) مقدار C_p^* را برای بام‌های با جان پناه‌های محیطی بلندتر از ۱ متر، از ۲/۳- به ۲- باید کاهش داد.

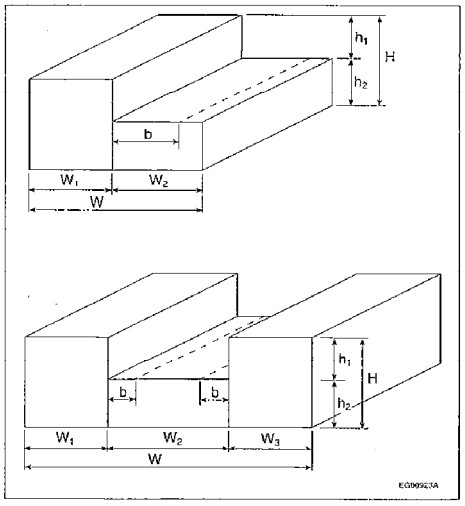
Figure I-10

(۷) در سطوح پایین‌تر بام‌های پله‌ای مسطح، ضرایب فشار مثبت مساوی با همین مقادیر برای دیوارها، برای فاصلهٔ b اعمال می‌شود (به شکل ۶-۱-۷ برای تعریف b رجوع شود). بخش‌هایی از دیوارها بالای بام‌های پایین‌تر، ضرایب مشابه با دیوارهای دیگری دارند که به نحو مشابهی در برابر جریان باد چرخیده باشند.

در مبحث ۶ این عبارت جا افتاده است



شکل ۶-۱۰-۷ ضرایب فشار خارجی C_p و C_p^*، برای ساختمانهای با بام تخت



این شکل فراموش شده ترجمه شود

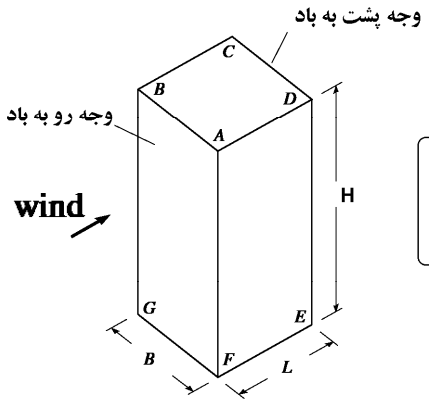
Figure I-10

External peak composite pressure-gust coefficients, C_pC_g, for the design of the structural components and cladding of buildings with stepped roofs

Notes to Figure I-10:

(1) The zone designations, pressure-gust coefficients and notes provided in Figure I-9 apply on both the upper and lower levels of flat stepped roofs, except that on the lower levels, positive pressure-gust coefficients equal to those in Figure I-8 for walls apply for a distance, b, where b is equal to 1.5h_1 but not greater than 30 m. For all walls in Figure I-10, zone designations and pressure coefficients provided for walls in Figure I-8 apply.[42][43]

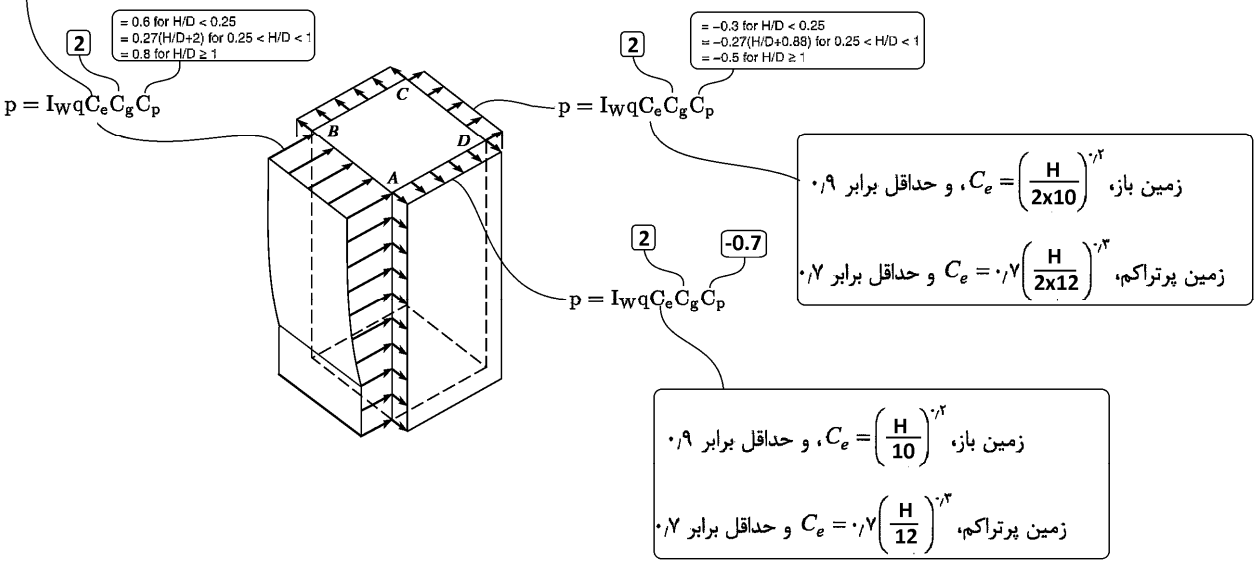
(2) Note (1) above applies only when the following conditions are met: $h_1 \geq 0.3H$, $h_1 \geq 3$ m, and W_1, W_2, or W_3 is greater than 0.25W but not greater than 0.75W



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

زمین باز، $C_e = \left(\frac{h}{۱۰}\right)^{۰/۲}$، و حداقل برابر ۰/۹

زمین پرتراکم، $C_e = ۰/۷\left(\frac{h}{۱۲}\right)^{۰/۳}$ و حداقل برابر ۰/۷

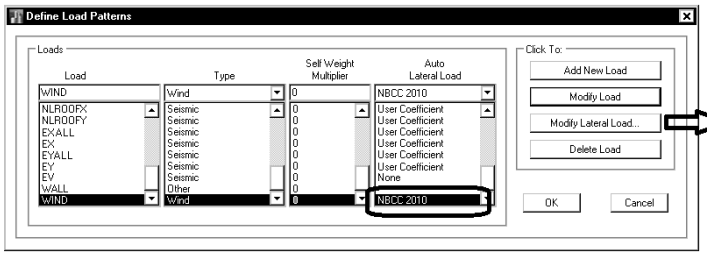


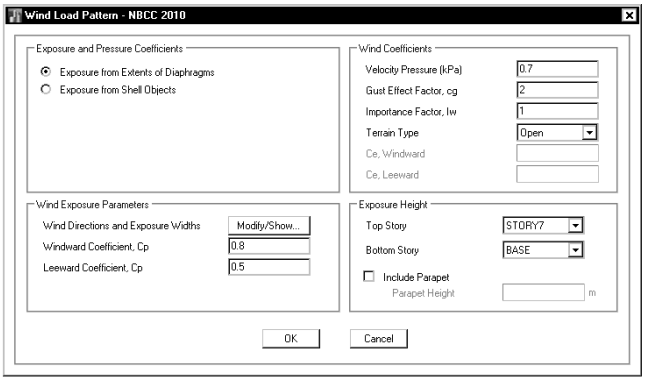
زمین باز، $C_e = \left(\frac{H}{2x10}\right)^{۰/۲}$، و حداقل برابر ۰/۹

زمین پرتراکم، $C_e = ۰/۷\left(\frac{H}{2x12}\right)^{۰/۳}$ و حداقل برابر ۰/۷

زمین باز، $C_e = \left(\frac{H}{10}\right)^{۰/۲}$، و حداقل برابر ۰/۹

زمین پرتراکم، $C_e = ۰/۷\left(\frac{H}{12}\right)^{۰/۳}$ و حداقل برابر ۰/۷





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

۷-۱۱- 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 درنظر گرفته شود. برای چنین سازه هایی بار TEMP تعریف می شود.

۹-۱۲-۲-۲ درزهای‌انبساط

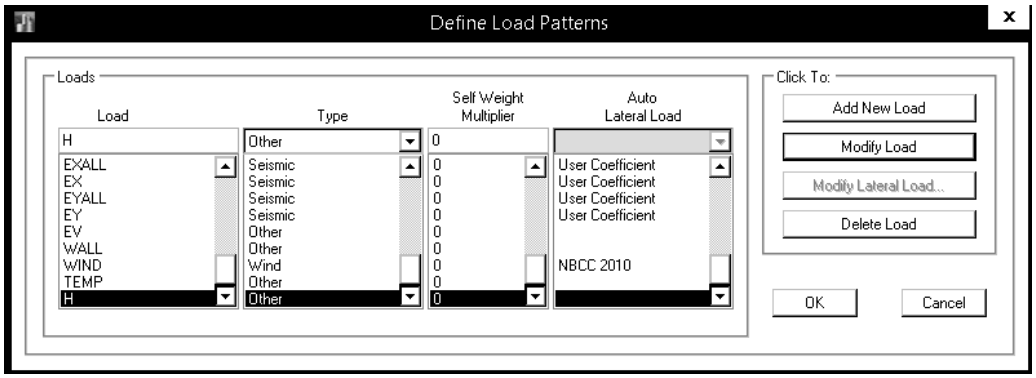
در ساختمان‌هایی که طول یا عرض آنها زیاد باشد، لازم است با تعبیه درز انبساط امکان آزاد شدن تغییر شکل‌ها فراهم شود. فاصله بین دو درز متوالی (طول یا عرض ساختمان بین دو درز) در مناطق خشک ۲۵ متر، در مناطق معتدل ۳۵ متر و در مناطق مرطوب ۵۰ متر در نظر گرفته می‌شود.

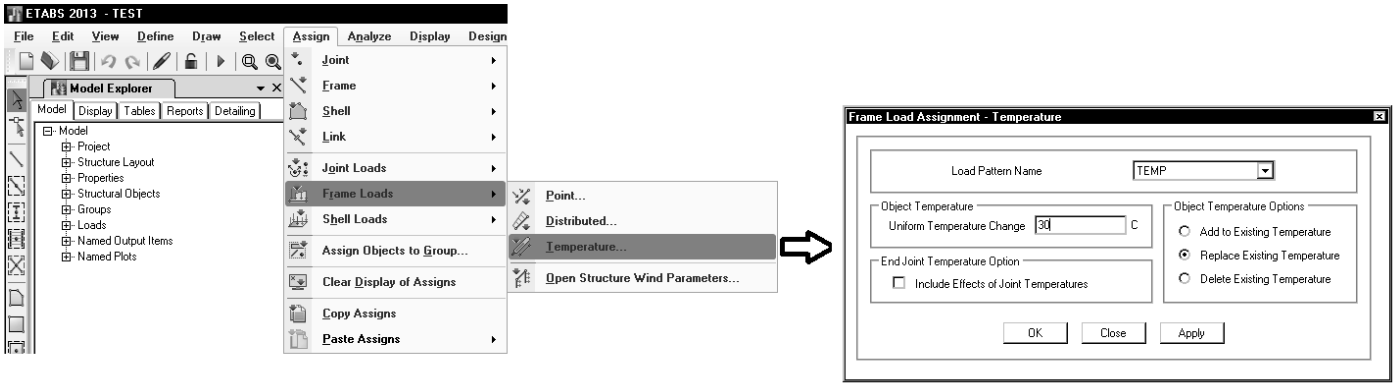
در صورت عدم امکان پیش بینی درز انبساط لازم است اثر تغییر شکل‌های حرارتی یا جمع‌شدگی بتن در تحلیل سازه منظور شود. عرض درز انبساط متناسب به تغییر شکل اجزای سازه‌ای از رابطه (۹-۱۲-۳) محاسبه می‌شود.

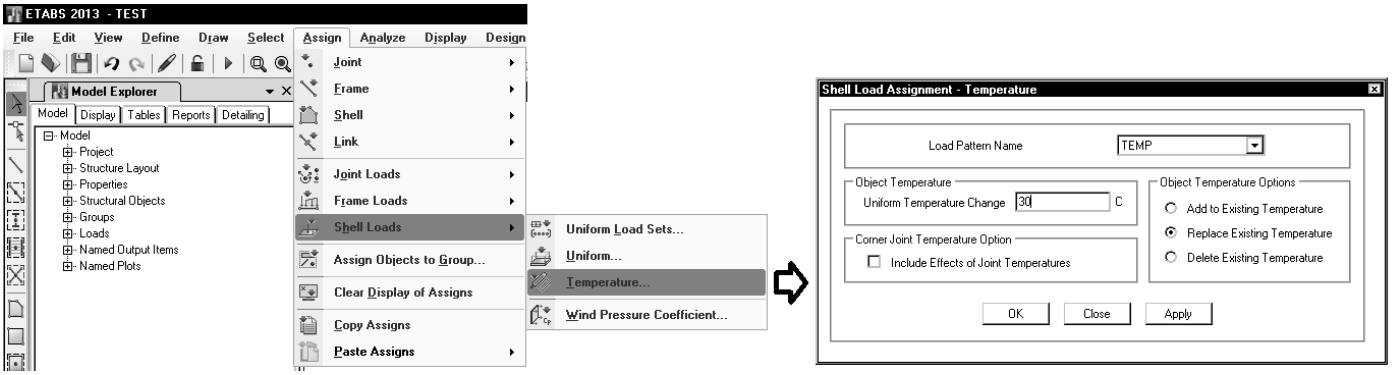
$$\Delta L = \alpha L \Delta T \qquad (۹-۱۲-۳)$$

در این رابطه، α برابر با ۱۰×۱۰^{-۶} $/^{\circ}C$ در نظر گرفته می‌شود. مقدار ΔT بر حسب تغییرات درجه حرارت در هر منطقه اختیار می‌شود. در صورتی که آمار قابل قبول مورد نیاز برای ΔT وجود نداشته باشد آن را برابر با ۶۰ درجه سلسیوس بر حسب حداقل $۳۰\ ^{\circ}C$- و حداکثر $۳۰\ ^{\circ}C$+، در نظر گرفته می‌شود. این مقدار لازم است ضوابط مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان را برای درز انقطاع نیز تأمین نماید.

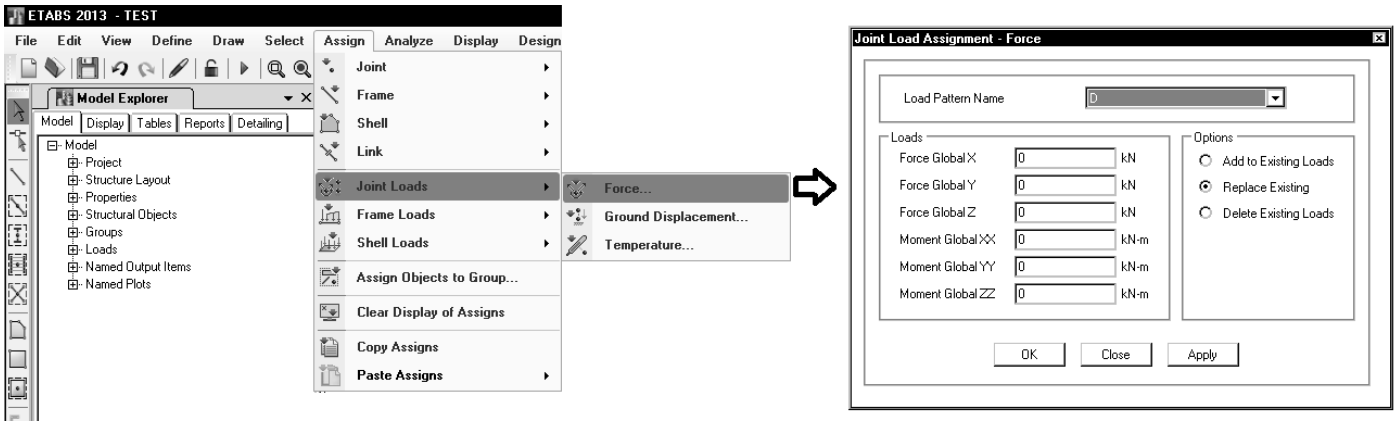
همچنین در مواردی که فشار خاک زیرزمین بر سازه وارد می شود، بار مربوط به فشار خاک (H در شکل زیر) باید تعریف شود.







۷-۱۲- اعمال بارهای گرهی



۷-۱۲-۱- بار آسانسور

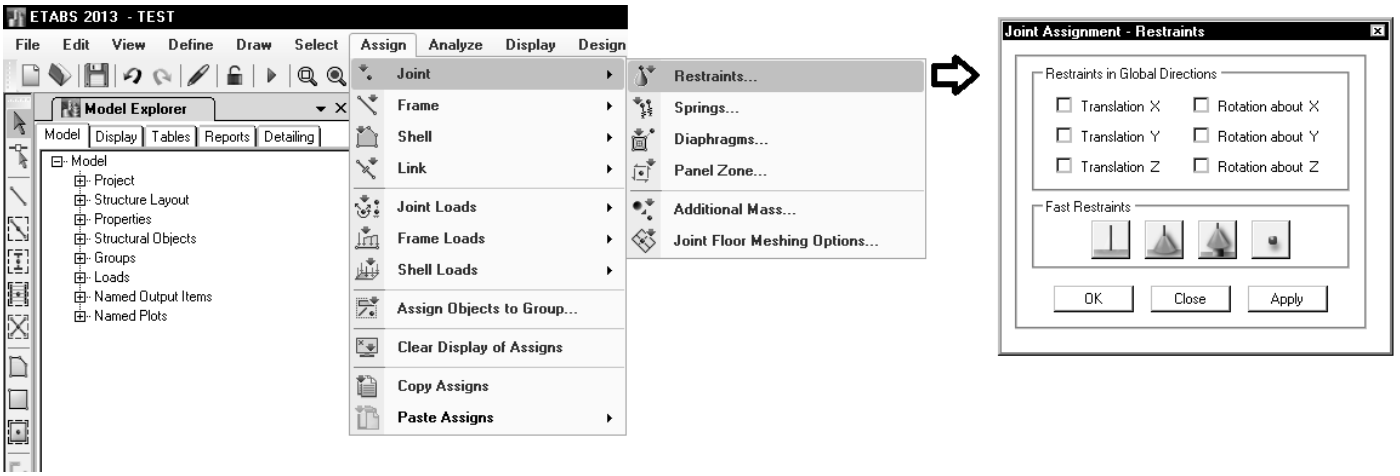
ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_o و بار زنده متمرکز کف‌ها

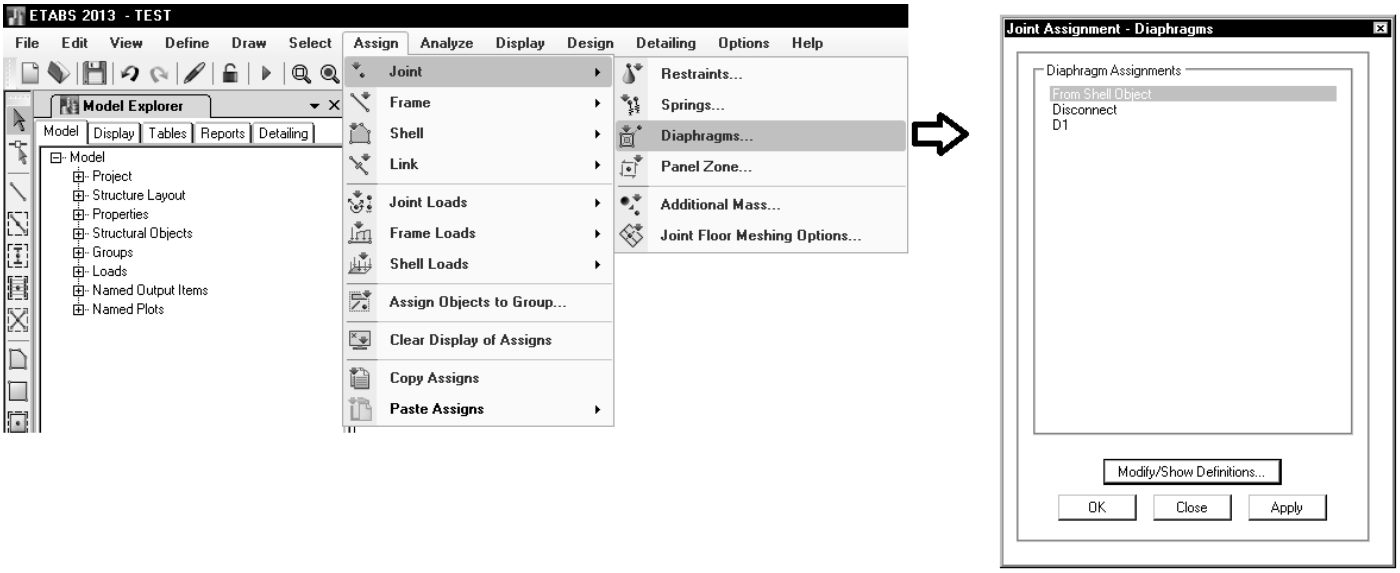
ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱۱-۱۲	اتاق آسانسور	۳٫۶	۱٫۳ (برروی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر وارد شود)
۱۲-۱۲	هرگونه ساختمان دیگر	۱	

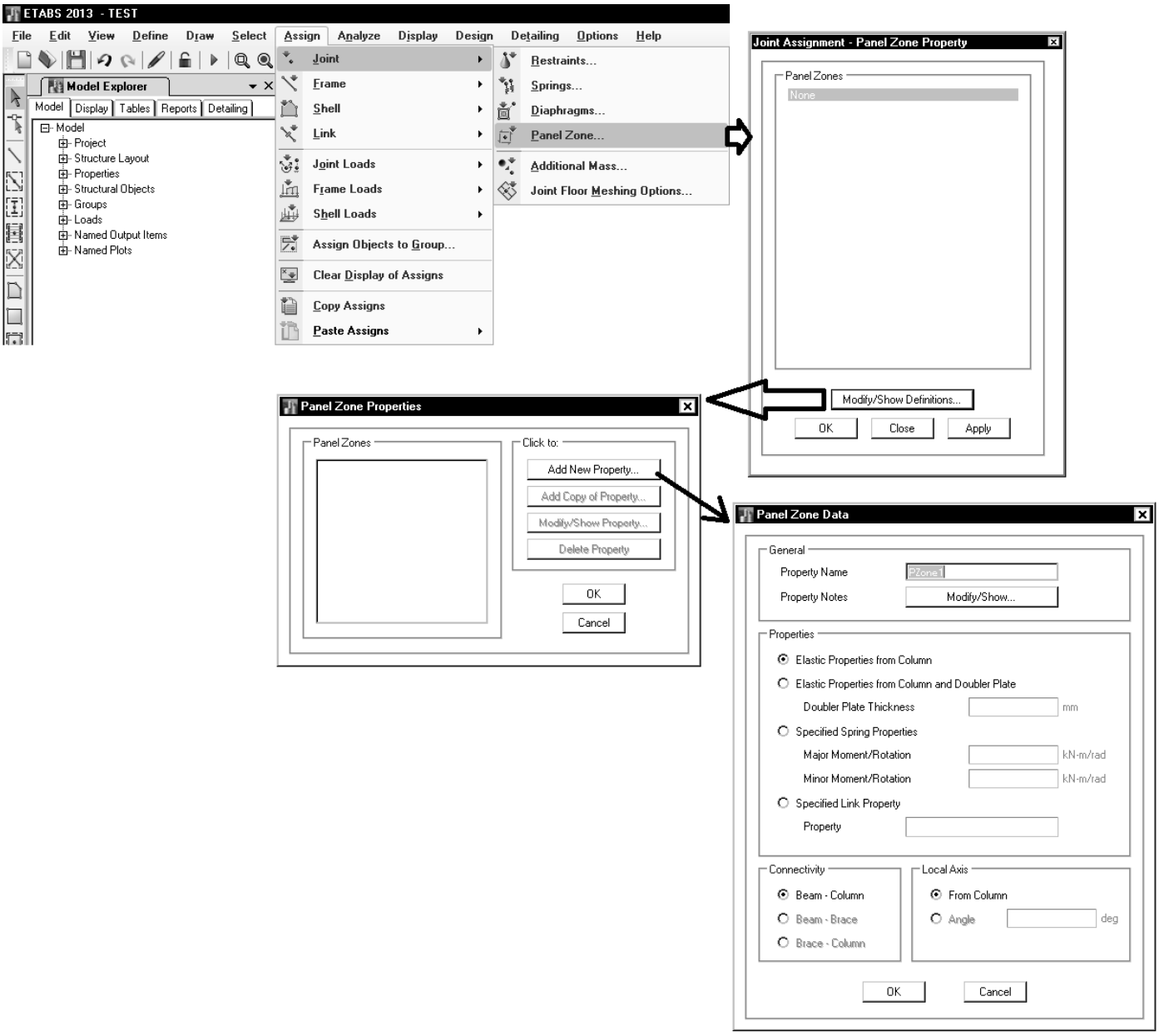
سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان		
دفترچه راهنمای نکات حائز اهمیت در محاسبات و نقشه‌های سازه	گردآوری و تنظیم: حسین صفرمروانلو	
شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R2	زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷	صفحه: ۲۶
شماره بازنگری: ۲		
زمان بازنگری: آذر ۸۷		

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

۷-۱۳- بررسی منوی Assign – Joint/Point

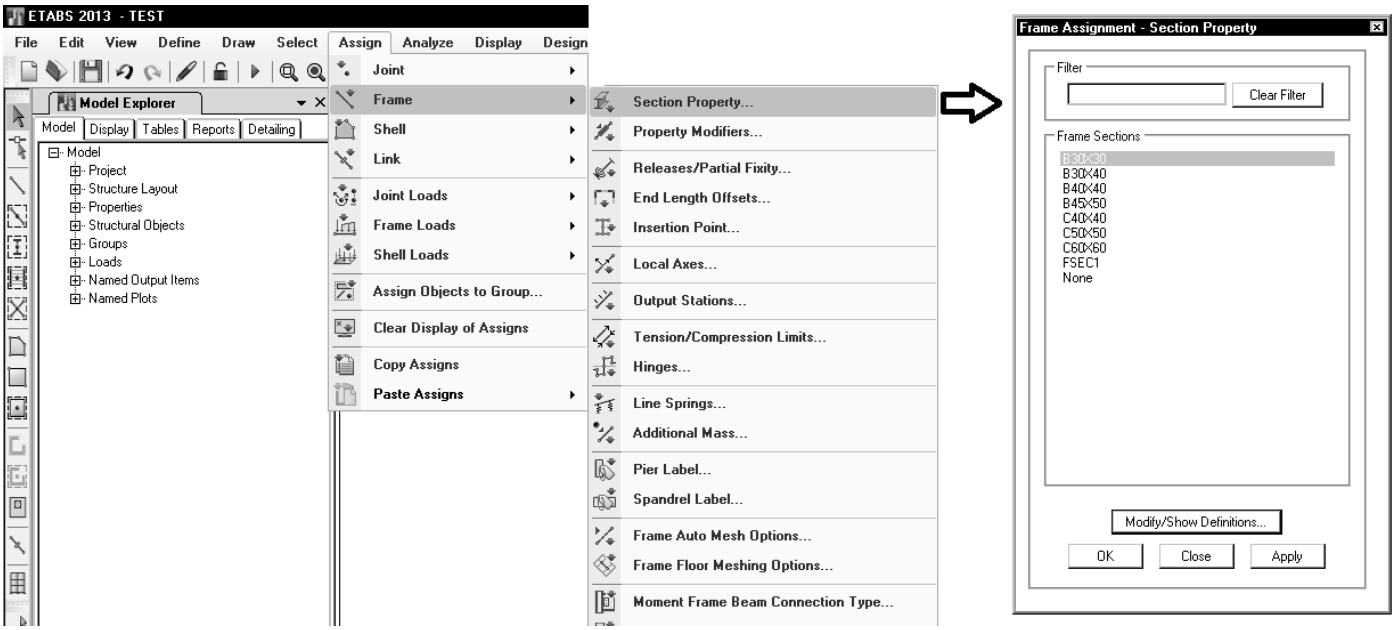




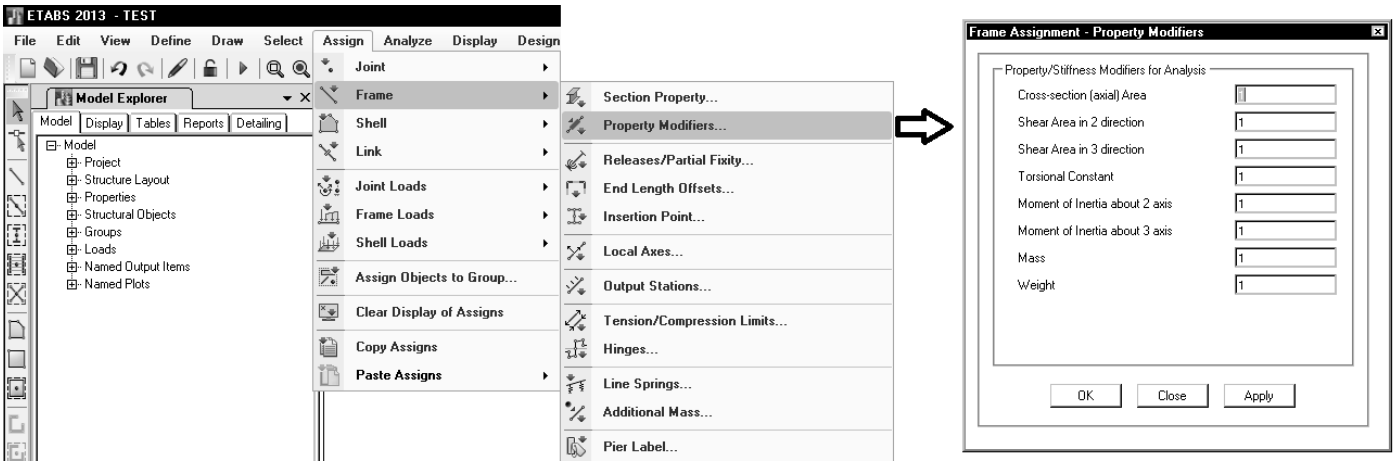

ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Joint
Frame
Shell
Link
Joint Loads
Frame Loads
Shell Loads
Assign Objects to Group...
Clear Display of Assigns
Copy Assigns
Paste Assigns
Restraints...
Springs...
Diaphragms...
Panel Zone...
Additional Mass...
Joint Floor Meshing Options...
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Joint Assignment - Panel Zone Property
Panel Zones
None
Modify/Show Definitions...
OK Close Apply
Panel Zone Properties
Panel Zones
Click to:
Add New Property...
Add Copy of Property...
Modify/Show Property...
Delete Property
OK
Cancel
Panel Zone Data
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
OK
Cancel

۷-۱۴- بررسی منوی Assign – frame/Line

۷-۱۴-۱- تغییر مقطع عضو



۷-۱۴-۲- 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 ترک‌خوردگی

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

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند ۰/۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

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

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

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

۹- نکات مهم در فایل مدل کامپیوتری سازه های بتنی

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

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

ب) شکل پذیری تیرهای کنسول و تیرهای فرعی (تیرهایی که از یک طرف یا هر دو طرف به تیر متصل هستند) ازنوع شکل پذیر معمولی (sway ordinary) تعیین شود.

۲. برای در نظر گرفتن اثر **ترک خوردگی در تیرها و ستونهای 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 ۶-۷-۳-۲-۴ 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)

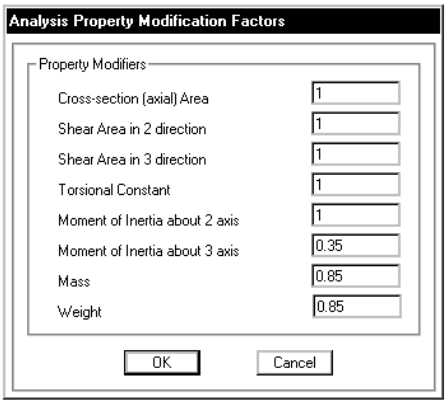
پ) برای محاسبه "تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری" تحت اثر زلزله **سطح بهره برداری**، ضرائب ترک خوردگی سختی خمشی ستونها در هر دو جهت برابر **۱/۰** و برای تیرها برابر **۰/۵** در نظر گرفته شود.

۳. کلیه اتصالات در سازه های بتنی یکپارچه باید از نوع گیردار باشد و اتصال مفصلی مجاز نیست. جهت کاهش لنگر پیچشی وارد بر تیرهای بتنی، طبق ضوابط تفسیر آیین نامه بتن ایران، **ضریب اصلاح سختی پیچشی** برابر 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.

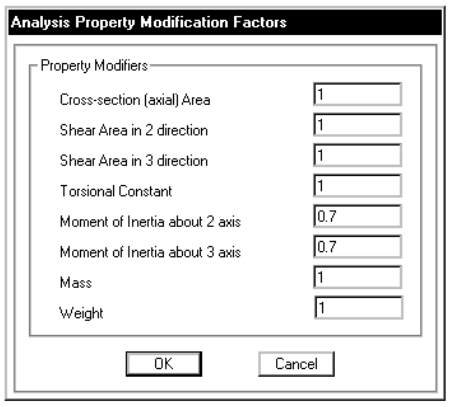
کاهش وزن و جرم حجمی مصالح در فایل سازه قابل پذیرش نیست. اصولا کاهش وزن فقط برای تیرهای بتنی (جهت حذف وزن قسمت مشترک با دالها) قابل توجیه است که باید از گزینه weight property modifier یا mass property modifier استفاده شود و ریز محاسبات آن نیز در دفترچه محاسبات ذکر شود. لیکن به طور کلی توصیه اکید می شود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

قابهای خمشی بتنی مهارنشده جهت تحلیل سازه (محاسبه نیروهای داخلی و تغییرمکانها):

Beam

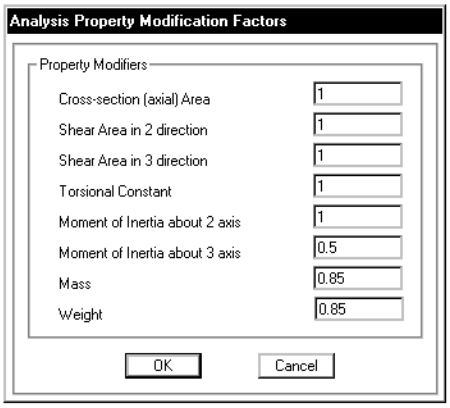


Column

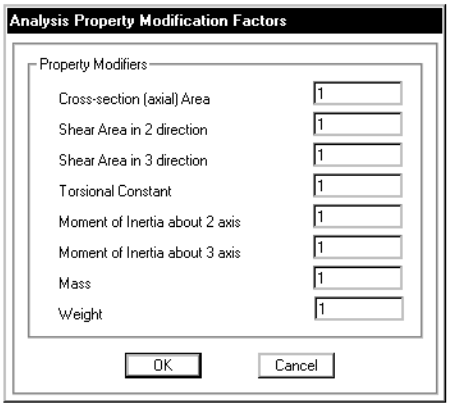


قابهای خمشی بتنی مهارشده جهت تحلیل سازه (محاسبه نیروهای داخلی و تغییرمکانها):

Beam



Column

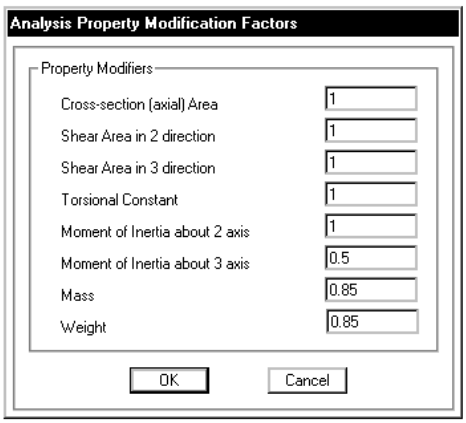


در هنگام تعیین دوره تناوب سازه (جهت محاسبه نیروی زلزله) طبق استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ۶ ممان اینرسی اعضای بتنی باید به شرح زیر اصلاح شوند:

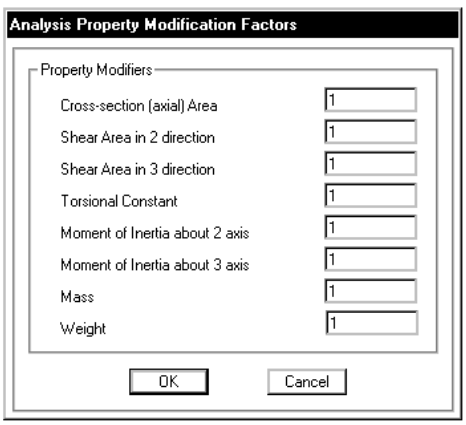
تبصره ۲: **در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، به منظور در نظر گرفتن سختی مؤثر در اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها Ig ۰/۵ و برای ستونها و دیوارها Ig منظور شود. Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۶-۷-۳-۲-۶ برای مقاطع ترک خورده است.**

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

Beam

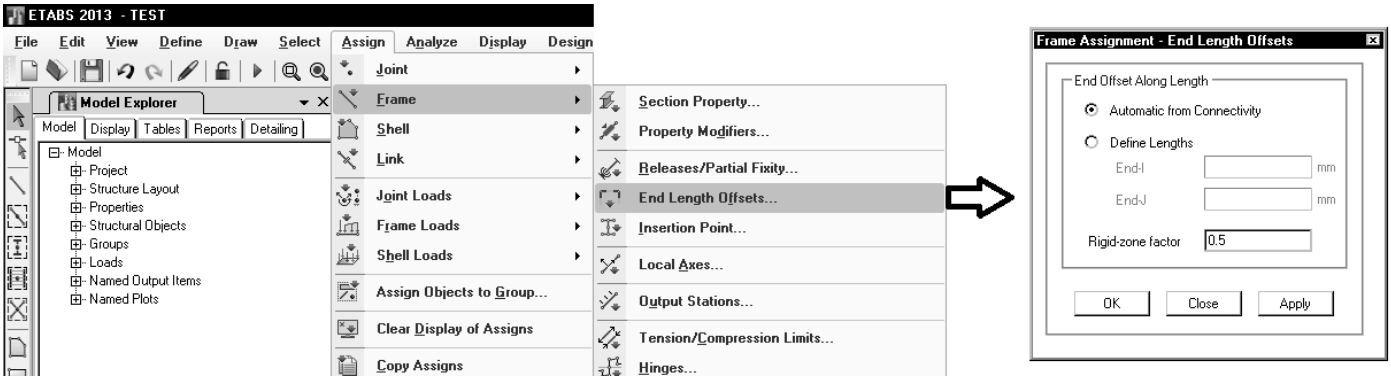


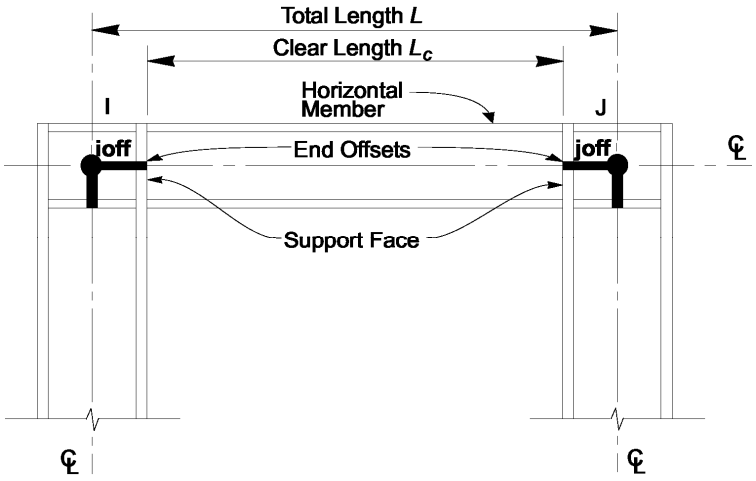
Column



۷-۱۴-۳- تعریف مفصل در انتهای عضو

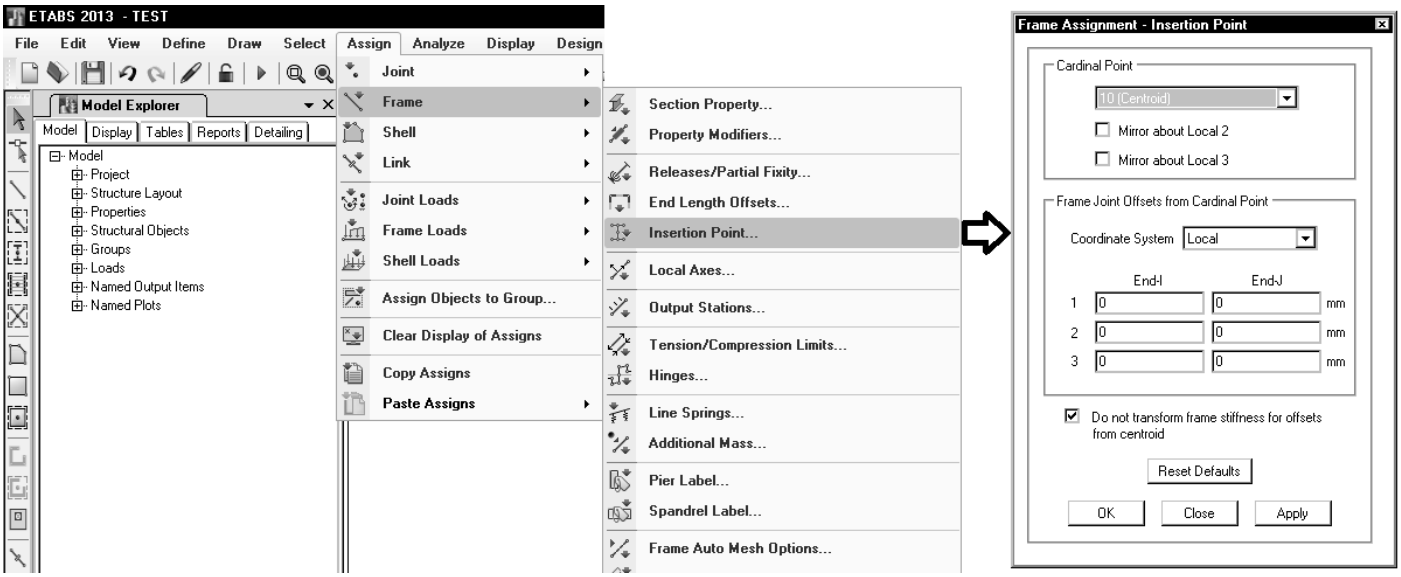
۷-۱۴-۴- اصلاح اتصال انتهایی اعضا



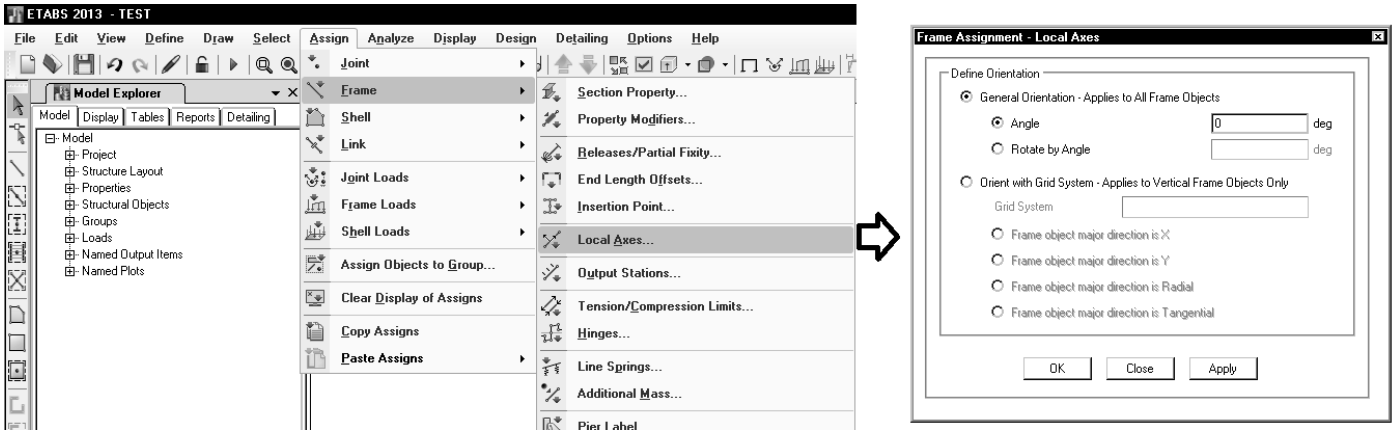


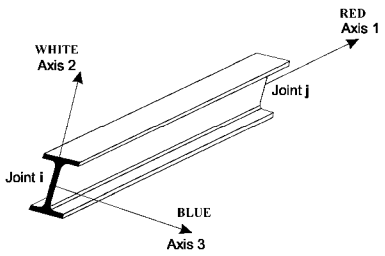
The default value for rigid is zero. The maximum value of unity would indicate that the end offsets are fully rigid. You must use engineering judgment to select the appropriate value for this parameter. It will depend upon the geometry of the connection, and may be different for the different elements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

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

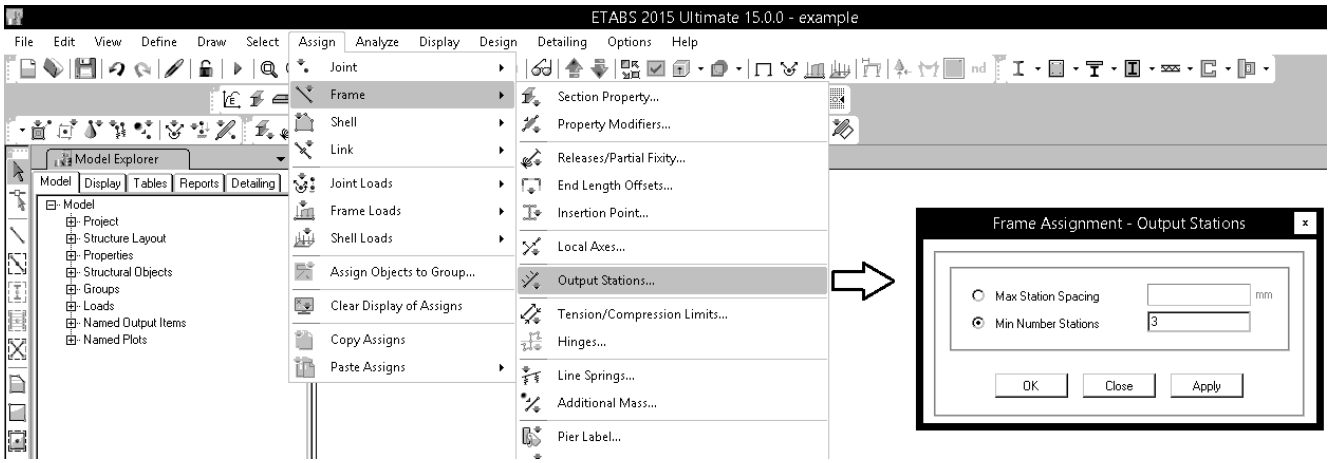


۷-۱۴-۶- مختصات محلی عضو

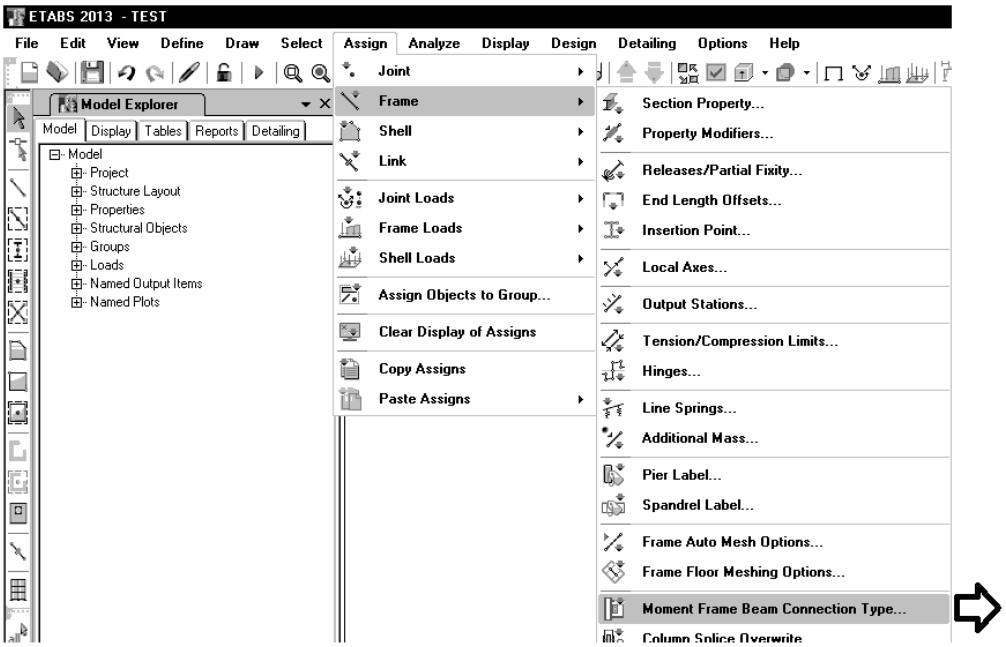


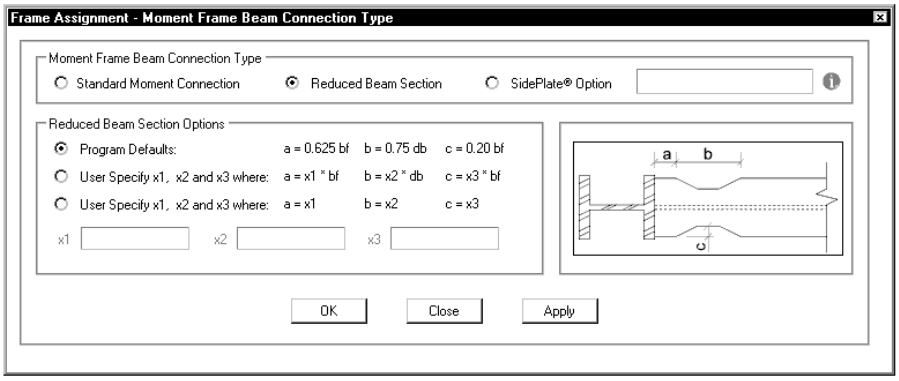


۷-۱۴-۷- تعیین تعداد ایستگاههای خروجی در اعضا

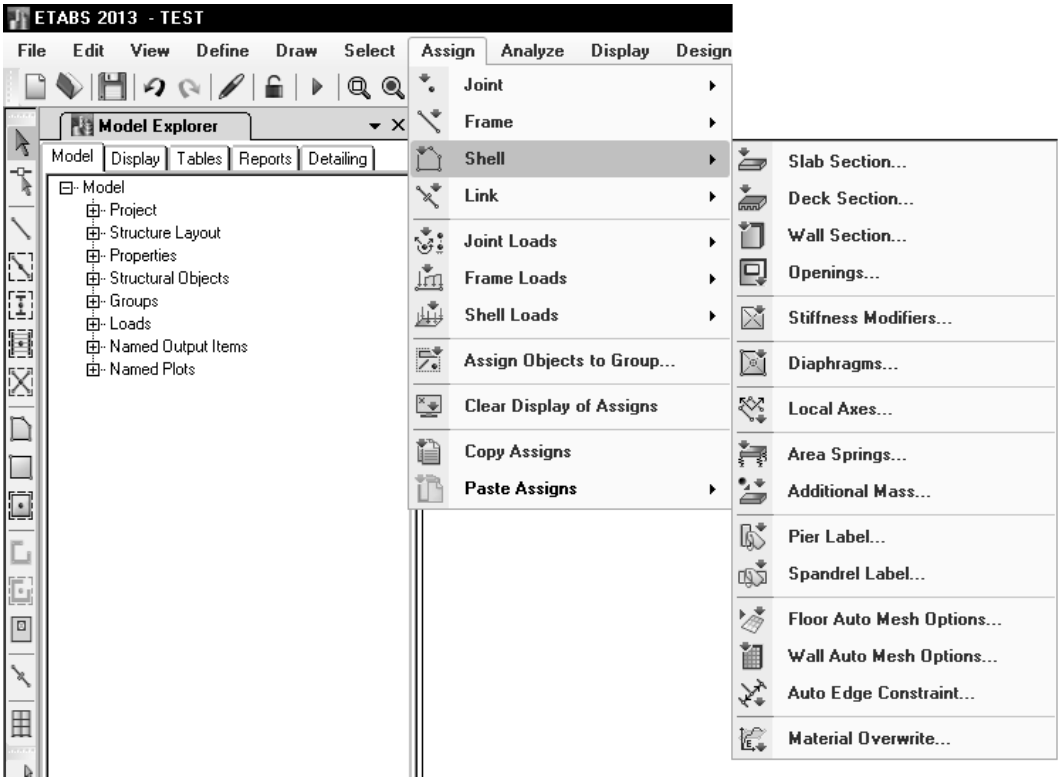


۷-۱۴-۸- تعیین نوع اتصال در قاب های خمشی فولادی

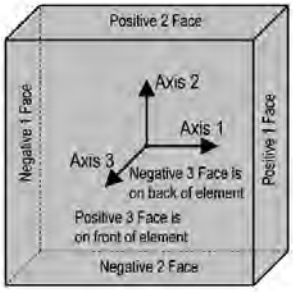


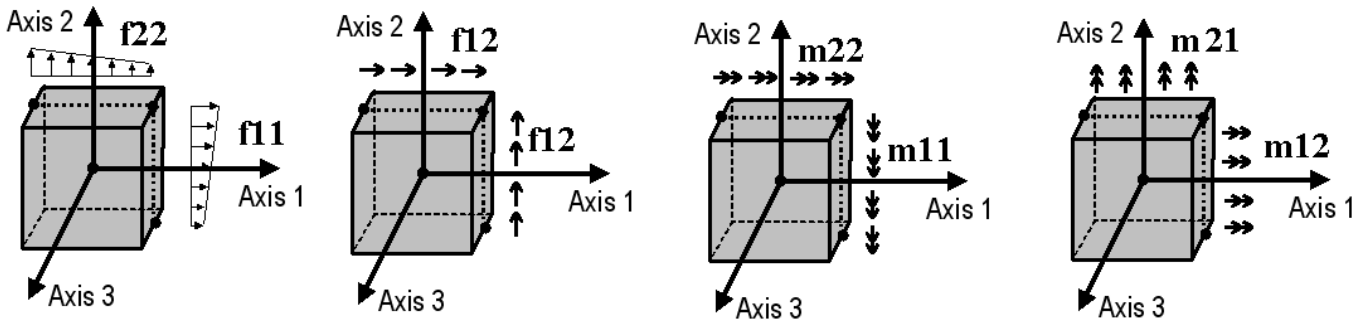


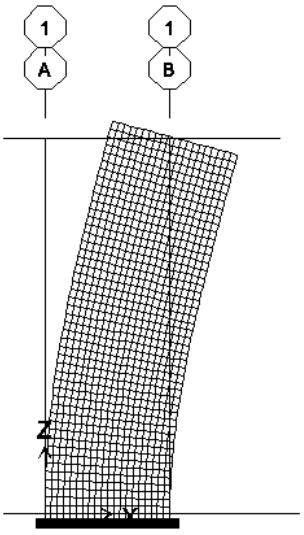
۷-۱۵- بررسی منوی Assign – shell



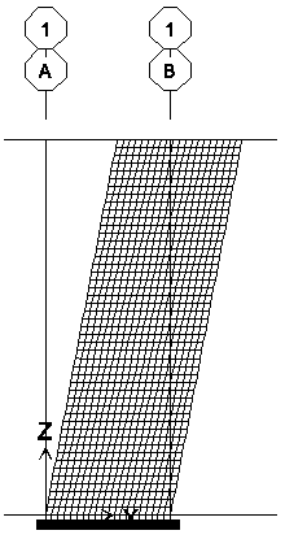
۷-۱۵-۱- اختصاص ضرایب ترک خوردگی المان های سطحی



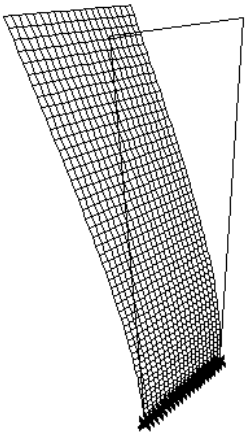




تغییر شکل خمشی داخل صفحه دیوار



تغییر شکل برشی داخل صفحه دیوار



تغییر شکل خمشی خارج از صفحه دیوار

Modeling cracked shear-wall behavior

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

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

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

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

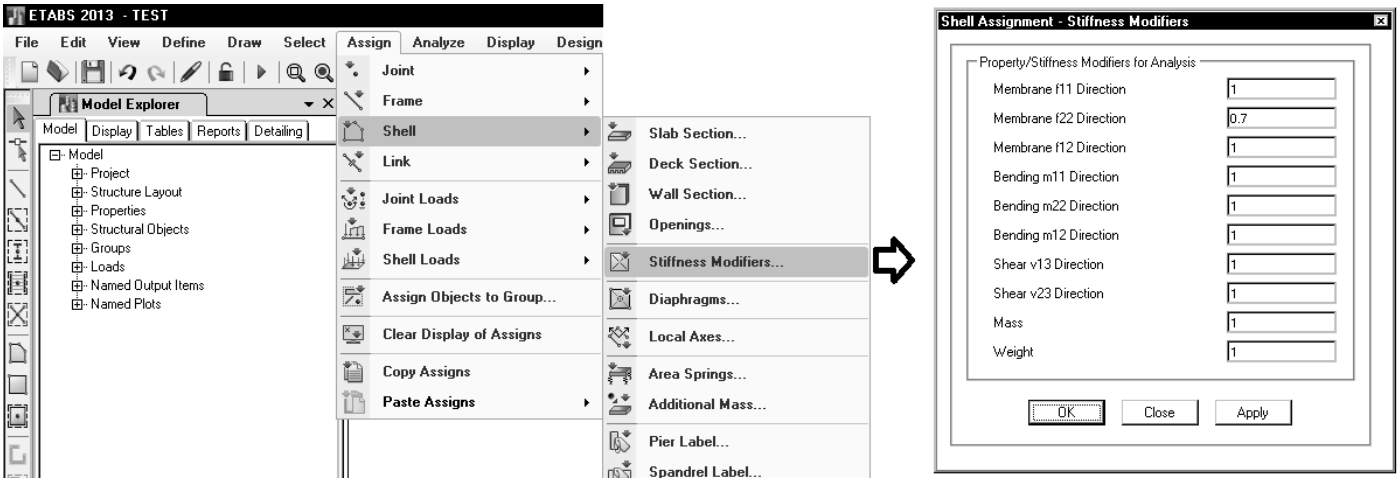
ACI 318-08, Section 8.8 provides modification factors. No recommendation is made for shear, though users should modify GA when shear walls experience stiffness degradation upon cracking.

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

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

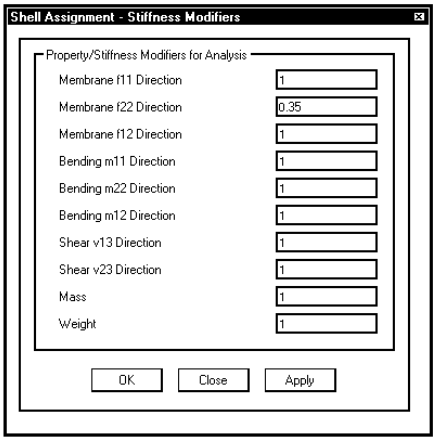
مرجع: www.wiki.csiberkeley.com

دیوار برشی در صورتی که تحت بارهای جانبی ترک نخورد:



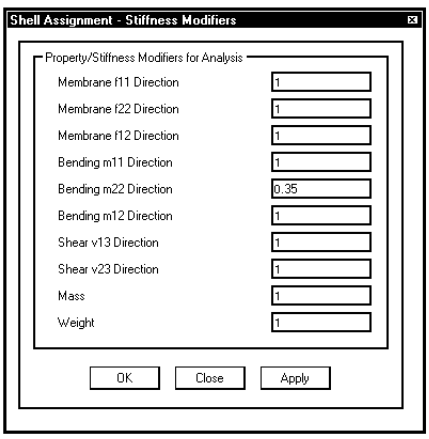
در این حالت تنها سختی خمشی داخل صفحه دیوار اصلاح می شود.

دیوار برشی در صورتی که تحت بارهای جانبی ترک خورد:

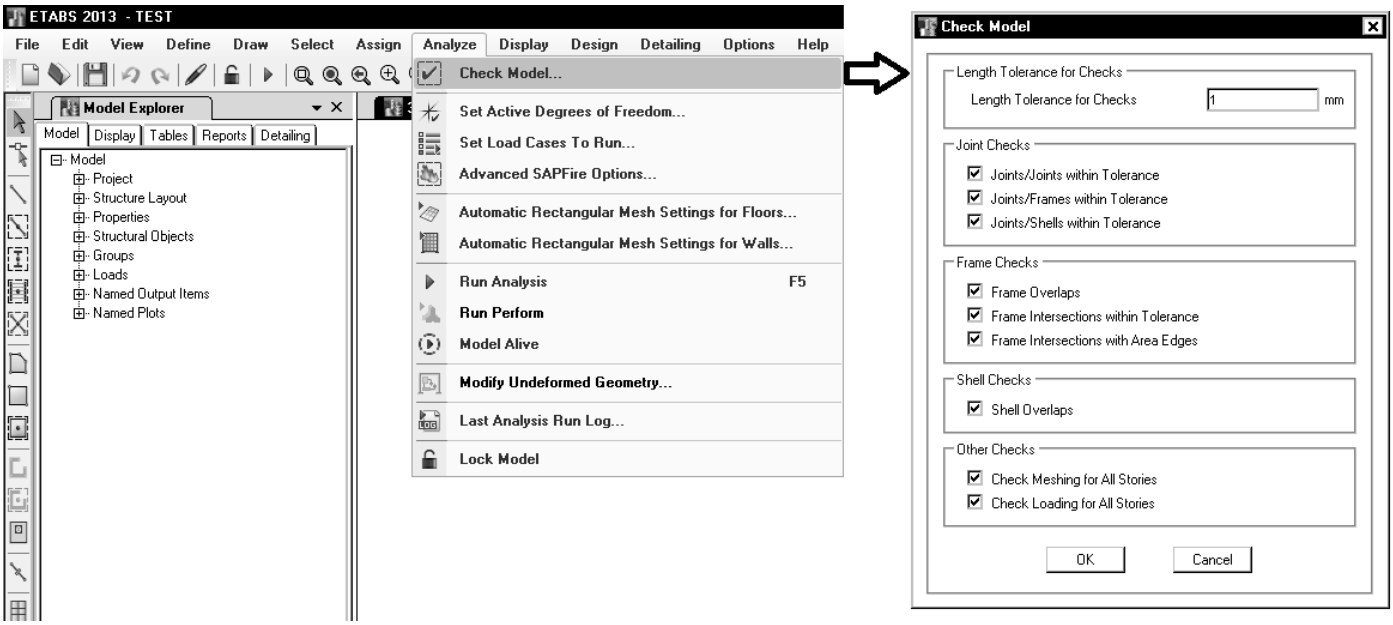


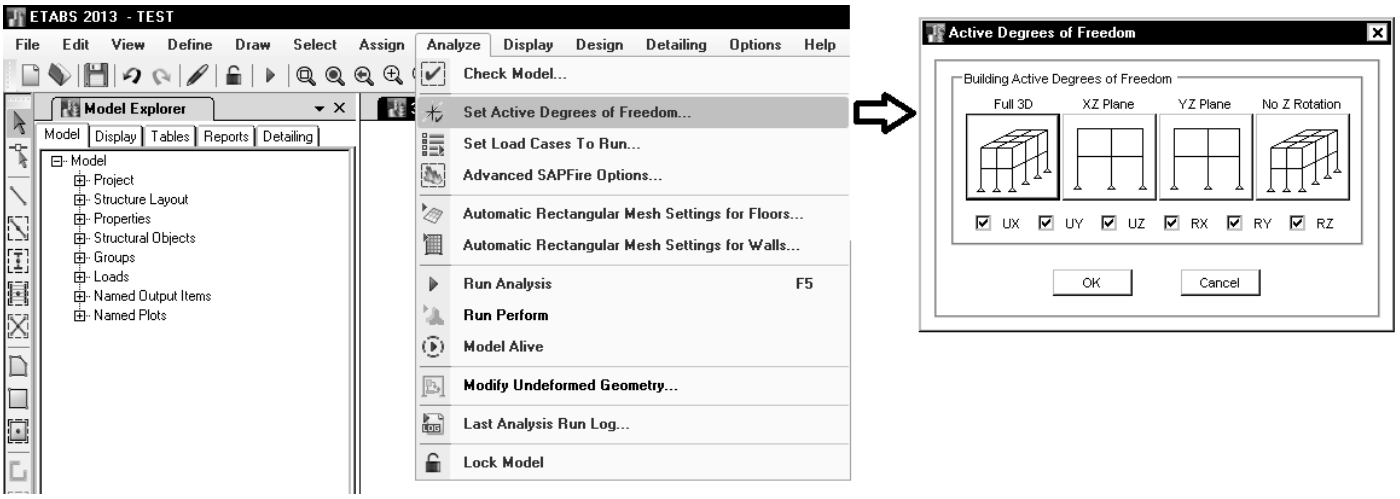
دیوار حایل در صورتی که تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه (فشار خاک) ترک نخورد:

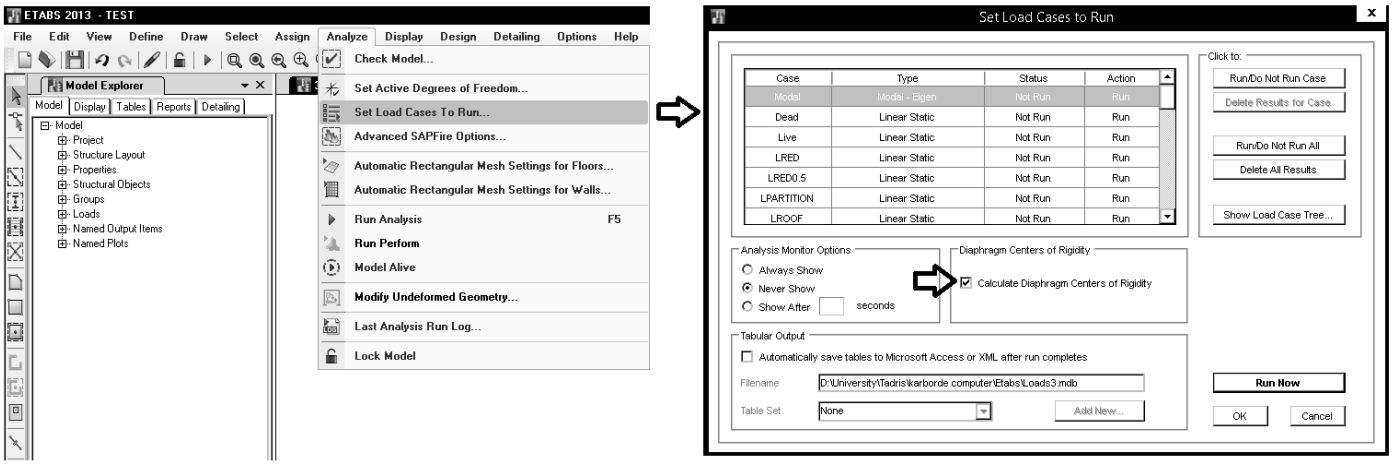
دیوار حایل در صورتی که تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه (فشار خاک) ترک خورد:



۸-تنظیم پارامترهای تحلیل سازه

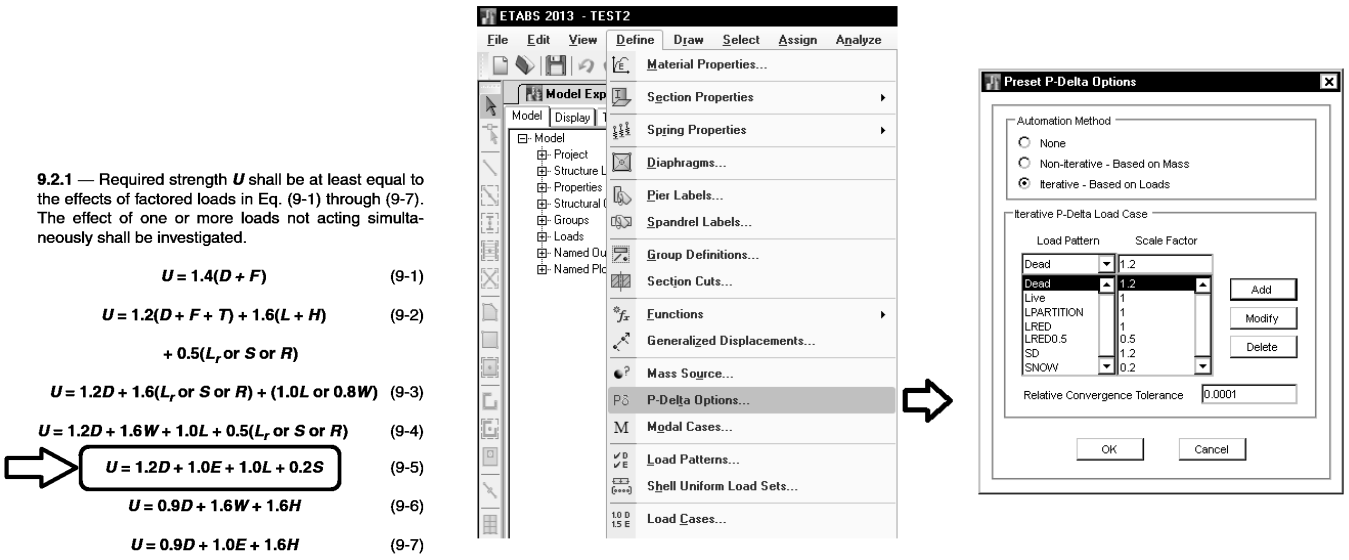






۸-۱- اثر P-Δ

ترکیب بار اثرP-deltaبرای سازه هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. با توجه به اینکه در سازه ها معمولا ترکیب بار لرزه ای حاکم است، ترکیب بار P-delta باید به صورت 1.2D+1.2SD+Live+LPARTITION+LRED+LRED0.5+0.2SNOW وارد شود. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده بام (LROOF) وجود ندارد.



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

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

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

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

در ASCE7 برای محاسبه شاخص پایداری عنوان شده است که بار ثقلی باید بر اساس بارهای بدون ضریب محاسبه شود که در این صورت به جای ترکیب

1.2DEAD+1.2SDEAD+Live+LPART+LRED+LRED0.5+0.2SNOW

باید از ترکیب

DEAD+SDEAD+Live+LPART+LRED+LRED0.5+SNOW

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

12.8.7 P-Delta Effects

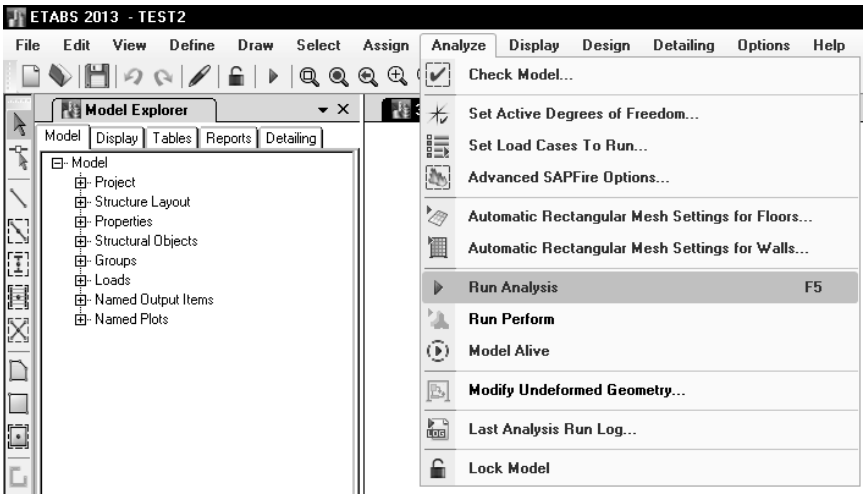
P-delta effects on story shears and moments, the resulting member forces and moments, and the story drifts induced by these effects are not required to be considered where the stability coefficient (θ) as determined by the following equation is equal to or less than 0.10:

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

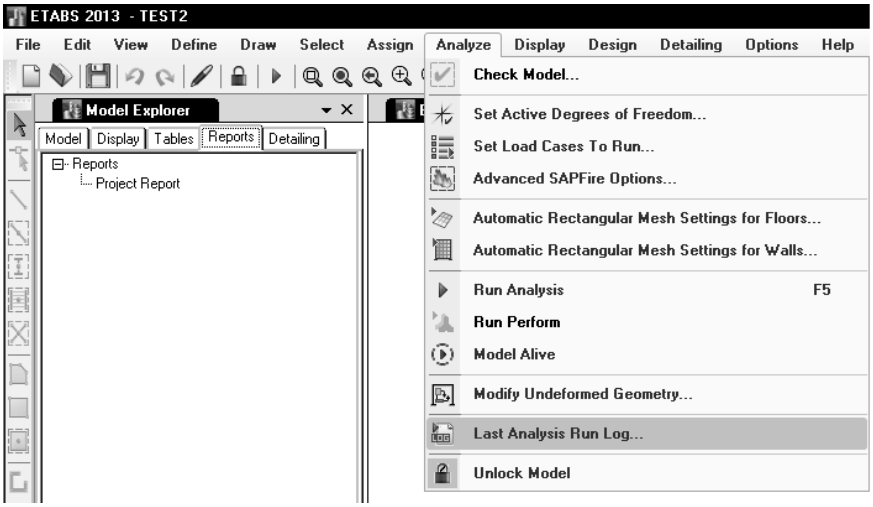
where

P_x = the total vertical design load at and above Level x (kip or kN); where computing P_x, no individual load factor need exceed 1.0
Δ = the design story drift as defined in Section 12.8.6 occurring simultaneously with V_x (in. or mm)
I_e = the importance factor determined in accordance with Section 11.5.1
V_x = the seismic shear force acting between Levels x and $x - 1$ (kip or kN)
h_{sx} = the story height below Level x (in. or mm)
C_d = the deflection amplification factor in Table 12.2-1

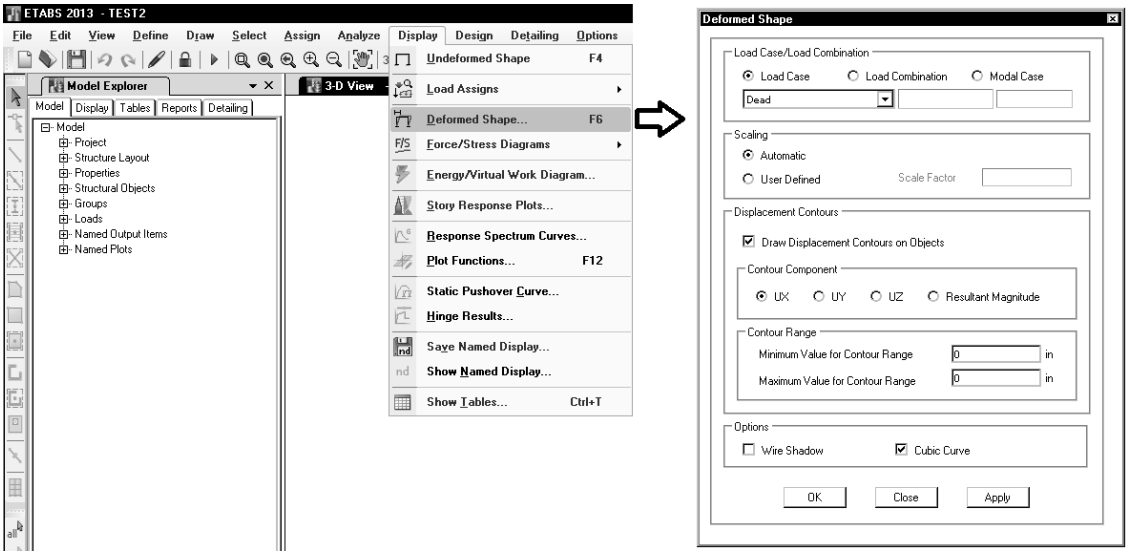
۸-۲- تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل



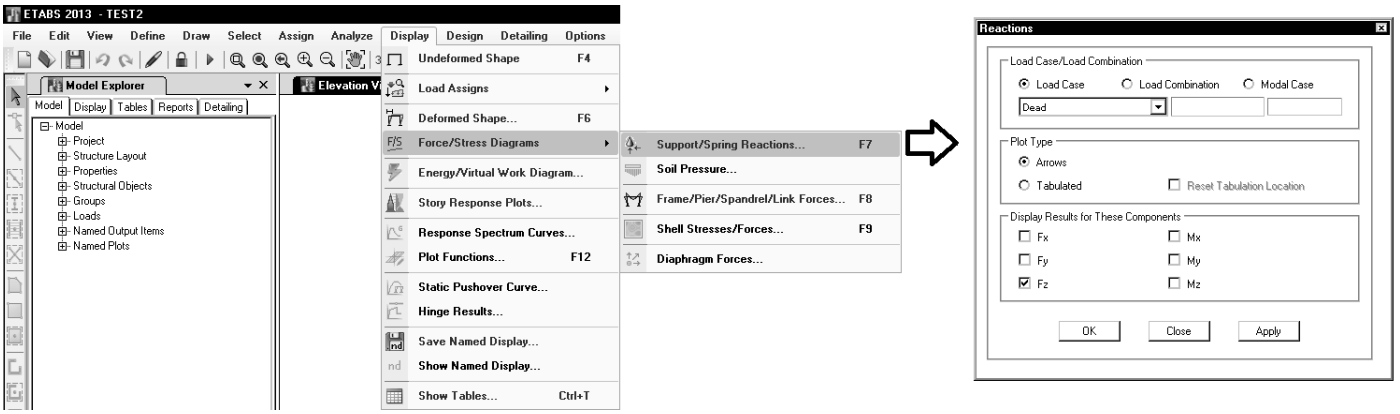
۸-۲-۱- بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز



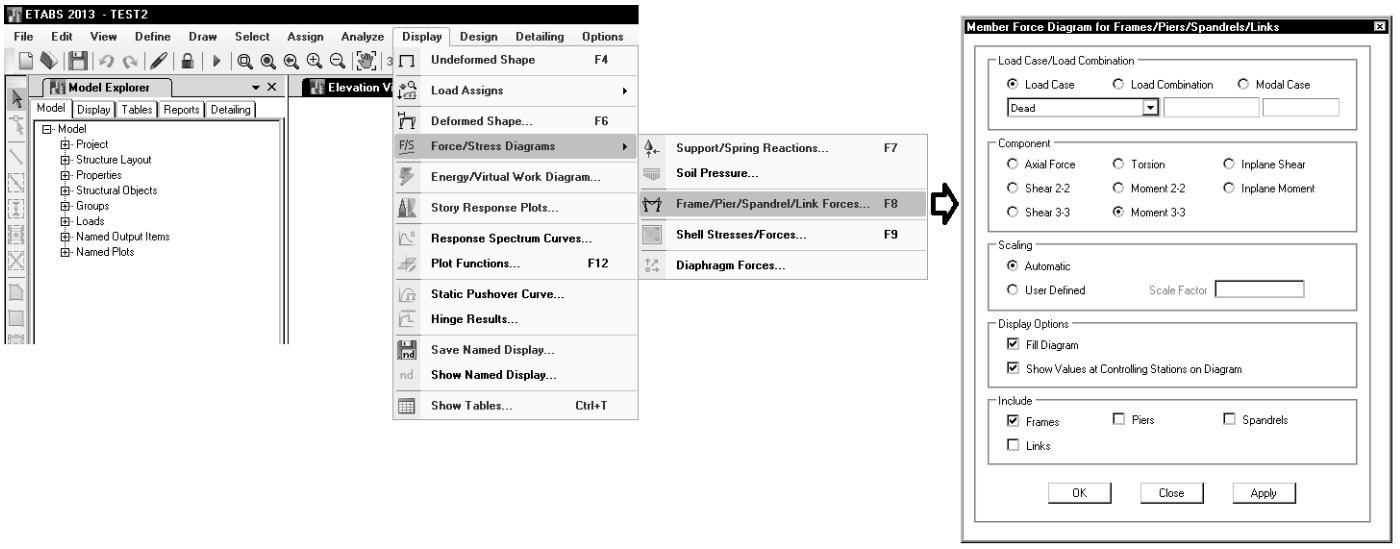
۸-۲-۲- مشاهده تغییر شکل سازه

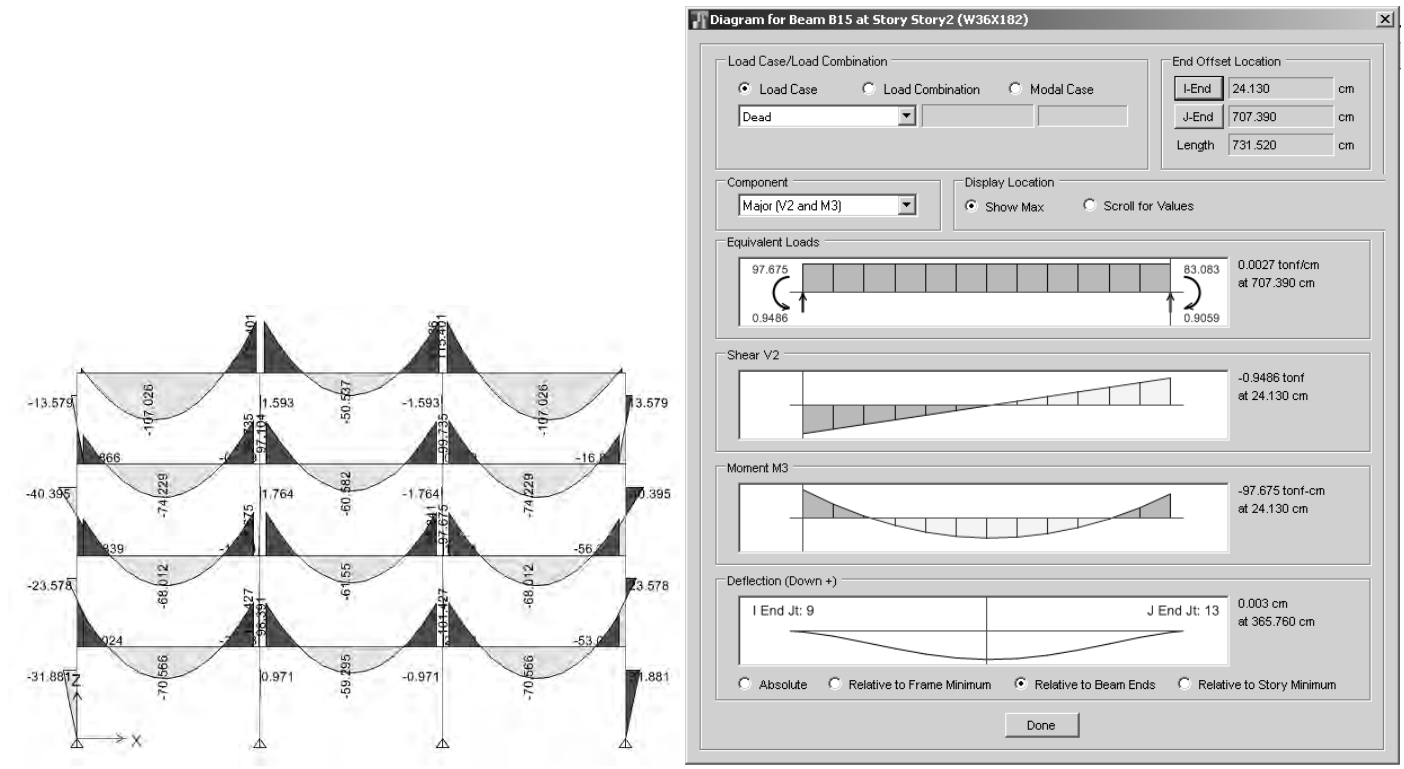


۸-۲-۳- مشاهده عکس العملهای تکیه گاهی



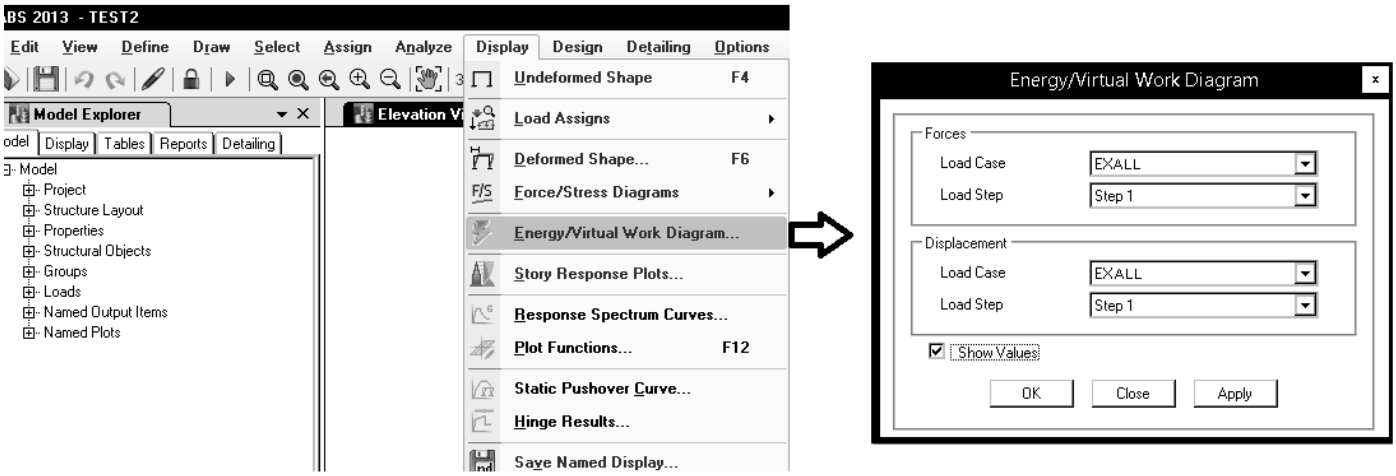
۸-۲-۴- مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا



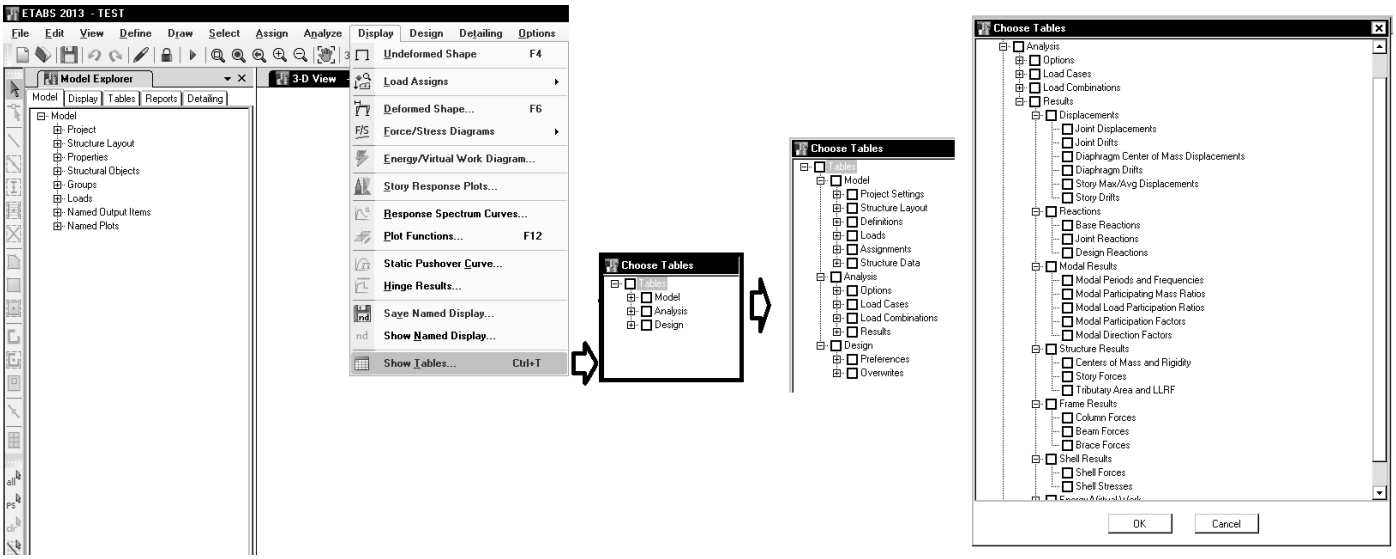


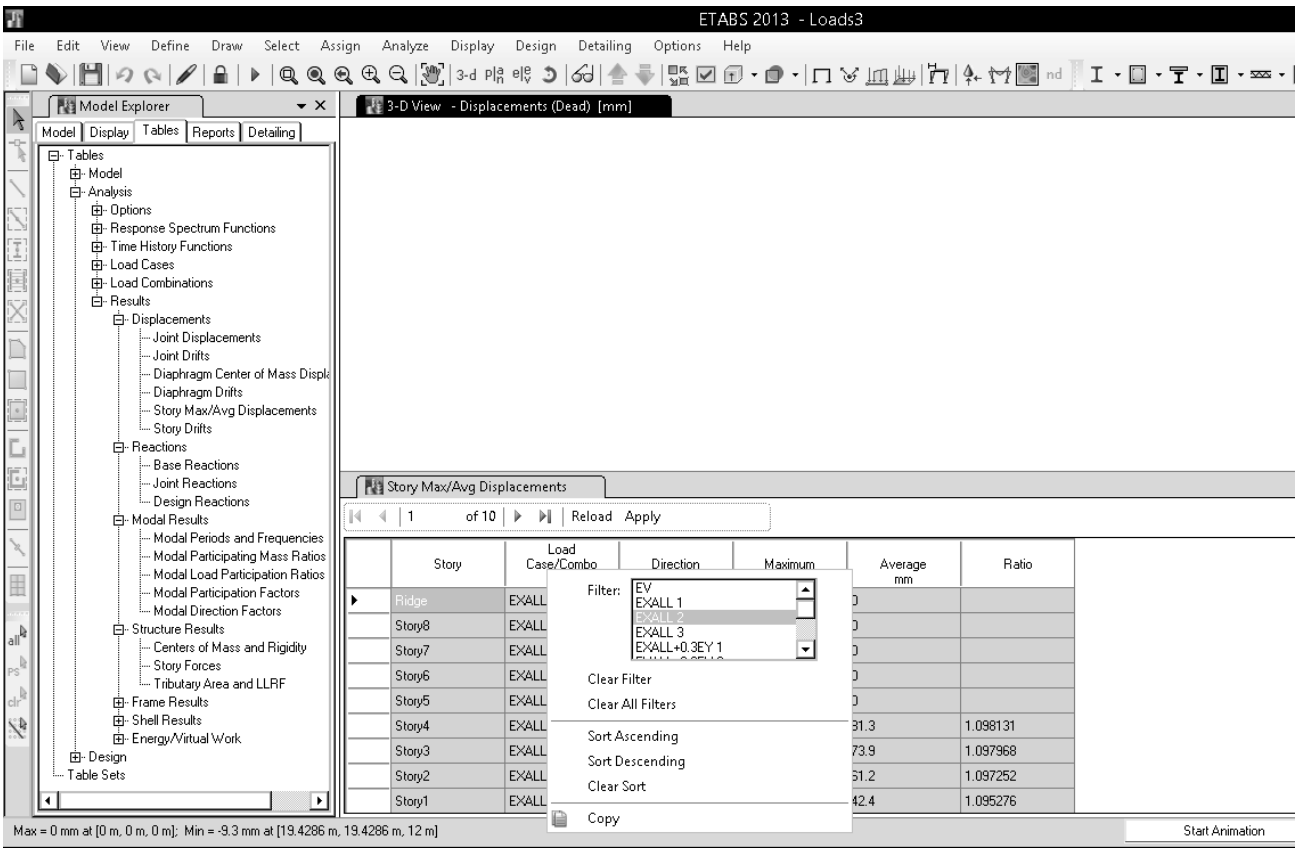
۸-۲-۵- مشاهده انرژی اعضا

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



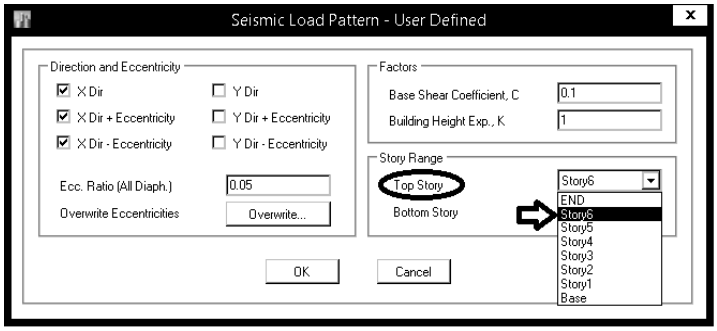
۸-۳- استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول



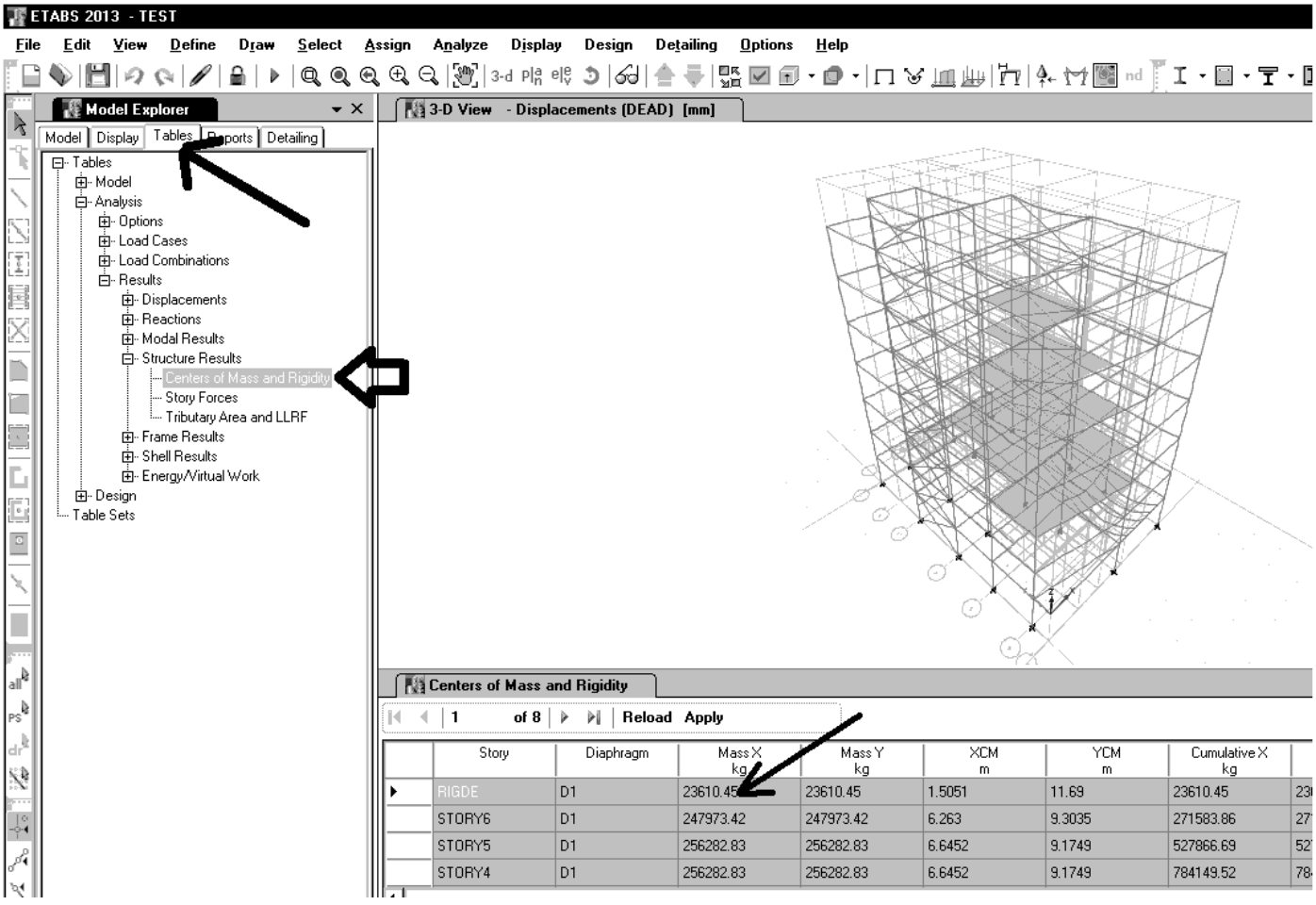


۹-بار خرپشته

در صورتی که وزن خرپشته 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 درنظر گرفته می شود.



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



یک بار اضافی به مقدار 23610.45 kg=236 kN از نوع WALL باید در تراز سقف آخر در محلی که خرپشته قرار دارد، اضافه گردد.

۱۰-نامنظمی

۱-۷ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان‌هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند"نامنظم"و در غیر این‌صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

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

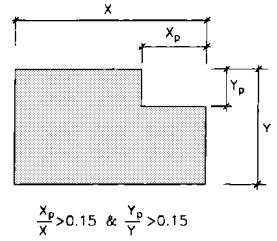
ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_i = 1/0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی"زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی"شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

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

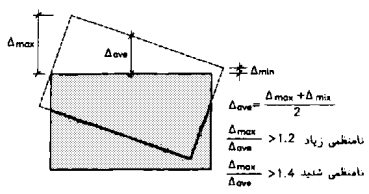
پ-نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یاتغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

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

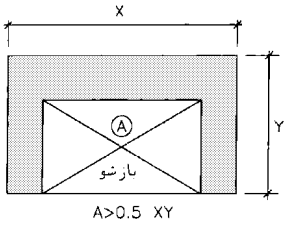
ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



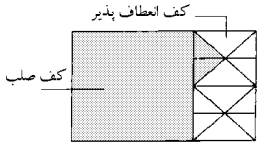
الف – نامنظمی هندسی



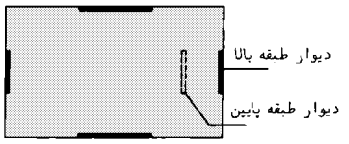
ب- نامنظمی پیچشی



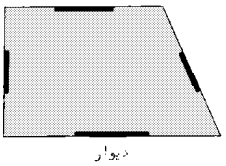
پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)



پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)



ت – نامنظمی خارج از صفحه



ث – نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

۱-۷-۲ نامنظمی در ارتفاع

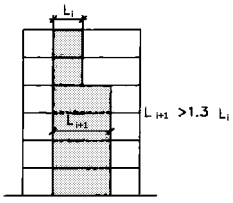
الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.
طبقات بام و خریشته از این تعریف مستثنا هستند.

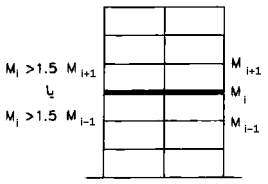
پ – نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به‌طوری‌که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.

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

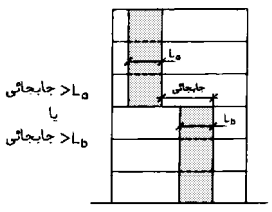
ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می‌شود.
در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی‌نرم"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



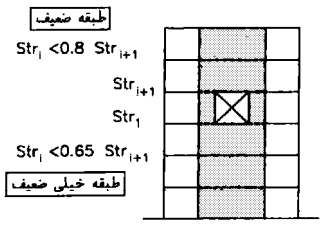
الف – نامنظمی هندسی



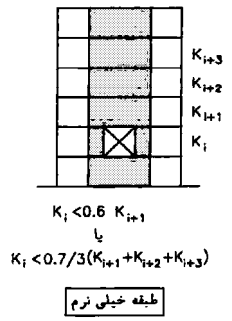
ب- نامنظمی جرمی

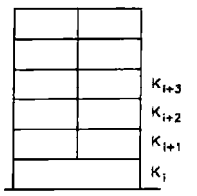


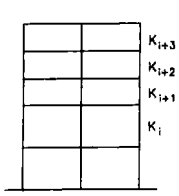
پ – نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



ت – نامنظمی مقاومت جانبی

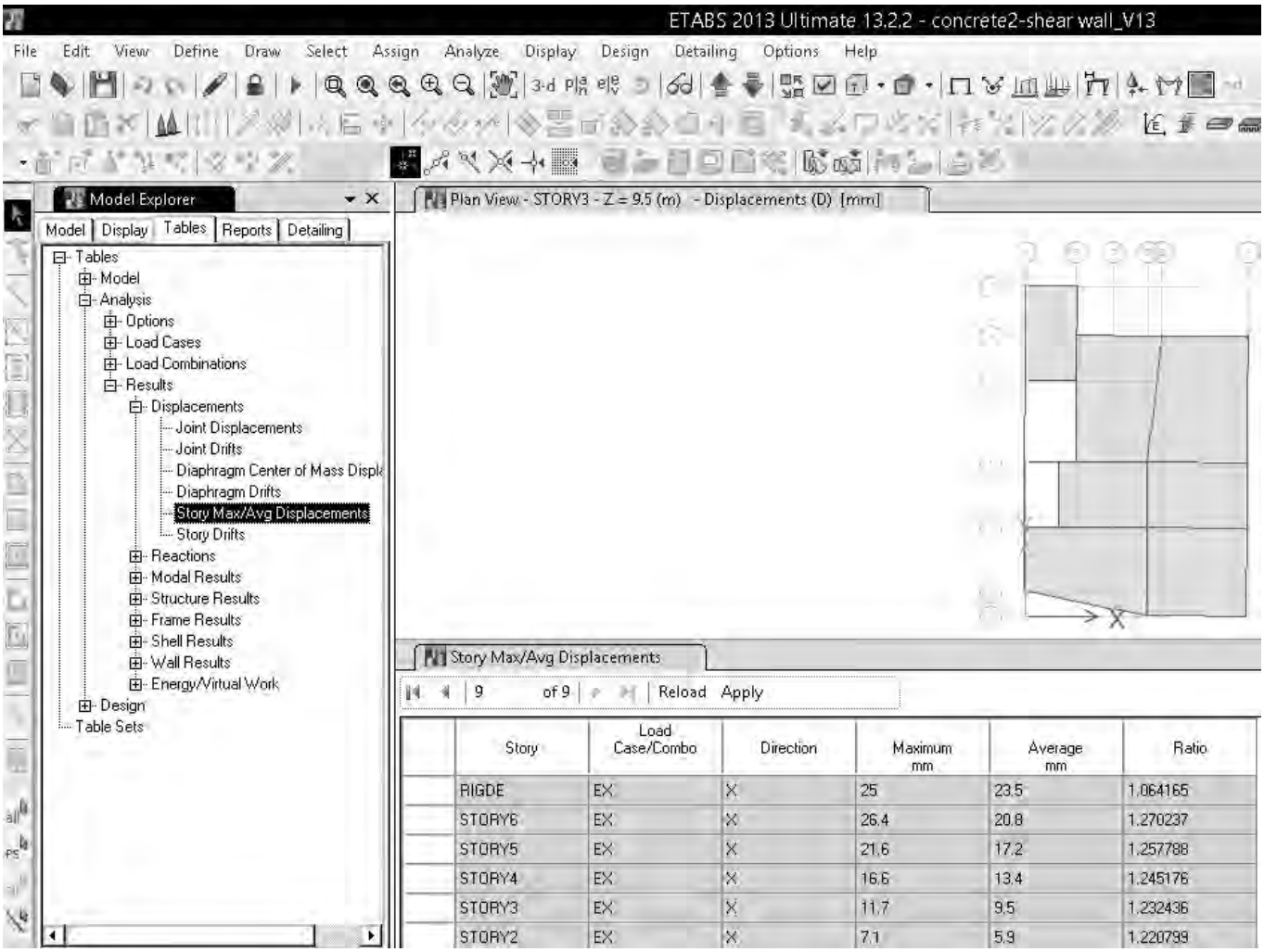






در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ از تعریف نامنظمی پیچشی در موارد متعدد استفاده شده است.

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



	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
	RIGDE	EX	X	25	23.5	1.064165
	STORY6	EX	X	26.4	20.8	1.270237
	STORY5	EX	X	21.6	17.2	1.257788
	STORY4	EX	X	16.6	13.4	1.245176
	STORY3	EX	X	11.7	9.5	1.232436
	STORY2	EX	X	7.1	5.9	1.220799

۱۱-ترکیب بارهای ویژه لرزه ای

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

Ω_0 ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس مبحث دهم ایران برای قاب خمشی برابر 3، برای قاب ساده بادبندی شده برابر 2 و برای سیستم دوگانه برابر 2.5 می باشد. این ضریب طبق ACI 318-11 و نیز ACI 318-14 برای سازه های بتنی برابر 3 می باشد.

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت ، Ω_0

این ضریب، در مواردی که براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به‌کار برده می‌شود. در این اعضاء اثرهای ناشی از بار جانبی زلزله باید در ضریب Ω_0 ضرب گردند. مقدار Ω_0 در سازه‌های با سیستم‌های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هرحال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می‌توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود.
در این موارد تغییرات لازم در تنش‌های مجاز و یا ضرایب بار نهایی در ترکیبات مختلف بارگذاری باید براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی صورت گیرد.

مبحث دهم:

۱۰-۳-۲-۴ ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته

ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) 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 تعیین‌شدهٔ مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضاء اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب Ω_0 برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای	Ω_0
کلیهٔ قاب‌های خمشی فولادی	۳
کلیهٔ قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی	۲
کلیهٔ سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

ACI-318-11:

21.3.3 — Shear strength

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

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

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

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

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

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

Option 21.3.3.2(b) for columns is similar to that for beams except it bases V_u on load combinations including the earthquake effect, E, with E increased by the overstrength factor Ω_o, rather than the factor 2.0. In ASCE 7-10,[21.1] $\Omega_o = 3.0$ for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failure in columns.

۱۲-نیروی قائم زلزله

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

۱- اعمال نیروی زلزله قائم به "کل سازه" که برابر است با $0.6 \times A \times I \times (DEAD)$

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

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

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

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

الف-کل سازه 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.

پ-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. درصورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

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

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

$$F_v = 0.6\, A I W_p \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

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

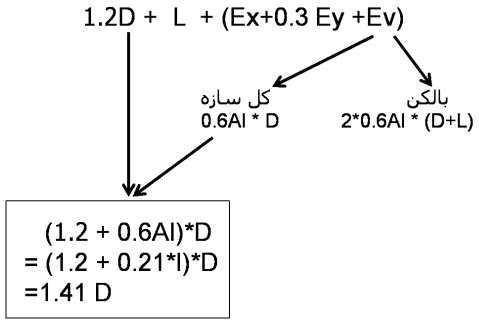
W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

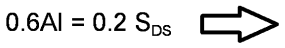
نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.

در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

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

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

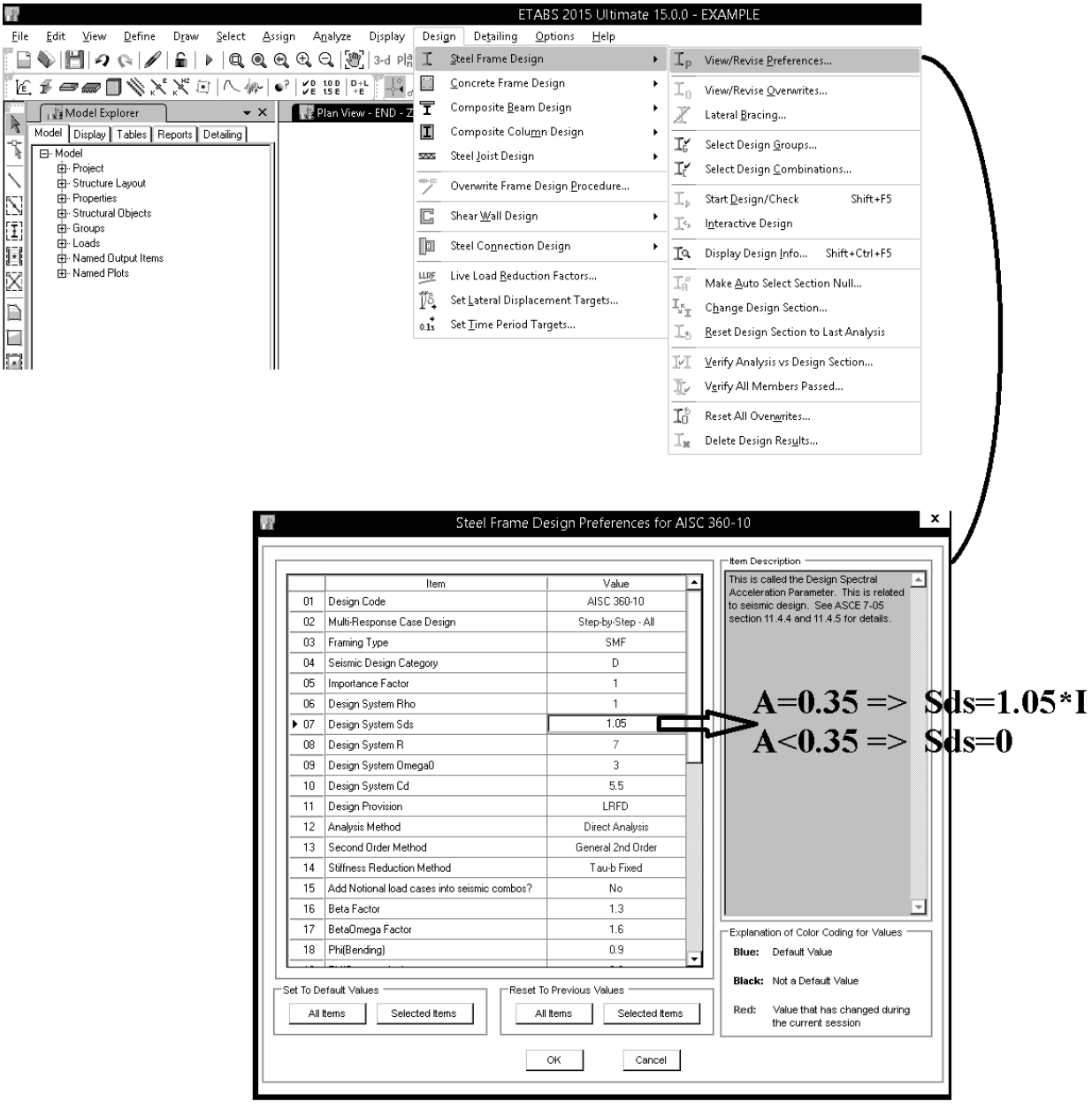




$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S$$
$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H$$

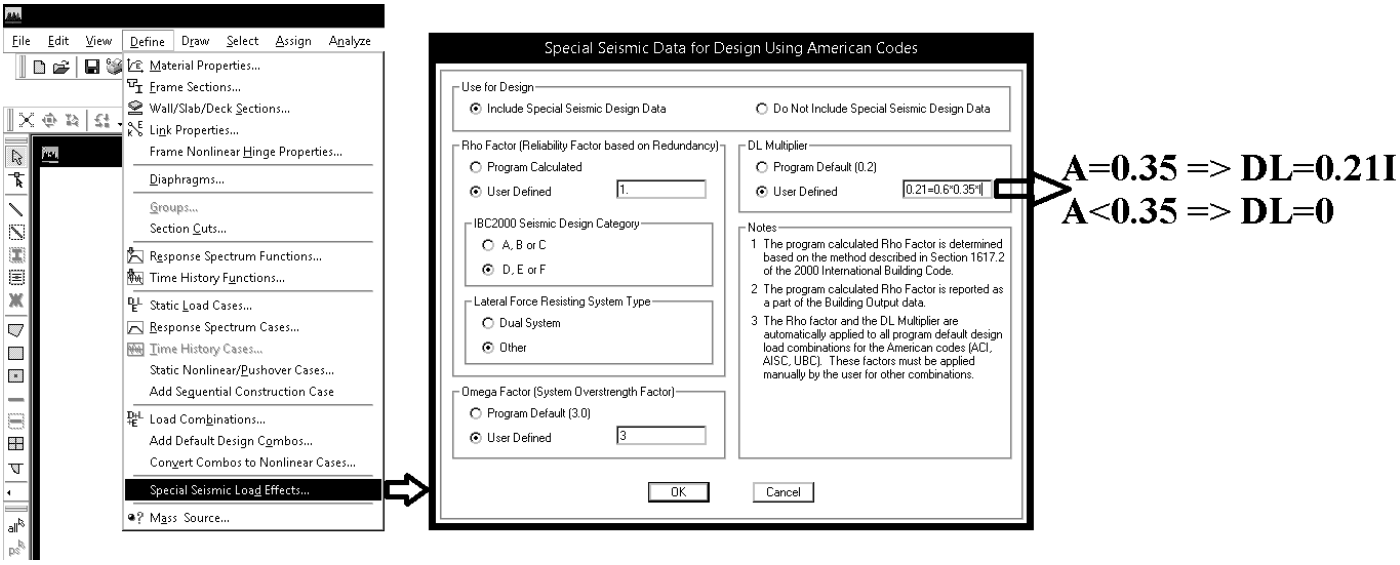
سوال: آیا در مناطق با A=0.35 تمامی ترکیب بارها به صورت دستی اصلاح شوند؟

پاسخ: خیر. با تغییر پارامتر Sds می توان ترکیب بارها را به صورت اتوماتیک اصلاح نمود:



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

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



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

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

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

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

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

ویرایش چهارم

1.41D + L + 0.2S ± EX ± 0.3 EY ± EV
1.41D + L + 0.2S ± EY ± 0.3 EX ± EV

ویرایش سوم

1.2D + L + 0.2S ± EX ± 0.3 EY ± 0.3EV
1.2D + L + 0.2S ± EY ± 0.3 EX ± 0.3EV
1.2D + L + 0.2S ± EV ± 0.3 EX ± 0.3EY

۱۳-منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

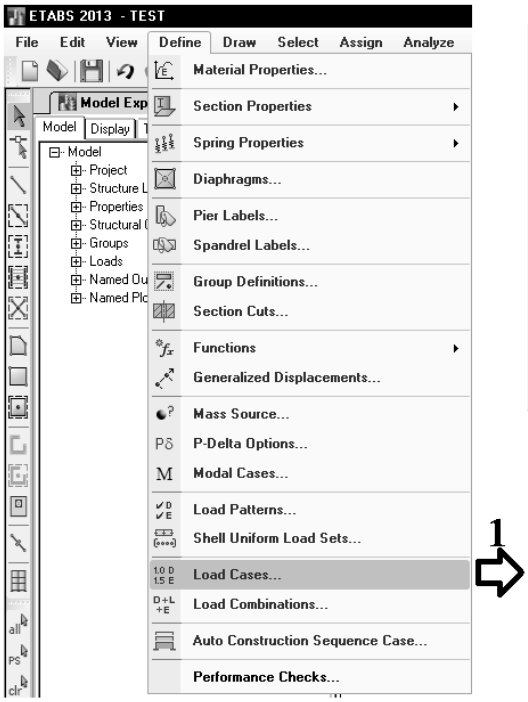
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

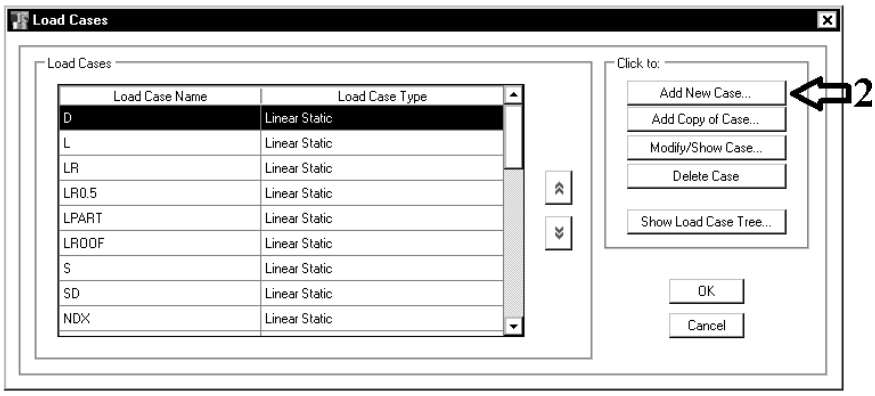
ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

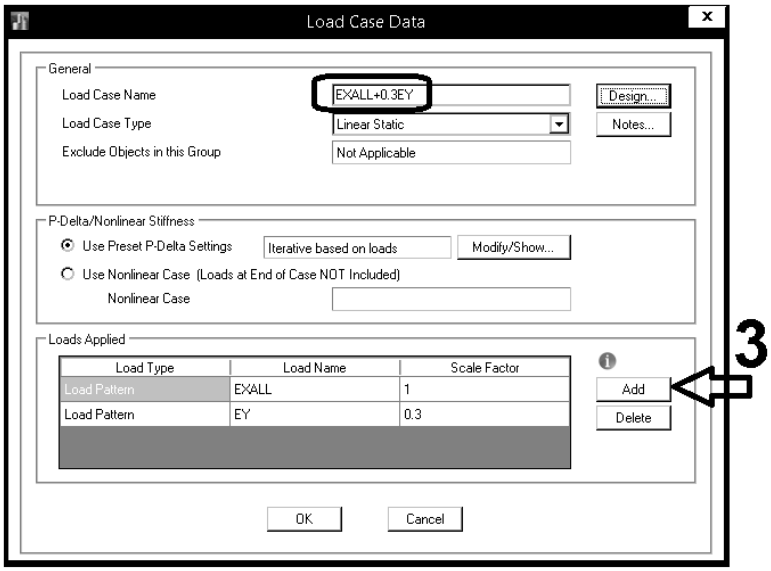
در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر زا ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

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

۳-۳-۹-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به‌کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.







به همین ترتیب باید حالات بار زیر ایجاد شوند:

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

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

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

۱۴-ضریب نامعینی ρ

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

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.

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

۳-۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابربا ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متراز تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

جدول ۳-۲ محدودیت‌های مربوط به ρ =1.0

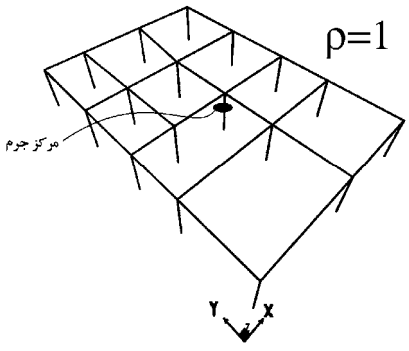
نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی‌شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

سازه زیر یک قاب خمشی را نشان می دهد.

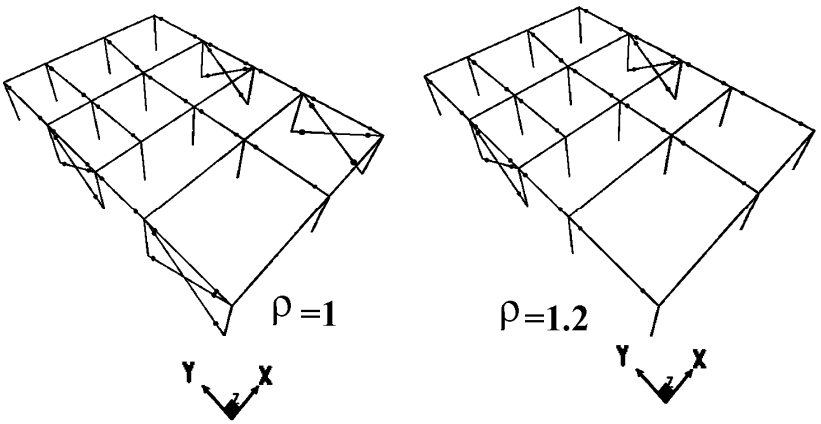
بررسی نامعینی سیستم باربر جانبی در راستای X: در سمت راست مرکز جرم ۴ دهانه قاب خمشی و در سمت چپ مرکز جرم ۹ دهانه قاب خمشی داریم.

بررسی نامعینی سیستم باربر جانبی در راستای Y: در سمت راست مرکز جرم ۸ دهانه قاب خمشی و در سمت چپ مرکز جرم ۶ دهانه قاب خمشی داریم.

بنابراین این سازه در هر دو راستا دارای درجه نامعینی بالا بوده و ضریب ρ برابر یک می باشد.



در سازه سمت راست در شکل زیر در هر طرف مرکز جرم سازه (در راستای Y) تنها یک دهانه سیستم مقاوم جانبی داریم و ضریب نامعینی آن برابر 1.2 می باشد.

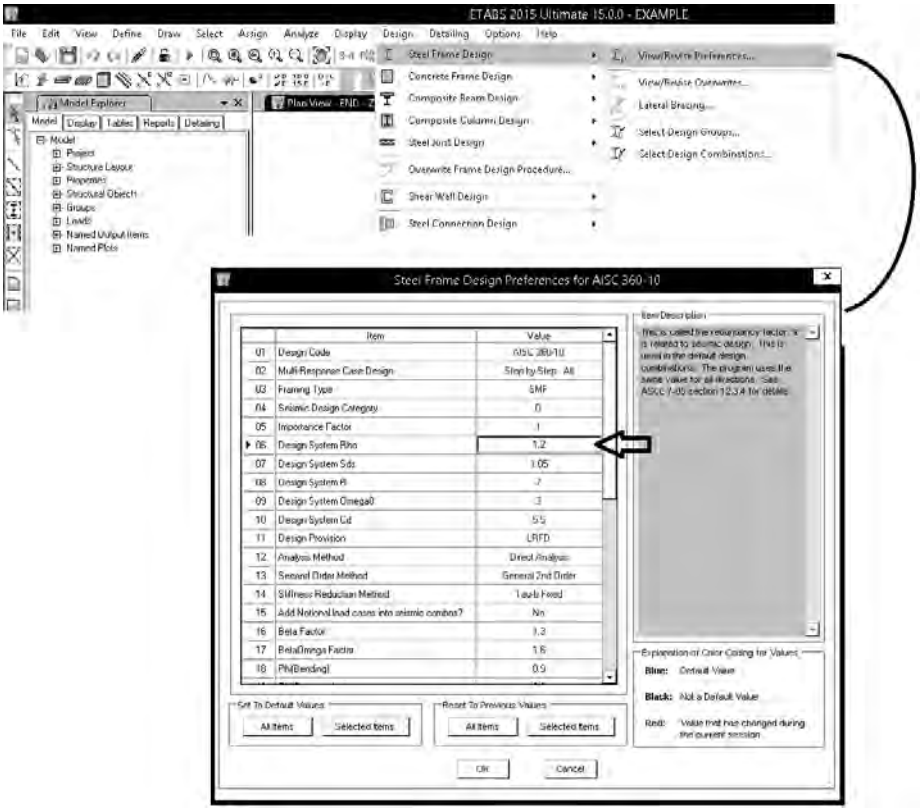


اگر سازه ای درجه نامعینی پایین داشته باشد، ضریب نامعینی برابر 1.2 منظور خواهد شد. اگر این ضریب برابر 1.2 باشد، ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله به جای E باید با 1.2E معرفی شوند:

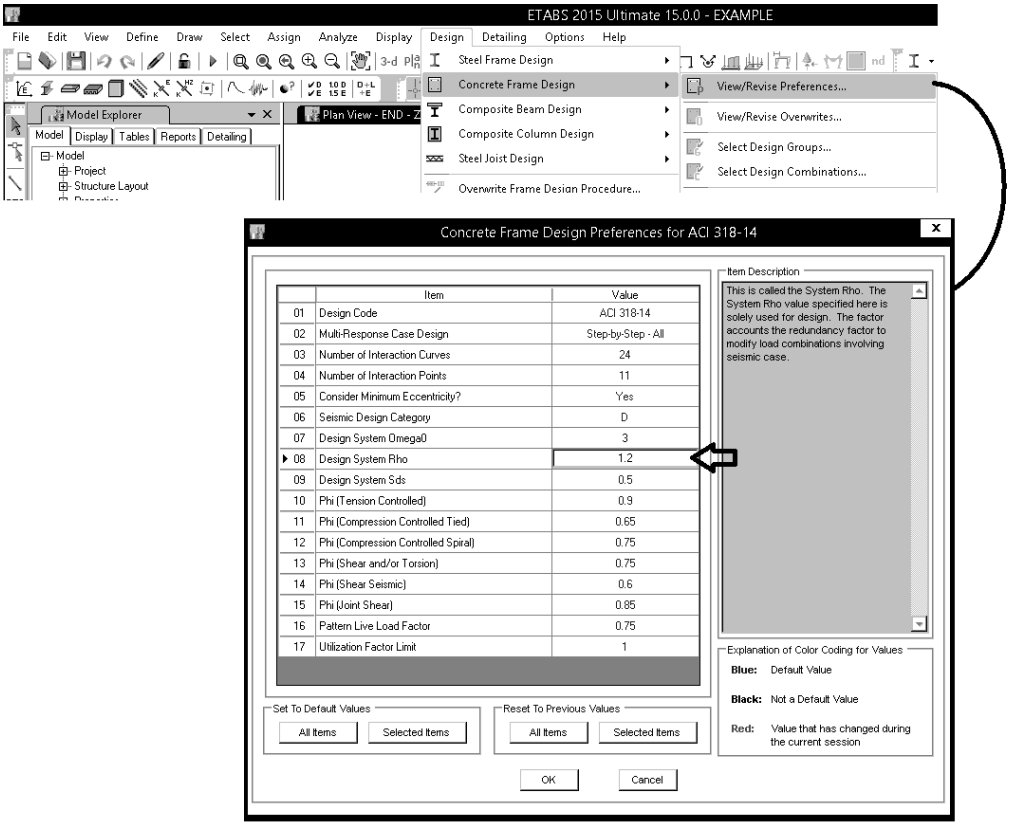
(1.2 or 1.41) D + L + EXALL + 0.3EY + EV +0.2S	اگر ضریب نامعینی سازه 1 باشد
(1.2 or 1.41) D + L + 1.2EXALL + 0.3*1.2*EY + EV +0.2S	اگر ضریب نامعینی سازه 1.2 باشد

سوال: اگر درجه نامعینی سازه برابر 1.2 بود، ترکیب بارها باید به صورت دستی اصلاح شوند؟

پاسخ: یا باید تک به تک به صورت دستی اصلاح شوند (تمامی زلزله های افقی با به اندازه ۲۰ درصد افزایش یابند) و یا اینکه قبل از ایجاد ترکیب بارهای پیش فرض، باید مطابق شکل زیر ضریب ρ به نرم افزار معرفی شود:

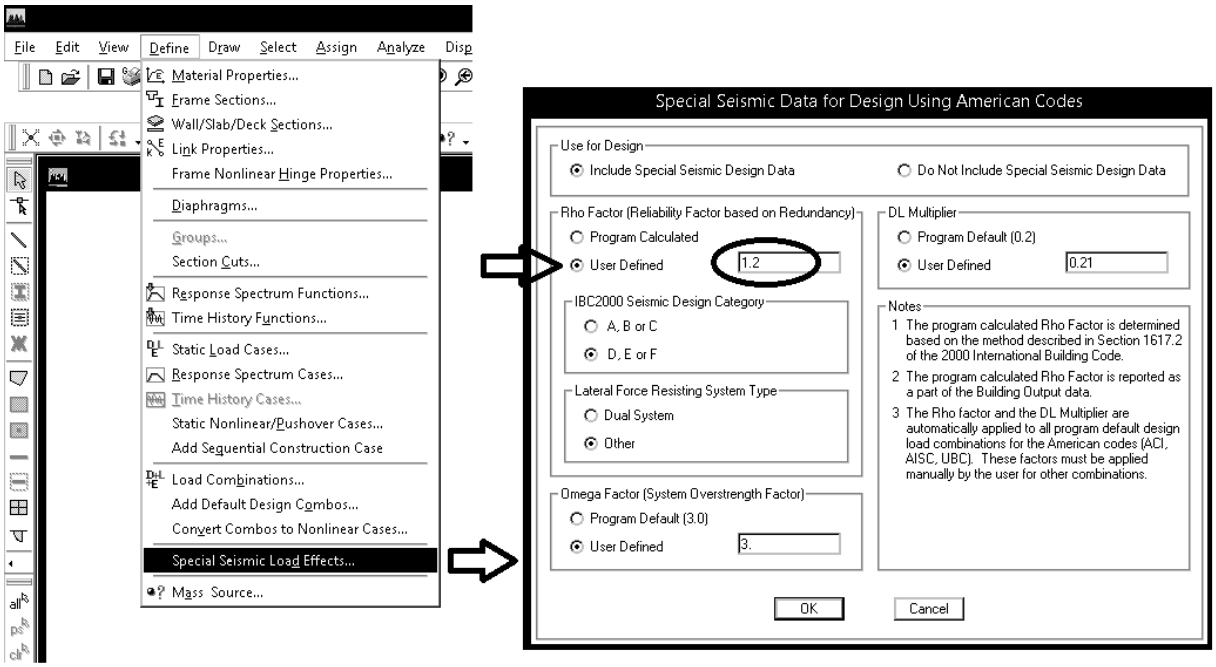


در سازه های بتنی:

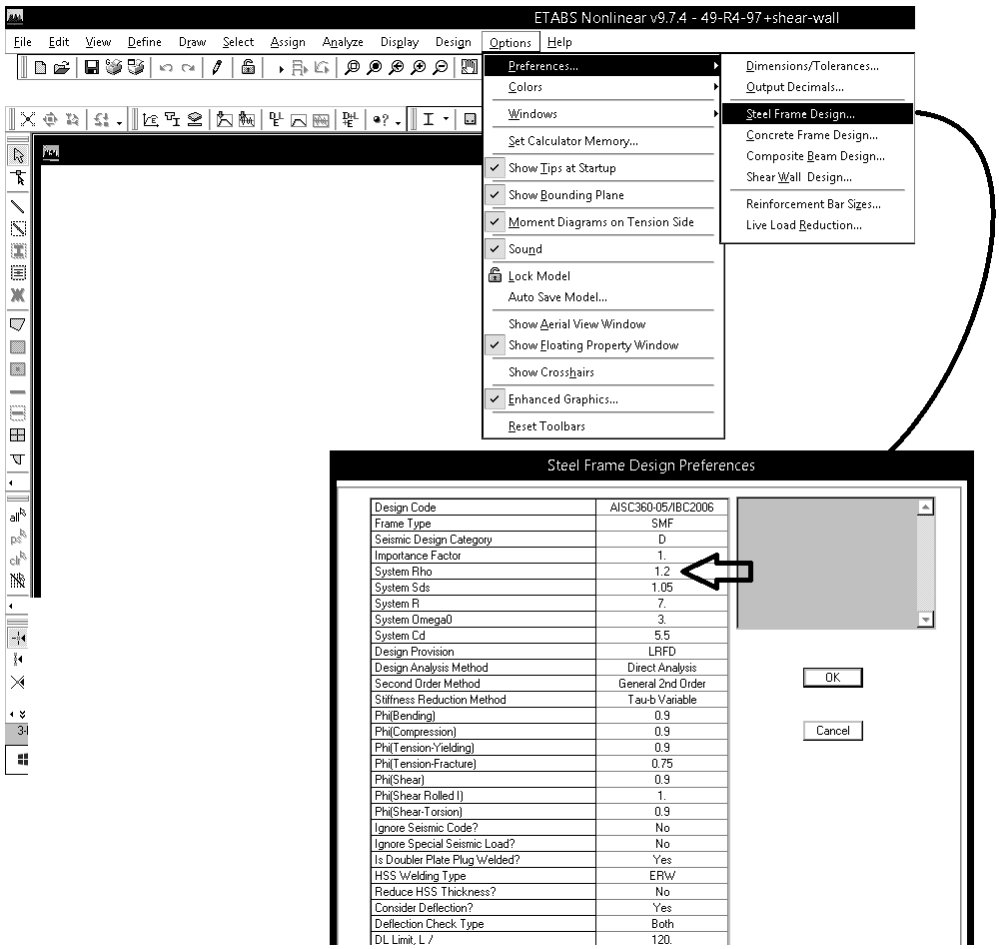


در ایتبس 9.7 نیز به شرح زیر می توان این ضریب را معرفی کرد:

در سازه های بتنی:

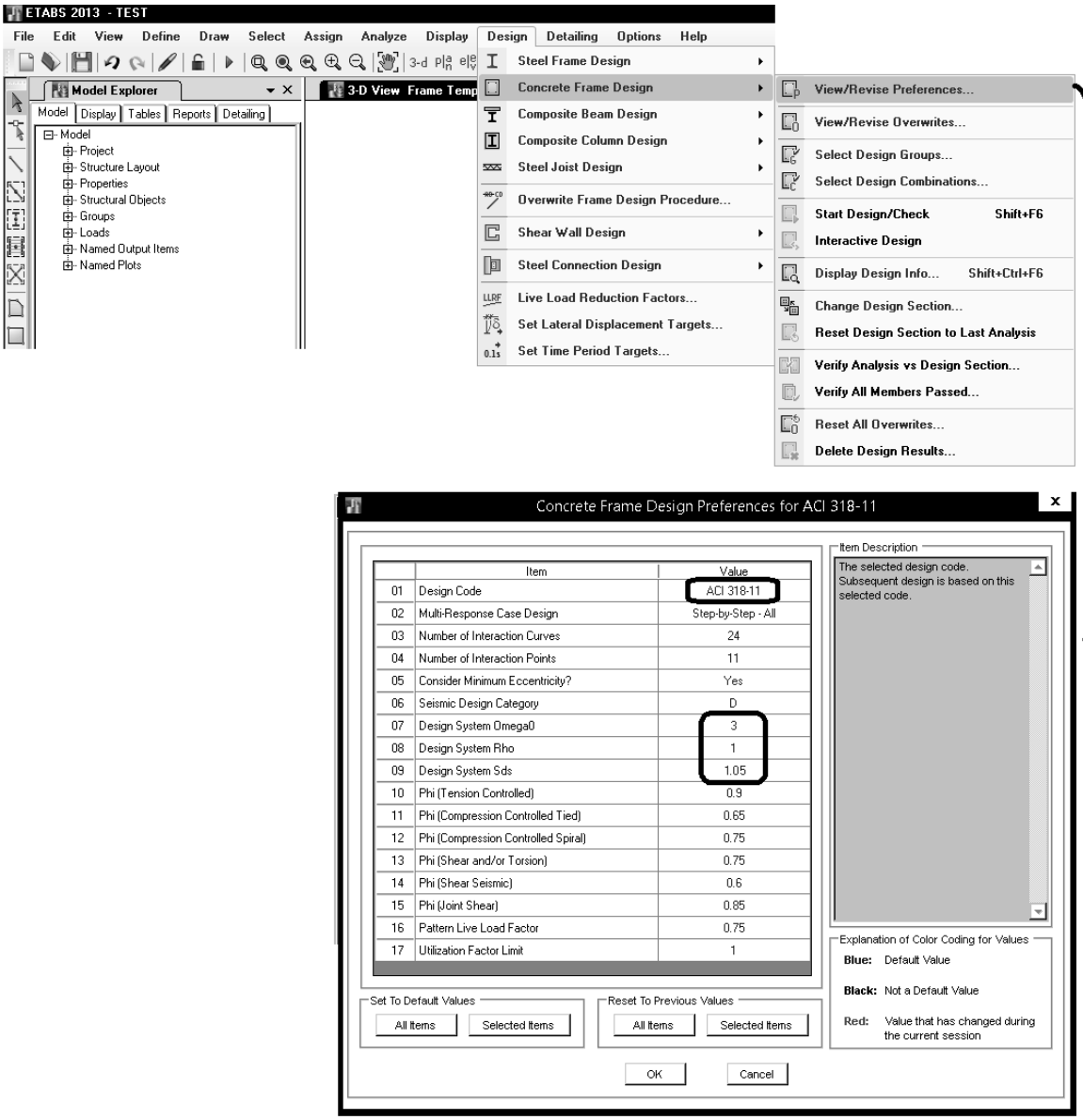


در سازه های فولادی:

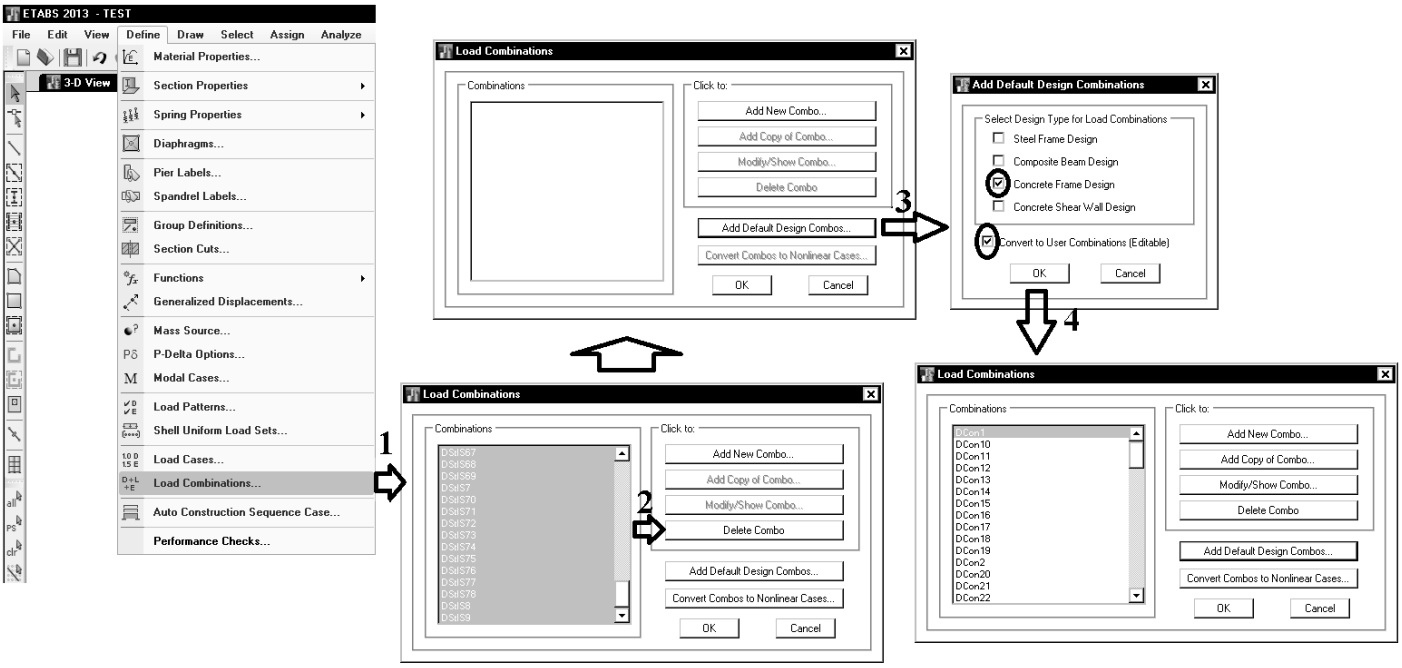


۱۵-طراحی سازه های بتنی

۱۵-۱- انتخاب آیین نامه بتن



۱۵-۲- ترکیب بارهای سازه بتنی



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

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

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

۲- ضریب بار LRED0.5 در ترکیب بارهای لرزه ای باید به 0.5 تغییر یابد.

۳- ترکیب بارهای فشار خاک (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

۴- ترکیب بارهای حرارت (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

۵- ترکیب بارهای باد (در صورت وجود) باید ۴۰٪ افزایش یابند.

در صورتی که بخواهید ترکیب بارها را بر اساس ACI-2014 به صورت دستی وارد نمایید، ترکیب بارهای زیر باید وارد شوند:

- در ترکیب بارها فرض شده است فشار خاک و حرارت نداریم.
- در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام شامل سه زلزله متفاوت است. برای مثال در ترکیب بار زیر داریم:

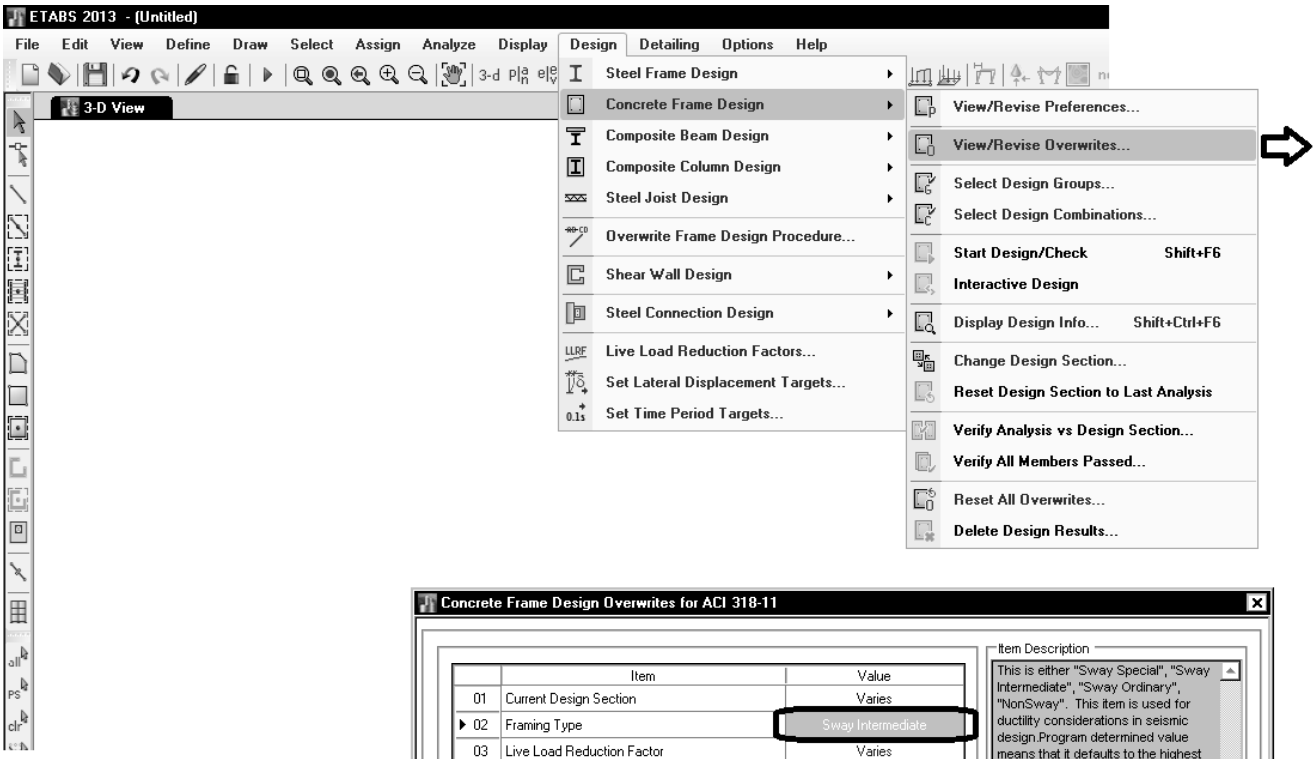
$$0.69D + EXALL - EV = \begin{cases} 0.69D + EX - EV \\ 0.69D + EXP - EV \\ 0.69D + EXN - EV \end{cases}$$

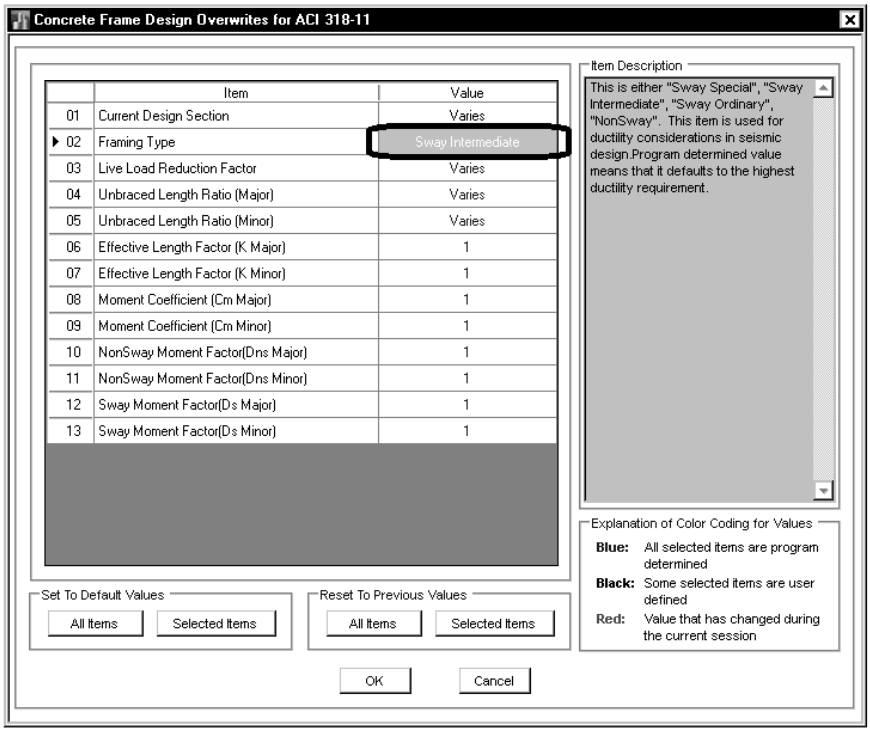
- طبق ویرایش چهارم، بار EV با ضریب یک با دیگر بارهای لرزه ای ترکیب می شود.

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

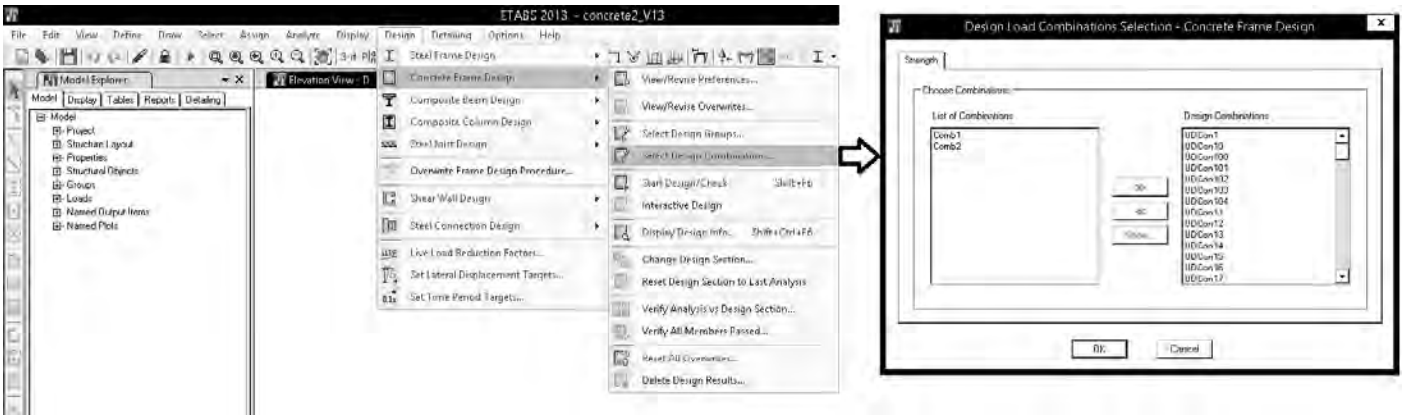
UDCON1	1.4D
UDCON2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON4	1.2D+L+LRED+LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON5	1.2D+L+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+EXALL+EV
UDCON7	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-EXALL+EV
UDCON8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

۱۵-۳- تعیین شکل پذیری سازه های بتنی

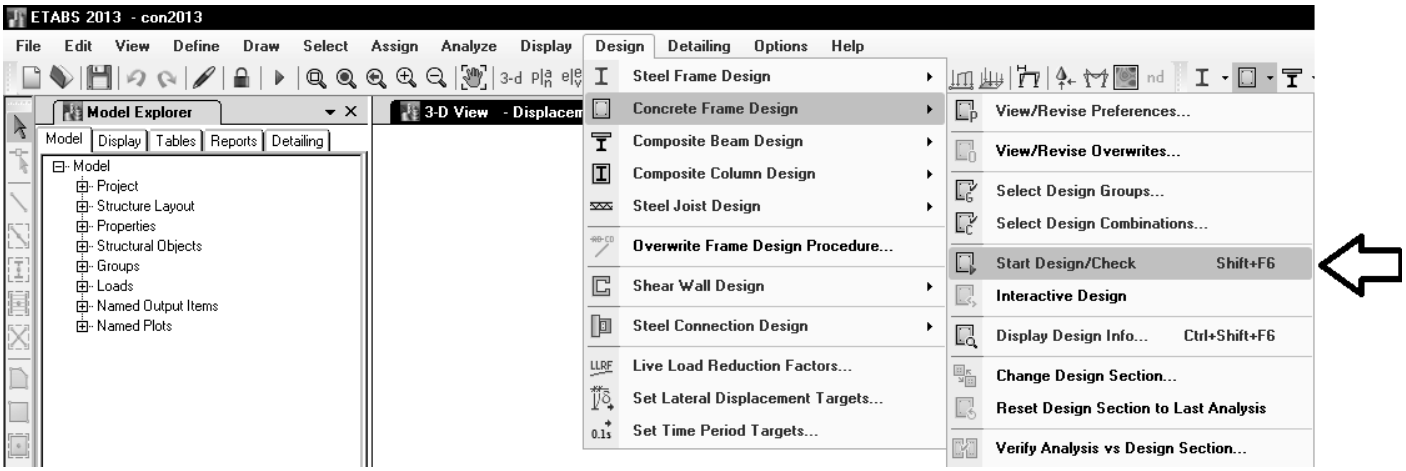




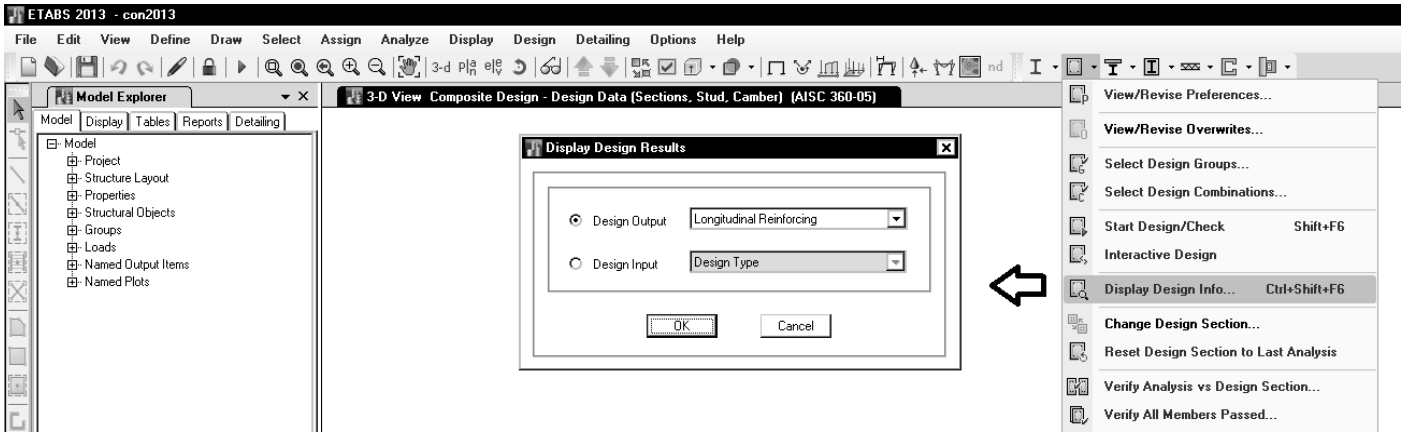
۱۵-۴- انتخاب ترکیب بارها

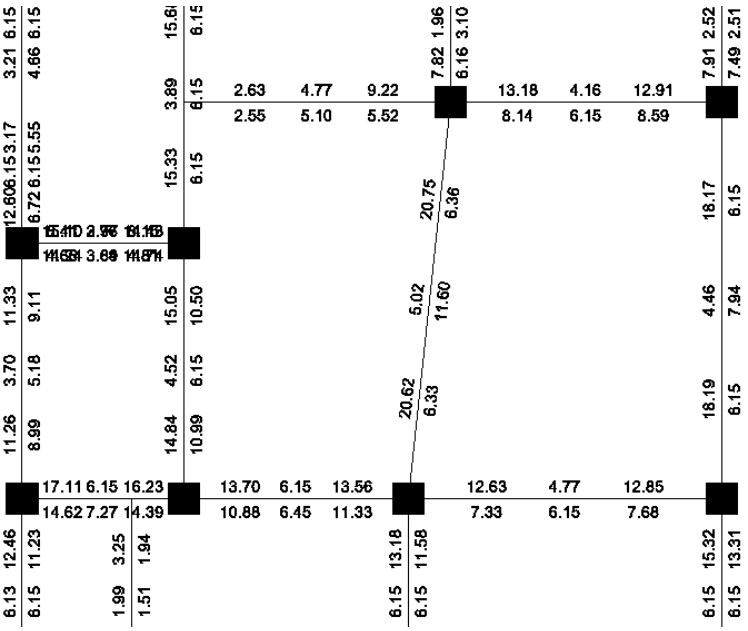


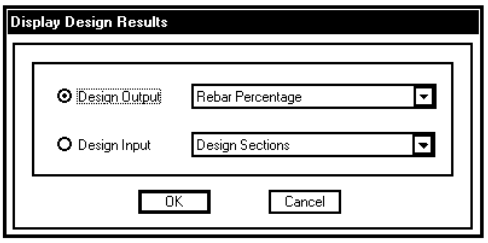
۱۶- طراحی سازه های بتنی

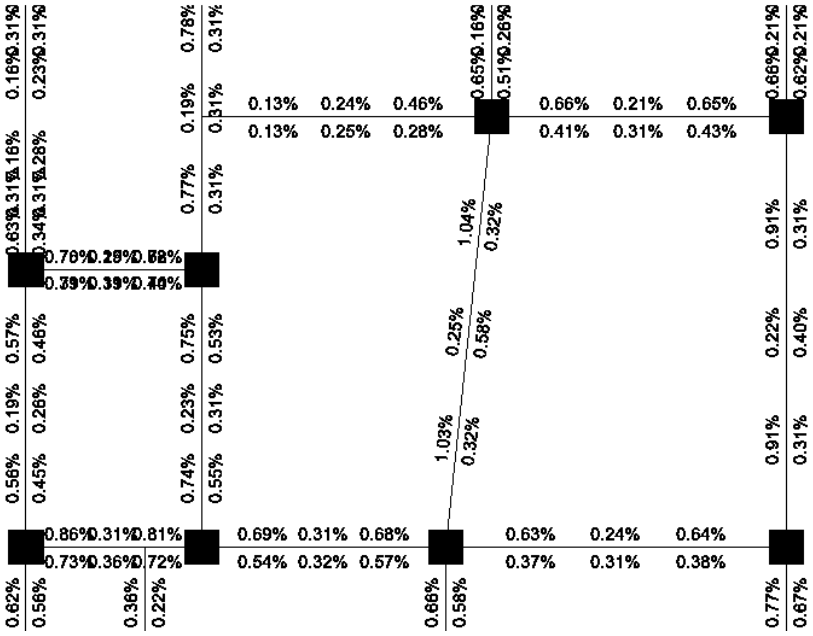


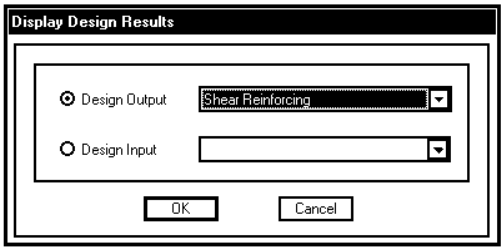
۱۶-۱- نمایش اطلاعات طراحی

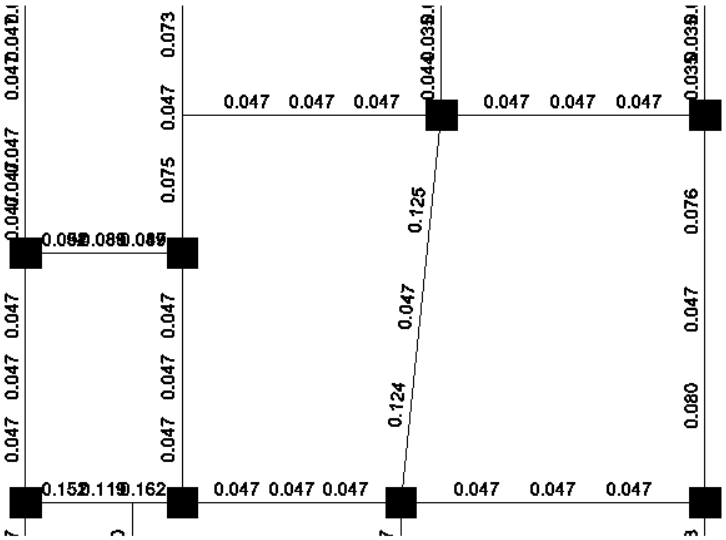


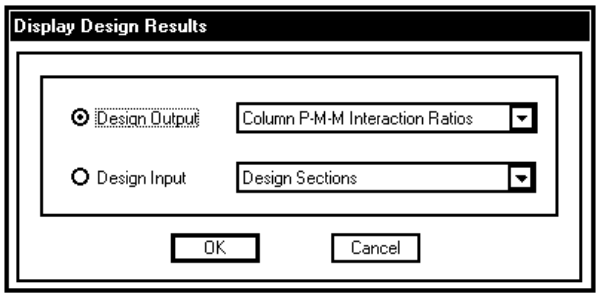


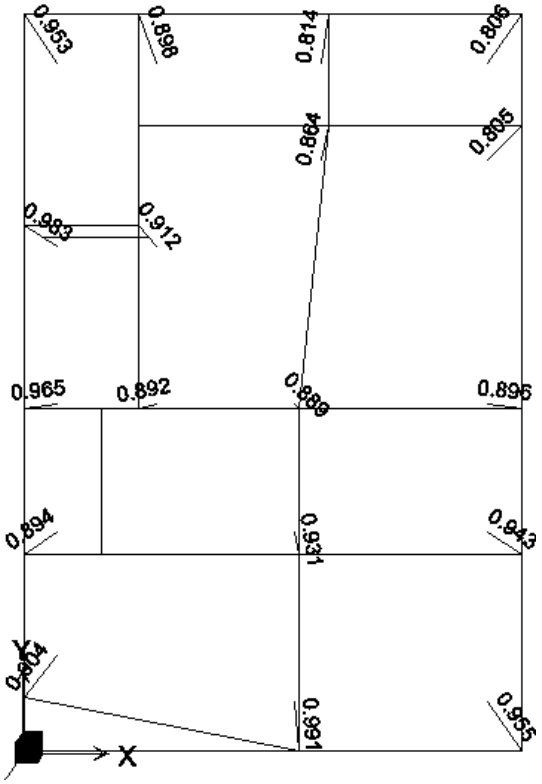

Display Design Results
Design Output
Rebar Percentage
Design Input
Design Sections
OK
Cancel




Display Design Results
Design Output
Shear Reinforcing
Design Input
OK
Cancel




Display Design Results
Design Output
Column P-M-M Interaction Ratios
Design Input
Design Sections
OK
Cancel



۱۶-۱-۱- تیر ضعیف ستون قوی

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

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

$$\Sigma M_{nc} \geq (1.2)\,\Sigma M_{nb} \qquad (21\text{-}1)$$

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.

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.

۹ – ۲۰ – ۴ – ۲ – ۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹ – ۲۰ – ۴ – ۲ – ۴ – ۱ در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، به‌جز موارد گفته شده در بندهای ۹ – ۲۰ – ۴ – ۲ – ۴ – ۲ و ۹ – ۲۰ – ۴– ۲ – ۴ – ۳، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه زیر صدق کنند:

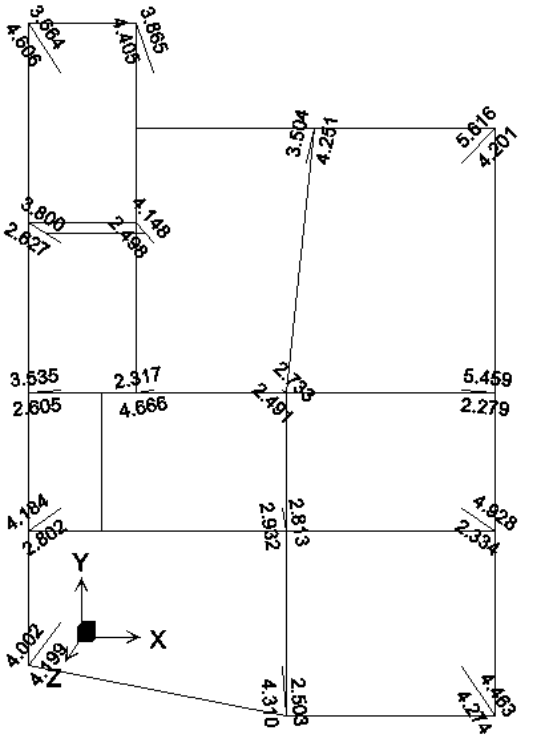
$$\Sigma M_c \geq ۱/۲ \Sigma M_g \qquad (۹ – ۲۰ – ۵)$$

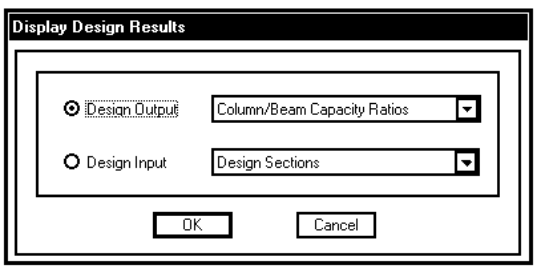
در این رابطه:

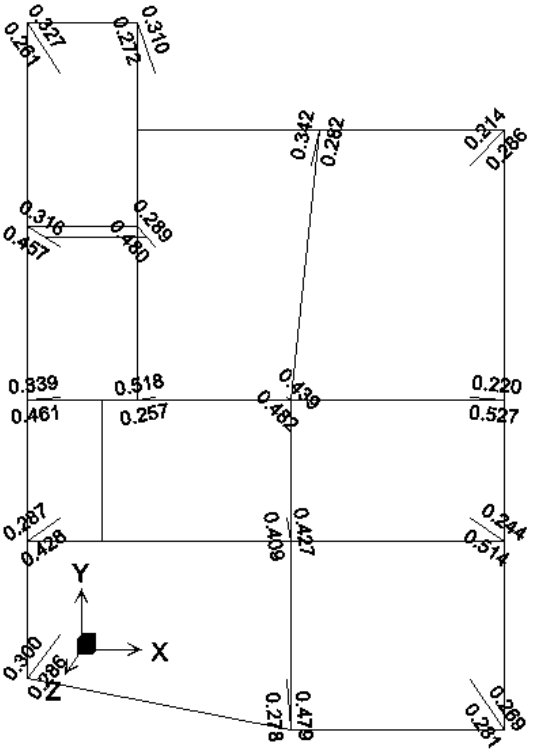
ΣM_c = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

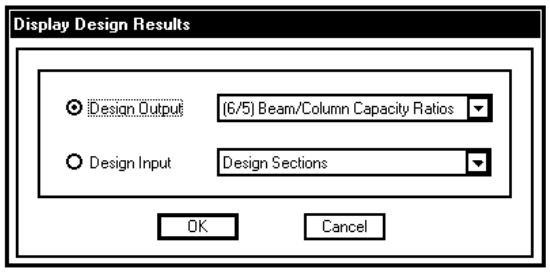
ΣM_g = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۹ – ۲۰ – ۵) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹ – ۲۰ – ۵) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قابه، عمل نمایند برقرار باشد.









۱۶-۱-۲- کنترل برش در ناحیه اتصال

۹ – ۲۰ – ۴ – ۴ اتصالات تیر به‌ستون در قاب‌ها

۹ – ۲۰ – ۴ – ۴ – ۱ ضوابط کلی طراحی

۹ – ۲۰ – ۴ – ۴ – ۱ – ۱ طراحی اتصالات تیرها به‌ستون‌ها 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 – ۲ و ۹ – ۲۰ – ۴ – ۴ – ۱ – ۳ تعیین شوند.

۹ – ۲۰ – ۴ – ۴ – ۱ – ۲ نیروی برشی نهایی موثر به‌اتصال، 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، محاسبه‌گردد. 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 – ۱ – 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 $۱۲A_j\sqrt{f'_c}$

ب) برای اتصالات محصورشده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $۹A_j\sqrt{f'_c}$

پ) برای سایر اتصالات $۷/۵A_j\sqrt{f'_c}$

یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به‌یک 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 به‌موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می‌کند، میلی‌متر مربع

عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی‌که تیر اصلی به‌تکیه‌گاهی 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 ..... $1.2\sqrt{f'_c}\,A_j$

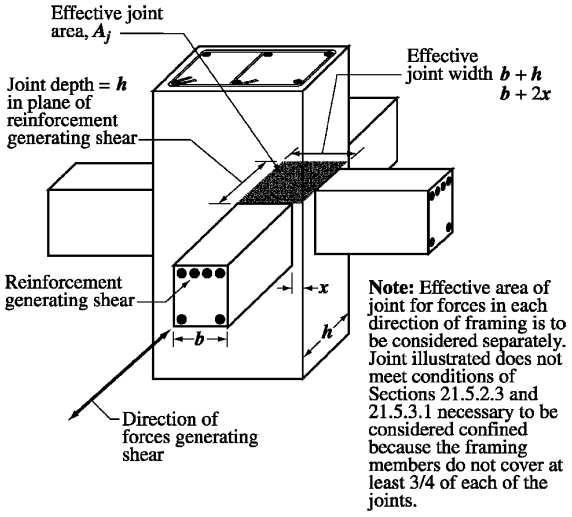
For others ..... $1.0\sqrt{f'_c}\,A_j$

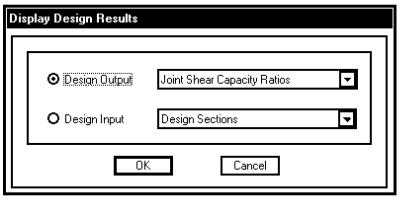
A member that frames into a face is considered to provide confinement to the joint if at least three-quarters of the face of the joint is covered by the framing member. A joint is considered to be confined if such confining members frame into all faces of the joint.

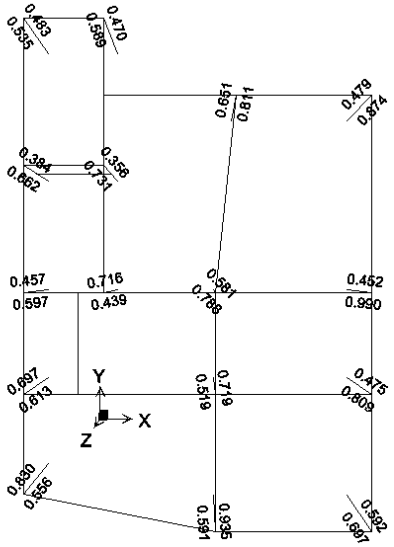
A_j is the effective cross-sectional area within a joint computed from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column. Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective joint width shall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

(a) beam width plus joint depth

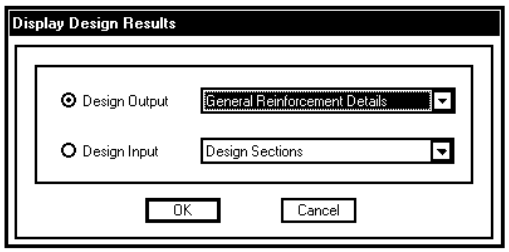
(b) twice the smaller perpendicular distance from longitudinal axis of beam to column side.

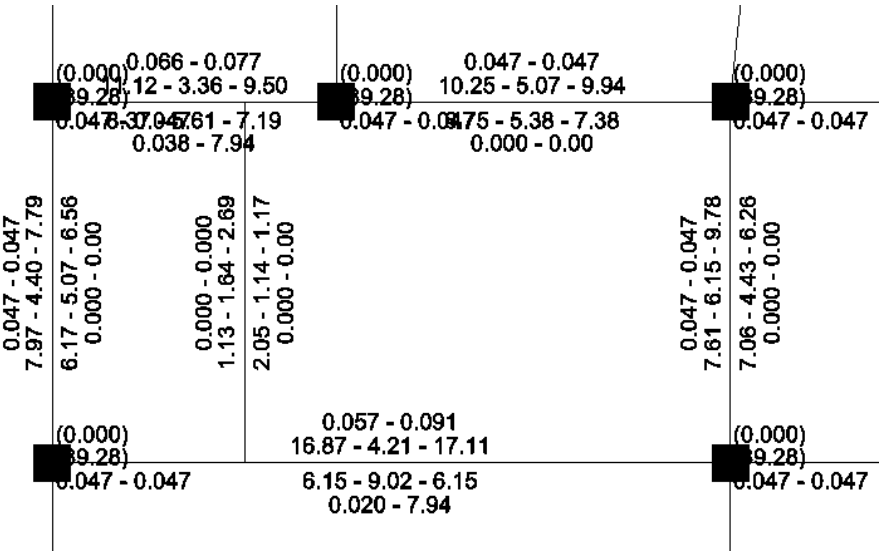


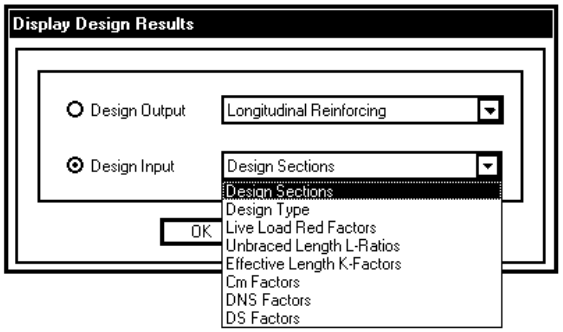




۱۶-۱-۳- نمایش خلاصه نتایج طراحی







۱۶-۲- بررسی جزئیات طراحی اجزا

Beam Element Details (Envelope)

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

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b_f (mm)	d_s (mm)	d_{ct} (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}	$\Phi_{CSpiral}$	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 mm²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm²	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 mm²/m	Middle Rebar A_v/s mm²/m	End-J Rebar A_v/s mm²/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	

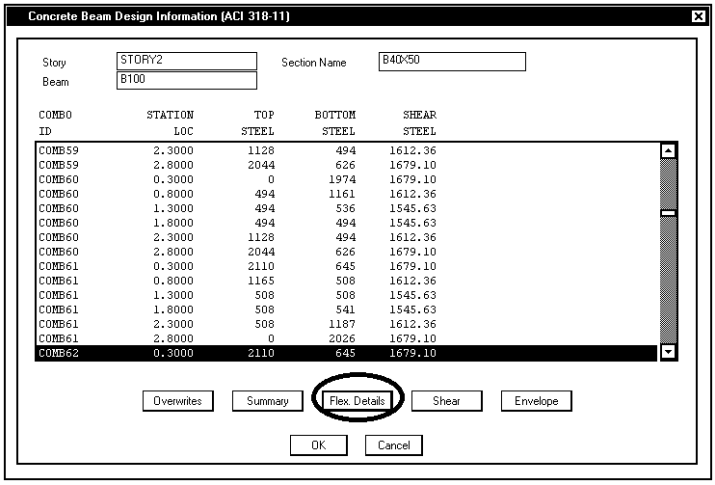
Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t/s mm²/m	Longitudinal Rebar A_l mm²
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	

۱۶-۲-۱- جزئیات طرح خمشی

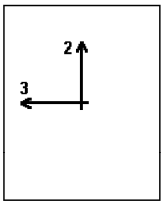


Type of Check/ Design	Ordinary Moment Resisting Frames (Non-Seismic)	Intermediate Moment Resisting Frames (Seismic)	Special Moment Resisting Frames (Seismic)
Beam Min. Moment Override Check	No Requirement	$M^+_{uend} \geq \frac{1}{3} M^-_{uend}$	$M^+_{uend} \geq \frac{1}{2} M^-_{uend}$
		$M^+_{uspan}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

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_{ct} (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}	$\Phi_{CSpiral}$	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 mm²	+Moment Rebar mm²	-Moment Rebar mm²	Minimum Rebar mm²
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

۱۶-۲-۲- جزئیات طرح برشی

برای قاب خمشی با شکل پذیری متوسط:

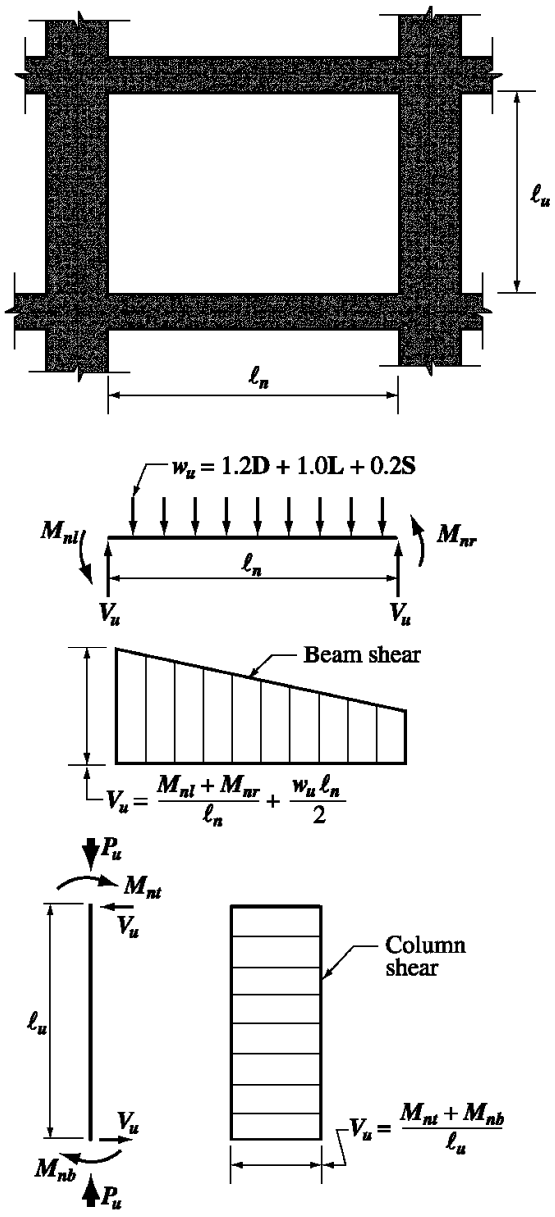


Fig. R21.12.3—Design shears for frames in regions of moderate seismic risk (see 21.12)

۹ – ۲۰ – ۳ – ۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قاب‌ها

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

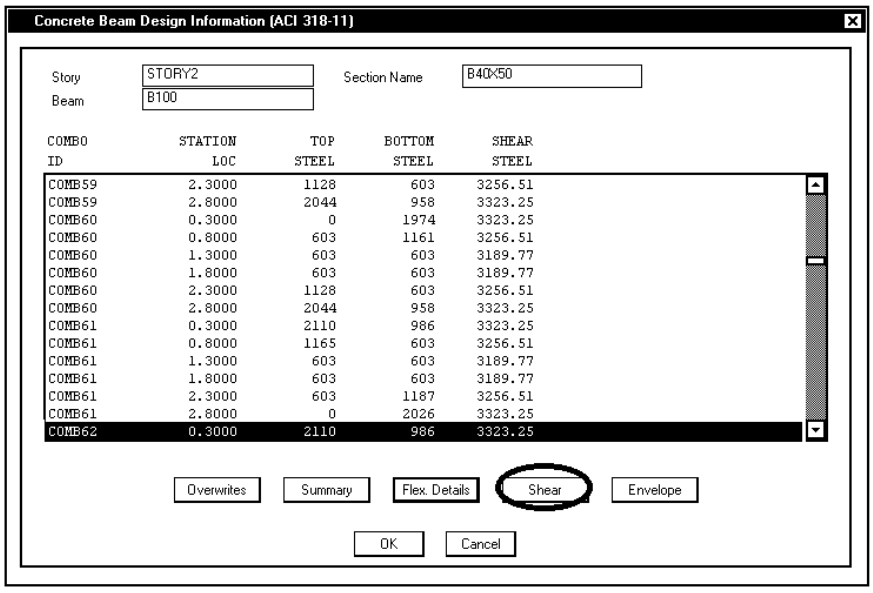
الف) مجموع نیروی برشی ایجادشده در عضو در اثر بارهای قائم و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی، با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی

ب) نیروی برشی 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):

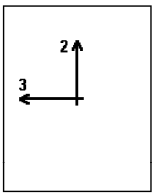
(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the member at each restrained end of the clear span and the shear calculated for factored gravity loads;

(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.



ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-11 Beam Section Design



Beam Element Details (Shear Details)

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

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b_f (mm)	d_s (mm)	d_{ct} (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}	$\Phi_{CSpiral}$	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} mm²/m	Rbar A_t/S mm²/m	Rbar A_l mm²	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

With 2*E

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

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

Capacity Moment

	Long.Rebar A_s (Bottom) mm²	Long.Rebar A_s (Top) mm²	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

$$\frac{M_{pos}+M_{neg}}{Ln}+qL/2$$
$$=256.7872+16.4237$$
$$=273.2109$$

Design Basis

Design V_{u2} kN	Conc.Area A_c cm²	Area A_g cm²	Tensn.Reinf A-st mm²	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 mm²/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

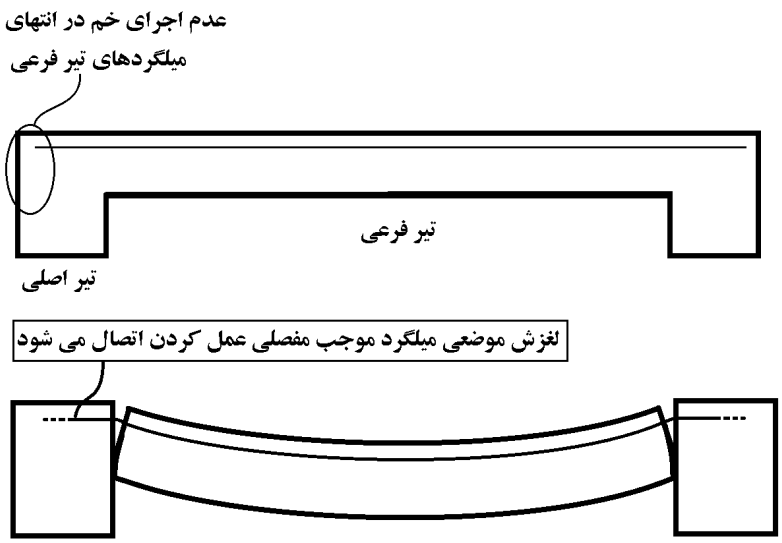
Torsion Capacity

Torsion T_u kN-m	Critical ΦT_{cr} kN-m	Conc.Area A_{cp} cm²	Conc.Area A_{oh} cm²	Conc.Area A_o cm²	Perimeter P_{cp} mm	Perimeter P_h mm
0.1166	6.8523	2000	1278.9	1087.1	1800	1444.4

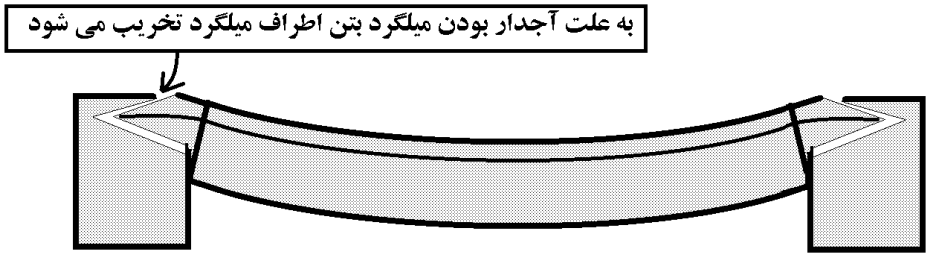
$$\phi 0.083\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\sqrt{f'_c}}}$$

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

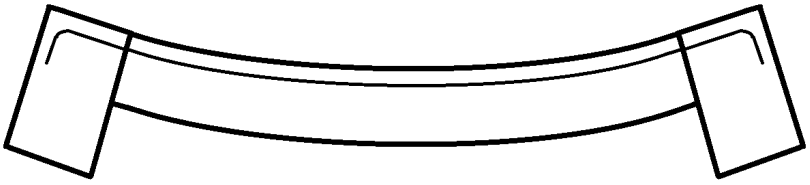
- تیرهای فرعی متصل به تیرهای اصلی موجب ایجاد لنگر پیچشی در تیر اصلی می شود.
- برخی طراحان تیرهای فرعی بتنی را به صورت دوسر مفصل مدل می کنند و در عوض در نقشه های اجرایی آرماتورهای خمشی تیر فرعی را بدون قلاب انتهایی رسم می کنند:



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



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



- راه حل صحیح:

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

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

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

۹-۱۵-۱۱-۲ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش لنگرهای داخلی در عضوی از یک ساختمان نامعین موجود باشد، می‌توان مقدار T_u را به $0/67T_{cr}$ کاهش داد به شرطی که اثر لنگرها و برش‌های تعدیل‌شده عضو در سایر اعضای مجاور با استفاده از روابط تعادل، محاسبه و در طراحی به کار گرفته شود.

11.6.1 — Threshold torsion

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

(a) For nonprestressed members:

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

(b) For prestressed members:

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

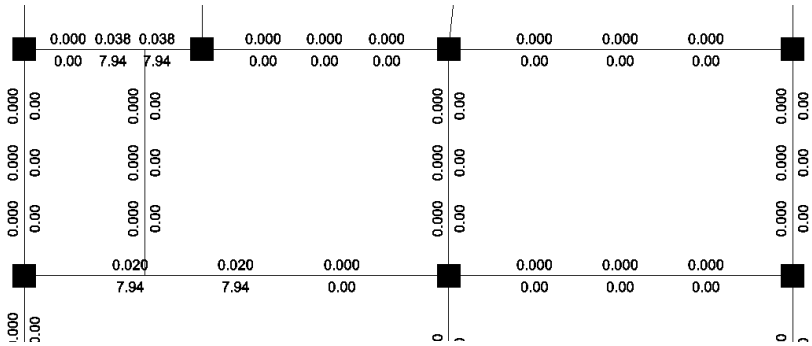
(c) For nonprestressed members subjected to an axial tensile or compressive force:

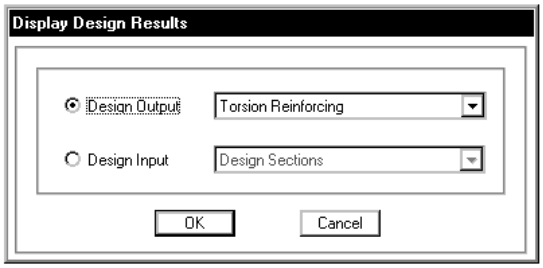
$$\phi 0.083\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\sqrt{f'_c}}}$$

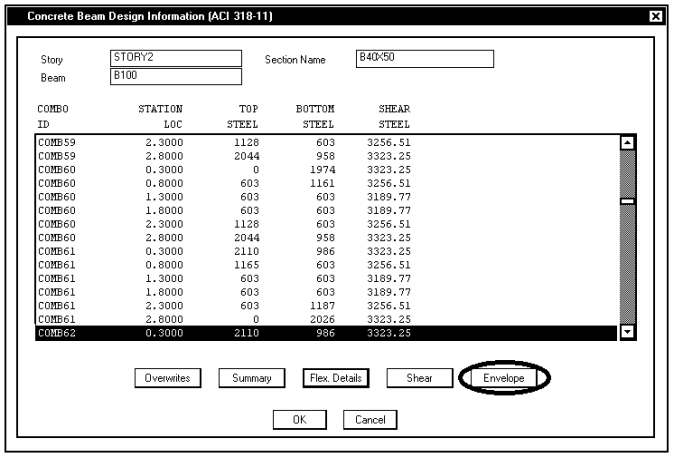
11.6.2.2 — In a statically indeterminate structure where reduction of the torsional moment in a member can occur due to redistribution of internal forces upon cracking, the maximum T_u shall be permitted to be reduced to the values given in (a), (b), or (c), as applicable:

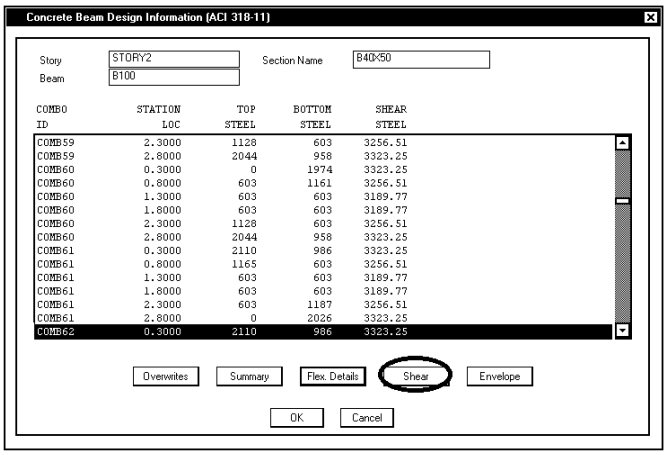
(a) For nonprestressed members, at the sections described in 11.6.2.4:

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









Design Torsion Force

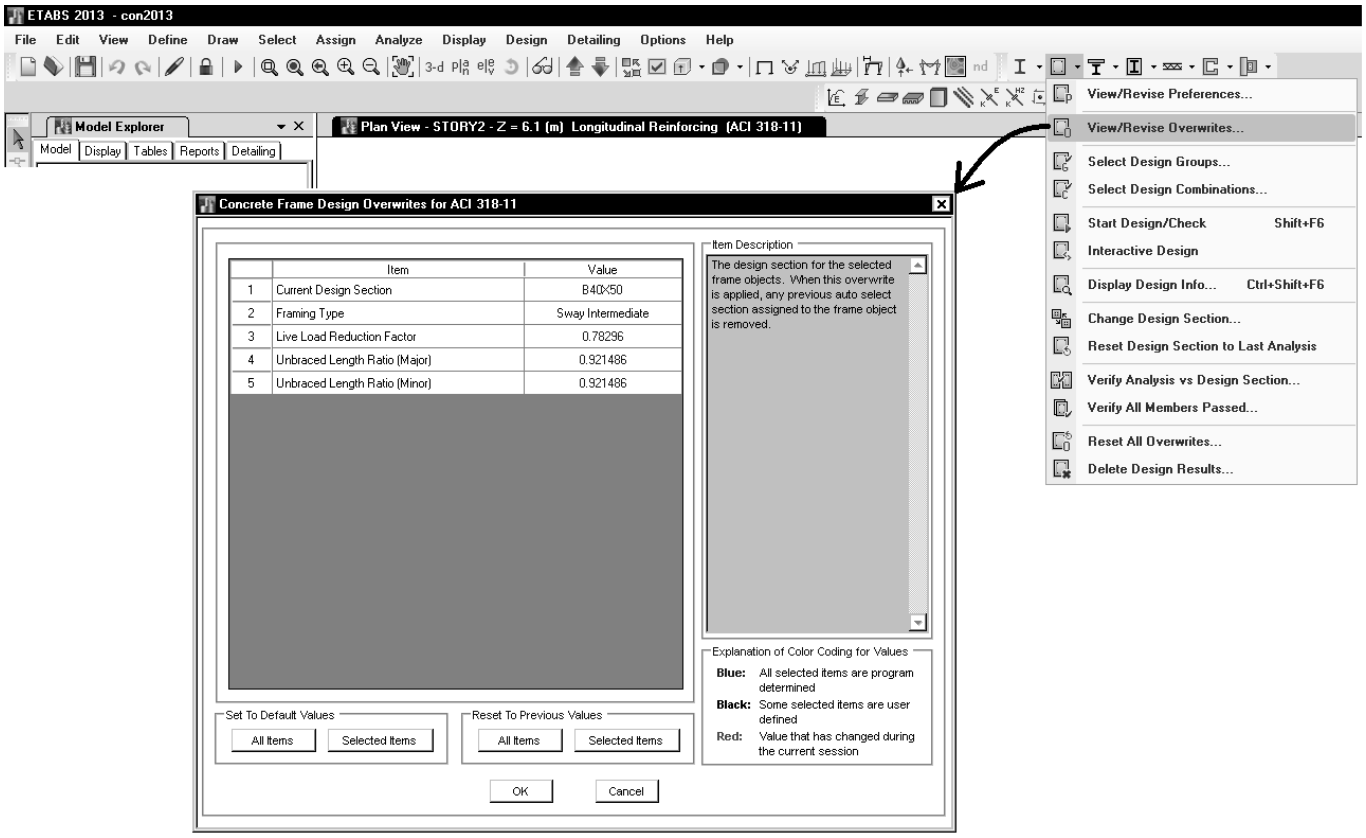
Design T_u kN-m	Station Loc mm	Design T_u kN-m	Station Loc mm
1.7686	2800	1.7686	2800
COMB72		COMB72	

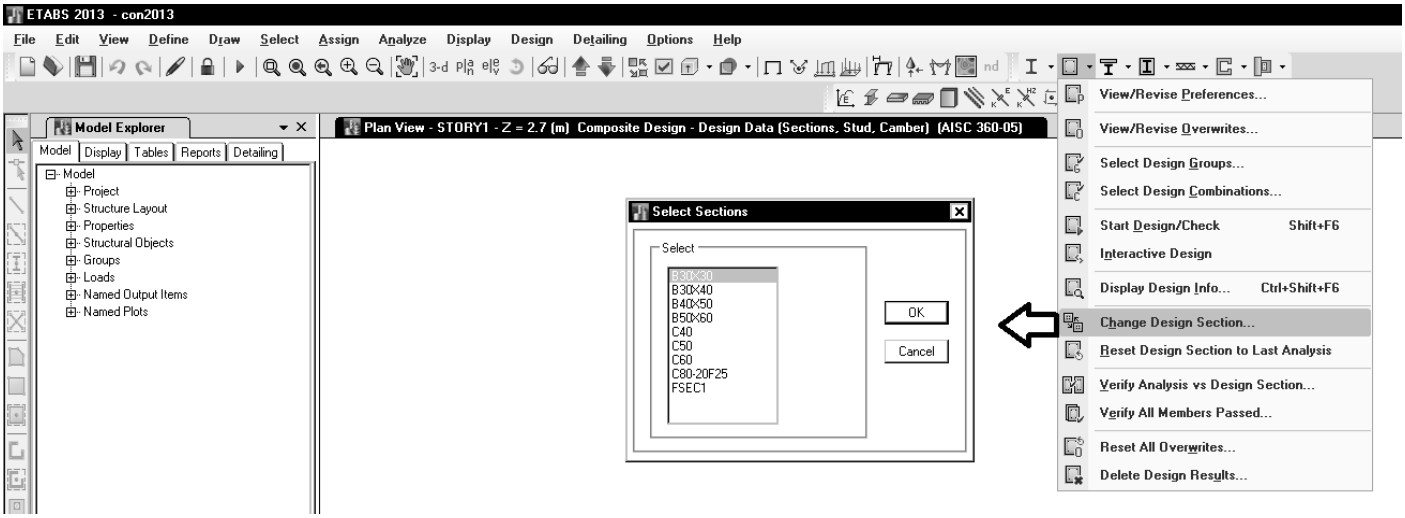
Torsion Capacity

Torsion T_u kN-m	Critical ΦT_{cr} kN-m	Conc.Area A_{cp} cm²	Conc.Area A_{oh} cm²	Conc.Area A_o cm²	Perimeter P_{cp} mm	Perimeter P_h mm
0.1166	6.8523	2000	1278.9	1087.1	1800	1444.4

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

۱۶-۴- بررسی منوی design





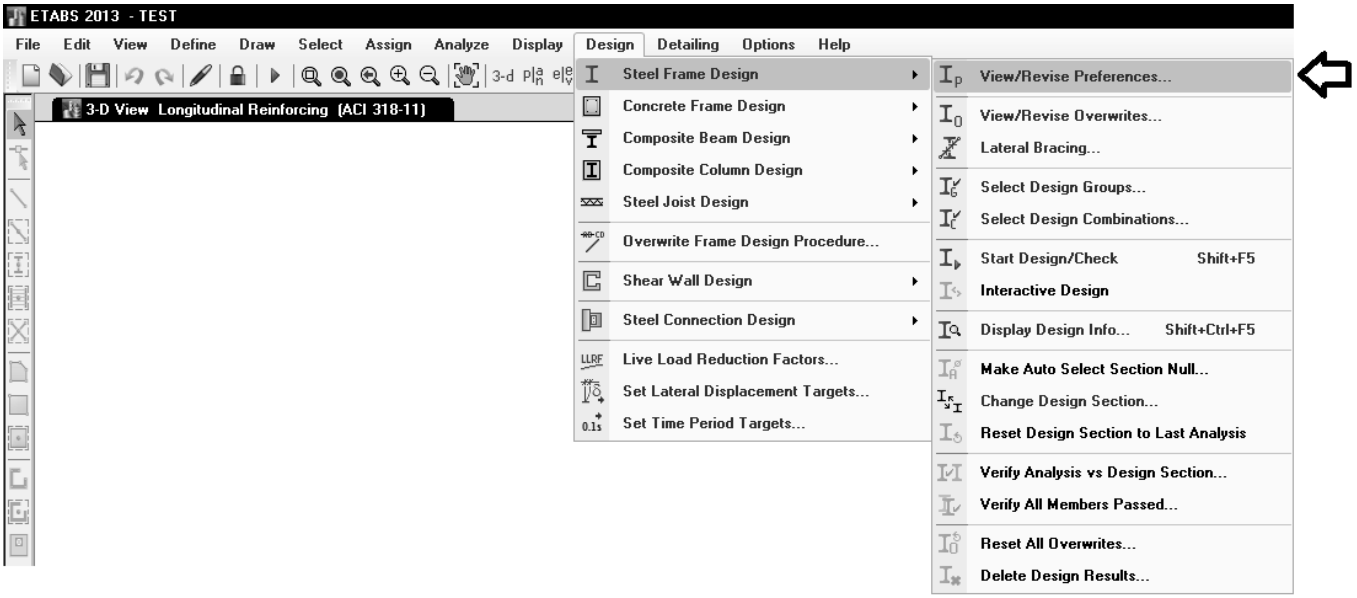
۱۷-طراحی سازه های فولادی

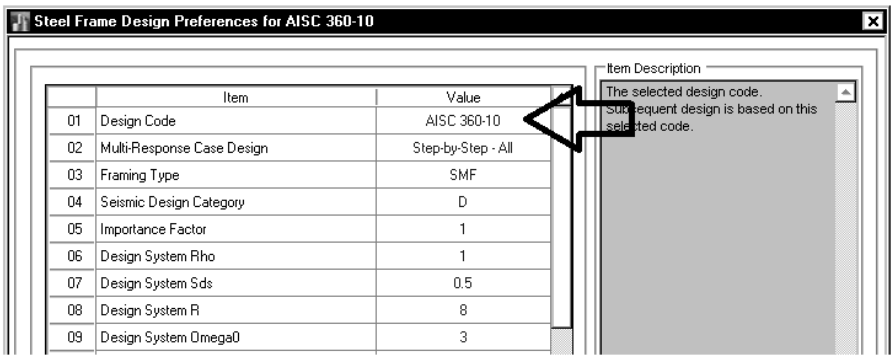
۱۷-۱- انتخاب آیین نامه

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

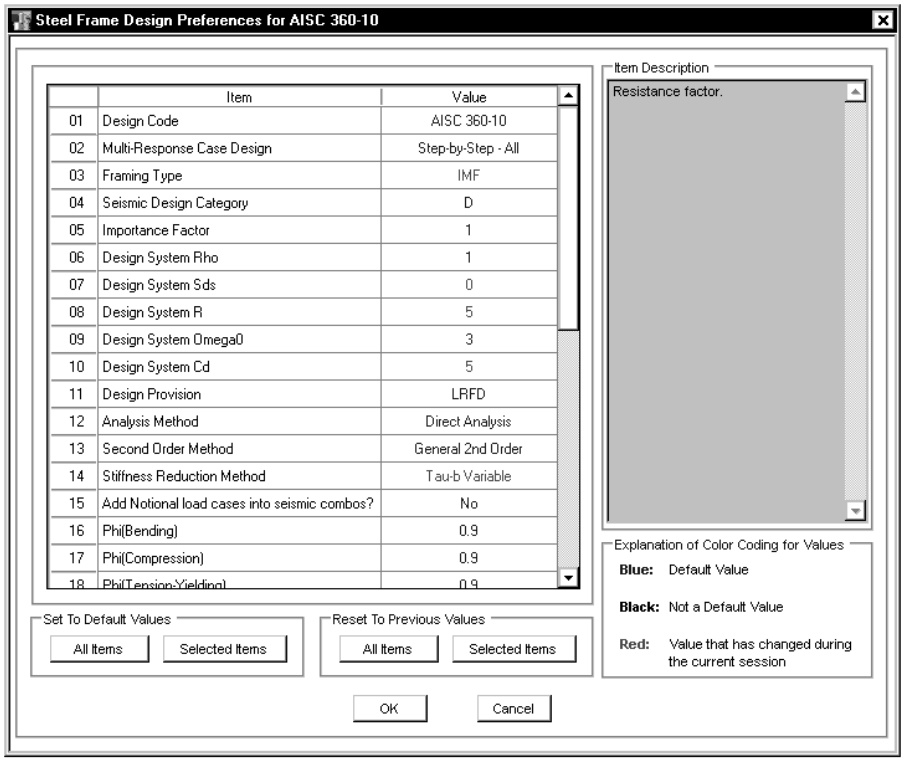
با توجه به اینکه در ویرایش ۹۲ مبحث دهم روش ASD حذف شده است، تنها گزینه ممکن استفاده از AISC2010 می باشد.

۱۷-۲- طراحی بر اساس AISC360-10



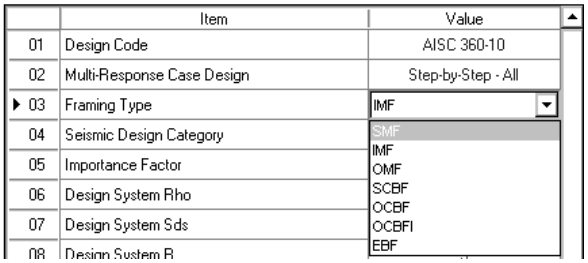


۱۷-۲-۱- تنظیم پارامترهای لرزه ای در سازه های فولادی در روش LRFD

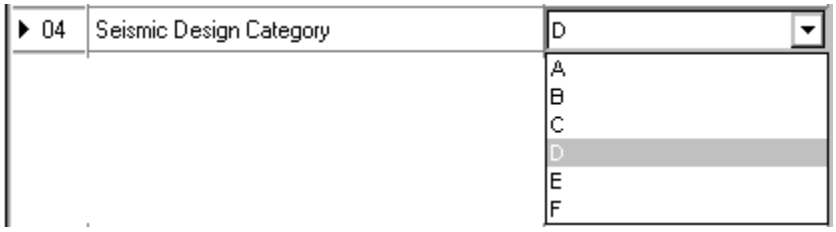


:Frame Type

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



:Seismic category



:Importance factor

۶-۱-۵ گروه‌بندی ساختمان‌ها و سایر سیستم‌های سازه‌ای

۶-۱-۵-۱ گروه‌بندی خطرپذیری

ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها باید بنا بر میزان خطرپذیری جانی، سلامت و رفاهی که بر اساس میزان آسیب یا خرابی و با توجه به کاربری آنها مطابق جدول ۶-۱-۱ تعیین می‌شود، برای اعمال بار سیل، باد، برف، زلزله و یخ دسته‌بندی گردند. به هر ساختمان یا سیستم سازه‌ای بایستی بالاترین گروه خطرپذیری ممکن اختصاص یابد. حداقل نیروهای طراحی برای سازه‌ها باید براساس ضرایب اهمیت ارائه شده در جدول ۶-۱-۲ 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 ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

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

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

گروه خطرپذیری	نوع کاربری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها
۱	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که به عنوان 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 کمک رسانی 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 می‌باشد. سایر ساختمان‌ها و سیستم‌های سازه‌ای که برای حفظ عملکرد ساختمان‌های گروه خطرپذیری ۱ موردنیاز می‌باشند.
۲	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد. 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 بند۶-۱-۵-۳).
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 بهره برداری از آن‌ها کمتر از دو سال است.

:Design system omega0

۳-۳-۵-۸ ترکیب سیستم‌ها در پلان

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار و ضرایب C_d و Ω_0 مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۲-۴ ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته

ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) 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 تعیین‌شدهٔ مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضاء اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب Ω_0 برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای	Ω_0
کلیهٔ قاب‌های خمشی فولادی	۳
کلیهٔ قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی	۲
کلیهٔ سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

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

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

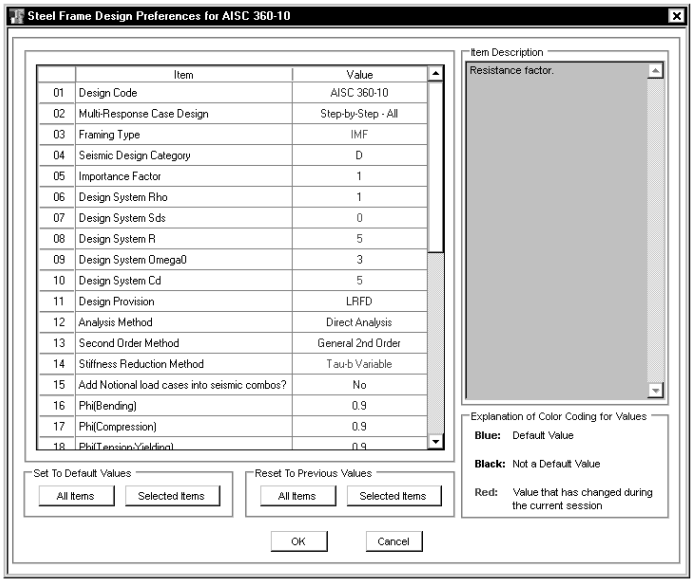
$$E_v = 0.2 S_{DS} D \qquad \text{(ASCE 12.4.2.2)}$$

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

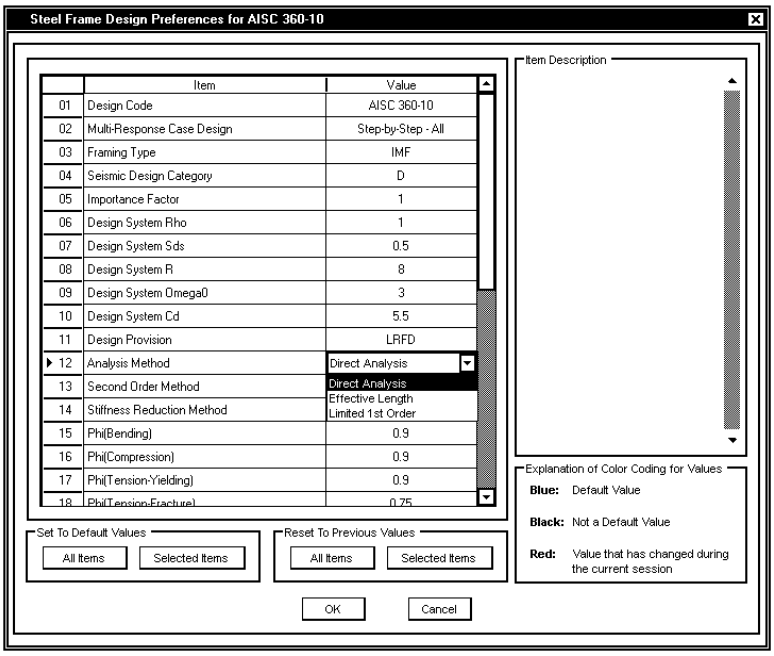
$$(0.9 - 0.2 S_{DS})\text{DL} \pm \Omega_0 Q_E \qquad \text{(ASCE 12.4.3.2)}$$

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

Design system Cd



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



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 $\Delta 2/\Delta 1 < 1.0$, $K = 1.0$)

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 rational 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.

۱۰-۲-۱-۵ الزامات تحلیل و طراحی

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

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

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

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

الف- محدودیت‌ها

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

ب- الزامات

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

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

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

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

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

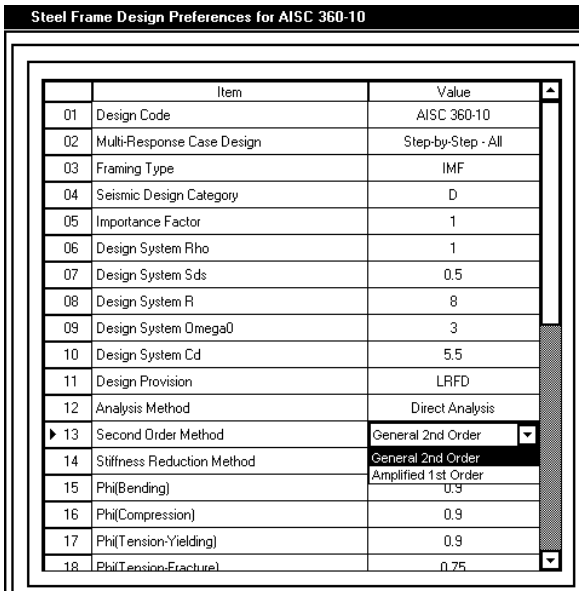
برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء و طراحی آنها در تحلیل و طراحی به روش طول موثر محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

الف- محدودیت‌ها

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

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

۱۰-۲-۱-۲- تعیین Second Order Method



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.

۱۷-۲-۱-۳- تعیین Stiffness Reduction Factor

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 No Modification
17	Phi(Tension-Yielding)	0.9
18	Phi(Tension-Fracture)	0.75

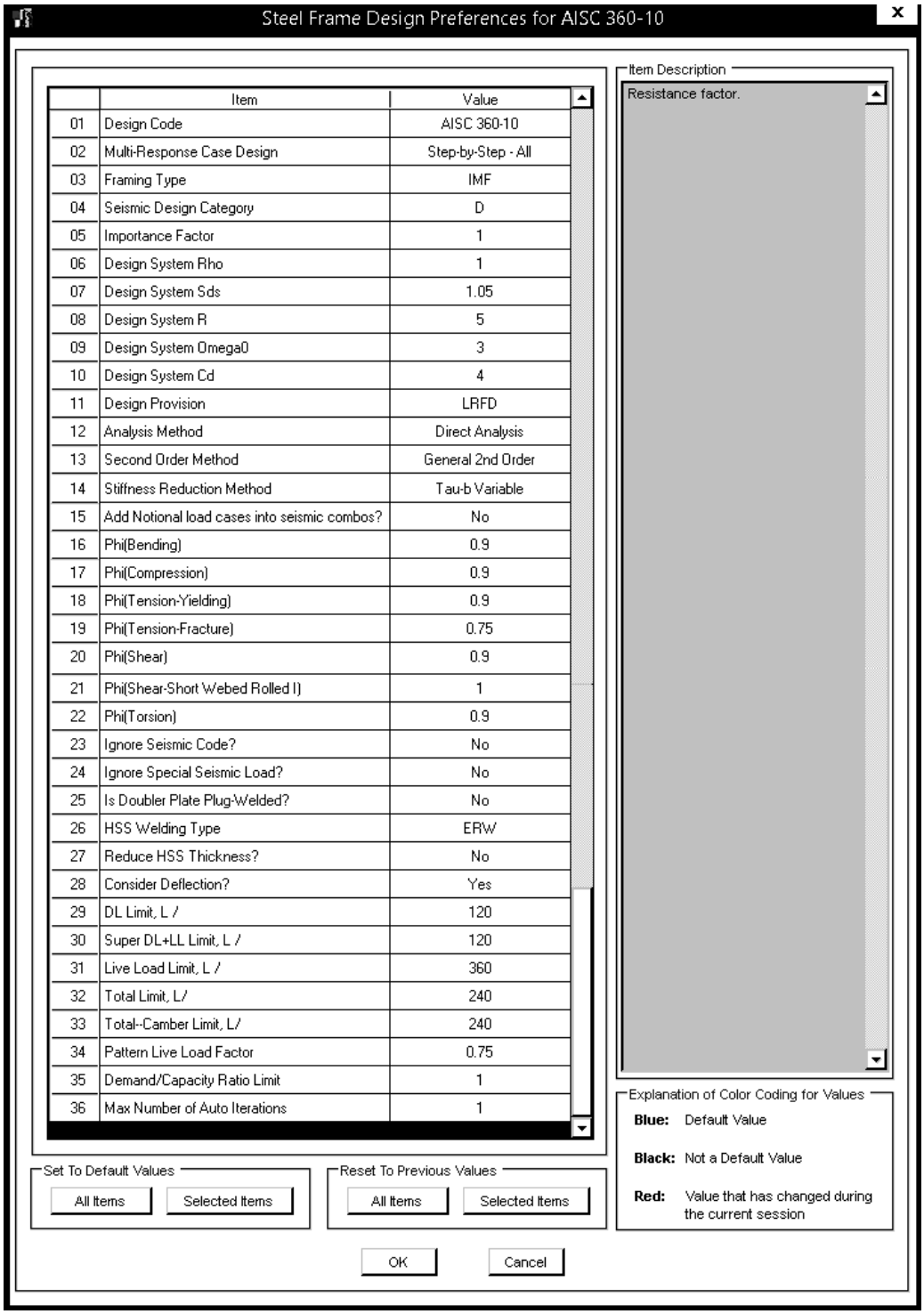
Option1: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Variable
Option2: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Fixed
Option3: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Variable
Option4: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Fixed

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 Variable
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9
17	Phi(Tension-Yielding)	0.9
18	Phi(Tension-Fracture)	0.75

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



	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1.05
08	Design System R	5
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	4
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Phi(Bending)	0.9
17	Phi(Compression)	0.9
18	Phi(Tension-Yielding)	0.9
19	Phi(Tension-Fracture)	0.75
20	Phi(Shear)	0.9
21	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
22	Phi(Torsion)	0.9
23	Ignore Seismic Code?	No
24	Ignore Special Seismic Load?	No
25	Is Doubler Plate Plug-Welded?	No
26	HSS Welding Type	ERW
27	Reduce HSS Thickness?	No
28	Consider Deflection?	Yes
29	DL Limit, L /	120
30	Super DL+LL Limit, L /	120
31	Live Load Limit, L /	360
32	Total Limit, L/	240
33	Total--Camber Limit, L/	240
34	Pattern Live Load Factor	0.75
35	Demand/Capacity Ratio Limit	1
36	Max Number of Auto Iterations	1

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

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

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 ملّی 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) ۱٫۴D

۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱٫۲D+۱٫۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]

۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S

۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)

۷) ۰٫۹D+۱٫۰E

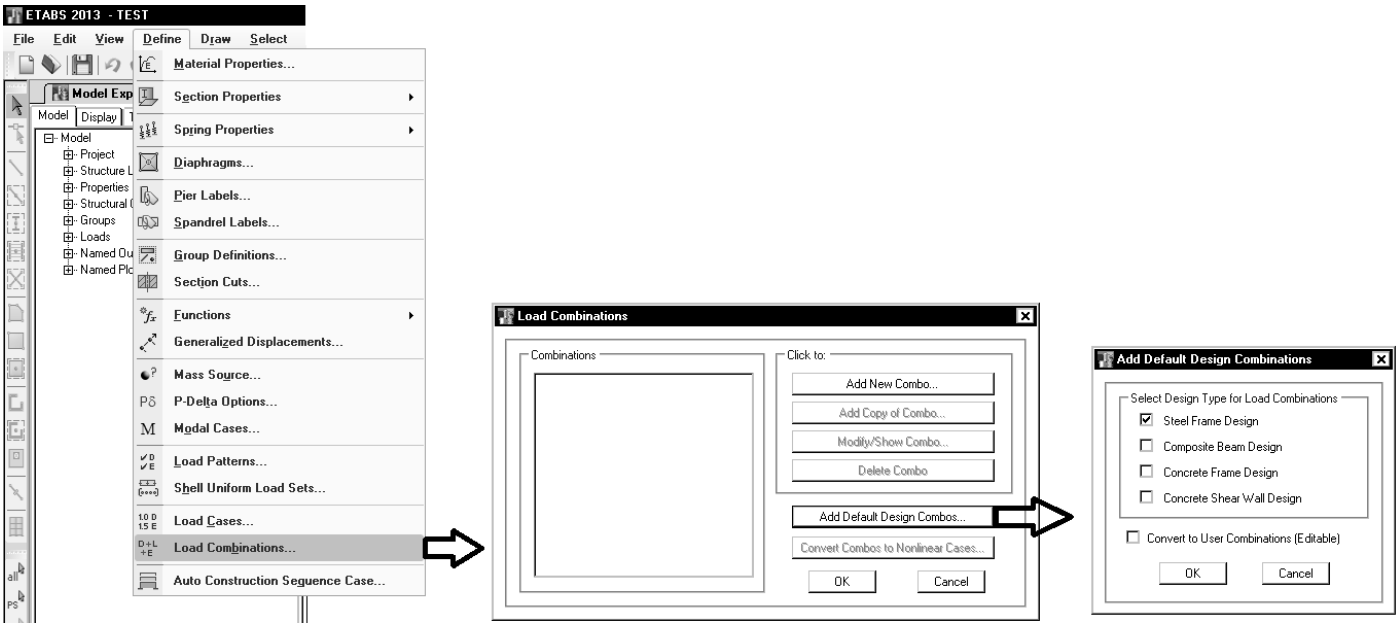
۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r یا S)+۱٫۲T

۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r یا S)+۱٫۰T

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***
2. **1.2*D* + 1.6*L* + 0.5(*L*$_r$ or *S* or *R*)**
3. **1.2*D* + 1.6(*L*$_r$ or *S* or *R*) + (*L* or 0.5*W*)**
4. **1.2*D* + 1.0*W* + *L* + 0.5(*L*$_r$ or *S* or *R*)**
5. **1.2*D* + 1.0*E* + *L* + 0.2*S***
6. **0.9*D* + 1.0*W***
7. **0.9*D* + 1.0*E***



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.

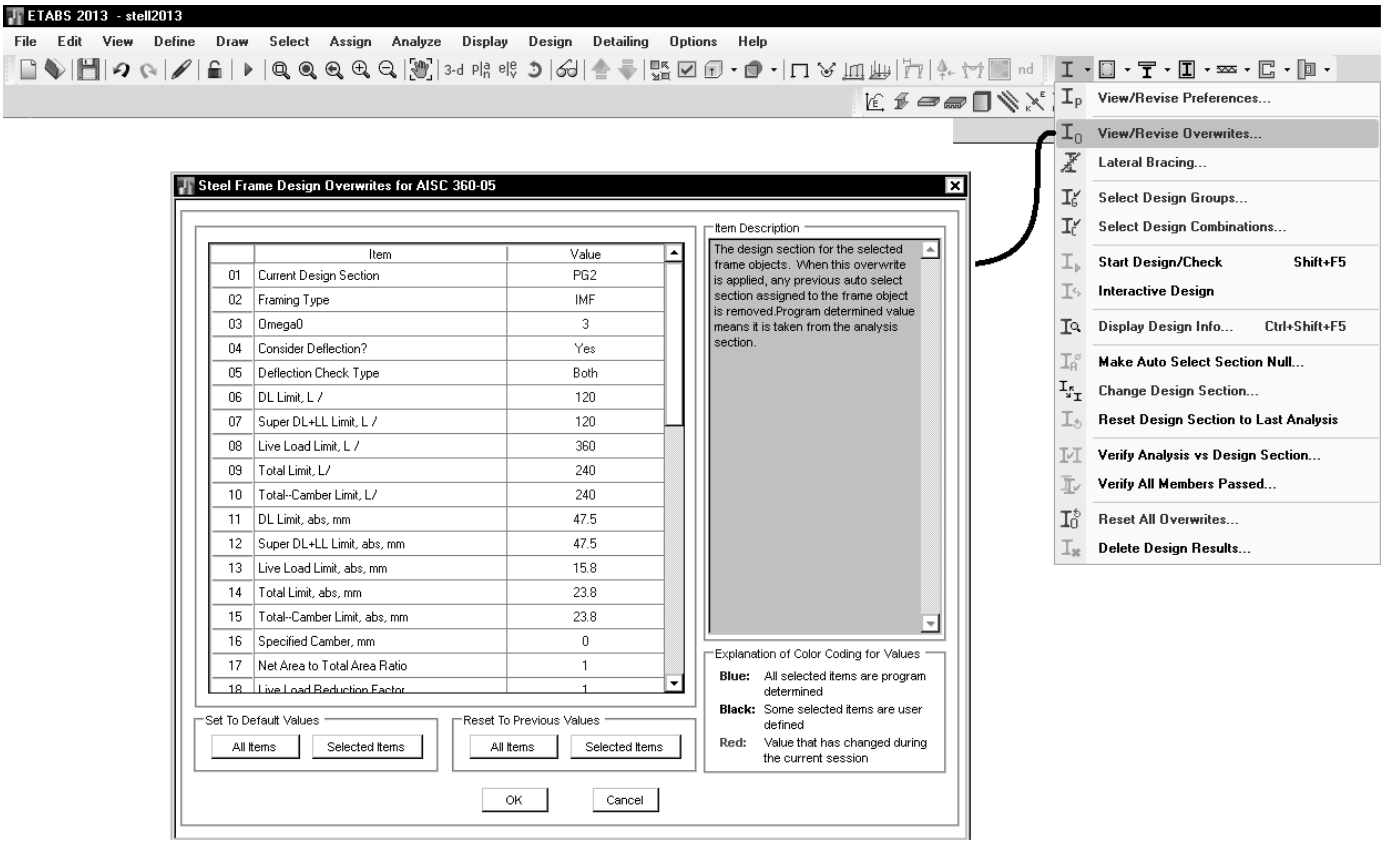
در صورتی که بخواهید ترکیب بارها را به صورت دستی وارد نمایید، ترکیب بارهای زیر باید وارد شوند:

- 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.

UDStlS1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NSX
UDStlS6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NSX
UDStlS7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+1.6NPARTY+0.5NSY
UDStlS8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-1.6NPARTY-0.5NSY
UDStlS9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NLROOFX
UDStlS10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NLROOFX
UDStlS11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+1.6NPARTY+0.5NLROOFY
UDStlS12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-1.6NPARTY-0.5NLROOFY
UDStlS13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDStlS21	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+EXALL+EV
UDStlS22	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-EXALL+EV
UDStlS23	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+EYALL+EV
UDStlS24	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-EYALL+EV
UDStlS25	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV
UDStlS26	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV
UDStlS27	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV
UDStlS28	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV
UDStlS29	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV
UDStlS30	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV
UDStlS31	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV
UDStlS32	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV
UDStlS33	0.69D+0.69SD +EXALL-EV
UDStlS34	0.69D+0.69SD -EXALL-EV
UDStlS35	0.69D+0.69SD +EYALL-EV
UDStlS36	0.69D+0.69SD -EYALL-EV
UDStlS37	0.69D+0.69SD +(EXALL+0.3EY)-EV
UDStlS38	0.69D+0.69SD -(EXALL+0.3EY)-EV
UDStlS39	0.69D+0.69SD +(EXALL-0.3EY)-EV
UDStlS40	0.69D+0.69SD -(EXALL-0.3EY)-EV
UDStlS41	0.69D+0.69SD +(EYALL+0.3EX)-EV
UDStlS42	0.69D+0.69SD -(EYALL+0.3EX)-EV
UDStlS43	0.69D+0.69SD +(EYALL-0.3EX)-EV
UDStlS44	0.69D+0.69SD -(EYALL-0.3EX)-EV

۱۷-۳- منوی Overwrite در اعضای فولادی



:Current design section

Framing Type: سطح شکل پذیری سازه

:Consider deflection

:Deflection Check Type

:DL Limit, L/

:Super DL+LL Limit, L/

:Live Load Limit, L/

:Total Limit, L/

:Total -Camber Limit, L/

۱۰ ـ ۲ ـ ۱۱ ـ ۴ افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی

الف) افتادگی

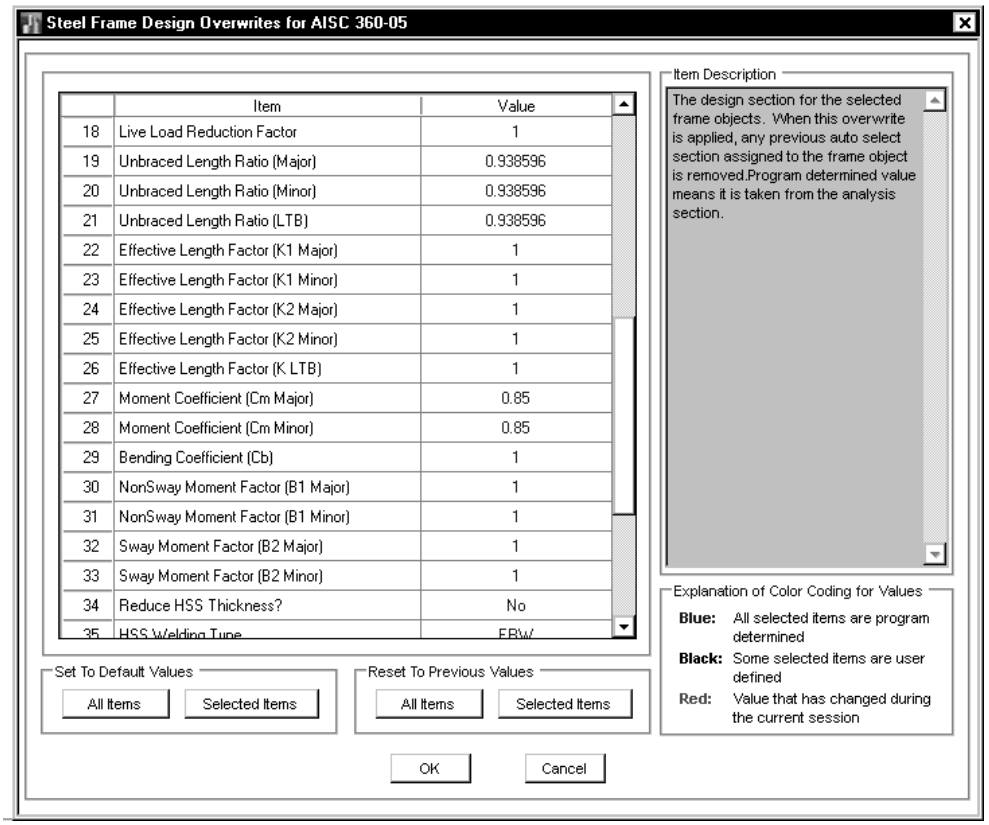
تیرها و شاهتیرهایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به‌تغییرمکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند.

تیرها و شاهتیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییرمکان حداکثر نظیر بار مرده و زنده از $\frac{۱}{۲۴۰}$ طول دهانه و تغییرمکان حداکثر نظیر بار زنده از $\frac{۱}{۳۶۰}$ 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 به‌لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (راه رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به‌این کف‌ها، نسبت ارتفاع به‌دهانه $\left(\frac{d}{L}\right)$ نباید از $\frac{۱}{۲۰}$ کمتر گردد. d ارتفاع کلی مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن در تیرهای مختلط) و L طول مرکز به‌مرکز 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.



$$\begin{cases} Unbraced\ Length\ Ratio(Major) \\ Unbraced\ Length\ Ratio(Minor) \end{cases}$$

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 SEISMC 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.

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

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

الف) کلیهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصلهٔ 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) تعبیهٔ 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 رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = ۰/۰۶R_yF_yZ_b / h_o \qquad (۱۰-۳-۶-۱)$$

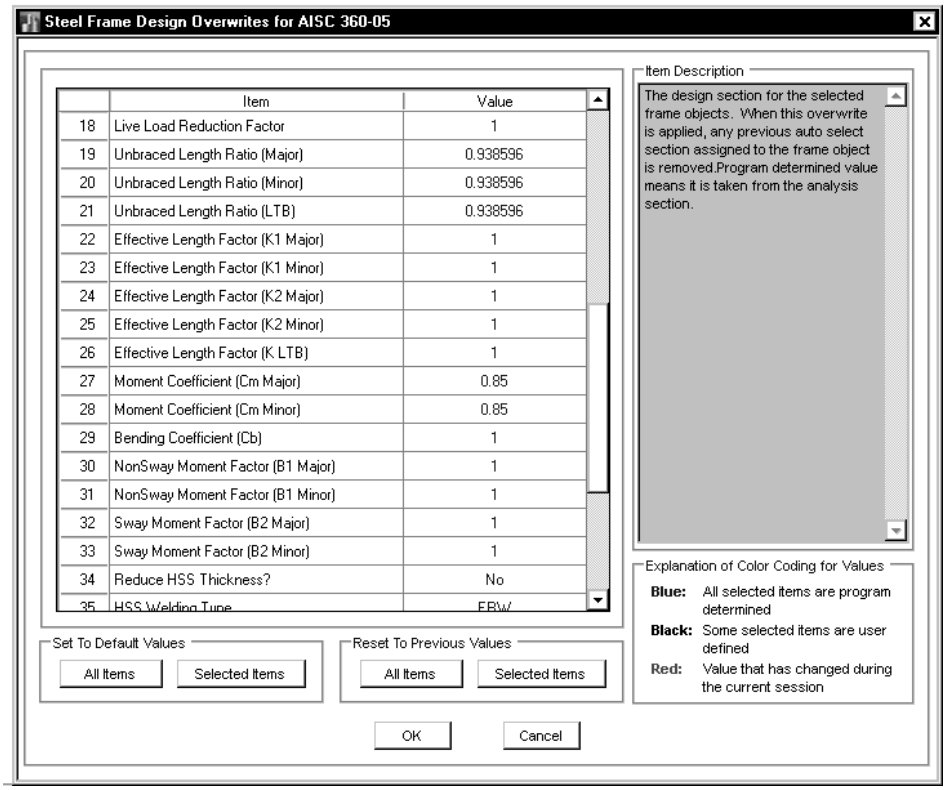
که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر $۰/۱۷ r_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $۰/۰۸۶ r_y \frac{E}{F_y}$ می‌باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

در چه مواردی باید این ضرایب را تغییر داد؟



Unbraced Length Ratio(LTB)
Effective Length Factor (K LTB)

طول مهار نشده تیرها (Lb)، جهت محاسبه مقاومت خمشی عضو استفاده می شود و برابر است با:

$$L_b = L \times Unbraced\ Length\ Ratio(LTB) \times Effective\ Length\ Factor\ (K\ LTB)$$

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؟

$$\begin{cases} Effective\ Length\ Factor(K\ Major) \\ Effective\ Length\ Factor(K\ Minor) \\ Effective\ Length\ Factor(K\ Major\ Braced) \\ Effective\ Length\ Factor(K\ Minor\ Braced) \end{cases}$$

از آنجا که روش مستقیم را برا تحلیل انتخاب کرده ایم، تمامی ضرایب فوق باید برابر یک باشند.

Direct Analysis Method

The Direct Analysis Method is expected to more accurately determine the internal forces of the structure, provided care is used in the selection of the appropriate methods used to determine the second-order effects, notional load effects and appropriate stiffness reduction factors as defined in AISC 2.2, App. 7.3(3). Additionally, the Direct Analysis Method does not use an effective length factor other than $k = 1.0$. The rational 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 Factory, Ry	**≥ 0**	**From Material**	**The ratio of the expected yield strength to the minimum specified yield strength. This ratio is used in capacity-based design for special seismic cases. Specifying zero means the value is program determined.**

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب R_y عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده، که به منظور در نظرگرفتن 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 رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \qquad (۱۰-۳-۲-۱)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شدهٔ فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

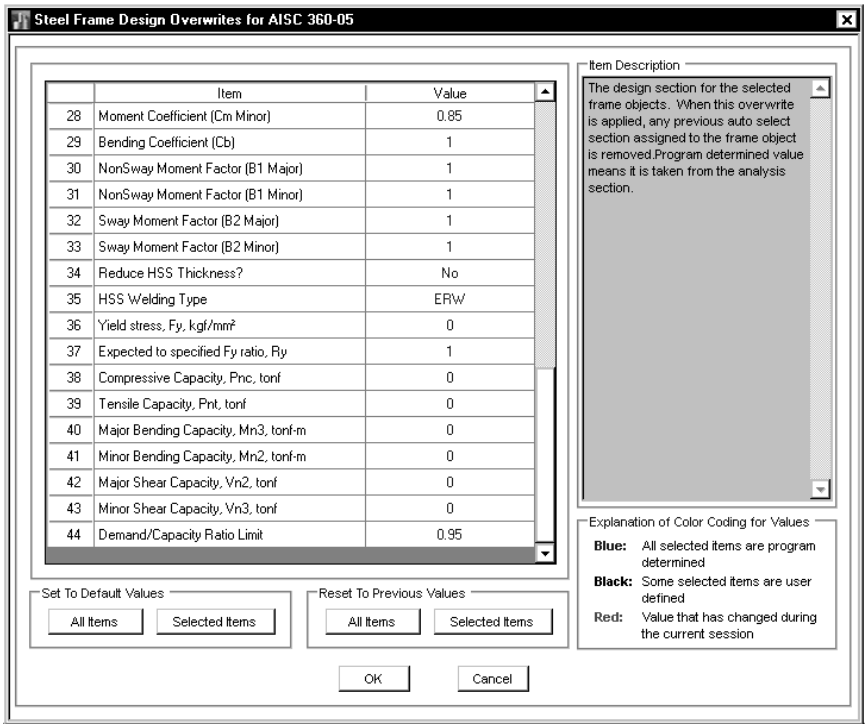
ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب R_y باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

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

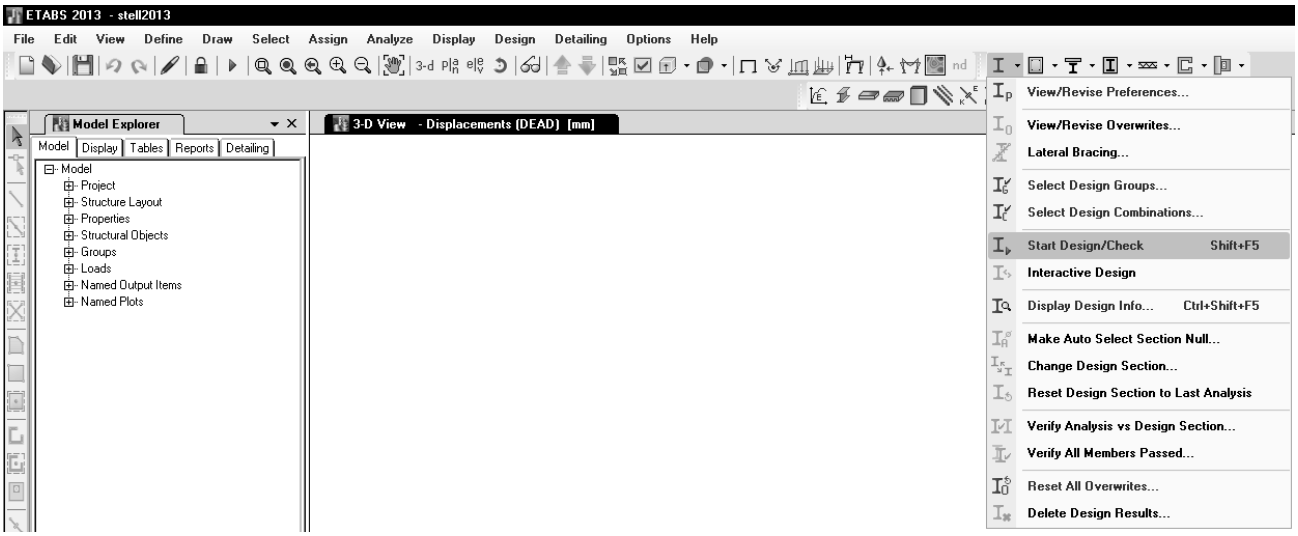
R_y	نوع محصول
۱/۴۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده
۱/۴۰	سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

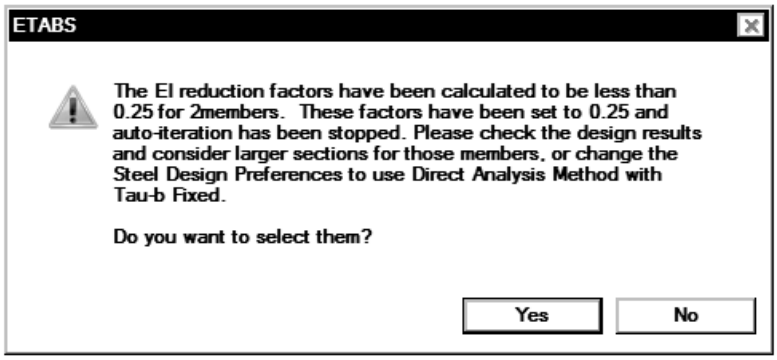
TABLE I-6-1
R_y and R_t Values for Different Member Types

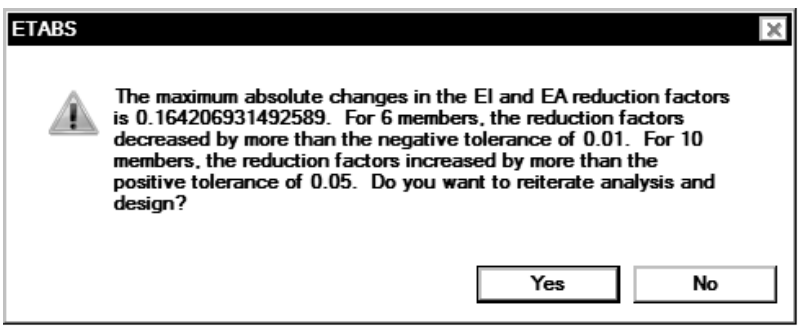
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A572/572M Grade 42 (290)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Grade 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Grade 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grade 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM 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

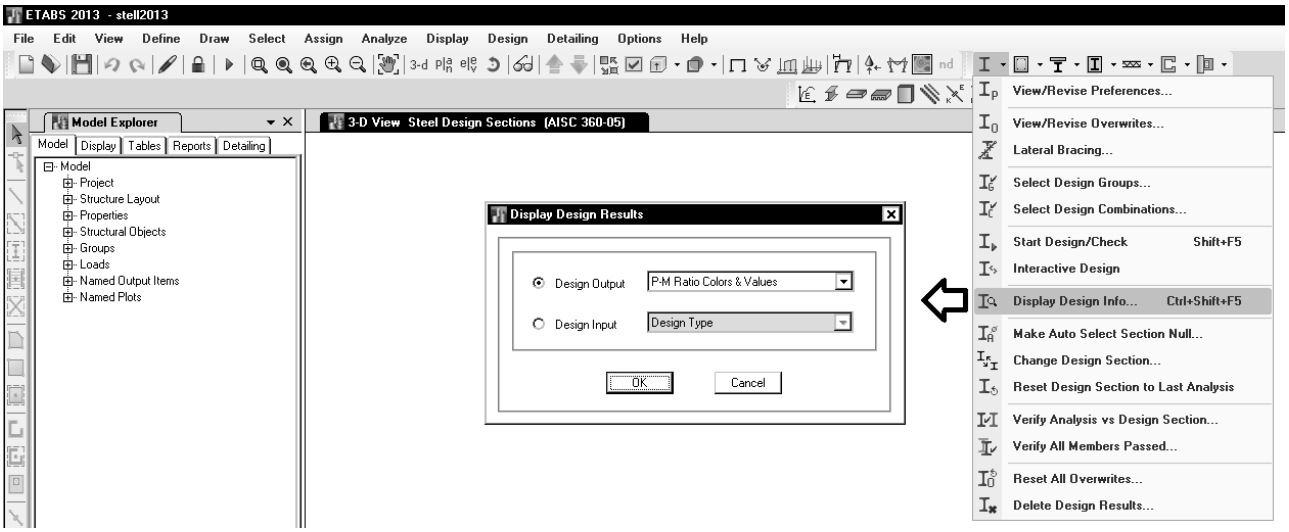


۱۷-۴- طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج

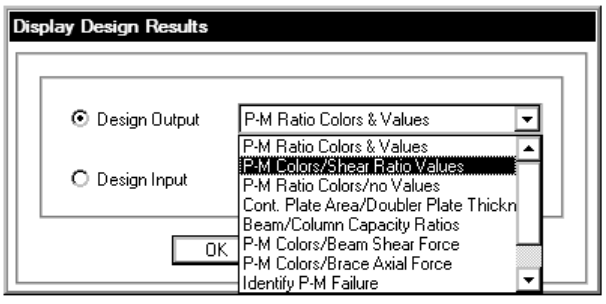


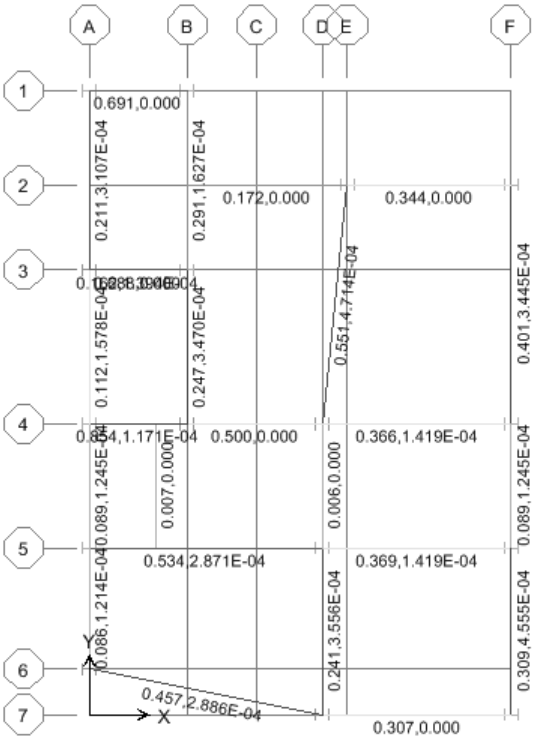




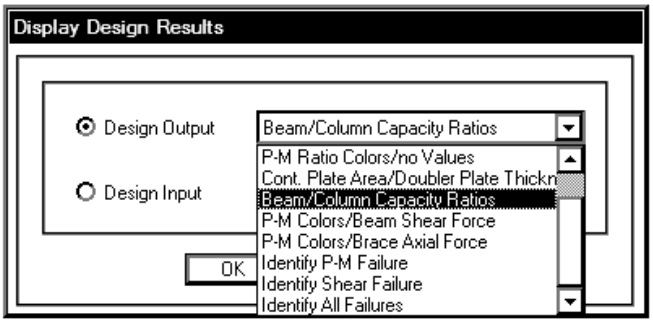

ETABS 2013 - stell2013
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
3-D View Steel Design Sections (AISC 360-05)
Display Design Results
Design Output
P-M Ratio Colors & Values
Design Input
Design Type
OK
Cancel
View/Revise Preferences...
View/Revise Overwrites...
Lateral Bracing...
Select Design Groups...
Select Design Combinations...
Start Design/Check Shift+F5
Interactive Design
Display Design Info... Ctrl+Shift+F5
Make Auto Select Section Null...
Change Design Section...
Reset Design Section to Last Analysis
Verify Analysis vs Design Section...
Verify All Members Passed...
Reset All Overwrites...
Delete Design Results...

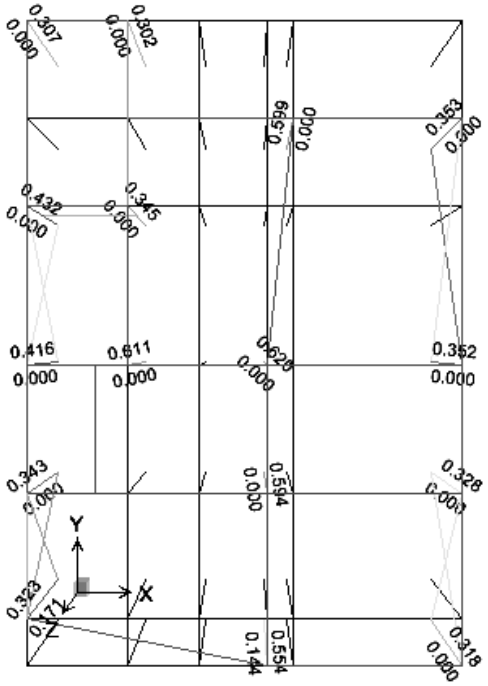
A B C D E F
1 2 3 4 5 6 7
0.921
0.839
0.420
0.538
0.743
0.950
0.445
0.962
1.600
1.010
1.087
0.858
0.774
0.240
0.023
0.017
0.240
0.937
0.774
0.221
0.843
1.146
0.904
0.735
Y
X


Display Design Results
Design Output
P-M Ratio Colors & Values
Design Input
OK
P-M Ratio Colors & Values
P-M Colors/Shear Ratio Values
P-M Ratio Colors/no Values
Cont. Plate Area/Doubler Plate Thickn
Beam/Column Capacity Ratios
P-M Colors/Beam Shear Force
P-M Colors/Brace Axial Force
Identify P-M Failure


A B C D E F
1 2 3 4 5 6 7
0.691,0.000
0.211,3.107E-04
0.291,1.627E-04
0.172,0.000
0.344,0.000
0.112,1.578E-04
0.247,3.470E-04
0.551,4.714E-04
0.401,3.445E-04
0.854,1.171E-04
0.500,0.000
0.366,1.419E-04
0.089,1.245E-04
0.007,0.000
0.006,0.000
0.534,2.871E-04
0.369,1.419E-04
0.086,1.214E-04
0.241,3.556E-04
0.309,4.555E-04
0.457,2.886E-04
0.307,0.000
Y
X

۱۷-۴-۱- کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر





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

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

در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطهٔ زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > ۱/۰ \qquad (۱۰-۹-۳-۱)$$

که در آن:

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

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g) \qquad (۱۰-۹-۳-۲)$$

$\sum M^*_{pb}$= 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 $M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱).

4.10.3 Weak Beam Strong Column Measure

Only for Special Moment Frames (SMF) with seismic design category (SDC) A to F, the code requires that the sum of column flexure strengths at a joint should be more than the sum of beam flexure strengths (AISC SEISMIC 9.6). The column flexure strength should reflect the presence of axial force present in the column. The beam flexural strength should reflect potential increase in capacity for strain hardening. To facilitate the review of the strong column weak beam criterion, the program will report a beam-column plastic moment capacity ratio for every joint in the structure.

For the major direction of any column (top end), the beam-to-column-strength ratio is obtained as

$$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M^*_{pbn} \cos\theta_n}{M^*_{pcax} + M^*_{pcbx}}. \qquad \text{(AISC SEISMIC 9.6)}$$

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

$$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M^*_{pbn} \sin\theta_n}{M^*_{pcay} + M^*_{pcby}}, \qquad \text{(AISC SEISMIC 9.6)}$$

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 momcnt capacitics, rcducccl for axial force effects, of column above story level

$M^*_{pcbx,y}$ = 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

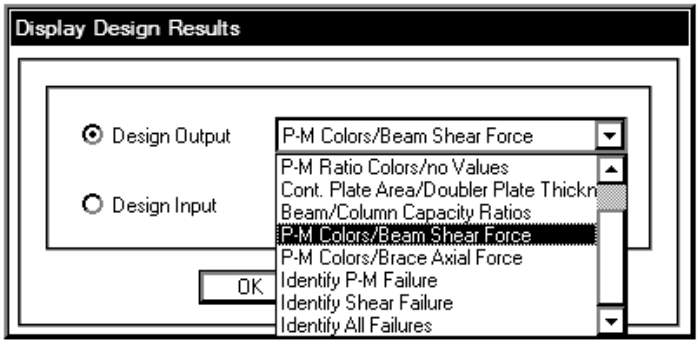
The plastic moment capacities of the columns are reduced for axial force effects and are taken as

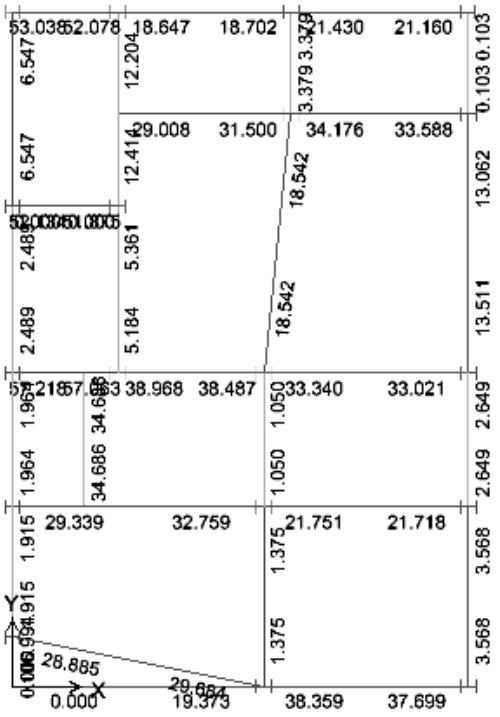
$$M^*_{pc} = Z_c\left(F_{yc} - \left|\frac{P_{uc}}{A_g}\right|\right) \text{ (LRFD)} \qquad \text{(AISC SEISMIC 9.6)}$$

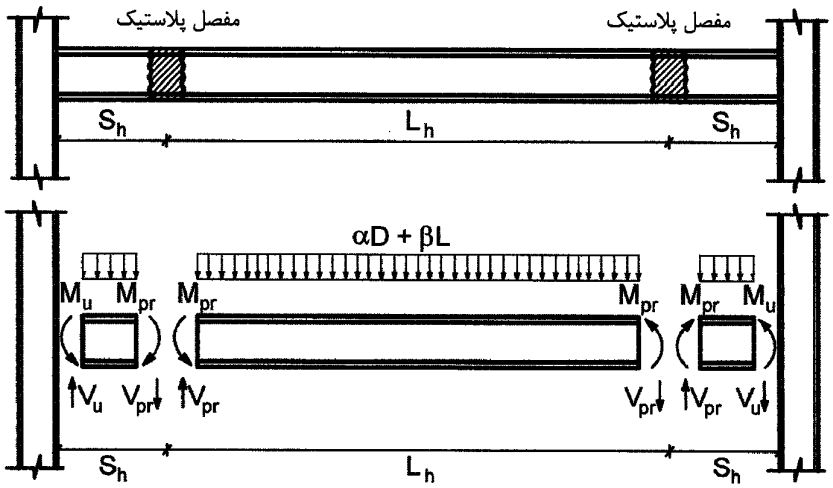
The plastic moment capacities of the beams are amplified for potential increase in capacity for strain hardening as

$$M^*_{pb} = 1.1R_yF_{yb}Z_bf_{mv} \text{ (LFRD)} \qquad \text{(AISC SEISMIC 9.6)}$$

۱۷-۵- برش طراحی لرزه ای



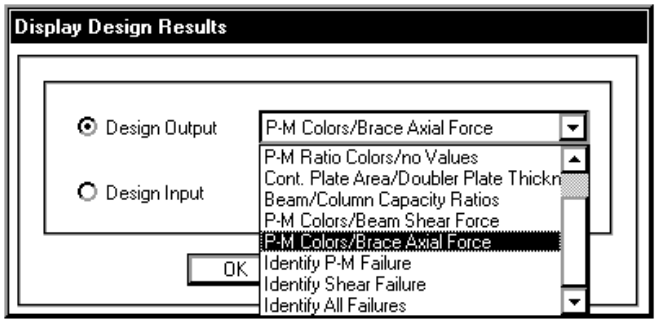


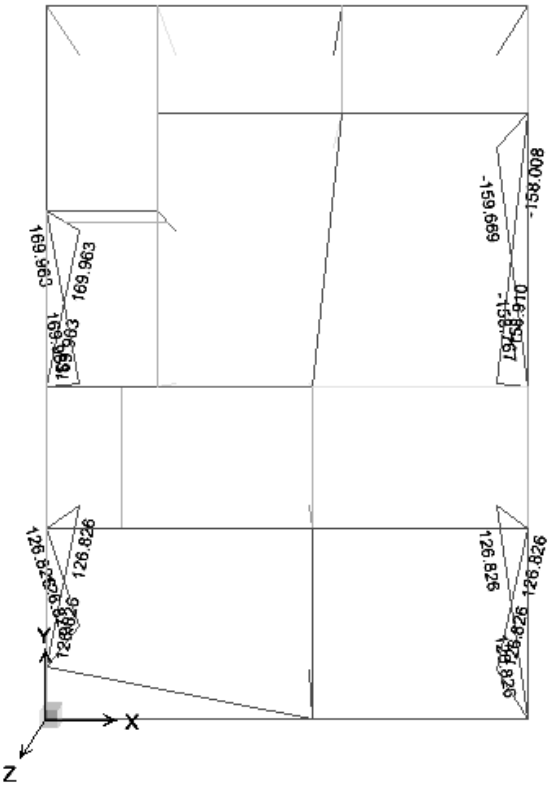


شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر جانبی

۱۷-۶- نیروی محوری بادبند جهت طراحی اتصال

توجه شود که ابتدا باید Frame type اعضای بادبند را به نوع OCBF تغییر دهید و سپس مجددا طراحی کنید.





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

۱۰-۳-۱۰-۳ اتصالات مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ 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 $R_yF_yA_g$ 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.

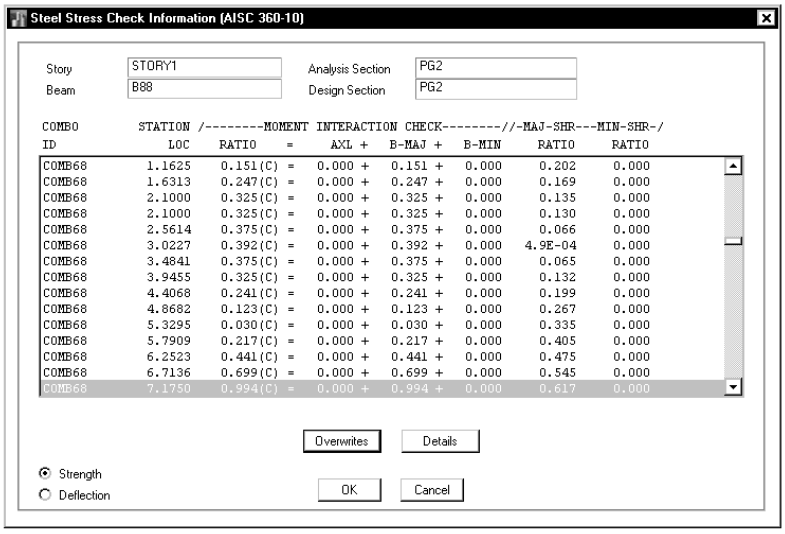
ب) بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته در مهاربندی‌ها.

- 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 $R_yF_yA_g$ (LFRD) or $R_yF_yA_g/1.5$ (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)).

۱۷-۷- نمایش خلاصه محاسبات طراحی



ETABS 2013 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
STORY1	B88	7175	COMB68	Intermediate Moment Frame	PG2	Seismic

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
7400.0	0.884	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r/P_y$	$\alpha P_r/P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω_0	C_d
No	No	Yes	D	1	1	0	5	3	5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V,EQ}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (mm²)	J (mm⁴)	I_{33} (mm⁴)	I_{22} (mm⁴)	A_{V3} (mm²)	A_{V2} (mm²)
7800	472680	162450000	20005400	6000	1980

Design Properties

S_{33} (mm³)	S_{22} (mm³)	Z_{33} (mm³)	Z_{22} (mm³)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (mm⁶)
984545.5	200054	1080000	302700	144.3	50.6	4.961E+11

Material Properties

E (kgf/mm²)	f_y (kgf/mm²)	R_y	α
20390	24	1.1	NA

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)	T_u (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_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.686	1	1.41

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3a,H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0.994 =	0 + 0.994 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0	102.0598	168.48

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (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

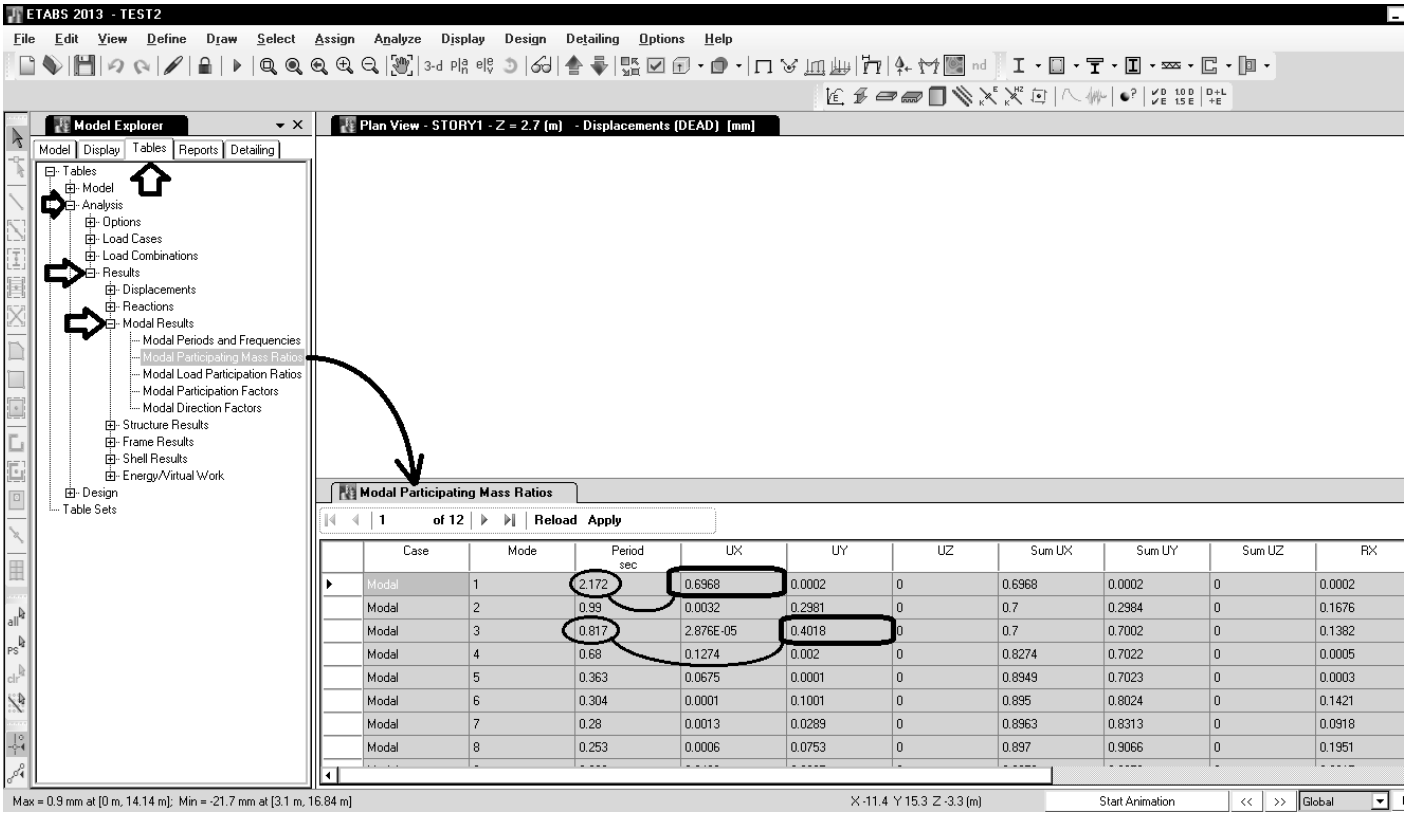
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
12.6079	DSTLS74	15.8265	DSTLS74

۱۸-تعیین دوره تناوب حاصل از تحلیل سازه

۱- یک فایل جدید (تحت عنوان Period) ایجاد کنید. در صورتی که سازه بتنی می باشد، سختی خمشی اعضای سازه های بتنی را تغییر دهید (تیرها:0.5Ig و ستونها: Ig و دیوارها: Ig):

تبصره۳: در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، بمنظور در نظر گرفتن سختی موثر در اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها Ig ۰/۵ و برای ستون‌ها و دیوارها Ig منظور شود. Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۳-۶-۵ برای مقاطع ترک خورده است.

۲- پس از انجام آنالیز مدل جدید(فایل Period):



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.

۱۹-کنترل جابجایی نسبی طبقات

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = c_d . \Delta_{es} \qquad (۳-۱۱)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

Δ_{es} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۳) مقایسه شود.

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{es}، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{es}، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

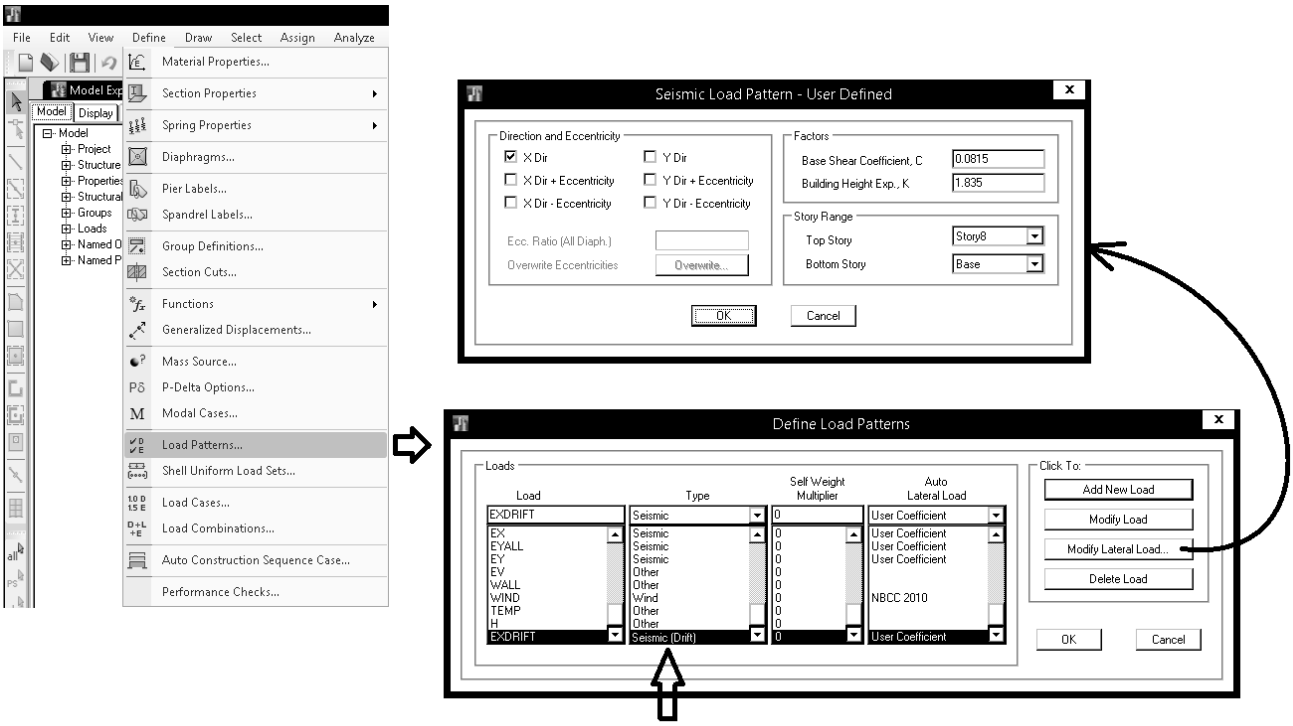
۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها ۰/۳۵ Ig، برای ستون‌ها ۰/۷ Ig، و برای دیوارها ۰/۳۵ Ig یا ۰/۷ Ig نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر P- Δ نیزصرف‌نظر کرد.

برای کنترل جابجایی نسبی به شرح زیر عمل می کنیم:

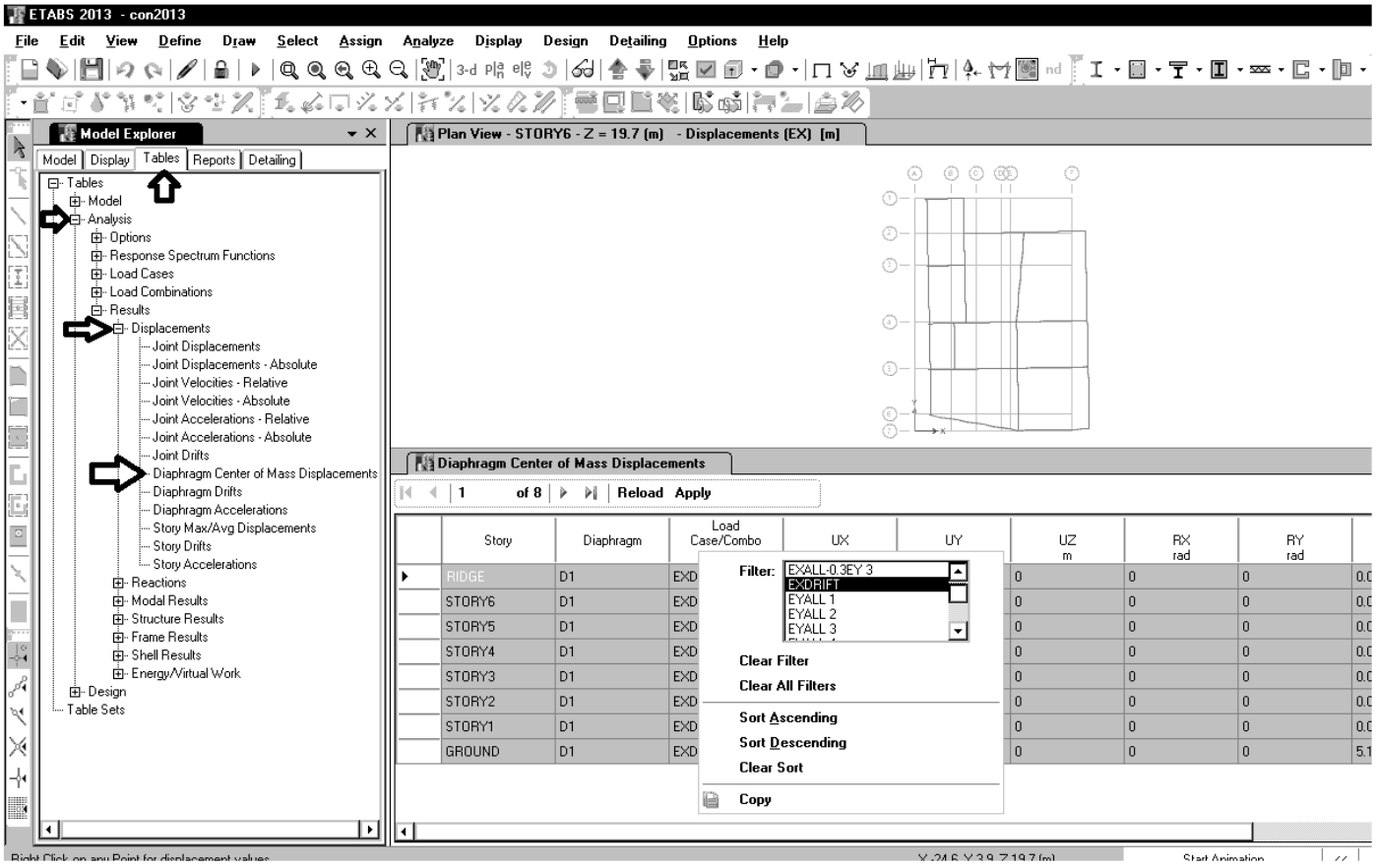
۱- ابتدا مطابق بند قبل دوره تناوب سازه از نرم افزار $(T_{ETABS})_x$ و نیز $(T_{ETABS})_y$ بدست می آید.

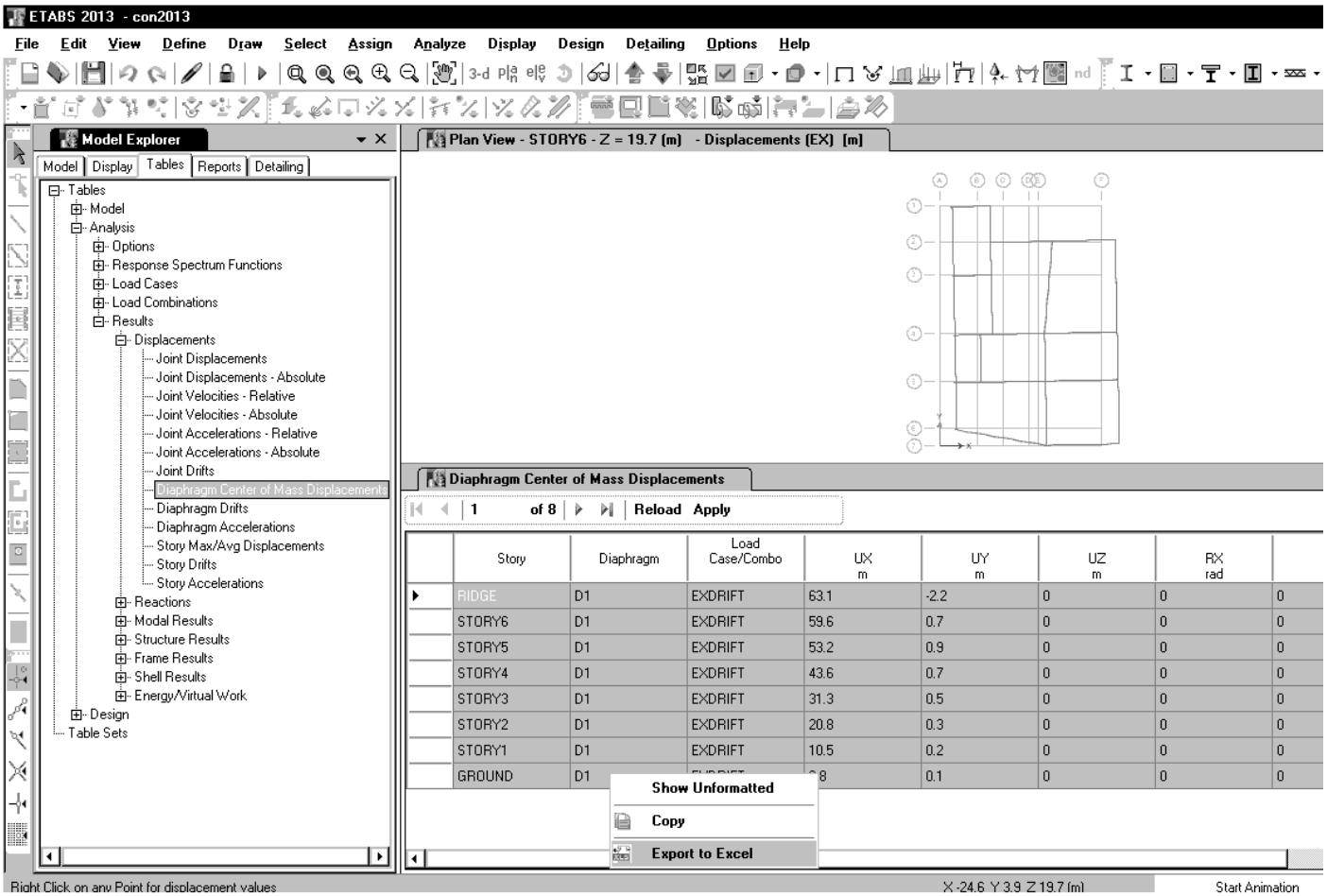
۲- در سازه اصلی با استفاده از فایل Excel زیر نیروهای EXdrift و EYdrift بر اساس دوره تناوب حاصل از بند قبلی تعریف می شوند.

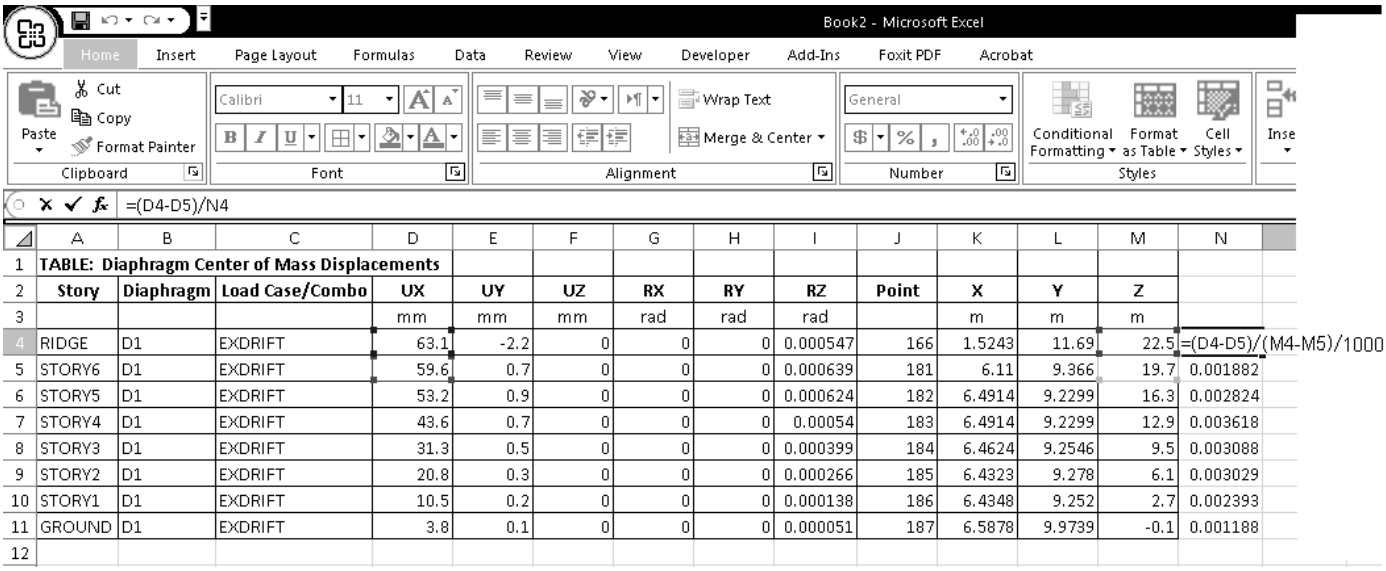
ویرایش چهار	
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	27.2
درجه اهمیت سازه	I=1
ضریب A	A=0.35
نوع زمین	III
نوع اسکلت	بتنی
سیستم سازه	قاب خمشی
Ru=	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	2.17
T_0=	0.15
Ts=	0.7
S0=	1.1
S=	1.75
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	1.04
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.07258
B1=(S+1)(Ts/T)=	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
K_{DRIFT}=	*1.835*
C_{DRIFT}=	0.081459677


File Edit View Define Draw Select Assign Analyze
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
Load Patterns...
Shell Uniform Load Sets...
Load Cases...
Load Combinations...
Auto Construction Sequence Case...
Performance Checks...
Model
Display
Project
Structure
Properties
Structural
Groups
Loads
Seismic Load Pattern - User Defined
Direction and Eccentricity
X Dir
Y Dir
X Dir + Eccentricity
Y Dir + Eccentricity
X Dir - Eccentricity
Y Dir - Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
Overwrite Eccentricities
Overwrite...
Factors
Base Shear Coefficient, C
0.0815
Building Height Exp., K
1.835
Story Range
Top Story
Story8
Bottom Story
Base
OK
Cancel
Define Load Patterns
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
EXDRIFT
Seismic
0
User Coefficient
EX
EYALL
EY
EV
WALL
WIND
TEMP
H
EXDRIFT
Seismic
Seismic
Seismic
Other
Other
Wind
Other
Other
Seismic (Drift)
User Coefficient
NBCC 2010
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel

۳- پس از تحلیل سازه جابجایی نسبی طبقات (drift) از قسمت زیر استخراج شود:







	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	**TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements**													
2	**Story**	**Diaphragm**	**Load Case/Combo**	**UX**	**UY**	**UZ**	**RX**	**RY**	**RZ**	**Point**	**X**	**Y**	**Z**	
3				mm	mm	mm	rad	rad	rad		m	m	m	
4	RIDGE	D1	EXDRIFT	63.1	-2.2	0	0	0	0.000547	166	1.5243	11.69	22.5	=(D4-D5)/(M4-M5)/1000
5	STORY6	D1	EXDRIFT	59.6	0.7	0	0	0	0.000639	181	6.11	9.366	19.7	0.001882
6	STORY5	D1	EXDRIFT	53.2	0.9	0	0	0	0.000624	182	6.4914	9.2299	16.3	0.002824
7	STORY4	D1	EXDRIFT	43.6	0.7	0	0	0	0.00054	183	6.4914	9.2299	12.9	0.003618
8	STORY3	D1	EXDRIFT	31.3	0.5	0	0	0	0.000399	184	6.4624	9.2546	9.5	0.003088
9	STORY2	D1	EXDRIFT	20.8	0.3	0	0	0	0.000266	185	6.4323	9.278	6.1	0.003029
10	STORY1	D1	EXDRIFT	10.5	0.2	0	0	0	0.000138	186	6.4348	9.252	2.7	0.002393
11	GROUND	D1	EXDRIFT	3.8	0.1	0	0	0	0.000051	187	6.5878	9.9739	-0.1	0.001188
12														

0.0036 جابجایی نسبی طبقه چهارم در راستای x می باشد و بنابراین (با توجه به اینکه سازه بیش از ۵ طبقه می باشد) باید رابطه زیر ارضا شود:

$C_d \times 0.0036 < 0.02$

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

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح	۴	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۲]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه‌های فولادی یا بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

۲۰-درز انقطاع

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه وکمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود بطوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.