بنام خدا



طراحی سازه های بتنی و فولادی
توسط نرم افزارهای ETABS-2016 و SAFE-14

مسعود حسین زاده اصل

ویرایش بهار ۱۳۹۶

فهرست مطالب

۱ مقدمه ۱

۲ فایلهای کمکی ETABS و EXCEL ۲

۳ سازه های فولادی و بتنی در ETABS 2016 ..... ۳

۳-۱ تعاریف اولیه ۳

۳-۲ تعریف انواع سقف ها ۳۴

۳-۳ سیستم های باربر جانبی ۴۲

۳-۴ مدلسازی ۵۰

۳-۵ بار زنده طبقات ۶۴

۳-۶ نیروی زلزله استاتیکی ۷۸

۳-۷ تعیین ضریب رفتار سازه (Ru) ۸۲

۳-۸ نیروی شلاقی ۸۵

۳-۹ پیچش تصادفی ۸۷

۳-۱۰ بار Wall (MASS) ۹۱

۳-۱۱ وزن لرزه ای(Mass Source) ۹۲

۳-۱۲ بار برف ۹۴

۳-۱۳ دیافراگم ۹۶

۳-۱۴ بررسی منوی Assign/Frame ۹۸

۳-۱۵ چشمه اتصال (Panel Zone) ۱۰۱

۳-۱۶ ضرایب ترک خوردگی ۱۰۵

۳-۱۷ تنظیم پارامترهای تحلیل سازه ۱۱۱

۳-۱۸ اثر P-Δ ۱۱۲

۳-۱۹ صرف نظر کردن از P-delta در سازه بتنی ۱۱۴

۳-۲۰ بار خرپشته ۱۲۰

۳-۲۱ نامنظمی ۱۲۱

۳-۲۲ نحوه کنترل تعیین نامنظمی پیچشی در نرم افزار ۱۲۵

۳-۲۳ ترکیب بارهای ویژه لرزه ای ۱۳۹

۳-۲۴ نیروی قائم زلزله ۱۴۱

۳-۲۵ منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد ۱۴۵

۳-۲۶ طراحی سازه های بتنی ۱۴۹

۳-۲۷ نمایش آرماتورهای طولی تیرها ۱۵۶

۳-۲۸ نمایش آرماتورهای برشی ۱۵۸

۳-۲۹ نمایش نسبت تنش در ستونها ۱۶۱

۳-۳۰ تیر ضعیف ستون قوی ۱۶۲

۳-۳۱ کنترل برش در ناحیه اتصال ۱۶۳
۳-۳۲ نمایش آرماتورهای پیچشی ۱۶۴
۳-۳۳ محاسبه ضریب سختی پیچشی (J) در تیرها ۱۶۶
۳-۳۴ طراحی سازه های فولادی ۱۷۱
۳-۳۵ دریفت ۲۰۷
۳-۳۶ درز انقطاع ۲۱۷
۴ تعیین درجه نامعینی سازه ۲۲۱
۴-۱ مقدمه ۲۲۱
۴-۲ فلوچارت تعیین ضریب نامعینی ۲۲۵
۴-۳ اعمال ضریب نامعینی در نرم افزار ۲۵۶
۵ طراحی فونداسیون ۲۵۸
۵-۱ انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS ۲۵۸
۵-۲ انتقال بارهای دینامیکی در پی ۲۵۹
۵-۳ نوارهای طراحی ۲۷۲
۵-۴ تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی ۲۷۶
۵-۵ ترکیب بارها ۲۷۹
۵-۶ ترکیب بارهای حد نهایی کنترل مقطع پی ۲۷۹
۵-۷ تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک ۲۸۱
۵-۸ آرماتور خمش حداقل در پی ها ۲۸۸
۵-۹ جزئیات خم میلگردهای ستون داخل پی ۲۹۰
۵-۱۰ تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی ۲۹۱
۶ بار باد، حرارت و فشار خاک ۲۹۲
۶-۱ باربار ۲۹۲
۶-۲ بار حرارتی و بار مربوط به فشار خاک ۲۹۷
۷ تحلیل دینامیکی ۲۹۹
۷-۱ ضوابط آیین نامه ۲۹۹
۷-۲ نحوه تعریف طیف طرح ۳۰۰
۷-۳ تعریف function ۳۰۲
۷-۴ همپایه کردن ۳۰۵
۷-۵ انتخاب روش ۳۰۶
۷-۶ روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۱۰۰-۳۰ آنها) ۳۰۸
۷-۷ روش دوم (زلزله زاویه دار) ۳۲۴
۷-۸ روش سوم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰) ۳۳۹
۷-۹ کنترل دریفت تحت زلزله دینامیکی طیفی ۳۴۷

۷-۱۰ کنترل دریفت با زلزله استاتیکی معادل (User loads) ۳۴۹
۷-۱۱ کنترل نامنظمی پیچشی تحت زلزله دینامیکی طیفی ۳۵۱
۸ طراحی سقف کامپوزیت ۳۵۲
۸-۱ سقف مختلط ۳۵۲
۸-۲ سقف عرشه فولادی ۳۵۴
۸-۳ تنظیم پارامترهای طراحی به روش LRFD ۳۵۸
۸-۴ طراحی تیرها و بررسی نتایج ۳۶۸
۹ دیوار برشی ۳۷۰
۹-۱ ابعاد ۳۷۰
۹-۲ ترسیم دیوارها ۳۷۹
۹-۳ تنظیم پارامترهای طراحی ۳۸۳
۹-۴ تعریف ترکیب بارها ۳۸۵
۹-۵ ضرایب ترک خوردگی دیوارها ۳۸۶
۹-۶ کنترل ترک خوردگی دیوار ۳۹۰
۹-۷ انتخاب روش طراحی ۳۹۵
۹-۸ المان های مرزی ۴۰۰
۹-۹ ضوابط سیستم دوگانه (قانون ۲۵٪ و ۵۰٪) ۴۰۴
۹-۱۰ توزیع دیوار برشی در ارتفاع ۴۱۰
۹-۱۱ اندرکنش دیوار و قاب ۴۱۱
۹-۱۲ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی ۴۱۲
۹-۱۳ تیر همبند (Coupling beam) ۴۱۳
۱۰ طراحی دستی اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری ۴۱۹
۱۱ طراحی دستی تیرچه بلوک ۴۳۲
۱۱-۱ ضوابط نشریه ۵۴۳ ۴۳۲
۱۱-۲ مثال ۴۳۳
۱۱-۳ کنترل خیز تیرچه ۴۳۷
۱۲ سقف مجوف ۴۴۳
۱۲-۱ مقدمه ۴۴۳
۱۲-۲ استفاده از دال بتنی سقف به عنوان قاب خمشی؟ ۴۴۴
۱۲-۳ فایلهای مورد نیاز در ETABS ۴۴۷
۱۲-۴ کنترل ستونها ۴۵۵
۱۲-۵ کنترل کفایت دیوارهای برشی ۴۵۸
۱۲-۶ طراحی دیافراگم ۴۵۹
۱۲-۷ دوره تناوب تحلیلی سازه ۴۹۵

۱۲-۸ محاسبه کنترل جابجایی نسبی طبقات (drift) ۴۹۶
۱۲-۹ تعیین محدوده گوی ها در سقف ۴۹۷
۱۳ کنترل خیز ۵۰۰
۱۳-۱ انتقال نیروها از ETABS به SAFE ۵۰۰
۱۳-۲ تعریف و اعمال بارها ۵۰۲
۱۴ قاب خمشی بتنی با شکل پذیری ویژه ۵۱۰
۱۴-۱ مقدمه ۵۱۰
۱۴-۲ تیرهای ویژه ۵۱۰
۱۴-۳ ستونهای ویژه ۵۱۵
۱۴-۴ حجم تنگها در ستون ۵۱۹
۱۴-۵ مهار میلگرد تیر داخل ستون ۵۲۳
۱۴-۶ کنترل برش در گره اتصال ۵۲۷
۱۴-۷ نکات اجرایی قابهای ویژه بتنی ۵۲۹
۱۵ مسائل متفرقه ۵۳۴
۱۵-۱ قانون ۱۰۰-۳۰ در ستونهای بتنی (نحوه کنترل ۲۰ درصد ظرفیت) ۵۳۴
۱۵-۲ محاسبه اندیس پایداری ۵۳۹
۱۶ سازه های بتنی در ETABS9.7.4 بر اساس ACI-318-99 ..... ۵۴۳
۱۷ سازه های فولادی در ETABS9.7.4 به روش تنش مجاز (ASD) ۵۷۰
۱۸ سازه های بتنی در ETABS9.7.4 بر اساس ACI-318-2008 ..... ۵۸۰
۱۹ گزیده ای از پرسش و پاسخهای انجام شده در سایت شخصی و کانال تلگرام ۶۱۱

مقدمه

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- نحوه تنظیمات آیین نامه ای هم برای ETABS9 و هم برای ETABS 2016 ارائه شده است. منتها تشریح کامل مفاهیم و مراجع آیین نامه ای در فصل مربوط به ETABS2016 ارائه شده است.

۴- 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.

۵- به امید خدا جزوه با گذر زمان به روز خواهد شد. تاریخ آخرین ویرایش جزوه در بالای صفحات مشخص شده است.

۶- از اساتید و مهندسان عزیزدر خواست می کنم نظرات خود را در رابطه با مطالب جزوه، به ویژه مطالبی که مورد اختلاف مهندسین می باشد برایم ارسال نمایند تا در ویرایشهای بعدی اصلاح کنم و یا توضیحات تکمیلی اضافه کنم. بسیاری از مطالب جزوه حاصل همفکری با مهندسین گرامی از نقاط مختلف کشور می باشد که جا دارد از همگی تشکر نمایم.

ویرایش اول: ۱۳۹۳/۳/۱۱

مسعود حسین زاده اصل

تغییرات جدید ویرایش بهار ۹۶ نسبت به ویرایش پاییز ۹۵

- فصل جدید: طراحی سقف مجوف و دیافراگم
- فصل جدید: کنترل ضوابط قابهای خمشی ویژه بتنی
- نحوه کنترل خیز دقیق تیرچه بلوک (این قسمت به خصوص در طراحی سقف تیرچه بلوک برای دهانه های بلند و محدودیت در طول دهانه آن حائز اهمیت میباشد)
- تغییرات مهم در فصل آنالیز دینامیکی طیفی
- تکمیل و تغییر فصل دیوار برشی (کنترل ضوابط ۲۵ درصد و ۵۰ درصد تکمیل شده است).
- اصلاح ایرادات نگارشی
- اصلاح فایلهای آماده و رفع برخی ایرادها

فایلهای کمکی ETABS و EXCEL

فایلهای زیر در وبسایت شخصی، در قسمت جزوات شخصی قابل دانلود هستند:

۱- ETABS9-ACI99-0.3-RHO1.edb
۲- ETABS9-ACI99-0.3-RHO1.2.edb
۳- ETABS9-ACI99-0.35-RHO1.edb
۴- ETABS9-ACI99-0.35-RHO1.2.edb

۵- ETABS9-ACI2008-A0.3-RHO1.edb
۶- ETABS9-ACI2008-A0.3-RHO1.2.edb
۷- ETABS9-ACI2008-A0.35-RHO1.edb
۸- ETABS9-ACI2008-A0.35-RHO1.2.edb

۹- ETABS9-ASD-89-0.3-RHO1.edb
۱۰- ETABS9-ASD-89-0.3-RHO1.2.edb
۱۱- ETABS9-ASD-89-0.35-RHO1.edb
۱۲- ETABS9-ASD-89-0.35-RHO1.2.edb

۱۳- ETABS2015-STATIC-0.3-RHO1.edb
۱۴- ETABS2015- STATIC -0.3-RHO1.2.edb
۱۵- ETABS2015- STATIC -0.35-RHO1.edb
۱۶- ETABS2015- STATIC -0.35-RHO1.2.edb

۱۷- ETABS2015-DYN1-0.3-RHO1.edb
۱۸- ETABS2015- DYN1-0.3-RHO1.2.edb
۱۹- ETABS2015- DYN1-0.35-RHO1.edb
۲۰- ETABS2015- DYN1-0.35-RHO1.2.edb

۲۱- ETABS2015-DYN2-0.3-RHO1.edb
۲۲- ETABS2015- DYN2-0.3-RHO1.2.edb
۲۳- ETABS2015- DYN2-0.35-RHO1.edb
۲۴- ETABS2015- DYN2-0.35-RHO1.2.edb

۲۵- 2800R4.xls

فایلهای فوق در یک فایل فشرده شده از آدرس زیر قابل دانلود هستند:

www.hoseinzadeh.net/hoseinzadeh.htm

- فایلهای ۱ تا ۸ تنها برای سازه های بتنی تنظیم شده اند (در ETABS9.7.4)
- فایلهای ۹ تا ۱۲ تنها برای سازه های فولادی بر اساس روش تنش مجاز تنظیم شده اند (در ETABS9.7.4).
- در فایلهای ۱۳ تا ۲۴ تنظیمات لازم برای سازه های بتنی (بر اساس ACI-318-2014) و نیزسازه های فولادی (بر اساس AISC-360-201) انجام شده و ترکیبات بار هر دو تعریف شده است. هر دو ترکیب بار شامل تحلیل استاتیکی و دینامیکی منظور شده است.
- در فایلهای ۱۳ تا ۲۴ همچنین ترکیب بارهای کنترل تنش خاک نیز بر اساس مبحث ششم ویرایش ۹۲ قرار داده شده است تا پس از اتمام مدل و export کردن آن به SAFE نیازی به تعریف دستی ترکیبات بار کنترل تنش خاک نباشد.
- فایل EXCELL شامل ۳ بخش است:
  ۱- محاسبه نیروی زلزله بر اساس ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰
  ۲- محاسبه تابع طیف بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (جهت انجام آنالیز دینامیکی)
  ۳- محاسبه زلزله بر اساس ویرایش ۳ استاندارد ۲۸۰۰

سازه های فولادی و بتنی در ETABS 2016

۳-۱ تعاریف اولیه

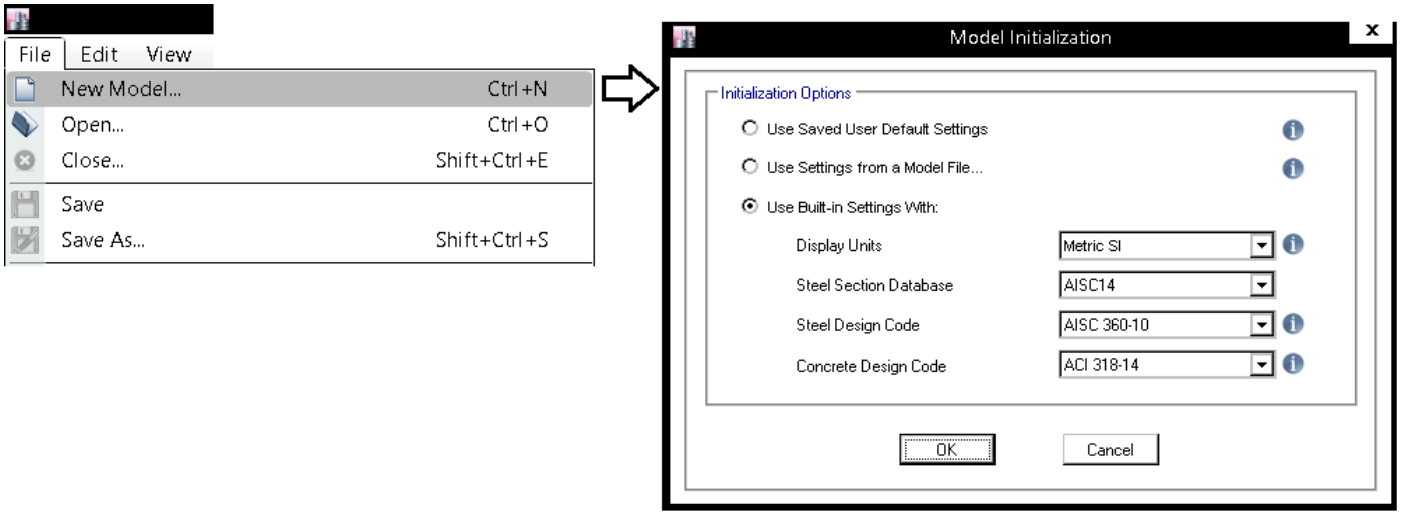
۳-۱-۱ ایجاد مدل جدید

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 2016\default.edb
در این صورت با انتخاب گزینه اول، مدل جدید دارای همان تعاریف و پیش فرضهای فایل default.edb خواهد بود.

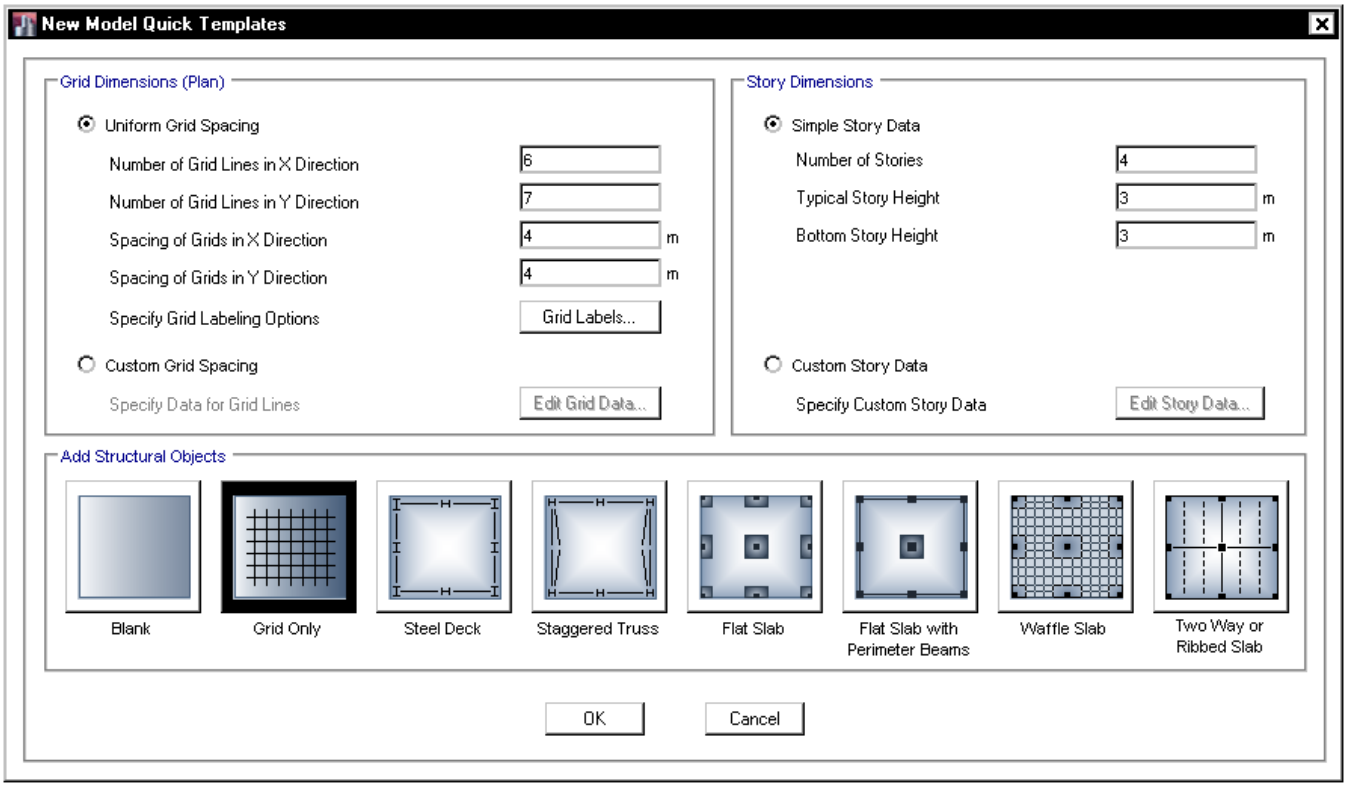
گزینه دوم: فایل پیش فرض اولیه توسط کاربر انتخاب می شود.

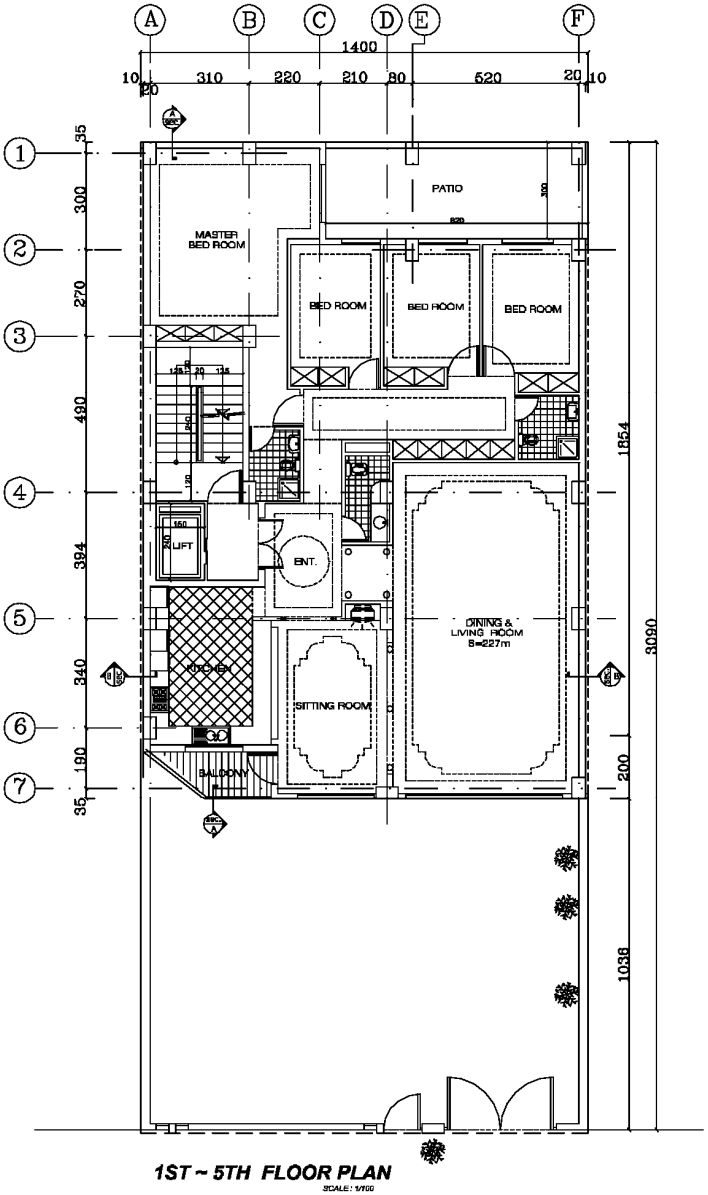
گزینه سوم: هیچ تنظیم و یا تعریف اولیه ای نخواهد بود و کاربر تمامی تعاریف را از ابتدا تنظیم می کند.

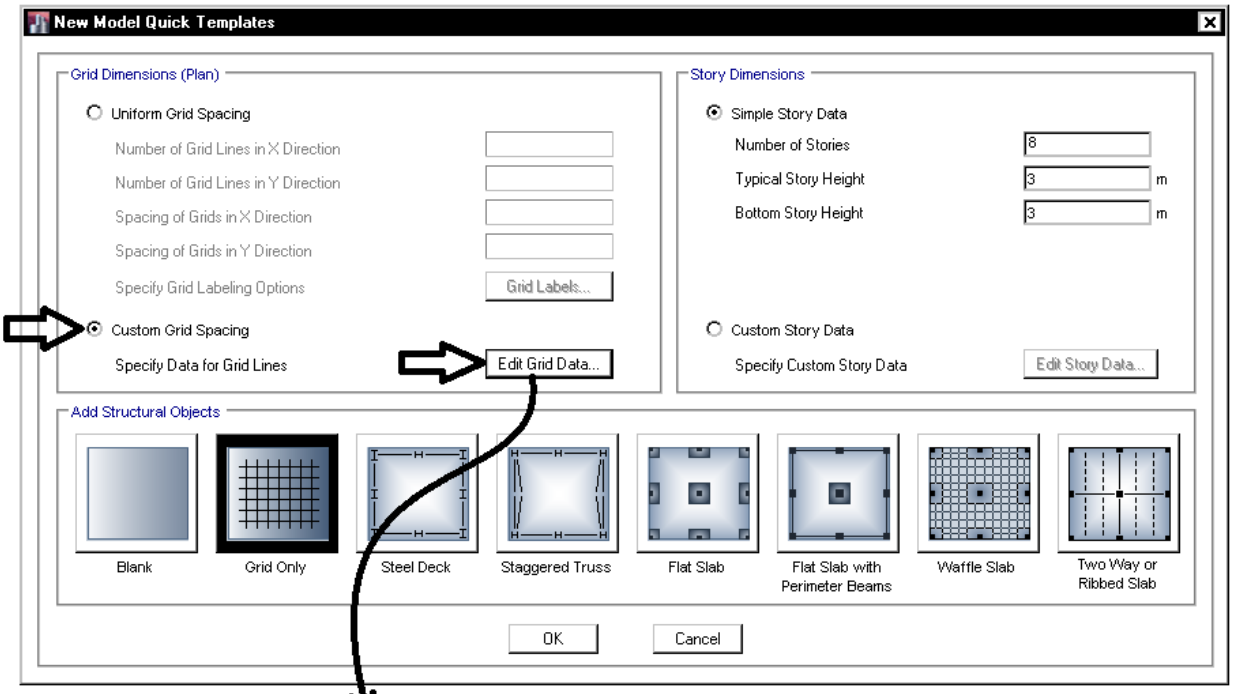
- در قسمت Steel Section Datatbase جدول اشتایل انتخاب می شود که مقاطع فولاد ایرانی همگی برگرفته از Euro می باشند
- آیین نامه فولاد ایران (مبحث ۱۰) برگرفته از آیین نامه فولاد آمریکا سال ۲۰۱۰ می باشد و باید AISC 360-10 انتخاب شود
- گرچه آیین نامه بتن ایران (مبحث نهم) مشابهتی با آیین نامه بتن آمریکا (ACI)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

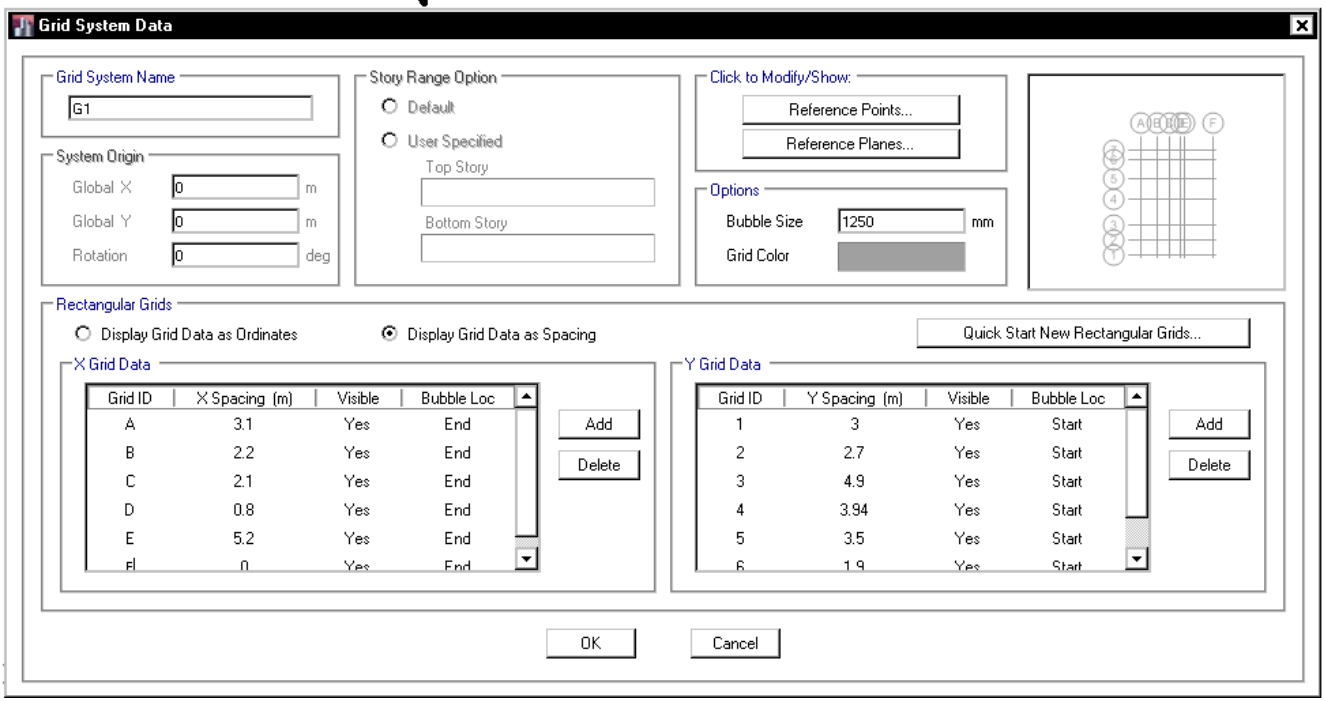


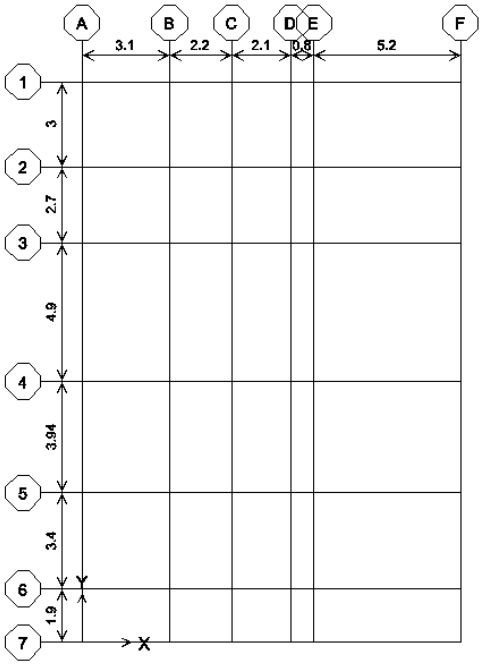
خطوط راهنما (Grid Lines): این خطوط در حکم همان آکس ها در نقشه ها می باشند که عموما برای نشان دادن محل قرار گیری ستونها استفاده می شود:

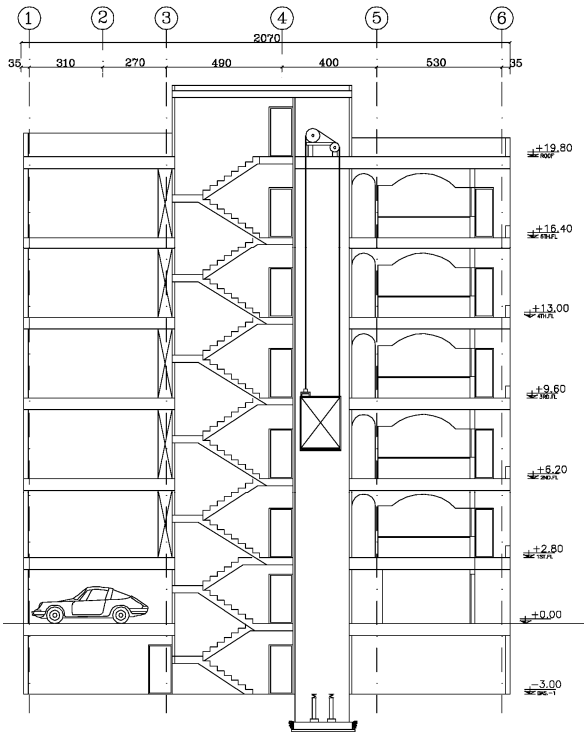


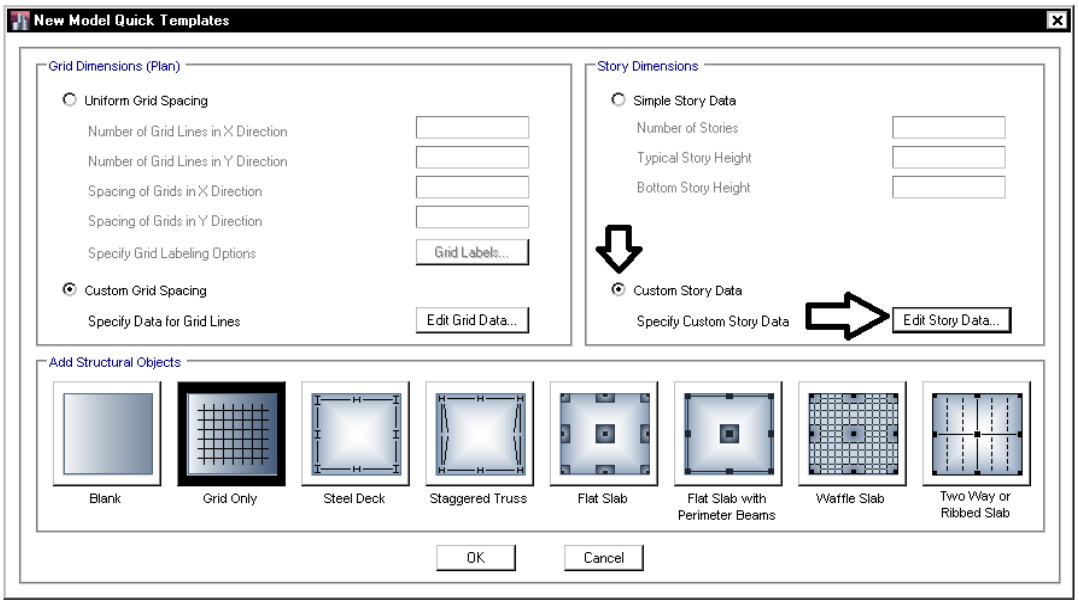


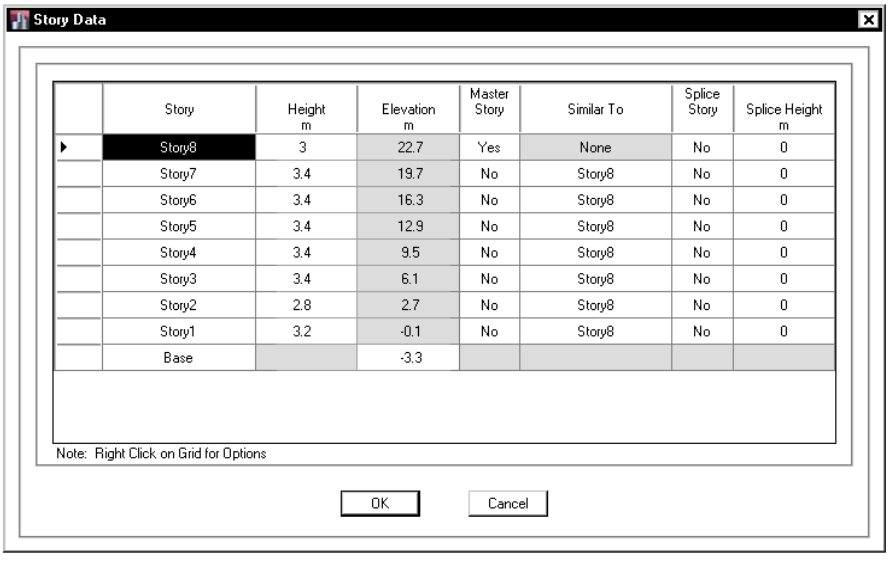

New Model Quick Templates
Grid Dimensions (Plan)
Uniform Grid Spacing
Number of Grid Lines in X Direction
Number of Grid Lines in Y Direction
Spacing of Grids in X Direction
Spacing of Grids in Y Direction
Specify Grid Labeling Options
Grid Labels...
Custom Grid Spacing
Specify Data for Grid Lines
Edit 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

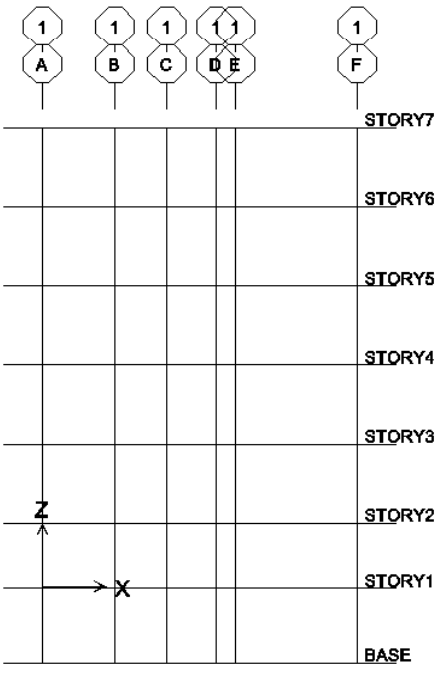

A
B
C
D
E
F
3.1
2.2
2.1
0.8
5.2
1
2
3
4
5
6
7
3
2.7
4.9
3.94
3.4
1.9
Y
X







Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m
Story8	3	22.7	Yes	None	No	0
Story7	3.4	19.7	No	Story8	No	0
Story6	3.4	16.3	No	Story8	No	0
Story5	3.4	12.9	No	Story8	No	0
Story4	3.4	9.5	No	Story8	No	0
Story3	3.4	6.1	No	Story8	No	0
Story2	2.8	2.7	No	Story8	No	0
Story1	3.2	-0.1	No	Story8	No	0
Base		-3.3				



۳-۱-۲ تعریف مشخصات مصالح

تنش تسلیم مورد انتظار یا موثر (Effective Yield Stress)

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	۱/۲۵
سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	۱/۱۵

- برای تیرورقها و ستونها و بادبندهای ساخته شده از ورق:

$$F_{ye} = 1.15 \times F_y = 1.15 \times 240 = 276\ MPa$$

- برای مقاطع نورد شده مانند ستونهای متشکل از جفت IPE، بادبندهای ساخته شده از نبشی و یا ناودانی:

$$F_{ye} = 1.2 \times F_y = 1.2 \times 240 = 288\ MPa$$

F_{ye} در چه مواردی استفاده میشود؟

بیشتر در طراحی اتصالات فولادی استفاده میشود. برای مثال ایتبس قادر است نیروی طراحی اتصال مهاربند ها را بر اساس ضوابط آیین نامه محاسبه و اعلام کند. هنگام محاسبه نیروی طراحی مهاربند از F_{ye} که در تعریف مصالح تعیین می شود استفاده می کند. برای مثال بند زیر را داریم:

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.

سوال: در سازه های فولادی معمولا در یک پروژه هم مقاطع نورد شده استفاده می شود و هم مقاطع ساخته شده از ورق. در این صورت F_{ye} را بر چه اساسی وارد کنیم (بر اساس Ry=1.15 و یا Ry=1.2)؟

پاسخ:

راه کار اول:

می توان دو material مختلف با مشخصات متفاوت تعریف نمود

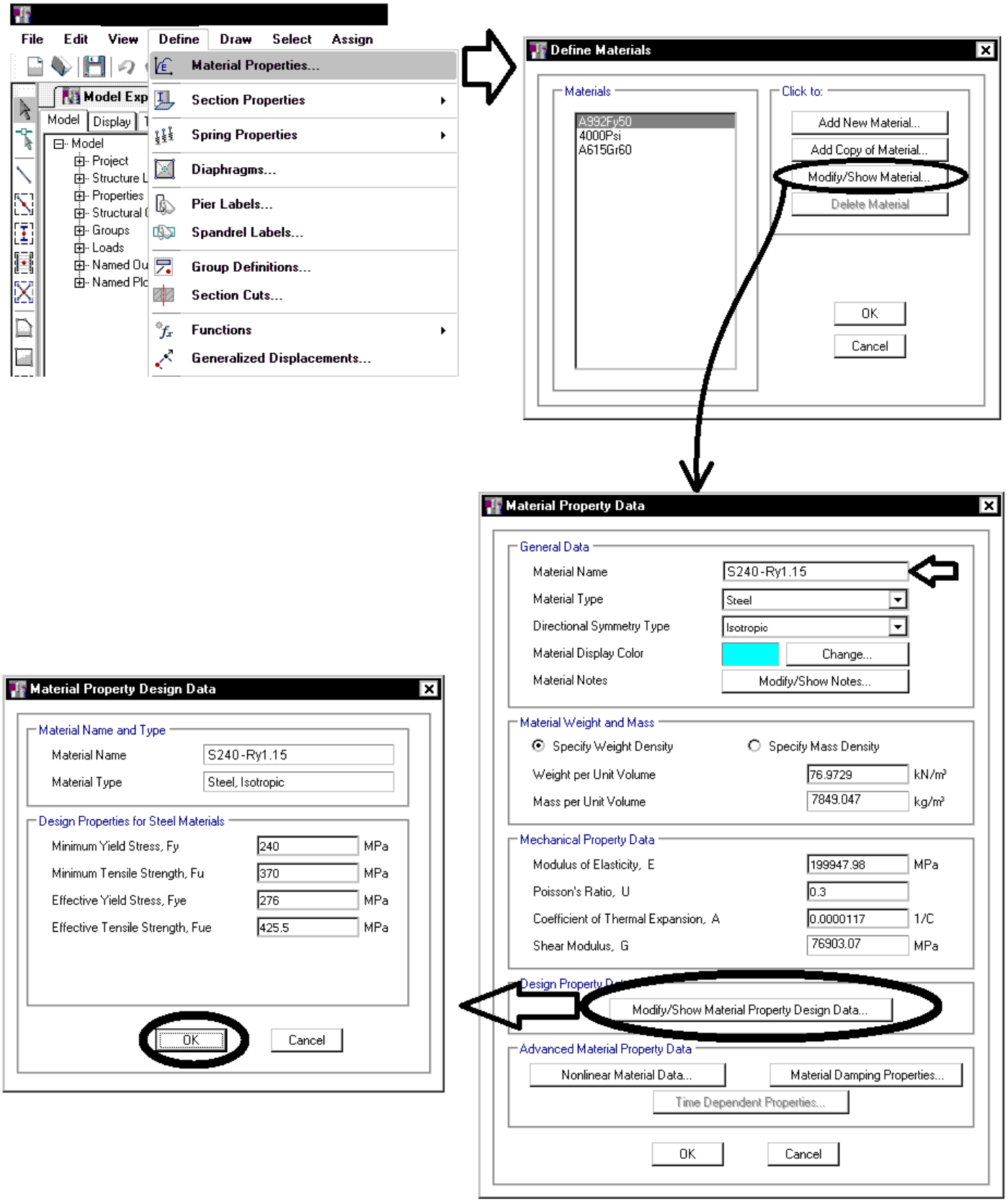
راه کار دوم:

همه مقاطع از یک نوع material (مثلا با Ry=1.15) تعریف شوند ولی در عوض از طریق overwrite تمامی مقاطع نورد شده را انتخاب کرده و Ry انها را به 1.2 تغییر داد.

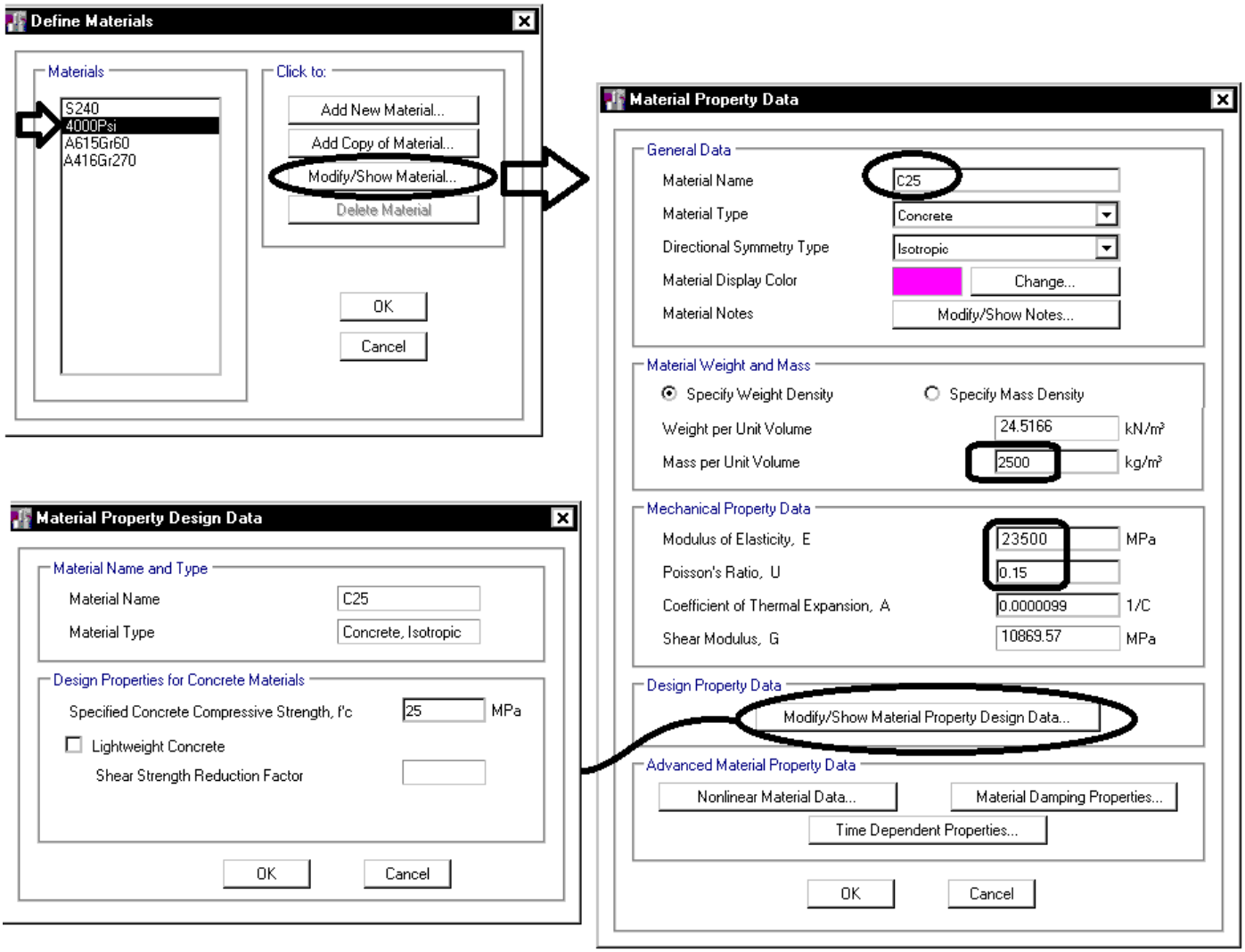
در شکل زیر A992Fy50 فولاد رایج در آمریکا می باشد و 4000Psi بتن با مقاومت 28MPa می باشد. A615Gr60 نیز میلگرد طولی سازه های بتنی می باشد. A416Gr270 کابل پیش تنیده می باشد. به جای تعریف مواد جدید بهتر است material موجود در لیست را ویرایش کنیم:

۳-۱-۲-۱ تنظیم مشخصات فولاد

فولاد ساختمانی رایج در ایران S240 می باشد که مشخصات آن باید به صورت زیر وارد شود



۳-۱-۲-۲ تنظیم مشخصات بتن



وزن واحد حجم بتن بدون میلگرد $2400\frac{kg}{m^3}$ می باشد. ولی وزن بتن آرمه (همراه با میلگرد) برابر $2500\frac{kg}{m^3}$ منظور می شود.

مدول الاستیسیته بتن:

سه رابطه متفاوت برای محاسبه مدول الاستیسیته بتن داریم:

۱- رابطه تقریب ACI318-2014: $E_c = 4700\sqrt{f_c'}\ MPa$

۲- رابطه دقیق ACI318-2014: $E_c = W_c^{1.5} \times 0.043\sqrt{f_c'} \xrightarrow{W_c=2400\frac{kg}{m^3}\ \text{با فرض}} 5056\sqrt{f_c'}\ MPa$

۳- رابطه مبحث نهم: $E = \left(3300\sqrt{f_c'} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} \xrightarrow{\gamma_c=24\ \frac{kN}{m^3}\ \text{با فرض}} = 3517\sqrt{f_c'} + 7355\ MPa$

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 $4700\sqrt{f'_c}$.

۹-۱۳-۷ مشخصات مصالح

۹-۱۳-۷-۱ مقدار ضریب ارتجاعی بتن با جرم مخصوص (γ_c) بین ۱۵ تا ۲۵ kN/m^3، از رابطه (۹-۱۳-۱) تعیین می‌گردد:

$$E_c = (۳۳۰۰\sqrt{f_c} + ۶۹۰۰)(\frac{\gamma_c}{۲۳})^{۱/۵} \qquad (۹-۱۳-۱)$$

مثال: برای $f_c' = 25MPa$ و وزن مخصوص $W_c = 2400\frac{kg}{m^3}$ مقادیر مدول الاستیسیته بتن با سه رابطه بحث شده به صورت زیر بدست می آید:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 23500MPa$$

$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.043\sqrt{f_c'} = 25279\ MPa$$

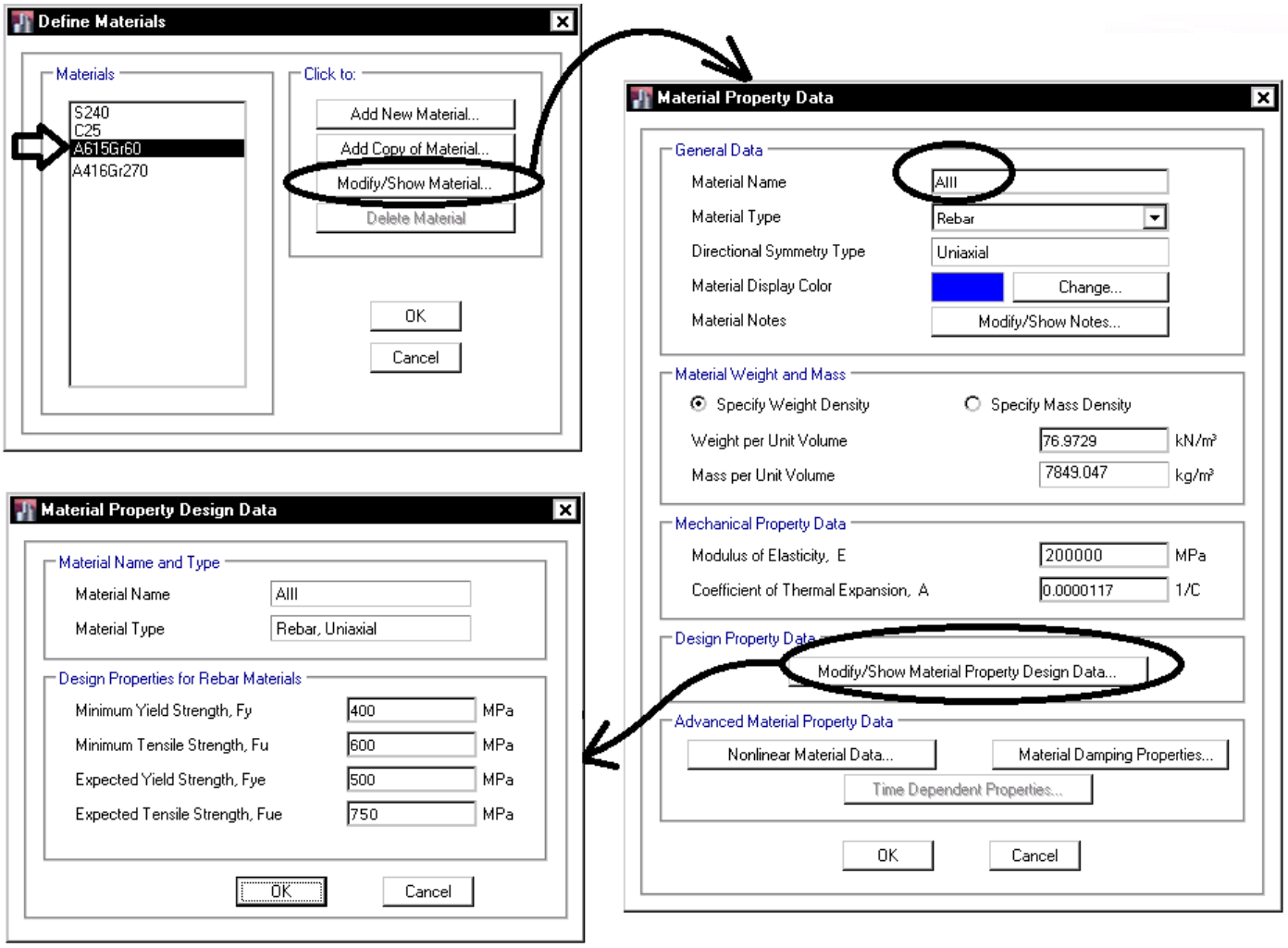
$$E = \left(3300\sqrt{f_c'} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} = 24942 \approx 25000\ MPa$$

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

- با افزایش مدول الاستیسیته سختی سازه افزایش یافته و دوره تناوب سازه کاهش می یابد.
- همچنین به علت افزایش سختی سازه، دریفت (جابجایی جانبی نسبی سازه) کاهش می یابد.

۳-۱-۲-۳ تعریف مشخصات میلگردها

دو نوع میلگرد رایج در ایران میلگردهای AII و AIII هستند. از میلگرد AIII (Fy=400MPa, Fu=600MPa) معمولا برای میلگرد طولی اعضا استفاده میشود. از میلگرد AII (Fy=300MPa, Fu=500MPa) معمولا برای میلگرد عرضی اعضا استفاده میشود.



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

۹-۱-۲-۲۳-۹ 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

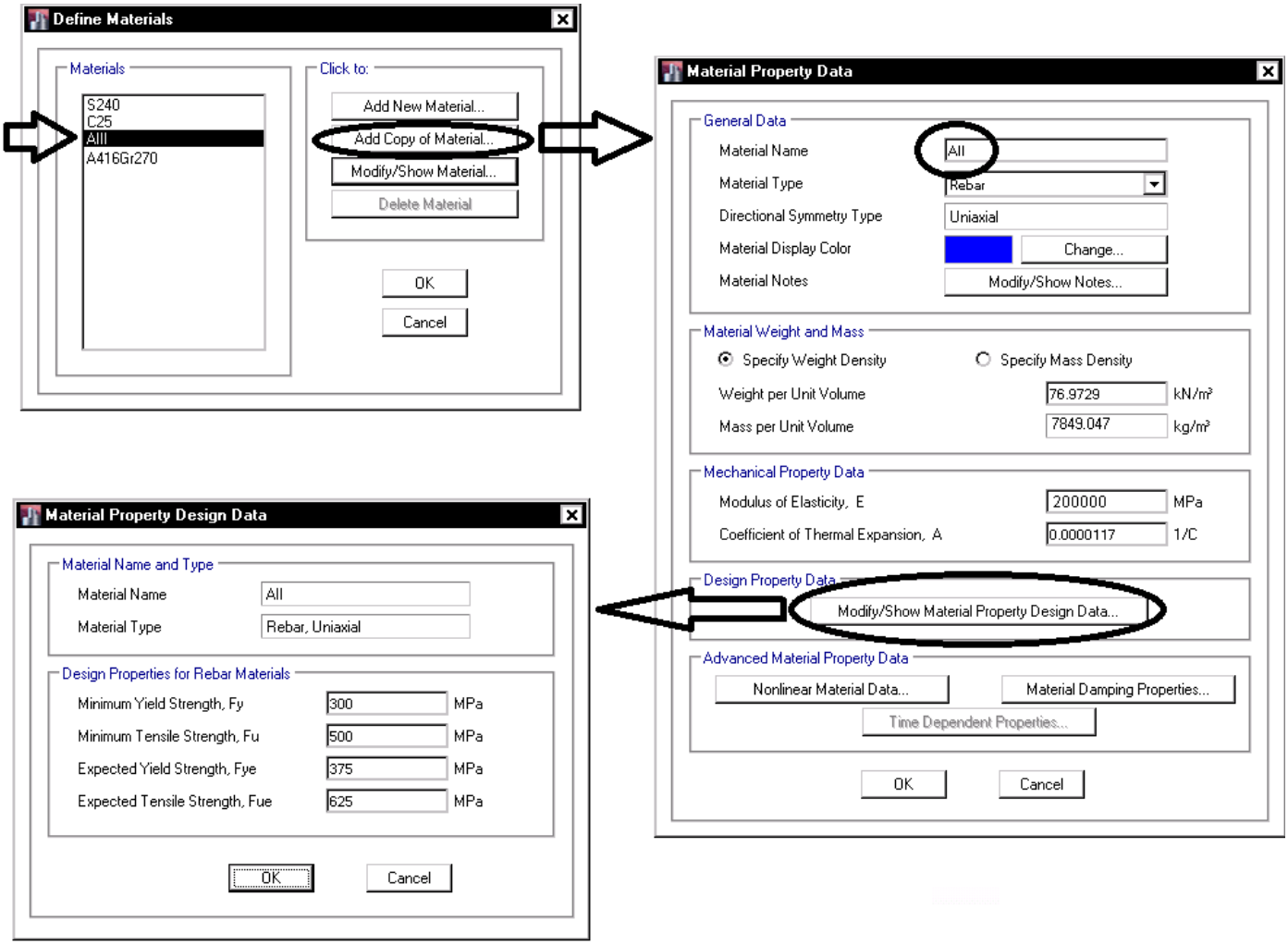
۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

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.

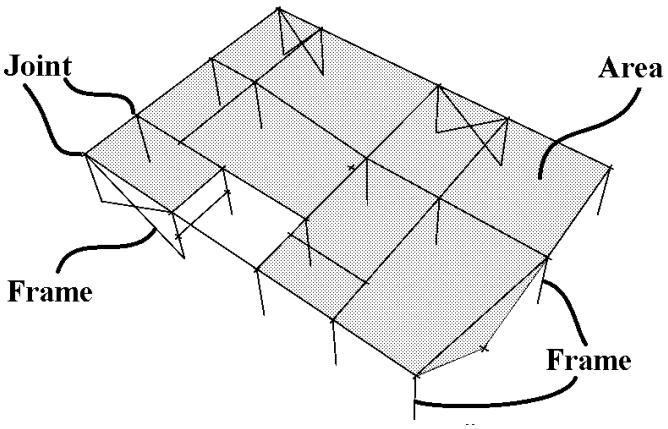
۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u، باید بر اساس تنش کششی برابر $۱/۴۷ f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی 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

- با توجه به متن آیین نامه در میلگردها داریم: $F_{ye} = 1.25F_y$
- برای تعریف میلگرد AII می توان از میلگردهای AIII (که قبلا تعریف شده) کپی گرفت:

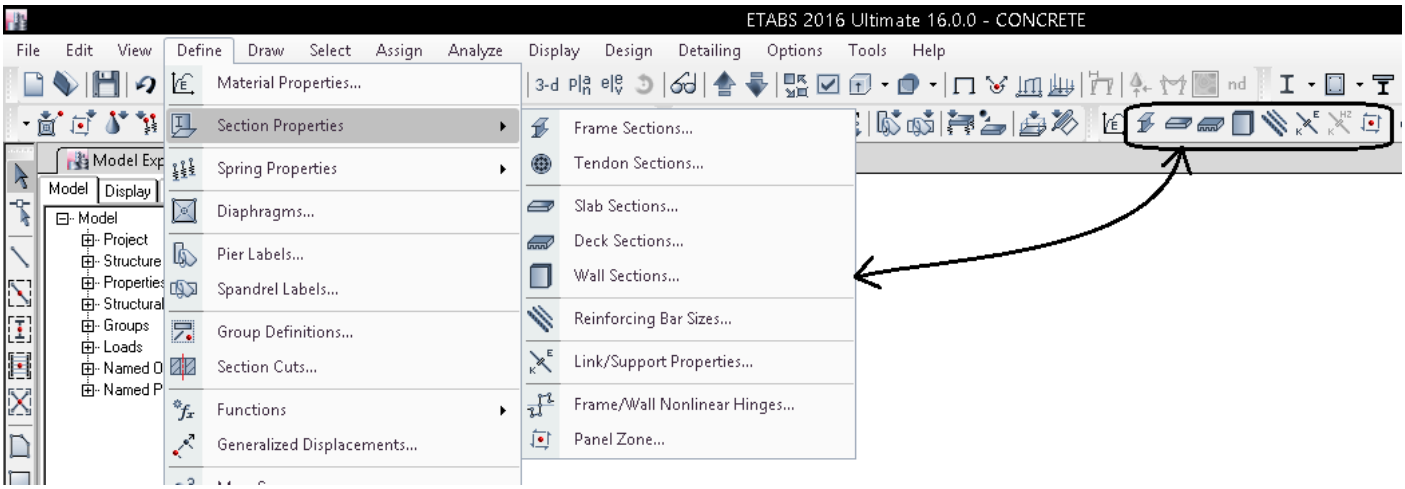


اجزای تشکیل دهنده مدل در ایتبس:



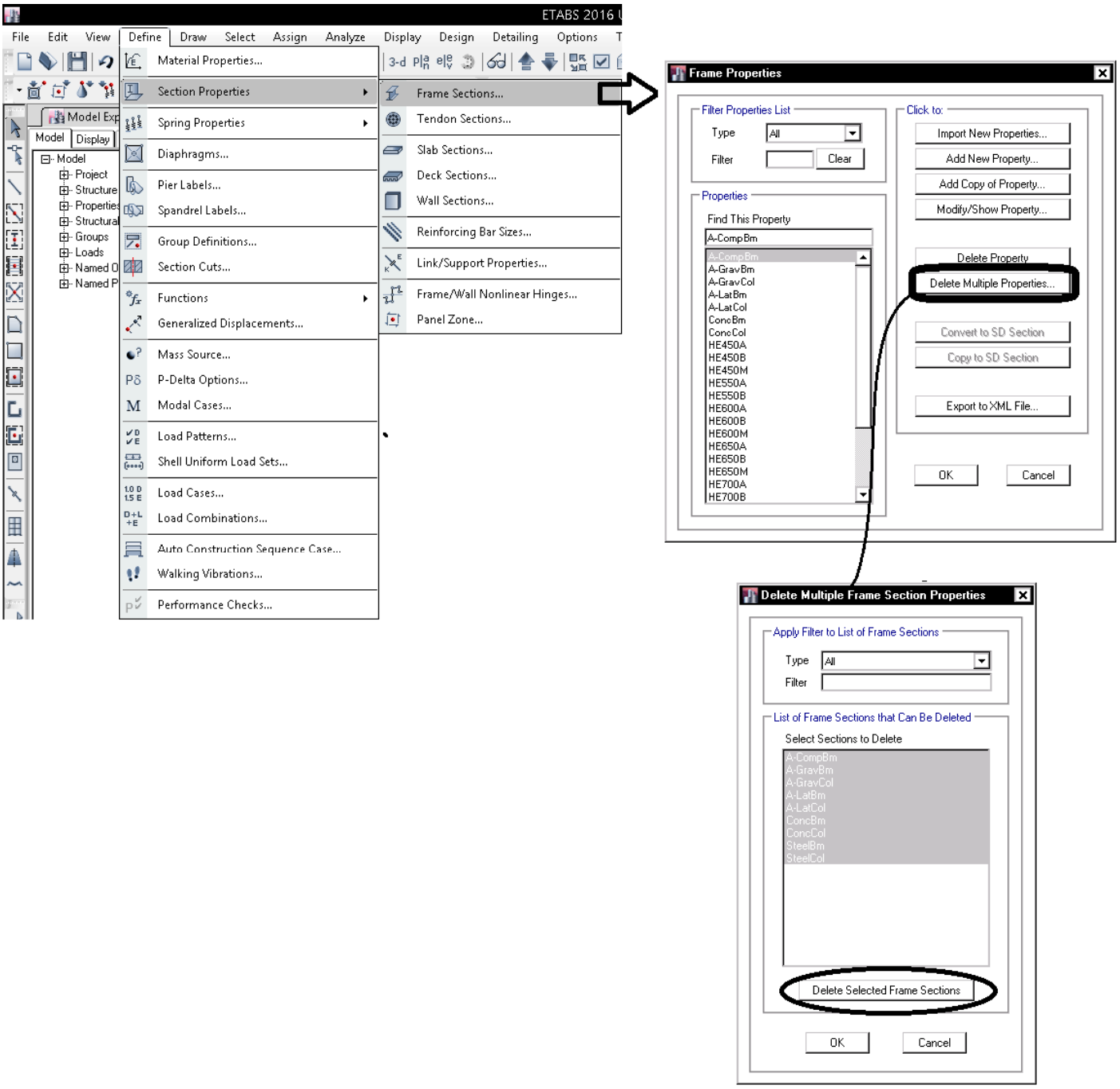
۳-۱-۳ تعریف مقاطع تیرها، ستونها و اعضای سازه ای (Frame)

برای تعریف مقاطع تیرها، ستونها، مهاربندها 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.

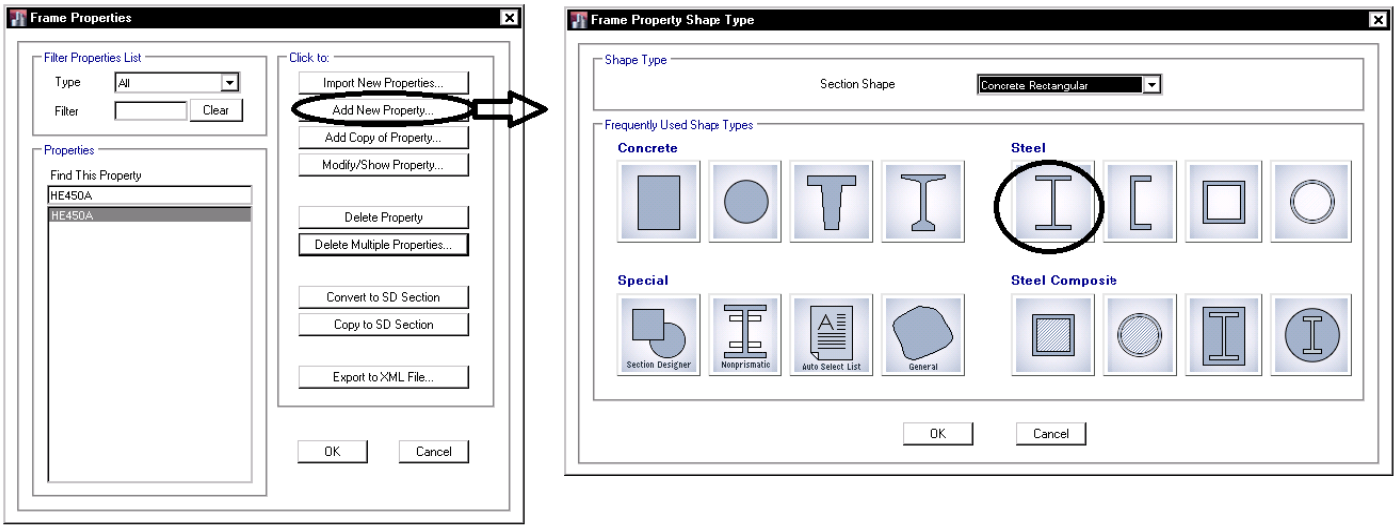
این مقاطع در ایران موجود نیست و نیازی به آنها نخواهد بود:

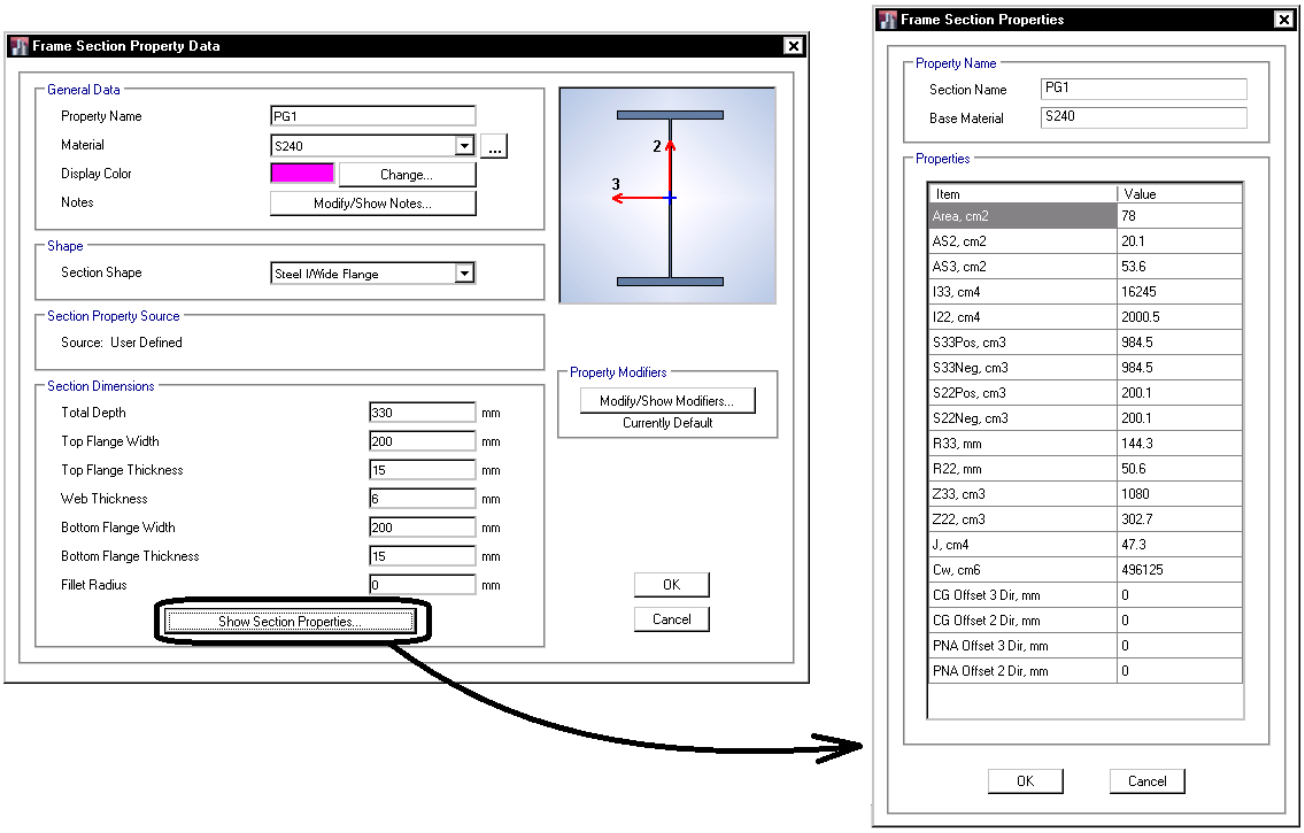


پس از حذف مقاطع پیش فرض ایتبس، مقاطع مورد نیاز خود را تعریف نمایید.

۳-۱-۳-۱ تعریف مقطع I شکل

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 (مانند انواع 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.

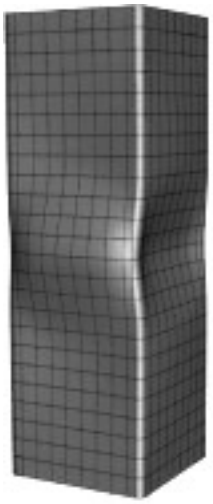




۳-۱-۳-۲ معیارهای انتخاب ابعاد مقاطع I شکل و باکس

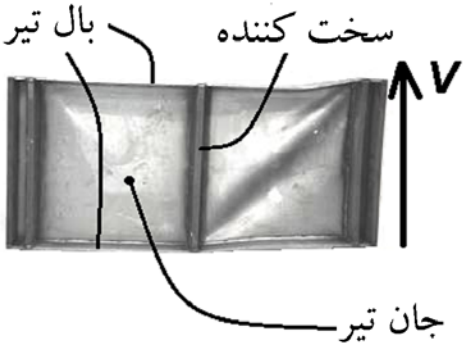
یکی از موارد مهم در انتخاب سایز مقاطع بحث فشردگی مقطع می باشد.

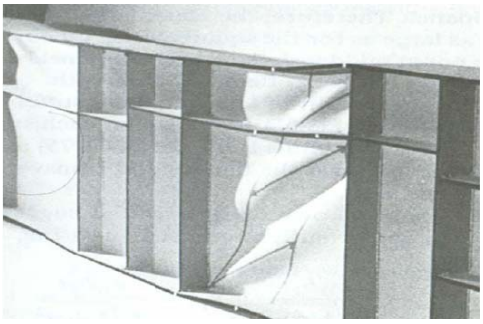
در شکل های زیر به علت نازک بودن اجزای تشکیل دهنده، بال و جان مقاطع دچار کمانش موضعی شده است.











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	11 $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	8.66 $0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۴	بال‌های متقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته‌شده از ورق ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی‌شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌روند.	b/t b/t d/t	18.47 [۳] $0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	15.88 [۳] $0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۶	جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند. ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند. جان مقاطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند.	h/t_w h/t h/t	برای $C_a \le 0.125$: $\frac{3.76}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}}(1-2.75C_a)$ — 111 برای $C_a > 0.125$: $\frac{1.12}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}}(2.33-C_a) \ge \frac{1.49}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}}$ که در آن: $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	برای $C_a \le 0.125$: $\frac{2.45}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}}(1-0.93C_a)$ — 70.7 برای $C_a > 0.125$: $\frac{0.77}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}}(2.93-C_a) \ge \frac{1.49}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}}$ که در آن: $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	

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.

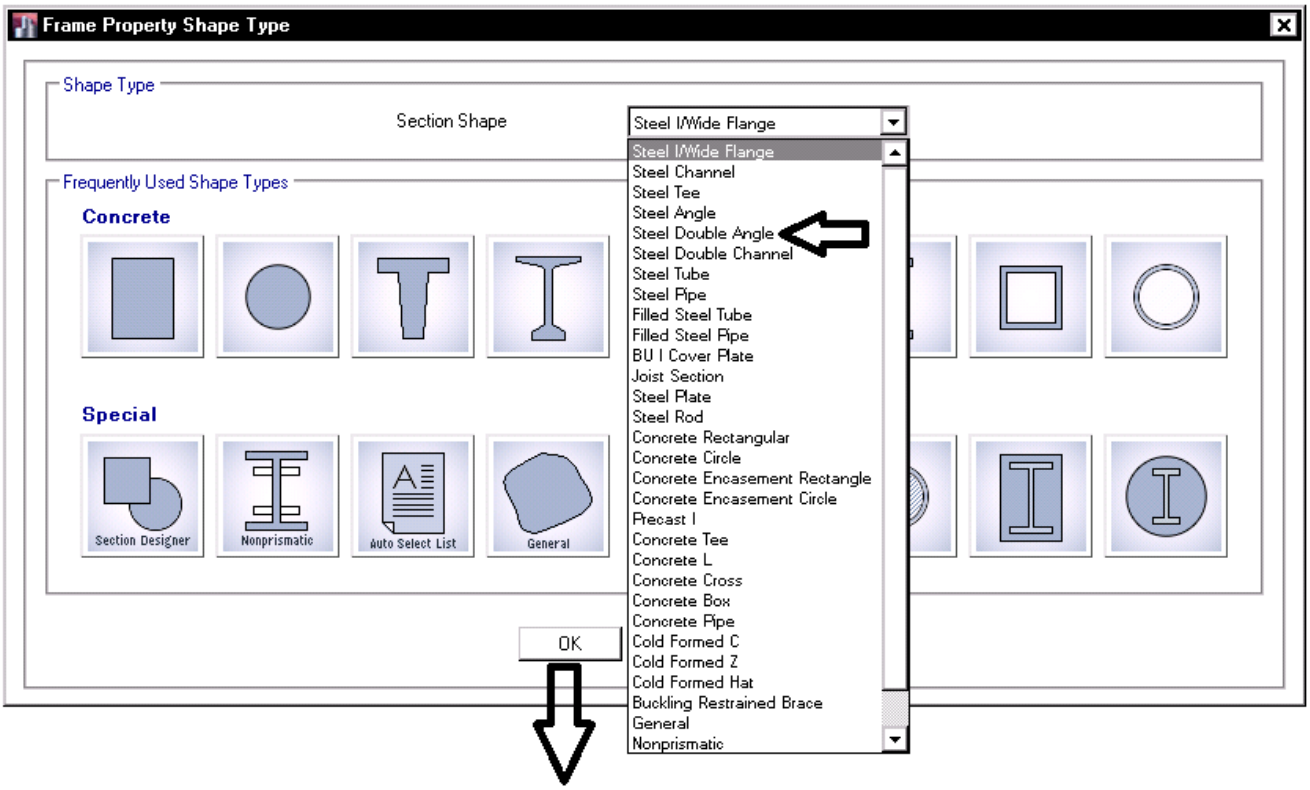
[۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق در صورتی‌که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، می‌تواند به $1.12\sqrt{E/F_y}$ محدود شود.

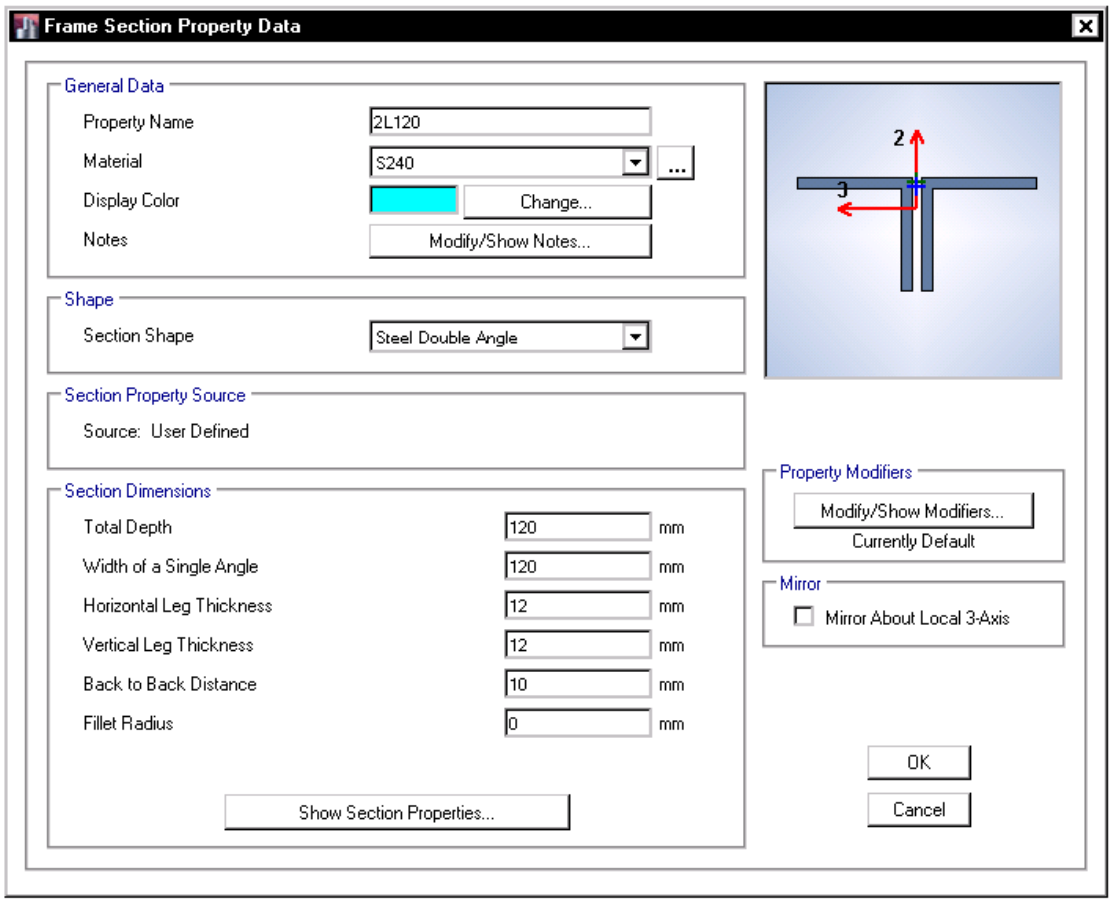
۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی

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.

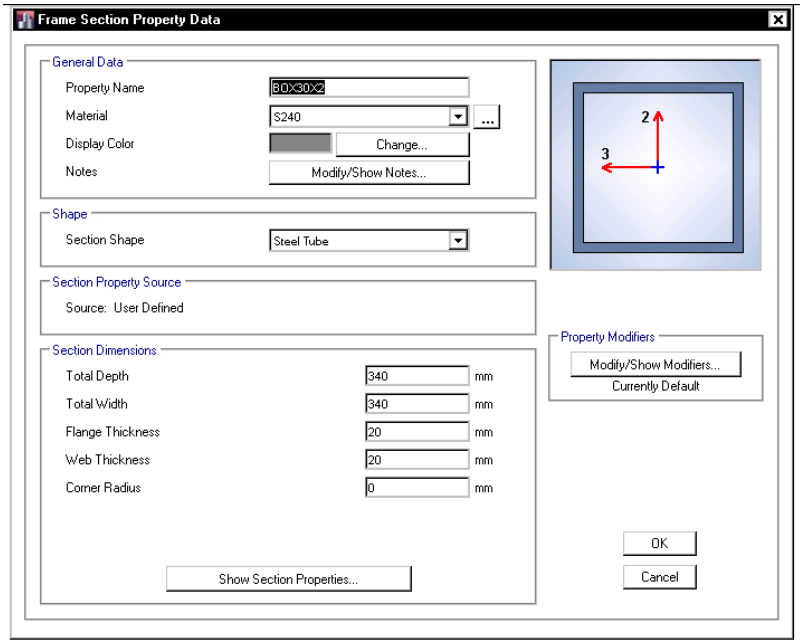
موارد کاربر جفت نبشی:

- استفاده از جفت نبشی در ساخت خرپا
- استفاده از جفت نبشی به عنوان دستک کششی و فشاری
- استفاده از جفت نبشی به عنوان بادبند





مقطع باکس:

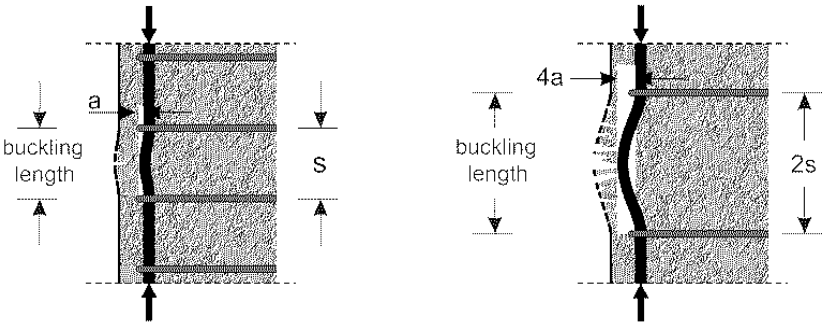


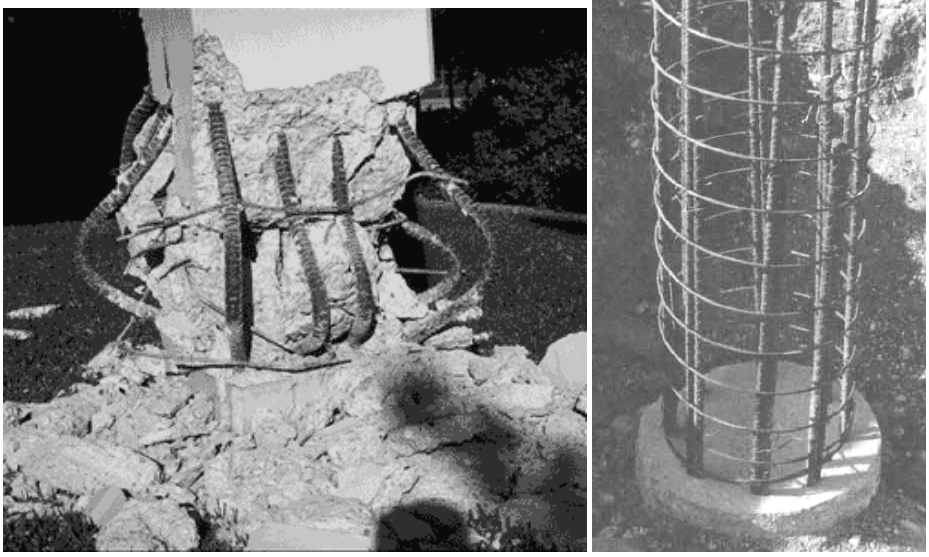


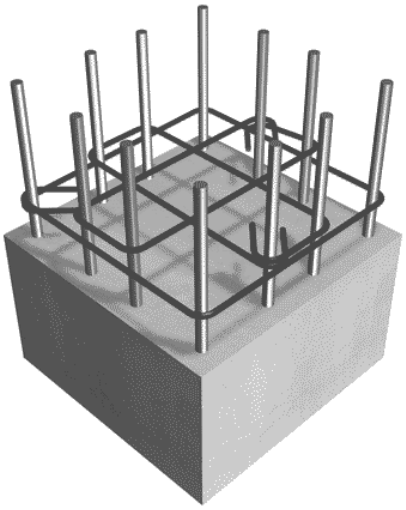
انواع ستونهای فولادی رایج و موارد کاربرد آنها:

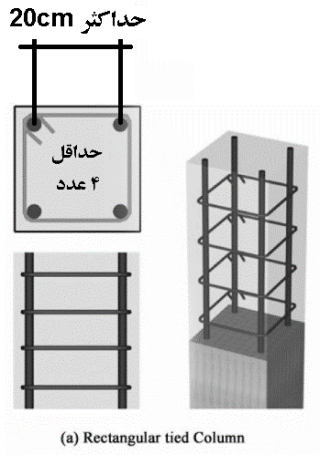
۳-۱-۴ مقطع ستون مستطیلی بتنی

به شکلهای زیر توجه کنید. این شکلها اهمیت "حجم" تنگها و "فاصله" آنها را در مهار جانبی میلگردهای طولی و پایداری ستونها را نشان می دهد.

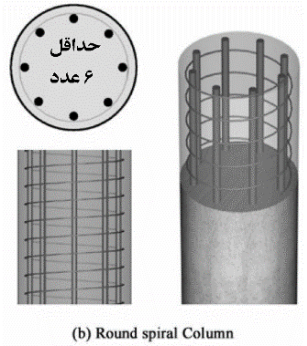








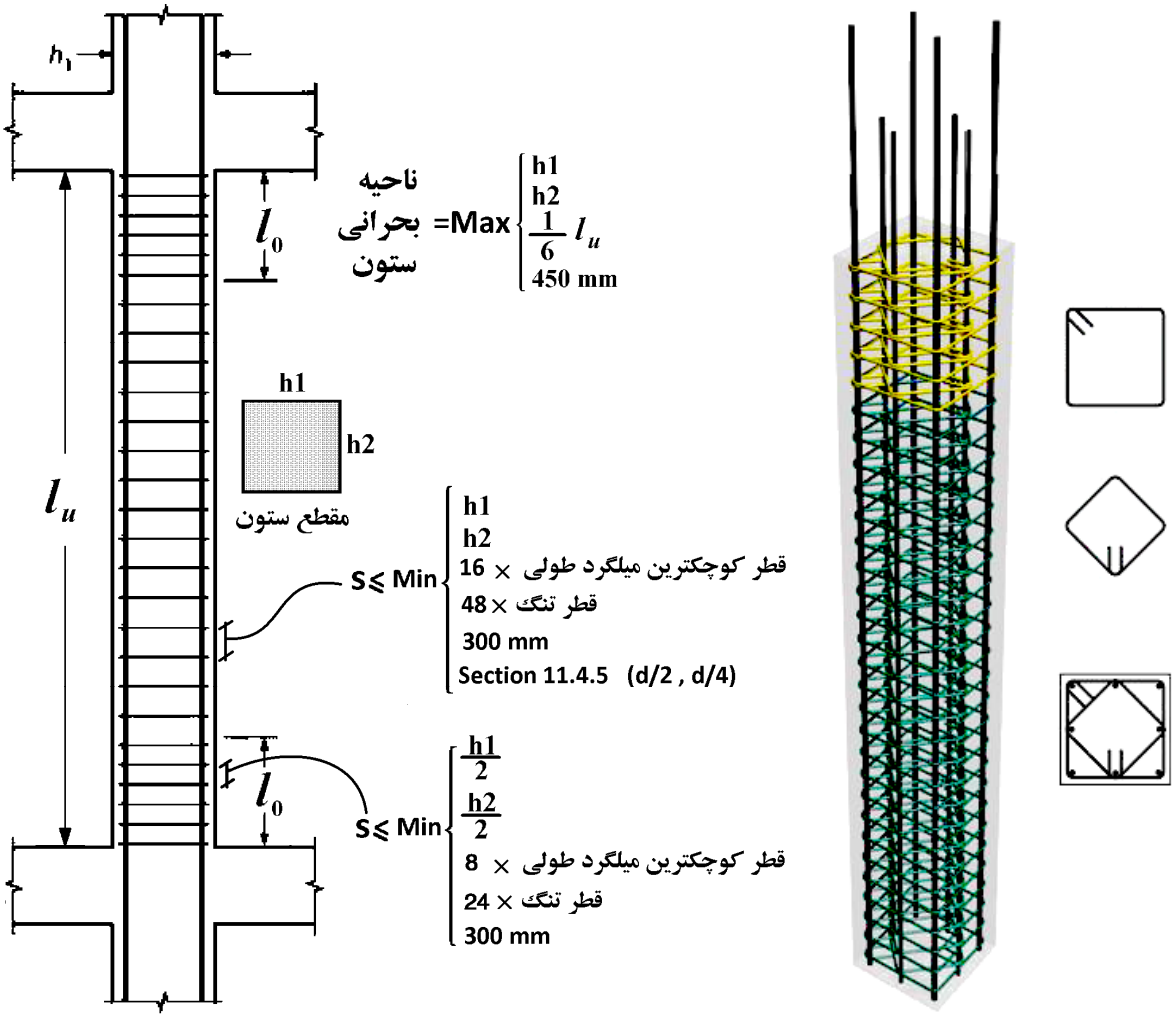
(a) Rectangular tied Column



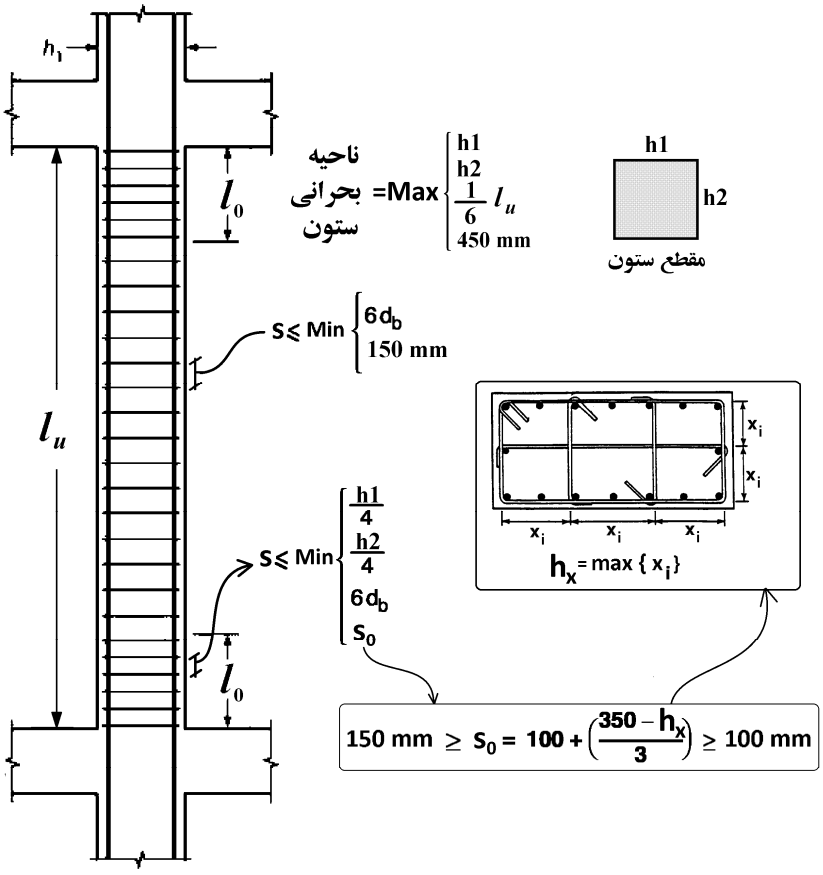
(b) Round spiral Column

ضوابط فاصله تنگها در ستونها (ACI-318-14):

ستون با شکل پذیری متوسط



ستون با شکل پذیری ویژه



به شکل زیر توجه کنید. حجم میلگردهای طولی بالا بوده و بنابراین فاصله میلگردها کم می باشد. در این حالت بتن نمی تواند از بین میلگردها عبور کند و مقطع ممکن است کرمو شود.

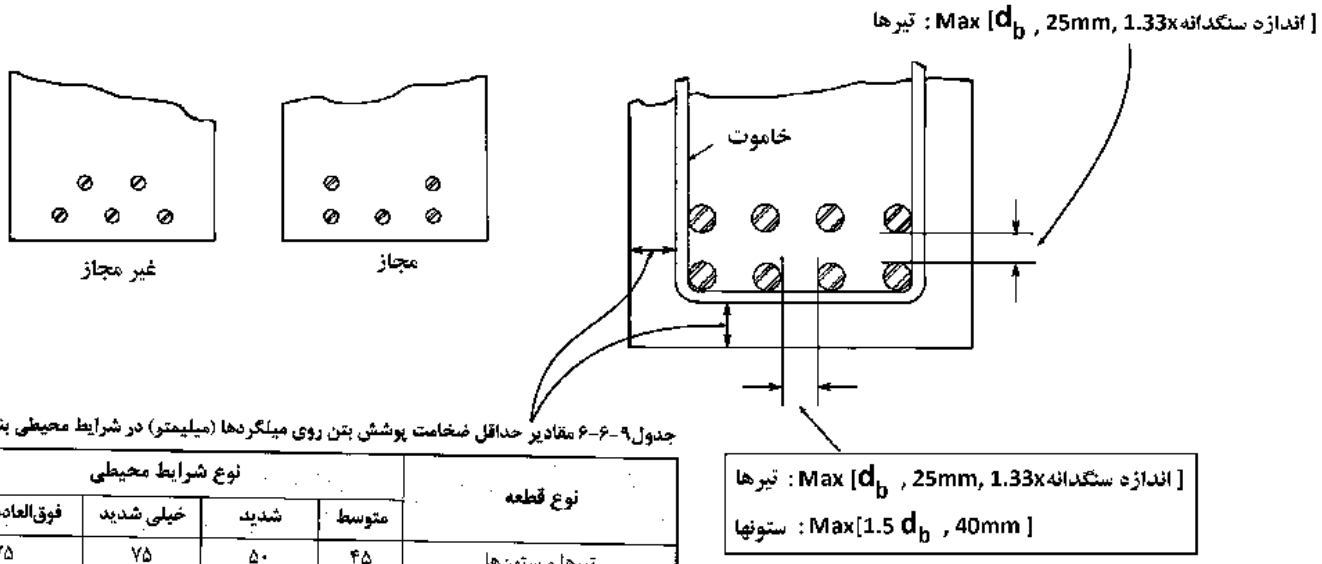


۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

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.

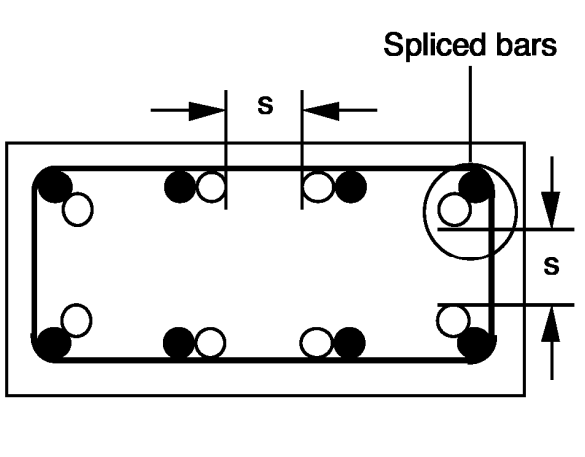
۹-۱۴-۱۱-۱-۴ دراعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.



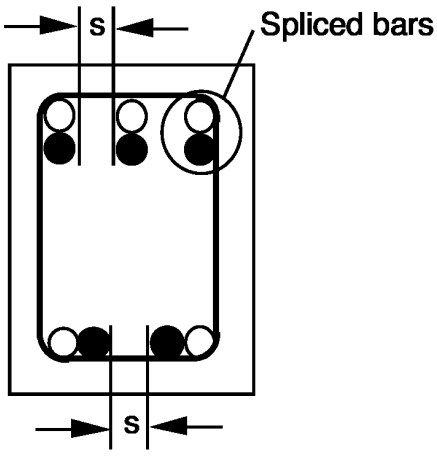
جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

به شکل زیر توجه کنید. فاصله آزاد بین میلگردها باید در محل وصله نیز رعایت شود:



(b) Column With Offset Corner Bars



(c) Beam Bar Splices

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

۹-۲۳-۳-۲-۱-۲ 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 S ۴۰۰ 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

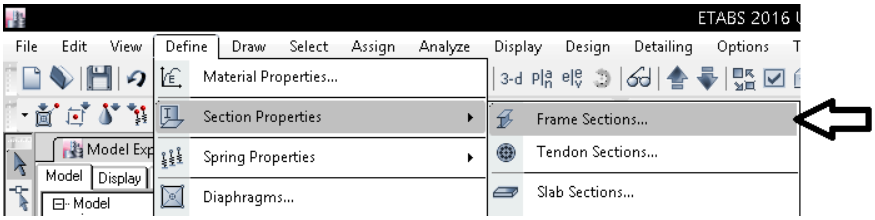
۹-۲۳-۴-۲-۲-۱ در این اعضاء نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S۴۰۰ است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

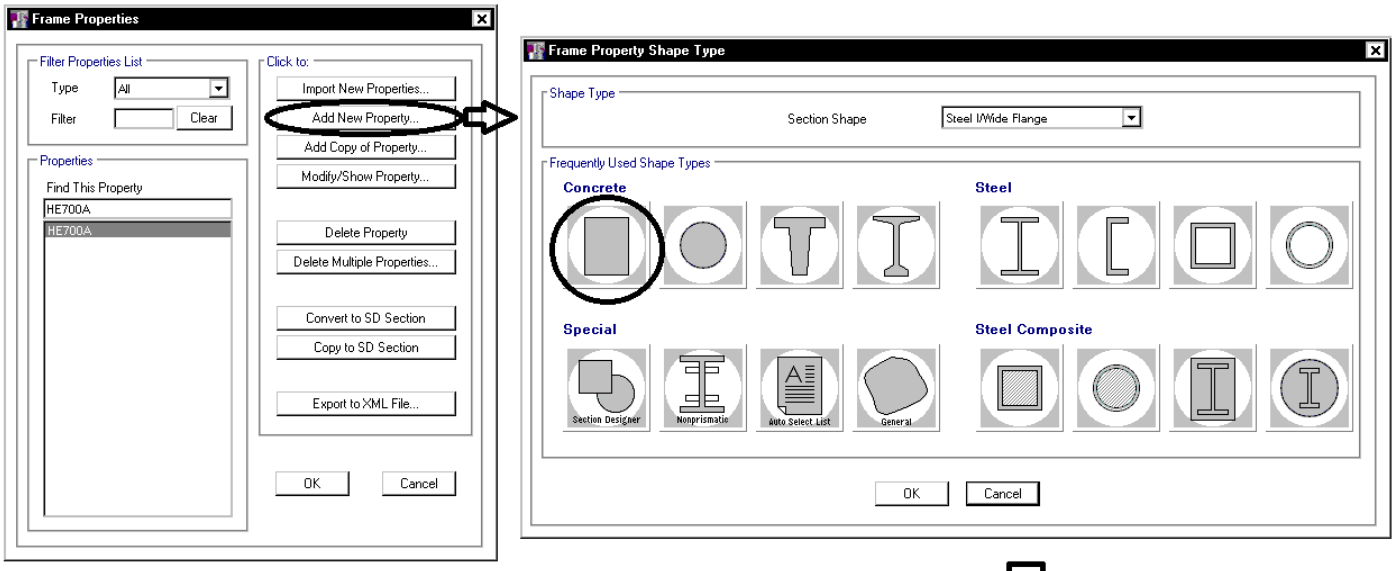
۹-۲۳-۴-۲-۲-۲ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

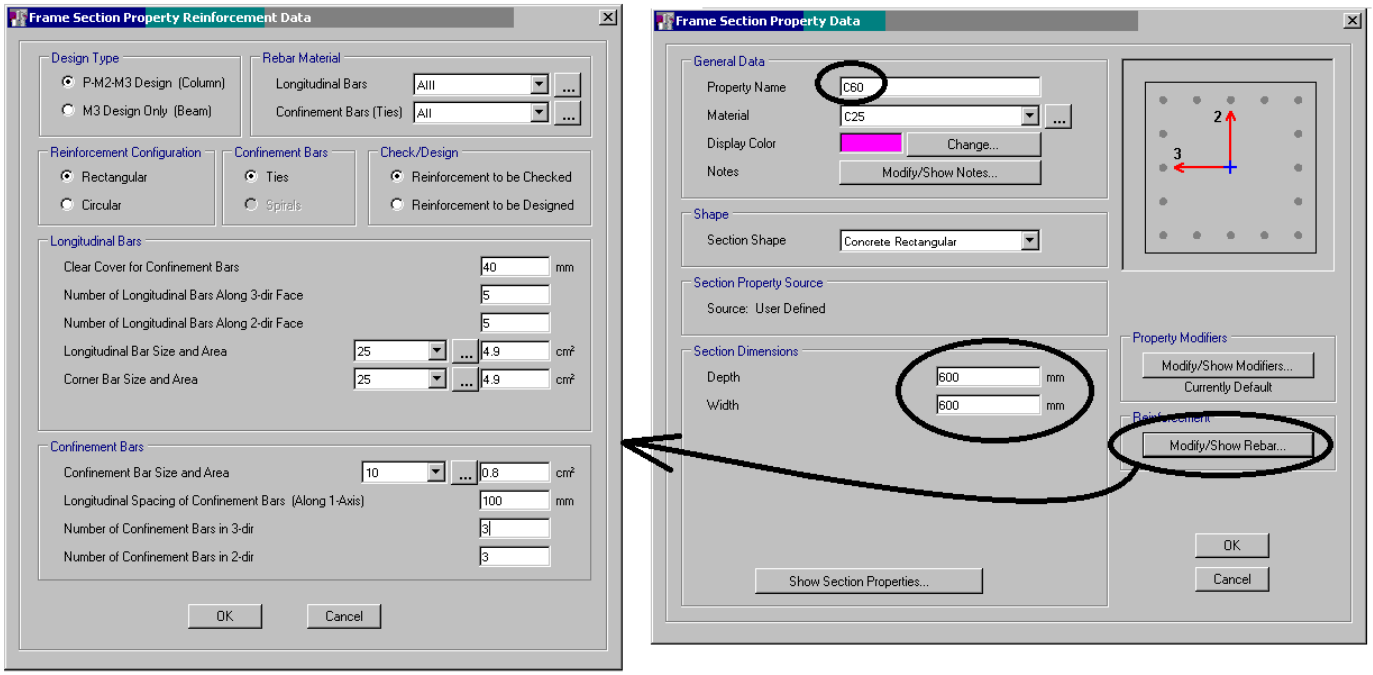
اصلاحیه مبحث نهم برای ستونهای با شکل پذیری متوسط:

صفحه ۲۰۱ بند ۹-۱۴-۹-۱	**۹-۱۴-۹-۱ درقطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ وبیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. درصورت استفاده ازفولاد S۴۰۰ در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.**	**۹-۱۴-۹-۱ درقطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ وبیشتر از ۰/۰۸ سطح مقطع کل باشد.**

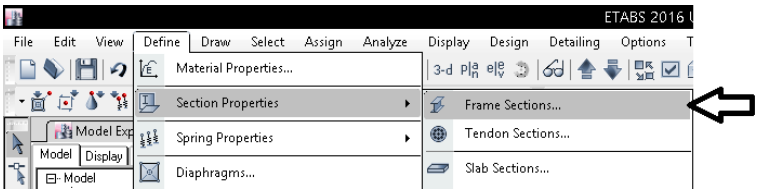
شکل زیر نحوه تعریف یک ستون 60x60 بتنی با $16\varphi 25$ نشان می دهد:

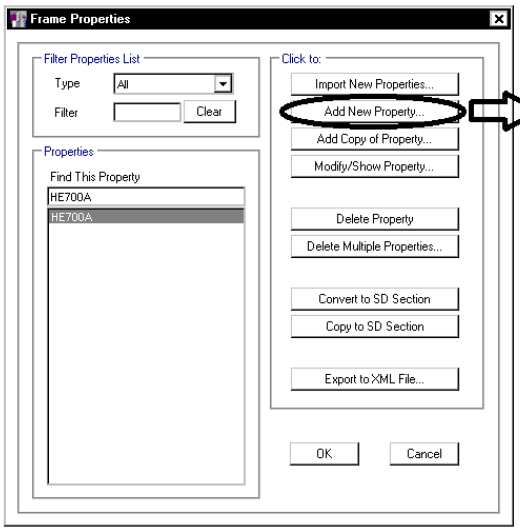


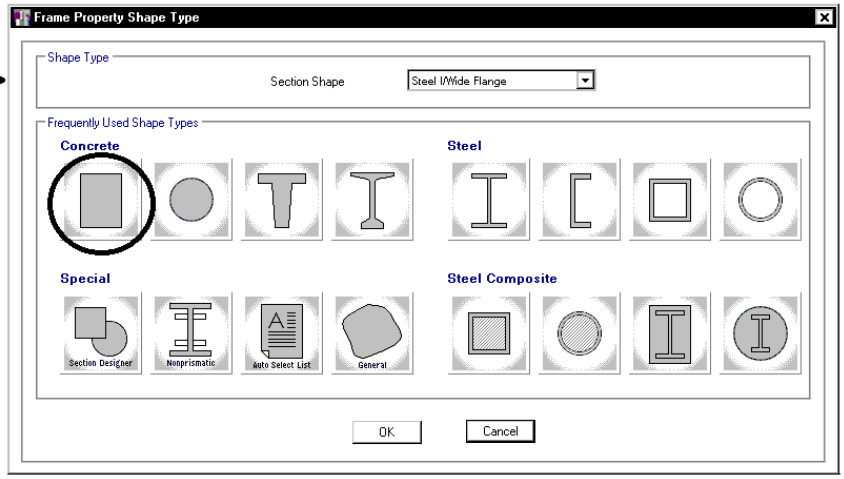


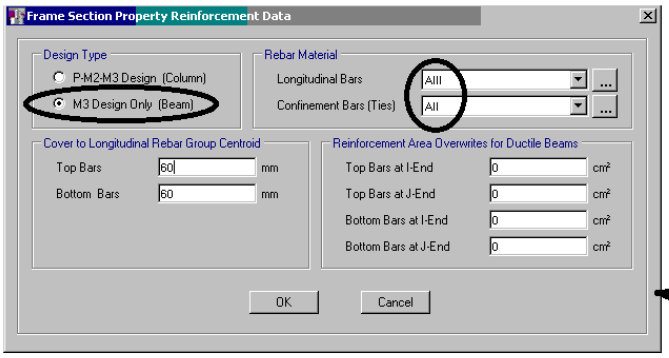


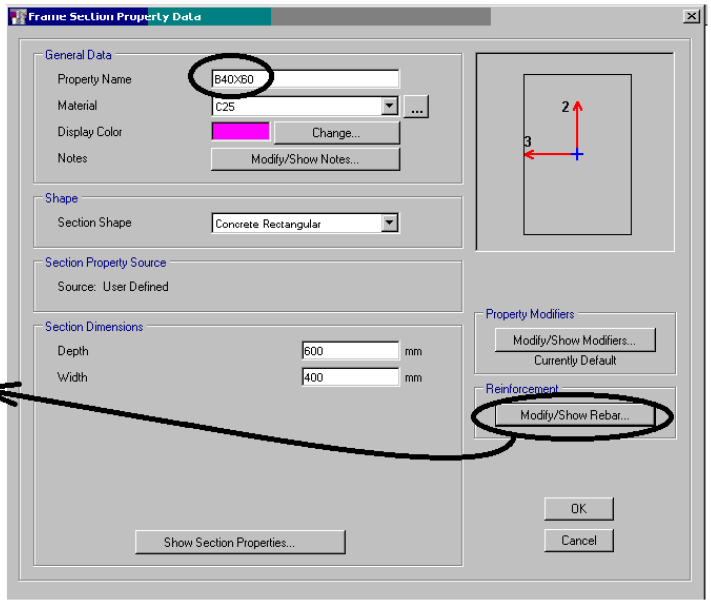
۳-۱-۵ مقطع تیر بتنی



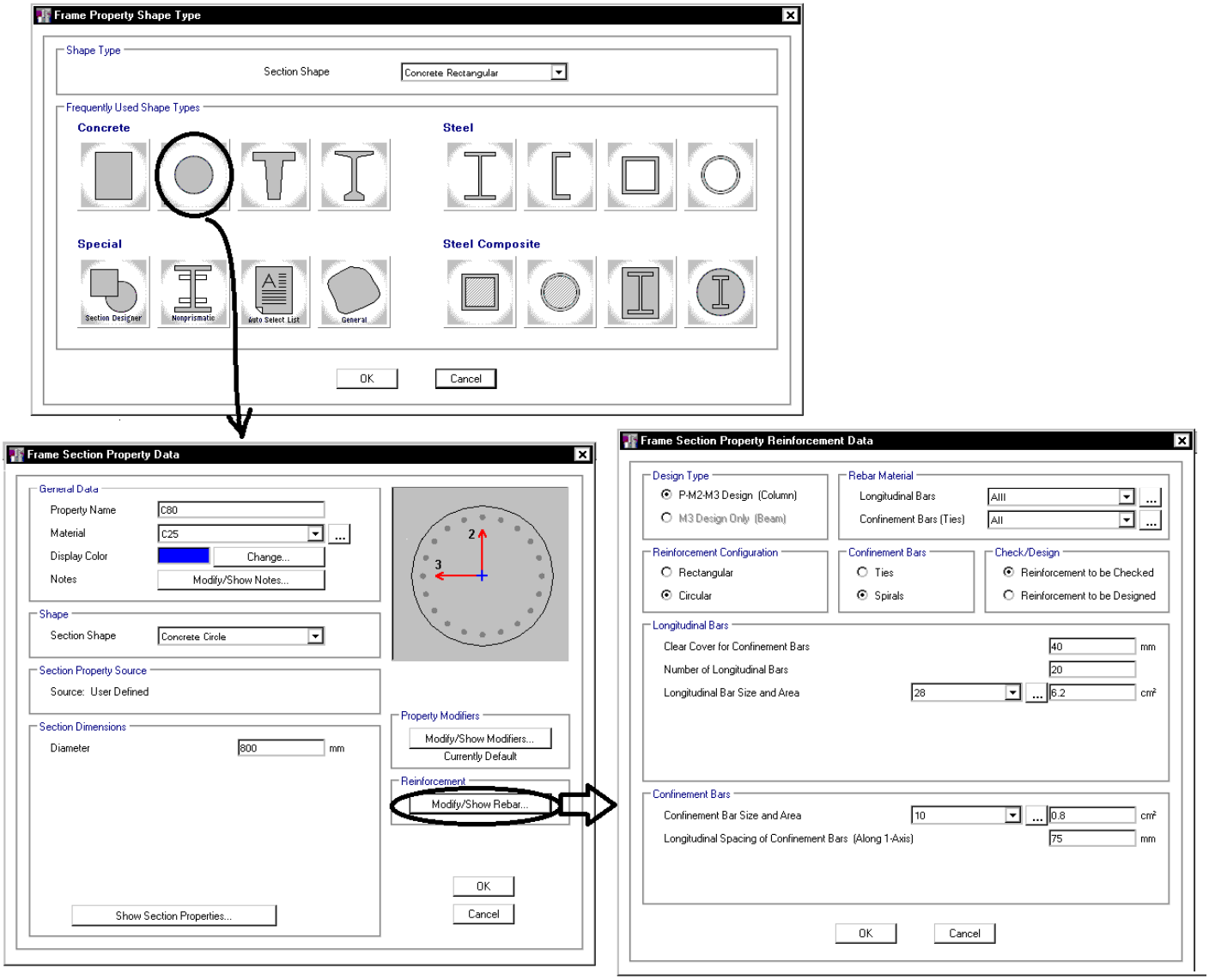








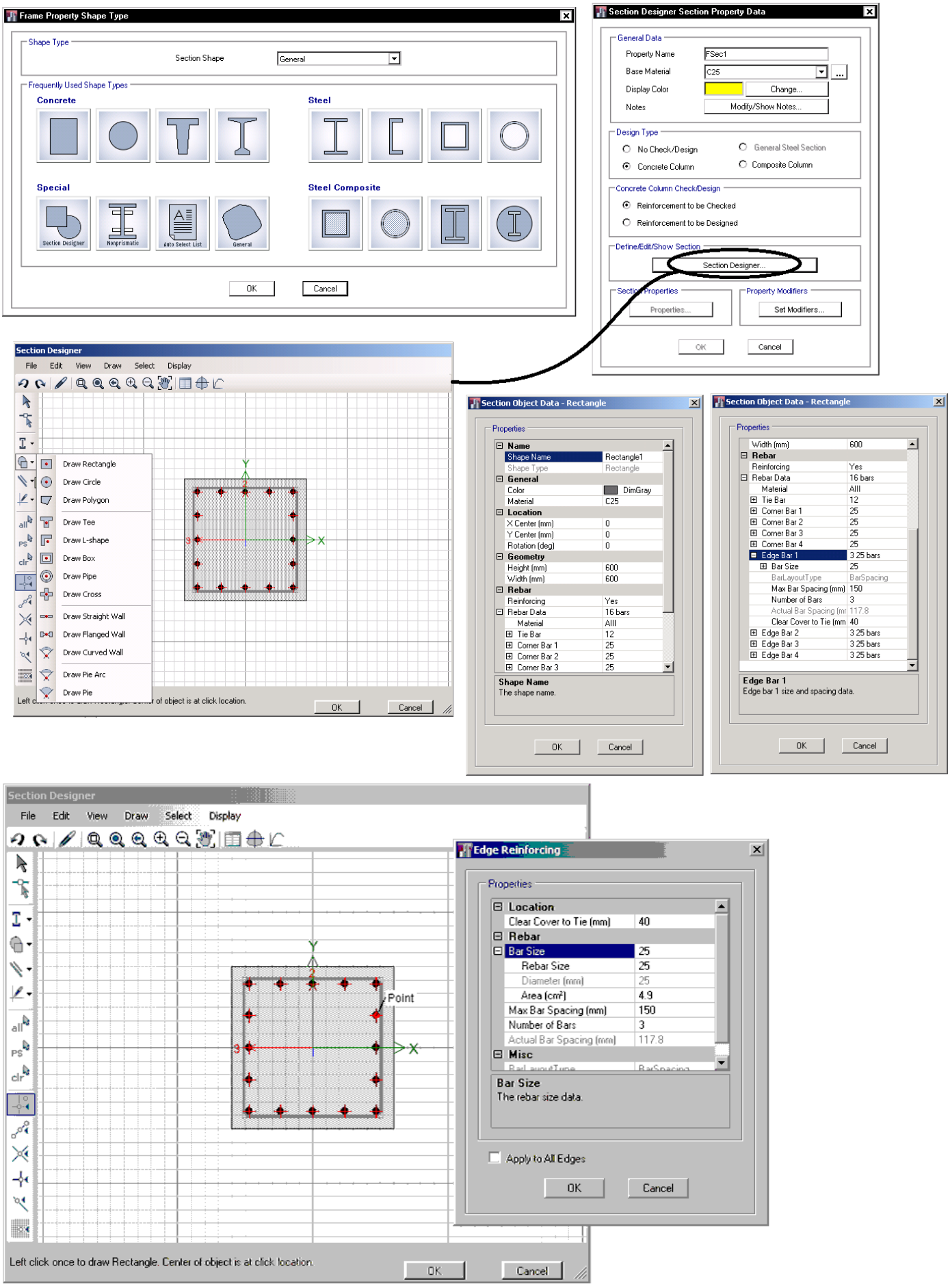
۳-۱-۶ مقطع ستون دایره ای بتنی

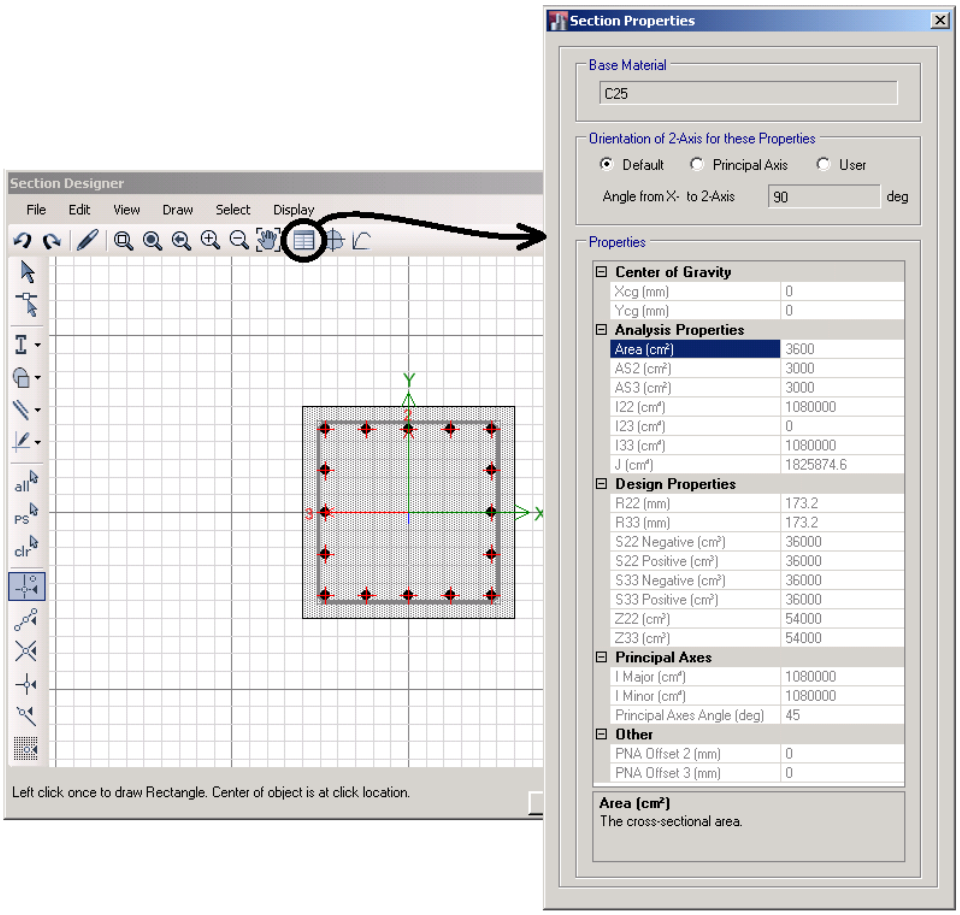


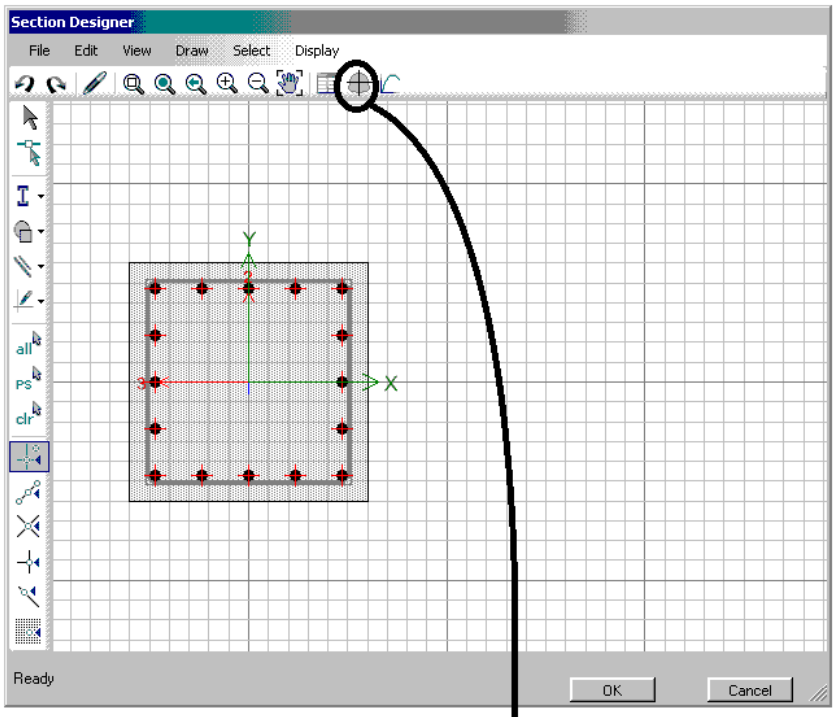
۳-۱-۷ مقطع بتنی در Section Designer

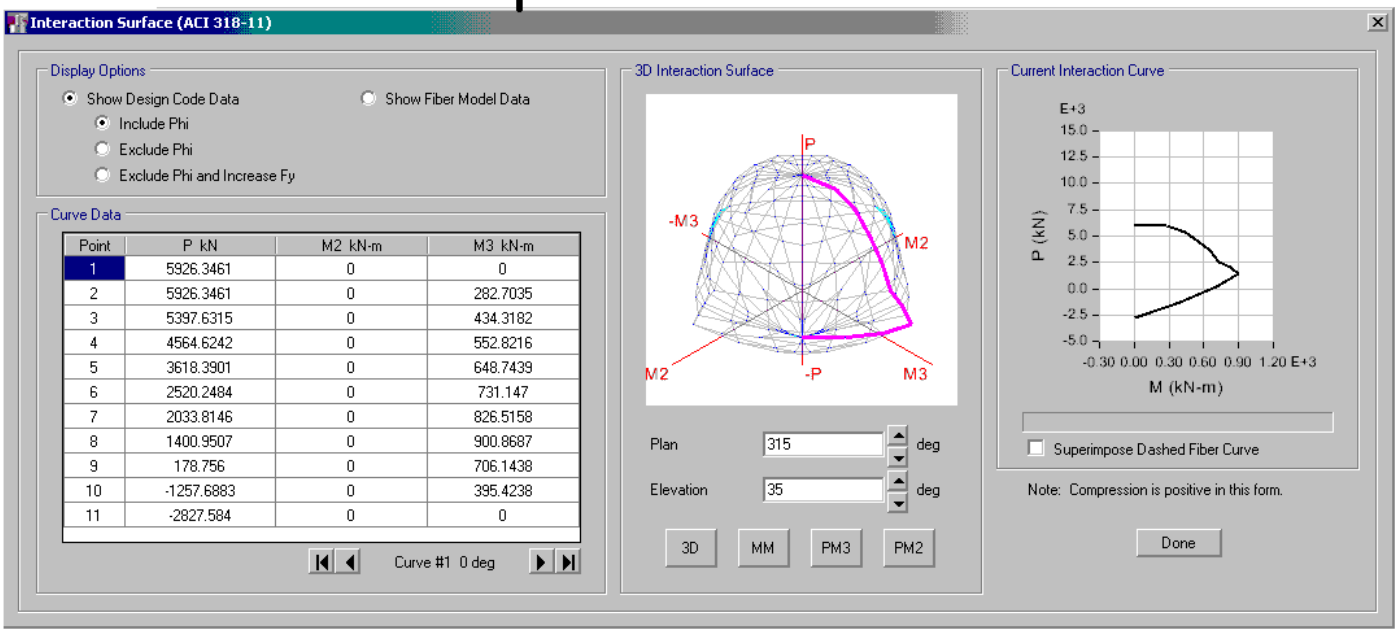
برای تعریف مقاطعی که شکل هندسی مشخصی ندارند (مستطیلی و یا دایره ای نیستند) از SD استفاده می شود.

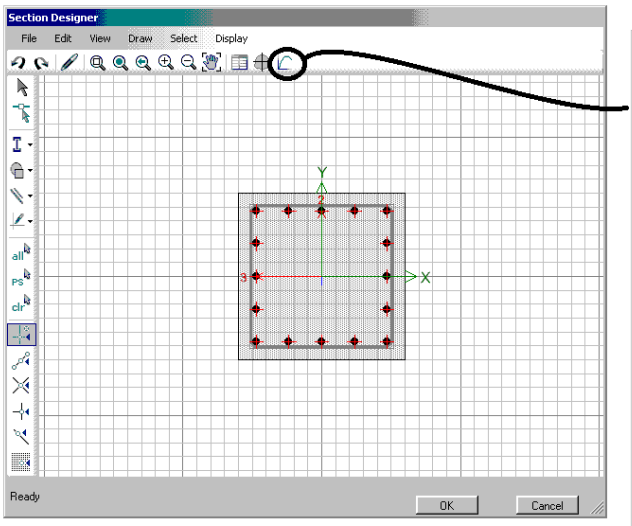
برای مثال در تعریف مقاطع دیوارهای برشی می توان از این قسمت استفاده کرد.

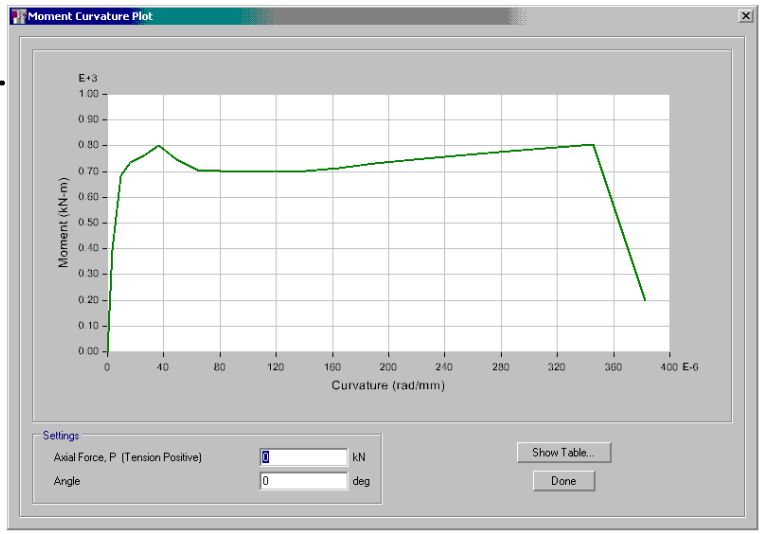



Section Designer
File Edit View Draw Select Display
Left click once to draw Rectangle. Center of object is at click location.
Section Properties
Base Material
C25
Orientation of 2-Axis for these Properties
Default Principal Axis User
Angle from X- to 2-Axis 90 deg
Properties
Center of Gravity
Xcg (mm)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

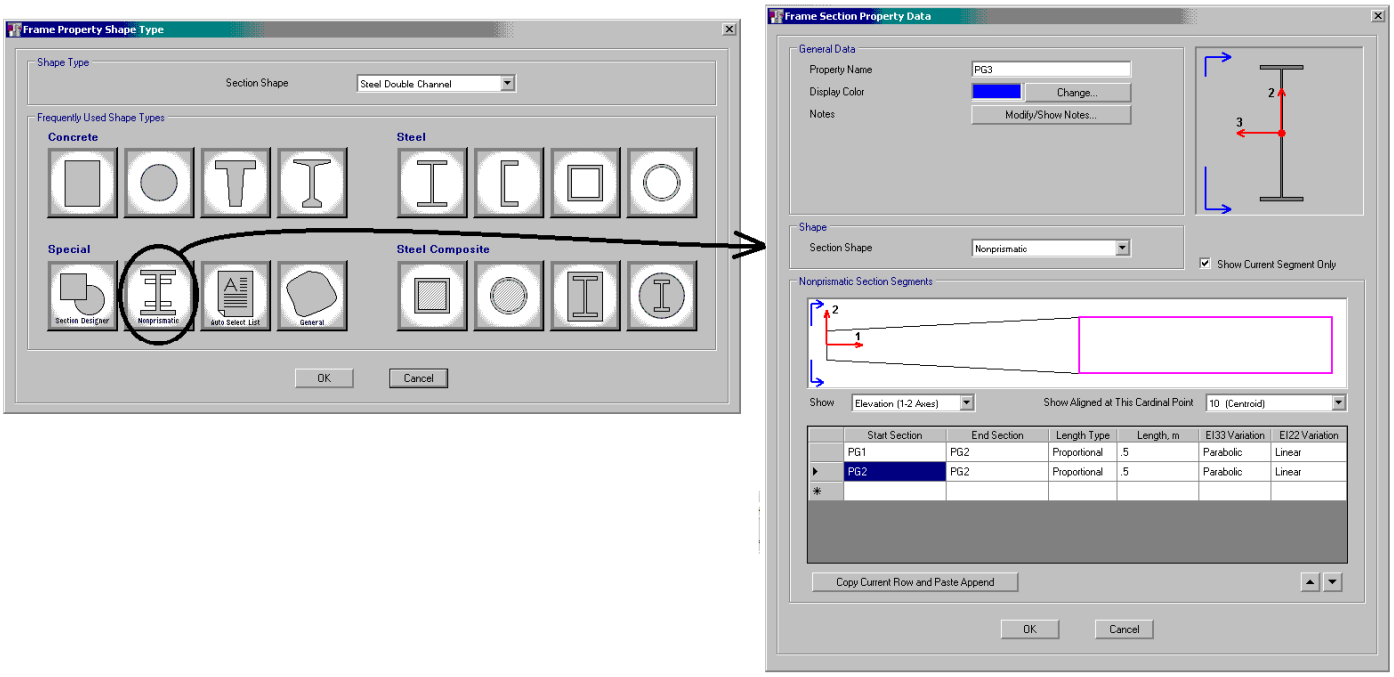

Interaction Surface (ACI 318-11)
Display Options
Show Design Code Data
Show Fiber Model Data
Include Phi
Exclude Phi
Exclude Phi and Increase Fy
Curve Data
Point P kN M2 kN-m M3 kN-m
1 5926.3461 0 0
2 5926.3461 0 282.7035
3 5397.6315 0 434.3182
4 4564.6242 0 552.8216
5 3618.3901 0 648.7439
6 2520.2484 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
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

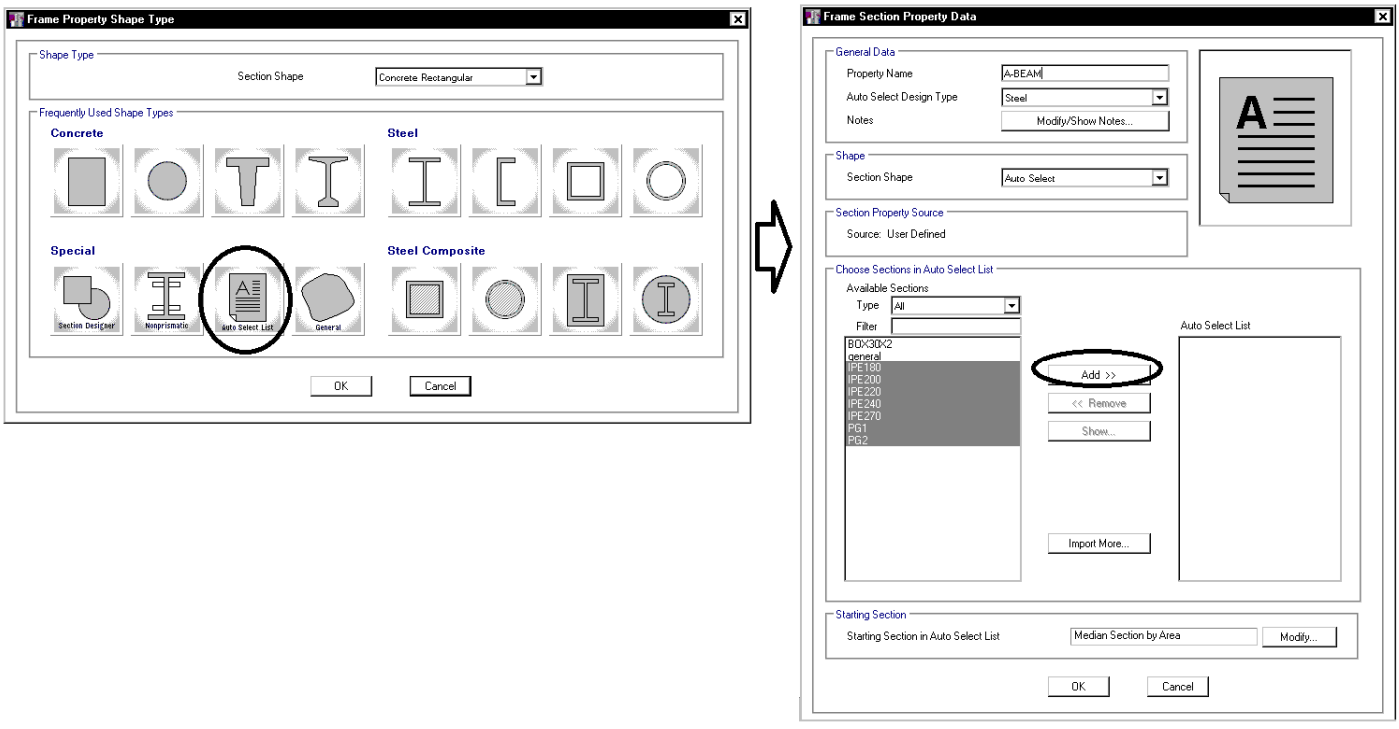
۳-۱-۸ مقطع متغیر

برای تعریف ستونهای با مقطع متغیر (برای مثال در سوله ها) می توان از این قسمت استفاده کرد.



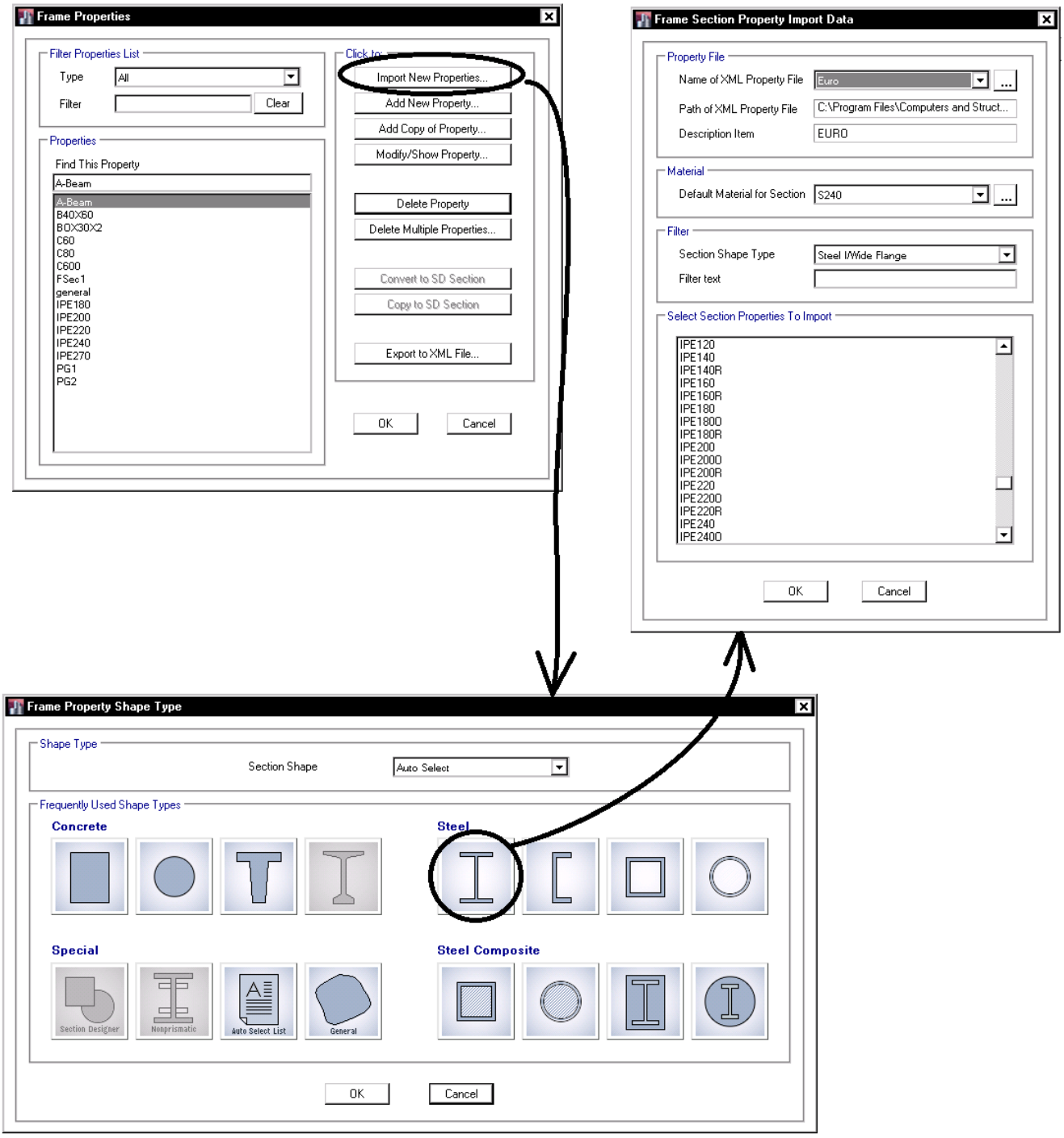
۳-۱-۹ مقطع Auto Selection

پس از تعریف مقاطع و کامل نمودن کتابخانه مقاطع، می توان یک مقطع اتوماتیک تعریف نمود. سپس تیرها و یا ستونها را با مقطع اتوماتیک ترسیم کرد. اگر عضوی با این مقطع (مقطع Auto) ترسیم شود، توسط ایتبس کوچکترین مقطع ممکن (از بین مقاطع معرفی شده) برای آن عضو انتخاب می شود.



۳-۱-۱۰ مقاطع جدول اشتایل

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



۳-۱-۱۱ 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؟

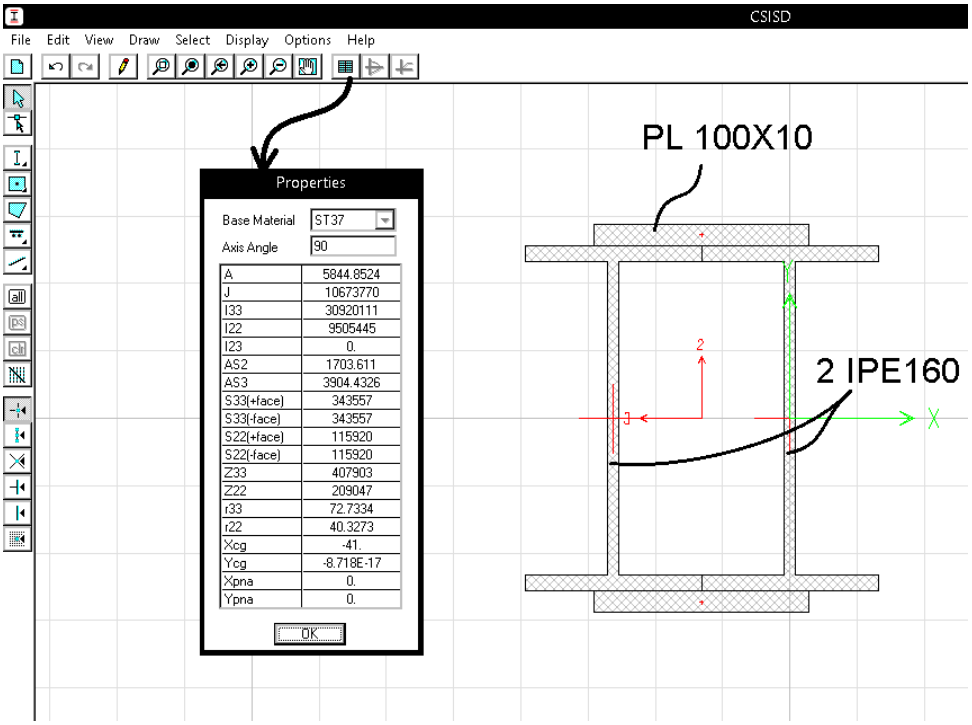
پاسخ: اگر مقطعی در SD تعریف شود، ایتبس قادر به کنترل ضخامت اجزای تشکیل دهنده مقطع (بال و یا جان) نخواهد بود و آنرا از نظر لرزه ای غیر فشرده خواهد شناخت. بنابراین برای اینکه مقاطع فولادی از نظر طراحی قابل قبول باشند، بهتر است در SD تعریف نشوند.

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

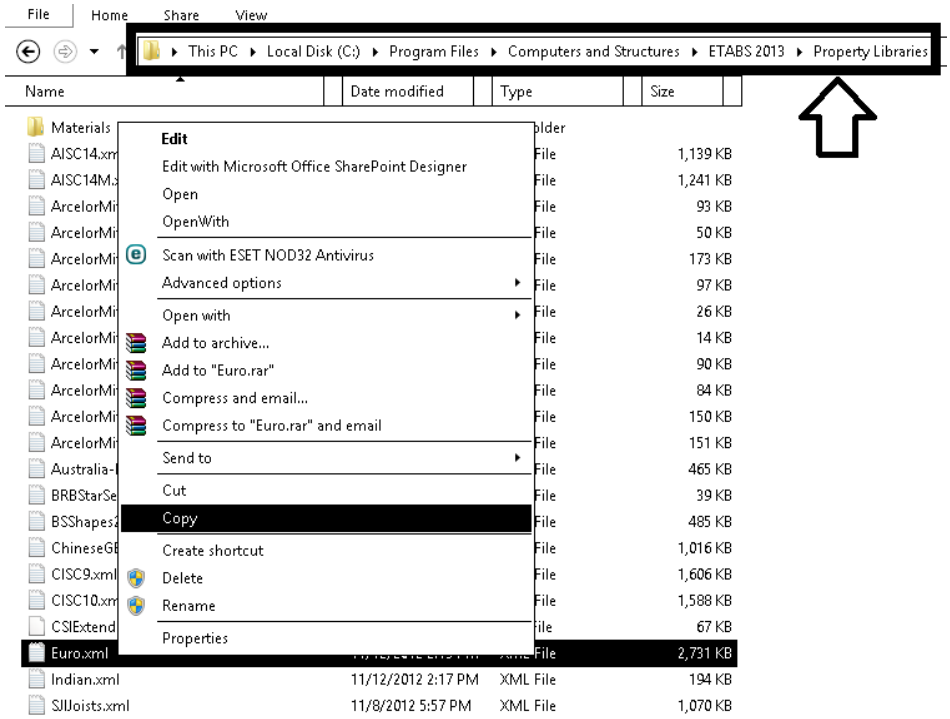
در این مراحل ابتدا مقطع مورد نظر در SD تعریف می شود و سپس مشخصات مقطع تعریف شده (مساحت، ممان اینرسی، ...) در جدول اشتایل ایتبس وارد می شود و پس از تعریف آن در جدول اشتایل، همان مقطع از طریق ایتبس import می شود:

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

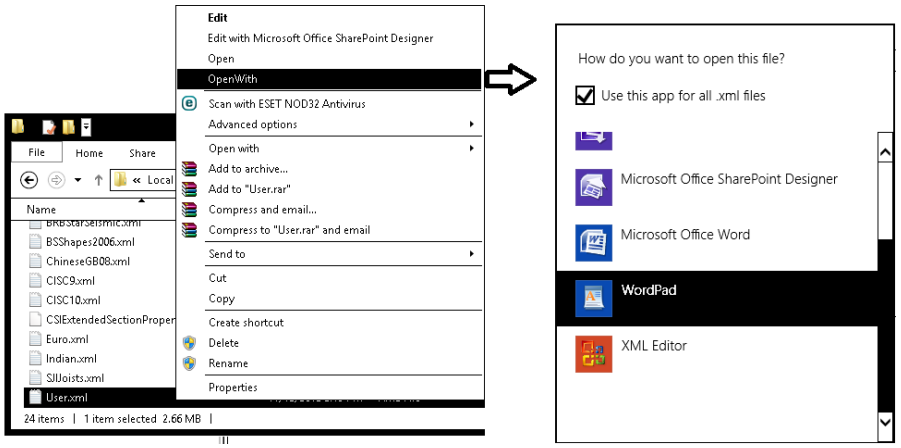
- در ویرایش فعلی ETABS16.0.2 متاسفانه SD پارامترهای مربوط به مشخصات مقطع را صحیح محاسبه نمی کند که امید می رود در ورژنهای بعدی اصلاح شود. فعلا برای استخراج مشخصات مقطع می توانید از section designer ایتبس ۹ استفاده نمایید.



۲- 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:




```
<STEEL_BOX>
  <LABEL>2IPE160+PL10</LABEL>
  <EDI_STD>2IPE160+PL10</EDI_STD>
  <DESIGNATION>B</DESIGNATION>
  <HT>160</D>
  <B>80</BF>
  <TF>24.403</TF>
  <TW>5.323</TW>
  <A>5844.8524</A>
  <I33>30920111</I33>
  <Z33>407903</Z33>
  <AS3>3904.4326</AS3>
  <I22>9505445</I22>
  <Z22>209047</Z22>
  <AS2>1703.611</AS2>
  <J>10673770</J>
  <S33POS>343557</S33POS>
  <S33NEG>343557</S33NEG>
  <S22POS>115920</S22POS>
  <S22NEG>115920</S22NEG>
  <R33>72.7334</R33>
  <R22>40.3273</R22>
</STEEL_BOX>
```

- 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.
- هنگام طراحی و کنترل مقاومت برشی مقطع، ایتبس به مقدار AS2 و AS3 توجه نمی کند و مقدار مساحت برشی را بر اساس مقادیر زیر مجددا محاسبه می کند:

$$AS2=2\times TW\times HT \qquad AS3=2\times TF\times B$$

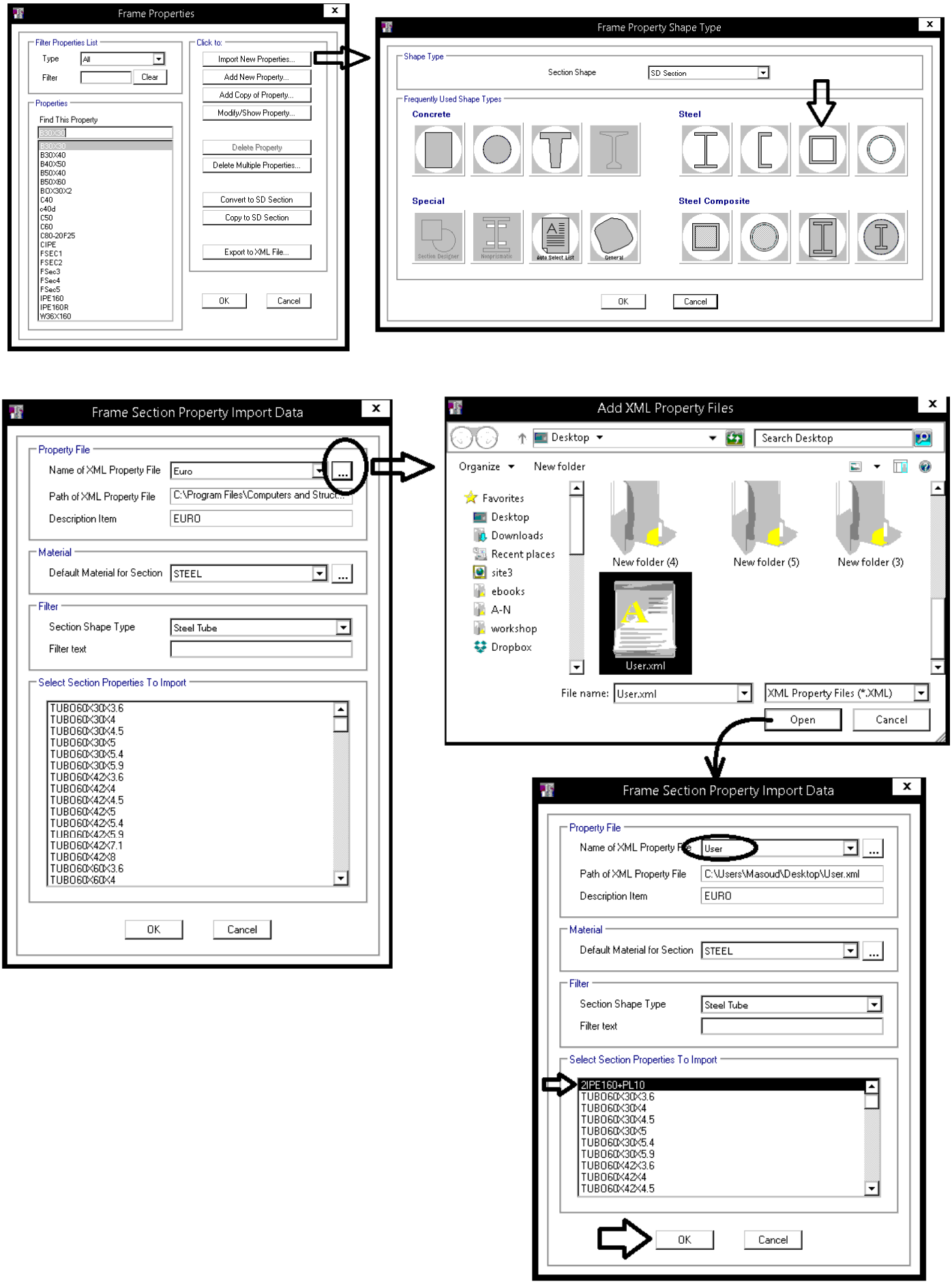
بنابراین برای اینکه مقاومت برشی به صورت صحیح کنترل شود، مقادیر <HT> ، <B> ، <TF> و <TW> باید به صورت زیر محاسبه و وارد شوند:

۱- مقادیر HT و B تقریبا برابر عرض و ارتفاع کلی مقطع منظور شوند تا هنگام نمایش هندسی مقطع در ایتبس سایز مقطع معادل غیر طبیعی نباشد. مقطع مورد نظر جفت IPE160 با ورق تقویتی می باشد. بنابراین ضخامت بال و جان معادل برابر خواهد بود با:

$$2\times TW\times HT=AS_2 \qquad TW=\frac{1}{2}\times\frac{AS_2}{HT} \qquad \rightarrow \quad TW=\frac{1}{2}\times\frac{1703.611}{160}=5.323 \ \ mm$$

$$2\times TF\times B=AS_3 \qquad TF=\frac{1}{2}\times\frac{AS_3}{B} \qquad \rightarrow \quad TF=\frac{1}{2}\times\frac{3904.4326}{80}=24.403 \ \ mm$$

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



۳-۱-۱۲ مقاطع لانه زنبوری و نکات مربوط به سقف کامپوزیت

۱۰-۳-۷ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی
۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط
۱۰-۳-۹ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط باید دارای شرایط زیر باشند.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر و در نیمهٔ میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طورکامل فراهم گردد.

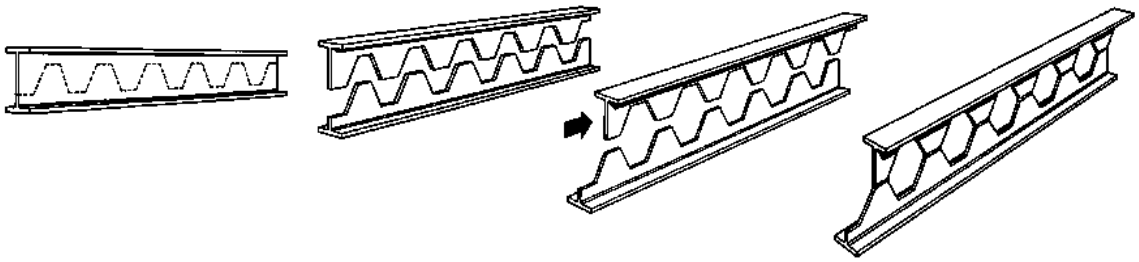
۱۰-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی
۱۰-۳-۱۱ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه

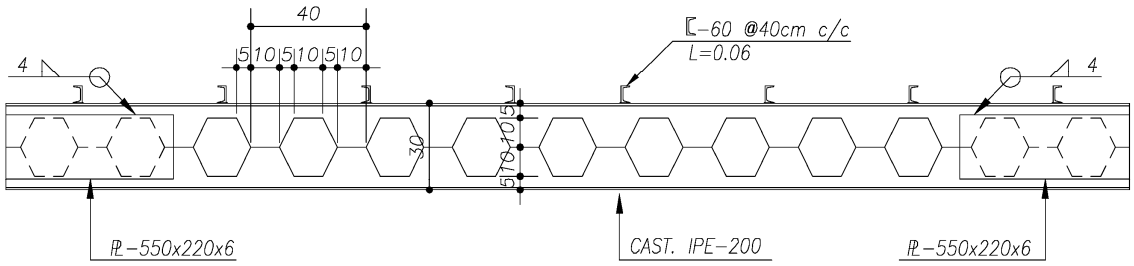
ب) تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری،۷و۸) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های طراحی در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های طراحی مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

۱۰-۳-۱۲ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا

الف) مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نورد شده یا ساخته‌شده از ورق) یا از نوع قوطی شکل ساخته شده از ورق باشد.

ب) جان (یا جان‌ها) باید از یک ورق تک بدون هر گونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و در آن هیچ‌گونه بازشویی نباید ایجاد شود.



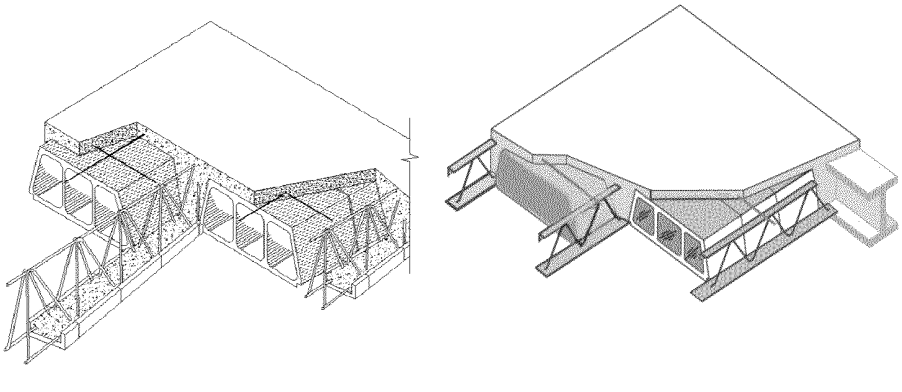


IPE-200(CAST.) نمای تیر

sc. 1:25

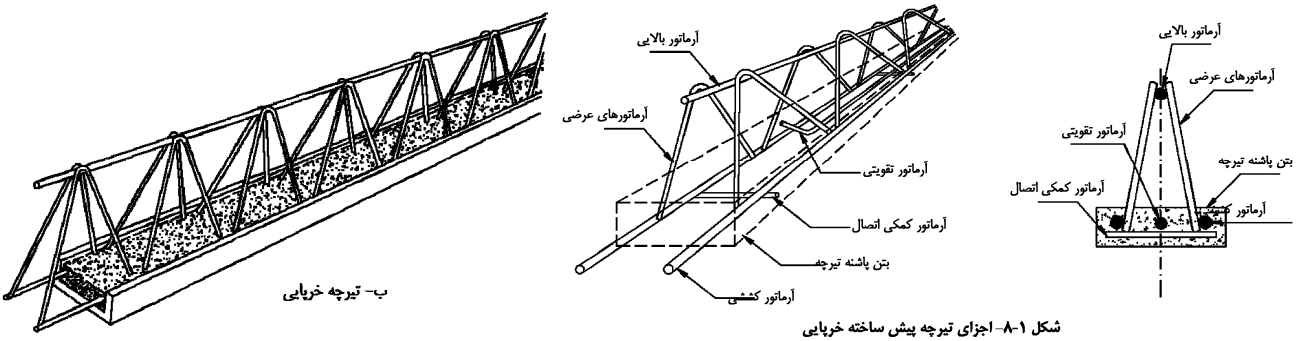
۳-۲ تعریف انواع سقف ها

۳-۲-۱ سقف تیرچه بلوک

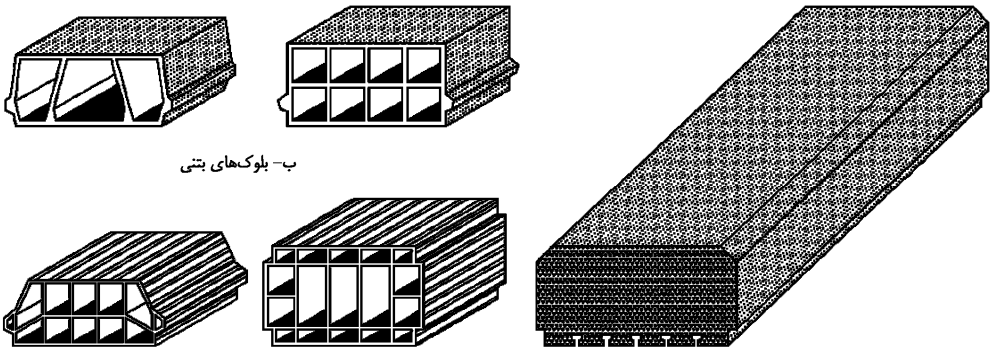


الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز

ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی



شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی



ب- بلوک‌های بتنی

الف- بلوک پلی‌استایرن

ج- بلوک‌های سفالی



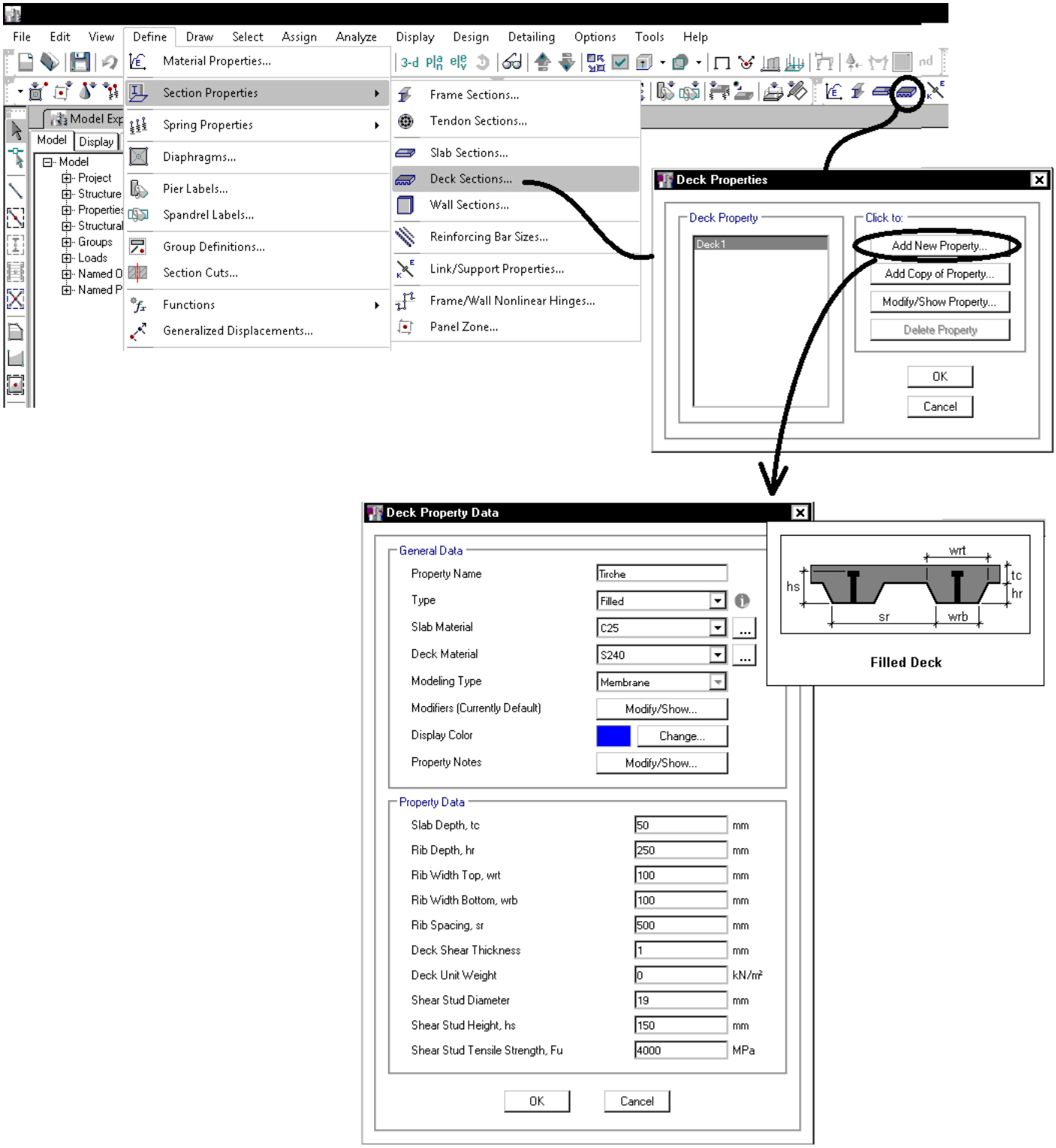




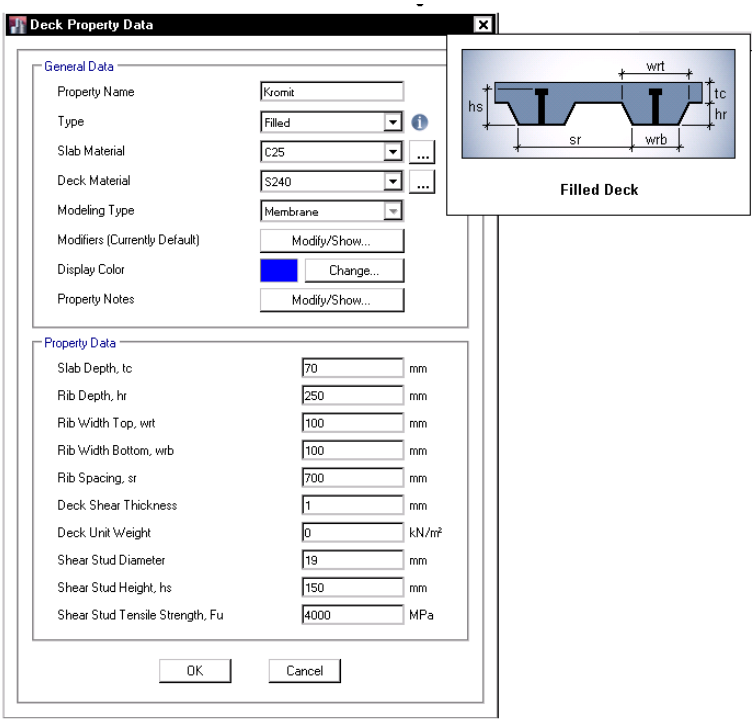
- ETABS قادر به طراحی تیرچه های سقف تیرچه بلوک نیست (قادر نیست میلگردهای لازم برای تیرچه ها را محاسبه کند).

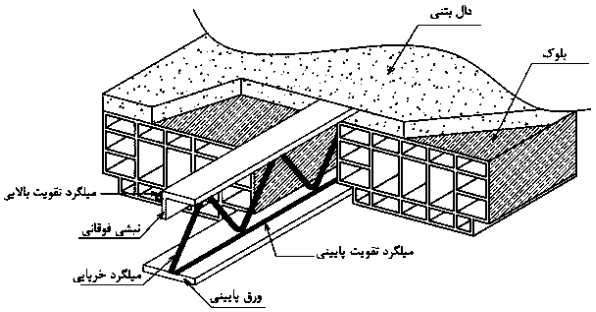
ولی باید هندسه آن در مدل ترسیم کرد تا سختی آنها در هنگام تحلیل سازه منظور شود و همچنین امکان توزیع مناسب بارها به تیرهای کناری فراهم شود.

برای تعریف مقطع سقف تیرچه بلوک می توان مطابق شکل زیر عمل کرد:



۳-۲-۲ سقف کرومیت



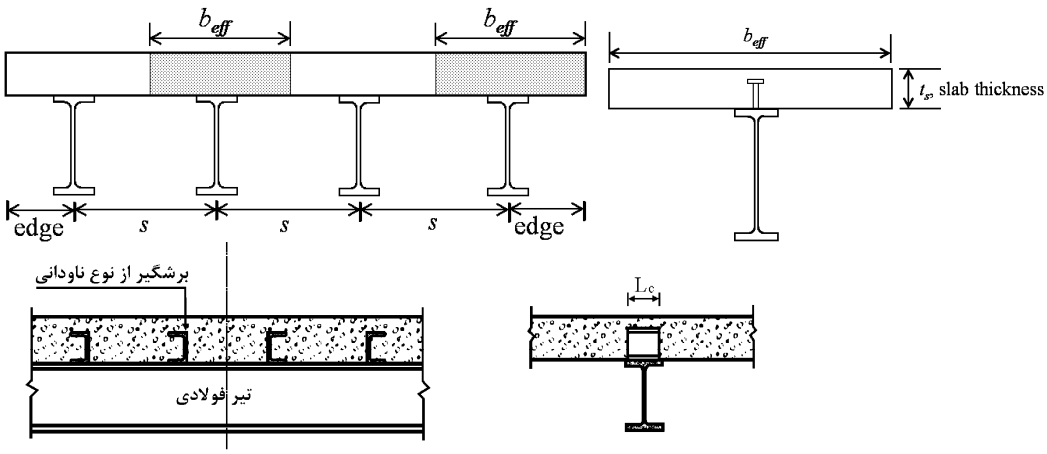


۳-۲-۳ سقف کامپوزیت

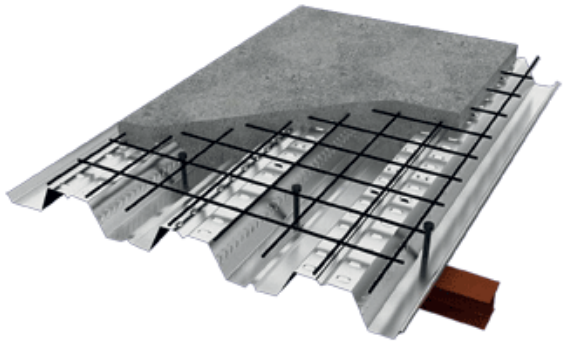




سوال: آیا وارد کردن اعداد در قسمت Composite Deck Studs لازم می باشد؟



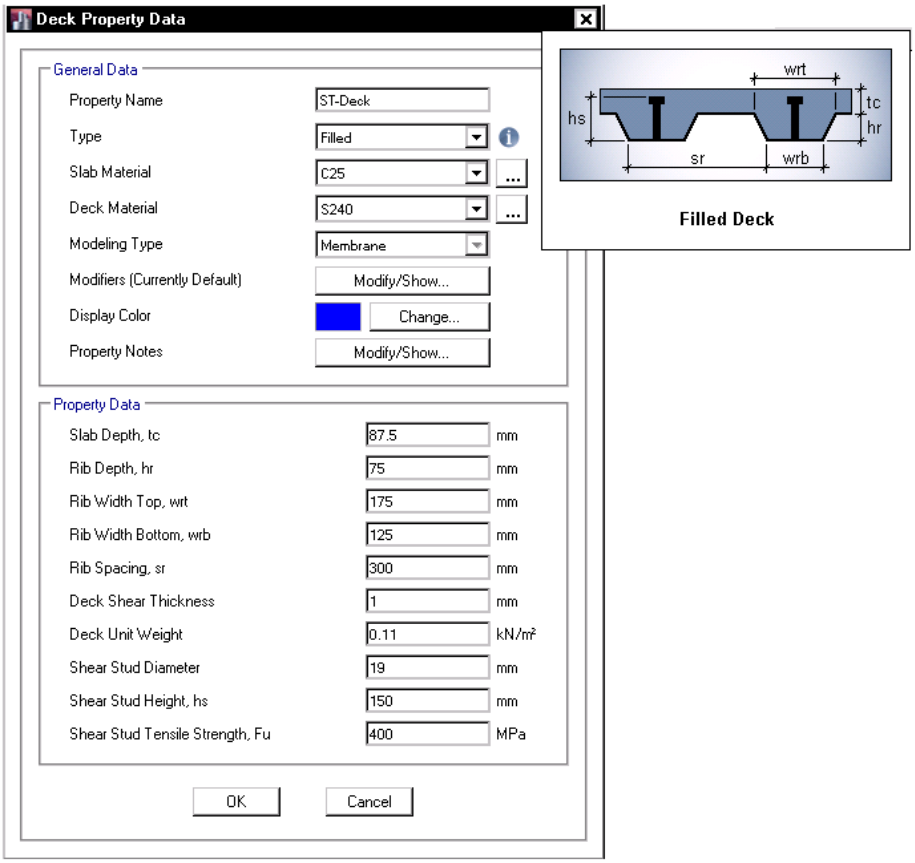
۳-۲-۴ سقف عرشه فولادی



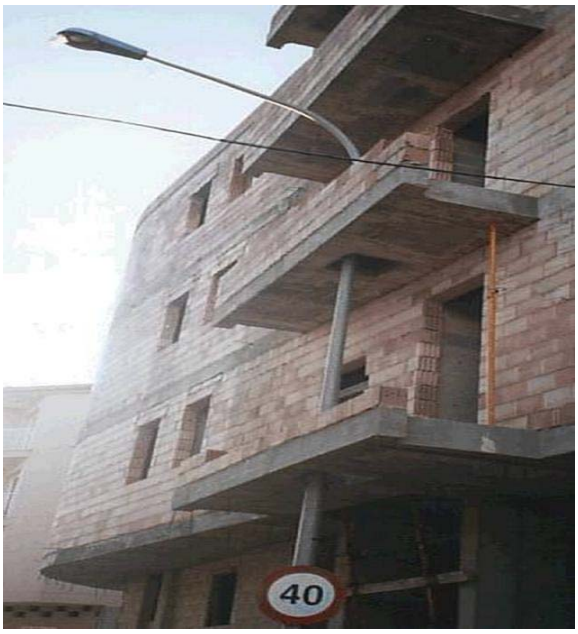




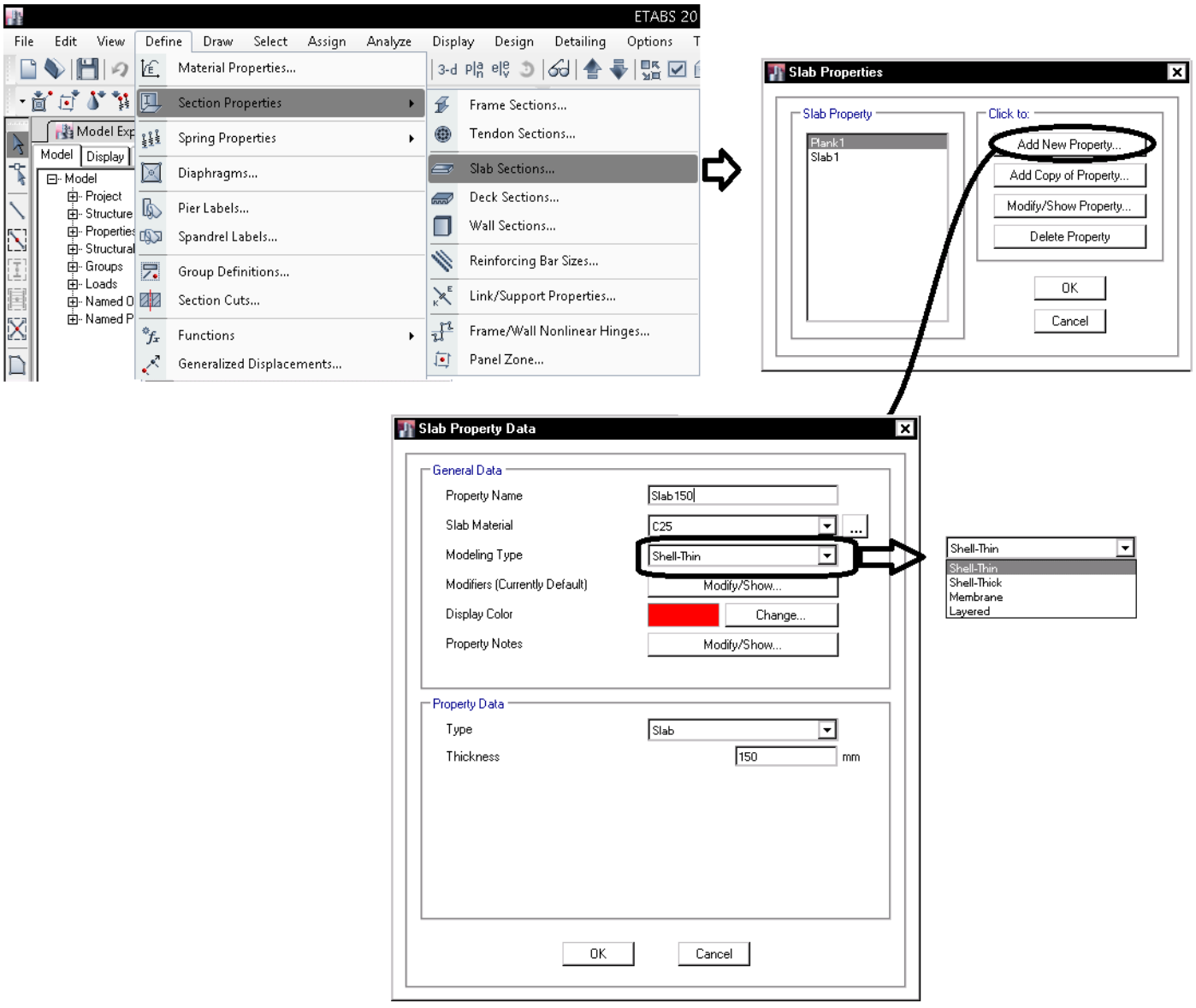




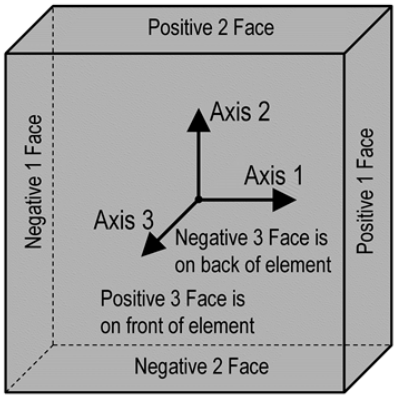
۳-۲-۵ دال بتنی

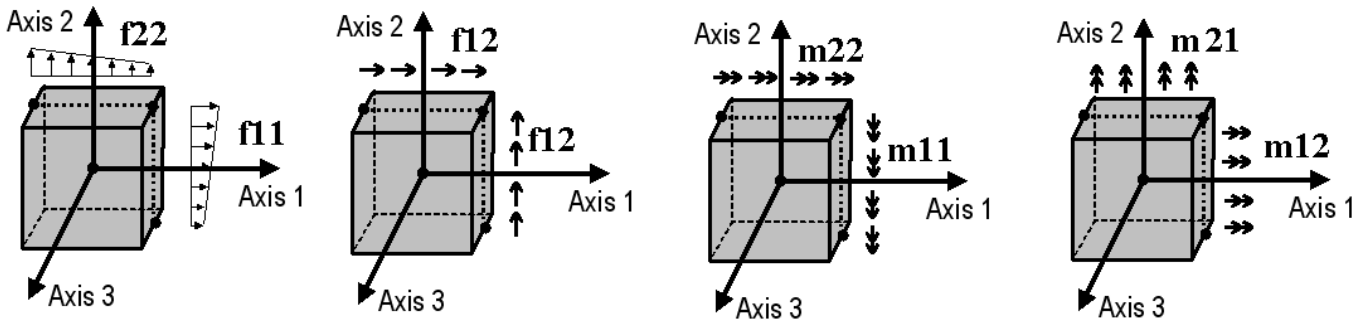


تفاوت shell و membrane در نرم افزار چیست؟



۳-۲-۵-۱ تفاوت shell و Membrane





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

۹-۱۳-۵-۲ اعضای صفحه‌ای

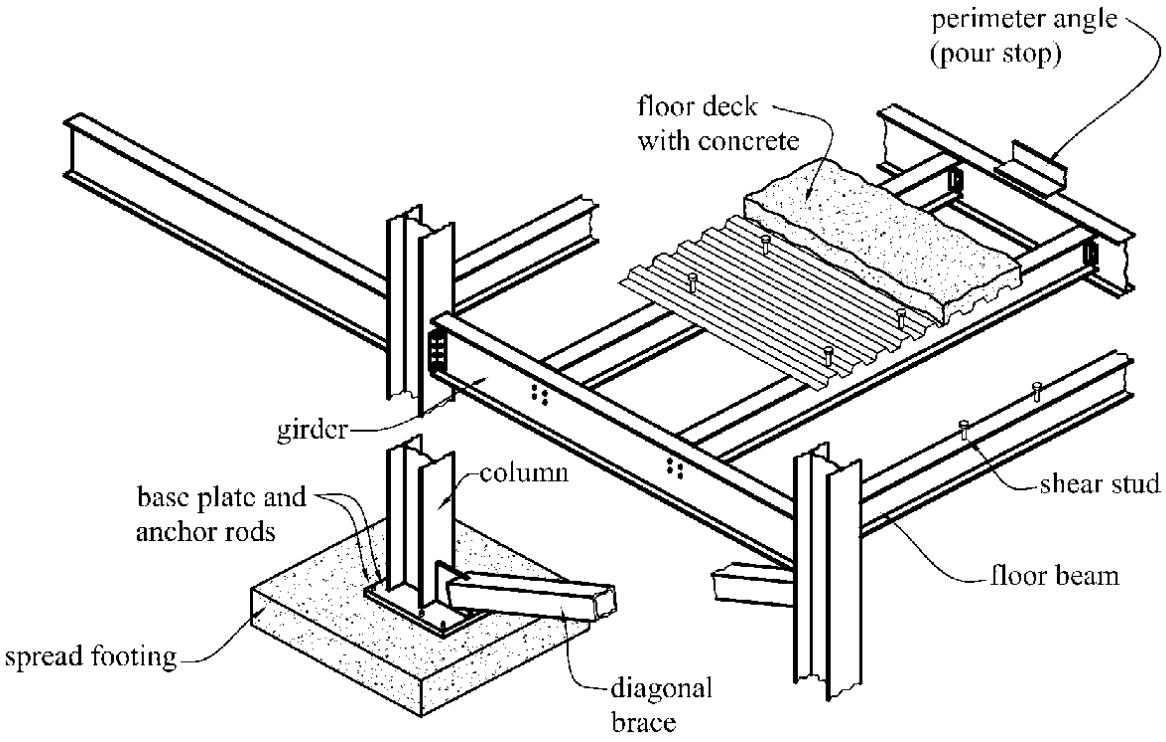
در اعضای صفحه‌ای یکی از ابعاد (ضخامت) بطور قابل ملاحظه‌ای از دو بعد دیگر کوچکتر است. در صفحات نازک نسبت ضخامت به عرض صفحه کمتر یا مساوی $\frac{۱}{۱۰}$ منظور می‌شود. دال‌ها و دیوارها نمونه‌هایی از صفحات نازک و شالوده‌ها نمونه‌هایی از صفحات ضخیم هستند.

۳-۳ سیستم های باربر جانبی

به شکل زیر توجه نمایید. عرشه فولادی به همراه تیرچه ها بار سقف را تحمل می کنند. سپس بار ثقلی از طریق تیرچه ها به شاهتیر فولادی منتقل می شود. سپس بار ثقلی از طریق ستون به پی منتقل می شود. بنابراین سیستم بار بر ثقلی شامل کف، تیرچه، شاهتیر، ستون و پی می باشد.
تحمل بار جانبی توسط بادبند قطری انجام خواهد شد. علاوه بر بادبند، تیرها و ستونهای دهانه بادبند نیز در تحمل بار جانبی مشارکت خواهند داشت. بار جانبی از طریق بادبند و ستونهای اطراف آن به پی منتقل می شود. بنابراین سیستم باربر جانبی شامل بادبند، تیر و ستون دهانه بادبند و نیز پی باشد. تیرهای دهانه هایی که بادبند ندارند اگر به صورت مفصلی به ستون متصل شده باشند، در تحمل زلزله مشارکت نخواهند داشت.

مسیر بار:

- بار ابتدا از سقف عرشه فولادی به تیرچه ها منتقل می شود.
- سپس تیرچه ها بار را تحویل شاهتیر میدهند.
- بار از شاهتیر به ستون و سپس به پی منتقل می شود.
- انتقال بار جانبی (مانند زلزله) به عهده بادبند ها می باشد.



سیستم های مختلف باربر را می توان به صورت زیر طبقه بندی نمود:

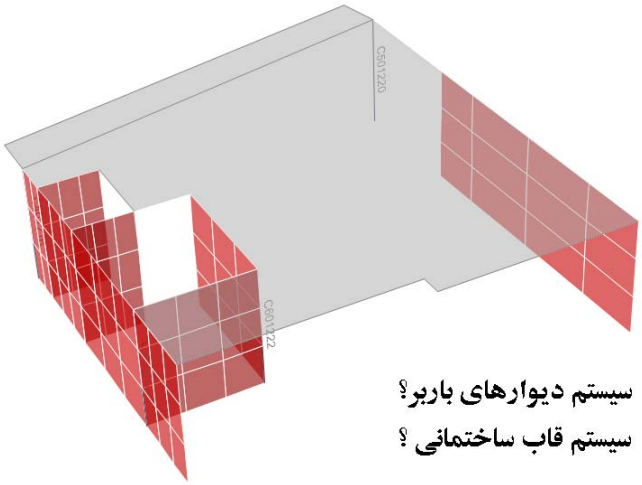
۱- سیستم دیوار باربر
۲- سیستم قاب ساختمانی
۳- سیستم قاب خمشی
۴- سیستم دوگانه
۵- سیستم کنسولی

۳-۳-۱ سیستم دیوار باربر

در شکل زیر تنها یک ستون در گوشه قرار گرفته است.

عمده بار ثقلی توسط دیوار بتنی تحمل می شود.

تحمل زلزله نیز به عهده دیوار برشی است.



سیستم دیوارهای باربر؟

سیستم قاب ساختمانی ؟

تعریف سیستم دیوار باربر در استاندارد ۲۸۰۰:

۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

۳-۳-۱ سیستم قاب ساختمانی

تعریف استاندارد ۲۸۰۰:

۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

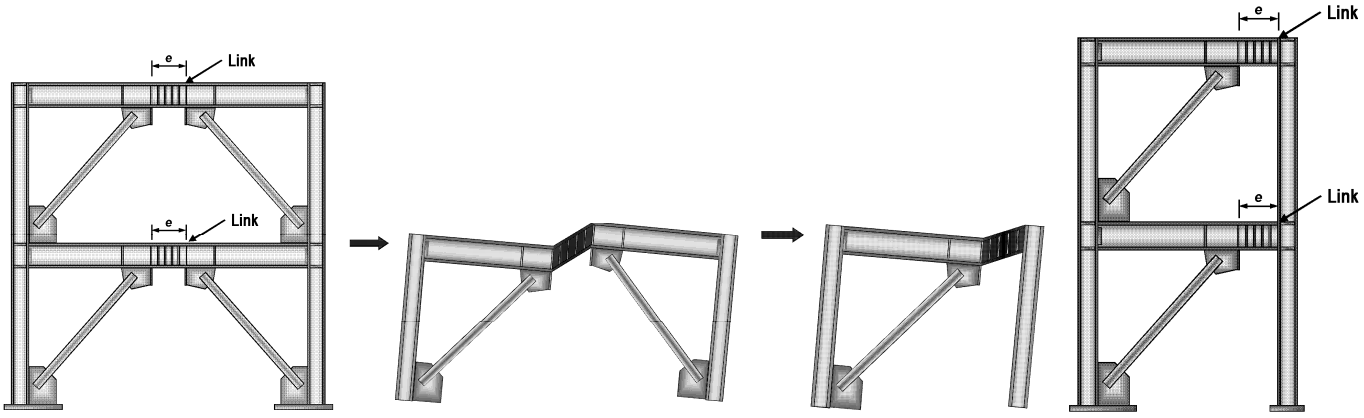
نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

نمونه رایج این نوع سیستم قابهای فولادی با اتصالات مفصلی می باشد که در آنها برای مقابله با زلزله از بادبند استفاده می شود. در این سیستم بارهای ثقلی را قابها (شامل تیر و ستون) تحمل می کنند. برای تحمل نیروی جانبی در این قابها یا باید از بادبند فولادی استفاده شود و یا از دیوار برشی بتنی و یا دیوار برشی بنایی مسلح.شکل زیر نمونه هایی از مهاربندهای هم محور را نشان می دهد.





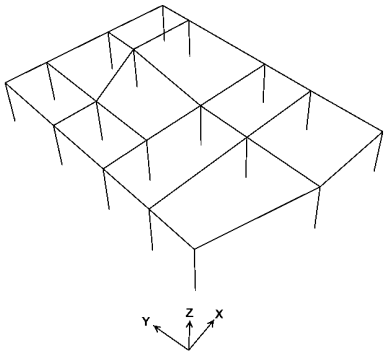
شکل زیر نمونه هایی از مهاربندهای برون محور را نشان می دهد.





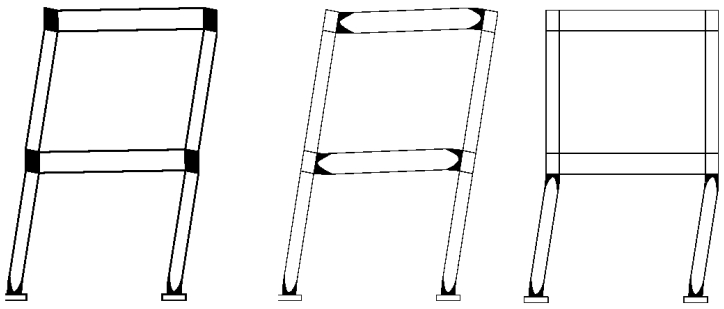

۳-۳-۲ قاب خمشی فولادی و بتنی

در قاب خمشی اتصال تیر به ستون مطابق شکل زیر به صورت صلب بوده و هم بار ثقلی و هم بار جانبی توسط قاب تحمل می شود. این نوع سیستم از نظر معماری مناسب تر از سیستم قاب ساده بادبندی شده می باشد. وجود بادبند ها مانع قرار دادن بازشو در قاب می شود در حالیکه در سیستم قاب خمشی در تمامی دهانه ها امکان ایجاد بازشو وجود دارد.



خرابی قابهای خمشی :

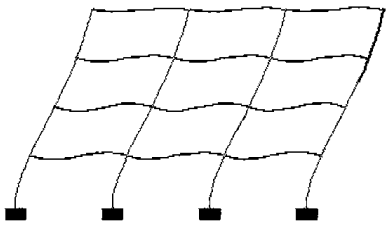
- خرابی در دو انتهای ستونها
- خرابی در دو انتهای تیرها
- خرابی در گره اتصال

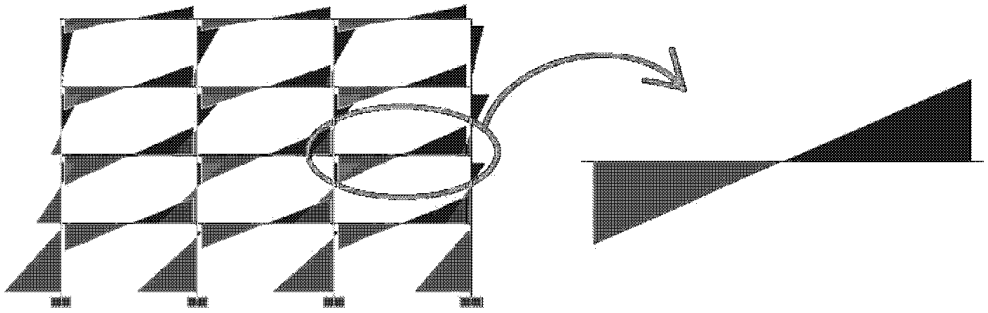




چرا در زلزله خرابی در دو انتهای اعضا رخ می دهد؟

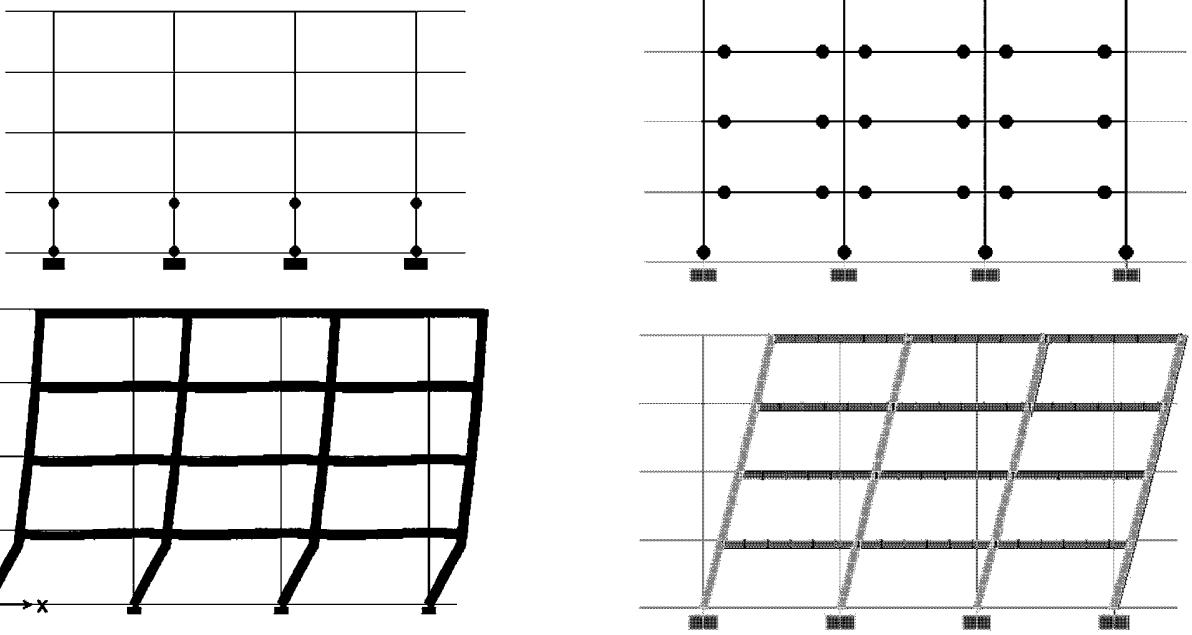
به شکلهای زیر توجه کنید. هنگام زلزله حدکثر **لنگر** در دو انتهای ستونها و تیرها ایجاد می شود و به همین جهت خرابی از دو انتها شروع می شود.



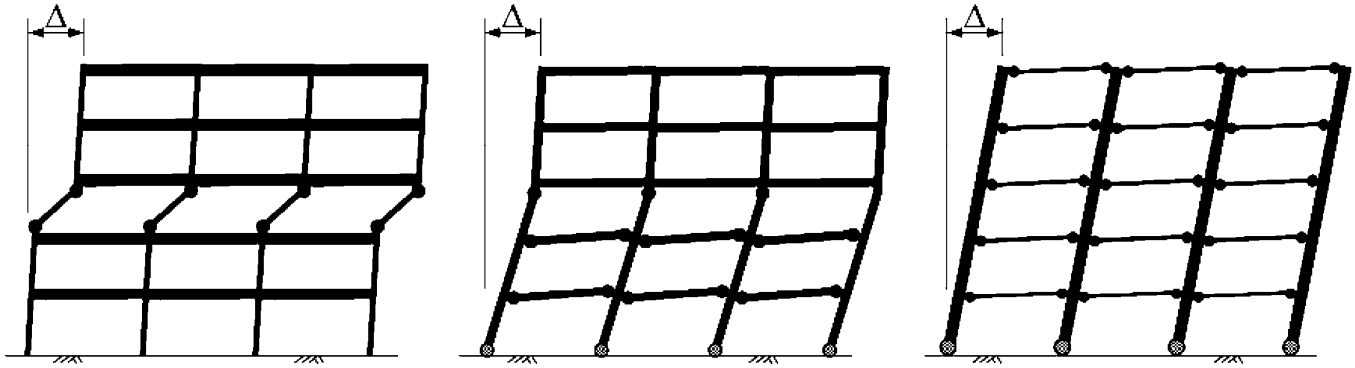


در کدامیک از قابهای زیر تیر ستونها ضعیف تر از تیر می باشند؟

رفتار کدام سازه بهتر است و به چه دلیل؟



- در شکل سمت چپ ستونها ضعیف تر از تیر می باشند.
- در شکل سمت راست تیرها ضعیف تر از ستون می باشند.

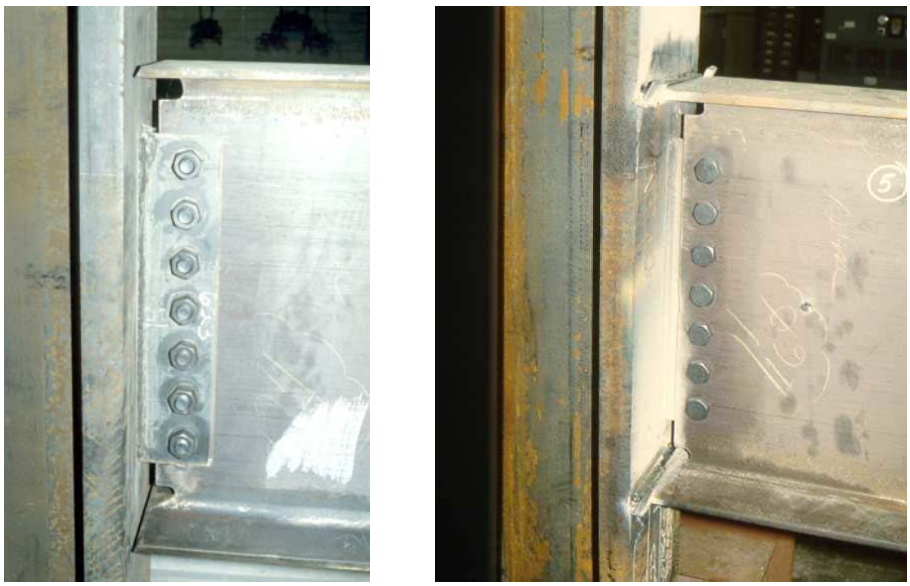


(a) Story mechanism (b) Intermediate mechanism (c) Beam mechanism

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

شکل سمت چپ یک اتصال مفصلی است چون هنوز بالهای تیر به ستون جوش نشده اند.

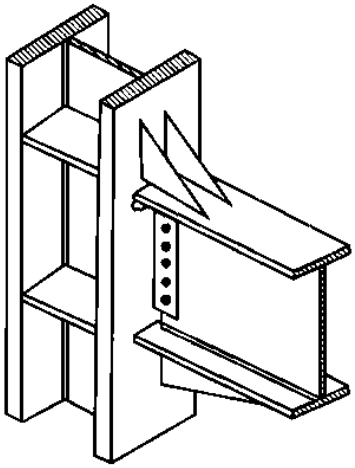
در شکل سمت راست بال نیز جوش شده است و اتصال تبدیل به اتصال صلب شده است.

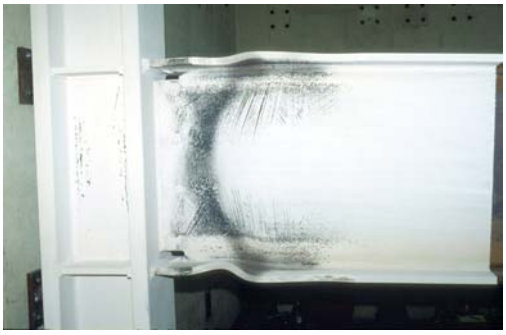


متاسفانه پس از جوش دادن بال تیر به ستون محل جوشکاری ترد شکن می شود.
شکلهای زیر محل شکست بال به ستون را نشان می دهند. علت: جوشکاری موجب خشکی اتصال می شود. این نوع خرابی یک خرابی ترد محسوب می شود.

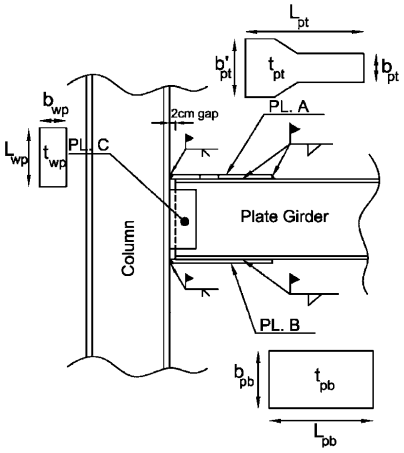


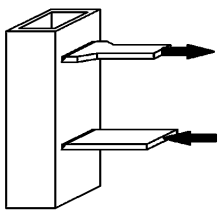
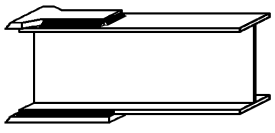

با قرار دادن سخت کننده در بر اتصال و افزایش مقاومت اتصال در "بر ستون" محل خرابی به داخل تیر منتقل می شود.
این خرابی نرم محسوب می شود و در محل خرابی خشکی ناشی از جوش مشاهده نمی شود.




ورق روسری و زیر سری موجب می شود مفصل پلاستیک در داخل تیر تشکیل شود و شکست ترد اتفاق نیفتد:

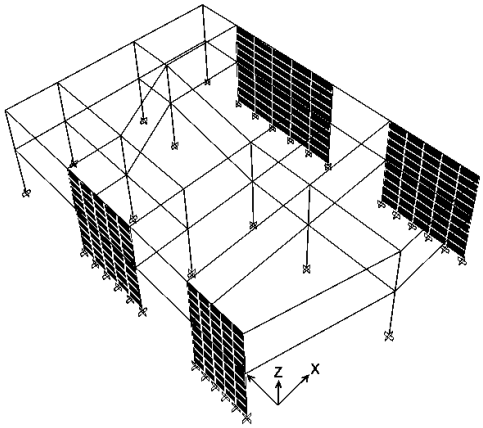


۳-۳-۳ سیستم دو گانه

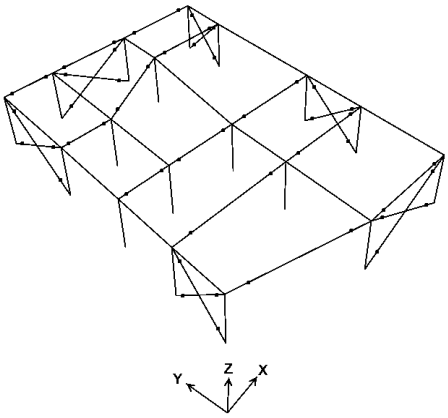
نوعی سیستم سازه ای است که در آن نیروی جانبی توسط عملکرد مشترک و توام قاب-خمشی و دیواربرشی و یا توسط قاب خمشی همراه با بادبند تحمل و به زمین انتقال میابد.

شکل زیر در راستای x از نوع قاب خمشی و در راستای y از نوع "سیستم دوگانه" قاب خمشی همراه با دیوار برشی بتنی می باشد.



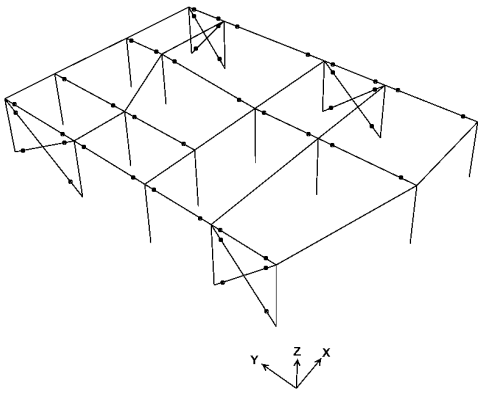
سیستم قاب خمشی در راستای x و سیستم دوگانه در راستای y

در شکل زیر در راستای x سیستم قاب ساده همراه با مهاربندی ضربدری استفاده شده است. در این سازه در راستای y "سیستم دو گانه" داریم. در راستای y برای مقابله با نیروی جانبی زلزله هم قاب خمشی داریم و هم بادبند. سیستم هایی که همزمان دو سیستم باربر جانبی در یک راستا مشارکت می کنند، سیستم دوگانه نامیده می شوند.



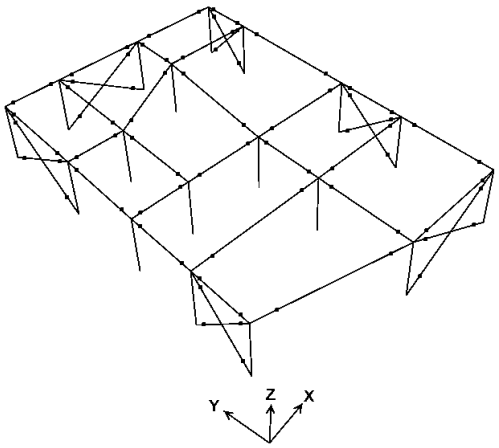
سیستم قاب ساده در راستای x و سیستم دوگانه در راستای y

سازه نشان داده شده در شکل زیر در راستای y دارای سیستم قاب ساده (اتصالات مفصلی) همراه با مهاربند ضربدری می باشد. ولی در راستای x دارای سیستم قاب خمشی می باشد. در این سازه "ترکیب سیستم در پلان" داریم. دقت کنید که در سازه زیر سیستم دوگانه نداریم:



سیستم قاب خمشی در راستای x و قاب ساده ساختمانی در راستای y

همان سازه در شکل زیر، در هر دو جهت x و y دارای سیستم قاب ساده همراه با بادبند می باشد:



قاب ساده ساختمانی در دو راستای x و y

۳-۳-۴ سیستم کنسولی

تعریف استاندارد ۲۸۰۰:

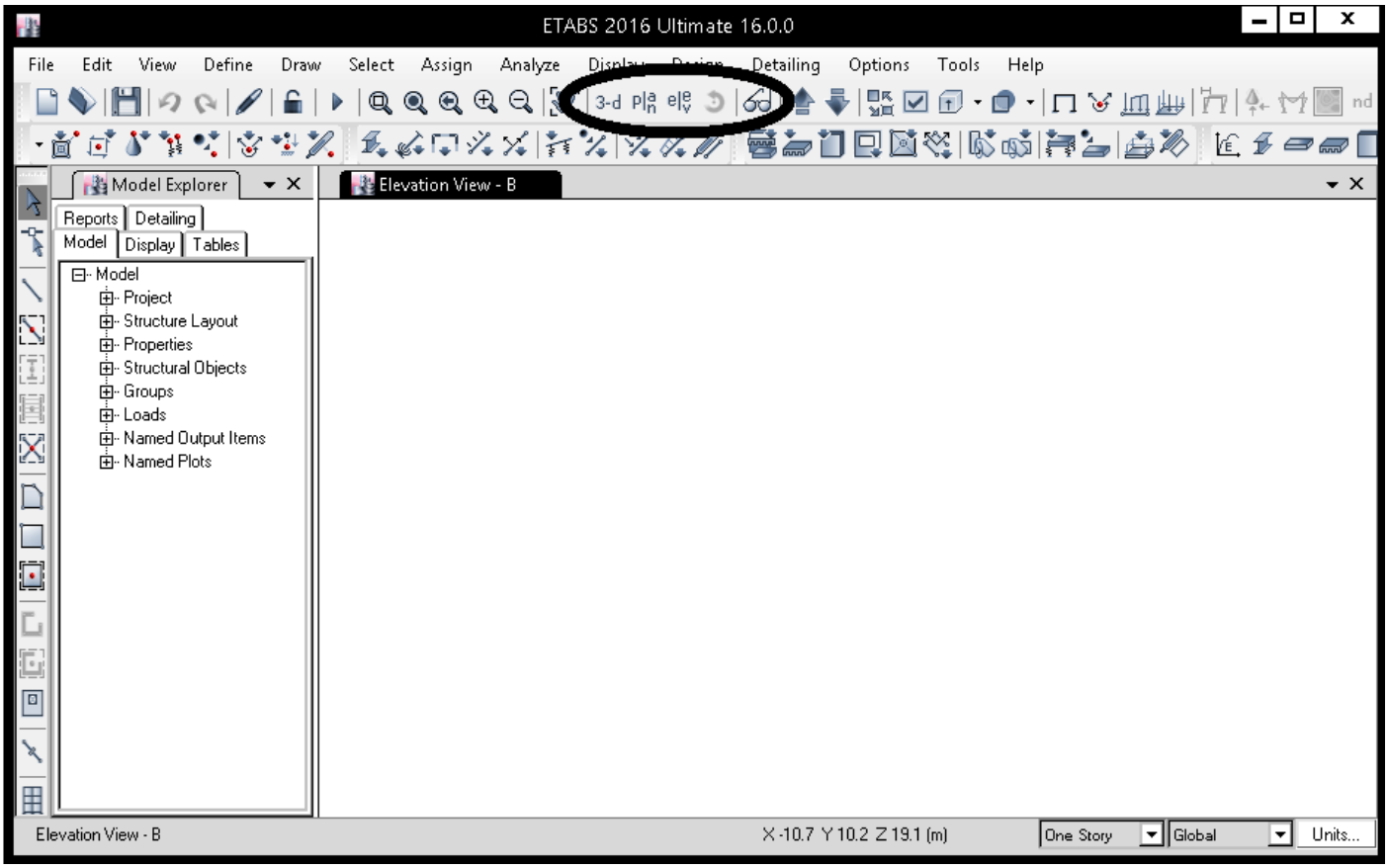
۱-۸-۵ سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون‌ها به‌صورت کنسولی تحمل می‌شوند.

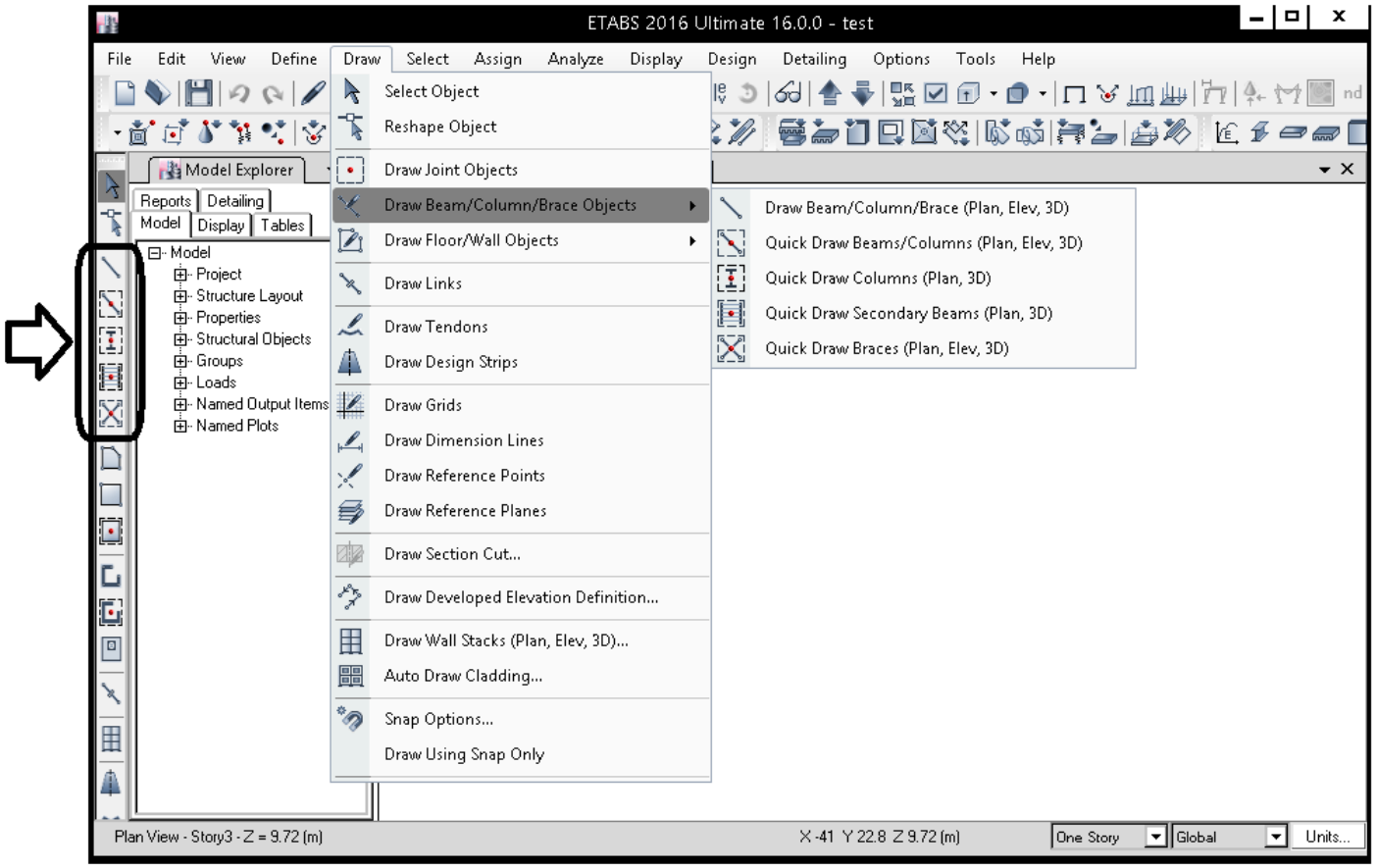


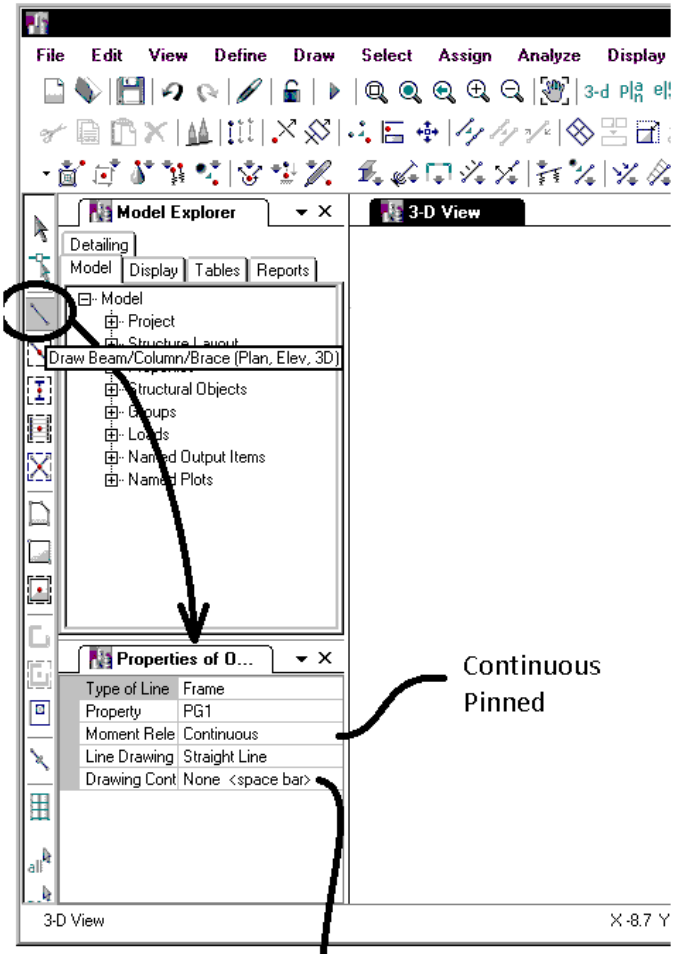
تنها عامل مقاومت در برابر بار جانبی در سیستم های کنسولی اتصال گیردار پای ستونها می باشد. و بنابراین درجه نامعینی آنها بسیار پایین است. بدین معنی که با خرابی تنها چند نقطه از سازه، احتمال ناپایداری آن وجود دارد. به همین جهت در آیین نامه ضریب رفتار آنها بسیار پایین در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار این نوع سیستم برابر Ru=2 می باشد. پایین بودن ضریب رفتار موجب می شود طراح این نوع سیستم ها را با نیروی زلزله بزرگتری (در مقایسه با سیستم های دیگر) طراحی کند.

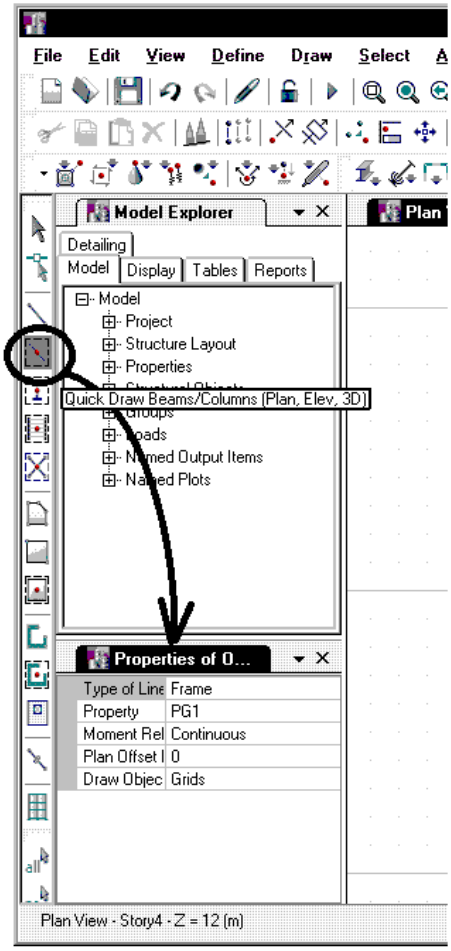
۳-۴ مدلسازی

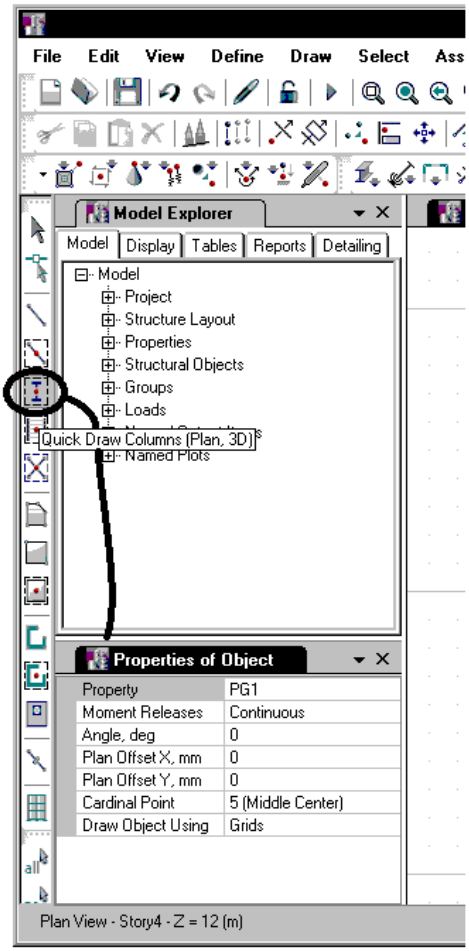


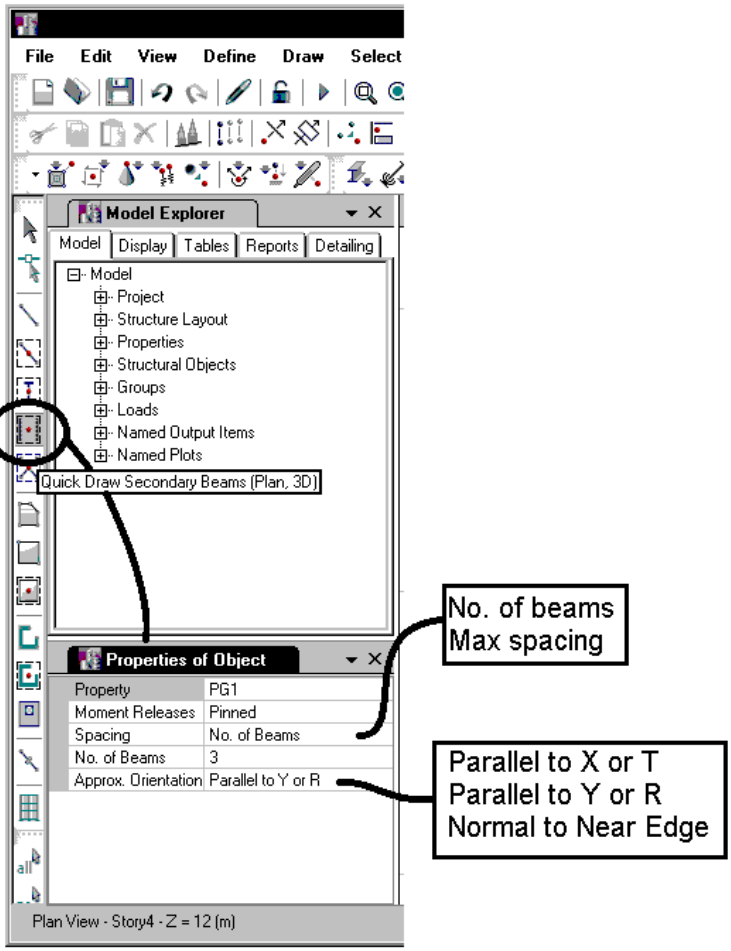
۳-۴-۱ ترسیم اعضا

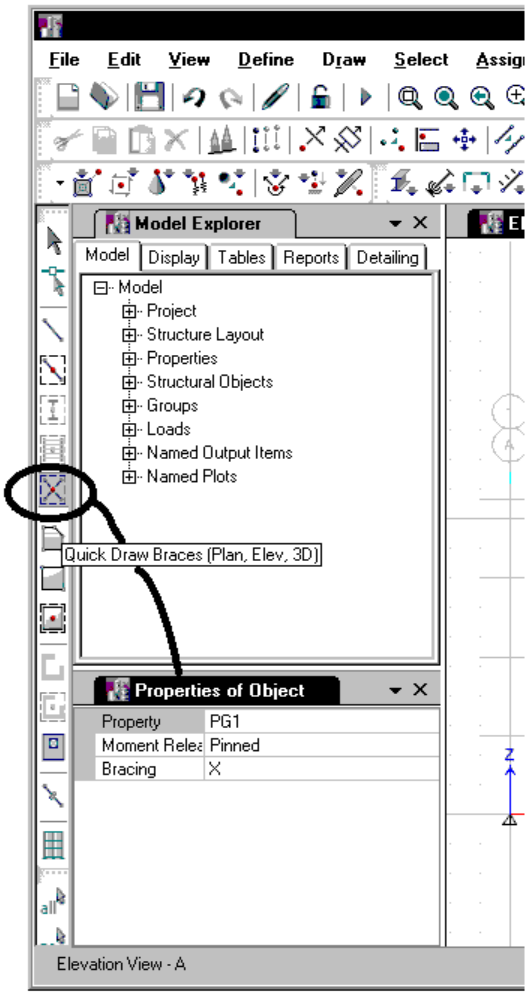


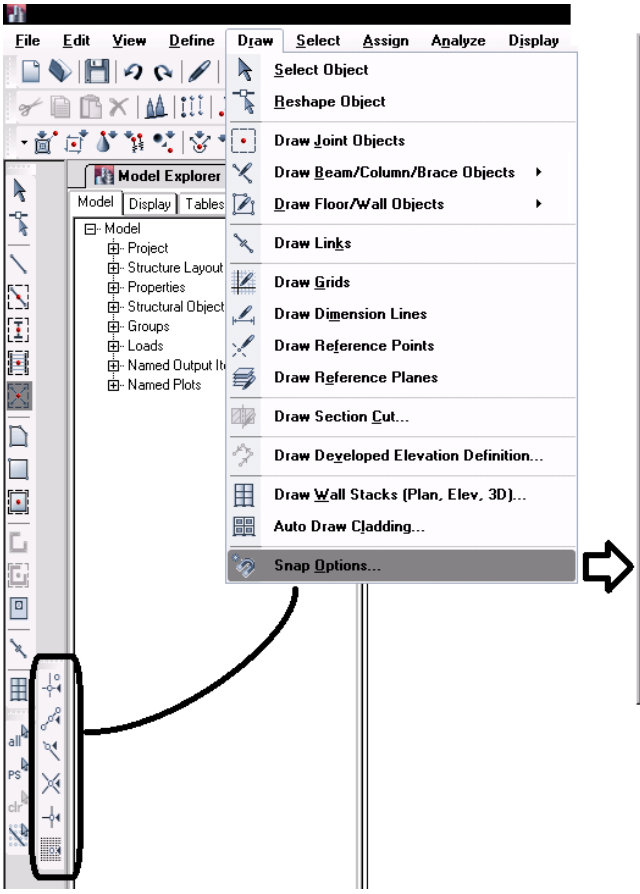

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display
Model Explorer
3-D View
Detailing
Model Display Tables Reports
Model
Project
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Draw Beam/Column/Brace (Plan, Elev, 3D)
Properties of O...
Type of Line Frame
Property PG1
Moment Rele Continuous
Line Drawing Straight Line
Drawing Cont None <space bar>
Continuous
Pinned
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

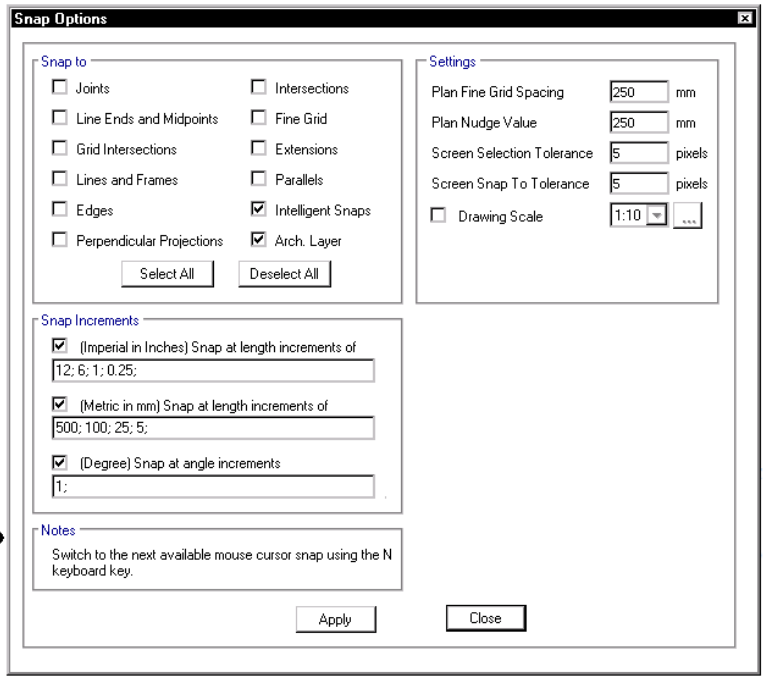

File Edit View Define Draw Select A
Model Explorer
Plan
Detailing
Model Display Tables Reports
Model
Project
Structure Layout
Properties
Named Output Items
Named Plots
Quick Draw Beams/Columns (Plan, Elev, 3D)
Properties of O...
Type of Line Frame
Property PG1
Moment Rel Continuous
Plan Offset I 0
Draw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


File Edit View Define Draw Select Ass
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
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)

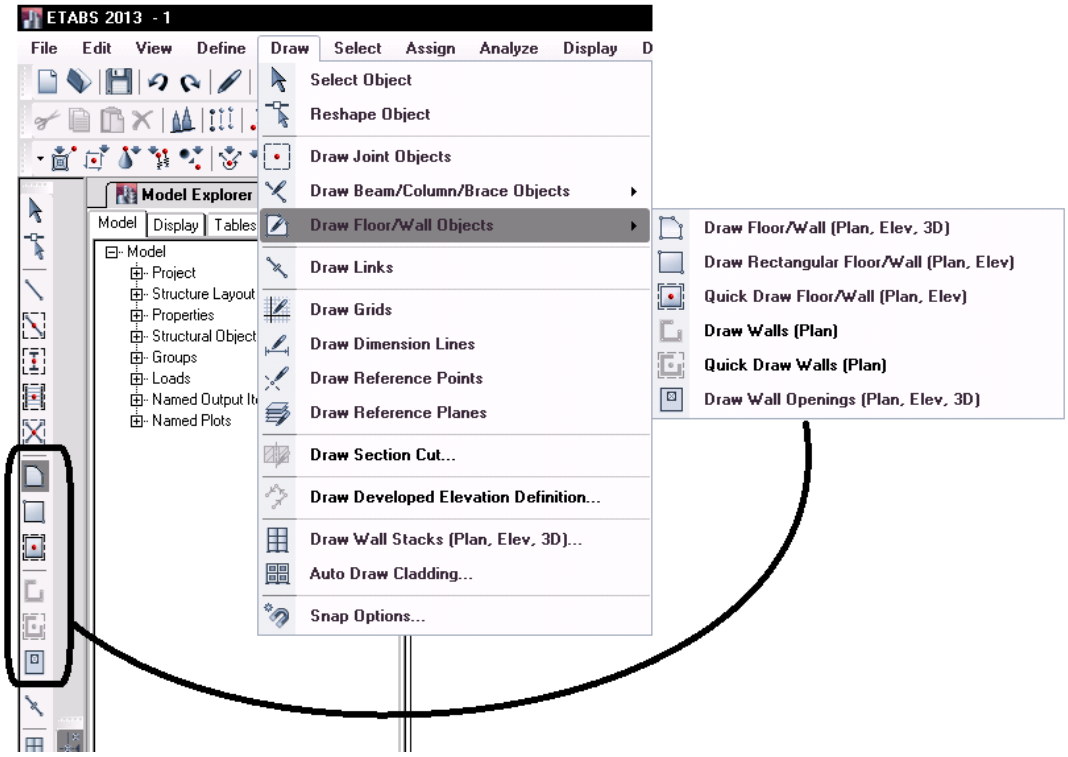

File Edit View Define Draw Select
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Quick Draw Secondary Beams (Plan, 3D)
Properties of Object
Property PG1
Moment Releases Pinned
Spacing No. of 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)


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

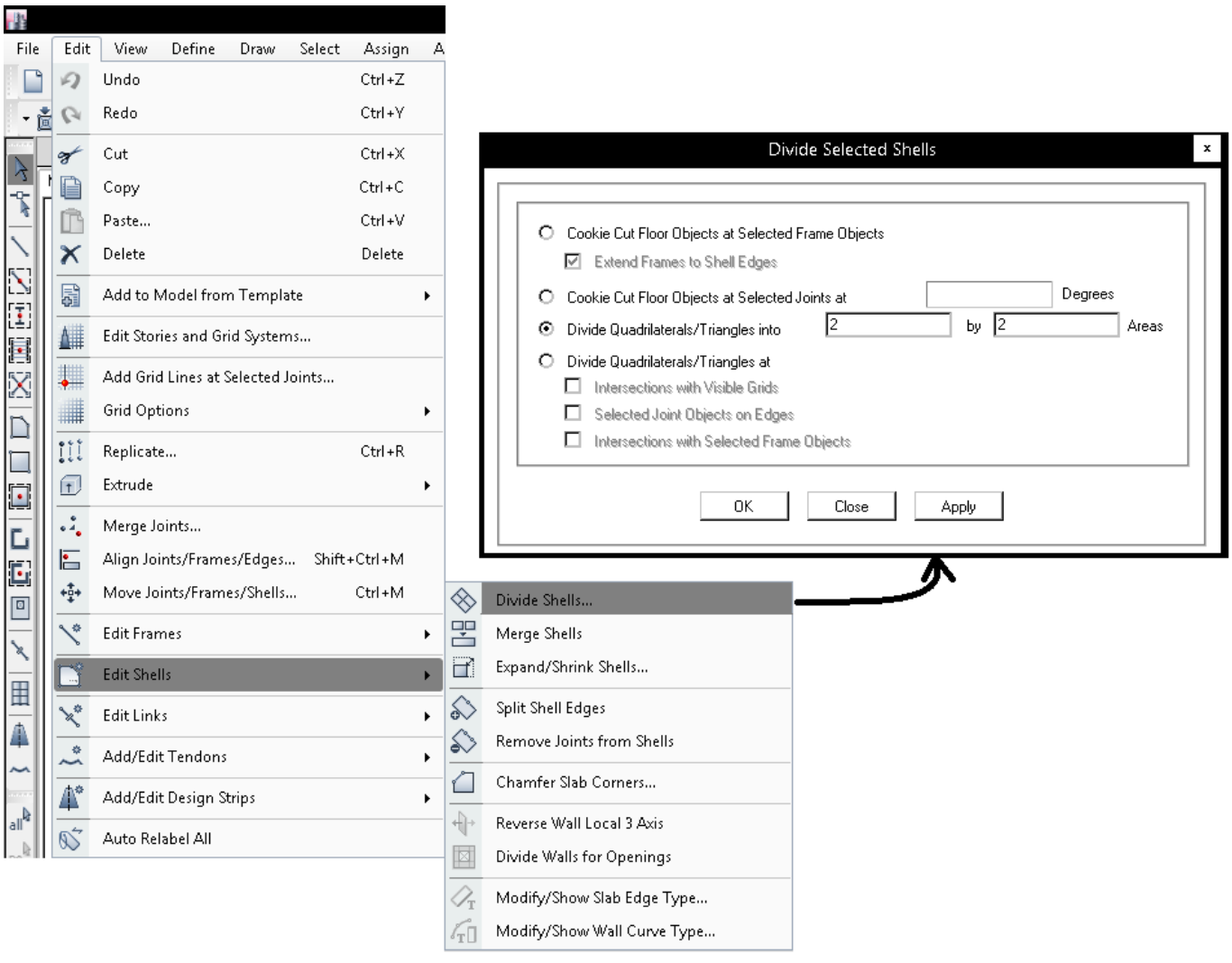

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display
Select Object
Reshape Object
Draw Joint Objects
Draw Beam/Column/Brace Objects
Draw Floor/Wall Objects
Draw Links
Draw Grids
Draw Dimension Lines
Draw Reference Points
Draw Reference Planes
Draw Section Cut...
Draw Developed Elevation Definition...
Draw Wall Stacks (Plan, Elev, 3D)...
Auto Draw Cladding...
Snap Options...
Model Explorer
Model Display Tables
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Object
Groups
Loads
Named Plots


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

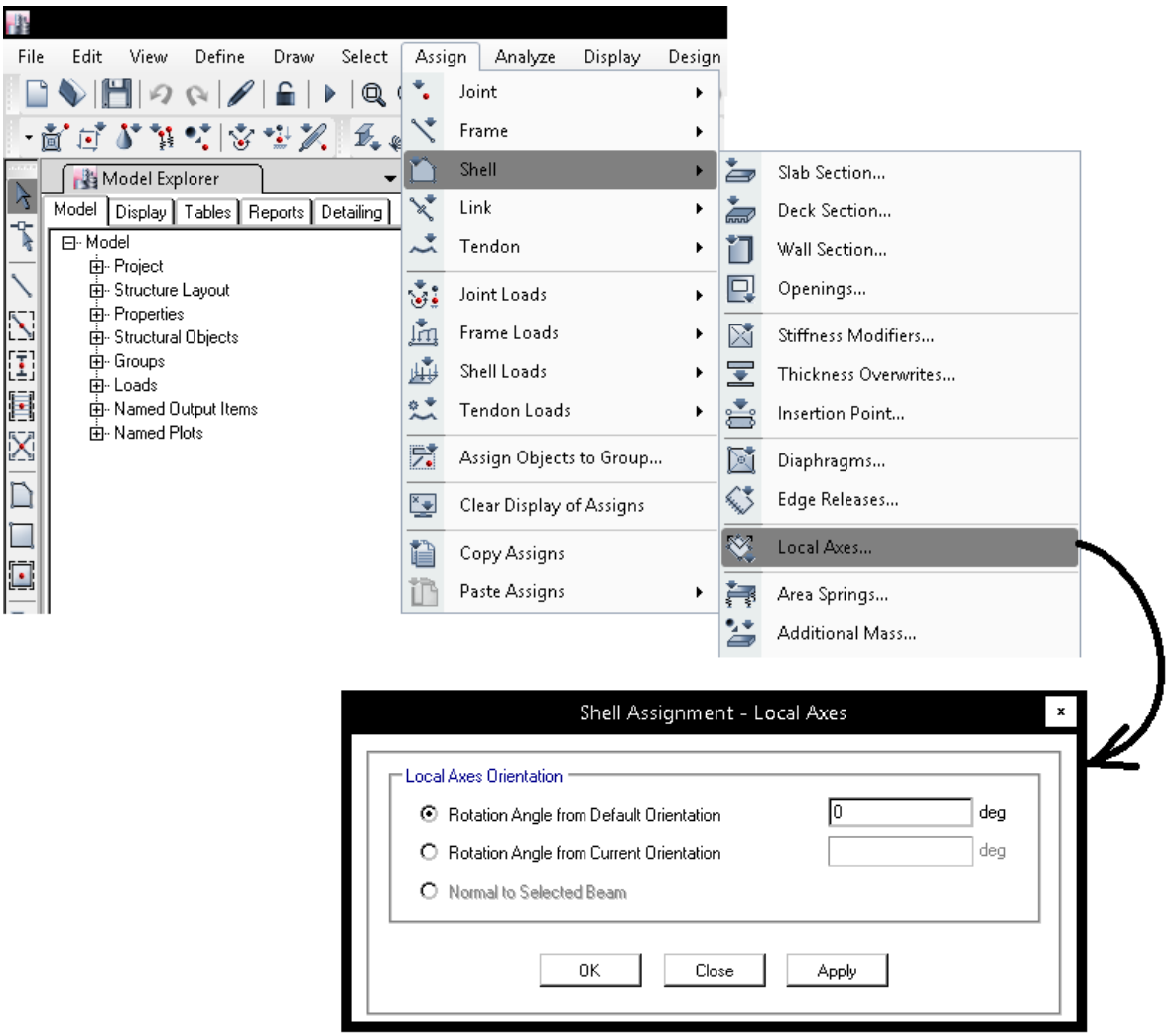
۳-۴-۲ ترسیم سطوح



- جهت مش بندی دالهای ترسیم شده:



- جهت چرخش جهت تیرچه های کف:

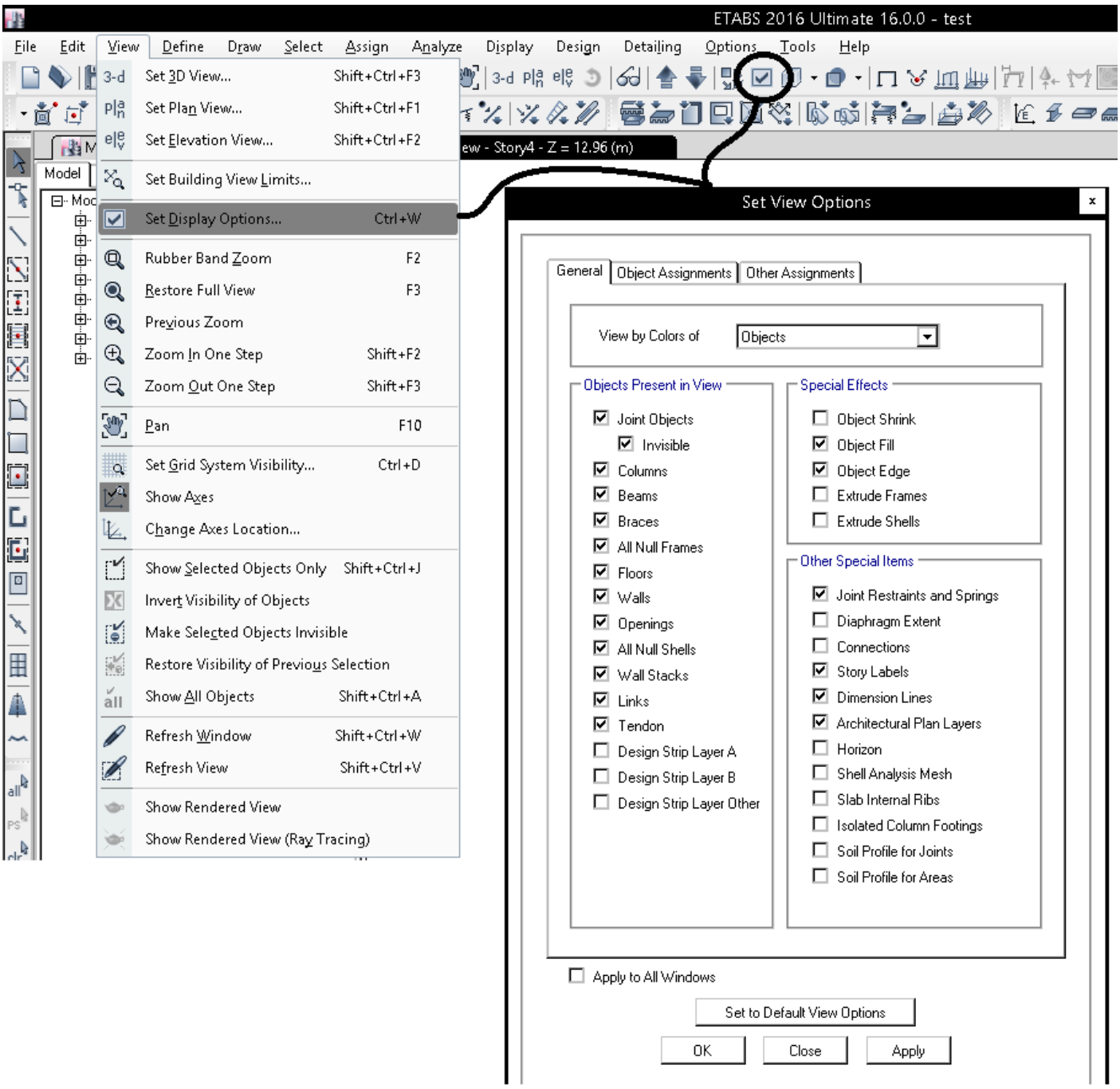


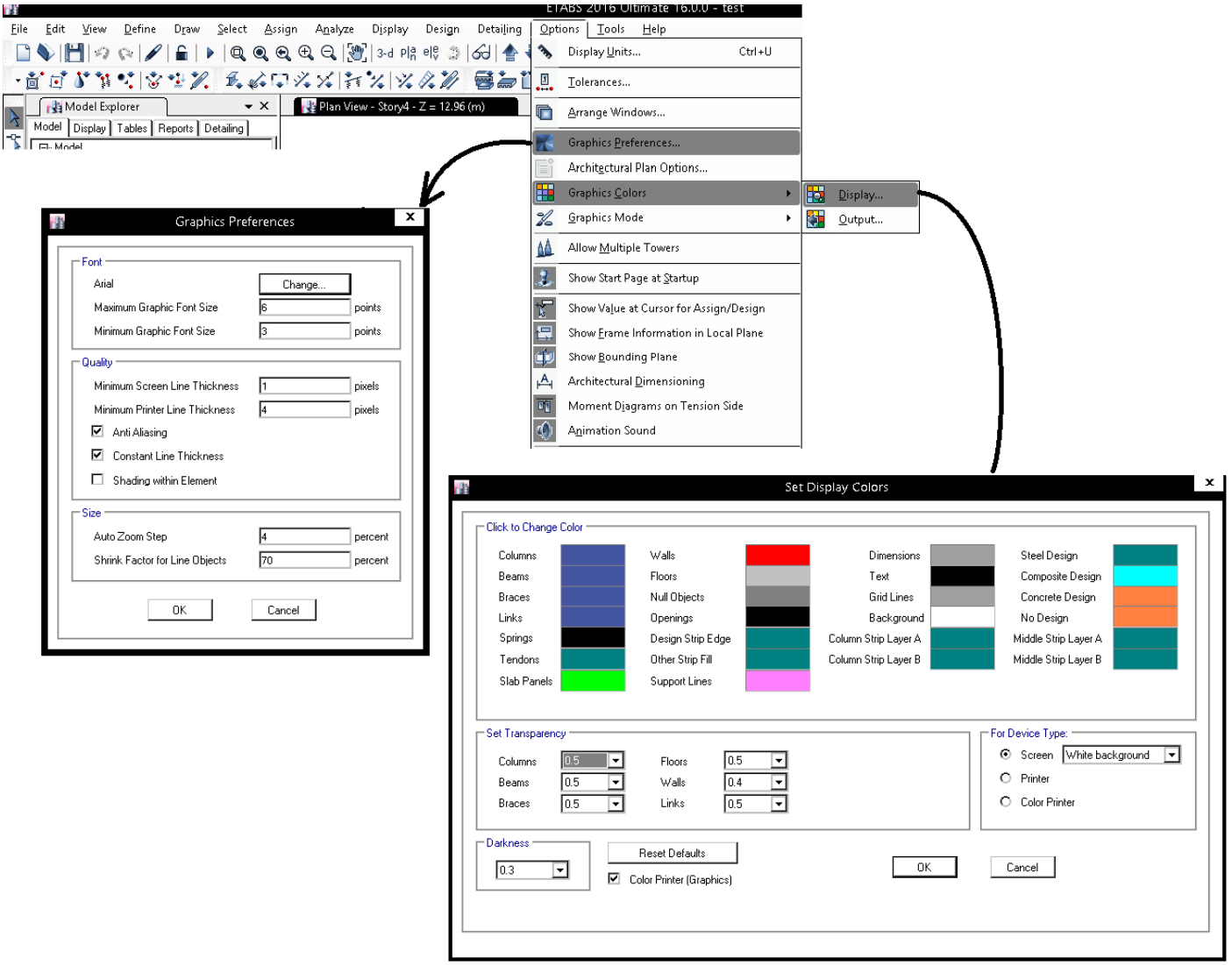
نکات مهم در تعیین جهت تیرچه ها:

- رعایت محدودیت حداکثر طول تیرچه: برای مثال در سقف تیرچه بلوک به جهت کنترل خیز تیرچه در نشریه 543 توصیه شده است که طول تیرچه ها حداکثر ۷ متر باشد و از ۸ نیز تجاوز نکند. بدین ترتیب در یک پانل 7.5m x 6m بهتر است تیرچه ها در جهت ۶ متر قرار گیرند.
- توجه به قانون بارگذاری شطرنجی: تا حدامکان سعی شود جهت تیرچه ها یک در میان در دهانه ها عوض شود تا توزیع بارها به صورت متناسب بین شاهتیرها توزیع شود.
- توجه به ارتفاع تیرها از نکته نظر معماری: گاهی طراح مایل است ارتفاع تیر خاصی که از نظر معماری مساله ساز است را کاهش دهد. در این صورت ممکن است جهت تیرچه ها را طوری تنظیمی کند که روی ان تیر تیرچه قرار نگیرد.
- عدم قرارگیری تیرچه ها روی تیر فرعی: بهتر است جهت تیرچه طوری تنظیم شود تا حد امکان تیرچه ها روی شاهتیر قرارگیرند و نیاز به تیر فرعی نباشد.

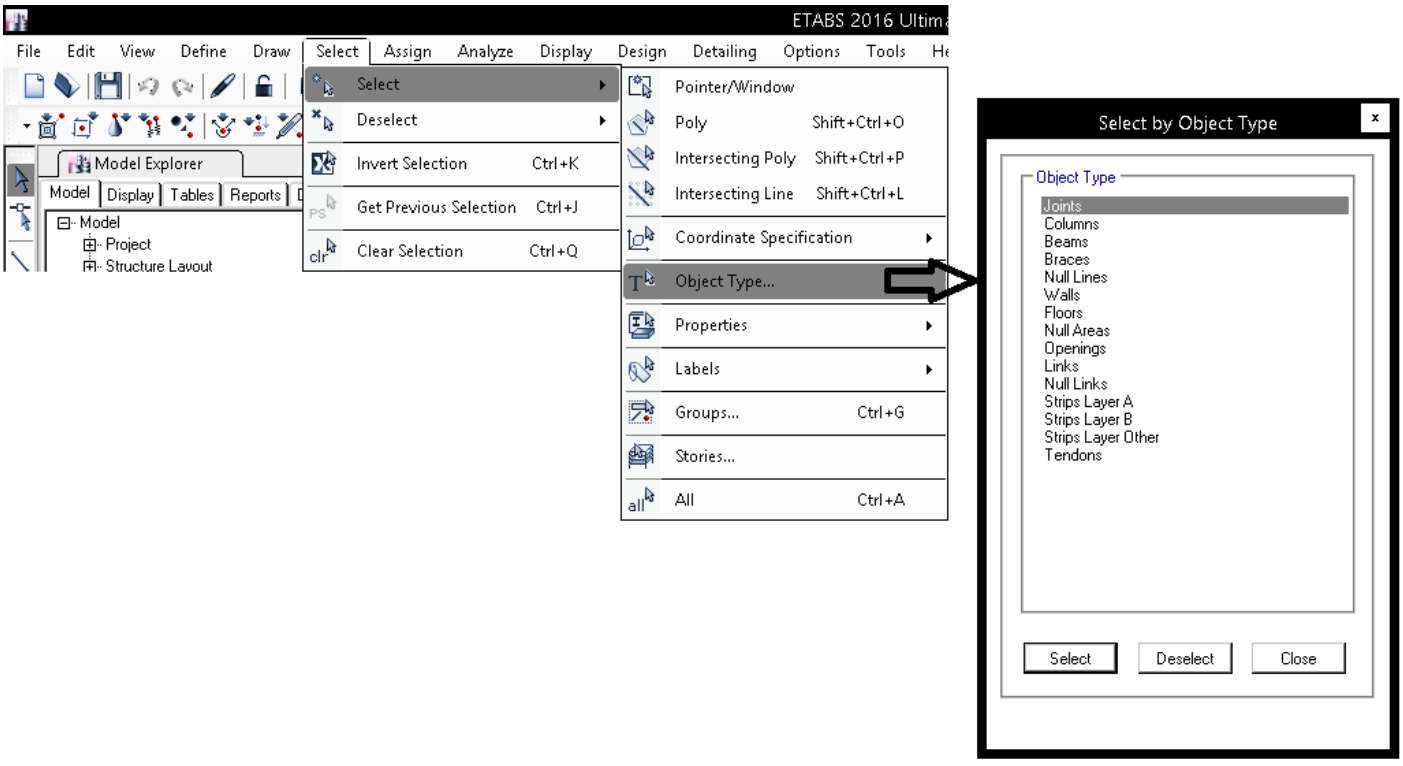
۳-۴-۳ تنظیم پارامترهای نمایشی

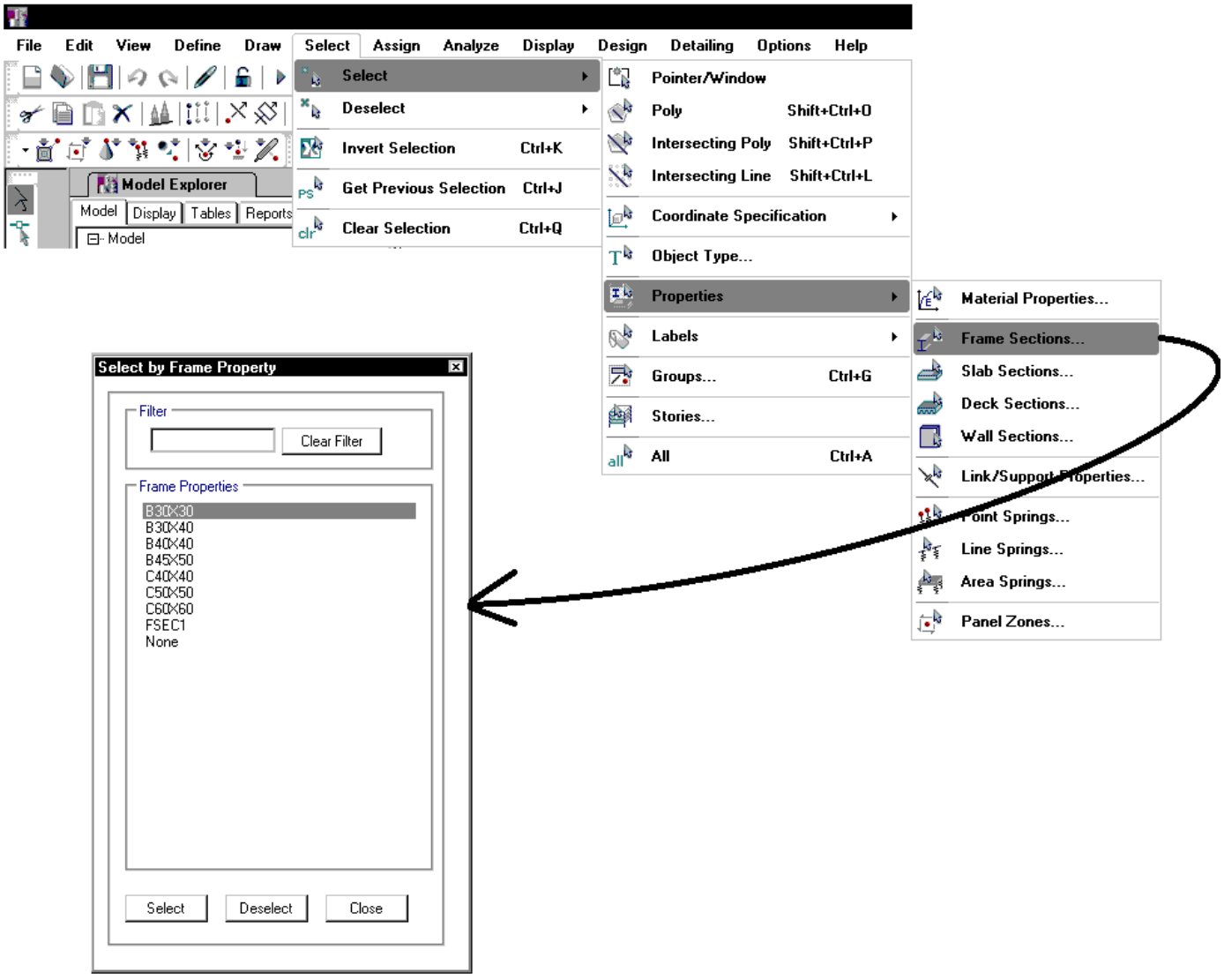
از طریق شکل زیر می توانید نمایش اجزا (ستون، تیر، بادبند،...) را روشن و یا خاموش کنیم:

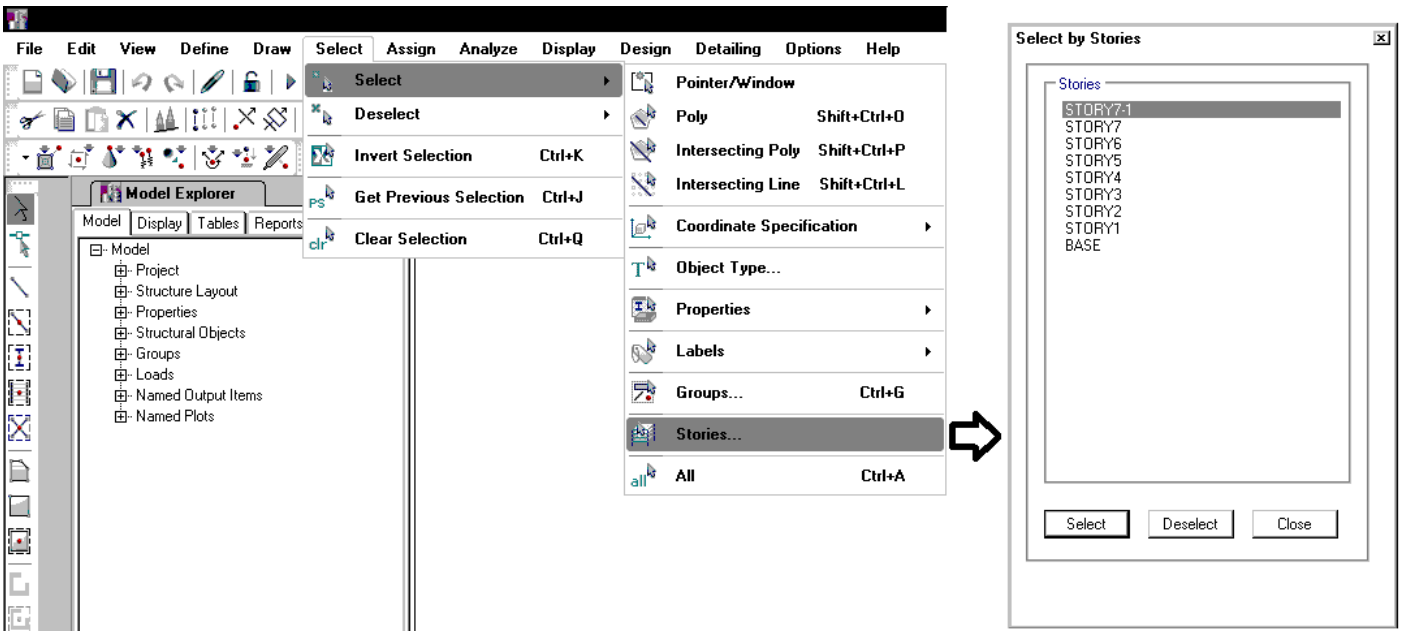




۳-۴-۴ بررسی منوی Select

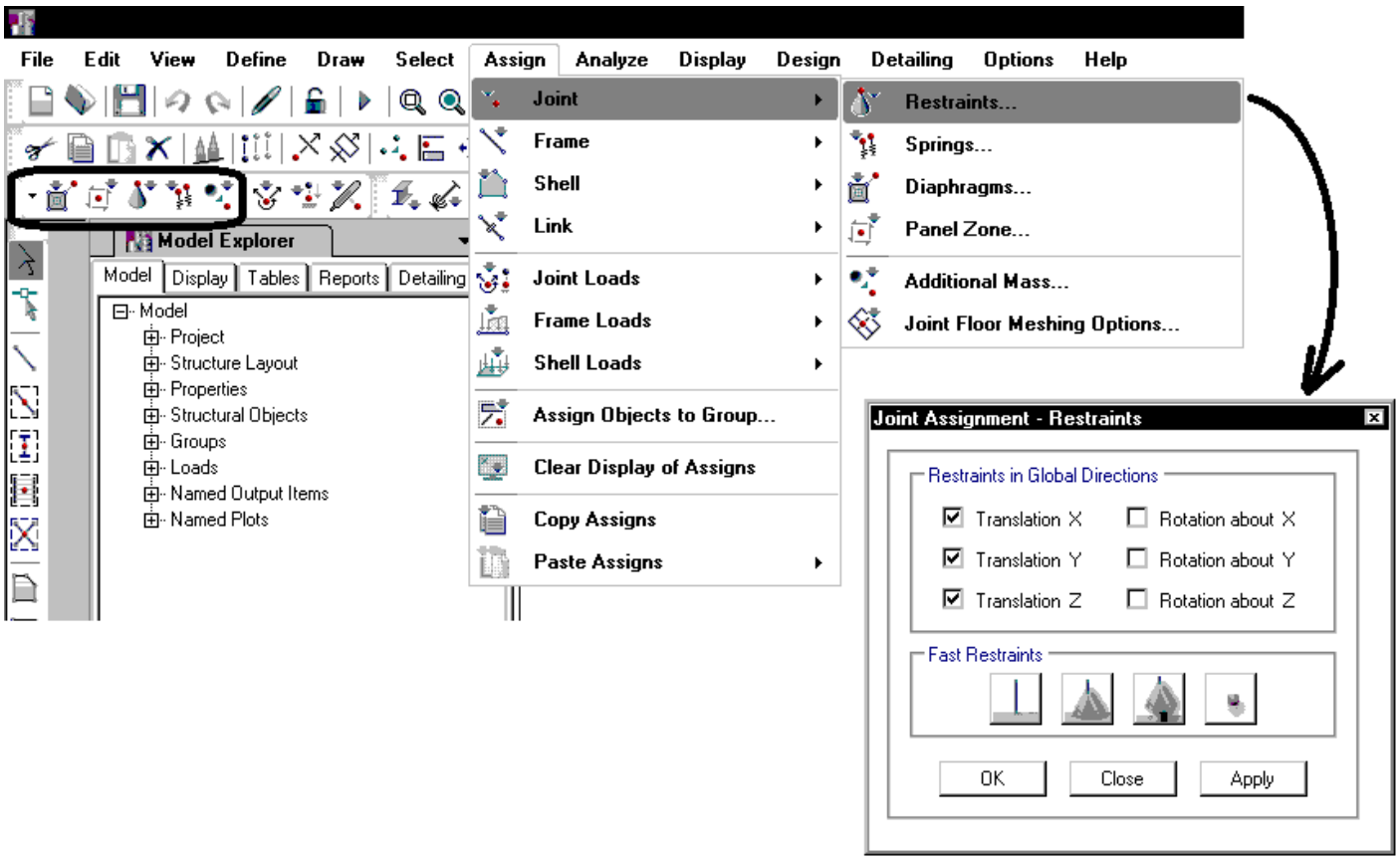



File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Select
Deselect
Invert Selection Ctrl+K
Get Previous Selection Ctrl+J
Clear Selection Ctrl+Q
Pointer/Window
Poly Shift+Ctrl+O
Intersecting Poly Shift+Ctrl+P
Intersecting Line Shift+Ctrl+L
Coordinate Specification
Object Type...
Properties
Labels
Groups... Ctrl+G
Stories...
All Ctrl+A
Material Properties...
Frame Sections...
Slab Sections...
Deck Sections...
Wall Sections...
Link/Support Properties...
Point Springs...
Line Springs...
Area Springs...
Panel Zones...
Model Explorer
Model Display Tables Reports
Model
Select by Frame Property
Filter
Clear Filter
Frame Properties
B30X30
B30X40
B40X40
B45X50
C40X40
C50X50
C60X60
FSEC1
None
Select Deselect Close


File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Select
Deselect
Invert Selection Ctrl+K
Get Previous Selection Ctrl+J
Clear Selection Ctrl+Q
Pointer/Window
Poly Shift+Ctrl+O
Intersecting Poly Shift+Ctrl+P
Intersecting Line Shift+Ctrl+L
Coordinate Specification
Object Type...
Properties
Labels
Groups... Ctrl+G
Stories...
All Ctrl+A
Model Explorer
Model Display Tables Reports
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Select by Stories
Stories
STORY7-1
STORY7
STORY6
STORY5
STORY4
STORY3
STORY2
STORY1
BASE
Select Deselect Close

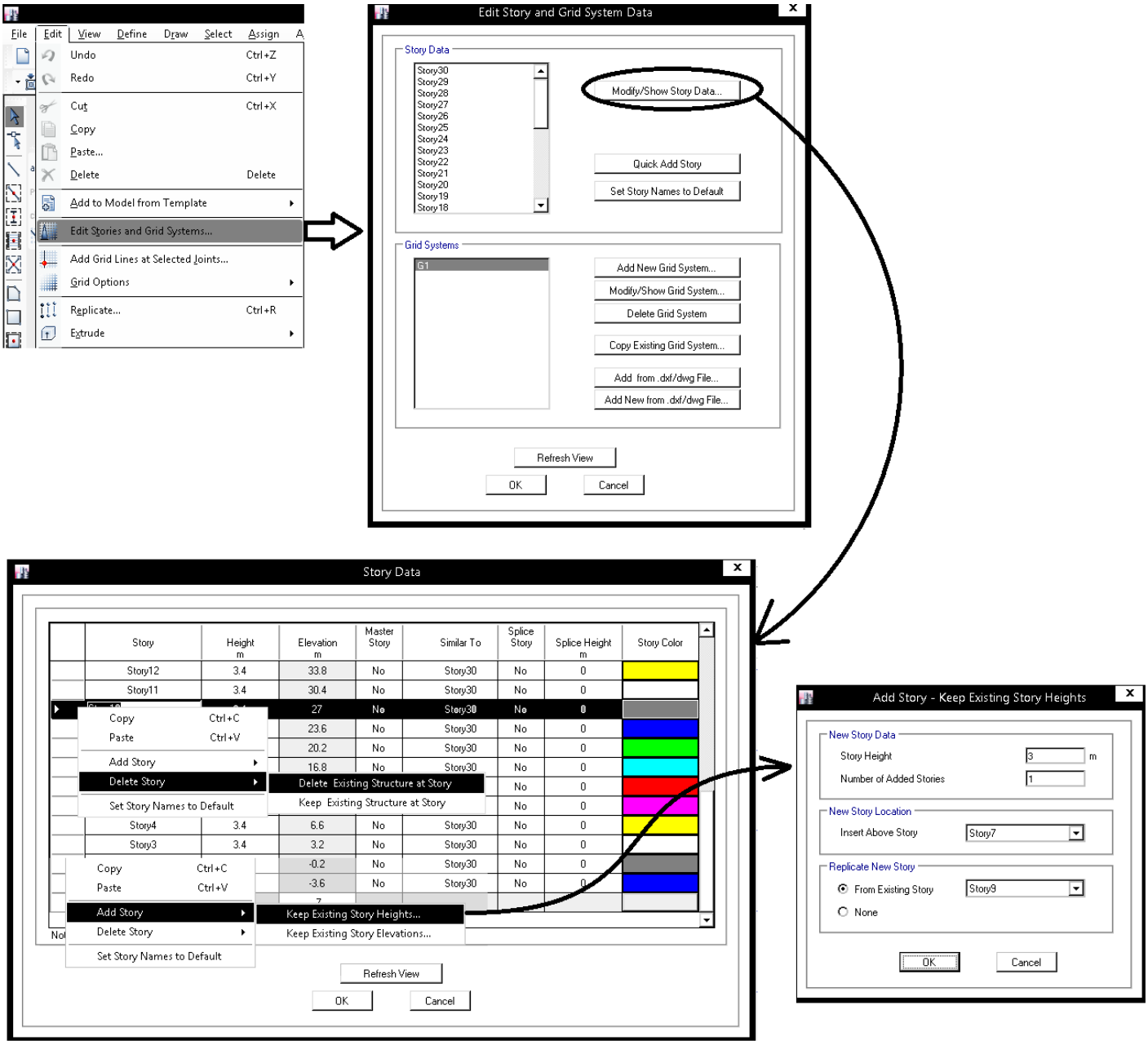
۳-۴-۵ اختصاص تکیه گاه

برای تعیین نوع تکیه گاهها باید گرههای تراز پایه را انتخاب کرده و سپس از طریق منوی زیر نوع تکیه گاه را تعیین نمایید:

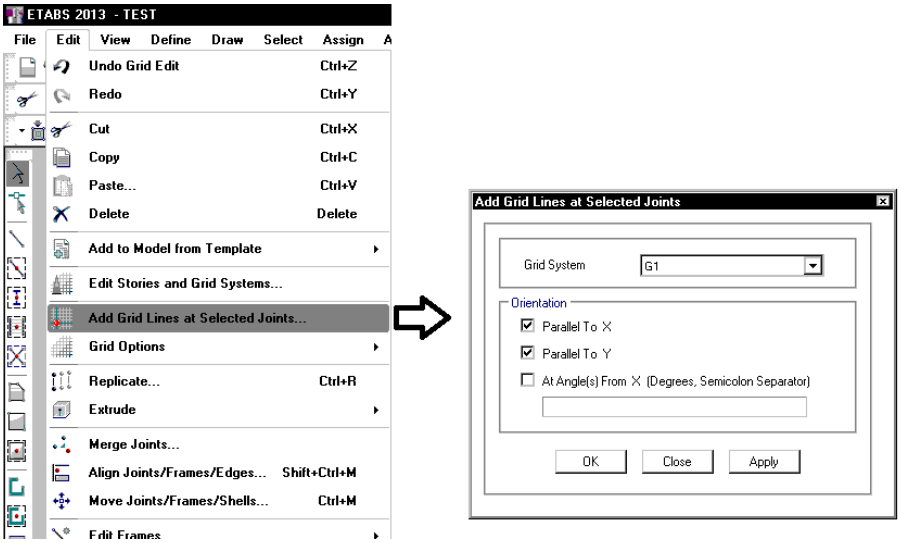


۳-۴-۶ بررسی منوی Edit

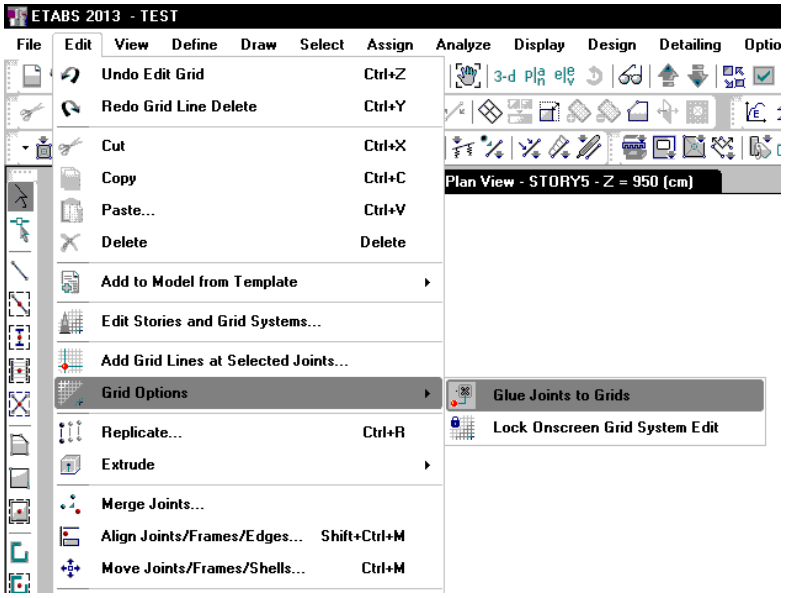
۳-۴-۷ ویراش تعداد طبقات



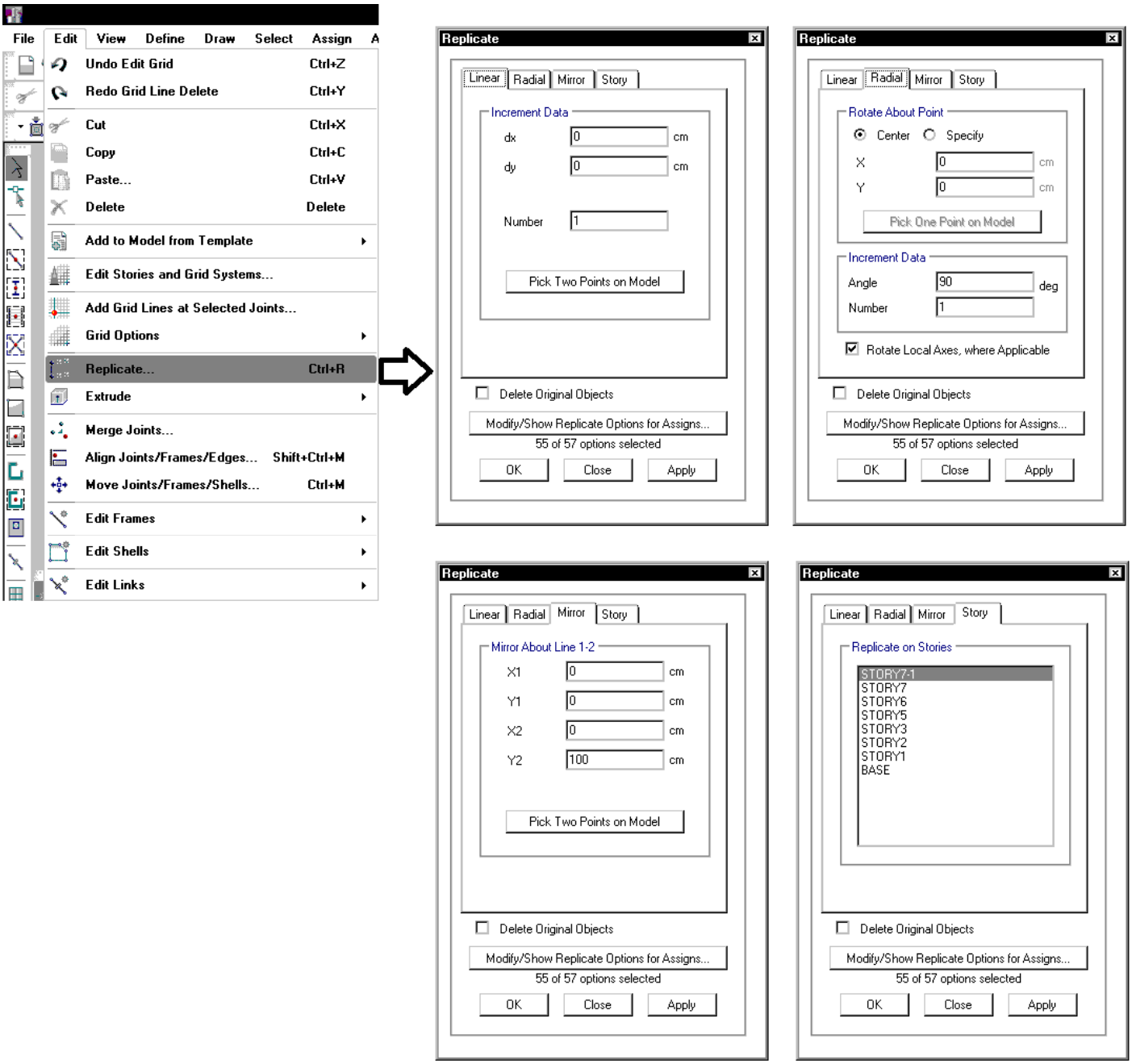
اگر گرهی را در پلان انتخاب نمایید، با استفاده از ابزار شکل زیر می توانید اکس جدید در ان نقطه تعریف نمایید:

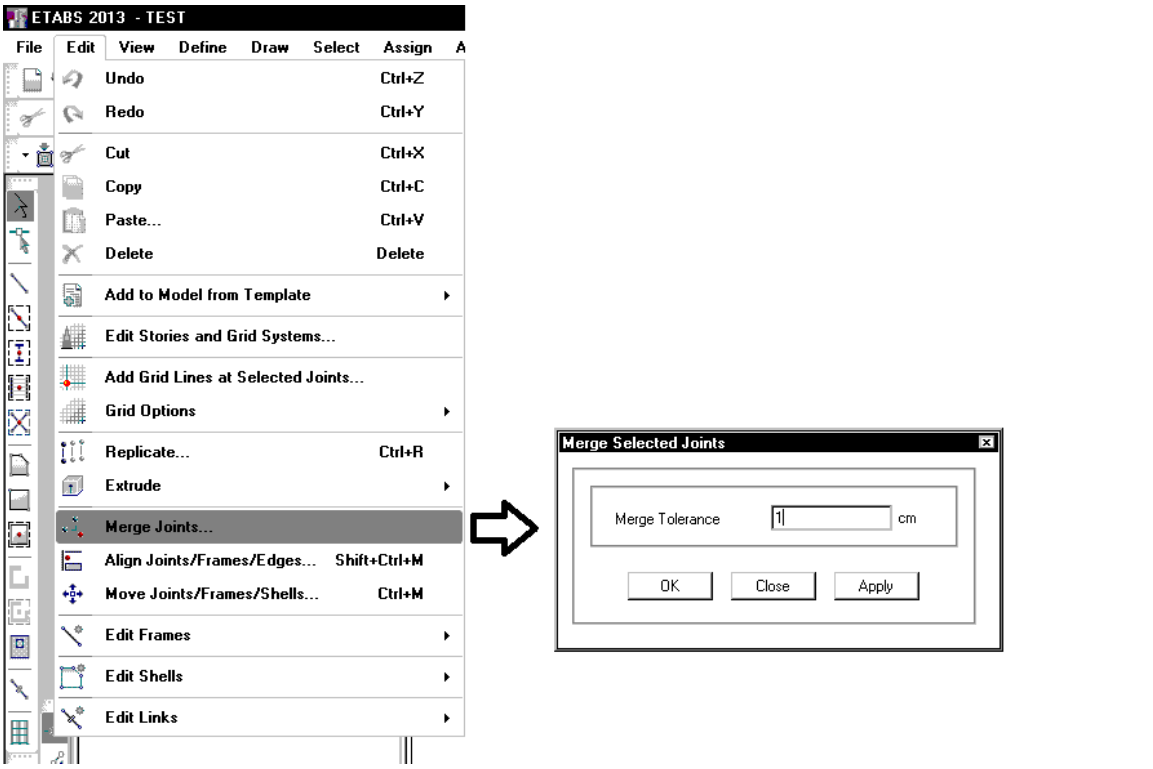


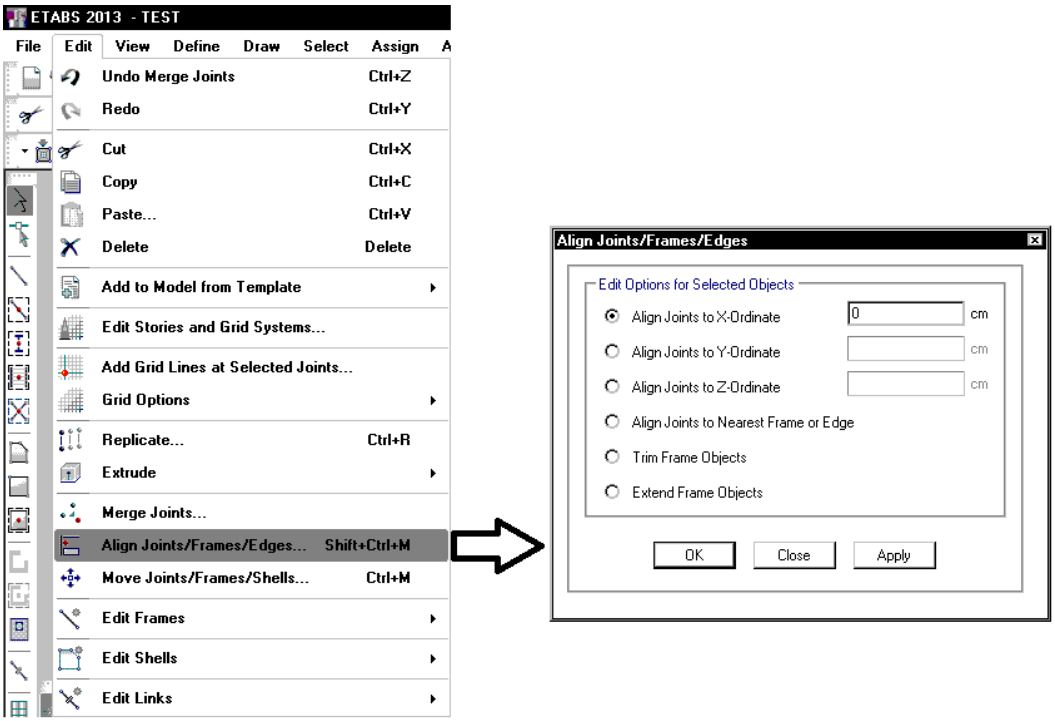
در صورتی که توسط ابزار زیر "چسب" را در آکس ها فعال نمایید، با ویرایش و تغییر محل آکس ها اعضای قرار گرفته در آن آکس نیز جابجا می شوند:

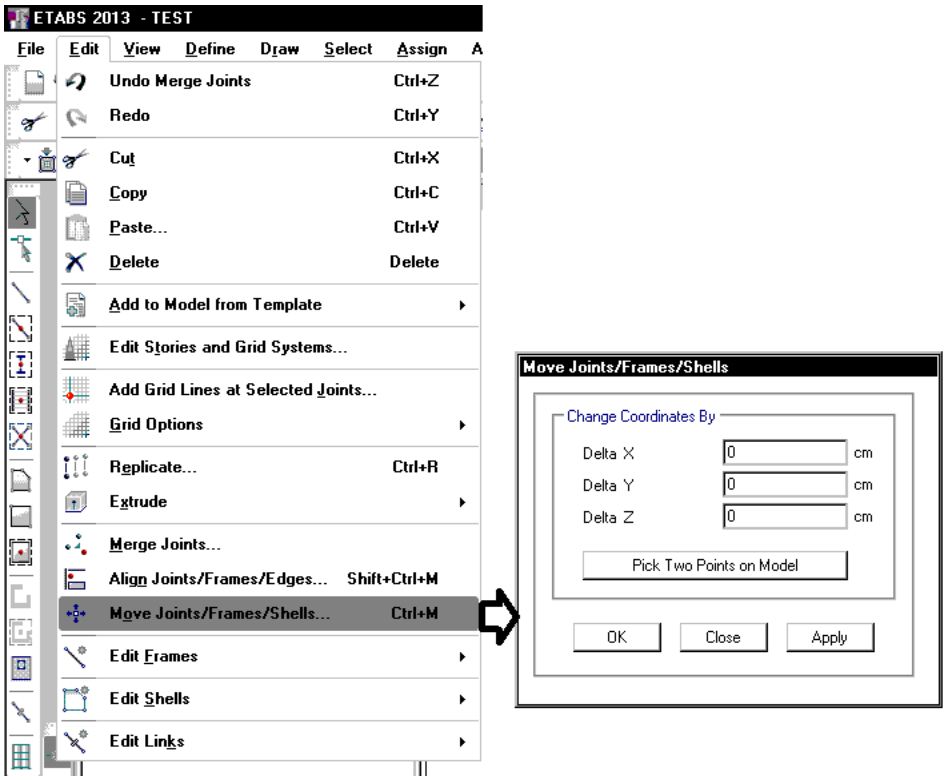


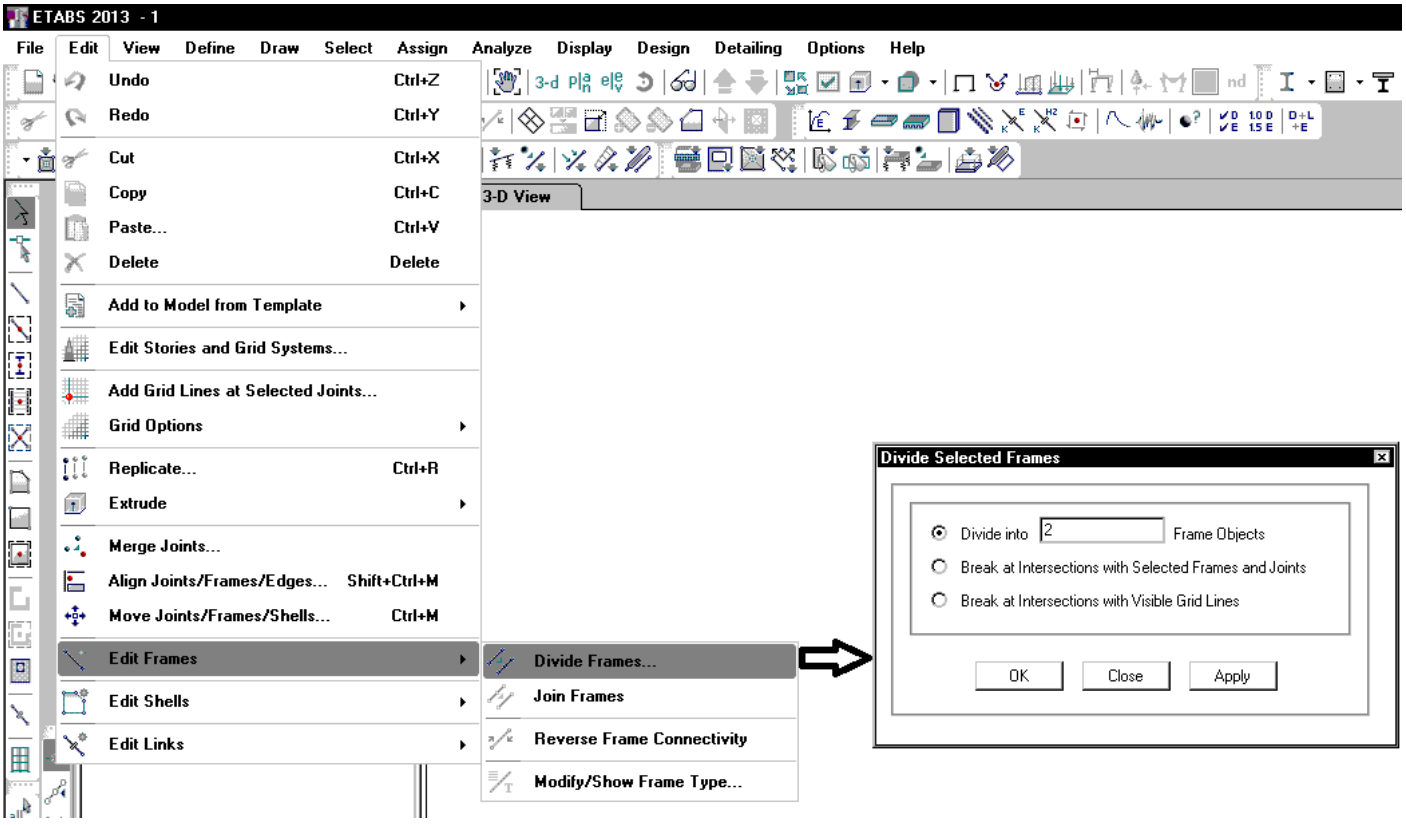
- جهت کپی کردن اعضا:

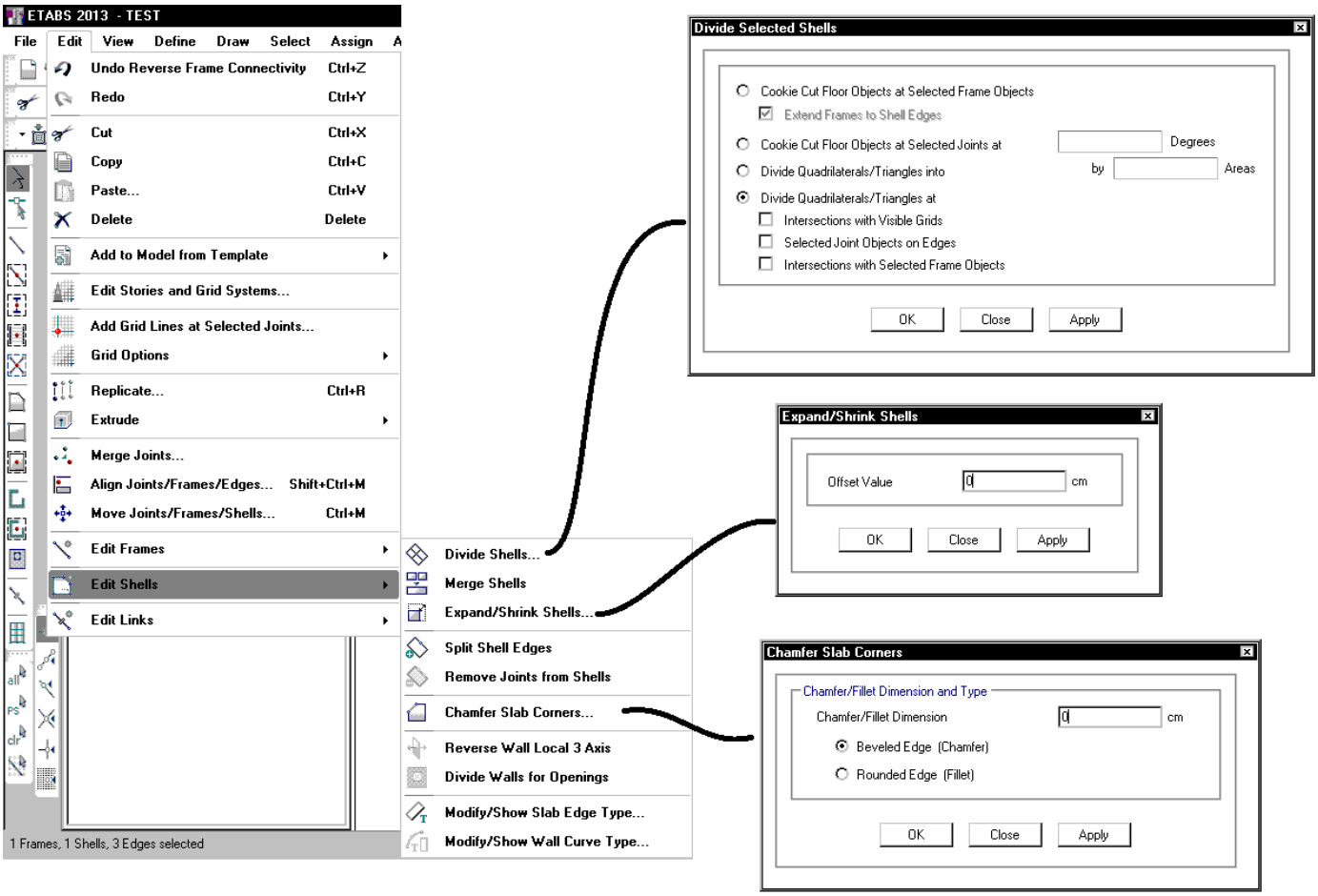



ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign A
Undo Ctrl+Z
Redo Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid Options
Replicate... Ctrl+R
Extrude
Merge Joints...
Align Joints/Frames/Edges...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

۳-۵ بار زنده طبقات

به بارهای زنده ارائه شده توسط مبحث ششم توجه کنید:

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]	۱٫۳[۱۴]
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.	—
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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۷	ساختمان‌های اداری		
۱-۷	دفاتر کار معمولی	۲٫۵	۹
۲-۷	سالن انتظار و ملاقات- راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴٫۵	۹
۳-۷	راهروهای سایر طبقات	۳٫۵	۹
۸	ساختمان‌های صنعتی		
۱-۸	کارگاه‌های صنعتی سبک	۶ (۲) (۳) (۶)	۹
۲-۸	کارگاه‌های صنعتی متوسط	۱۰ (۲) (۳) (۶)	۱۱
۳-۸	کارگاه‌های صنعتی سنگین	۱۲ (۲) (۳) (۶)	۱۴
۹	ورزشگاه‌ها و تأسیسات تفریحی		
۱-۹	سالن‌های ورزشی سبک مانند تنیس روی میز- بیلیارد و ...	۳٫۵ (۳)	—
۲-۹	سالن‌های ورزشی و تمرینات بدنی	۵ (۳)	—
۳-۹	ورزشگاه‌های دارای صندلی ثابت	۵ (۳) (۵)	—
۴-۹	ورزشگاه‌های فاقد صندلی ثابت یا دارای نیمکت	۶ (۳)	—
۱۰	بیمارستان‌ها و مراکز درمانی		
۱-۱۰	اتاق‌های بیمار	۲	۴٫۵
۲-۱۰	اتاق‌های عمل، آزمایشگاه‌ها	۳	۴٫۵
۳-۱۰	راهروهای طبقه اول	۵	۴٫۵
۴-۱۰	راهروهای سایر طبقات	۴	۴٫۵
۱۱	محل عبور و پارک خودروها		
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن	۳ (۲) (۳) (۷)	۲۰ (۱۵)
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن	۶	۳۰ (۱۵)
۳-۱۱	معابر و بخش‌هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	۱۲ (۹)	۳۶ (۱۵)
۱۲	سایر موارد		
۱-۱۲	سردخانه‌ها	۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید، حداقل ۱۵	—
۲-۱۲	آشپزخانه‌های صنعتی و رختشوی‌خانه‌ها	۵	—
۳-۱۲	تعبیه انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۱	—
۴-۱۲	انباری‌های سبک	۶ (۲)	—
۵-۱۲	انباری‌های سنگین	۱۲ (۲) و (۱۰)	—
۶-۱۲	موتورخانه‌ها	۷٫۵	—
۷-۱۲	اتاق‌های هواساز- پمپ و نظایر آن	۴	—
۸-۱۲	محل فرود بالگرد	۳ (۱۱) و (۱۲) و (۱۳)	—
۹-۱۲	کف کاذب در فضاهای اداری	۲٫۵	۹
۱۰-۱۲	کف کاذب برای اتاق‌های کامپیوتر	۵	۹
۱۱-۱۲	اتاق آسانسور	۳٫۶	۱٫۳ (برروی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر وارد شود)
۱۲-۱۲	هرگونه ساختمان دیگر	۱	

۳-۵-۱ بار زنده تیغه بندی

۶-۵-۲ بار زنده گسترده یکنواخت

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 ۰/۵کیلونیوتن 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.

۳-۵-۲ 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.

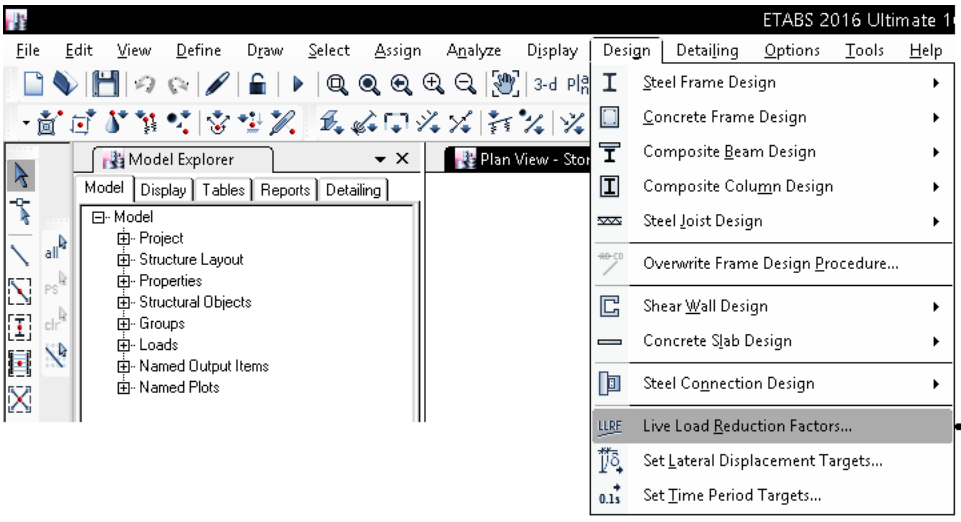
استثناء: کاهش بارهای زنده اعضایی که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

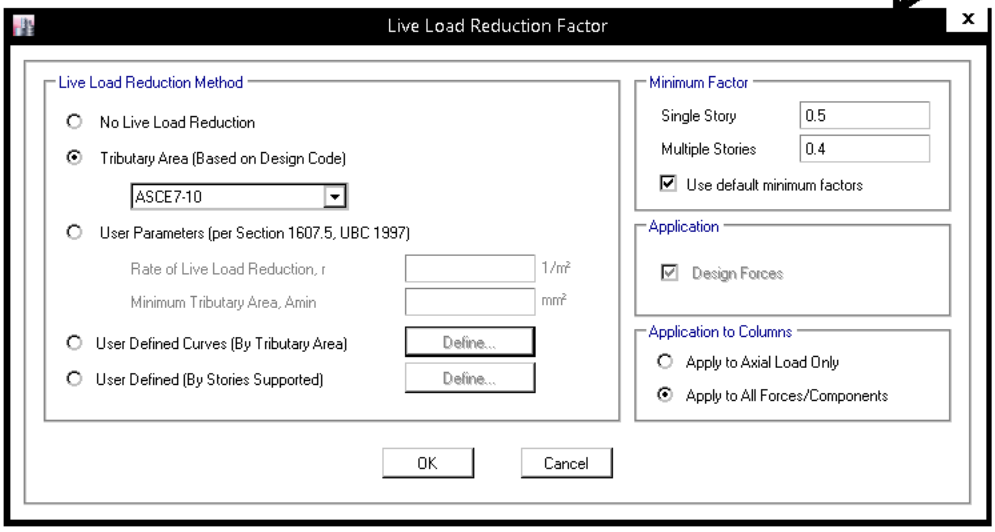
۶-۵-۷-۵ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

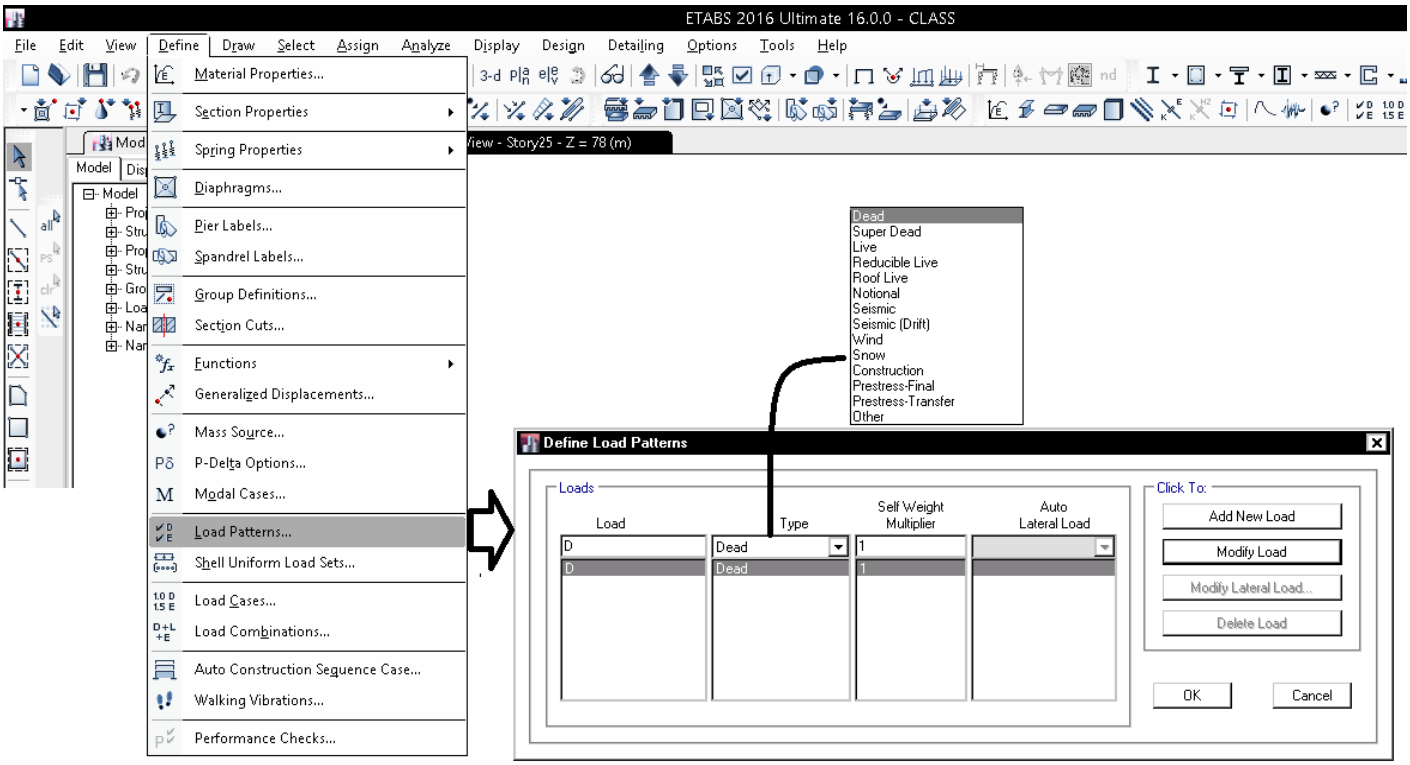
۶-۵-۷-۶ محدودیت‌های مربوط به دال‌های یک‌طرفه

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.


ETABS 2016 Ultimate
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Steel Frame Design
Concrete Frame Design
Composite Beam Design
Composite Column Design
Steel Joist Design
Overwrite Frame Design Procedure...
Shear Wall Design
Concrete Slab Design
Steel Connection Design
Live Load Reduction Factors...
Set Lateral Displacement Targets...
Set Time Period Targets...


Live Load Reduction Factor
Live Load Reduction Method
No Live Load Reduction
Tributary Area (Based on Design Code)
ASCE7-10
User Parameters (per Section 1607.5, UBC 1997)
Rate of Live Load Reduction, r
1/m²
Minimum Tributary Area, Amin
mm²
User Defined Curves (By Tributary Area)
Define...
User Defined (By Stories Supported)
Define...
Minimum Factor
Single Story 0.5
Multiple Stories 0.4
Use default minimum factors
Application
Design Forces
Application to Columns
Apply to Axial Load Only
Apply to All Forces/Components
OK
Cancel

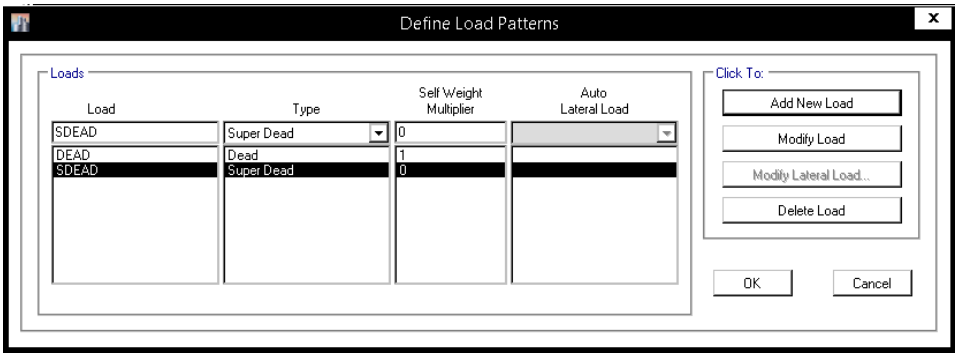
۳-۵-۳ نحوه تعریف بارها



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.**



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)

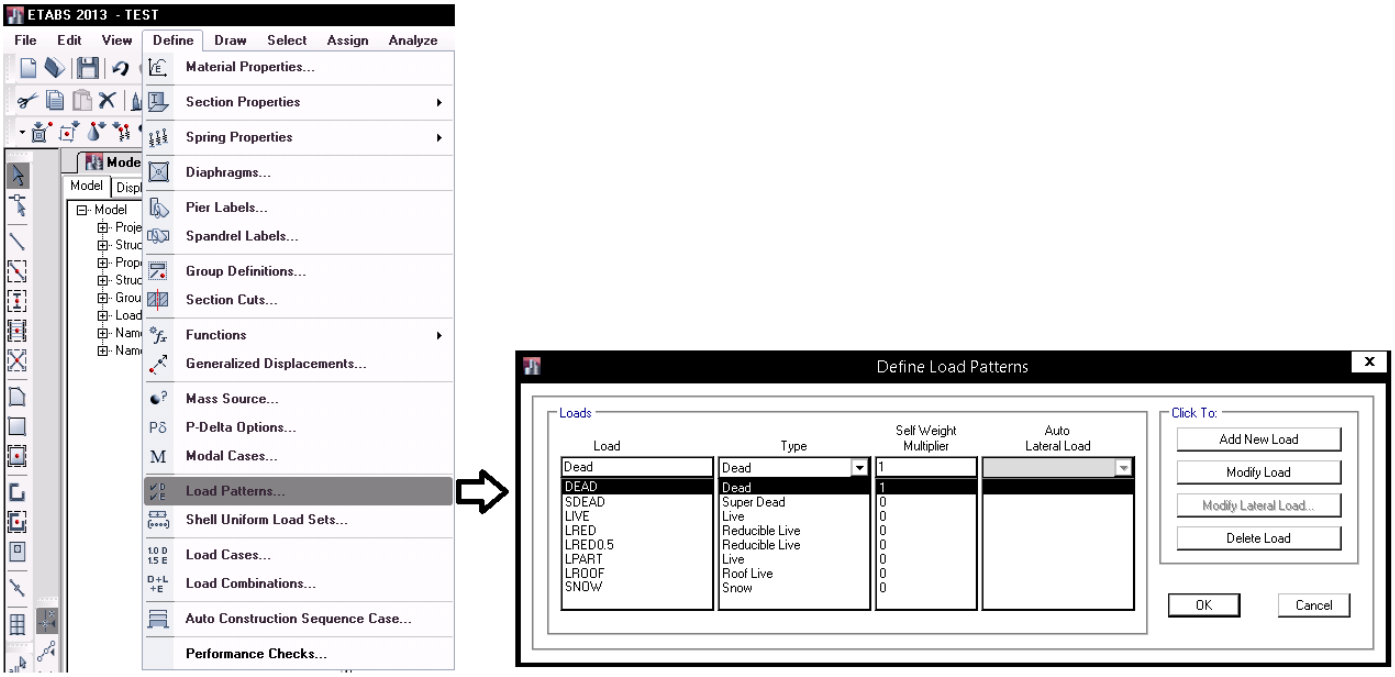
۷) ۰٫۹D+۱٫۰E

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

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.



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.

۳-۵-۴ بار مرده کفها

نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) طبقات ساختمان

۱) موزائیک	$0.02\times2100=42\ kg/m^2$
۲) ۱ سانتیمتر ملات ماسه سیمان	$0.01\times2100=21\ kg/m^2$
۳) بتن با پوکه معدنی و سیمان	$0.1\times1300=130\ kg/m^2$
۴) یونولیت	$5\ kg/m^2$
۵) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ وگچ وخاک	$50\ kg/m^2$
جمع کل	$248 kg/m^2$

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) بتن با پوکه معدنی و سیمان	$0.1\times1300=130 kg/m^2$
۴) یونولیت	$5\ kg/m^2$
۵) سقف کاذب یا گچ و گچ و خاک	$50 kg/m^2$
جمع کل	$268\ kg/m^2$

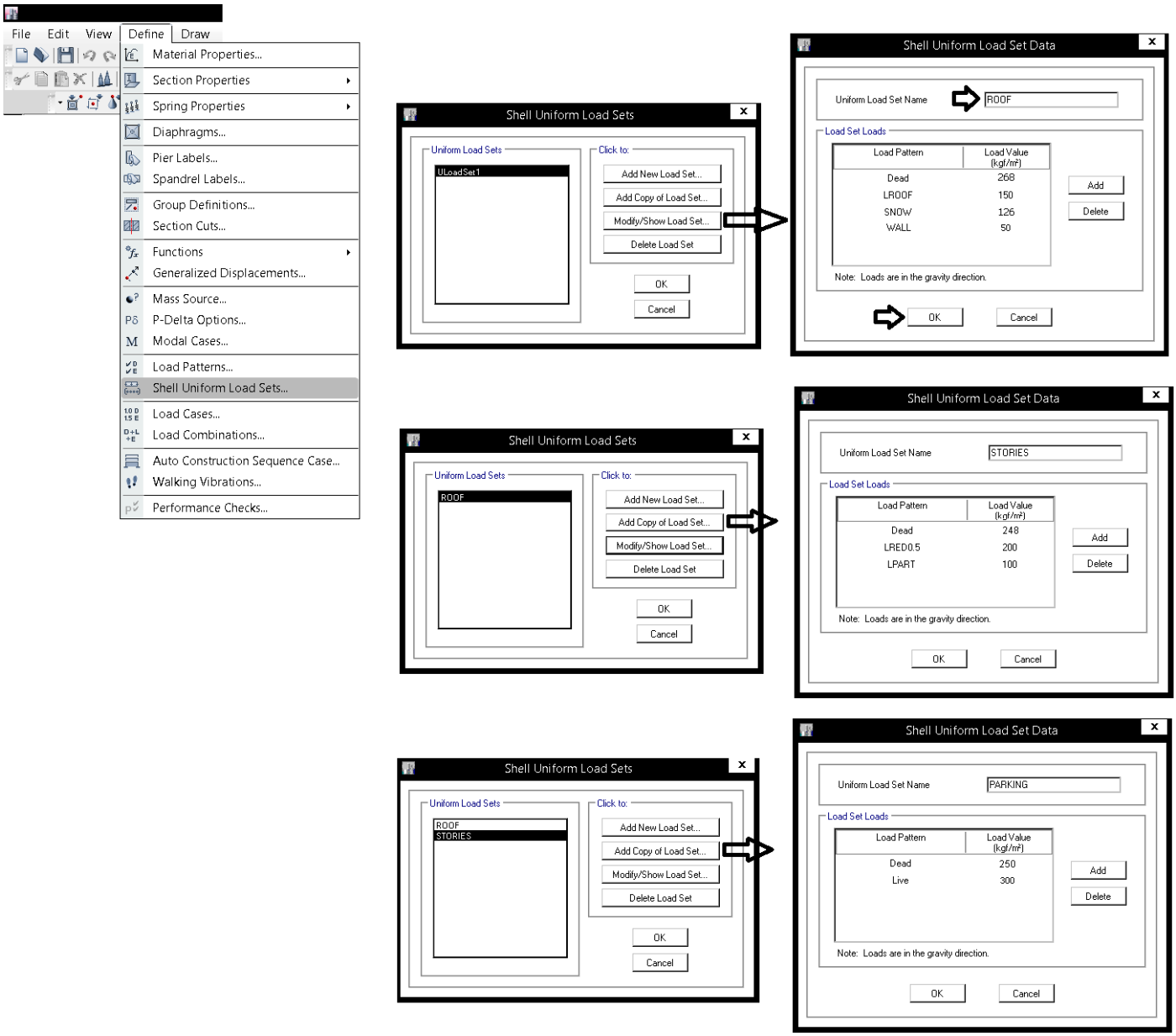
سایر نکات:

۱) بار کفسازی(Super Dead) در کلیه پروژه های متداول برای کاربری مسکونی و اداری 200 kg/m^2 و برای کاربری تجاری، پارکینگ و بام 250 kg/m^2 ، اعمال گردد.(بخش مربوط به وزن سازه ای سقف طبق جزئیات سقف در نقشه و مدل، اعمال گردد).

۲) بار کلیه دیوارهای خارجی(نما و غیر نما) در کلیه پروژه های متداول حداقل 220 kg/m^2 به ازای هر متر ارتفاع دیوار اعمال گردد.

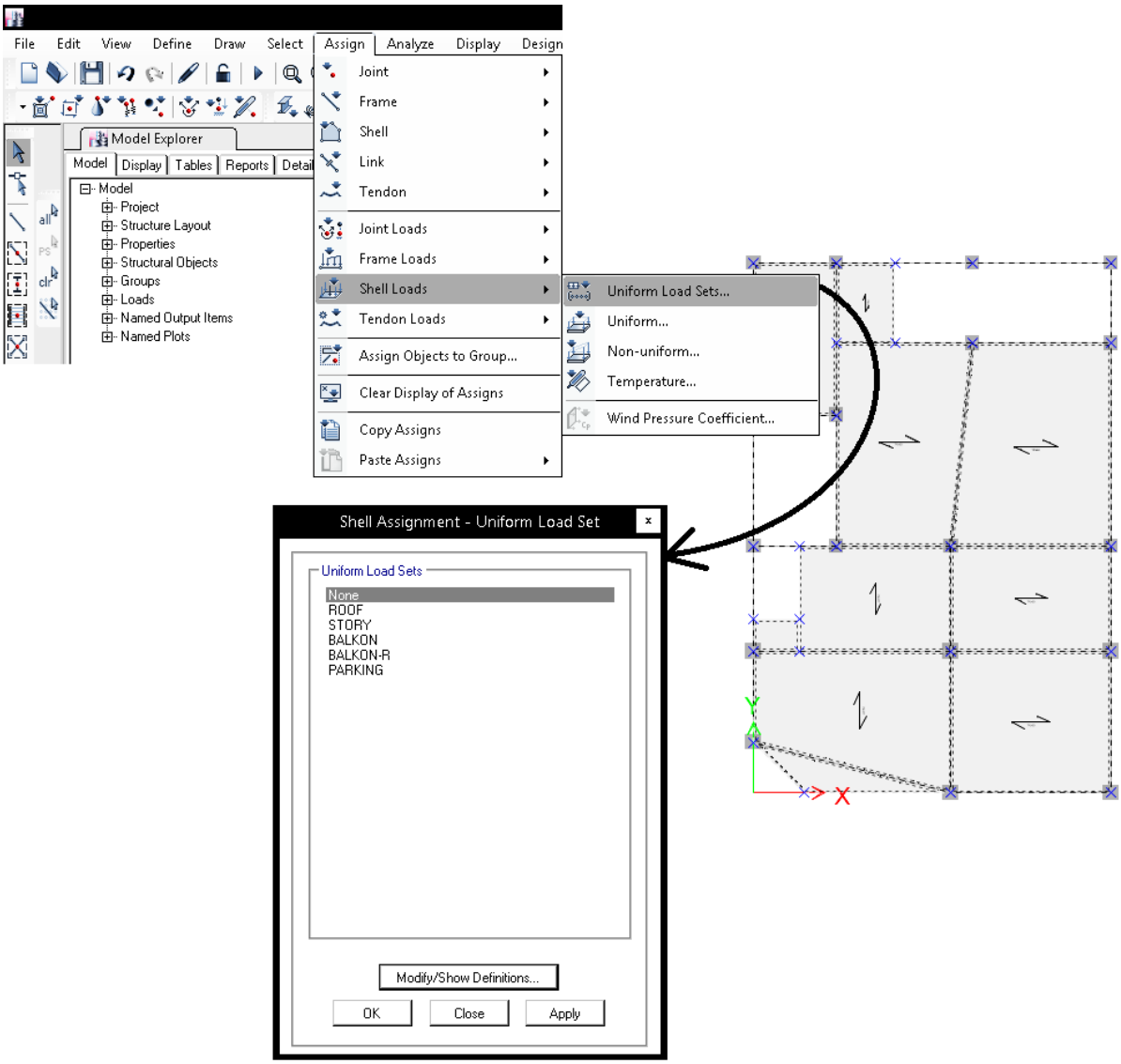
۳) لازم به ذکر است که مقادیر بارگذاری فوق بصورت حداقلی بوده و با توجه به جزئیات و مصالح عرف مورد استفاده می باشد و در صورت وجود جزئیات غیرعرف یا خاص، برای ساختمان(به عنوان مثال کف سازی ویژه و یا استفاده از نمای خاص)، محاسب پروژه موظف به افزایش مقادیر بارگذاری طبق جزئیات می باشد.

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

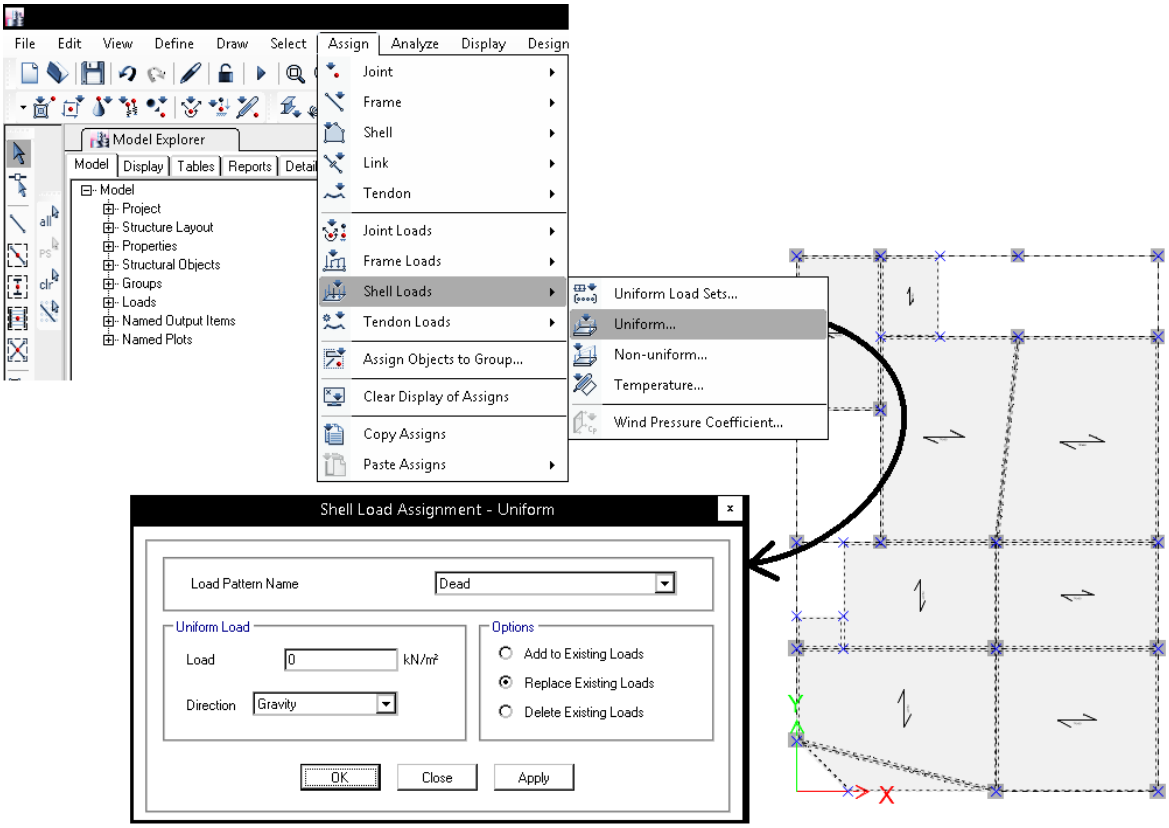


- در مبحث ۶ جدید نحوه محاسبه بار برف تغییر کرده و برای سازه ای واقع در داخل شهر تبریز و یا تهران با فرض نیمه برفگیر بودن آن برابر 105 kg/m^2 و با فرض برف گیر بودن 126 kg/m^2 بدست می آید
- بار Wall برای منظور کردن اثر تیغه بندی در جرم لرزه ای طبقه بام می باشد.
- بار زنده پارکینگ در مبحث ۶ جدید برای پارکینگهای با خودروی کمتر از 4ton برابر 300 kg/m2 عنوان شده است (قبلا 500 kg/m^2 بود).
- با توجه به کاهش بار زنده پارکینگ (که احتمالا به دلیل سبک تر شدن وزن خودروها در دهه های اخیر می باشد)، بهتر است در صورتی که احتمال می رود در پارکینگ تیغه نیز اجرا شود، علاوه بر بار زنده ۳۰۰، بار تیغه بندی به اندازه ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در پارکینگ نیز منظور شود.

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:



۳-۵-۵ 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	$330\ kg/m^2$

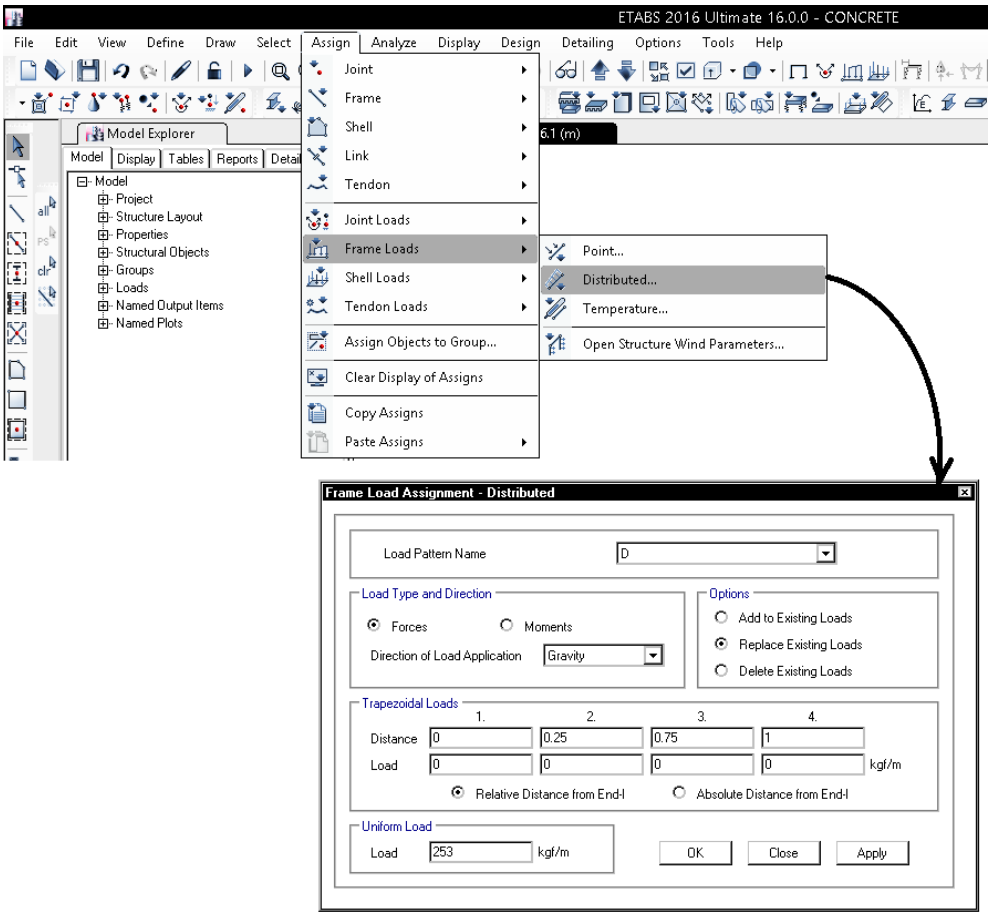
جهت درنظرگرفتن اثر بازشوها می توان بارمرده دیوارهای نما را در 0.7 ضرب نمود.

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

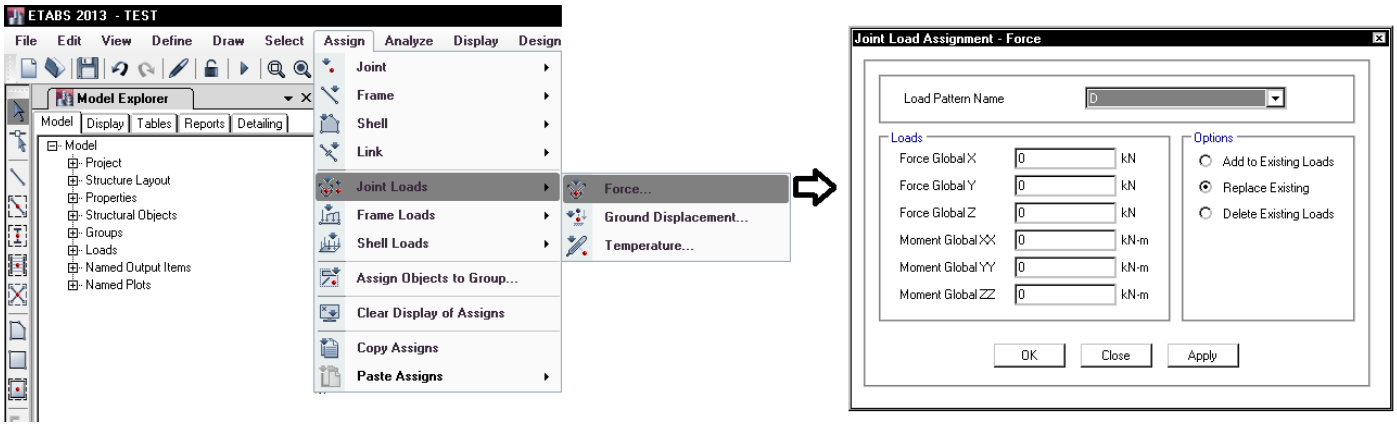
بار گسترده مربوط به دیوارهای غیرنما $253\times3\cong760\frac{kg}{m}$

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

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



۳-۵-۶ بار آسانسور



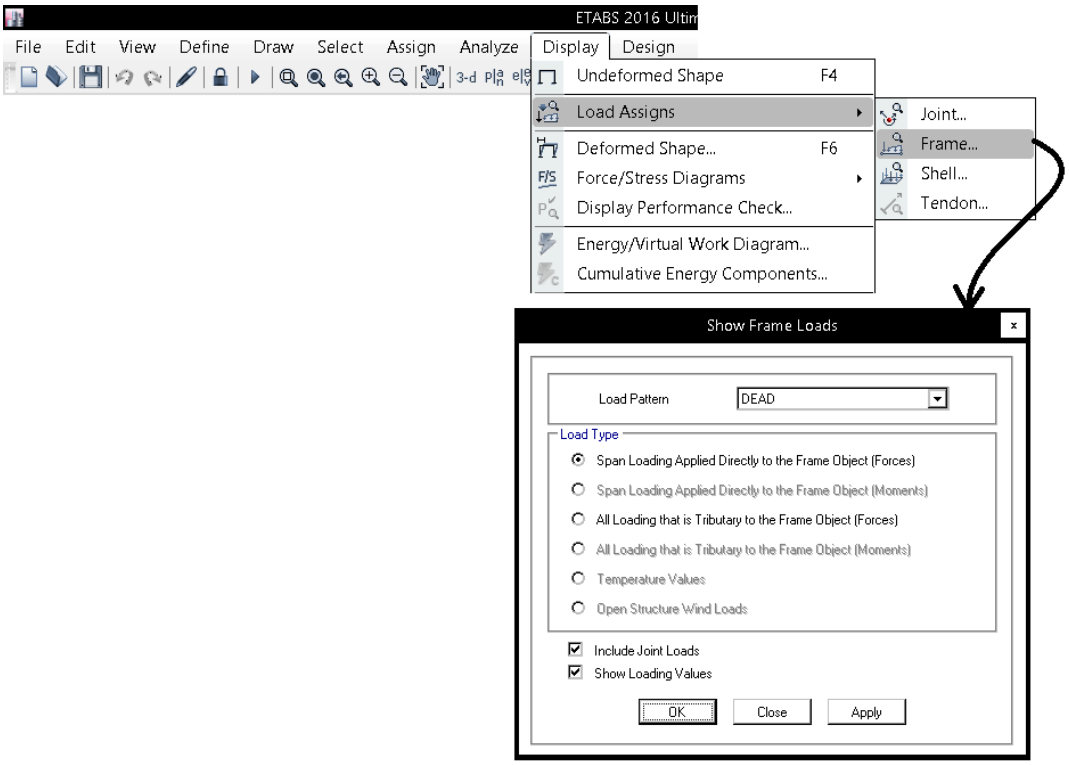
ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_o و بار زنده متمرکز کف‌ها

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 نقشه های سازه	گردآوری و تنظیم: حسین صفرمرداللو	
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.

۳-۵-۷ مشاهده و بررسی بارهای وارد شده



۳-۵-۸ Notional Load

- در سازه های فولادی، در صورت استفاده از روش آنالیز مستقیم (Direct analysis method)، علاوه بر بارگذاری عادی، باید بار جانبی فرضی (Notional load) نیز اعمال شود.

- در سازه های بتنی نیازی به تعریف بار جانبی فرضی نیست.

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

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل 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

سوال: ضریب 0.002 بر چه اساسی بدست آمده است؟

پاسخ: در رابطه فوق فرض شده است که ستونها حدکثر ممکن است به اندازه 0.002 ارتفاع طبقه ($\frac{1}{500}$ارتفاع) ناشاقولی داشته باشند. به بند زیر توجه نمایید:

۱۰-۴-۶-۷ ناشاقولی ستون‌ها

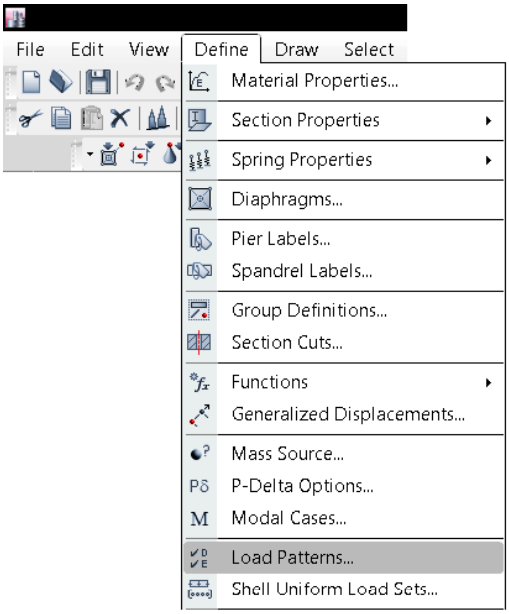
درخصوص کنترل ناشاقولی ستون‌ها رعایت الزامات زیر ضروری است.

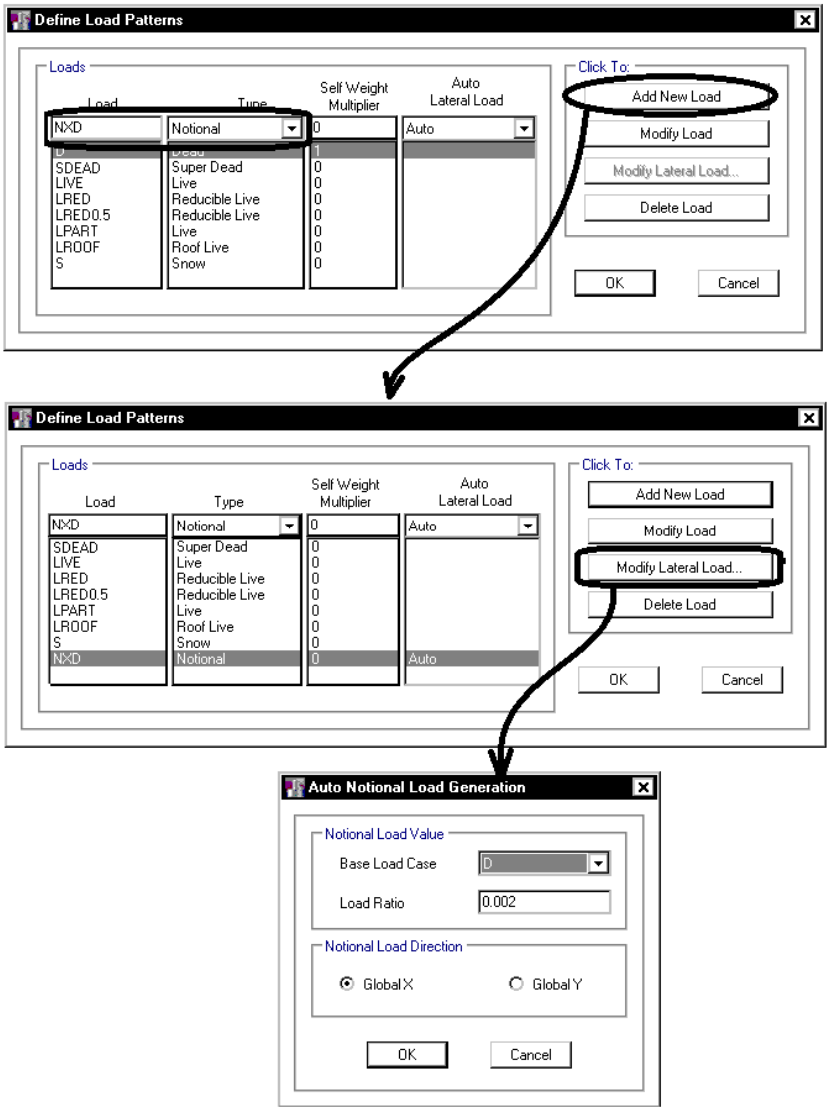
الف) میزان حداکثر جابه‌جایی محور ستون از محل فرضی مساوی ۶± میلی‌متر می‌باشد.

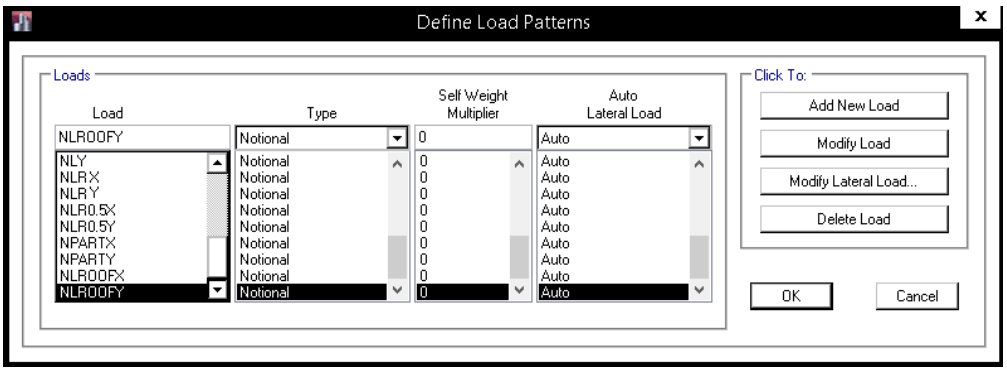
ب) حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها، تا طبقهٔ بیستم به‌ازای هر طبقه مساوی $\frac{۱}{۵۰۰}$ ارتفاع و حداکثر ۲۵ میلی‌متر به‌سمت نما و ۵۰ میلی‌متر به‌سمت داخل ساختمان می‌باشد.

پ) در شکل ۱۰-۴-۹ پوش رواداری ناشاقولی ستون در سمت نما و در سمت داخل ستون نشان داده شده است.

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.







۳-۶ 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

روش استاتیکی محدودیت دارد. مثلا اگر یک سازه ۴طبقه داشته باشیم و این سازه نامنظم پیچشی باشد، نمی توان از روش استاتیکی استفاده کرد:

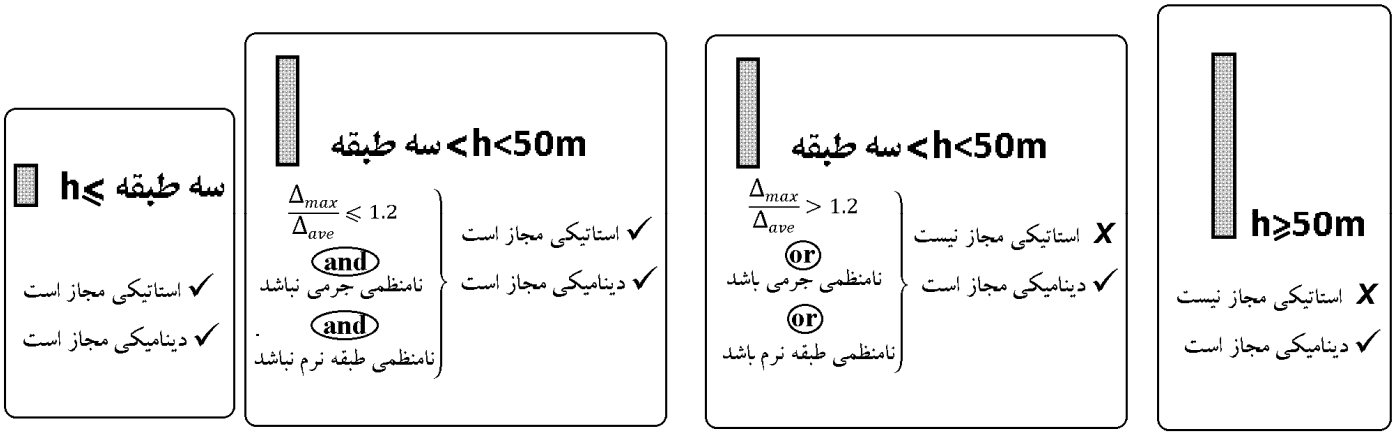
۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه بـه‌کـاربرد. تنهـا، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایـه و یـا 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**



۳-۶-۱ ضوابط آیین نامه ای محاسبه نیروی زلزله

نیروی زلزله به صورت $V_u = \frac{ABI}{R_u}W$ محاسبه می شود. بنابراین برای تعریف نیروی زلزله استاتیکی، باید چهار پارامتر A, B, I و R را محاسبه کنیم.

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 مـی‌شـود کـه در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیـرو در هـر یـک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطهٔ (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

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

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

در ادامه نحوه محاسبه پارامترهای A, B, I و R بر اساس بندهای آیین نامه ارائه شده است.

ضریب A بر اساس منطقه قرار گیری سازه تعیین می شود. برای مثال شهر تهران در منطقه با پهنه لرزه خیزی خیلی زیاد قرار گرفته است و ضریب A برابر 0.35 خواهد بود:

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

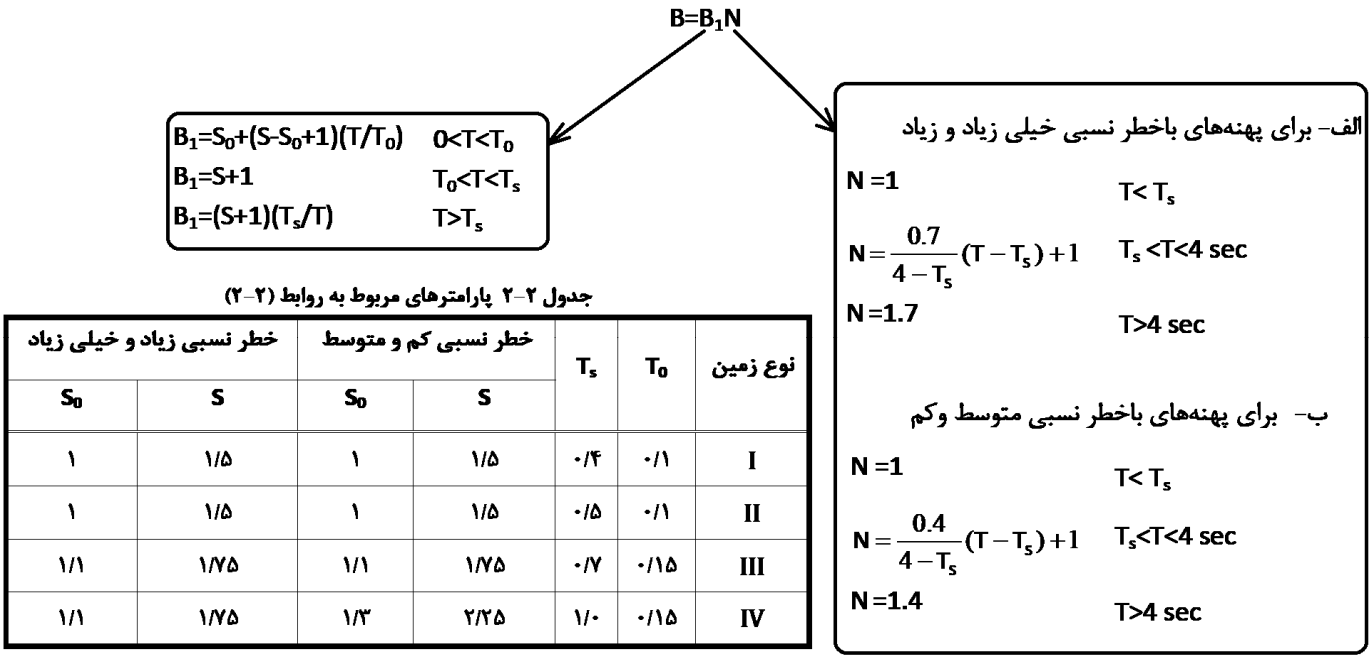
نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میـزان خطـر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می‌شود. منـاطق چهارگانـه عنـوان‌شـده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

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

برای تعیین B باید مقادیر دوره تناوب و نوع زمین مشخص شود:

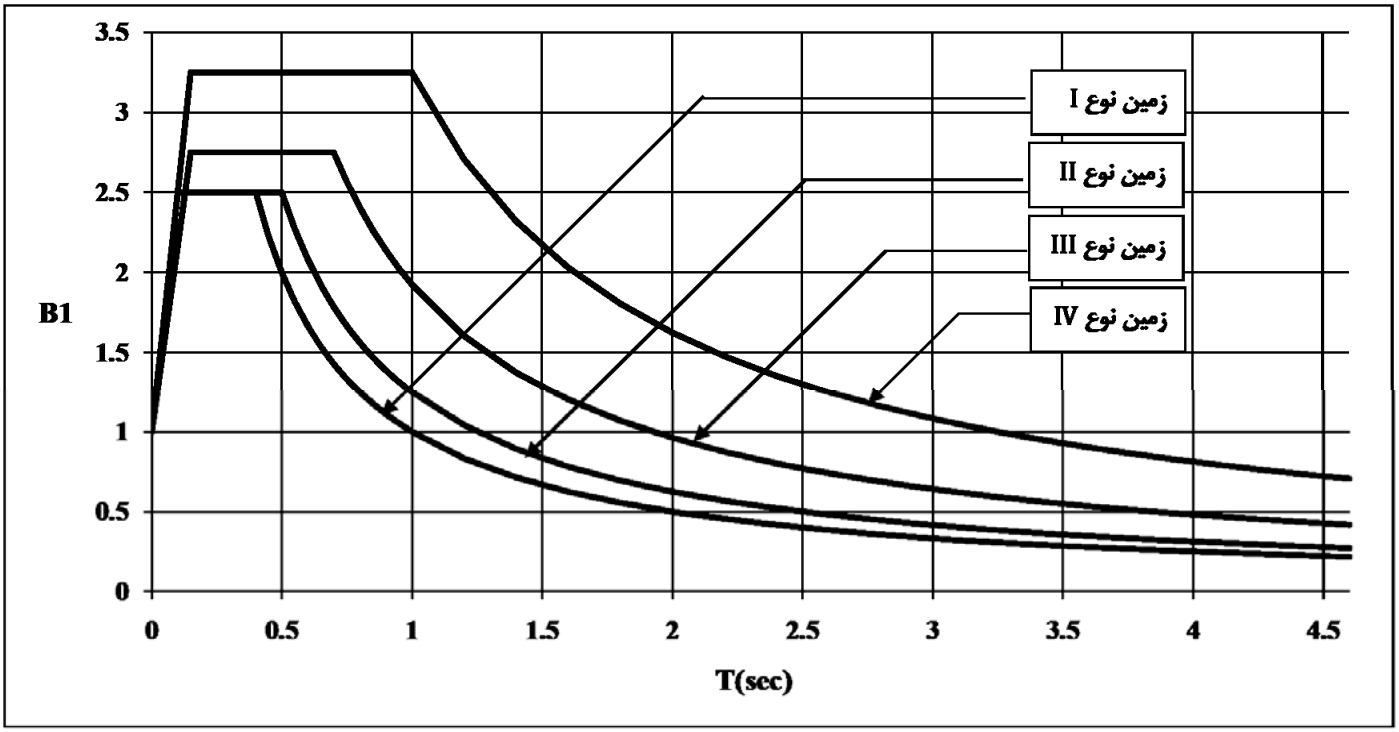
- تعیین دوره دوره تناوب (T): نحوه تعیین دوره تناوب در بند۳-۶-۲ تشریح شده است.
- تعیین نوع خاک
- پس از تعیین T و نیز نوع خاک مقادیر T_0, T_s, S, S_0 بر اساس جدول ۲-۲ در شکل زیر تعیین می شود.
- تعیین مقادیر B1 و نیز N
- تعیین مقدار $B = B_1 \times N$



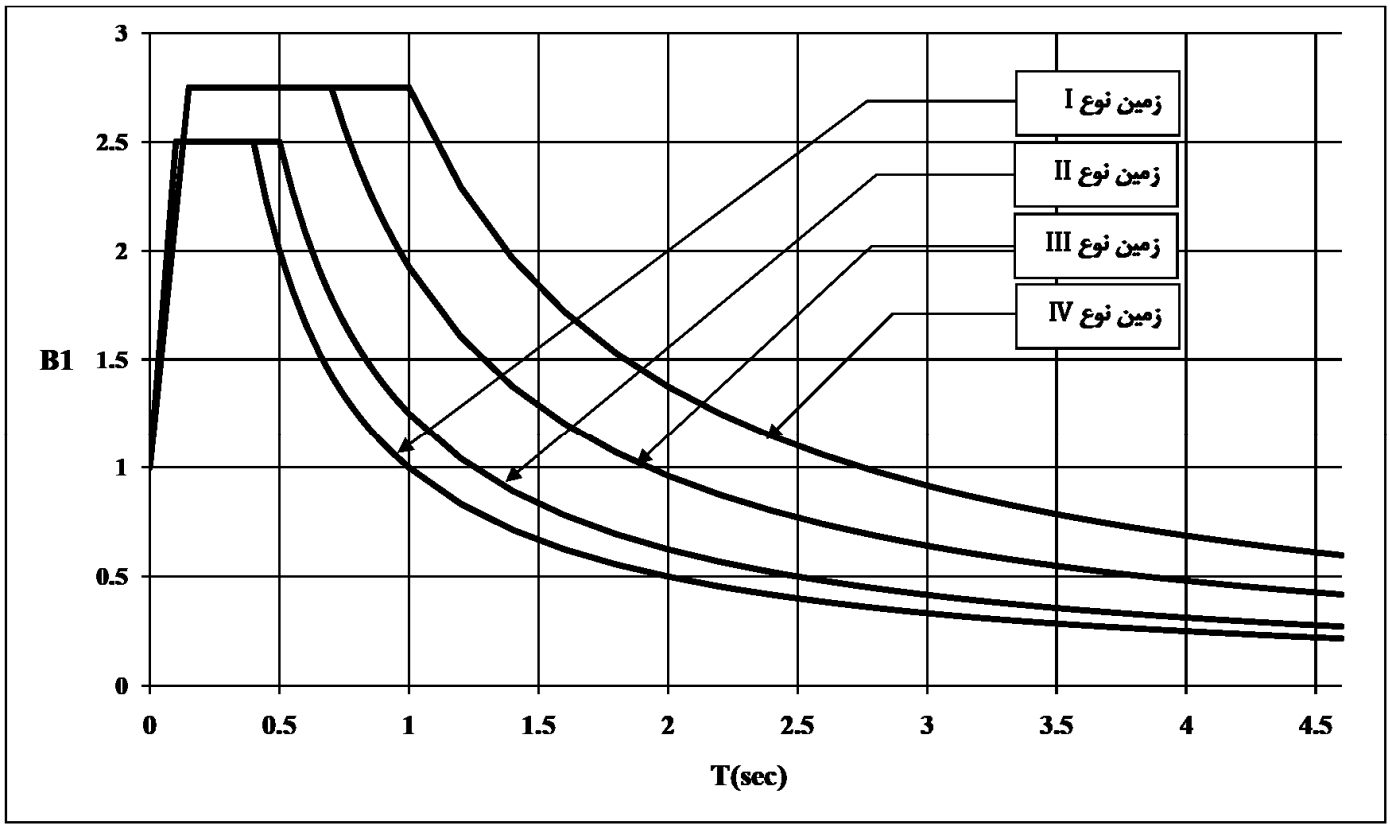
جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

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

در شکل های زیر مقدار ضریب B1 بر حسب دوره تناوب سازه (T) رسم شده است. همانطور که مشاهده می شود، دوره تناوب سازه تاثیر قابل توجهی بر مقدار B1 دارد.



شکل ۲-۱- الف- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۲-۱- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

۳-۶-۲ 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

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۳-۴)$$

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:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۳-۵)$$

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 گنبدها ، برخی ازساختمان‌های مساجد، آمفی‌تئاترها، سالن‌های ورزشی 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.

When Computed Period $T_{computed}$ Is Less than $T = C_uT_a$

The computed period may be less than the upper limit period C_uT_a. Continuing with the braced frame, assume that the computed period $T_{computed} = 0.615 < C_uT_a = 0.761$ s. Although ASCE 7 is silent on this possibility, it is recommended that the lower period be used in the calculations. In the unlikely event that the computed period turns out to be less than $T_a = 0.525$ s, the period $T = T_a = 0.525$ s may be used because there is no requirement that $T_{computed}$ shall be determined. If the computed period is significantly different from C_uT_a, say less than 0.5 C_uT_a or more than 2 C_uT_a, the computer model should be carefully inspected for errors.

Decisions Regarding Appropriate Period to Use

if $T_{computed}$ is > C_uT_a use C_uT_a

if $T_a < T_{computed} < C_uT_a$ use $T_{computed}$

if $T_{computed} < T_a$ use T_a

در شکل فوق:

- T_a زمان تناوب تجربی
- Cu=1.25
- $T_{computed}$ زمان تناوب تحلیل

$$T_{\text{طراحی}} = Max\left\{\begin{matrix} Min\left(T_{\text{تحلیلی}(ETABS)}\ ,\ 1.25T_{\text{آیین نامه}}\right) \\ T_{\text{آیین نامه}} \end{matrix}\right\}$$

- 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 هنوز مقدار $T_{\text{تحلیلی}(ETABS)}$ مشخص نیست.
- از آنجا که در قابهای خمشی معمولا $T_{\text{تحلیلی}(ETABS)}$ بیش از $1.25T_{\text{آیین نامه}}$ بدست می آید، در شروع کار طراحان زمان تناوب سازه را برابر $1.25 \times T_{\text{آیین نامه}}$ در نظر میگرند. پس از مدلسازی و طراحی اولیه باید زمان تناوب حاصل از تحلیل مطابق بند ۳-۳۵ همین جزوه محاسبه شود و اگر مقدار آن کمتر از زمان تناوب تجربی × 1.25 بدست آمد، نیروی زلزله طرح باید مجددا باید با دوره تناوب جدید محاسبه شود.

۳-۷ تعیین ضریب رفتار سازه (Ru)

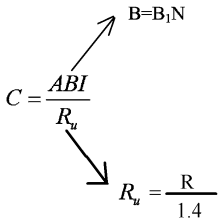
جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

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 با مصالح بنایی مسلح	۳	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 با 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[۴]	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 برشی‌بتن‌آرمه 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 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)

ترکیب بار لرزه ای بر اساس ویرایش ۳

ACI 318-99 (بتن آمریکا)	**1.05D + 1.275L + 1.4E**
ACI 318 –2014 (بتن آمریکا)	**1.2D + L + 1.4E + 0.2S**
AISC 360 – 2010 (فولاد آمریکا)	**1.2D + L + 1.4E + 0.2S**
مبحث دهم ایران (سال ۱۳۸۸)	**D + 1.2L + 1.2E**
مبحث نهم ایران (سال ۱۳۸۸)	**D + 1.2L + 1.2E**
آیین نامه بتن ایران (آبا ۱۳۸۳)	**D + 1.2L + 1.2E**
ترکیب بار کنترل تنش خاک (بر اساس مبحث ۶ قدیم)	**0.75 (D + L + 1E)**

ترکیب بار لرزه ای بر اساس ویرایش ۴

ACI 318-99 (بتن آمریکا)	**1.05D + 1.275L + 1E**
ACI 318 –2014 (بتن آمریکا)	**1.2D + L + 1E + 0.2S**
CSA A23.3-14 (بتن کانادا)	**D + 0.5L + 1E**
AISC 360 – 2010 (فولاد آمریکا)	**1.2D + L + 1E + 0.2S**
مبحث دهم ایران (سال ۱۳۹۲)	**1.2D + L + 1E + 0.2S**
مبحث نهم ایران (سال ۱۳۸۸)	**D + 1.2L + 0.84E**
آیین نامه بتن ایران (آبا ۱۳۸۳)	**D + 1.2L + 1.02E**
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.	**D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S**

در رابطه با ترکیب بار آیین نامه بتن ایران (آبا) به متن استاندارد ۲۸۰۰ و نیز پرسش و پاسخ ارائه شده در دفتر تدوین ضوابط و استاندارد ها توجه نمایید:

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۱۲-۲ در صورتی که طراحی سازه بر اساس مقاومت انجام شود، درترکیب بارهای زلزله طرح با سایر بارها، بارهای جانبی و قائم زلزله باید با ضریب بار ۱/۰ در نظر گرفته شوند.
در حالتی که بر طبق آیین‌نامه طراحی، نیروی زلزله باید با در نظر گرفتن اثر اضافه‌مقاومت در کنترل اجزای سازه مورد استفاده قرار گیرد، بار جانبی زلزله طرح باید در ضریب اضافه مقاومت ضرب شده و در ترکیب بارها لحاظ شود و نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت در مؤلفه قائم زلزله نمی‌باشد.
در طراحی سازه‌های بتنی که بر اساس آیین‌نامه بتن ایران "آبا" طراحی می‌شوند، مقادیر بار زلزله باید در ضریب ۰/۸۵ ضرب شده و در ترکیبات بار مورد استفاده قرار گیرد.

پرسش و پاسخ از دفتر تدوین ضوابط و استاندارد ها:

مطابق بند ۳-۱۲-۲ آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله در طرح سازه‌های بتنی بر اساس آبا، مقدار ضریب نهایی بار زلزله در ترکیب بارها به چه میزان است؟

با عنایت به بند ۳-۱۲-۲ ویرایش چهارم آئین‌نامه مذکور، در طراحی سازه‌های بتنی که بر اساس آئین‌نامه بتن ایران "آبا" طراحی می‌شوند، مقادیر بار زلزله باید در ضریب ۸۵/۰ ضرب شده و در ترکیبات بار مورد استفاده قرار گیرد که ضریب نهایی بار زلزله در ترکیب بارها ۱ خواهد بود.

مشاهده: ۳۹ مرتبه تاریخ نمایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ آخرین ویرایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳

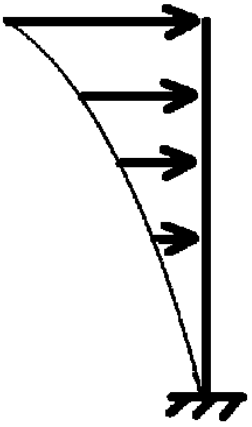
$$D + 1.2L + 1.2E \xrightarrow{\times 0.85} D + 1.2L + 1.2(0.85E) \rightarrow D + 1.2L + 1.02E$$

طبق پرسش و پاسخ فوق از دفتر تدوین، عملا برای طراحی بتن دو ترکیب بار خواهیم داشت:

مبحث نهم ایران (سال ۱۳۸۸)	**D + 1.2L + 0.84E**
آیین نامه بتن ایران (آبا ۱۳۸۳)	**D + 1.2L + 1.02E**

ترکیب بار دوم صحیح به نظر می رسد. توجه شود که با توجه به اینکه زلزله استفاده شده در استاندارد ۲۸۰۰ در سطح تراز نهایی می باشد، ضریب زلزله نیز نباید کمتر از ۱ باشد. در تمامی آیین نامه ها (حتی CSA کانادا که مبث نهم برگرفته از آن می باشد) ضریب زلزله یک می باشد.

۳-۸ 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:

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

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.

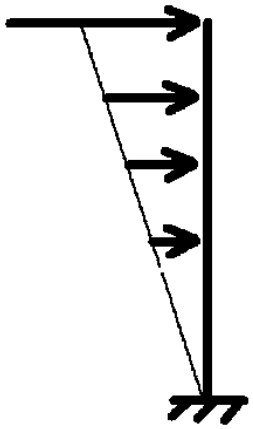
h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

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:

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

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.



ویرایش ۳

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

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

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \qquad (۳-۹)$$

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

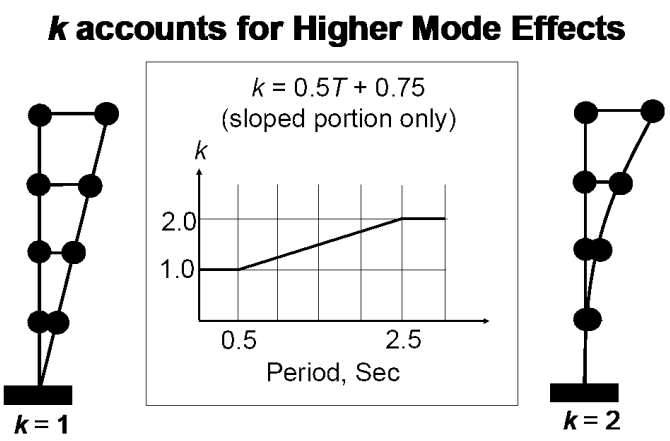
F_t: نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_t = ۰/۰۷\ TV \qquad (۳-۱۰)$$

نیروی F_t نباید بیشتر از ۰/۲۵ V 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.

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



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

http://www.hoseinzadeh.net/hoseinzadeh.htm

وبسایت:	www.hoseinzadeh.net	
کانال:	https://telegram.me/hoseinzadehasl	
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	23	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.3	
نوع زمین	III	
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	قاب خمشی بتنی
Ru=	5	5
سازه میانقاب دارد؟	بله	بله
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	1.00	1.10
T_0=	0.15	0.15
Ts=	0.7	0.7
S0=	1.1	1.1
S=	1.75	1.75
T= Min (تحلیلی ، 1.25تجربی)	0.84	0.84
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.02980	1.02980
B1=(S+1)(Ts/T)=	2.29037	2.29037
B=B1*N=	2.35862	2.35862
C-min=0.12*A*I=	0.0360	0.0360
C=A.B.I/R=	0.1415	0.1415
*k=0.5*T+0.75=*	1.1702	1.1702
C_{DRIFT} =	0.12285	0.113909091
K_{DRIFT} =	*1.25*	*1.3*

۳-۹ پیچش تصادفی

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:

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

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

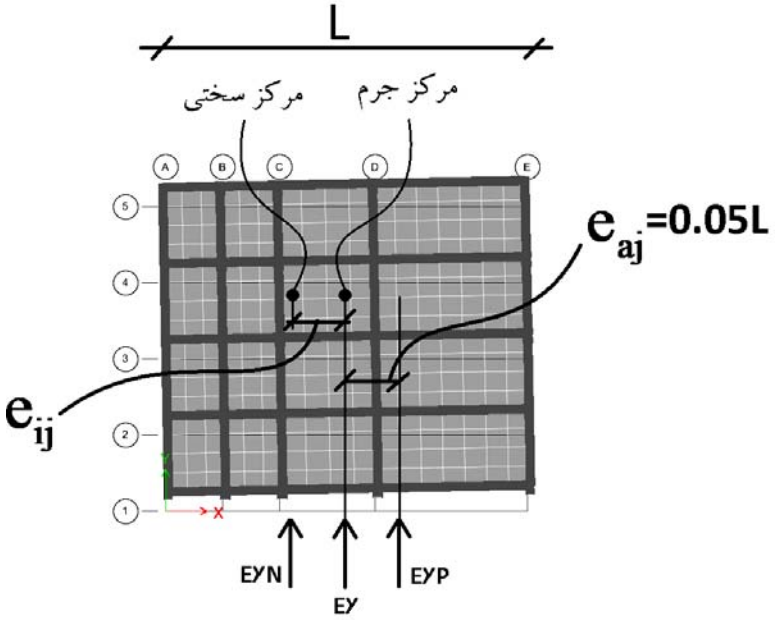
۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی 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.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{۱/۲\Delta_{ave}}\right)^{۲} \qquad ۱ \le A_j \le ۳ \qquad (۹-۳)$$

در این رابطه:

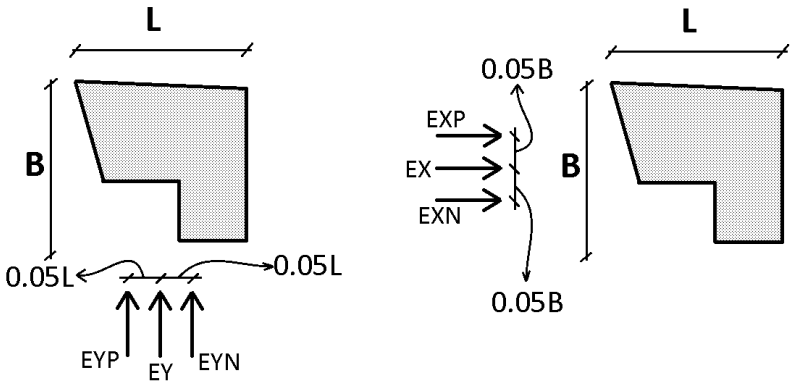
Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.



FEMA-P-1050:
The locations of the centers of mass and rigidity for a given floor or roof typically cannot be established with a high degree of accuracy because of mass and stiffness uncertainty and deviations in design, construction, and loading from the idealized case. To account for this inaccuracy, the standard requires the consideration of a minimum eccentricity of 5% of the width of a structure perpendicular to the direction being considered to any static eccentricity computed using idealized locations of the centers of mass and rigidity. **Where a structure has a geometrically complex or nonrectangular floor plan, the eccentricity is computed using the diaphragm extents perpendicular to the direction of loading**

به شکل زیر توجه کنید. مقدار خروج از مرکزیت تصادفی حداقل باید برابر 0.05 بعد سازه در نظر گرفته شود:



- نکته: قرار نیست زلزله های EX, EXP, EXN هر سه باهم وارد شوند!
بلکه سازه باید تحت هر کدام از آنها به تنهایی پاسخگو باشد. یعنی تک تک وارد می شوند و کفایت سازه تحت هر کدام به صورت مجزا بررسی می شود.

- در صورتی که سازه نامنظم پیچشی باشد، خروج از مرکزیت باید بیش از 0.05 بعد سازه منظور شود:

$$0.05 \le \left(\text{خروج مرکزیت} = 0.05 \times A_j = 0.05 \times \left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}\right)^2\right) \le 0.15$$

درمواردی که ساختمان مشمول نـامنظمی پیچشـی موضـوع بنـد (۱-۷-۱-ب) مـی‌شـود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

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

در این رابطه:

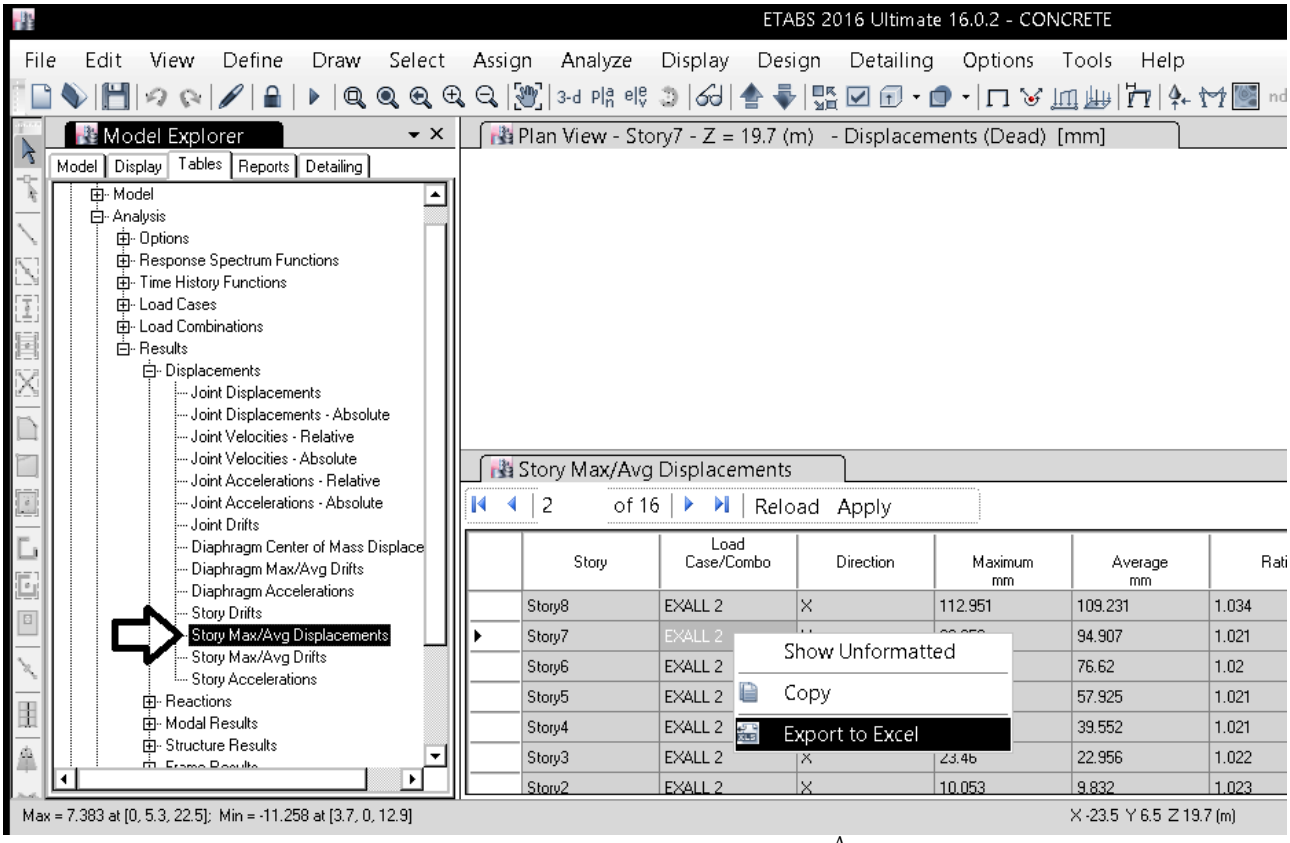
Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسـبه شده است.

به بند زیر توجه نمایید. در موارد خاص می توان از تعریف زلزله های با خروج از مرکزیت تصادفی صرف نظر کرد.
البته مشابه این بند در ASCE7-10 وجود ندارد و توصیه می شود در تمامی سازه ها زلزله با خروج از مرکزیت تصادفی تعریف شود.

۴-۷-۳-۳ در ساختمان‌های تـا ۵ طبقـه و یـا کوتـاه‌تـر از هجـده متـر در مـواردی کـه برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بـالاتر از هـر طبقـه کمتـر از ۵ درصـد بعـد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بـر نیـروی جـانبی باشـد، بـرای محاسـبات لنگـر پیچشی نیازی به درنظر گرفتن برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

برای تعیین مقدار Aj می توان به صورت زیر عمل کرد:



- در شکل زیر مقدار ستون آخر (ratio) مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ را نشان می دهد.
- EXALL2 و EXALL3 زلزله های اولیه با خروج از مرکزیت 0.05 می باشند:

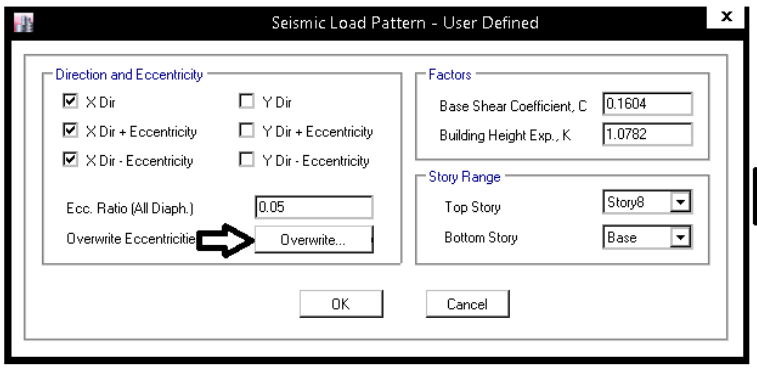
TABLE: Story Max/Avg Displacements

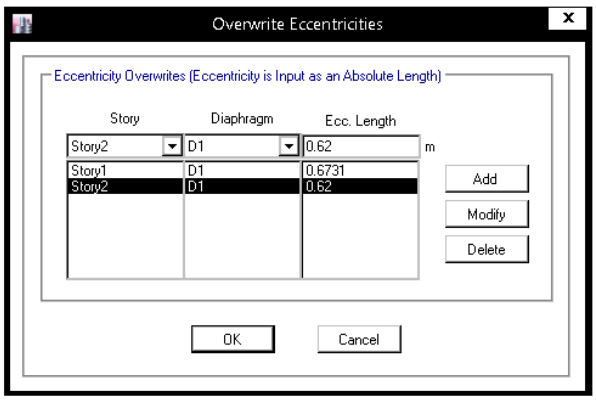
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
Story8	EXALL 2	X	112.951	109.231	1.034
Story7	EXALL 2	X	96.853	94.907	1.021
Story6	EXALL 2	X	78.183	76.62	1.02
Story5	EXALL 2	X	59.121	57.925	1.021
Story4	EXALL 2	X	40.378	39.552	1.021
Story3	EXALL 2	X	23.46	22.956	1.022
Story2	EXALL 2	X	10.053	9.832	1.023
Story1	EXALL 2	X	3.146	3.094	1.017
Story8	EXALL 3	X	118.375	112.563	1.052
Story7	EXALL 3	X	113.429	97.614	1.162
Story6	EXALL 3	X	91.923	78.885	1.165
Story5	EXALL 3	X	69.854	59.716	1.17
Story4	EXALL 3	X	48.127	40.859	1.178
Story3	EXALL 3	X	28.367	23.791	1.192
Story2	EXALL 3	X	12.504	10.247	1.22
Story1	EXALL 3	X	4.137	3.254	1.271

Story	Ratio	Aj	Ecc
Story7	1.162	1	0.05
Story6	1.165	1	0.05
Story5	1.17	1	0.05
Story4	1.178	1	0.05
Story3	1.192	1	0.05
Story2	1.22	1.033611	0.051681
Story1	1.271	1.121834	0.056092

زلزله راستای X باید به صورت زیر اصلاح شود. در محاسبات زیر عرض سازه در راستای عمود بر EX برابر B=12m فرض شده است. تنها در طبقات story1 و story2 باید مقدار خروج از مرکزیت بیش از ۵٪ اعمال شود. در طبقه دوم مقدار خروج از مرکزیت بر حسب متر برابر خواهد بود با:

$$Ecc = 0.05A_jB = 0.05\left(\frac{12.504}{1.2 \times 10.247}\right)^2 (12m) = 0.05 \times 1.034 \times (12m) = 0.0517(12m) = 0.62\ m$$





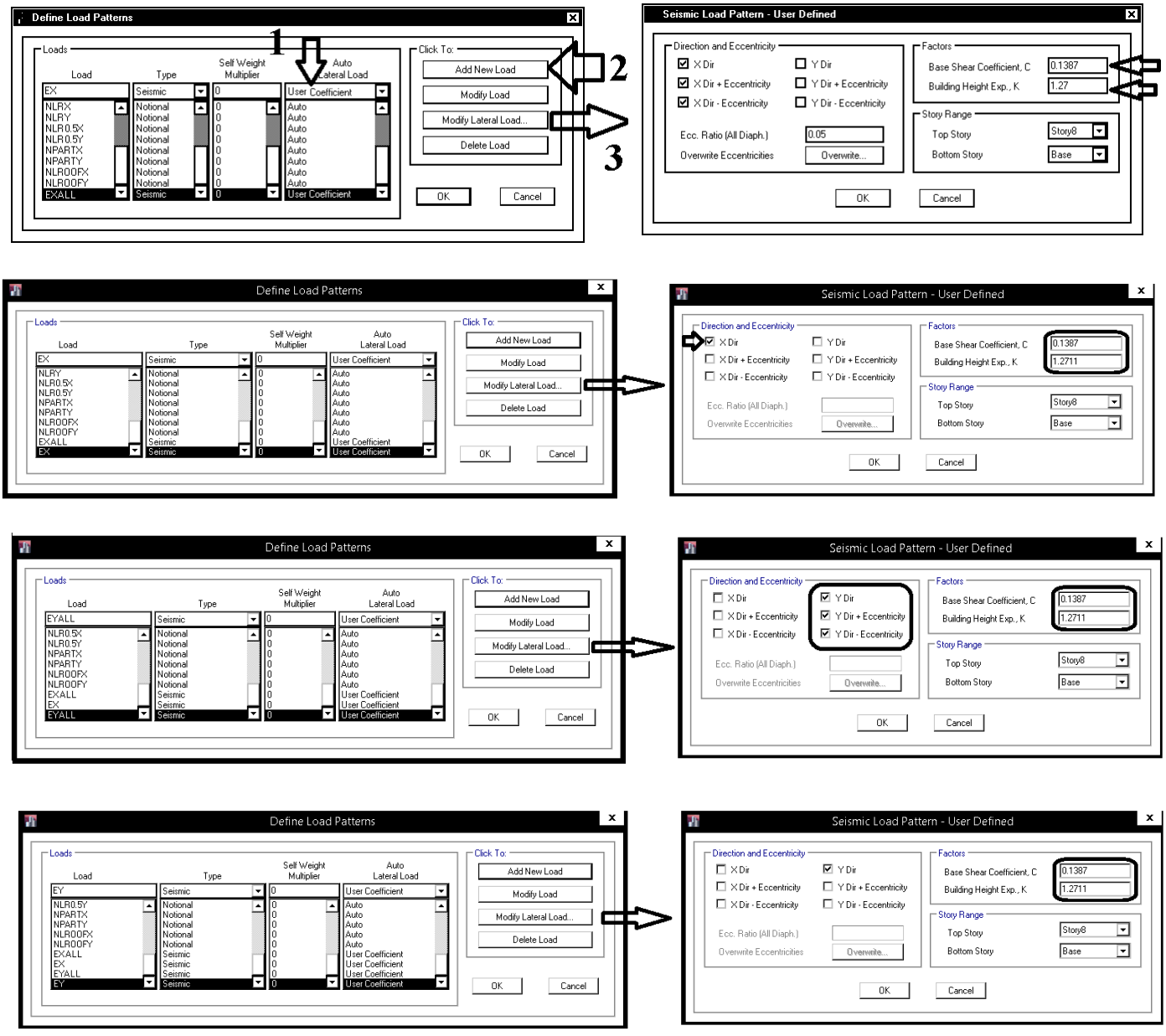
۳-۹-۱ تعریف نیروی زلزله استاتیکی در ETABS

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.

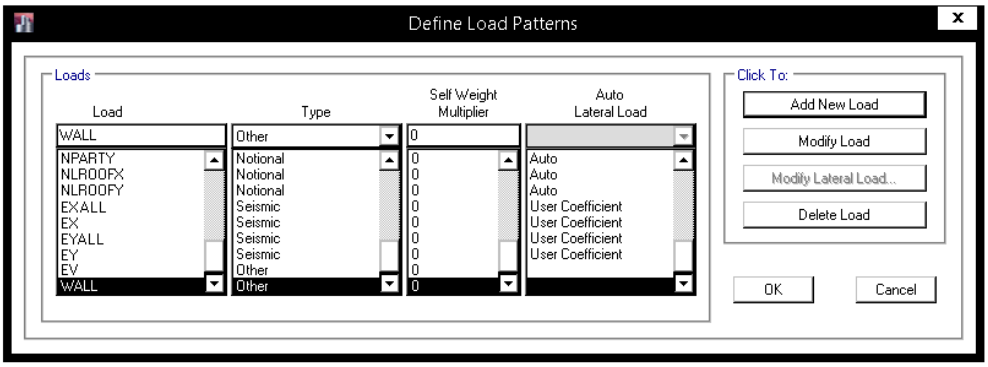
با توجه به اینکه نیروی شلاقی حذف شده است، دیگر نیازی به استفاده از UBC در تعریف نیروی زلزله نیست و به راحتی می توان با استفاده از user coefficient نیروی زلزله را تعریف کرد. برای این منظور اعداد C و K را که توسط Excel محاسبه شده است را مطابق شکل زیر وارد نمایید.

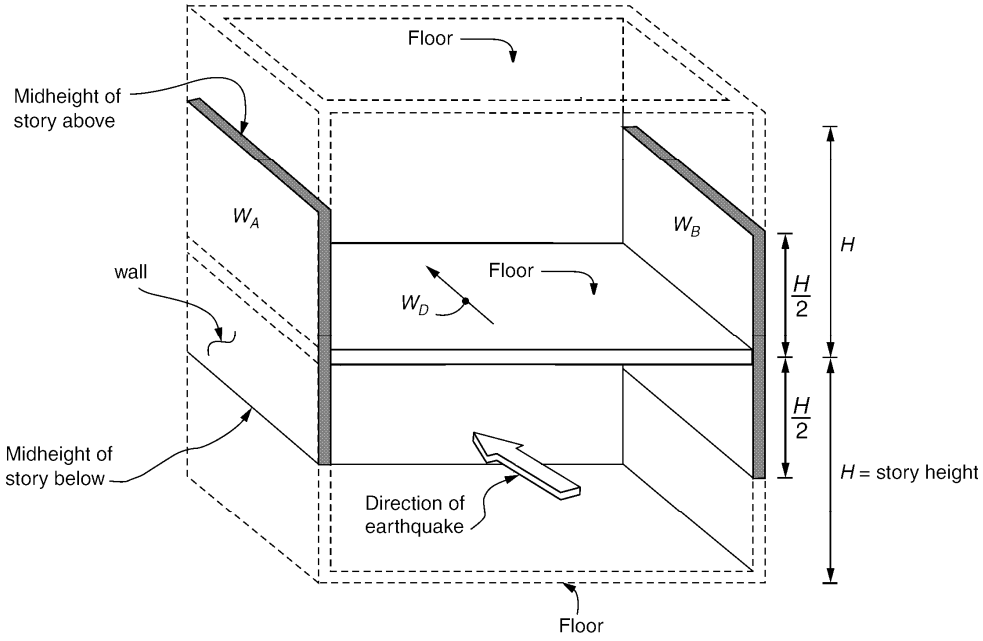
در ایتبس ۲۰۱۵ می توان زلزله های EX, EXP, EXN را همزمان تعریف کرد. در شکل زیر یک زلزله در راستای X با نام EXALL تعریف شده است و هنگام تعریف آن هر سه گزینه X Dir + Eccentricity و X Dir − Eccentricity فعال شده اند. در واقع ایتبس این زلزله را با سه نام متفاوت به صورت EXALL1 X Dir، EXALL2 و EXALL3 ذخیره می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



۳-۱۰ بار Wall (MASS)

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





Story weight for calculation of lateral forces

۳-۱۱ وزن لرزه ای(Mass Source)

نیروی زلزله که به طبقات وارد می شود، ناشی از شتاب وارد بر جرم طبقات است. می توان سازه را به یک اتومبیل در حال حرکت تشبیه کرد. تا زمانی که اتومبیل با سرعت ثابت حرکت می کند نیرویی به ساکنان آن وارد نمی شود. ولی اگر اتومبیل ترمز کند یا ناگهانی شتاب بگیرد، به ساکنان آن نیرو وارد می شود. حرکت شتابدار زمین موجب می شود به جرم طبقات نیرو وارد شود. هر چه جرم طبقه بیشتر باشد، نیروی وارد بر آن نیز بیشتر خواهد بود (F=ma).

نیروی زلزله یک بار گسترده حجمی می باشد که به کلیه ذرات سازه وارد می شود. برای راحتی محاسبات می توان برآیند این نیرو را به صورت یک بار متمرکز نمایش داد. این بار متمرکز به مرکز جرم طبقه وارد می شود. اگر توزیع بارهای مرده و زنده طبقه به صورت یکنواخت باشد مرکز جرم همان مرکز سطح هندسی طبقه خواهد بود.

سوال: آیا در محاسبه جرم طبقه و مرکز جرم بارهای زنده نیز باید منظور شوند یا تنها بارهای مرده منظور می شوند؟

پاسخ: هنگام زلزله تنها درصدی از بار زنده دخالت دارد. ماهیت بار زنده به گونه ای است که هنگام حرکت طبقه، به صورت "معلق" در می آید. مثلا اگر یک کمد یا مبلمان داشته باشیم، هنگام زلزله شروع به حرکت می کند و متصل به طبقه باقی نمی ماند (روی زمین سر می خورد). تنها بارهای زنده ای که به صورت متصل به کف هستند به سازه نیروی وارد می کنند. به همین دلیل در آیین نامه های مختلف تنها درصد کمی از این بار در محاسبه نیروی زلزله منظور می شود.

بر اساس قانون دوم نیوتن داریم:

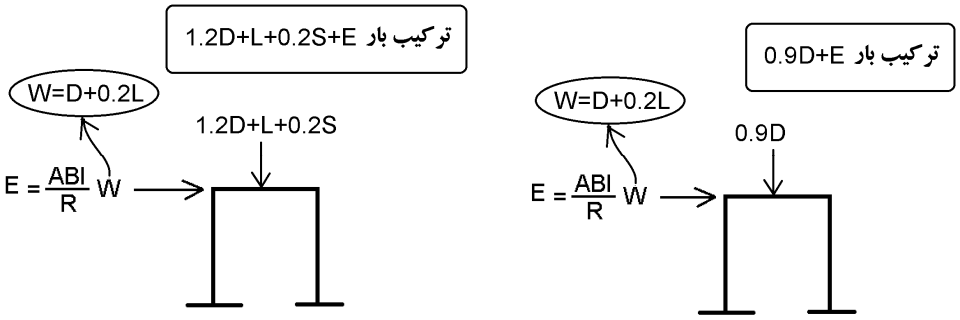
$$F=ma$$

نیروی زلزله نیز در آیین نامه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$F = a \times m = \frac{ABI}{R} \times g \times m = \frac{ABI}{R} \times W$$

که در آن W "وزن موثر لرزه ای" نامیده می شود.

به شکل زیر توجه نمایید. بار ثقلی اعمال شده به سازه برابر 1.2D+L+0.2S می باشد. ولی در محاسبه نیروی زلزله "وزن لرزه ای" بر اساس D+0.2L محاسبه می شود.



تعریف وزن لرزه ای در استاندارد ۲۸۰۰:

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.

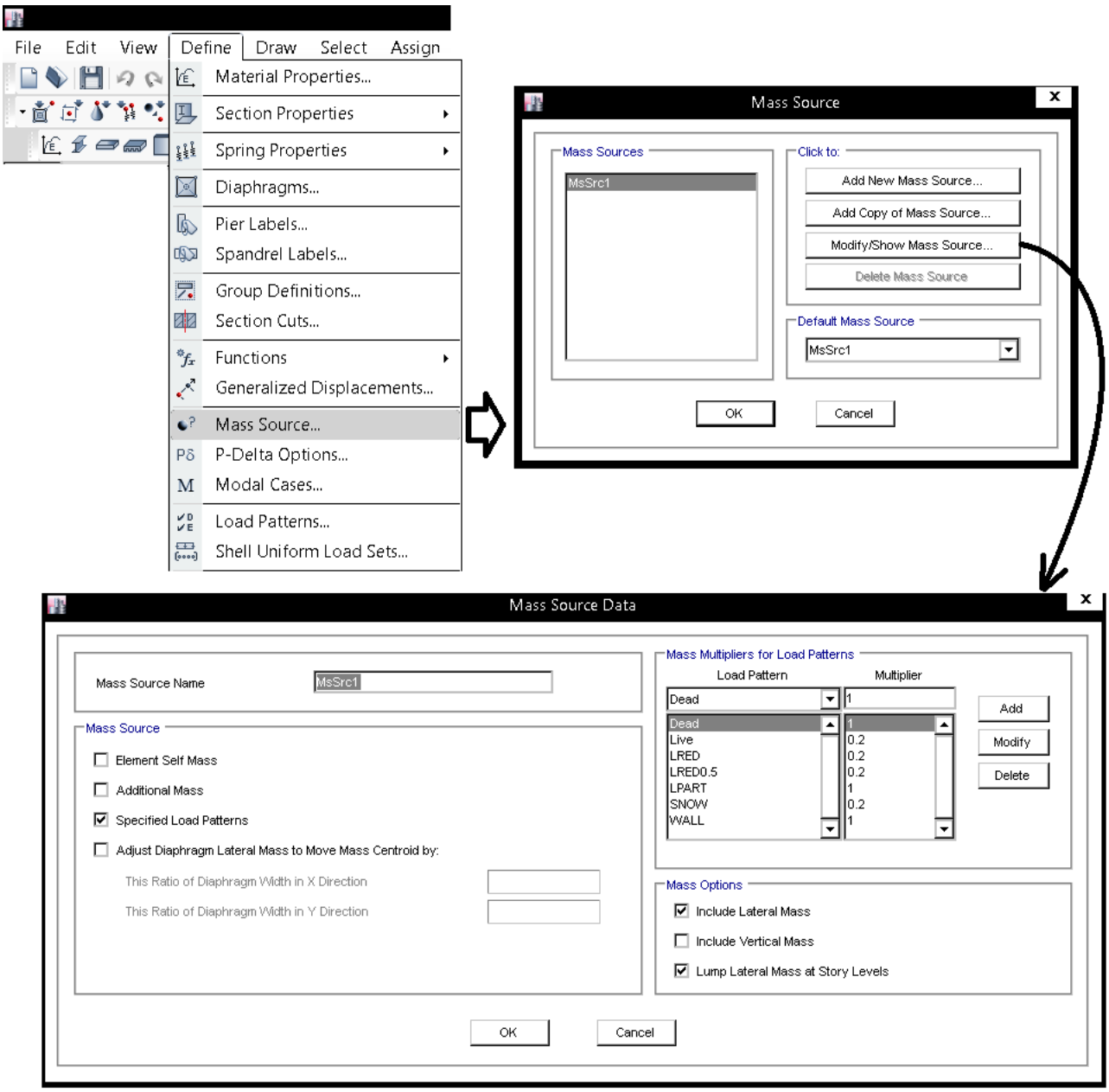
جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

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	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

When a building vibrates during an earthquake, only that portion of the mass or weight that is physically tied to the structure needs to be considered as effective. Hence, live loads (e.g., loose furniture, loose equipment, and human occupants) need not be included. However, certain types of live loads, such as storage loads, may develop inertial forces, particularly where they are densely packed

The full snow load need not be considered because maximum snow load and maximum earthquake load are unlikely to occur simultaneously and loose snow does not move with the roof.

شکل زیر نحوه تعریف جرم لرزه ای در نرم افزار را نشان میدهد:



- 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.

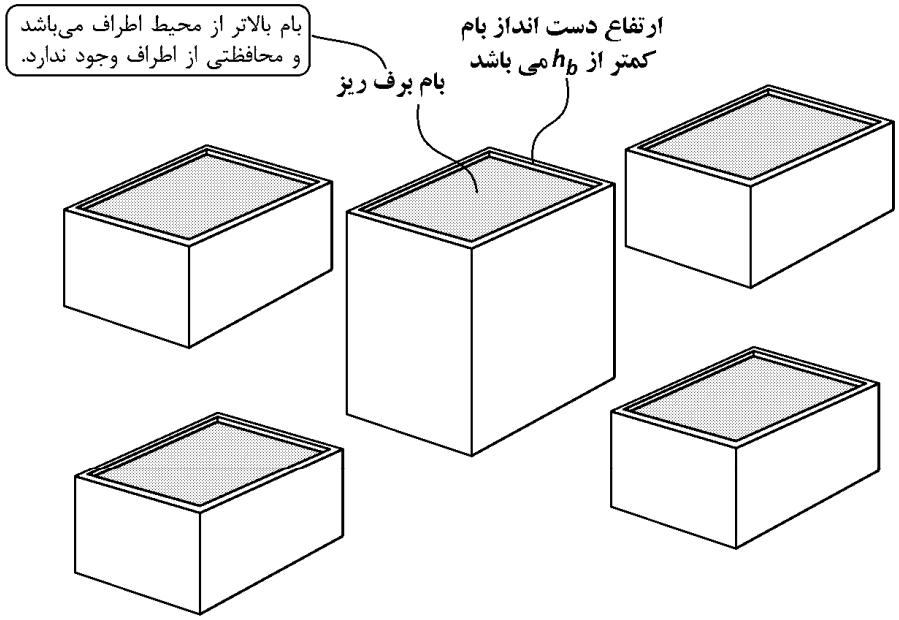
پاسخ: خیر. بار تیغه بندی باید با یک نام مجزا وارد شود. علت این است که در معرفی جرم لرزه ای (Mass source) بارهای زنده مشارکت ۲۰ درصدی خواهند داشت در حالیکه مشارکت بار تیغه بندی، بر خلاف بارهای زنده، باید 100% باشد. بنابراین باید مجزا تعریف شود.

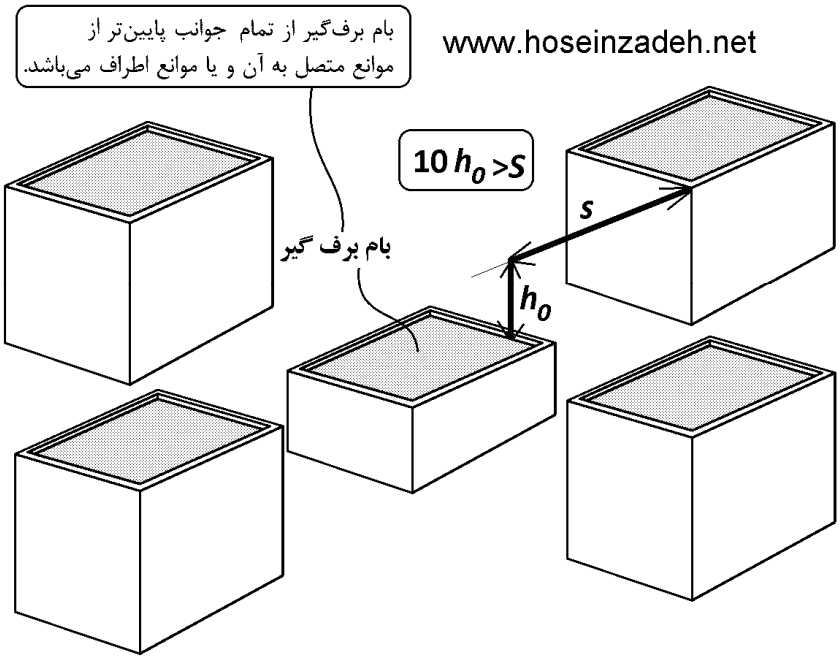
- وزن لرزه ای بام:

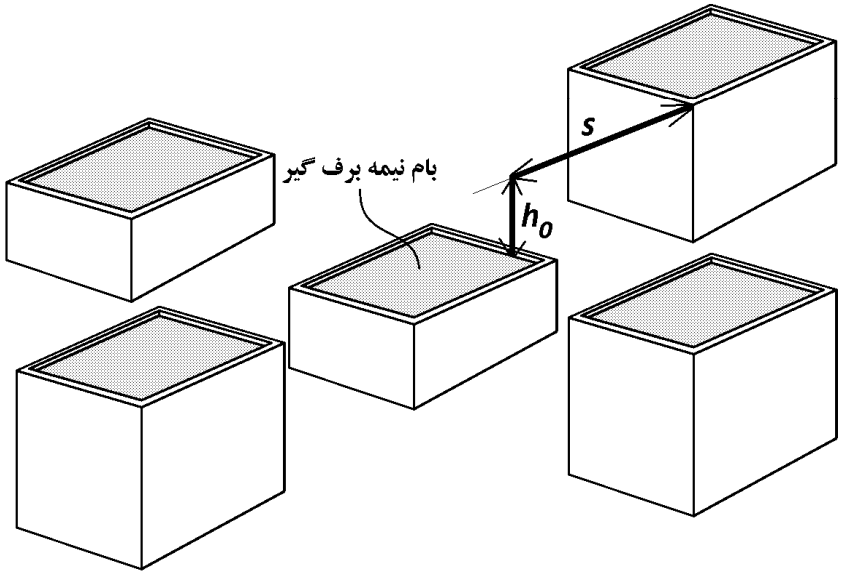
در شهرهای گرمسیر بار برف ناچیز است در این صورت عملا تنها بار مرده پشت بام در محاسبه جرم لرزه ای لحاظ میشود. در حالیکه در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ علاوه بر بار مرده بام، ۲۰٪ بارزنده بام نیز در محاسبه جرم لرزه ای منظور می گردید. علت چیست؟

در ویرایش جدید عنوان شده که وزن تاسیسات ثابت به صورت ۱۰۰٪ در محاسبه وزن لرزه ای منظور شود. بنابراین اگر طراح احتمال دهد که در پشت بام تاسیسات ثابت به عنوان بار زنده نصب خواهند شد، می تواند در محل نصب تاسیسات ثابت یک بار معادل از نوع wall وارد کند تا در محاسبه وزن لرزه ای لحاظ شود.

۳-۱۲ بار برف


بام بالاتر از محیط اطراف می‌باشد
و محافظتی از اطراف وجود ندارد.
بام برف ریز
ارتفاع دست انداز بام
کمتر از h_b می باشد


بام برف‌گیر از تمام جوانب پایین‌تر از
موانع متصل به آن و یا موانع اطراف می‌باشد.
www.hoseinzadeh.net
$10\,h_o > S$
بام برف گیر
s
h_o


بام نیمه برف گیر
s
h_o

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

$$P_r = ۰/۷ C_s C_t C_e I_s P_g \qquad (۱-۷-۶)$$

که در آن:

I_s = ضریب اهمیت طبق بخش ۶-۷-۳

C_e = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_t= ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

می‌باشند. بار برف P_r بیانگر بار برف متوازن می‌باشد که به عنوان یک امکان بارگذاری برف درنظر گرفته می‌شود. امکان‌های دیگر باربرف شامل بار برف حداقل طبق بند ۶-۷-۲-۱، بار برف جزیی طبق بخش ۶-۷-۷، بار برف نامتوازن طبق بخش ۶-۷-۸، بار انباشتگی برف طبق بخش ۶-۷-۹، و بار برف لغزنده طبق بخش ۶-۷-۱۱ می‌باشد.

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری C_e

اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان به کمک ضریب برف‌گیری، C_e ، حاصل از جدول ۶-۷-۲، درنظر گرفته می‌شود.

در حالت برف‌ریز، بام بالاتر از محیط اطراف می‌باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر بر روی بام، واحدهای تأسیساتی بزرگ مستقر بوده و یا ارتفاع دست‌انداز بام و سایر برجستگی‌ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن، $h_b = P_r / \gamma$، باشد آن بام نمی‌تواند در گروه برف‌ریز قرار گیرد. موانع اطراف ساختمان تا فاصله ده برابر h_o می‌توانند برای برف بام آن ساختمان محافظت ایجاد کرده و در آن صورت بام را نمی‌توان برف‌ریز دانست. h_o، فاصله قائم از روی مانع بالاتر تا روی بام می‌باشد. وزن مخصوص برف، γ، را می‌توان از رابطه ۶-۷-۳ محاسبه کرد.

$$\gamma = ۰/۴۳ P_g + ۲/۲ \quad \text{کیلونیوتن بر متر مکعب} \qquad (۳-۷-۶)$$

مقدار γ لازم نیست بیشتر از ۴/۷ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر گرفته شود. بام برف‌گیر از تمام جوانب پایین‌تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف می‌باشد. بام‌های غیر برف‌گیر و غیر برف‌ریز بام‌های نیمه برف‌گیر محسوب می‌شوند. گروه ناهمواری محیط طبق بند ۶-۷- ۴-۱ تعیین می‌شود. گروه ناهمواری محیط و ضریب برف‌گیری باید بیانگر شرایط پیش‌بینی شده در دوره عمر مفید ساختمان مورد نظر باشند.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
زیاد	۰/۹	۱/۰	۱/۲
متوسط	۰/۹	۱/۰	۱/۱
کم	۰/۸	۰/۹	۱/۰

۶-۷-۴-۱ گروه ناهمواری محیط

برای هر جهت باد، گروه ناهمواری محیط بر اساس مشخصات هریک از دو قطاع ۴۵ درجه در دو طرف جهت مورد نظر باد تعیین و هرکدام که بیشترین اثر را دارد انتخاب می‌شود. سه گروه ناهمواری محیط به صورت زیر تعریف می‌شوند:

- گروه ناهمواری زیاد - محیط شهری و حومه شهری، محیط باغ، جنگل و سایر محیط‌های شامل ناهمواری و موانع متعدد و متراکم با ارتفاع ۹ متر یا بیشتر
- گروه ناهمواری متوسط- محیط با موانع پراکنده با ارتفاع عموماً کمتر از ۹ متر
- گروه ناهمواری کم - محیط مستوی بدون موانع از قبیل دریا و دریاچه، باتلاق و نمکزار

در نظر گرفتن چهار جهت باد متفاوت منطبق بر دو امتداد متعامد کافی می‌باشد.

۶-۷-۵ ضریب شرایط دمایی C_t

ضریب شرایط دمایی، C_t، از جدول ۶-۷-۳، با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال‌های عمر مفید، تعیین می‌شود.

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

تمام ساختمان‌های به‌جز موارد زیر	۱/۰
سازه‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.	۱/۱
سازه‌های با زیر بام باز و سازه‌های بدون گرمایش	۱/۲
سازه‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می‌شود	۱/۳

۶-۷-۶ ضریب شیب C_s

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α ، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$C_s = ۱/۰$ ، $\alpha \le \alpha_o$ (۶-۷-۴-الف)،

$C_s = ۱ - \frac{\alpha - \alpha_o}{۷۰ - \alpha_o}$ ، $\alpha_o < \alpha < ۷۰^\circ$ (۶-۷-۴- ب)،

$C_s = ۰$ ، $\alpha \ge ۷۰^\circ$ (۶-۷-۴- پ)،

زاویه α_o، طبق بند ۶-۷-۶-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۶-۷-۶-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای پذیرش برف موجود باشد، مقدار α_o برای C_t=۱ برابر پنج درجه، برای C_t= ۱/۱ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر پانزده درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف دانست. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

در صورت عدم وجود شرایط لغزنده و مانع‌دار بودن بام، مقدار α_o برای C_t=۱ برابر ۳۰ ° و برای C_t های بیشتر برابر ۴۵ ° می‌باشد.

۶-۷-۶-۲ در بام‌های قوسی ضریب اثر شیب باید با توجه به شیب قوس در طول آن تعیین گردد. برای این منظور کافی است قوس به صورت یک چند ضلعی درنظر گرفته شود و ضریب اثر شیب برای هر یک از اضلاع بر حسب زاویه ضلع با افق و بر طبق بند ۶-۷-۶-۱ تعیین گردد. تعداد قطعات در هر نیمه قوس نباید از سه قطعه کمتر باشد. برای قسمت‌های با شیب بیشتر از هفتاد درجه بار برف درنظر گرفته نشده و این نواحی جزو تقسیمات قوس درنظر گرفته نمی‌شود.

۶-۷-۶-۳ برای بام‌های کنگره‌ای و شیب‌دار دندانه‌ای ضریب شیب برای کلیه سطوح برابر یک خواهد بود.

۶-۷-۶-۴ بر روی طره لبه پایین بام، که امکان تجمع برف وجود خواهد داشت، از ضریب یک برای C_s و C_t استفاده شده ولی مقدار P_r در ناحیه تجمع برف دو برابر می‌شود. عرض ناحیه تجمع برف برابر طول طره خواهد بود ولی مقدار آن از بر دیوار زیر سقف به سمت بیرون را لازم نیست بیشتر از ۱/۵ متر درنظر گرفت.

مثال: بار برف متوازن برای سازه مسکونی داخل شهر تبریز با بام تخت چقدر است؟ بام سازه دارای جانپناه ۱متری می باشد. سازه بلندتر از سازه های اطراف خود می باشد.

حل:

با توجه به وجود جانپناه، سازه برف ریز محسوب نمی شود. و با توجه به اینکه از سازه های اطراف خود بلندتر است، برف گیر نیز محسوب نمی شود و بنابراین نیمه برف گیر محسوب می شود:

$$P_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.05 \ \frac{kN}{m^2}$$

۳-۱۳ دیافراگم

- دیافراگم می تواند به دو صورت Rigid و یا Semi Rigid تعریف شود:

Rigid diaphragms have infinite in-plane stiffness properties, and therefore they neither exhibit membrane deformation nor report the associated forces, whereas **semi-rigid diaphragms** simulate actual in-plane stiffness properties and behavior. For most reinforced-concrete slab systems, in which the slab is sufficiently thick and membrane deformation due to lateral loading is negligible, rigid diaphragms produce results nearly identical to those of semi-rigid diaphragms, while taking advantage of faster computation. Semi-rigid diaphragms should be modeled when significant in-plane deformation does occur, or when required by code. Primary differences

- **Formulation** – The infinite in-plane stiffness components of a rigid diaphragm allows the stiffness matrix to condense, decreasing computational time.
- **Eccentricity** – For rigid diaphragms, the accidental eccentricity associated with seismic loading is concentrated and applied at the center of mass, whereas for semi-rigid diaphragms, accidental eccentricity is applied to every node for seismic loads. If no diaphragm is assigned eccentricity will not be applied to any node. For wind cases and rigid diaphragm , load is applied at geometric centroid, in case of semi-rigid diaphragm loads are distributed in 10 nodes, so that the summation of these forces with respect to centroid will be equivalent to lateral and torsional wind cases.
- **Reporting forces** – In-plane chord, shear, and collector forces are only reported when using semi-rigid diaphragms.

- با توجه به اینکه کف ها در مدلسازی ترسیم می شوند، عملا سختی آنها به صورت دقیق توسط نرم فزار منظور می شود.

در این صورت آیا لازم است کف دیافراگم شود؟

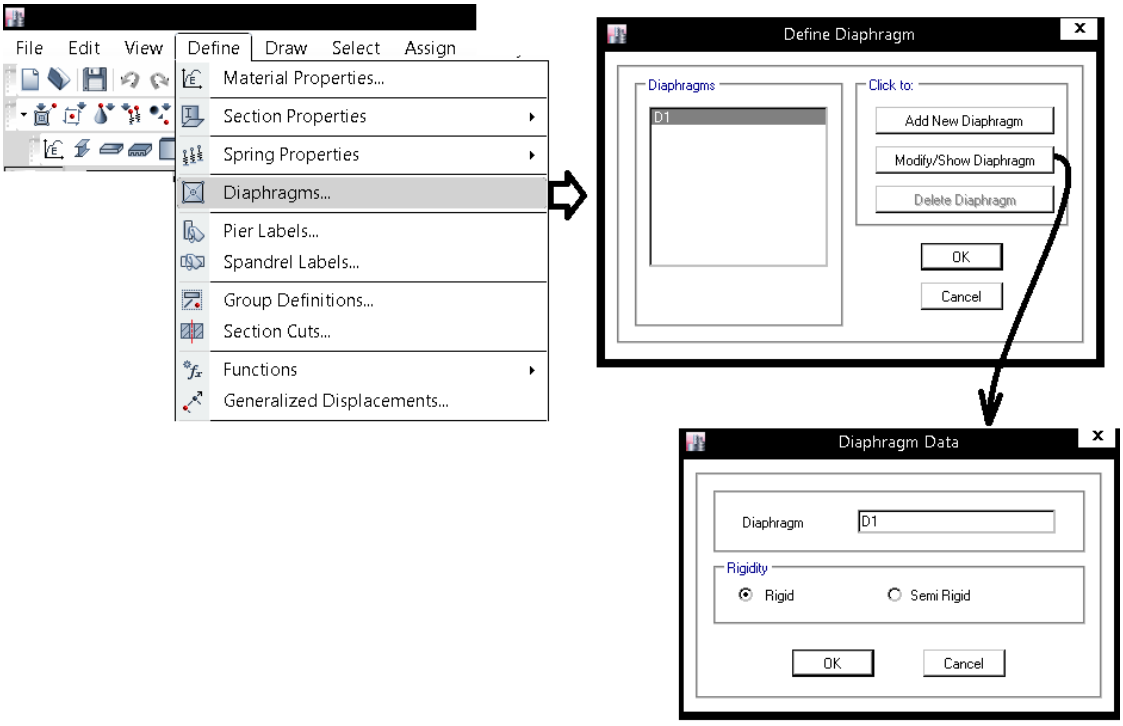
بله لازم است. در صورتی که دیافراگم به کف ها اعمال نشود، نرم افزار خروج از مرکزیت ۵ درصد زلزله را منظور نمی کند.

- در چه مواردی از Semi-Rigid استفاده کنیم؟

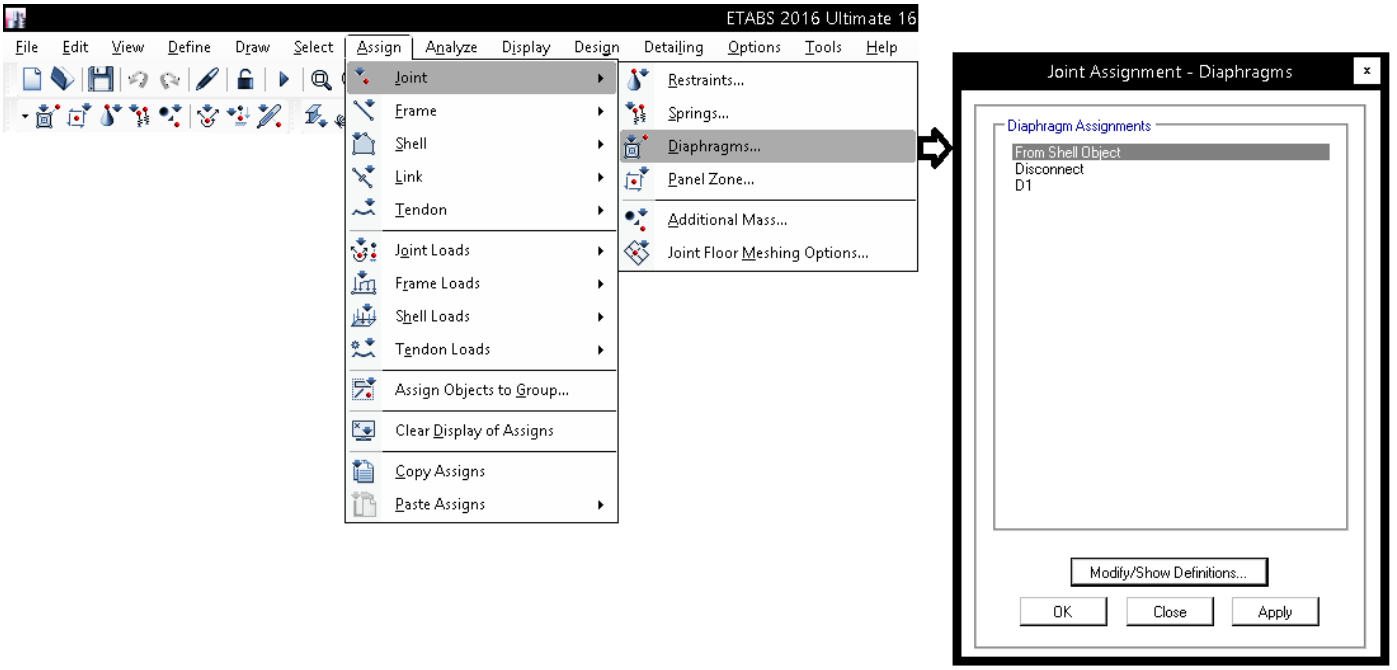
۱- در مواردی که لازم است نیروهای داخل صفحه دیافراگم بررسی و استخراج شود باید به جای Rigid از Semi Rigid استفاده کنیم.

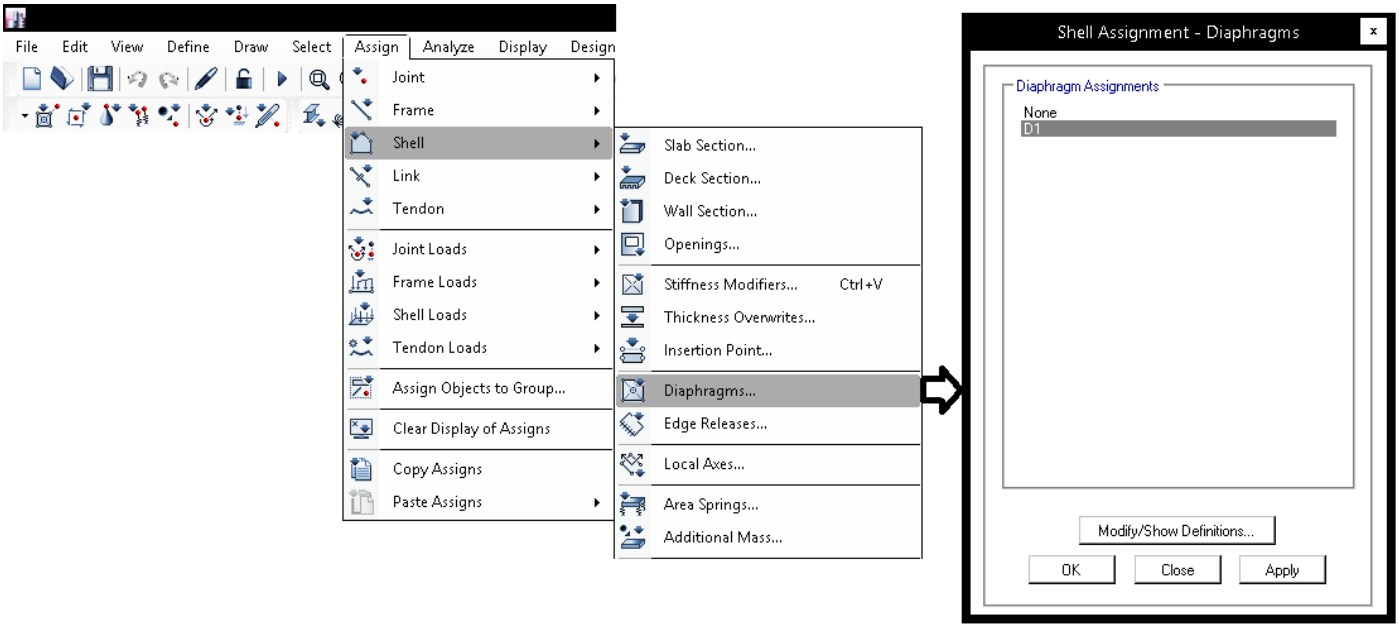
علت: در حالت Rigid جابجایی نسبی داخل صفحه اجزای سقف برابر صفر منظور می شود و نیروهای داخل صفحه اعضا برابر صفر می باشند. مثلا اگر می خواهیم نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای سقف زیرزمین را تحت اثر فشار خاک بررسی کنیم، باید از Semi Rigid استفاده کنیم.

۲- در مواردی که دهانه ها بزرگ است به طوریکه تغییر شکل های نسبی داخل صفحه دیافراگم قابل توجه است (دیافراگم صلب محسوب نمی شود)، باید به جای Rigid از Semi Rigid استفاده کنیم تا اثر این تغییر شکلها در تحلیل سازه منظور شود.



پس از انتخاب گرهها و یا کف ها می توان آنها را به صورت زیر دیافگرام کرد:

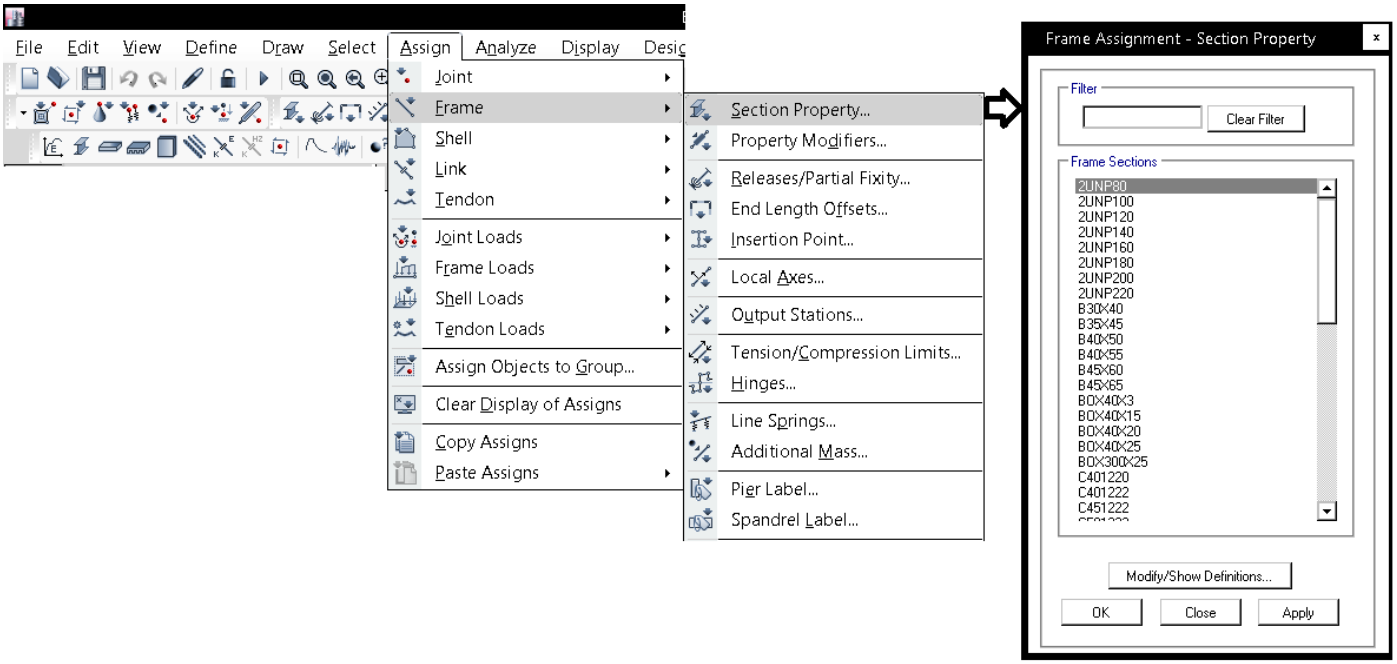




۳-۱۴ بررسی منوی Assign/Frame

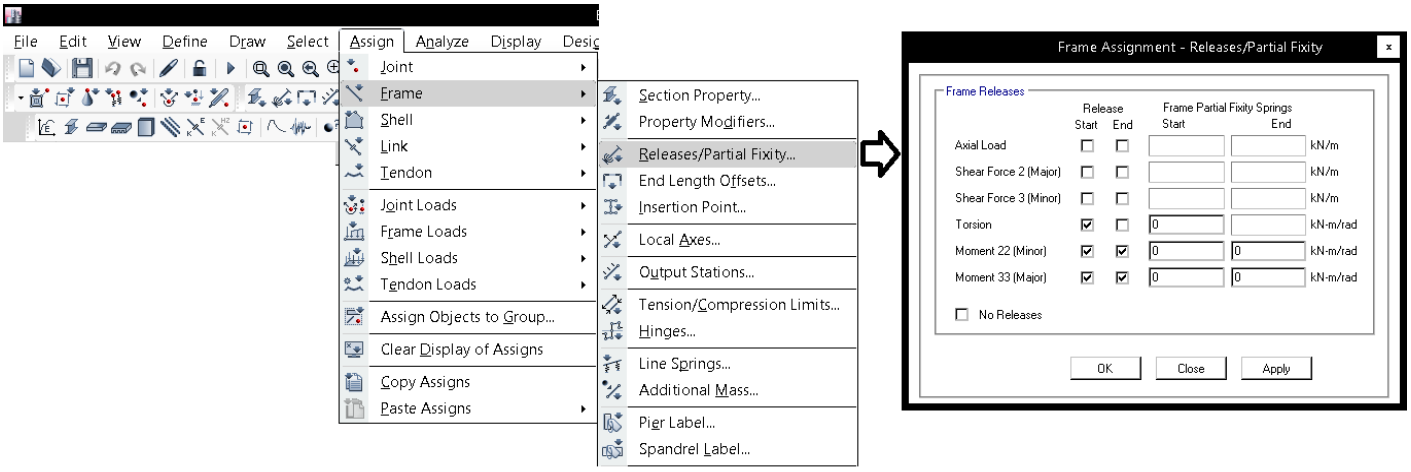
۳-۱۴-۱ تغییر مقطع عضو

برای تغییر مقطع یک عضو باید عضو مورد نظر را انتخاب کرده و از طریق منوی زیر مقطع آنرا تغییر دهید:



۳-۱۴-۲ تعریف مفصل در انتهای عضو

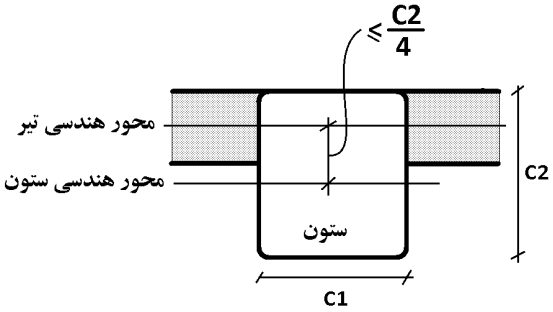
در سازه های فولادی برای دوسر مفصل کردن تیرها می توان آنها را انتخاب کرده و از طریق منوی زیر لنگر خمشی دو انتهای آنها را آزاد کرد:



۳-۱۴-۳ تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها

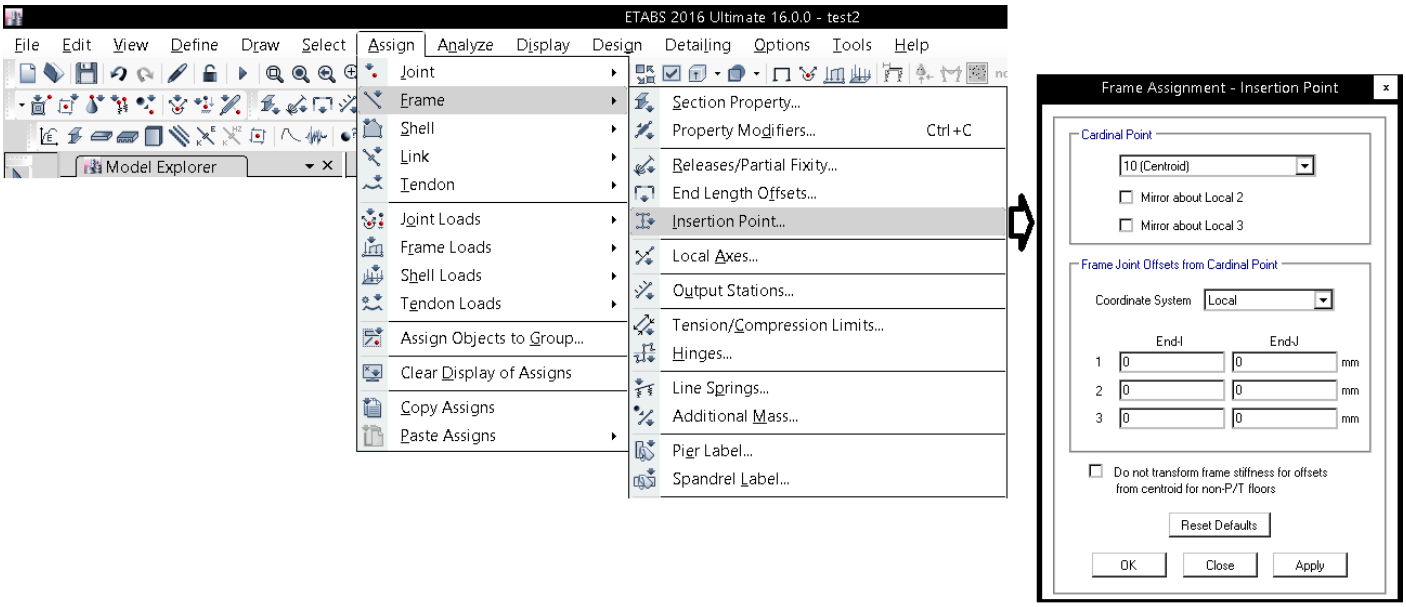
تیرهای کناری سازه معمولا به صورت شکل زیر اجرا می شوند. آیا این اجرا اشتباه است؟

به بند زیر از مبحث نهم توجه نمایید:



۹-۲۳-۴-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.

آیا در ایتبس می توان اثرات این خروج از مرکزیت را منظور کرد؟



This feature is useful, as an example, for modeling beams and columns when the beams do not frame into the center of the column. Figure 33 (page 128) shows an elevation and plan view of a common framing arrangement where the exterior beams are offset from the column center lines to be flush with the exterior of the building.

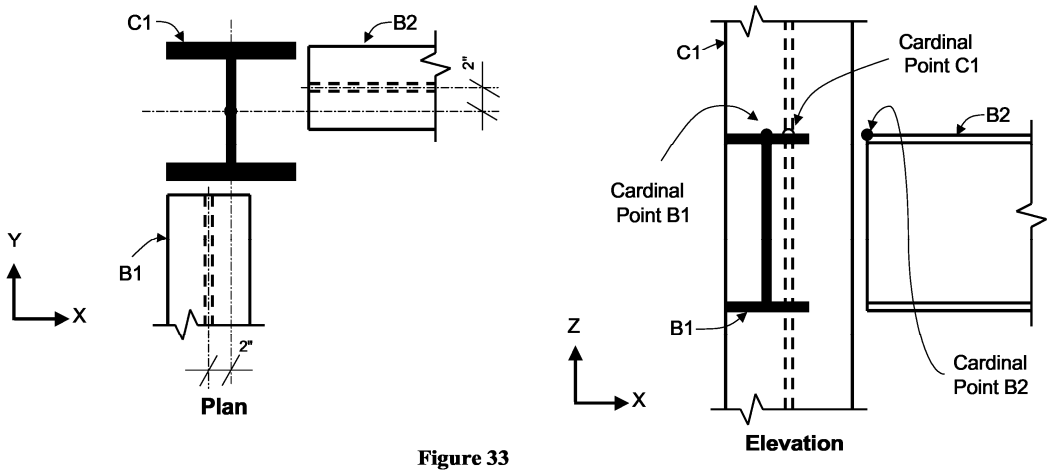
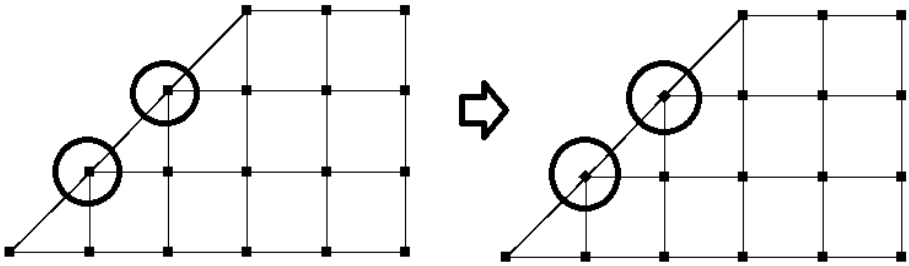
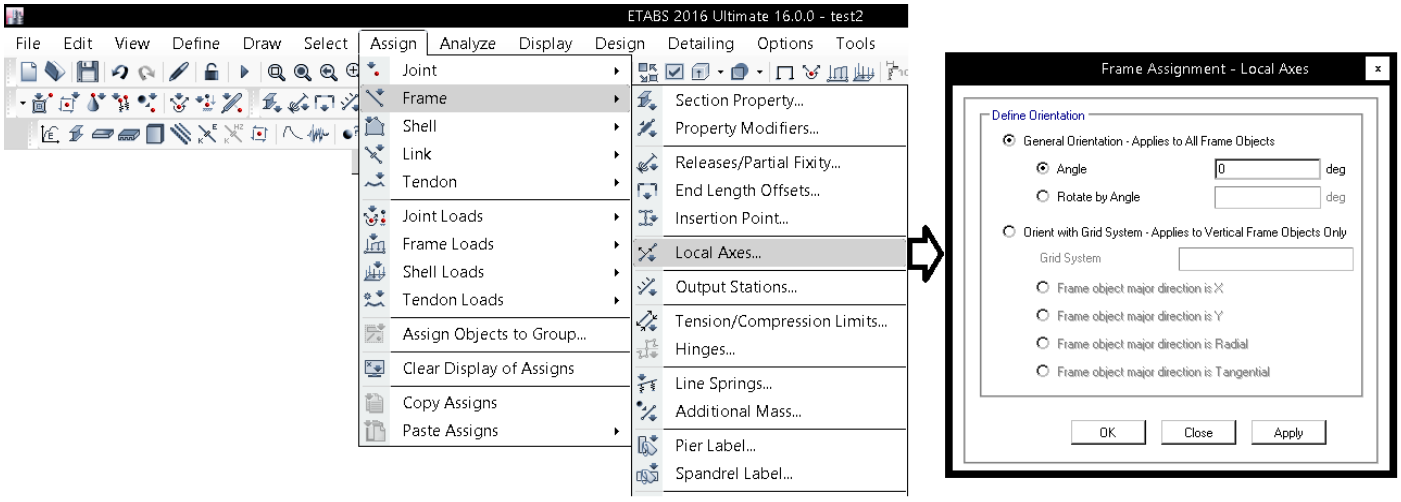


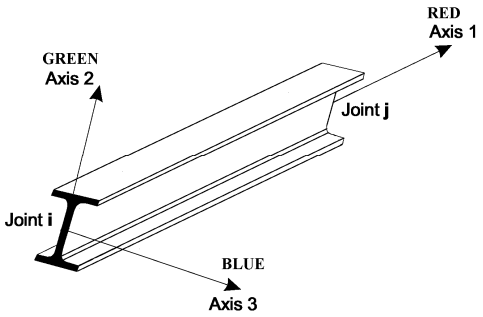
Figure 33
Example Showing Joint Offsets and Cardinal Points

۳-۱۴-۴ مختصات محلی عضو

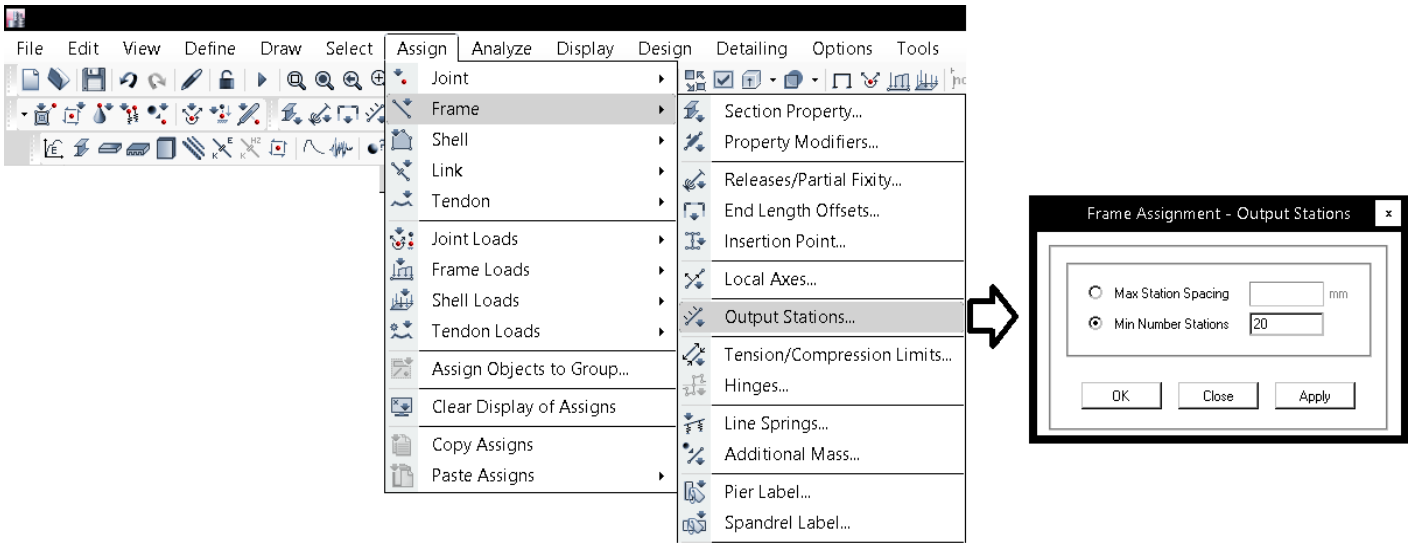


در صورتی که لازم باشد محور ستونها مطابق شکل فوق دوران کند، می توان ستونهای مورد نظر را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر زاویه دوران را مشخص کرد:

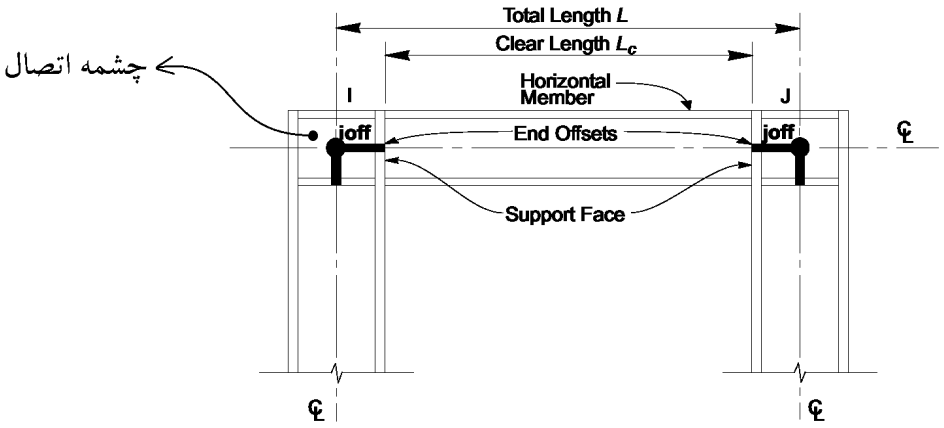




۳-۱۴-۵ تعیین تعداد ایستگاههای خروجی در اعضا



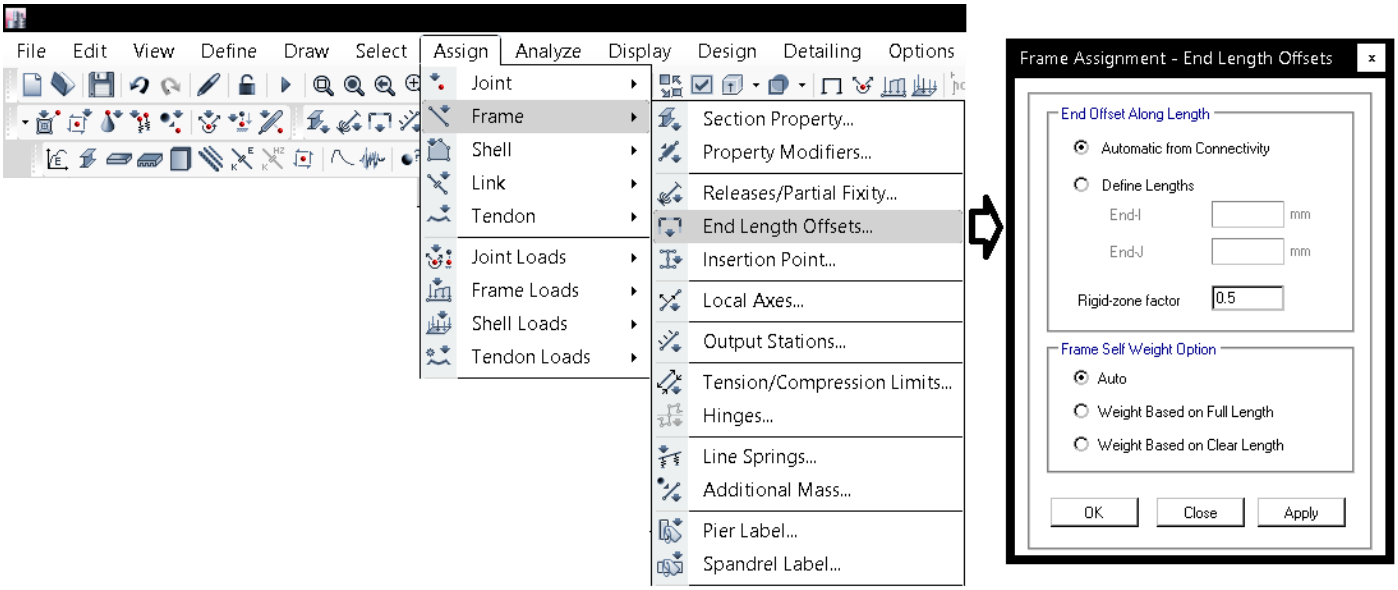
۳-۱۵ چشمه اتصال (Panel Zone)



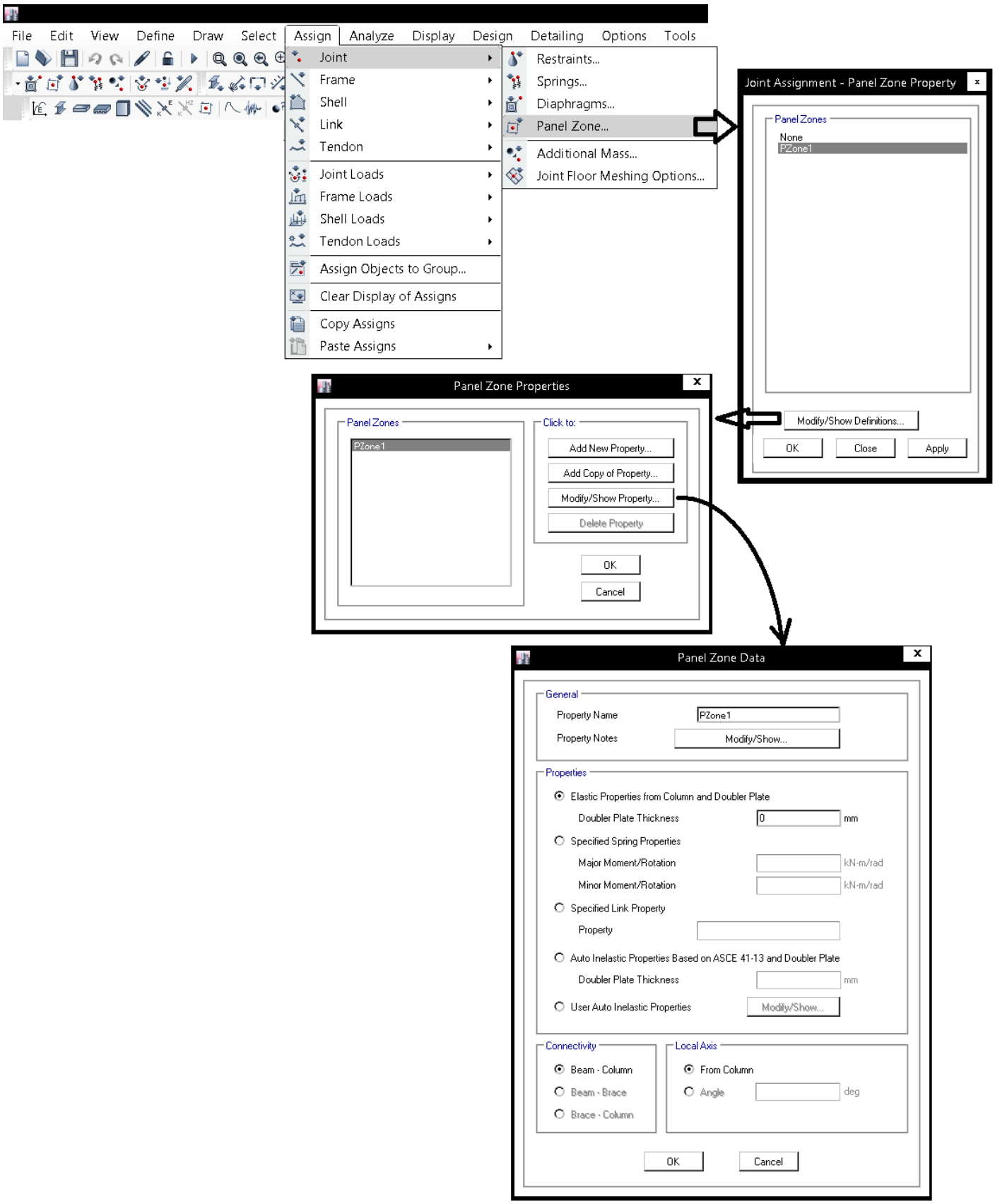
The de fault value for **rigid** is zero. The maxi mum value of unity would in di cate that the end off sets are fully rigid. You must use en gi neer ing judg ment to se lect the appro pri ate value for this pa rame ter. It will de pend upon the ge ome try of the con nection, and may be dif fer ent for the dif fer ent ele ments that frame into the con nec tion. Typi cally the value for **rigid** would not ex ceed about 0.5.

- **Concrete frames should never use a fully rigid zone. A value of 0.5 is recommended for concrete frames**, where 50% of the actual offset is considered rigid.

- در سازه های بتنی با قاب خمشی ضریب rigid zone factor برابر "0.5" توصیه می شود. بنابراین باید تمامی تیرها وستونها را انتخاب کرده مطابق شکل زیر ضریب 0.5 را برای آنها مشخص نمایید:



در سازه های فولادی سختی گره اتصال (panel zone) را می توان مطابق شکل زیر منظور کرد.



ETABS provides for the modeling of **panel zones and rigid offsets**. To demonstrate**, the steel-frame system**, shown below, is subjected to a 10-kip lateral load along its top level. Panel-zone and rigid-offset conditions are modified for comparison.

Model 1: Rigid zone factor = 0, No panel zone

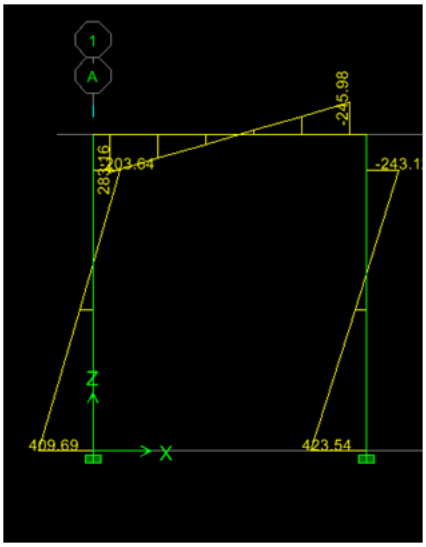


Figure 1 - Model 1
Maximum deflection: Δ_x = 0.133in
Model 1 is the most simple in that it utilizes neither panel zones nor rigid offsets. Model 1 deflections are the largest (most conservative) and moments are the smallest (least conservative).

Model 2: Rigid zone factor = 1.0, No panel zone

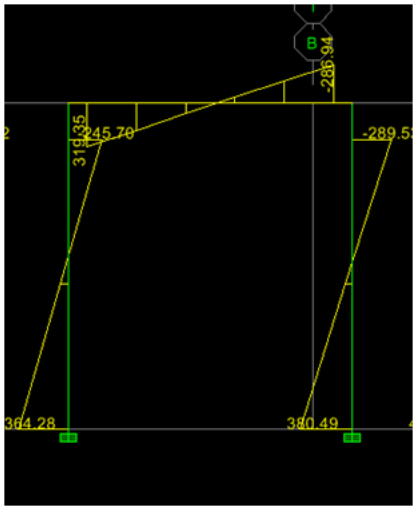


Figure 2 - Model 2
Maximum deflection: Δ_x = 0.104in
Model 2 implements fully rigid offsets at beam and columns. This technique is not recommended because the smallest and least conservative deflections result. Further, moment values are the highest and most conservative.

Model 3: Rigid zone factor = 0, Panel zone from column

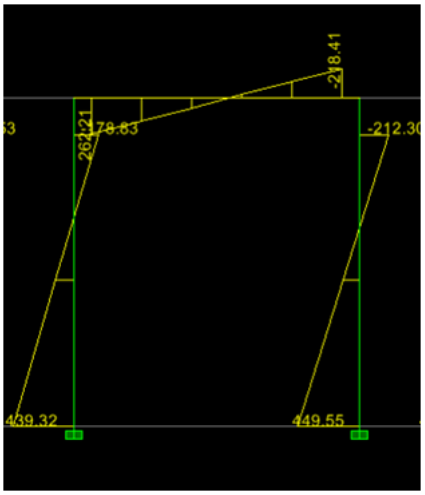


Figure 3 - Model 3
Maximum deflection: Δ_x = 0.152in
Rigid zones are not specified for Model 3, though panel zones are introduced according to column properties. Flexibility is duplicated at joint locations, causing unrealistically large deflections.
This technique is also not recommended because moment values are unconservative.

Model 4: Rigid zone factor 1.0, Panel zone from column

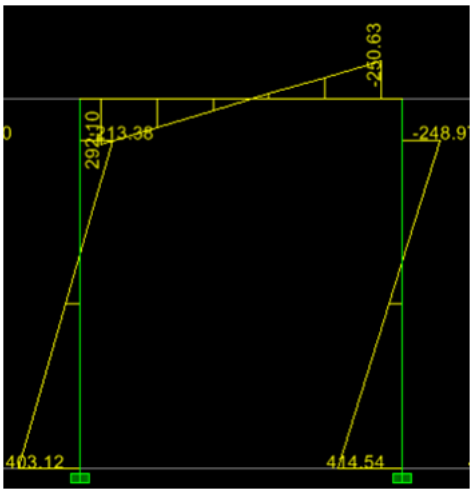


Figure 4 - Model 4

Maximum deflection: $\Delta x = 0.128in$

Model 4 utilizes both features by modeling fully rigid offsets at beam & columns while explicit panel zone assignments are based on column properties.

Here, flexibility at joint locations is correct and accurate.

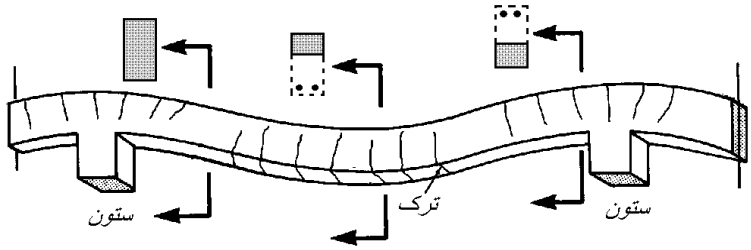
We recommend using this approach because it is the most realistic, as indicated by response, in which deflection and moment are within the extreme bounds.

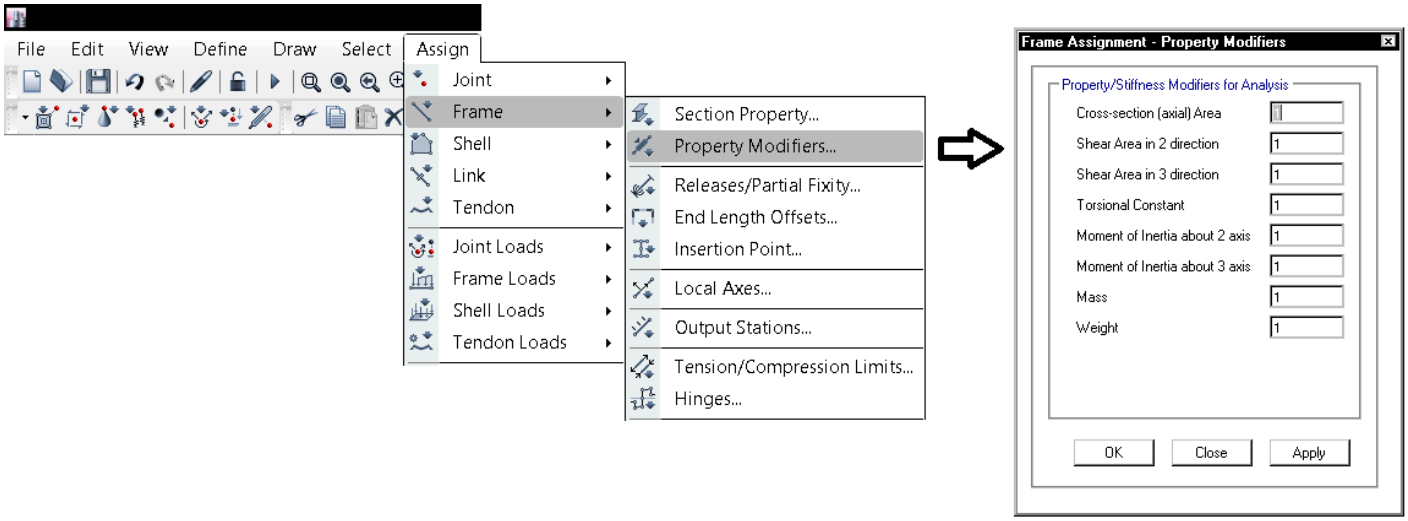
- **مطابق توصیه فوق در سازه های فولادی با قاب خمشی ضریب rigid zone factor برابر "یک" و در عوض برای نقاط سختی panel zone اختصاص یابد.**

Notes

- If the user-defined rigid-offset lengths option for Model 1 were set to (0,0), rather than default settings based on connectivity, results would be identical except that moment values would be reported at the end of members, and not at the face of columns and beams.
- **Concrete frames should never use a fully rigid zone. A value of 0.5 is recommended for concrete frames**, where 50% of the actual offset is considered rigid.
- Rigidity only affects bending about the 3-axis, and not axial and torsional properties.
- **در سازه های بتنی با قاب خمشی ضریب rigid zone factor برابر "0.5" (برای نقاط لازم نیست سختی panel zone اختصاص یابد).**

۳-۱۶ ضرایب ترک خوردگی





۳-۱۶-۱ سختی خمشی تیر ها و ستونها

نظر استاندارد ۲۸۰۰ در مورد ضریب ترک خوردگی اعضا (در فایل اصلی):

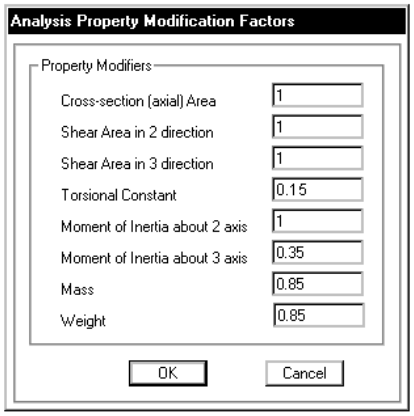
۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممـان اینرسـی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها ۰/۳۵ Ig، برای سـتون‌هـا ۰/۷ Ig، و بـرای دیوارهـا ۰/۳۵ Ig یـا ۰/۷ Ig نسـبت بـه میـزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقـادیر ایـن ممـان اینرسـی‌هـا را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر Δ- P نیزصرف‌نظر کرد.

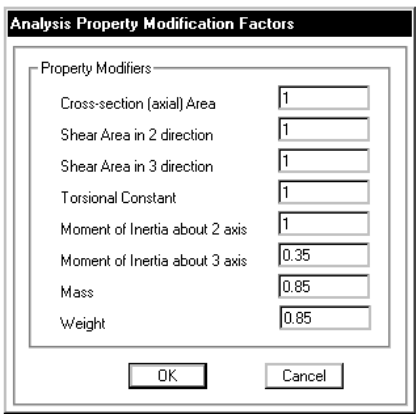
طبق بند فوق در تمامی سازه های بتنی (چه مهار شده و چه مهار نشده) ضرایب سختی تیرها برابر 0.35، ستونها برابر 0.7 و دیوارها بسته به اینکه ترک بخورند یا نه برابر 0.35 و یا 0.7 منظور خواهد شد.

- ضرایب سختی تیرها و ستونها در قابهای خمشی بتنی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (جهت طراحی سازه و نیز محاسبه تغییرمکانها):

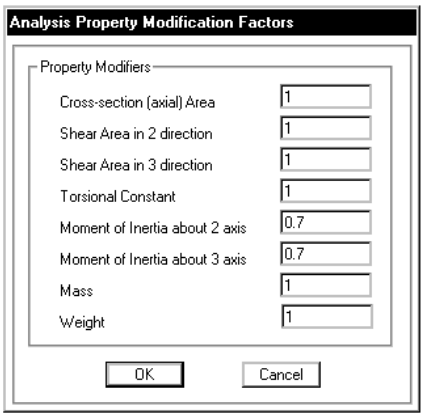
Beam (With compatibility torsion)



Beam



Column



- ضریب 0.85 برای جبران همپوشانی دال با تیر است که بهتر است در جهت اطمینان برابر یک وارد شود.

اهمیت ضرایب کاهش سختی:

- در سازه هایی که مشکل دریفت دارند، ضریب سختی اهمیت می یابد.
- اگر بتوان (در فایل اصلی) به جای 0.35 و 0.7 برای تیر و ستون از ضرایب 0.5 و 1 استفاده کرد، جابجایی سازه کاهش می یابد.
- گرچه استاندارد ۲۸۰۰ توصیه کرده از 0.35 و 0.7 استفاده شود، برخی از مهندسین به "می توان" در متن استاندارد ۲۸۰۰ استناد کرده و بر اساس مبحث نهم سختی را تعیین می کنند.

نظر مبحث نهم در رابطه سختی خمشی

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 باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت 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 ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

نحوه تعیین مهار شده بودن یا نبودن بر اساس مبحث نهم بر اساس بند زیر می باشد:

۹-۱۶-۳ طبقات مهارشده جانبی

۹-۱۶-۳-۱ طبقه مهارشده به طبقه‌ای گفته می‌شود که تغییرمکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه، که از رابطه (۹-۱۶-۱) به دست می‌آید کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهارشده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً «مهار شده» نامیده می‌شود.

$$Q=\frac{\sum N_u\delta_u}{H_u h_s} \qquad (۹-۱۶-۱)$$

محاسبه δ_u با توجه به ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۱ انجام می‌گیرد.

h_s = ارتفاع طبقه، میلی‌متر

H_u = بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه، نیوتن

N_u = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

δ_u = تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین به ازای هر ترکیب بار مشخص

- **نحوه محاسبه بررسی و محاسبه ضریب فوق در بند ۹-۱۶-۲ جزوه تشریح شده است.**

- برخی مهندسین در قابهای خمشی بتنی ابتدا طبق بند فوق ثابت می کنند که طبقه مهار شده است (حتی در مواردی که دیوار برشی نداریم) و سپس برخلاف توصیه استاندارد ۲۸۰۰، ضریب سختی خمشی تیرها و ستونها را به جای 0.35 و 0.7 برابر 0.5 و 1 منظور می کنند. **این فرض نادرست است (به توضیحات در صفحات بعدی توجه نمایید).**

نظر ACI-318-2014 در رابطه سختی خمشی

6.3—Modeling assumptions

6.3.1 *General*

6.3.1.1 Relative stiffnesses of members within structural systems shall be based on reasonable and consistent assumptions.

R6.3—Modeling assumptions

R6.3.1 *General*

R6.3.1.1 Ideally, the member stiffnesses E_cI and GJ should reflect the degree of cracking and inelastic action that has occurred along each member before yielding. However, the complexities involved in selecting different stiffnesses for all members of a frame would make frame analyses inefficient in the design process. Simpler assumptions are required to define flexural and torsional stiffnesses.

For braced frames, relative values of stiffness are important. A common assumption is to use $0.5I_g$ for beams and I_g for columns.

For sway frames, a realistic estimate of I is desirable and should be used if second-order analyses are performed. Guidance for the choice of I for this case is given in 6.6.3.1.

Two conditions determine whether it is necessary to consider torsional stiffness in the analysis of a given structure: 1) the relative magnitude of the torsional and flexural stiffnesses; and 2) whether torsion is required for equilibrium of the structure (equilibrium torsion) or is due to members twisting to maintain deformation compatibility (compatibility torsion). In the case of compatibility torsion, the torsional stiffness may be neglected. For cases involving equilibrium torsion, torsional stiffness should be considered.

6.6.3 *Section properties*

6.6.3.1 *Factored load analysis*

6.6.3.1.1 Moment of inertia and cross-sectional area of members shall be calculated in accordance with Tables 6.6.3.1.1(a) or 6.6.3.1.1(b), unless a more rigorous analysis is used. If sustained lateral loads are present, I for columns and walls shall be divided by $(1 + \beta_{ds})$, where β_{ds} is the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination.

6.6.3.1.2 For factored lateral load analysis, it shall be permitted to assume $I = 0.5I_g$ for all members or to calculate I by a more detailed analysis, considering the reduced stiffness of all members under the loading conditions.

روش سوم برای اعمال ترک خوردگی

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

روش اول برای اعمال ترک خوردگی

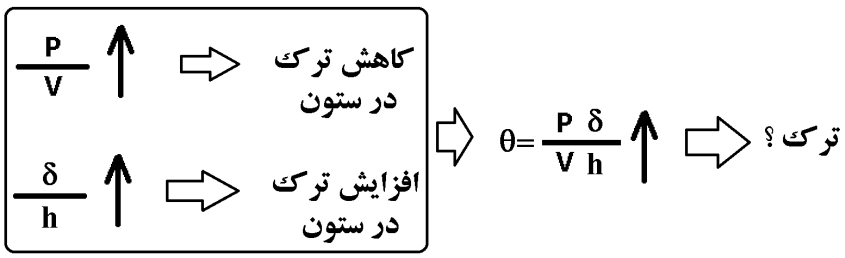
(روش رایج بین مهندسین کشور)

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_u h}-0.5\frac{P_u}{P_o}\right)I_g$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)\left(1.2-0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g$	$0.5I_g$

روش دوم برای اعمال ترک خوردگی

- از نظر نگارنده تنها زمانی می توانیم ضرایب سختی را 0.5 و 1 منظور کنیم که سازه دارای دیوار برشی و یا مهاربند با سختی بالا باشد. گرچه طبق متن مبحث نهم اگر ضریب پایداری کمتر از 0.05 باشد، سازه مهار شده محسوب می شود، معتقدم ضریب پایداری معیار مناسبی برای تعیین میزان ترک خوردگی اعضا نمی باشد. این ضریب بیشتر برای تعیین اثرات ثانویه و اثرات تشدید لنگر کاربرد دارد و مناسب می باشد.



به پرسشی که توسط مهندس عباسی از پروفسور Moehle انجام شده و پاسخ ایشان توجه نمایید:

Dear Professor Moehle

Hello,

Congratulate for your valuable book on seismic design of RC structures. I have a question about section properties using for seismic analysis of RC structures. If stability index of a typical RC structures is below 0.05, can I use 0.5Ig for beams and Ig for columns in seismic linear analysis? or these, underestimate drift of structure in linear analysis?

In our practice of linear analysis of RC models, as you know, code (aci) suggests that without any rational procedures, one can use 0.35 Ig for beams and 0.7 Ig for columns in ultimate design. It seems we can increase these value by factor 1/0.7 as we do in service condition if frame is laterally braced (0.5 Ig for beams and Ig for columns), But I'm not sure. I'm waiting for your advice .

Sincerely yours

A.M. ABBASI
Structural Enginee

پاسخ ایشان:

The common practice would be to reduce the gross section stiffnesses, even if braced. Except for low-rise buildings braced by very stiff wall, it is likely that the building will respond in the nonlinear range, and the target stiffness is roughly a secant to yield. The reduced stiffnesses that you cite are intended to provide that using a simple formula.

Thanks for your interest in my book.

Best regards,

Jack Moehle

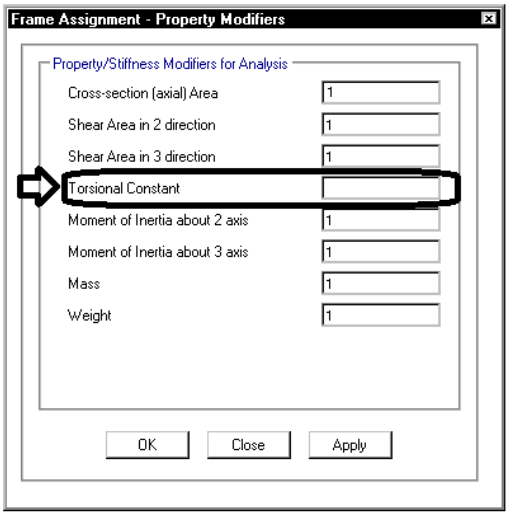
نتیجه گیری نهایی (با توجه به پرسش و پاسخ فوق):

- توصیه می شود در تمامی قابهای خمشی بتنی (بدون دیوار برشی) از ضرایب سختی 0.35 و 0.7 برای تیر و ستون استفاده شود، حتی اگر ضریب پایداری سازه کمتر از 0.05 باشد.
- در سازه های دارای دیوار برشی (برای مثال سیستم دوگانه قاب خمشی + دیوار برشی):

  اگر سازه بلند باشد جابجایی سازه در برابر بار جانبی قابل توجه خواهد بود و در اعضای قاب بهتر است از ضرایب سختی 0.35 و 0.7 استفاده شود.

  اگر سازه کوتاه باشد و دیوار برشی با سختی بالا نیز داشته باشد، می توان از ضرایب 0.5 و 1 برای تیرها و ستونها استفاده کرد.

۳-۱۶-۲ سختی پیچش در تیرها



نظر مبحث نهم در رابطه سختی پیچشی:

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 باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت 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 ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

- برای سختی **خمشی** "در غیاب محاسبات دقیق" ضرایب 0.35 و 0.7 پیشنهاد شده است.
- برای سختی **پیچشی** هیچ ضریبی پیشنهاد نشده و تنها عنوان شده است که باید محاسبه شود.

نظر تفسیر آیین نامه بتن ایران (آبا)، ضمیمه نشریه شماره ۱۲۰، ۱۳۸۴ در رابطه با سختی پیچشی:

در مواردی که تحلیل سازه با فرض ترک‌خوردگی اعضا انجام می‌شود و نیاز به سختی پیچشی مقاطع است، مقدار آن را می‌توان در شرایط بارگذاری در حالت حدی نهائی برابر با $0.15G_j$ و در شرایط بارگذاری در حالت حدی بهره‌برداری برابر با $0.20G_j$ منظور نمود.

- **نحوه محاسبه ضریب سختی پیچشی در بند ۳-۳۳ این جزوه تشریح شده است.** منتها در مواردی که در تیر پیچش همسازی داریم (مانند مواردی که تیر فرعی به تیر اصلی متصل است) می توان در تیر مورد نظر ضریب Torsional Constant را "به صورت تقریبی و طبق توصیه تفسیر آبا" برابر 0.15 وارد نمود. این کار موجب بازتوزیع لنگر پیچشی می شود. در تیرهای فرعی کوچک این تقریب ایرادی ندارد ولی در صورتی که مقدار پیچش قابل توجه باشد بهتر است به صورت دقیق محاسبه شود.
- ضریب 0.85 برای جبران همپوشانی دال با تیر است که بهتر است در جهت اطمینان برابر یک وارد شود.

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 هستد) 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 هستد) 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.

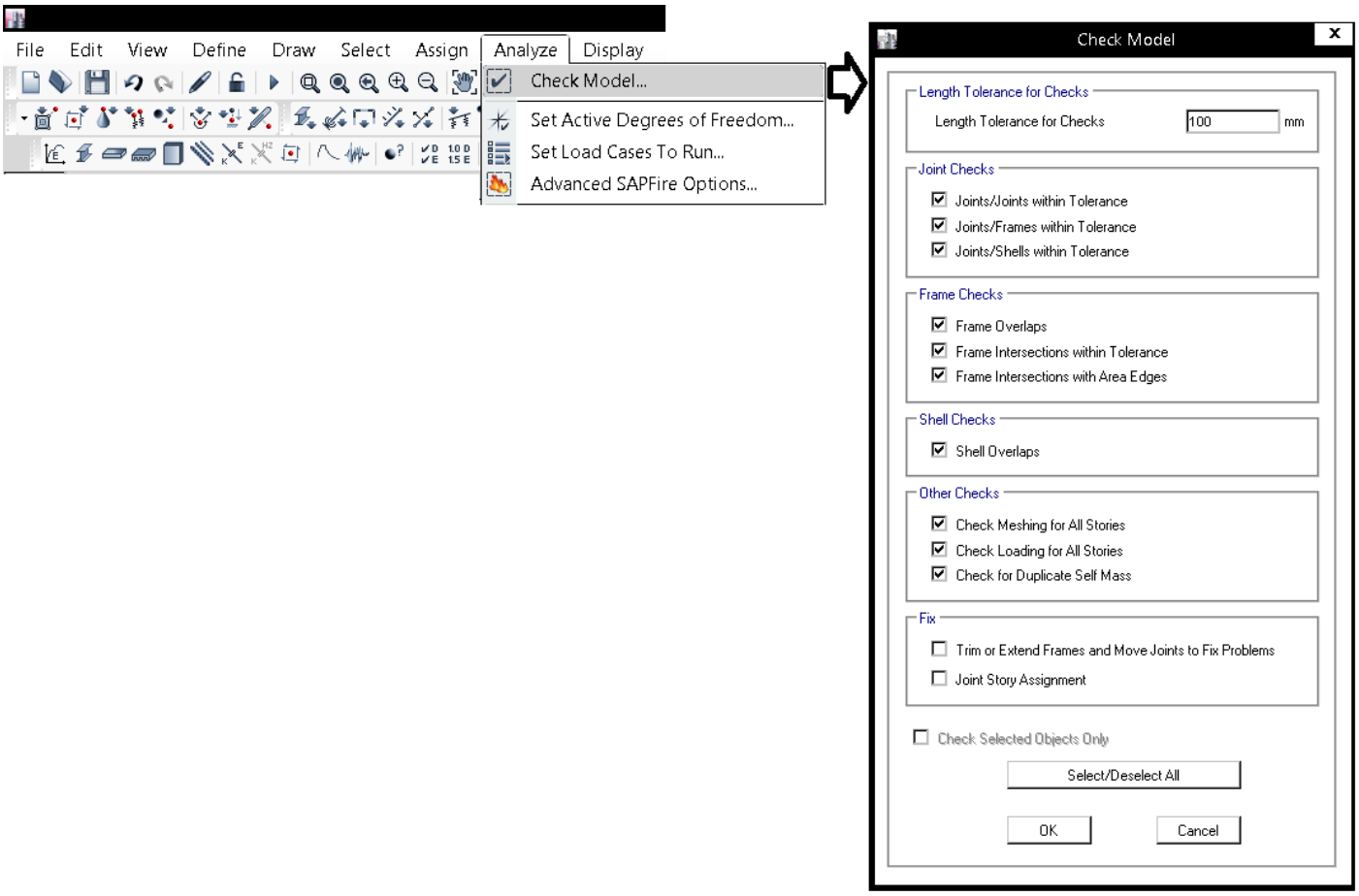
کاهش وزن و جرم حجمی مصالح در فایل سازه قابل پذیرش نیست. اصولا کاهش وزن فقط برای تیرهای بتنی (جهت حذف وزن قسمت مشترک با دالها) قابل توجیه است که باید از گزینه weight property modifier یا mass property modifier استفاده شود و ریز محاسبات آن نیز در دفترچه محاسبات ذکر شود. لیکن به طور کلی توصیه اکید می شود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

۳-۱۶-۳ سختی ترک خوردگی دیوارها

در رابطه با ضرایب سختی دیوارهای برشی به فصل ۹-۵ مراجعه کنید.

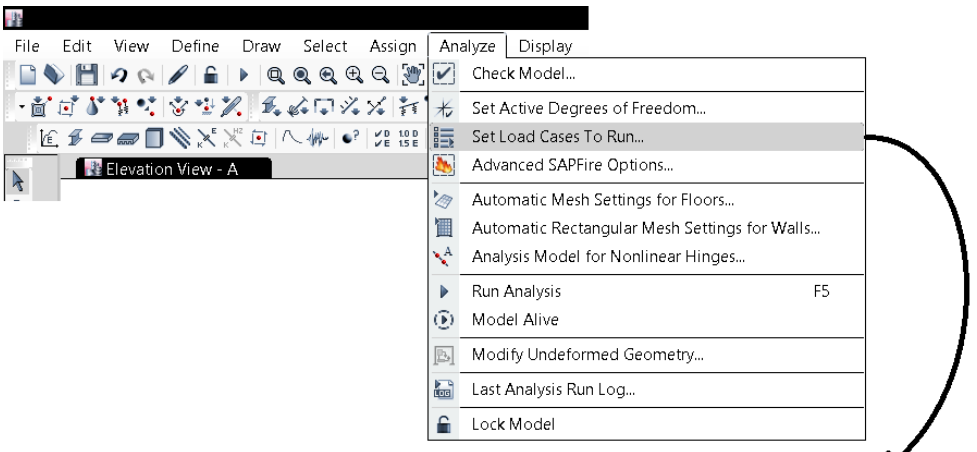
۳-۱۷ تنظیم پارامترهای تحلیل سازه

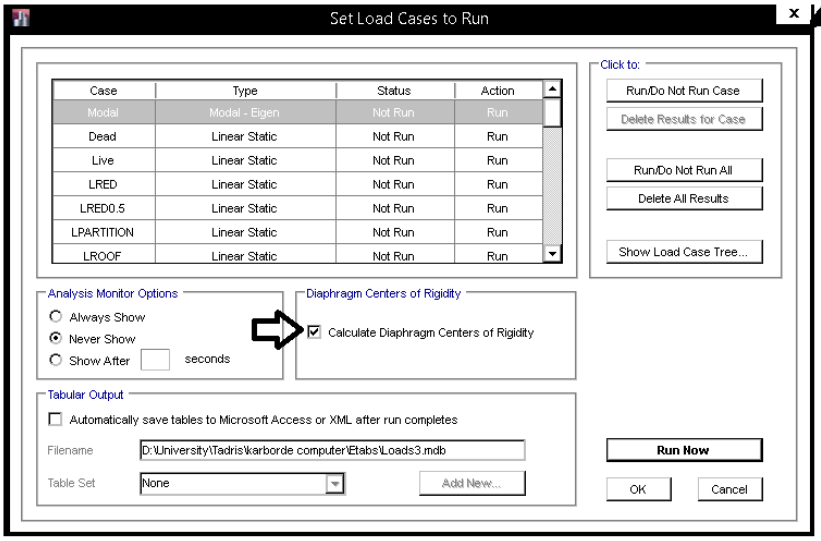
بهتر است قبل از تحلیل سازه از طریق منوی زیر خطاهای احتمالی ترسیم کنترل شود:



نرم افزار به صورت پیش فرض مرکز سختی دیافراگم را محاسبه نمی کند.

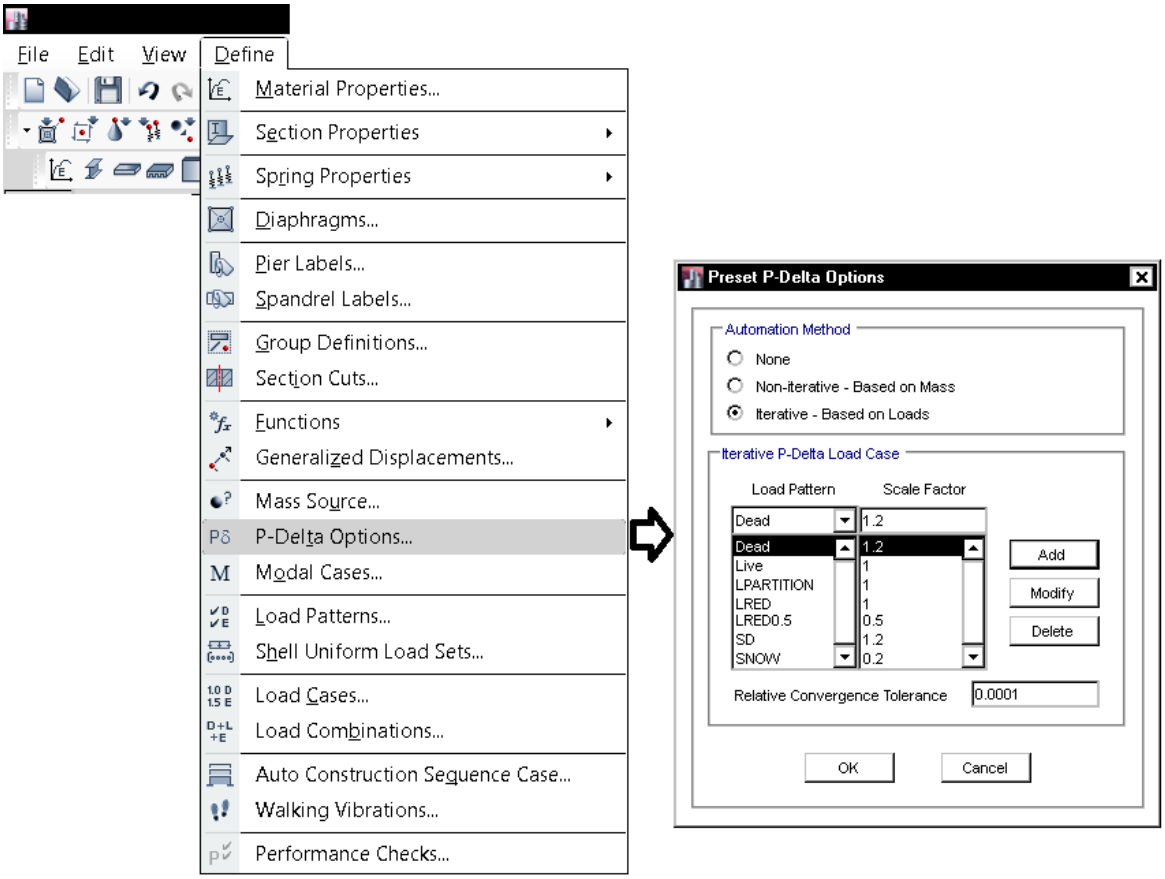
باید گزینه زیر فعال شود تا مرکز سختی محاسبه شود:





۳-۱۸ اثر P-Δ

ترکیب بار اثرP-deltal برای سازه هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. در صورتی که ترکیب بار لرزه ای حاکم باشد، می توان ترکیب بار P-delta را به صورت 1.2D+1.2SD+Live+LPARTITION+LRED+LRED0.5+0.2SNOW وارد کرد. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده بام (LROOF) وجود ندارد.



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

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. همین ضریب در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ به صورت Pu تعریف شده است (ضریب دار). 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

۳-۶ اثر P -Δ

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P -Δ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری θ_i، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h}\right]_i \qquad (۱۲-۳)$$

در این رابطه:

P_{ui}= مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n، طبقه آخر، در حد مقاومت

Δ_{eui}= تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i حاصل از تحلیل خطی

V_{ui}= مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i= ارتفاع طبقه i

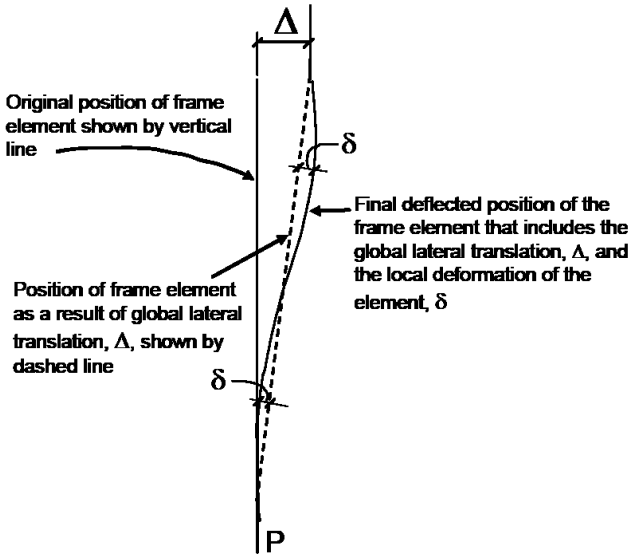


Figure A-1 P-Δ and P-δ effects

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

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

۳-۱۹ صرف نظر کردن از P-delta در سازه بتنی

به بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰ توجه نمایید:

۳-۶ اثر P-Δ

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P-Δ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری θ_i، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{cu}}{V_u h}\right]_i \qquad (۳-۱۲)$$

در بیشتر سازه های بتنی با ارتفاع کم و حتی متوسط، مقدار اندیس پایداری ممکن است کمتر از 0.1 بدست آید. آیا می توان در این سازه ها اثر $P-\Delta$ را غیر فعال کرد؟

پاسخ: در سازه های بتنی اثرات لاغری را به دو صورت می توان منظور کرد:

۱- تشدید لنگرهای مرتبه اول

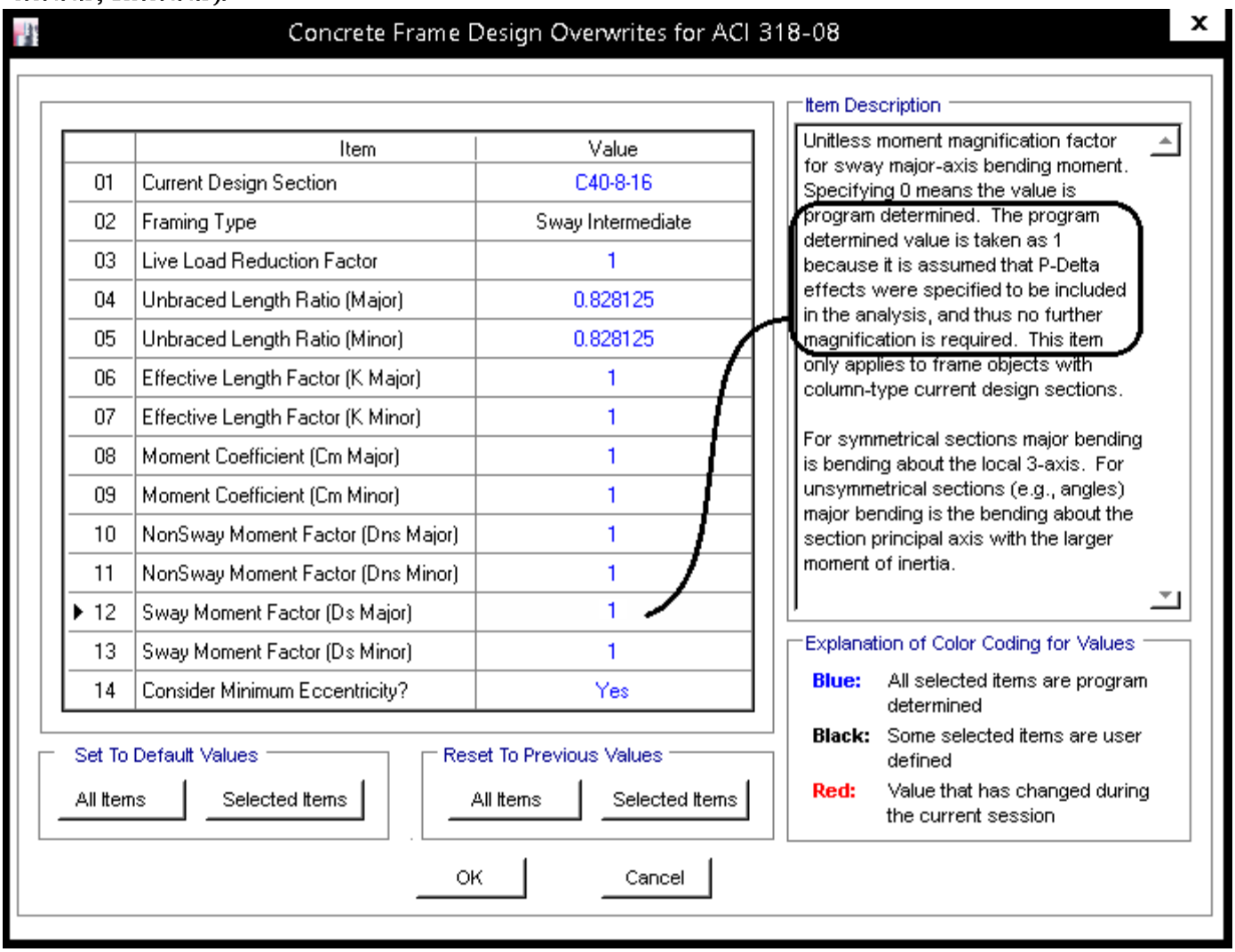
۲- انجام آنالیز مرتبه دوم (فعال کردن اثر $P-\Delta$ در نرم افزار)

نرم افزار ETABS ضریب تشدید لنگر را برابر "یک" منظور می کند. یعنی لنگرها را تشدید نمی کند (با این پیش فرض که $P-\Delta$ فعال است):

For individual columns or column-members, the magnified moments about two axes at any station of a column can be obtained as

$$M = M_{ns} + \delta_s M_s \qquad \text{(ACI 6.6.4.6.1)}$$

The factor δ_s is the moment magnification factor for moments causing sidesway. The program takes this factor to be 1 because the component moments M_s and M_{ns} are assumed to be obtained from a second order elastic (P-Δ) analysis (ACI 6.6.4.4.3, R6.6.4.4.3).



شرط ACI-318-14 برای صرف نظر کردن از اثرات لاغری در ستونها:

6.2.5 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \qquad (6.2.5a)$$

(b) For columns braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34 + 12(M_1/M_2) \qquad (6.2.5b)$$

and

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 40 \qquad (6.2.5c)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature.

در قابهای خمشی بتنی شرط صرف نظر کردن از لاغری این است که لاغری ستون کمتر از ۲۲ باشد. بنابراین شرط صرف نظر کردن از لاغری در یک قاب خمشی بتنی عبارت است از:

$$\theta_i < 0.1$$
$$\frac{kl_u}{r} < 22$$

دقت شود که ضریب طول موثر ستون (K) باید به صورت دستی محاسبه شود و نرم افزار ETABS این ضریب را برای ستونهای بتنی محاسبه نمی کند.

مثال: اگر ضریب K=2 باشد و ابعاد ستون بتنی C500x500 باشد، با فرض طول آزاد ستون برابر 3m داریم:

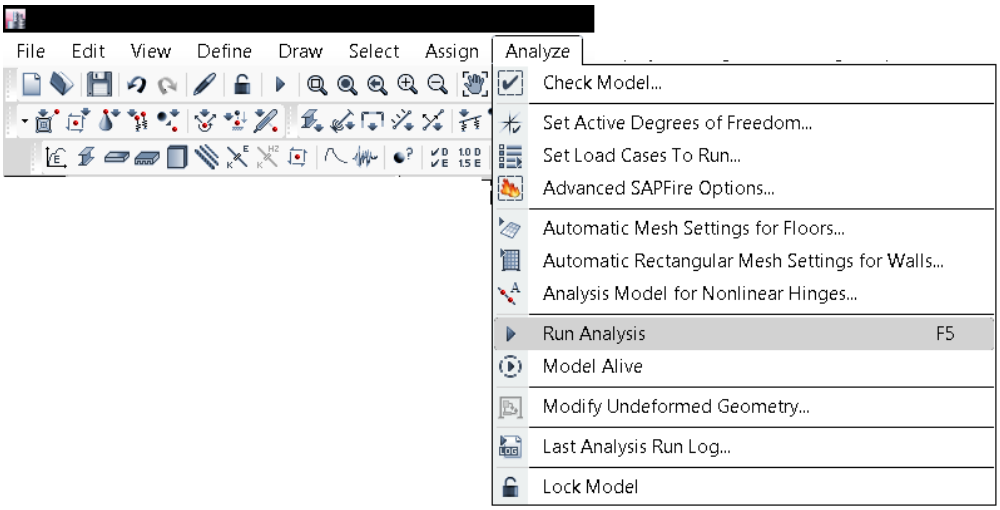
$$\frac{kl_u}{r} < 22 \quad \rightarrow \quad \frac{2 \times 3000}{0.3 \times 500} = 40 \not< 22$$

در این ستون نمی توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد و بنابراین با توجه به اینکه ETABS لنگرهای مرتبه اول را تشدید نخواهد کرد، باید اثر $P-\Delta$ باید فعال باشد تا اثرات لنگرهای ثانویه منظور شود (حتی اگر $\theta_i < 0.1$ باشد).

نکته زیر از طرف دکتر امیر حسین شجاع به بنده یادآوری شد:

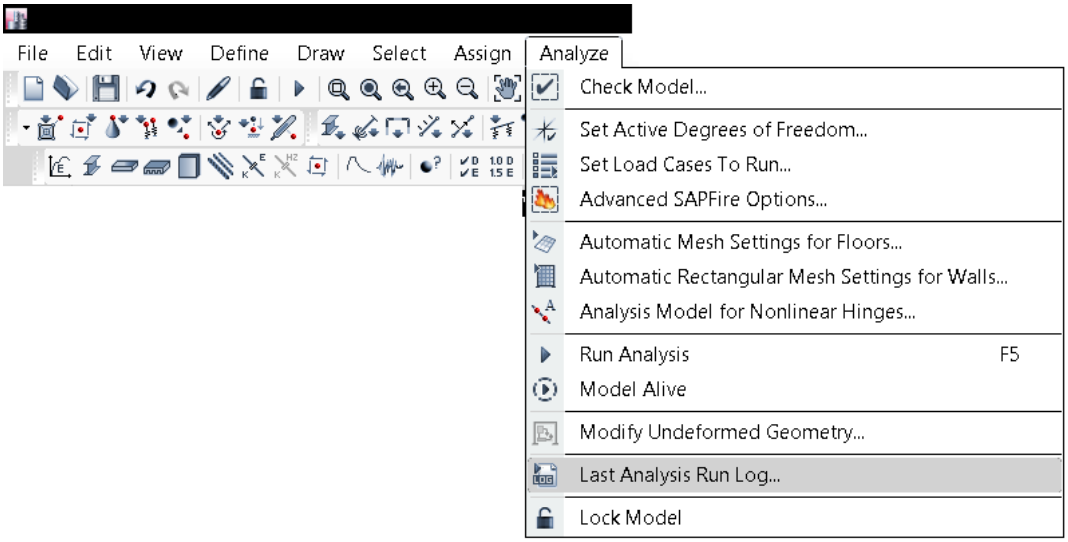
هنگام کنترل دریفت سازه در صورتی که $\theta_i < 0.1$ باشد (بدون توجه به مقدار $\frac{kl_u}{r}$ ستونها) می توان $P-\Delta$ را غیر فعال کرد.

۳-۱۹-۱ تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل

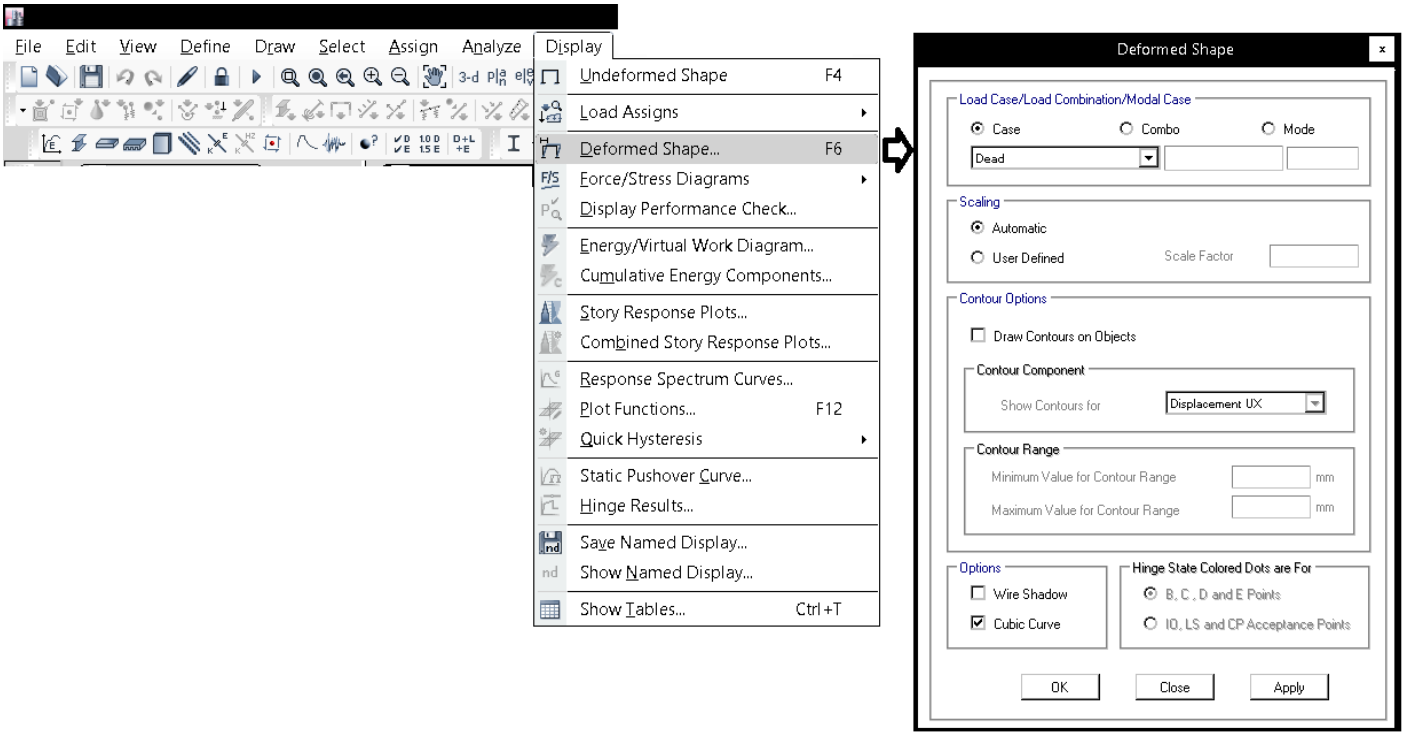


۳-۱۹-۲ بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز

از طریق منوی زیر می توان خلاصه نتایج تحلیل سازه را بررسی کرد. در خلاصه نتایج نباید پیغام WARNING مشاهده شود.

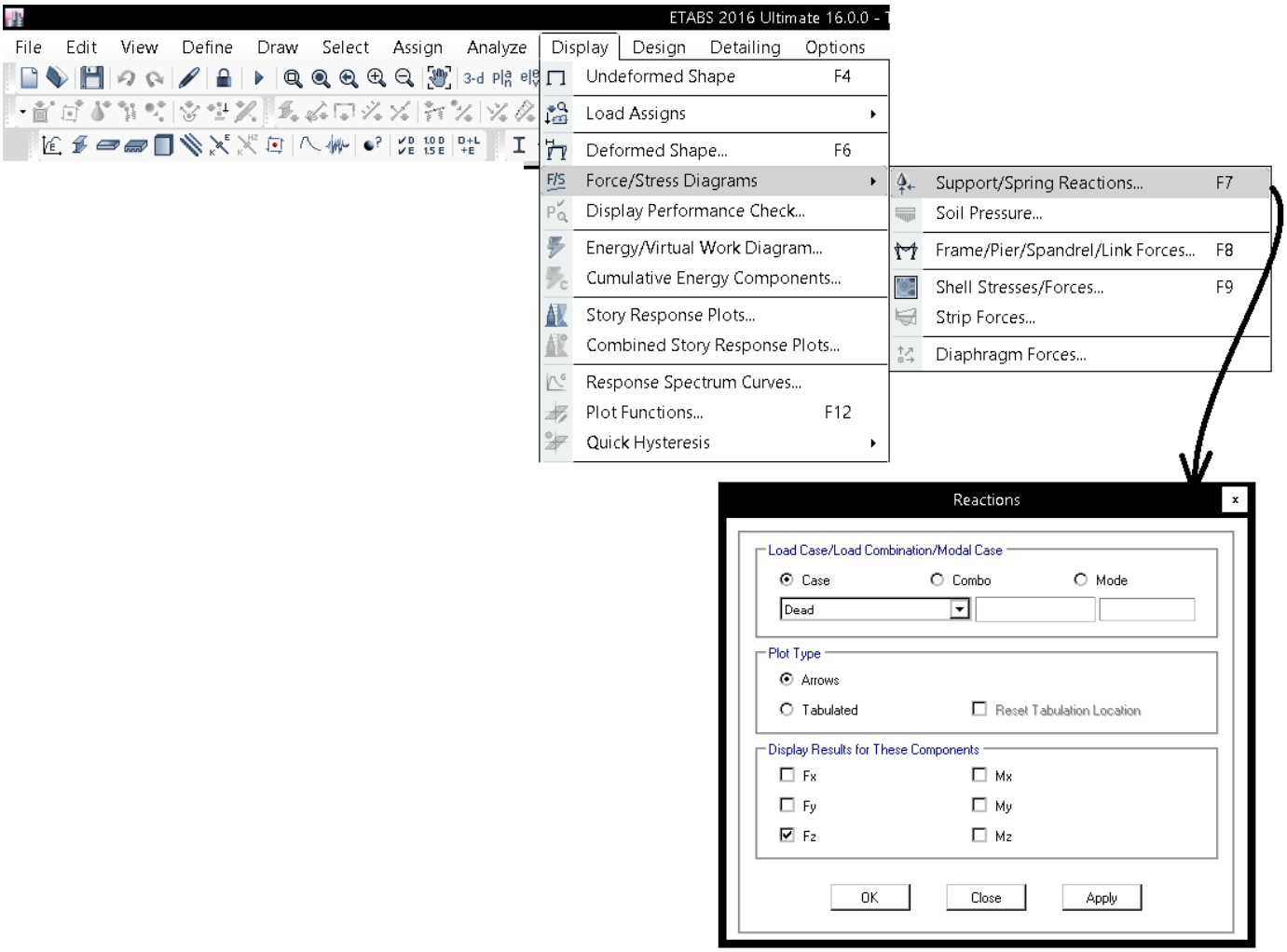


۳-۱۹-۳ مشاهده تغییر شکل سازه

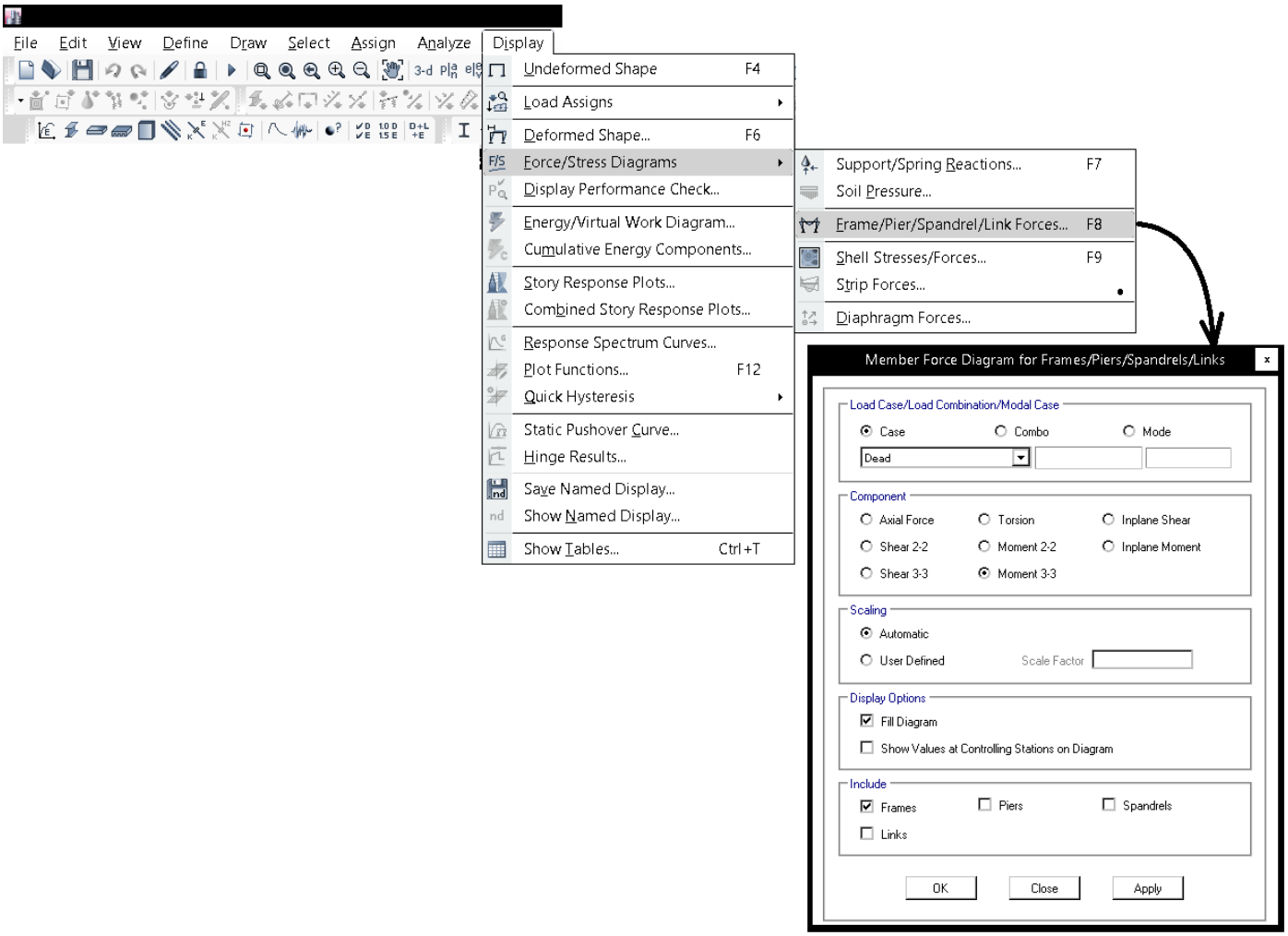


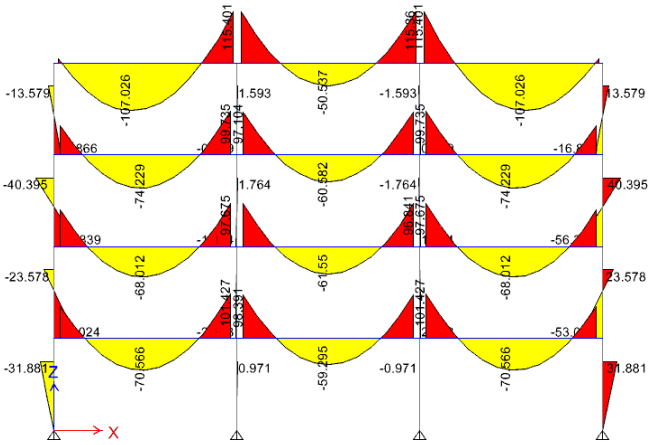
۳-۱۹-۴ مشاهده عکس العملهای تکیه گاهی

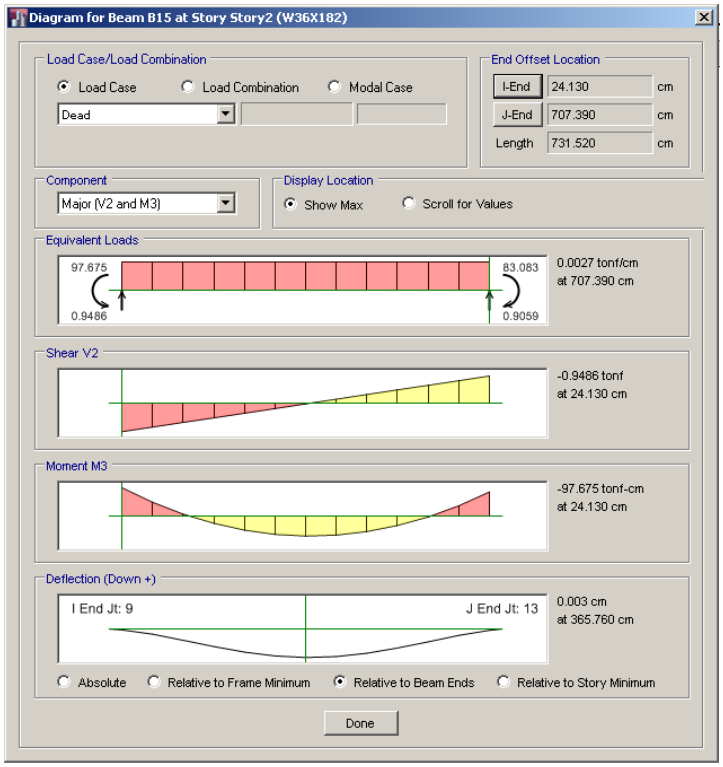
برای مشاهده عکس العملهای تکیه گاهها می توان به طریق زیر عمل کرد:



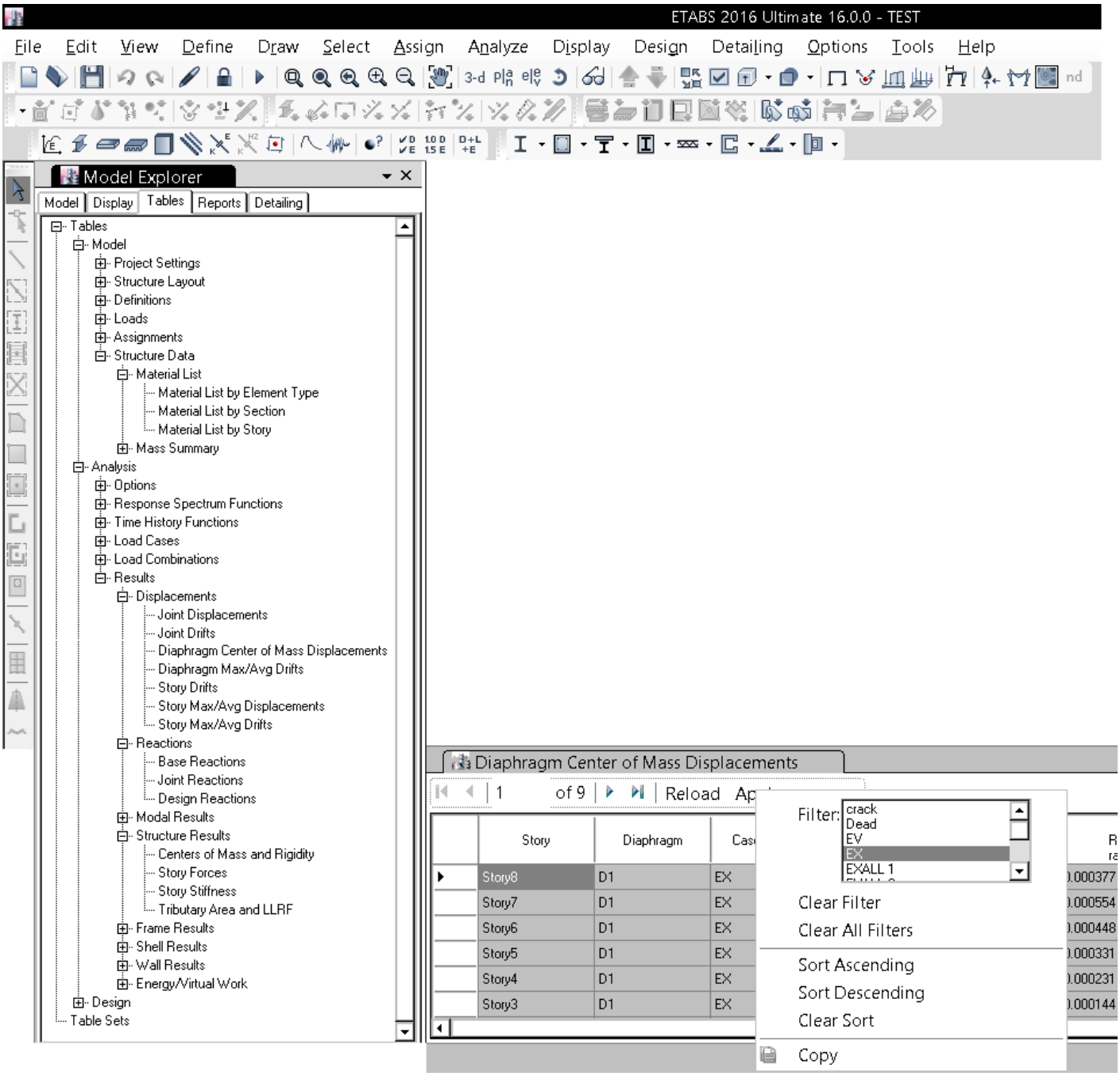
۳-۱۹-۵ مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا





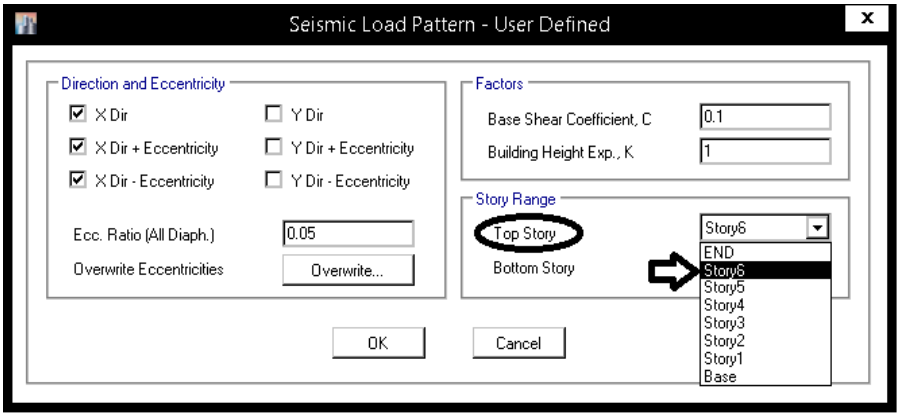


۳-۱۹-۶ استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول

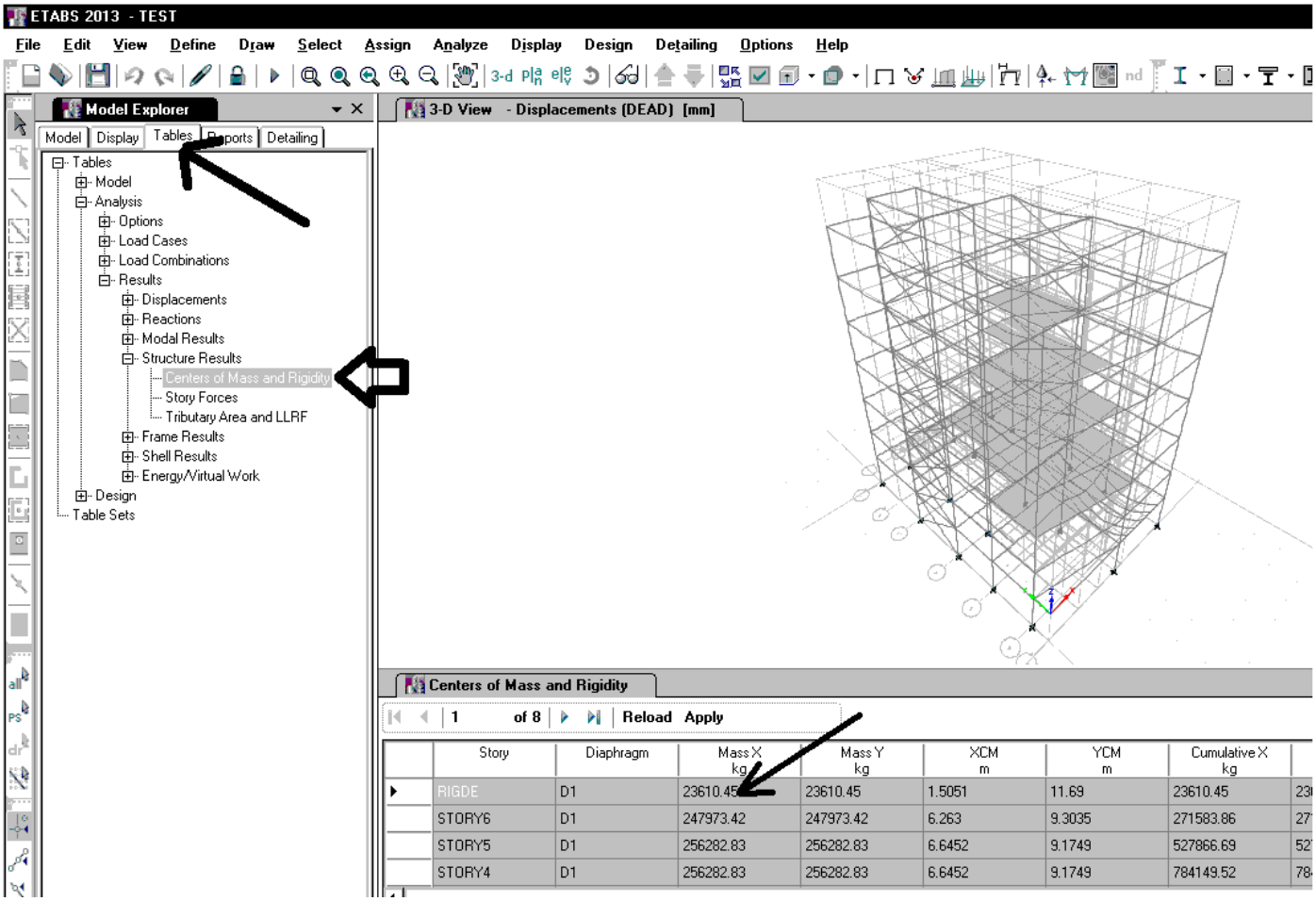


۳-۲۰ بار خرپشته

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 و بنابراین می توان در تعریف نیروی زلزله مطابق شکل زیر در قسمت Top Story طبقه ماقبل آخر به عنوان آخرین طبقه انتخاب شود.



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.

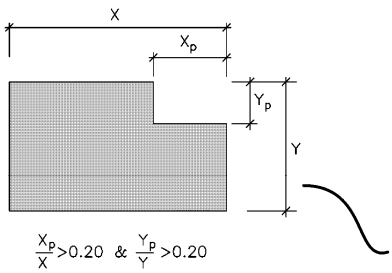
- برخی از طراحان معتقدند بهتر است در جهت اطمینان در تعریف نیروی زلزله در قسمت user coefficient در قسمت top story آخرین طبقه (طبقه خرپشته) انتخاب شود تا تیرها و ستونهای خرپشته نیز تحت نیروی زلزله ارزیابی شوند. در این صورت نیازی به اعمال وزن خرپشته به صورت بار wall در تراز بام نخواهد بود.

۳-۲۱ نامنظمی

۱-۷ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

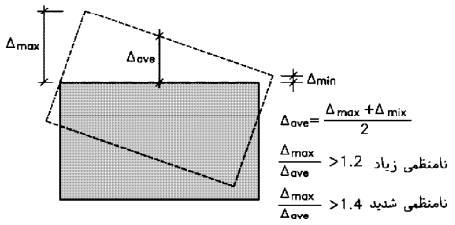
ساختمان‌هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند"نامنظم"و در غیر این‌صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان



الف –نامنظمی هندسی

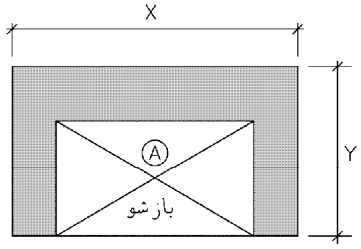
الف-**نامنظمی هندسی:**در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰درصد طول پلان در آن جهت باشد.



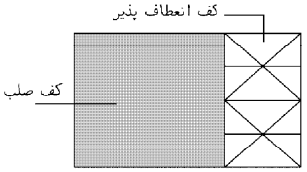
ب- نامنظمی پیچشی

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_j = ۱/۰ 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.

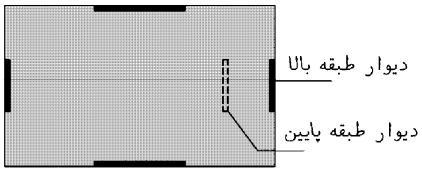


پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)



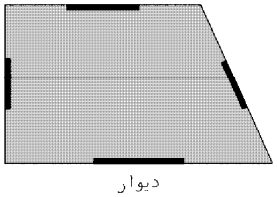
پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)

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

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 .



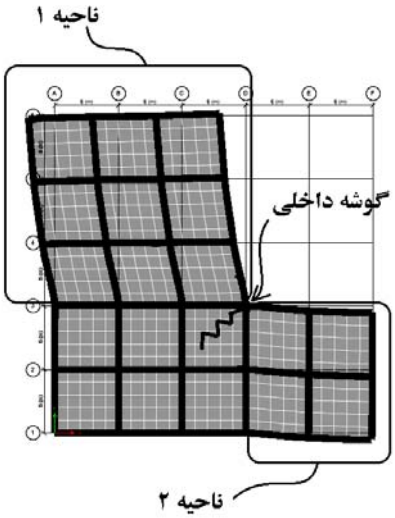
ث –نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

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

۳-۲۱-۱ نامنظمی هندسی در پلان

به شکل زیر توجه نمایید. سازه در این پلان دارای ۶ "گوشه" می باشد. تنها یکی از این گوشه ها، گوشه داخلی می باشد. گوشه های داخلی مستعد پارگی می باشند. در حقیقت در دو سوی گوشه داخلی، جرم های قابل توجهی ایجاد می شوند.

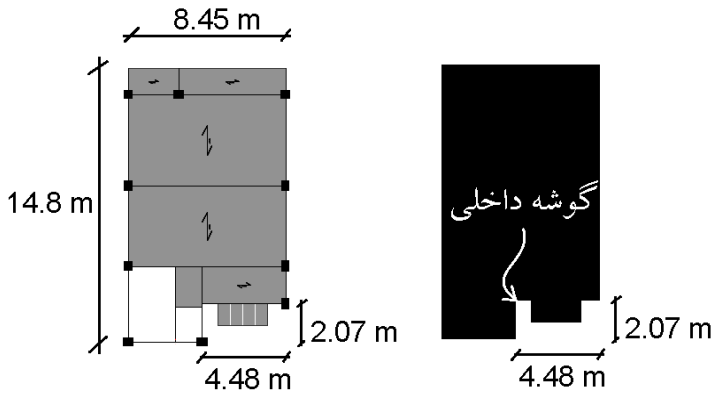
- هنگام زلزله دو ناحیه ۱ و ۲ ممکن است در دو جهت متفاوت حرکت کنند که این موجب ایجاد پارگی در گوشه داخلی خواهد شد. هر چه مساحت (و در نتیجه جرم) دو ناحیه ۱ و ۲ بیشتر باشد نیروی اینرسی بیشتری خواهند داشت و نیروی پارگی افزایش می یابند.



سوال: چگونه ممکن است همزمان دو ناحیه ۱ و ۲ در شکل فوق در دو جهت مخالف حرکت کنند؟ مگر راستای زلزله یک جهت مشخص ندارد. با توجه به اینکه هر دو قسمت مربوط به یک سازه می باشند، باید با هم حرکت کنند.

پاسخ: دو قسمت ۱ و ۲ جرم و سختی متفاوتی دارند و در نتیجه دوره تناوب آنها متفاوت می باشد. بنابراین به جهت متفاوت بودن دوره تناوب آن زمان رفت و برگشت آندو قسمت متفاوت خواهد بود و ممکن است در جهت متفاوت حرکت کنند.

آیا پلان سازه زیر نامنظم هندسی می باشد؟

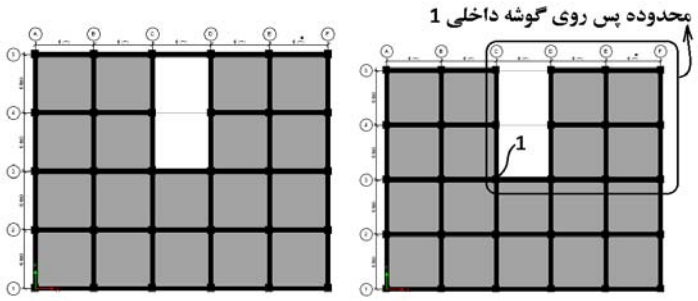


پاسخ: در گوشه داخلی که در شکل نشان داده شده است، در راستای عرضی سازه، پس رفتگی در پلان بیش از ۲۰ درصد می باشد ولی پس رفتگی در طول سازه کمتر از ۲۰ درصد می باشد:

$$\frac{4.48}{8.45} > 0.2$$
$$\frac{2.07}{14.8} < 0.2$$

بنابراین این سازه نامنظم هندسی ندارد.

آیا پلان سازه های زیر نامنظم هندسی می باشد؟ طول تمامی دهانه ها ۶ متر می باشد.



الف) سازه دارای بازشو (بدون تیر رابط) ب) سازه دارای بازشو (با تیر رابط)

پاسخ: در سازه "الف" دو گوشه داخلی داریم که مشابه هم می باشند. پس رفتگی گوشه ۱ در راستای x برابر ۱۸ متر و در راستای y برابر ۱۲ متر می باشد. بنابراین در هر دو جهت بیش از ۲۰ درصد پس رفتگی داریم و سازه نامنظم هندسی محسوب می شود:

$$\frac{18}{30} > 0.2$$

$$\frac{12}{24} > 0.2$$

در سازه "ب" در دو سمت بازشو، سازه توسط یک تیر بتنی پوسته شده است و بنابراین "گوشه دخلی" نداریم. و سازه نامنظم هندسی نمی باشد.

سوال: اگر سازه ای نامنظم هندسی باشد، چه باید کرد و عواقب آن چیست؟

پاسخ: در این صورت:

۱- در این صورت سازه نامنظم محسوب شده و در صورت انجام تحلیل دینامیکی طیفی، نمی توان طبق بند ۳-۴-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰، برش پایه دینامیکی را با ۸۵ درصد برش پایه استاتیکی همپایه کرد.

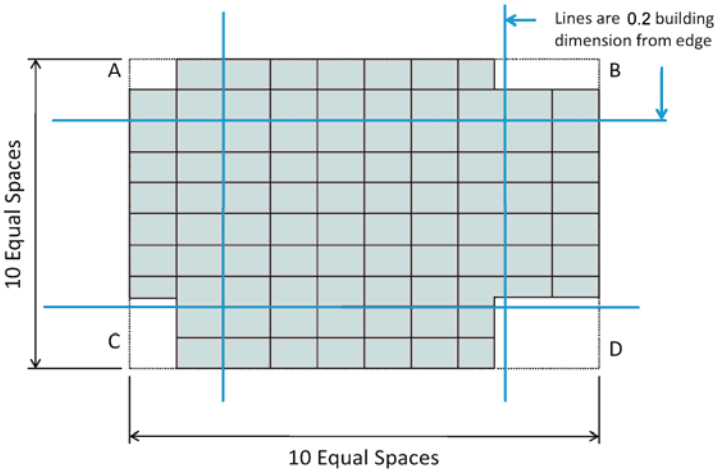
۲- در سازه های نامنظم در پلان، در تعیین ضریب نامعینی سازه در بند ۳-۳-۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰، نمی توان از روش الف استفاده نمود. و باید ضریب نامعینی سازه بر اساس روش "ب" محاسبه شود.

سازه زیر در چهار نقطه دارای پس رفتگی است.

تنها در نقطه D میزان پس رفتگی در دو جهت بیش از 20 درصد بعد سازه است.

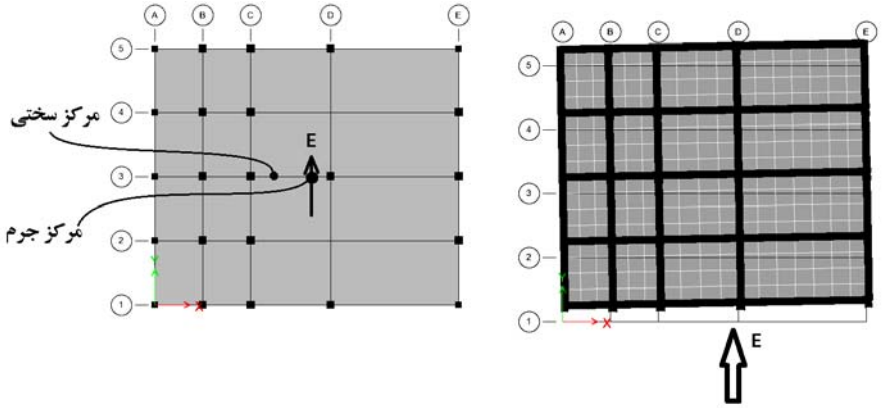
این سازه به جهت نقطه D نامنظم هندسی در پلان است.

Fig. G9-5
Building with four reentrant corners and a reentrant irregularity



۳-۲۱-۲ نامنظمی پیچشی

به پلان سازه شکل زیر توجه نمایید. به علت کاربری خاصی که نیمه سمت راست سازه دارد (رستوران می باشد)، تعداد ستونها در آن قسمت کمتر می باشد و مرکز سختی (مرکز مقاومت سازه در برابر بار جانبی) در نیمه چپ سازه خواهد بود.



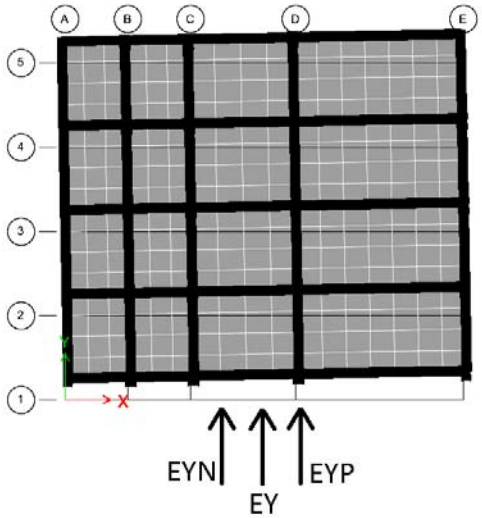
تفاوت در مختصات مرکز سختی و مرکز جرم موجب می شود که تحت اثر نیروی زلزله، سازه

علاوه بر حرکت انتقالی، حرکت چرخشی نیز داشته باشد. در شکل فوق تغییر مکان جانبی سازه تحت زلزله نمایش داده شده است.

- گرچه تعداد ستونها در سمت راست سازه کمتر می باشد ولی با افزایش ابعاد ستونها و ابعاد تیرهای سمت راست می توان سختی آنها را افزایش داد و در نتیجه پیچش سازه را کاهش داد.

سوال: برای محاسبه تغییرمکان جانبی سازه و کنترل پیچش آن، آیا خروج از مرکزیت اتفاقی باید منظور شود؟

پاسخ: بله. در شکل زیر نیروی زلزله وارد بر سازه نشان داده شده است. طبق بند۱-۷-۱ استاندارد ۲۸۰۰، در تعیین تغییرمکان جانبی طبقه باید زلزله های با خروج از مرکزیت تصادفی نیز منظور شوند. در شکل زیر مسلما بیشترین پیچش تحت اثر زلزله EXP خواهد بود.



۳-۲۲ نحوه کنترل تعیین نامنظمی پیچشی در نرم افزار

- برای تعیین نامنظمی پیچشی می توان از نتایج حاصل از تحلیل مطابق شکل زیر استفاده کرد.
- دقت شود که نتایج زیر "تغییر مکان نسبی" را نشان می دهد که مورد نظر آیین نامه می باشد.

اگر تحت تمامی زلزله های EXALL-2، EXALL3، EYALL2، EYALL3 نسبت ratio ها در ستون سمت راست گزارش کمتر از 1.2 بود، خواهیم گفت سازه از نظر پیچشی منظم است. اگر 1.2<ratio<1.4 بود خواهیم گفت نامنظم پیچشی است. و اگر 1.4<ratio بود خواهیم گفت نامنظم شدید پیچشی است.

- اگر حتی یکی از طبقات و تنها تحت یکی از زلزله ratio بالا باشد، کل سازه را نامنظم خواهیم خواند.

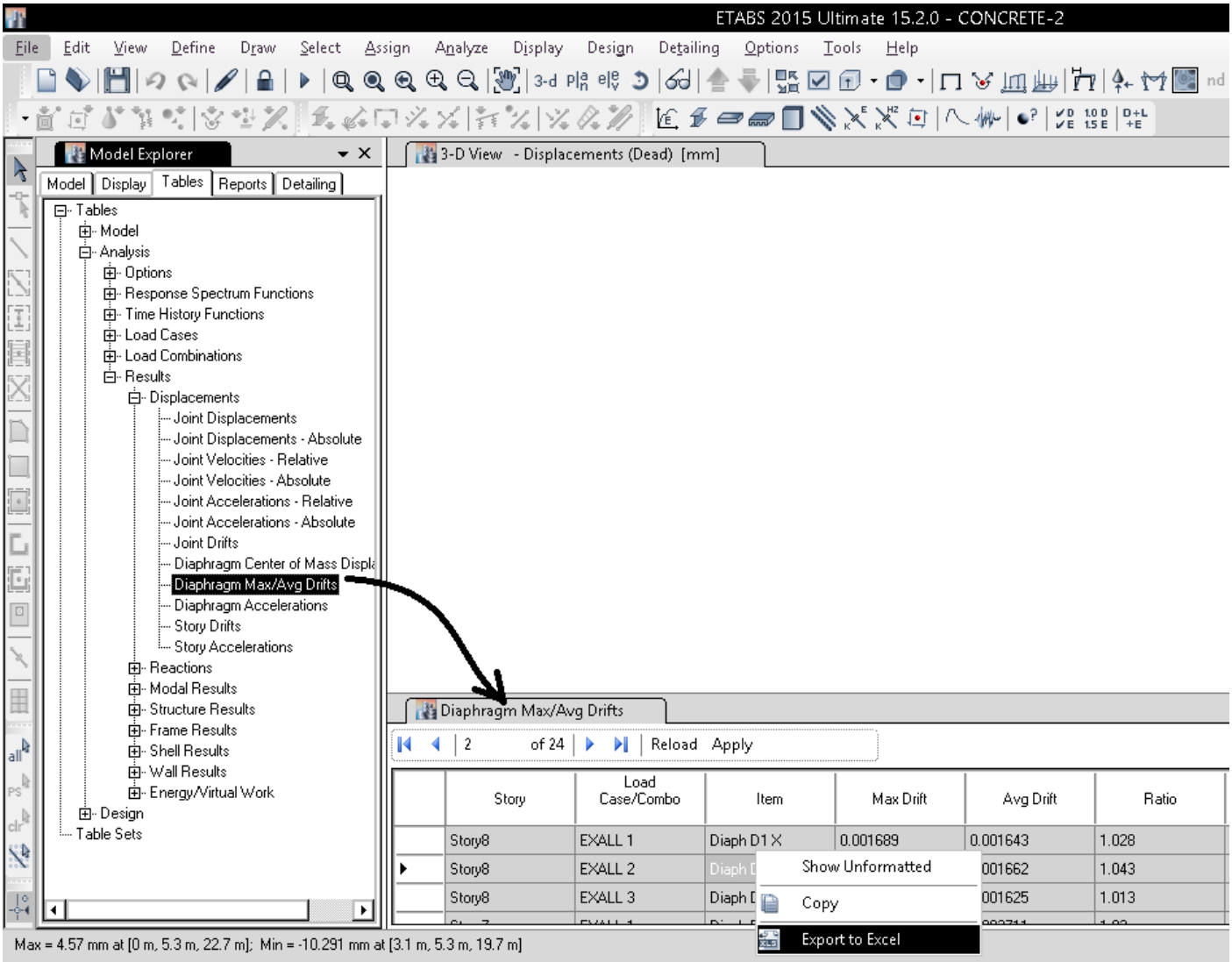


TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story5	EXALL 1	Diaph D1 X	0.005435	0.005396	1.007
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.005867	0.005416	1.083
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005907	0.005376	1.099
Story4	EXALL 1	Diaph D1 X	0.006517	0.006487	1.005
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.007082	0.006512	1.087
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.007091	0.006461	1.098
Story3	EXALL 1	Diaph D1 X	0.007058	0.007009	1.007
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.007646	0.007036	1.087
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00769	0.006983	1.101
Story2	EXALL 1	Diaph D1 X	0.006619	0.006289	1.052
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006556	0.006288	1.043
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.007218	0.006291	1.147
Story1	EXALL 1	Diaph D1 X	0.006097	0.006048	1.008
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006663	0.006074	1.097
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.006709	0.006022	1.114

نتیجه: در جدول فوق تمام نسبت ها کمتر از 1.2 بوده و سازه از نظر پیچشی منظم می باشد.

- در رابطه با کنترل نامنظمی پیچشی در سازه هایی که بر اساس **آنالیز دینامیکی** طراحی می شوند در بند ۷-۱۱ توضیح ارائه شده است. در این سازه ها برای کنترل نامنظمی پیچشی بهتر است از زلزله استاتیکی استفاده شود (علت در بند ۷-۱۱توضیح داده شده است).

۳-۲۲-۱ عواقب نامنظمی پیچشی

- در سازه های بالای سه طبقه که نامنظم پیچشی هستند، حتما باید آنالیز دینامیکی انجام شود:

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه بـه‌کـاربرد. تنهـا، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایـه و یـا 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**

- اگر سازه نامنظم شدید پیچشی باشد، ضریب نامعینی آن برابر Rho=1.2 خواهد بود و در این صورت در ترکیب بارها ضریب زلزله به جای 1 برابر 1.2 خواهد بود (افزایش ۲۰ درصدی در مقدار زلزله = جریمه سنگین برای سازه های نامنظم شدید پیچشی)

- اگر سازه ای نامنظم پیچشی باشد، در محاسبه دریفت باید به جای کنترل جابجایی مرکز جرم طبقات، باید لبه های کناری سازه بررسی شوند:

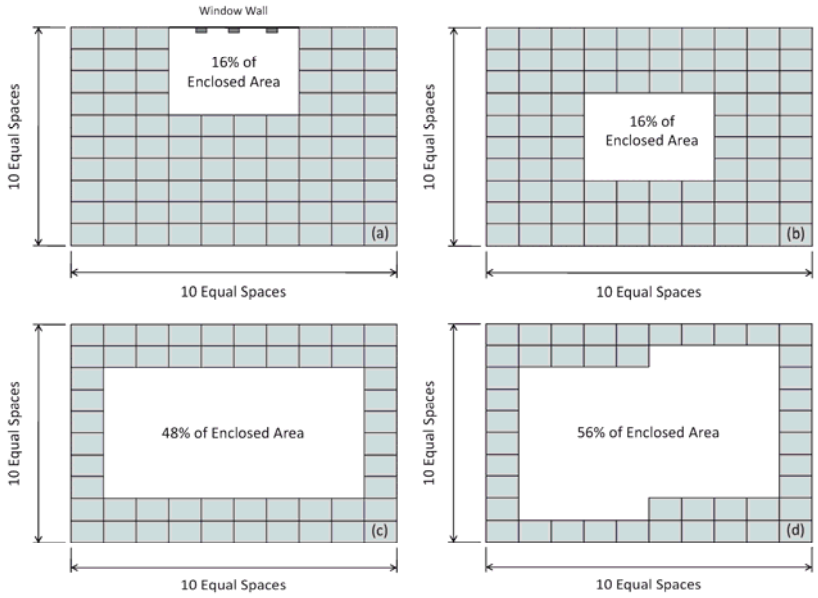
۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شـدید پیچشـی، بـرای محاسـبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ee}، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقـه در امتـداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۳-۲۲-۲ نامنظمی در دیافراگم

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.

در چهار شکل زیر تنها شکل (d) نامنظم در دیافراگم می باشد:

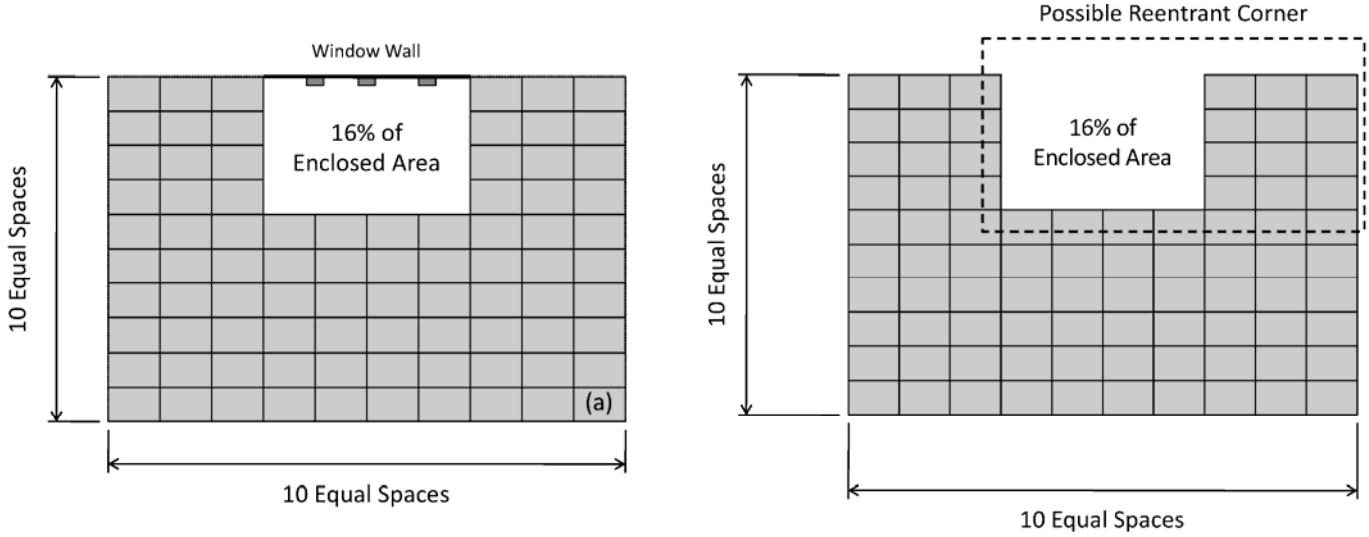
Fig. G9-6
Diaphragm openings and irregularities



توجه: دو سازه زیر چه تفاوتی با هم دارند؟

سمت راست نامنظم هندسی می باشد.

سمت چپ نامنظم هندسی نیست.



۳-۲۲-۳ نامنظمی سیستم های غیر موازی

در استاندارد ۲۸۰۰ جدید در صورتی که اجزای قائم باربر جانبی به موازات یکی از محورهای اصلی (X یا Y) نباشد، سازه نامنظم خواهد بود.

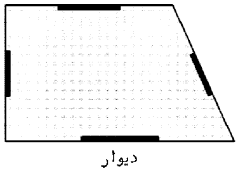
منظور از اجزای "قائم"چیست؟

اجزای باربر جانبی به قسمت باربر جانبی "افقی" و باربر جانبی "قائم" تقسیم بندی می شوند.

"افقی" شامل دیافراگم سقف، مهاربندی سقف و کلیه سیستم هایی می باشد که نیروی اینرسی سقف را در راستای افق به اجزای باربر قائم منتقل می کند.

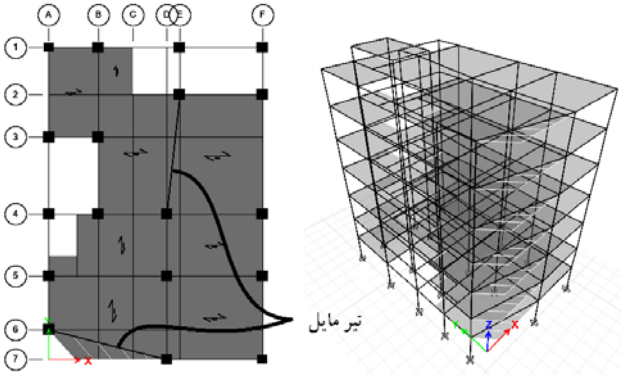
"قائم" شامل دیوار برشی، مهاربند قائم، قاب خمشی و کلیه سیسیتم های باربر جانبی می باشد که در ارتفاع سازه قرار می گیرند و بار را در راستای قائم منتقل می کنند.

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



ث –نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

نتیجه: در قابهای خمشی که یک تیر مورب دارند، و این تیر به صورت گیردار به ستونها متصل است (قاب خمشی تشکیل می دهد). نامنظم سیستم های غیر موازی محسوب می شوند. برای مثال سازه زیر نامنظم است. چون دو تا از تیرهایش در راستای X و یا Y نمی باشند:



- یعنی حتی اگر تنها یک تیر مایل داشته باشیم سازه نامنظم خواهد بود؟ حتی اگر این تیر تنها مثلا ۵درجه انحراف داشته باشد؟

بله طبق آیین نامه حضور تنها "یک" تیر کج در کل سازه آنرا تبدیل به سازه نامنظم می کند. در متن آیین نامه اشاره ای به زاویه نشده است. طبق عرفی که اخیرا درکشور رایج شده و طبق نظر بسیاری از طراحان می توان یک زاویه حداقل به عنوان مرز تعیین کرد. زاویه ۱۵ درجه بیشتر در بین مهندسین مطرح شده است. یعنی شرط نامنظم بودن حضور تیر با زاویه انحراف بیش از ۱۵ درجه است و تیرهایی که انحرفشان کمتر از ۱۵ درجه باشد، ایجاد نامنظمی نمی کنند.

به بخشی از استاندارد ۲۸۰۰ در این رابطه توجه نمایید:

۱- تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می‌شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده‌ها و نهایتاً به زمین منتقل می‌نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل‌کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا به اختصار «دیافراگم»گفته می‌شود. در ساختمان‌های متعارف دیافراگم‌ها شامل کف‌ها و سقف‌ها (افقی و یا با شیب کم) می‌باشند. در چنین ساختمان‌هایی دیافراگم‌ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را هم‌زمان بر عهده دارند. در ساختمان‌های صنعتی به‌طور کلی بادبندی‌های افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قاب‌ها) را عهده‌دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می‌گردند.

۳-۲۲-۴ نامنظمی خارج از صفحه

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 .

در سازه شکل زیر نامنظمی خارج از صفحه داریم.

سازه مربوط به Imperial County Services Building می باشد که در زلزله Imperial Valley (1979) به شدت آسیب دید.

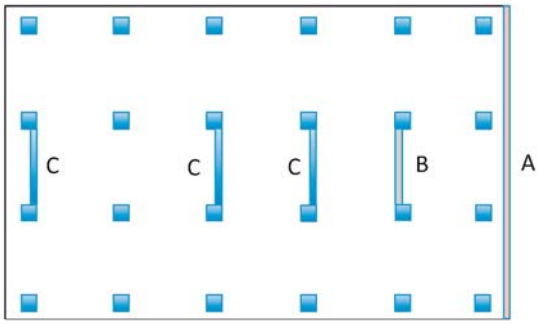
دراین سازه:

دیوار A در طبقه اول وجود ندارد و تنها در طبقات فوقانی وجود دارد.

دیوار B تنها در طبقه اول وجود دارد.

دیوارهای C در تمامی طبقات وجود دارند.

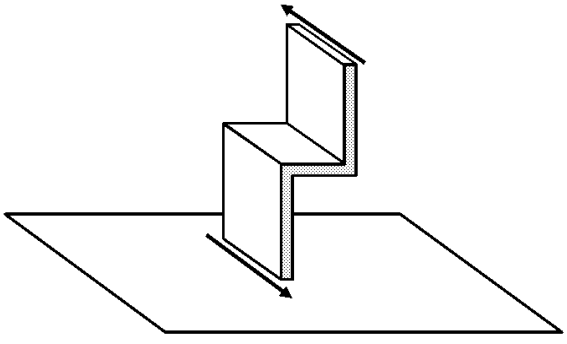
Fig. G9-9
Plan view of building with an out-of-plane offset irregularity



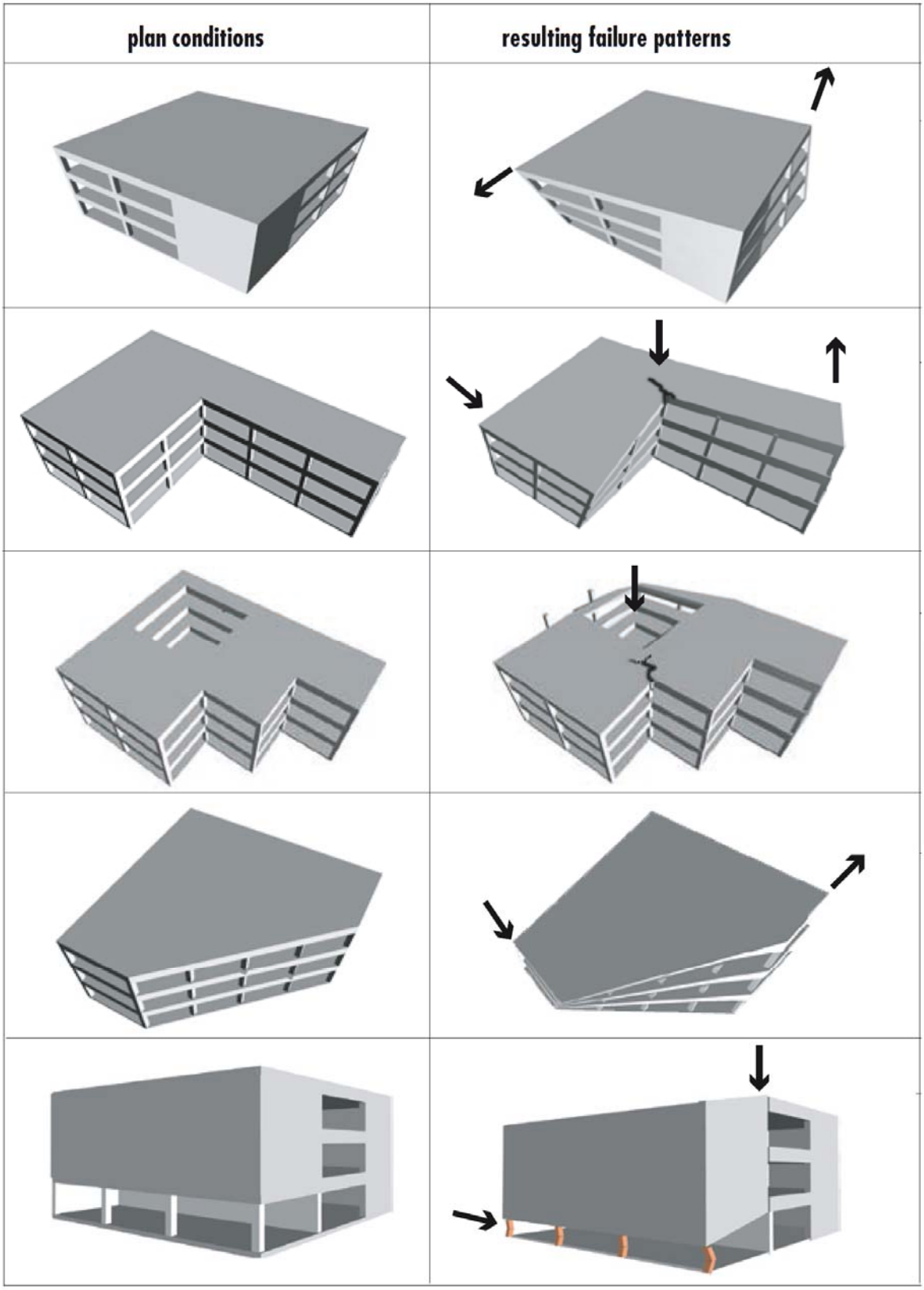
A) 2nd story and above shear wall
B) 1st story only shear wall
C) Full height shear wall

Fig. G9-10
Photograph of the Imperial County Services Building
Source: Courtesy of V. Bertero.





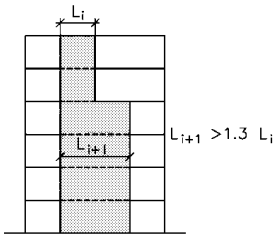
در شکلهای زیر انواع نامنظمی در پلان را مشخص نمایید:



انواع نامنظمی در ارتفاع به نقل از استاندارد ۲۸۰۰ به شرح زیر می باشد:

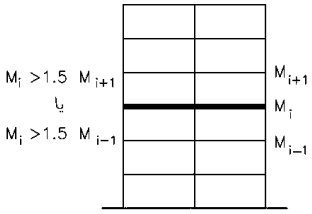
۱-۷-۲ نامنظمی در ارتفاع

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



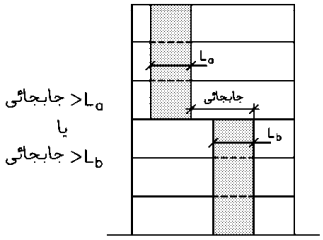
الف – نامنظمی هندسی

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



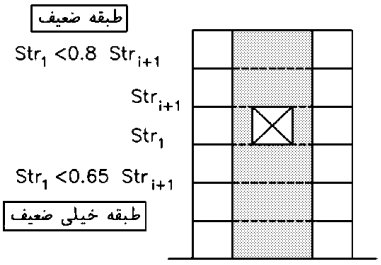
ب- نامنظمی جرمی

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.



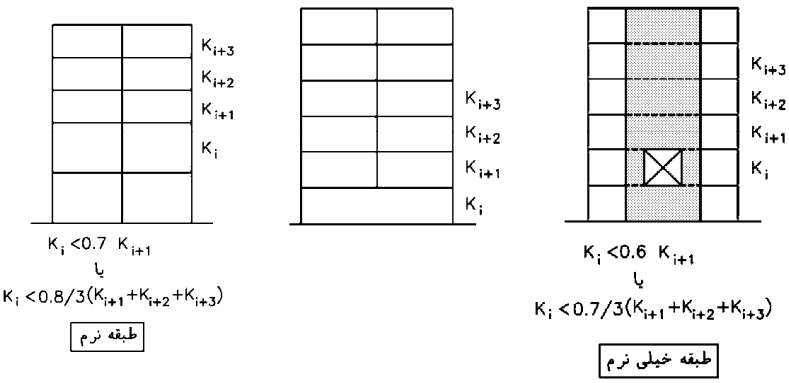
پ – نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

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.



ت – نامنظمی مقاومت جانبی

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.

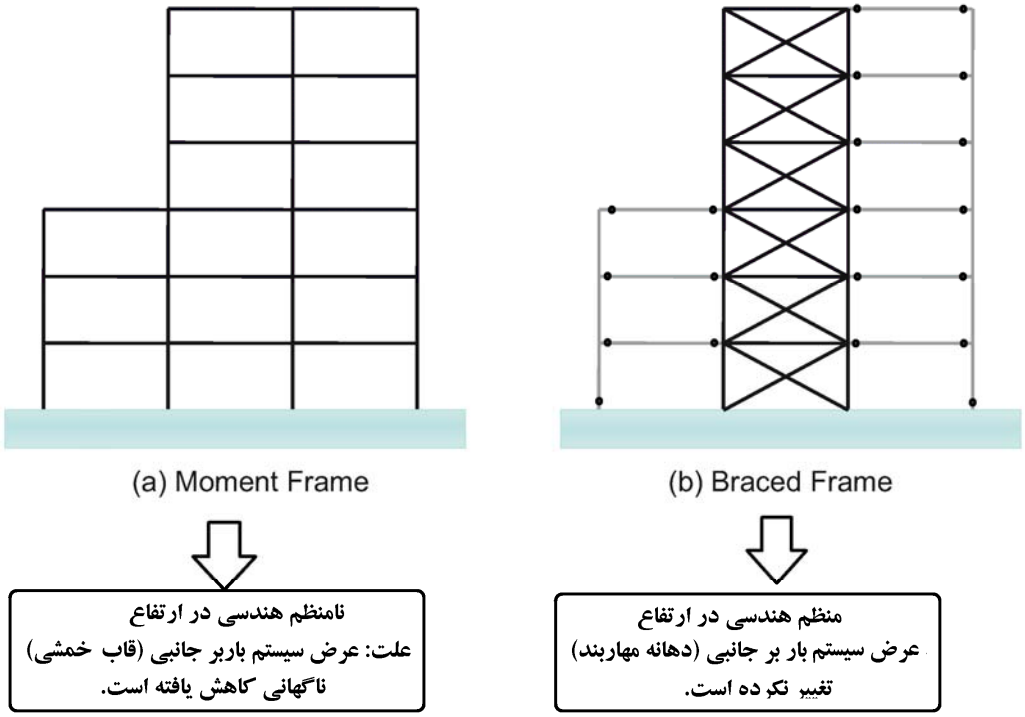


ث – نامنظمی سختی جانبی

۳-۲۲-۵ نامنظمی هندسی در ارتفاع

شکل سمت چپ: عرض سیستم باربر جانبی (قاب خمشی) در طبقه ۴ به صورت ناگهانی کاهش یافته و نامنظم هندسی در ارتفاع است.

شکل سمت راست: سازه از نظر نامنظمی هندسی در ارتفاع مشکلی ندارد و منظم محسوب می شود. در این سازه عرض سیستم باربر تنها شامل دهانه بادبند می باشد. دهانه های کناری در شکل سمت راست تنها بار ثقلی را تحمل می کنند و در تحمل زلزله مشارکت ندارند.



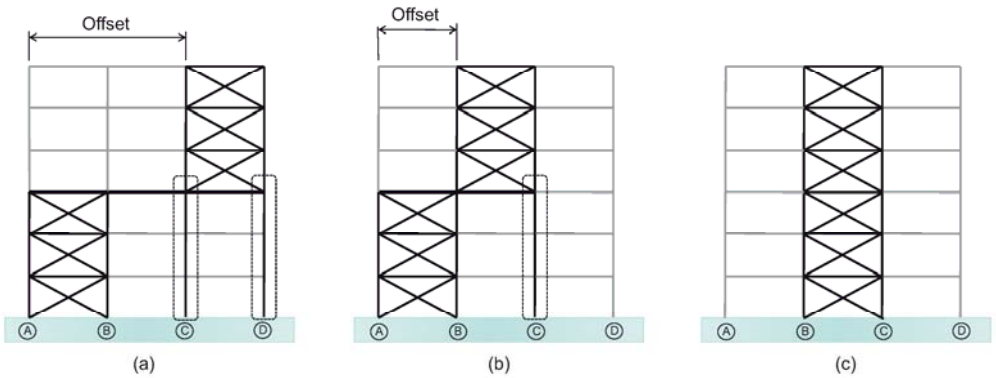
- بنابراین در سازه هایی که دارای سیستم قاب خمشی هستند و در برخی طبقات عقب روی داریم، ممکن است نامنظم هندسی در ارتفاع باشند.

۳-۲۲-۶ نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

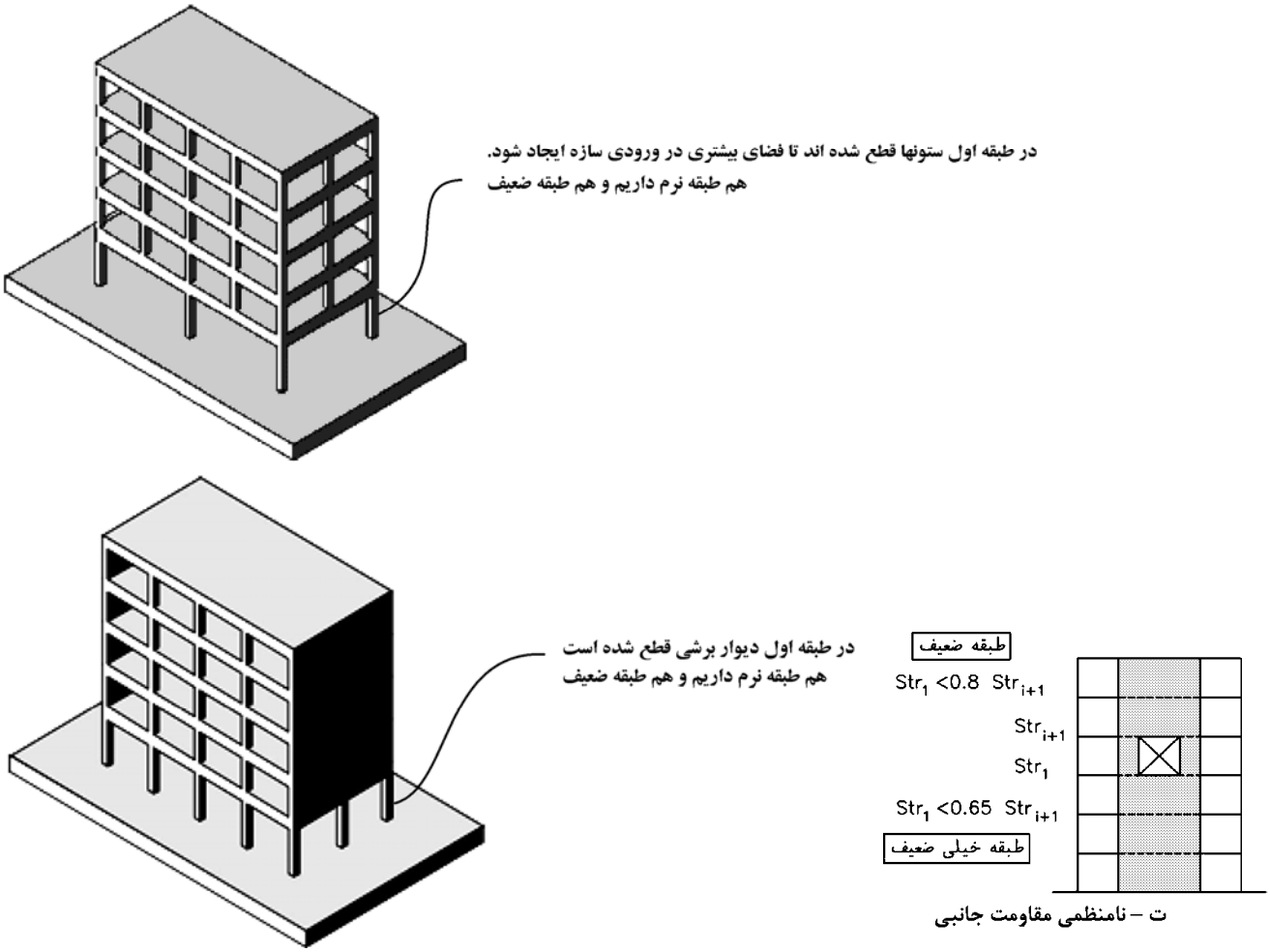
وقتی یک سیستم باربر جانبی قطع می شود، در عضو نگهدارنده آن لنگر واژگونی ایجاد می شود.

- در شکل (a) قطع سیستم بادبندی موجب ایجاد لنگر در ستونهای زیر بادبندی می شود به طوریکه در ستونها کشش و فشار به صورت کوپل نیرو ایجاد میشود. در این شکل نامنظیم قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع داریم.
- در شکل (b) در ستونهای اکس B و C لنگر واژگونی خواهیم داشت و سازه نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی می باشد.

Fig. G10-4
Example of an in-plane discontinuity irregularity



۳-۲۲-۷ نامنظمی طبقه ضعیف



ت – نامنظمی مقاومت جانبی

استفاده از سازه هایی مانند دو سازه فوق طبق بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰ احداث سازه هایی مانند سازه های شکل فوق، به طوریکه طبقه خیلی ضعیف ایجاد شود، در عمده مناطق کشور غیر مجاز است:

۱-۷-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطرنسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

شکل زیر برگرفته از کتاب پروفسور Moehle می باشد که در آن دیوار برشی در طبقه همکف حذف شده است و در طبقه اول طبقه ضعیف ایجاد شده است. با توجه به بند فوق احداث چنین سازه هایی در مناطق لرزه خیز غیر مجاز است.



FIGURE 13.5 Permanent offset of weak first story due to discontinued wall, Olive View Hospital, 1971 San Fernando earthquake. (*Photograph by K. Steinbrugge, used with permission from the National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.*)

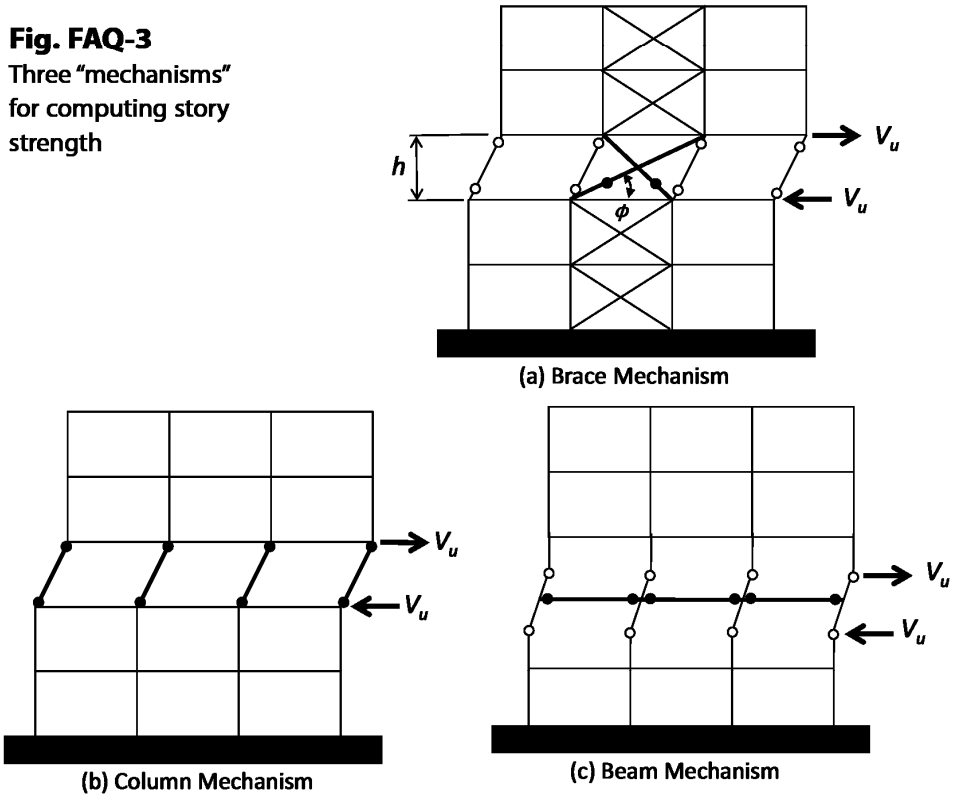
- چگونه مقاومت طبقه را محاسبه کنیم؟

متن زیر مربوط به ASCE7-2010-Seismic Guide می باشد که توضیحاتی در رابطه با نحوه محاسبه مقاومت طبقه برای بررسی نامنظمی طبقه ضعیف ارائه کرده است:

4. How are story strengths calculated when determining if a vertical structural irregularity of Type 5a or 5b as in Table 12.3-2 exists?

Calculating the strength of a "story" of a lateral load–resisting seismic system is difficult, if not impossible. The computed strength depends on the loading pattern, the location of yielding throughout the story, and on the

Fig. FAQ-3
Three "mechanisms" for computing story strength



capacities of the yielding elements. The element capacities are a function of the materials used, the details of the cross section, and the forces that act on the section. For example, the flexural strength of a reinforced concrete shear wall is a function of the axial compressive force in the wall. Similarly, the flexural capacity of a steel or concrete column is a function of the axial force in the column. Shear capacities of concrete sections are also a function of the axial force in the section.

Estimating the story capacities of some simple systems, such as those shown in **Fig. FAQ-3**, is possible. For system a, which is a braced frame system, the story capacity can be based on the strength of the braces and would be as follows:

$$V_u = (F_{uC} + F_{uT})\cos\phi \qquad \text{(Eq. FAQ-1)}$$

where F_{uC} and F_{uT} are the compressive and tensile capacities of the braces, respectively, and ϕ is the angle shown in the figure. This capacity assumes that the columns do not yield axially and have a moment release (moment-free hinge) at the top and bottom of the story. If the columns are also assumed to yield, the strength from a column mechanism (see **Fig. FAQ-3(b)** and Eq. [FAQ-2]) may be added to the strength obtained from Eq. (FAQ-1).

For a moment-resisting system, such as shown in **Fig. FAQ-3(b)**, the story capacity may be based on a sway mechanism. This method is based on the assumption that plastic hinges from in the top and bottom of each column of a particular story. If the flexural capacities of the columns are known, the story strength may be obtained as

$$V_u = \frac{2}{h}\sum_{i=1}^{ncols} M_{uC,i} \qquad \text{(Eq. FAQ-2)}$$

where h is the story height, *ncols* is the number of columns in the story, and M_{uC} is the flexural capacity of the column hinges at the top and bottom of the columns (which may be a function of the axial force in the column). This type of mechanism might form in columns of ordinary and intermediate moment frames, but it is unlikely to occur in special moment frames because of strong column–weak beam design requirements.

A second type of story capacity may be computed on the basis of the beam strengths. The mechanism for computing the story capacity is shown in **Fig. FAQ-3(c)**. This computed capacity is

$$V_u = \frac{1}{h}\sum_{i=1}^{nbays}\left(M^{+}_{uB,i} + M^{-}_{uB,i}\right) \qquad \text{(Eq. FAQ-3)}$$

where *nbays* is the number of bays, M^{+}_{uB} is the positive moment flexural capacity at one end of the beam, M^{-}_{uB} is the negative moment capacity at the other end of the beam, and *nbays* is the number of bays. It is noted, however, that a mechanism consisting of plastic hinges at each end of each beam in a *single story* is impossible (without loss of continuity in the columns above and below the level in question). Note that equations similar to Eqs. (FAQ-2) and (FAQ-3) are discussed in Part C3 of the commentary on the *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005).

There is no straightforward way to compute the story shear capacity of a shear wall. Determination of the story capacity of combined systems and dual systems is also problematic.

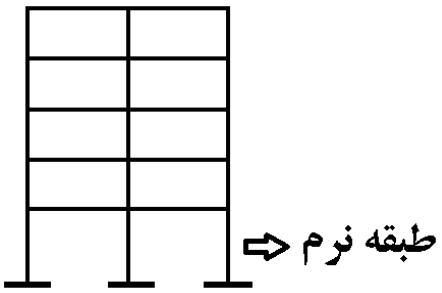
ASCE 7 has only two consequences when weak-story irregularities occur. The first of these is given in Section 12.3.3.1, which prohibits structures in SDC E and F from having a Type 5a or 5b vertical irregularity and structures in SDC D from having a Type 5b irregularity. The second consequence is given in Section 12.3.3.2, which states that buildings with vertical irregularity Type 5b must be limited to 30 ft in height (with certain exceptions). Note also that weak-story irregularities do not prohibit the use of the equivalent lateral force method of analysis, whereas soft story irregularities in SDC D and above buildings may prohibit the use of ELF.

Aside from determining if weak story irregularity exists, story shear capacity may also be needed in association with computing the redundancy factor (Section 12.3.4) and for determining the limiting value of the stability coefficient (Eq. [12.8-17]).

۳-۲۲-۸ طبقه نرم

در شکل زیر طبقه اول تجاری می باشد و ارتفاع طبقه بیش از سایر طبقات است.

با افزایش طول ستونها، سختی طبقه کاهش می یابد و ممکن است طبقه نرم ایجاد شود.



دقت نمایید که سختی جانبی خمشی ستونها با توان سوم طول ستونها رابطه دارد(EI/L^3).

بنابراین اگر در شکل فوق فرض کنیم:

- تیرها صلب باشند،
- ابعاد مقطع ستونها در دو طبقه اول و دوم یکسان باشد،
- ارتفاع طبقه اول دو برابر ارتفاع طبقه دوم باشد،

در این صورت سختی طبقه دوم ۸ برابر سختی طبقه اول خواهد.

فرض اول در سازه های واقعی امکان پذیر نمی باشد و باید با منظور کردن سختی تیرها و ستونها (و یا دیوارها و بادبندها درصورت وجود) سختی طبقه محاسبه شود. بنابراین با روابط ساده تحلیل سازه ای نمی توان سختی طبقه را محاسبه نمود و بهتر است از نرم افزار برای محاسبه سختی طبقه استفاده شود.

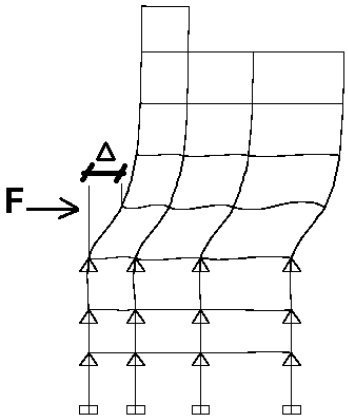
- **پیشنهاد استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه سختی طبقه**

سختی طبقه: Story Stiffness

برابر با مجموع سختی جانبی اعضای باربر جانبی آن طبقه است. برای محاسبهٔ این سختی می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقهٔ مورد نظر وارد کرد و کلیهٔ طبقات زیرین را بدون حرکت در نظر گرفت.

بر اساس تعریف فوق می توان سختی جانبی طبقه را به راحتی توسط نرم افزار محاسبه کرد. برای نمونه در شکل زیر اگر بخواهیم سختی طبقه چهارم را محاسبه کنیم، باید در طبقات تحتانی تکیه گاه قرار داده و با اعمال جابجایی (و یا نیرو) حرکت سازه را بررسی کنیم:

$$F = K\Delta$$



همانطور که در شکل مشاهده می شود، در این روش سختی طبقات بالاتر بر تغییرشکل طبقه چهارم تاثیر گذار خواهد بود و عملا سختی طبقه چهارم تنها تابع سختی تیر و ستونهای آن طبقه نخواهد بود. بلکه سختی تیر و ستونهای طبقات بالاتر بر مقدار سختی حاصل از روش تاثیر گذار خواهد بود. بنابراین در این روش مقدار دقیق سختی طبقه بدست نمی آید. منتهی برای مقاصد طراحی که هدف در بیشتر مواقع مقایسه نسبی سختی طبقات می باشد (مثلا زمانی که هدف تعیین نامنظمی تغییرات سختی در ارتفاع می باشد)، این روش با تقریب قابل قبولی می تواند سختی طبقات را محاسبه کند.

سوالی که ممکن است مطرح شود این است که در سازه های سه بعدی، نیروی F به چه نقطه ای باید وارد شود. آیا نیرو را به مرکز جرم طبقه وارد کنیم یا به مرکز سختی طبقه؟ با توجه به اینکه هدف محاسبه سختی طبقه می باشد، باید نیروی F به مرکز سختی طبقه وارد شود. در این صورت در سازه پیچش نخواهیم داشت و تمام نقاط طبقه حرکت (Δ) یکسان خواهند داشت.

۳-۲۳ ترکیب بارهای ویژه لرزه ای

ترکیب بار عادی	1.2D + L + E + 0.2S
ترکیب بار ویژه لرزه ای	1.2D + L + Ω_0E +0.2S

Ω_0 ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس مبحث دهم ایران برای قاب خمشی برابر 3، برای قاب ساده مهاربندی 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:

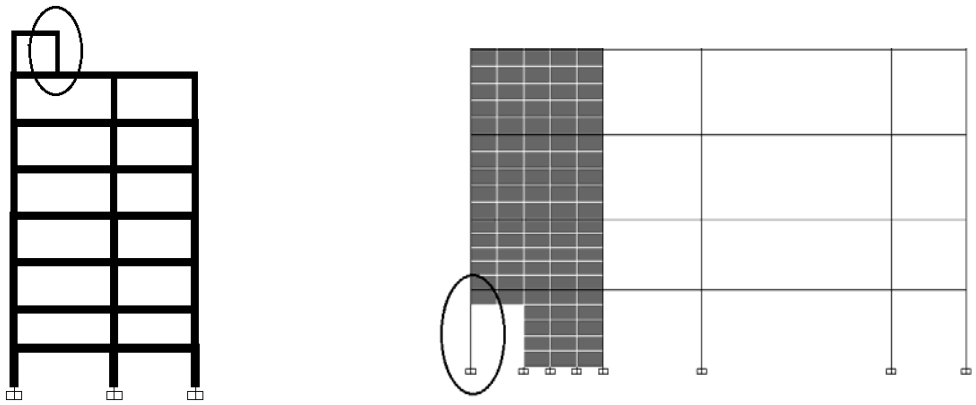
۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت ، Ω_0

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 اعضا، 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.

۳-۹ افزایش بارجانبی در اعضای خاص

در مواردی که سازه دارای نامنظمی در پلان از نوع "نامنظمی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می‌باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌ها، تیرها، خرپاها و یا کف‌هایی که این اعضا را تحمل می‌کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشدید یافته(Ω_0 E) طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.



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 اعضا، 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

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

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_0.

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_0, rather than the factor 2.0. In ASCE 7-10,[21.1] $\Omega_0 = 3.0$ for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failure in columns.

۳-۲۴ 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.

۳-۳-۹ 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.

$$F_{Vu}=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

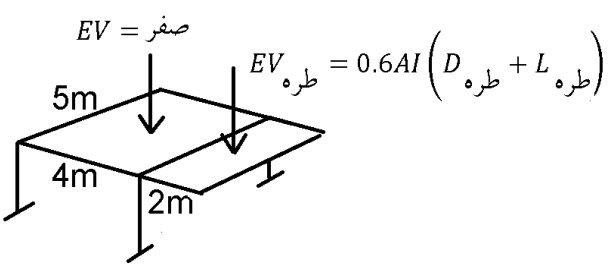
در این رابطه:

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

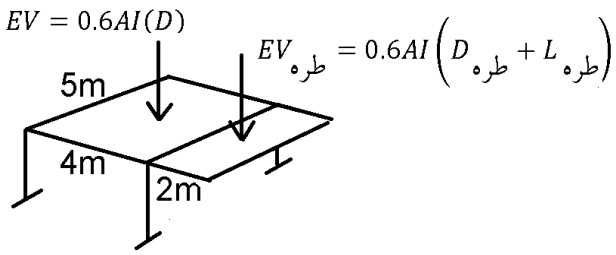
W_P: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

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.



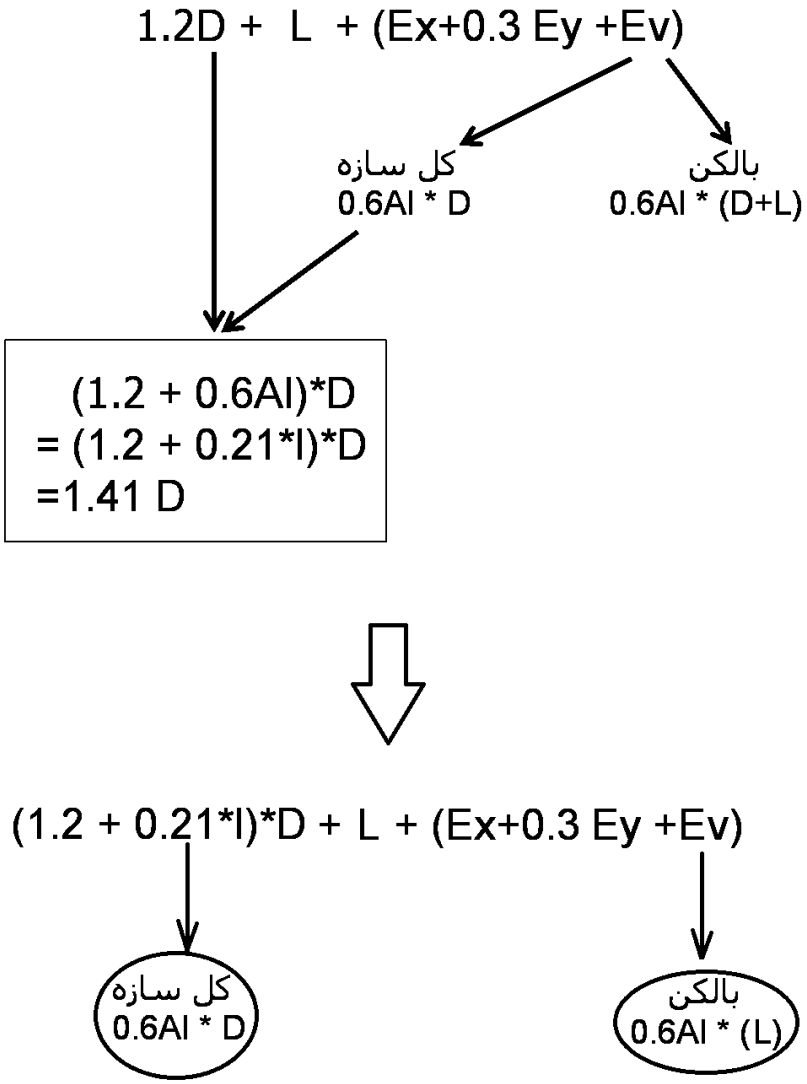
سایر مناطق



مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد

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.



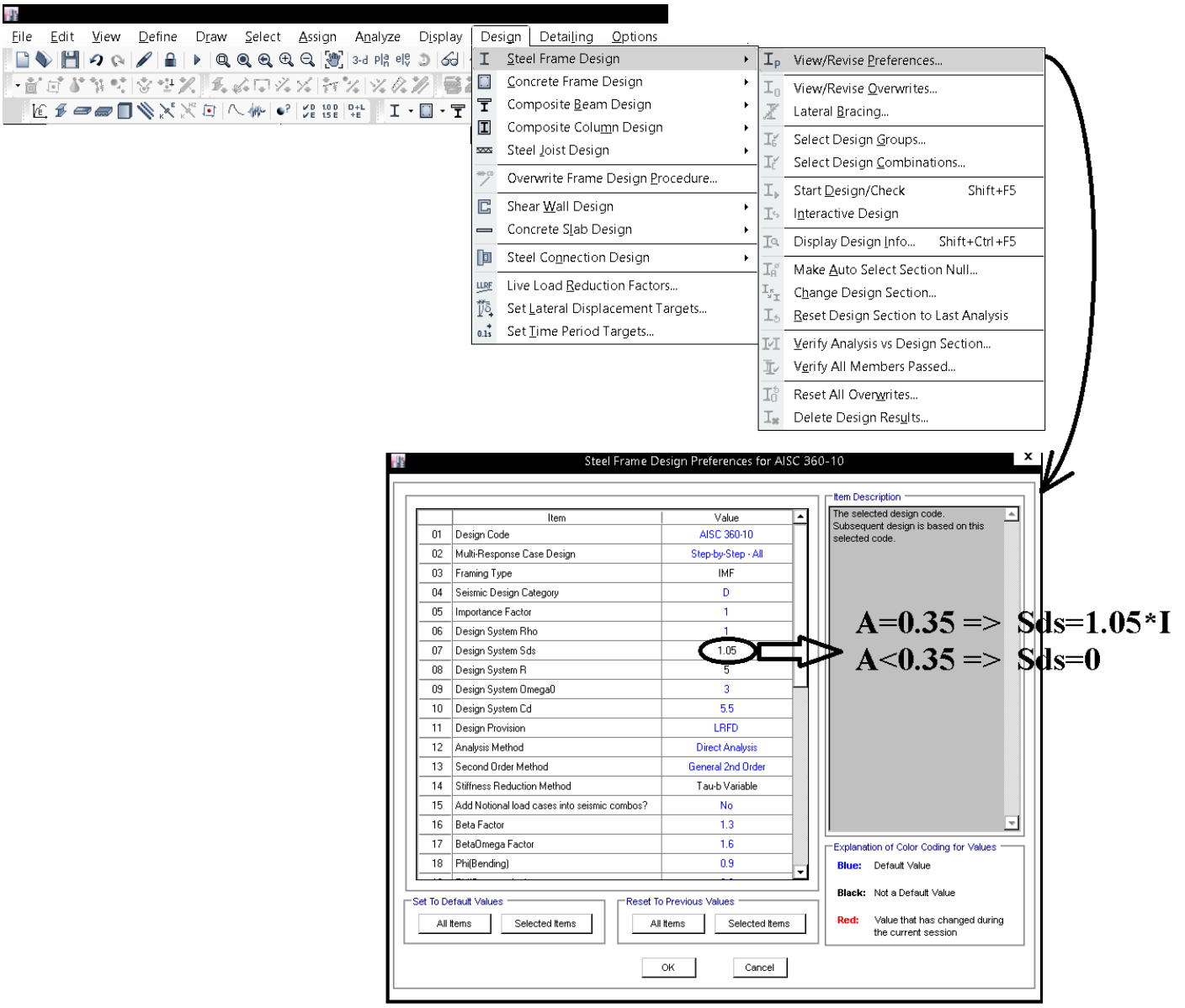
سوال: آیا در مناطق با A=0.35 تمامی ترکیب بارها به صورت دستی اصلاح شوند؟

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

A<0.35	A=0.35
1.2 D + L + E	1.41 D + L + E
0.9 D + E	0.69 D + E

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

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



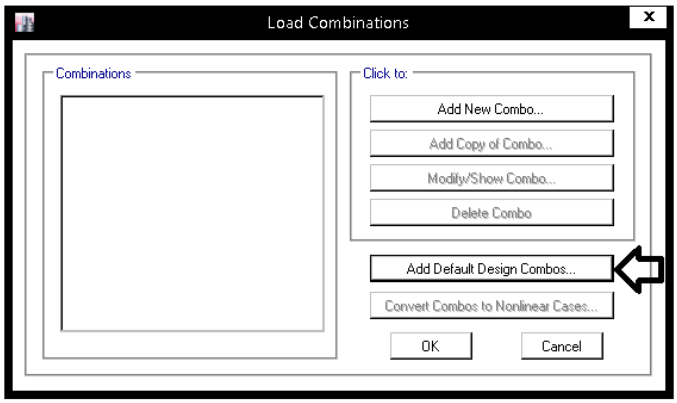
	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1.05
08	Design System R	5
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	0.9

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.

- نکته مهم:

هدف از تغییر ضریب Sds این است که هنگام ایجاد ترکیب بارهای پیش فرض برنامه ضرایب بار مرده اصلاح شوند.

برای این منظور پس از تغییر Sds باید ترکیب بارها را حذف نموده و مجددا add default کنید تا update شوند. متاسفانه ایتبس ترکیب بارها را به صورت اتوماتیک update نمی کند و با هر تغییری در پنجره فوق، باید مجددا ترکیب بارها را حذف و اضافه کنید تا اثرات تغییرات اعمال شود در غیر این صورت باید ترکیب بارهای قبلی را به صورت دستی و تک تک Modify کنید.



سوال: بار قائم EV چگونه در ترکیب بارها ظاهر می شود؟

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

۳-۱۲-۲ در صورتی که طراحی سازه بر اساس مقاومت انجام شود، درترکیب بارهای زلزله طرح با سایر بارها، بارهای جانبی و قائم زلزله باید با ضریب بار ۱/۰ در نظر گرفته شوند.

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

۳-۲۵ منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد

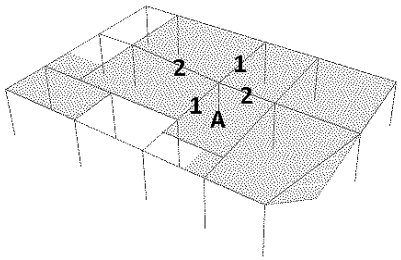
۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

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.

نحوه کنترل این بند در پیوست این جزوه تشریح شده است

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را 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.



ستون A در محل تقاطع سیستم های باربر 1 و 2 قرار دارد

- 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 طراحان منظور کردن زلزله متعامد در تمامی سازه های قاب خمشی الزامی می باشد. مگر اینکه دو شرط زیر که انتهای همین صفحه آمده است، همزمان برقرار باشد.

به پرسش و پاسخ ارائه شده در وبسایت www.std2800.ir که مربوط به دفتر تدوین ضوابط و استانداردها می باشد توجه نمایید:

با توجه به بند ۳-۱-۴-ب آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، اگر سازه‌ای منظم بوده و در دو جهت متعامد (X,Y)، دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی باشد، کلیه ستون‌های این سازه مشمول بند فوق می‌شوند یا خیر؟

اگر سازه‌ای منظم بوده و در دو جهت متعامد (X,Y) دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی باشد، کلیه ستون‌های این سازه مشمول بند ۳-۱-۴ ب می‌شوند.

مشاهده: ۲۰ مرتبه **تاریخ نمایش:** ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ **آخرین ویرایش:** ۱۳۹۵/۰۵/۲۳

- سوال: یک سازه با سیستم قاب خمشی نامنظم داریم (برای مثال قاب خمشی شامل تیر کج می باشد). در صورتیکه بار محوری ناشی از زلزله در ستون، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، اعمال زلزله متعامد (۳۰ درصد) لازم است؟

پاسخ: بله. طبق متن ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ تبصره مربوط به عدم اعمال زلزله متعامد تنها مربوط به بند ب میشود و شامل بند الف نمی شود. بنابراین تمامی سازه های نامنظم در پلان (حتی آنهایی که نیروی محوری ناشی از زلزله شان در ستونها کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت محوری است) باید برای زلزله متعامد (۳۰ درصد) کنترل شوند.

بنابراین تنها زمانی می توان در قابهای خمشی بتنی و فولادی از زلزله ۳۰ درصد متعامد صرف نظر کرد که هر **دو شرط زیر همزمان برقرار باشد**:

۱- سازه منظم در پلان باشد. به ویژه تیر خمشی مایل در پلان نداشته باشد (تیرهای کج متاثر از زلزله مایل هستند و حتما باید برای اثر ۱۰۰-۳۰ و یا زلزله زاویه دار کنترل شوند).

۲- نیروی محوری ستون ناشی از زلزله کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت محوری آن 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.

در ASCE7-10 نیز برای مناطق لرزه خیز (D, E, F) اعمال ۱۰۰-۳۰ ضروری دانسته شده است:

12.5 DIRECTION OF LOADING

12.5.1 Direction of Loading Criteria

The directions of application of seismic forces used in the design shall be those which will produce the most critical load effects. It is permitted to satisfy this requirement using the procedures of Section 12.5.2 for Seismic Design Category B, Section 12.5.3 for Seismic Design Category C, and Section 12.5.4 for Seismic Design Categories D, E, and F.

نیروی زلزله باید با زاویه وارد شود که بیشترین اثر را داشته باشد

12.5.2 Seismic Design Category B

For structures assigned to Seismic Design Category B, the design seismic forces are permitted to be applied independently in each of two orthogonal directions and orthogonal interaction effects are permitted to be neglected.

سازه هایی که در طبقه بندی B قرار لازم نیست برای ۱۰۰-۳۰ طراحی (حتی اگر نامنظم باشند)

12.5.3 Seismic Design Category C

Loading applied to structures assigned to Seismic Design Category C shall, as a minimum, conform to the requirements of Section 12.5.2 for Seismic Design Category B and the requirements of this section. Structures that have horizontal structural irregularity Type 5 in Table 12.3-1 shall use one of the following procedures:

سازه هایی که در طبقه بندی C قرار دارند، لازم نیست برای ۱۰۰-۳۰ طراحی شوند مگر اینکه نامنظمی سیستم های ناموازی داشته باشند

a. **Orthogonal Combination Procedure.** The structure shall be analyzed using the equivalent lateral force analysis procedure of Section 12.8, the modal response spectrum analysis procedure of Section 12.9, or the linear response history procedure of Section 16.1, as permitted under Section 12.6, with the loading applied independently in any two orthogonal directions. The requirement of Section 12.5.1 is deemed satisfied if members and their foundations are designed for 100 percent of the forces for one direction plus 30 percent of the forces for the perpendicular direction. The combination requiring the maximum component strength shall be used.

b. **Simultaneous Application of Orthogonal Ground Motion.** The structure shall be analyzed using the linear response history procedure of Section 16.1 or the nonlinear response history procedure of Section 16.2, as permitted by Section 12.6, with orthogonal pairs of ground motion acceleration histories applied simultaneously.

12.5.4 Seismic Design Categories D through F

Structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F shall, as a minimum, conform to the requirements of Section 12.5.3. In addition, any column or wall that forms part of two or more intersecting seismic force-resisting systems and is subjected to axial load due to seismic forces acting along either principal plan axis equaling or exceeding 20 percent of the axial design strength of the column or wall shall be designed for the most critical load effect due to application of seismic forces in any direction. Either of the procedures of Section 12.5.3 a or b are permitted to be used to satisfy this requirement. Except as required by Section 12.7.3, 2-D analyses are permitted for structures with flexible diaphragms.

سازه هایی که در طبقه بندی D E F قرار دارند،[حتی اگر منظم باشند] اگر ستون یا دیوار در محل تقاطع دو یا چند سیستم باربر جانبی دارند باید برای زلزله متعامد طراحی شوند

Fig. G15-3
16 basic lateral load cases used in ELF analysis

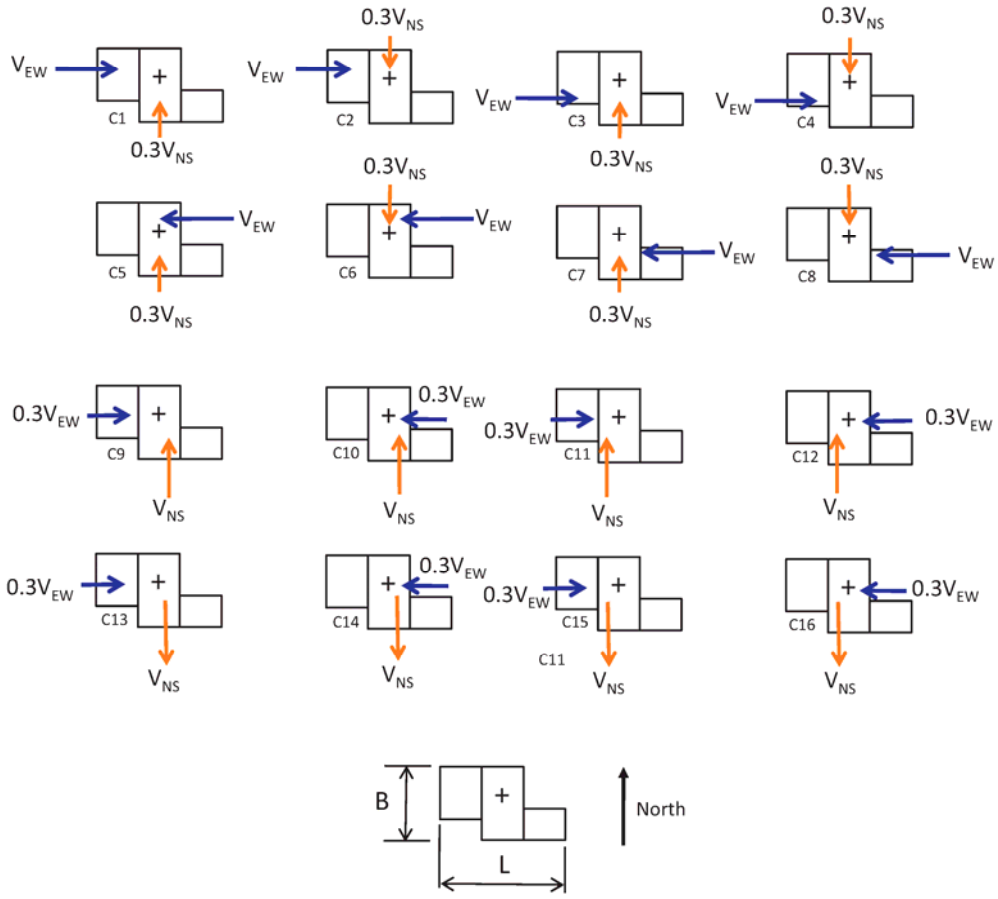
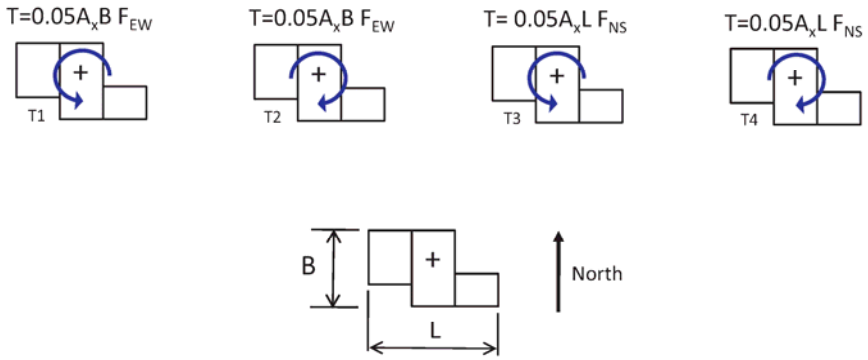
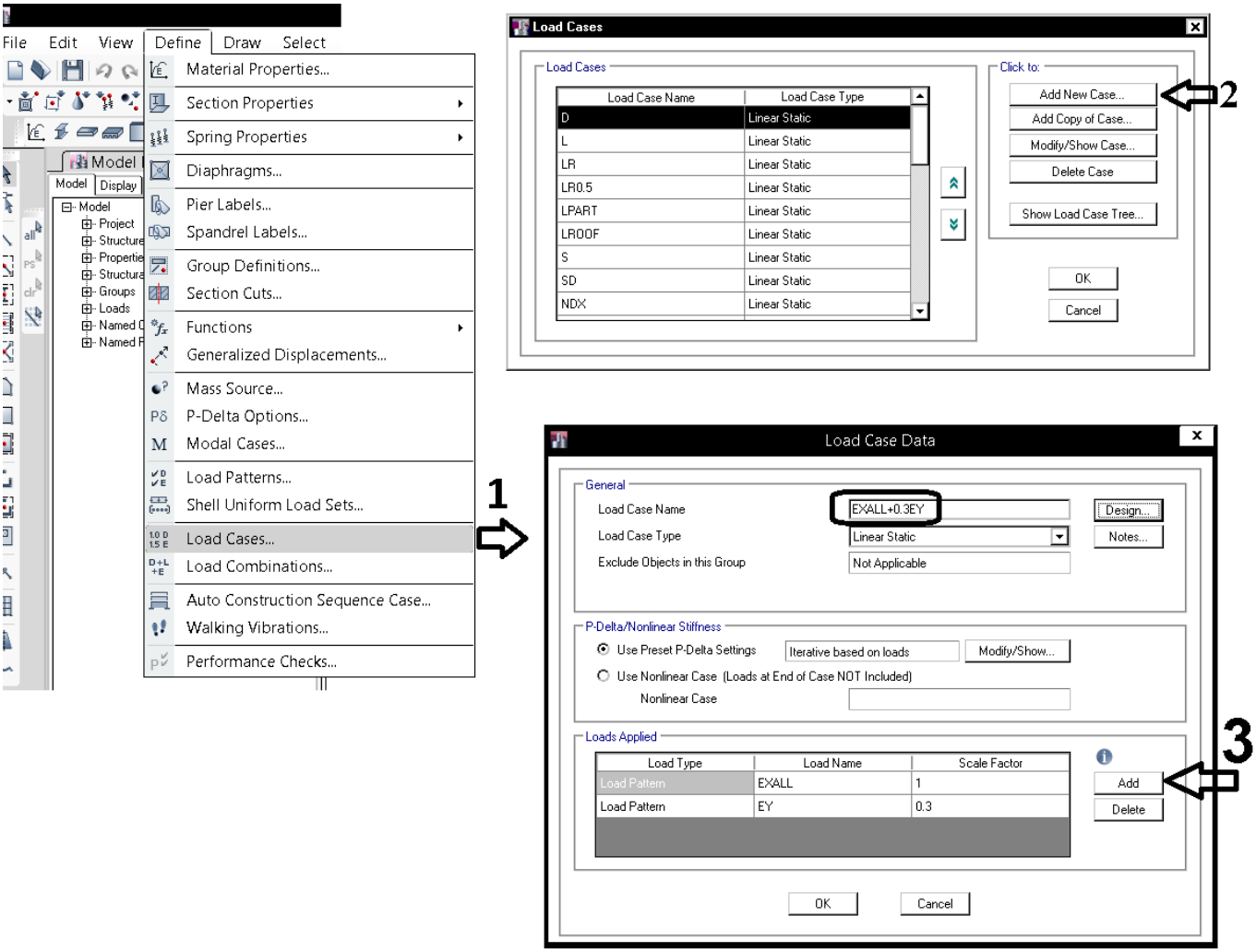


Fig. G15-4
Static load cases for torsion and MRS analysis



در شکل زیر نحوه تعریف زلزله ۳۰ درصد متعامد را نشان می دهد:



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؟

پاسخ: خیر لازم نیست. زلزله ها در ترکیب بار به صورت مثبت و منفی ظاهر می شوند:

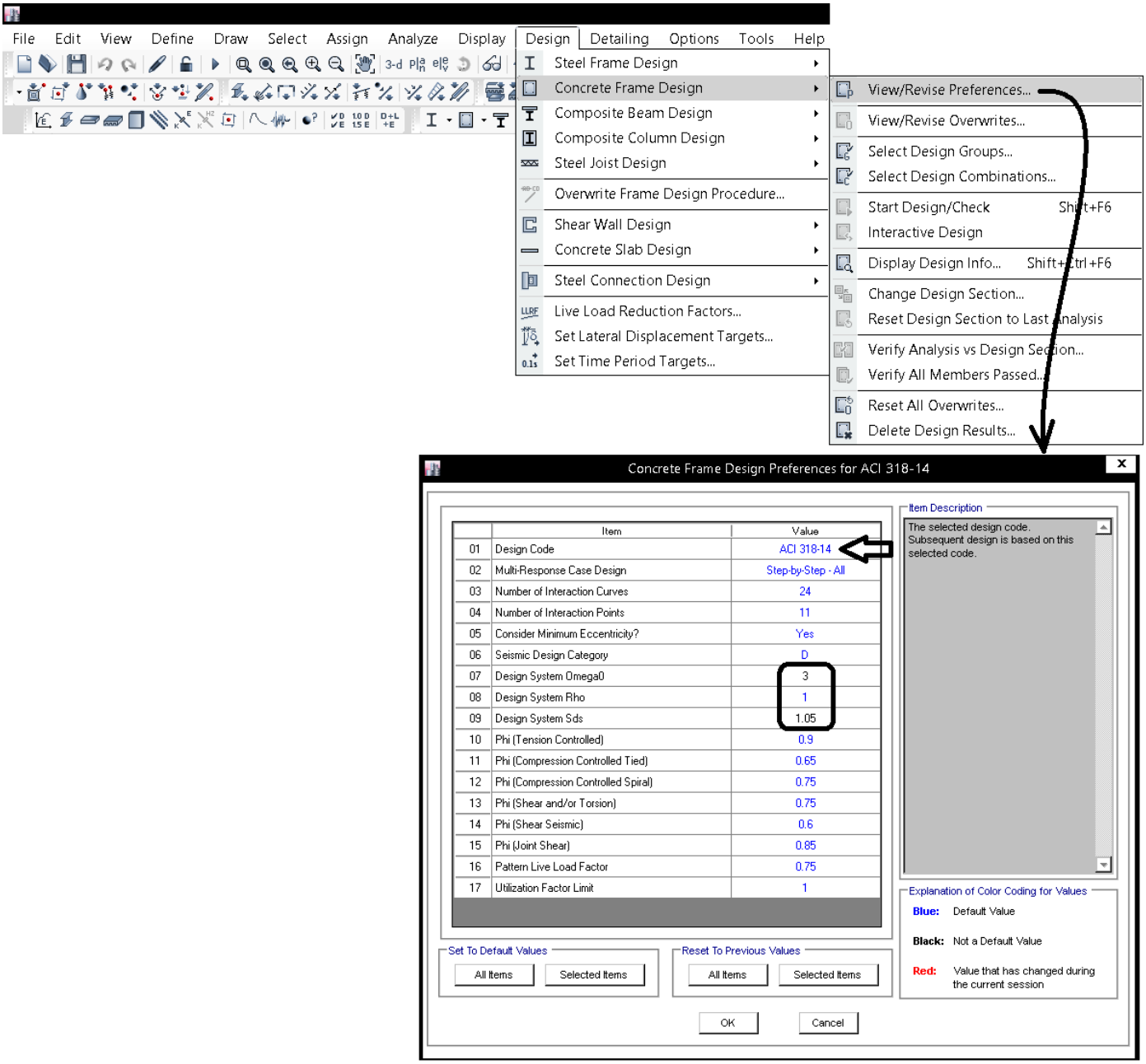
$$1.2D + L \pm (EXALL + EY30) + 0.2SNOW$$

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

۳-۲۶ طراحی سازه های بتنی

۳-۲۶-۱ انتخاب آیین نامه بتن

مطابق شکل زیر، در قسمت Preferences تنظیمات آیین نامه ای، از جمله انتخاب آیین نامه طراحی انجام می شود.



توضیحات زیر مربوط به ضریب Pattern live-load میباشد:

The **pattern live-load factor** (Pllf) is intended to account for variability in the live-load arrangement on a structure. Since live-load pattern is not automated, Pllf approximates its design effect.

When nonzero Pllf is assigned to a frame object, positive design moments are calculated assuming a simply supported condition under live-load application. While this does affect design moments, analysis moments are not affected. Pllf enables users to specify the live-load percentage applied to a frame object for which no continuity is assumed. Negative moments are then redistributed in a manner similar to that of moment redistribution from yielding. As a result, positive midspan-moment values increase. Zero Pllf may be specified to avoid moment redistribution.

Pattern live-load factors may be assigned to individual elements using the Design > Steel Frame Design *or* Concrete Frame Design > View/Revise Preferences command

Example

The maximum positive midspan design moment induced by uniform dead- and live-load application would be calculated as follows:

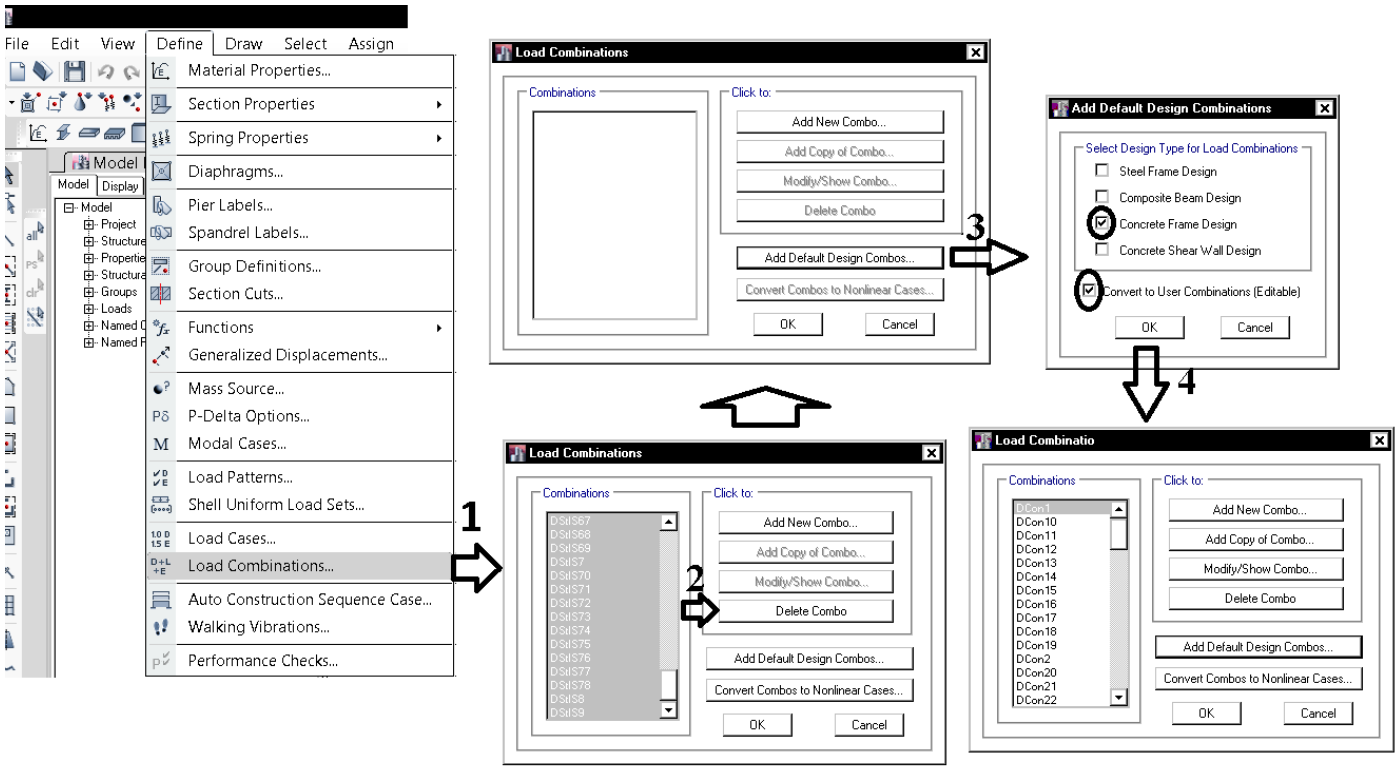
$$M_{pos\ \mathrm{MAX}} = f1 \cdot M_{DL} + \frac{f2 \cdot Pllf \cdot (LL \cdot l^2)}{8}$$

where:

- ***f1*** = code-based dead-load factor (1.2)
- ***f2*** = code-based live-load factor (1.6)
- ***Pllf*** = Pattern live-load factor (0.75) specified in SAP2000 or ETABS
- ***l*** = element length
- ***LL*** = distributed live load (force/length)
- M_{DL} = positive dead-load moment with actual boundary conditions due to dead load only
- $M_{pos\ \mathrm{MAX}}$ - maximum positive midspan design moment assuming a simply-supported condition with no continuity for live load

Given point loading, $M_{pos\ \mathrm{MAX}}$ would be calculated similarly as for uniform loading, in which a simply supported condition is assumed and the live-load factors specified are applied.

۳-۲۶-۲ 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 تمامی ترکیب بارها افزوده شود:

- در صورت وجود فشار جانبی خاک، فشار آب زیرزمینی و یا فشار مواد انباشته شده، H، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

۱- اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱٫۶ در ترکیب بارها منظور شود،

۲- اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰٫۹ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرفنظر گردد.

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 این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام شامل سه زلزله متفاوت است. برای مثال در ترکیب بار زیر داریم:

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

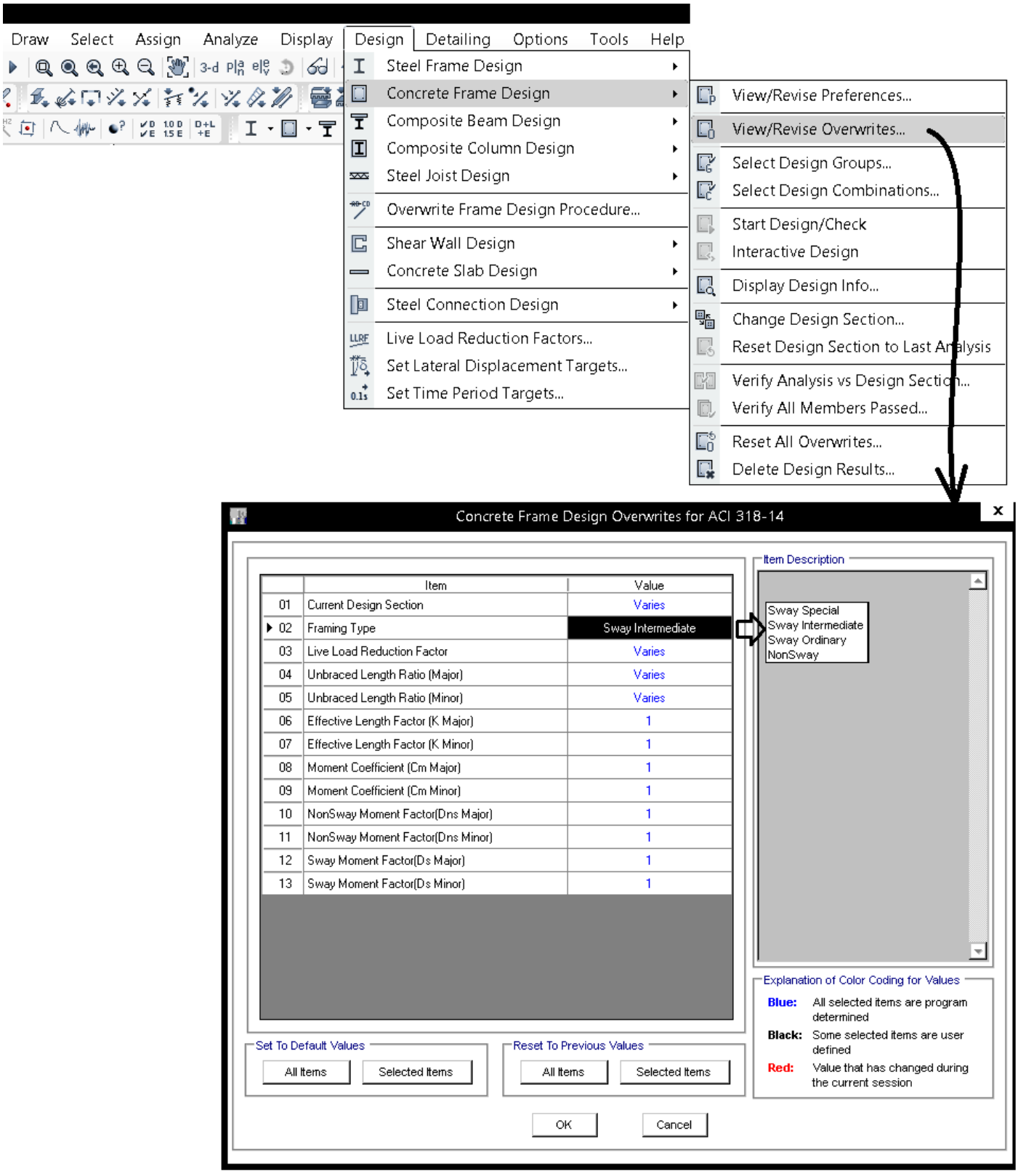
- طبق ویرایش چهارم، بار EV با ضریب یک با دیگر بارهای لرزه ای ترکیب می شود.

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.

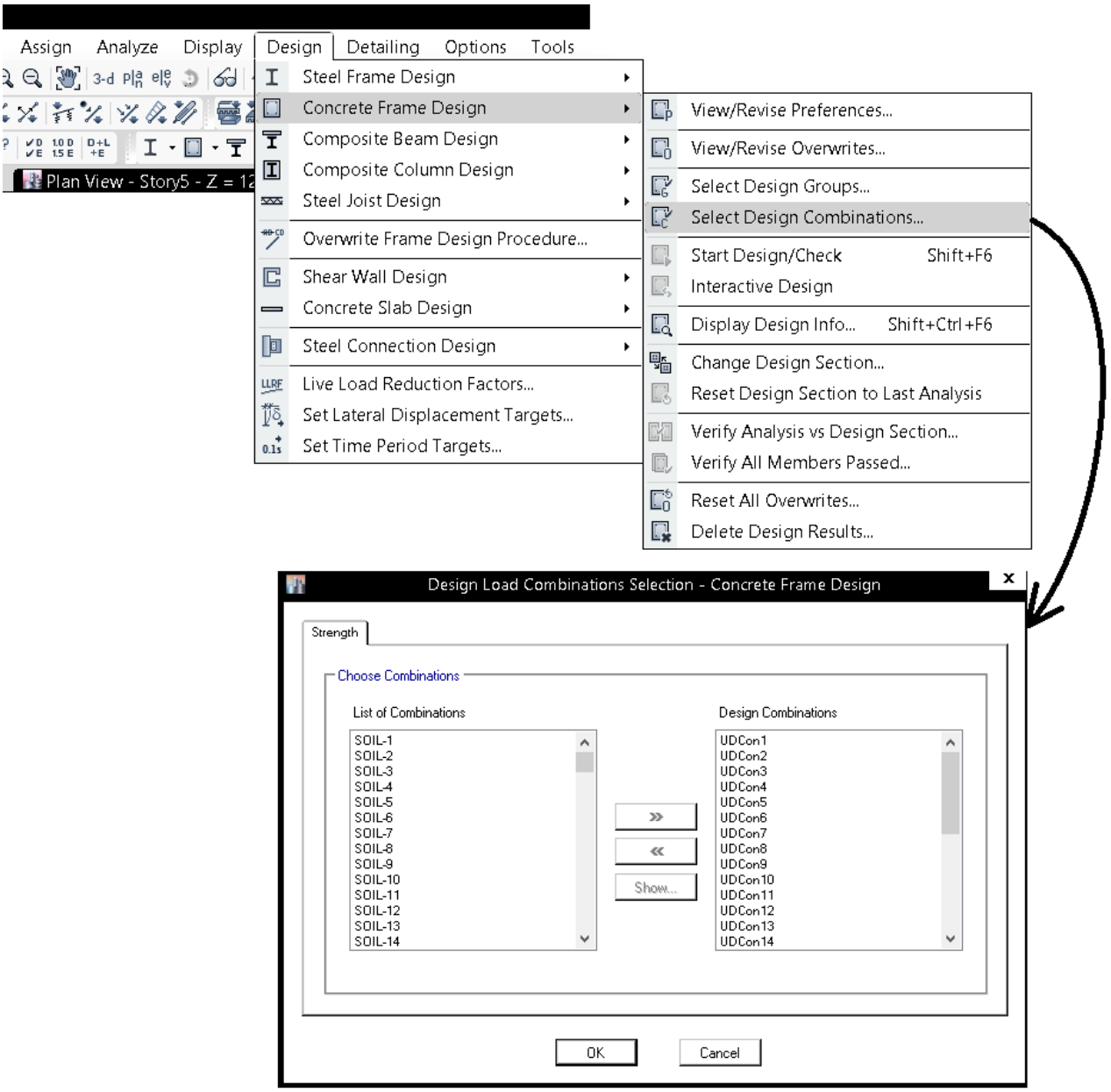
UDCON1	1.4D
UDCON2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV
UDCON7	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV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

۳-۲۶-۳ تعیین شکل پذیری سازه های بتنی

تمامی اعضای سازه را باید انتخاب کرده و سطح شکل پذیری آنرا تعیین نمایید. دقت شود که تا عضوی انتخاب نشود، overwrite کار نمی کند:

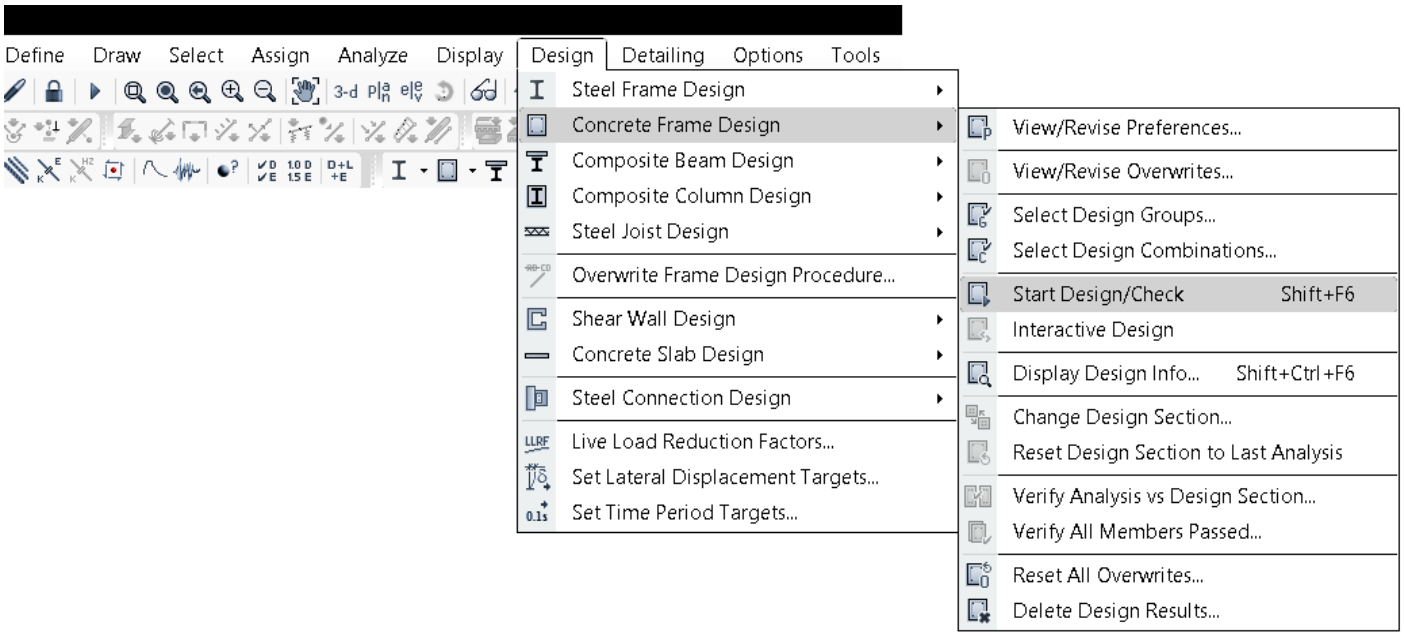


۳-۲۶-۴ انتخاب ترکیب بارها

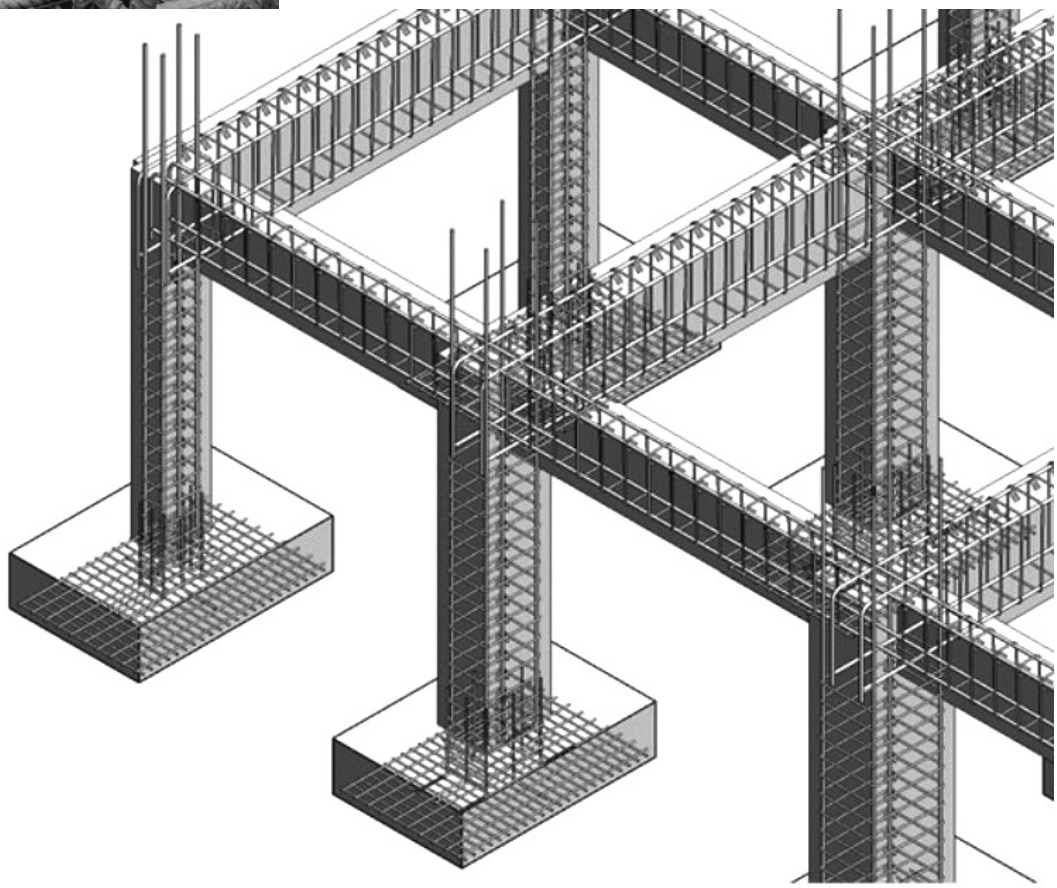


۳-۲۶-۵ طراحی

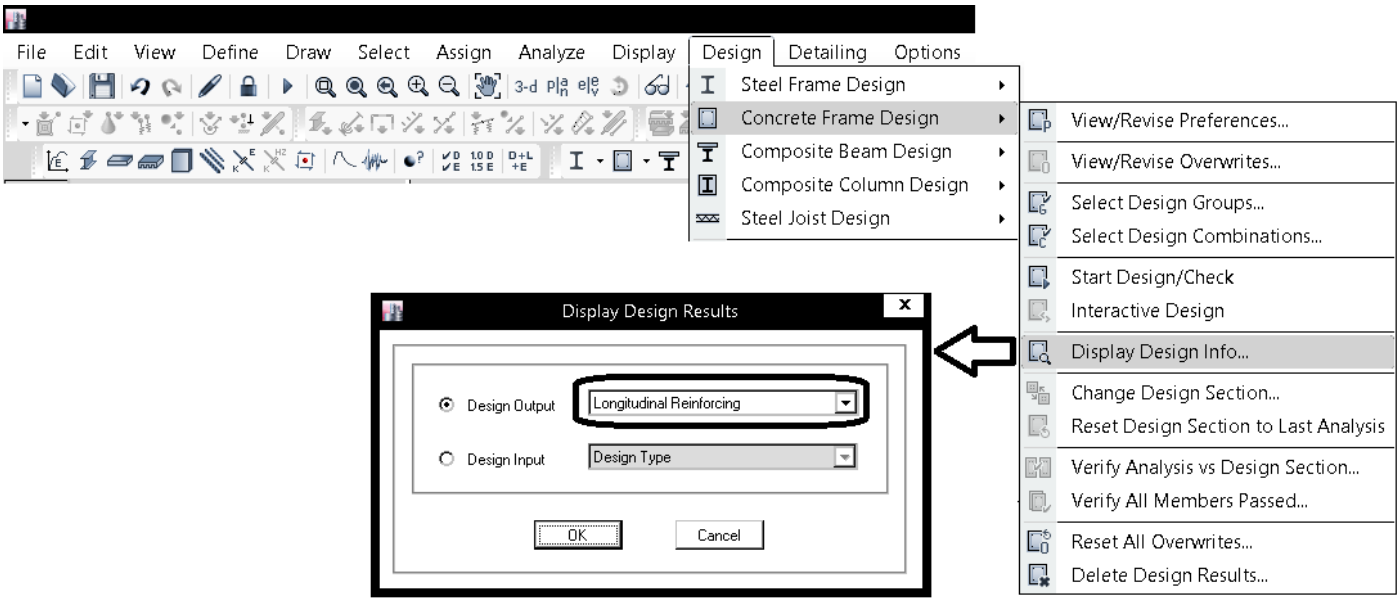
پی از تنظیم Preferences و نیز تعیین سطح شکل پذیری از طریق Overwrites، می توان از طریق شکل زیر سازه را طراحی کرد:

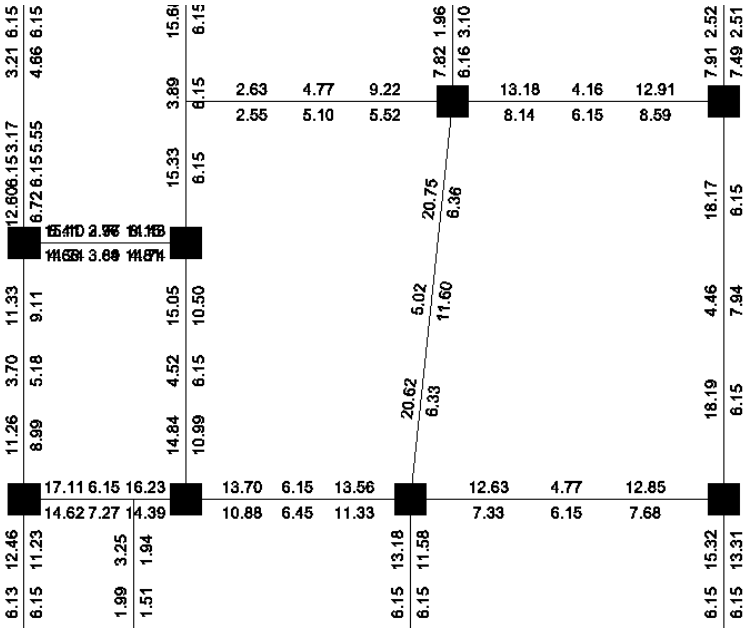




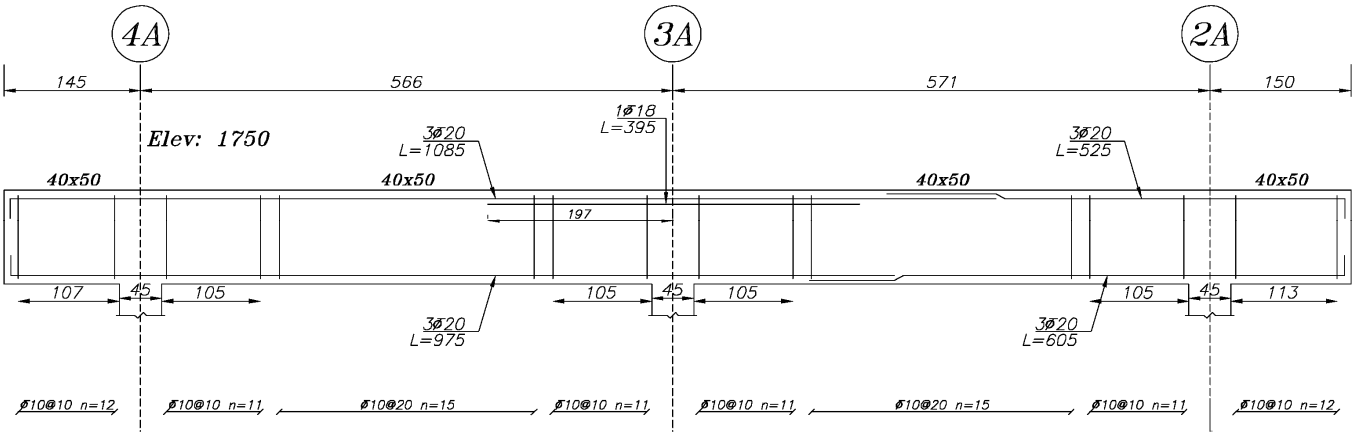


۳-۲۷ نمایش آرماتورهای طولی تیرها

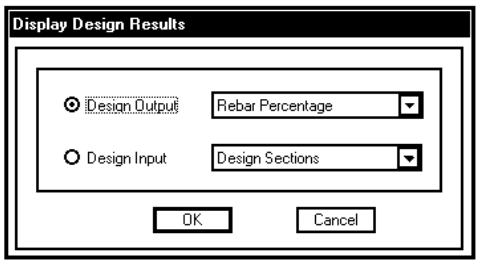


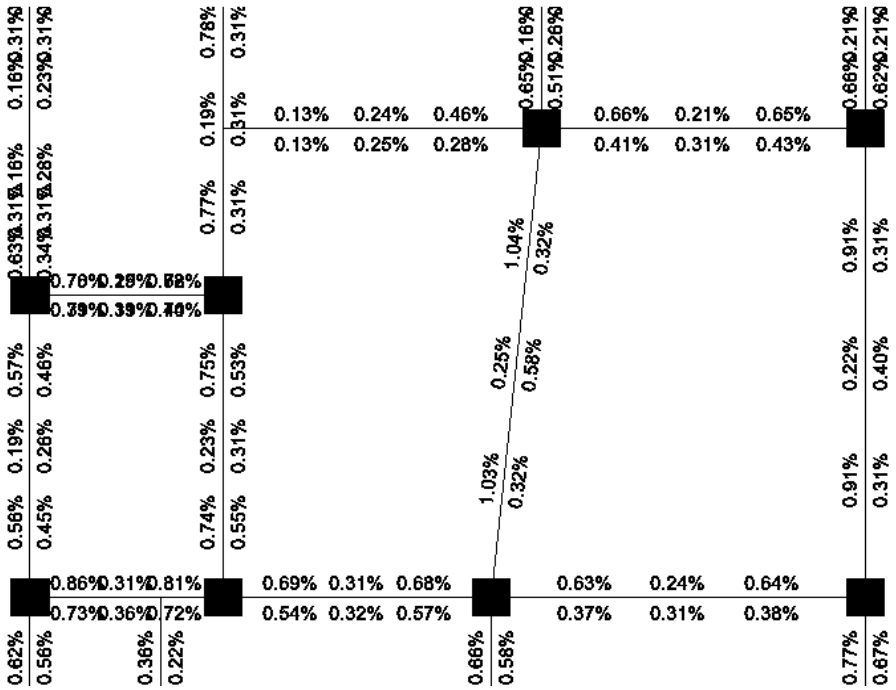


شکل زیر نمونه ای از نحوه ترسیم میلگردهای طولی و عرضی را نشان می دهد.

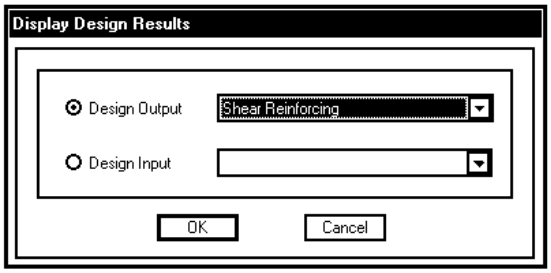


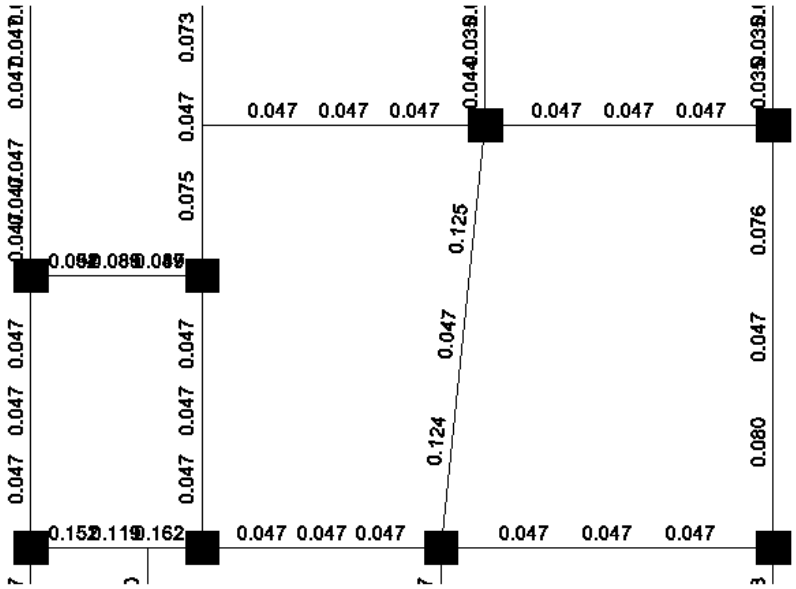
بررسی درصد میلگرد تیرها ($\rho = \frac{A_s}{bd}$):



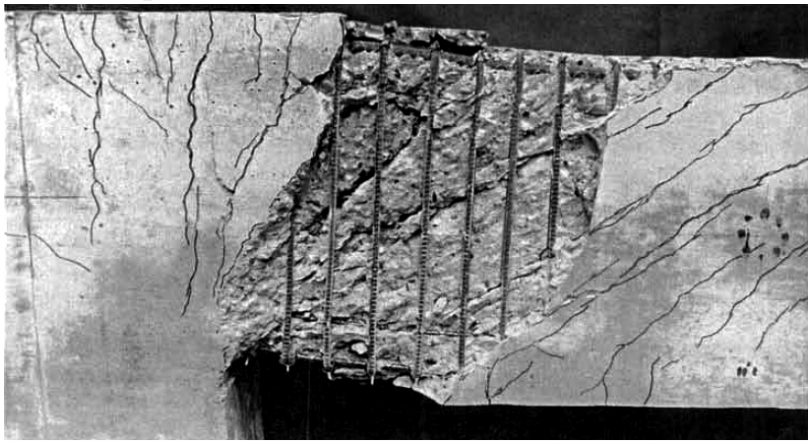


۳-۲۸ نمایش آرماتورهای برشی

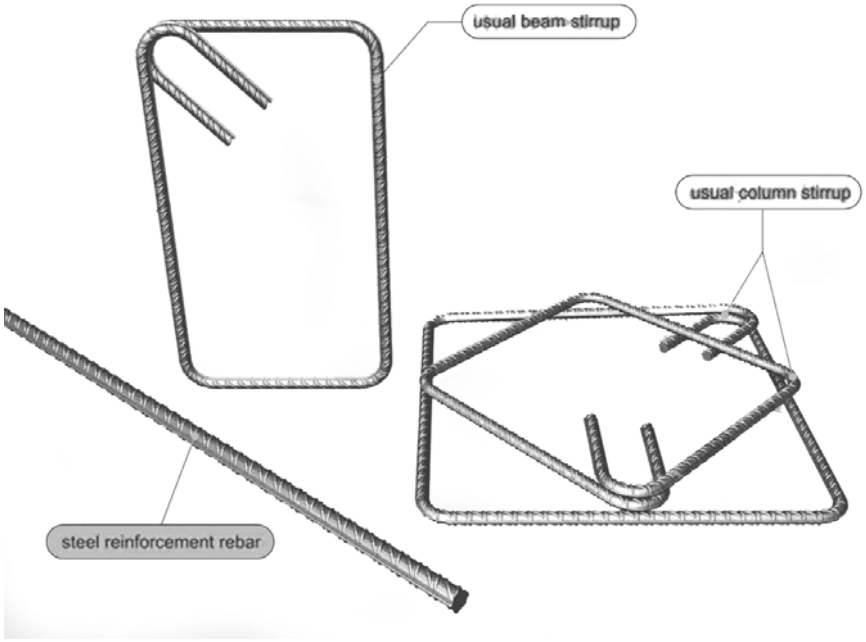


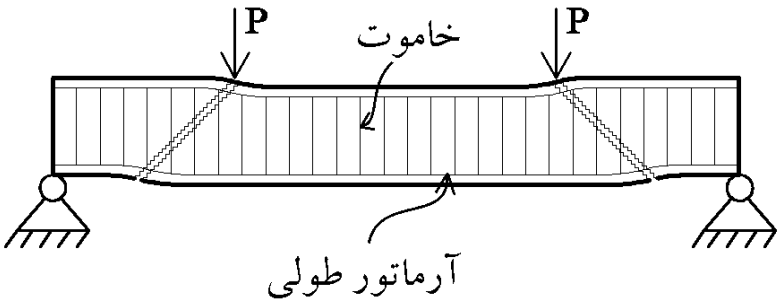


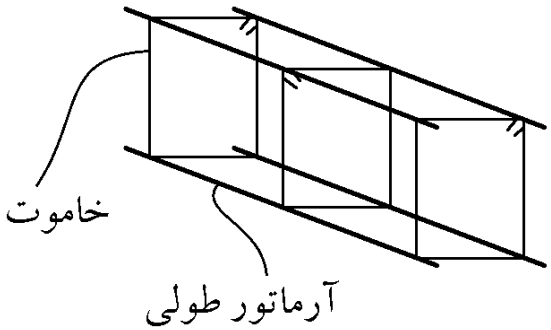


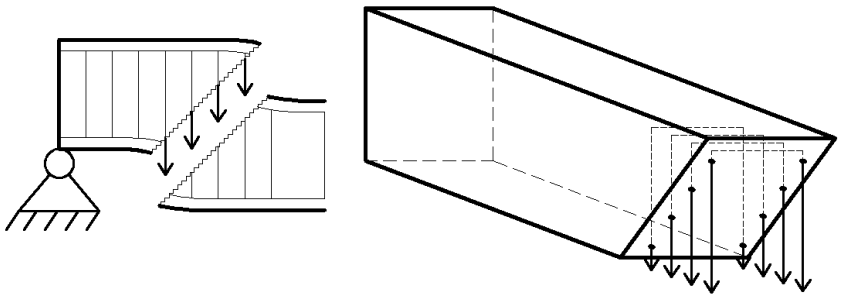





usual beam stirrup
usual column stirrup
steel reinforcement rebar


P
خاموت
P
آرماتور طولی


خاموت
آرماتور طولی



۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le 0/15 f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۱-۲-۴ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی‌که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ خاموت‌ها و فواصل‌آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف- قطر خاموت‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۶ در قسمت‌هایی‌از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۴ خاموت‌گذاری نمی‌شود، فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le 0/15 f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۴-۱-۳-۱ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ ویژه بوده و شرایط آن مطابق بند ۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ در نظر گرفته شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

پ- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

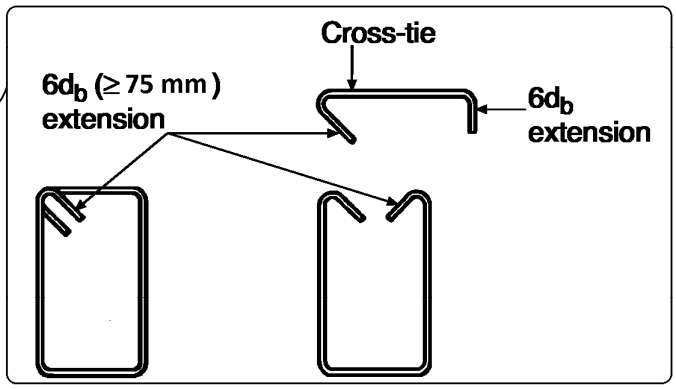
ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

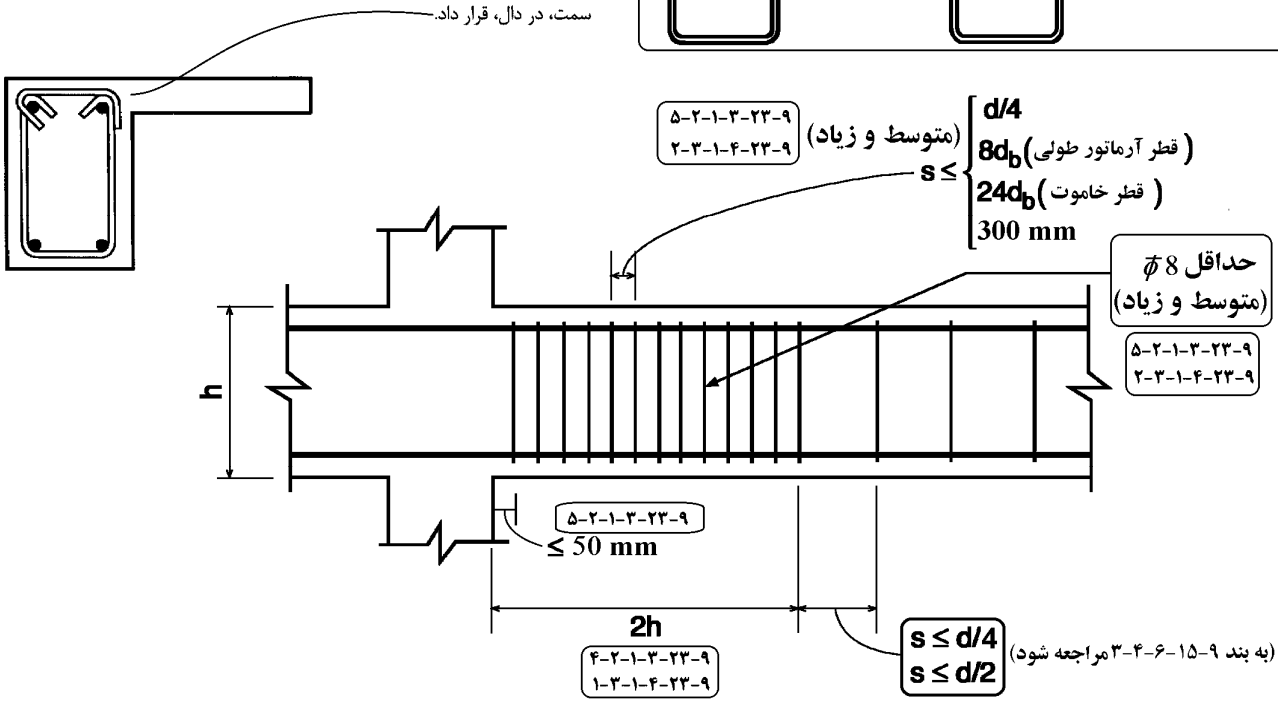
پ- فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۱-۳-۱ تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند.

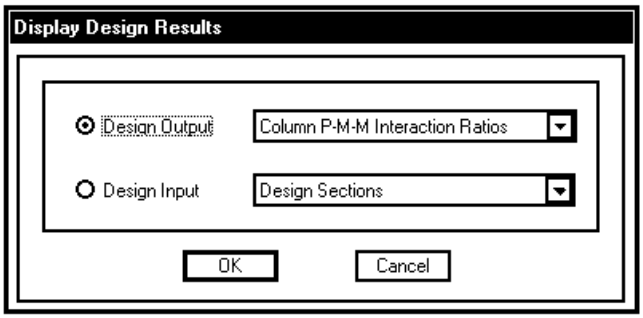
۹-۲۳-۴-۱-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع موثر باشد.

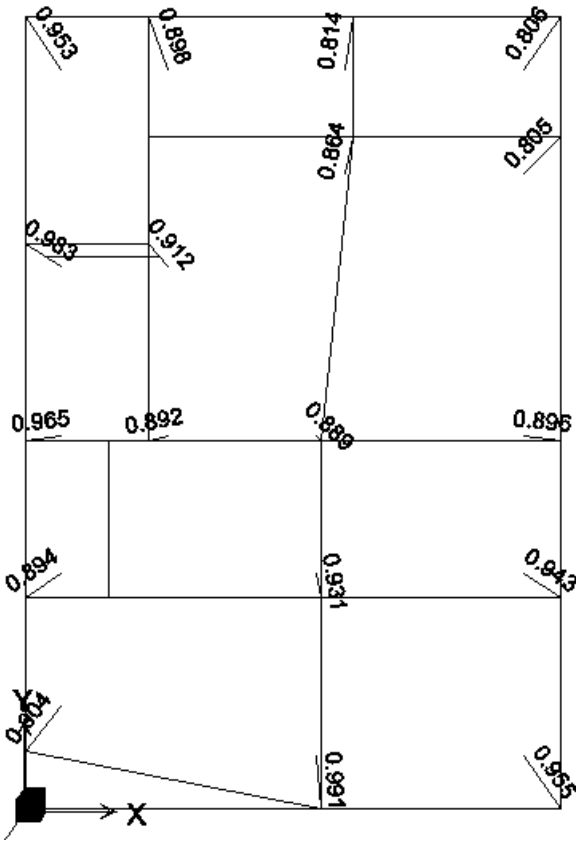
۹-۲۳-۴-۱-۳-۵ تنگ‌های ویژه در اعضای خمشی را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب ویژه باشند و میلگرد دیگر به شکل قلاب دوخت که با میلگرد اول یک تنگ بسته تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید بطور یک در میان در دو سمت عضو خمشی قرار داده شوند. چنانچه میلگردهای طولی که توسط قلاب‌های دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت را می‌توان در آن سمت، در دال، قرار داد.





۳-۲۹ نمایش نسبت تنش در ستونها





۳-۳۰ 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:

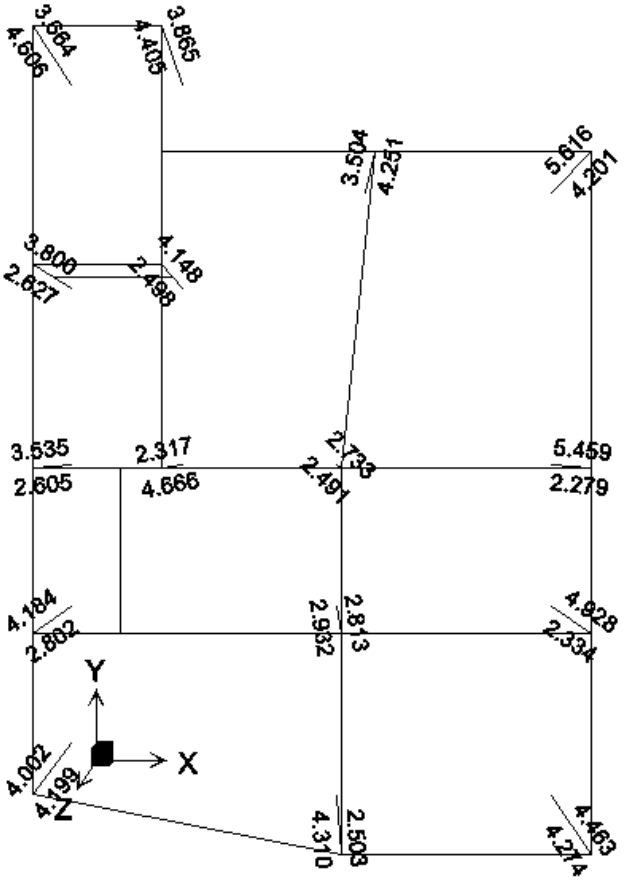
$$\Sigma M_c \geq ۱/۲ \Sigma M_g \qquad (۹ – ۲۰ – ۵)$$

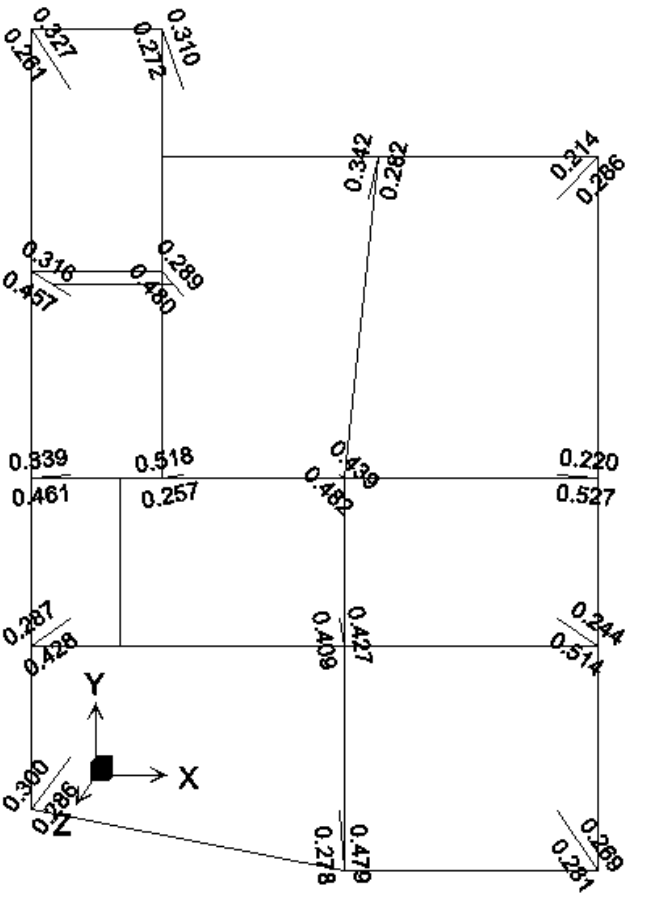
در این رابطه:

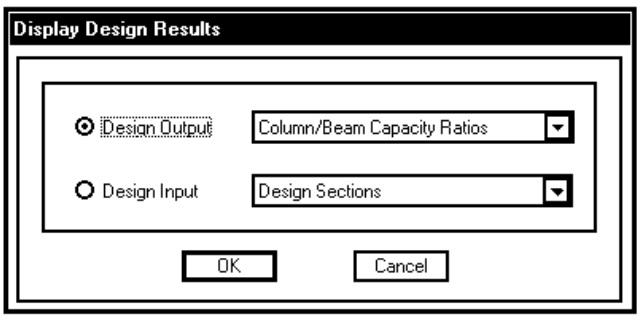
ΣM_c = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

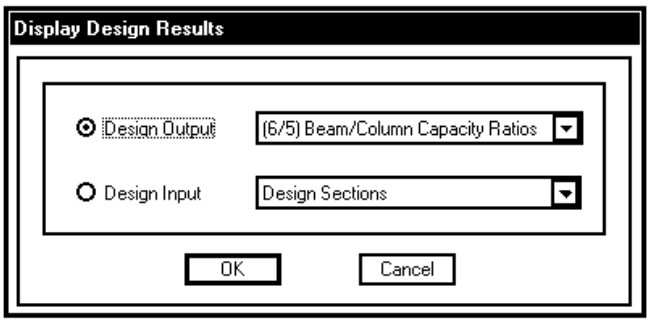
ΣM_g = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

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.









۳-۳۱ کنترل برش در ناحیه اتصال

کنترل این ضابطه تنها در سازه های با شکل پذیری بالا ضرورت دارد.

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 ..... $1.2\sqrt{f'_c}\,A_j$

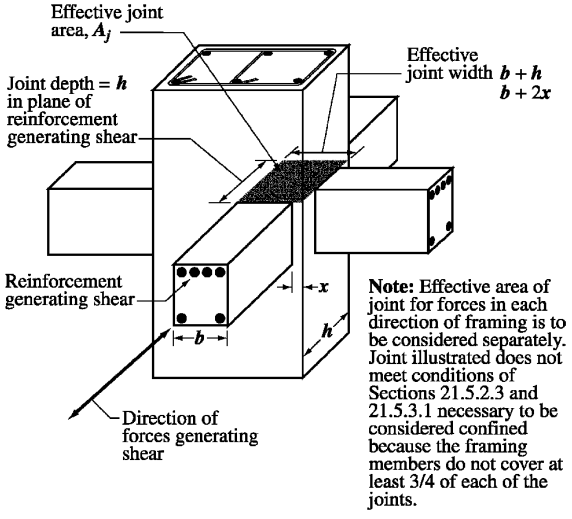
For others ..... $1.0\sqrt{f'_c}\,A_j$

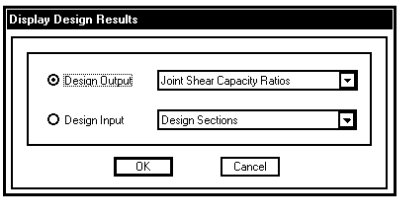
A member that frames into a face is considered to provide confinement to the joint if at least three-quarters of the face of the joint is covered by the framing member. A joint is considered to be confined if such confining members frame into all faces of the joint.

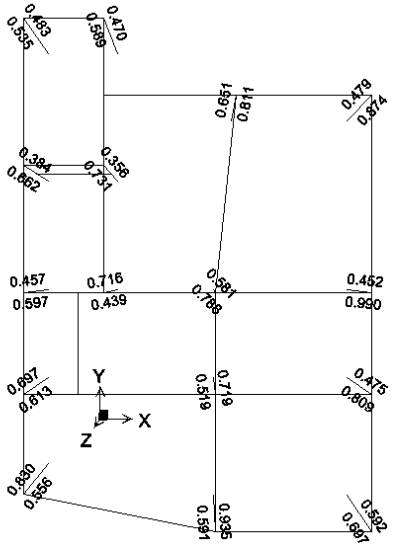
A_j is the effective cross-sectional area within a joint computed from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column. Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective joint width shall 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.

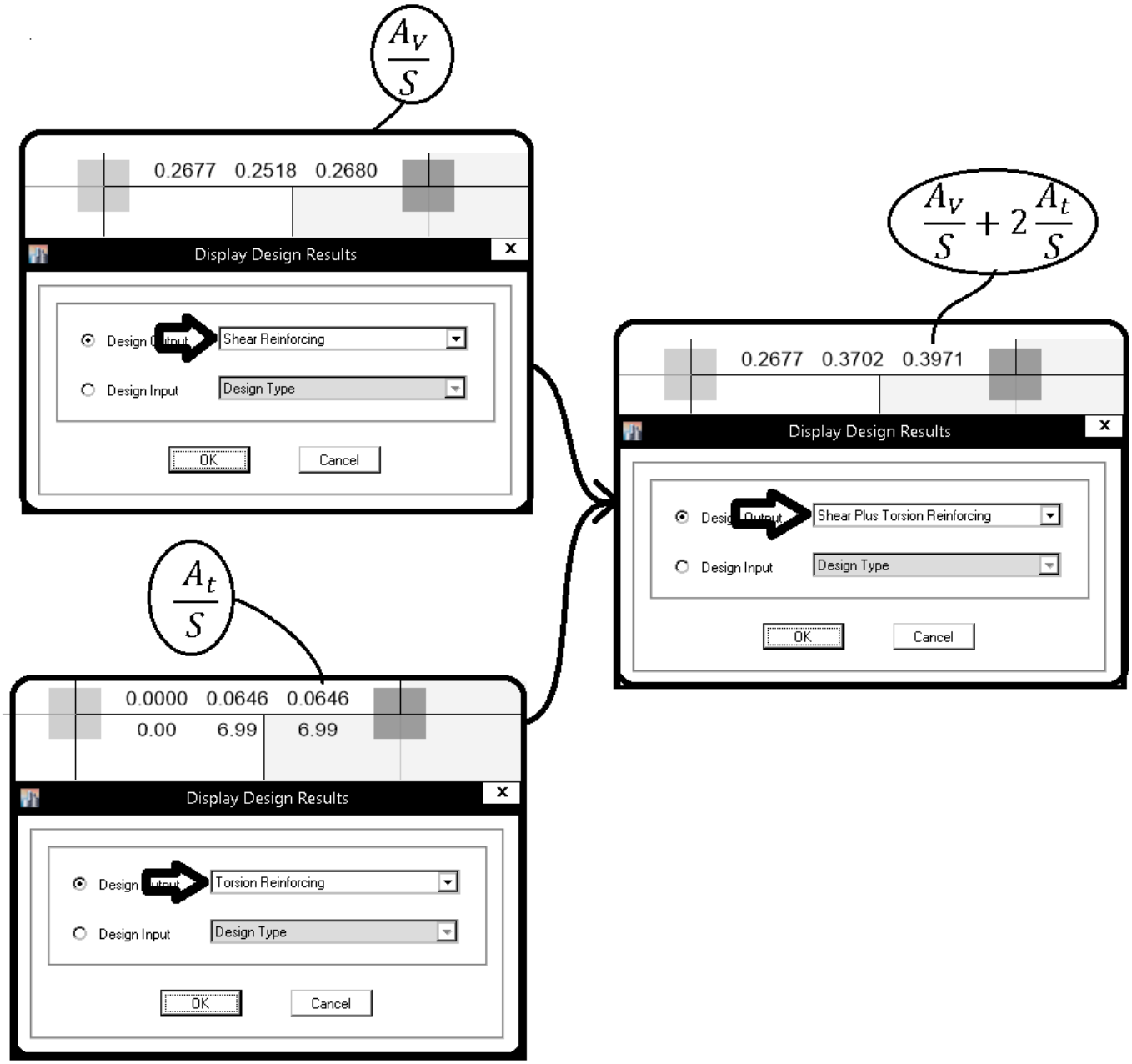


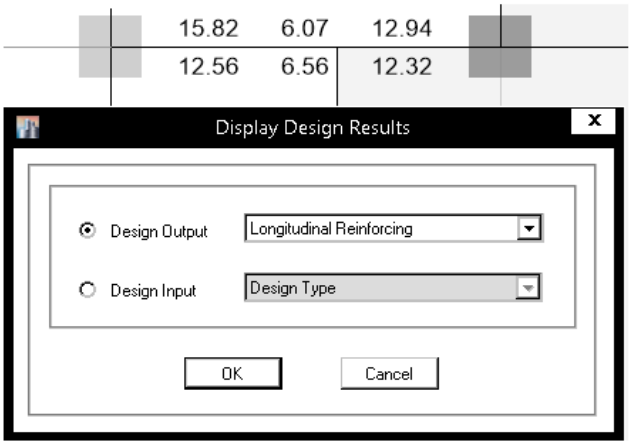




۳-۳۲ نمایش آرماتورهای پیچشی

آرماتورهای پیچشی در تیرها شامل آرماتورهای عرضی پیچشی و همچنین طولی پیچشی می باشد. این آرماتورها باید با آرماتورهای "برشی" و نیز آرماتورهای "طولی" جمع شوند:





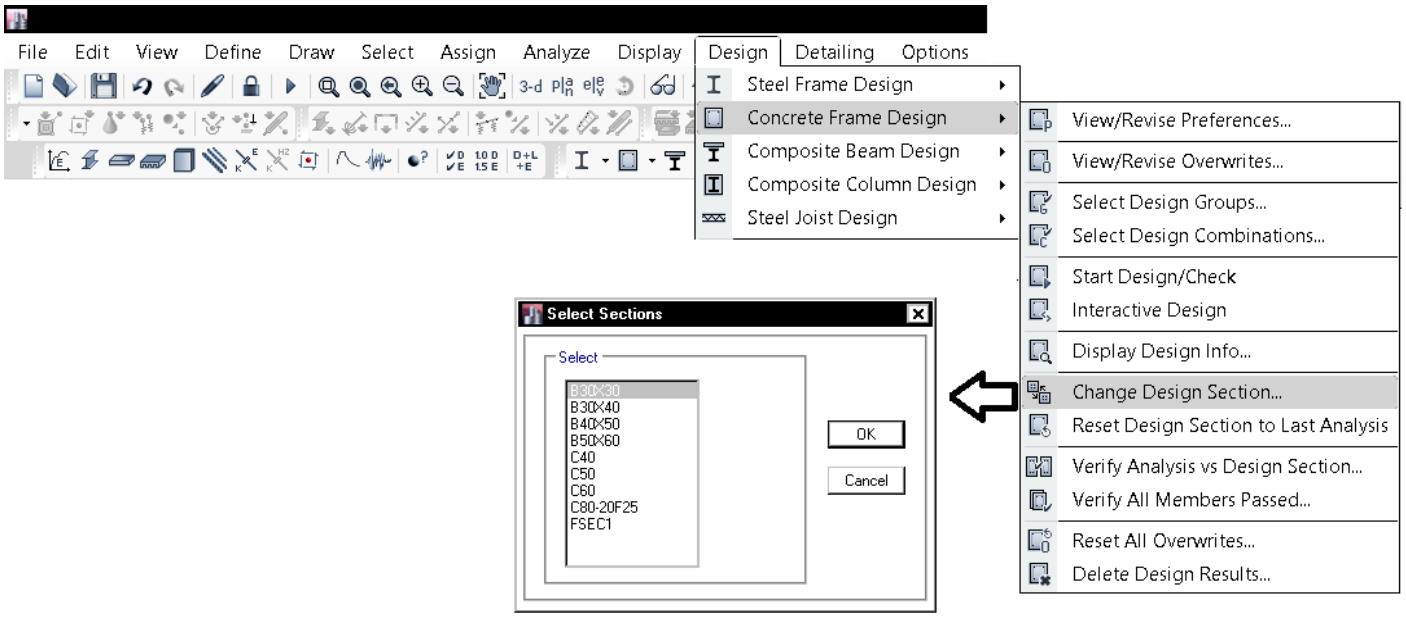
- برای مثال در شکل فوق مساحت آرماتورهای طولی پیچشی برابر $6.99\ cm^2$ می باشد که می توان انرا به سه بخش کرد:

یک سوم انرا با آرماتورهای خمشی فوقانی جمع کرد: $12.94+\frac{6.99}{3}=15.27\ cm^2$

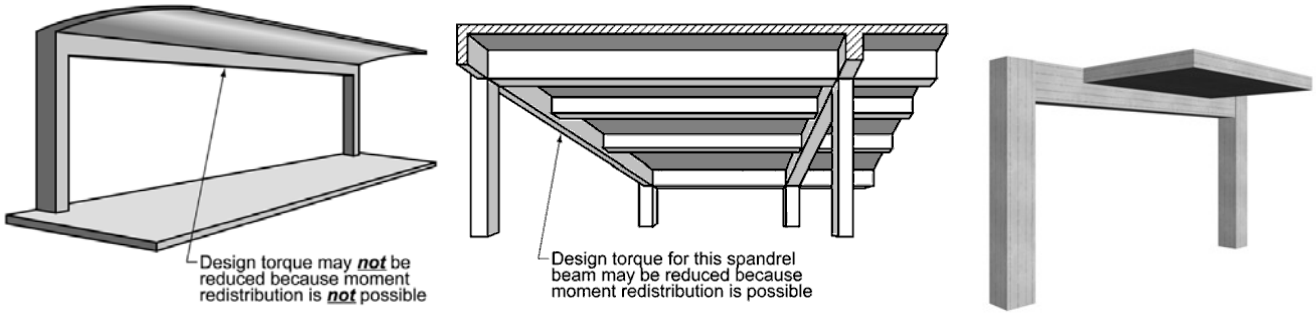
یک سوم انرا با آرماتورهای خمشی تحتانی جمع کرد: $12.32+\frac{6.99}{3}=14.65\ cm^2$

یک سوم هم در گونه تیر قرار داد: $\frac{6.99}{3}=2.33\ cm^2$

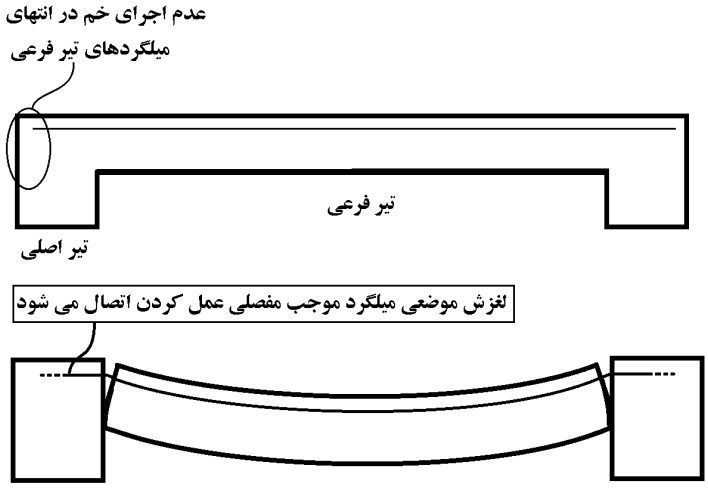
۳-۳۲-۱ تغییرمقطع طراحی اعضا



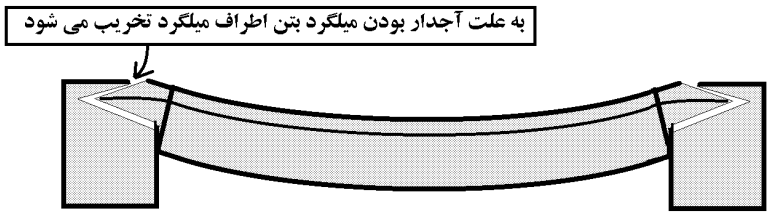
۳-۳۳ محاسبه ضریب سختی پیچشی (J) در تیرها



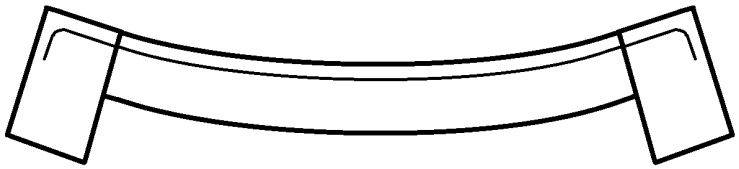
- تیرهای فرعی متصل به تیرهای اصلی موجب ایجاد لنگر پیچشی در تیر اصلی می شود.
- برخی طراحان تیرهای فرعی بتنی را به صورت دوسر مفصل مدل می کنند و در عوض در نقشه های اجرایی آرماتورهای خمشی تیر فرعی را بدون قلاب انتهایی رسم می کنند:



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



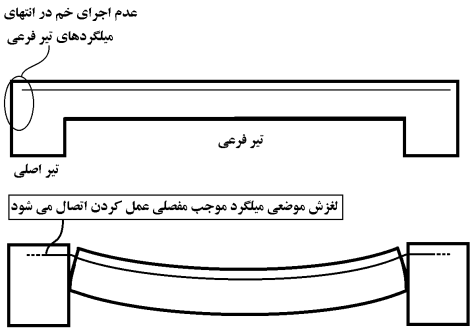
- علت دوسرمفصل کردن تیرهای فرعی توسط برخی طراحان: در صوتی که تیر فرعی به صورت گیردار مدل شود، به علت ایجاد پیچش زیاد در تیر فرعی میزان آرماتور پیچشی لازم در تیر اصلی بالا رفته و پاسخ های غیر منطقی از نرم افزار مشاهده می شود.
- درعمل تیر اصلی به علت ایجاد ترکهای پیچشی دوران کرده و بنابراین لنگر وارد شده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



۳-۳۳-۱ اتصال مفصلی در بتن

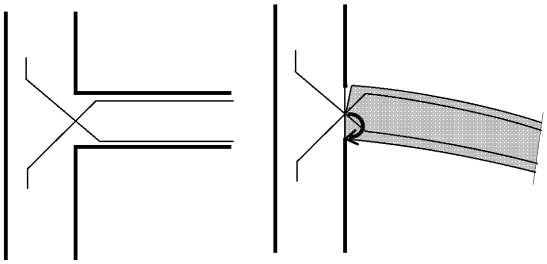
برای اجرای اتصال مفصلی تیر بتنی (بتن ریزی درجا) روشهایی توسط مهندسین پیشنهاد شده است که مهمترین آنها عبارت است از:

۱- عدم اجرای خم در انتهای میلگرد منفی تیر.



۲- کاهش مساحت میلگردهای منفی تا به تسلیم برسند و نتوانند لنگر منتقل کنند.

۳- اجرای میلگردهای تیر به صورت ضربدری. این ایده از کتاب دکتر فرزاد نعیم اخذ شده (در کتاب ایشان هدف ایجاد مفصل پلاستیک به فاصله ای مشخص از بر ستون بودن است). این اتصال نمی تواند مفصلی فرض شود چون در نیمه پایین لنگر منتقل می کند.



در حالت اول و دوم فرض بر این است که قسمتی از مقطع تخریب موضعی شود تا این "تخریب" موجب مفصلی شدن تیر شود. و روش سوم هم که اساسا مفصل نیست.

مسئله این است: چنان طرحی دهید که بدون ایجاد تخریب و خرابی در سازه، اتصال مفصلی عمل کند. اکثر ایده هایی که برای مفصلی کردن اتصال در کشور برای سازه بتنی ارائه شده اند. یک نکته مشترک دارند:

قسمت هایی خراب شود =====> بعد از تخریب مفصل "پلاستیک" شود.

در مواردی مانند تیرچه بلوک به علت پایین بودن نیرو ها این تخریب موضعی مورد قبول مهندسین قرار گرفته است و عملا تخریب در محل اتصال به صورت گسترده در طول تیر اصلی پخش می شود و از تمرکز آن کاسته می شود. و بنابراین به علت ناچیز بودن این تخریب ها در این موارد خاص می توان فرض کنید تیرهایی در حد تیرچه بلوک مفصلی هستند (با فرض عدم اجرای خم)

پیچش زیاد در تیرهایی که تیر فرعی را تحمل می کنند و (در نرم افزار سرخ می شوند!) مهندسین را به این فکر انداخته که به هر طریقی شده اتصال مفصلی طرح دهند. به این ترتیب حتی در مواردی دیده شده است که تیرهای فرعی با ابعاد بزرگ و بار زیاد بدون قلاب و با میلگرد کم طرح می دهند. در حالی که اگر مقدار سختی پیچشی تیر اصلی را تنظیم کنند (طبق آیین نامه) می توانند یک طرح ایمن با قلاب انتهایی طرح دهند و سرخی تیر هم برطرف شود.

التبه اتصال مفصلی در بتن میسر است. برای مثال می توان براکت قرار داد و تیر پیش ساخته بتنی را به صورت اتکایی بر روی آن قرار داد.

۳-۳۳-۲ راه کار صحیح

راه کار صحیح در رابطه با تیرهای فرعی بتنی این است که آنها را گیردار و پیوسته فرض کنیم و سپس با تنظیم سختی پیچشی تیر، پیچش در تیر را کنترل کنیم:

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 باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت 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 ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

طبق بندهای زیر از مبحث نهم و نیز ACI می توان 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.

ACI-318-2014:

22.7.3 *Factored design torsion*

22.7.3.1 If $T_u \geq \phi T_{cr}$ and T_u is required to maintain equilibrium, the member shall be designed to resist T_u.

22.7.3.2 In a statically indeterminate structure where $T_u \geq \phi T_{cr}$ and a reduction of T_u can occur due to redistribution of internal forces after torsional cracking, it shall be permitted to reduce T_u to ϕT_{cr}, where the cracking torsion T_{cr} is calculated in accordance with 22.7.5.

22.7.3.3 If T_u is redistributed in accordance with 22.7.3.2, the factored moments and shears used for design of the adjoining members shall be in equilibrium with the reduced torsion.

R22.7.3 *Factored design torsion*—In designing for torsion in reinforced concrete structures, two conditions may be identified (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974):

(a) The torsional moment cannot be reduced by redistribution of internal forces (22.7.3.1). This type of torsion is referred to as equilibrium torsion because the torsional moment is required for the structure to be in equilibrium. For this condition, illustrated in Fig. R22.7.3(a), torsional reinforcement must be provided to resist the total design torsional moments.

(b) The torsional moment can be reduced by redistribution of internal forces after cracking (22.7.3.2) if the torsion results from the member twisting to maintain compatibility of deformations. This type of torsion is referred to as compatibility torsion.

ACI-318-2014:

Two conditions determine whether it is necessary to consider torsional stiffness in the analysis of a given structure: 1) the relative magnitude of the torsional and flexural stiffnesses; and 2) whether torsion is required for equilibrium of the structure (equilibrium torsion) or is due to members twisting to maintain deformation compatibility (compatibility torsion). In the case of compatibility torsion, the torsional stiffness may be neglected. For cases involving equilibrium torsion, torsional stiffness should be considered.

ETABS-2015:

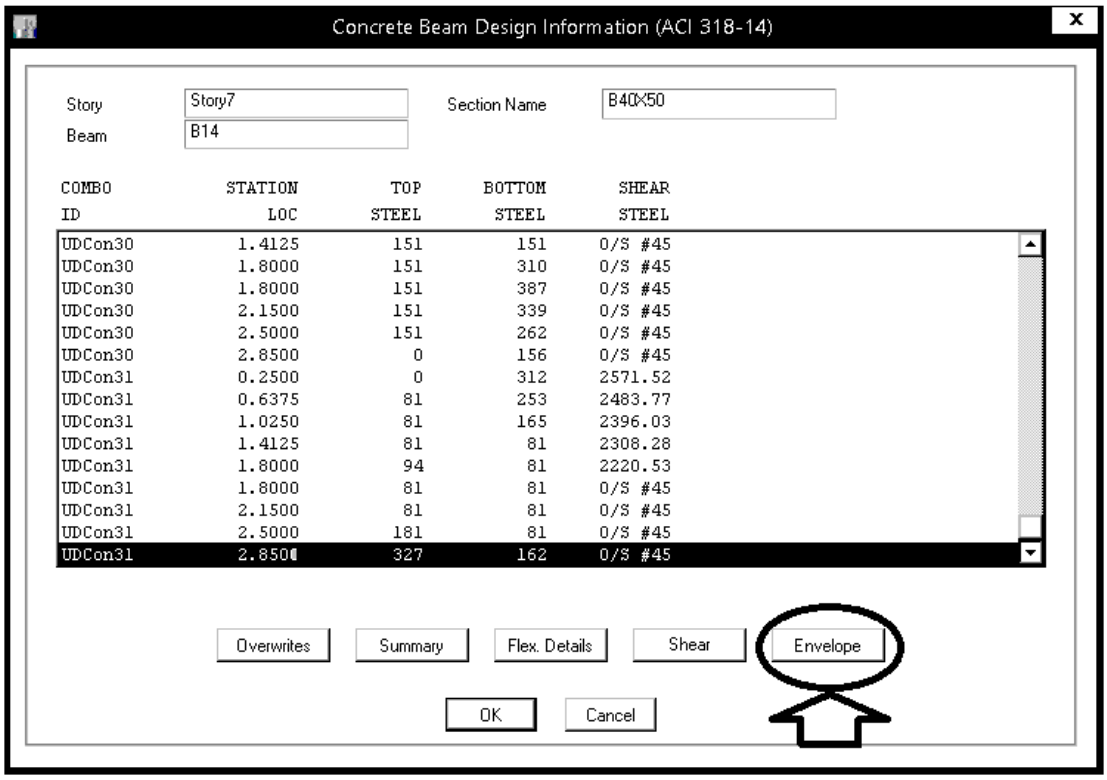
3.5.3.1 Determine Factored Torsion

In the design of torsion reinforcement of any beam, the factored torsions for each design load combination at a particular design station are obtained by factoring the corresponding torsion for different load cases with the corresponding design load combination factors (ACI 9.4.4.2).

In a statistically indeterminate structure where redistribution of the torsional moment in a member can occur due to redistribution of internal forces upon cracking, the design T_u is permitted to be reduced in accordance with code (ACI 22.7.3.3). However, the program does not try to redistribute the internal forces and to reduce T_u. If redistribution is desired, the user should *release* the torsional DOF in the structural model.

مراحل محاسبه ضریب پیچشی تیرها طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان:

۳- ابتدا ضریب سختی پیچشی (J) را برابر یک وارد نمایید. پس از طراحی اولیه، بر روی تیر مورد نظر (تیری که دارای تیر فرعی بوده و تحت پیچش است) right click کرده و Envelope را انتخاب کنید:



۴- در انتهای گزارش مقدار Tu را که بر تیر وارد می شود، بخوانید:

ETABS 2015 15.2.2 License #*1NLRPASDXS5K5JH

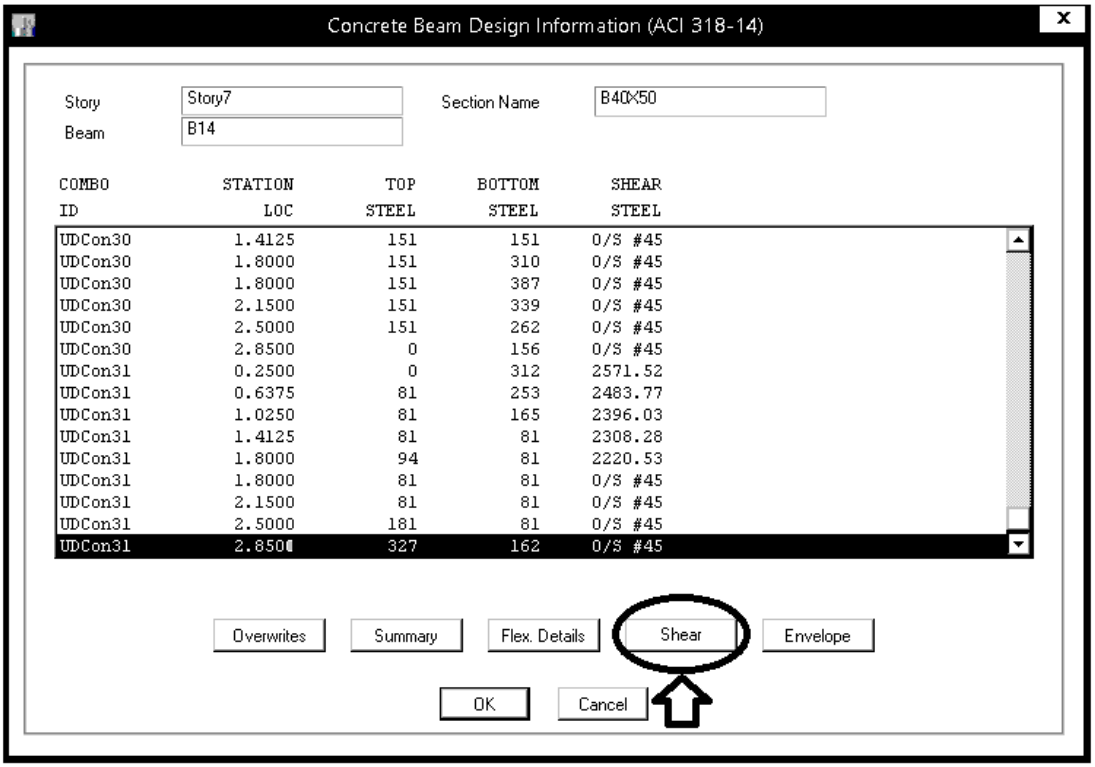
Shear Rebar A_t /s mm²/m	Longitudinal Rebar A_l mm²
1826.56	1979

Design Torsion Force

Design T_u tonf-m	Station Loc mm	Design T_u tonf-m	Station Loc mm
9.1115	2850	9.1115	2850
UDCon20		UDCon20	

O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed

۵- مطابق شکل زیر Shear را انتخاب نمایید:



۶- در انتهای گزارش مقدار φT_{cr} مربوط به مقاومت ترک خوردگی مقطع تیر را بخوانید:

Shear Rebar Design

Stress v kgf/mm²	Conc.Capacity v_c kgf/mm²	Uppr.Limit v_{max} kgf/mm²	Conc.Capacity Φv_c kgf/mm²	Uppr.Limit Φv_{max} kgf/mm²	RebarArea A_v/s mm²/m	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.15	0.08	0.33	0.06	0.25	0	0	0	0

Torsion Capacity

Torsion T_u tonf-m	Threshold ΦT_{th} tonf-m	Critical ΦT_{cr} tonf-m	Conc.Area A_{cp} mm²	Conc.Area A_{oh} mm²	Conc.Area A_o mm²	Perimeter P_{cp} mm	Perimeter P_h mm
5.1862	0.6913	2.7654	200000	127893.2	108709.2	1800	1444.4

O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed

۷- در صورتی که $T_u < \varphi T_{cr}$ باشد، نیازی به کاهش ضریب J نمی باشد.

در صورتی که $T_u > \varphi T_{cr}$ باشد، لازم است ضریب J کاهش یابد:

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.

در این سازه فوق:

$$T_u = 9.11 > 2.765$$

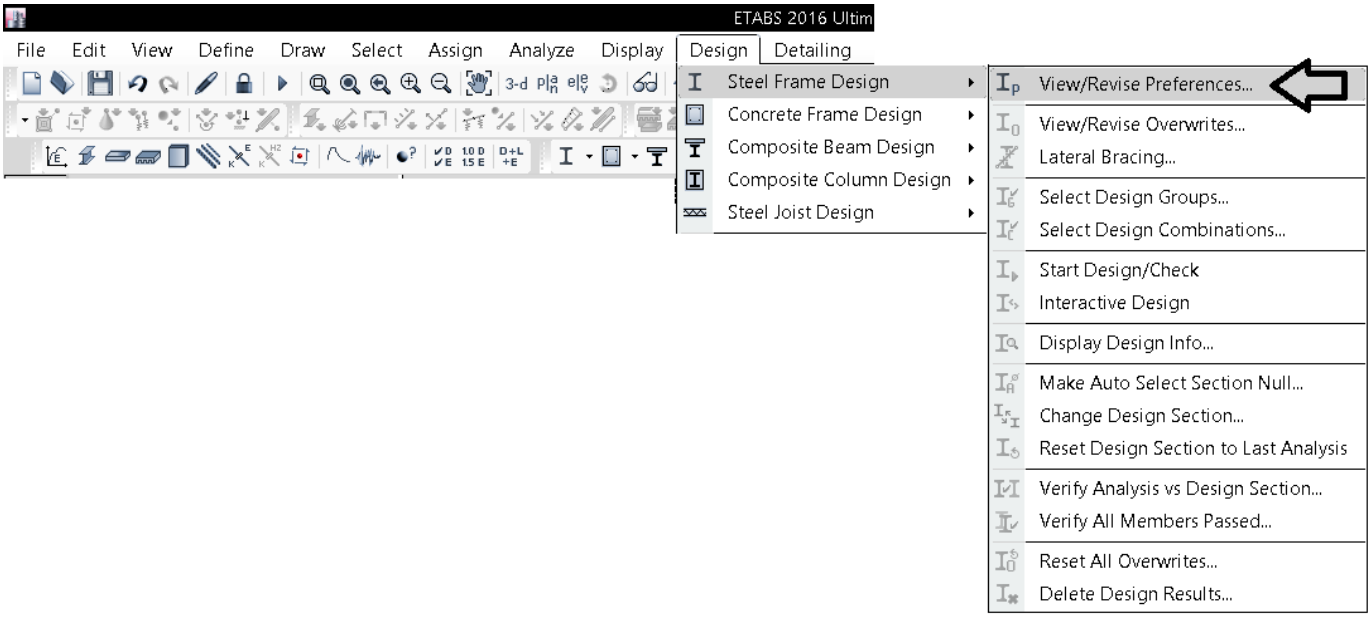
- بنابراین باید ضریب سختی J در تیر مورد نظر کاهش یابد و مراحل ۱ تا ۵ تکرار شود تا با سعی و خطا مقدار T_u تقریبا برابر با φT_{cr} شود.

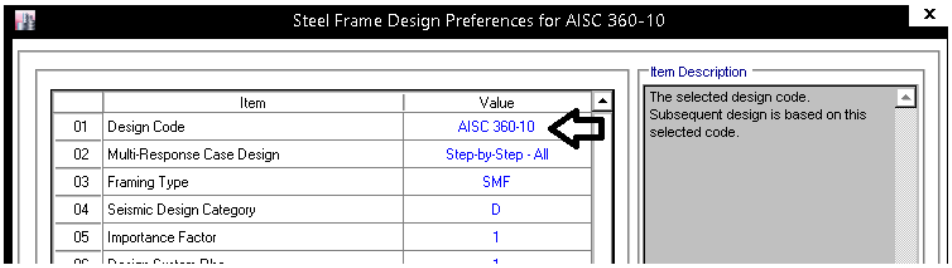
۳-۳۴ طراحی سازه های فولادی

۳-۳۴-۱ انجام تنظیمات در قسمت Preferences

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.

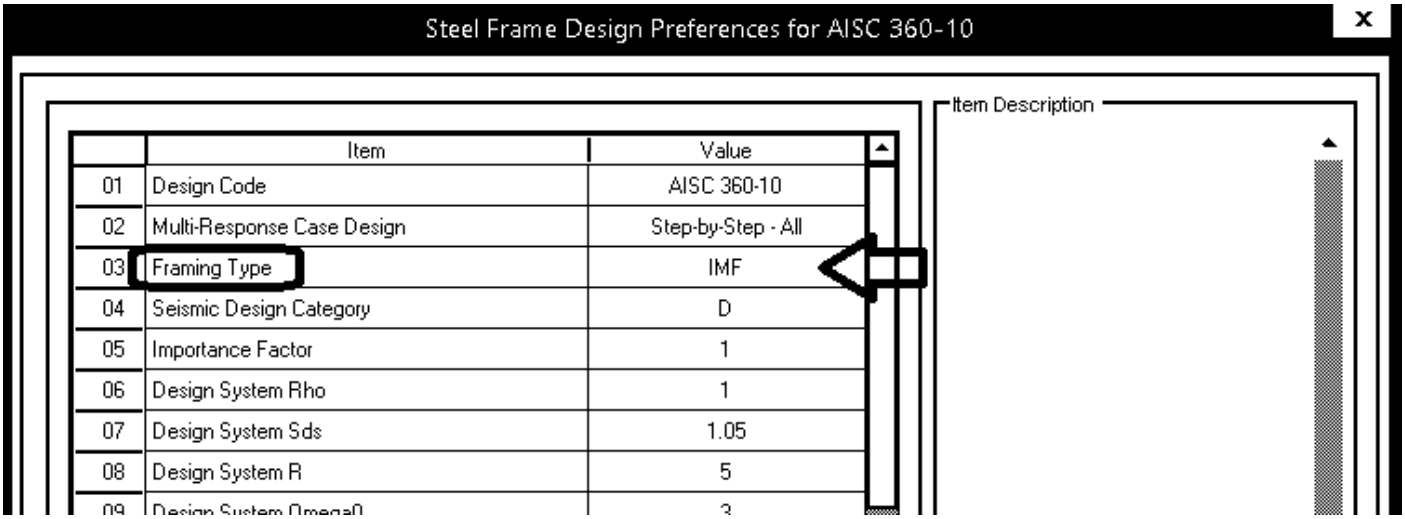




Frame Type:

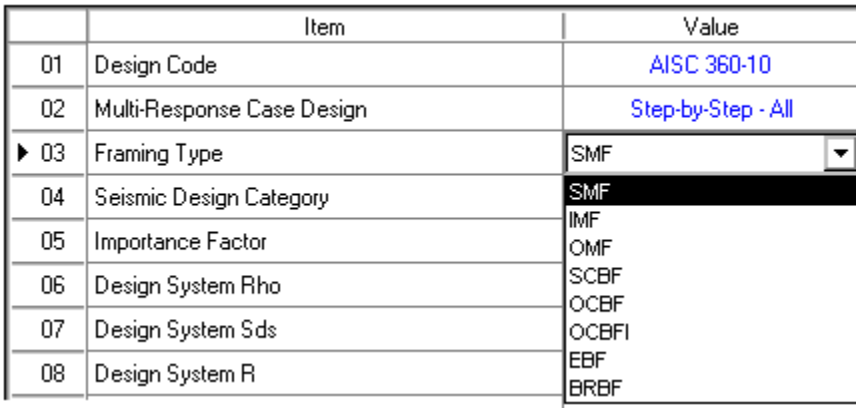
در این قسمت نوع سیستم باربر جانبی تعیین می شود.

کنترل ضوابط لرزه ای اعضا (مثلا کنترل فشردگی لرزه ای) بر اساس نوع سیستم باربر انجام میشود. مثلا ضوابط فشردگی در قابهای خمشی ویژه با متوسط متفات است.



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

می توانید در این قسمت IMF و یا SMF را انتخاب نمایید تا به کل سازه اثر کند. سپس مهاربندها، تیرهای دهانه مهاربند و ستونهای اطراف آنها را انتخاب کرده و از طریق Overwrites... نوع آنها را به SCBF و یا OCBF ویا EBF تغییر دهید. ستونهای اطراف مهاربند جزئی از قاب خمشی نیز محسوب می شوند و باید هم ضوابط قاب خمشی و هم مهاربندی را ارضا کنند (هر کدام که سخت گیرانه می باشد حاکم می شود).



Ordinary Moment Frames (OMF)
Intermediate Moment Frame (IMF)
Special Moment Frames (SMF)
Special Concentrically Braced Frames (SCBF)
Ordinary Concentrically Braced Frames (OCBF)
Ordinary Concentrically Braced Frames from Isolated Structures (OCBFI)
Eccentrically Braced Frames (EBF)
Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)

- طراحان برای قابهای خمشی معمولا از سیستم قاب خمشی متوسط (IMF) استفاده می کنند.
  البته در سازه های زیر نمی توان از قاب خمشی متوسط استفاده کرد:
  - سازهای بلندتر از ۵۰ متر
  - سازه های با اهمیت بسیار زیاد در مناطق خطر نسبی خیلی زیاد
- برای بادبندی ضربدری، ۷ و یا ۸ از یکی از دو سیستم مهاربندی همگرای معمولی (OCBF) و یا مهار بند همگرای ویژه (SCBF) استفاده می شود.
  استفاده از OCBF تنها برای سازه های با ارتفاع حداکثر ۱۵ متر مجاز است.

Seismic category:

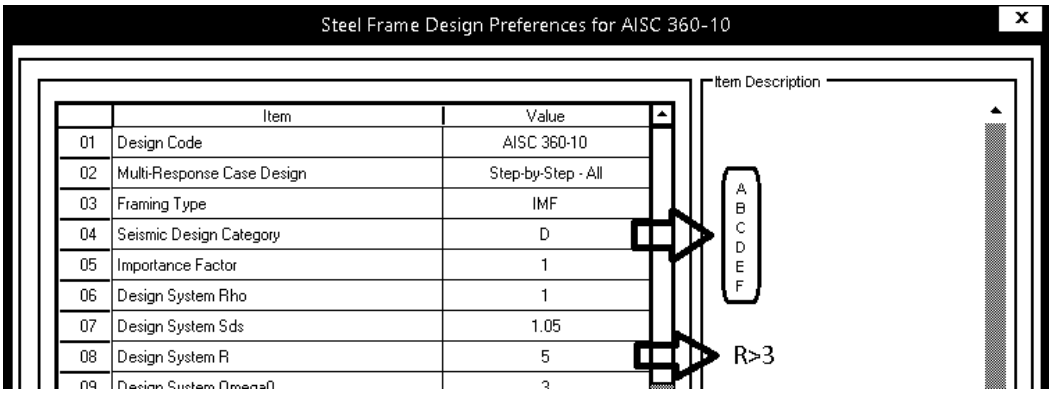
در این قسمت باید یکی از طبقه بندی های D، E و یا F باید انتخاب شود (فرقی نمی کند کدام انتخاب شود). پیش فرض خود برنامه D می باشد و لازم نیست تغییر داده شود.

در صورتی که به اشتباه همزمان

۱- یکی از طبقه بندی های A، B و یا C را انتخاب کند

۲- و از طرفی ضریب رفتار R را نیز عددی کوچکتر یا مساوی ۳ وارد کند

در این صورت ضوابط لرزه ای برای سازه کنترل نمی شود.



4.5 Applicability of the Seismic Requirements

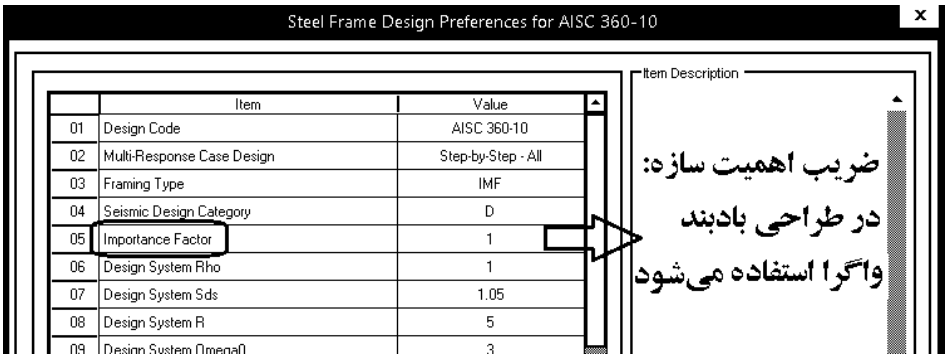
Ideally, the special seismic provisions shall apply when the seismic response modification factor, *R*, is taken as greater than 3, regardless of the seismic design category (AISC SEISMIC A1). *R* is specified by the applicable building code (local code or ASCE/SEI 7). IBC actually refers to ASCE 7-10 for the value of *R* (IBC 2205.2.1, ASCE Table 12.2-1). Again, when *R* is taken as 3 or less, the structure is not required to satisfy these provisions, unless specifically required by the applicable building code.

The applicable building code generally restricts buildings designed with an *R* factor of 3 or less to Seismic Design Category (SDC) A, B, or C; however, some systems that have *R* factors less than 3 are permitted in SDC D, E, or F (IBC 2205.2, ASCE 12.2.1, ASCE Table 12.2-1).

The program assumes that the special seismic provisions are applicable to any structural steel structure that is assigned to SDC D, E, or F, irrespective of the value of *R*, and to any structural steel structure designed with an *R* greater than 3 and that is assigned to SDC A, B, or C. In addition, the program allows the user to change the default applicability of special seismic provisions using the "Ignore Seismic Code?" Preference item.

مقدار ضریب رفتار (R) تاثیری در نتایج ندارد. تنها باید مقدار آن بزرگتر از ۳ وارد شود.

:Importance 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

سوال: آیا مقدار ضریب اهمیت تنها در تعیین نیروی زلزله (E=ABI/R) کاربرد دارد؟
وارد کردن مقدار I در طراحی چه اعضایی تاثیر گذار خواهد بود؟

- در طراحی مهاربندهای EBF لازم است ایتبس دوران تیر پیوند را محاسبه کند. و برای محاسبه آن نیاز به Cd و نیز I دارد. بنابراین تنها استفاده I در کنترل مهاربندهای EBF می باشد و اگر در سازه از مهاربند EBF استفاده نکرده اید، ایتبس از I استفاده نخواهد کرد.

4.9.8 Eccentrically Braced Frames (EBF)

- The link beam rotation, θ, of the individual bay relative to the rest of the beam is calculated as the story drift Δ times bay length (L) divided by the total lengths of link beams (e) in the bay.

  The link rotation, θ, is checked as follows (AISC SEISMIC F3.4a):

  $$\theta = \frac{\Delta L}{e}$$

  – $\theta \le 0.08$ radian, where link beam clear length, $e \le 1.6 M_p / V_p$

  – $\theta \le 0.02$ radian, where link beam clear length, $e \ge 2.6 M_p / V_p$

  – $\theta \le$ value interpolated between 0.08 and 0.02 as the link beam clear length varies from $1.6 M_p / V_p$ to $2.6 M_p / V_p$.

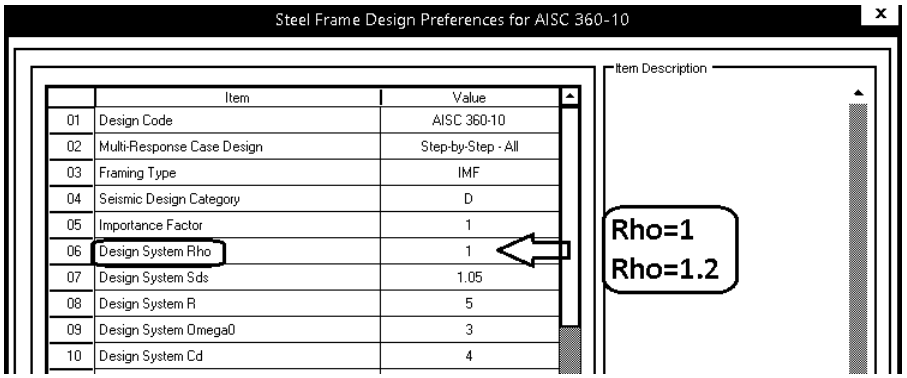
The story drift is calculated as

$$\Delta = \frac{\Delta_s C_d}{I},$$ (ASCE 12.8-15)

where C_d is a System Deflection Amplification Factor and I is the system Importance Factor.

Design System Rho:

ضریب نامعینی سازه که در فصل ۴ به طور کامل تشریح شده است.



	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

نکته مهم:

- وارد کردن ضریب 1.2 در این قسمت به معنای اعمال آن توسط نرم افزار نیست!

پس از وارد کردن این ضریب باید ترکیب بارهای قبلی حذف شده و مجددا با استفاده از Add Default Design Combos ایجاد شوند تا ضرایب نیروهای زلزله از 1 به 1.2 تغییر یابد.

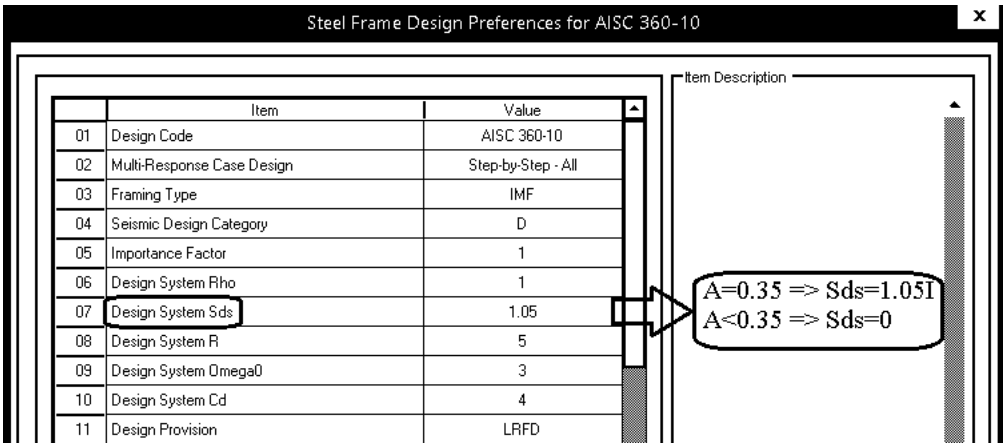
اگر کاربر در این قسمت 1.2 را وارد کند ولی ترکیب بارها را بروز نکند، ضریب نامعینی اعمال نخواهد شد.

ایتبس متاسفانه به صورت اتوماتیک ترکیب بارها را بروز نمی کند و پس از هر تغییری در قسمت preferences باید ترکیب بارها مجددا ایجاد شوند تا تغییرات اثر کند.

برخی کاربران ترکیب بارها را به صورت دستی تعریف می کنند. در این صورت مقدار ضریب Rho در این قسمت بی تاثیر خواهد بود.

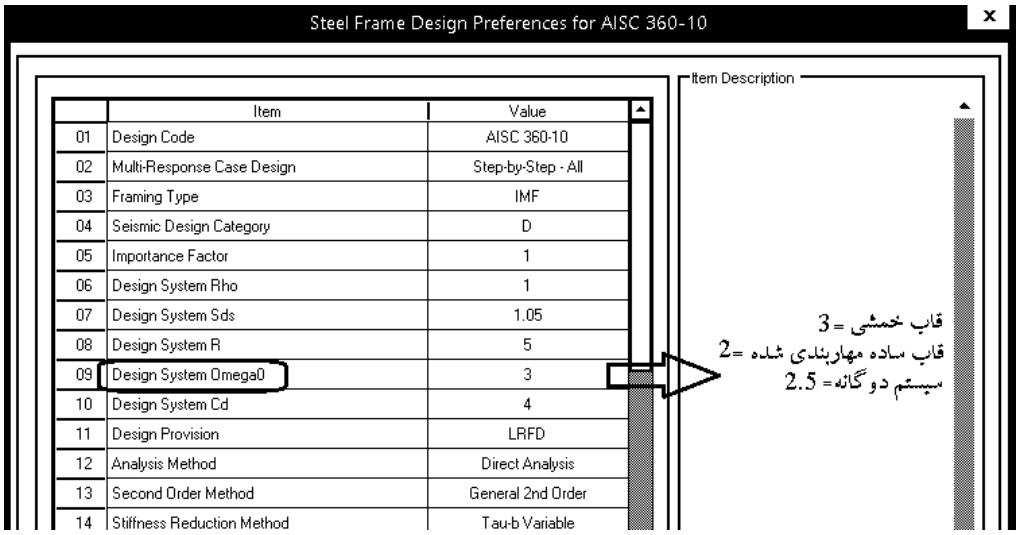
Design System Sds:

در مورد این ضریب قبلا در تعریف زلزله قائم بحث شده است به بند ۳-۲۴ جزوه مراجعه نمایید:



	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

:Design System Omega0



	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

۳-۳۴-۲ کنترل ضریب اضافه مقاومت در مواردی که در دو جهت سیستم مقاوم جانبی متفاوت است

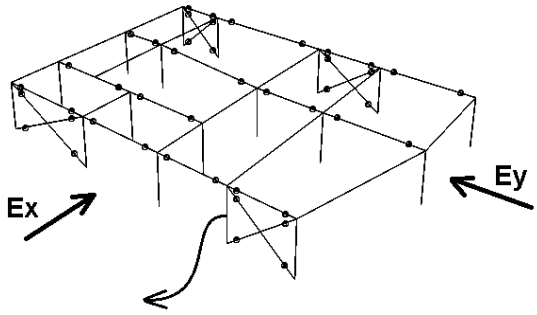
در صورتی که سازه در یک جهت قاب خمشی باشد و در راستای دیگر مهاربندی شده باشد، در این صورت ستونهای متصل به مهاربند در محل تقاطع دو سیستم باربر متفاوت خواهند بود و بنابراین ضریب اضافه مقاومت ان در دو راستا متفاوت خواهد بود.

در شکل زیر ترکیب بار ویژه لرزه ای برای نیروی محوری ستون نوشته شده است.

P_{Ex} نیروی محوری وارد بر ستون تحت اثر زلزله Ex می باشد.

P_{Ey} نیروی محوری وارد بر ستون تحت اثر زلزله Ey می باشد.

P_{Ev} نیروی محوری وارد بر ستون تحت اثر زلزله قائم Ev می باشد.



$$P = 1.2P_D + L + 3P_{Ex} + 0.3 \times 2P_{Ey} + P_{Ev}$$

$$P = 1.2P_D + L + 2P_{Ey} + 0.3 \times 3P_{Ex} + P_{Ev}$$

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها، کف‌ستون‌ها و وصلهٔ تیرها

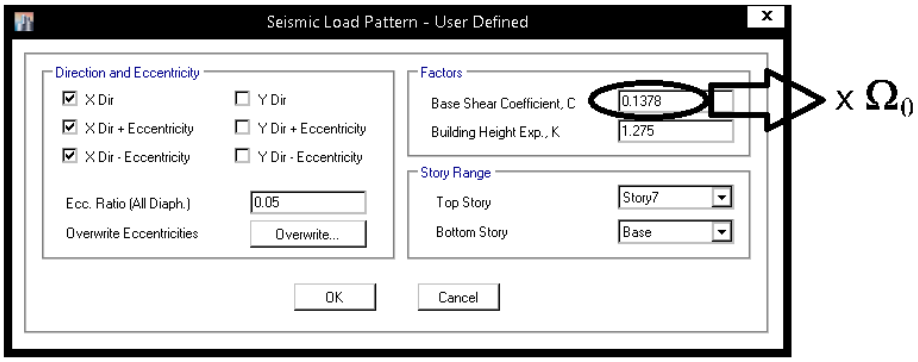
۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

۱۰-۳-۵-۱-۱ کلیهٔ ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۱۰-۲ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته باشند.

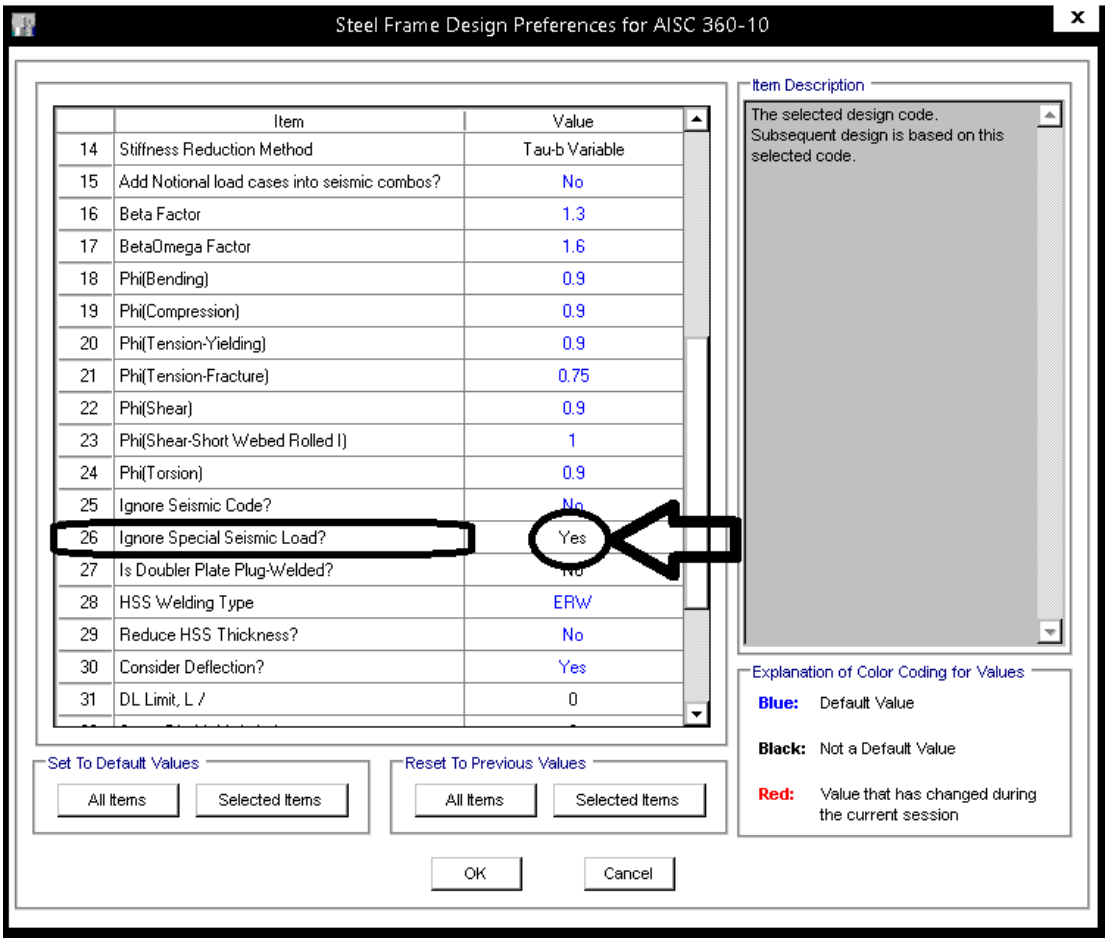
مراحل ساخت فایل Omega:

از فایل اصلی یک save as بنام Omega.edb گرفته و:

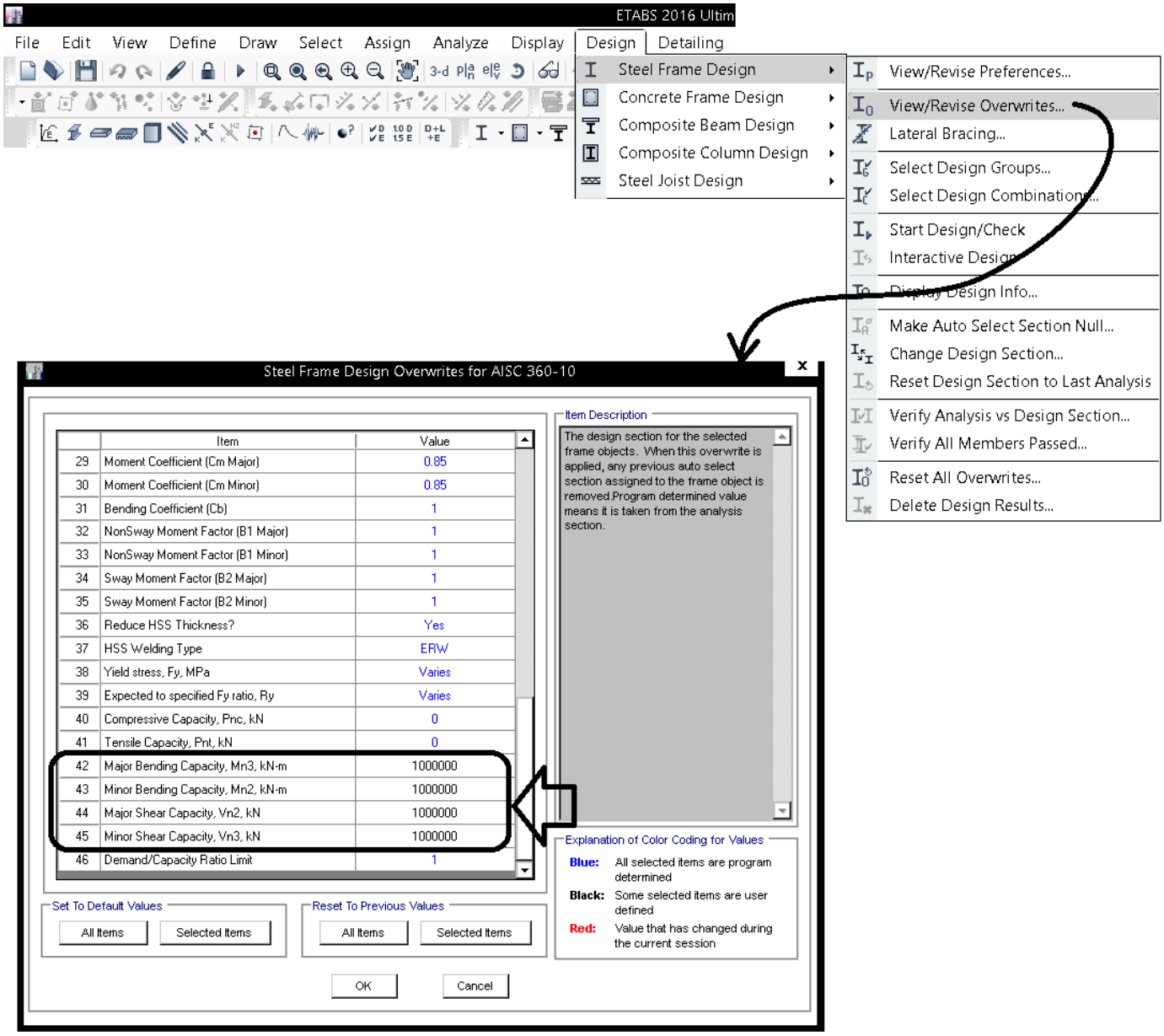
۱- زلزله ها را در ریشه (user coefficient) بسته به مورد دو یا سه برابر کنید. مثلا اگر در راستای X قاب خمشی داریم و در جهت Y سازه بادبندی شده داشته باشیم، زلزله های راستای X را ۳ برابر و زلزله های راستای Y را ۲ برابر کنیم.



۲- مطابق شکل زیر در قسمت preferences گزینه Yes را انتخاب کنید تا ضریب اضافه مقاومت (مضاعف) اعمال نشود:



۳- برای اینکه تنها ظرفیت محوری ستونها بررسی شود، تمامی ستونها را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر مقاومت خمشی و برشی آنها را یک عدد بزرگ وارد نمایید:

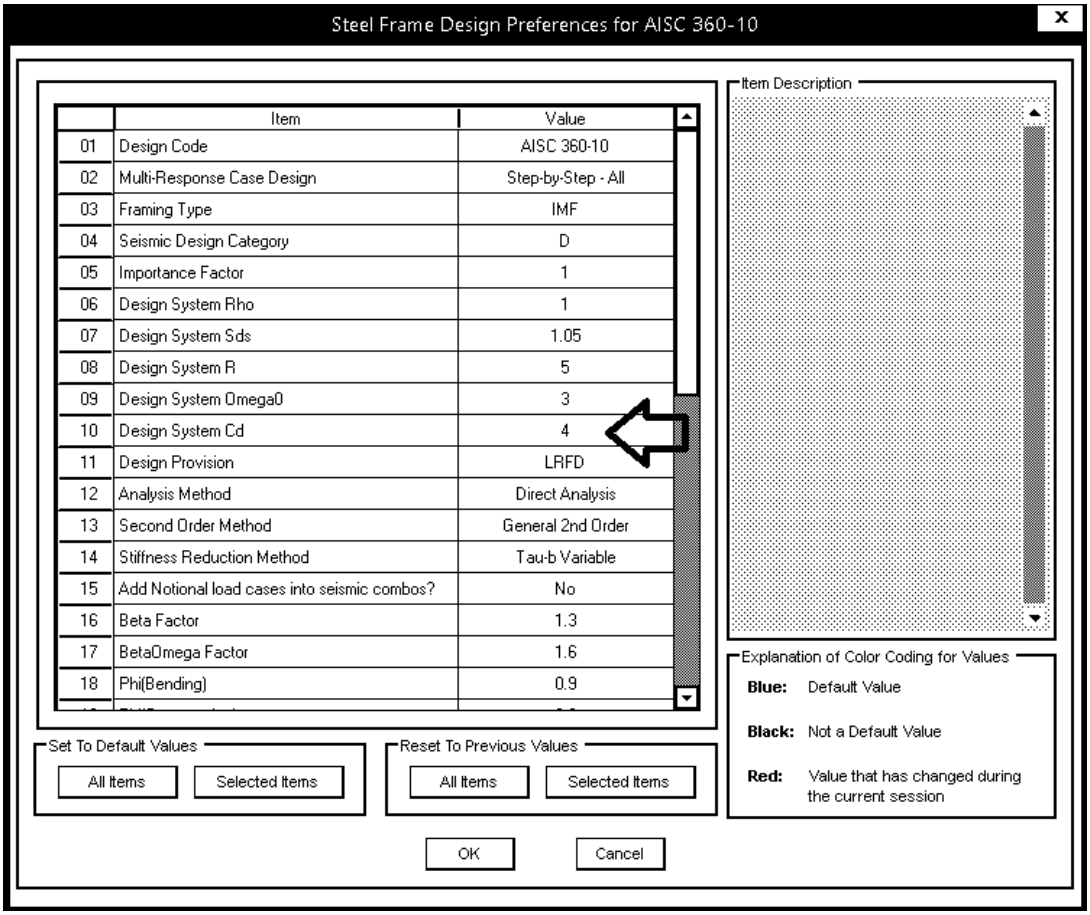


۴- کفایت ستونها را بررسی نمایید. در این فایل تنها کفایت ستونهای فولادی بررسی می شود و نیازی به کنترل اجزای دیگر مانند بادبندها و یا تیرها نیست. همچنین در صورتی که از tau-b variable استفاده کرده باشید، در پاسخ پیغامی مبنی بر تغییر سختی اعضا و انالیز و طرحی مجدد، باید گزینه No را انتخاب نمایید تا سختی اعضا در فایل omega تغییر نکند.

- نکته مهم: ضریب Rho در این فایل باید برابر یک منظور شود.

Design system Cd:

سوال: با توجه به اینکه دریفت سازه مستقیما توسط کاربر کنترل خواهد شد، وارد کردن مقدار Cd در این قسمت چه لزومی دارد؟
مقدار Cd در طراحی چه اعضایی تاثیر دارد؟



ایتبس از Cd تنها برای کنترل دوران تیر پیوند در بادبندهای EBF استفاده می کند.
در صورتی که در سازه بادبند EBF ندارید، مقدار این ضریب مهم نبوده و تاثیری در نتایج طراحی ندارد. در استاندارد ۲۸۰۰ مقدار Cd برای بادبند واگرا ویژه برابر ۴ می باشد. برای اطلاعات بیشتر در رابطه با دورا تیر پیوند به بخش ضوابط لرزه ای مبحث دهم مراجعه نمایید.

4.9.8 Eccentrically Braced Frames (EBF)

- The link beam rotation, θ, of the individual bay relative to the rest of the beam is calculated as the story drift Δ times bay length (L) divided by the total lengths of link beams (e) in the bay.

  The link rotation, θ, is checked as follows (AISC SEISMIC F3.4a):

  $$\theta = \frac{\Delta L}{e}$$

  – $\theta \le 0.08$ radian, where link beam clear length, $e \le 1.6 M_p / V_p$

  – $\theta \le 0.02$ radian, where link beam clear length, $e \ge 2.6 M_p / V_p$

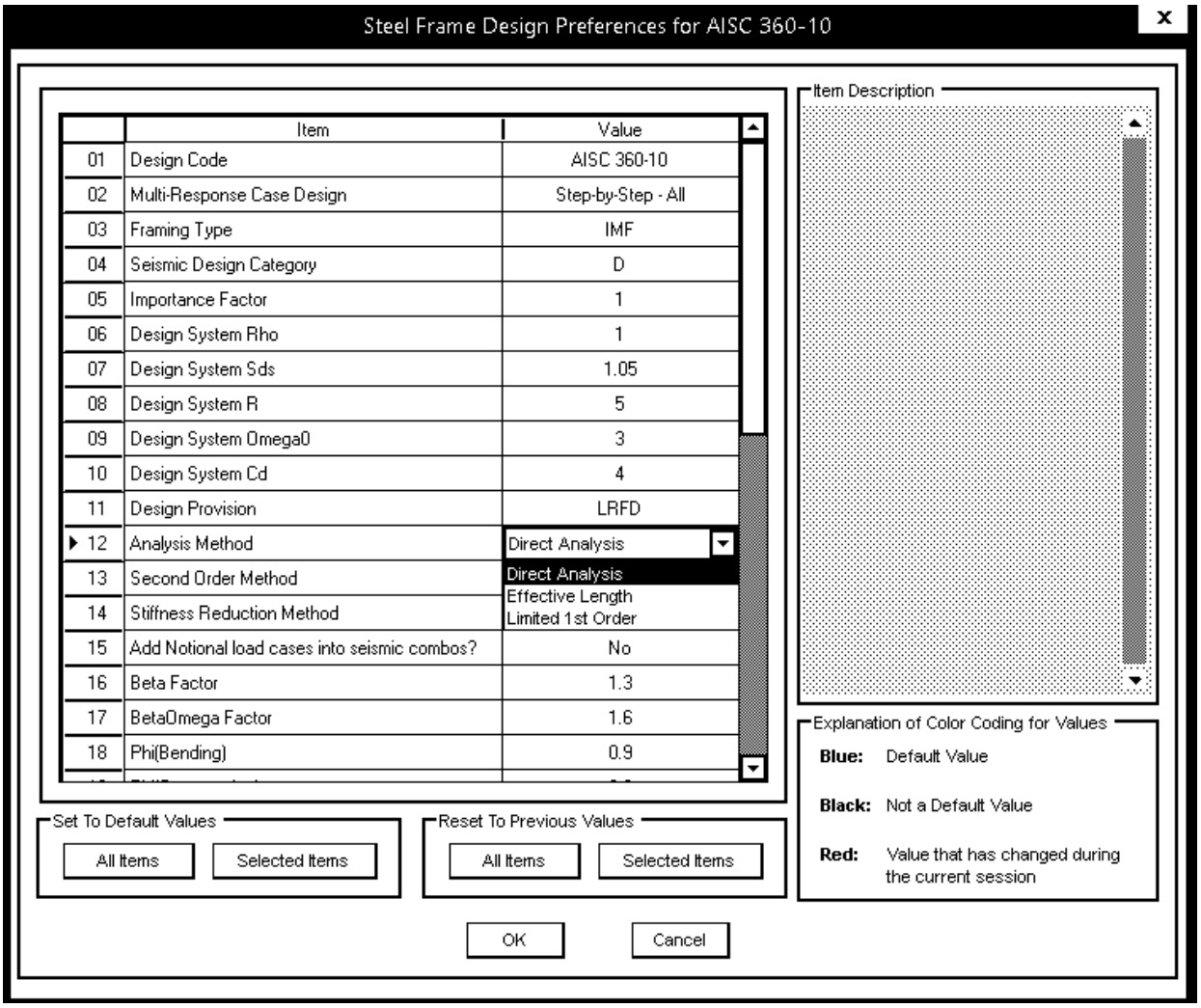
  – $\theta \le$ value interpolated between 0.08 and 0.02 as the link beam clear length varies from $1.6 M_p / V_p$ to $2.6 M_p / V_p$.

  The story drift is calculated as

  $$\Delta = \frac{\Delta_s C_d}{I},$$ (ASCE 12.8-15)

  where C_d is a System Deflection Amplification Factor and I is the system Importance Factor.

تعیین Design analysis method



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 ⇐ Direct Analysis
(۲) روش طول موثر ⇐ Effective Length
(۳) روش تحلیل مرتبه اول ⇐ Limited 1st Order

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=1) 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.

- با توجه به اینکه در برخی موارد نرم افزار ETABS قادر به محاسبه صحیح ضریب طول موثر K نیست، توصیه می شود برای طراحی از روش Direct Analysis استفاده شود.

متن زیر برگرفته از manual نرم افزار ETABS می باشد که توضیحاتی در رابطه با روش طول موثر و آنالیز مستقیم ارائه کرده است:

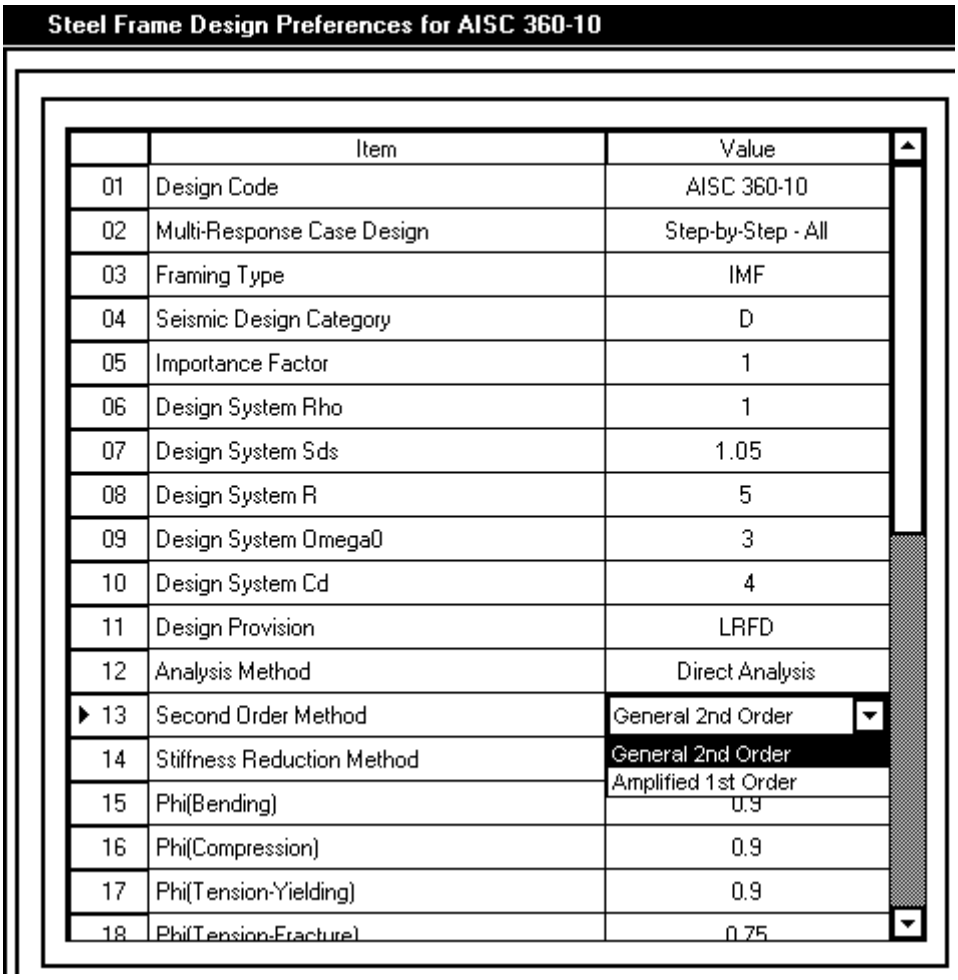
Effective Length Method

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

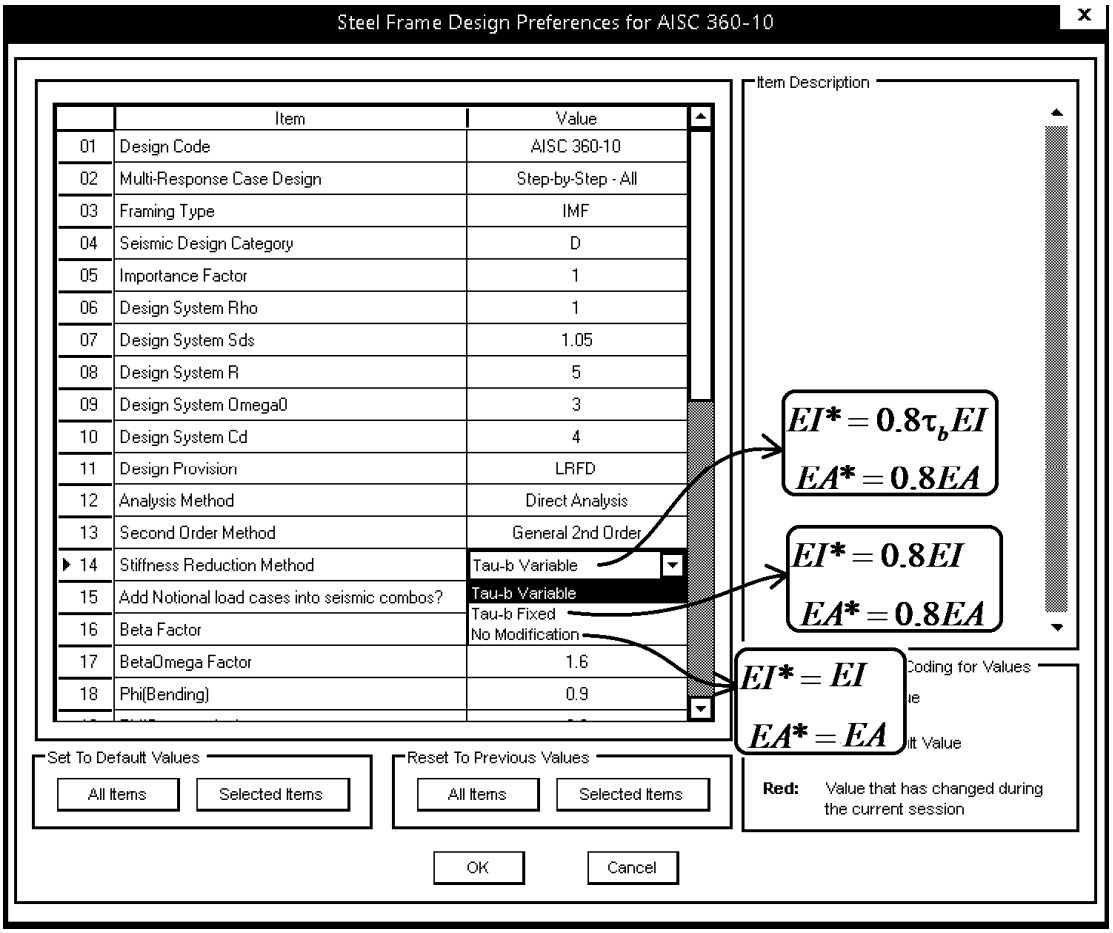
The Direct Analysis Method is expected to more accurately determine the internal forces of the structure, provided care is used in the selection of the appropriate methods used to determine the second-order effects, notional load effects and appropriate stiffness reduction factors as defined in AISC 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.

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.

تعیین Stiffness Reduction Factor



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

Method, the user must further When the user selects one of the options available under the Direct Analysis and AE are to be considered. For options 1 and 3, Table 2- choose how the stiffness reduction factors for EI factors (Tau-b) are variable because they are functions of the axial force in the 1, the stiffness reduction 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.

به بندهای زیر از مبحث دهم توجه نمایید. در صورت استفاده از روش DIRECT ANALYSIS باید سختی اعضا کاهش یابد.

۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ تنظیمات سختی اعضاء

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

(۱) ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیهٔ سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیهٔ سختی‌های تمامی اعضاء (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش ۰/۸ یک ضریب کاهش اضافی τ_β نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = ۰/۸\tau_b EI \qquad (۱۰-۲-۱-۴)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

E = مدول الاستیسیته فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی طبق رابطه ۱۰-۲-۱-۶

$$\tau_b = \begin{cases} ۱/۰ & \frac{P_u}{P_y} \le ۰/۵ \\ ۴\frac{P_u}{P_y}\left(۱ - \frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > ۰/۵ \end{cases} \qquad (۱۰-۲-۱-۶)$$

در رابطهٔ ۱۰-۲-۱-۶ P_u مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

(۳) به جای استفاده از τ_β متغیر در رابطه ۱۰-۲-۱-۶ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضاء، می‌توان مقدار τ_β را برای کلیهٔ نسبت‌های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر $۰/۰۰۱Y_i$ به کلیهٔ طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.

(۴) چنانچه در یک سیستم سازه‌ای برای تأمین پایداری آن از اعضایی با مصالح دیگری به جز فولاد استفاده شده باشد و مقررات سازه‌ای مربوط به نوع مصالح ضریب کاهش سختی کوچکتری (کاهش سختی بیشتری) را الزام کرده باشد، برای آن نوع اعضاء باید ضریب کاهش سختی کوچکتر مورد استفاده قرار گیرد.

تبصره: در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش‌یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضاء و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

به جدول زیر از manual ایتبس توجه نمایید. خلاصه پارامترهای طراحی عنوان شده است:

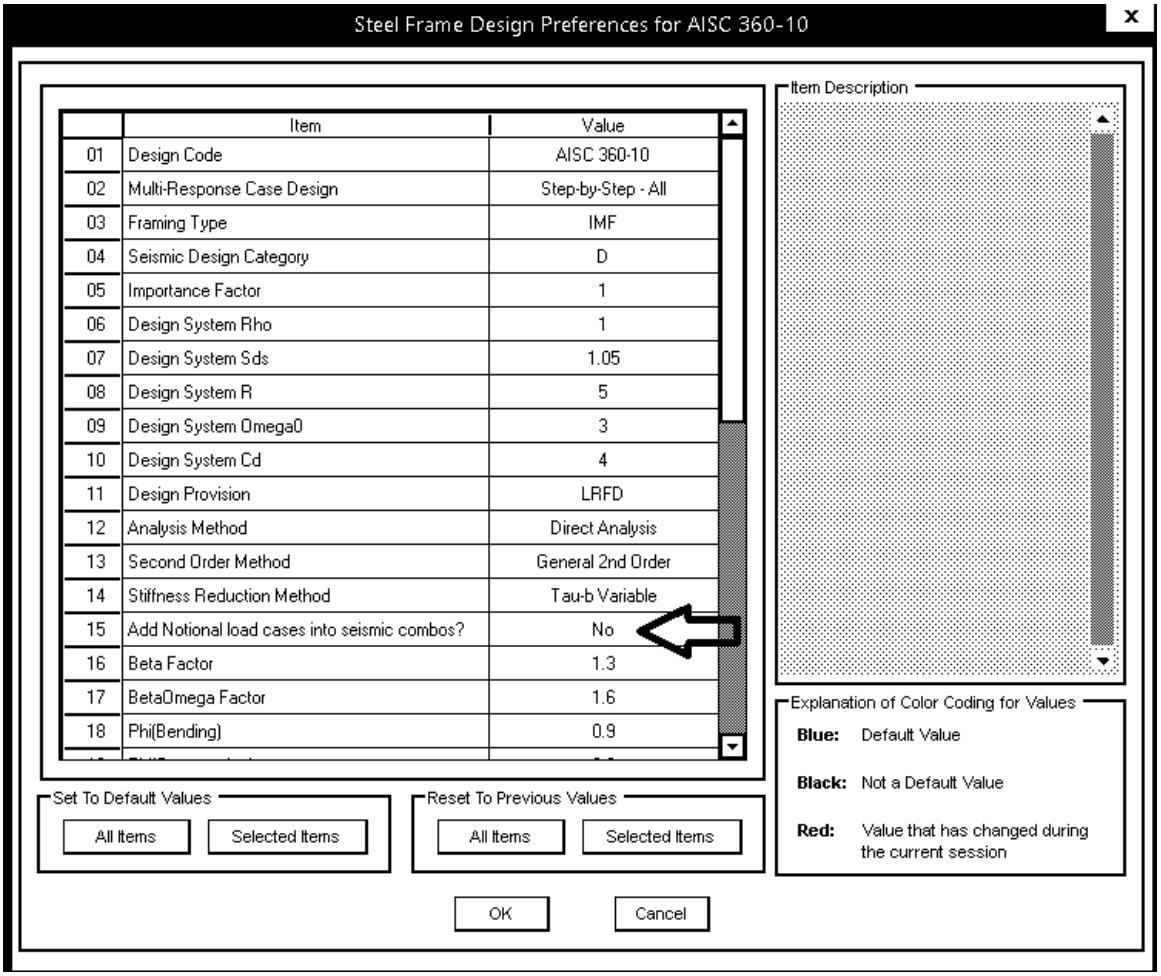
Table 2-1 The Essentials and Limitations of the Design Analysis Methods

Direct Analysis Method			
Option	**Variable**	**Limitation or Applicability**	**Essentials of the Method**
General Second Order Analysis	Variable Factor Stiffness Reduction	No limitation	2nd Order Analysis Reduced stiffness $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = \begin{cases} 1.0 \text{ for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \le 0.5 \\ 4\left(\frac{\alpha P_r}{P_y}\right)\left(1-\frac{\alpha P_r}{P_y}\right) \text{ for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \ge 0.5 \end{cases}$ B_1 and B_2 not used $K_2 = 1$ (used for P_n) Notional load with all combos, except for $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \le 1.7$ for which notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.002 (typically)
	Fixed Factor Stiffness Reduction	No limitation	2nd Order Analysis Reduced stiffness $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = 1.0$ B_1 and B_2 not used $K_2 = 1$ (used for P_n) Notional load with all combos, except for $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \le 1.7$ for which notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.003 (typically)

Add Notional load cases into seismic combos?

$$\begin{cases} \begin{pmatrix} Tau-b\,Variable \\ B_2 \le 1.7 \end{pmatrix} \rightarrow NO \\ \hline (Tau-b\,Fixed) \rightarrow YES \\ (B_2 > 1.7) \rightarrow YES \end{cases}$$

در سازه های فولادی معمولا B2<1.7 بدست می آید. بنابراین اگر $Tau-b\,Variable$ انتخاب شده باشد، در این قسمت NO را انتخاب می کنیم تا بارهای فرضی جانبی در ترکیب بارهای لرزه ای منظور نشوند.



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

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل 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.

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۱۰-۲-۱-۴)$$

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

یادداشت‌ها: *در هنگام اعمال بار جانبی فرضی (N_i) به طبقات ساختمان توجه به نکات زیر ضروری است.*

(۱) توزیع بار جانبی فرضی در کف هر طبقه باید مشابه توزیع بارهای ثقلی در کف همان طبقه در نظر گرفته شود.

(۲) بار جانبی فرضی(N_i) باید به کلیهٔ ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی‌که نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول (و یا بطور تقریب مقدار ضریب تشدید $B_۲$ در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته) با احتساب سختی کاهش یافتهٔ اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲) در کلیهٔ طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی (N_i) را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور نموده و از اثر آنها در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرفنظر نمود.

(۳) بارهای جانبی فرضی باید در راستایی به سازه اعمال شود که بیشترین اثر ناپایداری را داشته باشد.

(۴) ضریب بار جانبی فرضی (۰/۰۰۲) براساس حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها در هر طبقه برابر $\frac{۱}{۵۰۰}$ارتفاع طبقه محاسبه شده است. در مواردی‌که میزان ناشاقولی از مقدار حداکثر ($\frac{۱}{۵۰۰}$ارتفاع طبقه) کمتر باشد، ضریب بار جانبی فرضی می‌تواند متناسب با آن کاهش یابد.

تبصره: کاربرد ملاحظات نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغیی مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید ملاحظات نواقص هندسی اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

در شکل زیر خلاصه کل تنظیمات نشان داده شده است:

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10

	Item	Value
01	Design Code **انتخاب آیین نامه**	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type **انتخاب سیستم باربر جانبی**	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor **ضریب اهمیت سازه**	1
06	Design System Rho **ضریب نامعینی سازه**	1
07	Design System Sds	1.05
08	Design System R **ضریب رفتار سازه**	5
09	Design System Omega0 **ضریب اضافه مقاومت**	3
10	Design System Cd **ضریب بزرگنمایی**	4
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method **روش تحلیل**	Direct Analysis
13	Second Order Method **روش انالیز مرتبه دوم**	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method **روش کاهش سختی**	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	0.9
19	Phi(Compression)	0.9
20	Phi(Tension-Yielding)	0.9
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	0.9
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	No
28	HSS Welding Type	ERW
29	Reduce HSS Thickness?	Yes
30	Consider Deflection?	Yes
31	DL Limit, L /	0
32	Super DL+LL Limit, L /	0
33	Live Load Limit, L /	360
34	Total Limit, L/	240
35	Total--Camber Limit, L/	240
36	Pattern Live Load Factor	0.75
37	Demand/Capacity Ratio Limit	1
38	Max Number of Auto Iterations	1

Item Description

Sds=1.05I or Sds=0

مقدار آن مهم نیست و تنها باید بزرگتر از ۳ باشد

کنترل یا عدم کنترل ضوابط لرزه ای

Explanation of Color Coding for Values

Blue: Default Value

Black: Not a Default Value

Red: Value that has changed during the current session

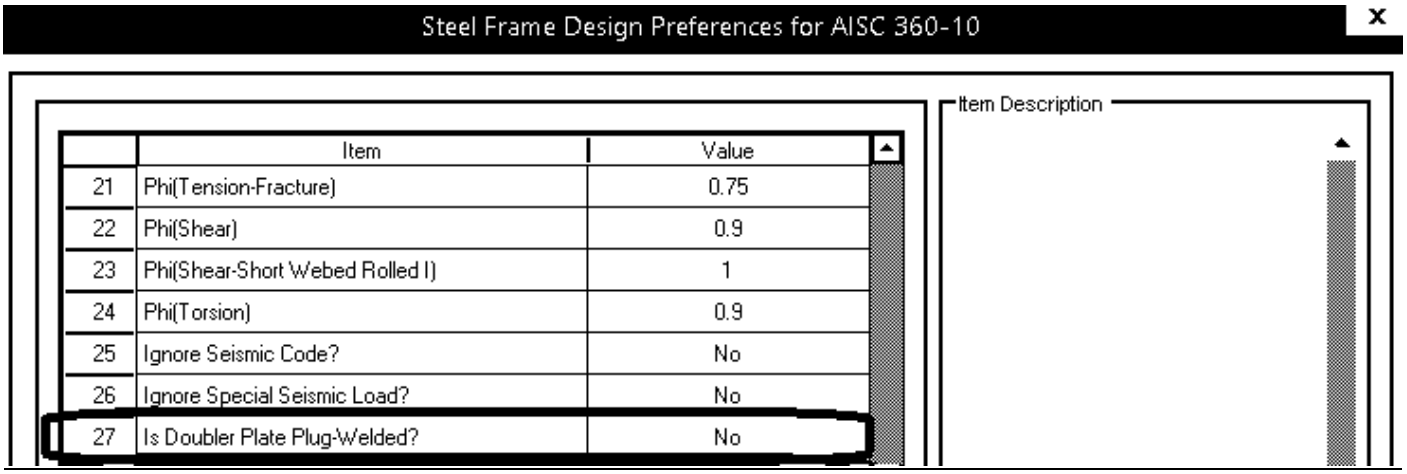
Set To Default Values: All Items | Selected Items

Reset To Previous Values: All Items | Selected Items

OK | Cancel

آیا ورق مضاعف جان (در صورت وجود) جوش انگشتانه دارد؟

- در ستونهای H شکل ایتبس می تواند ضخامت لازم برای ورق مضاعف جان را محاسبه کند (برای ستون باکس معمولا نیاز به ورق مضاعف جان نداریم و ایتبس هم کلا برای ستون باکس نرا محاسبه نمی کند)
- اگر قاب از نوع SMF باشد (شکل پذیری ویژه)، یک کنترل مضاعف بر روی ضخامت ورق مضاعف انجام می شود (بحث کمانش موضعی ورق). ایتبس باید بداند که آیا ورق مضاعف توسط جوش انگشتانه متصل می شود یا بدون جوش انگشتانه. در صورتی که سازه شکل پذیری متوسط باشد، این گزینه بی اثر خواهد بود.



	Item	Value
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	0.9
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	No

۱۰-۳-۸-۴ ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)

در صورت نیاز به تعبیهٔ ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف) در محل اتصال تیر به ستون، ورق‌های مضاعف علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

الف) اتصال ورق‌های مضاعف به بال ستون می‌تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد

ب) ورق‌های مضاعف باید به‌صورت متقارن و در ستون‌های H شکل باید در دو طرف جان و در ستون‌های قوطی شکل در دو وجه ستون به‌کار برده شوند.

پ) در مواردی‌که نیاز به تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی (ورق‌های پیوستگی) نباشد، بالا و پایین ورق‌های مضاعف باید حداقل ۱۵۰ میلی‌متر از بال فوقانی و تحتانی تیر فاصله داشته باشند.

ت) در صورت وجود ورق‌های پیوستگی، ورق‌های مضاعف می‌توانند در محل ورق‌های پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه به ورق‌های پیوستگی جوش شوند.

ث) در مواردی‌که ورق‌های مضاعف از جان ستون فاصله داشته باشند، این ورق‌ها باید به‌صورت متقارن و در یک سوم میانی فاصلهٔ بین مرکز صفحه جان ستون و نوک بال تیر تعبیه شود.

۱۰-۲-۹-۱۰-۹ پایداری ورق‌های چشمهٔ اتصال

ضخامت هر یک از ورق‌های واقع در چشمهٔ اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف) باید رابطهٔ زیر را برآورده نمایند.

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{۹۰} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۷)$$

که در آن:

t_z = ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)

d_z = عمق چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین ورق‌های پیوستگی می‌باشد.

w_z = پهنای چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین بال‌های ستون می‌باشد.

تبصره: در صورتی‌که ورق‌های تقویت چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)، با جوش انگشتانهٔ کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمهٔ اتصال به عنوان t_z منظور می‌گردد.

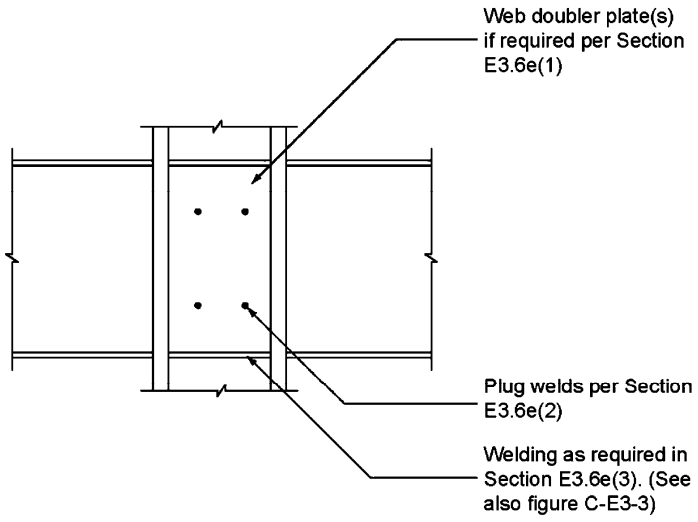
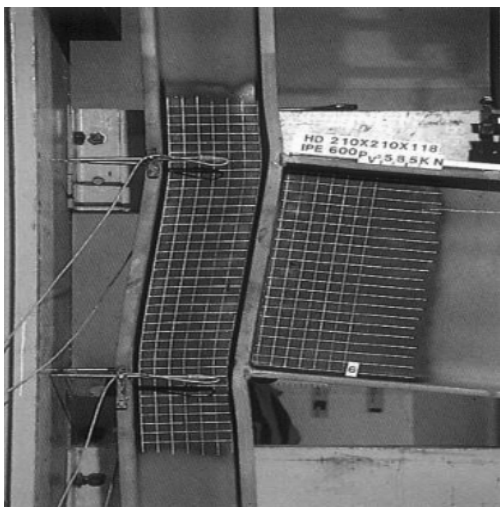
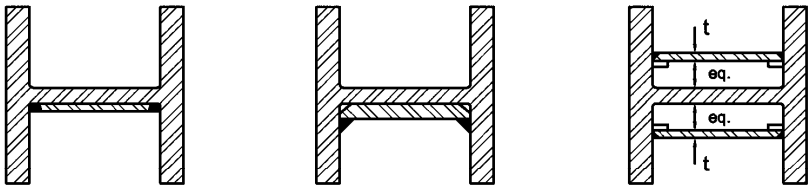


Fig. C-E3.2. Connecting web doubler plates with plug welds.





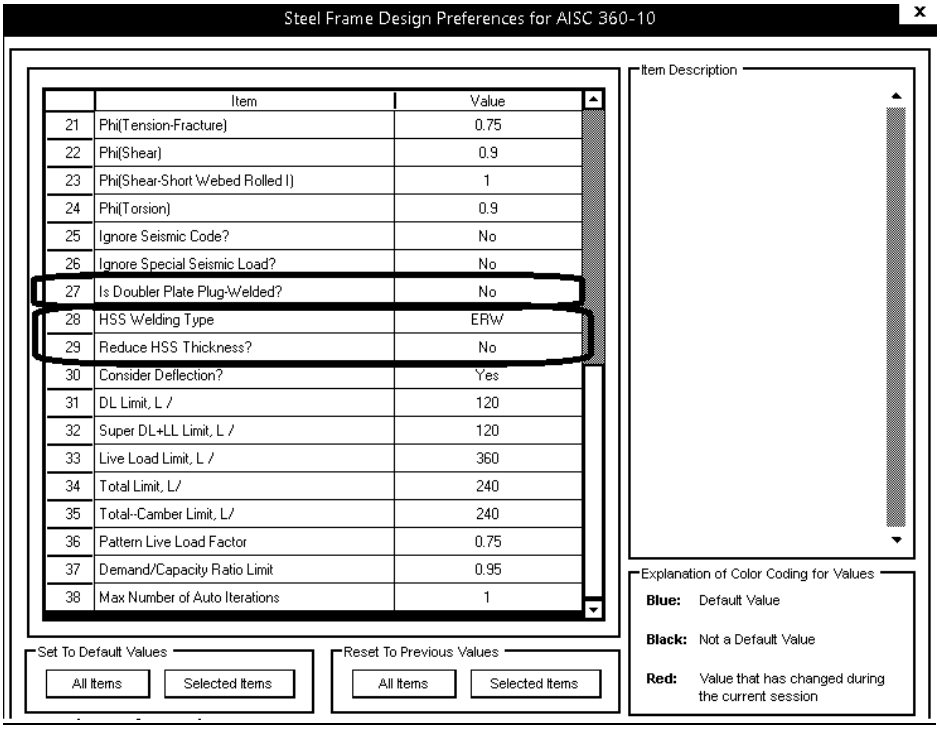
(a) Groove-welded (see k-area discussion, Commentary Sections A3.1 and D2.4)

(b) Fillet-welded (fillet weld size may be controlled by geometry, due to back-side bevel on web doubler plate)

(c) Pair of equal-thickness web doubler plates, groove-welded to column

AISC 341-10:

When doublers are used with continuity plates, they may be located between the continuity plates, or they may be extended above and below the continuity plates. There are different requirements for welding the plates depending on the various configurations described. Either a complete-joint-penetration groove-welded joint or a fillet-welded joint can be used as illustrated in Figure C-E3.3(a) and C-E3.3(b) respectively.



۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی‌شکل

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع قوطی شکل باید بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ با A_w=۲ht تعیین شود. که در آن:

t = ضخامت طراحی جان‌های مقطع قوطی‌شکل مساوی ۰/۹۳ برابر ضخامت اسمی جان‌ها برای مقاطع قوطی شکل با جوش قوس الکتریکی و مساوی ضخامت اسمی جان‌ها برای مقاطع قوطی شکل با جوش زیرپودری

۳-۳۴-۳ تعریف ترکیب بارهای طراحی بر اساس AISC360-10

خوشبختانه ترکیب بارهای طراحی سازه های فولادی در ویرایش سال ۹۲ مبحث ششم مطابق با ترکیب بارهای ASCE7-10 می باشد و بنابراین به راحتی می توان از ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار استفاده کرد. تنها تفاوت در ضریب بار باد می باشد که در ساختمانها معمولا بار باد حاکم نمی باشد.

در صورتی که بار باد حاکم باشد (مانند سوله ها) می توان در قسمت load case ضریب بار باد را به جای 1 برابر 1.4 تعریف کرد.

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

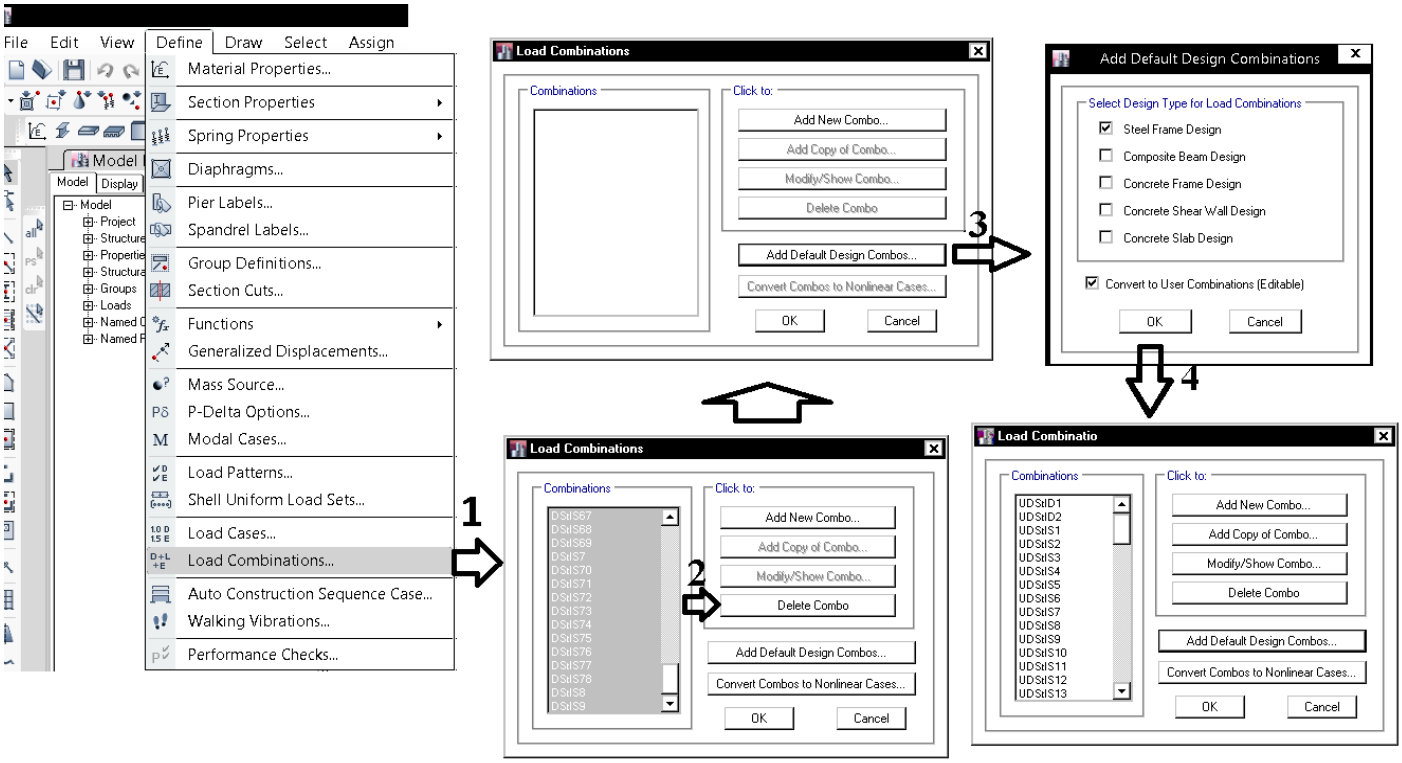
در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

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

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*, or *S* or *R*)**
3. **1.2*D* + 1.6(*L*, or *S* or *R*) + (*L* or 0.5*W*)**
4. **1.2*D* + 1.0*W* + *L* + 0.5(*L*. 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:

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:

- در صورت وجود فشار جانبی خاک، فشار آب زیرزمینی و یا فشار مواد انباشته شده، H، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

۱- اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱٫۶ در ترکیب بارها منظور شود،

۲- اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰٫۹ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرفنظر گردد.

۴- 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:

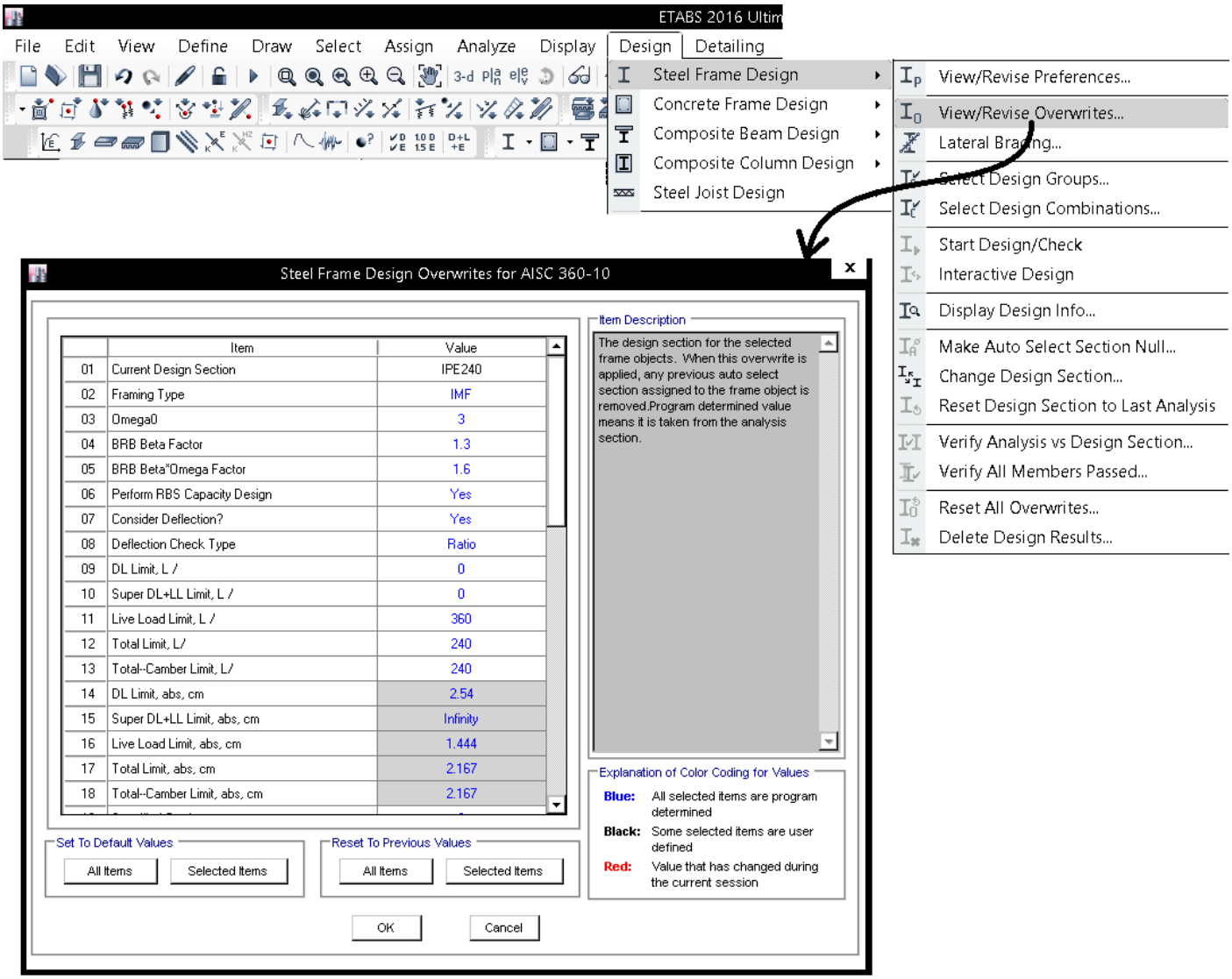
UDStlS1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NSX
UDStlS6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPAR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

۳-۳۴-۴ منوی Overwrite در اعضای فولادی

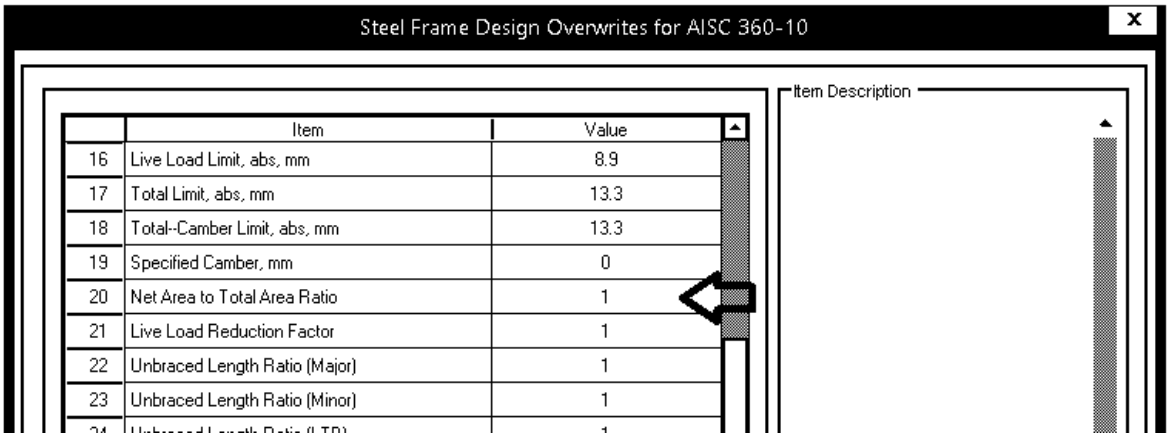
Preferences مشخصات عمومی کل سازه را تعیین می کند.

ولی در قسمت Overwrites ابتدا باید عضوی را انتخاب نمایید و سپس مشخصات آنرا در این قسمت تغییر دهید. به عبارت دیگر Overwrites به انتخاب شوندگان اثر می کند.

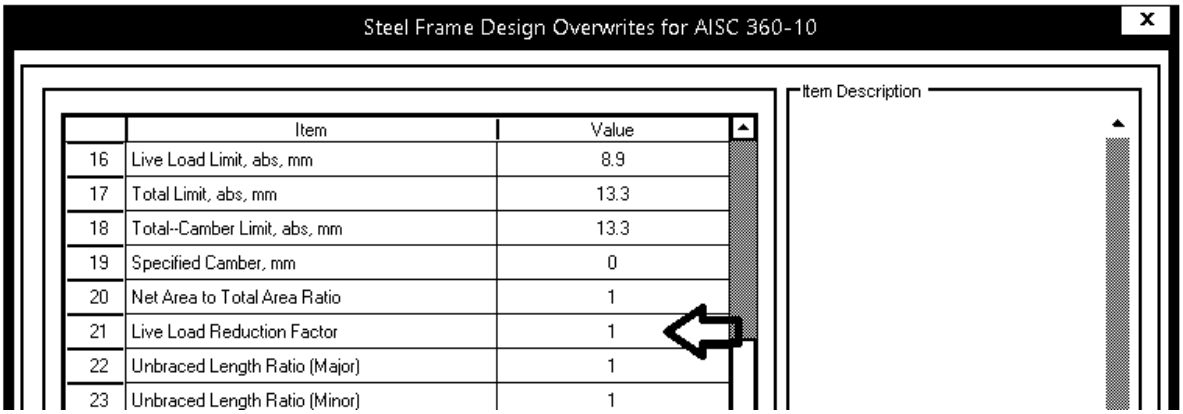
برای مثال ممکن است یک سازه در یک راستا قاب خمشی متوسط باشد و در راستای دیگر قاب ساده بادبندی شده باشد. در این حالت می توان در قسمت Preferences برای کل سازه IMF انتخاب شده باشد. سپس مهاربندها را انتخاب و از طریق Overwrites نوع سیستم آنها را به SCBF و یا OCBF تغییر داد.



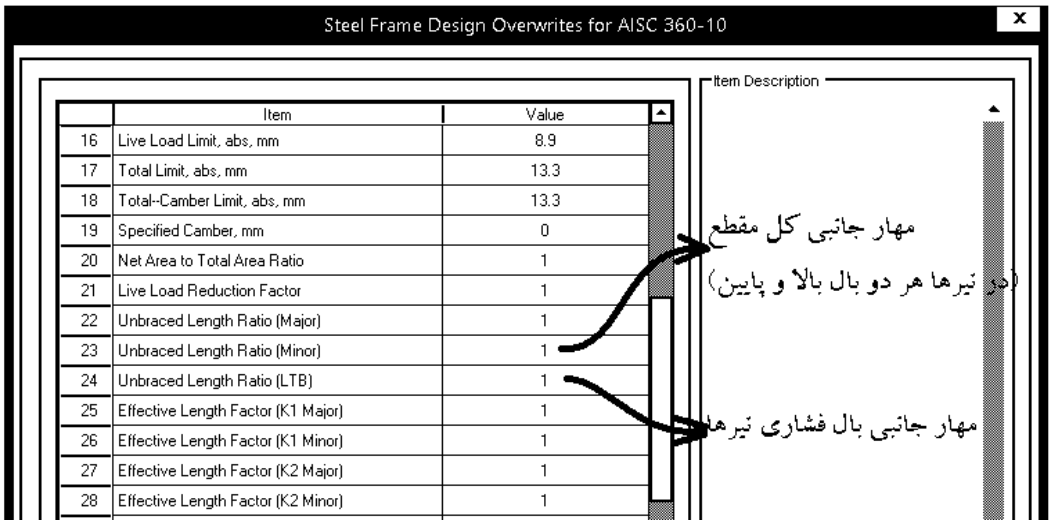
Net Area to Total Area Ratio: نسبت سطح مقطع خالص به سطح مقطع کل را مشخص می کند. در طراحی اعضای کششی این مقدار موثر است. در ابتدای طراحی معمولا دتایل اتصال مشخص نمی باشد و مقدار پیش فرض 1 در این قسمت دست نخورده باقی می ماند. پس از نهایی شدن طرح عضو کششی، طراحی اتصال آن باید دستی انجام شود.



ضریب کاهش بار زنده برای هر عضو جداگانه توسط نرم افزار محاسبه می شود و کاربر لازم نیست این قسمت را تغییر دهد.

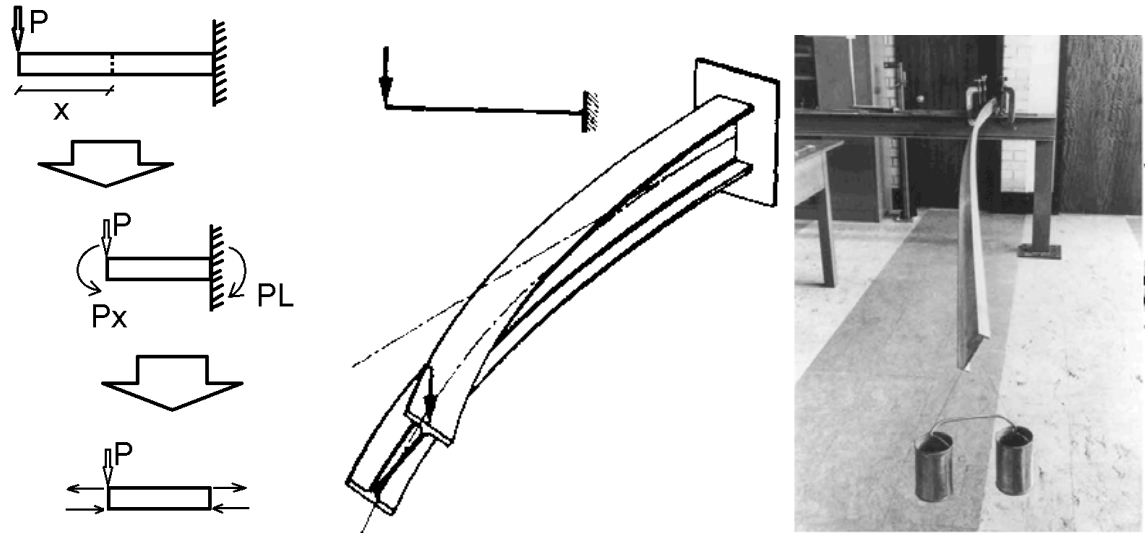


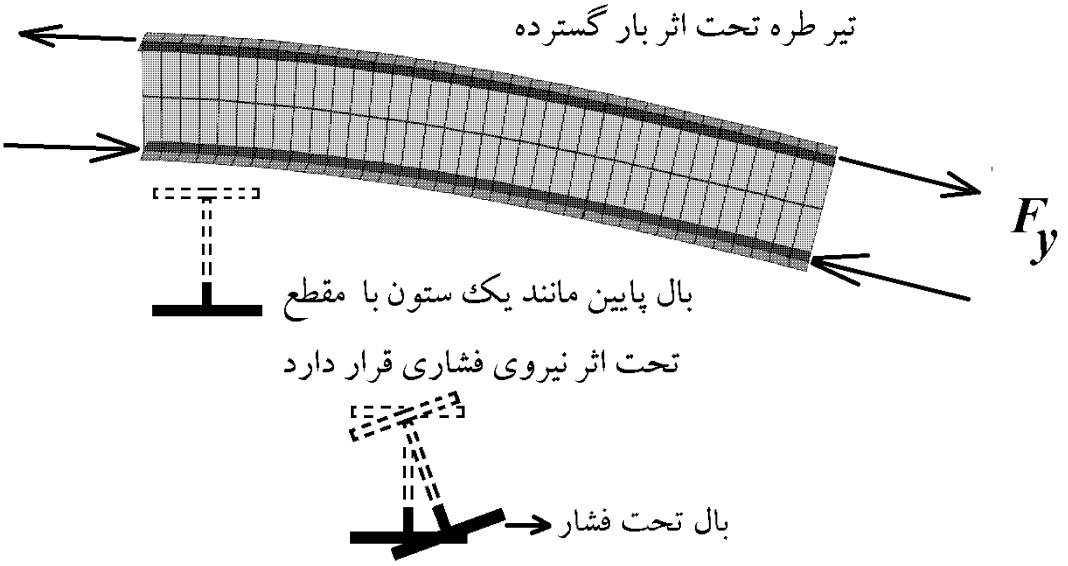
۳-۳۴-۵ مهار جانبی تیرها



	Item	Value
16	Live Load Limit, abs, mm	8.9
17	Total Limit, abs, mm	13.3
18	Total--Camber Limit, abs, mm	13.3
19	Specified Camber, mm	0
20	Net Area to Total Area Ratio	1
21	Live Load Reduction Factor	1
22	Unbraced Length Ratio (Major)	1
23	Unbraced Length Ratio (Minor)	1
24	Unbraced Length Ratio (LTB)	1
25	Effective Length Factor (K1 Major)	1
26	Effective Length Factor (K1 Minor)	1
27	Effective Length Factor (K2 Major)	1
28	Effective Length Factor (K2 Minor)	1

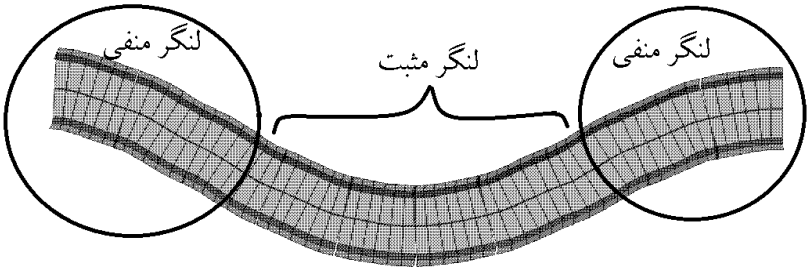
به شکل زیر توجه نمایید. تیر فاقد مهار جانبی بوده و تحت اثر خمش، کمانش پیچشی جانبی (Lateral Torsional Buckling) اتفاق افتاده است:



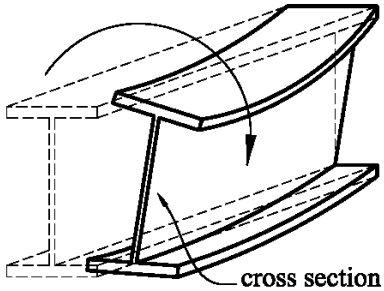


نیروی فشاری در بال فشاری موجب کمانش آن میشود

در تیرهای دوسرگیردار موقعیت بال فشاری بسته به لنگر وارد شده ممکن است در بالا و یا پایین مقطع باشد:



تیر دوسرگیردار تحت بار گسترده



در شکلهای زیر طراح توسط نبشی برای بال تحتانی تیرورق مهار جانبی ایجاد کرده است:





در شکل زیر هر دو بال بالا و پایین مهار شده اند:



به پرسش و پاسخ زیر در رابطه با تامین مهار جانبی توجه نمایید:

AISC

Engineering FAQs

4.3.1. What constitutes a lateral brace for a beam?

The designer may use one or both of two general options to provide a beam brace:

(1) brace the flange subject to compression directly or

(2) prevent twist of the cross section.

A direct brace may be provided for a primary member by a properly attached floor system itself or by a secondary framing member. Generally, a brace connection, such as the simple shear connection for an infill beam, that is located within the one-third depth of the beam web that is closest to the compression flange can be considered to provide a direct brace. If this is not the case, transverse stiffening can be provided to prevent twist and transfer the bracing effectiveness from a properly attached floor system to the compression flange.

A long-standing rule of thumb is to provide bracing for two percent of the compressive force in the flange or member being braced. Although it lacks an explicit consideration of the required bracing stiffness, this approximation is typically conservative. Note that the two percent rule applies only to compression members that are considered straight within ASTM tolerances. AISC Specification, Appendix 6, addresses requirements for stability bracing of beams and columns.

Yura, J.A. and T.A. Helwig, 2001 Lecture notes for SSRC/AISC seminar “Bracing for Stability”, AISC, Chicago, IL.

Yura, J.A, 2001, “Fundamentals of Beam Bracing,” Engineering Journal, Vol. 38, No. 1, (1st Qtr.), pp. 11-26, AISC, Chicago, IL.

last modified 1 January 2006

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.

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

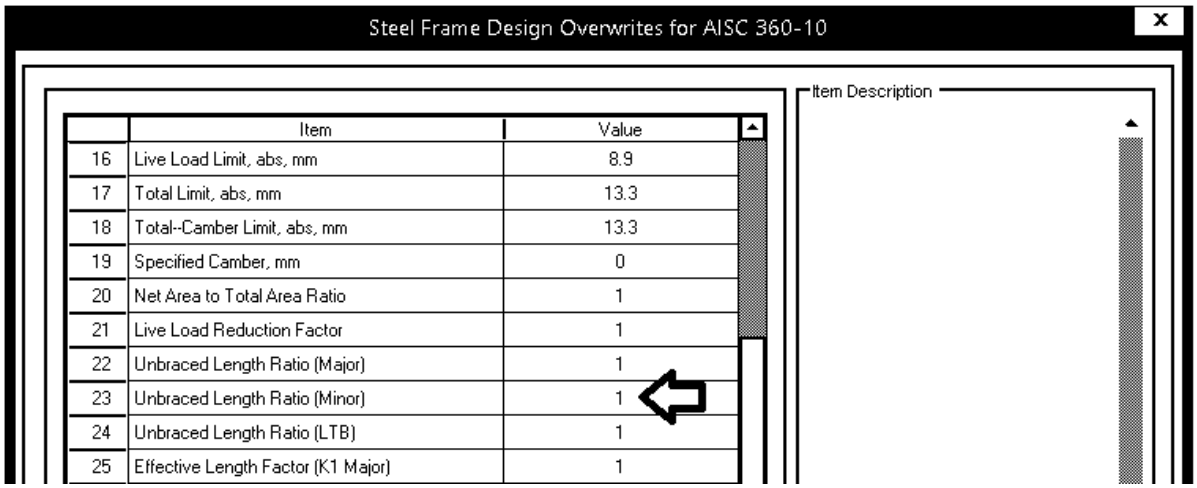
که در آن:

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.

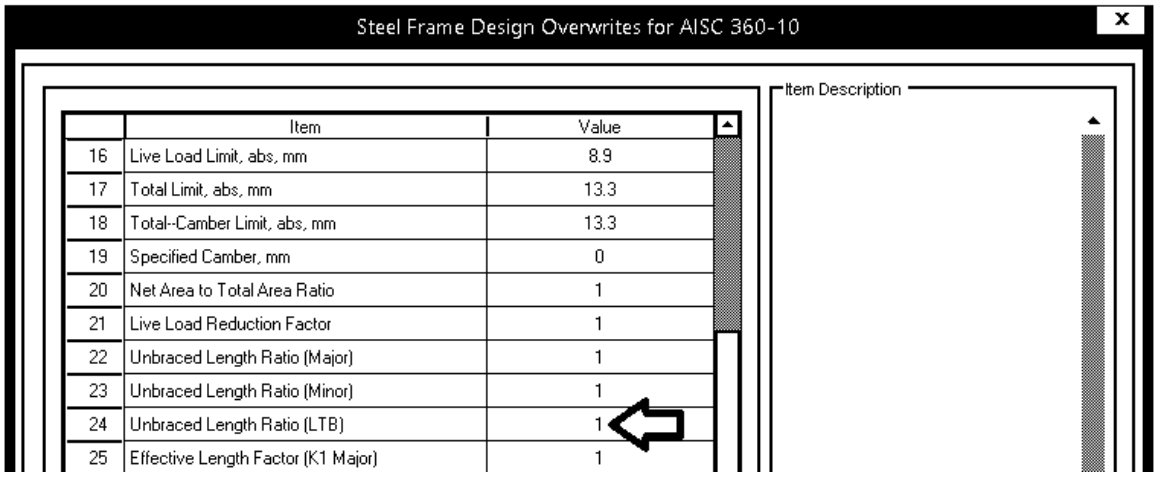
- All beams and columns are required to be Seismically Compact (AISC SEISMIC 9.4a, 8.2b, Table I-8-1). The limits of the width-thickness ratio, λ_{ps}, has been presented in this manual in Table 4-1. If these criteria are satisfied, the section is reported as SEISMIC as described earlier under the "Classification 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.



در چه تیرهایی باید این ضرایب را تغییر داد؟

- اگر طراح مطمئن باشد که "هر دو بال" تیر مهار جانبی دارند، می تواند از طریق ضریب فوق فواصل انها را مشخص کند.
- در مواردی که تیرچه هایی عمود بر تیرورق به جان آن متصل شده است (و تیرچه دو سوم عمق تیرورق را پوشش داده است) و یا اینکه بال پایین به صورت مستقیم توسط نبشی مهار شود (به شکلهای صفحات قبل رجوع کنید) و از طرفی بال فوقانی توسط بتن سقف مهار شده باشد، می توان ادعا کرد که هر دو بال مهار جانبی دارند.
- در مواردی که سقف از نوع تیرچه بلوک است و ارتفاع تیرچه ها دو سوم عمق تیر قاب خمشی را پوشش می دهند (مهار می کنند)، می توان فرض کرد که هر دو بال مهار جانبی دارند.
- در تیرهای دوسرمفصل (که در زلزله مشارکت ندارند) و از نوع OMF تعریف شده اند، تغییر این ضریب تاثیری ندارد.

در تیرهایی که بال "فشاری" مقطع مهار جانبی داشته باشد، می توان این ضریب را کاهش داد:

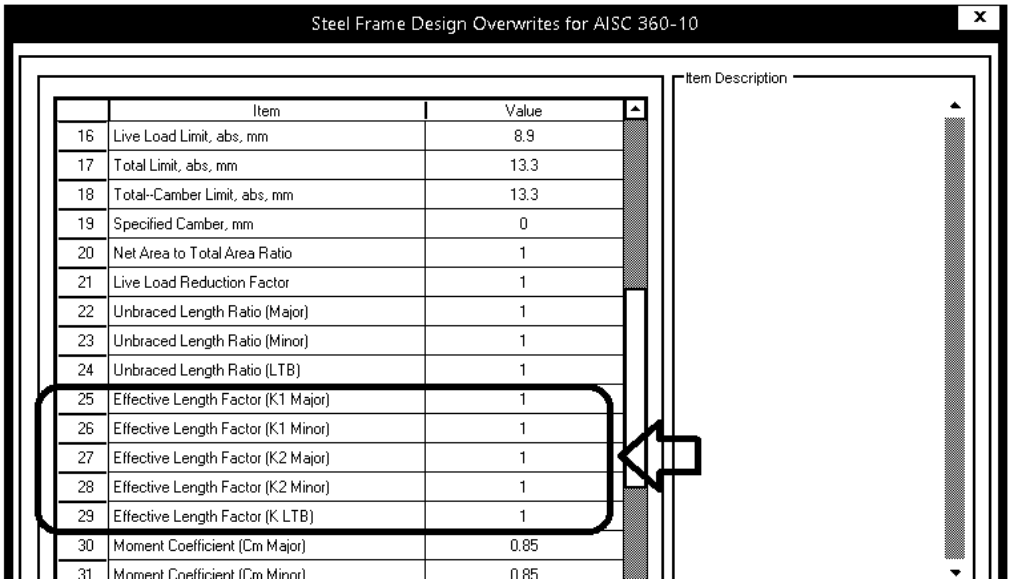


	Item	Value
16	Live Load Limit, abs, mm	8.9
17	Total Limit, abs, mm	13.3
18	Total--Camber Limit, abs, mm	13.3
19	Specified Camber, mm	0
20	Net Area to Total Area Ratio	1
21	Live Load Reduction Factor	1
22	Unbraced Length Ratio (Major)	1
23	Unbraced Length Ratio (Minor)	1
24	Unbraced Length Ratio (LTB)	1
25	Effective Length Factor (K1 Major)	1

- این ضریب برای تمامی تیرها (حتی آنهایی که OMF هستند) تاثیر دارد. مقاومت خمشی مقطع بر اساس طول مهار نشده بال فشاری تعیین می شود. بنابراین تغییر این ضریب می تواند در مقاومت خمشی تیرهای فولادی موثر باشد.
- در تیرهای دوسرمفصل (که خمش منفی ندارند) "اگر بال فوقانی توسط سقف مهار شده باشد" می توان مقدار LTB را عددی نزدیک به صفر وارد کرد.
- در تیرهای دوسرمفصل که به سقف متصل نیستند، اجازه نداریم این ضریب را تغییر دهیم.
- در تیرهای دوسرگیردار که به سقف متصل نیستند، اجازه نداریم این ضریب را تغییر دهیم.
- در تیرهای دوسرگیردار که به سقف متصل هستند، بال فوقانی دارای مهار جانبی محسوب می شود ولی با توجه به اینکه در تیرهای دوسرگیردار لنگر منفی نیز داریم، بال تحتانی مقطع می تواند بال فشاری محسوب شود. در این صورت تنها زمانی اجازه داریم LTB را کاهش دهیم که برای بال تحتانی نیز مهار مهیا شده باشد.
- نقطه عطف تیرهای دوسرگیردار، مهار جانبی محسوب نمی شود. تحت بار ثقلی و یا زلزله حداقل یک نقطه عطف در تیرهای دوسرگیردار داریم. ممکن است طراح با توجه به این این موضوع، مقدار LTB را برای تیرهای دوسرگیردار برابر 0.5 و یا عددی کمتر وارد کند که چنین اجازه ای ندارد.

تمامی نکاتی که برای مهار هر دو بال در صفحه قبل اشاره شد برای LTB نیز برقرار است.

از آنجا که روش "آنالیز مستقیم" را برای تحلیل انتخاب کرده ایم، تمامی ضرایب زیر باید برابر یک باشند. خود نرم افزار آنها را برابر یک منظور می کند و نیازی به تغییر آنها نیست.

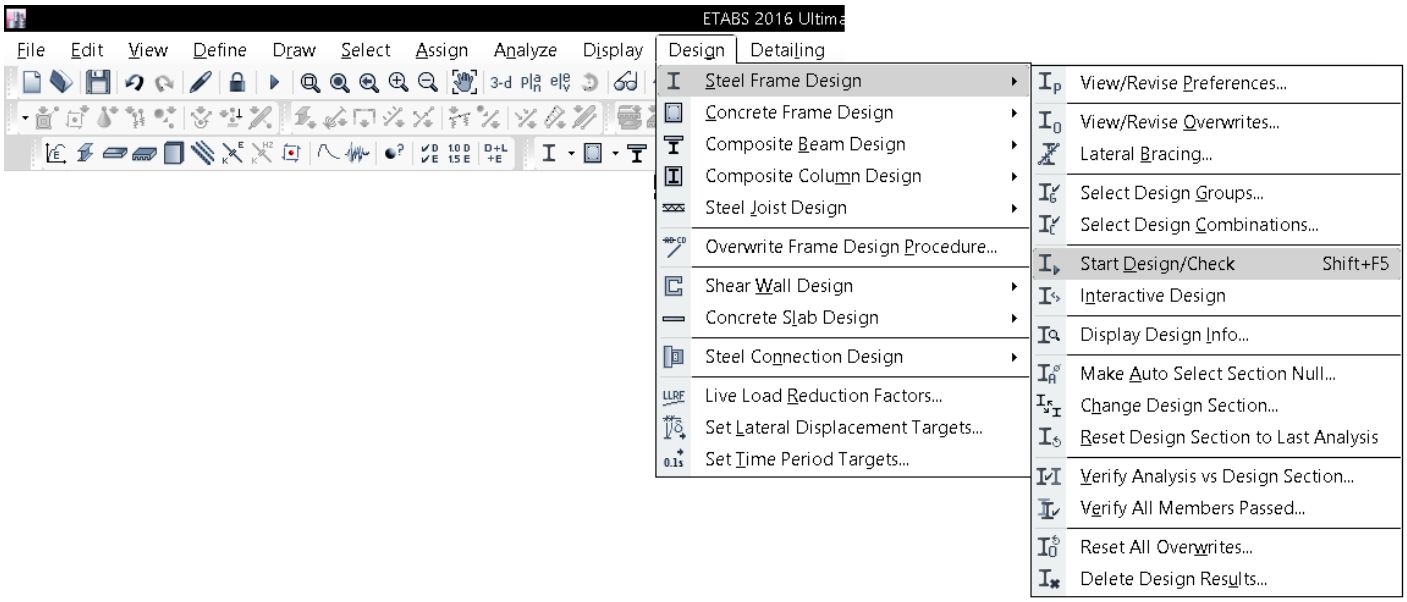


	Item	Value
16	Live Load Limit, abs, mm	8.9
17	Total Limit, abs, mm	13.3
18	Total--Camber Limit, abs, mm	13.3
19	Specified Camber, mm	0
20	Net Area to Total Area Ratio	1
21	Live Load Reduction Factor	1
22	Unbraced Length Ratio (Major)	1
23	Unbraced Length Ratio (Minor)	1
24	Unbraced Length Ratio (LTB)	1
25	Effective Length Factor (K1 Major)	1
26	Effective Length Factor (K1 Minor)	1
27	Effective Length Factor (K2 Major)	1
28	Effective Length Factor (K2 Minor)	1
29	Effective Length Factor (K LTB)	1
30	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
31	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85

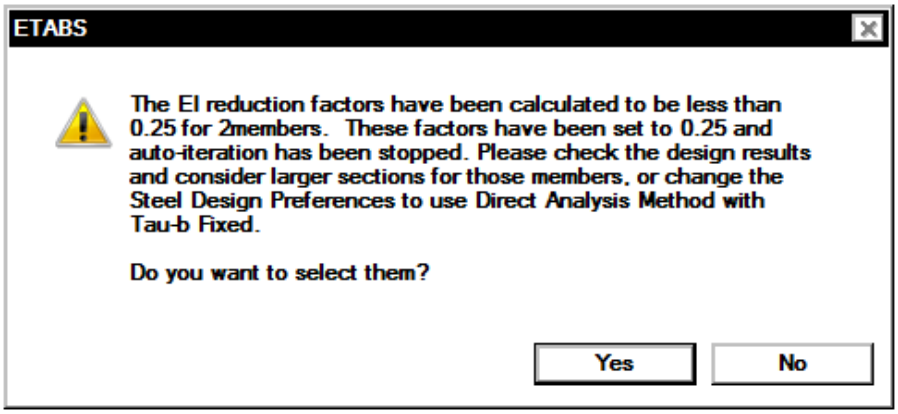
Direct Analysis Method

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.

۳-۳۴-۶ طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج



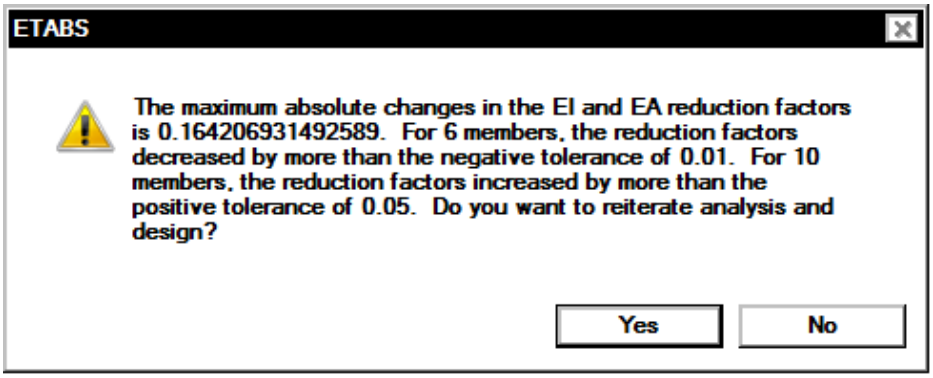
پس از طراحی ممکن است با پیغام زیر مواجه شوید:



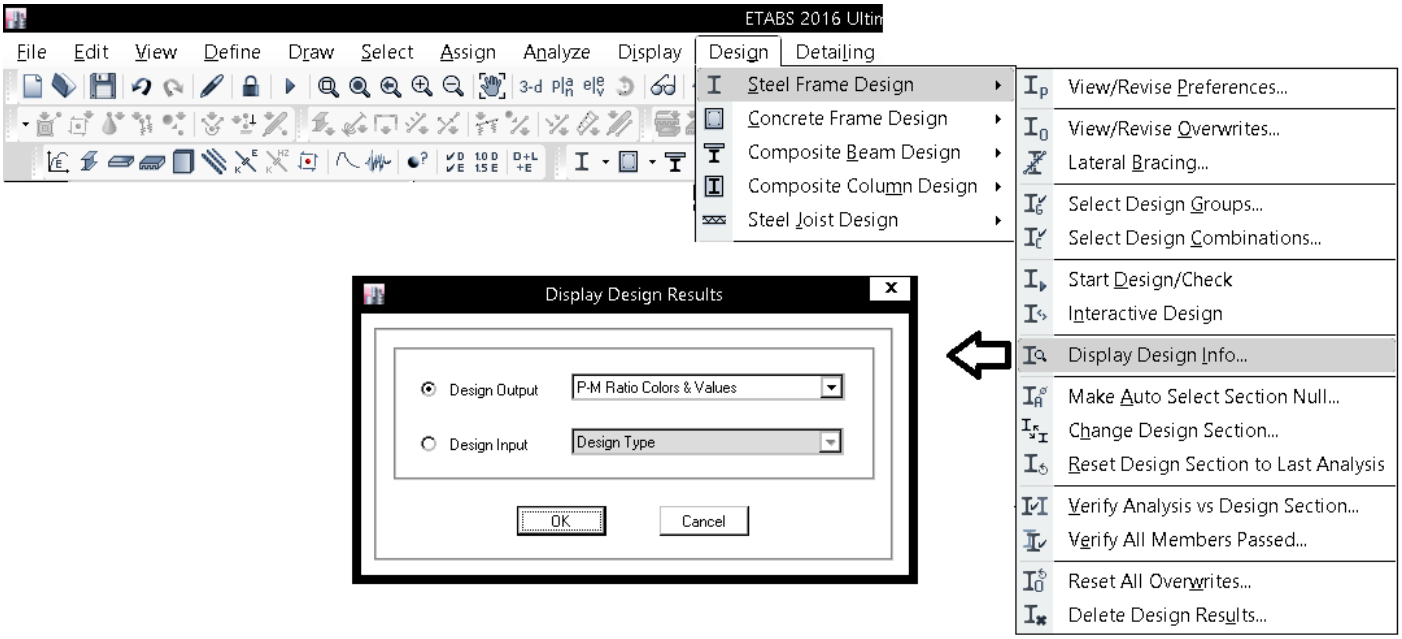
اگر عضوی بیش از اندازه ضعیف باشد (نسبت به بارهای وارد بر آن) در این صورت ضریب کاهش سختی آن (Tau-b) عددی نزدیک به صفر بدست می آید. در اینگونه موارد پیغام فوق نمایش داده می شود. اگر Yes را انتخاب نمایید، عضو یا اعضایی که بیش از اندازه ضعیف هستند انتخاب می شوند.

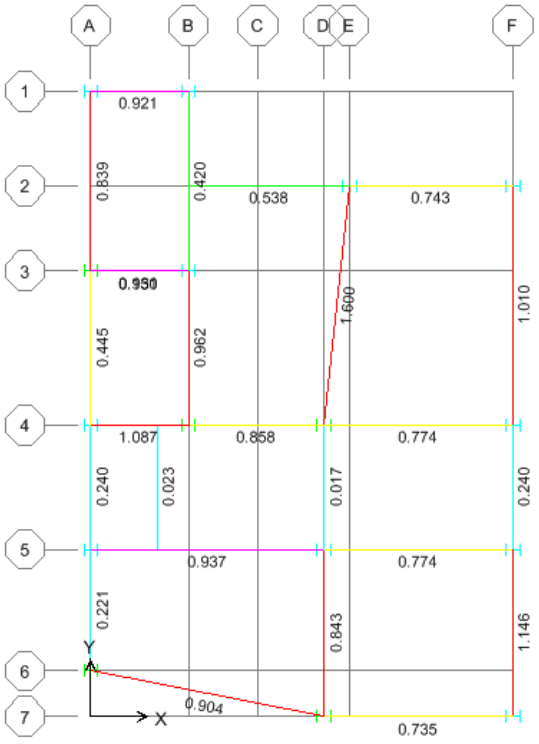
در صورت استفاده از روش Tau-b Variable پس از طراحی اولیه با پیغام زیر مواجه خواهید شد.

این پیغام گزارشی از میزان تغییر سختی ها ارائه می کند. با توجه به تغییر سختی اعضا بهتر است تحلیل سازه مجددا با سختی های اصلاح شده تکرار شود. اگر Yes را انتخاب نمایید، تحلیل سازه با سختی های جدید تکرار می شود.

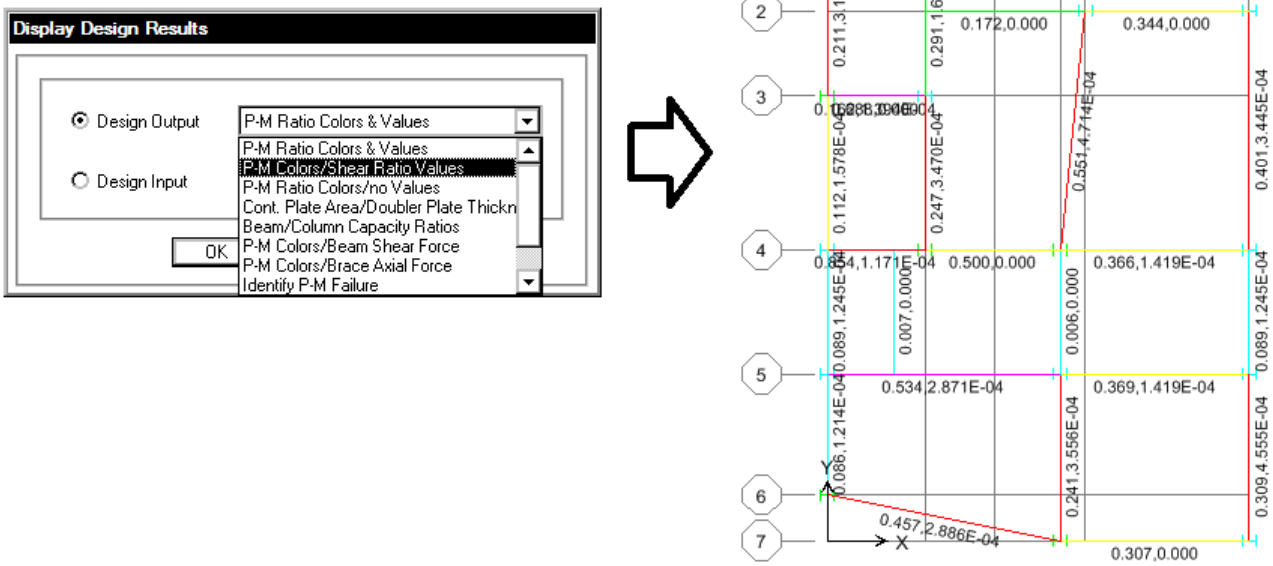


نسبت تنش ناشی از خمش و نیروی محوری اعضا را می توان از طریق منوی زیر مشاهده کرد:





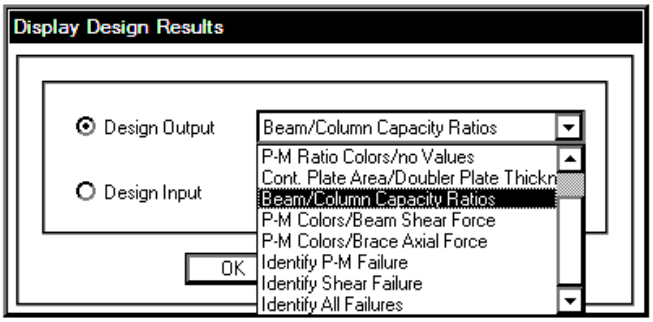
نسبت تنش ناشی از برش در اعضا را می توان به صورت زیر مشاهده کرد:

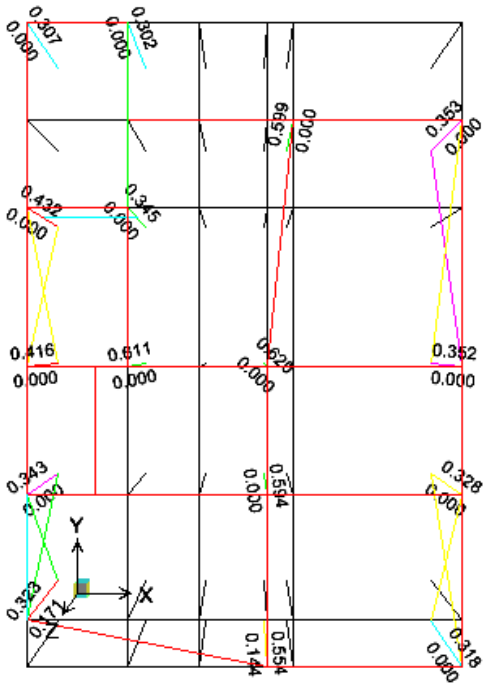


۳-۳۴-۷ کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر

کنترل این نسبت تنها در سازه های با قاب خمشی ویژه (SMF) انجام می شود.

کنترل این ضابطه متاسفانه تنها برای ستونهای H شکل انجام می شود. در صورتی که مقطع ستون باکس باشد و یا مقاطع آنها توسط section designer تعریف شده باشد، این ضابطه کنترل نمی شود.





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.

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

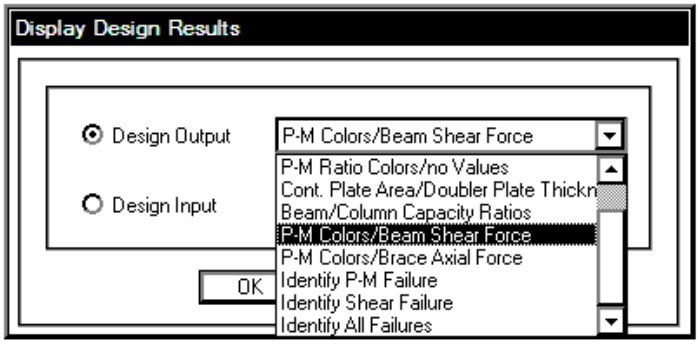
که در آن:

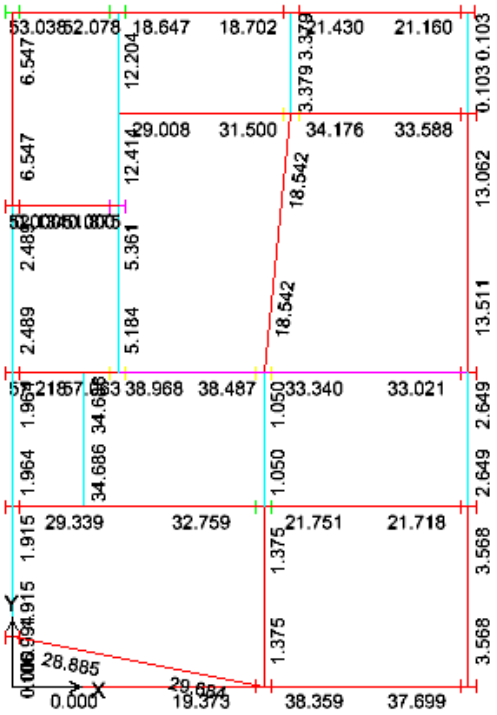
$\sum M^*_{pc}$= مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطهٔ زیر:

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

$\sum M^*_{pb}$= 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).

۳-۳۴-۸ برش طراحی لرزه ای





- برش دو انتهای تیر بر فرض Sh=0 محاسبه می شود (تقریبی می باشد)
- در صورتی که تیر از نوع SMF باشد، مقدار فوق بر اساس روابط زیر محاسبه می شود:

$$V_u = \frac{CM_{pb}}{L_h} + V_{DL} + V_{LL} \text{ (LRFD)}, \qquad \text{(AISC SEISMIC E3.6d, ASCE 2.3.2-5)}$$

where,

V = Shear force corresponding to END I or END J or beam

C = 0 if beam ends are pinned, or for cantilever beam
= 1 if one end of the beam is pinned
= 2 if no ends of the beam are pinned

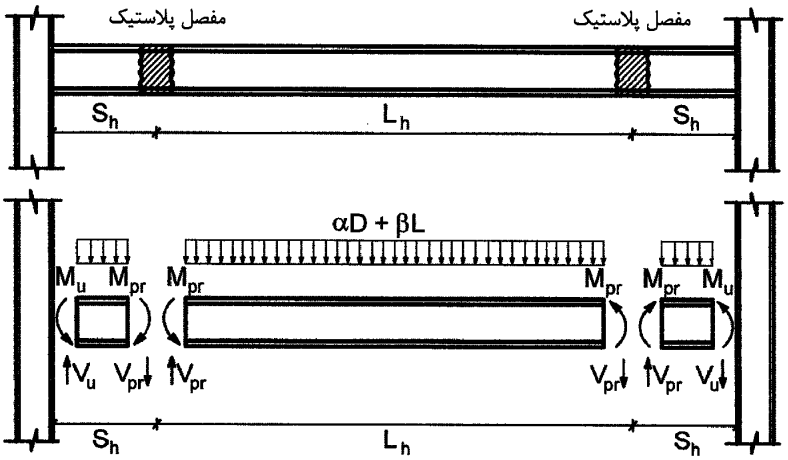
M_{pb} = Plastic moment capacity of beam = $1.1 R_y M_p$

L_h = Clear length of the beam

V_{DL} = Absolute maximum of the calculated beam shears at the corresponding beam ends from the factored dead load only

V_{LL} = Absolute maximum of the calculated beam shears at the corresponding beam ends from the factored live load only

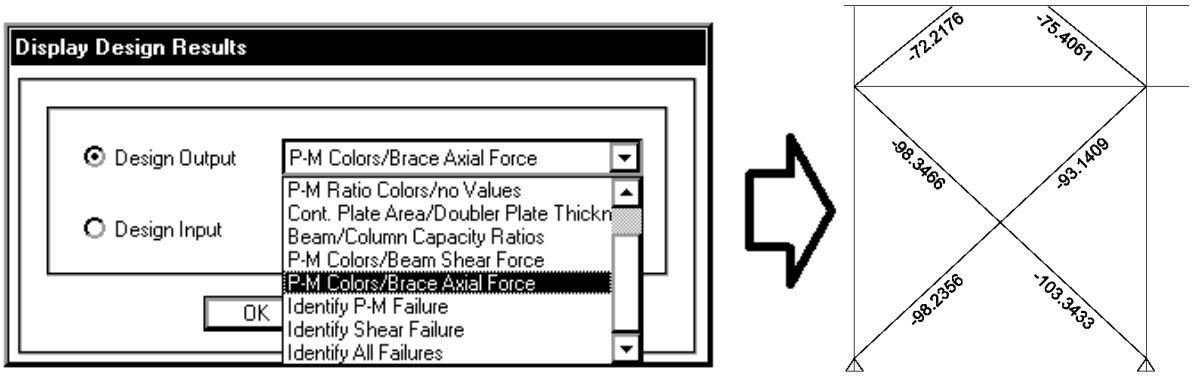
- اگر تیر IMF باشد، بر اساس حداقل دو مقدار حاصل از روابط فوق و مقدار حاصل از ترکیب بار ویژه لرزه ای محاسبه می شود.



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

۳-۳۴-۹ نیروی محوری مهاربند جهت طراحی اتصال

توجه شود که ابتدا باید Frame type اعضای مهاربند را به نوع OCBF یا SCBF 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.

اتصال بادبند را می توان بر اساس نیروهای فوق طراحی کرد. قبل از استخراج نیروها باید مطمئن شوید که مقادیر Ω_0 و R_y برای بادبند صحیح وارد شده باشد.

- For SCBF, the bracing connection force is taken as the minimum of the two values (AISC SEISMIC F2.6c):
  (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 F2.6c(1)(a)).
  (b) The maximum load effect of the *amplified seismic load combination* (AISC SEISMIC F2.6c(1)(b)).

  Note that the required bracing connection force for the required compressive strength of the brace based on limit state of buckling that is equal to $1.1R_yP_n$ (LFRD) or $(1.1/1.5)R_yP_n$ (ASD), as appropriate (AISC SEISMIC F2.6c(2)), is always less than the corresponding value considered in case (a). So this limit state is not considered.
- 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)).

در بادبندهای با شکل پذیری ویژه باید جزئیات خاصی در نظر گرفته شود:

۱۰-۳-۱۱-۳ اتصال مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها، شامل اتصال تیر به ستون اگر بخشی از سیستم مهاربندی باشد، باید به شرح زیر در نظر گرفته شوند.

الف) مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید حداقل برابر $R_yF_yA_g$ باشد.

ب) مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید حداقل ۱/۱ برابر $F_{cre}A_g$ ۱/۱۴ باشد.

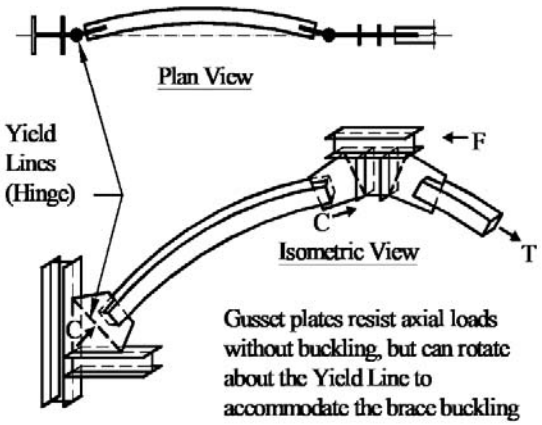
پ) سازگاری اتصال با کمانش مهاربندی‌ها

به منظور سازگاری اتصال با کمانش مهاربندی‌ها، اتصالات مهاربندی‌ها باید یکی از الزامات زیر را برآورده نمایند.

(۱) اتصال اعضای مهاربندی باید دارای مقاومت خمشی مورد نیاز حداقل برابر R_yM_p ۱/۱ باشد که در آن، M_p لنگر خمشی پلاستیک مقطع عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی مقطع است.

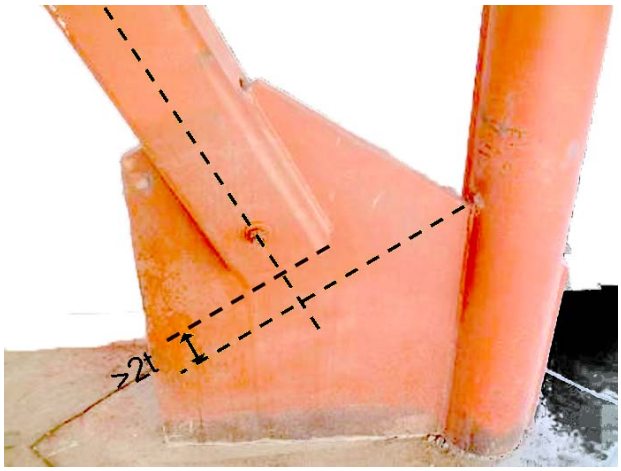
(۲) سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحهٔ مهاربندی از طریق مهیا نمودن شرایط کمانش بحرانی مهاربندی در خارج از صفحهٔ قاب و قطع مهاربندی به اندازهٔ دو برابر ضخامت صفحهٔ اتصال (۲t) قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال (خط آزاد خمش). در این مبحث رعایت ضابطهٔ تکمیلی خاصی برای کنترل کمانش لبهٔ آزاد ورق اتصال الزامی نیست.

در بندهای (الف) و (ب)، پارامترهای R_y ، F_y ، A_g ، F_{cre} همان تعاریفی هستند که در بند ۱۰-۳-۱۱-۲ به کار گرفته شده‌اند.



Out-Of-Plane Buckling of Braces





۳-۳۵ دریفت

علت کنترل دریفت (BUNGALE S. TARANATH Ph.D., S.E.):

Drift is generally defined as the lateral displacement of one floor relative to the floor below. Drift control is necessary to **limit damage to interior partitions, elevator and stair enclosures, glass, and cladding systems**. Stress or strength limitations in ductile materials do not always provide adequate drift control, especially for tall buildings with relatively.

۳-۳۵-۱ کنترل جابجایی نسبی طبقات در سازه های بتنی

۱- محاسبه دوره تناوب تحلیلی سازه

یک فایل جدید (تحت عنوان Period.edb) 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).این ضرایب بر اساس تبصره زیر انتخاب شده اند:

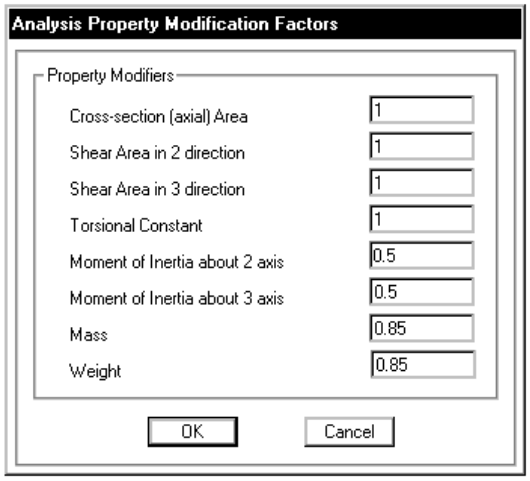
۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن‌آرمه

در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن‌آرمه اثر ترک‌خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

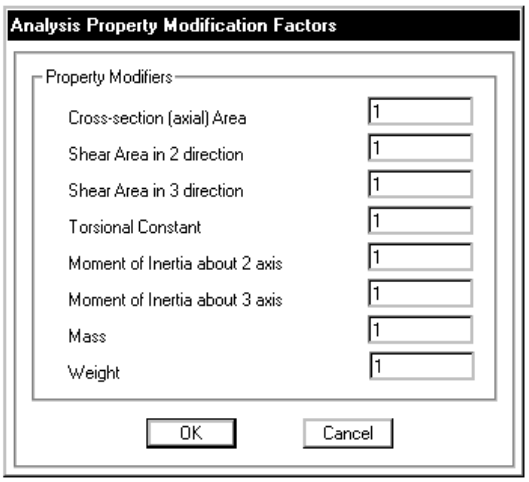
- **در تیرها** $I_e = 0.5I_g$
- **درستون‌ها و دیوارها** $I_e = I_g$

قابهای خمشی بتنی مهارشده و مهارنشده جهت تعیین دوره تناوب سازه (ضریب 0.85 برای جرم ووزن تیرها مربوط به وزن مشترک دال و تیر است و می توان در جهت اطمینان به جای 0.85 آنها را برابر یک منظور نمود:

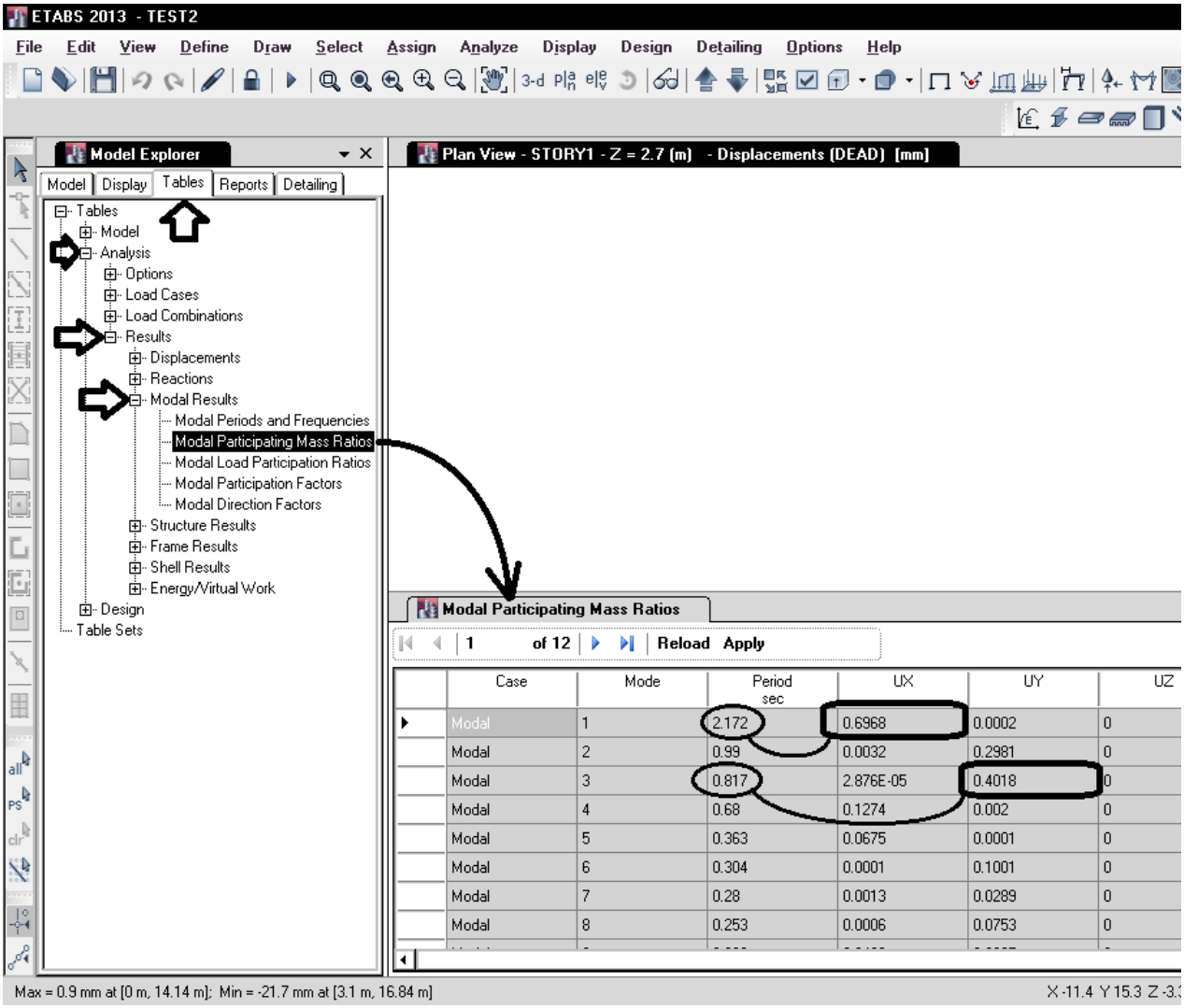
Beam



Column



پس از انجام آنالیز مدل جدید (فایل Period)، دوره تناوب تحلیلی سازه مطابق شکل زیر بدست می آید:



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.

۲- محاسبه ضریب زلزله بر اساس دوره تناوب تحلیلی حاصل از ETABS:

در فایل Excel زیر مقادیر دوره تناوب را برای دو جهت وارد نمایید تا ضرایب زلزله C-drift و K-drift در هر دو جهت محاسبه شوند.

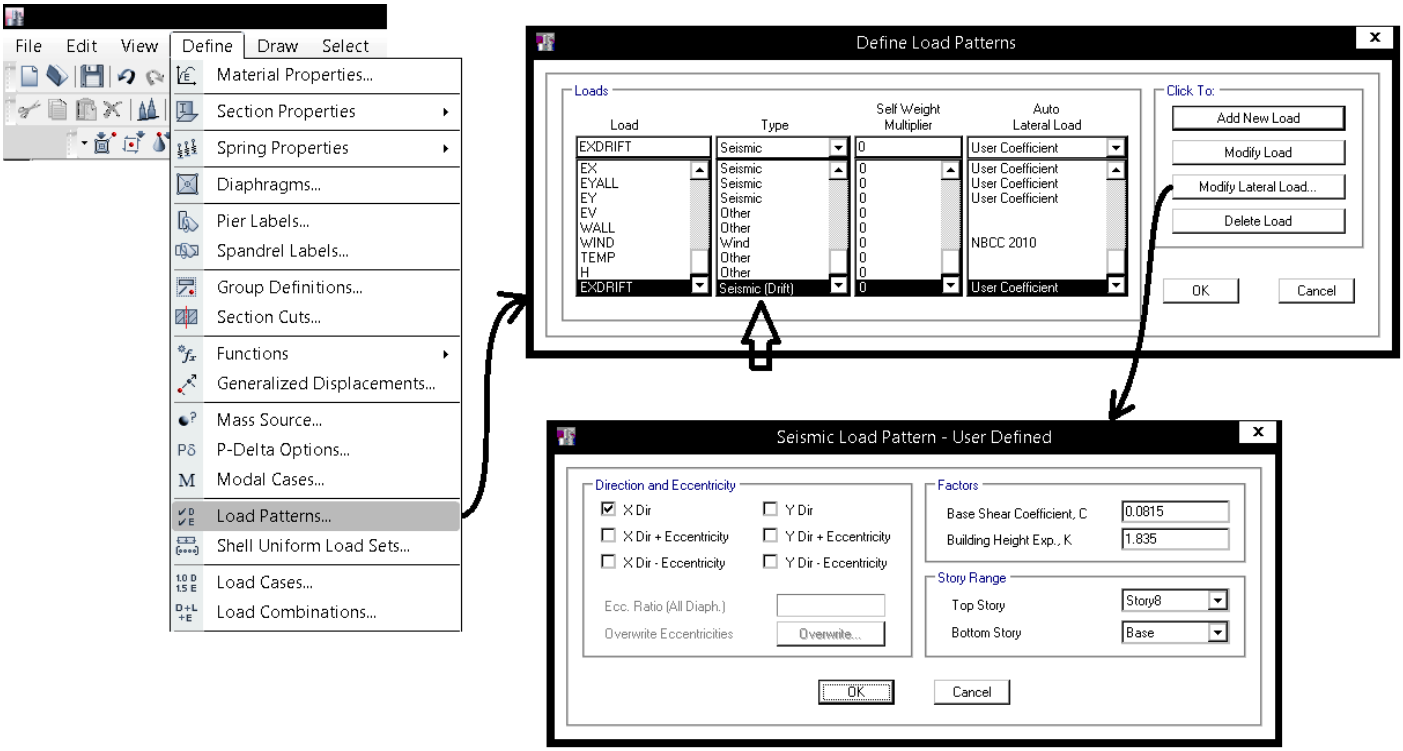
وبسایت:	www.hoseinzadeh.net	
کانال:	https://telegram.me/hoseinzadehasl	
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	24	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	III	
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	سیستم دوگانه
Ru=	5	6
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	2.17	0.82
T_0=	0.15	0.15
Ts=	0.7	0.7
S0=	1.1	1.1
S=	1.75	1.75
T= Min (تحلیلی ، 1.25تجربی)	1.09	0.68
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.08307	1.00000
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.76344	2.75000
B=B1*N=	1.90993	2.75000
C-min=0.12*A*I=	0.0420	0.0420
C=A.B.I/R=	0.1337	0.1604
*k=0.5*T+0.75=*	1.2958	1.0889
C_{DRIFT} =	0.081410988	0.140855008
K_{DRIFT} =	*1.836*	*1.1585*

۳- تعریف زلزله دریفت در "فایل اصلی":

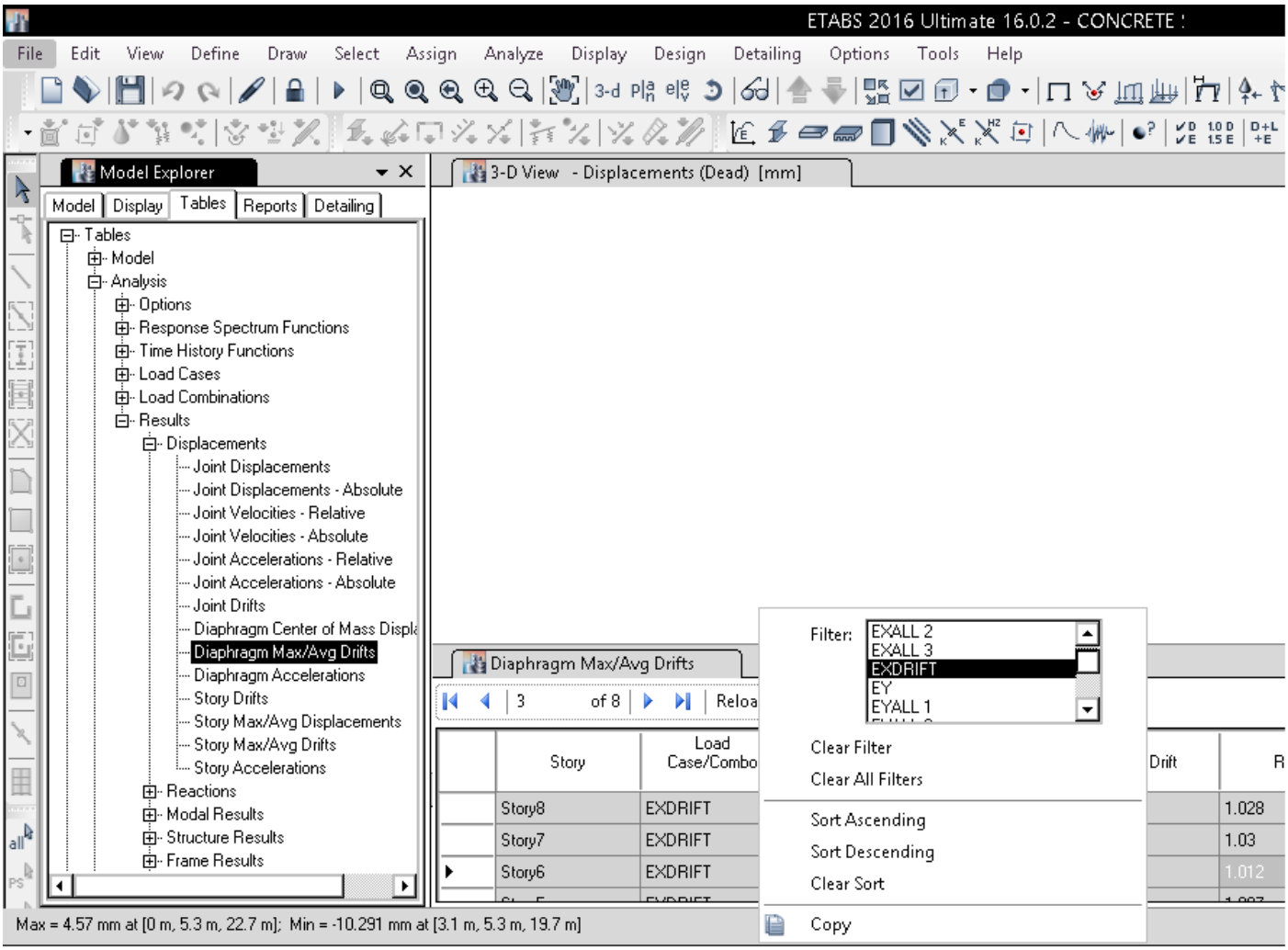
در "سازه اصلی" نیروهای EXdrift و EYdrift را بر اساس C_{DRIFT} و K_{DRIFT} در جدول فوق تعریف نمایید.

برای تعریف زلزله EXDRIFT و نیز EYDRIFT باید از Seismic drift استفاده شود.

علت: در صورت استفاده از Seismic drift به جای Seismic، نیروهای تعریف شده در ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار ظاهر نمی شوند و ایتبس در طراحی اعضا از آنها استفاده نمی کند.



۴- پس از تحلیل "سازه اصلی" جابجایی مرکز طبقات از قسمت زیر استخراج شود:



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 (۳-۵-۲) 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 نیز صرف‌نظر کرد.

پس از انتقال اطلاعات به Excel تغییر مکان نسبی طبقات مطابق شکل زیر محاسبه می شود:

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts									
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
							m	m	m
Story8	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.001689	0.001643	1.028	10	3.1	14.14	22.7
Story7	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.002792	0.002711	1.03	27	1.6498	0	19.7
Story6	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.004099	0.004049	1.012	18	13.4	0	16.3
Story5	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.005435	0.005396	1.007	18	13.4	0	12.9
Story4	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.006517	0.006487	1.005	27	1.6498	0	9.5
Story3	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.007058	0.007009	1.007	27	1.6498	0	6.1
Story2	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.006619	0.006289	1.052	27	1.6498	0	2.7
Story1	EXDRIFT	Diaph D1 X	0.006097	0.006048	1.008	18	13.4	0	-0.1

- طبق آیین نامه، برای سازه هایی که پیچش ندارند، می توان جابجایی نسبی مرکز جرم طبقات را معیار قرار دارد.
- دریفت **مرکز جرم طبقه** تقریبا با دریفت میانگین طبقه (Avg Drift) برابر می باشد و بنابراین می توان از ستون Avg Drift استفاده نمود.
- اگر سازه دارای **نامنظمی پیچشی** باشد، به جای مرکز جرم باید دریفت **لبه های کناری** سازه منظور شود. در این صورت باید به جای Avg Drift از Max Drift استفاده نمود.

0.007009 جابجایی نسبی طبقه سوم در راستای x می باشد و بنابراین (با توجه به اینکه سازه بیش از ۵ طبقه می باشد) باید رابطه زیر ارضا شود:

$$C_d \times 0.007009 < 0.02$$

مقدار Cd بر اساس جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی متوسط بتنی برابر 4.5 می باشد. بنابراین خواهیم داشت:

$$0.007009 < \frac{0.02}{C_d} \quad \rightarrow \quad 0.007009 \nleq 0.00444$$

- سازه فوق از لحاظ دریفت مشکل دارد و باید با افزایش ابعاد اعضای سازه و افزایش سختی، مقدار دریفت را کاهش داد.
- در محاسبه دریفت، زلزله EXDRIFT و EYDRIFT نباید کمتر از زلزله حداقل (V_{min}) باشند.
- در سازه های با اهمیت خیلی زیاد، اجازه نداریم از EXDRIFT و EYDRIFT استفاده کنیم و باید برای محاسبه دریفت از زلزله های اصلی استفاده کنیم.

مقادیر ضریب بزرگنمایی Cd را میتوان از جدول زیر بدست آورد:

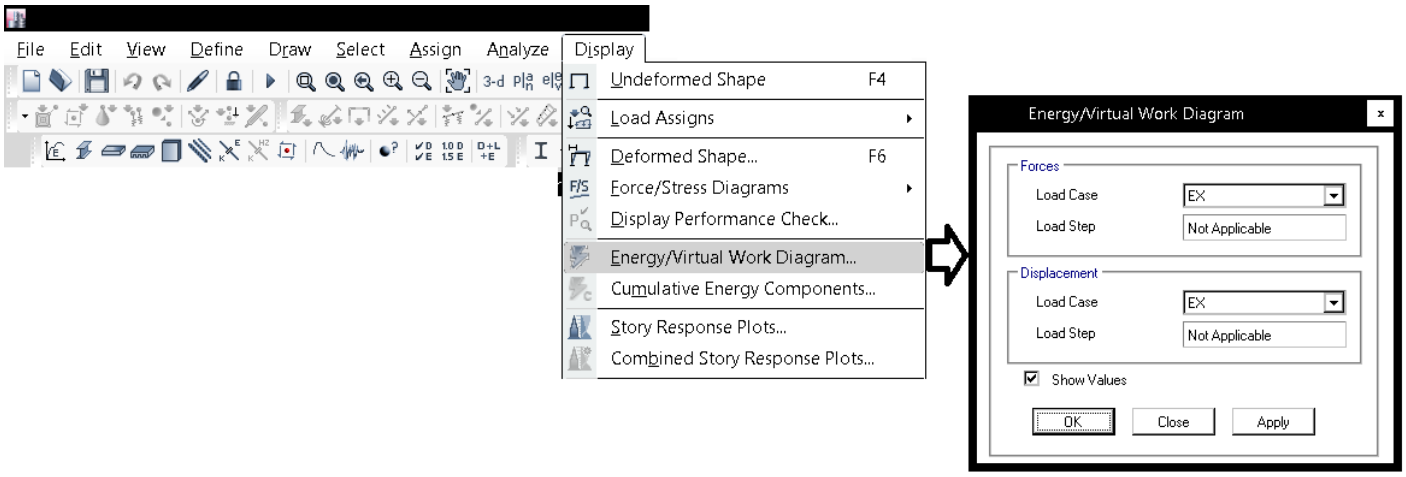
جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

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 با مصالح بنایی مسلح	۳	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 با 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[۴]	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 برشی‌بتن‌آرمه 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

۳-۳۵-۱ مشاهده انرژی اعضا

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

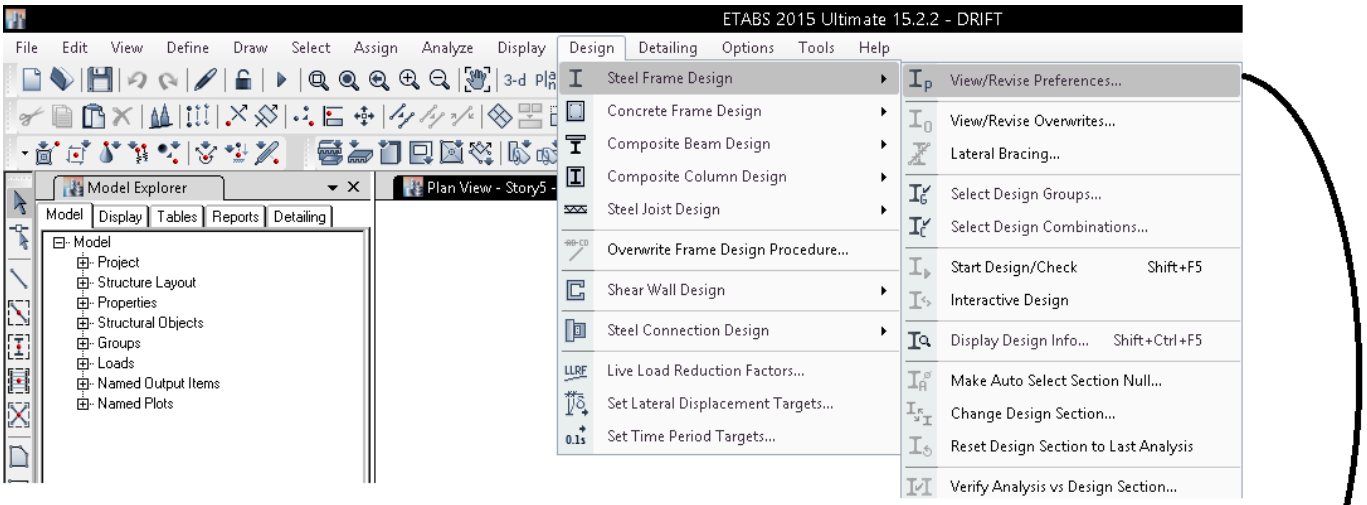
Click the Display menu > Energy/Virtual Work Diagram command to display energy diagrams that can be used as an aid to determine which elements should be stiffened to achieve the most efficient control over the lateral displacements of a structure.

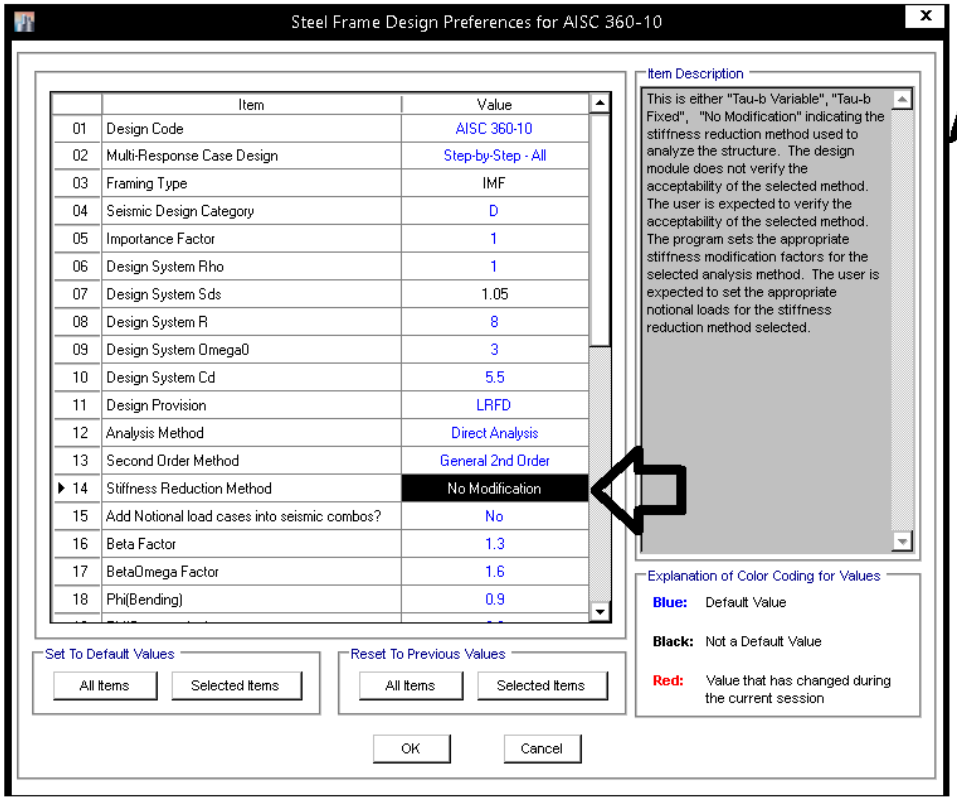


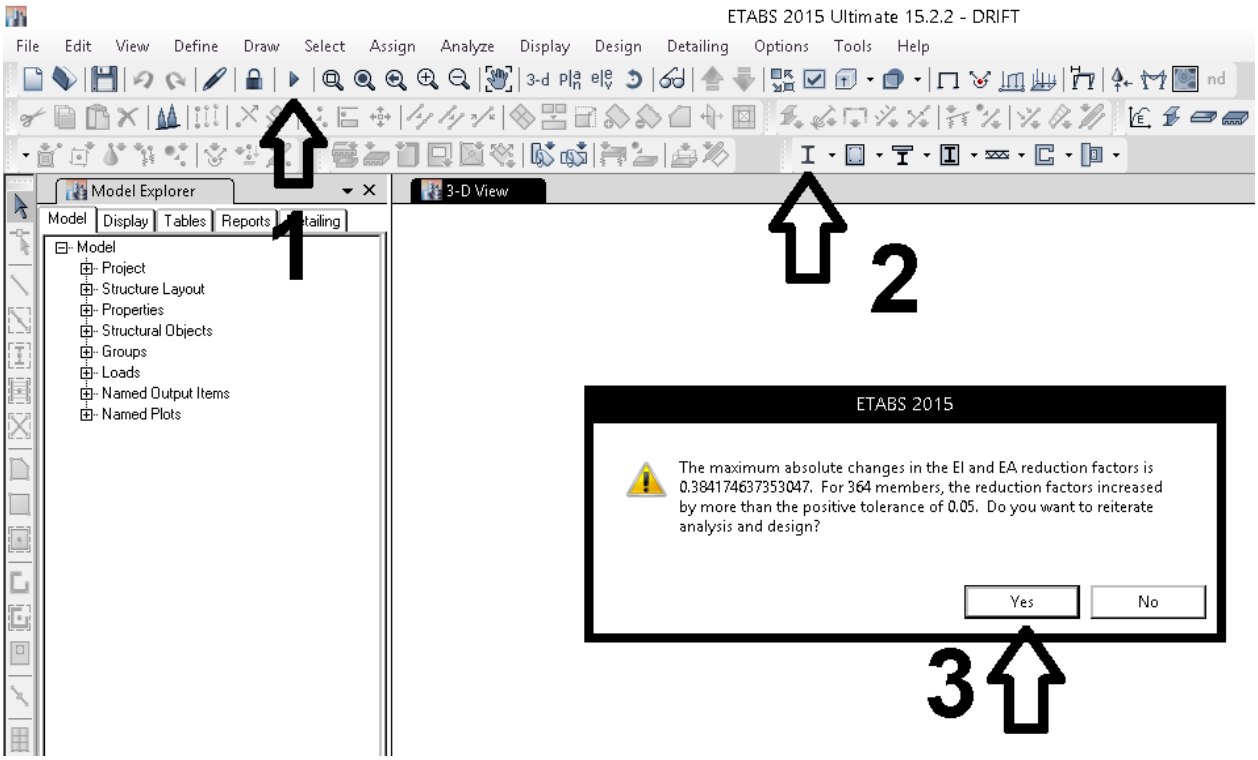
۳-۳۵-۲ کنترل جابجایی نسبی طبقات در سازه های فولادی

۱- محاسبه دوره تناوب تحلیلی سازه

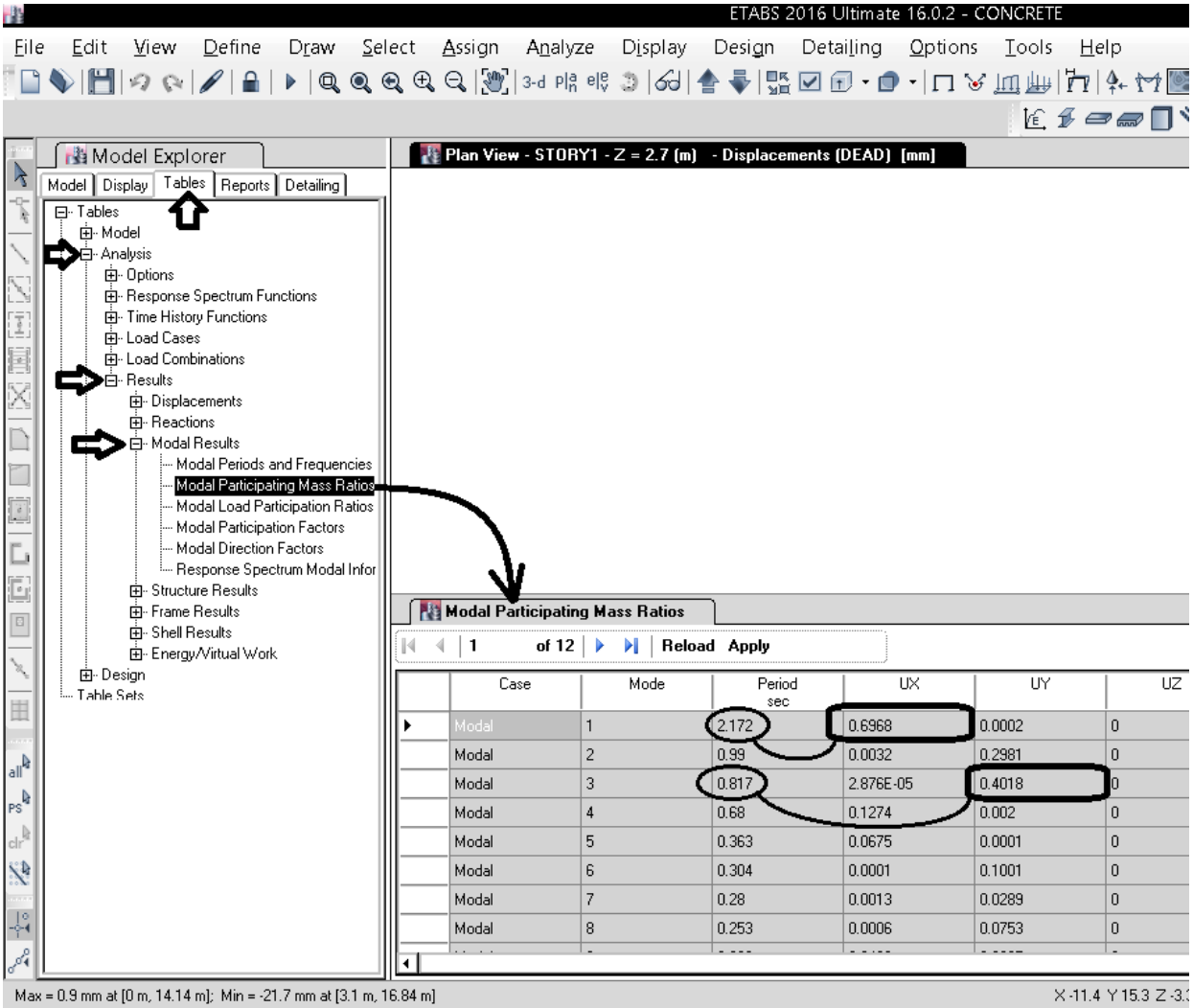
یک فایل جدید (تحت عنوان drift.edb) ایجاد کنید. در صورتی که سازه فولادی می باشد و از روش آنالیز مستقیم استفاده شده باشد، سختی خمشی اعضا در سازه اصلی کاهش یافته است که این کاهش سختی موجب افزایش دریفت سازه می شود. بنابراین در فایل دریفت مطابق شکل زیر باید No modification را انتخاب نمایید. سپس یک بار سازه را "تحلیل" و "طراحی" نمایید و مطابق شکل دوم هنگامی که پرسشی مبنی بر تغییر سختی اعضا اعلام می شود، Yes را انتخاب نمایید تا سختی اعضا resset شود.







پس از انجام تغییرات در مدل جدید (فایل drift)، دوره تناوب تحلیلی سازه مطابق شکل زیر بدست می آید:



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.

۲- محاسبه ضریب زلزله بر اساس دوره تناوب تحلیلی حاصل از ETABS:

در فایل Excel زیر مقادیر دوره تناوب را برای دو جهت وارد نمایید تا ضرایب زلزله C-drift و K-drift در هر دو جهت محاسبه شوند.

وبسایت:	www.hoseinzadeh.net
کانال:	https://telegram.me/hoseinzadehasl

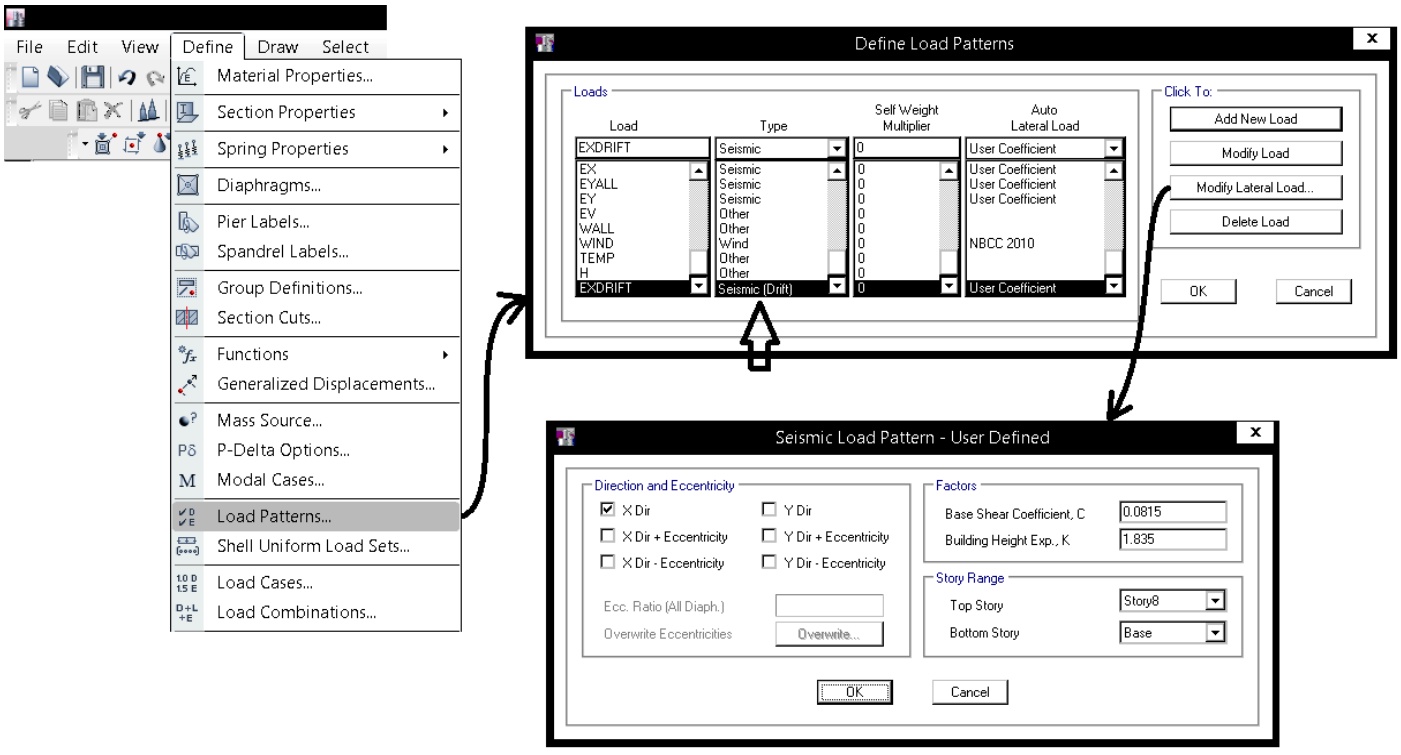
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	24	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	III	
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	سیستم دوگانه
Ru=	5	6
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	2.17	0.82
T_0=	0.15	0.15
Ts=	0.7	0.7
S0=	1.1	1.1
S=	1.75	1.75
T= Min (تحلیلی ، 1.25تجربی)	1.09	0.68
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.08307	1.00000
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.76344	2.75000
B=B1*N=	1.90993	2.75000
C-min=0.12*A*I=	0.0420	0.0420
C=A.B.I/R=	0.1337	0.1604
*k=0.5*T+0.75=*	1.2958	1.0889
C_{DRIFT} =	0.081410988	0.140855008
K_{DRIFT} =	*1.836*	*1.1585*

۳- تعریف زلزله دریفت در "فایل دریفت":

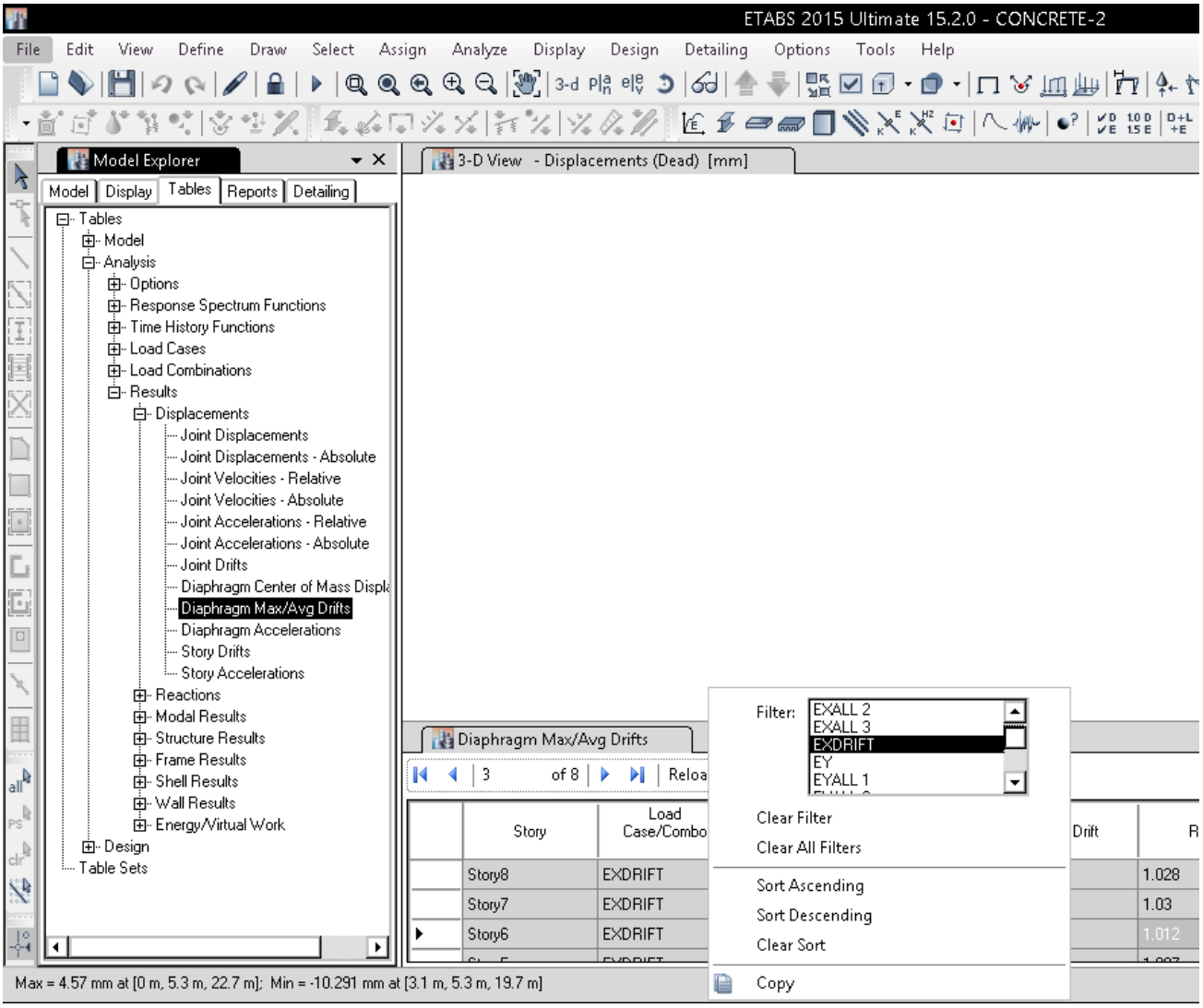
در "سازه drift.edb" نیروهای EXdrift و EYdrift را بر اساس C_{DRIFT} و K_{DRIFT} در جدول فوق تعریف نمایید.

برای تعریف زلزله EXDRIFT و نیز EYDRIFT باید از Seismic drift استفاده شود.

علت: در صورت استفاده از Seismic drift به جای Seismic، نیروهای تعریف شده در ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار ظاهر نمی شوند و ایتبس در طراحی اعضا از آنها استفاده نمی کند.



۴- پس از تحلیل "سازه drift.edb" جابجایی نسبی طبقات از قسمت زیر استخراج شود:

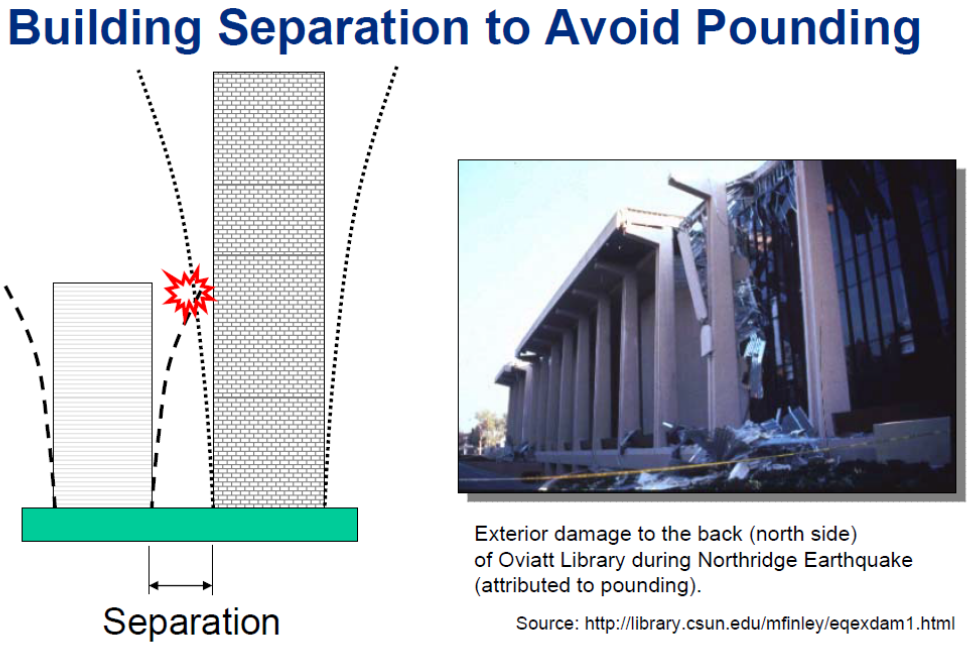


ادامه کنترل همانند سازه های بتنی می باشد که در بند قبل توضیح داده شده است.

۳-۳۶ درز انقطاع

- ساختمان های مجاور هم باید با فاصله از هم ساخته شوند.
- هر چه ارتفاع سازه بیشتر باشد، باید فاصله سازه از سازه مجاور افزایش یابد.

علت: اگر بین دو سازه فاصله ای منظور نشود، هنگام زلزله ممکن است سازه ها به هم برخورد کنند.



Exterior damage to the back (north side) of Oviatt Library during Northridge Earthquake (attributed to pounding).

Source: http://library.csun.edu/mfinley/eqexdam1.html

سوال: آیا امکان دارد زمانی که یکی از سازه ها به سمت راست حرکت می کند، دیگری به سمت چپ حرکت کند و برخورد کنند؟
پاسخ: بله. اگر زمان تناوب سازه ها متفاوت باشد، انتهای آنها با دوره تناوب متفاوت حرکت خواهد کرد و در نتیجه ممکن است به هم برخورد کنند.

شکل سمت راست نشان می دهد چگونه دو سازه با فاصله از هم ساخته می شوند.
شکل سمت چپ نشان می دهد که چگونه درز بین دو سازه پوشش داده شده است.







متن استاندارد ۲۸۰۰:

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 به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با 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.

$$\text{فاصله از زمین مجاور} \begin{cases} = \dfrac{h}{200} & \text{سازه با اهمیت متوسط کمتر از 9 طبقه} \\ = 0.7 \times C_d \times \Delta_{etabs} & \begin{matrix}\text{سازه با اهمیت متوسط بیش از 8 طبقه} \\ \text{سازه با اهمیت زیاد و خیلی زیاد}\end{matrix} \end{cases}$$

مثال : ارتفاع یک ساختمان ۹ طبقه ۳۰ متر می باشد. تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر زلزله EX در نرم افزار ETABS در جدول زیر ارائه شده است.

طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹
$\Delta_{eu}(mm)$	۱۰	۱۸	۲۷	۳۸	۴۹	۶۰	۷۲	۸۴	۹۴

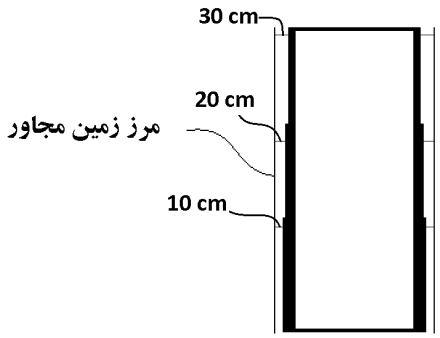
سیستم باربری جانبی سازه قاب خمشی باشکل پذیری متوسط می باشد. مشخصات سازه مجاور در دسترس نمی باشد. فاصله طبقه آخر سازه از مرز زمین مجاور چقدر باید باشد؟

پاسخ:

$$S = 0.7\Delta_M = 0.7C_d\Delta_{eu} = 0.7 \times 4.5 \times 94 = 296\,mm$$

بنابراین طبقه آخر باید به اندازه حدود ۳۰ سانتیمتر کوچکتر ساخته شود.

سوال: در مثال اخیر که مقدار درز ۳۰ سانتیمر بدست آمد، آیا لازم است طبقات پایین تر نیز این ۳۰ سانتیمتر را رعایت کنند؟ با توجه به اینکه مقطع ستون ها با افزایش ارتفاع سازه کاهش می یابد، آیا می توان سازه را مطابق شکل زیر اجرا کرد:



پاسخ: بله، مقدار درز نقطاع در هر طبقه بر اساس میزان جابجایی آن طبقه تعیین می شود. و در سازه های بلند مقرون به صرفه این است که در طبقات پایین درز کمتر باشد و در طبقات بالاتر افزایش یابد. بدین ترتیب کاهش مقطع ستونها می تواند تنها از یک وجه انجام شود (کاهش مقطع ستون متقارن نباشد). دقت نمایید که در ستونهای بتنی اگر یکی از وجوه ستون بیش از ۷/۵ سانتیمتر کاهش داشته باشد، در خم میگلردهای طولی ستون از یک طبقه به طبقه دیگر مشکل خواهیم داشت. در شکل فوق در هر مرحله مقطع ستون در یک وجه ۱۰ سانتیمتر کاهش دارد که مناسب نیست. بهتر است کاهش در طبقات به صورت هر ۵ سانتیمتر انجام شود تا در اجرای آنها مشکلی پیش نیاید. بدین ترتیب به جای اینکه در شکل فوق در سه نقطه کاهش داشته باشیم، در ۶ نقطه کاهش خواهیم داشت.

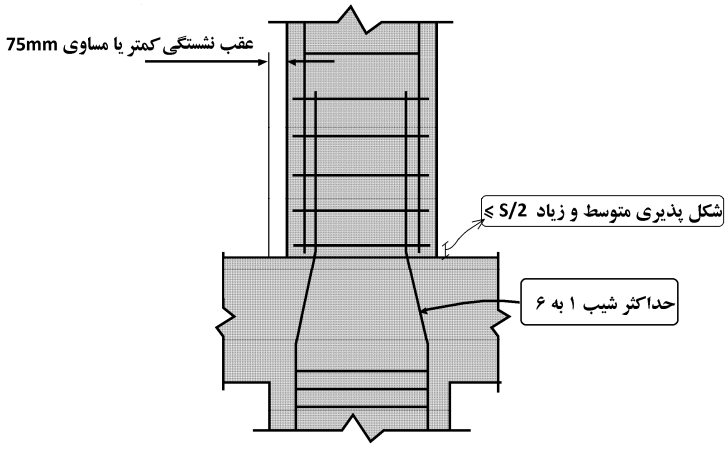
۹-۱۴-۱۱-۳ میلگردهای انتظار خم شده

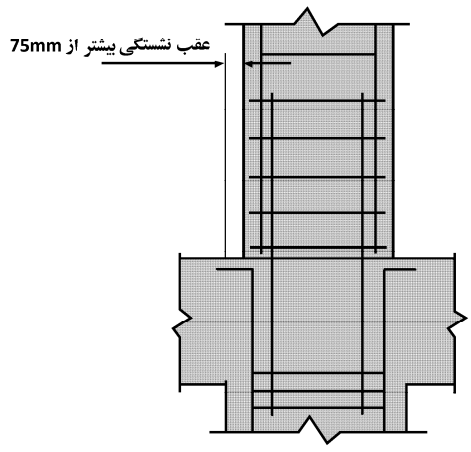
۹-۱۴-۱۱-۳-۱ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

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.





مثال: فاصله سازه ۵ طبقه مسکونی با ارتفاع 16m از تراز پایه از مرز زمین مجاور؟

پاسخ: 8cm

سوال: آیا تغییر مکان زلزله طرح را می توان به جای استفاده از زلزله استاتیکی (Ex و Ey) بر اساس زلزله حاصل از آنالیز دینامیکی طیفی (Spec-x و Spec-y) بدست آورد؟

پاسخ: بله. در سازه های بالای ۸ طبقه و یا سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد که در آنها برای محاسبه مقدار درز انقطاع نیاز به تغییر مکان جانبی داریم، می توان مقدار این جابجایی ها را بر اساس آنالیز دینامیکی طیفی محاسبه نمود. دقت نمایید که در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، توزیع نیروهای استاتیکی، در سازه های بلند، به صورت سهمی بوده و در نتیجه احتمالا تغییرمکانهای حاصل از زلزله استاتیکی بیش از تغییر مکانهای حاصل از زلزله دینامیکی باشد. علاوه بر این اگر برش پایه دینامیکی با ۹۰ و یا ۸۵ درصد برش پایه استاتیکی همپایه شده باشد، مقدار جابجایی های حاصل از آن نیز ۱۰ یا ۱۵ درصد کمتر خواهند بود. بنابراین بهتر است طراحان در صورت انجام آنالیز دینامیکی در این نوع سازه ها درز انقطاع را بر اساس آن محاسبه نمایند.

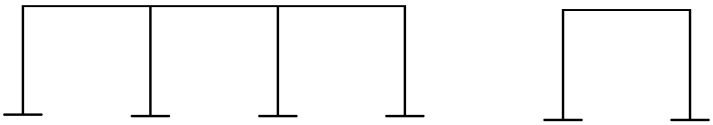
سوال: تغییر مکان های حاصل از ETABS بر اساس تغییرمکان مرکز جرم طبقات خواهد بود یا تغییرمکان لبه های کناری ساختمان؟

پاسخ: اگر سازه دارای نامنظمی پیچشی و یا پیچشی شدید باشد، باید تغییرمکانهای لبه کناری سازه بررسی شود ولی اگر سازه نامنظمی پیچشی نداشته باشد، می توان تغییر مکانهای مرکز جرم طبقات را بررسی نمود. توجه شود که در بند ۳-۵-۶ استاندارد صراحتی در این رابطه وجود ندارد. ولی در بند ۳-۵-۴ در تعریف تغییرمکان جانبی نسبی طبقه به این موضوع اشاره شده است.

تعیین درجه نامعینی سازه

۴-۱ مقدمه

از درس تحلیل سازه ها به یاد داریم که در جه نامعینی سازه سمت چپ در شکل زیر بیشتر از سازه سمت راست می باشد. درجه نامعینی سازه الف $n=3$ می باشد و درجه نامعینی سازه ب برابر $n=9$ می باشد.



ب الف

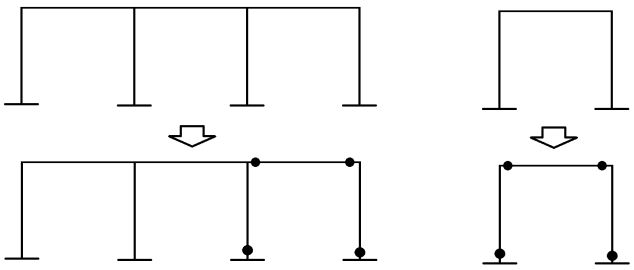
شکل ۱ الف) قاب تک دهانه ب) قاب سه دهانه

تحت زلزله سازه ب بهتر از سازه الف عمل خواهد کرد.

علت بهتر بودن سازه ب:

به شکل ۲ توجه نمایید. در سازه الف که تنها یک دهانه دارد، در صورت خرابی یک تیر و دو ستون (با تشکیل تنها ۴ مفصل پلاستیک) سازه دچار خرابی می شود. در حالیکه در سازه ب که سه دهانه باربر دارد، سازه پس از تشکیل ۴ مفصل پلاستیک، پایداری خود را از دست نمی دهد. بنابراین در قابهای خمشی با افزایش "تعداد دهانه ها"، درجه نامعینی نیز افزایش یافته و در نتیجه تعداد اعضای باربر جانبی افزایش می یابد.

با افزایش درجه نامعینی شکل پذیری سازه افزایش یافته و قدرت استهلاک انرژی در آن افزایش می یابد.



ب) الف)

شکل ۲، الف سازه با چهار مفصل ناپایدار می شود، ب) برای ناپایداری سازه بیش از چهار مفصل لازم است.

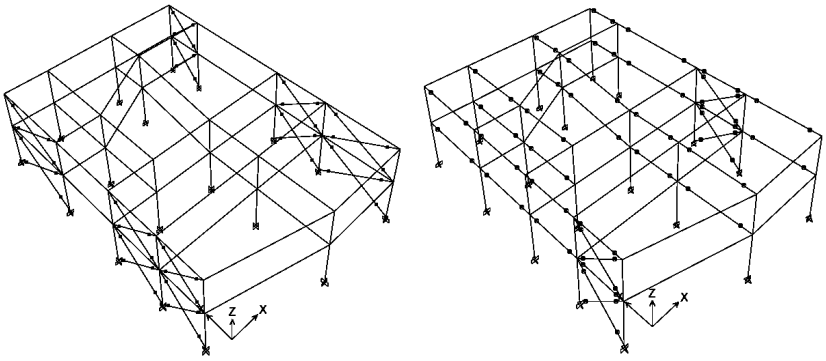
افزایش "تعداد" سیستم های باربر جانبی در سازه این اطمینان را به طراح می دهد که از بین رفتن یک یا چند عضو باربر جانبی در زلزله، موجب فروریزش سازه نخواهد شد. بنابراین سازه هایی که تعداد دهانه های قابهای خمشی آن، تعداد مهاربندهای آن، و یا دیوارهای برشی آن بیشتر باشد، از نظر آیین نامه مطلوب تر خواهد بود.

در سیستم قاب خمشی رایج در ایران در سازه های متعارف معمولا تعداد دهانه های قابهای خمشی بالا بوده و سازه هایی که دارای قاب خمشی هستند، (به شرط اینکه نامنظمی پیچشی نداشته باشند) از درجه نامعینی کافی برخوردار هستند.

تعریف: سازه با درجه نامعینی بالا به سازه ای گفته می شود که در آن (در راستای x یا y) نیروی زلزله توسط "چندین" جزء مختلف (مانند چند دهانه قاب خمشی، قاب مهاربندی، دیوار برشی) تحمل شود، به طوریکه با از یک رفتن یکی از این چند جزء، سازه دچار افت مقاومت شدید نشود.

به شکل ۳ توجه نمایید. سازه الف در راستای y در هر طبقه تنها دو دهانه مهاربند (شامل چهار عضو قطری)، نیروی زلزله را تحمل خواهند کرد. اگر یکی از این چهار عضو قطری آسیب ببینند، سازه دچار ضعف شدید خواهد شد و احتمالا به علت از دست دادن تقارن، سازه دچار پیچش شدید شده و سازه تخریب می شود.

در سازه ب با شش دهانه مهاربند (شامل ۱۲ عضو قطری) در هر طبقه می باشد. بنابراین تعداد اجزای باربر قابل توجه بوده و مسلما با آسیب دیدن یک عضو قطری، سازه دچار افت مقاومت شدید و یا پیچش شدید نخواهد شد. حساسیت سازه ب به از دست دادن یک عضو قطری کمتر از سازه الف می باشد.



ب الف

شکل ۳، الف) سازه با یک دهانه مهاربند در هر طرف مرکز جرم، ب) سازه با سه دهانه مهاربند در هر طرف مرکز جرم

ضریب نامعینی سازه در بند ۳-۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ تعریف شده است. طبق این بند در صورتی که سازه ای دارای درجه نامعینی پایین باشد، نیروی زلزله آن سازه باید به اندازه ۲۰ درصد افزایش یابد. این افزایش در زلزله در ترکیب بارها قابل اعمال می باشد. به ترکیب بارهای زیر توجه نمایید:

$$1.2D + L + \rho E + 0.2\,S$$
$$0.9D + \rho E$$

در صورتی که درجه نامعینی سازه پایین باشد (سازه با تعداد دهانه های کم)، ضریب ρ برابر 1.2 خواهد بود و در نتیجه در ترکیب بارها باید نیروی زلزله افزایش یابد. اگر در جه نامعینی سازه بالا باشد، ضریب ρ برابر ۱ خواهد بود و نیازی به افزایش نیروی زلزله نخواهد بود.

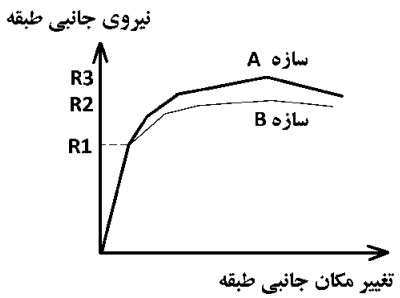
بنابراین مهندسین تلاش خواهند که در طراحی سازه ها به گونه ای عمل کنند که تعداد دهانه های باربر حداقل های آیین نامه را تامین کند تا مجبور نشوند سازه را برای زلزله 1.2 افزایش یافته طراحی نمایند.

۴-۱-۱ تعاریف

قبل از محاسبه ضریب برخی تعاریف آیین نامه ای باید مشخص شوند.

۱- مقاومت طبقه

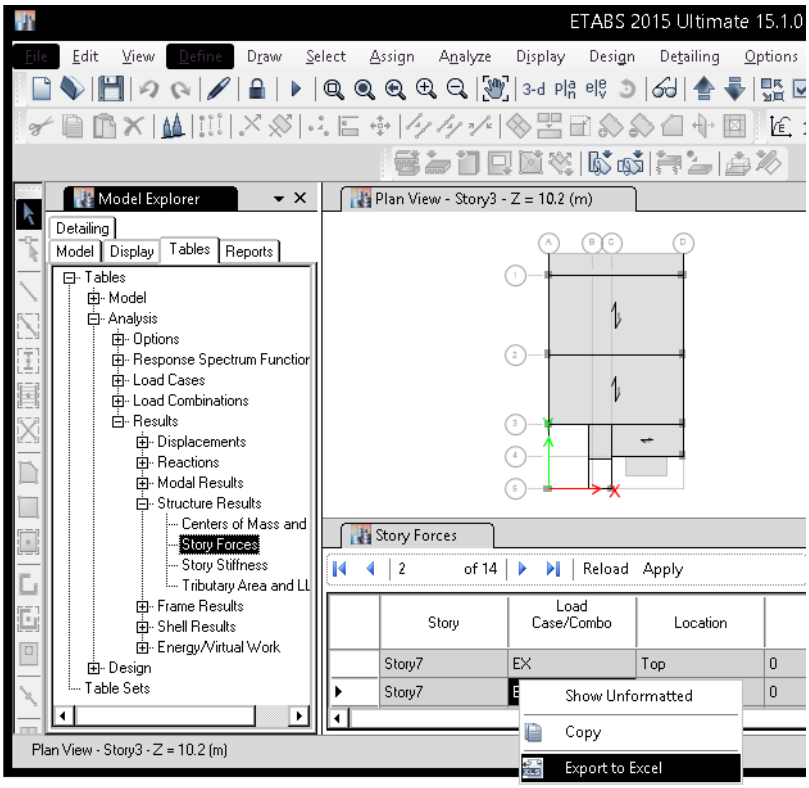
دو تفسیر برای محاسبه مقاومت جانبی طبقه وجود دارد. در روش اول مقاومت طبقه بر مبنای تحلیل خطی سازه محاسبه می شود و در روش دوم مقاومت جانبی طبقه بر مبنای تحیل غیر خطی (مانند روش *Push over*) محاسبه می شود. شکل ۴ نمودار نیرو- تغییرمکان طبقه دو سازه مختلف (سازه *A* و سازه *B*) را نشان می دهد. *R1* نشان دهنده شروع تسلیم هر دو سازه می باشد. ولی مقاومت نهایی سازه *A* (برابر *R3*) بیشتر از مقاومت نهایی سازه *B* (برابر *R2*) می باشد. در صورت استفاده از آنالیز خطی مقاومت *R1* طبقه (با استفاده از نسبت تنش ها) قابل دست یابی می باشد. بنابراین در صورت استفاده از آنالیز خطی، مقاومت جانبی طبقه هر دو سازه یکسان بدست می آید. برای بدست آوردن مقاومت واقعی طبقه و محاسبه *R2* و *R3* باید آنالیز غیر خطی انجام شود. در مثالهای انتهای این فصل، نحوه بدست آوردن مقاومت *R1* سازه بر اساس نتایج نرم افزاری تشریح شده است.



شکل ۴، نمودار نیرو تغییرمکان طبقه سازه

۲- طبقاتی که برش در آنها از *0.35* درصد برش پایه تجاوز می کند

کنترل درجه نامعینی در طبقات آخر لازم نیست. طبق استاندارد ۲۸۰۰ لازم نیست در طبقاتی که برش ناشی از زلزله در آنها کمتر از *0.35* برش پایه می باشد، درجه نامعینی بالا باشد. برای تعیین اینکه چند طبقه آخر سازه نیاز به کنترل ندارند می توان برش طبقات را از طریق نرم افزار (گزینه *Story Shear* در شکل زیر) بدست آورد. پس از تحلیل سازه ابتدا برش طبقات را در نرم افزار مشاهده می کنیم:



شکل ۵ استخراج نیروی برشی طبقات از نرم افزار ETABS 2015

در جدول ۲ خروجی نرم افزار نمایش داده شده است. story7 مربوط به طبقه خرپشته می باشد که نیرویی بدان وارد نشده است و Vx آن صفر می باشد. برش پایه کل سازه تحت EX برابر 1270 kN می باشد. به طبقه Story6 نیروی 428 kN وارد شده است که معادل $\frac{428}{1270} = 0.337$ می باشد که کمتر از 0.35 برش پایه می باشد و کنترل درجه نامعنی تنها در طبقات 1 تا 5 انجام خواهد شد.

جدول ۱ نمونه نیروی برشی وارد بر طبقات در یک سازه ۶ طبقه (طبقه ۷ مربوط به خرپشته می باشد).

TABLE: Story Forces								
Story	*Load Case/ Combo*	*Location*	*P*	*VX*	*VY*	*T*	*MX*	*MY*
			kN	*kN*	*kN*	*kN-m*	*kN-m*	*kN-m*
Story7	*EX*	*Top*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*
Story7	*EX*	*Bottom*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*-1*
Story6	*EX*	*Top*	*0*	*-428*	*0*	*2910*	*0*	*-1*
Story6	*EX*	*Bottom*	*0*	*-428*	*0*	*2910*	*0*	*-1488*
Story5	*EX*	*Top*	*0*	*-728*	*0*	*5163*	*0*	*-1488*
Story5	*EX*	*Bottom*	*0*	*-728*	*0*	*5163*	*1*	*-4060*
Story4	*EX*	*Top*	*0*	*-959*	*0*	*6911*	*1*	*-4060*
Story4	*EX*	*Bottom*	*0*	*-959*	*0*	*6911*	*2*	*-7513*
Story3	*EX*	*Top*	*0*	*-1122*	*0*	*8142*	*2*	*-7513*
Story3	*EX*	*Bottom*	*0*	*-1122*	*0*	*8142*	*4*	*-11613*
Story2	*EX*	*Top*	*0*	*-1224*	*0*	*8912*	*4*	*-11613*
Story2	*EX*	*Bottom*	*0*	*-1224*	*0*	*8912*	*10*	*-16107*
Story1	*EX*	*Top*	*0*	*-1270*	*0*	*9252*	*10*	*-16107*
Story1	*EX*	*Bottom*	*0*	*-1270*	*0*	*9252*	*15*	*-21052*

در سازه های کوتاه (تا ۵ یا ۶ طبقه) معمولا تنها طبقه آخر دارای برش پایه ای کمتر از 0.35 برش پایه خواهد بود و در سازه های بلندتر حدود ۱۳ درصد طبقات آخر برش پایه ای کمتر از 0.35 برش پایه خواهند داشت.

۴-۱-۲ متن استاندارد ۲۸۰۰

متن استاندارد ۲۸۰۰ در رابطه با نحوه تعیین ρ (بند ۳-۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰):

ساختمانهایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود بر هم دارای درجه نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمانها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با 1.2 افزایش داده شود.

ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب $\rho=1$ منظور می‌شود:

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

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

جدول ۲ محدودیت مربوط به $\rho = 1.0$

نوع سیستم مقاوم جانبی	ضوابط محدود کردنρبه یک
سیستم مهاربندی شده	**حذف یک مهاربند یا اتصال آن**
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوار برشی هم بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از ۱	**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**

۲-۴ فلوچارت تعیین ضریب نامعینی

در استاندارد ۲۸۰۰ برای بررسی درجه نامعینی دو روش الف و ب ارائه شده است:

روش الف: سازه های منظم

روش ب: سایر ساختمان ها (سازه های نامنظم و نیز سازه های منظمی که شرایط بند الف را ارضا نمی کنند).

- در روش الف در هر دو جهت ρ یکسان خواهد بود (نمی توان در یک جهت ρ را ۱ منظور نمود و در جهت دیگر ρ را ۱/۲ در نظر گرفت).
- در صورت استفاده از روش ب طراح می تواند بر حسب مورد تنها یکی از دو جهت را با ضریب ۱/۲ تشدید کند.

به فلوچارت ارائه شده در شکل ۷ توجه نمایید. این فلوچارت برگرفته از FEMA P-751 می باشد و مراحل گام به گام تعیین درجه نامعینی را نشان می دهد. در ادامه توضیحاتی در رابطه با این گامها ارائه میشود:

۱- در تمامی سازه های "یک" و "دو" طبقه هر ارتفاعی که داشته باشند، ضریب Rho برابر یک خواهد بود. همچنین تمامی سازه هایی که زیر ۱۰ متر باشند این ضریب برابر یک خواهد بود.

به پرسش و پاسخ زیر که مربوط به دفتر تدوین ضوابط و استانداردها توجه نمایید:

آیا بند ۳-۳-۲-۳ (ضریب نامعینی) شامل ساختمانهای ۳ طبقه نمی‌شود؟ (اکثر ساختمانهای ۳ طبقه متعارف خصوصاً مسکونی، کوتاهتر از ۱۰ متر از روی تراز پایه می‌باشند.)

ساختمانهای با تعداد ۳ طبقه و کمتر و کوتاه‌تر از ۱۰ متر از ترازپایه مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند.

مشاهده: ۲۸ مرتبه تاریخ نمایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ آخرین ویرایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳

۲- ابتدا تحلیل خطی انجام خواهد شد.

۳- طبقاتی که درجه نامعینی آنها باید بررسی شود باید مشخص شود (یک یا چند طبقه آخر نیازی به کنترل ندارند). نحوه تعیین تعداد طبقات در مثالهای کاربردی انتهای این نوشتار نشان داده شده است.

۴- سپس بررسی می شود که آیا با استفاده از روش الف می توان نتیجه گرفت که مقدار $\rho = 1$ می باشد؟

اگر سازه نامنظم باشد و یا اینکه تعداد دهانه های باربر کافی نباشد، در این صورت طراح دو راهکار خواهد داشت:

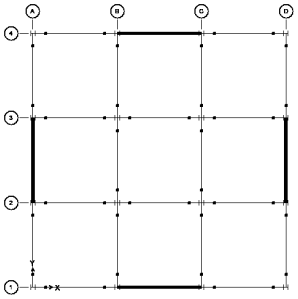
- یا باید مقدار ρ را در هر دو جهت برای Ex و Ey برابر ۱/۲ فرض نماید.
- و یا اینکه از روش ب استفاده کند (به امید اینکه در صورت استفاده از روش ب مقدار ρ برابر یک بدست آید).

۵- در شروع استفاده از روش ب ابتدا پرسیده می شود که آیا سازه نامنظمی پیچشی شدید دارد یا نه؟

ρ سازه های نامنظم شدید پیچشی همیشه ۱/۲ خواهد بود و نیازی به بررسی ندارد

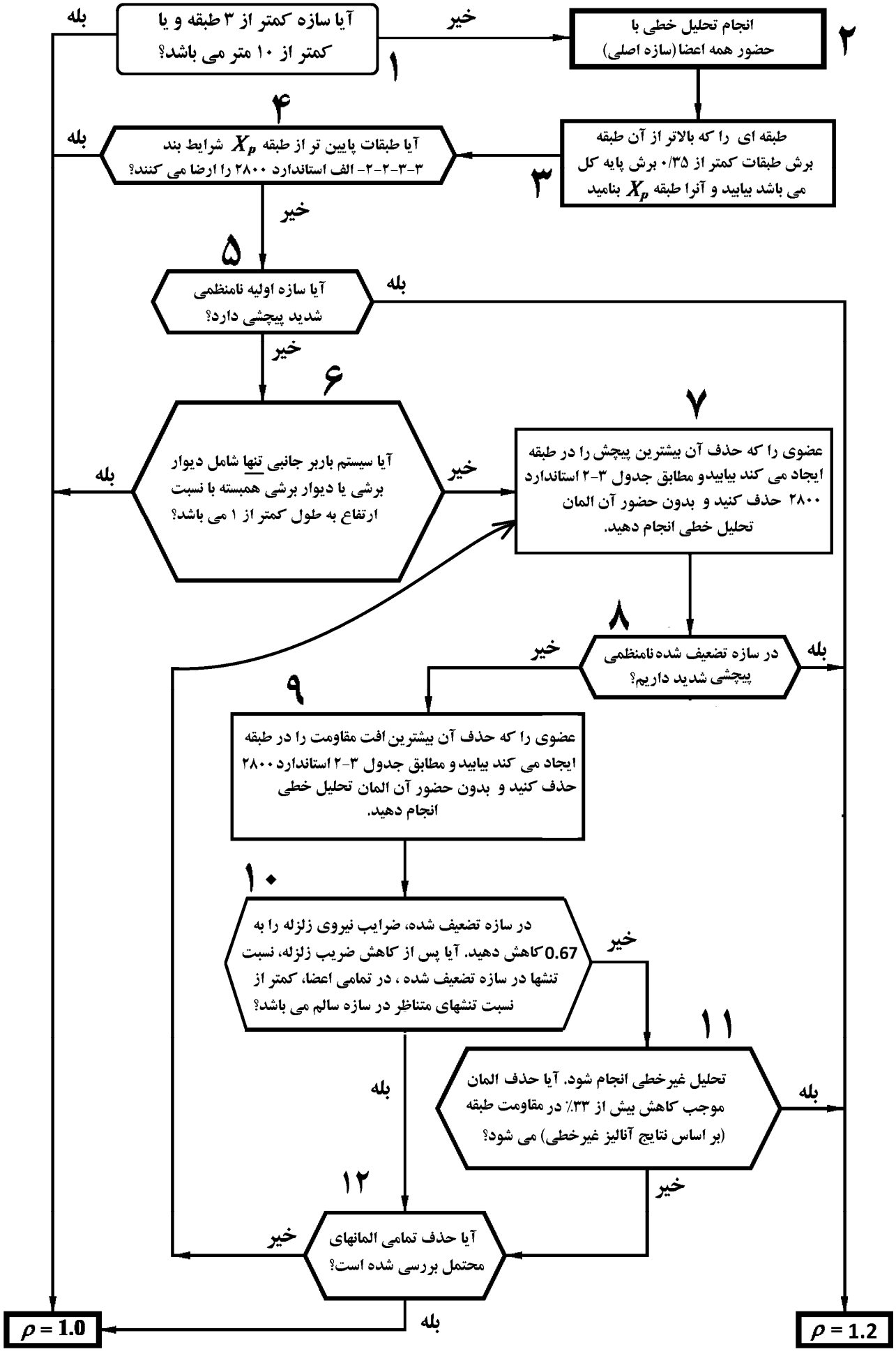
۶- طبق آنچه که در راهنمای لرزه ای آیین نامه بارگذاری آمریکا [2] و نیز FEMA P-751[3] آمده است، دیوارهای برشی که طول آن بیشتر از ارتفاع آنها باشد، احتمال فروریزش آنها در زلزله پایین بوده و در کنترل درجه نامعینی لازم نیست این نوع دیوارها حذف شوند. اگر برای مثال ارتفاع طبقه ۳ متر باشد، و طول تمامی دیوارهای برشی بیشتر از ۳ متر باشد، این دیوارها ایمن می باشند. دیوارهایی که طول آنها کمتر از ۳ متر باشد، رفتاری مانند ستون داشته و احتمال تخریب آنها در زلزله بیشتر است.

در این قسمت سوال می شود که آیا سازه "تنها" شامل دیوار برشی با نسبت ارتفاع به طول کمتر از یک می باشد یا نه؟ برای مثال در سازه های فولادی اگر از قاب ساده ساختمانی همراه با دیوار برشی استفاده شود، "تنها" سیستم باربر جانبی سازه دیوار برشی خواهد بود و اگر طول این دیوارها به حد کافی بلند باشد (بلندتر از ارتفاع آنها)، می توان ضریبρ را برابر با یک در نظر گرفت. برای مثال پلان سازه شکل زیر طول تمامی دیوارها برابر ۵ متر می باشد و ارتفاع آنها در طبقه برابر ۳/۲ متر می باشد. و آز آنجا که تنها سیستم باربر دیوارها می باشند، ضریب نامعینی این سازه برابر یک خواهد بود.



شکل ۶ سیستم قاب ساده فولادی همراه با دیوار برشی بتنی.

در سیستم های "دوگانه" که شامل دیوار برشی + قاب خمشی هستند، اگر طول دیوارها بیش از ارتفاع طبقه باشد، در بررسی کفایت سازه تنها باید احتمال حذف اجزای قاب خمشی بررسی شود.



شکل ۷ فلوچارت تعیین ضریب نامعینی

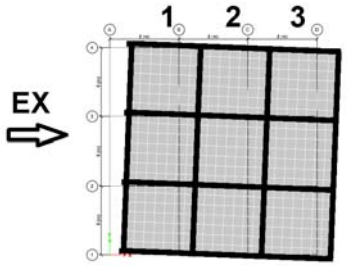
۷- برای انتخاب اعضای بحرانی دو معیار داریم:

- معیار پیچش
- معیار افت مقاومت

- در گام ۷ معیار پیچش مد نظر است.

چگونه موثرترین عضو از نظر معیار پیچش را بیابیم؟

قبل از حذف باید بررسی شود که کدام طبقه بیشترین نامنظمی پیچشی را دارد ($\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ از همه بیشتر است).
سپس تغییر شکل سازه مانند شکل زیر تحت زلزله بررسی شود. برای افزایش پیچش در طبقه باید تیرهای "کناری" سازه انتخاب شوند. این انتخاب بر اساس تغییرشکل سازه تحت اثر زلزله انجام می شود. در شکل زیر یکی از تیرهای شماره ۱، ۲ یا سه باید انتخاب شوند. از بین این سه تیر نیز (اگر مقطع تیرها یکسان باشد) تیری بحرانی تر خواهد بود که طول آن کمتر باشد. علت: تیرهای کوتاه تاثیر بیشتری در سختی جانبی سازه دارند.



شکل ۸ انتخاب تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش

پس از تعیین عضوی که حذف آن بیشترین تاثیر را در پیچش طبقه خواهد داشت، باید از مدل اصلی یک کپی (save as..) تهیه کرده و در مدل جدید عضو مورد نظر حذف می شود. حذفیات بر اساس جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ انجام خواهد شد. حذفیات شامل موارد زیر می باشد:

- مهاربند

در صورتی که در سازه مهاربند داشته باشیم، "یکی" از مهاربندها از مدل حذف خواهند شد. در صورتی که مهاربند ضربدری داشته باشیم، تنها یکی از قطری ها حذف خواهد شد. این حذف تنها در "یکی از طبقات" انجام خواهد شد و لازم نیست در کلیه طبقات مهاربند مورد نظر حذف شود.

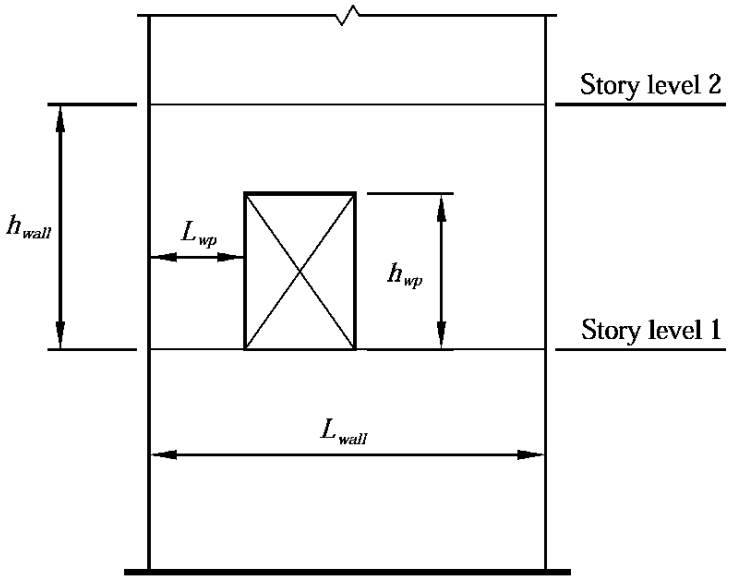
- قاب خمشی

در صورتی که قاب خمشی داشته باشیم، یکی از تیرهای قاب خمشی در "یکی از طبقات" باید در مدل دوسرمفصل شود (دو سرمفصل کردن تیر در حقیقت موجب از دست رفتن باربری جانبی آن دهانه می شود)

- دیوار برشی

در صورتی که دیوار برشی داشته باشیم، تنها دیوارهایی که طول کم دارند (طولشان کمتر از ارتفاع طبقه می باشد)، باید حذف شوند.
به متن جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ توجه نمایید. عبارت عنوان شده در این جدول به صورت زیر می باشد:
" سیستم با دیوار برشی عادی **یا** دیوار برشی هم بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از ۱"
به "یا" در عبارت فوق دقت نمایید. اصولا شرط "نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از ۱" تنها به دیوار برشی هم بسته (دیوارهای کوپله) اشارت می کند و دیوارهای برشی عادی با هر طولی که داشته باشند، باید حذف آنها از مدل بررسی شود. بررسی مراجع مختلف (از جمله FEMA p 750) نشان می دهد که منظور نویسندگان آیین نامه از شرط نسبت ارتفاع به طول هم مربوط به دیوار عادی می باشد و هم دیوار هم بسته را شامل می شود.

شکل ۹ نحوه محاسبه نسبت ارتفاع به طول را در دیوارها نشان میدهد.



$$\text{نسبت ارتفاع به طول در دیوار برشی} = \frac{h_{wall}}{L_{wall}}$$

$$\text{نسبت ارتفاع به طول در دیوار برشی هم بسته} = \frac{h_{wp}}{L_{wp}}$$

h_{wall} = ارتفاع دیوار برشی
h_{wp} = ارتفاع دیوار برشی هم بسته
L_{wall} = طول دیوار برشی
L_{wp} = طول دیوار برشی هم بسته

شکل ۹ تعیین نسبت ارتفاع به طول دیوارهای برشی (مرجع FEMA P 750)

۸- در مدلی که عضو مورد نظر حذف شده تحلیل خطی انجام می شود و بررسی می شود که آیا سازه پس از حذف عضو نامنظمی شدید پیچشی دارد یا نه؟ در صورتی که سازه پیچش شدید داشته باشد، پاسخ سوال در قسمت ۸ "بلی" بوده و ضریب نامعینی برابر ۱/۲ خواهد بود. در غیر این صورت به گام ۹ خواهیم رفت

۹-

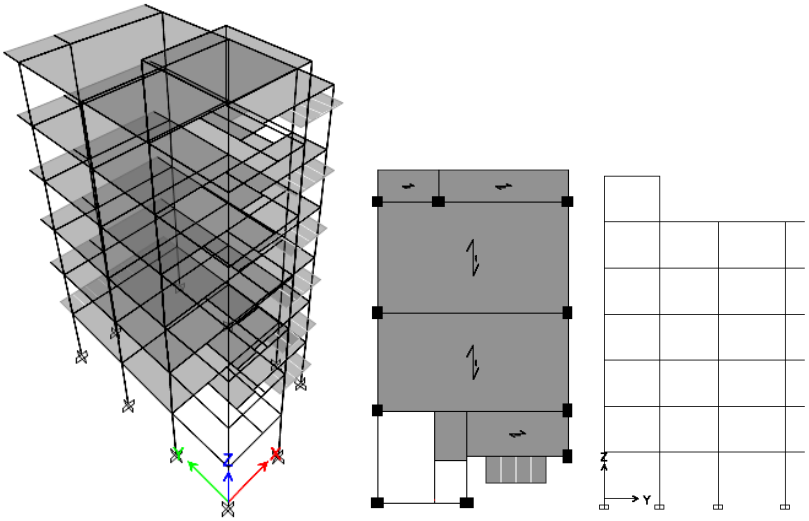
۱۰- در این قسمت یک برآورد اولیه از کاهش مقاومت جانبی طبقه انجام می شود. طبق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ پس از حذف عضو از سیستم نباید بیش از ۳۳ درصد کاهش مقاومت داشته باشیم. همانطور که در قسمت تعاریف عنوان گردید دو روش برای محاسبه مقاومت طبقه وجود دارد: روش خطی و روش غیرخطی. انجام آنالیز غیر خطی هزینه بر بوده و مستلزم صرف وقت می باشد. در قسمت ۹ ابتدا به روش آنالیز خطی یک برآورد اولیه از تغییرات نسبت تنشها در سازه انجام می شود.

- ابتدا در سازه اولیه (که در آن عضو حذف نشده) نسبت تنشها در تمامی اعضای طبقه محاسبه می شود.
- سپس در سازه تضعیف شده (پس از حذف عضو) تمامی ضرایب نیروهای زلزله به 0.67 کاهش می یابند. مثلا اگر ضریب زلزله در سازه سالم برابر C=0.13 باشد، در سازه تضیف شده به C=0.67*0.13 تبدیل می شود. سپس در سازه تضعیف شده نسبت تنش ها محاسبه و با نسبت تنش ها در سازه سالم مقایسه می شود. نسبت تنش تک تک ستونها در سازه تضیف شده باید کمتر از نسبت تنش متناظر همان ستون در سازه اصلی باشد. در سازه های فولادی نسبت تنش تیرها نیز باید بررسی شود. در سازه های بتنی باید نسبت میلگرد مورد نیاز در سازه تضیف شده (reabar percentage) در تک تک تیرها (به جز تیری که دوسرمفصل شده) کمتر از مقدار متناظر آن در سازه سالم باشد. در این صورت می توان ادعا کرد که افت مقاومت جانبی طبقه در سازه تضعیف شده کمتر از ۳۳ درصد می باشد.

در ادامه برای روشن شدن نحوه تعیین ضریب ρ مثالهای کابردی ارائه میشود.

۴-۲-۱ مثال۱

مثال اول مربوط به یک سازه ۶ طبقه با سیستم قاب خمشی در هر دو جهت می باشد. پلان و نمای سه بعدی سازه در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۱۰ سازه مربوط به مثال ۱

برای تعیین درجه نامعینی بر اساس فلوچارت جدول ۲جدول ۲ عمل می شود:

گام ۱ **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بالای سه طبقه میباشد و ضریب باید محاسبه شود.

گام۲ **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

انجام آنالیز خطی توسط نرم افزار انجام می شود.

گام ۳ **طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید**

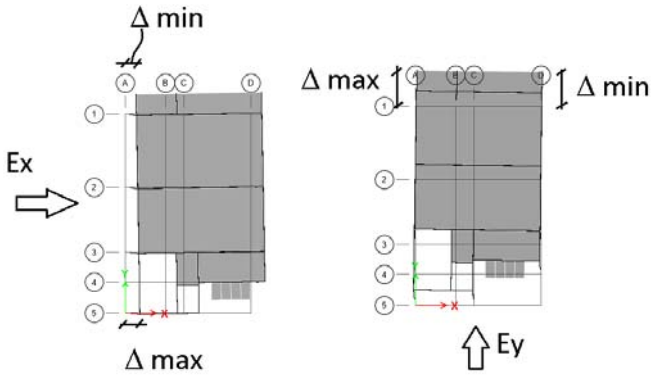
احتمالا برش طبقه بام زیر ۳۵ درصد باشد و بنابراین نیازی به بررسی کفایت طبقه آخر نخواهد بود. البته در این سازه طبقه بام عقب روی ندارد و مشابه طبقات پایین است و اگر طبقات پایین کفایت داشته باشند، طبقه بام نیز مشکلی نخواهد داشت.

گام ۴ **آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟**

تنها در سازه های کاملا منظم می توان از روش الف برای تعیین درجه نامعینی استفاده نمود. بنابراین ابتدا باید بررسی شود که این سازه منظم هست یا نه؟

بررسی نامنظمی پیچشی:

شکل ۱۱ تغییر مکان جانبی طبقه تحت زلزله های Ex و Ey نمایش داده شده است. تغییر شکلها باید با منظور کردن 5 درصد خروج از مرکزیت اتفاقی بدست آمده باشند. همانطور که در شکلها مشاهده می شود Δ_{max} و Δ_{min} در هر دو راستا تفاوت کمی با هم دارند و مسلما در صورت محاسبه جابجایی نسبی طبقات نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ نسبی طبقه کمتر از 1.2 خواهد بود و بنابراین سازه نامنظمی پیچشی نخواهد داشت. در مواردی که نسبت های حاصل از خروجی نرم افزار ETABS به مقدار 1.2 نزدیک باشند، باید مقدار دقیق آن محاسبه شود.



شکل ۱۱ تغییرمکان جانبی سازه مثال ۱ تحت اثر زلزله های افقی

بررسی نامنظمی هندسی:

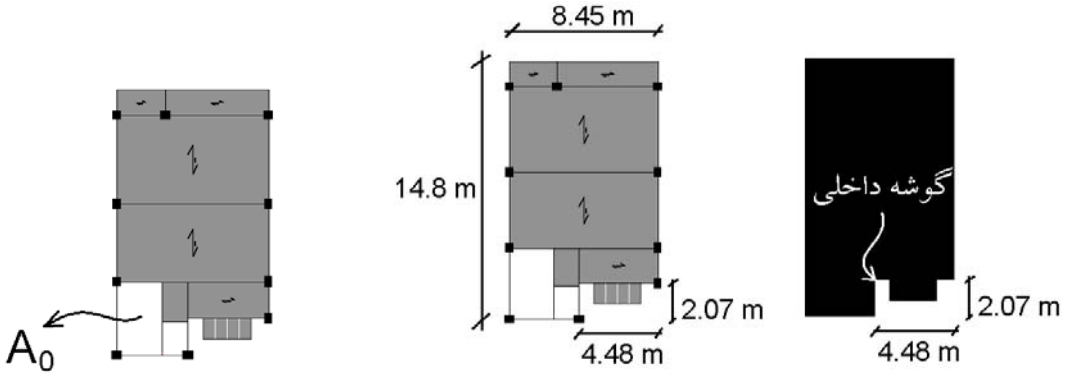
در گوشه داخلی که در شکل نشان داده شده است، در راستای عرضی سازه، پس رفتگی در پلان بیش از ۲۰ درصد می باشد ولی پس رفتگی در طول سازه کمتر از ۲۰ درصد می باشد:

$$\frac{4.48}{8.45} > 0.2$$
$$\frac{2.07}{14.8} < 0.2$$

طبق استاندارد ۲۸۰۰ سازه تنها زمانی نامنظم هندسی محسوب می شود که در هر دو راستا بیش از ۲۰ درصد پس رفتگی داشته باشیم. بنابراین این سازه نامنظمی هندسی ندارد.

کنترل نامنظمی در دیافراگم:

مساحت مربوط به راه پله و آسانسور (A_0) کمتر از نصف مساحت کل سازه ($\frac{A}{2}$) می باشد و بنابراین نامنظمی دیافراگم نداریم.



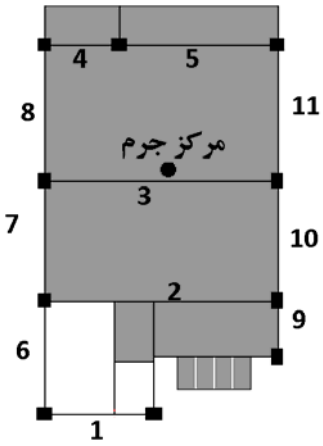
الف ب

شکل ۱۲ نامنظمی در پلان سازه الف) بررسی نامنظمی هندسی، ب) بررسی نامنظمی در دیافراگم

طبق بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ در سازه های منظم در صورتی که در هر طرف مرکز جرم سازه حداقل دو دهانه مقاوم جانبی (در هر دو امتداد عمود بر هم) داشته باشیم، ضریب نامعینی برابر یک خواهد بود. با توجه به شکل ۱۳ در راستای طولی ساز در سمت چپ سازه سه دهانه باربر خمشی (دهانه های *6,7,8*) و در سمت راست مرکز جرم نیز سه دهانه باربر خمشی (دهانه های *9, 10, 11*) قرار دارند و بنابراین این سازه در راستای

طولی از درجه نامعینی کافی برخوردار می باشد. در راستای عرضی نیز در قسمت فوقانی دو دهانه (*4, 5*) و در قسمت پایین نیز سه دهانه (*1,2, 3*) قرار دارند. بنابراین در راستای عرضی نیز درجه نامعینی بالایی دارد.

بنابراین این سازه در دو راستای متعامد دارای درجه نامعینی کافی بوده و $\rho = 1$ می باشد.

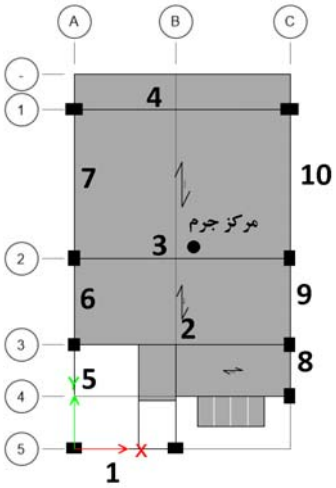


شکل ۱۳ شماره گذاری تیرهای مثال ۱ و محل مرکز جرم طبقه

۴-۲-۲ مثال ۲

سازه مثال ۲ همان سازه مثال ۱ می باشد، با این تفاوت که یکی از ستونها در انتهای فوقانی سازه حذف شده است و بنابراین تعداد دهانه های قاب خمشی آن کمتر می باشد.

فرض اولیه: فرض نمایید سازه مثال ۲ منظم باشد.



شکل ۱۴ شماره گذاری تیرهای مثال۲ و محل مرکز جرم طبقه

گام ۱ **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بالای سه طبقه میباشد و ضریب باید محاسبه شود.

گام۲ **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

انجام آنالیز خطی توسط نرم افزار انجام می شود.

گام ۳

طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید

با توجه به اینکه طبقات مشابه می باشد، نیازی به تعیین طبقات زیر ۳۵ درصد نمی باشد بدین معنی که اگر در طبقات پایین درجه نامعینی تامین شود، در طبقه بام نیز سازه نامعینی کافی خواهد داشت.

گام ۴

آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟

فرض کنیم این سازه منظم است. سازه در راستای Y به حد کافی دهانه های قاب خمشی دارد ولی در راستای X در بالای مرکز جرم تنها یک دهانه قاب خمشی وجود دارد و بنابراین شرایط روش الف تامین نمی شود.

اگر طراح این سازه بخواهد طبق بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ عمل کند، با توجه به اینکه در "یکی" از دو راستای x و y، سازه درجه نامعینی کافی ندارد، زلزله "هر دو جهت" باید با ضریب $\rho = 1.2$ تشدید شود.

در نتیجه با وجود اینکه در راستای طولی (راستای y) به حد کافی دهانه باربر داریم، زلزله Ey نیز باید 1.2 برابر شود (در روش الف خشک و تر باهم می سوزند).

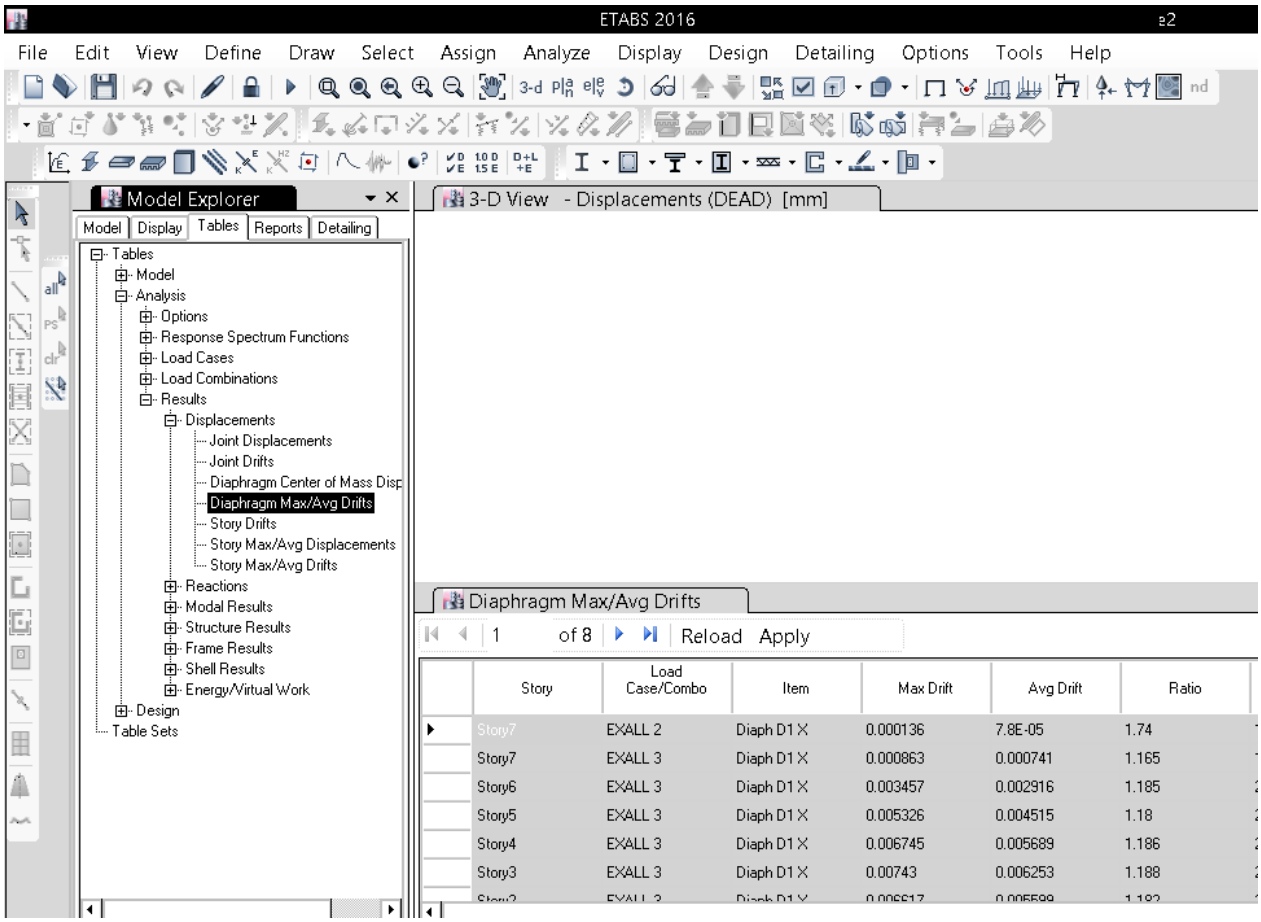
طراح می تواند برای اقتصادی شدن طرح به جای استفاده از روش الف، از روش ب استفاده نماید تا مجبور نشود در هر دو جهت ρ را 1.2 منظور کند. در صورت استفاده از روش ب، مقدار ρ به صورت جداگانه برای هر جهت محاسبه می شود.

شرایط الف ارضا نشد (سازه در راستای X فاقد دهانه کافی است) و باید به گام ۵ برویم:

گام ۵

آیا سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی دارد؟

سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی ندارد. مراحل کنترل نامنظمی پیچشی شدید این سازه در شکلهای زیر نمایش داده شده است:



شکل ۱۵ نحوه خروجی گرفتن از نرم افزار ETABS 2015 برای کنترل نامنظمی پیچشی

جدول ۳ خروجی نرم افزار را نشان می دهد. نسبت تغییرشکل حداکثر به تغییرشکل میانگین (ratio در جدول زیر) 1.18 که بسیار کمتر از 1.4 می باشد. بنابراین سازه اولیه نامنظمی پیچشی شدید ندارد. ضریب 1.203 مربوط به خرپشته بوده و لازم نیست منظور شود.

جدول ۳ خروجی نرم افزار برای سازه مثال ۲

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	Load Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.000863	0.000741	1.165
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.000976	0.000812	1.203
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003457	0.002916	1.185
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002973	0.002812	1.057
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.005326	0.004515	1.18
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004576	0.004368	1.048
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006745	0.005689	1.186
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005808	0.005506	1.055
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00743	0.006253	1.188
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.006397	0.006055	1.056
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006617	0.005599	1.182
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00568	0.005433	1.045
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003324	0.002906	1.144
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002912	0.002907	1.002

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	Load Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story7	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.000537	0.000495	1.086
Story7	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.00057	0.000516	1.104
Story6	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.001767	0.001759	1.005
Story6	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.001892	0.001759	1.076
Story5	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.002782	0.002779	1.001
Story5	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003007	0.002786	1.079
Story4	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003425	0.00341	1.004
Story4	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.00372	0.003425	1.086
Story3	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003788	0.003778	1.003
Story3	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004092	0.003792	1.079
Story2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003556	0.003538	1.005
Story2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003859	0.003556	1.085
Story1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.002187	0.002187	1
Story1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002357	0.002195	1.074

- طبقه سوم بیشترین مقدار پیچش را دارد (تحت EXALL2)

گام ۶

آیا سیستم باربر جانبی تنها شامل دیوار برشی یا دیوار برشی همبسته با نسبت ارتفاع به طول کمتر از ۱ می باشد؟

در این سازه سیستم باربر جانبی قاب خمشی می باشد و دیوار برشی نداریم

گام ۷

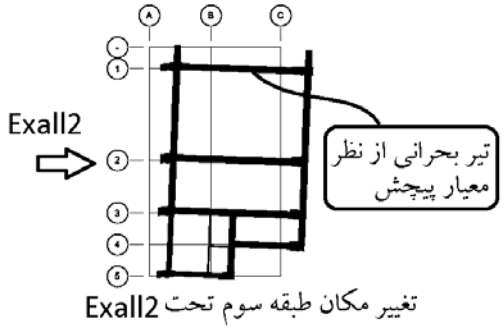
عضوی را که حذف آن بیشترین پیچش را در طبقه ایجاد می کند بیابیدو مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

- طبقه سوم بیشترین مقدار پیچش را دارد (تحت EXALL2) و بنابراین یکی از تیرهای طبقه ۳ باید حذف شود.

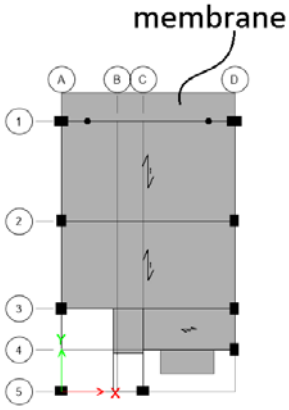
تغییر شکل سازه اولیه تحت زلزله EXALL2 در قسمت فوقانی سازه بیشتر است و بنابراین برای ایجاد بیشترین پیچش، بهتر است تیر شماره ۴ حذف شود.

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	ad Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003457	0.002916	1.185
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002973	0.002812	1.057
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.005326	0.004515	1.18
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004576	0.004368	1.048
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006745	0.005689	1.186
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005808	0.005506	1.055
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00743	0.006253	1.188
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.006397	0.006055	1.056
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006617	0.005599	1.182
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00568	0.005433	1.045
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003324	0.002906	1.144
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002912	0.002907	1.002



شکل ۱۶ سازه را پس از دوسرمفصل کردن تیر شماره ۴ طبقه سوم را نشان می دهد. پس از دوسرمفصل کردن تیر، دال طره که از نوع shell تعریف شده است، دارای مقاومت خمشی بوده به صورت یک تیر جایگزین خمشی عمل می کند. بنابراین پس از دوسرمفصل کردن، باید سختی خمشی دال طره متصل به آن نیز کاهش یابد. برای این منظور می توان در سازه تضعیف شده دال را از نوع membrane تعریف نمود. و یا می توان سختی های خمشی المان sehll را مقداری نزدیک به صفر وارد کرد (m11=m22=m12=0.01)



شکل ۱۶ حذف مقاومت خمشی تیر طبقه سوم (شماره ۴) و کاهش سختی خمشی دال متصل به آن

- در فرایند فوق تنها زلزله راستای X بررسی شد.
- یکبارهم باید تیر بحرانی برای زلزله Y تعیین شود. بنابراین "دو" تیر بحرانی خواهیم داشت. یکی برای راستای X و دیگری برای راستای Y. در این مثال راستای Y بررسی نشده است. علت: برای راستای Y مقادیر $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ سازه اولیه پایین بودند و احتمال اینکه دوسرمفصل کردن یک تیر موجب شود مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ بزرگتر از 1.4 شود بسیار پایین است.

گام ۸: در سازه تضعیف شده نامنظمی پیچشی شدید داریم؟

در سازه ای که تیر آن دوسر مفصل شده است، نامنظمی پیچشی کنترل می شود. نتایج حاصل از تحلیل سازه در جدول ۴ نشان داده شده است. پس از حذف تیرها مقادیر ratio کمتر از 1.4 می باشند و بنابراین سازه پس از حذف مقاومت جانبی تیر شماره ۴ دچار پیچش شدید نشده است.

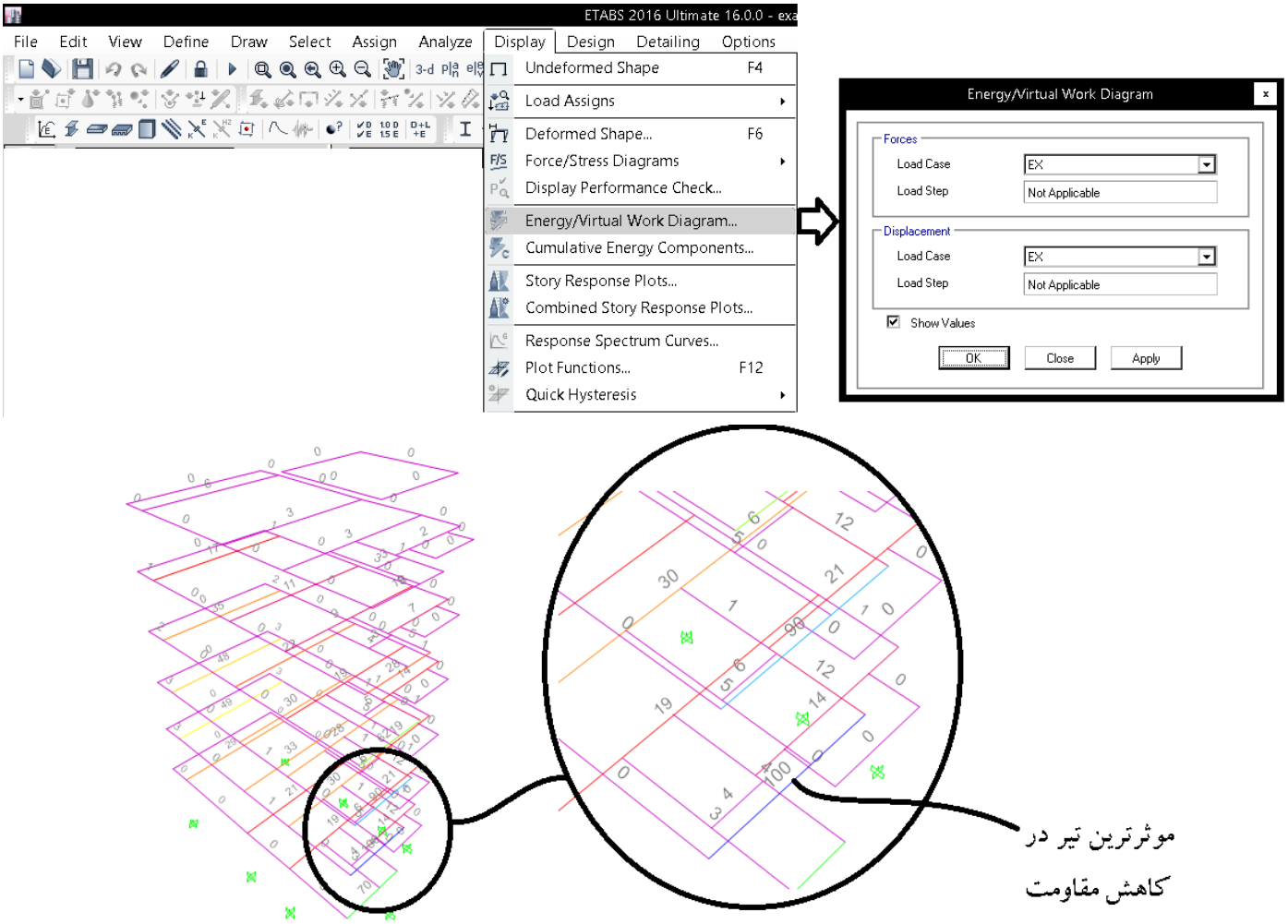
جدول ۴، جابجایی جانبی سازه پس از حذف تیر شماره ۴ در طبقه سوم

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.000879	0.000758	1.16
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00099	0.000826	1.198
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003571	0.002989	1.195
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003074	0.002876	1.069
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.005716	0.004757	1.202
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00492	0.004581	1.074
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.008072	0.006472	1.247
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.006976	0.006195	1.126
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.008859	0.007093	1.249
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.007655	0.006794	1.127
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.007014	0.005847	1.2
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00603	0.005651	1.067
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003411	0.002962	1.151
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002979	0.002956	1.008

گام ۹: **عضوی را که حذف آن بیشترین افت مقاومت را در طبقه ایجاد می کند بیابید و مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.**

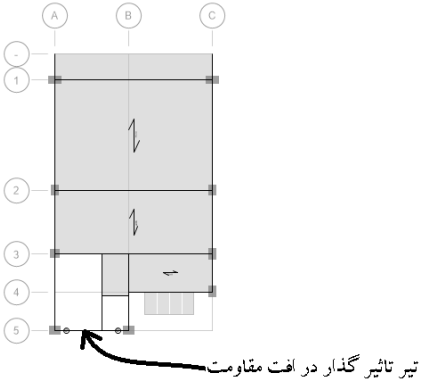
اولویت بندی بر اساس کاهش مقاومت طبقه:

انرژی داخلی می تواند به صورت تقریبی تاثیرگذارترین تیر را در کاهش مقاومت طبقه نشان دهد. بهتر است ستونها و کف ها در مدل پنهان شوند تا تنها انرژی تیرها نمایش داده شود. تیری که نسبت انرژی آن ۱۰۰ باشد، موثرترین تیر می باشد. در این سازه تیر بحرانی از نظر افت مقاومت تیر شماره ۱ در طبقه دوم می باشد.



شکل ۱۷ تعیین تیر تاثیرگذار در افت مقاومت بر اساس انرژی تیرها

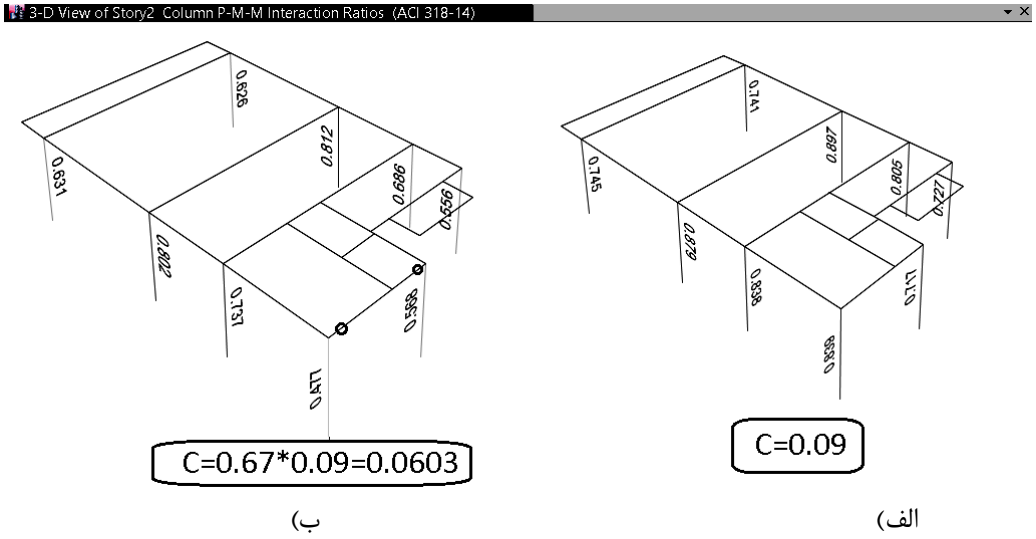
تاثیر گذارترین تیر در افت مقاومت تحت زلزله EX بر اساس انرژی اعضا تیر لبه پایین در طبقه دوم می باشد:



گام ۱۰

در سازه تضعیف شده، ضرایب نیروی زلزله را به 0.67 کاهش دهید. آیا پس از کاهش ضریب زلزله، نسبت تنشها در سازه تضعیف شده ، در تمامی اعضا، کمتر از نسبت تنشهای متناظر در سازه سالم می باشد؟

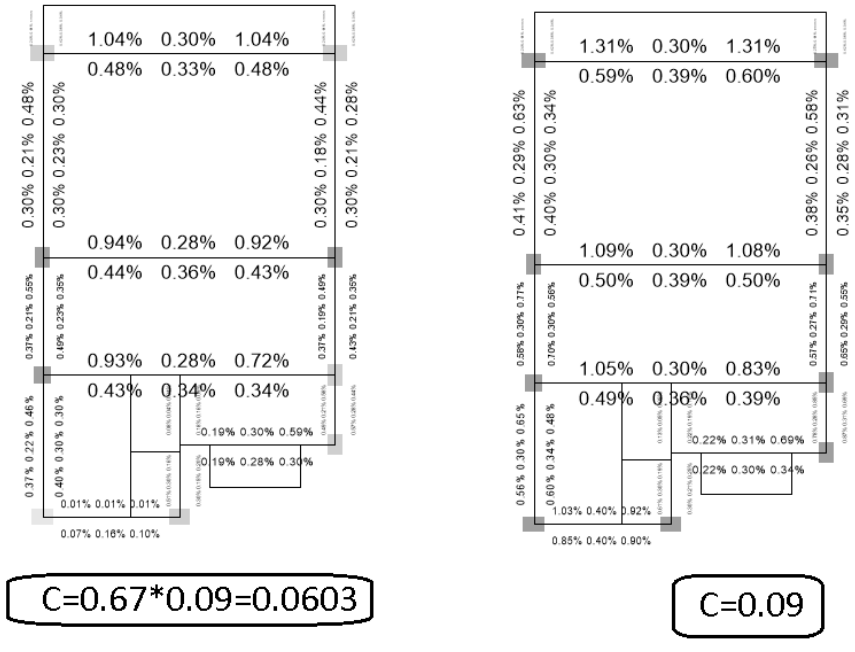
شکل ۱۸نسبت تنشها را در "طبقه دوم" قبل و پس از دو سرمفصل کردن تیر شماره ۱ نشان می دهد. در سازه سمت چپ، پس از دوسرمفصل کردن تیر، ضریب زلزله نیز کاهش یافته است نسبت تنش "تمامی ستونها نسبت به سازه اصلی" کاهش یافته است.



ب) الف)

شکل ۱۸، نسبت تنشها ستونها، الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C=0.09 ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته C=0.0603

در شکل ۱۹ نسبت تنشها در تیرهای راستای X (راستایی که زلزله آن بررسی می شود) در سازه تضعیف شده، کمتر از سازه اولیه می باشد.



شکل ۱۹، درصد میلگرد مورد نیاز تیرها (Rebar Percantage) الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C=0.09 ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته C=0.0603

- با توجه به اینکه نسبت تنشهای ستونها و نیز درصد میلگرد تیرها در سازه تضعیف شده کاهش یافته است، بنابراین افت مقاومت سازه کمتر از ۳۳ درصد می باشد.
- علاوه بر موارد فوق، بهتر است آرماتور برشی تیرها نیز در دو سازه مقایسه شود.
- اگر نسبت تنش و یا میزان میلگرد لازم حتی در یک تیر و یا ستون در سازه (با زلزله کاهش یافته) نسبت به سازه (اولیه) افزایش نشان دهد، نمی توان با اطمینان گفت که افت مقاومت کمتر از ۳۳ درصد است. در این صورت یا باید ضریب نامعینی برابر 1.2 منظور شود و یا اینکه تحلیل غیر خطی انجام شود و به صورت دقیق مقاومت طبقه محاسبه شود.

گام ۱۲

- **<u>با توجه به اینکه در گامهای قبلی سازه از نظر پیچش و افت مقاومت کنترل گردید و نتیجه مثبت بود، نیازی به کنترل گام ۱۱ نمی باشد و می توان از گام ۱۰ به گام ۱۲ رفت.</u>**

در این سازه تنها کفایت سازه برای زلزله راستای X کنترل شد.
یکبار دیگر باید مراحل ۷ تا ۱۲ برای زلزله راستای Y تکرار شود.

با توجه به مراحل فوق فایلهای زیر باید تهیه شوند:

۱- فایل main.edb که فایل اصلی طراحی می باشد و هیچکدام از اعضا حذف نمی شوند.
۲- فایل Rho-Torsion-X: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش تحت زلزله EX تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی سازه نباید دچار نامنظمی پیچشی شدید شود.
۳- فایل Rho-Torsion-Y: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش تحت زلزله EY تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی سازه نباید دچار نامنظمی پیچشی شدید شود.
۴- فایل Rho-Strength-X: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار افت مقاومت تحت زلزله EX تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی افت مقاومت سازه باید کمتر از ۳۳ درصد باشد.
۵- فایل Rho-Strength-Y: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار افت مقاومت تحت زلزله EY تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی افت مقاومت سازه باید کمتر از ۳۳ درصد باشد.

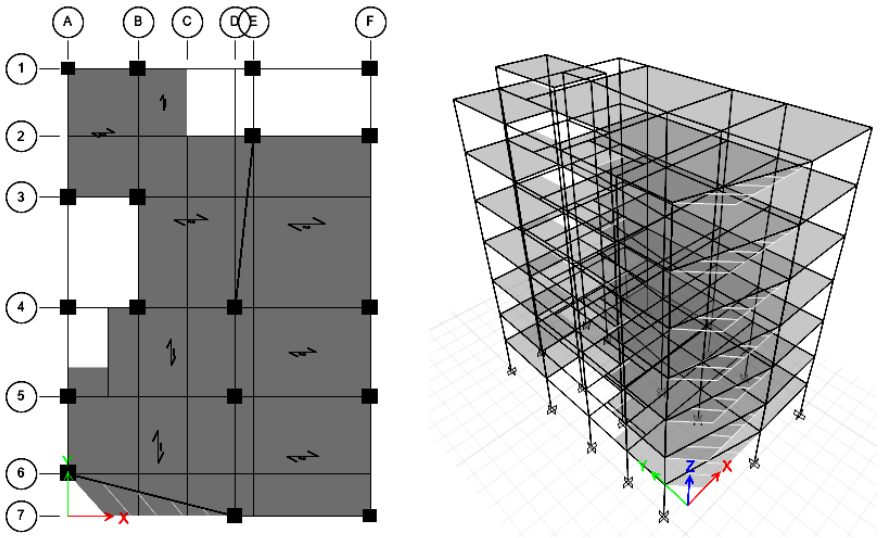
آیا کنترل سازه برای زلزله راستای Y در این سازه لازم است؟
در این سازه با توجه به اینکه تعداد دهانه های باربر در راستای Y بیشتر از راستای X است، شرایط سازه از نظر افت مقاومت طبقه در راستای Y بهتر از راستای X است. از طرفی با توجه به اینکه در سازه اولیه تحت زلزله Y شرایط نامنظمی پیچشی بهتر از راستای X می باشد، مسلما کنترل راستای Y همانند راستای X پاسخگوی شرایط خواهد بود و بنابراین کنترل آن لازم نیست.

۴-۲-۲-۱ نتیجه گیری

- در مثال ۲ در صورت استفاده از روش الف طراح باید مقدار درجه نامعینی را در هر دو جهت برابر ۱/۲ منظور می کرد. در حالیکه با استفاده از روش ب نشان داده شد که می توان مقدار درجه نامعینی را در هر دو جهت برابر یک منظور نمود.
- آنچه در روش ب مهم می باشد، این است که سازه اولیه تا حد ممکن تحت زلزله های EX و EY پیچش کمتری داشته باشد تا با حذف اعضا پیچش سازه از مرز نامنظمی پیچشی شدید عبور نکند.

۴-۲-۳ مثال ۳

مثال سوم مربوط به یک قاب خمشی بتنی ۷ طبقه می باشد



شکل ۲۰ سازه مثال سوم، قاب خمشی بتنی در هر دو راستا.

گام ۱ **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بالای دو طبقه بوده و بیش از ۱۰ متر ارتفاع دارد و بنابراین محاسبه Rho الزامی است.

گام ۲ **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

انجام تحلیل خطی در سازه.

گام ۳ **طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید**

شکل زیر برش طبقات را نشان می دهد. برش کل پایه برابر 2843 kN می باشد. ۳۵ درصد برش پایه برابر 995 kN می باشد.
برش طبقه ۷ برابر 828 kN می باشد که کمتر از 995 kN می باشد. بنابراین تنها در ۶ طبقه اول درجه نامعینی کنترل خواهد شد.

TABLE: Story Forces				
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX
			kN	kN
Story8	EX	Bottom	0	0
Story7	EX	Bottom	0	-828.077
Story6	EX	Bottom	0	-1433.786
Story5	EX	Bottom	0	-2019.7735
Story4	EX	Bottom	0	-2386.274
Story3	EX	Bottom	0	-2634.1247
Story2	EX	Bottom	0	-2772.3493
Story1	EX	Bottom	0	-2843.7426

گام ۴

آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟

این سازه در پلان نامنظم می باشد. علت: دو تیر مورب داریم و بنابراین در این سازه اجزای قائم باربر جانبی غیر موازی داریم و بنابراین "نامنظمی سیستم های غیرموازی" داریم و باید برای تعیین ضریب نامعینی از روش ب استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شود. علاوه بر نامنظمی سیستم های ناموازی، در گام ۵ خواهیم دید که سازه دارای نامنظمی پیچشی نیز می باشد.

گام ۵

آیا سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی دارد؟

سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی ندارد. جدول ۵ خروجی نرم افزار را نشان می دهد. نسبت تغییرشکلها (ratio در جدول زیر) 1.24 است که کمتر از ۱/۴ می باشد. بنابراین سازه اولیه نامنظمی پیچشی شدید ندارد. البته مقدار این نسبت از ۱/۲ بیشتر بوده و سازه نامنظمی پیچشی دارد ولی شدید نیست.

جدول ۵ خروجی نرم افزار برای سازه مثال ۳

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story8	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.000789	0.000755	1.046
Story8	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.000853	0.00081	1.053
Story7	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00243	0.002336	1.04
Story7	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002486	0.002304	1.079
Story6	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.002776	0.002598	1.069
Story6	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002712	0.002517	1.077
Story5	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00345	0.003278	1.053
Story5	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003433	0.003234	1.061
Story4	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004188	0.00399	1.05
Story4	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004177	0.003952	1.057
Story3	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004369	0.004166	1.048
Story3	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004374	0.004132	1.058
Story2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003542	0.00336	1.054
Story2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003523	0.003327	1.059
Story1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.001913	0.001797	1.064
Story1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.001935	0.001776	1.089

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story8	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001492	0.001122	1.33
Story8	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00139	0.00112	1.241
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002712	0.002552	1.063
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003342	0.002619	1.276
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.0031	0.003041	1.019
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003828	0.003124	1.225
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003814	0.003763	1.014
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004619	0.003818	1.21
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004677	0.004615	1.013
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005642	0.004679	1.206
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00479	0.004744	1.01
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005792	0.004804	1.206
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003809	0.003723	1.023
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004453	0.003751	1.187
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002057	0.001951	1.054
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002288	0.001957	1.169

گام ۶

سازه فاقد دیوار برشی می باشد.

گام ۷

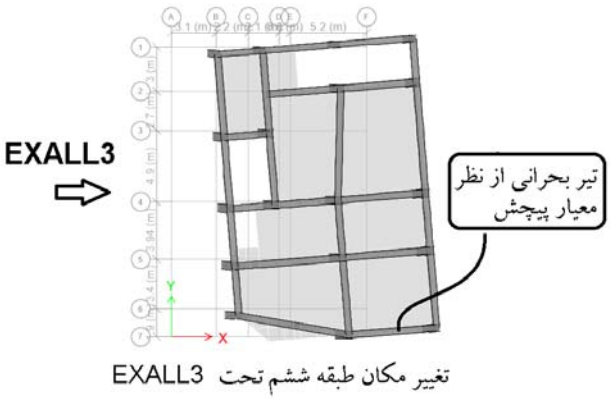
عضوی را که حذف آن بیشترین پیچش را در طبقه ایجاد می کند بیابیدو مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

- طبقه هفتم بیشترین مقدار پیچش را دارد (تحت EXALL3)

ولی برش طبقه هفتم زیر ۳۵ درصد است و لازم نیست کنترل شود. پس از طبقه هفتم، بیشترین پیچش مربوط به طبقه ششم می باشد که در آن تحت EXALL3 نسبت تغییر مکان طبقه برابر است با Ratio=1.225.

تغییر شکل سازه اولیه تحت زلزله EXALL3 در قسمت تحتانی سازه بیشتر است:

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story8	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001492	0.001122	1.33
Story8	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00139	0.00112	1.241
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002712	0.002552	1.063
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003342	0.002619	1.276
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.0031	0.003041	1.019
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003828	0.003124	1.225
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003814	0.003763	1.014
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004619	0.003818	1.21
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004677	0.004615	1.013
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005642	0.004679	1.206
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00479	0.004744	1.01
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005792	0.004804	1.206
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003809	0.003723	1.023
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004453	0.003751	1.187
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002057	0.001951	1.054
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002288	0.001957	1.169



- در فرایند فوق تنها زلزله راستای X بررسی شد. یکبارهم باید تیر بحرانی برای زلزله Y تعیین شود. بنابراین "دو" تیر بحرانی خواهیم داشت. یکی برای راستای X و دیگری برای راستای Y. در این مثال راستای Y بررسی نشده است. علت: برای راستای Y مقادیر $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ سازه اولیه پایین بودند و احتمال اینکه دوسرمفصل کردن یک تیر موجب شود مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ بزرگتر از 1.4 شود بسیار پایین است.

گام ۸:

در سازه تضعیف شده نامنظمی پیچشی شدید داریم؟

در سازه ای که تیر آن دوسر مفصل شده است، نامنظمی پیچشی کنترل می شود. نتایج حاصل از تحلیل سازه در زیر نشان داده شده است. پس از حذف تیر مقادیر ratio در طبقه ششم کمتر از 1.4 می باشند و بنابراین سازه پس از دوسرمفصل کردن تیر دچار پیچش شدید نشده است.

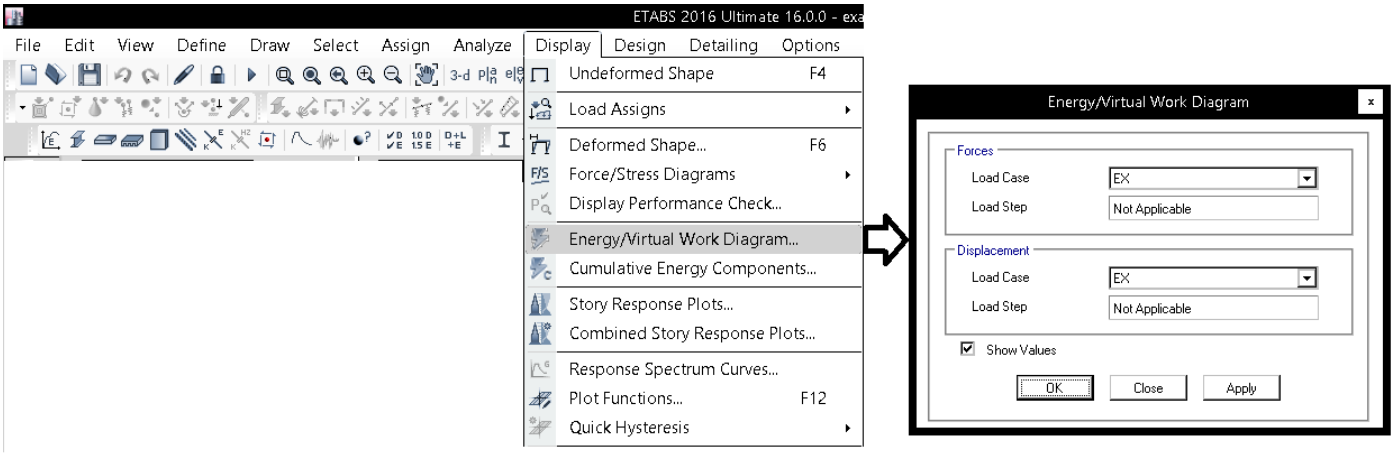
جدول ۶، جابجایی جانبی سازه پس از حذف تیر لبه پایین در طبقه ششم

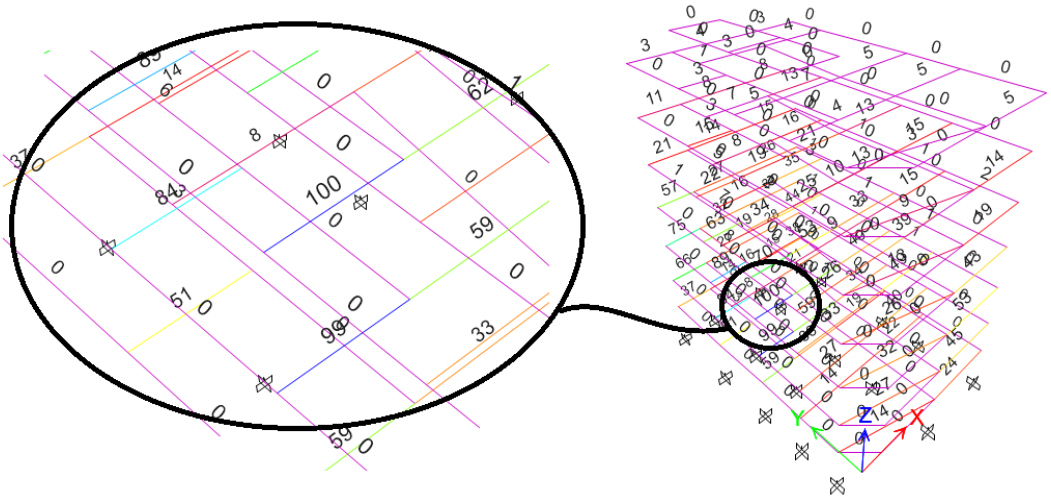
TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story8	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001523	0.001154	1.32
Story8	EXALL 3	Diaph D1 X	0.001428	0.00116	1.231
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002936	0.002657	1.105
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00362	0.002749	1.316
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00334	0.003171	1.054
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004126	0.003262	1.265
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003843	0.003776	1.018
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004655	0.003835	1.214
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004685	0.004619	1.014
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005653	0.004685	1.207
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004791	0.004745	1.01
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005794	0.004805	1.206
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00381	0.003723	1.023
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004454	0.003752	1.187
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002057	0.001952	1.054
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002288	0.001957	1.169

گام ۹: **عضوی را که حذف آن بیشترین افت مقاومت را در طبقه ایجاد می کند بیابید و مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.**

اولویت بندی بر اساس کاهش مقاومت طبقه:

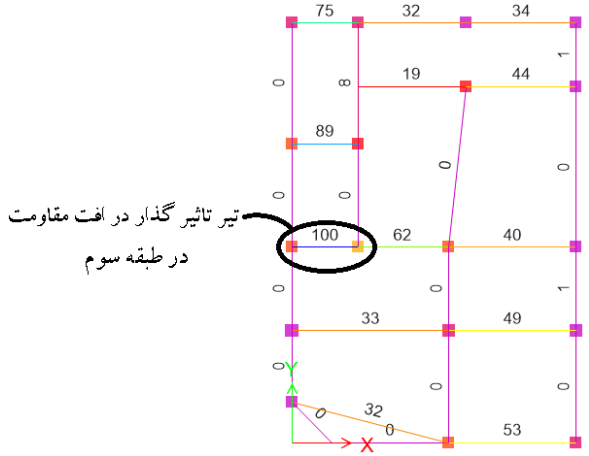
انرژی داخلی می تواند به صورت تقریبی تاثیرگذارترین تیر را در کاهش مقاومت طبقه نشان دهد. بهتر است ستونها و کف ها در مدل پنهان شوند تا تنها انرژی تیرها نمایش داده شود. تیری که نسبت انرژی آن ۱۰۰ باشد، موثرترین تیر می باشد. در این سازه تیر بحرانی از نظر افت مقاومت تیر شماره ۱ در طبقه دوم می باشد.





شکل ۲۱ تعیین تیر تاثیرگذار در افت مقاومت بر اساس انرژی تیرها

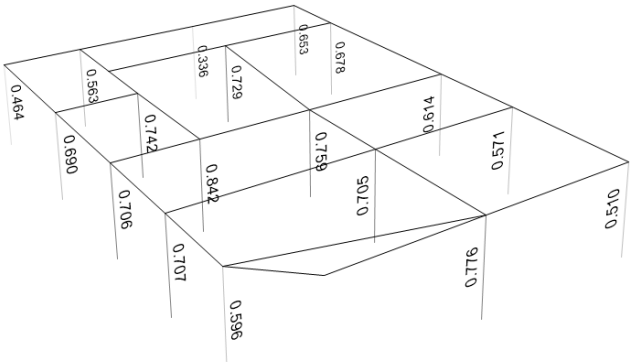
تاثیر گذارترین تیر در افت مقاومت تحت زلزله EX بر اساس انرژی اعضا تیر کوتاه میانی در طبقه سوم می باشد:



گام ۱۰

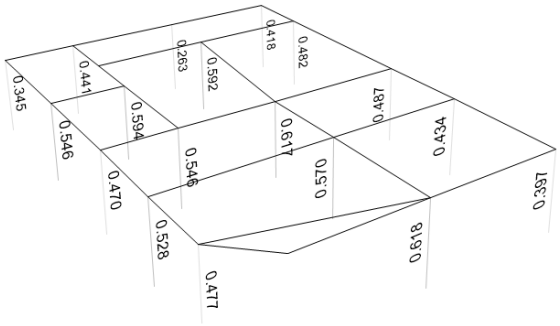
در سازه تضعیف شده، ضرایب نیروی زلزله را به 0.67 کاهش دهید. آیا پس از کاهش ضریب زلزله، نسبت تنشها در سازه تضعیف شده ، در تمامی اعضا، کمتر از نسبت تنشهای متناظر در سازه سالم می باشد؟

در سازه سمت چپ، پس از دوسرمفصل کردن تیر، ضریب زلزله نیز کاهش یافته است نسبت تنش "تمامی ستونها نسبت به سازه اصلی" کاهش یافته است:



C=0.13

الف)

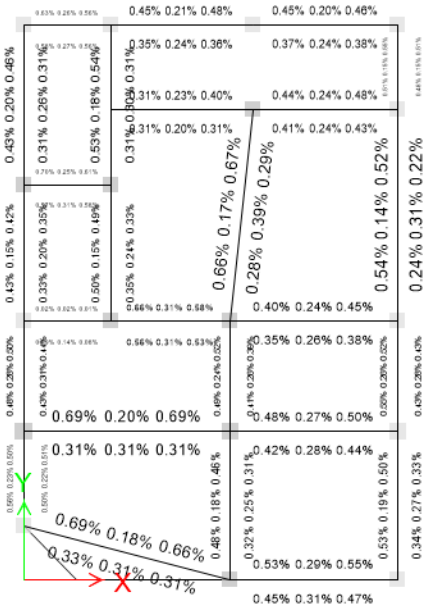


C=0.67*0.13=0.0871

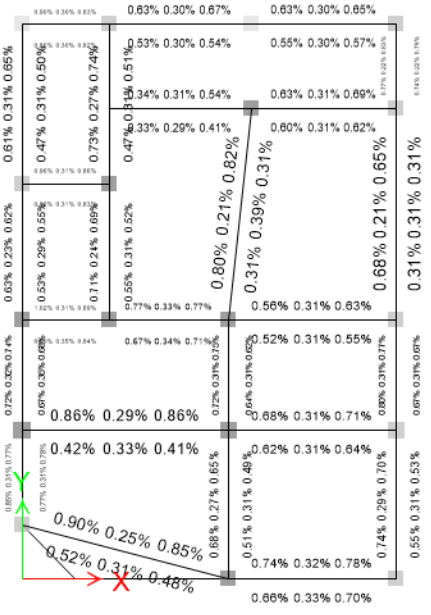
ب)

شکل ۲۲، نسبت تنشها ستونها، الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C=0.13 ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته C=0.0871

در شکل زیر نسبت تنشها در تیرهای راستای X (راستایی که زلزله آن بررسی می شود) در سازه تضعیف شده، کمتر از سازه اولیه می باشد.



C=0.13



C=0.67*0.13=0.0871

شکل ۲۳، درصد میلگرد مورد نیاز تیرها (Rebar Percantage) الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C=0.13 ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته C=0.0871

- با توجه به اینکه نسبت تنشهای ستونها و نیز درصد میلگرد تیرها در سازه تضعیف شده کاهش یافته است، بنابراین افت مقاومت سازه کمتر از ۳۳ درصد می باشد.
- علاوه بر موارد فوق، بهتر است آرماتور برشی تیرها نیز در دو سازه مقایسه شود.
- اگر نسبت تنش و یا میزان میلگرد لازم حتی در یک تیر و یا ستون در سازه (با زلزله کاهش یافته) نسبت به سازه (اولیه) افزایش نشان دهد، نمی توان با اطمینان گفت که افت مقاومت کمتر از ۳۳ درصد است. در این صورت یا باید ضریب نامعینی برابر 1.2 منظور شود و یا اینکه تحلیل غیر خطی انجام شود و به صورت دقیق مقاومت طبقه محاسبه شود.

گام ۱۲

- **<u>با توجه به اینکه در گامهای قبلی سازه از نظر پیچش و افت مقاومت کنترل گردید و نتیجه مثبت بود، نیازی به کنترل گام ۱۱ نمی باشد و می توان از گام ۱۰ به گام ۱۲ رفت.</u>**

در این سازه تنها کفایت سازه برای زلزله راستای X کنترل شد.
یکبار دیگر باید مراحل ۷ تا ۱۲ برای زلزله راستای Y تکرار شود.

با توجه به مراحل فوق فایلهای زیر باید تهیه شوند:

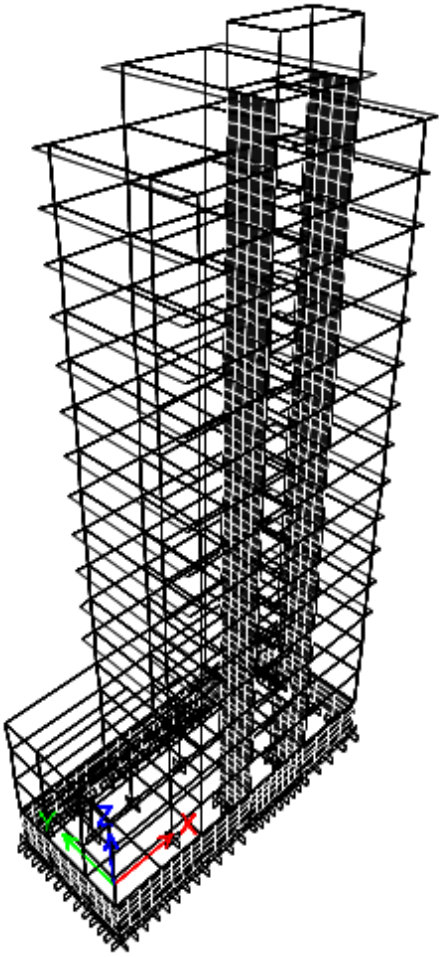
۶- فایل main.edb که فایل اصلی طراحی می باشد و هیچکدام از اعضا حذف نمی شوند.
۷- فایل Rho-Torsion-X: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش تحت زلزله EX تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی سازه نباید دچار نامنظمی پیچشی شدید شود.
۸- فایل Rho-Torsion-Y: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش تحت زلزله EY تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی سازه نباید دچار نامنظمی پیچشی شدید شود.
۹- فایل Rho-Strength-X: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار افت مقاومت تحت زلزله EX تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی افت مقاومت سازه باید کمتر از ۳۳ درصد باشد.
۱۰- فایل Rho-Strength-Y: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار افت مقاومت تحت زلزله EY تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی افت مقاومت سازه باید کمتر از ۳۳ درصد باشد.

۴-۲-۳-۱ نتیجه گیری

- این سازه نامنظم بود و با روش ب کنترل گردید. و نشان داده شد که حذف عضو بحرانی موجب پیچش شدید نمی شود و افت مقاومت نیز کمتر از ۳۳ درصد خواهد بود و بنابراین ضریب نامعینی برابر ۱ خواهد بود.

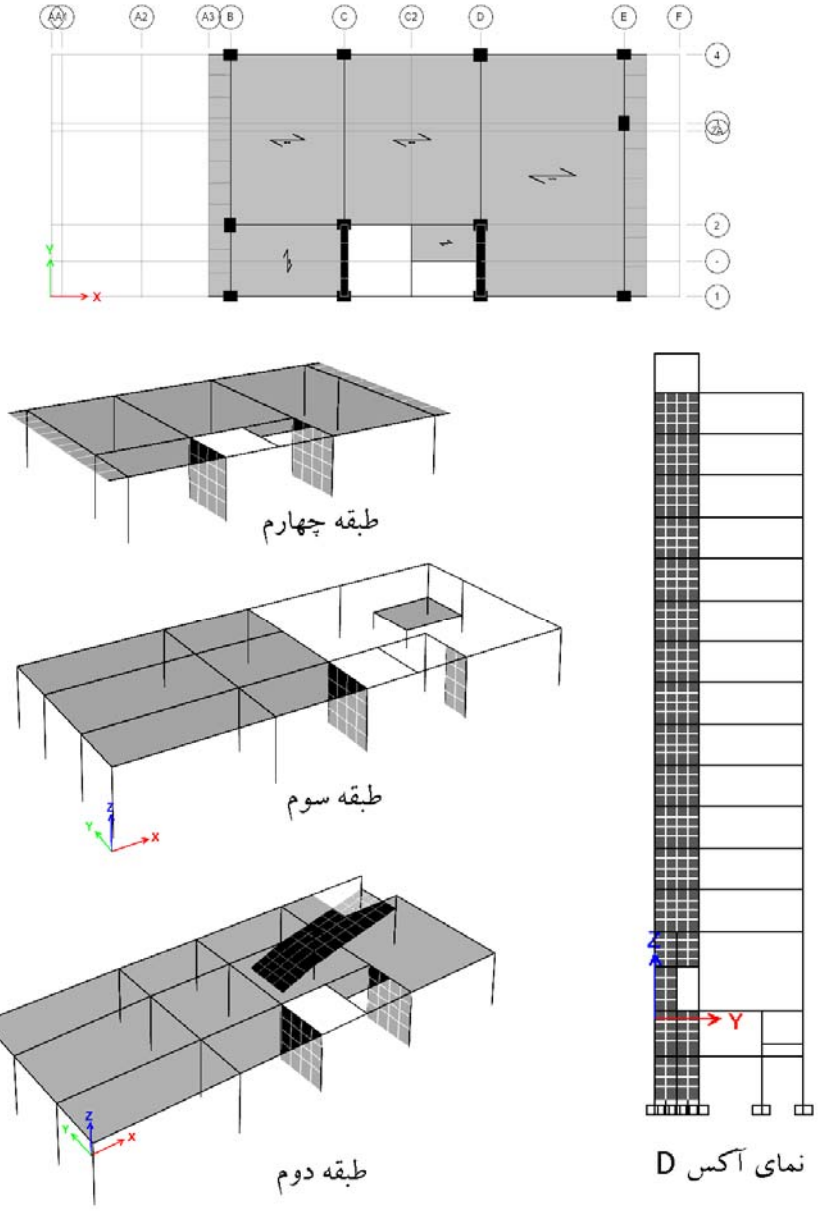
۴-۲-۴ مثال ۴

مثال ۴ مربوط به یک سازه ۱۷ طبقه می باشد که در یک جهت دارای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی+دیوار برشی می باشد و در راستای دیگر قاب خمشی بتنی می باشد. نمای سه بعدی سازه را نشان می دهد.



شکل ۲۴ نمای سه بعدی سازه مثال ۴

این سازه در راستای عرضی (راستای y) دو دیوار برشی دارد. یک از دیوارها که نمای آن در شکل نشان داده شده است، در طبقه سوم کاهش مقطع دارد. البته چنین طرحی توصیه نمیشود و اگر در یک راستا دیوار برشی استفاده شود، بهتر است در راستای متعامد نیز از دیوار برشی استفاده شود.



شکل ۲۵ سازه مربوط به مثال ۴

گام ۱ **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بلندتر از ۳ طبقه بوده و باید ضریب نامعینی محاسبه شود.

گام۲ **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

گام ۳

طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید

برای تعیین طبقاتی که درجه نامعینی آن باید بررسی شود از خروجی نرم افزار استفاده می شود. برش پایه کل سازه برابر ۲۷۷ تن می باشد. ۳۵ درصد برش پایه برابر ۹۷ تن می باشد. بنابراین برش طبقه ۱۴ تا طبقه آخر کمتر از ۳۵ درصد برش پایه بوده و نیازی به بررسی درجه نامعینی ندارند.

جدول ۷، برش طبقات تحت زلزله EY در سازه مثال ۴

TABLE: Story Forces					
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
END	EY	Bottom	0	0	0
PENT	EY	Bottom	0	0	-12.6785
STORY16	EY	Bottom	0	0	-40.4214
STORY15	EY	Bottom	0	0	-67.6296
STORY14	EY	Bottom	0	0	-93.016
STORY13	EY	Bottom	0	0	-116.908
STORY12	EY	Bottom	0	0	-139.7058
STORY11	EY	Bottom	0	0	-160.976
STORY10	EY	Bottom	0	0	-180.6364
STORY9	EY	Bottom	0	0	-198.7808
STORY8	EY	Bottom	0	0	-214.9999
STORY7	EY	Bottom	0	0	-229.2119
STORY6	EY	Bottom	0	0	-241.5084
STORY5	EY	Bottom	0	0	-251.81
STORY4	EY	Bottom	0	0	-261.7179
STORY3	EY	Bottom	0	0	-267.6561
STORY2	EY	Bottom	0	0	-273.5485
STORY1	EY	Bottom	0	0	-277.8379

گام ۴

آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟

سازه نامنظم پیچشی دارد و بنابراین شرایط الف ارضا نمی شود (شرط منظم بودن در پلان). جدول زیر خروجی نرم افزار را برای این سازه نشان می دهد:

جدول ۸ کنترل نامنظمی پیچشی در سازه مثال ۴

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
END	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001178	0.001153	1.022
END	EXALL 3	Diaph D1 X	0.001218	0.001209	1.007
PENT	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002209	0.002071	1.067
PENT	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002086	0.002042	1.022
STORY16	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002342	0.002202	1.063
STORY16	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00221	0.002172	1.017
STORY15	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002446	0.002282	1.072
STORY15	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002279	0.002248	1.014
STORY14	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002717	0.002534	1.073
STORY14	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002528	0.002496	1.013
STORY13	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003159	0.002961	1.067
STORY13	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002965	0.002922	1.015
STORY12	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003481	0.003273	1.063
STORY12	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003287	0.003233	1.017
STORY11	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003851	0.003637	1.059
STORY11	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003663	0.003596	1.019
STORY10	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004037	0.003833	1.053
STORY10	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003888	0.003798	1.024
STORY9	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004193	0.004006	1.047
STORY9	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004092	0.003976	1.029
STORY8	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00434	0.00416	1.043
STORY8	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00426	0.004132	1.031
STORY7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004362	0.004189	1.041
STORY7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004301	0.004161	1.033
STORY6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004316	0.004156	1.038
STORY6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004277	0.00413	1.036
STORY5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004515	0.004387	1.029
STORY5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004534	0.004368	1.038
STORY4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004387	0.00431	1.018
STORY4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004483	0.004301	1.042
STORY3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003578	0.003576	1.001
STORY3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003807	0.003586	1.062
STORY2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001665	0.001568	1.062
STORY2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.001809	0.001595	1.134
STORY1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.000033	0.000031	1.065
STORY1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.000036	0.000031	1.132

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	d Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
END	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003887	0.003823	1.017
END	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003899	0.003844	1.014
PENT	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004009	0.00393	1.02
PENT	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004057	0.003954	1.026
STORY16	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004198	0.003978	1.055
STORY16	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004343	0.003966	1.095
STORY15	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004473	0.00412	1.086
STORY15	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.00442	0.004102	1.077
STORY14	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004705	0.004266	1.103
STORY14	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004558	0.004244	1.074
STORY13	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004955	0.004419	1.121
STORY13	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004704	0.00439	1.071
STORY12	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005144	0.004532	1.135
STORY12	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004806	0.004498	1.068
STORY11	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005292	0.004614	1.147
STORY11	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004888	0.004576	1.068
STORY10	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005358	0.004642	1.154
STORY10	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004915	0.004601	1.068
STORY9	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005364	0.004625	1.16
STORY9	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.0049	0.004583	1.069
STORY8	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005315	0.00456	1.166
STORY8	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004831	0.004516	1.07
STORY7	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005195	0.004443	1.169
STORY7	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004721	0.0044	1.073
STORY6	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004978	0.004258	1.169
STORY6	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004546	0.004217	1.078
STORY5	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004489	0.003919	1.145
STORY5	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004196	0.003825	1.097
STORY4	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003754	0.003057	1.228
STORY4	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003802	0.00337	1.128
STORY3	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00303	0.002333	1.298
STORY3	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002867	0.002588	1.108
STORY2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.001436	0.001209	1.188
STORY2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.001628	0.001352	1.205
STORY1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.000165	0.000135	1.22
STORY1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.000156	0.000135	1.152

گام ۵

آیا سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی دارد؟

سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی ندارد. جدول ۵ خروجی نرم افزار را نشان می دهد. نسبت تغییرشکل حداکثر به تغییرشکل میانگین (ratio در جدول زیر) 1.298 که کمتر از 1.4 می باشد. بنابراین سازه اولیه نامنظمی پیچشی شدید ندارد. البته مقدار این نسبت از 1.2 بیشتر بوده و سازه نامنظمی پیچشی دارد.

گام ۶

آیا سیستم باربر جانبی تنها شامل دیوار برشی یا دیوار برشی همبسته با نسبت ارتفاع به طول کمتر از ۱ می باشد؟

در گام ۶ سوال می شود که آیا سیستم باربر جانبی سازه "تنها" شامل دیوار برشی می باشد؟ با توجه به اینکه سیستم سازه دوگانه می باشد بنابراین علاوه بر دیوار قاب خمشی نیز داریم و پاسخ منفی خواهد بود.

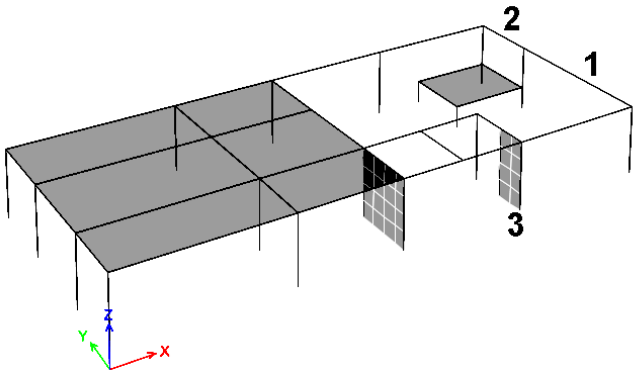
نکته: در سازه هایی که دارای دیوار برشی هستند، اگر طول دیوار در طبقه بیش از ارتفاع باشد لازم به حذف دیوار نخواهد بود. علت: احتمال خرابی دیوارهای طویل در زلزله پایین بوده و در تشکیل سازه تضعیف شده تنها دیوارهای با نسبت ارتفاع به طول بزرگتر از یک از مدل حذف خواهند شد. در این سازه در تمامی طبقات طول دیوارهای برشی بیش از ارتفاع می باشد و تنها در طبقه سوم به علت ایجاد بازشو، طول دیوار کاهش یافته و می توان در مدل تضعیف شده، اثر حذف این دیوار را بررسی نمود.

گام ۷

عضوی را که حذف آن بیشترین پیچش را در طبقه ایجاد می کند بیابیدو مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

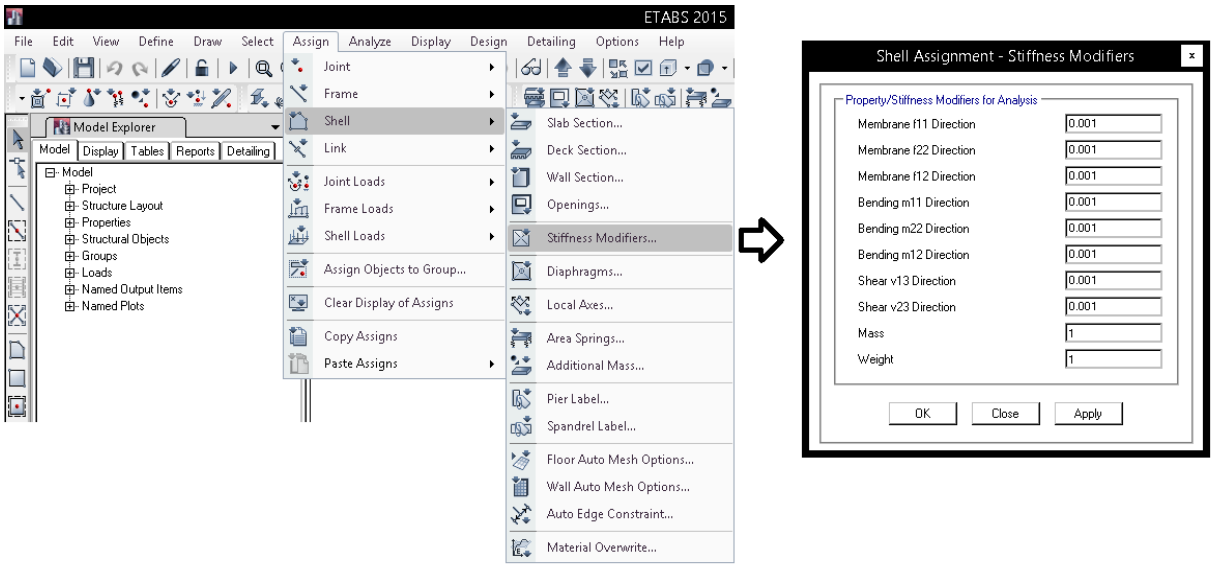
در طبقه سوم سازه که یکی از دیوارهای برشی کاهش مقطع دارد، پیچش طبقه (برای زلزله راستای Y) به حداکثر مقدار خود رسیده است. بنابراین بحرانی ترین طبقه، طبقه سوم می باشد.

احتمال می رود اگر یکی از اعضای طبقه سوم حذف شود، در سازه نامنظمی شدید پیچشی داشته باشیم. در شکل ۲۶ نمای سه بعدی طبقه سوم نشان داده شده است. در این سازه با افزایش ابعاد تیرهای ۱ و ۲ سعی شده است تا حد امکان از پیچش سازه اولیه کاسته شود. با این وجود نسب تغییرمکان حداکثر به تغییرمکان میانگین در این طبقه به ۱/۲۹ رسیده است. طول دیوار برشی ۳ که در شکل نشان داده شده است، کمتر از ارتفاع آن است و با توجه به سختی بالای دیوارهای برشی، اولویت با حذف این دیوار می باشد.



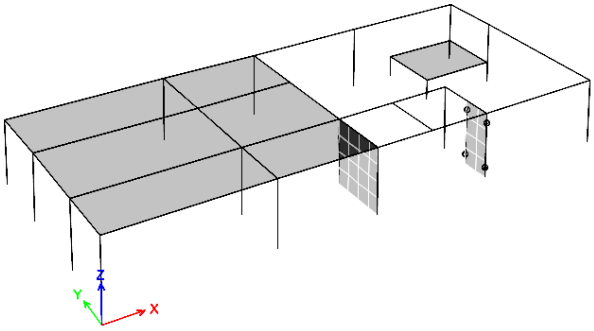
شکل ۲۶ نمای سه بعدی طبقه سوم

برای حذف دیوار برشی شماره ۳ از مدل باید سختی المانهای shell آن کاهش یابد. برای این منظور باید این المانها انتخاب گردیده و مطابق شکل زیر تمامی ضرایب سختی آن یک مقدار کوچک وارد می شود.



شکل ۲۷ کاهش سختی المانهای shell دیوار شماره ۳

همچنین ستونهای اطراف دیوار برشی مطابق شکل ۲۸ باید دوسرمفصل شوند. دقت نمایید که دو ستون نشان داده شده در شکل، اجزای مرزی دیوار محسوب شده و همراه با آن باید باربری جانبی ستونها نیز حذف شود.



شکل ۲۸ دوسرمفصل کردن ستونهای اطراف دیوار

گام ۸

در سازه تضعیف شده نامنظمی پیچشی شدید داریم؟

پس از حذف دیوار و اجزای مرزی دو طرف آن، باید نامنظمی پیچشی سازه بررسی شود. پس از حذف نسبت تغییر شکل حداکثر به تغییر شکل میانگین در طبقه سوم تحت اثر EYALL2 به ۱/۳۷۱ می رسد که کمتر از مرز ۱/۴ می باشد (جدول ۹).

بنابراین پس از حذف دیوار برشی، سازه دچار نامنظمی پیچشی شدید نمی شود.

جدول ۹، مقادیر جابجایی طبقات پس از تضیف سازه

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
END	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003912	0.003847	1.017
END	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003922	0.003867	1.014
PENT	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004033	0.003955	1.02
PENT	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.00408	0.003977	1.026
STORY16	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004222	0.004002	1.055
STORY16	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004365	0.003989	1.094
STORY15	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004498	0.004144	1.085
STORY15	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004443	0.004125	1.077
STORY14	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00473	0.004292	1.102
STORY14	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004582	0.004268	1.074
STORY13	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004981	0.004446	1.121
STORY13	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004729	0.004416	1.071
STORY12	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005172	0.00456	1.134
STORY12	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004832	0.004525	1.068
STORY11	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005323	0.004644	1.146
STORY11	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004916	0.004605	1.068
STORY10	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005391	0.004674	1.153
STORY10	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004944	0.004632	1.067
STORY9	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005401	0.00466	1.159
STORY9	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004931	0.004616	1.068
STORY8	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005357	0.004597	1.165
STORY8	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004864	0.004552	1.068
STORY7	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005242	0.004484	1.169
STORY7	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004755	0.004439	1.071
STORY6	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005033	0.004304	1.169
STORY6	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004581	0.004261	1.075
STORY5	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004559	0.003973	1.147
STORY5	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004232	0.003877	1.091
STORY4	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003866	0.003105	1.245
STORY4	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003789	0.003417	1.109
STORY3	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003309	0.002413	1.371
STORY3	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002781	0.002657	1.047
STORY2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.001402	0.001204	1.164
STORY2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.001653	0.001347	1.227
STORY1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.000163	0.000134	1.217
STORY1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.000154	0.000135	1.148

گام ۹

عضوی را که حذف آن بیشترین افت مقاومت را در طبقه ایجاد می کند بیابید و مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

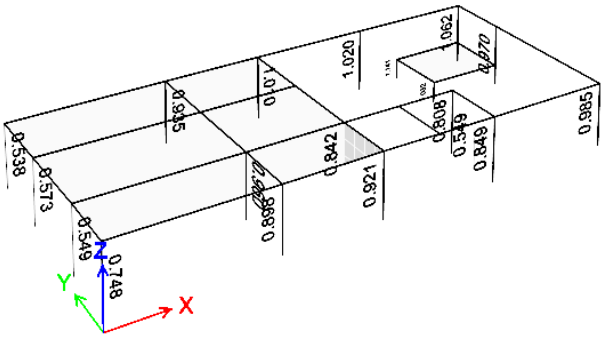
در تمامی طبقات طول دیوارها بیشتر از ارتفاع آنها می باشد.

تنها در طبقه سوم یک دیوار با طول کم داریم که قابلیت حذف دارد و تنها عضوی که ممکن است حذف آن موجب کاهش شدید مقاومت طبقه شود، همین دیواراست.

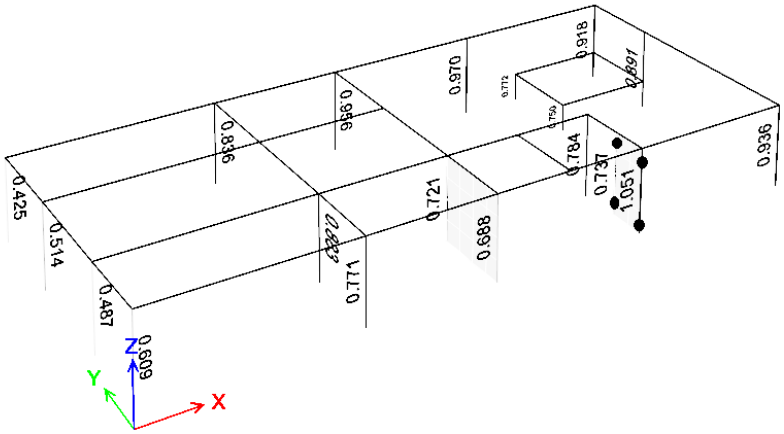
گام ۱۰

در سازه تضعیف شده، ضرایب نیروی زلزله را به 0.67 کاهش دهید. آیا پس از کاهش ضریب زلزله، نسبت تنشها در سازه تضعیف شده ، در تمامی اعضا، کمتر از نسبت تنشهای متناظر در سازه سالم می باشد؟

شکل زیر نسبت تنشها را در طبقه سوم قبل و پس از حذف دیوار نشان می دهد. در شکل ب که دیوار حذف شده است، ضریب زلزله نیز به 0.67 مقدار اولیه کاهش داده شده است. در شکل ب تمامی نسبت تنش ها در ستونها نسبت به سازه اولیه کاهش نشان میدهد. بنابراین حذف دیوار نتوانسته به اندازه ۳۳ کاهش مقاومت ایجاد کند.



الف)

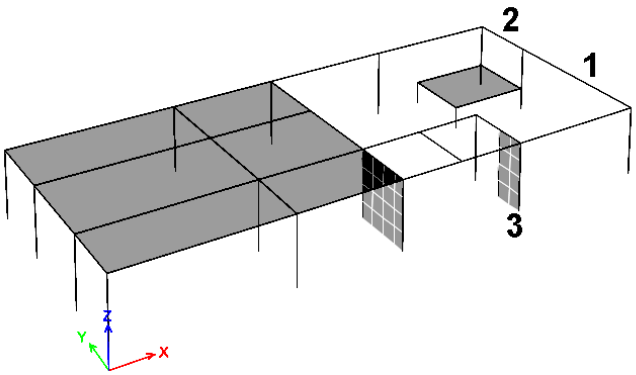


ب)

شکل ۲۹، نسبت تنشها ستونها، الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته 0.67*C

گام ۱۲ **آیا حذف تمامی المانهای محتمل بررسی شده است؟**

جهت اطمینان از کفایت سازه و بالا بودن درجه نامعینی آن، علاوه بر حذف دیوار در طبقه سوم، بهتر است تیر شماره ۲ که درشکل زیر نشان داده شده، نیز حذف شود و مراحل ۷ تا ۱۰ تکرار شوند. با توجه به اینکه ابعاد مقاطع تیرهای ۱ و ۲ یکسان هستند، از بین دو تیر ۱ و ۲، تیر کوتاهتر بحرانی تر خواهد بود و نیازی به کنترل حذف تیر شماره ۱ نمی باشد. مراحل کنترل حذف تیر مشابه مراحل کنترل حذف دیوار می باشد و در این نوشتار برای جلوگیری از اطاله مطلب، کنترل حذف تیر ۲ انجام نشده است.



شکل ۳۰ نمای سه بعدی طبقه سوم

کنترل سازه برای زلزله جهت X:

در راستای x، سازه دارای سیستم قاب خمشی می باشد، سازه اولیه در این راستا نامنظم پیچشی نمی باشد و با توجه به تعداد بالای قابهای خمشی دراین راستا، مسلما حذف یک تیر از سازه، موجب کاهش مقاومت شدید و یا پیچش شدید نخواهد شد و بنابراین نیازی به کنترل راستای x نمی باشد.

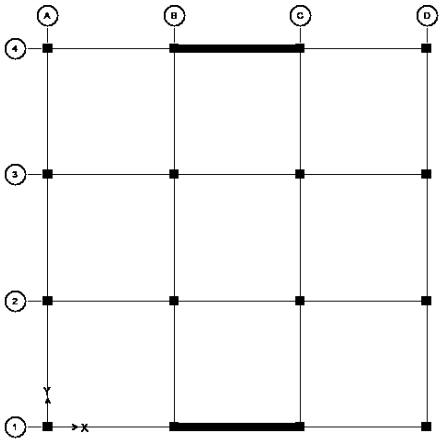
۴-۲-۴-۱ نتیجه گیری

در این سازه در هر دو راستا تعداد قابهای خمشی و دیوار برشی به صورت قابل توجهی بالا بود. سازه هایی که در آنها تعداد اجزای باربر جانبی بالا می باشد، اصولا سازه هایی با در جه نامعینی بالا می باشند. طول دیوارهای برشی در تمامی طبقات بیش از ارتفاع طبقه بود و بنابراین این دیوارها در لیست حذفیات گنجانده نشدند.

تنها در طبقه سوم یک دیوار با طول کم وجود داشت که ممکن بود با حذف آن سازه دچار پیچش شدید و یا افت مقاومت شود. پس از حذف این دیوار نیز مشاهده شد که سازه کفایت کافی را دارد و بنابراین مقدار ضریب نامعینی در هر دو راستا برابر یک می باشد.

۴-۲-۵ مثال ۵

مثال ۵ مربوط به یک سازه ۵ طبقه با پلان منظم می باشد که در راستای غربی شرقی دارای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی +دیوار برشی بتنی می باشد و در راستای دیگر قاب خمشی بتنی می باشد. طول تمامی دهانه ها برابر ۵ متر و ارتفاع طبقات برابر ۳ متر می باشد.



شکل ۳۱ پلان سازه مثال ۵

گام ۱ **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بلندتر از ۳ طبقه بوده و باید ضریب نامعینی محاسبه شود.

گام۲ **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

گام ۳ **طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید**

با توجه به اینکه سازه ۵ طبقه می باشد، با توجه به تجربیات مثالهای قبلی، تمامی طبقات، به جز پشت بام باید منظور شوند.

گام ۴ **آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟**

سازه منظم می باشد و می توان از روش الف استفاده نمود. تعداد دهانه ها برای راستای Y کافی می باشد (۶ دهانه قاب خمشی در هر سمت مرکز جرم وجود دارد). در راستای X نیز در هر سمت مرکز جرم، ۵ دهانه قاب خمشی همراه با یک دیوار برشی به طول ۵ وجود دارد. دیوار برشی $\frac{5}{3} = 1.67$ دهانه محسوب می شود و در نتیجه در کل در هر سمت مرکز جرم ۶/۶۷ دهانه باربر خواهیم داشت و سازه در این راستا نیز دهانه باربر به حد کافی دارد. و ضریب نامعینی برابر $\rho = 1$ خواهد بود.

نکته: متن استاندارد ۲۸۰۰ برای شمارش تعداد دهانه ها به شرح زیر می باشد:

"الف- در ساختمانهای منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در دو امتداد عمود بر هم، موجود باشد. در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه بدست می آید."

از متن فوق ممکن است چنین برآید که در سازه مثال ۵ در شمارش تعداد دهانه ها تنها باید دیوار برشی منظور شود. در این صورت در هر سمت مرکز جرم تنها ۱/۷ دهانه خواهیم داشت و ضریب نامعینی برابر ۱/۲ خواهد شد.

متن زیر نیز مربوط به ASCE7-10 می باشد که ضریب نامعینی در استاندارد ۲۸۰۰ برگرفته از آن می باشد. با دقت به متن اصلی استنباط می شود که باید تعداد دهانه های دیوار برشی با دهانه های مربوط به قاب خمشی تجمیع شود.

b. Structures that are regular in plan at all levels provided that the seismic force-resisting systems consist of at least two bays of seismic force-resisting perimeter framing on each side of the structure in each orthogonal direction at each story resisting more than 35 percent of the base shear. The number of bays for a shear wall shall be calculated as the length of shear wall divided by the story height or two times the length of shear wall divided by the story height, h_{sx}, for light-frame construction.

متن استاندارد ۲۸۰۰:

در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه بدست می آید

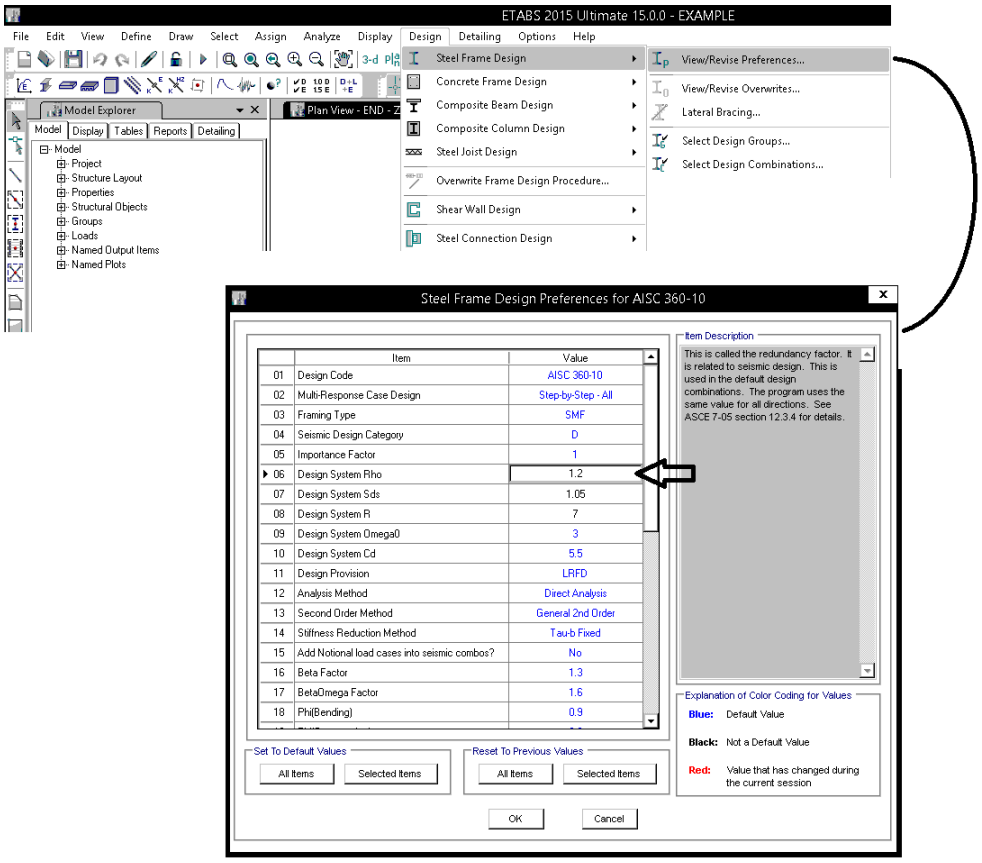
متن ASCE7-10:

در دیوار برشی تعداد تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه بدست می آید

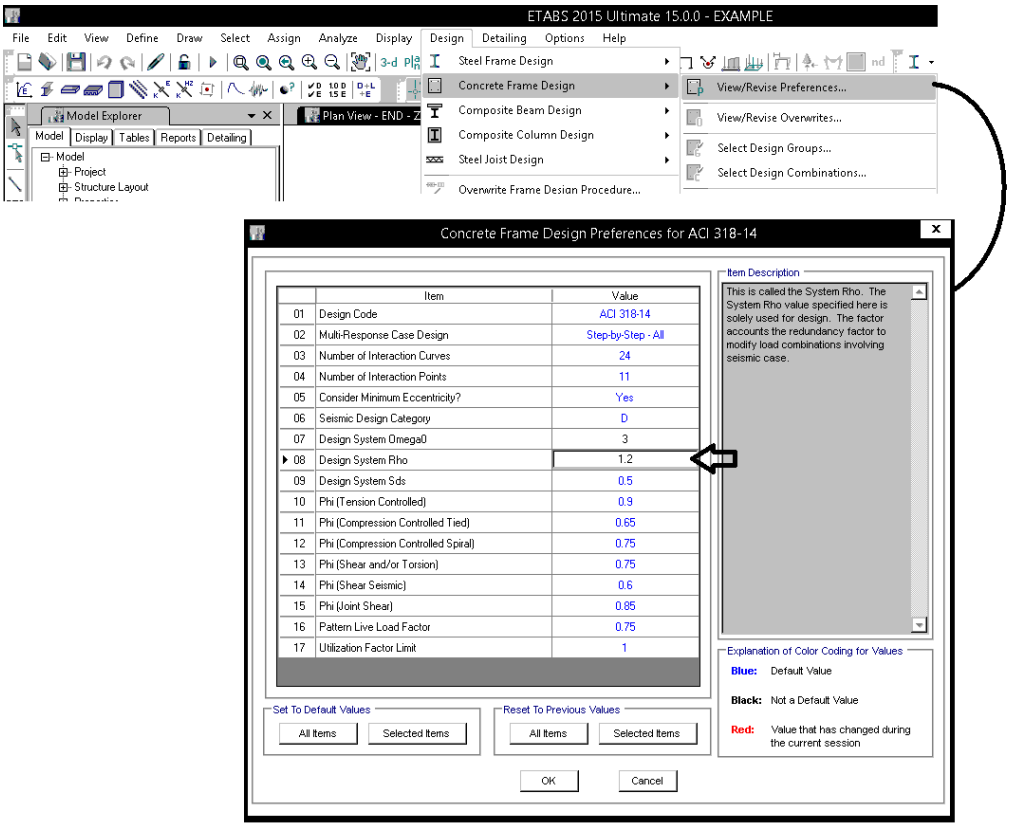
دقت شود که اصولا سازه های دارای سیستم دوگانه، سازه هایی با درجه نامعینی بالا می باشند. در صورت عدم منظور کردن قاب های خمشی در شمارش تعداد دهانه ها، بسیاری از سیستم های دوگانه فاقد درجه نامعینی کافی خواهند شد که با مفاهیم و اصول تعیین درجه نامعینی مطابقت ندارد. شاید چنین به نظر آید که با توجه به اینکه سهم بارگیری دیوار برشی بالا می باشد و عمده زلزله را دیوار برشی تحمل می کند، بنابراین بهتر است در شمارش تعداد دهانه ها، از قاب خمشی صرف نظر شود. در پاسخ باید گفت که یکی از شرایط دوگانه محسوب شدن سازه این است که تحمل قابهای خمشی حدقل ۲۵ درصد برش پایه باشد. در غیر این صورت سیستم دوگانه محسوب نشده و تنها در این حالت است که باید از شمارش قابهای خمشی صرف نظر شود.

بنابراین از نظر نگارنده در سیستم های دوگانه در شمارش تعداد دهانه باید قابهای خمشی نیز همراه با دیوار برشی شمارش شوند.

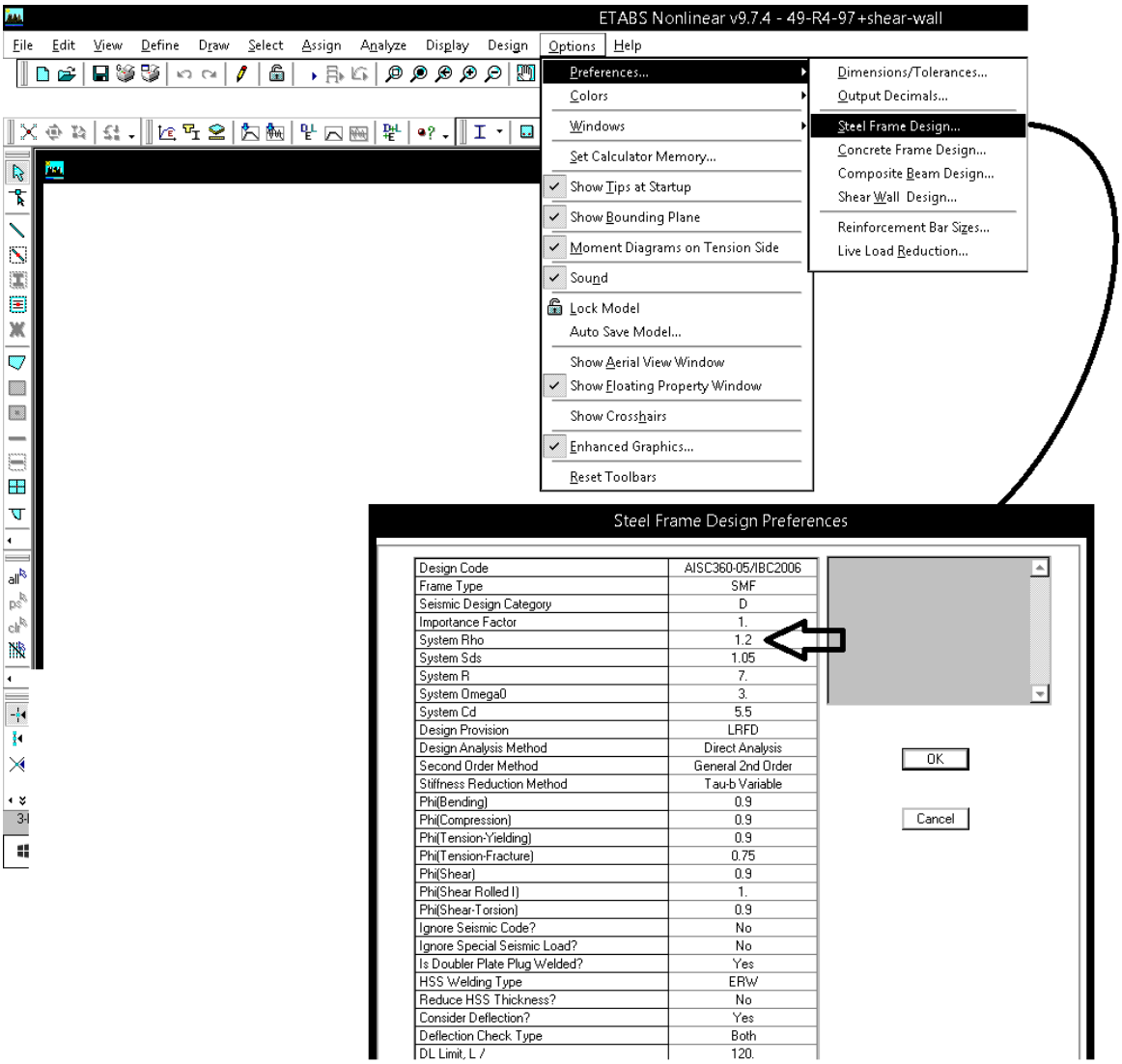
۳-۴ اعمال ضریب نامعینی در نرم افزار



در سازه های بتنی:



در سازه های فولادی:



۴-۳-۱ مراجع

۱- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، شماره نشر: ض-۲۵۳

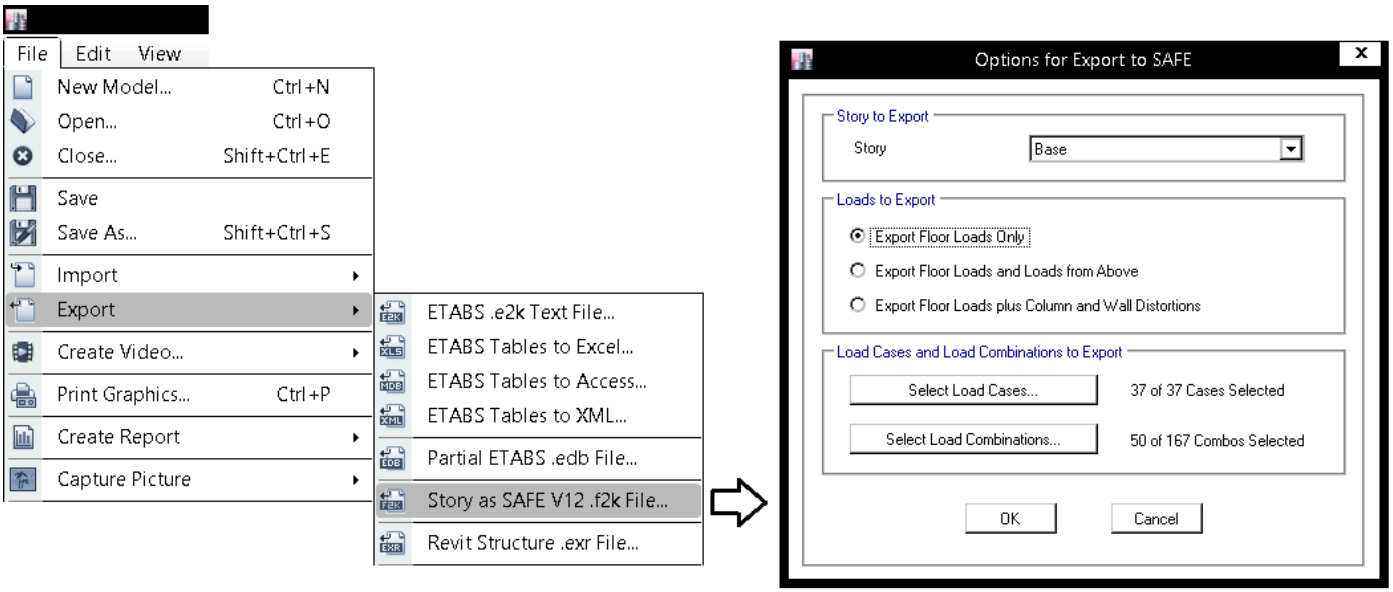
2- Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, ASCE/SEI 7-10, 2010.

3- Seismic Loads, Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-05, Finley A. Charney, Ph.D., P.E., ASCE, 2010.

4- NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-750 / 2009 Edition, 2009.

طراحی فونداسیون

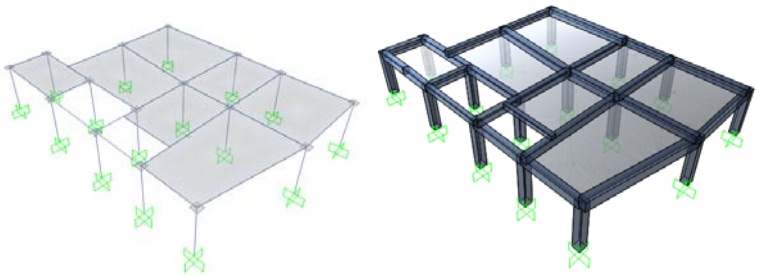
۵-۱ انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS



Export Floor Loads Only:

- نیروی انتهای ستونها منتقل نمی شود. بنابراین نیروی زلزله نیز منتقل نمی شوند.
- در انتهای ستونها المانهای slab از نوع stiff به صورت اتوماتیک ایجاد می شود و نیازی به تعریف دستی آنها نیست.
- خود ستونها (تنها ستونهای زیر دال) مدل می شوند و بنابراین سختی ستونها در تغییر شکلها منظور می شود.
- دیوارهای زیرین به صورت wall مدل می شوند و دیوارهای فوقانی نیز (بر خلاف ستونها) به صورت تیر عمیق از نوع beam مدل می شوند.

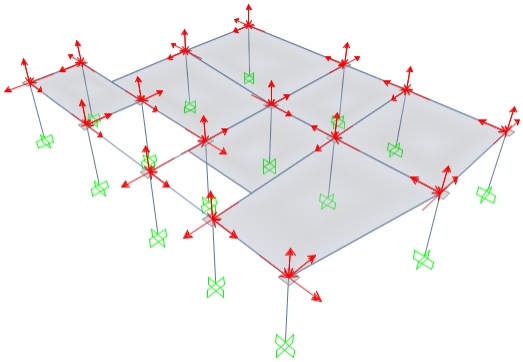
در صورتی که مابین ستونها تیر داشته باشیم، تحمل نیروی زلزله به عهده تیرها خواهد بود و دالها لرزه گیر نیستند و بنابراین برای دالهای (با تیر مابین ستونها) توصیه می شود از این گزینه استفاده شود.



Export Floor Loads and loads from above:

- مشابه گزینه بالا می باشد با این تفاوت که نیروی انتهای ستونهای فوقانی به صورت نیروهای گرهی و با پسوند Above وارد می شوند.

برای طراحی فونداسیون توصیه می شود از این گزینه استفاده شود.

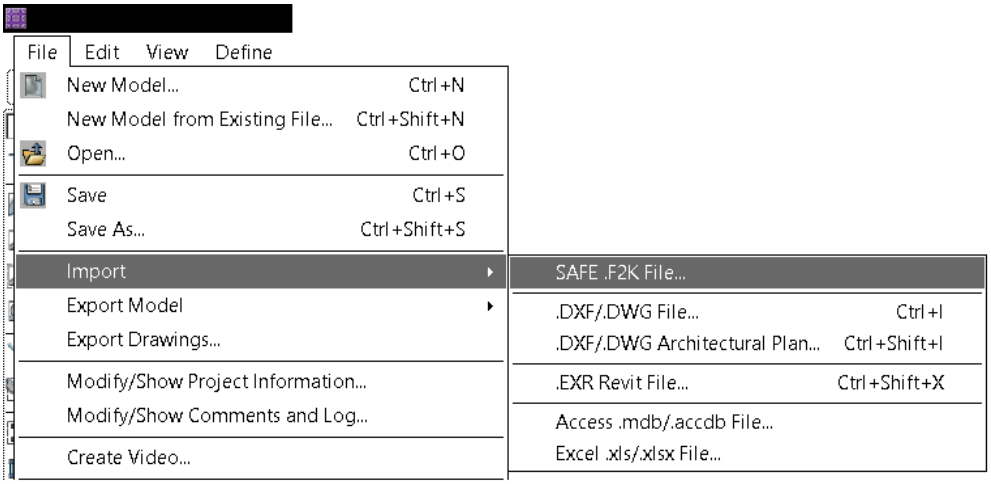


:Export Floor Loads plus column and wall distorsions

- در انتهای ستونها علاوه بر نیروهای وارد از طبقات بالا، تغییر مکان و جابجایی ناشی از انواع بارها که توسط ETABS محاسبه شده است نیز منتقل می شوند.
- ستونها در مدل ترسیم نمی شوند. علت: با توجه به اعمال تغییر مکانها در گرهها نیازی به مدل کردن ستونها و دیوارها جهت منظور کردن سختی آنها در محاسبه تغییر شکلها نیست.
- در انتهای ستونها المانهای slab از نوع stiff به صورت اتوماتیک ایجاد نمی شود و باید به صورت دستی آنها را تعریف کرد.

در دالهایی که مابین ستونها تیر نداریم و از طرفی مایل هستیم تاثیر نیروهای لرزه ای را بر دالها بررسی کنیم، می توان از این گزینه استفاده کرد.

پس از export کردن عکس العملهای تکیه گاهی، در نرم افزار SAFE باید فایل ایجاد شده از طریق منوی زیر فراخوانی شود:



۵-۲ انتقال بارهای دینامیکی در پی

آیا می توان بارهای دینامیکی (و ترکیب بارهای مربوطه) را به SAFE منتقل نمود؟

آیا SAFE قادر است اثرات بارهای دینامیکی را به طور صحیح در طراحی منظور کند؟

به متن زیر از سایت CSI توجه نمایید:

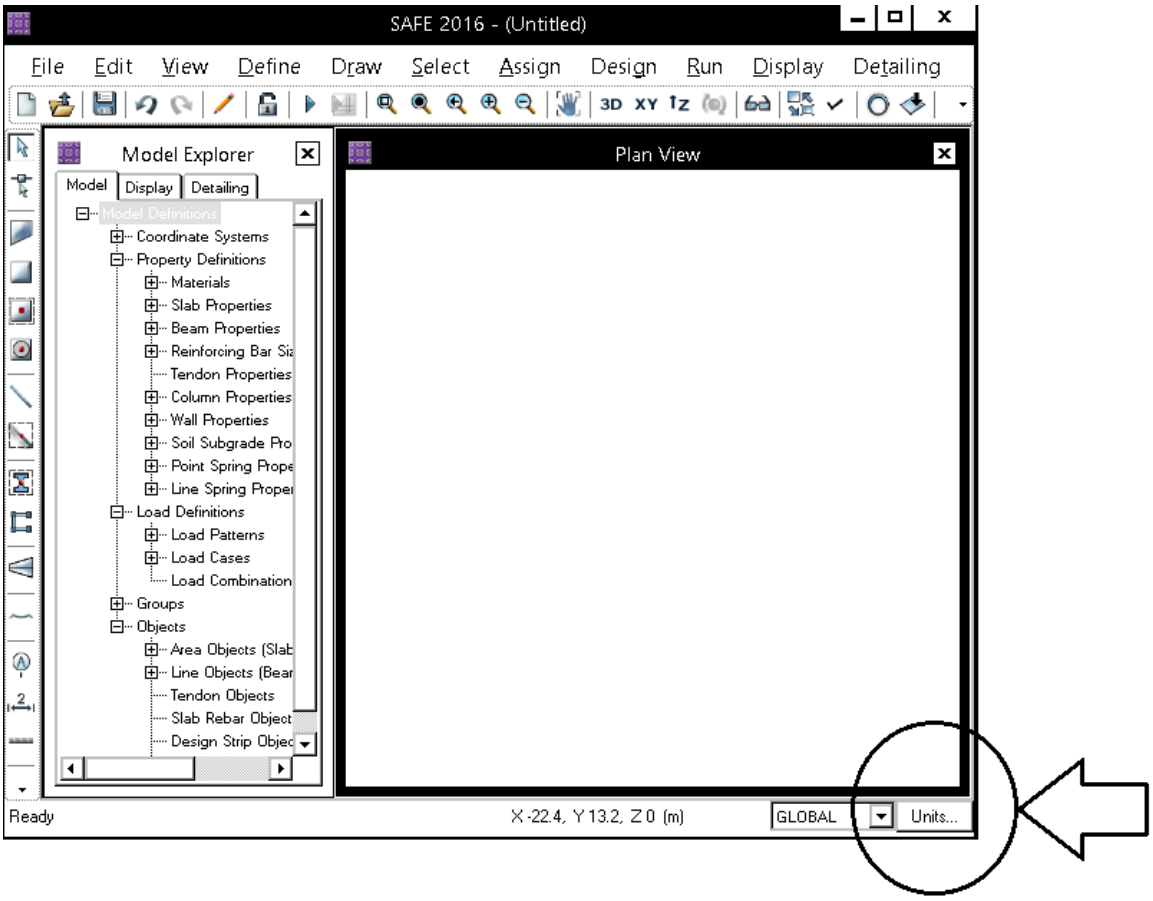
For foundation analysis and design, nonlinear uplift cases may not be converted from spectrum combinations because response-spectrum analysis is a linear formulation. As an alternative, spectrum story forces may be applied within ETABS manually as a lateral load case, then response may be exported to SAFE for foundation design.

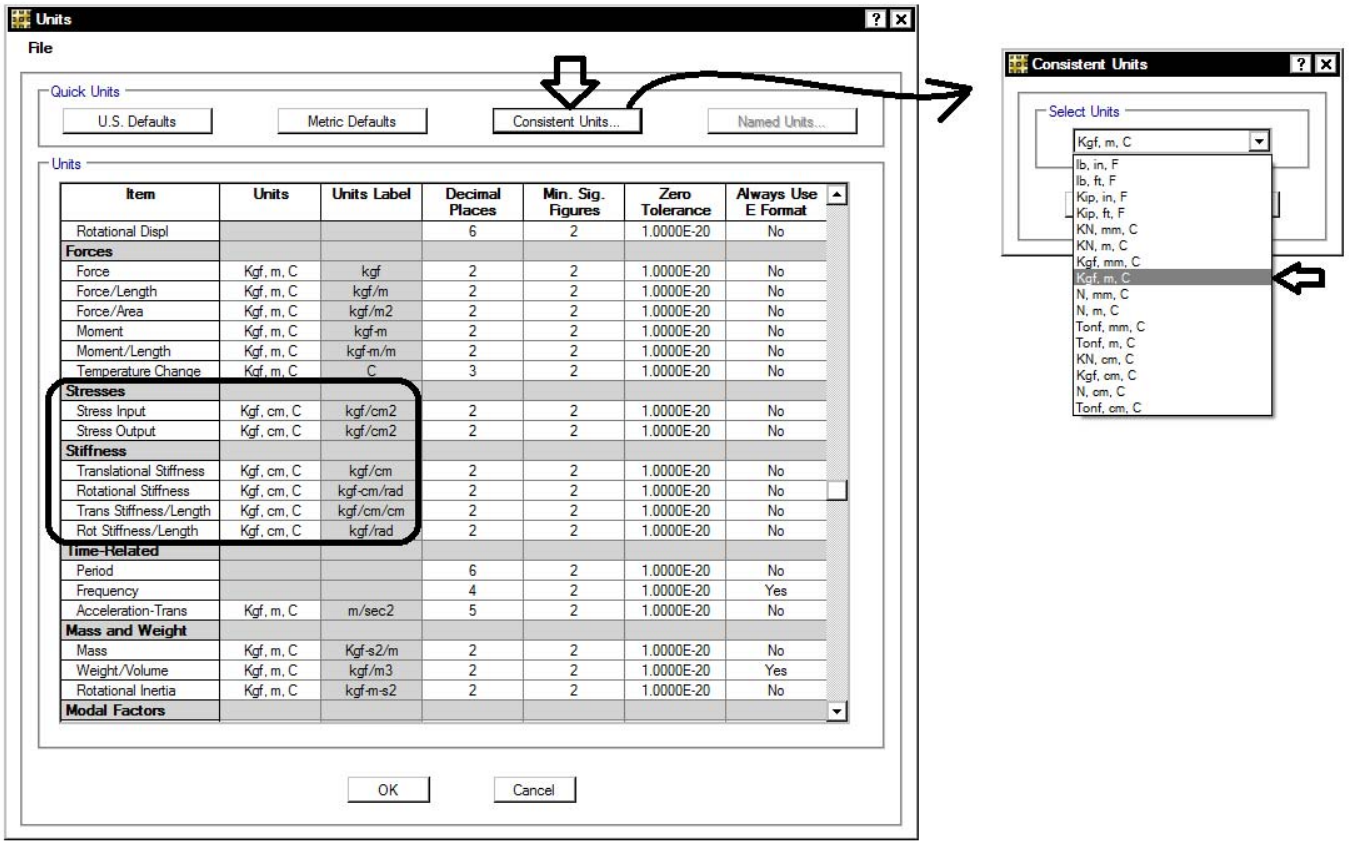
با توجه به متن فوق در مواردی که احتمال می رود در پی تحت بارهای وارد شده کشش (uplift) داشته باشیم، بهتر است برای طراحی پی از زلزله های استاتیکی استفاده کنیم. اگر اصرار بر استفاده از بارهای دینامیکی باشد (به جهت استفاده از تخفیف ۱۰ یا ۱۵ درصدی در بار زلزله) می توان ابتدا در ایتبس بارهای استاتیکی از نوع user load و بر اساس برشهای دینامیکی در طبقات تعریف کرد و سپس بارهای تعریف شده از نوع user load را به SAFE منتقل نمود.

برای آشنایی با نحوه تعریف بار استاتیکی معادل (User Loads) به بند ۷-۱۰ جزوه مراجعه کنید.

۵-۲-۱ تنظیمات اولیه

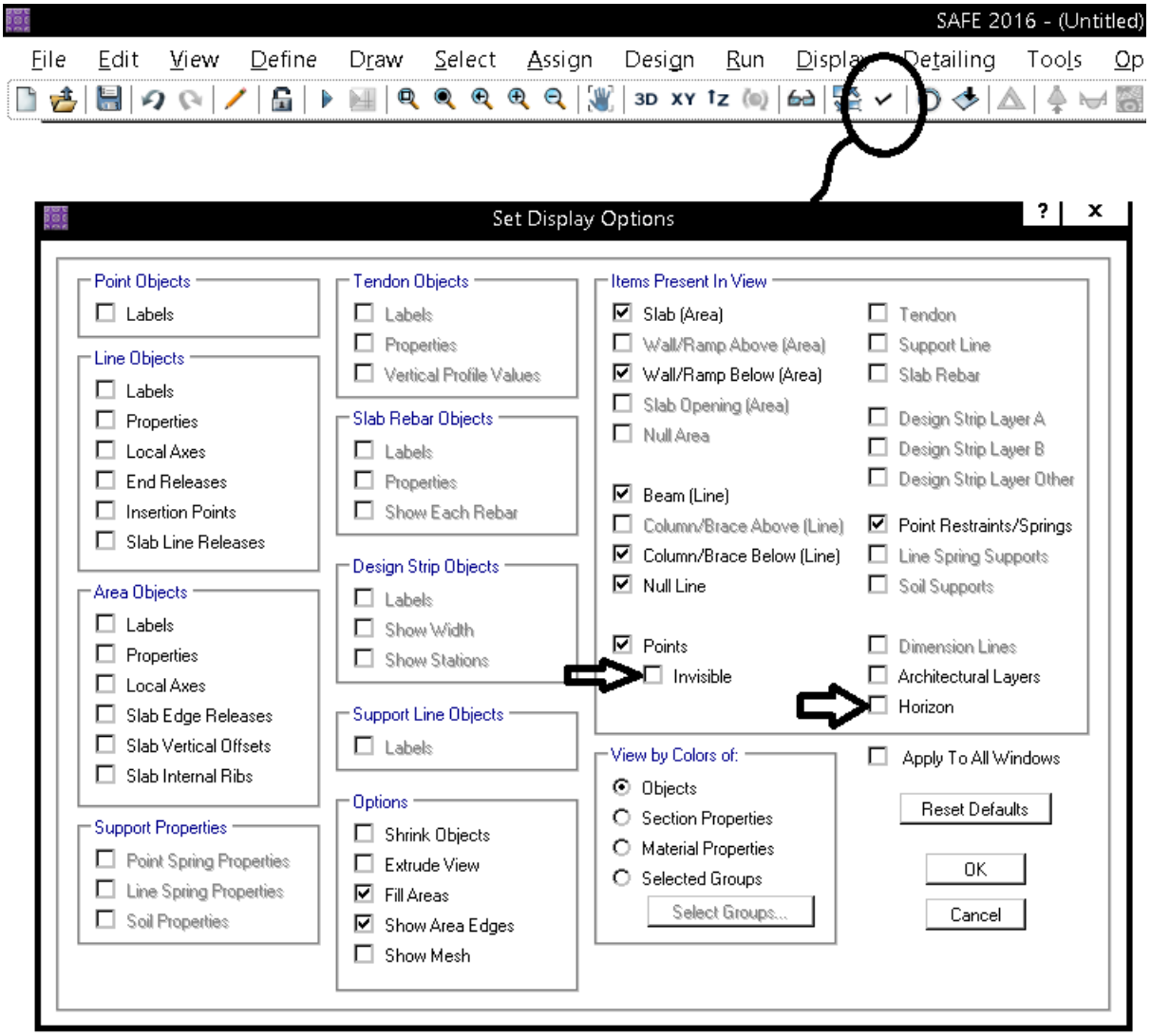
برای تغییر واحد های محاسباتی به طریق زیر عمل می شود:



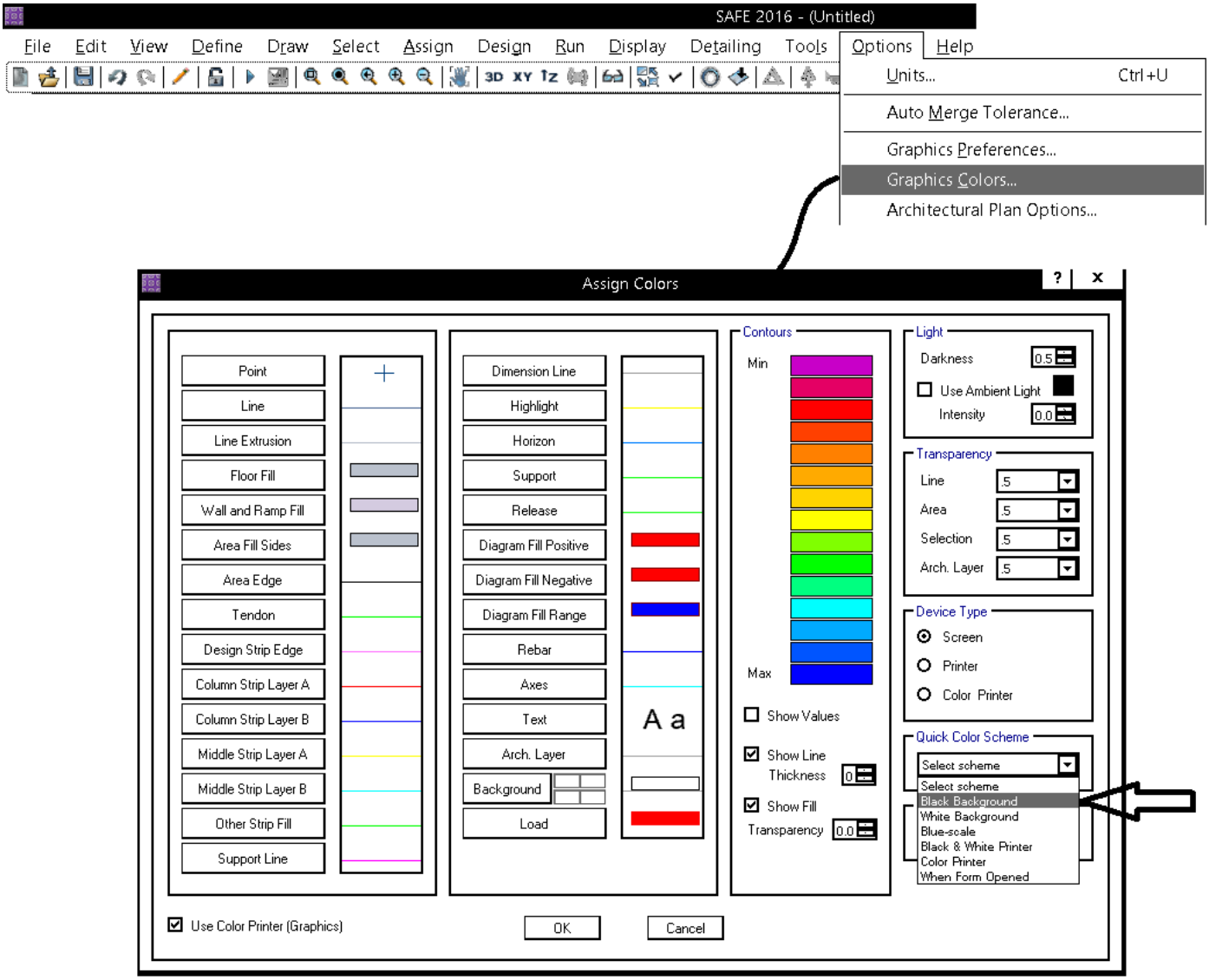


Item	Units	Units Label	Decimal Places	Min. Sig. Figures	Zero Tolerance	Always Use E Format
Rotational Displ			6	2	1.0000E-20	No
Forces						
Force	Kgf, m, C	kgf	2	2	1.0000E-20	No
Force/Length	Kgf, m, C	kgf/m	2	2	1.0000E-20	No
Force/Area	Kgf, m, C	kgf/m2	2	2	1.0000E-20	No
Moment	Kgf, m, C	kgf-m	2	2	1.0000E-20	No
Moment/Length	Kgf, m, C	kgf-m/m	2	2	1.0000E-20	No
Temperature Change	Kgf, m, C	C	3	2	1.0000E-20	No
Stresses						
Stress Input	Kgf, cm, C	kgf/cm2	2	2	1.0000E-20	No
Stress Output	Kgf, cm, C	kgf/cm2	2	2	1.0000E-20	No
Stiffness						
Translational Stiffness	Kgf, cm, C	kgf/cm	2	2	1.0000E-20	No
Rotational Stiffness	Kgf, cm, C	kgf-cm/rad	2	2	1.0000E-20	No
Trans Stiffness/Length	Kgf, cm, C	kgf/cm/cm	2	2	1.0000E-20	No
Rot Stiffness/Length	Kgf, cm, C	kgf/rad	2	2	1.0000E-20	No
Time-Related						
Period			6	2	1.0000E-20	No
Frequency			4	2	1.0000E-20	Yes
Acceleration-Trans	Kgf, m, C	m/sec2	5	2	1.0000E-20	No
Mass and Weight						
Mass	Kgf, m, C	Kgf-s2/m	2	2	1.0000E-20	No
Weight/Volume	Kgf, m, C	kgf/m3	2	2	1.0000E-20	Yes
Rotational Inertia	Kgf, m, C	kgf-m-s2	2	2	1.0000E-20	No
Modal Factors						

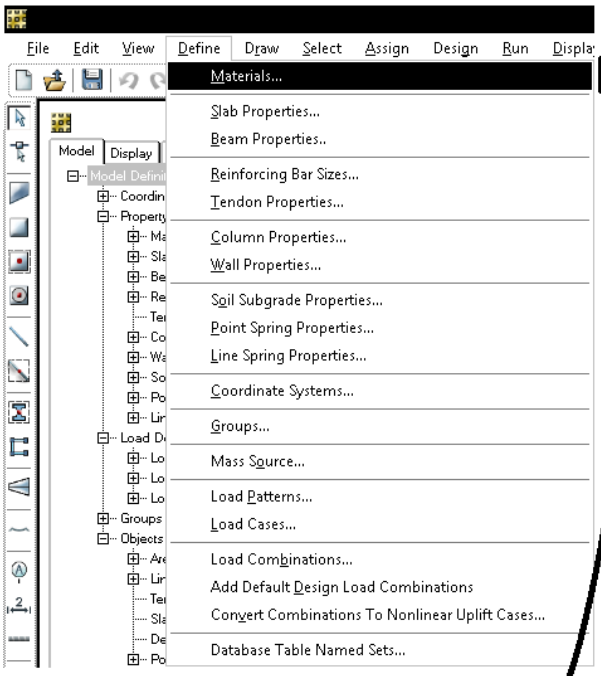
برای نمایش بهتر می توان خطوط مشبک صفحه را به طریق زیر حذف کرده و نقاط را از حالت پنهان خارج نمود:

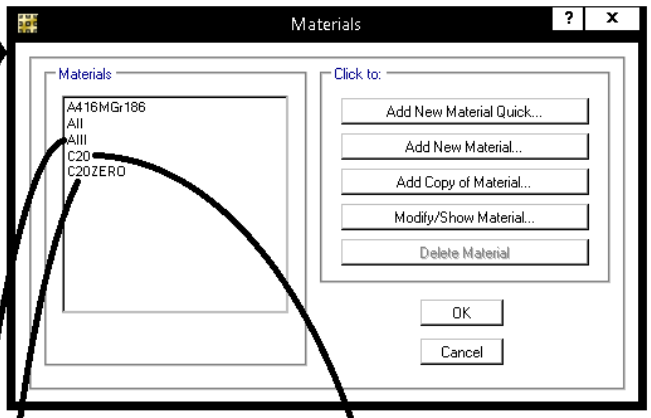


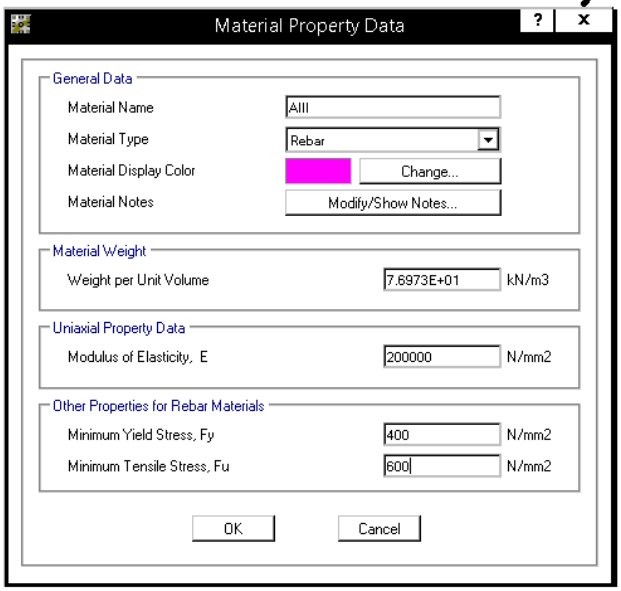
رنگ زمینه را نیز می توان به طریق زیر به رنگ مشکی تغییر داد:

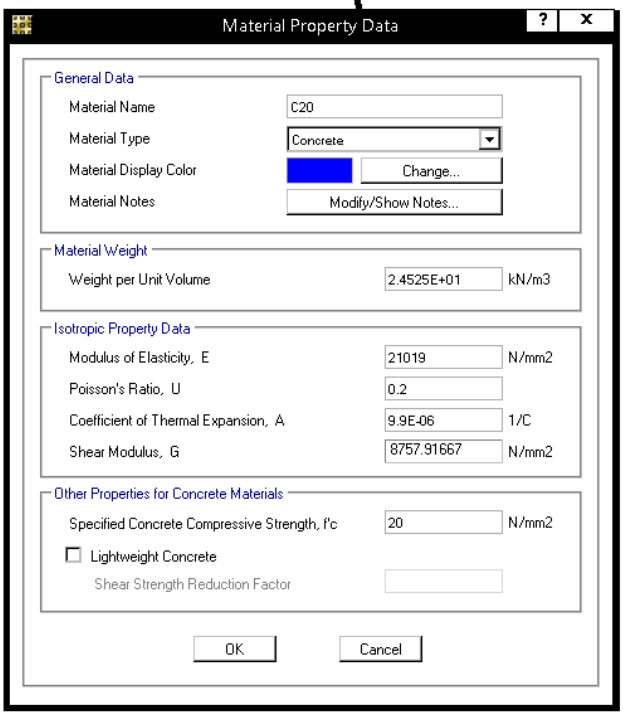


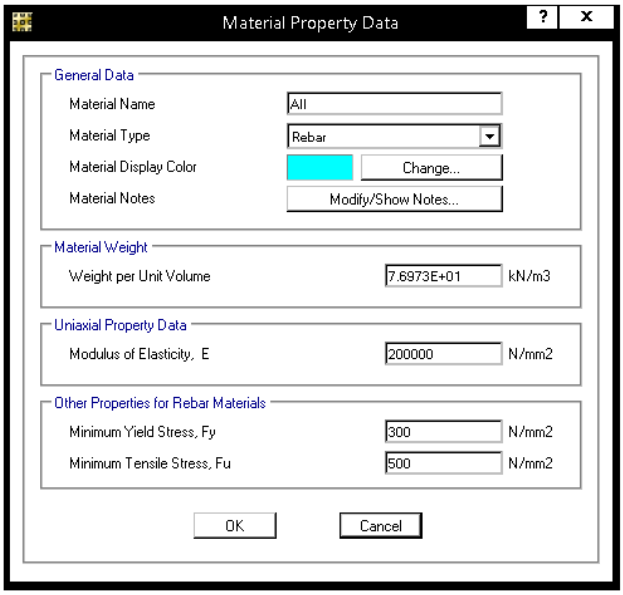
۵-۲-۲ تعریف مصالح

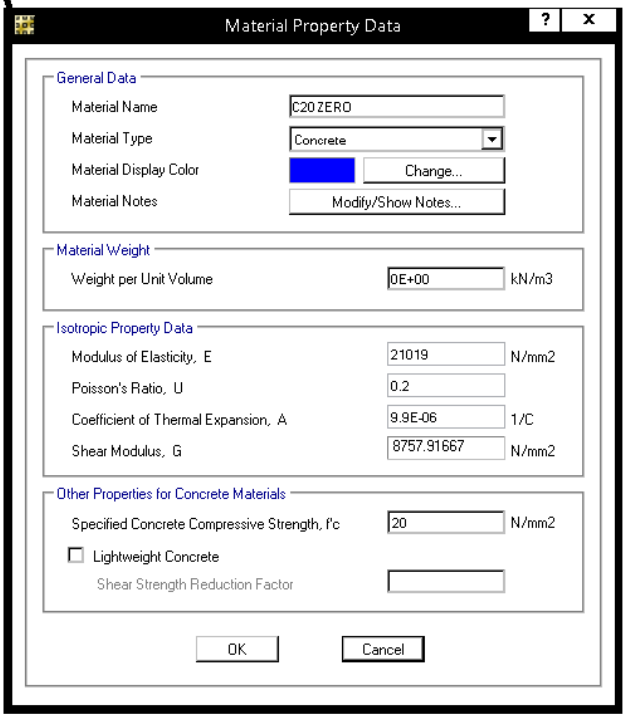




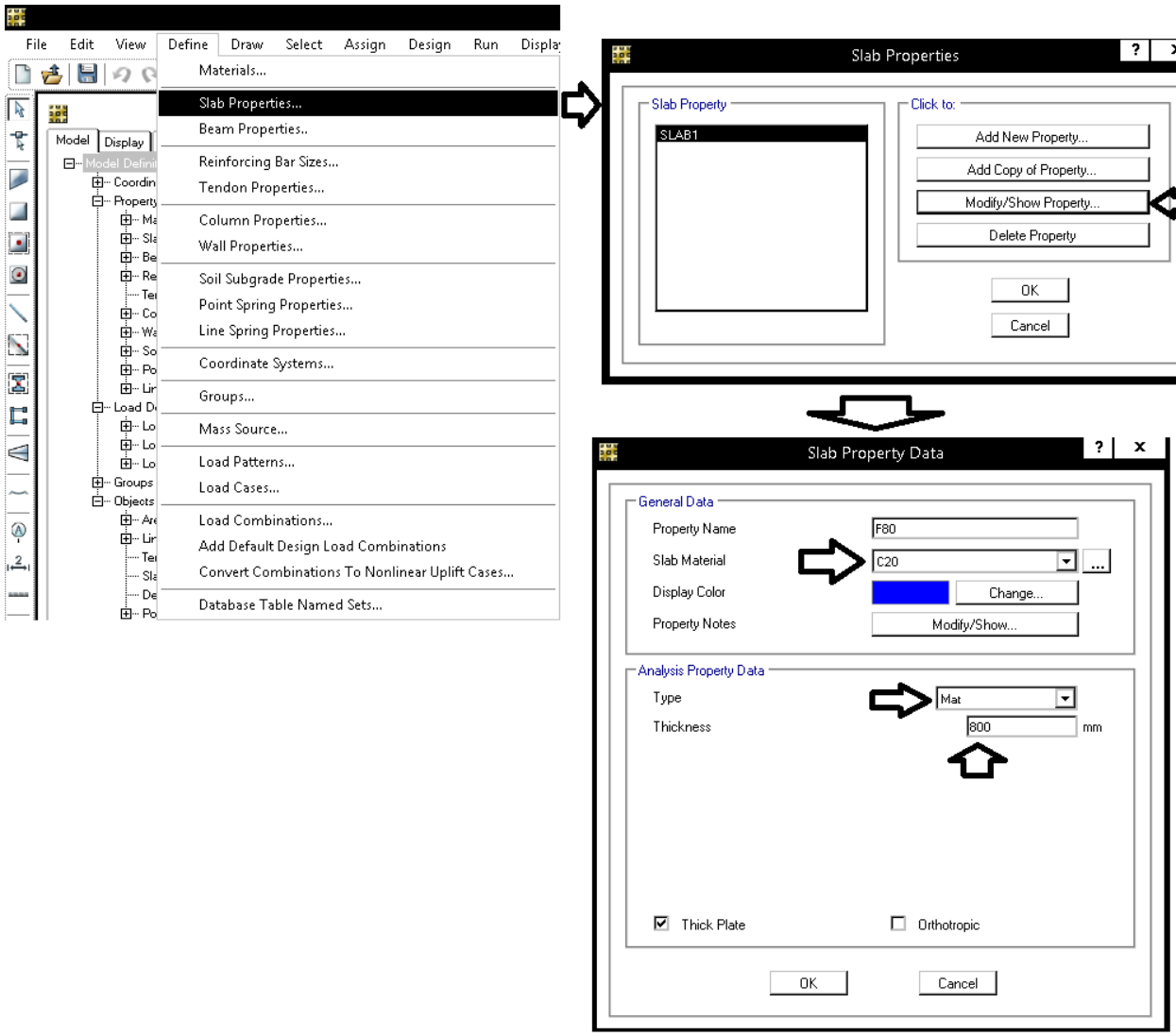




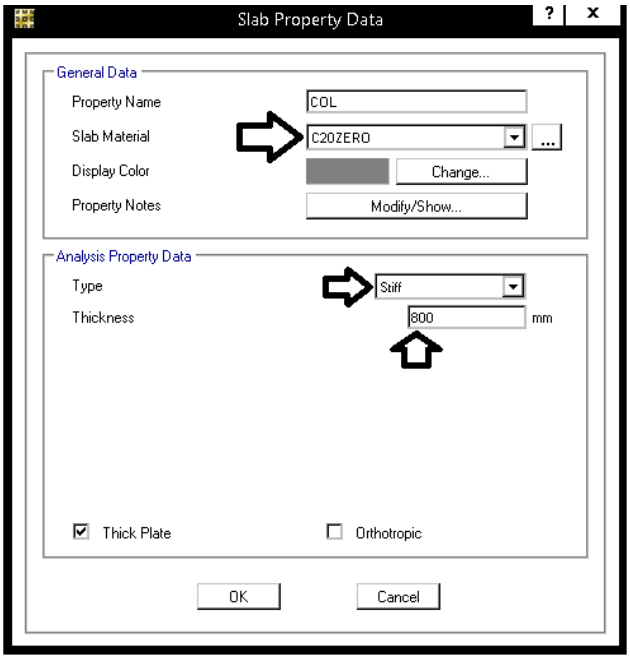


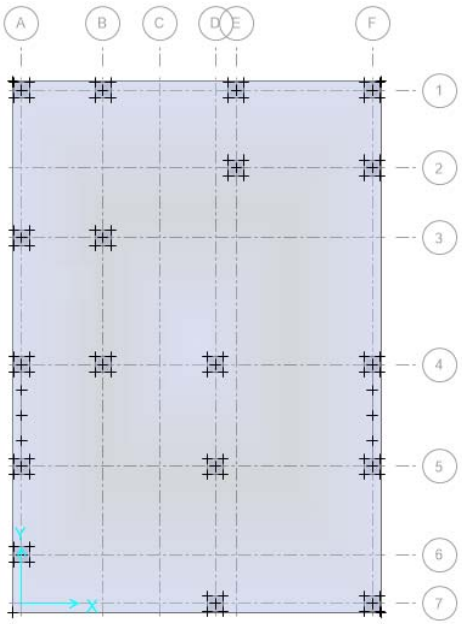


۵-۲-۳ تعریف مقاطع پی و ستون



در نقاطی از پی که روی آن ستون قرار گرفته به جهت سختی زیاد ستون، تغییر شکلهای خمشی و برشی پی به حداقل می رسد. در حقیقت ضخامت پی در محل ستون افزایش می یابد. برای محاسبه دقیق تغییر شکلها، بهتر است ستونها بر روی پی مدل شوند و بنابراین مقطع ستونها را نیز تعریف می کنیم:





- در ویرایشهای قبلی SAFE المان Stiff نداشتیم و طراحان برای مدلسازی اثر سختی ستون آنرا از نوع SLAB تعریف می کردند و در عوض ضخامت را برابر ارتفاع ستون (مثلا 3000 mm) وارد می کردند.

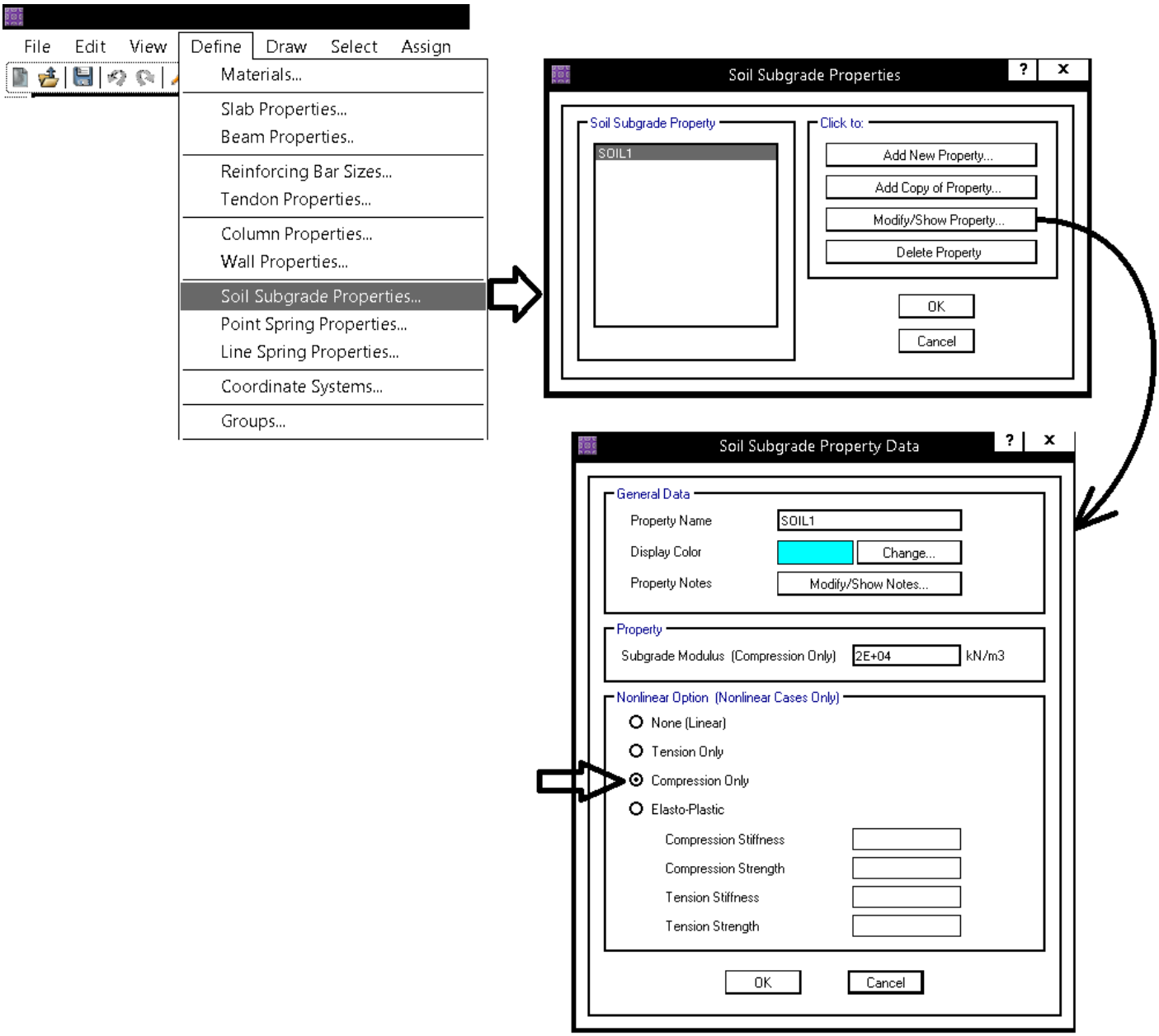
۴-۲-۵ تعریف مدول عکس العمل بستر خاک

برای پی های **نواری** به صورت **تقریبی** (در صورت فقدان نتایج مکانیک خاک) بین مدول عکس العمل بستر و تنش مجاز (بر اساس معیار نشست) رابطه $k_s = 1.2 \times q_{all}$ برقرار است. برای مثال اگر تنش مجاز خاک برابر $q=1.1\ kg/cm^2$ باشد، مقدار ضریب بستر برابر خواهد بود با:

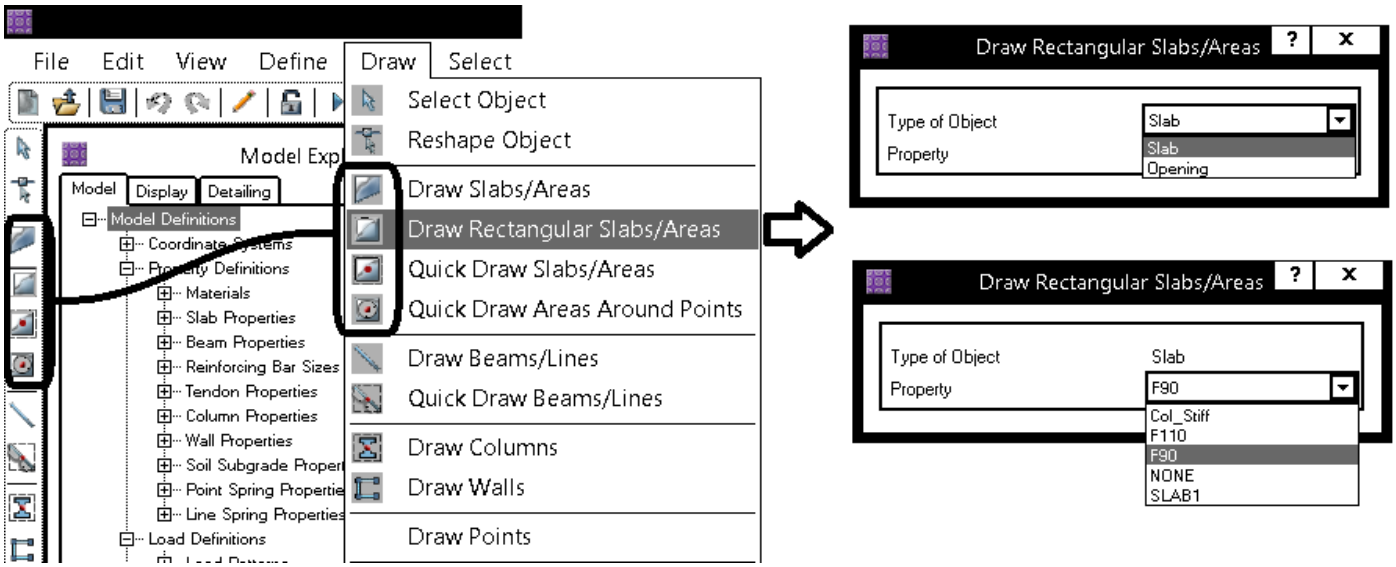
$$k_s = 1.2 \times 1.1 = 1.32 \frac{kg}{cm^3}$$

برای پی های **گسترده** به صورت **تقریبی** (در صورت فقدان نتایج مکانیک خاک) بین مدول عکس العمل بستر و تنش مجاز (بر اساس معیار نشست) رابطه $k_s = 0.6 \times q_{all}$ برقرار است. برای مثال اگر تنش مجاز خاک برابر $q=1.1\ kg/cm^2$ باشد، مقدار ضریب بستر برابر خواهد بود با:

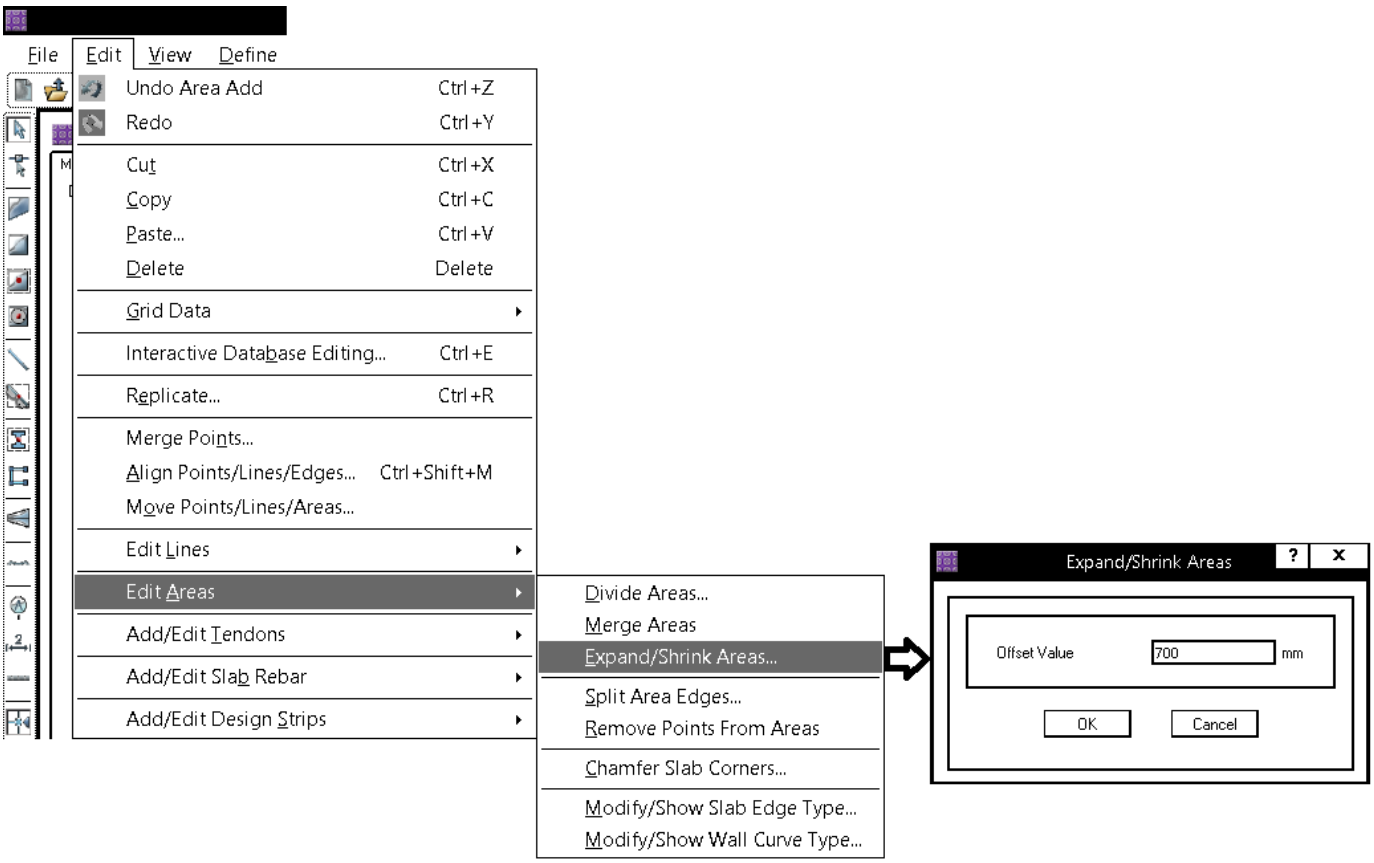
$$k_s = 0.6 \times 1.1 = 0.66 \frac{kg}{cm^3}$$



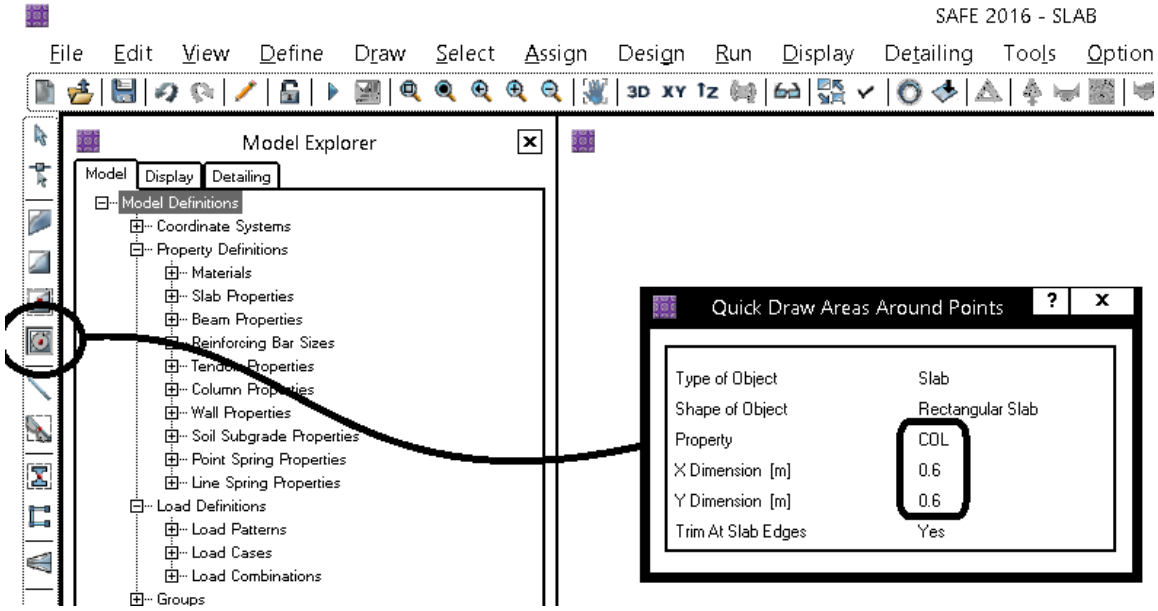
۵-۲-۵ ترسیم پی گسترده



پس از ترسیم پی گسترده می توان آنرا انتخاب کرده و سپس با استفاده از ابزار زیر سطح انرا افزایش داد:



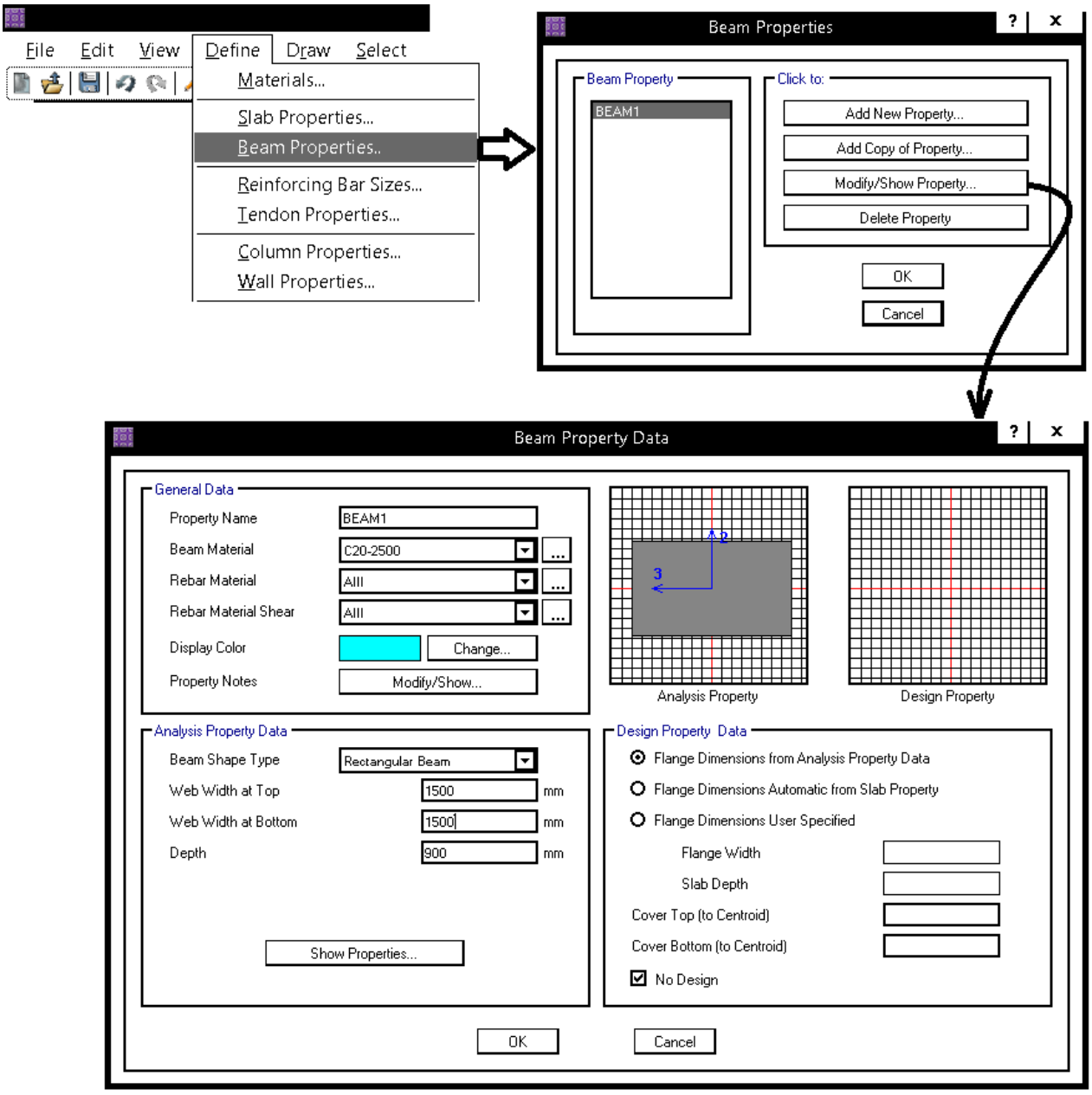
پس از ترسیم پی، برای منظور کردن اثر سختی ستونها، درمحل قرار گیری ستونها باید مطابق شکل زیر ستون ترسیم شود:



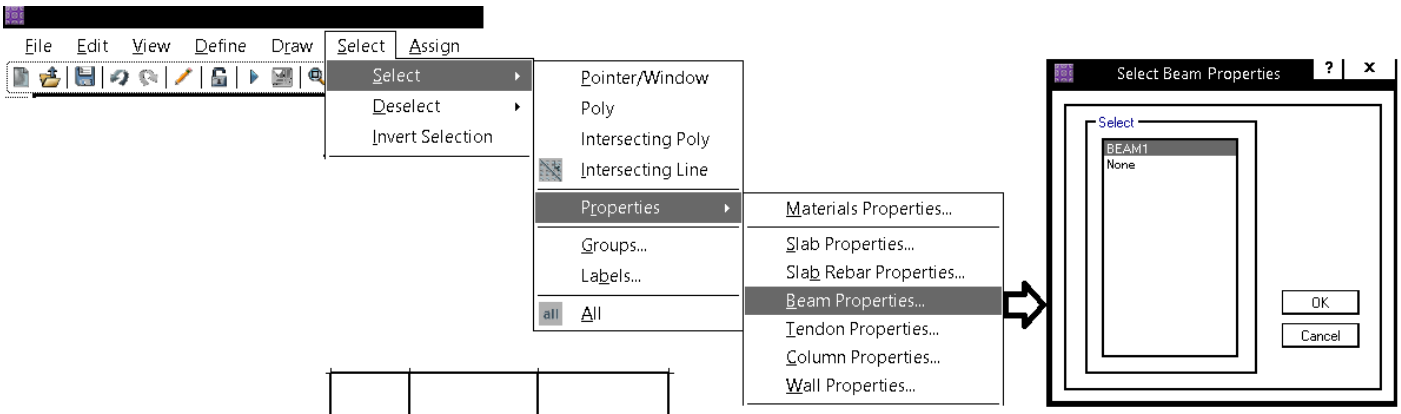
۵-۲-۶ ترسیم پی نواری

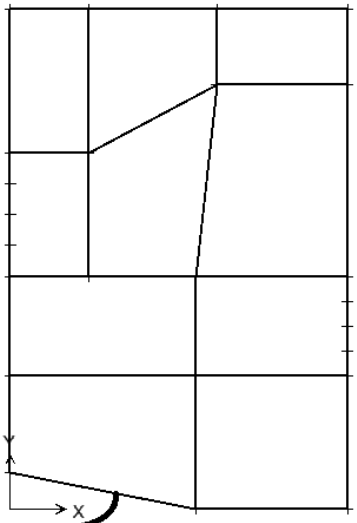
در پی های نواری می توان برای رسم پی های نواری به شرح زیر عمل کرد

یک تیر به عرضی برابر با عرض پی تعریف نمایید. فرض کنید عرض پی نواری برابر 1.5m و ضخامت آن برابر 0.9m باشد:



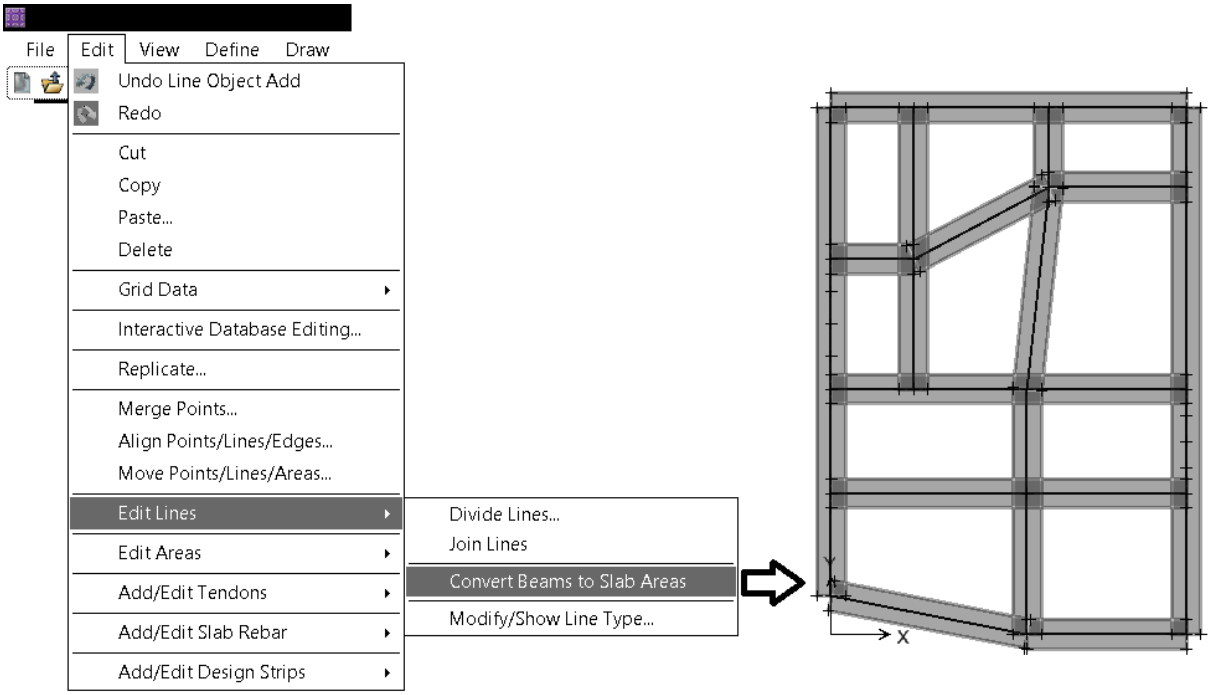
سپس بین ستونها تیر رسم کرده و تما می آنها را انتخاب نمایید:





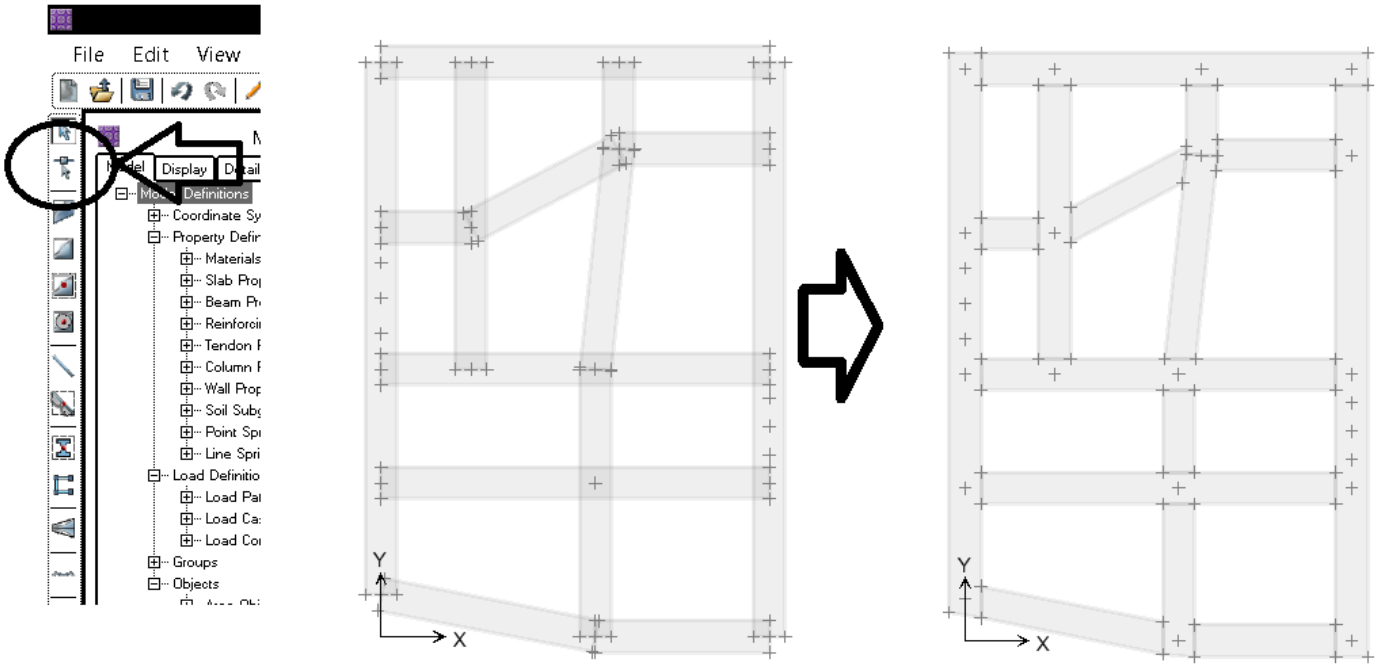
بین ستونها تیر رسم شده است

پس از انتخاب تیرها، آنها را با استفاده از ابزار زیر به دال تبدیل کنید:



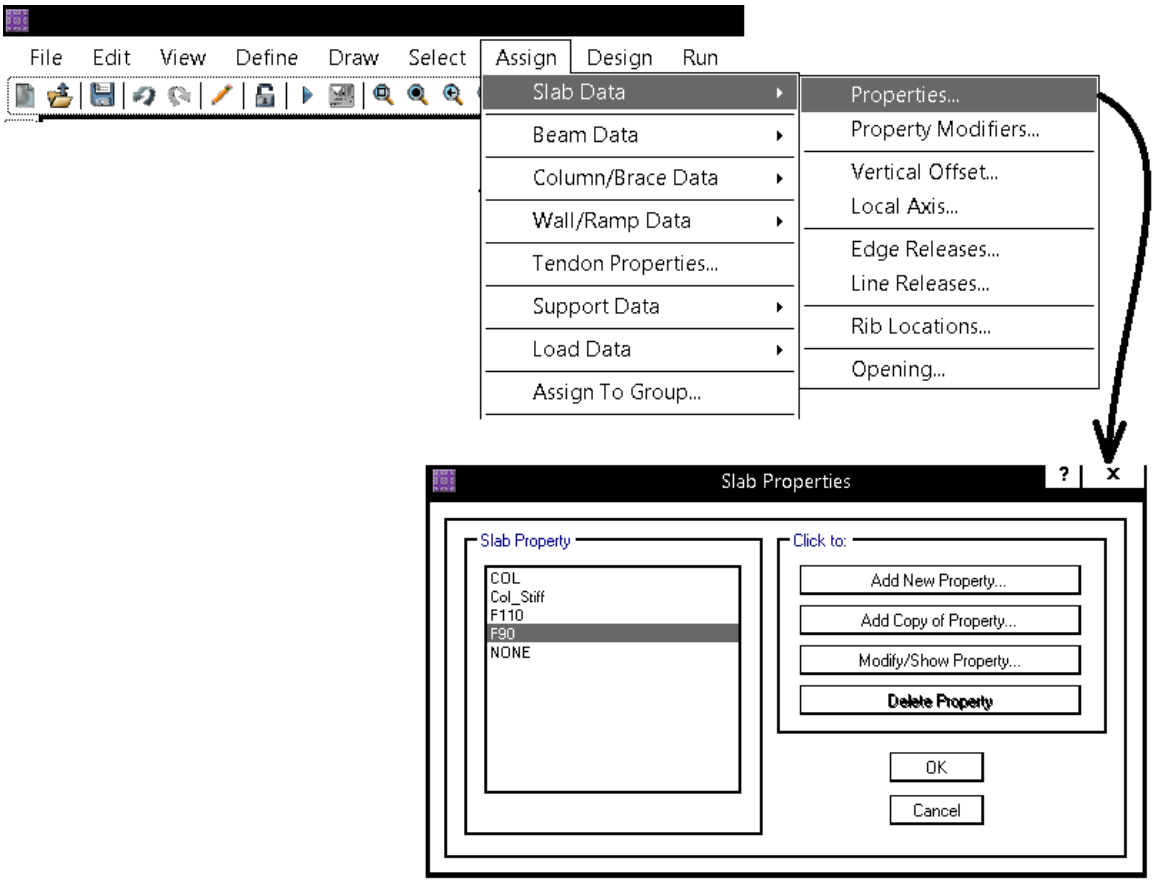
پس از تبدیل تیرها به المانهای سطحی، مقطع تیرها به NONE تبدیل می شود و عملا بی اثر می شوند و تاثیری در نتایج ندارد (می توانید انها را نگه دارید). اگر نیاز مجدد به این تیرها ندارید می توانید تیرهای رسم شده را انتخاب و delete کنید.

المانهای سطحی رسم شده را با استفاده از ابزار Reshape اصلاح نمایید:

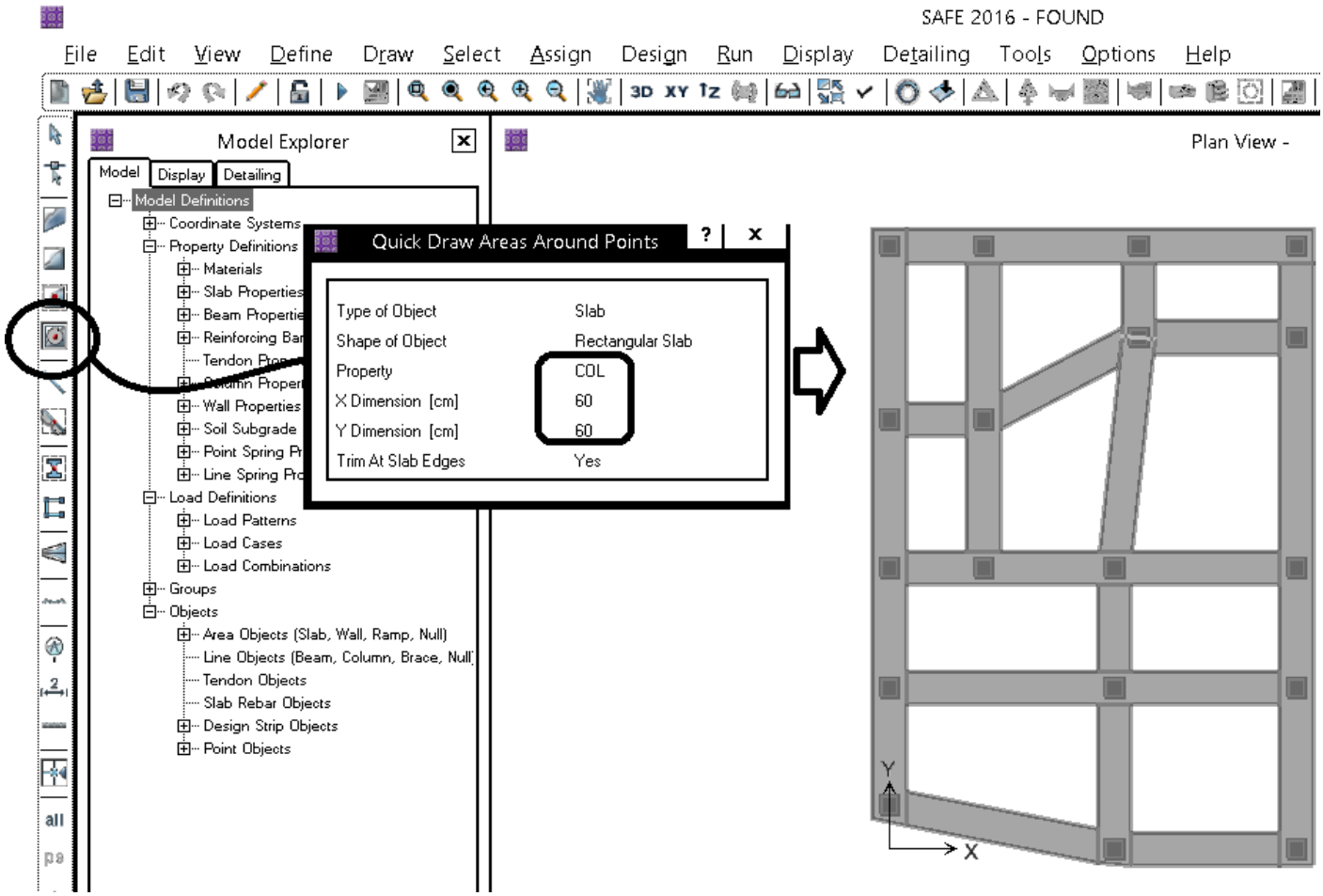


- برای رسم پی نواری بهتر است از opening استفاده نشود. استفاده از opening محاسبات مربوط به برش پانچ را تغییر خواهد داد.

پس از ترسیم پی، تمامی سطوح رسم شده را انتخاب کرده و مقطع آنها مشخص کنید:

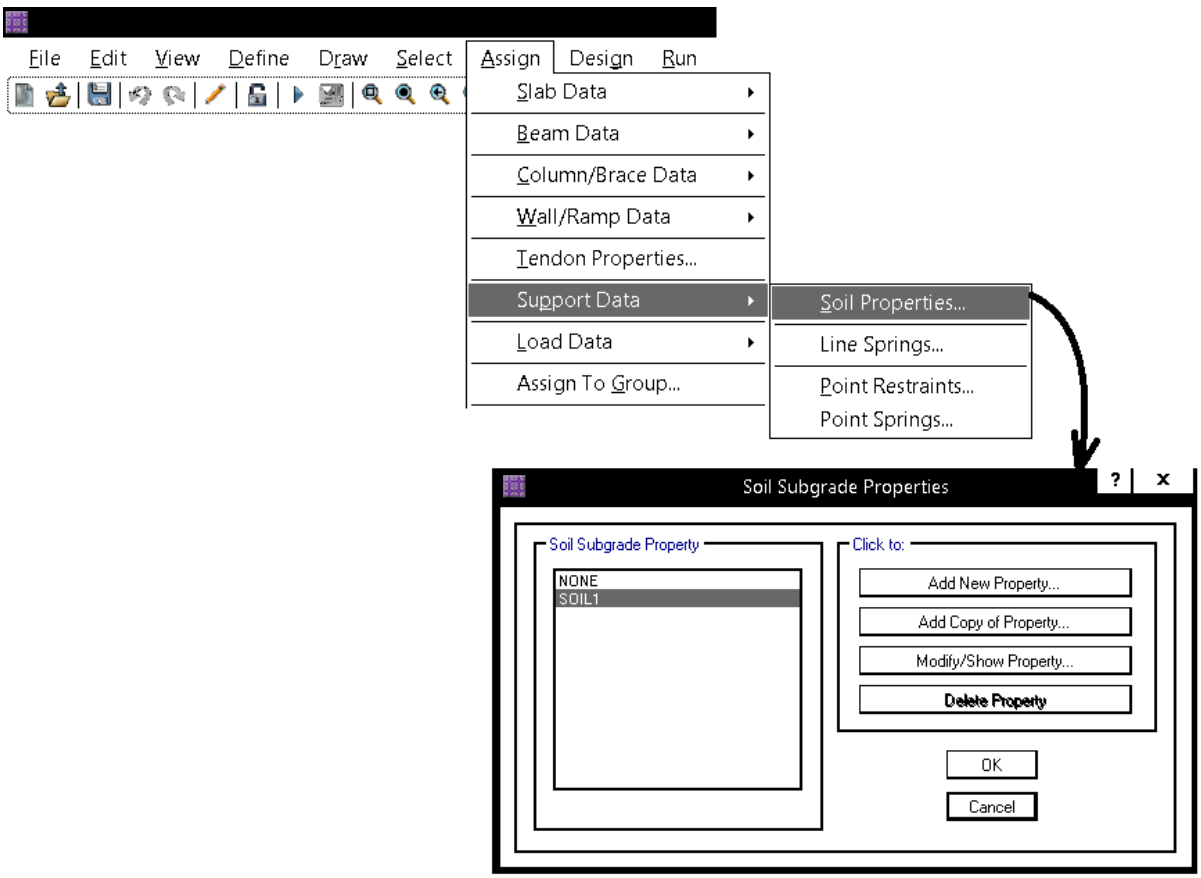


برای ترسیم ستونها (جهت در نظر گرفتن سختی آنها در محاسبه نیروها و تغییرشکلها) با استفاده از ابزار زیر بر روی نقاط اتصال ستونها کلیک نمایید:



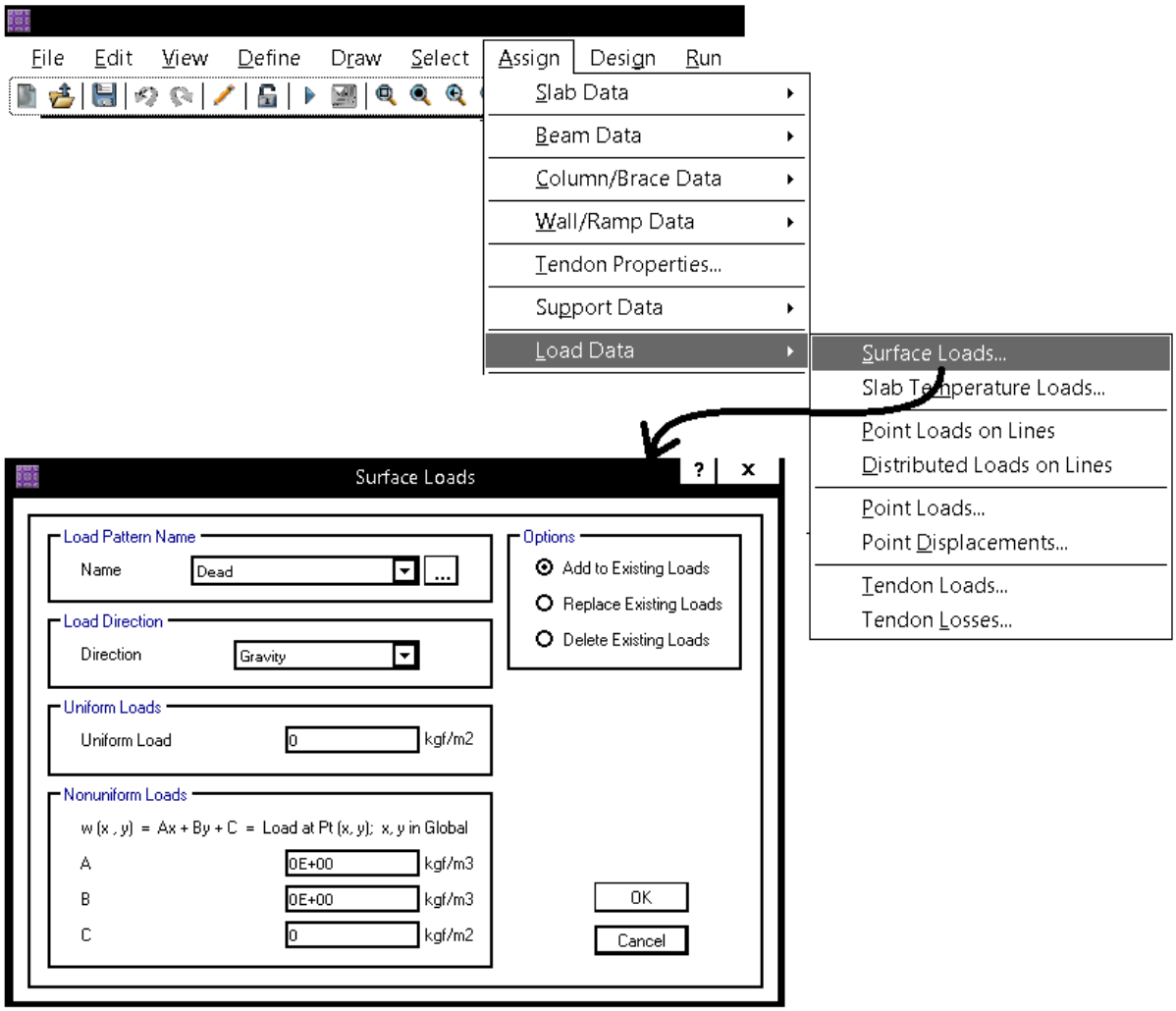
۷-۲-۵ اختصاص سختی بستر خاک

کفهای ترسیم شده را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر سختی خاک را به آنها نسبت دهید:



۵-۲-۸ اعمال بارهای سطحی در پی

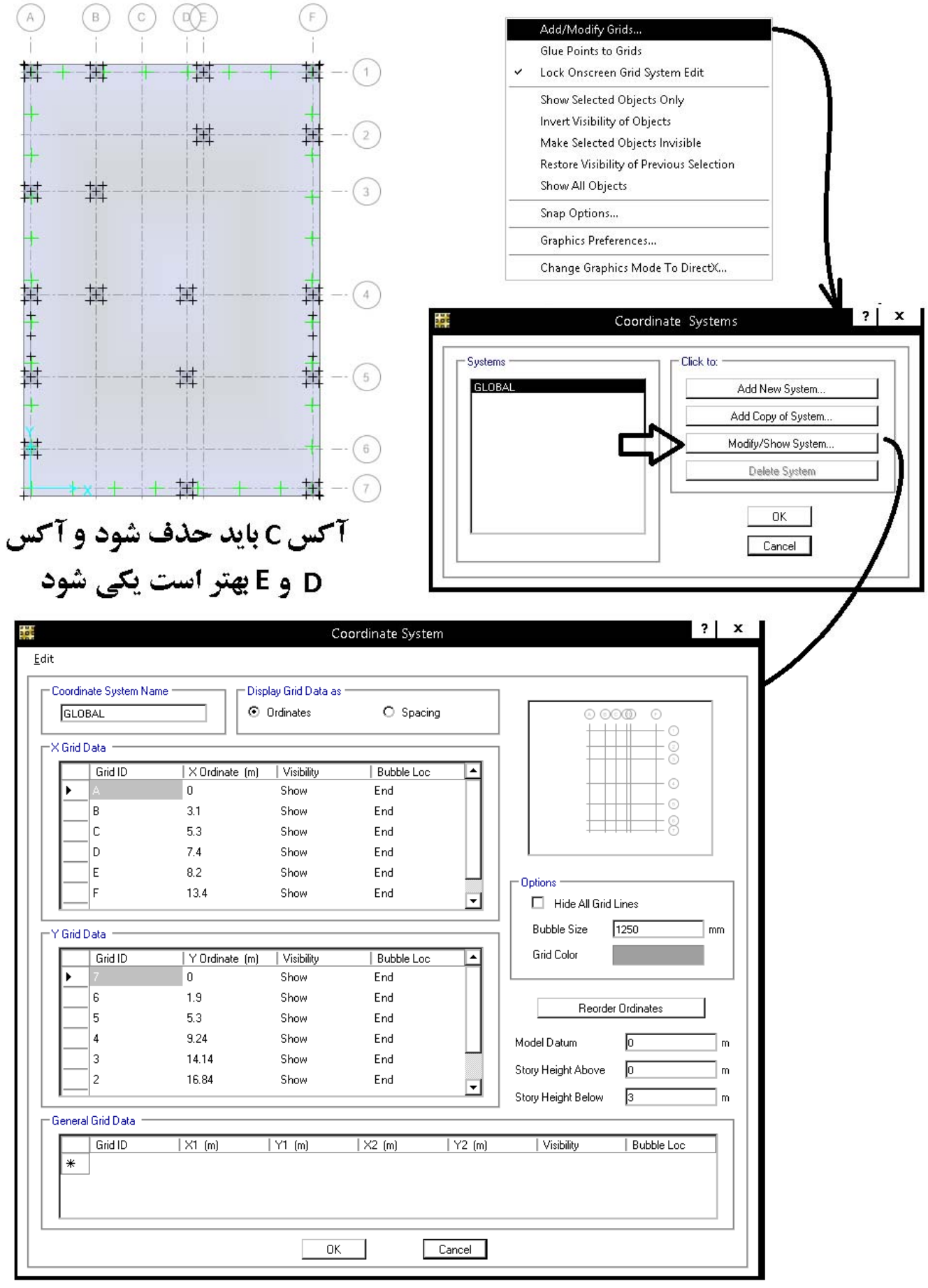
بر روی کف پی (علاوه بر بارهایی که از ETABS ارسال می شوند) باید بارهای مرده کف سازی و نیز بار زنده وارد بر آن منظور شود. بنابراین پس از ترسیم کفها باید آنها را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر بار مرده و زنده اعمال نمایید:



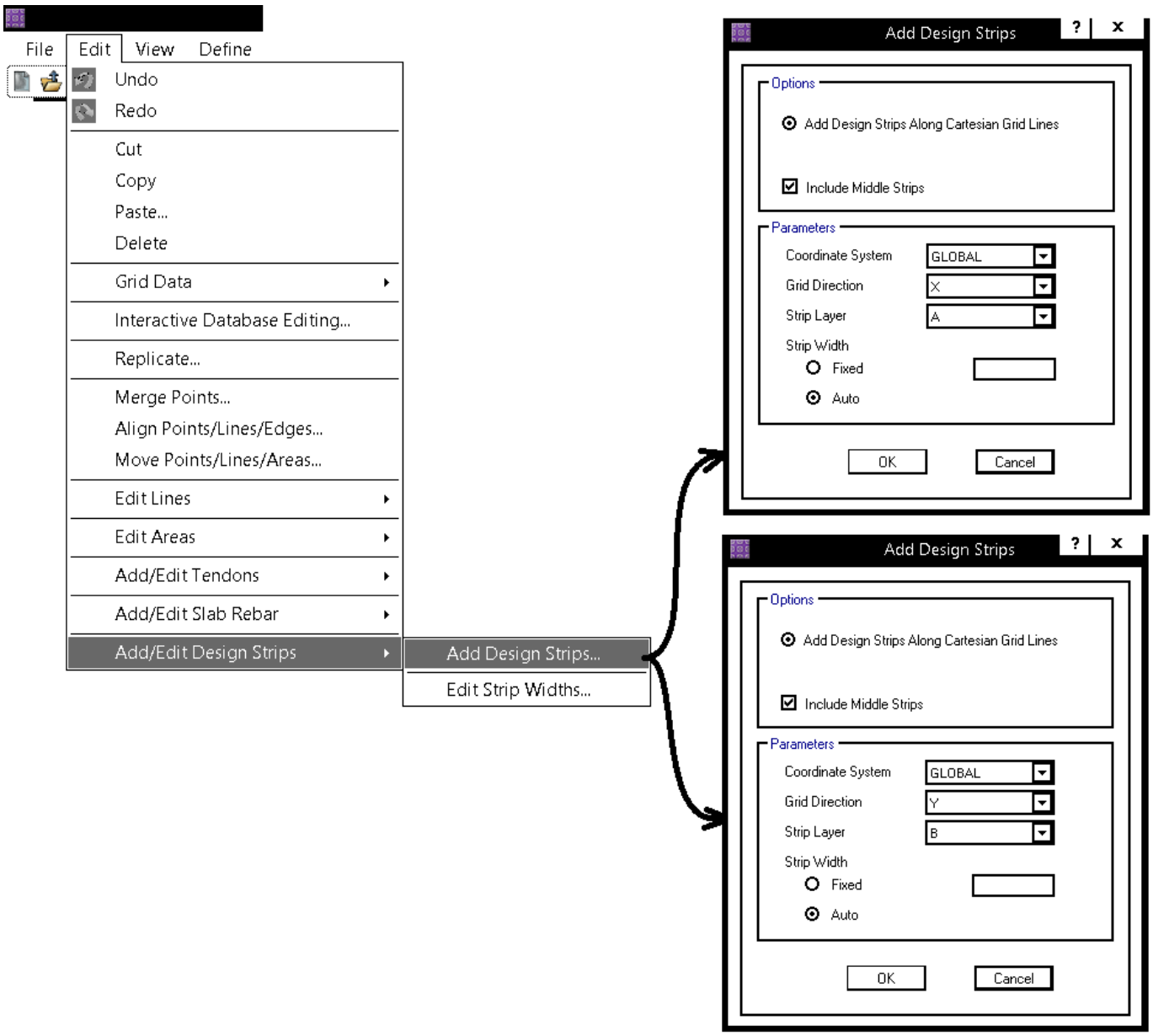
۵-۳ نوارهای طراحی

۵-۳-۱ نوار طراحی در پی گسترده

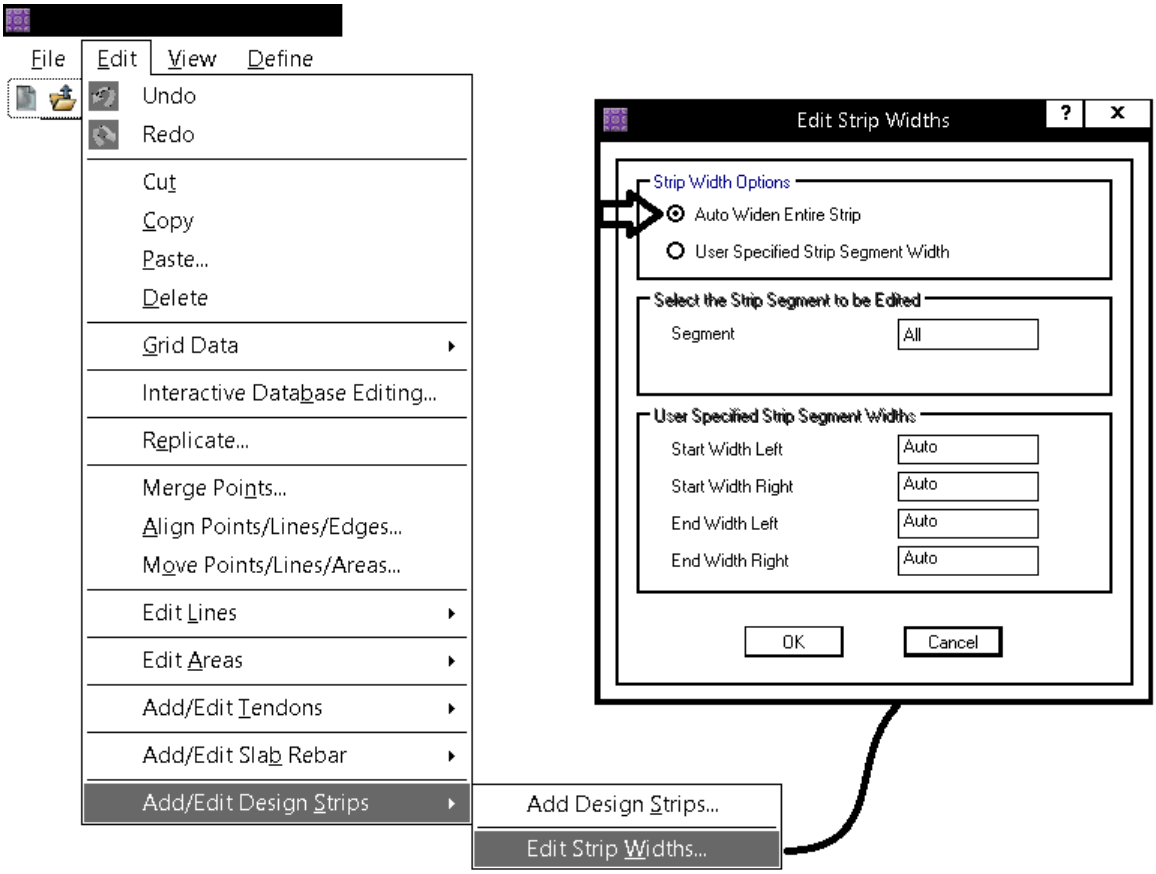
- در پی های گسترده SAFE می توانید به صورت اتوماتیک نوارهای طراحی را ترسیم کند.
- معیار ترسیم نوار طراحی در حالت اتوماتیک آکس ها می باشند. بنابراین ابتدا باید آکس ها را تنظیم نمایید، به طوریکه هرجا نیاز به نوار طراحی است، آکس تعریف نمایید و هر جا نیاز نیست آکس ها را حذف نمایید:



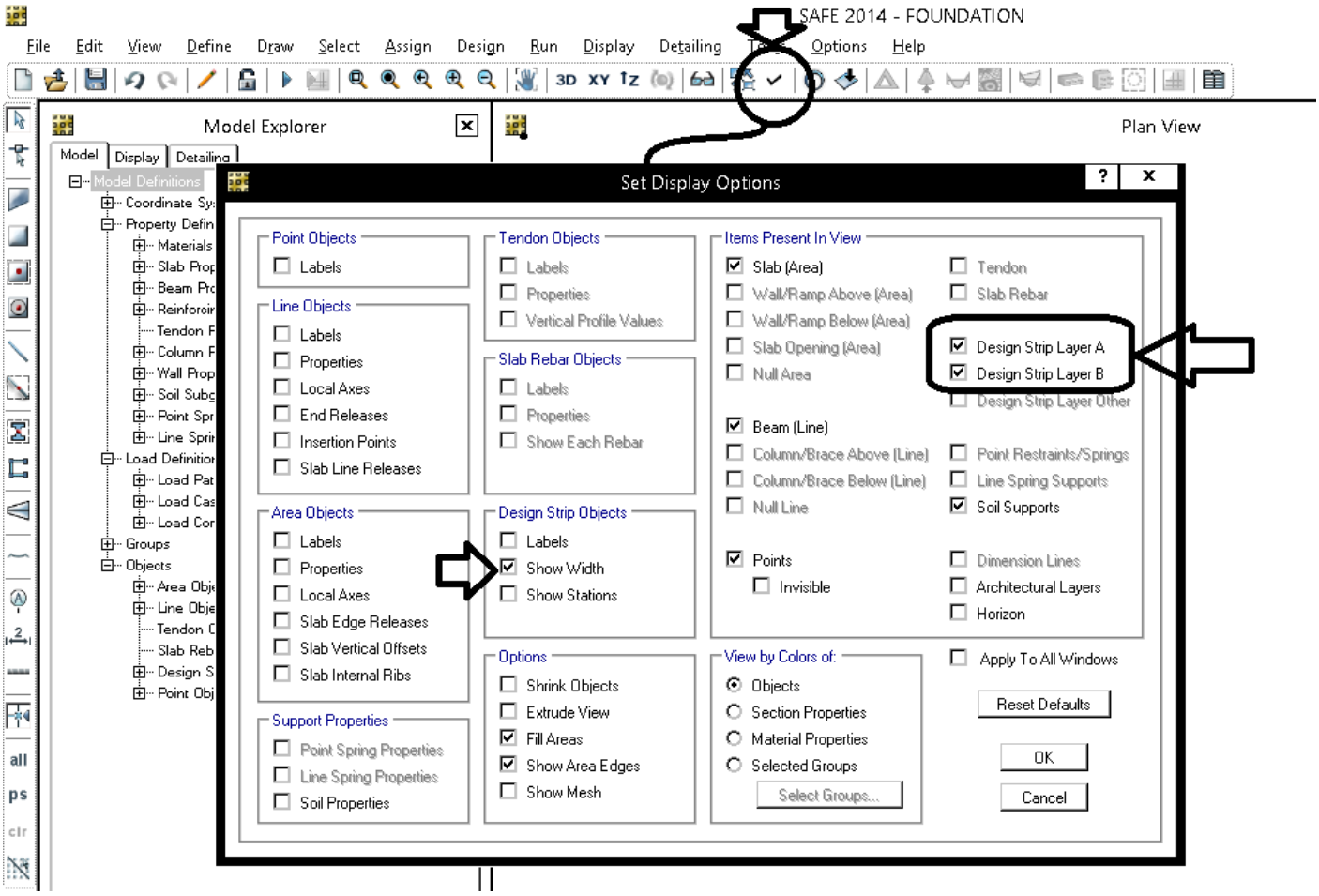
پس از تنظیم آکس ها، مطابق شکل زیر نوارهای طراحی به صورت اتوماتیک ایجاد می شوند:



پس از ایجاد اتوماتیک نوارهای طراحی باید عرض آنها تنظیم شود. کل اجزای ترسیم شده را انتخاب نمایید و مطابق شکل زیر عرض نوارها را تنظیم کنید:

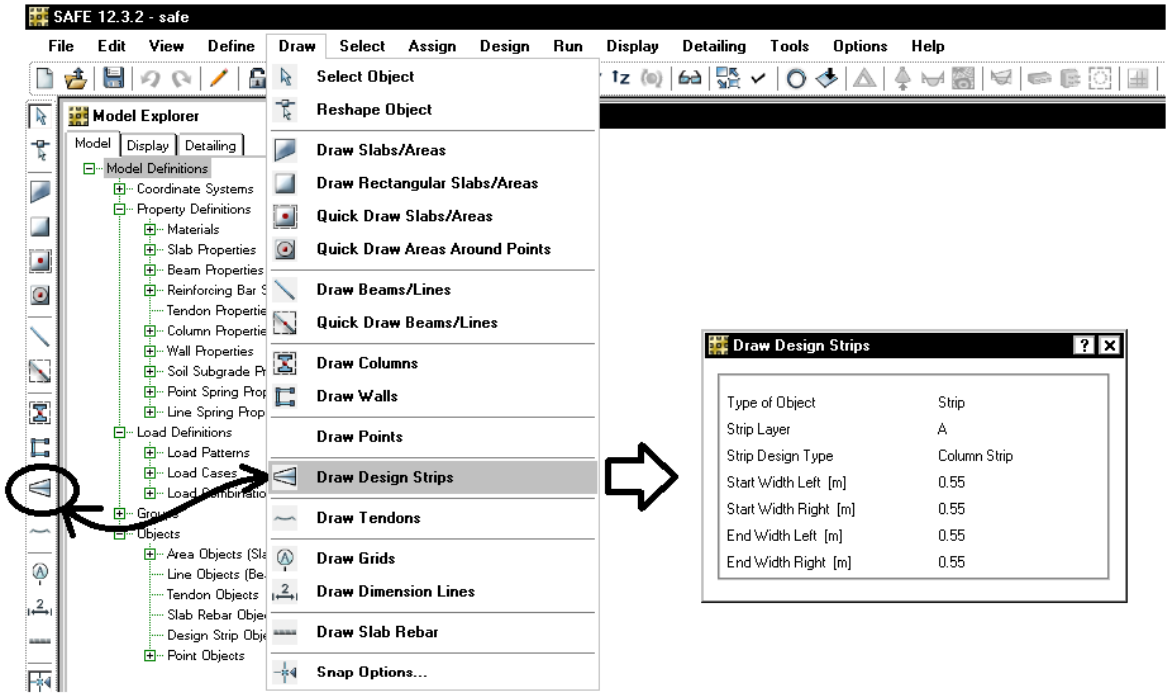


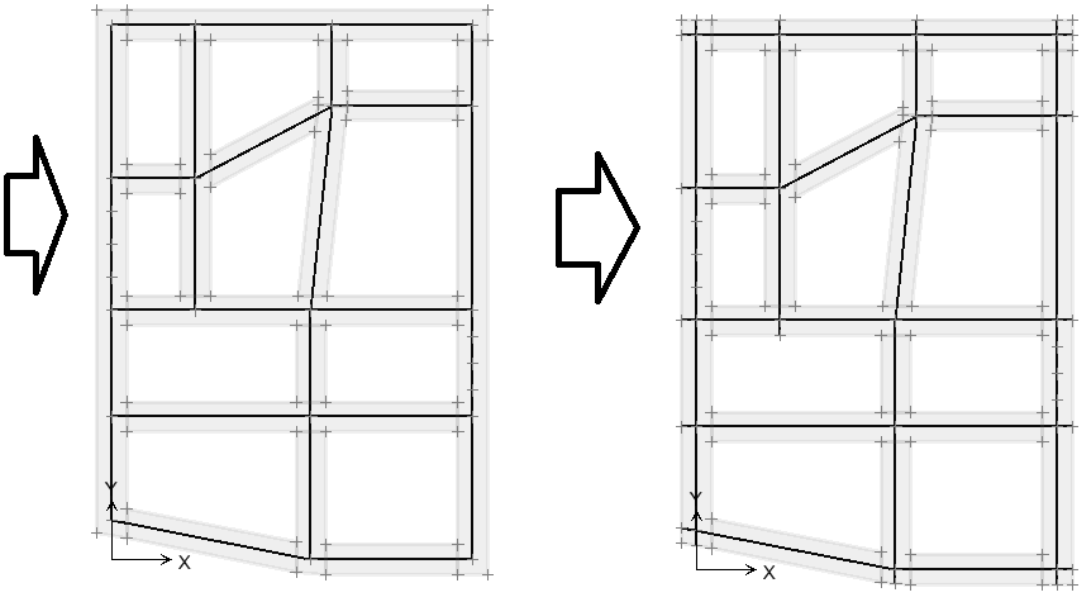
مشاهده عرض نوارهای طراحی:



۵-۳-۲ نوار طراحی در پی نواری

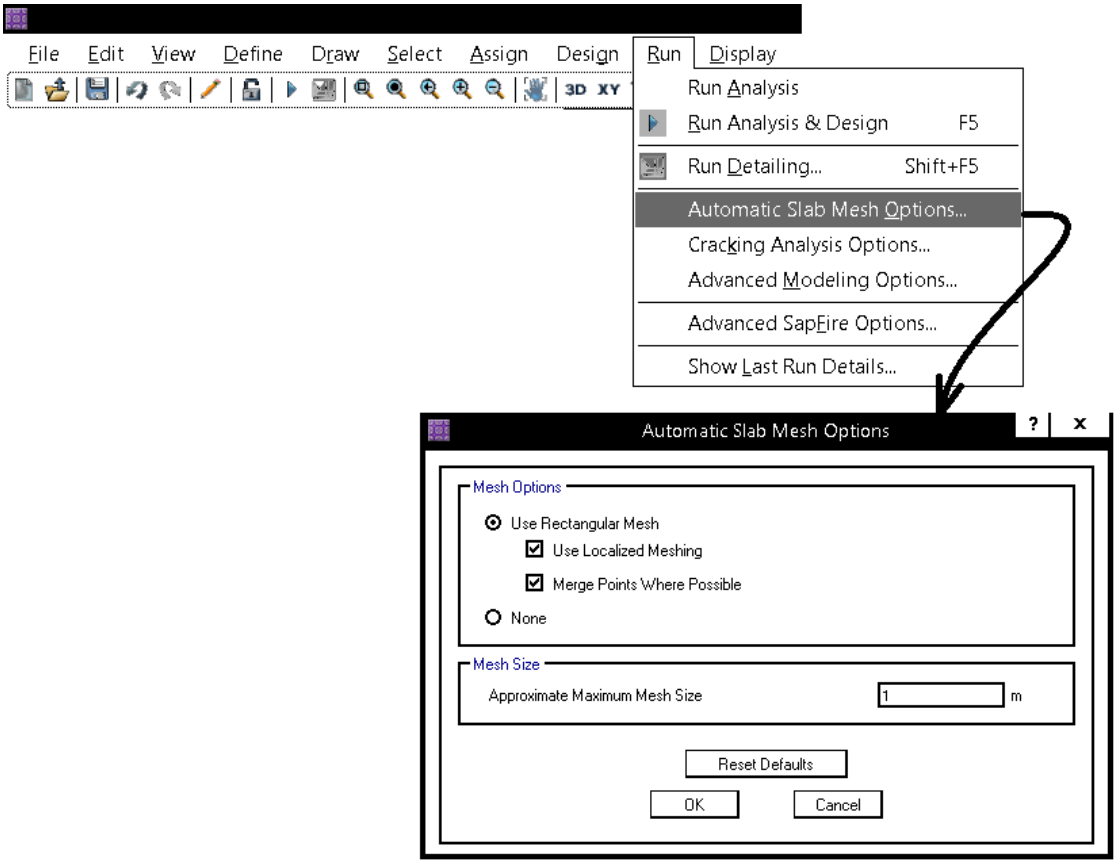
در پی نواری امکان ترسیم پی نواری به صورت اتوماتیک (به خصوص زمانی که پی مورب داریم) وجود ندارد و باید با استفاده از ابزار زیر ترسیم شود:



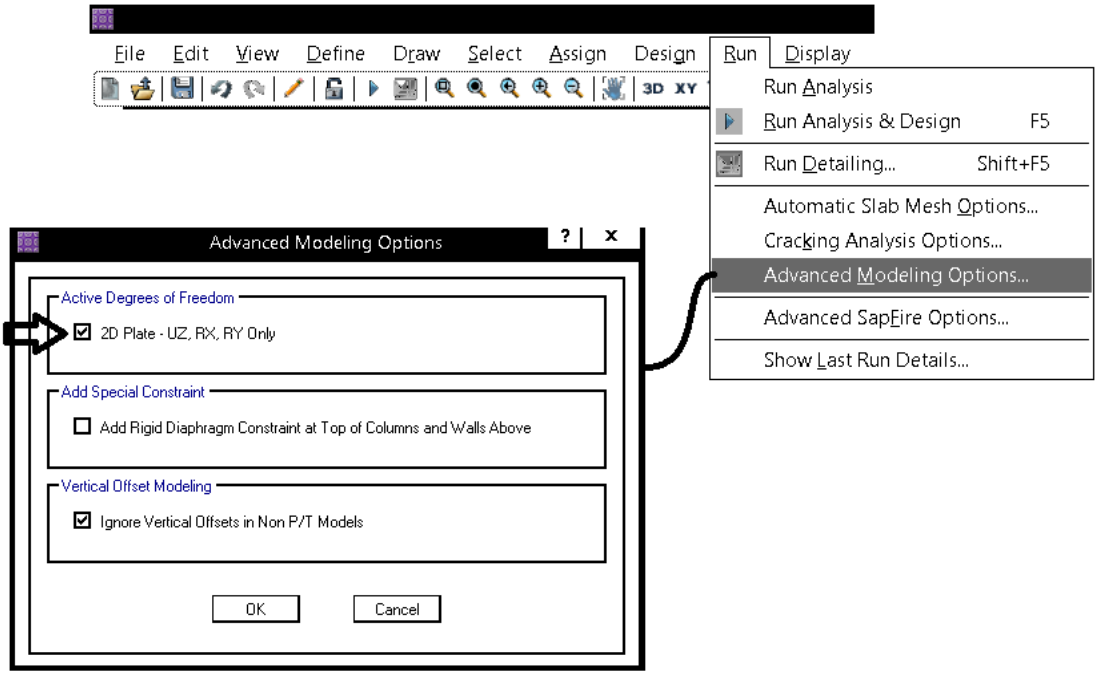


۴-۵ تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی

برای تغییر سایز مش بندی می توان از منوی زیر استفاده کرد. با کاهش سایز مش دقت نرم افزار افزایش می یابد ولی در عوض سرعت تحلیل و طراحی کاهش می یابد:



- در شکل زیر در طراحی پی باید گزینه 2D Plate – UZ, RX, RY Only فعال شود. در غیر این صورت با توجه به اینکه پی در راستای X و Y مهار جانبی ندارد، ناپایدار خواهد شد. در زیر پی به عنوان تکیه گاه تنها فنر های قائم (سختی خاک) قرار داده شده است و بنابراین سطح پی در نرم افزار در مقابل حرک افقی (لغزش) تکیه گاهی ندارد.



پوشش "خالص" بتن در مبحث نهم و در ACI به شرح زیر میباشد:

جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

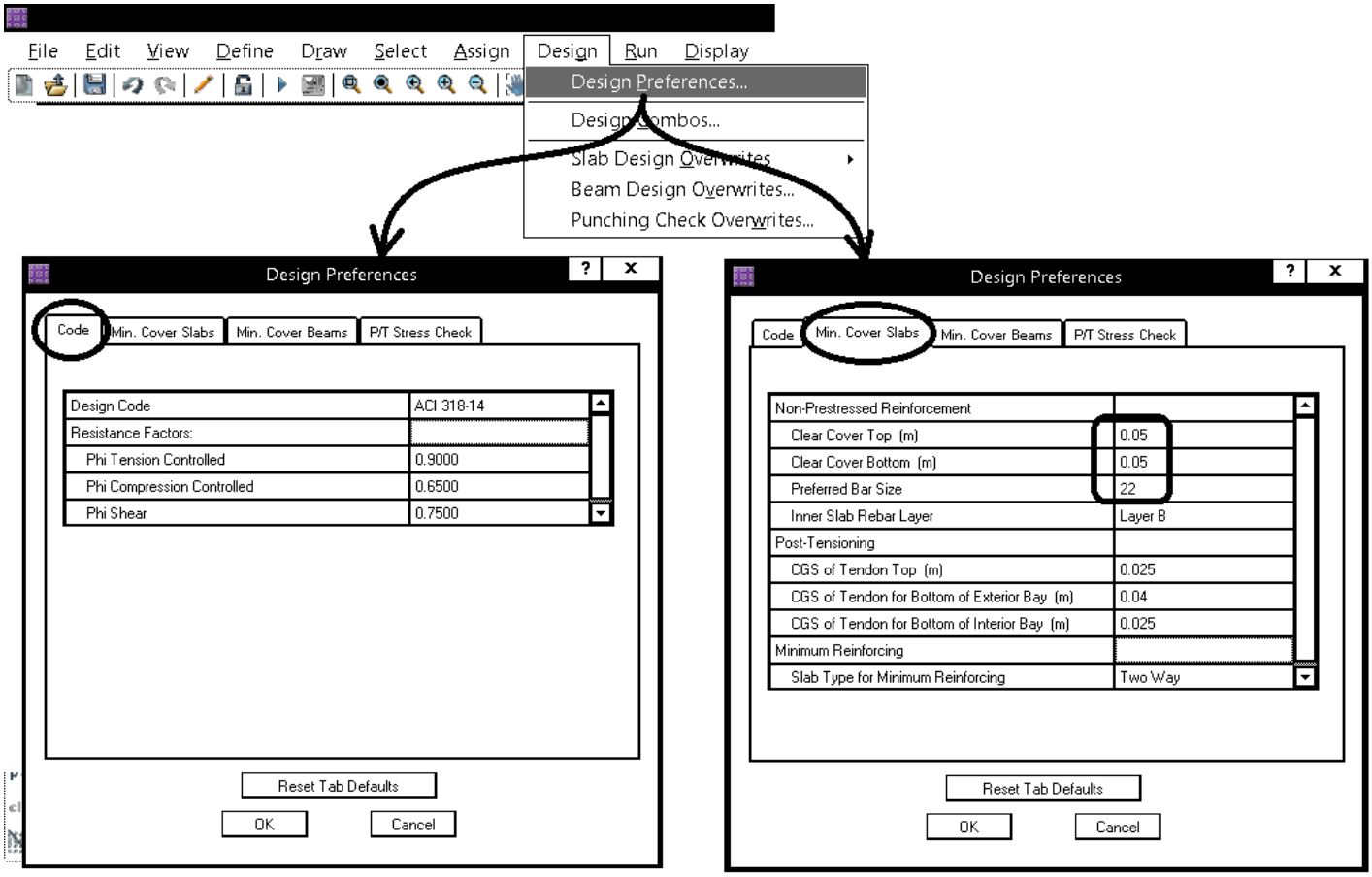
- در صورتیکه حفاظت‌های سطحی اعمال شود، مقادیر پوشش بتنی را می‌توان تا ۲۰ میلیمتر کاهش داد.

- اگر رده بتن به اندازه ۵ مگاپاسکال بالاتر از حداقل رده باشد، می‌توان ۵ میلیمتر از مقدار پوشش کاهش داد، مشروط بر اینکه اندازه پوشش میلگرد از ۲۵ میلیمتر در محیط متوسط، ۳۵ میلیمتر در محیط شدید و ۵۰ میلیمتر در محیط فوق‌العاده شدید کمتر نشود.

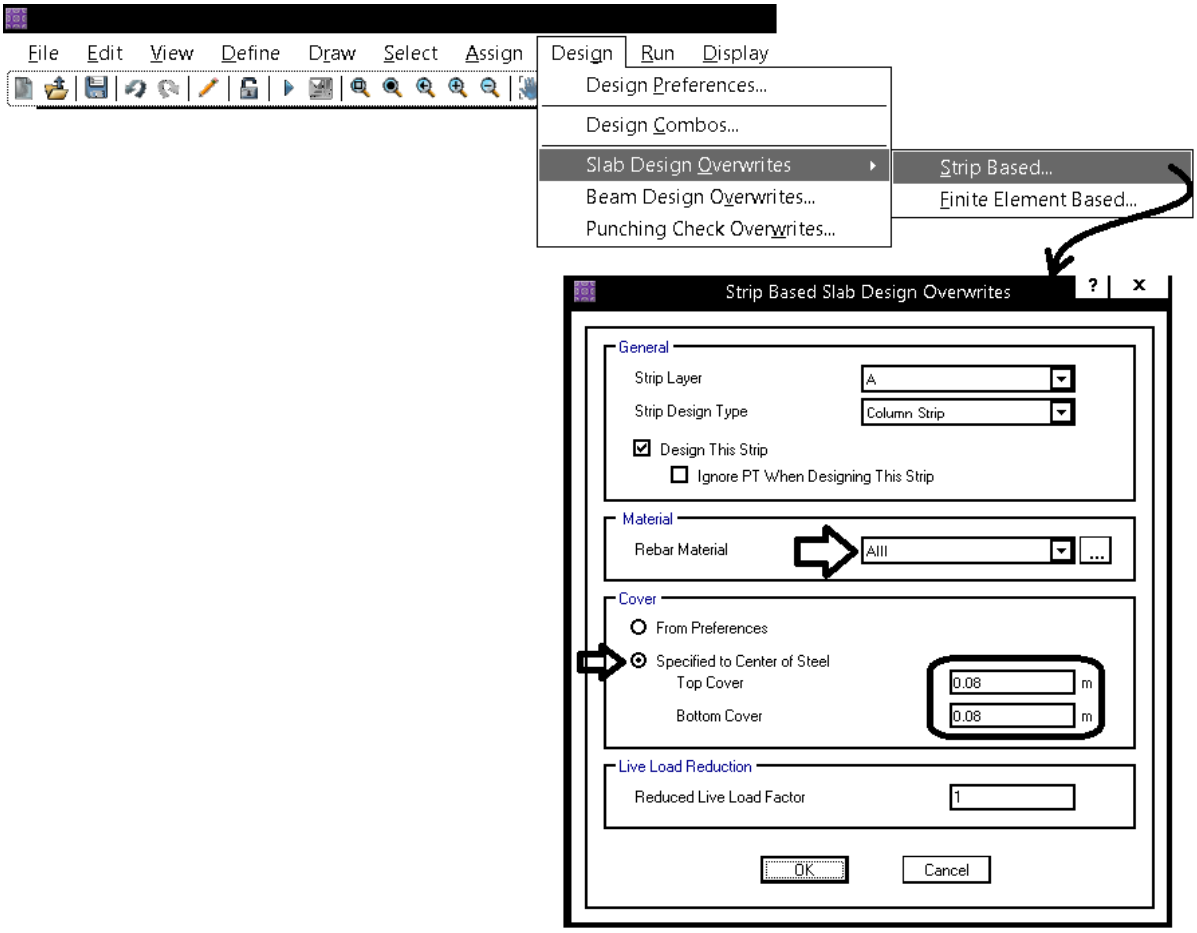
7.7.1 — Cast-in-place concrete (nonprestressed)

The following minimum concrete cover shall be provided for reinforcement, but shall not be less than required by 7.7.5 and 7.7.7:

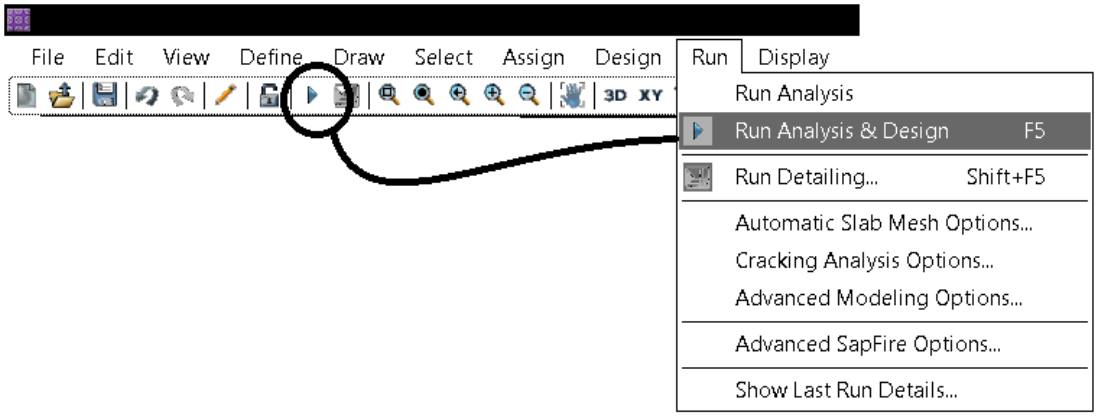
	Minimum cover, mm
(a) Concrete cast against and permanently exposed to earth	75
(b) Concrete exposed to earth or weather:	
No. 19 through No. 57 bars	50
No. 16 bar, MW 200 or MD 200 wire, and smaller	40
(c) Concrete not exposed to weather or in contact with ground:	
Slabs, walls, joists:	
No. 43 and No. 57 bars	40
No. 36 bar and smaller	20
Beams, columns:	
Primary reinforcement, ties, stirrups, spirals	40
Shells, folded plate members:	
No. 19 bar and larger	20
No. 16 bar, MW 200 or MD 200 wire, and smaller	13



علاوه بر منوی فوق، پوشش میلگردها را از طریق شکل زیر نیز می توان تعیین نمود. برای مثال اگر پی گسترده باشد، با فرض شرایط محیطی متوسط (پوشش ۵ سانتیمتر) و با فرض از استفاده از میلگرد φ20 پوشش بتن تا مرکز آرماتور لایه اول برابر 6cm و پوشش بتن تا مرکز لایه دوم برابر 8cm خواهد بود که در جهت اطمینان می توان 8cm وارد کرد و یا مثلا اگر پی نواری باشد و آرماتورهای عرضی آن φ10 باشد، پوشش تا مرکز میلگردهای طولی 7 cm خواهد بود.



۵-۴-۱ تحلیل سازه و کنترل نتایج



۵-۵ ترکیب بارها

- برخی از بارهای تعریف و تولید شده (در ETABS) را می توان در نرم افزار SAFE حذف نمود. برای مثال در طراحی پی بارهای مربوط به جرم لرزه ای دیوارها (WALL)، بارهای Notional (که در سازه فلزی به روش LRFD تعریف می شوند) را می توان حذف کرد.

دو نوع ترکیب بار خواهیم داشت:

۱- ترکیب بارهای کنترل حد نهایی مقطع پی (خمش، برش پانچ، ...)

۲- ترکیب بارهای کنترل تنش خاک زیر پی

۵-۶ ترکیب بارهای حد نهایی کنترل مقطع پی

- آیا نیازی به تعریف ترکیب بارهای طراحی جدید در SAFE هست؟

می توانید از همان ترکیب بارهای (UDCON) که از ETABS به صورت پیشفرض به SAFE ارسال شده اند استفاده نمایید (نیازی به تعریف مجدد انها نیست). تنها باید توجه کرد که منظور کردن زلزله قائم به سمت بالا در پی لازم نیست:

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.

$$F_{Vu}=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

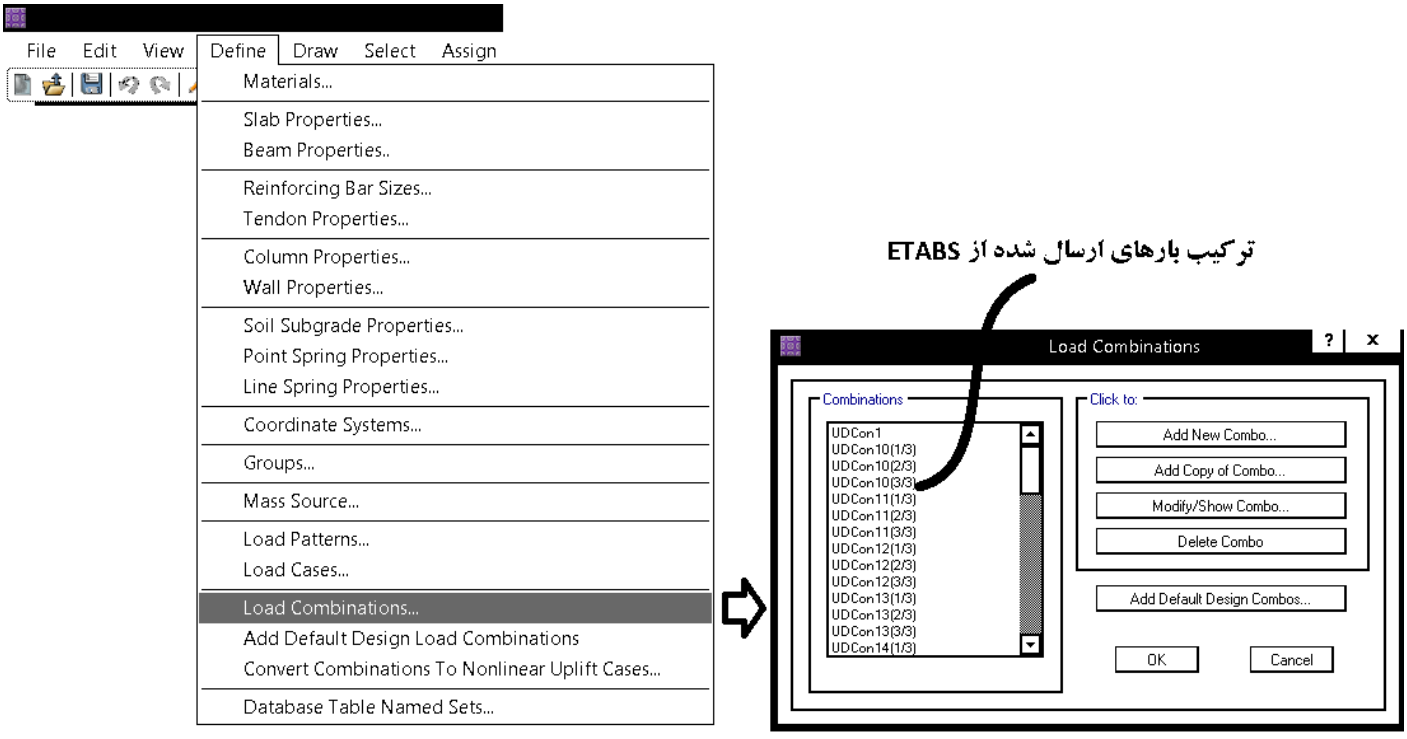
A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

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.

در مواردی که A=0.35 می باشد و به جای ترکیب بار 0.9D+E-EV از ترکیب 0.69D+E-EV استفاده شده است، باید ترکیب بارهای ارسال شده از ETABS اصلاح شوند برای مثال ترکیب بار 0.69D+E-Ev به ترکیب بار 0.9D+E تبدیل می شود.



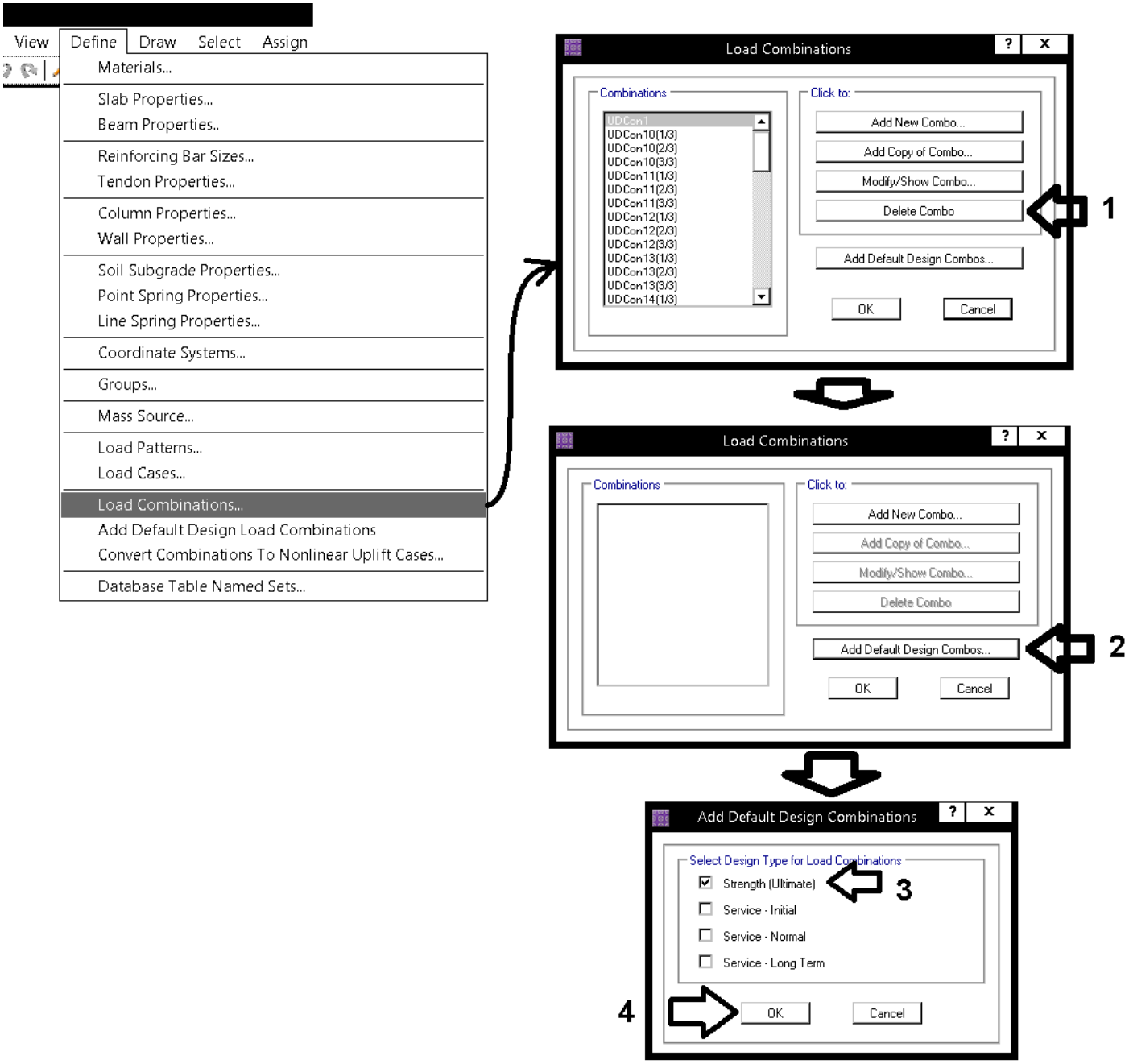
- آیا منظور کردن قاعده 30-100 در ترکیب بارهای پی نیز الزامی می باشد؟

بله در متن آیین نامه ای استثنایی در این رابطه وجود ندارد و پی نیز جزئی از سازه محسوب می شود. (به صفحه 13-5 از FEMA-P751 مراجعه نمایید که در آن برای کنترل پی از ترکیب بارهای ۱۰۰-۳۰ استفاده شده است).

- آیا اعمال ضریب نامعینی در ترکیب بارهای پی نیز لازم است؟

بله، در صورتیکه ضریب نامعینی سازه برابر 1.2 بدست آید، در طراحی پی نیز باید نیروی زلزله با ضریب 1.2 تشدید شود.

- گرچه ترکیب بارها را می توان از ETABS به SAFE ارسال کرد ولی در صورتی که به هر دلیلی بخواهید ترکیب بارها را مجدد در SAFE ایجاد نمایید:



پس از ایجاد ترکیب بارها، باید تغییرات لازم انجام شود (اعمال 30-100، اعمال ضریب Rho در صورت وجود و اعمال زلزله قائم)

۷-۵ تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک

مبحث ۷:

۷-۴-۵ روش‌های طراحی پی سطحی

این مقررات دو روش طراحی شامل روش تنش مجاز و روش حالات حدی را برای طراحی پیشنهاد می‌کند. طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

مبحث ۶:

۶-۲-۳-۴ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

در طراحی به روش تنش مجاز و یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود؛ و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضای سازه‌ای تولید می‌کنند، می‌بایست مد نظر قرار گیرد. اثرات یک یا چند بار که امکان وارد نشدن آن‌ها بر سازه وجود دارد، باید در ترکیب بارها بررسی گردد.

۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D+[۰٫۶(۱٫۴W) یا ۰٫۷E]
۶) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵[۰٫۶(۱٫۴W)]+ ۰٫۷۵(L_r یا S یا R)
۷) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵(۰٫۷E)+ ۰٫۷۵S
۸) ۰٫۶D+۰٫۶(۱٫۴W)
۹) ۰٫۶D+۰٫۷E
۱۰) ۱٫۰D+۱٫۰T
۱۱) ۱٫۰D+۰٫۷۵[L+(L_r یا S)+T]

- افزایش تنش مجاز در ترکیب بارهای ارائه شده در این مبحث نباید انجام شود.

مطابق شکل فوق باید ترکیب بارهای زیر تعریف شوند:

- در بارهای زیر به جای E باید تمامی بارهای لرزه ای (شامل بارهای لرزه ای مربوط به **زلزله متعامد ۱۰۰-۳۰**) باید جایگزین شود.
- در ترکیب بارهای زیر اثرات بار باد، حرارت و فشار خاک (در صورت وجود) باید اضافه شود.
- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A<0.35 می باشد:

- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: D ± 0.7ρE +0.7Ev
- SOIL7: D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525ρE +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7ρE

- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A=0.35 می باشد:

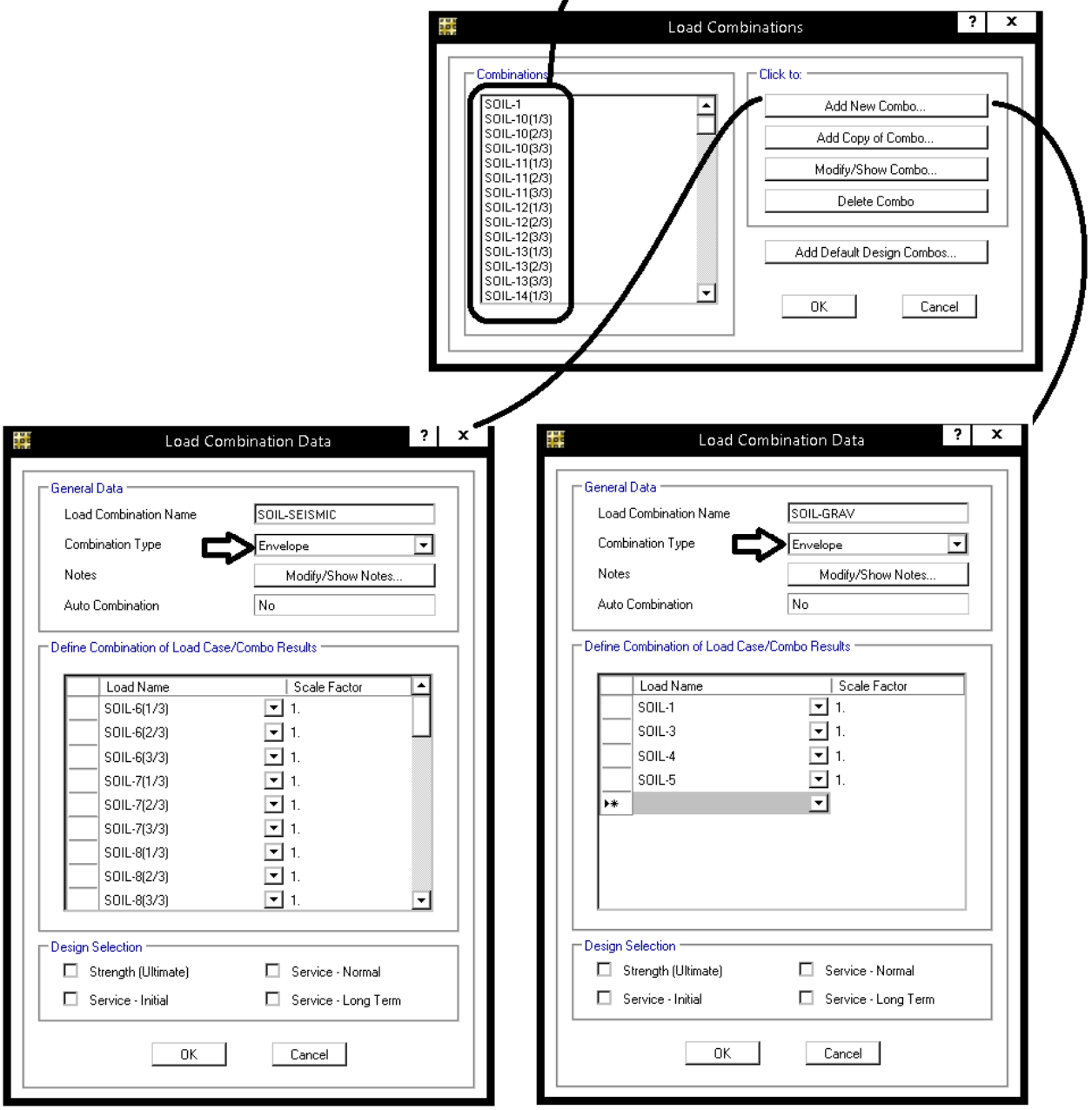
- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: (1+0.147×I)D ± 0.7ρE +0.7Ev
- SOIL7: (1+0.11025×I)D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525ρE +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7ρE

در روابط فوق، I ضریب اهمیت سازه می باشد و ضریب 0.11025×I و 0.147×I به صورت زیر بدست آمده است:

$$0.525(0.6AID) = 0.11025ID \qquad 0.7(0.6AID) = 0.147ID$$

- در سوله ها و سازه های سبک که در آنها بار باد حاکم است، باید به جای ترکیب بارهای لرزه ای از ترکیب بارهای باد استفاده شود.
- در صورتی که از فایلهای آماده ETABS استفاده کرده باشید، ترکیب بارهای خاک به صورت پیش فرض در ایتبس تعریف شده اند و به SAFE منتقل می شوند و نیازی به تعریف دستی آنها نمی باشد.

ترکیب بارهای ارسال شده از ETABS



تعریف ترکیب بار پوش مربوط به بارهای لرزه ای

تعریف ترکیب بار پوش مربوط به بارهای ثقلی

در صورتی که گزارش مکانیک خاک کامل باشد، سه نوع تنش مجاز خواهیم داشت:

۱- q_{all} بر اساس معیار نشست

۲- q_{all} بر اساس معیار گسیختگی و با ضریب اطمینان ۳

۳- q_{all} بر اساس معیار گسیختگی و با ضریب اطمینان ۲

در اکثر موارد در گزارشهای مکانیک خاک تنها موارد اول و دوم گزارش می شود و عمدتا از ضریب اطمینان ۳ استفاده می شود. مورد سوم به استناد بند زیر قابل تعریف است:

۷-۴-۵-۳ ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

۷-۴-۵-۳-۱ برای کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی‌های سطحی در شرایط زلزله باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

الف- در نظر گرفتن کاهش ظرفیت باربری بر اثر نیروی افقی و لنگر خمشی ناشی از زلزله

ب- تغییر ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ در شرایط زلزله

پ- کنترل کاهش مقاومت برشی برخی از خاک‌ها در اثر بارهای دینامیکی (مثل روانگرایی خاک، زوال مشخصات دینامیکی خاک در اثر کرنش دینامیکی)

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

با توجه به بند زیر و نیز تعاریف فوق، کنترل تنش خاک زیر پی به صورت زیر باید انجام شود:

۷-۴-۵-۱-۹ در پی‌های انعطاف پذیر چنانچه ظرفیت باربری مجاز از معیار نشست به دست آمده باشد نیازی به کنترل نقطه به نقطه تنش نیست و طراحی را می‌توان بر اساس تنش موثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.

$$(SOIL-GRAV)_{\text{متوسط}} < \left(q_{all}\text{معیار نشست}\right)$$

$$(SOIL-GRAV)_{\text{حداکثر}} < \left(q_{all}\text{معیار گسیختگی}\right)_{\text{با ضریب اطمینان 3}}$$

$$(SOIL-SEISMIC)_{\text{حداکثر}} < \left(q_{all}\text{معیار گسیختگی}\right)_{\text{با ضریب اطمینان 2}}$$

راهکار ساده (و البته غیرقانونی!!)

با توجه حجم بالای ترکیب بارها و نیز طولانی شدن مراحل کنترل تنش خاک زیر پی در آیین نامه های جدید، برخی از همکاران از همان ترکیب بارهای قدیمی با اندکی تغییر استفاده می کنند:

- ترکیب بارهای قدیمی کنترل تنش خاک زیر پی (بر اساس مبحث ششم قدیمی):

$$D$$
$$D + L$$
$$0.75D + 0.75L + 0.75(0.7E_X)$$
$$0.75D + 0.75L - 0.75(0.7E_X)$$
$$0.75D + 0.75L + 0.75(0.7E_Y)$$
$$0.75D + 0.75L - 0.75(0.7E_Y)$$

در ترکیب بارهای فوق فرض بر این است که E بر اساس ویرایش ۴ محاسبه شده است و ضریب 0.7 جهت تبدیل آن به زلزله تراز ویرایش ۳ می باشد.

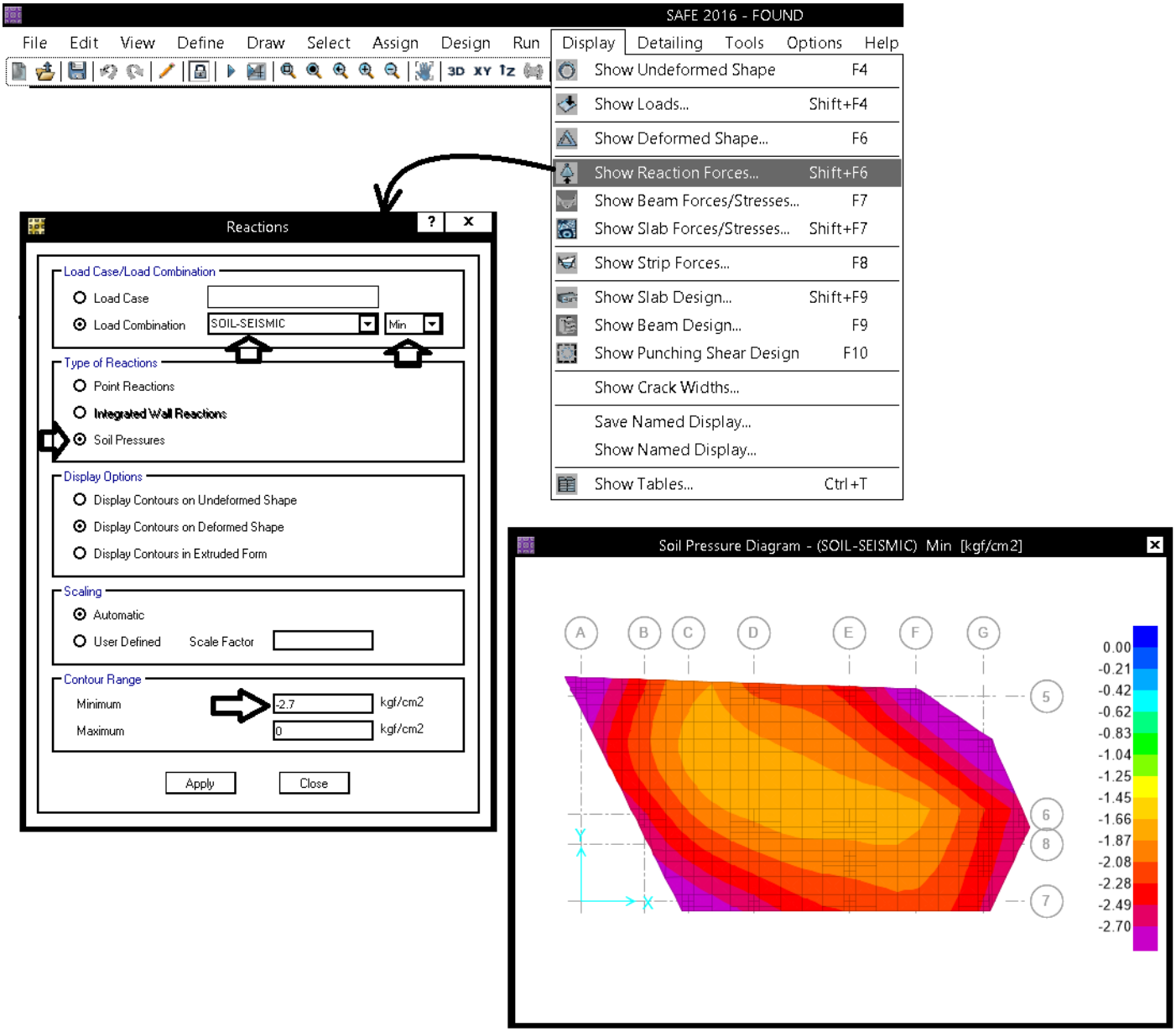
۱- در ترکیب بارها فوق برای سادگی از اثر خروج از مرکزیت تصادفی، اثر 30-100، اثر زلزله قائم و نیز اثر rho صرف نظر شده است.

۲- تنش "حداکثر" حاصل از ترکیب بارهای فوق باید از مینیمم تنش های مجاز که در صفحه قبل عنوان گردید کوچکتر باشد.

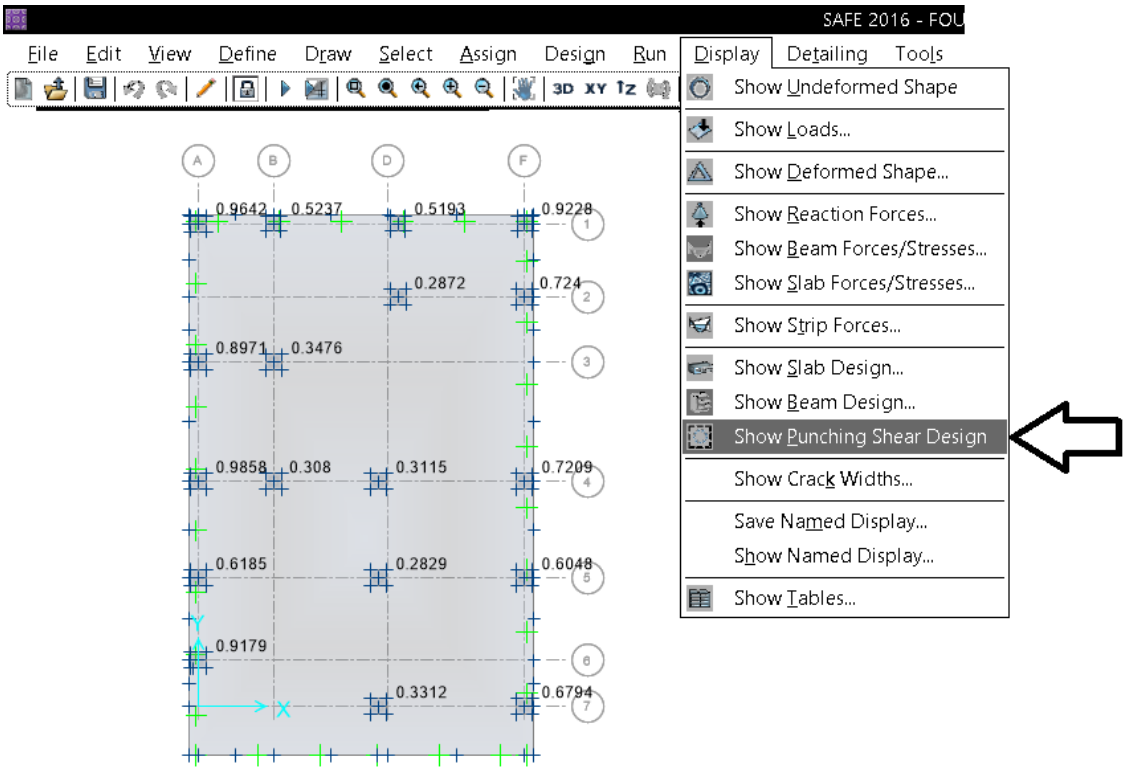
توضیح: شاید به نظر برسد، در روش بالا (روش قدیمی) صرف نظر کردن از اثرات ۱۰۰-۳۰ و .... در خلاف جهت اطمینان باشد. در پاسخ باید گفت که در عوض اجازه افزایش 1.5 برابری تنش مجاز گسیختگی (استفاده از ضریب اطمینان ۲ به جای ۳) در روابط فوق حذف شده است.

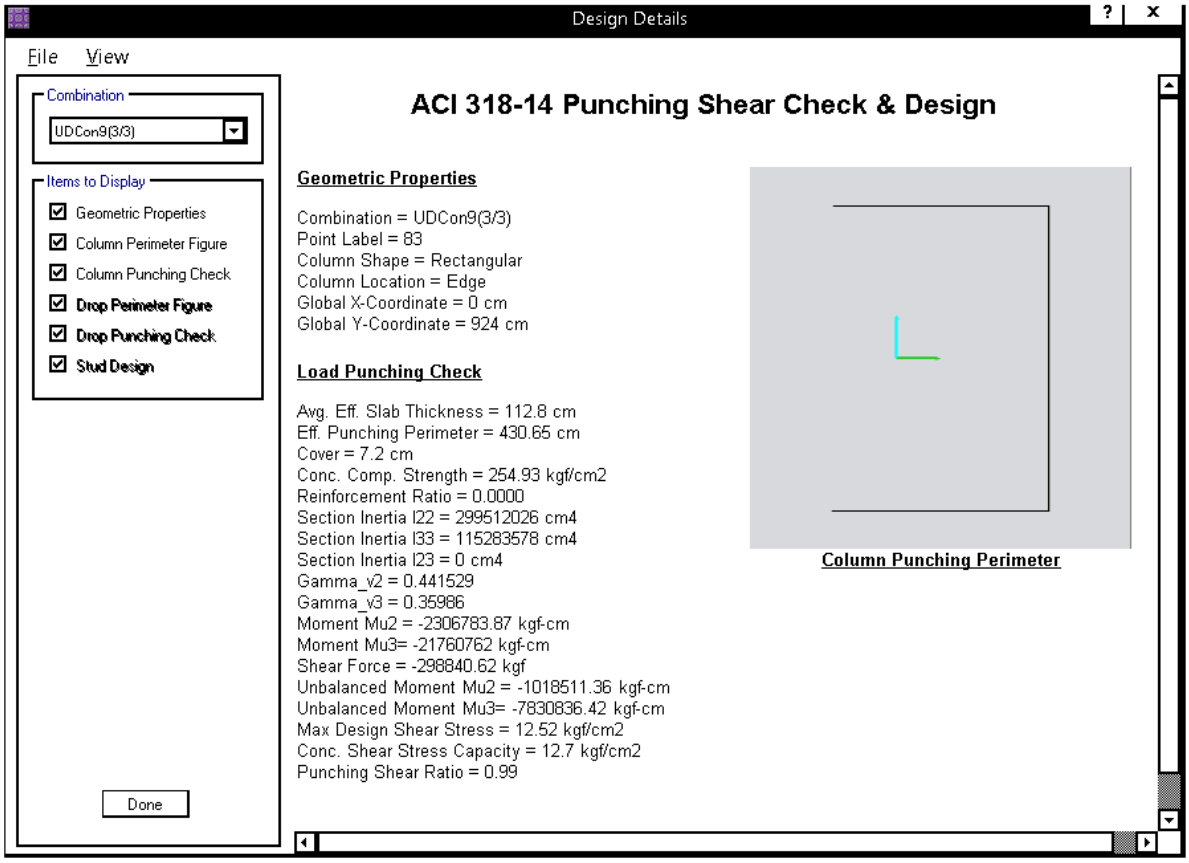
۵-۷-۱ کنترل تنش خاک زیر پی

تنش خاک زیر پی تحت اثر ترکیب بارهای تعریف شده در بند ۵-۷ باید کمتر از تنش مجاز خاک باشد. اگر برای مثال تنش مجاز گسیختگی خاک بر اساس ضریب اطمینان ۲ برابر 2.7 kg/cm² باشد مطابق شکل زیر در قسمت Minimum مقدار 2.7 را وارد کرده و تنش خاک را بررسی نمایید:

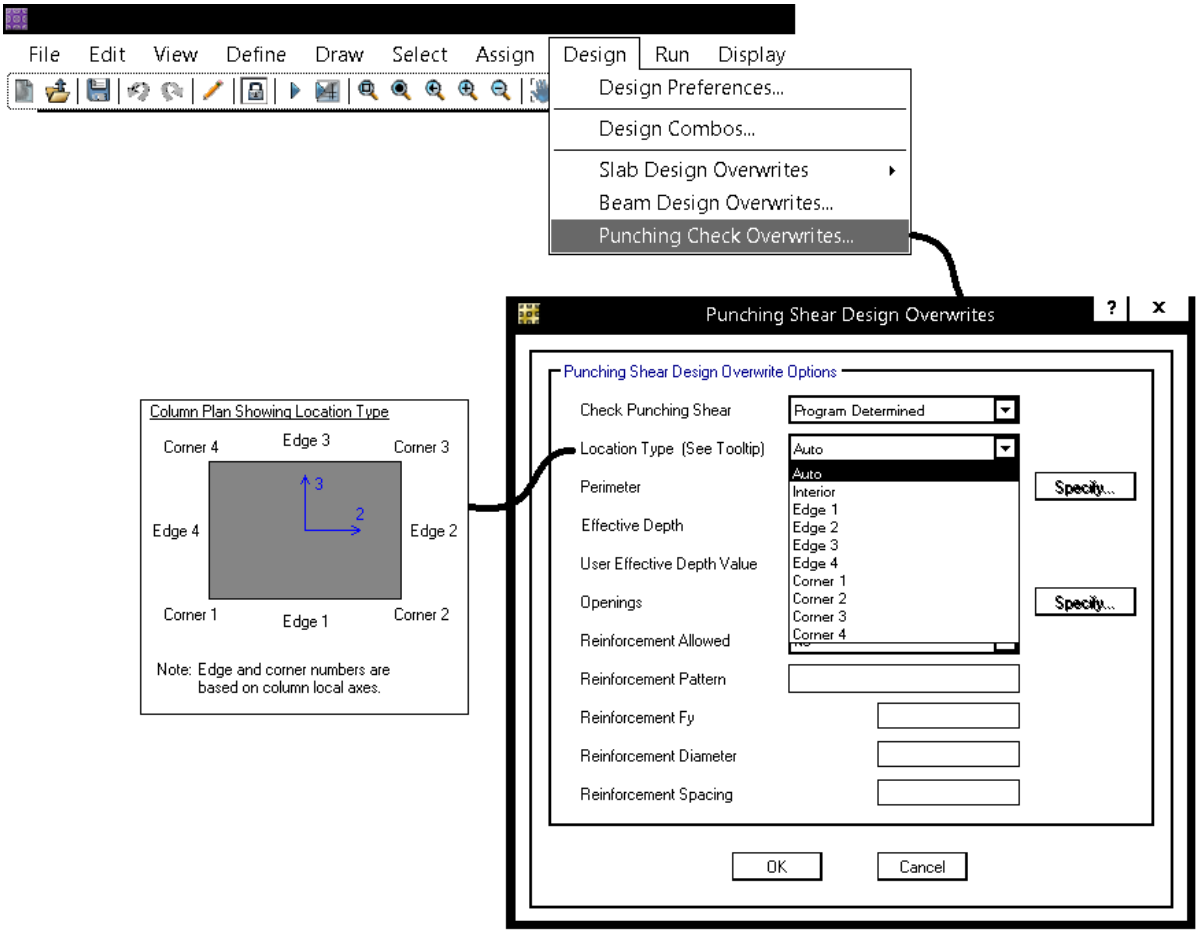


۵-۷-۲ بررسی برش پانچ

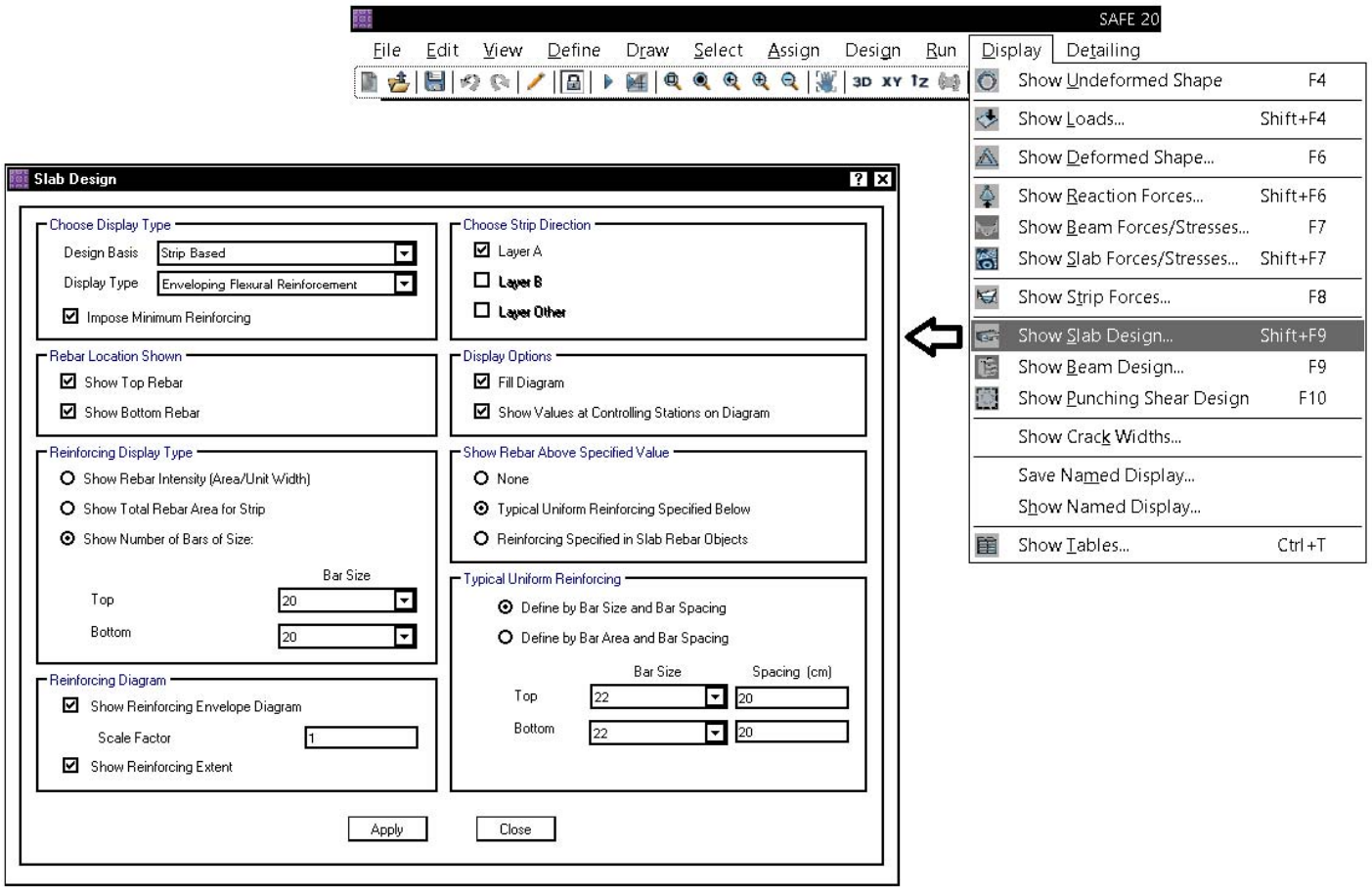




در برخی موارد SAFE موقعیت پانچ را صحیح تشخیص نمی دهد. در این صورت مطباق شکل زیر می توان موقعیت ستون را تعیین نمود:



۵-۷-۳ بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی



۸-۵ آرماتور خمش حداقل در پی ها

۹-۲۰-۵ آرماتورهای شالوده‌ها و شمع‌ها و محدودیت‌های آنها

آرماتورهای لازم برای مقاطع شالوده‌ها و شمع‌ها بر اساس نیروهای وارد بر آن مقاطع در حالت حد نهایی با رعایت محدودیت‌های بند ۹-۲۰-۵-۱ الی ۹-۲۰-۵-۹ محاسبه می‌شوند.

۹-۲۰-۵-۱ در شالوده‌های منفرد، گسترده و باسکولی (بجز تیر رابط) نسبت آرماتور به کار رفته در مقطع نباید کمتر از مقادیر ذکر شده در بندهای ۹-۲۰-۸-۱ الی ۹-۲۰-۸-۴ باشد. در مورد تیرهای رابط شالوده‌های باسکولی حداقل آرماتور باید براساس بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ اختیار شود.

۹-۲۰-۵-۲ در شالوده‌های نواری مقدار نسبت آرماتور در ناحیه کششی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد اختیار شود، مگر آنکه آرماتور بکار رفته به اندازه یک سوم بیشتر از مقدار آرماتور تعیین شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این نسبت نمی‌تواند کمتر از ۰/۱۵ درصد اختیار گردد.

۹-۲۰-۵-۳ در شالوده‌ها قطر میلگردها نباید کمتر از ۱۰ میلیمتر و فاصله محور تا محور آنها از یکدیگر، نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۵-۴ در شالوده‌های حجیمی که در آنها ابعاد و حجم بتن مستقل از نیازهای محاسباتی در نظر گرفته می‌شوند، رعایت حداقل آرماتور خمشی مطابق بند ۹-۲۰-۵-۱ ضرورتی ندارد. در این شالوده‌ها در صورتی که کنترل ترک‌های سطحی مورد نظر باشد باید در آن سطوح یک شبکه میلگرد جلدی مطابق بند ۹-۲۰-۸-۶ به کار برد. حداکثر فاصله میلگردهای جلدی ۳۵۰ میلیمتر است.

۹-۲۰-۸ آرماتور های حرارت و جمع‌شدگی در شالوده‌ها

۹-۲۰-۸-۱ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقدار بدست آمده از رابطه ۹-۱۸-۲ کمتر اختیار شود.

۹-۲۰-۸-۲ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلیمتر نباید از α برابر نسبت‌های مندرج در بند ۹-۲۰-۸-۱ کمتر اختیار شود. مقدار α از رابطه (۹-۲۰-۲) تعیین می‌شود:

$$\alpha = ۱/۳ - ۰/۰۰۰۳h \qquad (۹-۲۰-۲)$$

۹-۲۰-۸-۳ مقدار حداقل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی $A_{s\,min}$، برای شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۲۰۰۰ میلیمتر برابر مقدار آرماتور برای شالوده به ضخامت ۲۰۰۰ میلیمتر و به شرح (الف) تا (پ) این بند است:

الف- برای میلگردهای رده S۳۴۰:

$$A_{s\,min} = ۲۸۰۰\left(\frac{mm^۲}{m}\right)$$

ب ـ برای میلگردهای رده S ۴۰۰ :

$$A_{s\,min} = ۲۵۰۰\left(\frac{mm^۲}{m}\right)$$

پ ـ برای میلگردهای رده S ۵۰۰ و بالاتر :

$$A_{s\,min} = ۲۱۰۰\left(\frac{mm^۲}{m}\right)$$

۹-۱۸-۴ آرماتورگذاری در دال‌ها

۹-۱۸-۴-۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری

۹-۱۸-۴-۱-۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر آرماتورهای بکار رفته در ناحیه کششی دال‌ها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ در نظر گرفته شوند. در دال‌های یک طرفه که آرماتورهای خمشی صرفاً در یک جهت قرار می‌گیرند باید حداقل میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ در جهت دیگر قرار داده شوند.

۹-۱۸-۴-۱-۲ نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقدار بدست آمده از عبارت (۹-۱۸-۲) کمتر اختیار شود.

$$\frac{۰/۱۶\sqrt{f_{cd}}}{f_{yd}} \qquad (۹-۱۸-۲)$$

ACI-318-2014:

13.3—Shallow foundations

13.3.4 *Two-way combined footings and mat foundations*

13.3.4.4 Minimum reinforcement in nonprestressed mat foundations shall be in accordance with 8.6.1.1.

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.6—Reinforcement limits

8.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

8.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided near the tension face in the direction of the span under consideration in accordance with Table 8.6.1.1.

Table 8.6.1.1—$A_{s,min}$ for nonprestressed two-way slabs

Reinforcement type	f_y, MPa	$A_{s,min}$, mm²	
Deformed bars	< 420	$0.0020A_g$	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018\times 420}{f_y}A_g$
			$0.0014A_g$

R8.6—Reinforcement limits

R8.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

R8.6.1.1 The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as that required for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads.

Figure R8.6.1.1 illustrates the arrangement of minimum reinforcement required near the top of a two-way slab supporting uniform gravity load. The bar cutoff points are based on the requirements shown in Fig. 8.7.4.1.3a.

To improve crack control and to intercept potential punching shear cracks with tension reinforcement, the licensed design professional should consider specifying continuous reinforcement in each direction near both faces of thick two-way slabs, such as transfer slabs, podium slabs, and mat foundations. Also refer to R8.7.4.1.3.

Moehle (2014):

Design of an isolated spread footing for moment strength considers the footing as a one-way flexural member first in one principal direction and then in the orthogonal direction. The critical section for concrete columns is at the face of the column, while for steel columns the critical section is halfway between the face of the column and the edge of the base plate (Figure 16.9*c*). In U.S. practice, for footings of uniform thickness, A_{smin} in each principal direction should result in a ratio of reinforcement area to gross concrete area of at least

(a) 0.0018 where Grade 60 (420) reinforcement is used, or

$$\text{(b) } \frac{0.0018\times 60{,}000}{f_y}\text{, psi}\left[\frac{0.0018\times 420}{f_y}\text{, MPa}\right]\text{ where higher strength reinforcement is used} \qquad (16.5)$$

At critical sections where flexural yielding is considered to be likely, additional reinforcement may be preferred to ensure that flexural strength is at least equal to the cracking strength. Some specify $M_n \geq 1.2M_{cr}$ for this case. A more conservative approach, which is not generally applied, is to satisfy the minimum steel area as required for beams, that is

$$A_{s,min}=\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w d \geq \frac{200}{f_y}b_w d\text{, psi}\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w d\text{, MPa}\right) \qquad (16.6)$$

- مثال: پی گسترده به ضخامت 80cm ، $F_y = 400MPa$ $f'_c = 20MPa$ ، و با فرض استفاده از φ20 به عنوان میلگرد طولی، حداکثر فاصله مجاز میلگردهای طولی در پی چقدر است؟

$$\frac{314}{S\times 800} < \frac{0.16\sqrt{0.65\times 20}}{0.85\times 400} \qquad S < 231\ mm$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هر دو وجه پی ممکن است به کشش بیفتد، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی می توان از φ20@200mm استفاده شود.

۹-۵ جزئیات خم میلگردهای ستون داخل پی

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

18.13—Foundations

18.13.2 *Footings, foundation mats, and pile caps*

18.13.2.2 Columns designed assuming fixed-end conditions at the foundation shall comply with 18.13.2.1 and, if hooks are required, longitudinal reinforcement resisting flexure shall have 90-degree hooks near the bottom of the foundation with the free end of the bars oriented toward the center of the column.

18.13.2.3 Columns or boundary elements of special structural walls that have an edge within one-half the footing depth from an edge of the footing shall have transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 through 18.7.5.4 provided below the top of the footing. This reinforcement shall extend into the footing, mat, or pile cap a length equal to the development length, calculated for f_y in tension, of the column or boundary element longitudinal reinforcement.

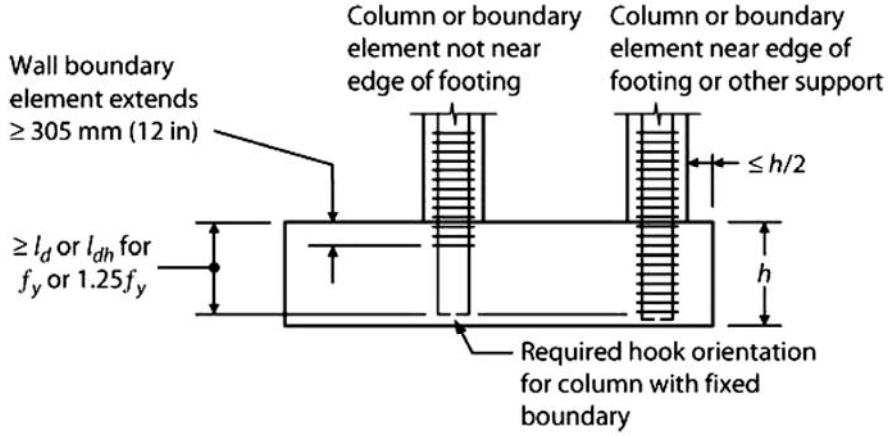
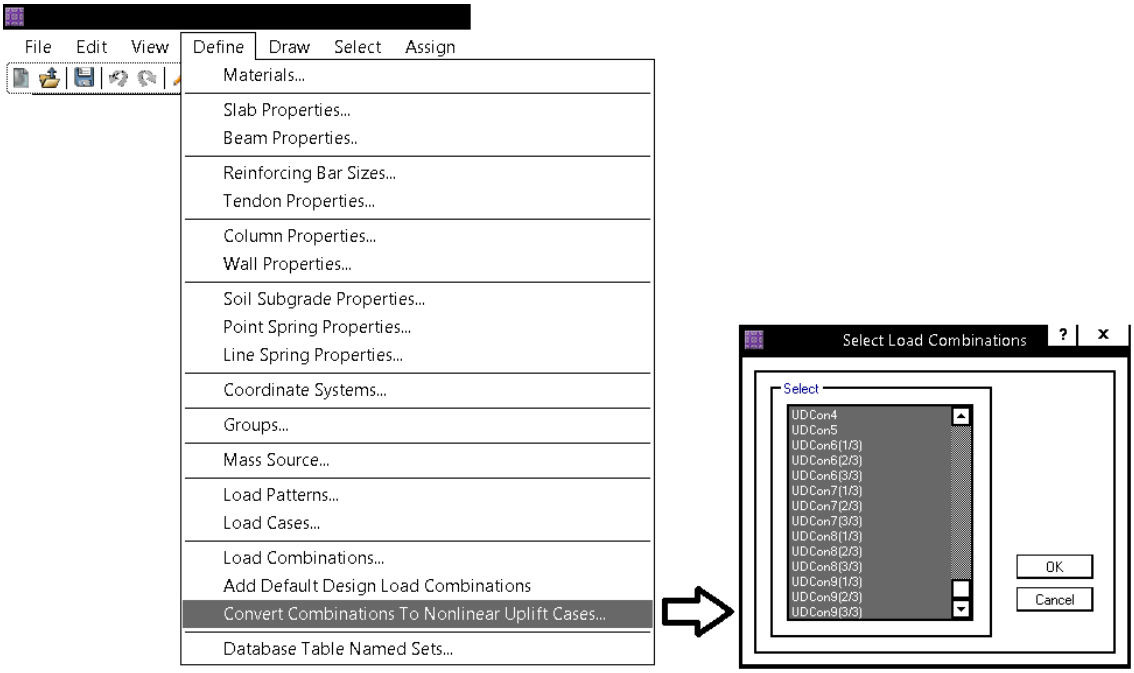


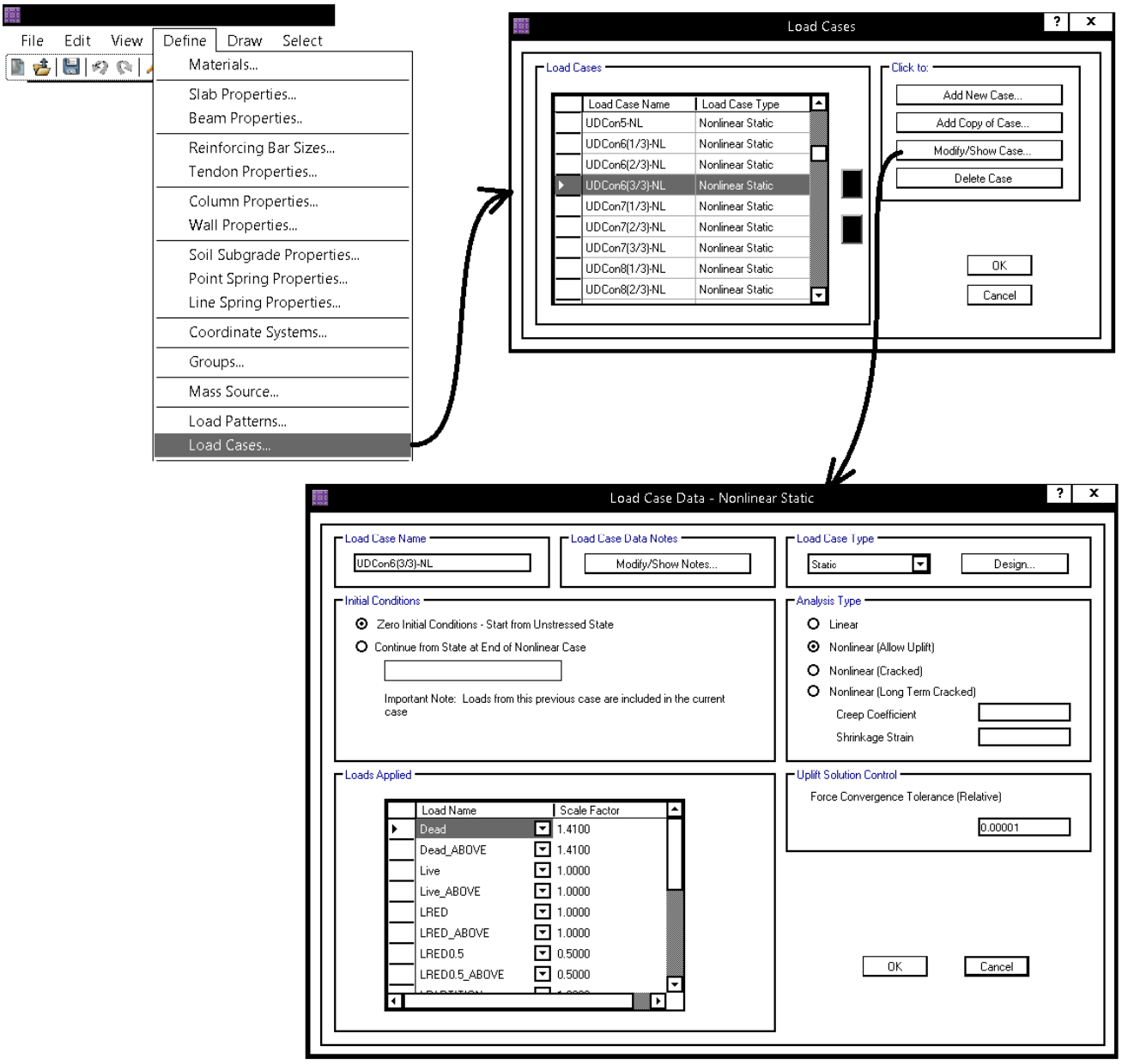
FIGURE 16.10 Required extensions of column and boundary element reinforcement into footings, mat foundations, and pile caps.

۵-۱۰ تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی

پس از ایجاد ترکیب بارهای طراحی، باید آنها را به ترکیب بارهای غیرخطی تبدیل نمایید. به خصوص در مواردی که احتمال uplift در پی وجود دارد این کار الزامی می باشد. از طریق منوی زیر تمامی ترکیب بارها را انتخاب نمایید:



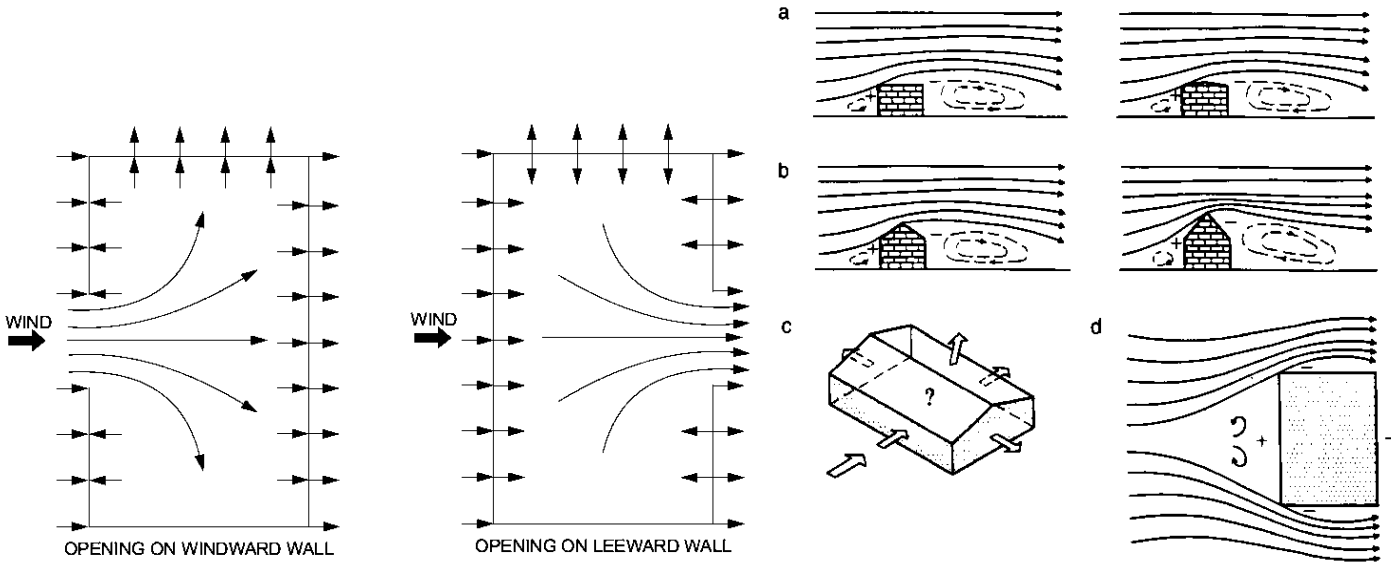
بارهای غیر خطی ایجاد شده را می توانید به طریق زیر مشاهده نمایید:



بار باد، حرارت و فشار خاک

۶-۱ بارباد

- 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 $p_i + p$ 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

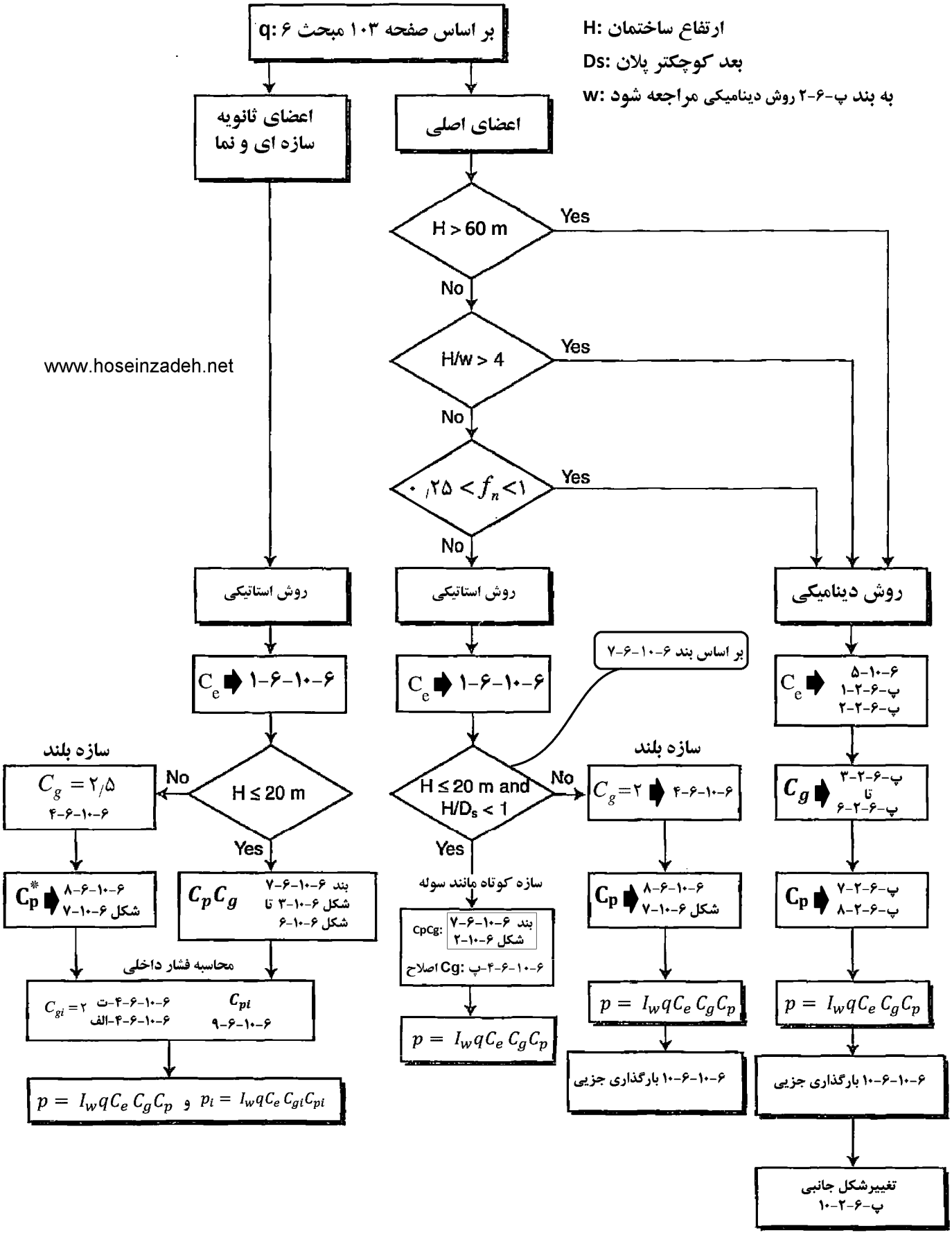
فشار خالص ناشی از باد بر یک جزء یا تمام سطح یک ساختمان از جمع جبری فشار و مکش بدست می‌آید. فشار یا مکش داخلی در اثر باد از رابطه زیر بدست می‌آید.

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

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.



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.

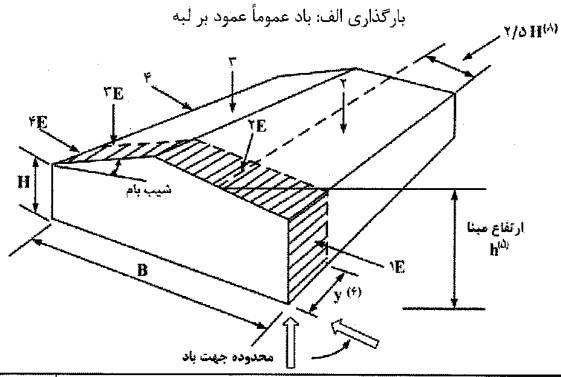
(۵) ارتفاع مبنا، h، برای محاسبهٔ فشار، ارتفاع میانه سقف یا ۶ متر، هر کدام که بزرگتر، می‌باشد. ارتفاع پاشیب، H، می‌تواند در صورت شیب کمتر از ۷° بام، جایگزین میانگین ارتفاع شود.

(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.

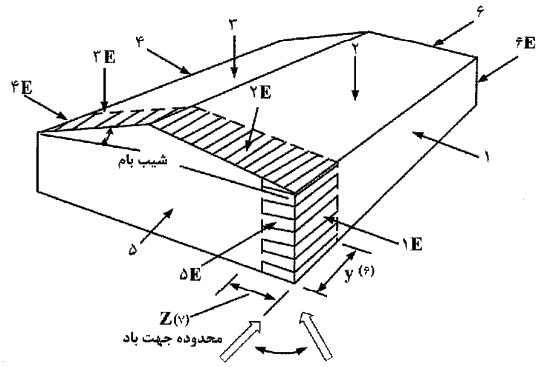
(۸) برای B/H<۵ در بارگذاری A، ضرایب منفی روی سطوح ۲، ۲E باید تنها روی سطحی اعمال شوند که پهنای آن از محل پاشیب رو به باد، ۲/۵H باشد. فشار روی بقیهٔ بام رو به باد باید به ضرایب مشخص شده برای بام پشت به باد (ضرایب مربوط به سطوح ۳، ۳E) کاهش یابد.

بارگذاری الف: باد عموماً عمود بر لبه



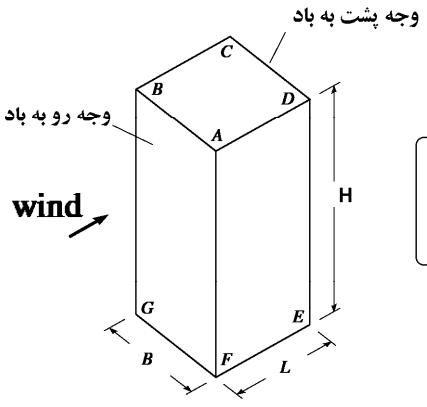
شیب بام	سطوح ساختمان							
	۱	۱E	۲	۲E	۳	۳E	۴	۴E
۰° تا ۵°	۰٫۷۵	۱٫۱۵	-۱٫۳	-۲٫۰	-۰٫۷	-۰٫۳	-۰٫۵۵	-۰٫۸
۲۰°	۱	۱٫۵	-۱٫۳	-۲٫۰	-۰٫۹	-۱٫۳	-۰٫۸	-۱٫۲
۳۰° تا ۴۵°	۱٫۰۵	۱٫۳	۰٫۴	۰٫۵	-۰٫۸	-۱٫۰	-۰٫۷	-۰٫۹
۹۰°	۱٫۰۵	۱٫۳	۱٫۰۵	۱٫۳	-۰٫۷	-۰٫۹	-۰٫۷	-۰٫۹

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



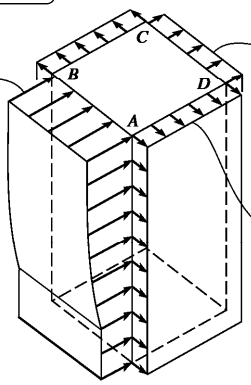
(ب) برای ساختمان‌های بلندتر،
h برای وجه رو به باد، ارتفاع واقعی آن نقطه در بالای زمین است،
h برای وجه پشت به باد، نصف ارتفاع ساختمان، و
h برای بام و دیوارهای جانبی، ارتفاع ساختمان است.

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

2
= 0.6 for H/D < 0.25
= 0.27(H/D+2) for 0.25 < H/D < 1
= 0.8 for H/D ≥ 1

$p = I_w q C_e C_g C_p$



2
= −0.3 for H/D < 0.25
= −0.27(H/D+0.88) for 0.25 < H/D < 1
= −0.5 for H/D ≥ 1

$p = I_w q C_e C_g C_p$

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

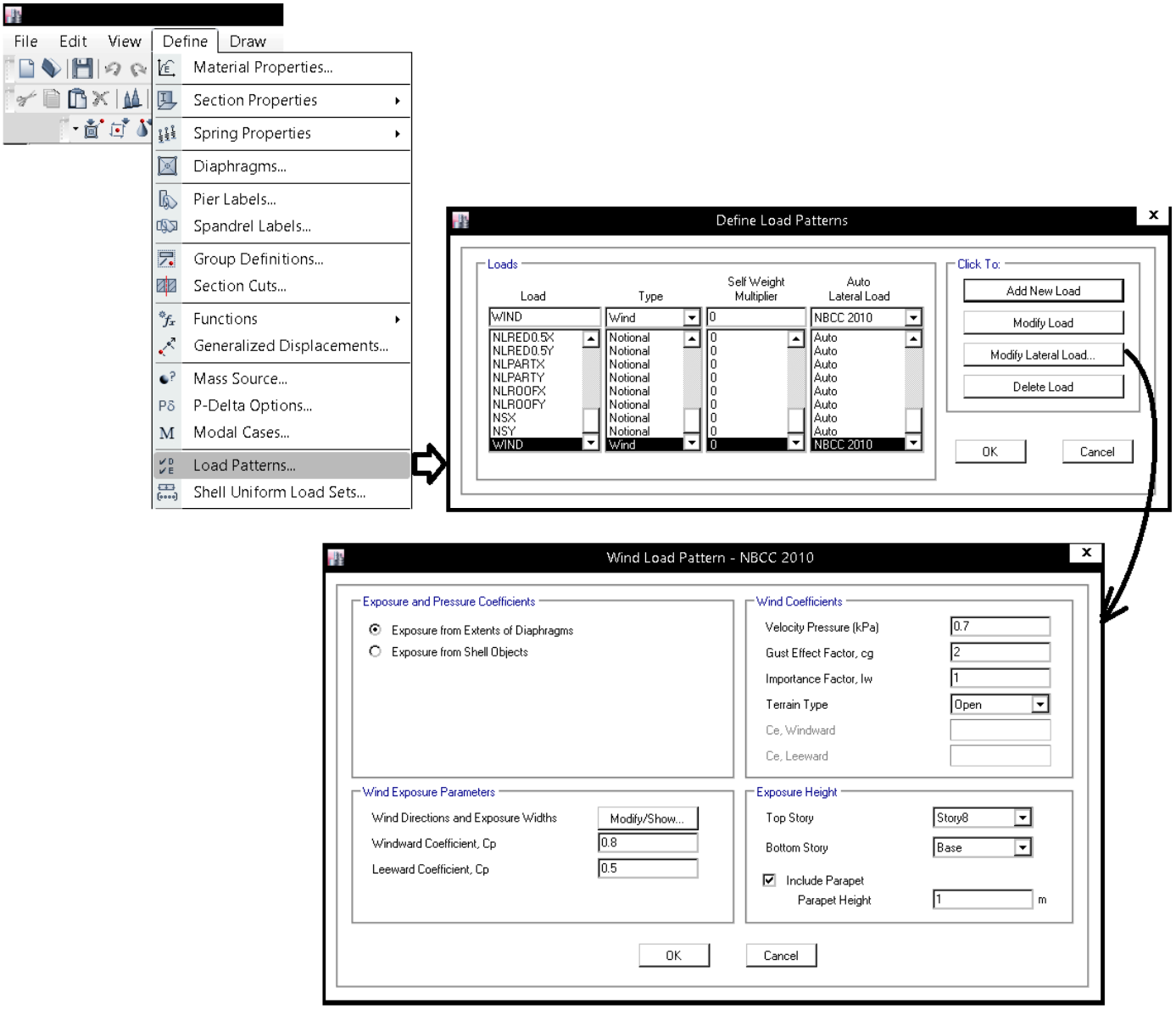
2 -0.7

$p = I_w q C_e C_g C_p$

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

در سازه های بلند می توان با مطابق شکل زیر بار باد را تعریف کرد. با توجه به اینکه بار باد در مبحث ششم برگرفته از NBCC2010 می باشد، در صورت استفاده از این آیین نامه، بار باد به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار اعمال می شود:



- 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.

۶-۲ 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.

بندهای زیر مربوط به قسمتی از مبحث نهم است که در اصلاحیه مبحث نهم حذف شده است:

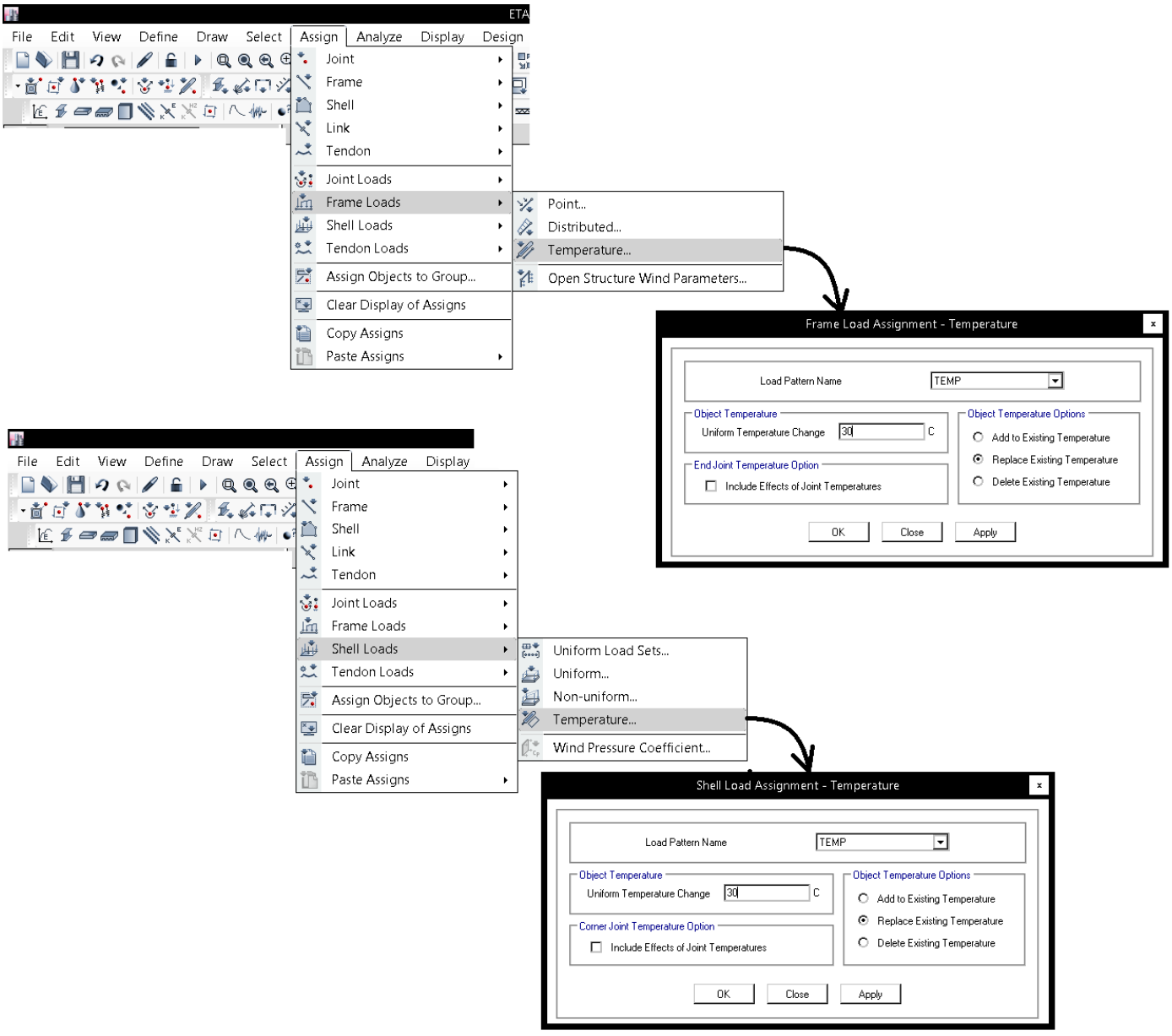
۹-۱۲-۲-۲ درزهای‌انبساط

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 $۱۰\times۱۰^{-۶}\ /{}_{°C}$ 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 $-۳۰\ °C$ و حداکثر $+۳۰\ °C$ در نظر گرفته می‌شود. این مقدار لازم است ضوابط مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان را برای درز انقطاع نیز تأمین نماید.



* برای بررسی تاثیر بار حرارتی لازم است دیافراگم از نوع semirigid تعریف شود.

در مواردی که فشار خاک زیرزمین بر سازه وارد می شود، بار مربوط به فشار خاک (H در شکل زیر) باید تعریف شود. این بار باید به دیوار بتنی حائل پیرامون سازه بر اساس فشار خاک وارد شود.

۶-۴-۱ کلیات

مطالب مطرح شده در این فصل به عنوان حداقل ضوابط جهت محاسبه بارهای خاک و فشار هیدرواستاتیکی در صورت عدم ارائه بار خاک در گزارش مکانیک خاک می‌باشد. علاوه بر ضوابط این فصل، ضوابط مندرج در مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان نیز باید رعایت گردد.

۶-۴-۲ فشارهای جانبی

در طراحی سازه‌های زیر سطح زمین، باید نیروی فشاری جانبی ناشی از فشار خاک مجاور نیز منظور شود. در صورتی‌که بار خاک در گزارش مکانیک خاک تهیه شده توسط افراد ذیصلاح ارائه نشده باشد، در آن صورت بارهای خاک تعیین شده در جدول ۶-۴-۱ باید به عنوان حداقل بار طراحی منظور شود. چنانچه خاک مجاور سازه در معرض سربارهای ثابت و یا متحرک قرار گیرد، اثر این سربارها باید در محاسبه فشار خاک بر روی دیوار منظور گردد. زمانی‌که کل یا قسمتی از خاک مجاور در زیر سطح آزاد آب زیرزمینی قرار داشته باشد، محاسبات باید بر اساس وزن مخصوص خاک غوطه‌ور به اضافه فشار کامل ایستایی آب زیرزمینی صورت گیرد.

در مواردی‌که در مطالعات ژئوتکنیکی به وجود خاک منبسط شونده در محل اشاره شده باشد، فشار جانبی باید بر اساس نتایج حاصل از آن مطالعات افزایش داده شود.

جدول ۶-۴-۱ بار طراحی جانبی خاک

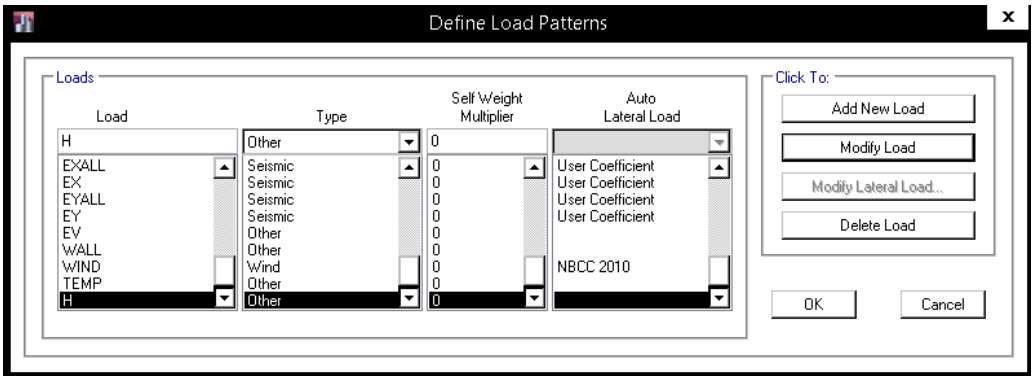
بار طراحی جانبی خاک[۱] (kN/m^۳ به ازای هر متر عمق)	طبقه‌بندی یکنواخت خاک	شرح مصالح انباشته شده
[۲]۵/۵	GW	شن تمیز خوب دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه
[۲]۵/۵	GP	شن تمیز بد دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه
[۲]۵/۵	GM	شن لای‌دار؛ مخلوط شن و ماسه بد دانه‌بندی شده
[۲]۷/۰۷	GC	شن رس‌دار؛ مخلوط شن و رس بد دانه‌بندی شده
[۲]۵/۵	SW	ماسه تمیز خوب دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن به همراه ماسه
[۲]۵/۵	SP	ماسه تمیز بد دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه
[۲]۷/۰۷	SM	ماسه لای‌دار؛ مخلوط ماسه و لای بد دانه‌بندی شده
[۳]۱۳/۳۵	SM-SC	مخلوط ماسه و لای با ریزدانه‌های پلاستیک
[۳]۱۳/۳۵	SC	ماسه لای‌دار و رس‌دار؛ مخلوط ماسه و رس بد دانه‌بندی شده
[۳]۱۳/۳۵	ML	لای و لای رس‌دار غیرآلی
[۳]۱۳/۳۵	ML-CL	مخلوط غیرآلی لای و رس
۱۵/۷۱	CL	رس‌های غیرآلی با پلاستیسیته کم تا متوسط
[۴]	OL	لای‌ها و لای‌های رس‌دار آلی؛ خاک‌های آلی با پلاستیسیته کم
[۴]	MH	لای با پلاستیسیته بالا، رس‌های کشسان
[۴]	CH	رس‌های غیرآلی با پلاستیسیته کم
[۴]	OH	رس‌های آلی و رس‌های لای‌دار

[۱] بار طراحی جانبی خاک ارائه شده برای خاک در شرایط مرطوب و برای چگالی بهینه می‌باشد. شرایط واقعی محل باید منظور شود. فشارهای خاک غوطه‌ور و اشباع شامل وزن خاک شناور به علاوه بارهای هیدروستاتیکی می‌باشد.

[۲] برای دیوارهای نسبتاً صلب، در حالتی‌که توسط کف‌ها مهار شوند، بار جانبی طراحی خاک باید برای خاک‌های شنی و ماسه‌ای تا ۹/۵ kN/m^۳ بر هر متر عمق افزایش یابد. دیوار زیرزمینی که بیشتر از ۲/۴ متر در زیر سطح زمین ادامه نیافته باشد و نیز کف‌هایی با سیستم سبک را نگه می‌دارند، دیوارهای نسبتاً صلب منظور نمی‌شوند.

[۳] برای دیوارهای نسبتاً صلب، در حالتی‌که توسط کف‌ها مهار می‌شوند، بار جانبی طراحی خاک باید برای خاک‌های لای و رسی تا ۱۵/۷ kN/m^۳ بر هر متر عمق افزایش یابد. دیوار زیرزمینی که بیشتر از ۲/۴ متر در زیر سطح زمین ادامه نیافته باشد و نیز کف‌هایی با سیستم سبک را نگه می‌دارند، دیوارهای نسبتاً صلب منظور نمی‌شوند.

[۴] مصالح پرکننده نامناسبی است.



در مواردی که تعدا طبقات زیرزمین بالا باشد، فشار خاک در تیرهای داخل سازه ایجاد نیروی محوری فشاری می کند و در عمل این تیرها تبدیل به ستون می شوند و برای این نیروی محوری باید طراحی شوند. زمانی که دیافراگم از نوع rigid باشد، ایتبس نیروی محوری تیرها را برابر صفر اعلام می کند (به علت دیافراگم صلب بودن). بنابراین در مواردی که قصد بررسی نیروی محوری تیرها را داریم باید دیافراگم را از نوع semirigid تعریف کنیم.

تحلیل دینامیکی

- در نگارش مطالب این فصل از نظرات ارزشمند دکتر محمدجلال پور، دکتر امیر حسین شجاع و مهندس خطایی استفاده کرده ام. با تشکر از ایشان.

- همچنین از نظرات همکاران ارجمند در گروه تلگرامی "پرسش، کلید دانش" به مدیریت مهندس مصطفی مرادی استفاده شده است. با تشکر از اعضای این گروه.

- مقاله مفیدی با عنوان "آنالیز مودال (طیفی) را چگونه انجام دهیم؟" توسط ص. آقازاده و پ. آقازاده در فضای مجازی منتشر شده است که مطالعه آن را به علاقه مندان توصیه می کنم.

۷-۱ ضوابط آیین نامه

۳-۲ روش‌های تحلیل سازه

۳-۲-۱ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هریک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

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:

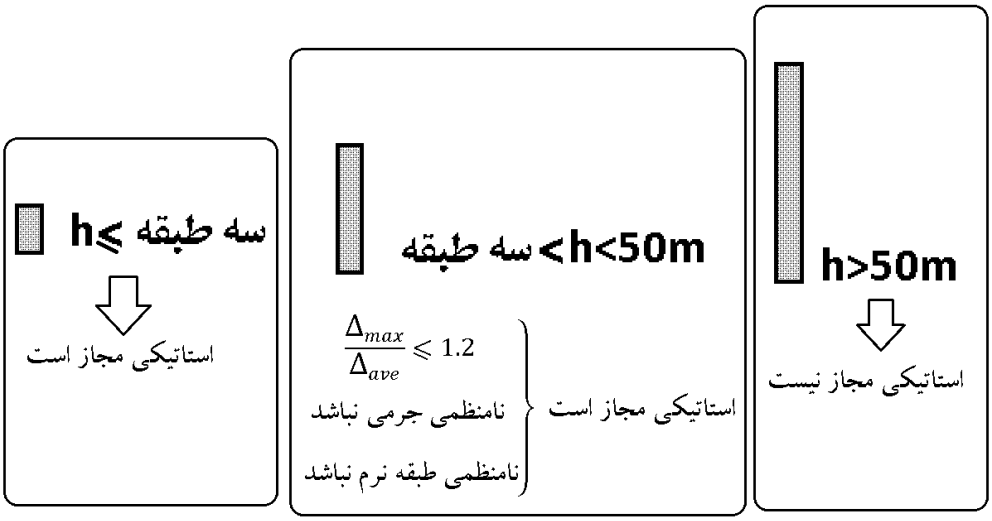
الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

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**

۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان‌شده در بند (۳-۲-۲) را نیز اقناع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.



مثال: یک سازه ۴ طبقه نامنظم پیچشی می باشد. آیا در این سازه می توان برای طراحی از ترکیب بارهای شامل زلزله استاتیکی استفاده کرد؟
پاسخ: خیر در این سازه تنها آنالیز دینامیکی مجاز است و اجازه نداریم برای طراحی از زلزله دینامیکی استفاده کنیم.

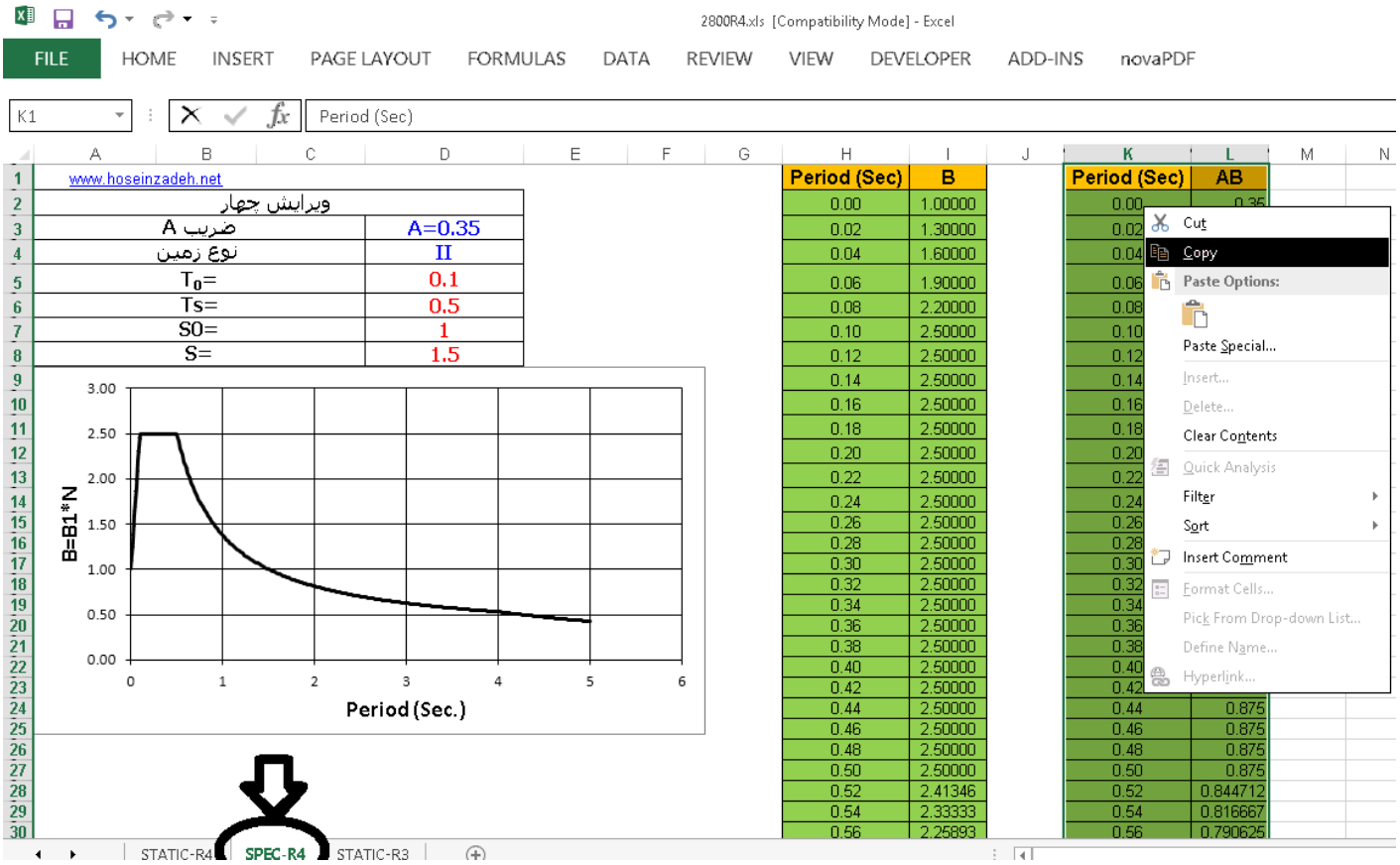
مثال: یک سازه ۳ طبقه نامنظم پیچشی داریم. آیا در این سازه می توان برای طراحی از ترکیب بارهای شامل زلزله استاتیکی استفاده کرد؟
پاسخ: بله با توجه به اینکه تعداد طبقات ۳ میباشد، استفاده از زلزله استاتیکی مجاز است.

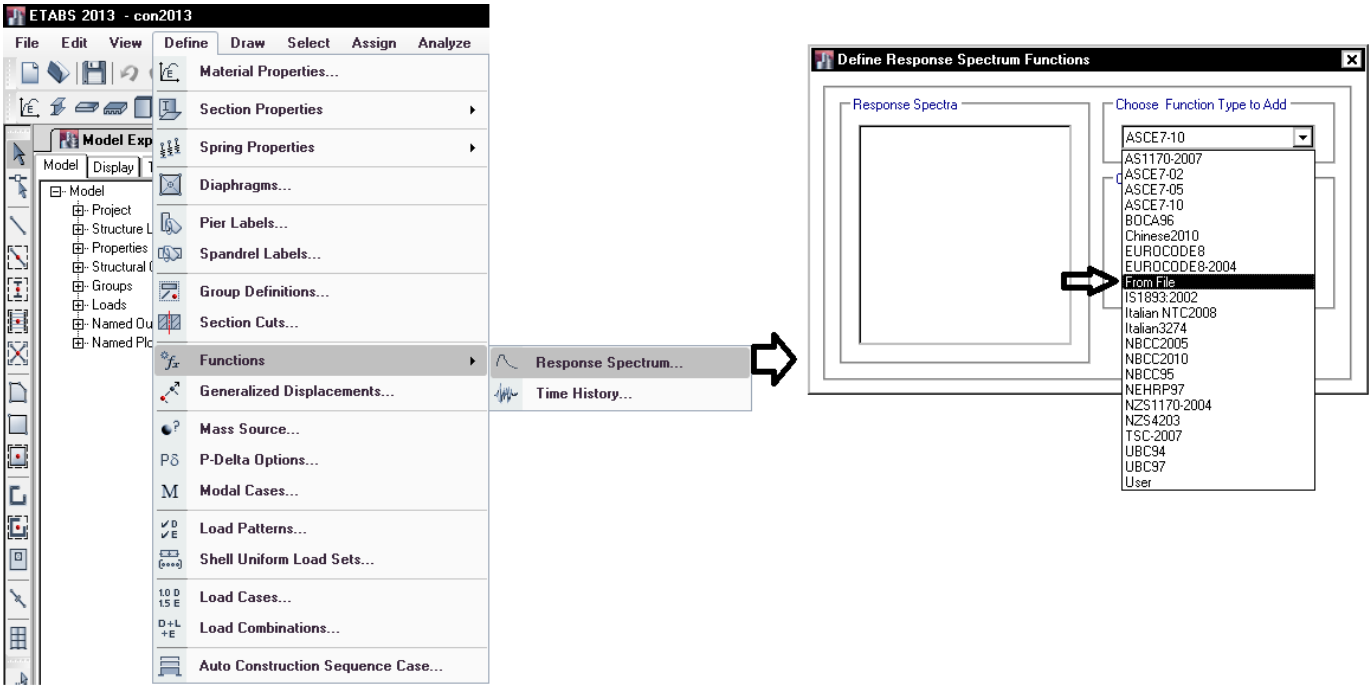
۲-۷ نحوه تعریف طیف طرح

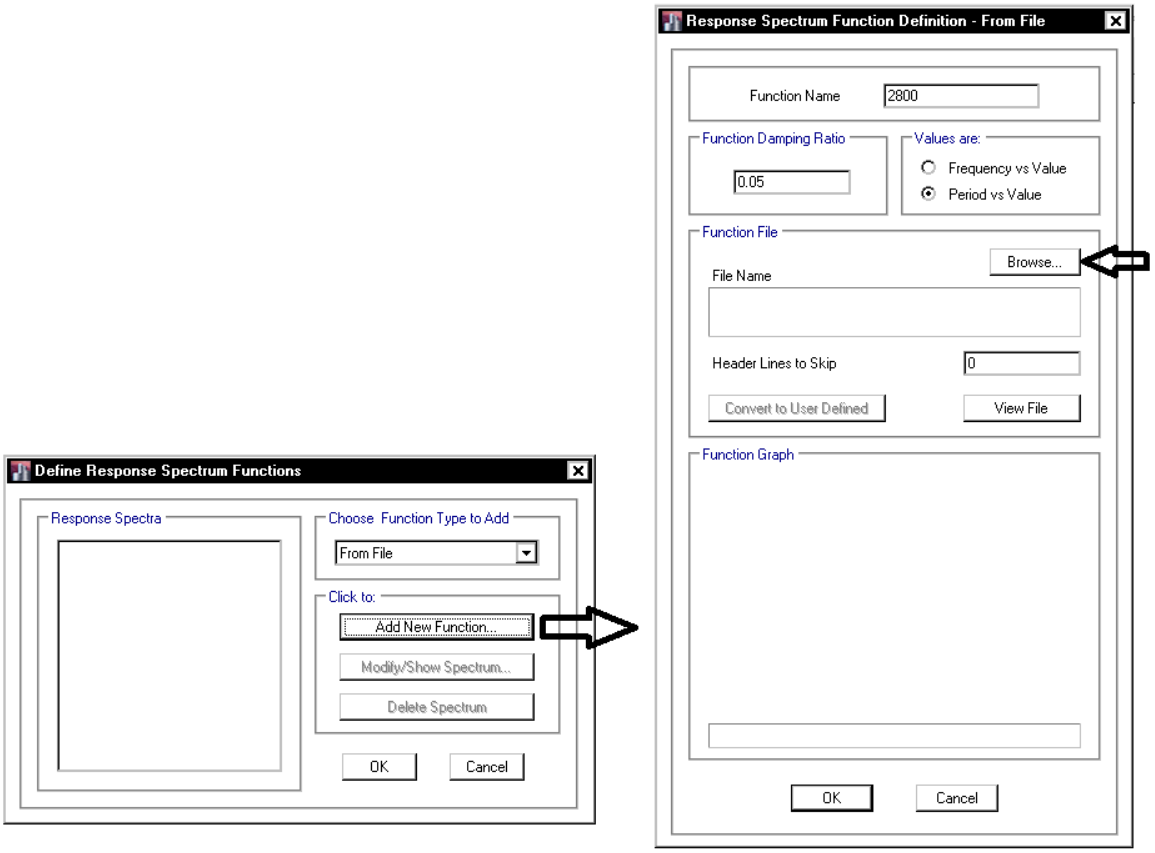
بر اساس نوع زمین و لرزه خیزی منطقه، مقادیر AB را بر حسب دوره تناوب سازه در یک قایل متنی ذخیره کرده و از طریق منوی زیر فایل ساخته شده را توسط نرم افزار بازخوانی نمایید.

این فایل را میتوانید از سایت شخصی بنده به ادرس زیر دانلود نمایید:

http://www.hoseinzadeh.net/2800R4.xls

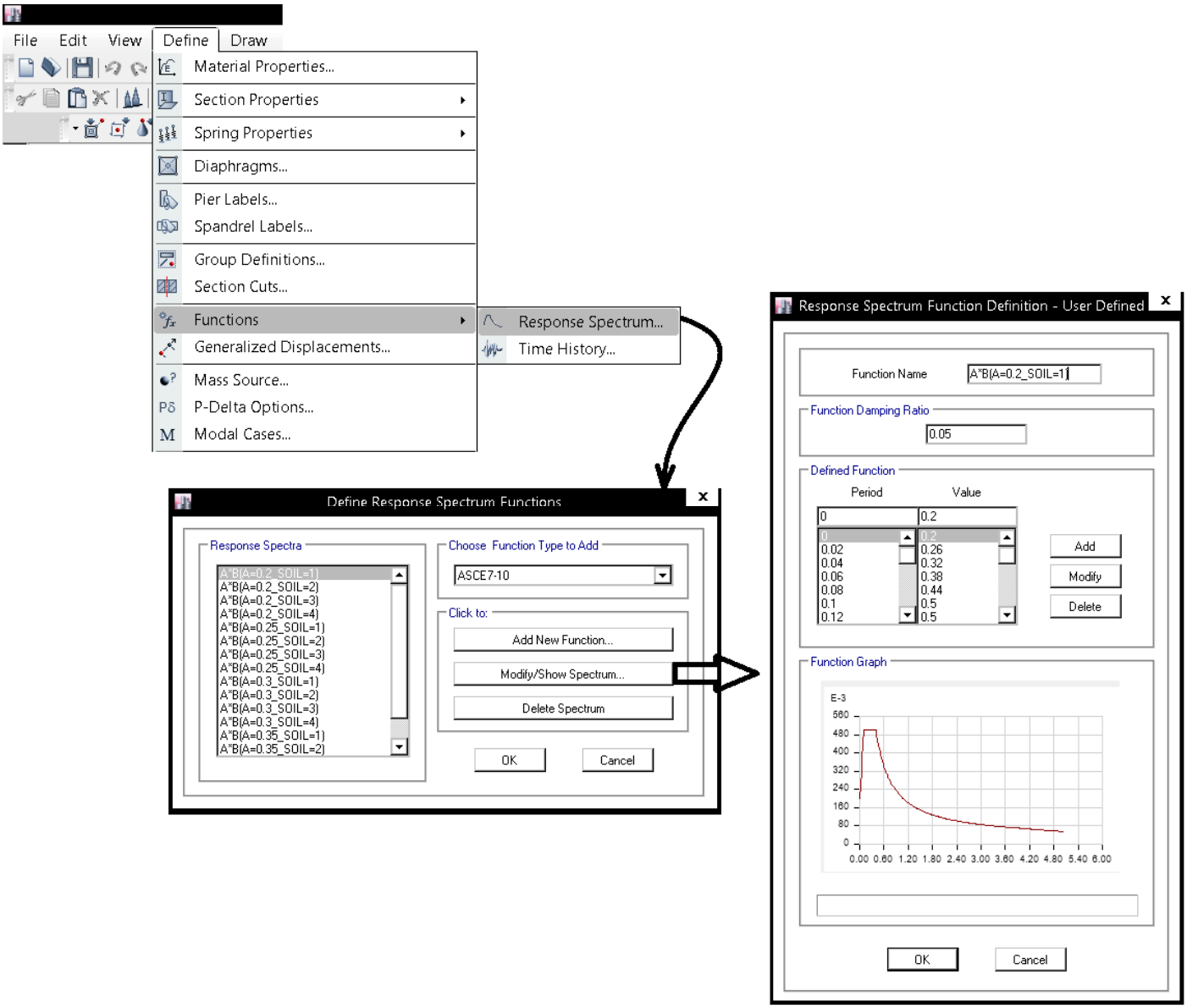





Define Response Spectrum Functions
Response Spectra
Choose Function Type to Add
From File
Click to:
Add New Function...
Modify/Show Spectrum...
Delete Spectrum
OK
Cancel
Response Spectrum Function Definition - From File
Function Name
2800
Function Damping Ratio
0.05
Values are:
Frequency vs Value
Period vs Value
Function File
Browse...
File Name
Header Lines to Skip
0
Convert to User Defined
View File
Function Graph
OK
Cancel

۳-۷ تعریف function

در فایلهای آماده توابع مختلف به صورت زیر تعریف شده است:



- در این توابع تنها ضریب $A \times B$ منظور شده است. برای مثال تابع با نام A*B(A=0.35_SOIL=3) مربوط به سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد (A=0.35) و بر روی خاک نوع III (SOIL=3) می باشد.

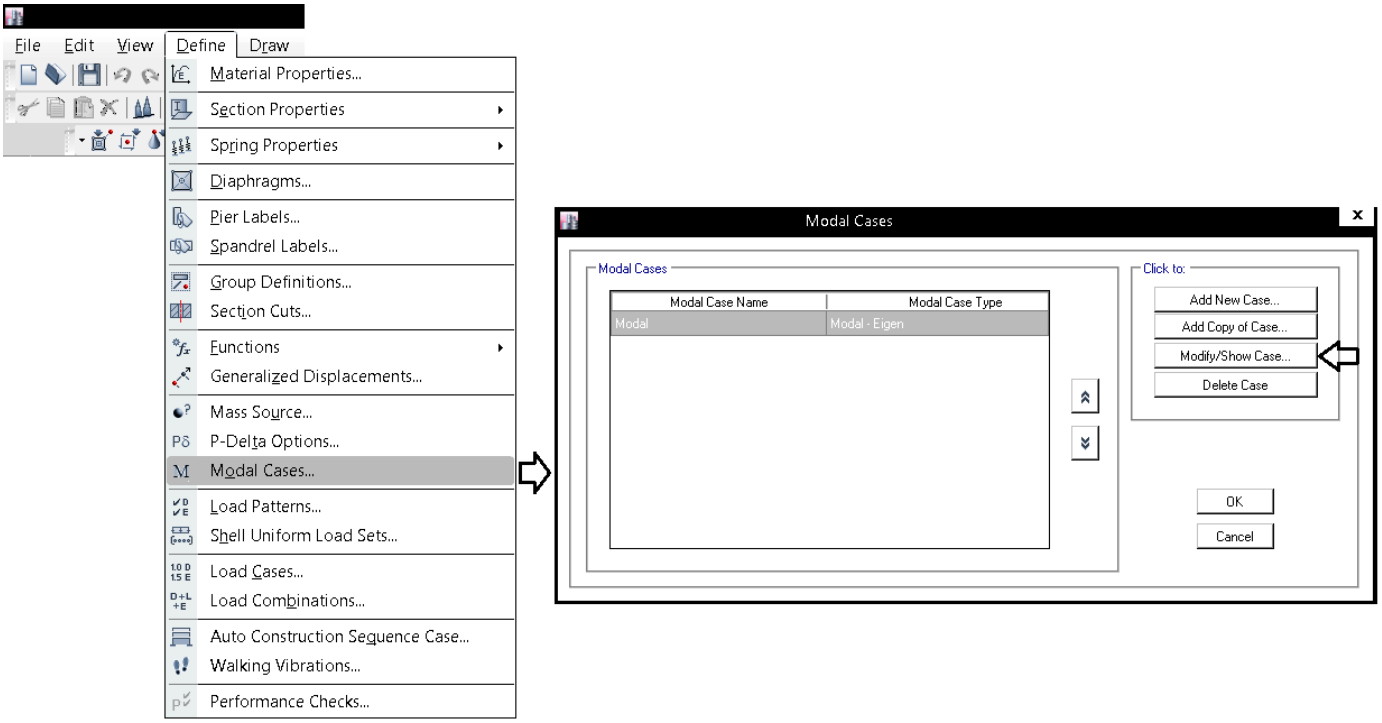
۳-۷-۱ تعیین تعداد مدهای نوسانی

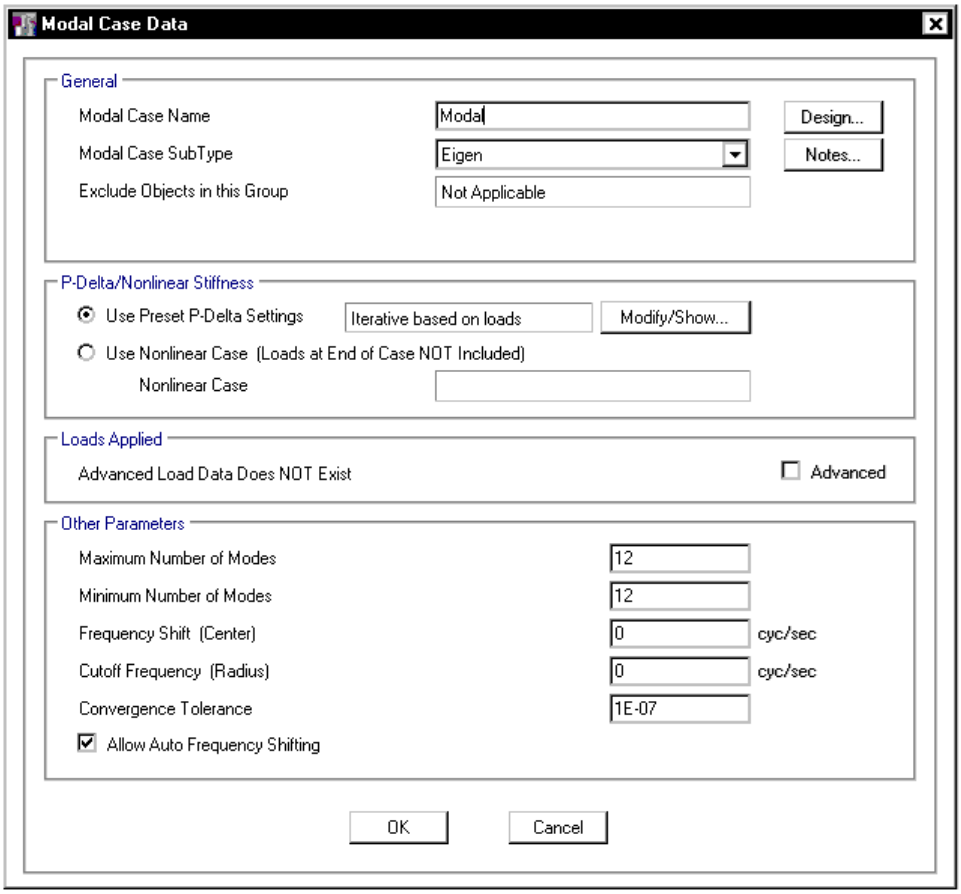
طبق آیین نامه حداقل تعداد مدها باید بر اساس بند زیر تعیین شود:

۳-۴-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

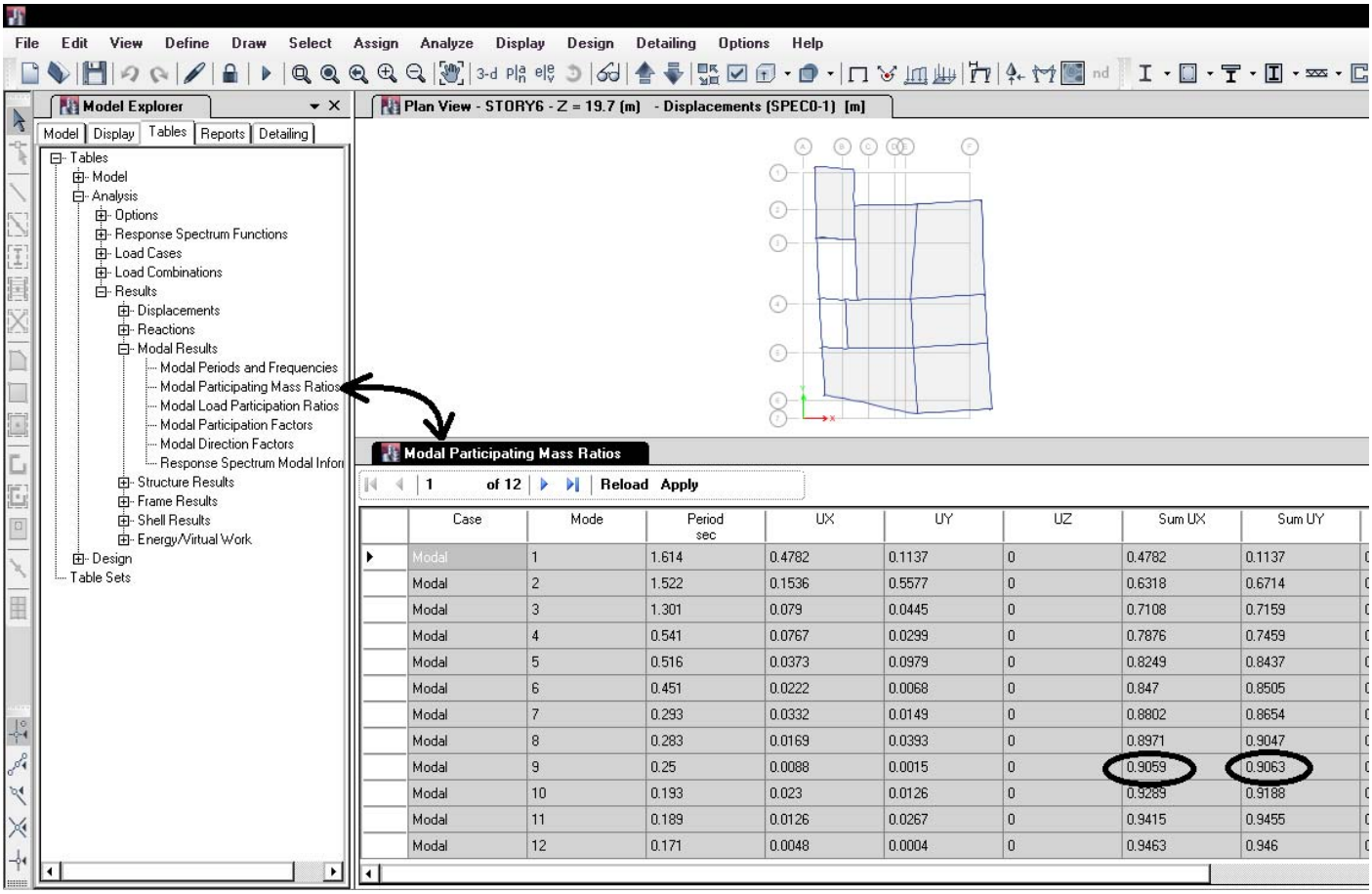
در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

مطابق شکل زیر باید تعداد مدهای نوسانی تعیین شود. به صورت تجربی می توان تعداد مدها را ۳ برابر تعداد طبقات معرفی نمود. برای مثال اگر سازه ۴ طبقه باشد، می توان در قسمت Maximum Number of Modes مقدار ۱۲ را وارد نمود.





پس از انجام آنالیز بند فوق باید به شرح زیر کنترل گردد:



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.614	0.4782	0.1137	0	0.4782	0.1137
Modal	2	1.522	0.1536	0.5577	0	0.6318	0.6714
Modal	3	1.301	0.079	0.0445	0	0.7108	0.7159
Modal	4	0.541	0.0767	0.0299	0	0.7876	0.7459
Modal	5	0.516	0.0373	0.0979	0	0.8249	0.8437
Modal	6	0.451	0.0222	0.0068	0	0.847	0.8505
Modal	7	0.293	0.0332	0.0149	0	0.8802	0.8654
Modal	8	0.283	0.0169	0.0393	0	0.8971	0.9047
Modal	9	0.25	0.0088	0.0015	0	0.9059	0.9063
Modal	10	0.193	0.023	0.0126	0	0.9289	0.9188
Modal	11	0.189	0.0126	0.0267	0	0.9415	0.9455
Modal	12	0.171	0.0048	0.0004	0	0.9463	0.946

مجموع جرم های موثر تا مد نهم برای جهت x برابر 90.59٪ و برای جهت y برابر 90.63٪ می باشد. بنابراین برای این سازه حداقل نه مد باید انتخاب شود.

۴-۷ همپایه کردن

استاندارد ۲۸۰۰:

۴-۴-۳-۱ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

تبصره: مقادیر برش پایهٔ تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.

مقدار برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی معمولا کمتر از مقدار برش پایه استاتیکی می باشد. علت را FEMA P-1050-1 اینگونه توضیح می دهد:

FEMA P-1050-1, 2015:

C12.9.1.4 Scaling Design Values of Combined Response

The modal base shear, V_t, may be less than the ELF base shear, V, because: (a) the calculated fundamental period, T, may be longer than that used in computing V, (b) the response is not characterized by a single mode, or (c) the ELF base shear assumes 100 percent mass participation in the first mode, which is always an overestimate.

- در چه مواردی ممکن است برش پایه دینامیکی بیش از برش پایه استاتیکی بدست آید؟

در قابهای خمشی معمولا برش پایه دینامیکی کمتر از استاتیکی می شود مگر اینکه طراح از اعضای با سختی بالا استفاده کرده باشد (ابعاد تیر و ستون بزرگ). در این حالت دوره تناوب سازه در نرم افزار کاهش یافته و ممکن است زلزله دینامیکی بیش از استاتیکی بدست آید.

همچنین در مواردی که از دیوار برشی و یا بادبند با سختی بالا استفاده شود، ممکن است برش پایه دینامیکی بیش از استاتیکی بدست آید.

- در این جزوه سه روش برای اعمال زلزله دینامیکی پیشنهاد شده است و نحوه همپایه کردن در هر کدام از روشها در بخش مربوطه تشریح شده است.

۷-۵ انتخاب روش

پیشنهاد راهنمای بارگذاری آمریکا برای اعمال ضابطه ۱۰۰-۳۰ در آنالیز دینامیکی طیفی:

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10 (2010):

15.2 Load Combination Procedures Used in MRS Analysis

Where the modal response spectrum method of analysis is used, all signs in the member forces are lost because of the square root of the sum of the squares (SRSS) or complete quadratic combination (CQC) modal combinations. Additionally, it is common to apply accidental torsion as a static load and then combine this load with the results of the modal analysis. Orthogonal load effects may be handled in one of two manners:

1. Apply 100 percent of the spectrum in one direction, and run a separate analysis with 30 percent of the spectrum in the orthogonal direction. Member forces and displacements are obtained by SRSS or CQC for each analysis. Combine the two sets of results by direct addition.
2. Apply 100 percent of the spectrum independently in each of two orthogonal directions. Member forces and displacements are found by CQC. Combine to two sets of results by taking the SRSS of results from the two separate analyses.

The first method gives different results for different angles of attack for the main component of loading. The main advantage of the second method is that it produces the same results regardless of the angle of attack of the seismic loads (Wilson 2004). From either of these approaches, only two dynamic load analyses are required.

The results from the gravity and response spectrum analysis are then combined algebraically with the results of static torsion analyses, where the accidental torsion, amplified if necessary, is applied. There are only four basic cases of accidental torsion loading. These cases are illustrated in **Fig. G15–4**.

ASCE7-10 :

C12.9.2 Modal Response Parameters. The design response spectrum (whether the general spectrum from Section 11.4.5 or a site-specific spectrum determined in accordance with Section 21.2) is representative of linear elastic structures. Division of the spectral ordinates by the response modification coefficient, R, accounts for inelastic behavior, and multiplication of spectral ordinates by the importance factor, I_e, provides the additional strength needed to improve the performance of important structures. The displacements that are computed using the response spectrum that has been modified by R and I_e (for strength) must be amplified by C_d and reduced by I_e to produce the expected inelastic displacements (see Section C12.8.6.)

C12.9.3 Combined Response Parameters. Most computer programs provide for either the SRSS or the CQC method (Wilson et al. 1981) of modal combination. The two methods are identical where applied to planar structures, or where zero damping is specified for the computation of the cross-modal coefficients in the CQC method. The modal damping specified in each mode for the CQC method should be equal to the damping level that was used in the development of the design response spectrum. For the spectrum in Section 11.4.5, the damping ratio is 0.05.

The SRSS or CQC method is applied to loading in one direction at a time. Where Section 12.5 requires explicit consideration of orthogonal loading effects, the results from one direction of loading may be added to 30% of the results from loading in an orthogonal direction. Wilson (2000) suggests that a more accurate approach is to use the SRSS method to combine 100% of the results from each of two orthogonal directions where the individual directional results have been combined by SRSS or CQC, as appropriate.

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 را 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.

روش دوم در جزوه
(اعمال زلزله به صورت زاویه دار)

روش اول در جزوه
(جمع کردن اثر ۳۰ درصد متعامد به صورت جمع جبری در ترکیب بارها)

1. Apply 100 percent of the spectrum in one direction, and run a separate analysis with 30 percent of the spectrum in the orthogonal direction. Member forces and displacements are obtained by SRSS or CQC for each analysis. Combine the two sets of results by direct addition.

روش سوم در جزوه
(جمع کردن اثر جهت متعامد به صورت SRSS)

2. Apply 100 percent of the spectrum independently in each of two orthogonal directions. Member forces and displacements are found by CQC. Combine to two sets of results by taking the SRSS of results from the two separate analyses.

در این جزوه سه روش برای آنالیز دینامیکی پیشنهاد شده است.

۱- روش اول: تعریف SPX و SPY به صورت مجزا در قسمت Load case و سپس ترکیب آنها در ترکیب بارها به صورت SPX + 0.3×SPY

۲- روش دوم: تعریف زلزله ها به صورت زاویه دار (SP0, SP15, SP30, ….SP165)

۳- روش سوم: تعریف یک زلزله واحد بنام SP-X-Y در قسمت Load case و ترکیب جهت های X و Y به صورت SRSS

روش اول بیشتر در بین مهندسین رایج می باشد.

۷-۶ روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۱۰۰-۳۰ آنها)

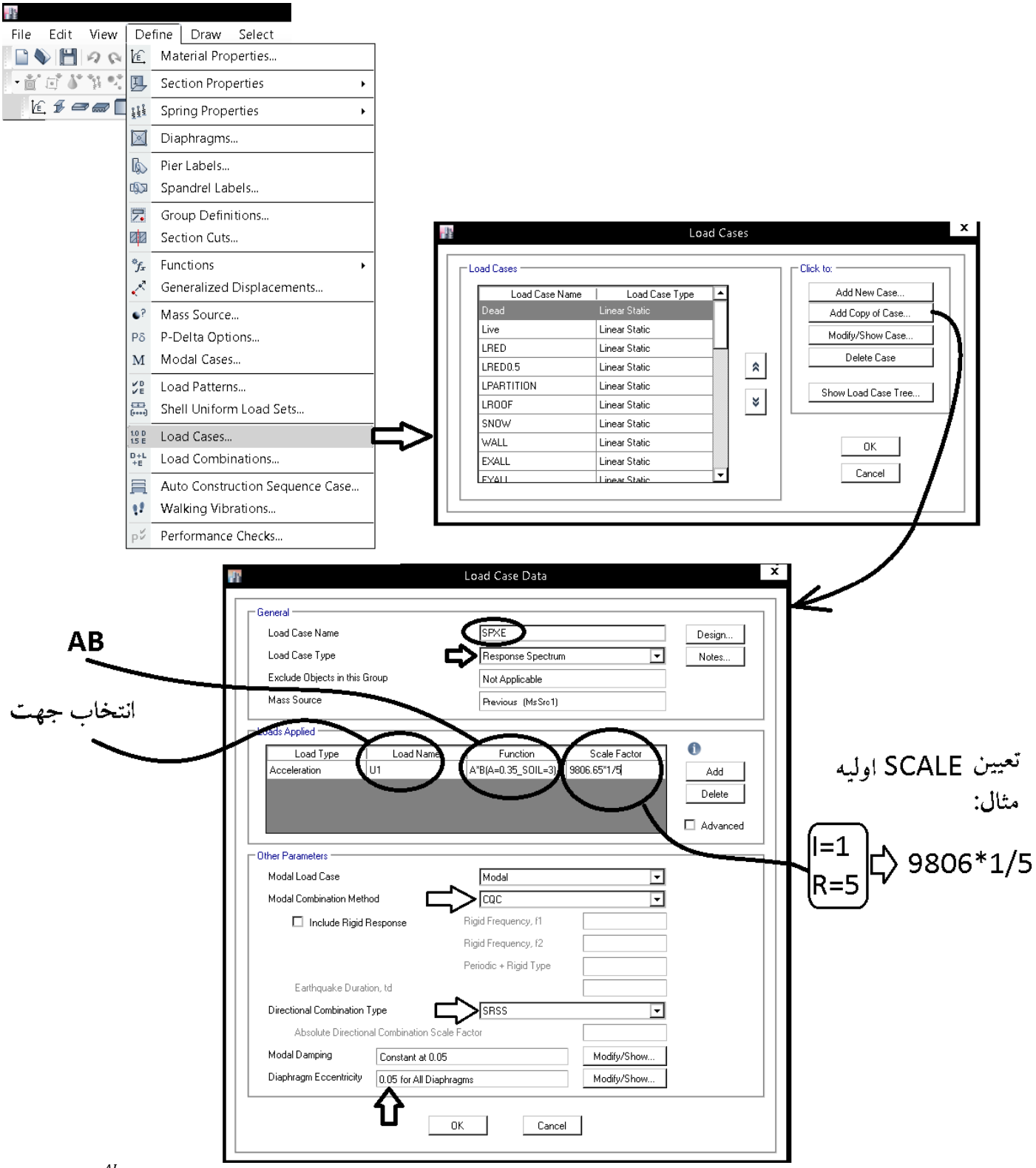
در روش اول زلزله های SPX و SPY جداگانه تعریف شده و سپس در ترکیب بار به صورت ۱۰۰-۳۰ ترکیب می شوند (شبیه زلزله استاتیکی).

در این روش یکی از فایلهای زیر به عنوان فایل پیشفرض استفاده میشود. سپس مراحل زیر انجام شود:

ETABS2015-DYN1-A0.3-RHO1.2.edb ETABS2015-DYN1-A0.35-RHO1.2.edb

ETABS2015-DYN1-A0.3-RHO1.edb ETABS2015-DYN1-A0.35-RHO1.edb

۷-۶-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۱۰۰-۳۰ آنها)



مقدار scale بستگی به Function دارد. اگر برای مثال در قسمتFunction مقدار B وارد شده باشد، در قسمت scale باید مقدار $\frac{AI}{R}g$ وارد شود و یا مثلا اگر در قسمتFunction مقدار $\frac{ABI}{R}$ وارد شده باشد ، باید در قسمت scale مقدار g وارد شود. با توجه به اینکه function در فایلهای آماده به صورت AB تعریف شده است، در شکل فوق در قسمت scale باید مقدار $\frac{I}{R}g$ وارد شود.

در شکل فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با: $C=\frac{ABI}{R}g=(Function)(Scale\ Factor)=(AB)\left(\frac{I}{R}g\right)=(AB)\left(\frac{1}{5}\times 9806\right)$

مقدار scale وارد شده در شکل فوق، یک مقدار اولیه بوده و در ادامه طراحی جهت همپایه سازی با برش استاتیکی تغییر خواهد کرد.

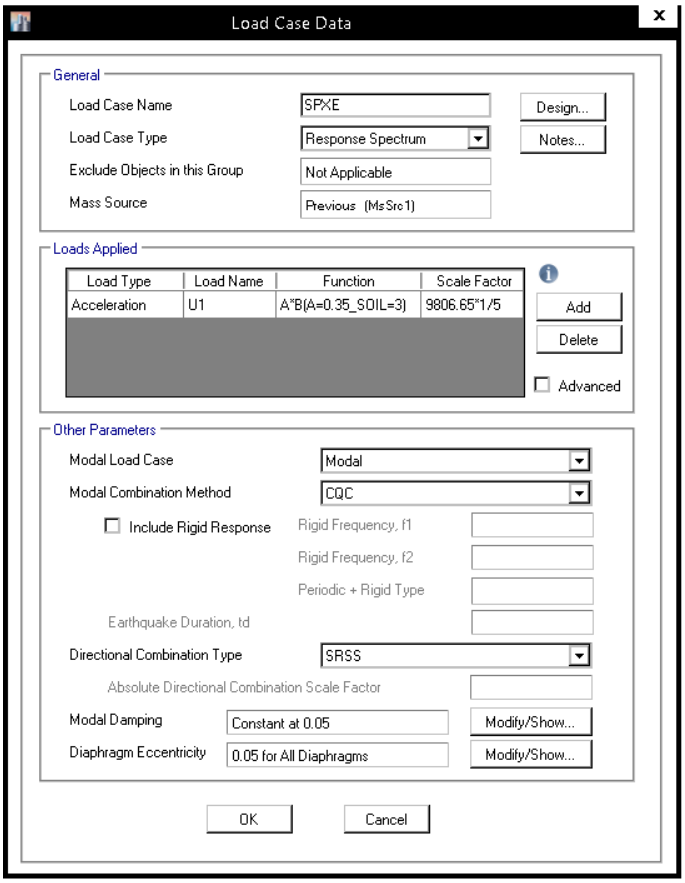
در روش اول باید چهار زلزله متفاوت به شرح زیر تعریف شود:

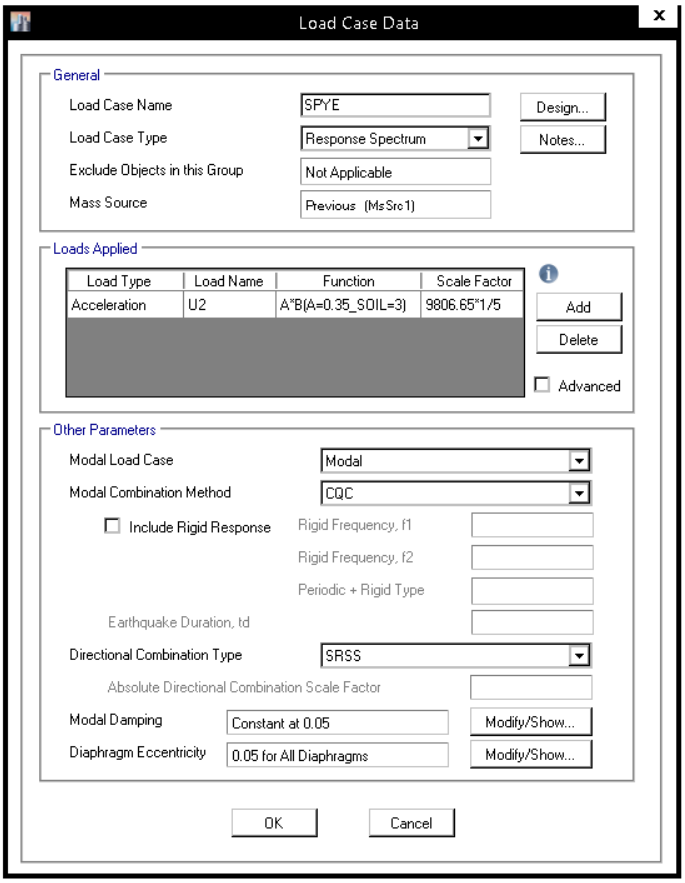
SPXE: زلزله دینامیکی در راستای x (با خروج از مرکزیت تصادفی)

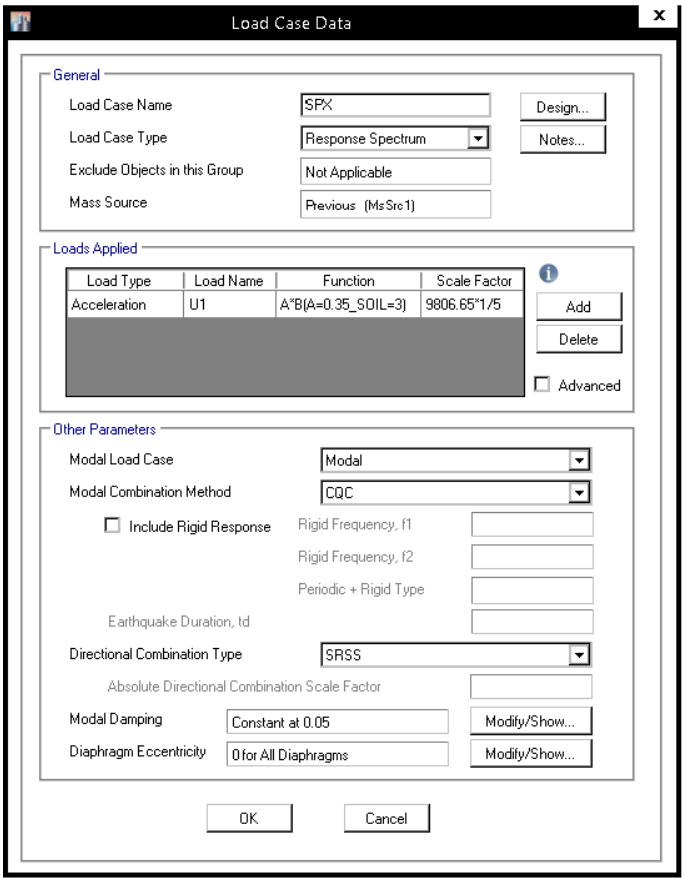
SPX: زلزله دینامیکی در راستای x (بدون خروج از مرکزیت تصادفی)

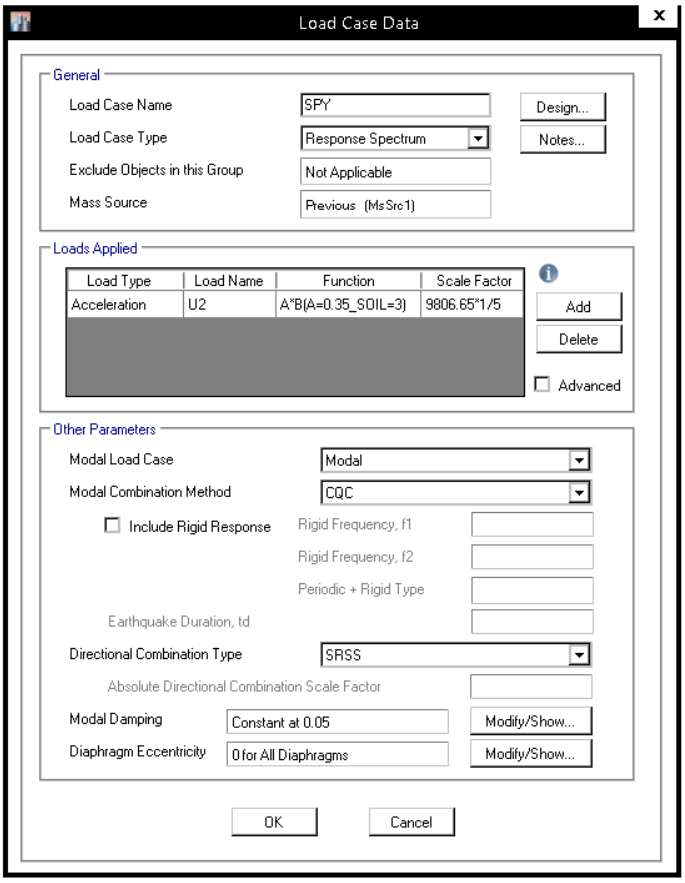
SPYE: زلزله دینامیکی در راستای y (با خروج از مرکزیت تصادفی)

SPY: زلزله دینامیکی در راستای y (بدون خروج از مرکزیت تصادفی)









۲-۶-۷ همپایه کردن در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۱۰۰-۳۰ آنها)

پس از تحلیل اولیه سازه، زلزله های دینامیکی باید با زلزله استاتیکی همپایه شوند:

۴-۱-۴-۳ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

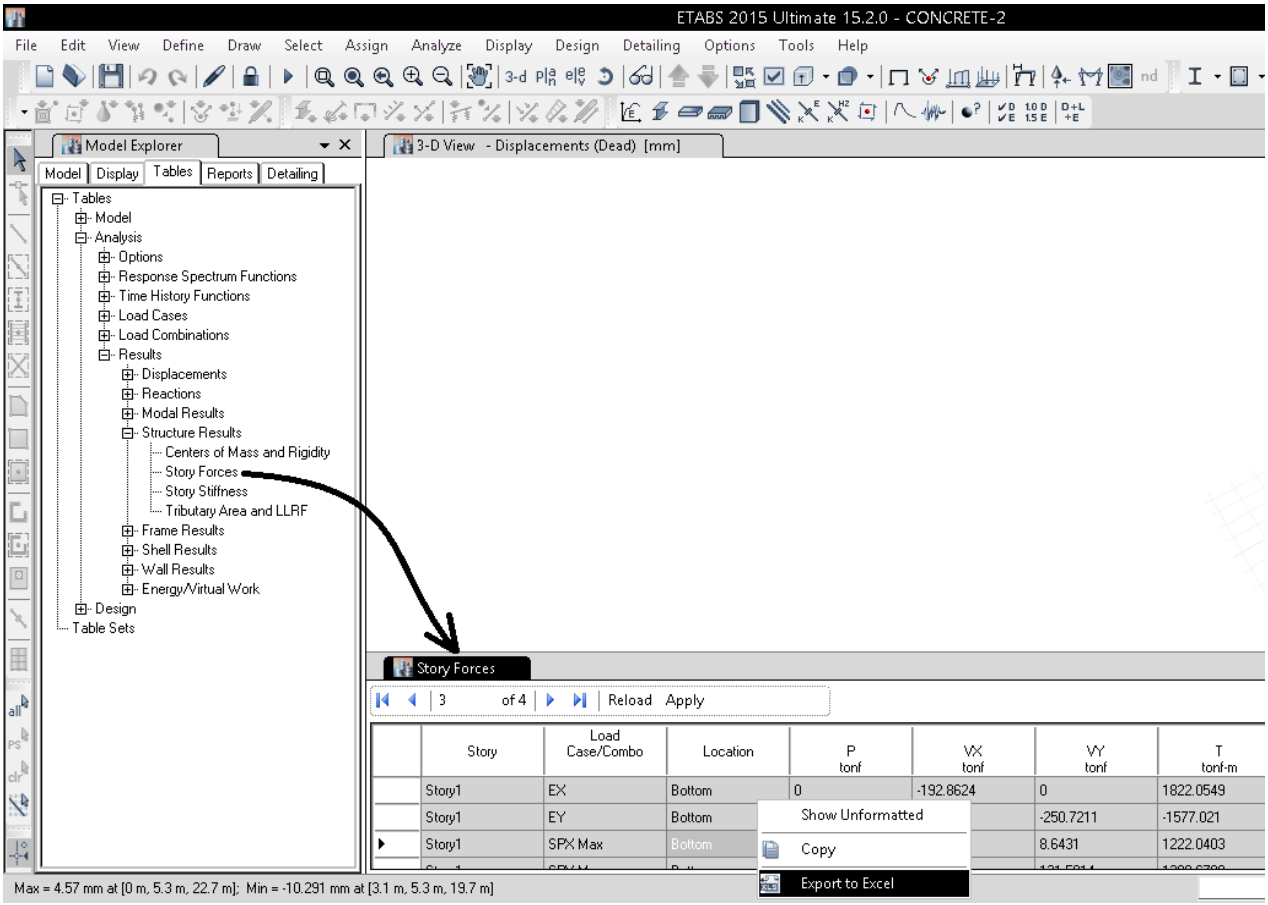
الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

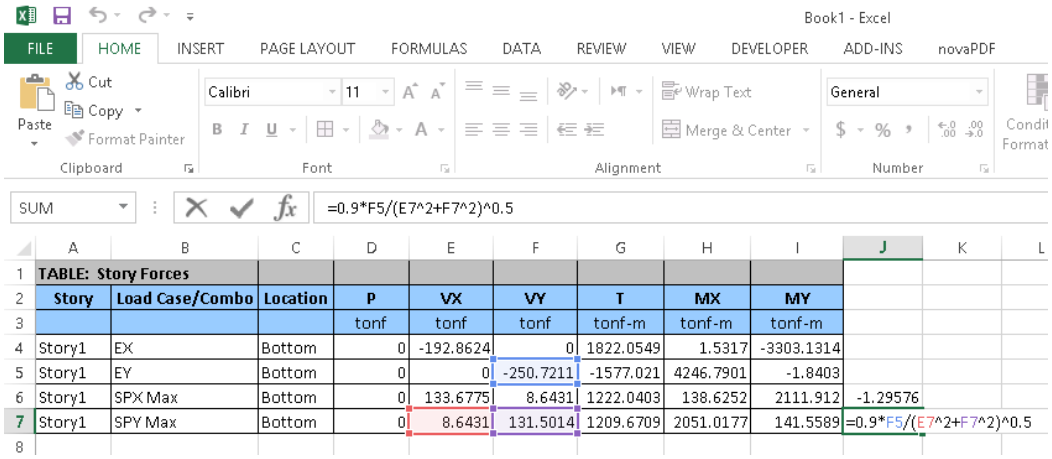
ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

تبصره: مقادیر برش پایهٔ تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.

مثال:

- فرض کنید سازه نامنظم می باشد ولی نامنظمی آن از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نیست و بنابراین زلزله دینامیکی با ۹۰ درصد زلزله استاتیکی همپایه خواهد شد. همچنین فرض کنید در دو راستای X و Y سیستم ها متفاوت بوده و مقادیر زلزله های EX و EY استاتیکی با هم تفاوت دارند.





	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	TABLE: Story Forces											
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY			
3				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m			
4	Story1	EX	Bottom	0	-192.8624	0	1822.0549	1.5317	-3303.1314			
5	Story1	EY	Bottom	0	0	-250.7211	-1577.021	4246.7901	-1.8403			
6	Story1	SPX Max	Bottom	0	133.6775	8.6431	1222.0403	138.6252	2111.912	-1.29576		
7	Story1	SPY Max	Bottom	0	8.6431	131.5014	1209.6709	2051.0177	141.5589	=0.9*F5/(E7^2+F7^2)^0.5		
8												

همپایه سازی در این مورد به دو صورت می تواند انجام شود:

۱- بر اساس برآیند برداری:

$$\frac{192.8624}{\sqrt{133.6775^2 + 8.6431^2}} \times 0.9 = 1.29576$$

$$\frac{250.7211}{\sqrt{8.6431^2 + 131.5014^2}} \times 0.9 = 1.71225$$

۲- براساس مولفه:

$$\frac{192.8624}{133.6775} \times 0.9 = 1.29585$$

$$\frac{250.7211}{131.5014} \times 0.9 = 1.71594$$

- در سازه های نامنظم تفاوت دو روش می تواند قابل توجه باشد.
- روش دوم در جهت اطمینان می باشد.
- دقت شود که مولفه های مربوط به زلزله دینامیکی خاصیت برداری ندارند و اصولا محاسبه برآیند برداری آنها صحیح نیست.
- محاسبه برآیند برداری برای زلزله دینامیکی یک روش غیر علمی میباشد که بین مهندسین رایج شده است.
- نتایج بررسی موردی چند سازه که در انتهای بند۷-۷-۲ این جزوه ارائه شده است، نشان میدهد که گرچه این روش مبنای علمی ندارد ولی می تواند نتایج مربوط به زلزله زاویه دار (روش سوم جزوه) را پوشش دهد.

راهنمای نظام مهندسی تهران معتقد است که همپایه سازی باید بر اساس مولفه انجام شود (روش دوم). به متن زیر توجه کنید (این راهنما را می توانید از وبسایت بنده دانلود نمایید: http://www.hoseinzadeh.net/codeiran.htm)

سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران	واحد کنترل نقشه نظام مهندسی استان تهران	ویرایش دوم اسفند ۱۳۹۴
	دفترچه راهنمای نکات حائز اهمیت در محاسبات و نقشه های سازه	ISO:WI/D.C/01.00
		صفحه ۳۴

۶- در نحوه همپایگی برش پایه دینامیکی و استاتیکی، استفاده از جذر مجموع مربعات مجاز نمی باشد و نیروی برش دینامیکی در جهت مورد نظر، بدون توجه به نیروی جذب شده در جهت عمود بر آن طیف، با کل برش پایه استاتیکی آن جهت، همپایه گردد، به مثال زیر توجه شود:

V_{static}=77 ton

$SPX = \sqrt{Vx^2 + Vy^2} = \sqrt{56^2 + 53^2} = 77\ ton$ همپایگی در جهت X- غیرقابل قبول

SPY→ Vy=77ton همپایگی در جهتYروش صحیح

- بنابراین اگر بخواهیم بر اساس ضوابط نظام مهندسی تهران عمل کنیم، باید از روش دوم استفاده کنیم.
- روش دوم (همپایه سازی بر اساس مولفه) نسبت به روش اول در جهت اطمینان می باشد.
- در مراجع خارجی مرجع معتبری که به صراحت در این مورد اظهار نظر کرده باشد وجود ندارد (بنده مشاهده نکردم).

۳-۶-۷ راستای اصلی سازه

- در تهیه این بخش (راستای اصلی) از نظرات و مراجعی که دکتر محمد جلال پور، دکتر فرید رضاییان، مهندس محمد قنبرپور، مهندس جلیل جلالی، مهندس ابراهیم جعفری پیروز و دیگر دوستان در گروه تلگرامی "پرسش، کلید دانش" ارائه کردند استفاده کردم. با تشکر از ایشان.
- همچنین مقاله ای از مهندس مقدس پور و همکاران در این زمینه منتشر شده است:

"تعیین تعیین زاویه تحریک مناسب سازه براساس آنالیز دینامیکی طیفی"، م مقدس پور و همکارن، دومین کنفرانس ملی سازه و فولاد، ۱۳۹۰.

فرض کنید:

۱- همپایه سازی بر اساس مولفه انجام شود.
۲- مقدار مولفه فرعی قابل توجه باشد.
۳- در ترکیب بارها از ترکیب 30-100 استفاده شود.

در این حالت طرح می تواند محافظه کارانه باشد و برای اقتصادی شدن طرح می توان محور اصلی سازه را به شرح زیر بدست آورد:

به متن زیر توجه کنید (Wilson, 2002):

17.4.2 Definition of Principal Directions

A weakness in the current code is the lack of definition of the “principal horizontal directions” for a general three-dimensional structure. If each engineer is allowed to select an arbitrary reference system, the “dynamic base shear” will not be unique and each reference system could result in a different design. One solution to this problem that will result in a unique design base shear is to use the direction of the base shear associated with the fundamental mode of vibration as the definition of the “major principal direction” for the structure. The “minor principal direction” will be, by definition, 90 degrees from the major axis. This approach has some rational basis because it is valid for regular structures. Therefore, this definition of the principal directions will be used for the method of analysis presented in this chapter.

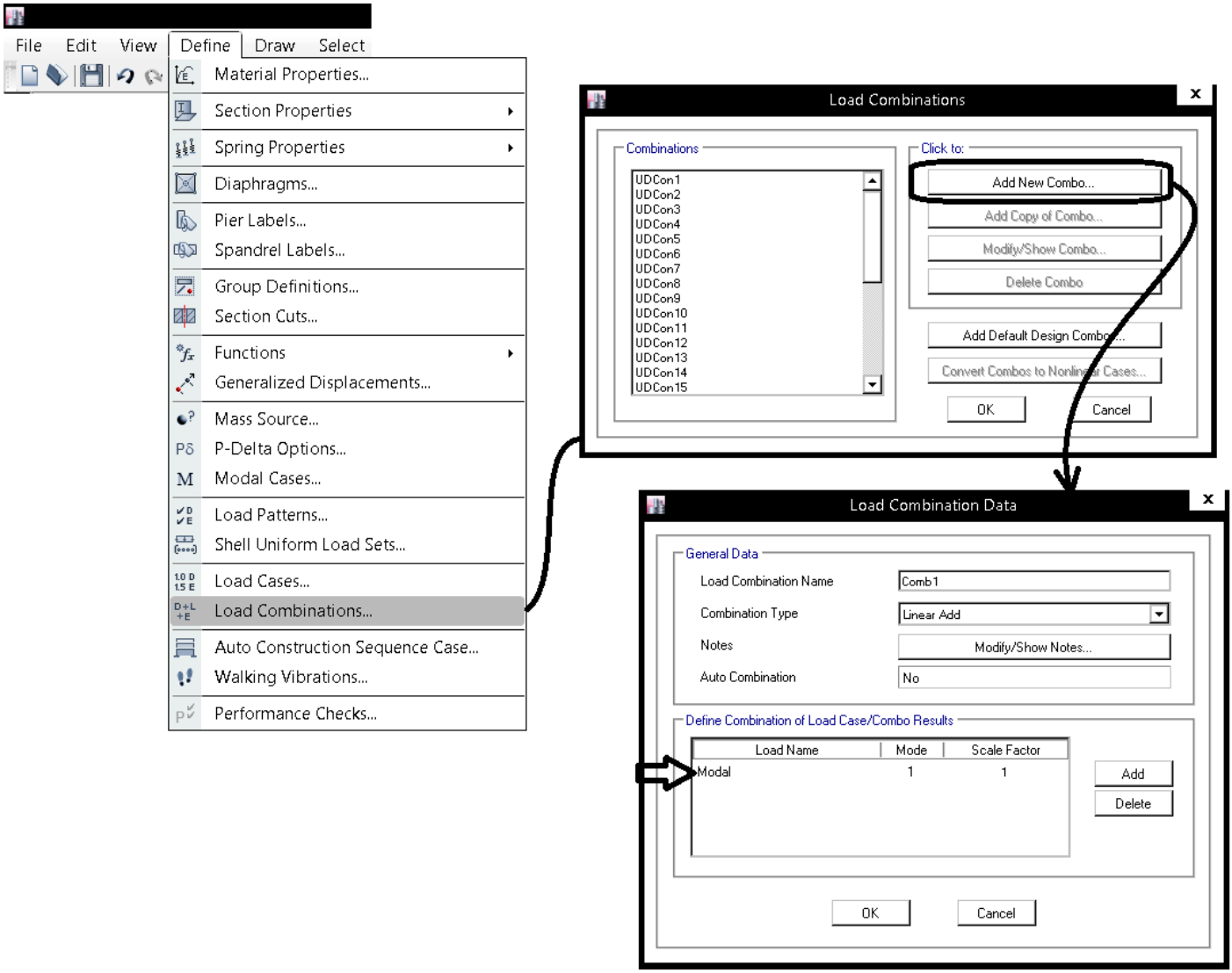
متن فوق پیشنهاد میکند راستای مود اول به عنوان جهت اصلی انتخاب شود و تحریک سازه در آن راستا (راستای مود اول) و نیز راستای عمود بر آن انجام شود.

- در این سازه ها (سازه هایی که مولفه فرعی مقدار قابل توجهی دارد و طراحی قصد دارد همپایه سازی را به صورت مولفه ای انجام دهد)، بهتر است کل سازه نسبت به محورهای x و y دوران دهد تا راستای تحریک (راستای SPEC-X و SPEC-Y) به گونه ای باشد که مقدار مولفه فرعی به حداقل برسد.
- باید توجه شود که این روش (استفاده از مود اول برای انتخاب راستای اصلی) زمانی موثر است که درصد مشارکت جرمی مود اول بالا باشد.

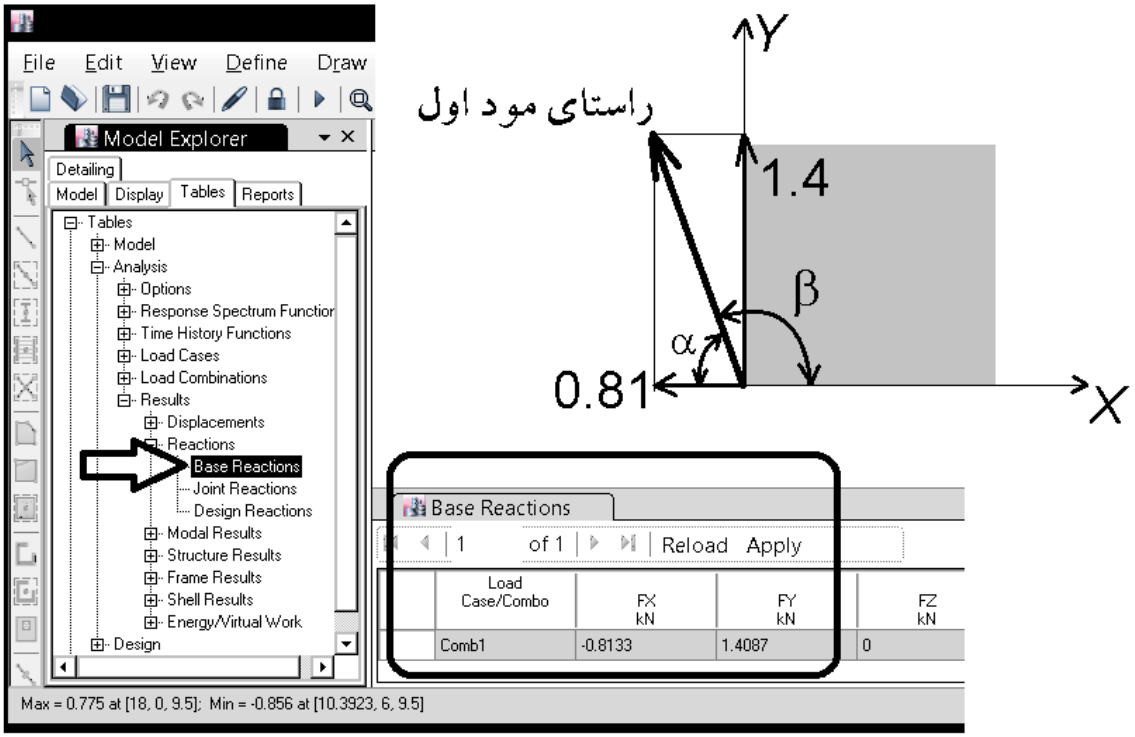
در ادامه مراحل یافتن راستای اصلی و دوران سازه به صورت گام به گام تشریح شده است.

مراحل یافتن راستای اصلی و دوران سازه (جهت کاهش مقدار مولفه فرعی):

۳- تعریف ترکیب بار شامل مود اول



۴- استخراج برش های مربوط به مود اول:



می خواهیم راستای مود اول با محور X و یا Y همراستا شود.

اگر پلان سازه به اندازه $\alpha+$ دوران داده شود، راستای مود اول با محور X همراستا می شود.

اگر پلان سازه به اندازه $\beta-$ دوران داده شود، راستای مود اول با محور Y همراستا می شود.

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1.4087}{0.8133}\right) = 60^0 \quad \rightarrow \quad \beta = 120^0$$

۵- از SPEC-30 و SPEC-120 برای طراحی استفاده کنید.

در این صورت برای مثال ترکیب بار

$$1.2D + L + (SPEC - X) + 0.3(SPEC - Y) + 0.2S$$

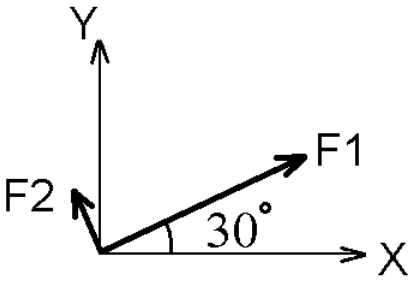
با ترکیب بار

$$1.2D + L + (SPEC - 30) + 0.3(SPEC - 120) + 0.2S$$

جایگزین خواهد شد.

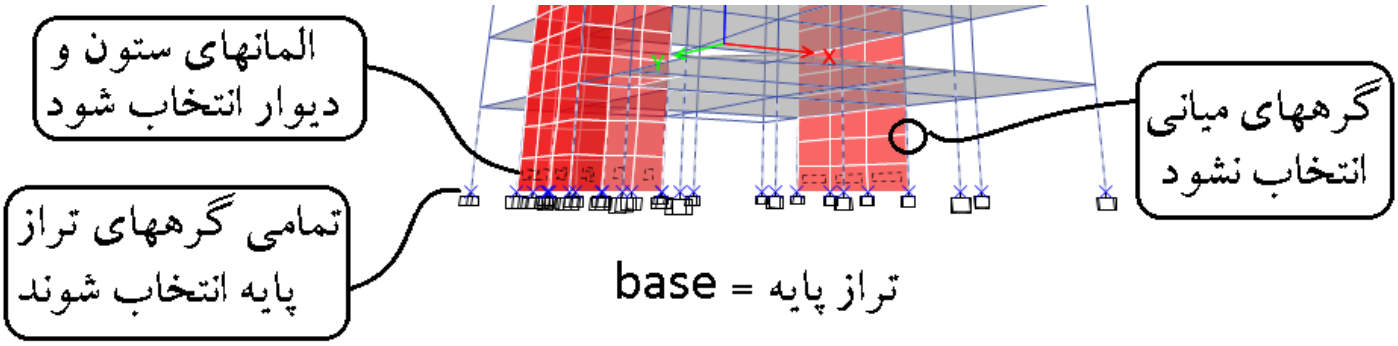
۶- برای همپایه کردن SPEC-30 و SPEC-120 (بر اساس مولفه) به صورت زیر متوان عمل کرد.

در شکل زیر مولفه SPEC30 در راستای ۳۰ درجه نمایش داده شده است (F1):

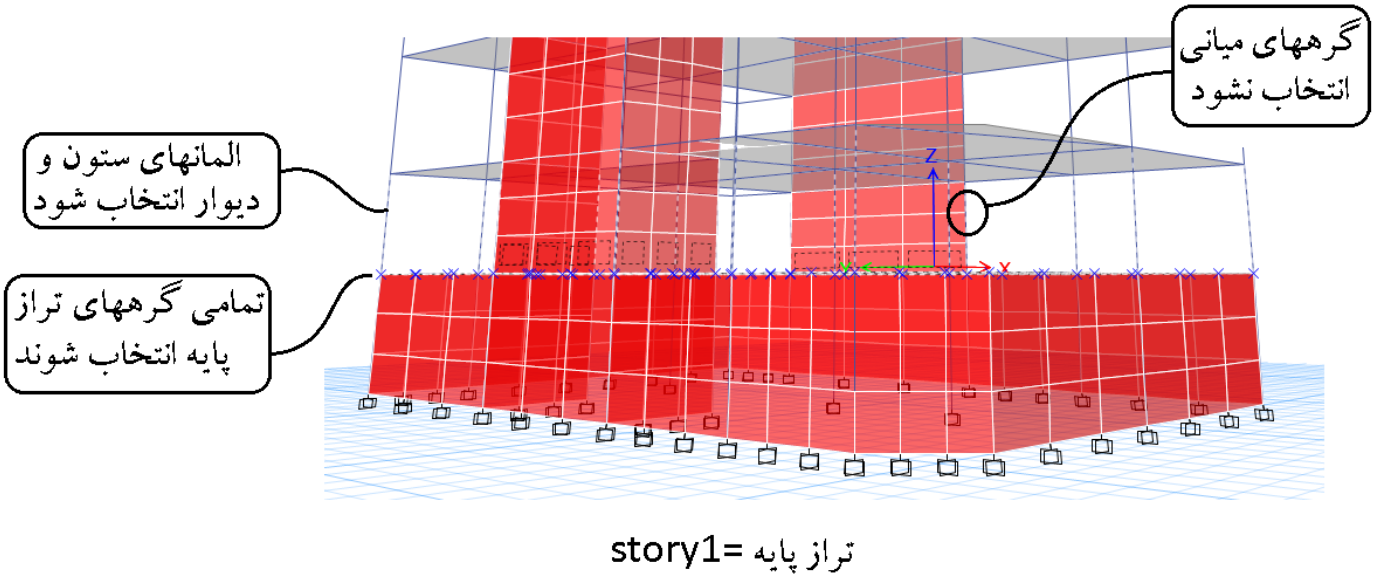


برای استخراج مقدار F1 می توان از Section Cut به شرح زیر استفاده کرد:

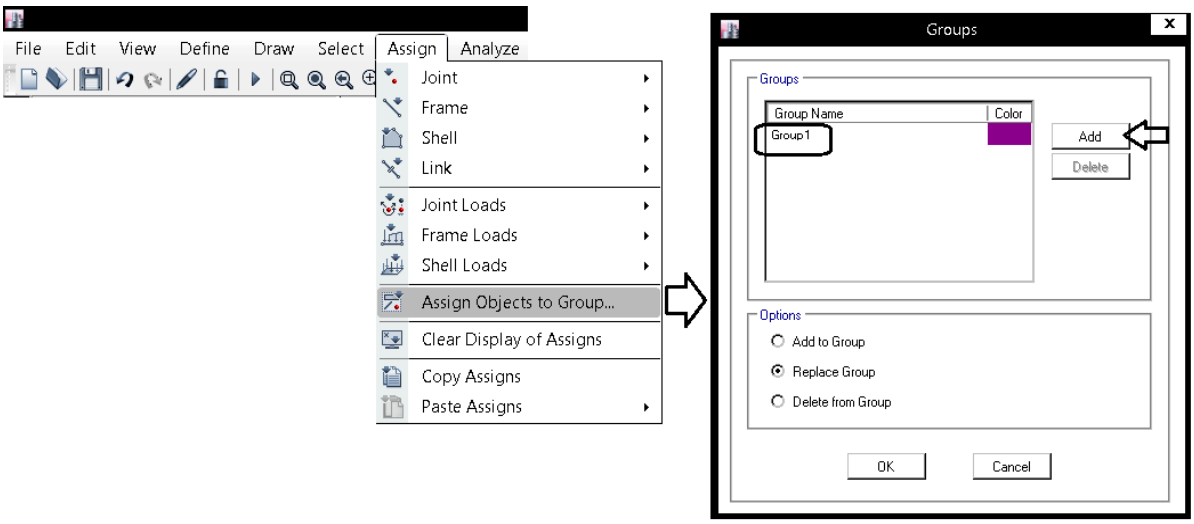
۴-۱- مطابق شکل تمامی ستونها و دیوارها و نیز گرههای طبقه base (یا هر طبقه ای که مایل به همپایه سازی هستید) را انتخاب کنید:



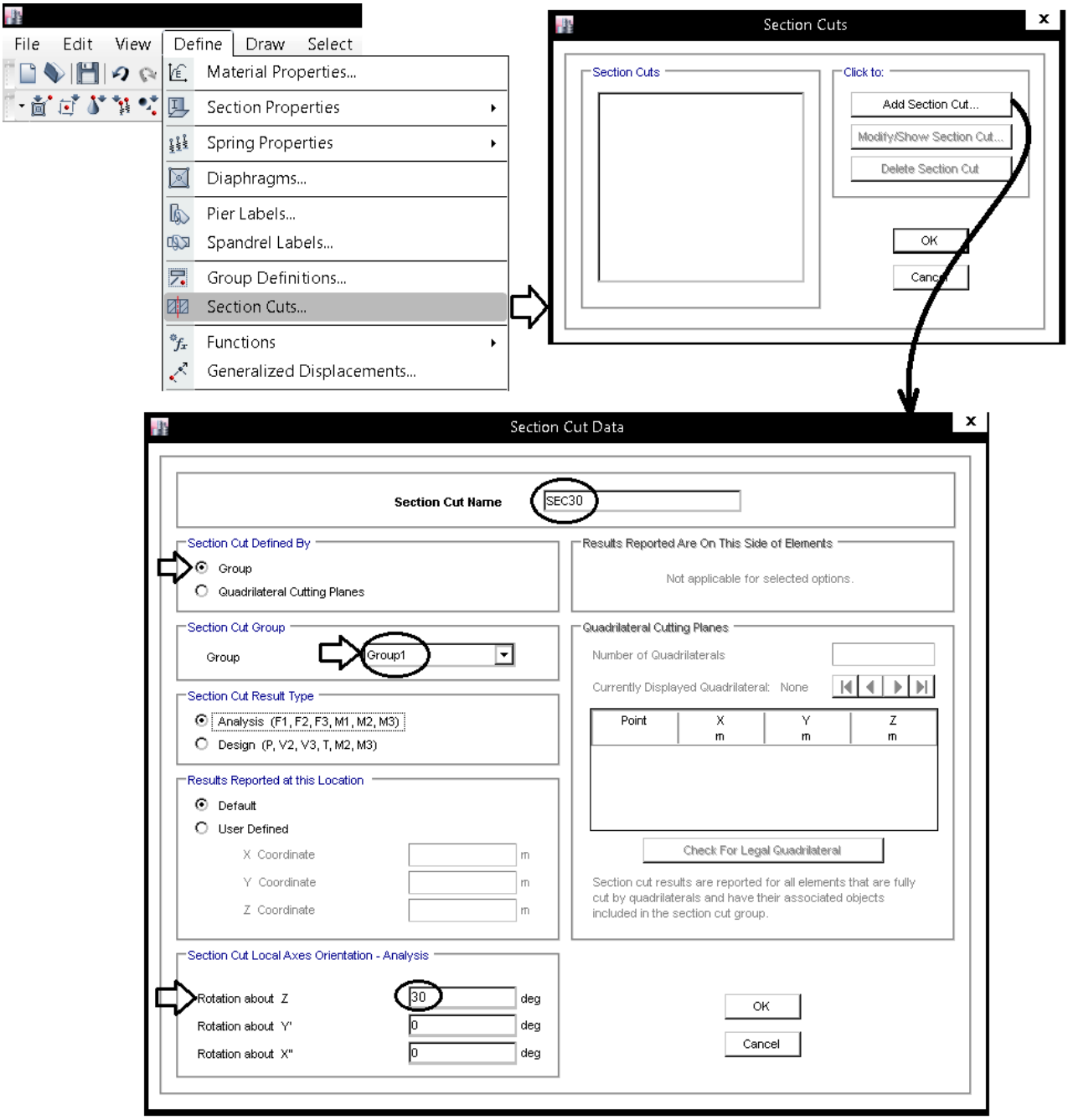
در صورتی که تراز پایه در طبقات بالاتر باشد:



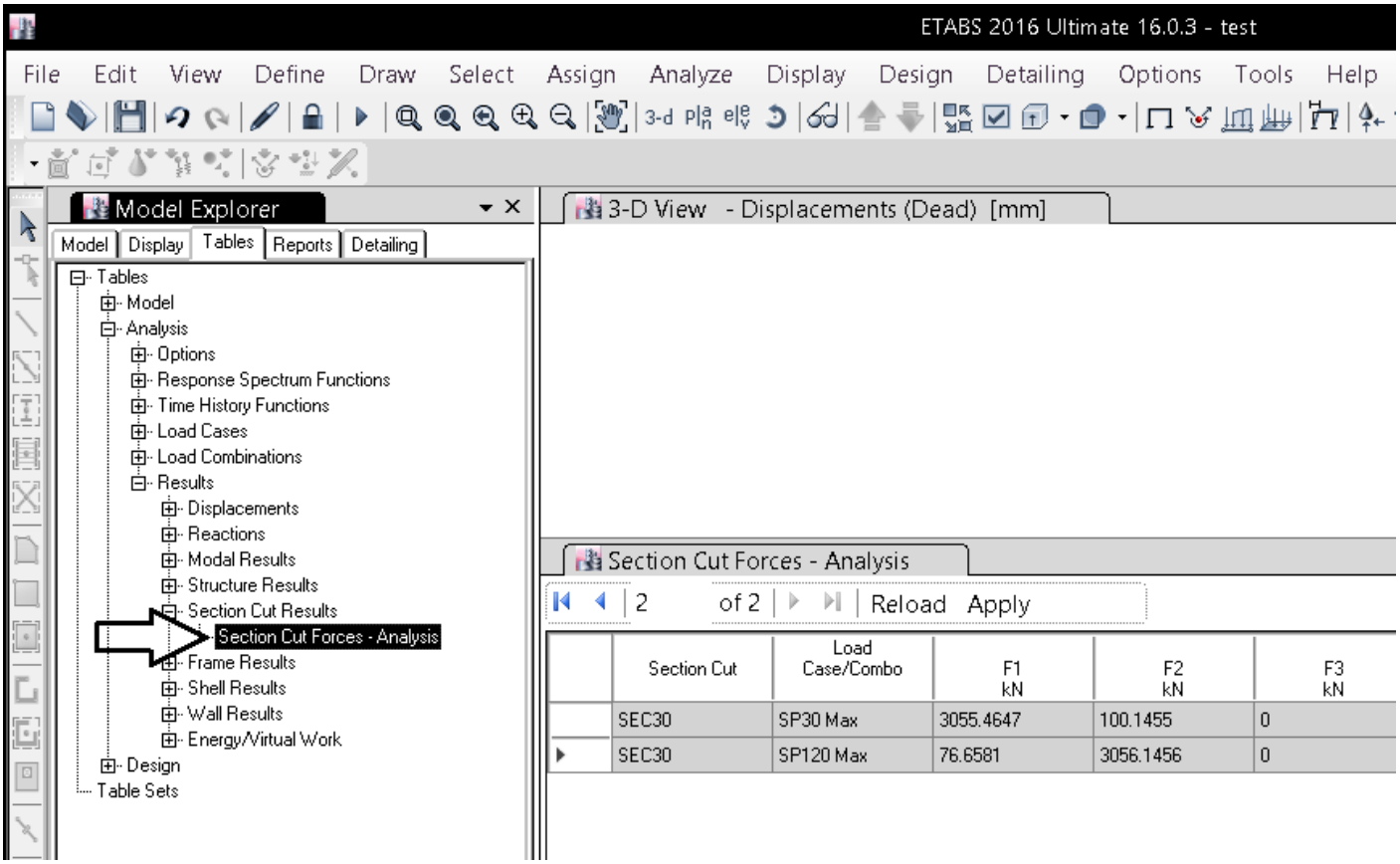
۴-۲- به اعضای انتخاب شده یک نام گروه نسبت دهید:



۴-۳- مطابق شکل زیر برای زاویه ۳۰ درجه Section Cut تعریف کنید. در این صورت راستای F1 در راستای ۳۰ درجه خواهد بود و راستای F2 (که بر محور F1 عمود است) در راستای 120 درجه خواهد بود. نیازی به تعریف Section Cut برای زاویه ۱۲۰ درجه نیست.



۴-۴- استخراج برشهای دینامیکی در راستای F1 و F2 (۳۰ درجه و ۱۲۰ درجه):



۴-۵- همپایه سازی بر اساس مولفه

فرض کنید برشهای پایه استاتیکی برابر EX=EY=4000kN باشند و بخواهیم با ۹۰ درصد برش استاتیکی همپایه سازی کنیم.

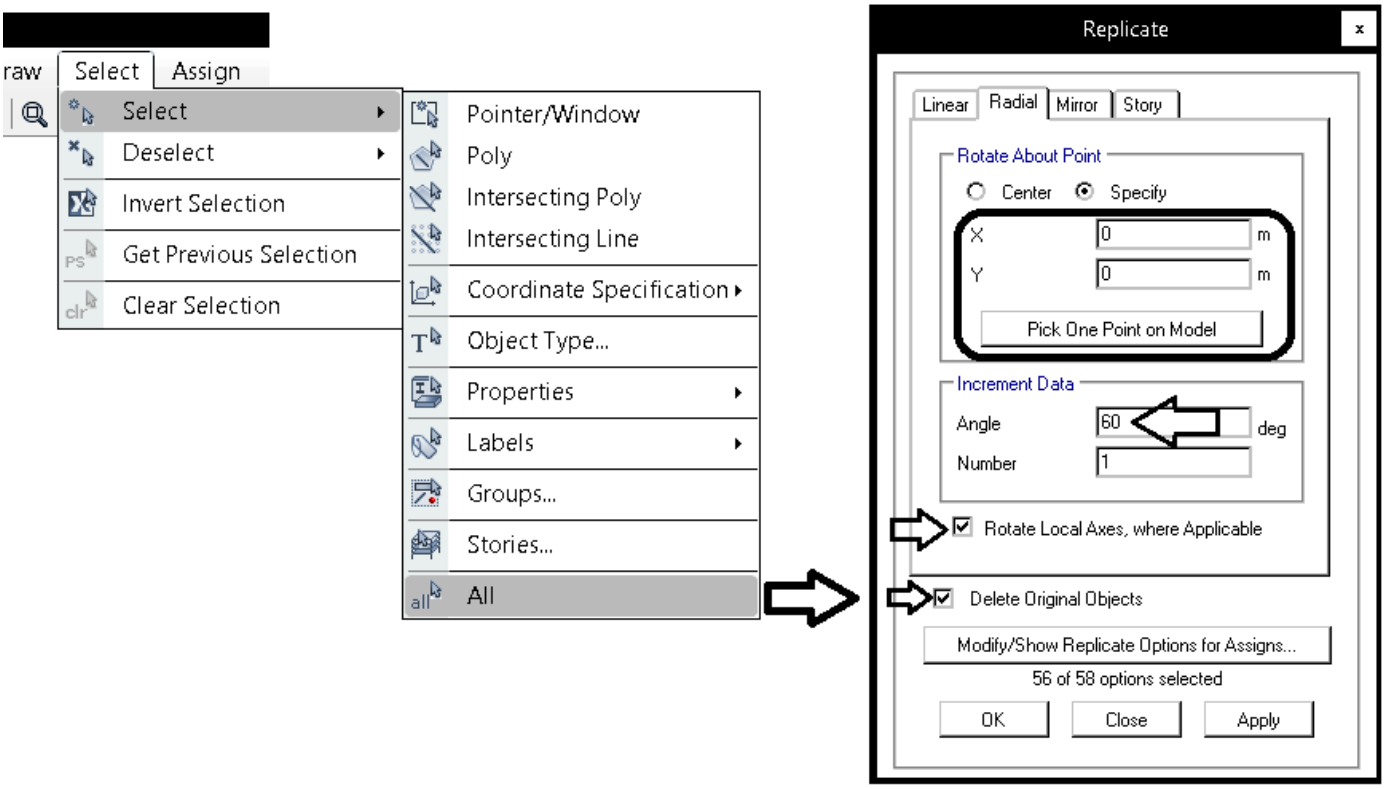
در این صورت ضریب افزایش SP30 برابر خواهد بود با:

$$\frac{4000}{3055} \times 0.9 = 1.18$$

و ضریب افزایش SP120 برابر خواهد بود با:

$$\frac{4000}{3056} \times 0.9 = 1.18$$

۵- به عنوان روش جایگزین می توان کل سازه را مطابق شکل زیر انتخاب کرده و به اندازه 60+ و یا 120- درجه داد:

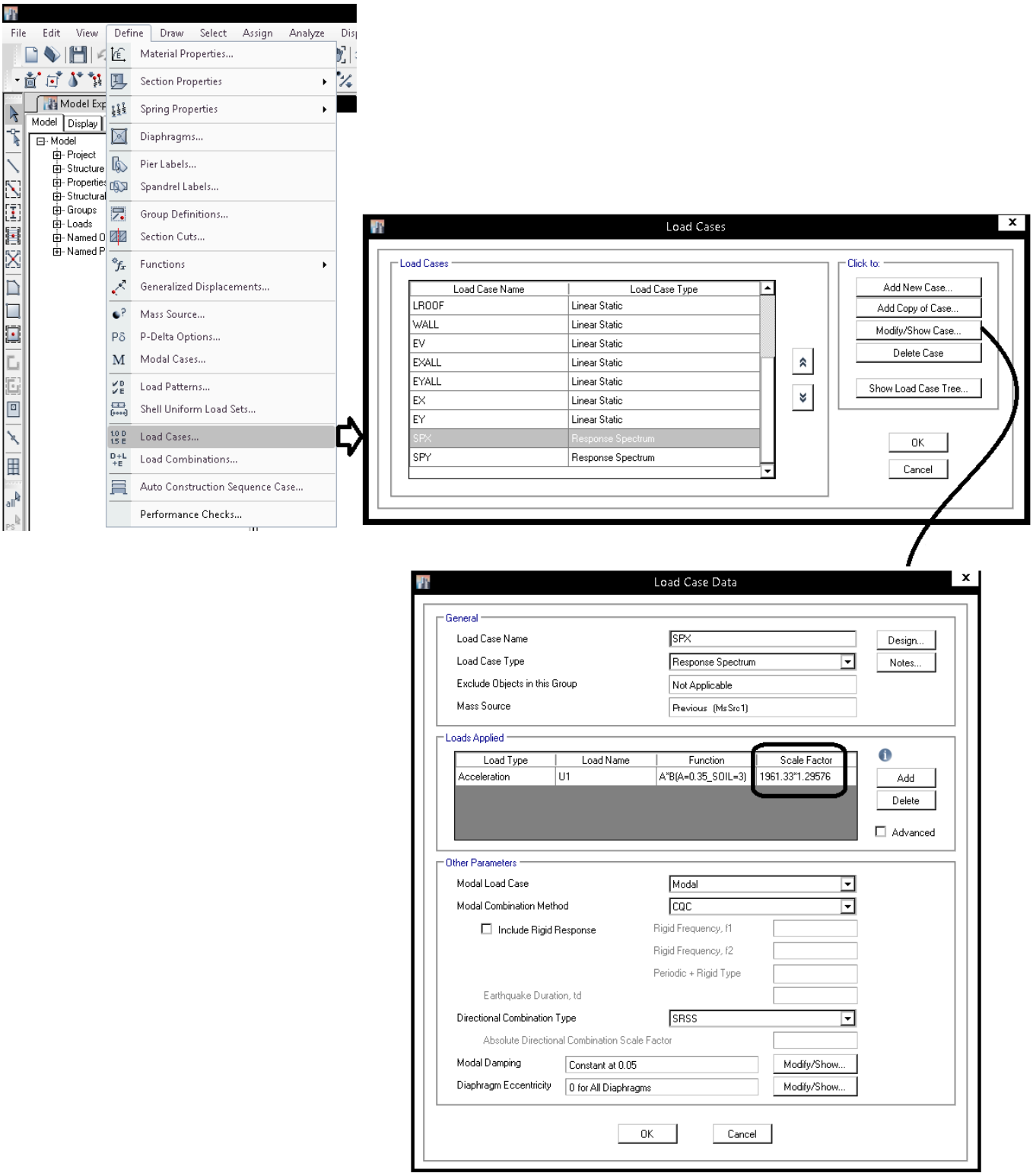


- دقت نمایید که در ETABS-9 هنگام دوران، محورهای ستونها دوران نمیابند ولی در ETABS2015 با فعال کردن گزینه ... Rotate کل اجزای تشکیل دهنده سازه (محور محلی ستونها و کفها) نیز همراه با سازه دوران میابند.

نکته مهم:

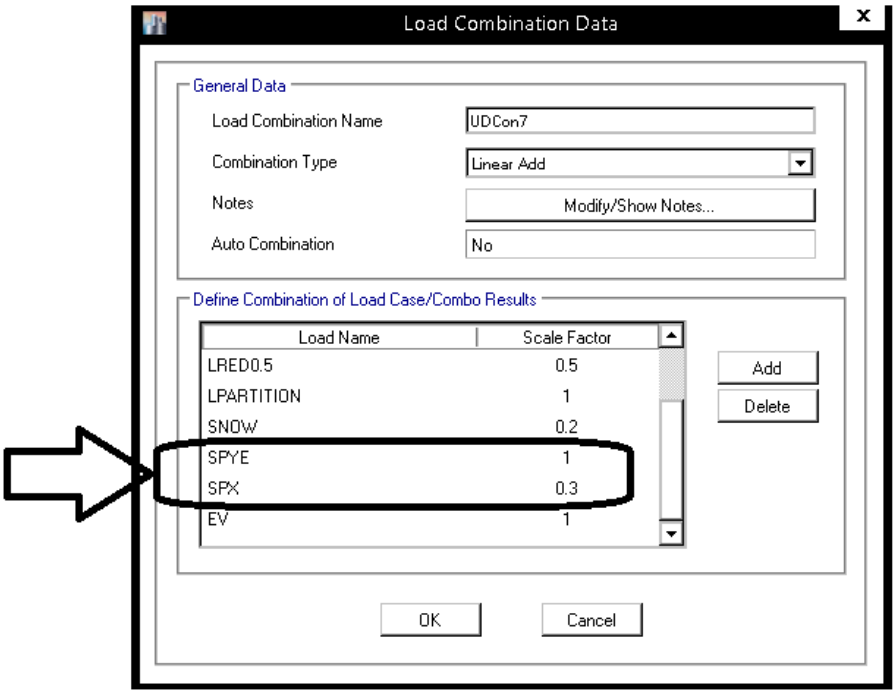
- در آیین نامه جدید تنها در مواردی زلزله دینامیکی همپایه خواهد شد که ضریب اصلاحی به صورت افزایشی باشد. در مثال فوق در هر دو جهت X و Y ضرایب بزرگتر از یک بوده و باید اعمال شوند (زلزله های دینامیکی باید با این ضرایب افزایش یابند). در صورتی که این ضرایب کمتر از یک بدست آیند، نباید آنها را اعمال نمود (اجازه نداریم زلزله دینامیکی را کاهش دهیم):

تبصره: مقادیر برش پایهٔ تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه بـه‌دسـت آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.



۴-۶-۷ ترکیب بارها در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۱۰۰-۳۰ آنها)

در قسمت ترکیب بارها، بارهای SPX و SPY به صورت ۱۰۰-۳۰ ترکیب خواهند شد (شکل زیر).



ACI2014 A=0.35 I=1

UDCON-DYN1-1	1.4D
UDCON-DYN1-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON-DYN1-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON-DYN1-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)+EV
UDCON-DYN1-7	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)+EV
UDCON-DYN1-8	0.69D + $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)-EV
UDCON-DYN1-9	0.69D + $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)-EV

ACI2014 A<0.3 I=1

UDCON-DYN1-1	1.4D
UDCON-DYN1-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON-DYN1-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON-DYN1-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)+EV
UDCON-DYN1-7	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)+EV
UDCON-DYN1-8	0.9D + $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)-EV
UDCON-DYN1-9	0.9D + $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)-EV

AISC-LRFD-2010 A=0.35 I=1

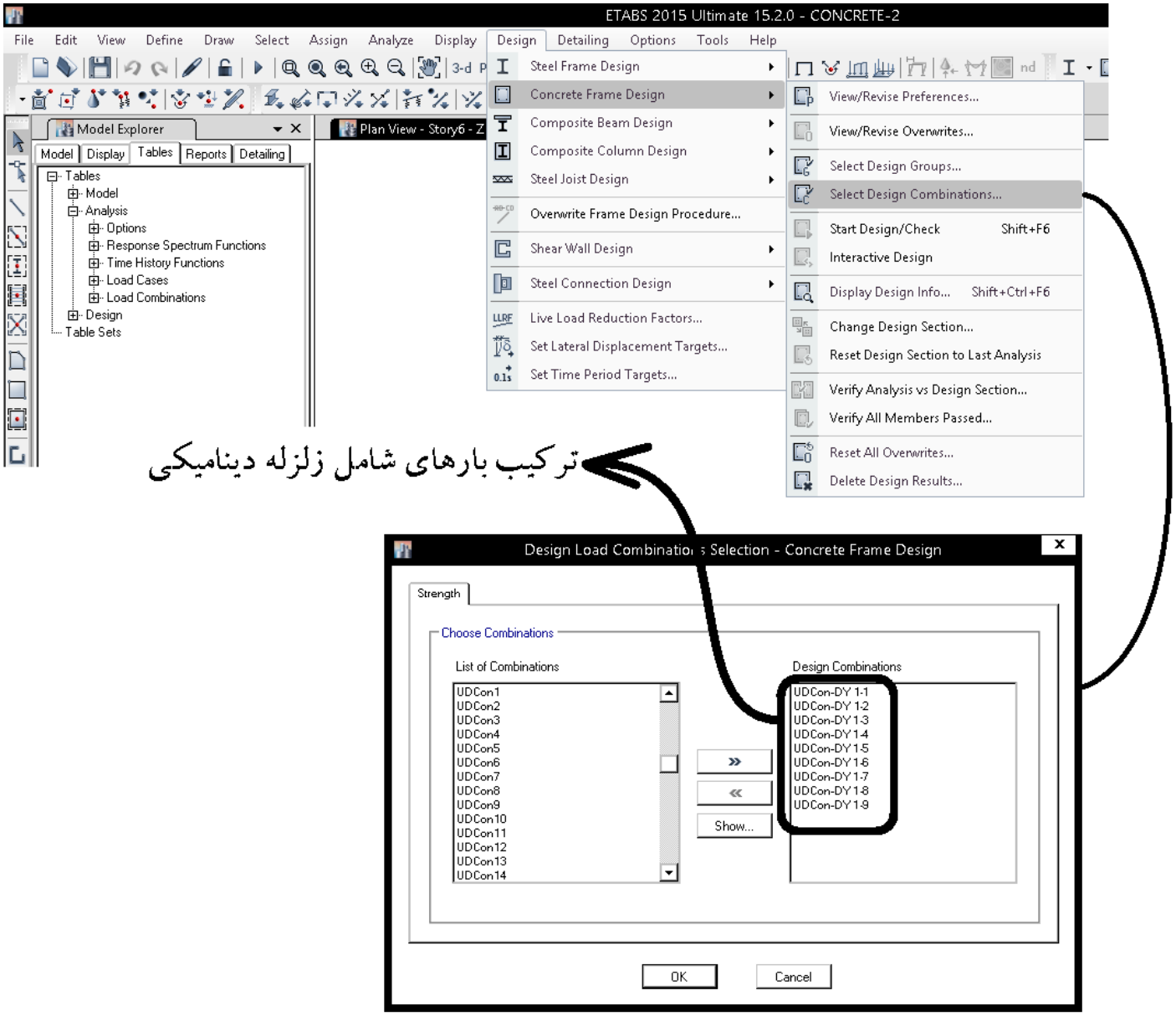
UDStlS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN1-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NSX
UDStlS-DYN1-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NSX
UDStlS-DYN1-7	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
UDStlS-DYN1-8	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
UDStlS-DYN1-9	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
UDStlS-DYN1-10	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
UDStlS-DYN1-11	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
UDStlS-DYN1-12	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
UDStlS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-21	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)+EV
UDStlS-DYN1-22	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)+EV
UDStlS-DYN1-29	0.69D+0.69SD + $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)-EV
UDStlS-DYN1-30	0.69D+0.69SD + $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)-EV

AISC-LRFD-2010 A<0.35 I=1

UDStlS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN1-5	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
UDStlS-DYN1-6	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
UDStlS-DYN1-7	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
UDStlS-DYN1-8	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
UDStlS-DYN1-9	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
UDStlS-DYN1-10	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
UDStlS-DYN1-11	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
UDStlS-DYN1-12	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
UDStlS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-21	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)+EV
UDStlS-DYN1-22	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)+EV
UDStlS-DYN1-23	0.9D+0.9SD + $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)-EV
UDStlS-DYN1-24	0.9D+0.9SD + $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)-EV

۵-۶-۷ انتخاب ترکیب بارها در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۱۰۰-۳۰ آنها)

در طراحی بر اساس زلزله های دینامیکی باید مطابق شکل زیر ترکیب بارهای مربوط به زلزله های استاتیکی از لیست طراحی حذف شوند و تنها ترکیب بارهای دینامیکی باقی بمانند.



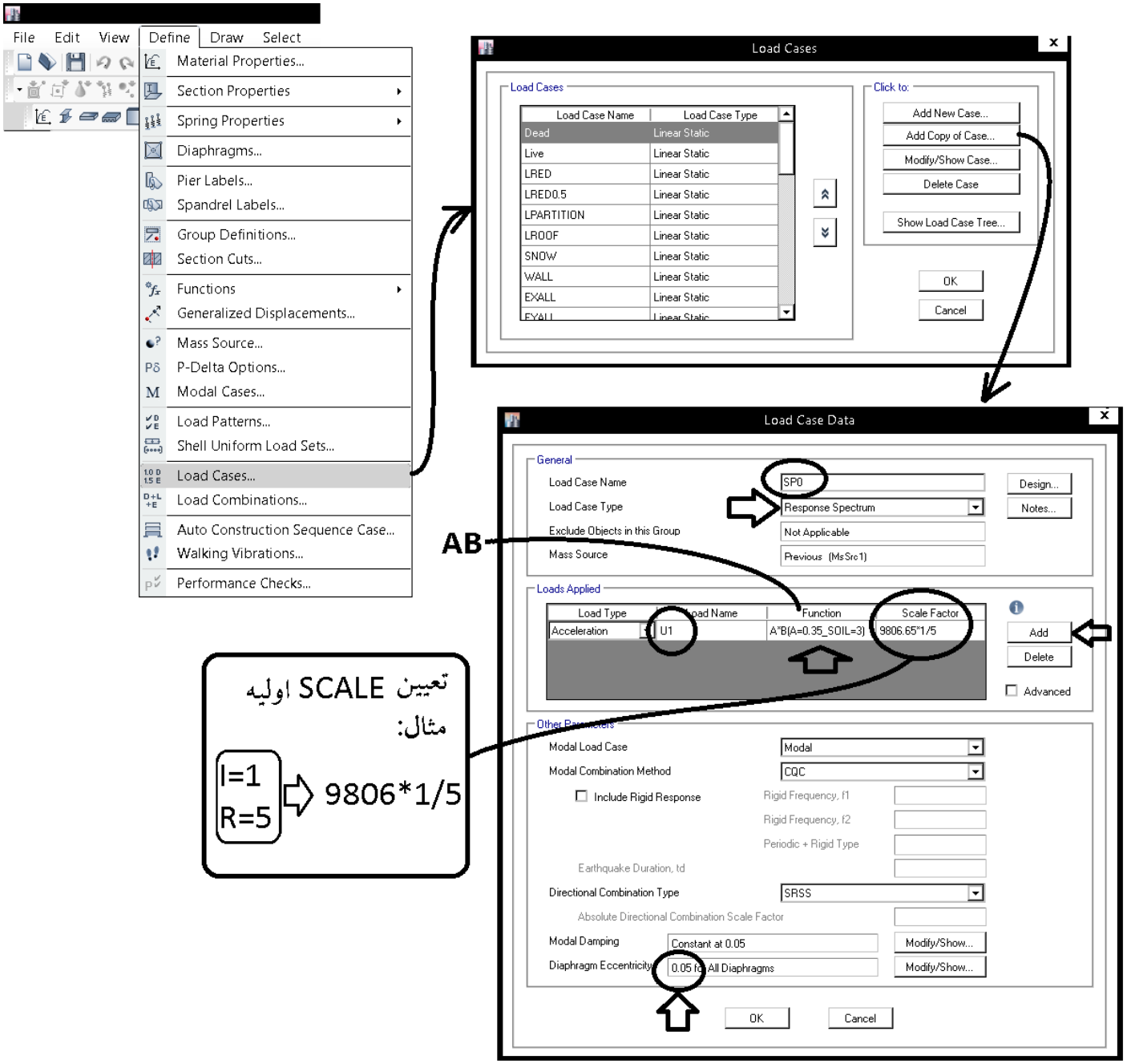
۷-۷ روش دوم (زلزله زاویه دار)

در روش دوم از زلزله های زاویه دار استفاده می شود. در این روش همپایه کردن زلزله ها به جهت بالا بودن تعداد آنها زمان بر می باشد (نسبت به روش اول).

- برای استفاده از روش دوم می توان از یکی از فایلهای زیر به عنوان فایل پیشفرض استفاده شود.

ETABS2015-DYN2-A0.35-RHO1.2.edb ETABS2015-DYN2-A0.3-RHO1.2.edb
ETABS2015-DYN2-A0.35-RHO1.edb ETABS2015-DYN2-A0.3-RHO1.edb

۷-۷-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش دوم (زلزله زاویه دار)



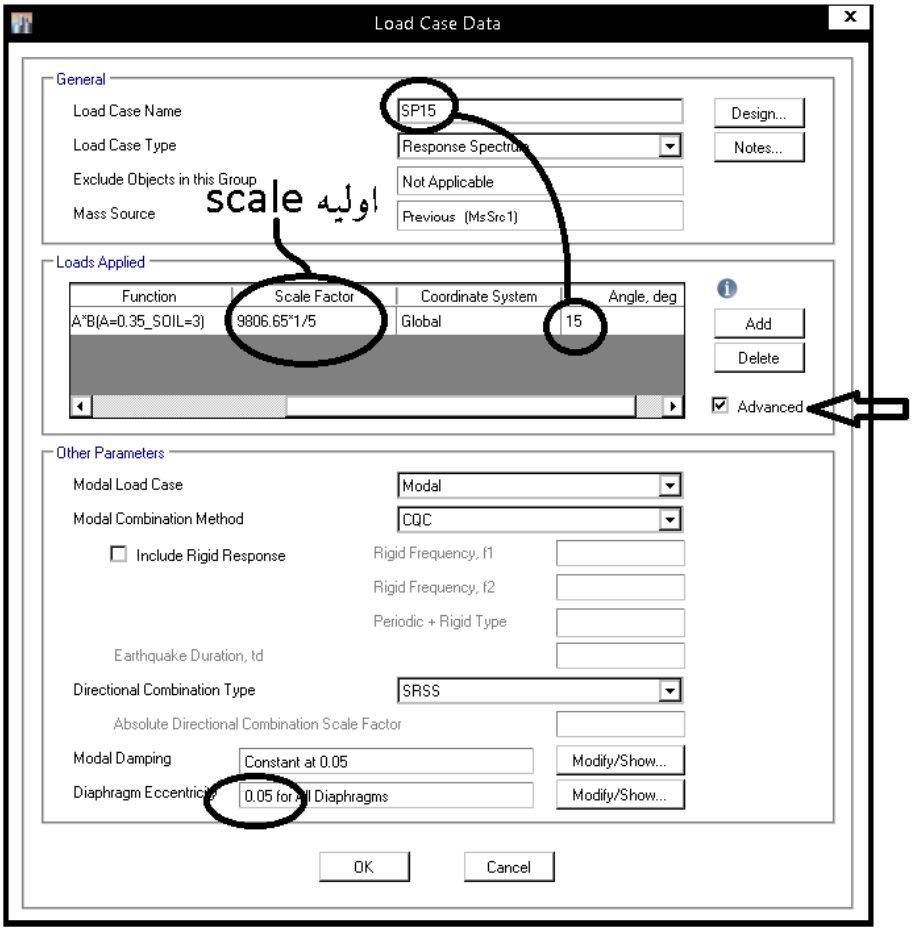
مقدار scale بستگی به Function دارد. اگر برای مثال در قسمتFunction مقدار B وارد شده باشد، در قسمت scale باید مقدار $\frac{AI}{R}g$ وارد شود و یا مثلا اگر در قسمتFunction مقدار $\frac{ABI}{R}$ وارد شده باشد ، باید در قسمت scale مقدار g وارد شود. با توجه به اینکه function در فایلهای آماده به صورت AB تعریف شده است، در شکل فوق در قسمت scale باید مقدار $\frac{I}{R}g$ وارد شود.

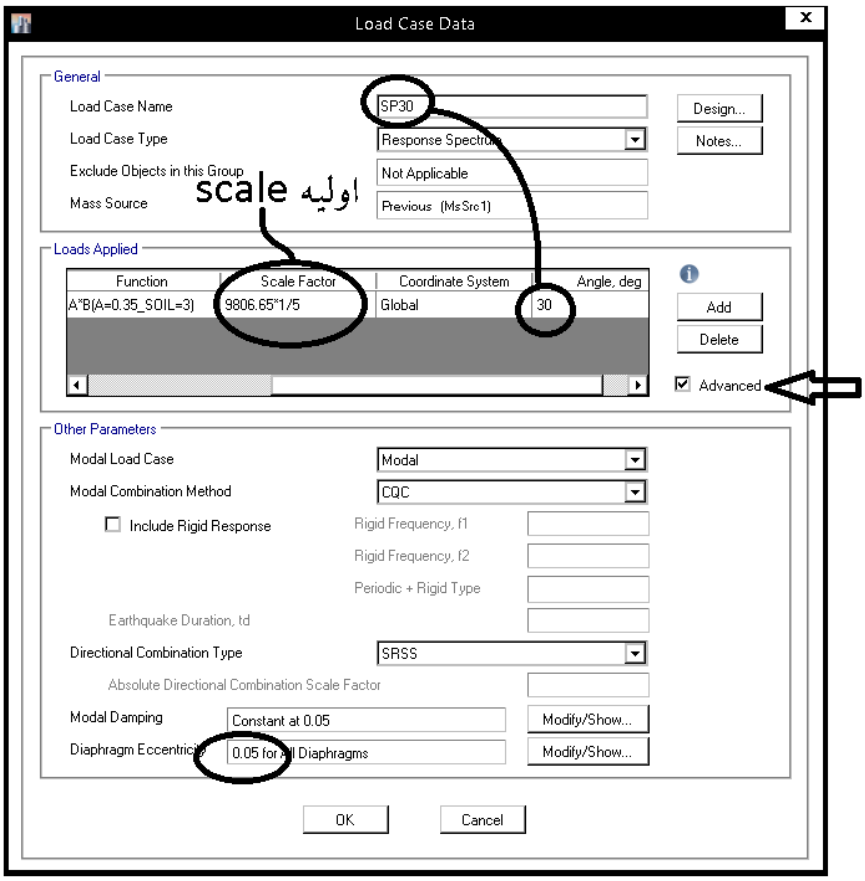
در شکل فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با:

$$C = \frac{ABI}{R}g = (Function)(Scale\ Factor) = (AB)\left(\frac{I}{R}g\right) = (AB)\left(\frac{1}{5}\times 9806\right)$$

- مقدار scale وارد شده در شکل فوق، یک مقدار اولیه بوده و در ادامه طراحی جهت همپایه سازی با برش استاتیکی تغییر خواهد کرد.

به همین ترتیب باید زلزله های زاویه دار در راستاهای مختلف تعریف شوند:





۴-۱-۳ 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.

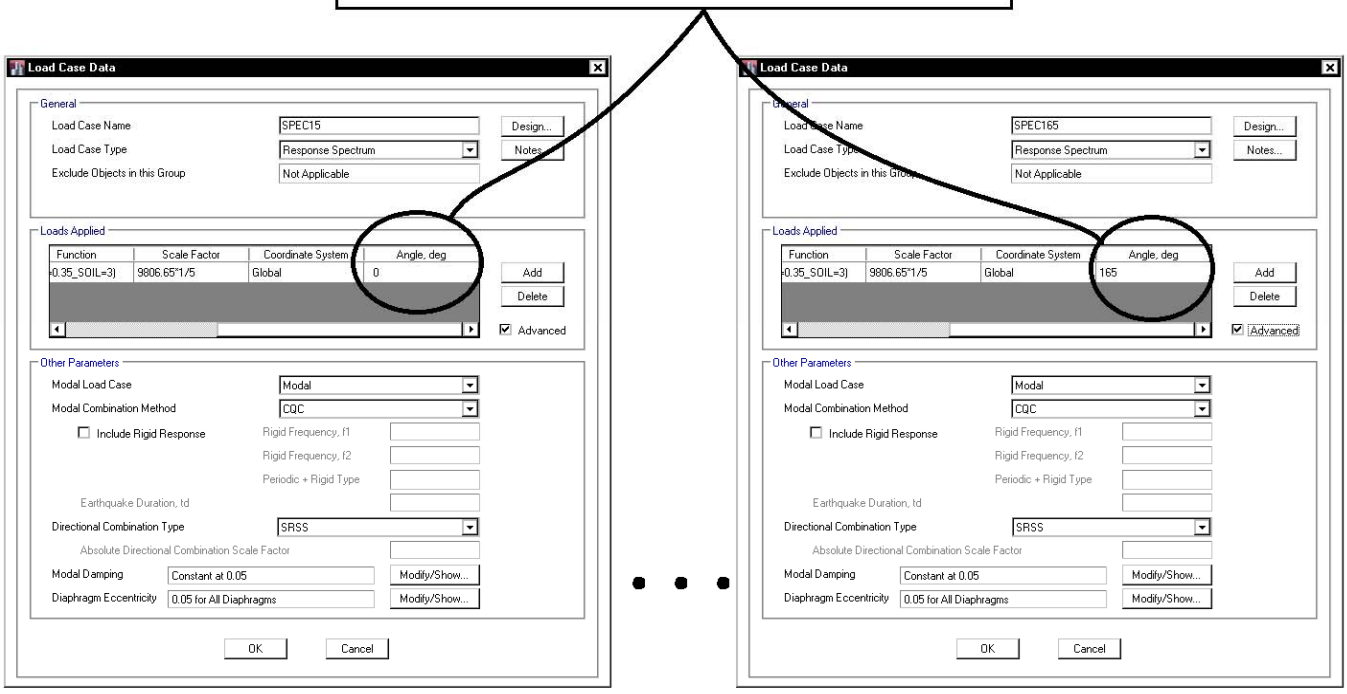
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

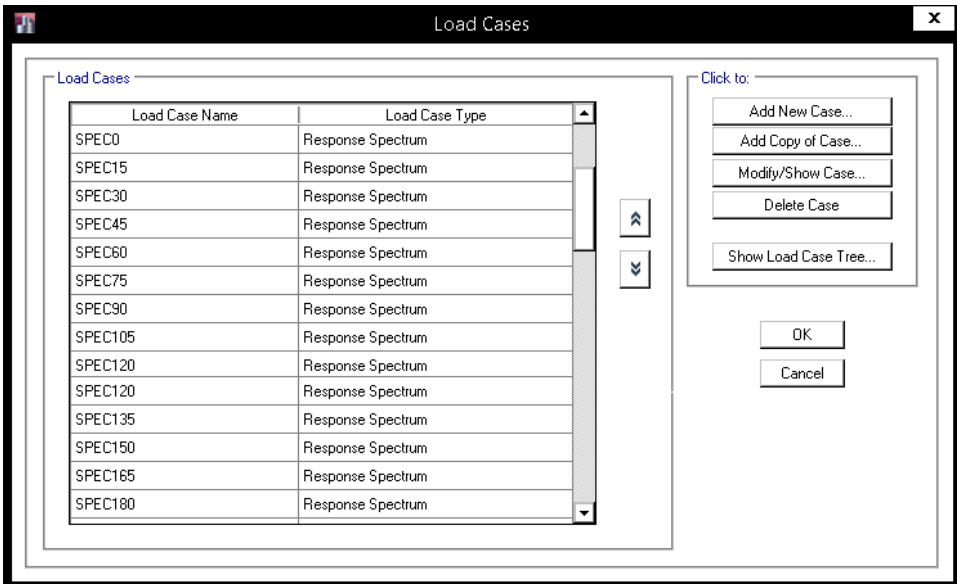
ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را 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 آنالیز دینامیکی امکان اعمال نیروی زلزله در جهت های مختلف امکان پذیر است. بنابراین جهت اقتصادی تر شدن سازه به جای اعمال نیروی زلزله ۳۰ درصد متعامد، نیروی دینامیکی را در جهات مختلف وارد می کنیم (از صفر درجه تا ۱۶۵ درجه):

0, 15, 30, 45, 60, 75, 90, 105, 120, 135, 150, 165





۷-۷-۲ همپایه کردن در روش دوم (زلزله زاویه دار)

زلزله زوایه دار را به دو صورت می توان همپایه کرد:

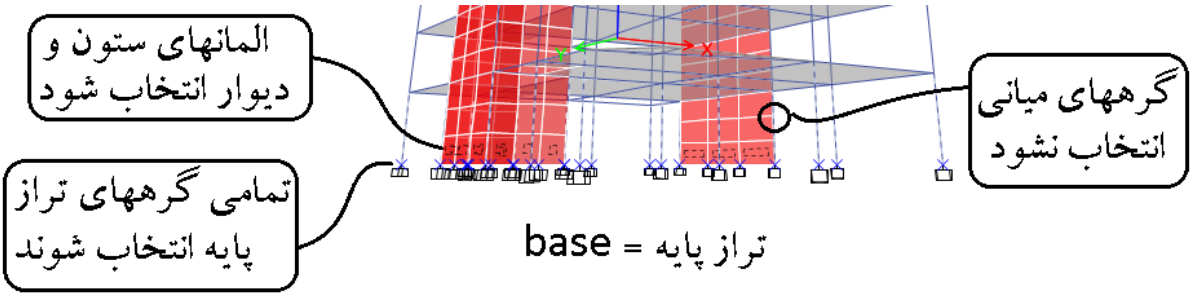
۱- **مولفه** زلزله دینامیکی در راستای مورد نظر (F_1) با زلزله استاتیکی همپایه شود.

۲- **برآیند** زلزله دینامیکی $\left(\sqrt{V_X^2+V_Y^2}\right)$ با زلزله استاتیکی همپایه شود.

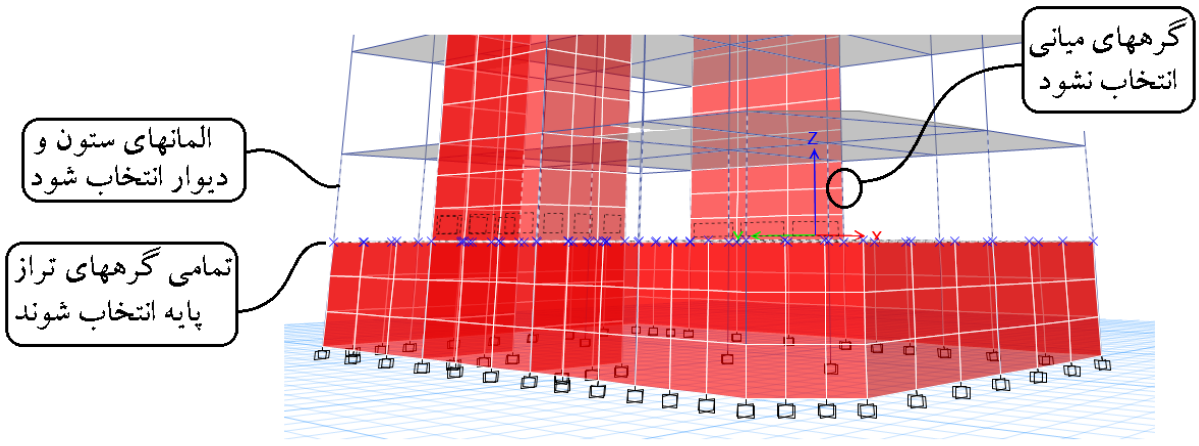
روش اول (بر اساس مولفه) در جهت اطمینان میباشد. منتهی همپایه سازی بر اساس مولفه زمان بر میباشد. برای همپایه سازی بر اساس مولفه می توان، مشابه آنچه در بند۷-۶-۳ تشریح شد، با استفاده از Section Cut همپایه سازی را انجام داد.

برای همپایه سازی با مولفه باید مراحل زیر انجام شود:

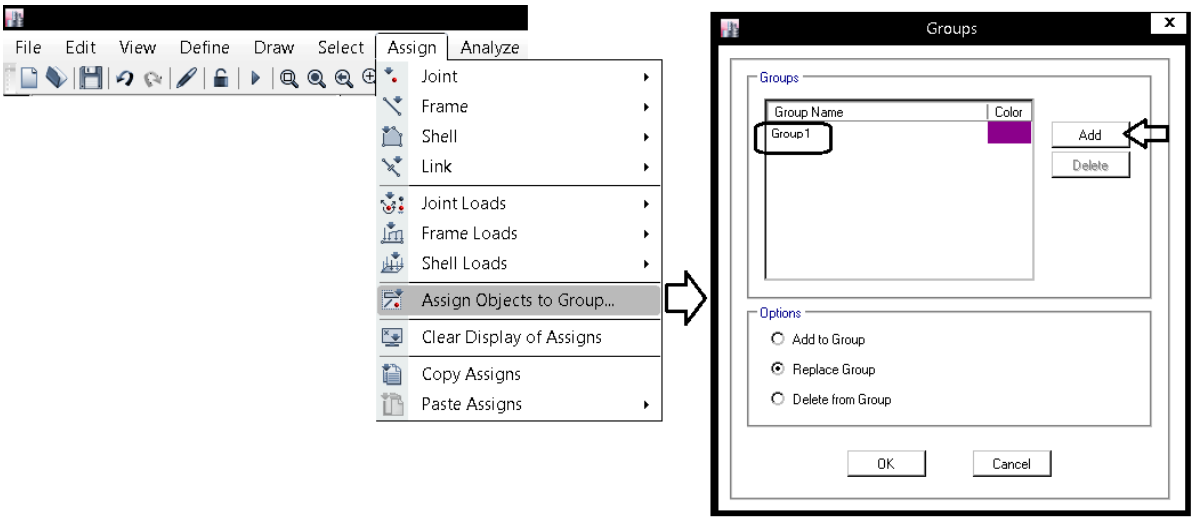
۱- مطابق شکل تمامی ستونها و دیوارهای و نیز گرههای طبقه base (یا هر طبقه ای که مایل به همپایه سازی هستید) را انتخاب کنید:



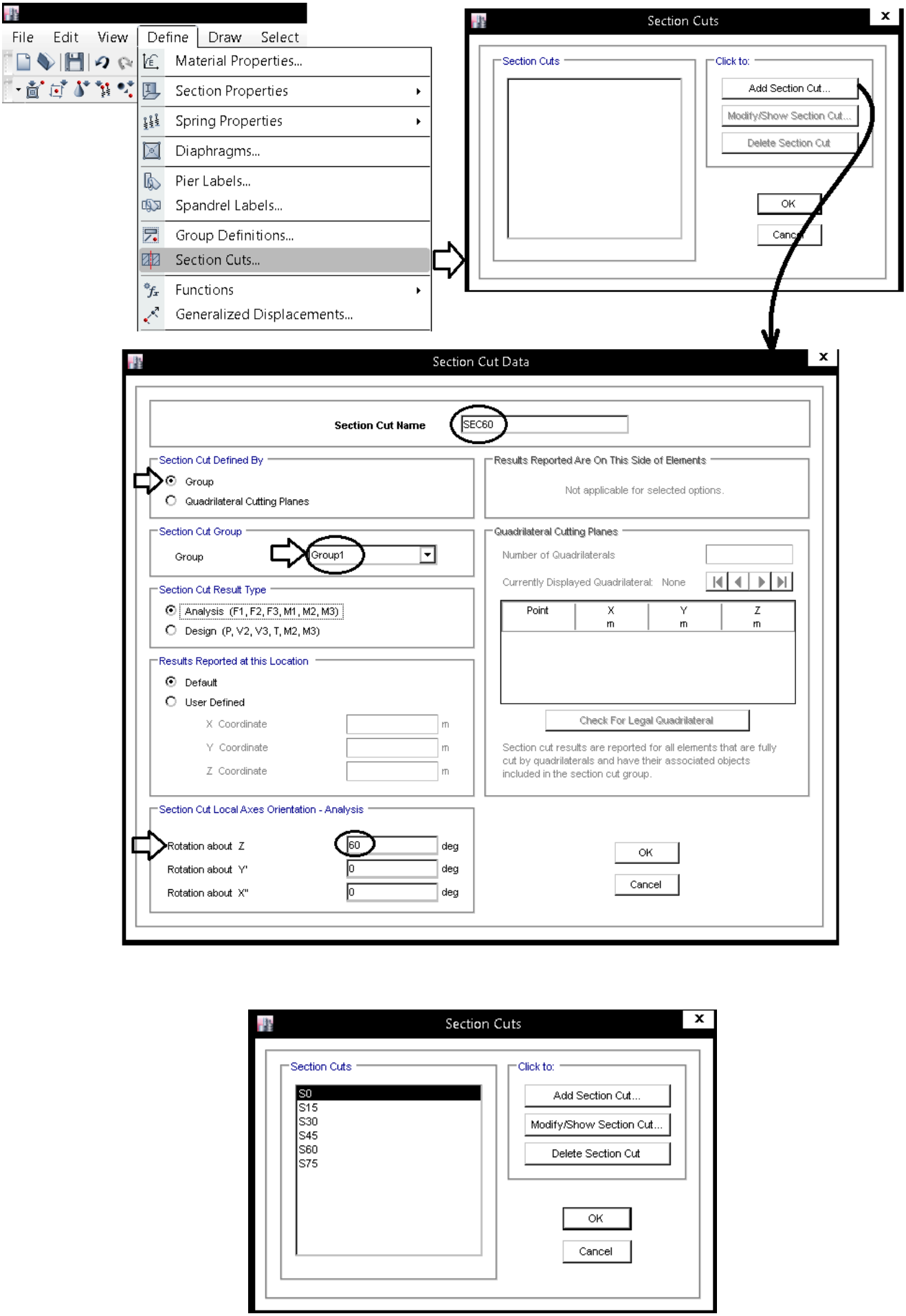
در صورتی که تراز پایه در طبقات بالاتر باشد:

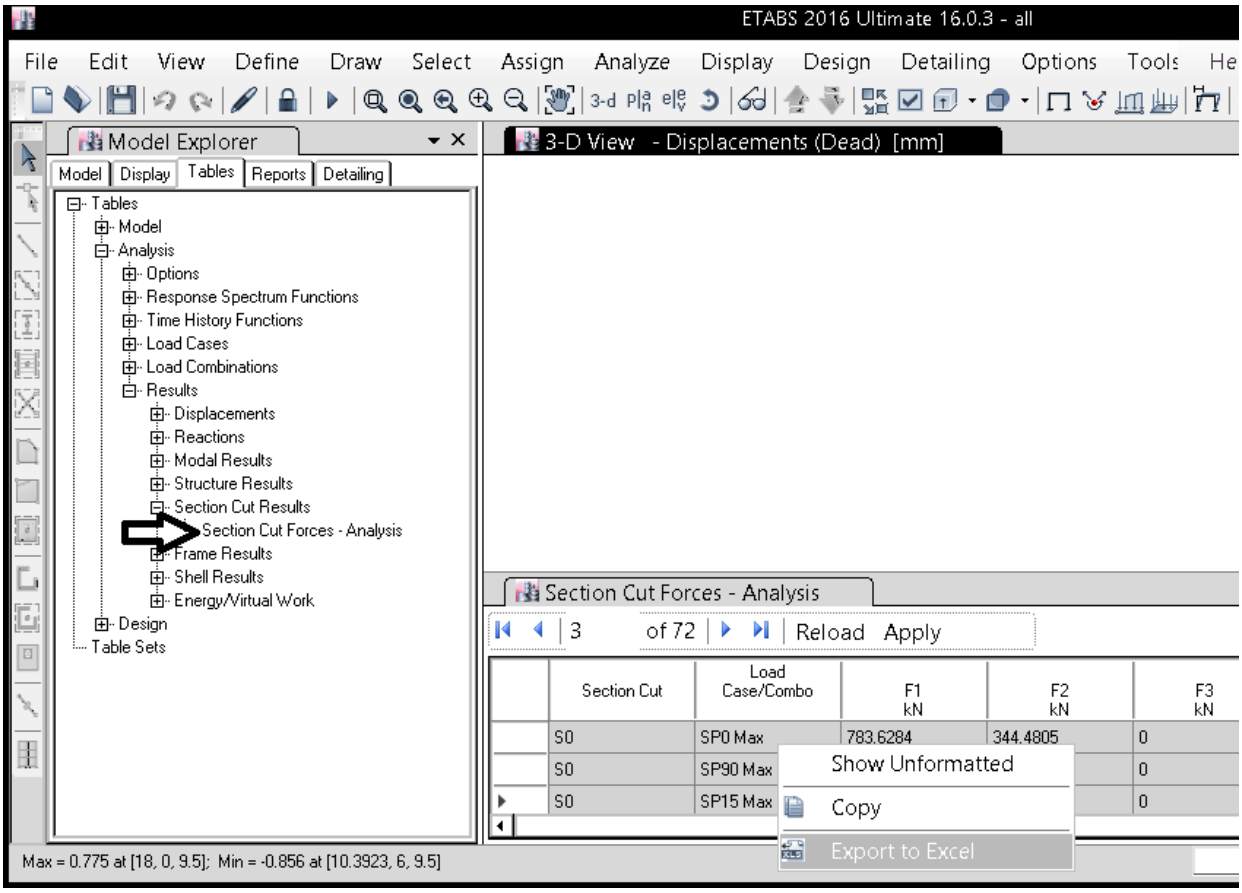


۲- به اعضای انتخاب شده یک نام گروه نسبت دهید:



۳- برای زوایای مختلف (0-15-30-45-60-75) Section Cut تعریف کنید. برای مثال در شکل زیر برای زوایه ۶۰ درجه تعریف شده است:





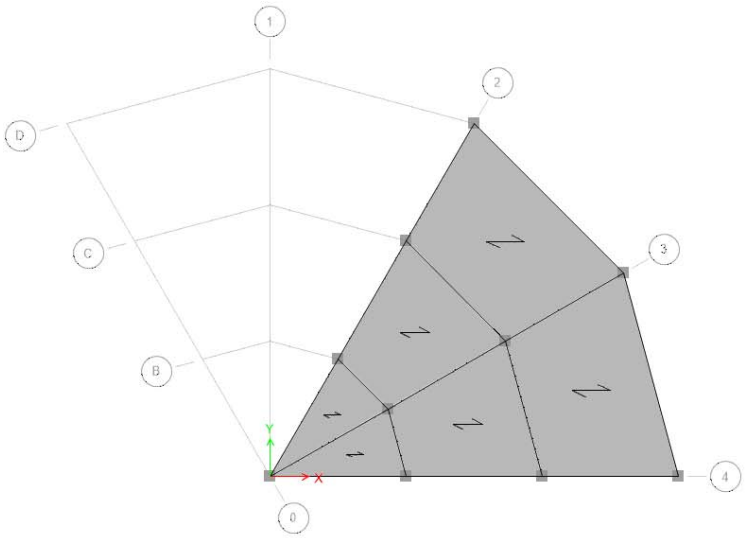
با استفاده از جدول فوق مولفه زلزله ها در راستای مورد نظر بدست می آید و میتوان همپایه سازی را انجام داد.

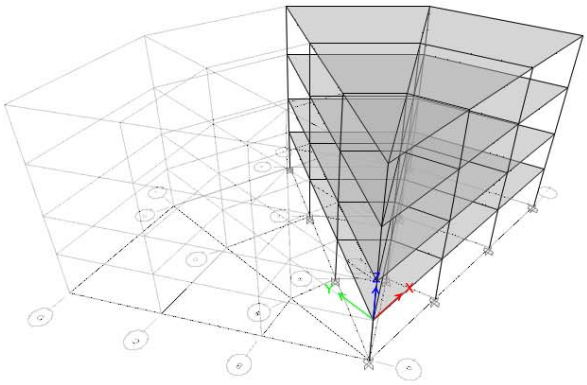
مثال:

- سازه زیر یک سازه نامنظم می باشد به طوریکه مولفه فرعی زلزله ها مقدار قابل توجهی بدست می آید.
- فرض کنید مقادیر زلزله های استاتیکی در این سازه به صورت زیر باشد:

$$EX = 1000\ kN \qquad EY = 1200\ kN$$

- سازه نامنظم پیچشی شدید است و می خواهیم با ۱۰۰٪ استاتیکی همپایه کنیم.





پس از تعریف Section Cut مطابق صفحات قبل خروجی زیر بدست آمده است:

TABLE: Section Cut Forces - Analysis						
Section Cut	Load Case/Combo	F1	F2	F3	E-STATIC	SCALE
		kN	kN	kN	kN	
S0	SP0 Max	783.6284	344.4805	0	1000	1.276115
S0	SP90 Max	409.765	783.629	0	1200	1.531337
S15	SP15 Max	871.2628	198.8843	0	1013.397	1.163136
S15	SP105 Max	198.8843	668.7221	0	1186.603	1.774433
S30	SP30 Max	907.0718	0.0029	0	1050	1.157571
S30	SP120 Max	0.0029	680.1608	0	1150	1.690777
S45	SP45 Max	871.2609	198.8891	0	1100	1.262538
S45	SP135 Max	198.8891	668.7217	0	1100	1.644929
S60	SP60 Max	783.6257	344.4833	0	1150	1.467537
S60	SP150 Max	344.4833	658.7802	0	1050	1.593855
S75	SP75 Max	696.0416	397.7734	0	1186.603	1.704787
S75	SP165 Max	397.7734	696.0436	0	1013.397	1.45594

برای نمونه نحوه محاسبه ضریب افزایش زلزله های SP15 و SP105 به صورت زیر می باشد:

باتوجه به اینکه زلزله های استاتیکی در دو راستا متفاوت هستند، ابتدا معادل آنها را در راستای 15 و 105 درجه میابیم:

$$E_{STATIC-15^0} = EX \times Cos^2 15^0 + EY \times Cos^2 105^0 = 1013.4$$
$$E_{STATIC-105^0} = EX \times Cos^2 105^0 + EY \times Cos^2 15^0 = 1186.6$$

ضریب افزایش زلزله 15 درجه (با فرض همپایه سازی با ۱۰۰ درصد استاتیکی) برابر است با:

$$\frac{1013.4}{871.3} = 1.163$$

ضریب افزایش زلزله 105 درجه برابر است با:

$$\frac{1186.6}{668.7} \times 0.9 = 1.774$$

مثال۲: مثال قبل بر اساس برآیند برداری همپایه سازی شده و نتایج مقایسه شده اند.

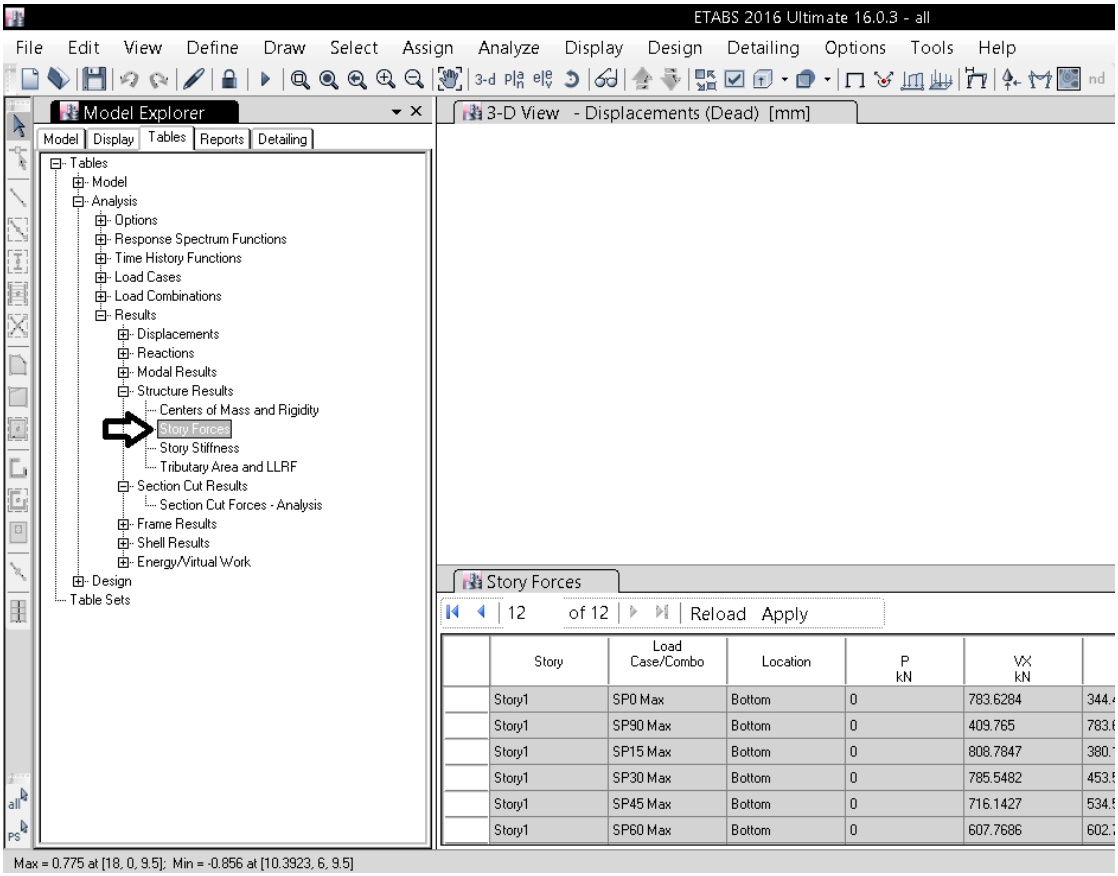


TABLE: Story Forces						
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY	E-STATIC	SCALE
			kN	kN	kN	
Story1	SP0 Max	Bottom	783.6284	344.4805	1000	1.168221
Story1	SP90 Max	Bottom	409.765	783.629	1200	1.35701
Story1	SP15 Max	Bottom	808.7847	380.1594	1013.397	1.133967
Story1	SP105 Max	Bottom	280.3707	638.8556	1186.603	1.700806
Story1	SP30 Max	Bottom	785.5482	453.5342	1050	1.157571
Story1	SP120 Max	Bottom	340.0799	589.0369	1150	1.690776
Story1	SP45 Max	Bottom	716.1427	534.5953	1100	1.230874
Story1	SP135 Max	Bottom	468.9137	516.5903	1100	1.576673
Story1	SP60 Max	Bottom	607.7686	602.7896	1150	1.343456
Story1	SP150 Max	Bottom	602.7916	435.0889	1050	1.412408
Story1	SP75 Max	Bottom	474.4448	646.2196	1186.603	1.480137
Story1	SP165 Max	Bottom	712.4903	367.5022	1013.397	1.264083

بر اساس محاسبات صفحه قبل:

$$E_{STATIC-15^0} = 1013.4$$
$$E_{STATIC-105^0} = 1186.6$$

ضریب افزایش زلزله 15 درجه (با فرض همپایه سازی با ۹۰ درصد استاتیکی) برابر است با:

$$\frac{1013.4}{\sqrt{808.8^2 + 380^2}} = 1.13$$

ضریب افزایش زلزله 105 درجه (با فرض همپایه سازی با ۹۰ درصد استاتیکی) برابر است با:

$$\frac{1186.6}{\sqrt{280.4^2 + 638.8^2}} = 1.7$$

مقایسه نتایج همپایه سازی با مولفه و برآیند:

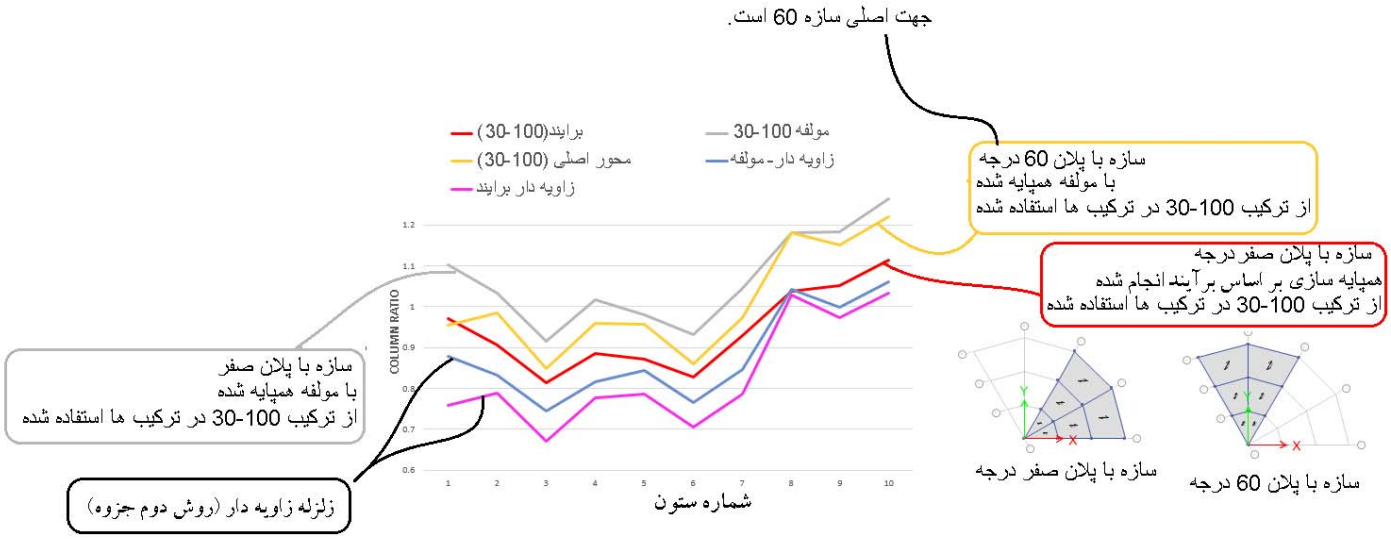
نسبت	ضریب افزایش		زاویه تحریک
	همپایه سازی با مولفه	همپایه سازی با برآیند	درجه
1.09	1.28	1.17	0
1.13	1.53	1.36	90
1.03	1.16	1.13	15
1.04	1.77	1.70	105
1.00	1.16	1.16	30
1.00	1.69	1.69	120
1.03	1.26	1.23	45
1.04	1.64	1.58	135
1.09	1.47	1.34	60
1.13	1.59	1.41	150
1.15	1.70	1.48	75
1.15	1.46	1.26	165

- همانطور که مشاهده میشود، نتایج دو روش (در این مثال خاص که نامنظمی بالایی دارند) تفاوت دارند. روش اول (همپایه سازی بر اساس مولفه) در جهت اطمینان می باشد.
- در سازه های نامنظم اختلاف دو روش می تواند قابل توجه باشد. برای مثال برای زاویه تحریک ۷۵ درجه ضریب افزایش زلزله بر اساس همپایه سازی با مولفه 1.7 بدست آمده است (زلزله SP75 باید 1.7 برابر شود). در حالیکه در روش همپایه سازی با برآیند ضریب افزایش برابر 1.48 بدست آمده است (روش همپایه سازی با مولفه در جهت اطمینان می باشد).
- در صورت استفاده از روش دوم (همپایه سازی با برآیند) توصیه می شود به عنوان حداقل **زلزله های SPEC-0 و نیز SPEC-90 به صورت مولفه ای همپایه شوند.**

سازه فوق را با روش های مختلف تحلیل و طراحی کردم. خلاصه نتایج در نمودار شکل زیر ارائه شده است.

در شکل زیر نسبت تنش ستونها (ratio) برای ستونهای طبقه اول سازه نشان داده شده است.

در طبقه اول ۱۰ ستون داریم و محور افقی شماره ستونها را نشان می دهد. محور قائم نیز نسبت تنش (ratio) ستون را نشان میدهد.

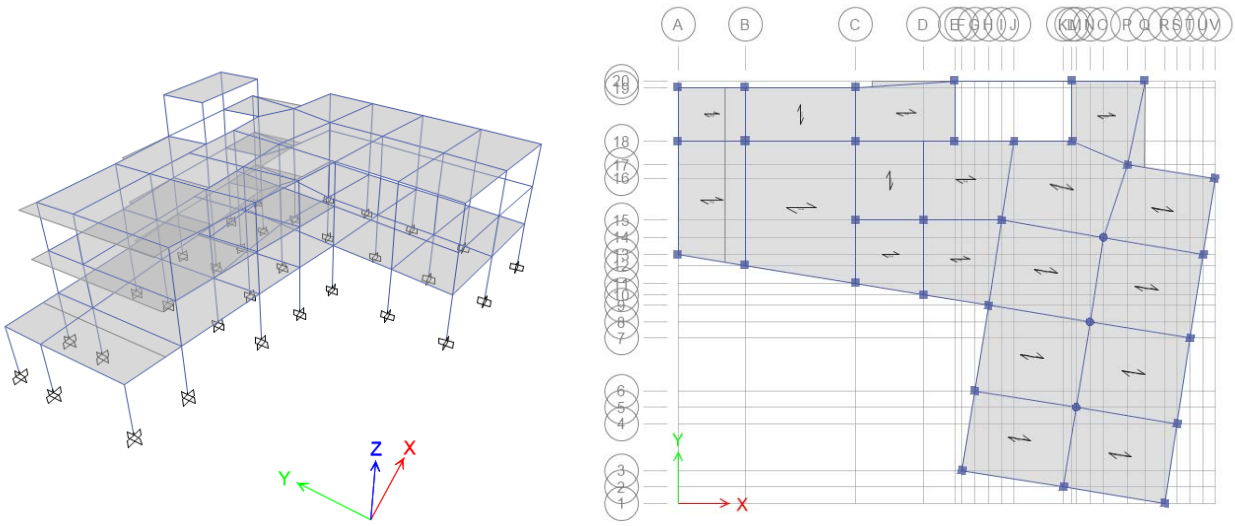


- در حالت "سازه با پلان 60 درجه" همانطور که در شکل مشاهده می شود، سازه ۶۰ درجه دوران داده شده است. در این پلان مقدار مولفه فرعی ناشی از SPEC0 و SPEC90 به صفر رسید (جهت اصلی سازه)
- در این مثال خاص و محدود می توان این نتیجه را گرفت:

روش "همپایه سازی با برآیند + استفاده از ۱۰۰-۳۰ در ترکیب بارها" نتایج روش "همپایه سازی با مولفه + استفاده از زلزله زاویه دار" را تقریبا پوشش می دهد. این نتیجه محدود به این مورد خاص است و نمی توان به تمامی سازه ها نسبت داد.

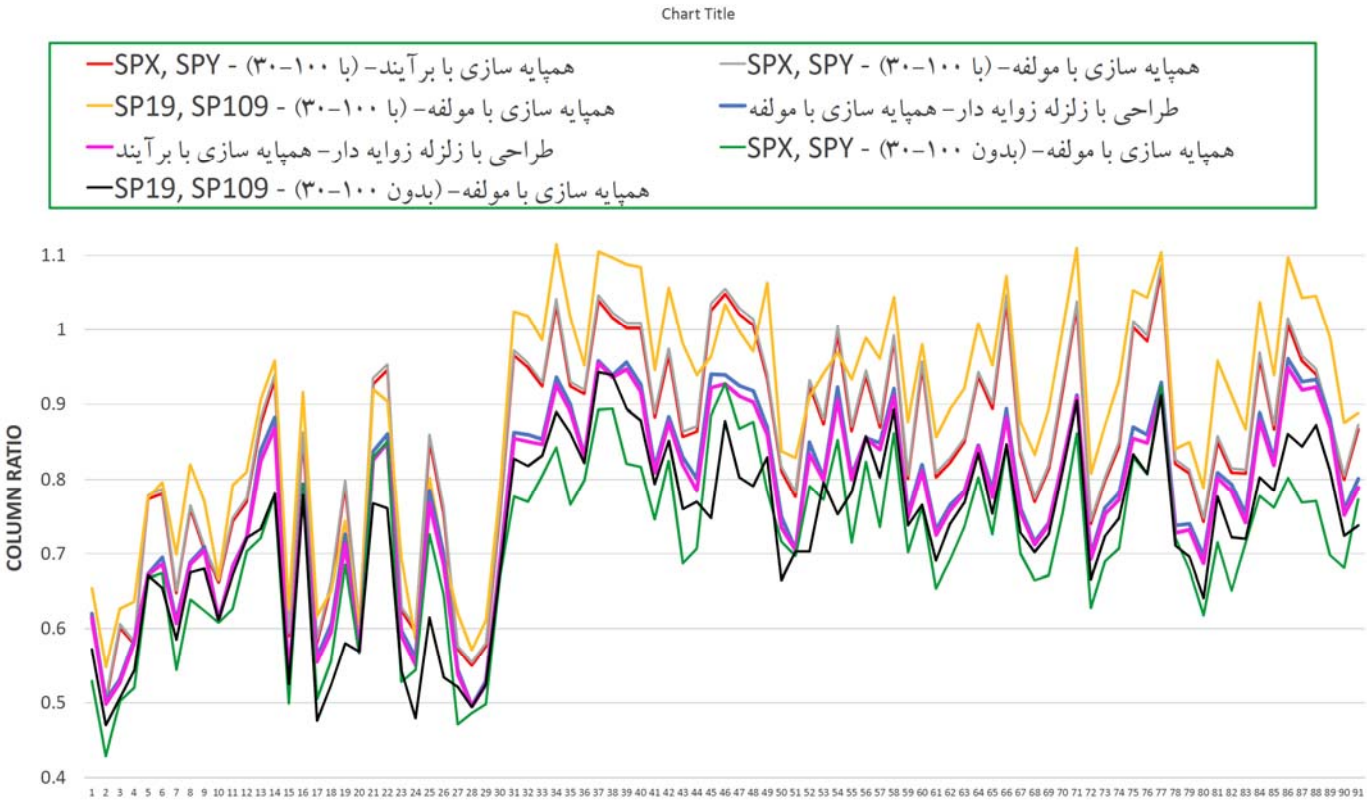
- چند مورد بررسی محدود سازه ها نشان داد که استفاده از برآیند مولفه های دینامیکی برای همپایه سازی "به شرطی که از ترکیب ۱۰۰-۳۰ در ترکیب بارها استفاده شود" نتایج محافظه کارانه تری نسبت به روش استفاده از زلزله زاویه دار دارد. به نظر می رسد در صورت استفاده از ترکیب ۱۰۰-۳۰ در ترکیب بارها، می توان همپایه سازی را بر اساس مولفه انجام داد. البته لازم به ذکر است که همانطور که در صفحات قبل اشاره شد، نظر نظام مهندسی تهران بر این است که همپایه سازی بر اساس مولفه انجام شود.

به عنوان یک مثال دیگر، نسبت تنشها در ستونهای سازه زیر مورد بررسی قرار گرفت:



در نمودارهای زیر نسبت تنش ستونها (ratio) برای کل سازه نشان داده شده است.

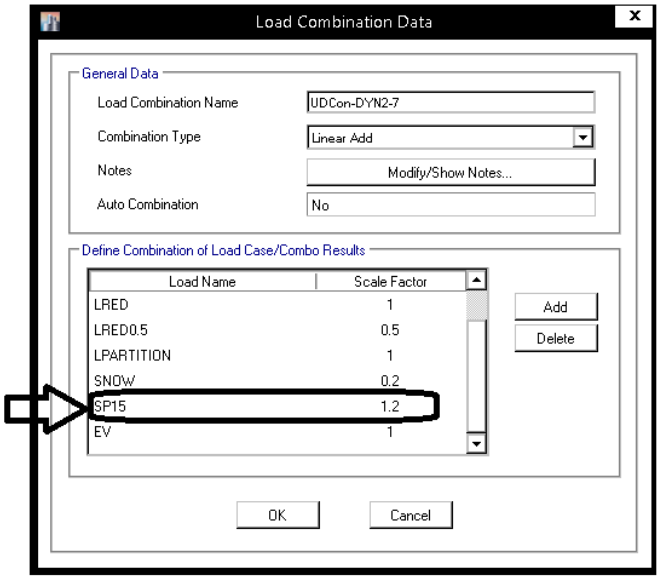
محور افقی شماره ستونها را نشان می دهد. محور قائم نیز نسبت تنش (ratio) ستون را نشان میدهد:



- خطوط صورتی و آبی مربوط به طراحی سازه بر اساس زلزله های زاویه دار (روش دوم جزوه) هستند که در یکی زلزله ها با مولفه همپایه شده اند و در دیگری با برآیند همپایه شده اند.
- راستای اصلی این سازه (بر اساس مود اول) زوایه ۱۹ درجه با محور X می سازد. نمودار نارنجی رنگ نتایج طراحی بر اساس SPEC19 و SPEC109 را نشان میدهد. تحت این زوایه مولفه فرعی مقدار ناچیزی دارد.
- رنگ قرمز مروبط به طراحی بر اساس SPX و SPY می باشد (روش اول در جزوه) که در آن زلزله ها با برآیند همپایه شده اند و در ترکیب بارها نیز از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شده است.
- همانطور که مشاهده می شود درتمامی روشهایی که در انها از ترکیب ۱۰۰-۳۰ در ترکیب بارها استفاده شده است نسبت تنشها بیشتر از روشهای مربوط به زلزله زاویه دار میباشد.
- از طرفی در مواردی که از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده نشده است، نتایج در خلاف جهت اطمینان میباشند.

۳-۷-۷ ترکیب بارها در روش اول (روش زاویه دار)

در قسمت ترکیب بارها، زلزله های زاویه دار به صورت تکی ترکیب خواهند شد. شکل زیر نمونه ای از ترکیب بار دینامیکی با زلزله زاویه دار (با فرض $\rho = 1.2$) نشان می دهد:



مجموع ترکیب بارها (در رو ش دوم آنالیز دینامیکی) برای حالت های مختلف در جداول زیر ارائه شده است:

ACI2014 A=0.35 I=1

UDCON-DYN2-1	1.4D
UDCON-DYN2-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON-DYN2-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON-DYN2-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN2-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON-DYN2-6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP0+EV
UDCON-DYN2-7	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP15+EV
UDCON-DYN2-8	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP30+EV
UDCON-DYN2-9	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP45+EV
UDCON-DYN2-10	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP60+EV
UDCON-DYN2-11	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP75+EV
UDCON-DYN2-12	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP90+EV
UDCON-DYN2-13	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP105+EV
UDCON-DYN2-14	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP120+EV
UDCON-DYN2-15	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP135+EV
UDCON-DYN2-16	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP150+EV
UDCON-DYN2-17	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP165+EV
UDCON-DYN2-18	0.69D + $\rho \times$ SP0-EV
UDCON-DYN2-19	0.69D + $\rho \times$ SP15-EV
UDCON-DYN2-20	0.69D + $\rho \times$ SP30-EV
UDCON-DYN2-21	0.69D + $\rho \times$ SP45-EV
UDCON-DYN2-22	0.69D + $\rho \times$ SP60-EV
UDCON-DYN2-23	0.69D + $\rho \times$ SP75-EV
UDCON-DYN2-24	0.69D + $\rho \times$ SP90-EV
UDCON-DYN2-25	0.69D + $\rho \times$ SP105-EV
UDCON-DYN2-26	0.69D + $\rho \times$ SP120-EV
UDCON-DYN2-27	0.69D + $\rho \times$ SP135-EV
UDCON-DYN2-28	0.69D + $\rho \times$ SP150-EV
UDCON-DYN2-29	0.69D + $\rho \times$ SP165-EV

ACI2014 A<0.3 I=1

UDCON-DYN2-1	1.4D
UDCON-DYN2-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON-DYN2-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON-DYN2-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN2-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON-DYN2-6	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP0+EV
UDCON-DYN2-7	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP15+EV
UDCON-DYN2-8	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP30+EV
UDCON-DYN2-9	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP45+EV
UDCON-DYN2-10	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP60+EV
UDCON-DYN2-11	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP75+EV
UDCON-DYN2-12	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP90+EV
UDCON-DYN2-13	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP105+EV
UDCON-DYN2-14	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP120+EV
UDCON-DYN2-15	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP135+EV
UDCON-DYN2-16	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP150+EV
UDCON-DYN2-17	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP165+EV
UDCON-DYN2-18	0.9D + $\rho \times$ SP0-EV
UDCON-DYN2-19	0.9D + $\rho \times$ SP15-EV
UDCON-DYN2-20	0.9D + $\rho \times$ SP30-EV
UDCON-DYN2-21	0.9D + $\rho \times$ SP45-EV
UDCON-DYN2-22	0.9D + $\rho \times$ SP60-EV
UDCON-DYN2-23	0.9D + $\rho \times$ SP75-EV
UDCON-DYN2-24	0.9D + $\rho \times$ SP90-EV
UDCON-DYN2-25	0.9D + $\rho \times$ SP105-EV
UDCON-DYN2-26	0.9D + $\rho \times$ SP120-EV
UDCON-DYN2-27	0.9D + $\rho \times$ SP135-EV
UDCON-DYN2-28	0.9D + $\rho \times$ SP150-EV
UDCON-DYN2-29	0.9D + $\rho \times$ SP165-EV

AISC-LRFD-2010 A=0.35 I=1

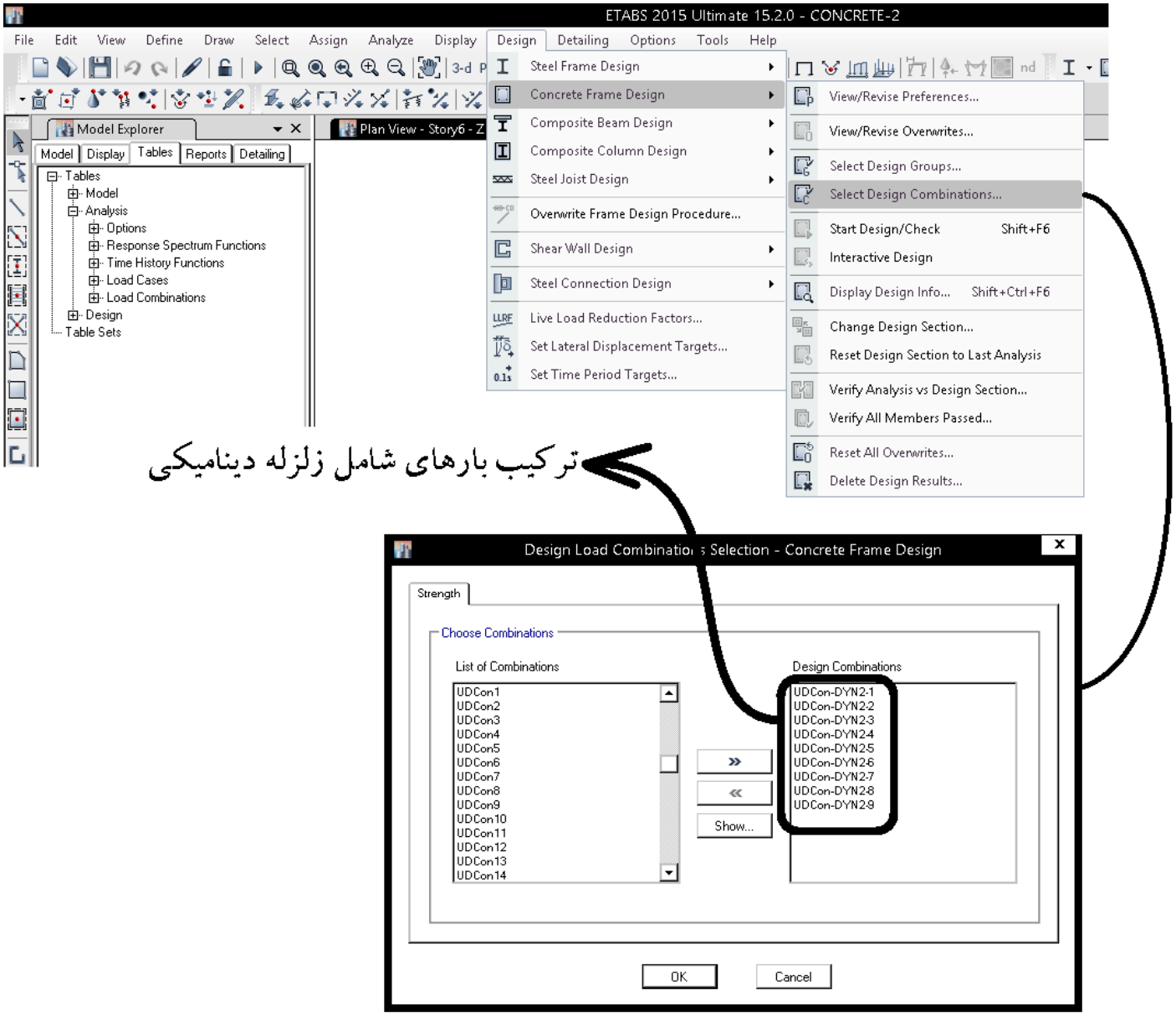
UDStlS-DYN2-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN2-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN2-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN2-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN2-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NSX
UDStlS-DYN2-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NSX
UDStlS-DYN2-7	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
UDStlS-DYN2-8	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
UDStlS-DYN2-9	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
UDStlS-DYN2-10	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
UDStlS-DYN2-11	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
UDStlS-DYN2-12	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
UDStlS-DYN2-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS-DYN2-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS-DYN2-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS-DYN2-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS-DYN2-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN2-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN2-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN2-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDCON-DYN2-21	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP0+EV
UDCON-DYN2-22	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP15+EV
UDCON-DYN2-23	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP30+EV
UDCON-DYN2-24	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP45+EV
UDCON-DYN2-25	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP60+EV
UDCON-DYN2-26	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP75+EV
UDCON-DYN2-27	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP90+EV
UDCON-DYN2-28	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP105+EV
UDCON-DYN2-29	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP120+EV
UDCON-DYN2-30	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP135+EV
UDCON-DYN2-31	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP150+EV
UDCON-DYN2-32	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP165+EV
UDCON-DYN2-33	0.69D + $\rho\times$ SP0-EV
UDCON-DYN2-34	0.69D + $\rho\times$ SP15-EV
UDCON-DYN2-35	0.69D + $\rho\times$ SP30-EV
UDCON-DYN2-36	0.69D + $\rho\times$ SP45-EV
UDCON-DYN2-37	0.69D + $\rho\times$ SP60-EV
UDCON-DYN2-38	0.69D + $\rho\times$ SP75-EV
UDCON-DYN2-39	0.69D + $\rho\times$ SP90-EV
UDCON-DYN2-40	0.69D + $\rho\times$ SP105-EV
UDCON-DYN2-41	0.69D + $\rho\times$ SP120-EV
UDCON-DYN2-42	0.69D + $\rho\times$ SP135-EV
UDCON-DYN2-43	0.69D + $\rho\times$ SP150-EV
UDCON-DYN2-44	0.69D + $\rho\times$ SP165-EV

AISC-LRFD-2010 A<0.35 I=1

UDStlS-DYN2-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN2-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN2-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN2-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN2-5	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
UDStlS-DYN2-6	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
UDStlS-DYN2-7	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
UDStlS-DYN2-8	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
UDStlS-DYN2-9	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
UDStlS-DYN2-10	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
UDStlS-DYN2-11	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
UDStlS-DYN2-12	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
UDStlS-DYN2-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS-DYN2-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS-DYN2-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS-DYN2-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS-DYN2-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN2-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN2-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN2-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDCON-DYN2-21	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP0+EV
UDCON-DYN2-22	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP15+EV
UDCON-DYN2-23	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP30+EV
UDCON-DYN2-24	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP45+EV
UDCON-DYN2-25	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP60+EV
UDCON-DYN2-26	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP75+EV
UDCON-DYN2-27	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP90+EV
UDCON-DYN2-28	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP105+EV
UDCON-DYN2-29	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP120+EV
UDCON-DYN2-30	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP135+EV
UDCON-DYN2-31	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP150+EV
UDCON-DYN2-32	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP165+EV
UDCON-DYN2-33	0.9D + $\rho\times$ SP0-EV
UDCON-DYN2-34	0.9D + $\rho\times$ SP15-EV
UDCON-DYN2-35	0.9D + $\rho\times$ SP30-EV
UDCON-DYN2-36	0.9D + $\rho\times$ SP45-EV
UDCON-DYN2-37	0.9D + $\rho\times$ SP60-EV
UDCON-DYN2-38	0.9D + $\rho\times$ SP75-EV
UDCON-DYN2-39	0.9D + $\rho\times$ SP90-EV
UDCON-DYN2-40	0.9D + $\rho\times$ SP105-EV
UDCON-DYN2-41	0.9D + $\rho\times$ SP120-EV
UDCON-DYN2-42	0.9D + $\rho\times$ SP135-EV
UDCON-DYN2-43	0.9D + $\rho\times$ SP150-EV
UDCON-DYN2-44	0.9D + $\rho\times$ SP165-EV

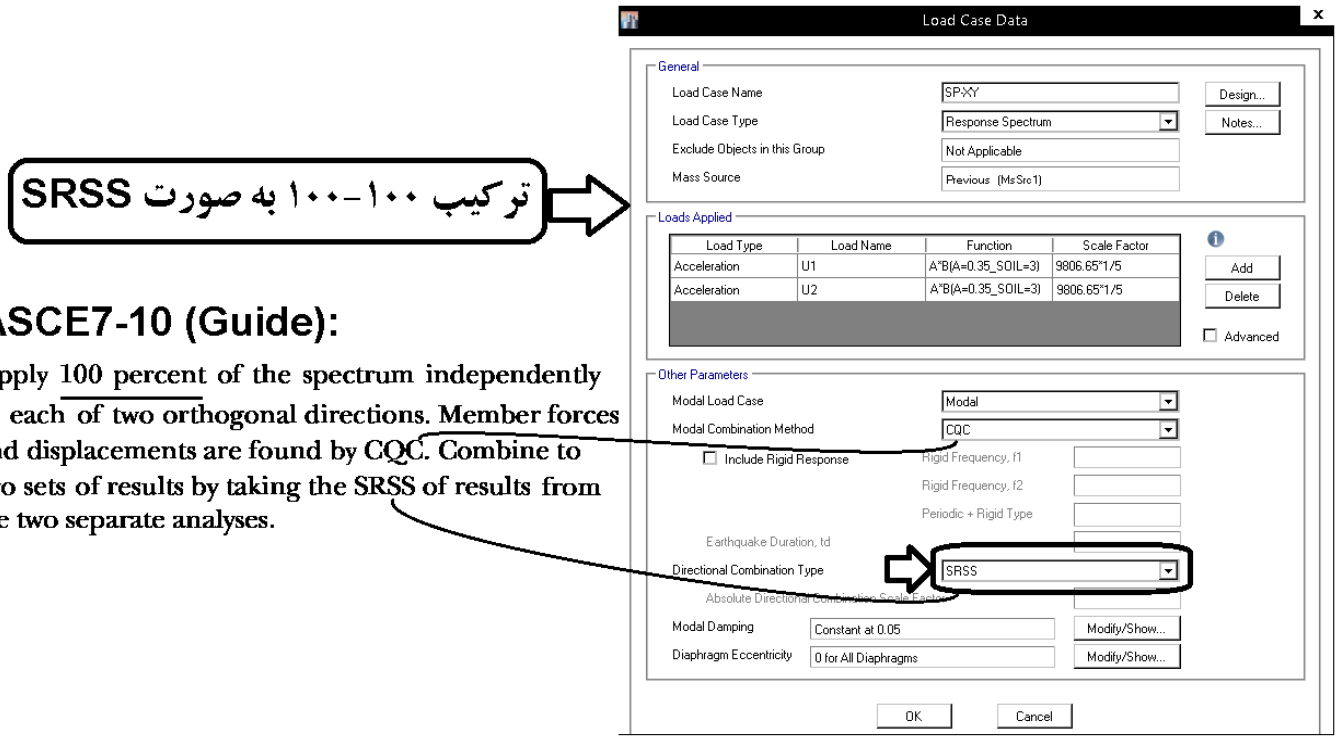
۷-۷-۱ انتخاب ترکیب بارها در روش دوم (زاویه دار)

در طراحی بر اساس زلزله های دینامیکی باید مطابق شکل زیر ترکیب بارهای مربوط به زلزله های استاتیکی از لیست طراحی حذف شوند و تنها ترکیب بارهای مربوط به زلزله دینامیکی باقی بمانند.

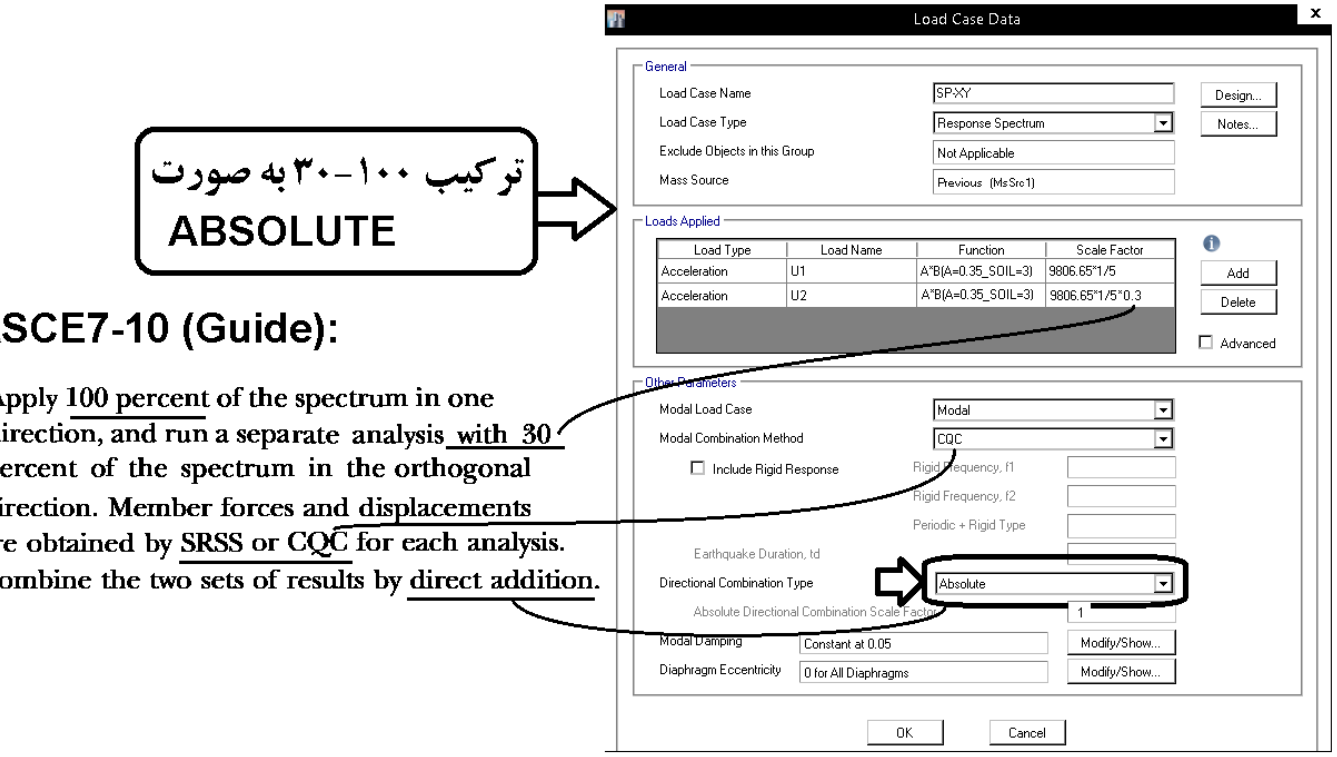


۸-۷ روش سوم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)

در روش سوم می توان از ترکیب 100-100 در "LOAD CASE"، استفاده می شود (مطابق شکل زیر):



اگر مطابق شکل زیر Absolute انتخاب شود قدر مطلق نتایج دو راستا با هم جمع می شوند. در این صورت اجازه داریم جهت ها را به صورت 100-30 جمع ببینیم. در این حالت (انتخاب Absolute و ترکیب ۱۰۰-۳۰) نتایج با نتایج روش اول جزوه (اعمال ۱۰۰-۳۰ در ترکیب بارها) مشابه خواهد بود:



تصویر زیر برگرفته از ASCE7-10 (تفسیر فصل ۱۲ مربوط به آخرین ویرایش آن) می باشد:

The orthogonal combination procedure in item (a) of Section 12.5.3 combines the effects from 100% of the seismic load applied in one direction with 30% of the seismic load applied in the perpendicular direction. This general approximation—the "30% rule"—was introduced by Rosenblueth and Contreras (1977) based on earlier work by A. S. Veletsos and also N. M. Newmark (cited in Rosenblueth and Contreras 1977), as an alternative to performing the more rational, yet computationally demanding, response history analysis, and is applicable to any elastic structure. Combining effects for seismic loads in each direction, and accidental torsion in accordance with Sections 12.8.4.2 and 12.8.4.3, results in the following 16 load combinations:

- Q_E = +/− Q_{E_X+AT} +/− 0.3Q_{E_Y} where Q_{E_Y} = effect of Y-direction load at the center of mass (Section 12.8.4.2);
- Q_E = +/− Q_{E_X-AT} +/− 0.3Q_{E_Y} where Q_{E_X} = effect of X-direction load at the center of mass (Section 12.8.4.2);
- Q_E = +/− Q_{E_Y+AT} +/− 0.3Q_{E_X} where AT = accidental torsion computed in accordance with Sections 12.8.4.2 and 12.8.4.3; and
- Q_E = +/− Q_{E_Y-AT} +/− 0.3Q_{E_X}.

Though the standard permits combining effects from forces applied independently in any pair of orthogonal directions (to approximate the effects of concurrent loading), accidental torsion need not be considered in the direction that produces the lesser effect, per Section 12.8.4.2. This provision is sometimes disregarded when using a mathematical model for three-dimensional analysis that can automatically include accidental torsion, which then results in 32 load combinations.

The maximum effect of seismic forces, Q_E, from orthogonal load combinations is modified by the redundancy factor, ρ, or the overstrength factor, Ω_0, where required, and the effects of vertical seismic forces, E_v, are considered in accordance with Section 12.4, to obtain the seismic load effect, E.

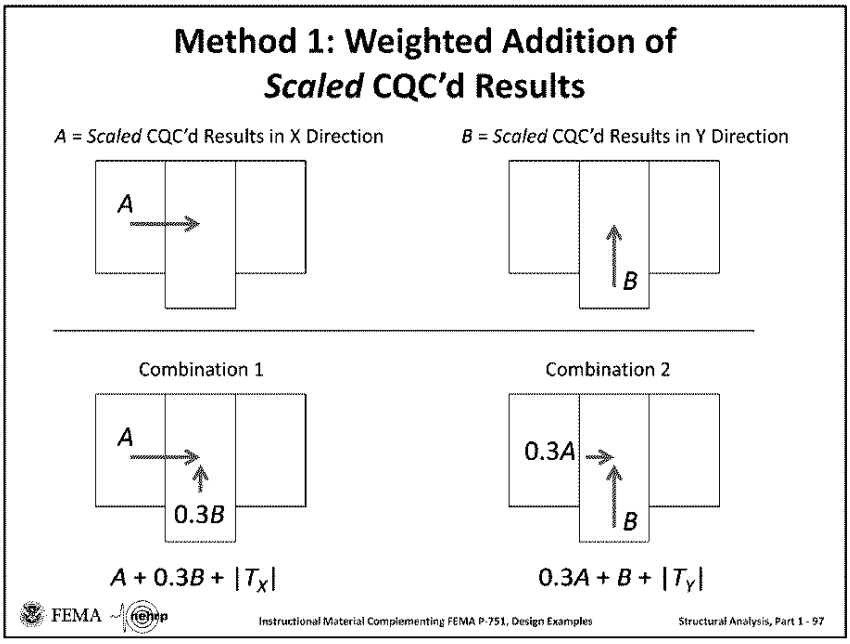
These orthogonal combinations should not be confused with uniaxial modal combination rules, such as the square root of the sum of the squares (SRSS) or complete quadratic combination (CQC) method. In past standards, an acceptable alternative to the above was to use the SRSS method to combine effects of the two orthogonal directions, where each term computed is assigned the sign that resulted in the most conservative result. This method is no longer in common use. Although both approaches described for considering orthogonal effects are approximations, it is important to note that they were developed with consideration of results for a square building.

برخی از محاسبین برای اعمال قائده ۱۰۰-۳۰، مشابه روش سوم جزوه، زلزله های راستای x وy را به جای اینکه در قسمت ترکیب بارها (load combination) ترکیب نمایند، آنها را در قسمت تعریف load case تعریف می کنند و به زلزله راستای متعامد ضریب 0.3 اعمال می کنند و در قسمت direction combination type نوع ترکیب دو جهت متعامد را SRSS انتخاب می کنند (مشابه شکل اول صفحه قبل). در حالیکه در صورت انتخاب روش SRSS در قسمت direction combination type باید به جای ترکیب ۱۰۰-۳۰ از ترکیب ۱۰۰-۱۰۰ استفاده شود.

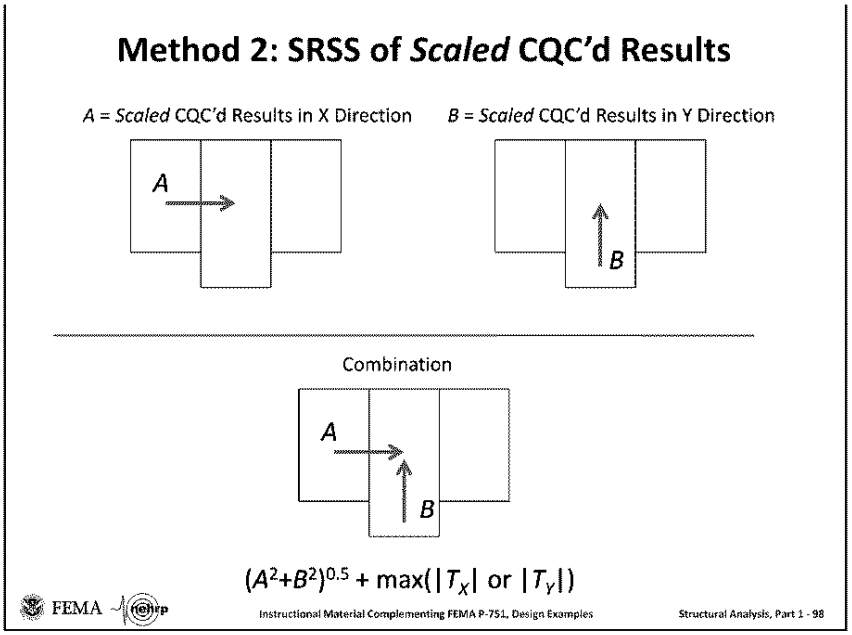
به همین دلیل در این جزوه روش سوم که مبتنی بر استفاده از روش SRSS در قسمت direction combination type می باشد به صورت صحیح معرفی شده است (با ذکر منبع که در صفحات قبل امده است) تا بر نادرستی استفاده از ۱۰۰-۳۰ (به صورت ترکیب زلزله ها به صورت SRSS در دو راستا) تاکید شود.

شکل زیر بر گرفته از FEMA P-752, Unit 4-1, 2013 می باشد. شکل اول (Method 1) همان روش اول این جزوه می باشد که در آن زلزله های دو راستا به صورت جبری (در قسمت Load Combination) جمع می شوند.

شکل دوم (Method2) همان روش سوم در این جزوه می باشد که در آن برای جمع زلزله های راستای X و Y از روش SRSS (روش جذر مجموع مربعات) استفاده شده است.

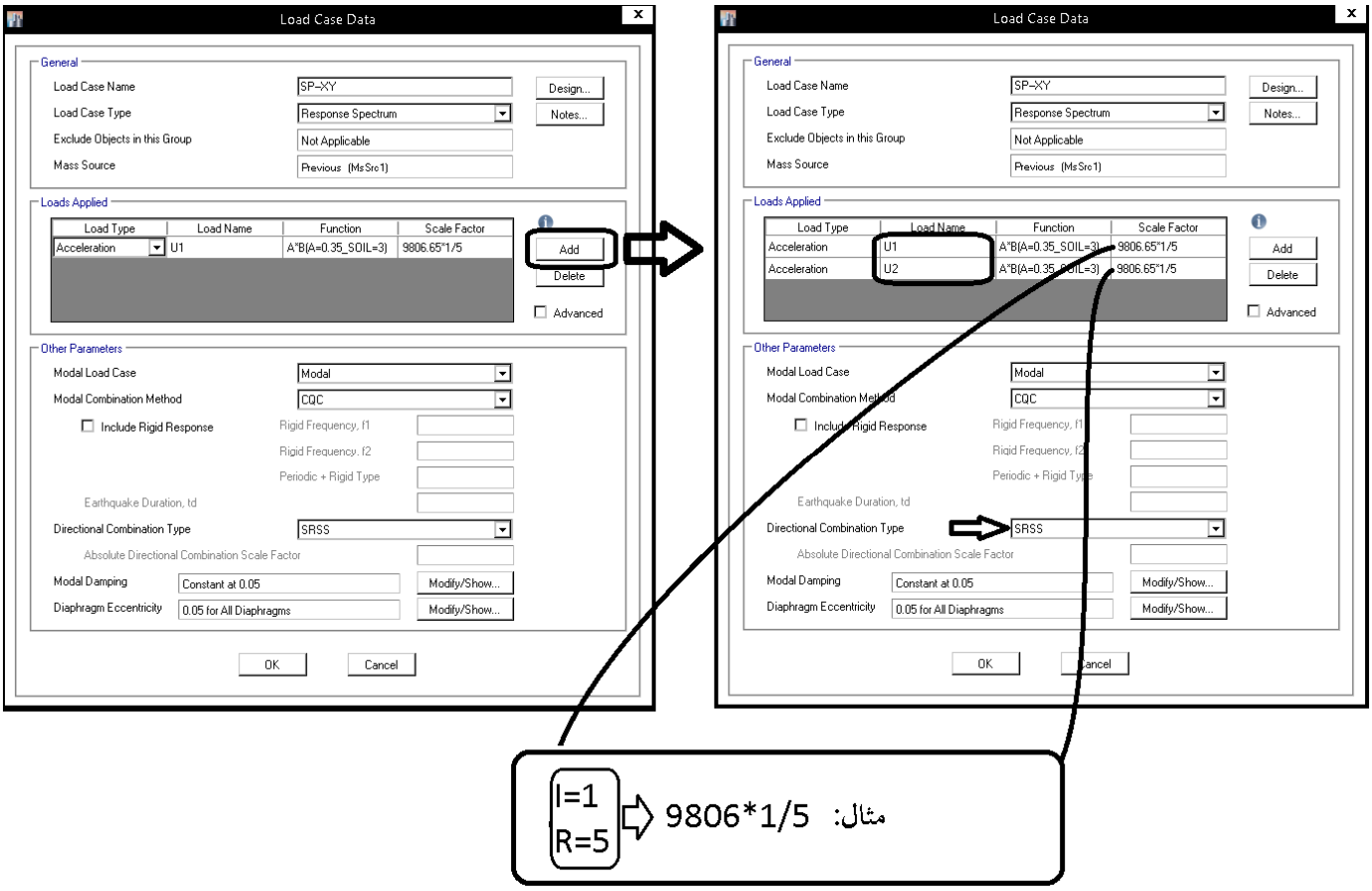


This is one of two approaches to handle orthogonal loading in MRS analysis. The approach shown on the next slide is preferred.



This approach, while not specifically described in ASCE 7, is preferred. This method is somewhat more conservative than the method given on the previous slide because it will provide a uniform resistance for "all possible angles of attack" of the earthquake. Programs like SAP2000 and ETABS can automatically implement this procedure (or the procedure shown on the previous slide).

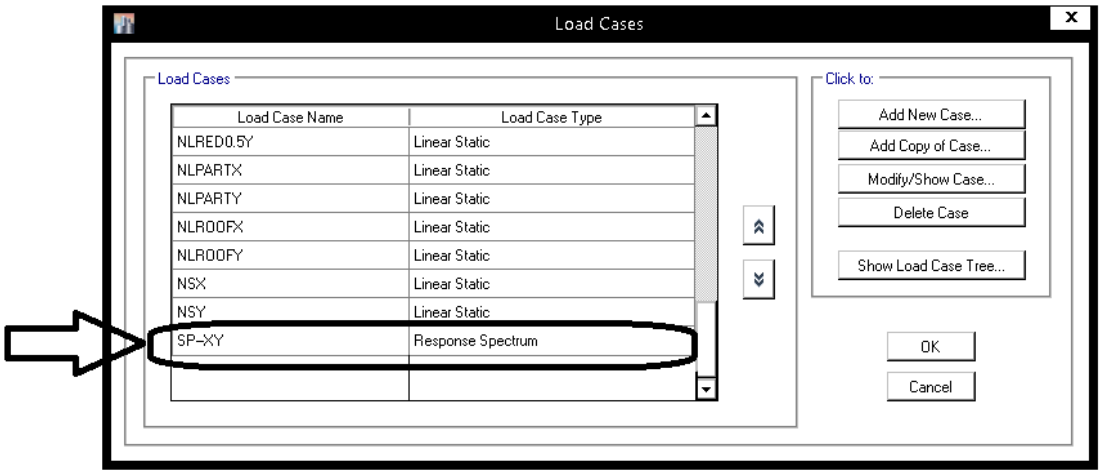
۷-۸-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش سوم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)



در شکل فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با:

$$C = \frac{ABI}{R} g = (Function)(Scale\ Factor) = (AB)\left(\frac{I}{R} g\right) = (AB)\left(\frac{1}{5} \times 9806\right)$$

در شکل فوق واحد طول mm انتخاب شده است و مقدار g برابر $9806\ \frac{mm}{sec^2}$ می باشد.



پس از تحلیل اولیه سازه، زلزله های دینامیکی باید با زلزله استاتیکی همپایه شوند:

- فرض: سازه نامنظم می باشد ولی نامنظمی آن از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نیست و بنابراین زلزله دینامیکی با ۹۰ درصد زلزله استاتیکی همپایه خواهد شد.
- فرض: در دو راستای X و Y سیستم ها متفاوت بوده و بنابراین مقادیر زلزله های EX و EY استاتیکی با هم تفاوت دارند.

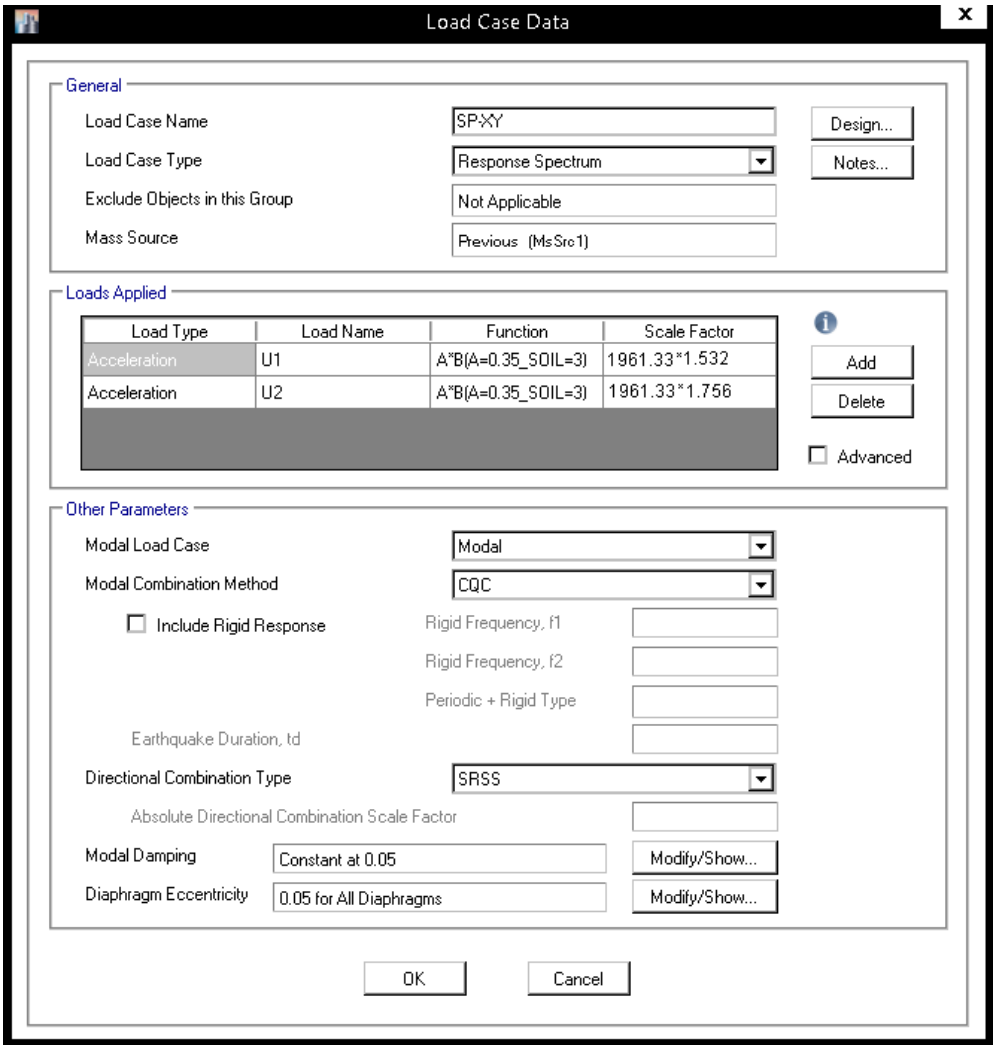
TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Ey	Bottom	0	0	-870.6604	-4897.5472	11447.5869	16.2849
Story1	EX	Bottom	0	-791.5095	0	4185.4861	-13.3313	-10385.101
Story1	SP-XY Max	Bottom	0	465.0809	446.276	4041.9846	5536.8163	5734.3896

برای همپایه کردن در روش سوم از مولفه های زلزله (به جای برآیند) استفاده خواهد شد:

$$\frac{791.5095}{465.0809} \times 0.9 = 1.532$$

$$\frac{870.6604}{446.276} \times 0.9 = 1.756$$

پس از مشخص شدن ضریب افزایشی، باید زلزله دینامیکی به شرح زیر اصلاح شود:



۷-۸-۲ ترکیب بارها در روش سوم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)

ACI2014 A=0.35 I=1

UDCON-DYN1-1	1.4D
UDCON-DYN1-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON-DYN1-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON-DYN1-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SP-XY)+EV
UDCON-DYN1-7	0.69D + $\rho \times$ (SP-XY)-EV

ACI2014 A<0.3 I=1

UDCON-DYN1-1	1.4D
UDCON-DYN1-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S
UDCON-DYN1-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON-DYN1-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SP-XY)+EV
UDCON-DYN1-7	0.9D + $\rho \times$ (SP-XY)-EV

AISC-LRFD-2010 A=0.35 I=1

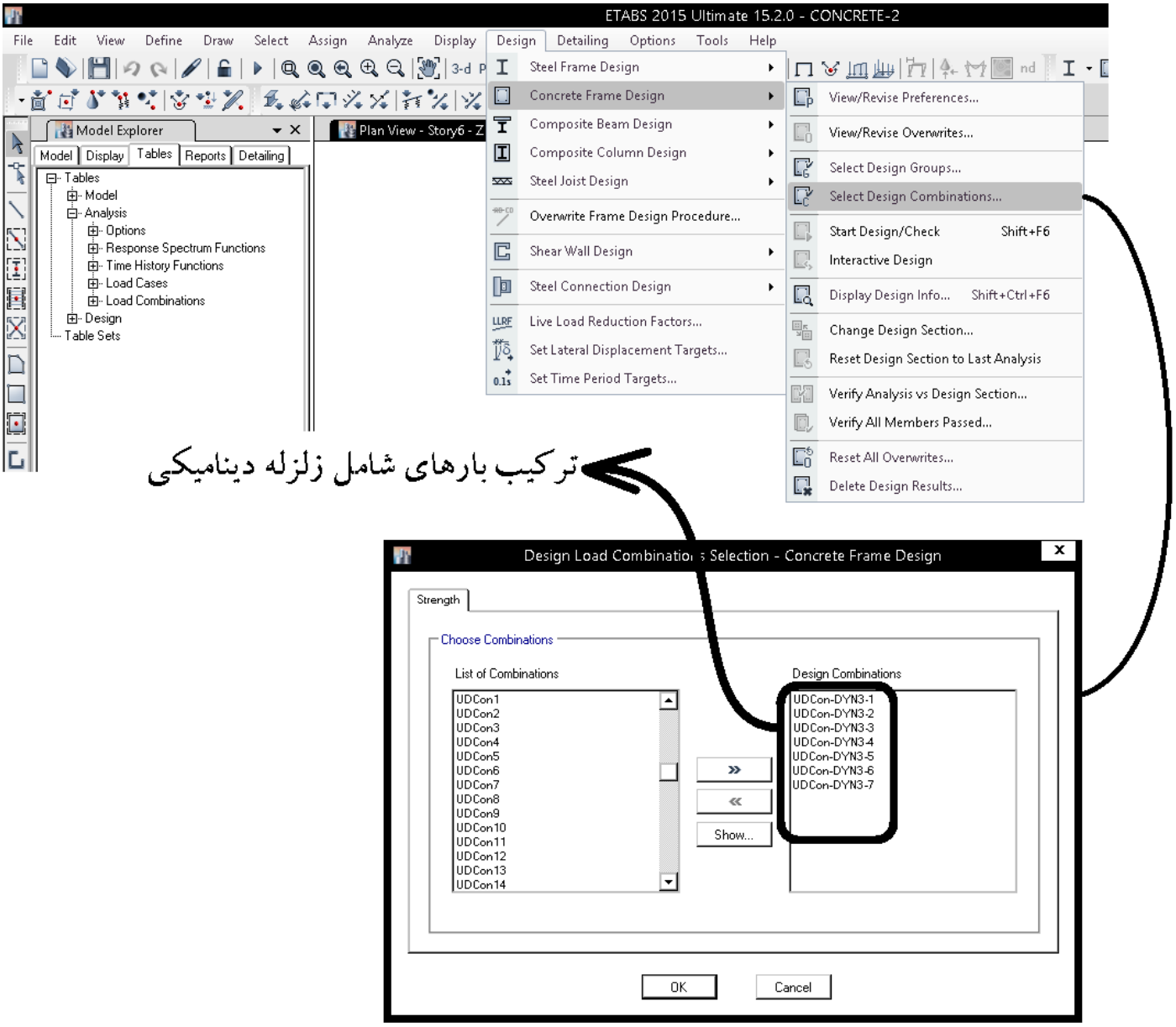
UDStlS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN1-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NSX
UDStlS-DYN1-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NSX
UDStlS-DYN1-7	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
UDStlS-DYN1-8	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
UDStlS-DYN1-9	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
UDStlS-DYN1-10	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
UDStlS-DYN1-11	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
UDStlS-DYN1-12	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
UDStlS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-21	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SP-XY)+EV
UDStlS-DYN1-22	0.69D+0.69SD + $\rho \times$ (SP-XY)-EV

AISC-LRFD-2010 A<0.35 I=1

UDStlS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN1-5	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
UDStlS-DYN1-6	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
UDStlS-DYN1-7	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
UDStlS-DYN1-8	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
UDStlS-DYN1-9	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
UDStlS-DYN1-10	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
UDStlS-DYN1-11	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
UDStlS-DYN1-12	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
UDStlS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-21	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SP-XY)+EV
UDStlS-DYN1-22	0.9D+0.9SD + $\rho \times$ (SP-XY)-EV

۳-۸-۷ انتخاب ترکیب بارها در روش سوم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)

در طراحی بر اساس زلزله های دینامیکی باید مطابق شکل زیر ترکیب بارهای مربوط به زلزله های استاتیکی از لیست طراحی حذف شوند و تنها ترکیب بارهای دینامیکی باقی بمانند.



۹-۷ کنترل دریفت تحت زلزله دینامیکی طیفی

در سازه های منظم اجازه داریم، برش پایه را با ۸۵ درصد برشی پایه استاتیکی همپایه کنیم.
بنابراین در این سازه ها اگر دریفت را تحت اثر زلزله دینامیکی بخوانیم، مقدار آن احتمالا کمتر از مقادیر دریفت مربوط به زلزله استاتیکی خواهد بود و در صورت کنترل دریفت با زلزله دینامیکی (۱۵ درصد کاهش یافته) نتایج بهتری حاصل خواهد شد.

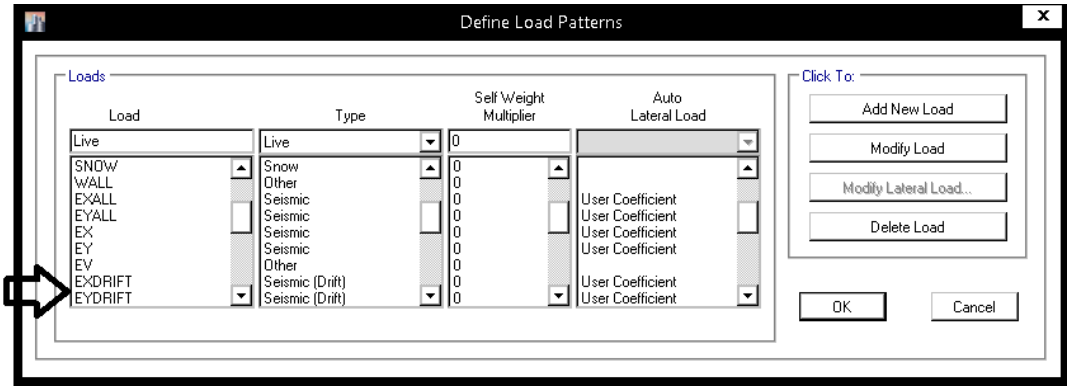
استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۴-۱-۳ ترکیب اثر مدها

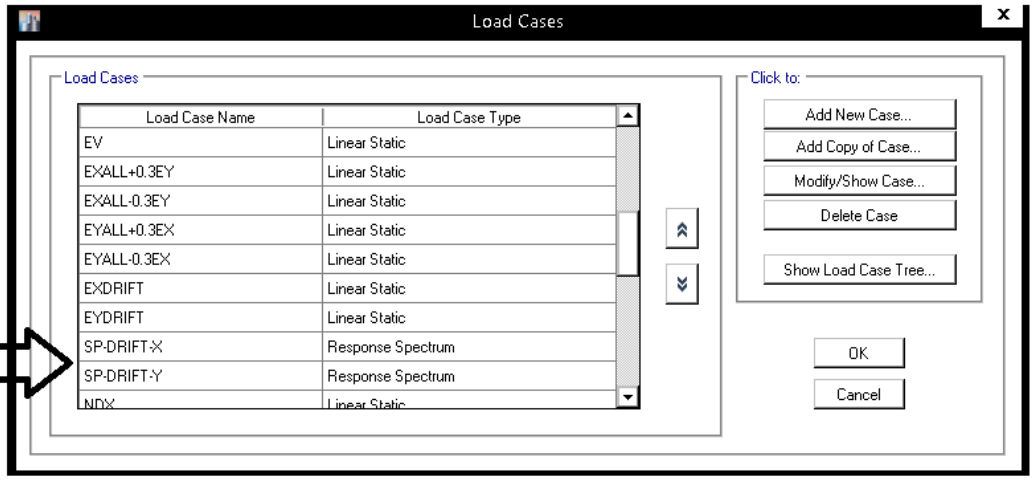
حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرندهٔ اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

مراحل کنترل دریفت بر اساس نتایج آنالیز دینامیکی طیفی:

۱- ابتدا مطابق مراحل توضیح داده شده در بند ۳-۳۵ و یا ۳-۳۵-۲ زلزله های استاتیکی دریفت را تعریف کنید:

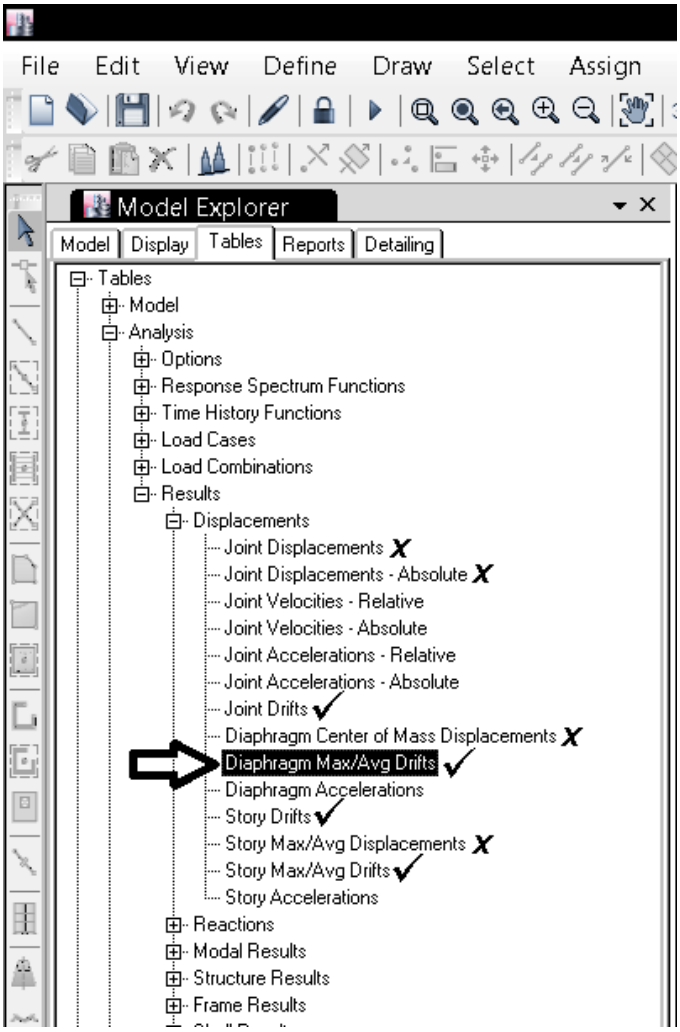


۲- در قسمت load case زلزله دینامیکی دریفت را با scale اولیه تعریف کنید:



۳- برش پایه مربوط به زلزله های دینامیکی را با 0.85، یا 0.9 و یا 1 برابر زلزله استاتیکی (بسته به نامظمی سازه) همپایه کنید.

۴- پس از همپایه سازی برش پایه دینامیکی، مقدار دریفت را باید بر اساس گزینه شکل زیر و بر اساس SP-DRIFT بخوانید.



- نکته مهم: برای استخراج جابجایی بر اساس زلزله دینامیکی تنها از گزینه هایی که مستقیما مقدار دریفت را ارائه می کنند باید استفاده شوند (گزینه هایی که با علامت ✓ مشخص شده اند). اگر جابجایی طبقات را بر اساس یکی از گزینه هایی که با علامت ✗ مشخص شده اند خوانده شود و سپس جابجایی نسبی طبقات محاسبه شود، نتایج نادرستی حاصل می شود (چرا؟!):

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10 (2010):

Computation of Story Displacements and Story Drift

The next step in the analysis is to determine the displacements in each mode. These displacements are computed as follows:

$$U_i = \Gamma_i S_{di} \phi_i \qquad \text{(Eq. G20-5)}$$

The displacements are then combined using the square root of the sum of the squares (SRSS) to determine the total displacements at each story. However, story drifts should not be determined from the SRSS of the story displacements. Instead, the drifts should be determined for each mode, and then these story drifts are combined using SRSS. The calculations for story displacement and story drift are provided in **Table G20-4.**

Table G20-4 Elastic Displacements and Story Drifts

	Elastic Story Displacements (in.)				*Elastic Interstory Drifts (in.)*			
Story	*Mode 1*	*Mode 2*	*Mode 3*	*SRSS*	*Mode 1*	*Mode 2*	*Mode 3*	*SRSS*
6	5.680	–1.531	0.314	5.891	1.113	–1.173	0.530	1.702
5	4.566	–0.357	–0.217	4.585	1.071	–0.817	0.115	1.352
4	3.496	0.460	–0.331	3.541	0.975	–0.228	–0.312	1.049
3	2.520	0.688	–0.019	2.613	1.023	0.059	–0.283	1.063
2	1.498	0.628	0.264	1.646	0.753	0.268	0.053	0.801
1	0.745	0.360	0.212	0.854	0.745	0.359	0.212	0.854

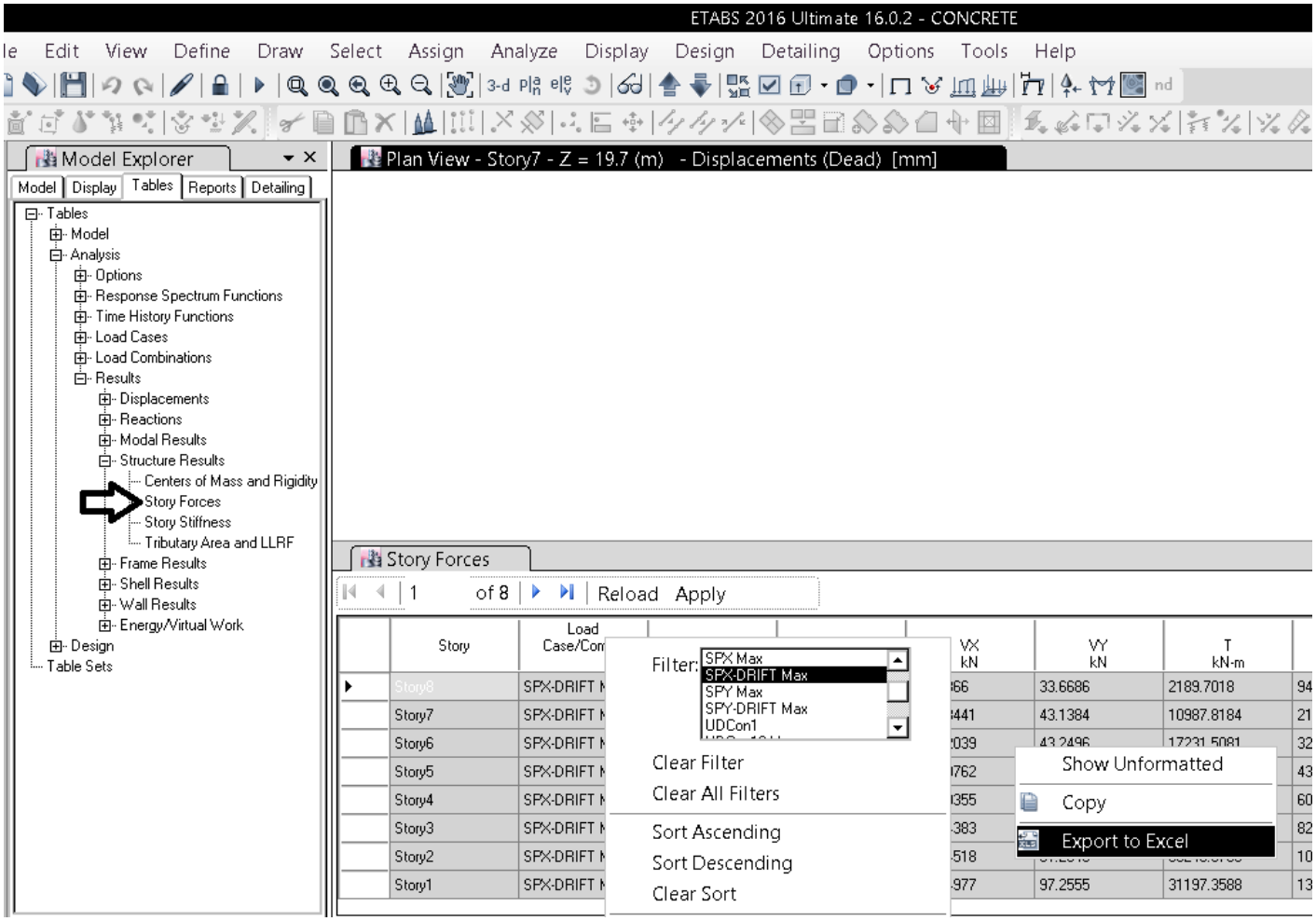
۷-۱۰ کنترل دریفت با زلزله استاتیکی معادل (User loads)

برخی از طراحان به نتایج دریفت حاصل از زلزله دینامیکی اعتماد ندارند. به خصوص در ETABS9 که بیشتر خروجی ها به صورت displacement می باشد (به جای drift) ترجیح می دهند مستقیما از زلزله دینامیکی استفاده نکنند.

در این موارد می توان برای کنترل دریفت زلزله استاتیکی معادل تعریف نمود:

گام ۱:

ابتدا نیروی طبقات مربوط به زلزله دینامیکی (SpecX-Drift) را استخراج کنید:



شکل زیر نتایج ارسال شده را به EXCELL نشان می دهد:

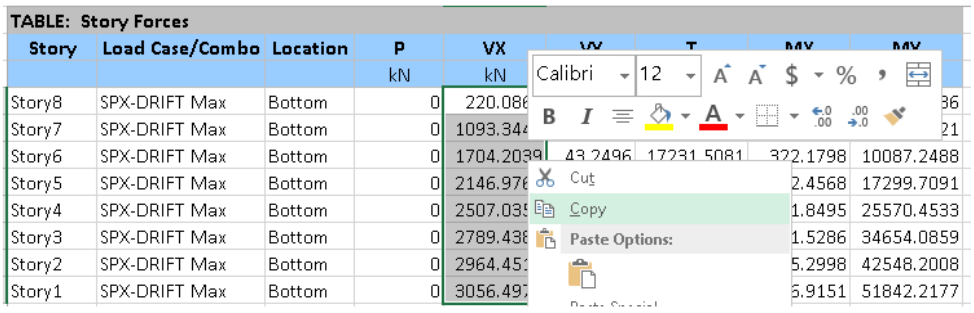
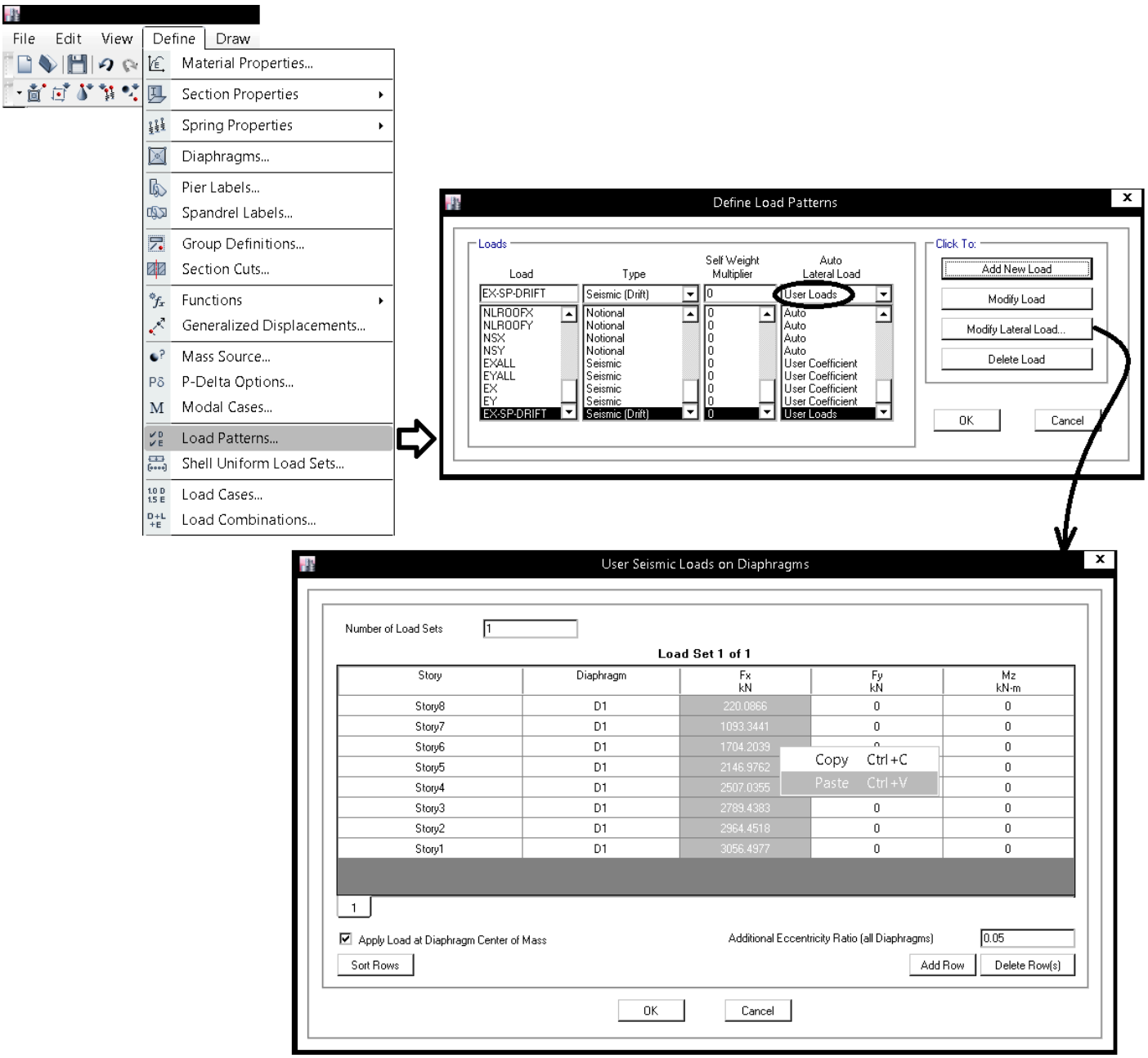


TABLE: Story Forces

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kN	kN				
Story8	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	220.086				
Story7	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1093.344				
Story6	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1704.2039	43.2496	17231.5081	322.1798	10087.2488
Story5	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	2146.976			2.4568	17299.7091
Story4	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	2507.035			1.8495	25570.4533
Story3	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	2789.438			1.5286	34654.0859
Story2	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	2964.451			5.2998	42548.2008
Story1	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	3056.497			6.9151	51842.2177

گام ۲: نیرویهای استخراج شده را به صورت زلزله استاتیکی از نوع User Loads تعریف نمایید:



پس از تعریف زلزله استاتیکی معادل با زلزله دینامیکی می توان دریفت طبقات را تحت این زلزله استخراج نمود.

- دقت نمایید که زلزله تعریف شده (EX-SP-DRIFT) تنها معادل برش وارد بر طبقات می باشد و نمی تواند به صورت واقعی زلزله دینامیکی را نمایندگی کند بلکه عملا یک نوع تقریب می باشد. بنابراین توصیه می شود برای کنترل دریفت مستقیما از نتایج خروجی زلزله دینامیکی استفاده شود (که در صفحات قبل توضیح داده شده).

- در مواردی که در خاک UPLIFT داریم نرم افزار SAFE با بارهای دینامیکی مشکل دارد. بنابراین در صورتی که کاربر بخواهد طراحی پی و کنترل خاک را با نتایج زلزله دینامیکی انجام دهد، به جای ارسال نتایج دینامیکی بهتر است معادل آن را به صورت User Loads تعریف کرد و آنها را به SAFE ارسال نماید:

For foundation analysis and design, nonlinear uplift cases may not be converted from spectrum combinations because response-spectrum analysis is a linear formulation. As an alternative, spectrum story forces may be applied within ETABS manually as a lateral load case, then response may be exported to SAFE for foundation design (CSI- Knowledge Base**).**

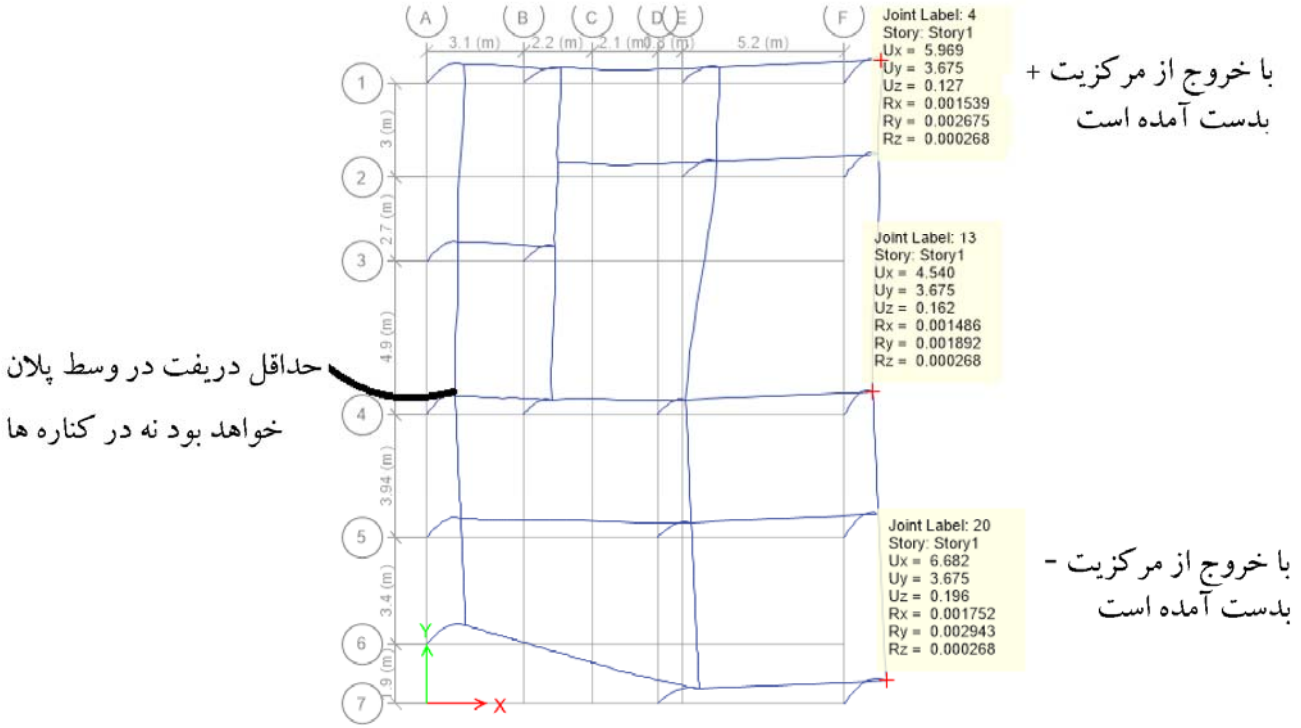
۷-۱۱ کنترل نامنظمی پیچشی تحت زلزله دینامیکی طیفی

سوال: در سازه هایی که بر اساس آنالیز دینامیکی تحلیل و طراحی می شوند، نامنظمی پیچشی را با کدام زلزله کنترل کنیم؟ زلزله استاتیکی یا دینامیکی؟

پاسخ: بهتر است با استاتیکی کنترل نمایید.

علت: ETABS قادر نیست مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{min}}$ را تحت زلزله دینامیکی صحیح محاسبه نمی کند. روش صحیح به این صورت است که ابتدا برای هر مود مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{min}}$ محاسبه شود و سپس این مقادیر با هم ترکیب شوند. در حالیکه ETABS ابتدا دریفت هر نقطه را برای مود های مختلف محاسبه می کند و پس از ترکیب دریفت ها و یافتن مقدار دریفت هر نقطه مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{min}}$ طبقه را محاسبه می کند

به شکل زیر توجه کنید. با وجود اینکه سقف دیافراگم شده است، تغییرمکانهای نشان داده شده تحت Spec-X غیریکنواخت است.



علت: در تحلیل طیفی خروجی جابجایی ها و دریفت ها نشان دهنده ماکزیمم جابجایی "احتمالی" می باشد. مثلا در شکل فوق در گوشه پایین جابجایی در راستای x برابر 6.682 mm می باشد. جابجایی واقعی ممکن است مابین 6.682 mm+ تا 6.682 mm- تغییر کند. ایتبس در هر نقطه بیشترین جابجایی ممکن را گزارش می کند که این جابجایی ها "همزمان" اتفاق نمی افتند.

حال اگر ما بر اساس این نتایج "نسبت" جابجایی دو نقطه متفاوت را یعنی max/ave در پلان را بدست آوریم اعداد بدست آمده غیر واقعی بوده و غیر قابل استناد خواهد بود.

در شکل فوق یک load case با خروج از مرکزیت تصادفی زیاد (۲۰٪) تعریف شده است تا خطای محاسبه بهتر نشان داده شود. می دانیم که در تعریف زلزله طیفی تنها کافی است که یک مقدار + برای خروج از مرکزیت تعریف شود و مقدار منفی را خود ایتبس در محاسبات منظور میکند. در شکل فوق جابجایی ها مربوط به طبقه اول است و جابجایی ها برابر جابجایی نسبی طبقات است.

با توجه به شکل اگر بخواهیم مقدار دریفت میانگین (ave) را حساب کنیم باید به صورت زیر عمل شود:

$$\text{ave} = \frac{\max + \min}{2} = \frac{6.682 + 4.54}{2} = 5.611 \quad \rightarrow \quad \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{min}} = \frac{6.682}{5.611} = 1.19$$

در رابطه فوق ایتبس مقدار min را برابر دریفت وسط طبقه منظور می کند! چون حداقل در وسط اتفاق افتاده است. در حالیکه وقتی دیافراگم صلب باشد حداقل و حداکثر در لبه ها اتفاق می افتد (دلیلی بر خطای نتایج انالیز دینامیکی در تعیین نامنظمی پیچشی).

نتیجه: در ETABS در تمامی سازه ها (حتی آنهایی که با انالیز دینامیکی طراحی می شوند) کنترل نامنظمی پیچشی بهتر است تحت زلزله استاتیکی انجام شود نه طیفی.

- البته اگر مایل باشید می توانید جابجایی تک تک مدها را استخراج کرده و نسبت max/ave انها را بدست آورده و بعد انها را با هم ترکیب نمایید که کاری زمانبر می باشد. توضیحات بیشتر در مورد کنترل صحیح نامنظمی پیچشی بر اساس نتایج انالیز مودال در مرجع زیرآمده است:

https://wiki.csiamerica.com/pages/viewpage.action?pageId=4554971

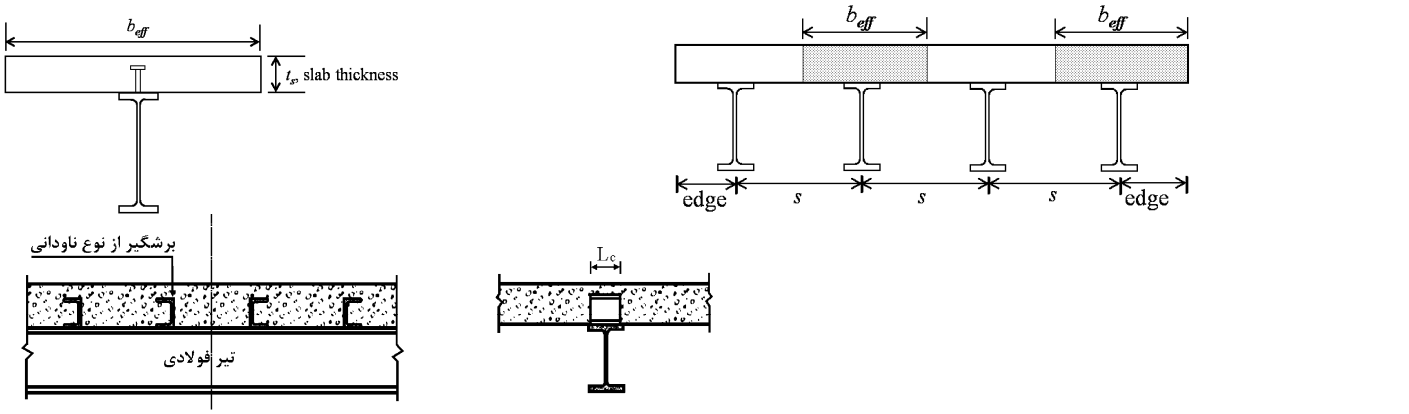
طراحی سقف کامپوزیت

۸-۱ سقف مختلط

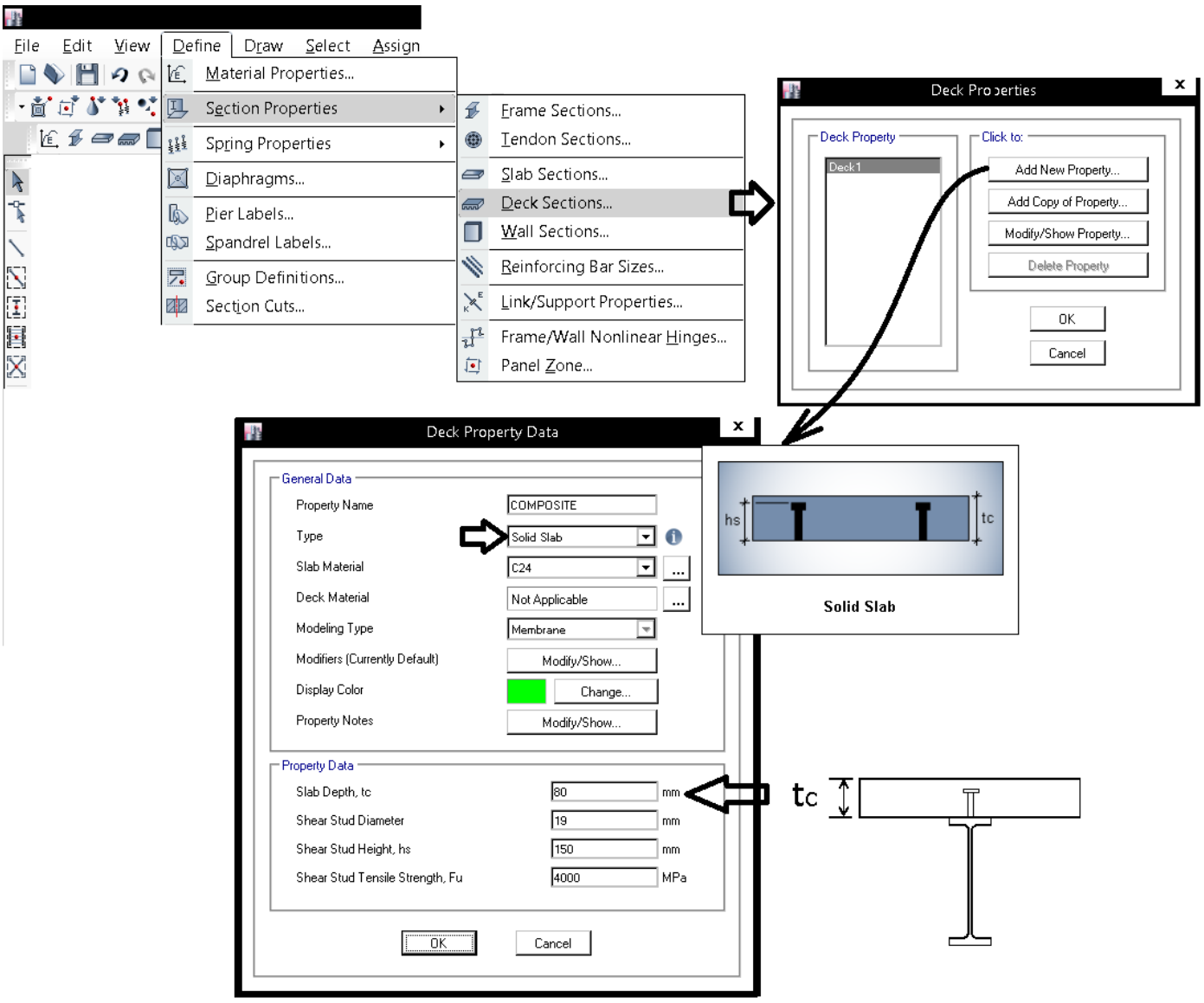
به شکل زیر توجه کنید. تیرچه های لانه زنبوری با فواصل حدود یک متر از هم قرار دارند و بر روی آنها برشگیر از نوع ناودانی متصل شده است. یک شبکه میلگرد متعامد نیز بر روی آنها قرار گرفته است. شکل دوم نمای زیر سقف را پس از بتن ریزی نشان می دهد





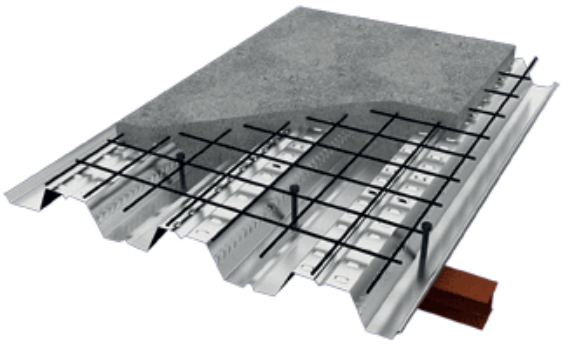


برای تعریف قسمت بتنی سقف کامپوزیت می توان به صورت زیر عمل کرد:



۸-۲ سقف عرشه فولادی

- در سقف عرشه فولادی فاصله تیرچه ها حداکثر 2.5 الی 3 متر می باشد. به تیرچه های قرار گرفته در زیر سقف توجه کنید:









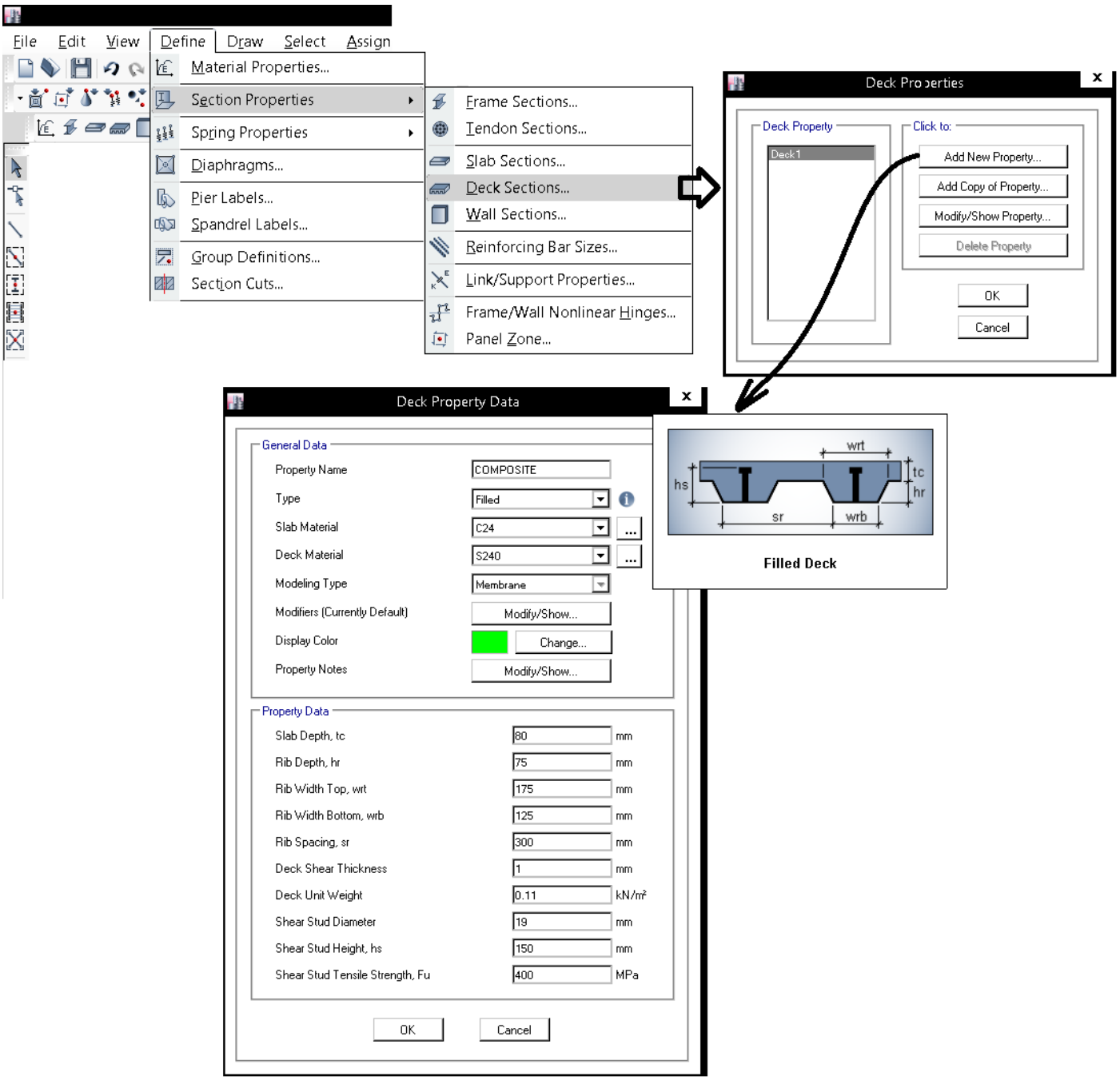
شکل های زیر نحوه قرار گیری گلمیخ ها را نشان میدهد:







نحوه تعریف سقف عرشه فولادی:





نکته مهم:

ایتبس قادر نیست بتن عرشه را کنترل کند. و تنها مقطع مختلط تشکیل شده از بتن سقف و تیرچه فولادی را طراحی و کنترل می کند:

Note that the program does not check the design of the metal deck itself.

پس از تعریف کف ها باید تیرچه های فولادی تعریف شوند.

تیرچه های سقف می توانند از نوع لانه زنبوری و یا تیر عادی (با جان پر) باشد.

هنگام تعریف مقطع تیرچه ها باید به نکته زیر توجه کنیم:

Note that beam sections that are defined in Section Designer are always treated as general sections. Thus, if you define an I-type or channel-type section in Section Designer, the program will consider it as a general section, not an I-shaped or channel-shaped section, and will *not* allow it to be designed as a composite beam.

اگر تیرچه های فلزی سقف کامپوزیت از نوع لانه زنبوری باشند و برای تعریف مقطع آنها از Section designer استفاده کنیم، نرم افزار قادر به طراحی و کنترل آنها نخواهد بود. در متن فوق اشاره شده است که ایتبس تنها تیرچه هایی را که از نوع I شکل و یا ناودانی شکل باشند طراحی خواهد کرد (طراحی از نوع کامپوزیت).

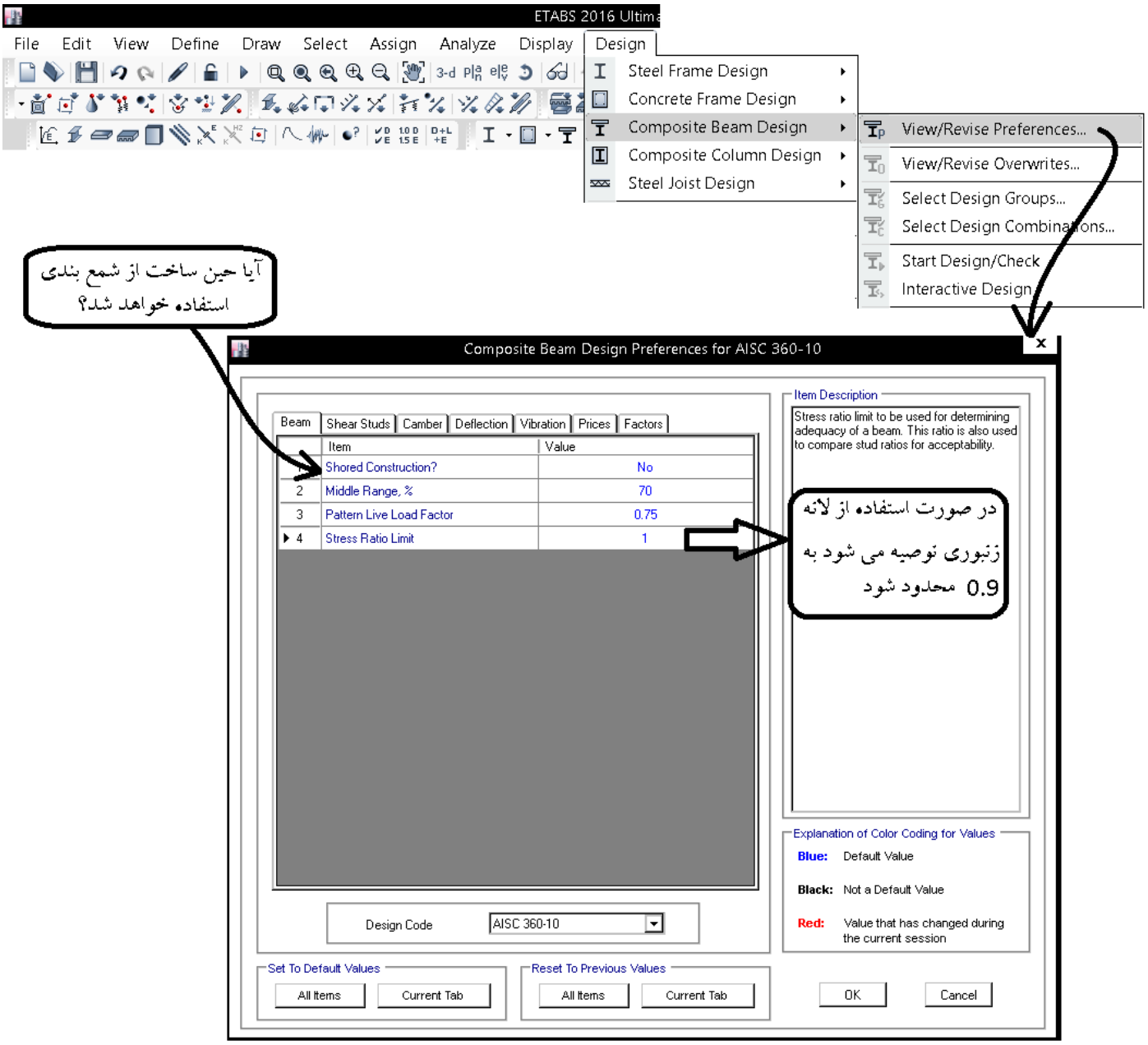
بنابراین بهتر است مقطع تیرهای لانه زنبوری را به صورت I شکل معادل سازی کنیم تا نرم افزار قادر به طراحی و کنترل آنها باشد.

- نکته مهم:

در تیرچه های لانه زنبوری به جهت اثرات خمش های ثانویه، مقاومت خمشی مقطع کمتر از مقاومت خمشی مقطع I شکل معادل می باشد.

بنابراین در صورت مدلسازی این تیرچه ها به صورت مقطع I شکل معادل بهتر است نسبت تنش در آنها به حدود 0.9 محدود شود.

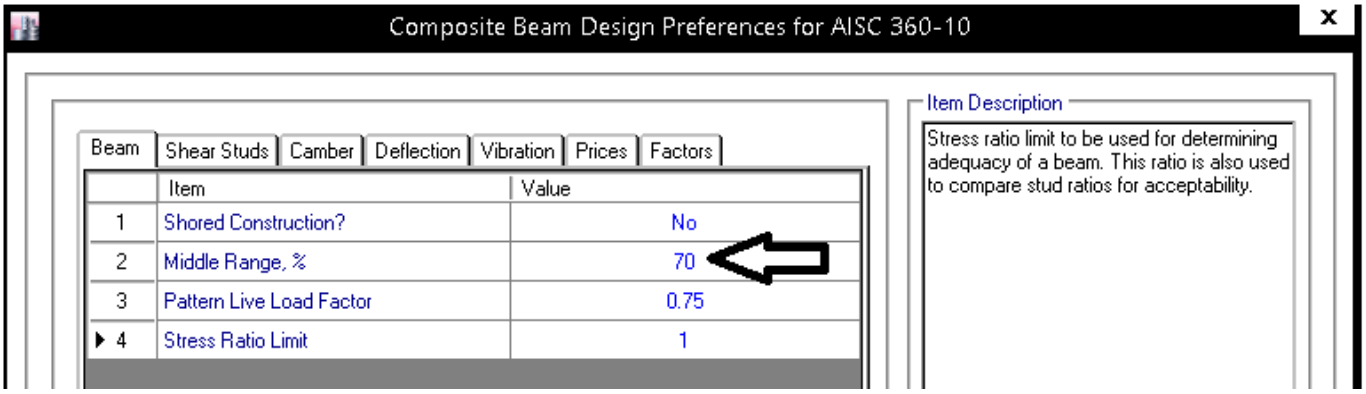
۳-۸ تنظیم پارامترهای طراحی به روش LRFD



۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در حین اجرا

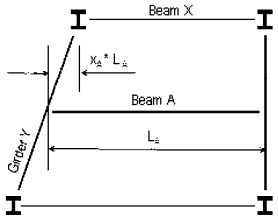
در صورتی‌که در اعضای خمشی با مقطع مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال بتنی از پایهٔ موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، عضو فولادی تا قبل از رسیدن بتن به ۷۵ درصد مقاومت مشخصهٔ f'_c، باید به تنهایی دارای مقاومت کافی برای تحمل وزن خود، وزن بتن تر و بارهای حین اجرا (نظیر بار ناشی از قالب‌بندی) باشد. مقاومت خمشی عضو فولادی تنها، باید طبق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین گردد.

Middle Range:

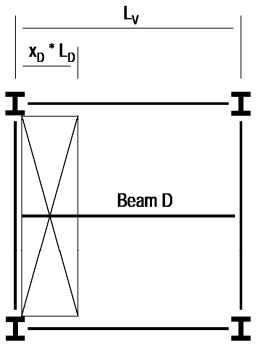


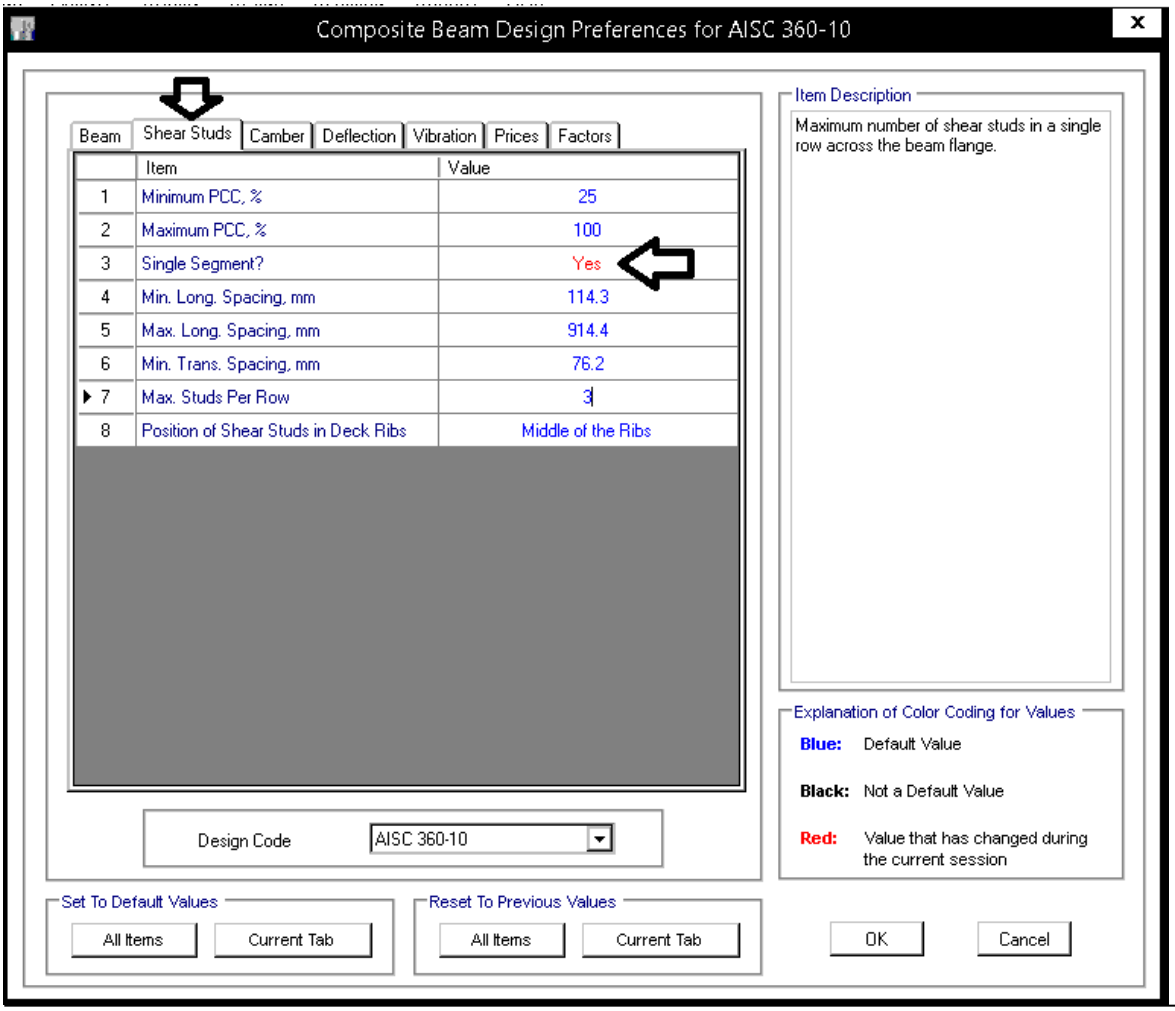
Length in the middle of the beam over which the program checks the effective width on each side of the beam, expressed as a percentage of the total beam length.

Assume that the effective width of this beam is controlled by the distance to the centerline of the adjacent beam. Also assume that the program checks the effective width of the slab over the default middle range (70%) of Beam A. If the variable labeled x_A in the figure is less than or equal to 0.15, the effective width of the concrete slab on the upper side of Beam A (i.e., the side between Beam A and Beam X) is controlled by the distance between Beam A and Beam X.



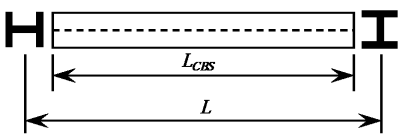
length. If the width of the opening, $x_D * L_D$ is less than $0.15L_D$, the program bases the effective width of the concrete slab on the distance to the adjacent beams. On the other hand, if $x_D * L_D$ exceeds $0.15L_D$, the program assumes the effective concrete slab width for Beam D to be zero; that is, it assumes a noncomposite beam.



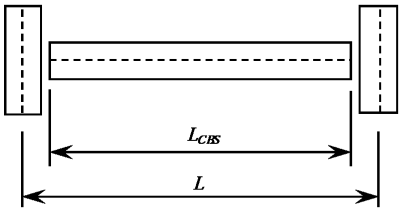


Single Segment for Studs?	Yes/No	No	Toggle for placement of a steel headed stud anchor in a single segment. To place studs in a single segment with uniform spacing throughout the beam, select Yes. This factor has no effect on checking beams with user defined studs.

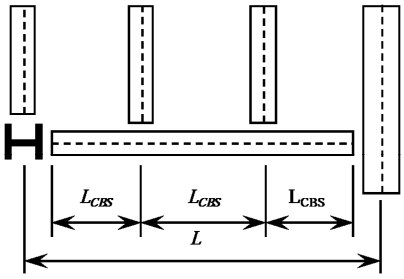
Single Segment for studs:
Toggle to indicate if the shear connector layout pattern is uniformly spaced over the whole beam length. If the value is Yes, the whole length of the beam is assumed to be a single segment.



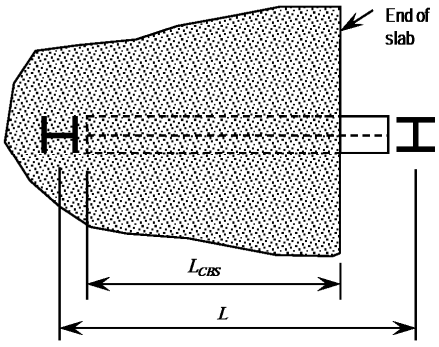
a) L_{CBS} for Beam Between Two Columns



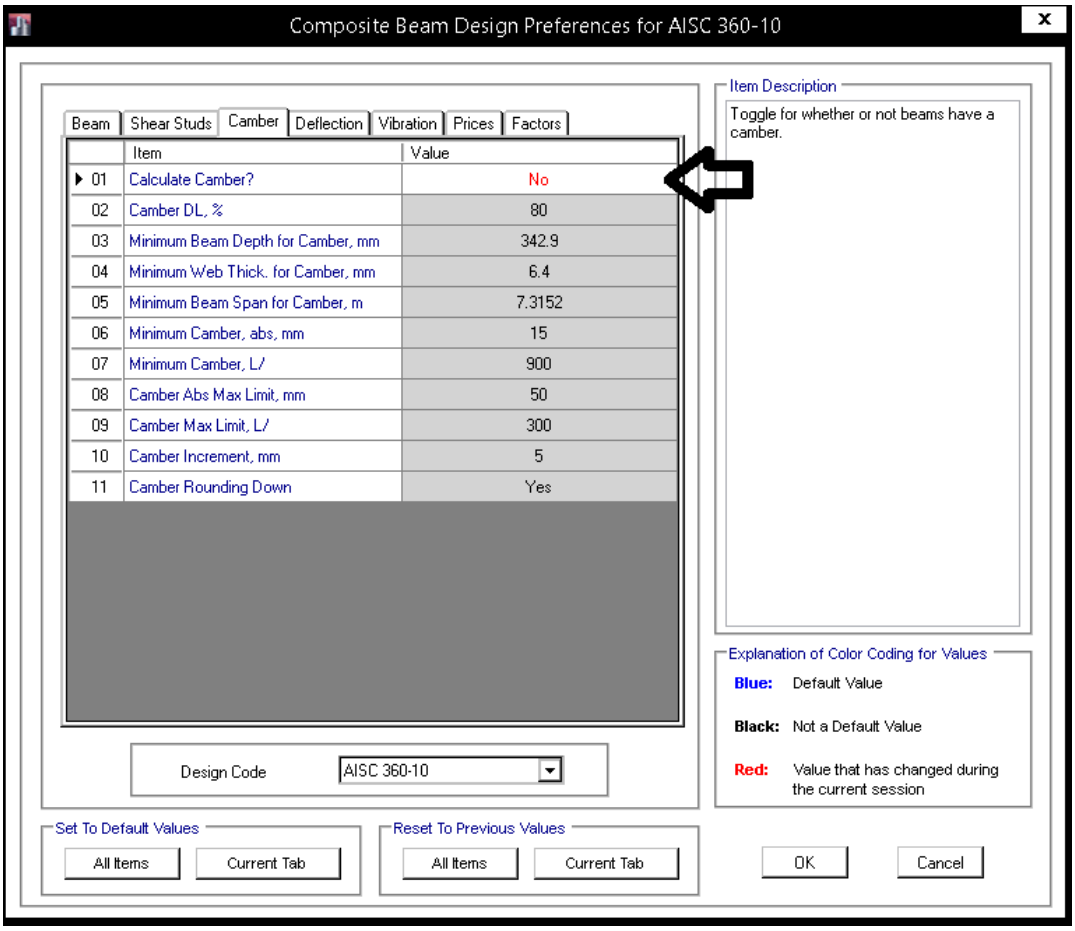
b) L_{CBS} for Beam Between Two Girders

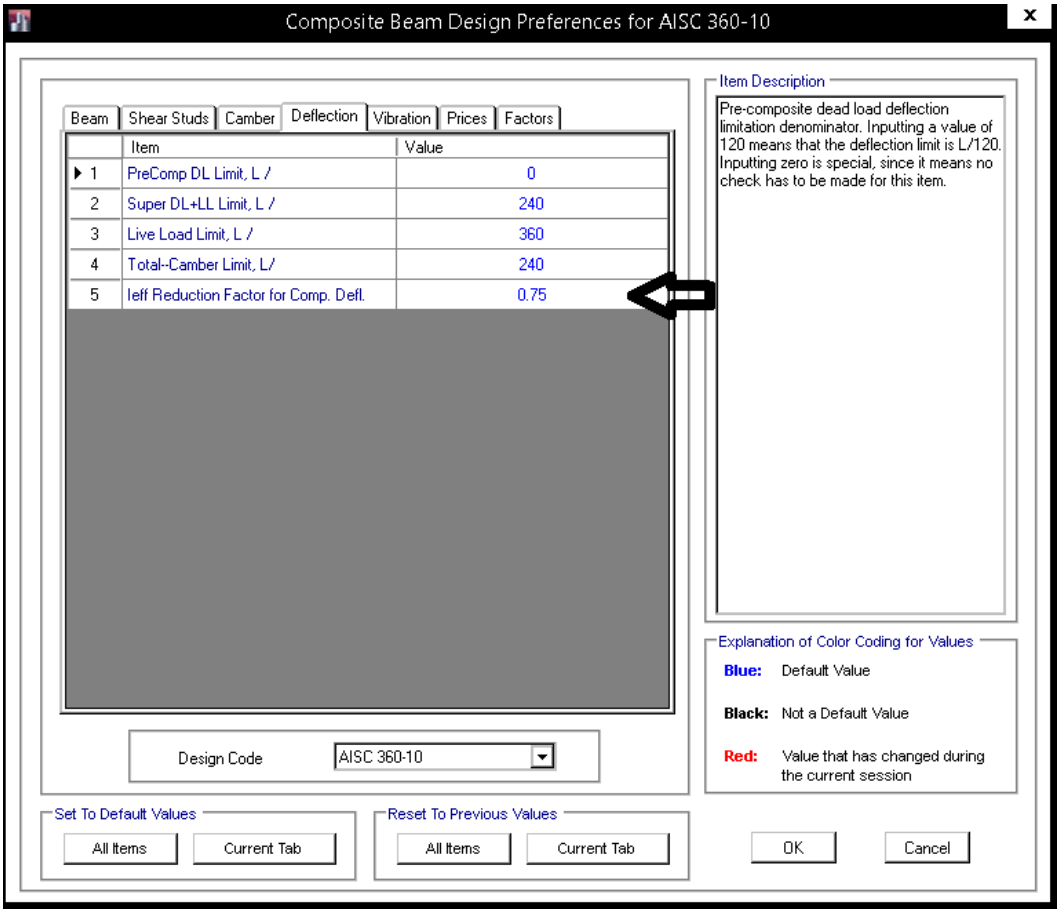


c) L_{CBS} when Beams Frame into Considered Beam



d) L_{CBS} when Slab Ends in Beam Span


Composite Beam Design Preferences for AISC 360-10
Beam
Shear Studs
Camber
Deflection
Vibration
Prices
Factors
Item
Value
01 Calculate Camber? No
02 Camber DL, % 80
03 Minimum Beam Depth for Camber, mm 342.9
04 Minimum Web Thick. for Camber, mm 6.4
05 Minimum Beam Span for Camber, m 7.3152
06 Minimum Camber, abs, mm 15
07 Minimum Camber, L/ 900
08 Camber Abs Max Limit, mm 50
09 Camber Max Limit, L/ 300
10 Camber Increment, mm 5
11 Camber Rounding Down Yes
Item Description
Toggle for whether or not beams have a camber.
Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session
Design Code
AISC 360-10
Set To Default Values
All Items
Current Tab
Reset To Previous Values
All Items
Current Tab
OK
Cancel


Composite Beam Design Preferences for AISC 360-10
Beam
Shear Studs
Camber
Deflection
Vibration
Prices
Factors
Item
Value
1 PreComp DL Limit, L / 0
2 Super DL+LL Limit, L / 240
3 Live Load Limit, L / 360
4 Total--Camber Limit, L/ 240
5 Ieff Reduction Factor for Comp. Defl. 0.75
Item Description
Pre-composite dead load deflection limitation denominator. Inputting a value of 120 means that the deflection limit is L/120. Inputting zero is special, since it means no check has to be made for this item.
Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session
Design Code
AISC 360-10
Set To Default Values
All Items
Current Tab
Reset To Previous Values
All Items
Current Tab
OK
Cancel

مبحث دهم ویرایش ۱۳۸۸:

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.*

مبحث دهم ویرایش ۱۳۹۲:

۱۰-۲-۱۰-۲ تغییرشکل‌ها

تیرها و شاه‌تیرهایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر ترکیبات بارگذاری متناسب با ضوابط سرویس‌دهی، طرح و محاسبه شوند. به هر حال تغییرشکل اعضای سازه‌ای تحت ترکیبات بارگذاری نظیر شرایط بهره‌برداری، باید به اندازه‌ای باشد که به سرویس‌دهی سازه لطمه‌ای وارد نشود.

تیرها و شاه‌تیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییرشکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده از $\frac{۱}{۲۴۰}$ طول دهانه و تغییرشکل حداکثر ناشی از بار زنده از $\frac{۱}{۳۶۰}$ طول دهانه بیشتر نشود.

۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه‌تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کف‌ها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره‌ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد*.

---

* *برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت q_D می‌توان از رابطهٔ زیر استفاده نمود.*

$$f=\frac{\pi}{۲L^۲}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}}$$

که در آن

E = مدول الاستیسیته مصالح تیر بر حسب نیوتن بر متر مربع

I = ممان اینرسی مقطع تیر برحسب $m^۴$

g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه ($g=۹/۸۱\ m/s^۲$)

q_D = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

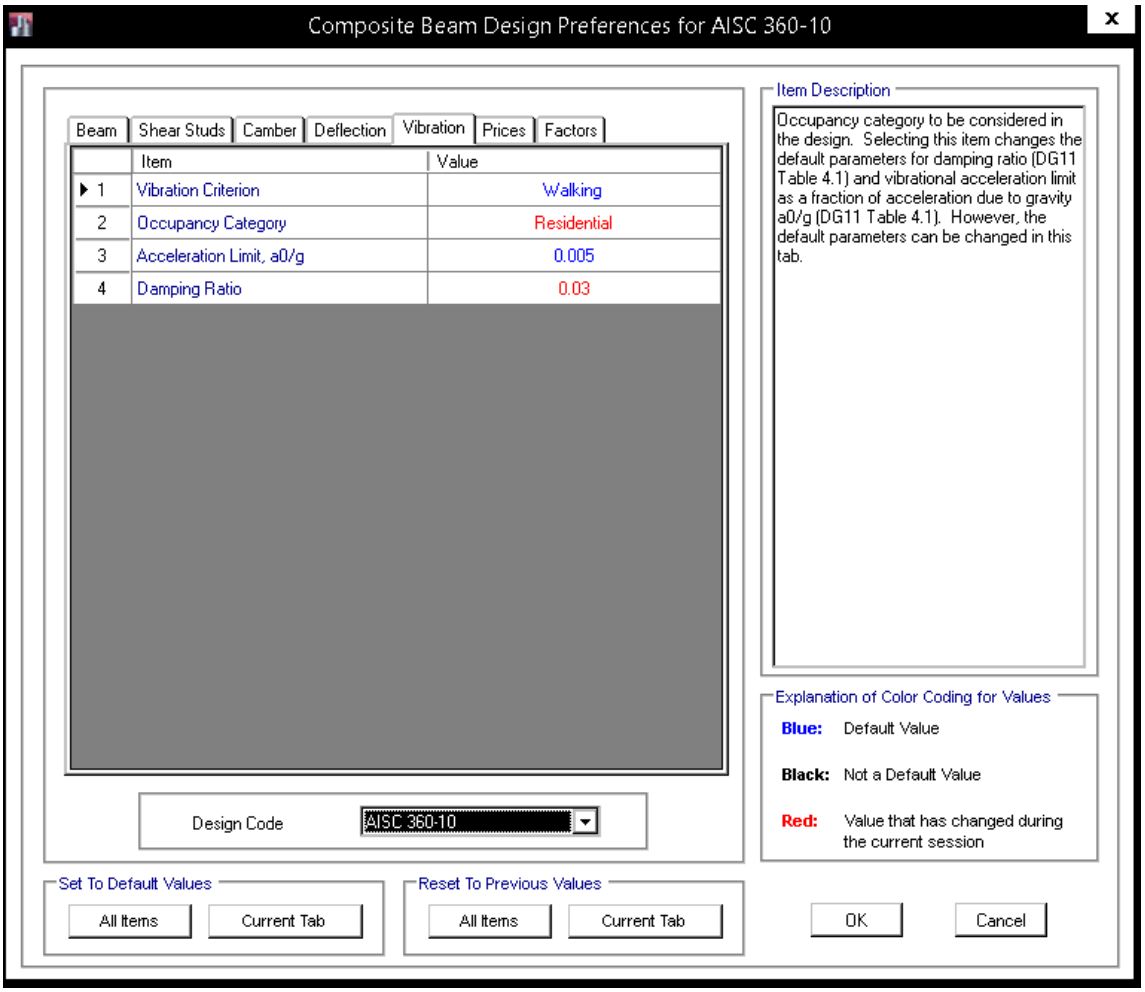
L = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

f = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز

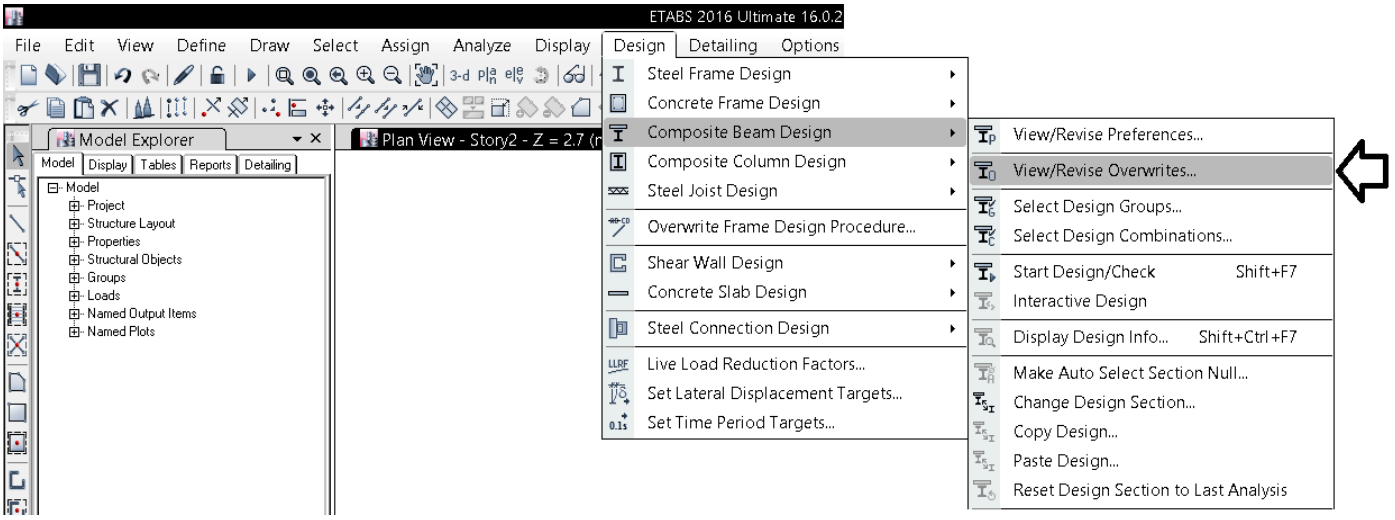
انتشار مطالب این جزوه "با ذکر منبع" بلامانع است https://telegram.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

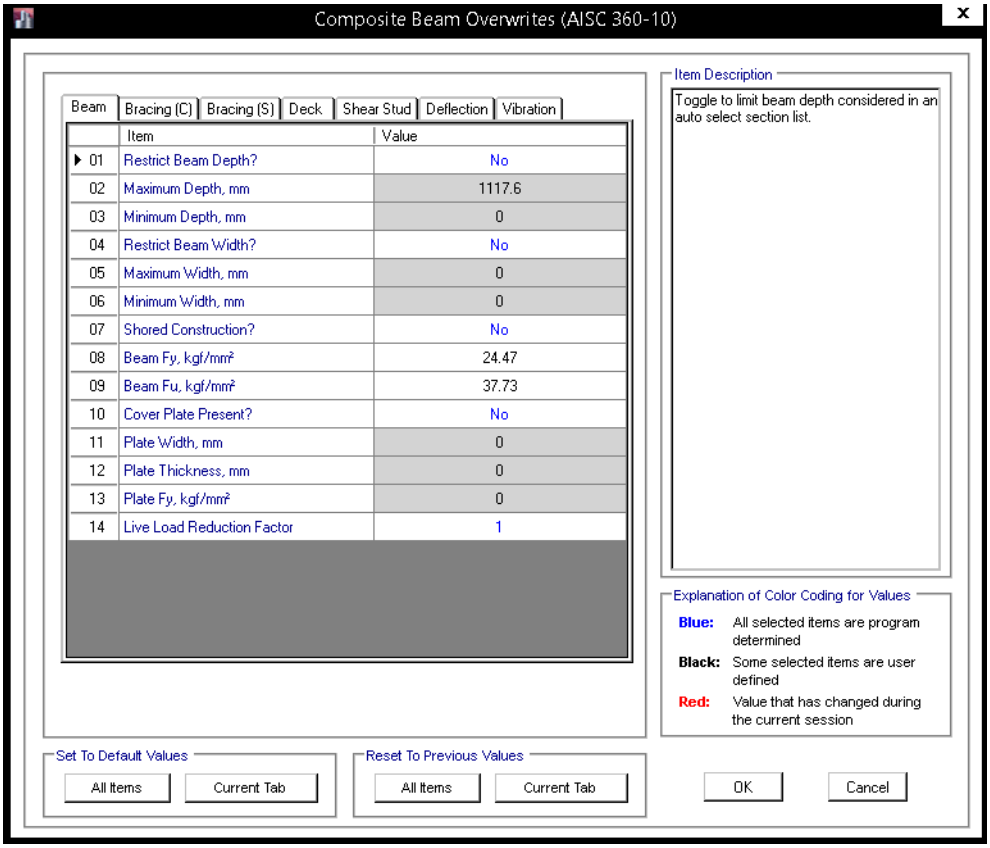
2.15 Floor Vibration

For AISC 360-10, by default the program performs the floor vibration check in accordance with AISC Steel Design Guide 11 (DG11). The program calculates the first natural vibration frequency, estimated peak acceleration (in units of g), a_p/g, and acceleration limit, a_o/g, for each beam and reports this information to determine the adequacy of a composite beam section.

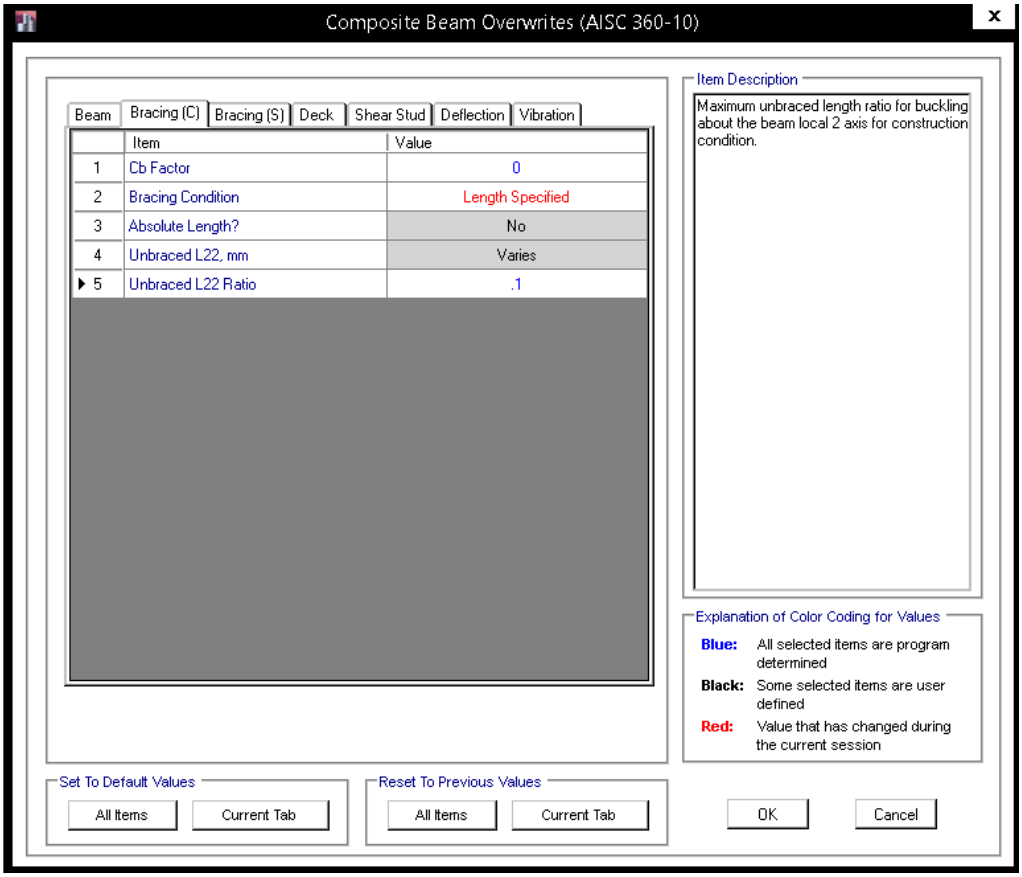


پس از تعیین آیین نامه و تنظیم اولیه، تمامی تیرهای کامپوزیت را انتخاب کرده و به طریق زیر عمل نمایید:

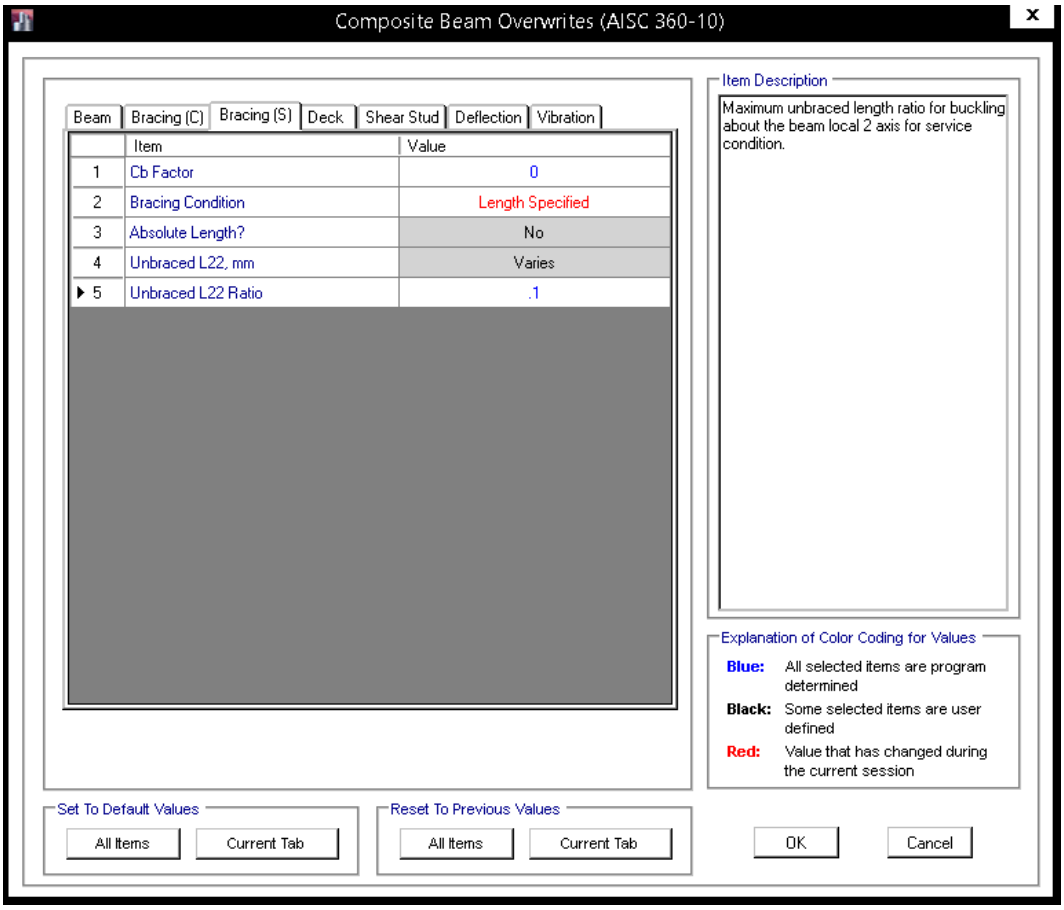




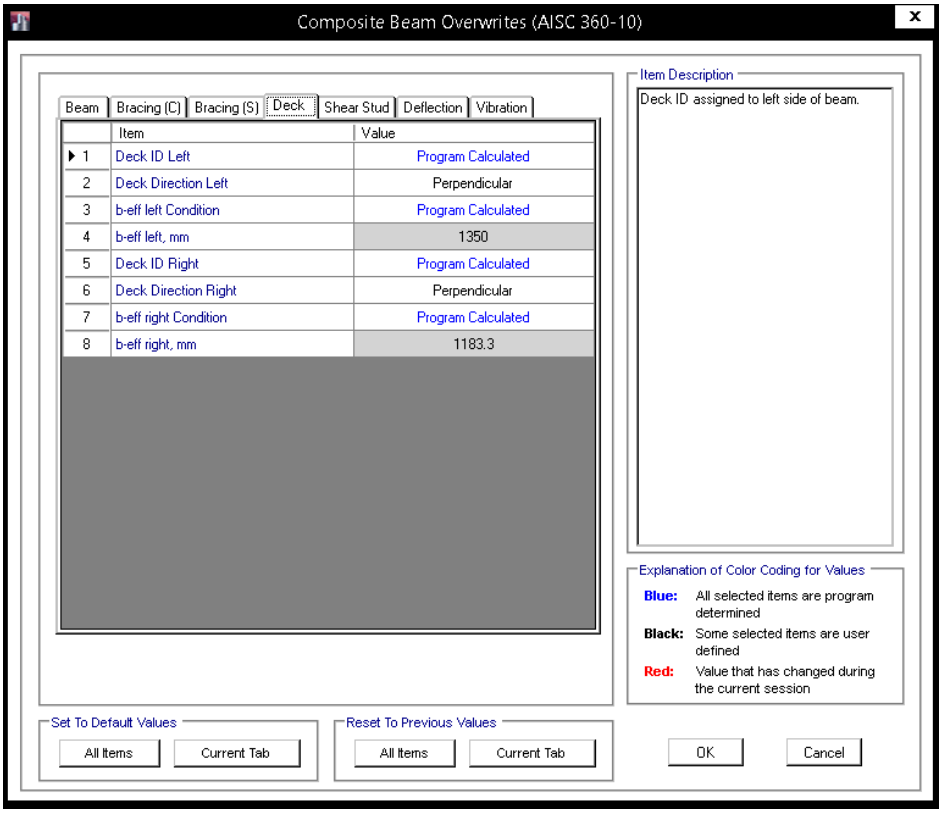
Bracing (C) مهار جانبی تیرهای کامپوزیت را در حین ساخت تعیین می کند (هنگامی که بتن تازه ریخته شده است):



Bracing (S) مهار جانبی تیرهای کامپوزیت را بعد از گرفتن بتن تعیین می کند:



راستای عرشه فولادی می تواند عمود بر تیرچه ها باشد و یا موازی با آنها باشد (معمولا به صورت عمود بر تیرچه ها اجرا می شود). جهت تیرچه ها به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار تعیین می شود (بر اساس انچه کاربر در ترسیم انجام داده است)



برشگیرها:

در صورتی که در قسمت user pattern گزینه No انتخاب شود: نرم افزار تعداد برشگیرهای لازم را محاسبه می کند.

در صورتی که در قسمت user pattern گزینه Yes انتخاب شود: نرم افزار مقاومت مقطع کامپوزیت را بر اساس الگویی که کاربر برای برشگیرها تعریف کرده محاسبه می کند.

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$Q_n = ۰/۳(t_f + ۰/۵t_w)\, L_a\sqrt{f_c E_c} \qquad (۳۴-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

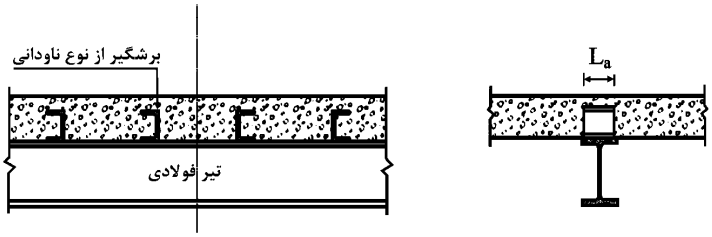
t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

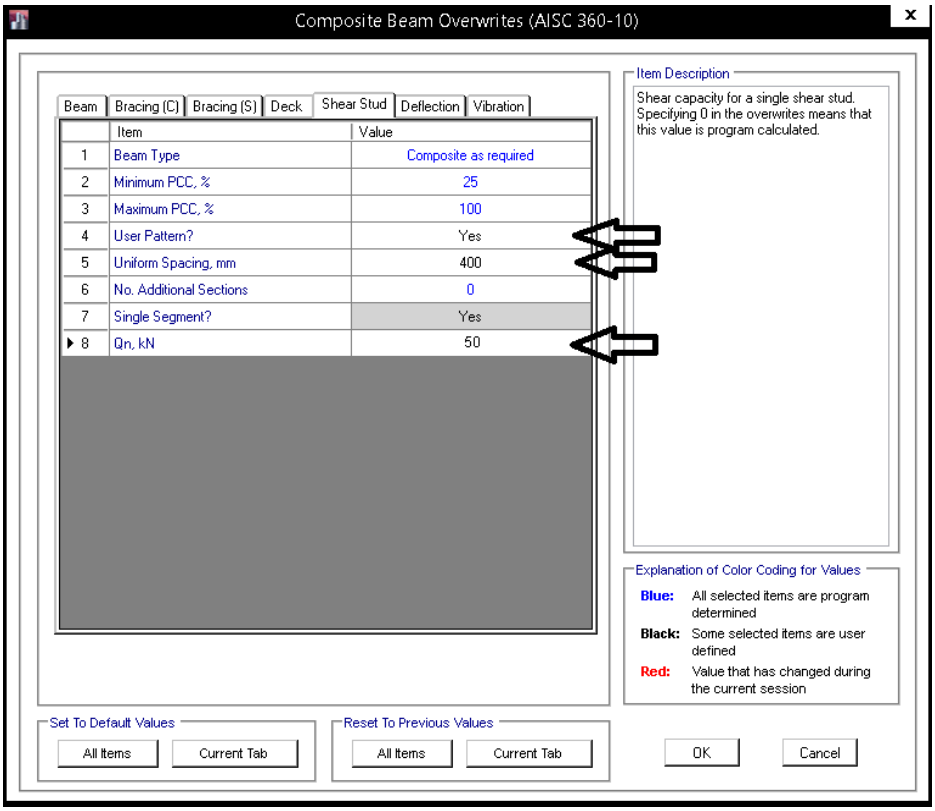
L_a= طول ناودانی

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

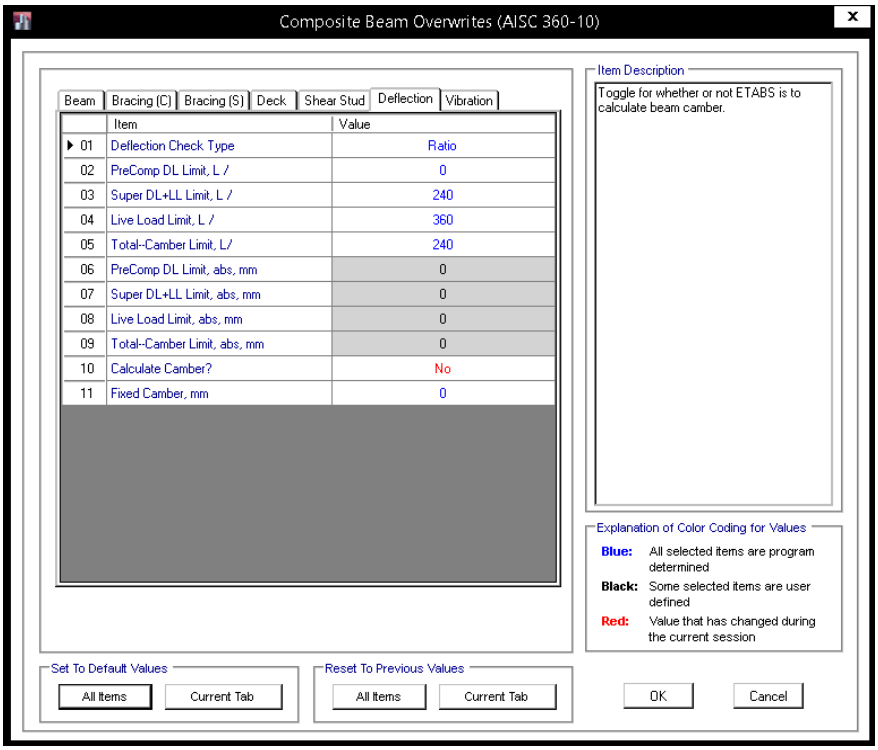
E_c = مدول الاستیسیته بتن



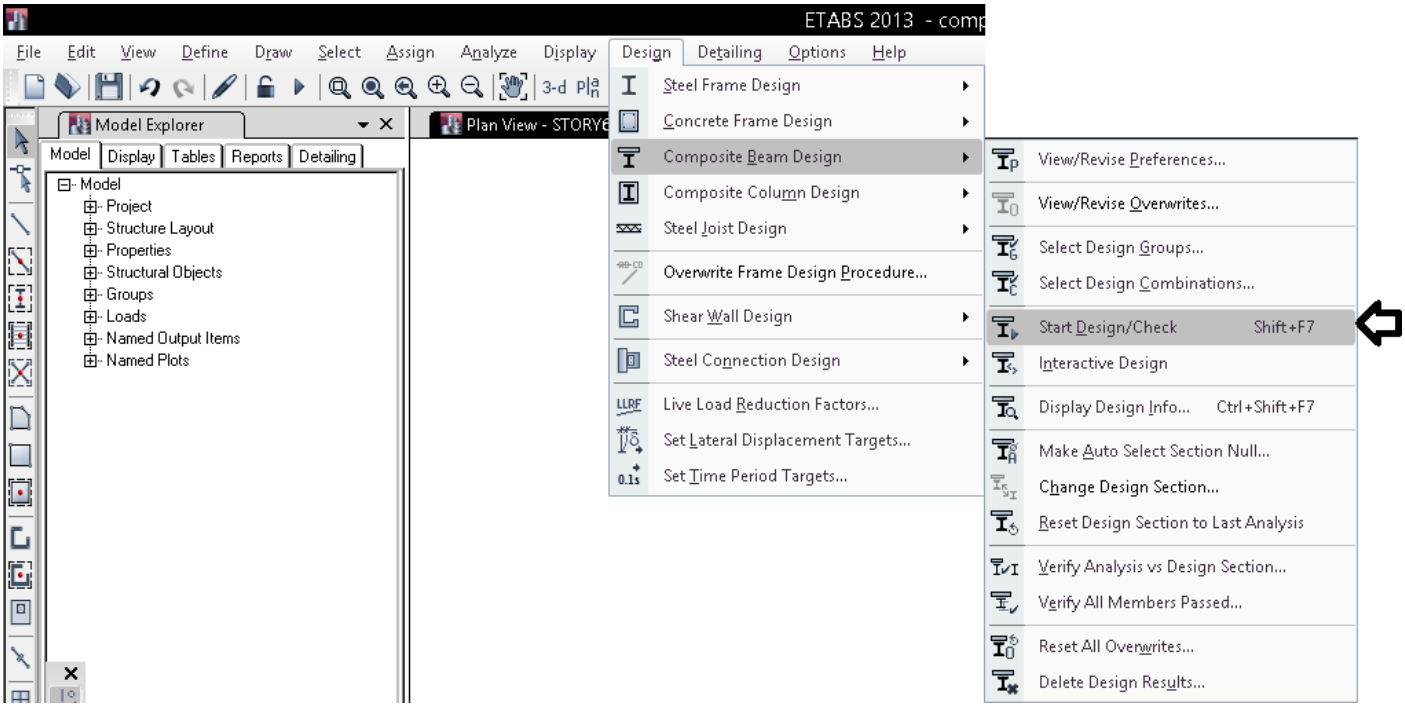
شکل ۱۰ ـ ۲ ـ ۹ ـ ۷ برشگیرهای از نوع ناودانی.



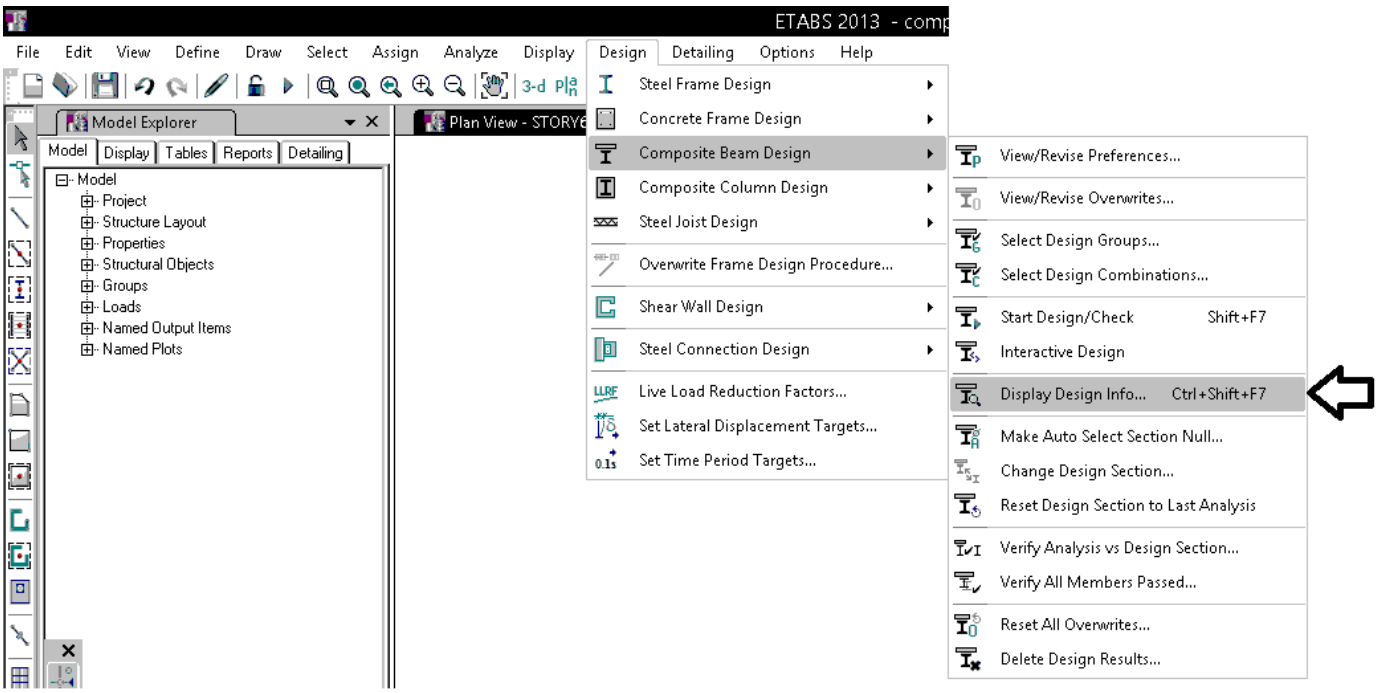
رابطه فوق مقاومت مقطع ناودانی می باشد. علاوه بر مقاومت ناودانی، مقاومت جوش آن نیز باید معیار قرار گیرد. براساس رابطه فوق مقاومت ناودانی نمره ۶، با طول ۶ سانتیمتر بیش از 100 kN بدست می آید. با توجه به اینکه مقاومت جوش اتصال ناودانی به بال تیر معمولا مقاومت پایین تری دارد. در شکل فوق به جای 100 kN، 50 kN وارد شده است.



۸-۴ طراحی تیرها و بررسی نتایج



پس از انجام طراحی، نتایج را به شرح زیر می توان مشاهده نمود:

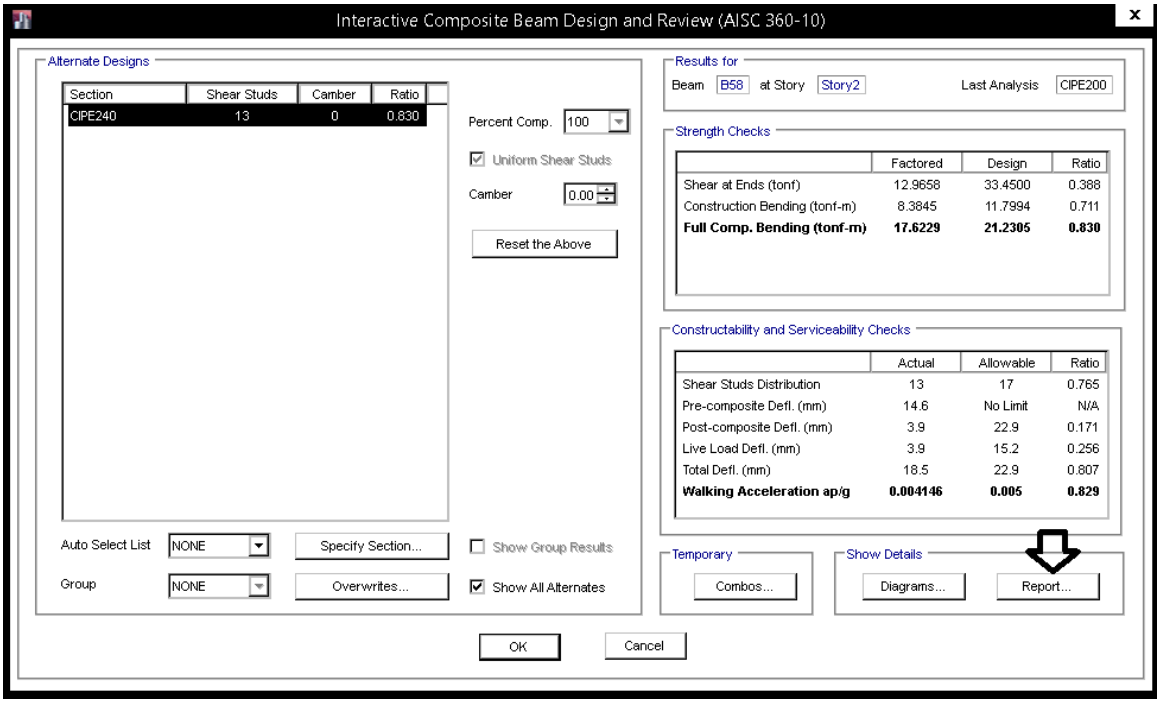








با کلیک کردن بر روی عضو طراحی شده، می توان جزئیات طراحی را مشاهده کرد:



دیوار برشی

۹-۱ ابعاد

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

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

۹-۲۳-۳-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۲-۱-۱ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه‌دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

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

۹-۲۳-۴-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۲-۱-۱ در این اعضاء محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضوآن در اعضایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دو جهت خم می‌شوند، نباید کمتر از $\frac{۱}{۱۶}$ و در اعضای طره‌ای نباید کمتراز $\frac{۱}{۱۰}$ باشد.

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

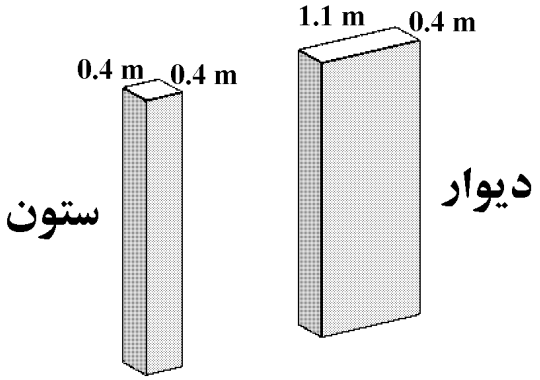
18.7—Columns of special moment frames

18.7.2.1 Columns shall satisfy (a) and (b):

(a) The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall be at least 300 mm

(b) The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall be at least 0.4.

بنابراین مطابق شکل زیر در صورتی که شرط ابعاد رعایت نشود، عضو مورد نظر دیوار محسوب خواهد شد:



به مطالب زیر از پروفسور Moehleh توجه نمایید:

In the United States, the ratio of the cross-sectional dimensions for columns is limited to $0.4 \le c1/c2 \le 2.5$. This limits columns to members with compact cross sections; columns having dimensions outside this range have to be detailed as walls or wall piers

۹-۱-۱ حداقل ضخامت دیوار برشی

در مبحث نهم حداقل ضخامت دیوار برشی برابر 150 mm ذکر شده است. منتها طراحان به لحاظ اجرایی معمولا کمتر از 200 mm در نظر نمی گیرند.

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۳-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳، مربوط به ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثناهای بندهای ۹-۲۳-۳-۳-۲ و ۹-۲۳-۳-۳-۳ رعایت شوند.

۹-۲۳-۳-۳-۲ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برد.

۹-۲۳-۳-۳-۳ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۳-۲-۶ الزامی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل بیستم و یکم صورت می‌گیرد.

ضوابط دیوارهای برشی با شکل پذیری متوسط مشابه ویژه می باشد با این تفاوت که ضوابط آرماتورهای عرضی آنها متفاوت می باشد

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

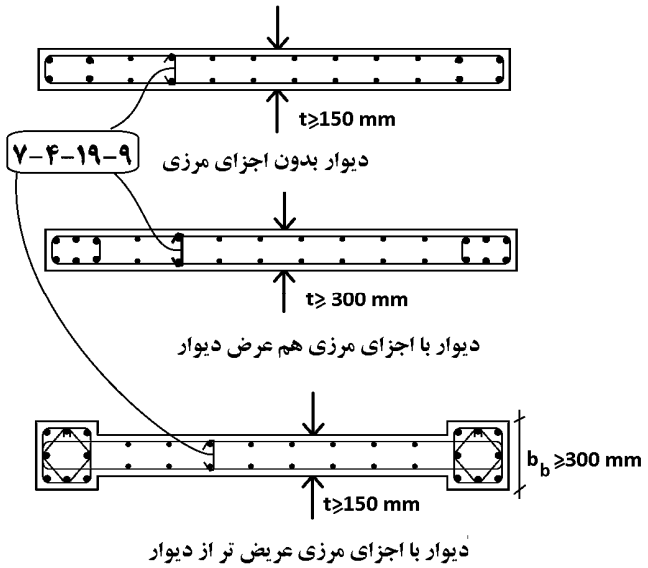
۹-۲۳-۴-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۴-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۳-۱-۱ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید مورد توجه قرار گیرند:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۹-۲۳-۴-۳-۳ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

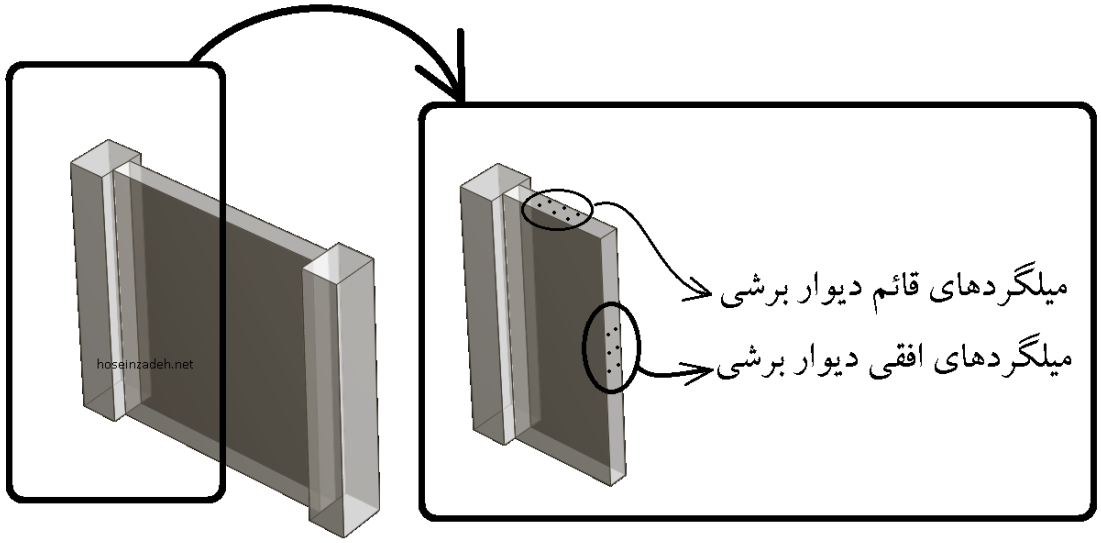


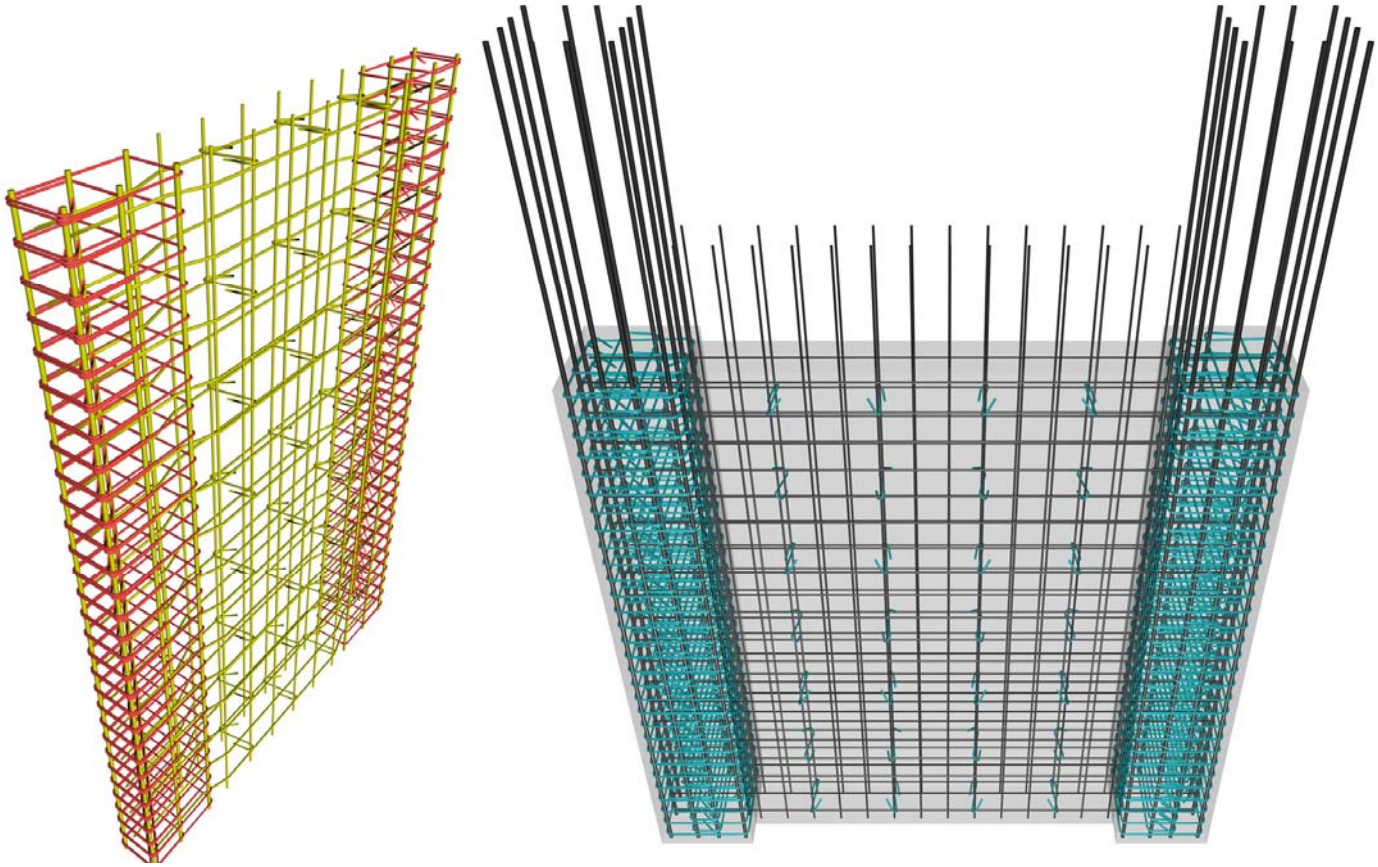
توصیه پروفسور Moehle برای حداقل ضخامت دیوار برابر 200 mm می باشد:

Mehle, 2014:

Although ACI 318 has no prescriptive minimum thickness, 8 in (200 mm) is a practical lower limit for special structural walls. Construction and performance generally are improved if wall thickness is at least 12 in (300 mm) where special boundary elements are used and at least 10 in (250 mm) elsewhere. Walls that incorporate coupling beams require minimum thickness around 14 in (350 mm) to accommodate reinforcement and required cover and bar spacing, although 16 in (400 mm) is a practical minimum where diagonally reinforced coupling beams are used. Flanges and enlarged boundary sections are helpful to stabilize boundaries and anchor reinforcement from adjacent members

۹-۱-۲ حداقل و حداکثر درصد میلگرد در دیوار برشی





حداقل میلگرد افقی:

۹-۲۳-۴-۳-۲ آرماتورهای قائم و افقی

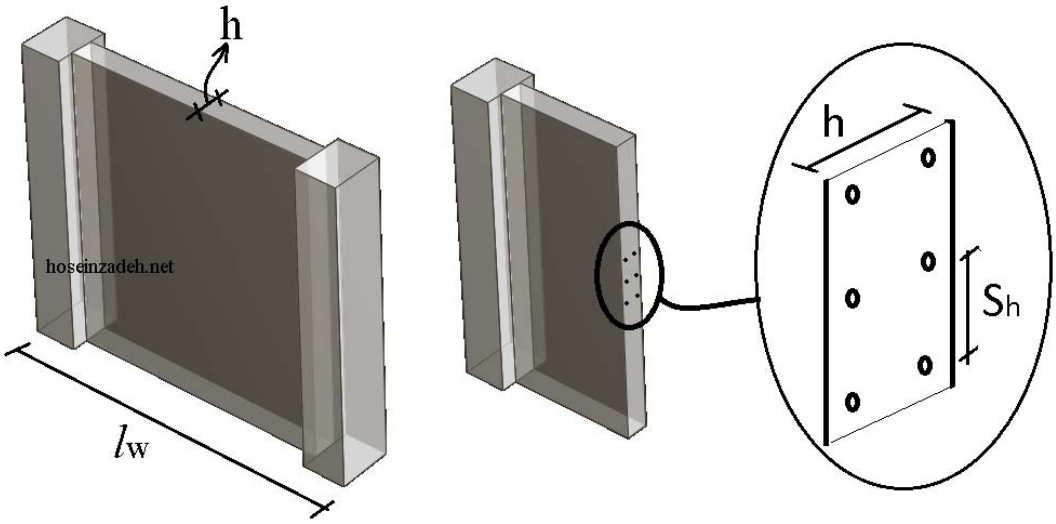
۹-۲۳-۴-۳-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از $0/5A_{cv}\nu_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹-۴ رعایت شود.

$$\rho_{\text{افقی}} \geq 0.0025$$

- این محدودیت توسط نرم افزار کنترل می شود و در صورتی که درصد میلگرد افقی محاسباتی کمتر از 0.25 درصد باشد، مقدار حداقل نمایش داده میشود.

حداکثر فواصل میلگردهای افقی:

۹-۱۵-۱۶-۴-۱ مقدار ρ_h، نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ منظور شود. مقدار S_h نباید بیشتر از $3h$، $\frac{l_w}{5}$ و یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.



حداکثر میلگرد افقی:

وظیفه اصلی میلگردهای افقی تحمل برش می باشد و مقاومت برشی دیوار نیز بر اساس آنها تعیین می شود. با افزایش نیروی برشی دیوار، آرماتور برشی مورد نیاز نیز افزایش می یابد. منتها اجازه نداریم مقاومت برشی دیوار را ($V_r = V_s + V_c$) را بیش از $0.83\sqrt{f_c'}hd$ در نظر بگیریم که h ضخامت دیوار و d=0.8L می باشد:

11.5.4 *In-plane shear*

11.5.4.3 V_n at any horizontal section shall not exceed $0.83\sqrt{f_c'}hd$

11.5.4.4 V_n shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (11.5.4.4)$$

۹-۱۵ برش و پیچش

۹-۱۵-۱۶ ضوابط ویژه برای دیوارها

۹-۱۵-۱۶-۲ حالت حدی مقاوم نهایی در برش

۹-۱۵-۱۶-۲-۶ مقدار V_n، در هیچ حالت نمی‌تواند بیشتر از $5v_c hd$ اختیار شود.

- مورد فوق توسط نرم افزار کنترل می شود. در صورتی که برش وارد بر دیوار بیش از مقدار فوق باشد، نرم افزار مقدار آرماتور برشی را نمایش نمی دهد و در عوض پیغام OS صادر می کند.

حداقل درصد میلگرد قائم:

۹-۱۵-۱۶-۴-۲ مقدار ρ_n نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ و یا کمتـر از مقـدار رابطـه (۹-۱۵-۳۲) منظـور شود:

$$\rho_n = ۰/۰۰۲۵ + ۰/۵(۲/۵ - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - ۰/۰۰۲۵) \qquad (۹-۱۵-۳۲)$$

لازم نیست مقدار ρ_n بیشتر از ρ_h در نظر گرفته شـود.

11.6.2 If in-plane $V_u \geq 0.5\phi V_c$, (a) and (b) shall be satisfied:

(a) ρ_ℓ shall be at least the greater of the value calculated by Eq. (11.6.2) and 0.0025, but need not exceed ρ_t in accordance with Table 11.6.1.

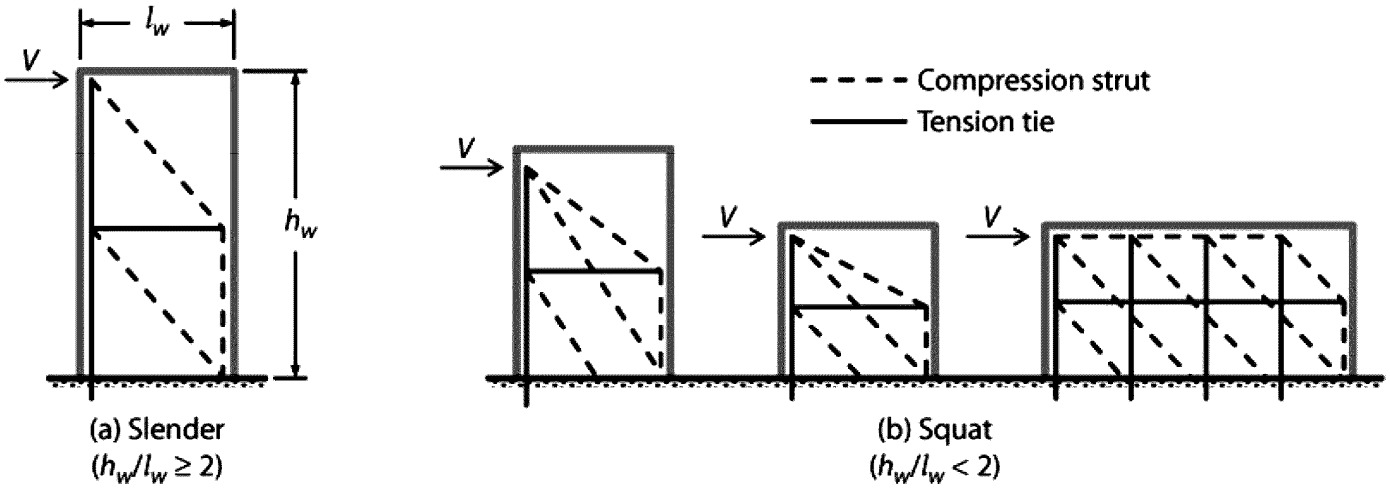
$$\rho_\ell \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/\ell_w)(\rho_t - 0.0025) \qquad (11.6.2)$$

(b) ρ_t shall be at least 0.0025

- در روابط فوق، hw ارتفاع کل سازه می باشد.
- طبق رابطه فوق در سازه های کوتاه (با نسبت $\frac{h_w}{L_w} < 0.5$)، حداقل درصد آرماتور قائم بیش از آرماتور افقی بدست می آید که در این صورت مقدار آنرا برابر با درصد میلگرد افقی در نظر می گیریم.
- طبق رابطه فوق در سازه های بلند (با نسبت $\frac{h_w}{L_w} > 2.5$)، حداقل درصد آرماتور قائم برابر 0.0025 خواهد بود.

نتیجه: آیین نامه معتقد است برای دیوارهای کوتاه میلگرد قائم بیش از میلگرد میلگرد برشی افقی باشد. علت: در دیوارهای کوتاه برای تحمل برش علاوه بر میگرد افقی نیاز به میلگرد قائم نیز خواهیم داشت. به توضیحات زیر توجه نمایید:

- نحوه شکست دیوار برشی بر اساس نسبت $\frac{l_w}{h_w}$ تغییر می کند.
- دیوار لاغر (slecnder wall): دیوارهایی که در آنها $\frac{l_w}{h_w} \geq 2$ می باشد را می توان لاغر نامید. در این دیوار بین نقطه اعمال نیرو تا تکیه گاه به جای تشکیل یک دستک قطری فشاری، ممکن است دو یا چندین دستک قطری در ارتفاع دیوار تشکیل شود. در این حالت علاوه بر دستک های فشاری قطری، مطابق شکل سمت چپ دستک های کششی افقی نیز خواهیم داشت (خطوط ممتد نشان دهنده مسیر کشش می باشند). برای مقابله با این کشش، آرماتورهای افقی در جان دیوار لازم خواهد بود.
- دیوار چاق (squat wall): در این دیوارها ($\frac{l_w}{h_w} < 2$) نیروی جانبی می تواند مستقیما از طریق دستک فشاری قطری به تکیه گاه منتقل شود. با کاهش لاغری دیوار، مطابق شکل سمت راست، تعداد دستک های قطری افزایش می یابد و برای حفظ تعادل در این دیوارها اجزای قائم کششی لازم خواهد بود. بنابراین در این دیوارها برای تحمل برش آرماتورهای قائم نیز لازم خواهند بود.



حداکثر میلگرد قائم:

با توجه به بند زیر (که برای سازه با شکل پذیری متوسط و زیاد هر دو الزامی می باشد). درصد میلگرد در دیوار نباید بیش از ۴ درصد باشد و با توجه به اینکه این درصد در محل وصله نیز باید رعایت شود، عملا این مقدار به ۲ درصد کاهش می یابد.

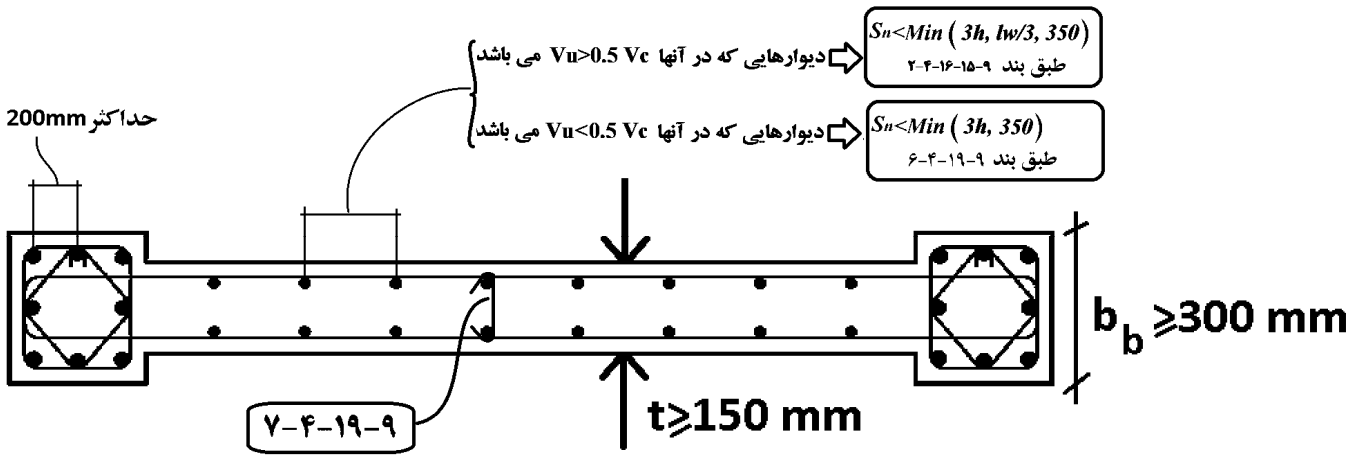
۹ – ۲۰ – ۴ – ۳ – ۲ – ۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیـوار نبایـد از چهار درصد بیشتر باشد.

به پرسش و پاسخ از دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان توجه نمایید:

آیا مطابق بند 9-23-4-3-2-2 مبحث نهم رعایت سقف چهار درصد آرماتور در کل مقطع دیوار برشی منظور است و یا این محدودیت می‌بایست به تنهایی نیز در المان‌های مرزی رعایت گردد؟

در المان‌های مرزی نیز به تنهایی باید رعایت شود.

مشاهده: 177 مرتبه **تاریخ نمایش:** 1395/02/14 **آخرین ویرایش:** 1395/02/14



نظر متفاوت مبحث نهم و ACI در رابطه با نیاز یا عدم نیاز به سنجاق در جان دیوار:

۹-۱۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

CHAPTER 11—WALLS

11.7—Reinforcement detailing

11.7.4 *Lateral support of longitudinal reinforcement*

11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for axial strength or if A_{st} exceeds $0.01A_g$, longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

طبق مبحث نهم در صورتی که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد، قرار دادن سنجاق (خاموت) در جان دیوار الزامی نیست:

- درصد میلگرد قائم دیوار کمتر از یک درصد باشد.

یا

- آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری نیاز نباشد.

طبق ACI در صورتی که هر دو شرط زیر برقرار باشد، قرار دادن سنجاق (خاموت) در جان دیوار الزامی نیست:

- درصد میلگرد قائم دیوار کمتر از یک درصد باشد.

و

- آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری نیاز نباشد.

به شکل زیر توجه کنید. عدم وجود تنگ کافی موجب کمانش میلگردهای طولی شده است.





توصیه پروفسور **Moehle** برای نحوه قرار گیری آرماتورهای دیوار:

Moehle, 2014:

13.2.6 Wall Reinforcement

Figure 13.12 illustrates typical reinforcement for a rectangular special structural wall. As a minimum, a wall must have distributed web reinforcement in both horizontal and vertical directions. Commonly, walls also have vertical reinforcement concentrated at wall boundaries to provide additional resistance to moment and axial forces. Longitudinal boundary element reinforcement usually is enclosed in transverse reinforcement to confine the concrete and restrain longitudinal bar buckling. In some practices, crossties also are used to restrain buckling of web vertical reinforcement.

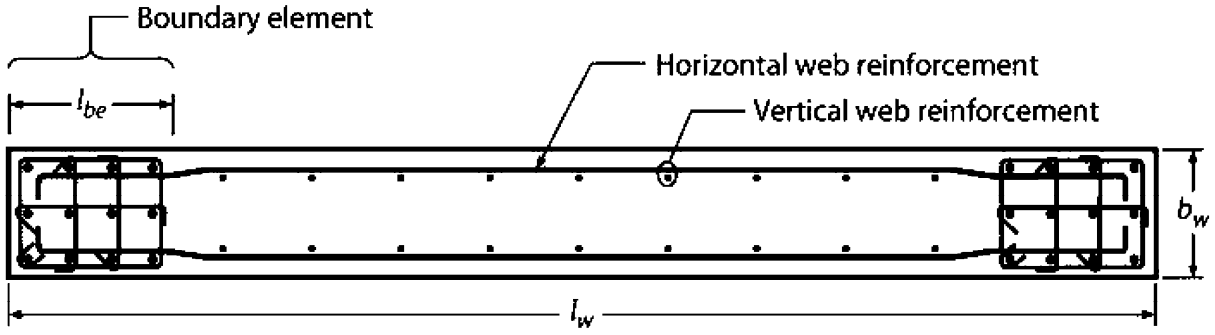
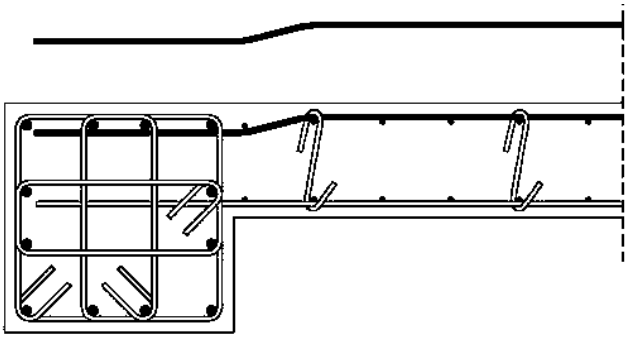


FIGURE 13.12 Typical reinforcement for rectangular wall.

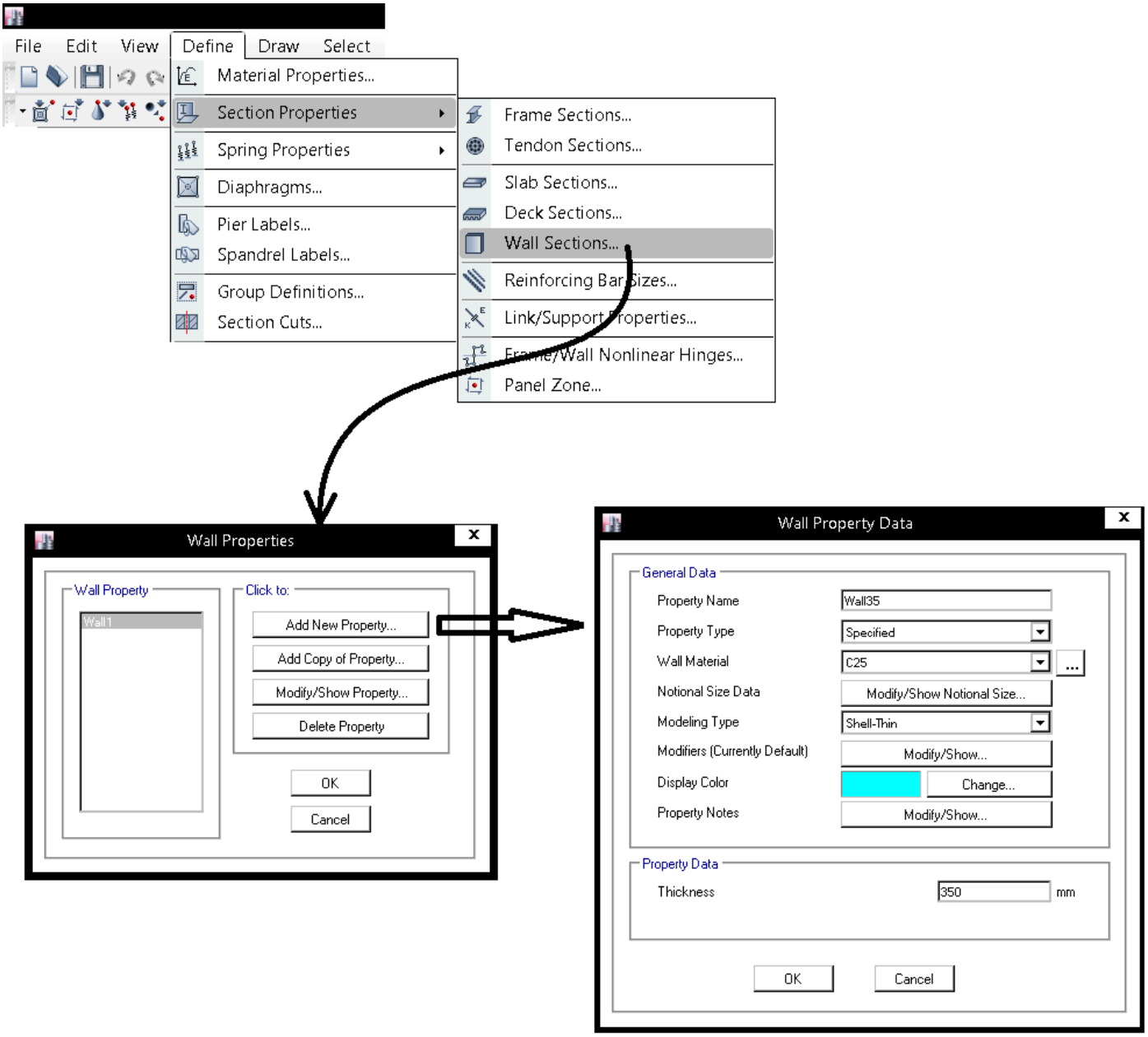
In U.S. practice, the distributed web reinforcement ratios, ρ_l for vertical reinforcement and ρ_t for horizontal reinforcement, must be at least 0.0025, except ρ_l and ρ_t are permitted to be reduced if $V_u \le A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, , psi $(A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}/12$, MPa). See Table 13.1. Reinforcement spacing each way is not to exceed 18 in (457 mm). At least two curtains (layers) of reinforcement are required if $V_u > 2A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, psi $(A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}/6$, MPa) or $h_w/l_w \ge 2.0$, in which h_w and l_w refer to height and length of the entire wall, respectively. Reinforcement ρ_t also is to be designed for wall shear forces. Finally, if $h_w/l_w \le 2$, ρ_l is not to be less than the provided ρ_t. ACI 318 has no requirements about which distributed reinforcement (vertical or horizontal) should be in the outer layer, although lap splices of vertical reinforcement will perform better if horizontal bars are placed outside the vertical bars as shown in Figure 13.12.



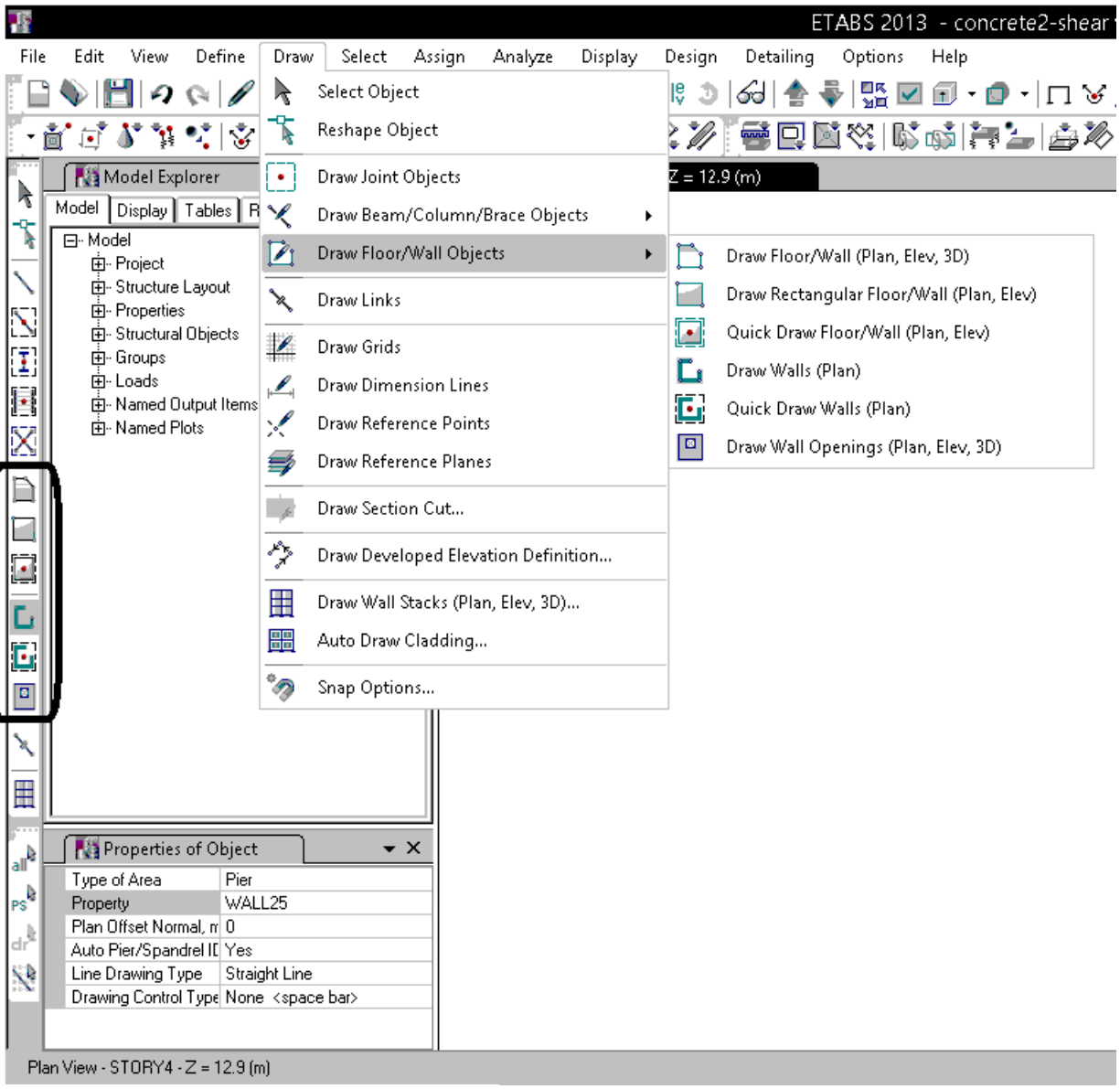
۹-۱-۱ دیوار

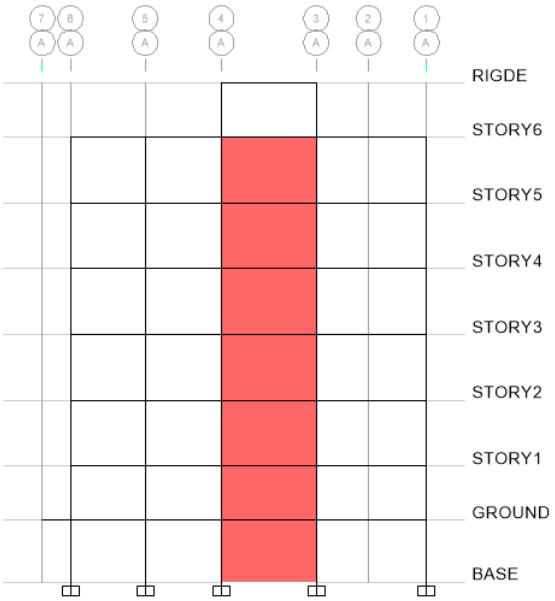
برای تعریف دیوار می توان مطابق شکل زیر عمل کرد. در این قسمت تنها ضخامت دیوار تعیین می شود.

- در این تعریف تنها ضخامت دیوار و نیز نوع المان (shell-thin) تعیین می شود. نرم افزار برای "تحلیل سازه" از این مشخصات استفاده می کند.
- جزئیات میلگردهای داخل دیوار در هنگام طراحی (از طریق منوی Design) تعیین خواهد شد.

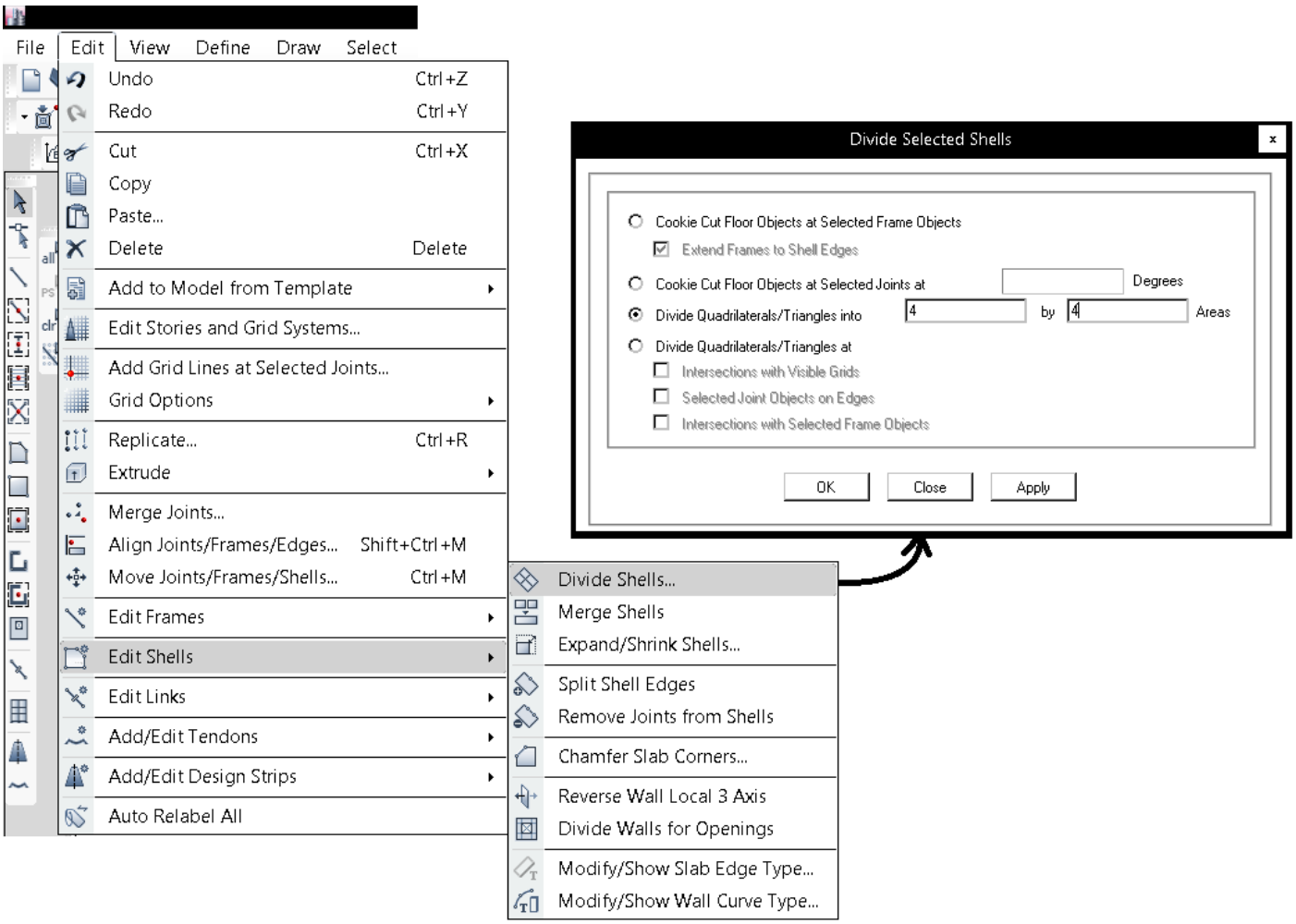


۹-۲ ترسیم دیوارها

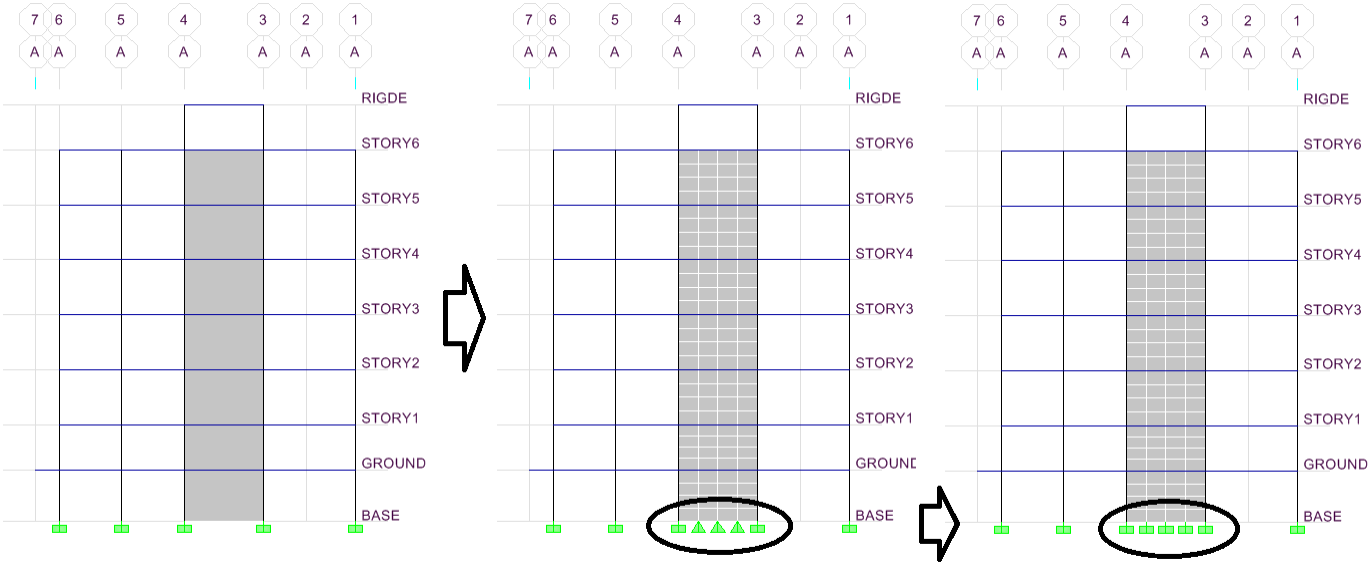




با توجه به اینکه برای تعریف دیوارها از المان shell استفاده کرده ایم، باید پس از ترسیم آنها را مش بندی کنیم:



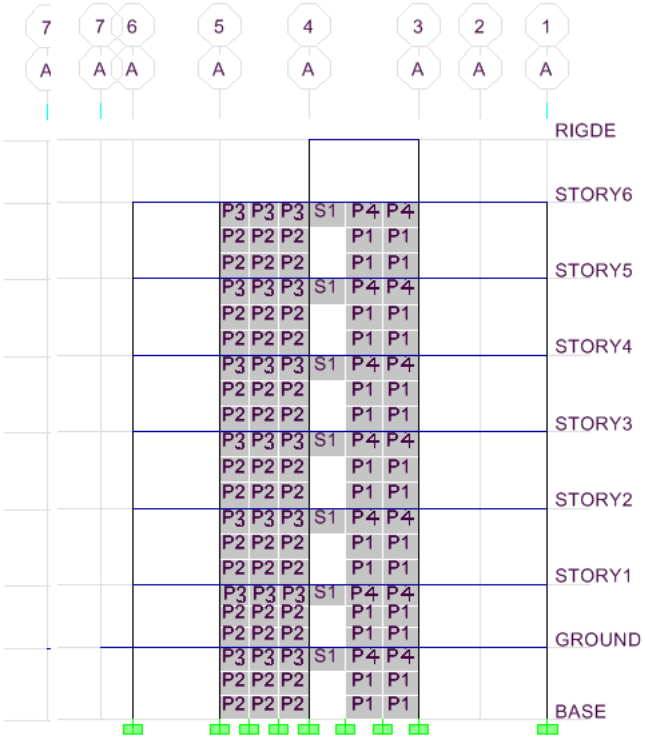
همچنین بهتر است تکیه گاهها پس از مش بندی، گیردار شوند.

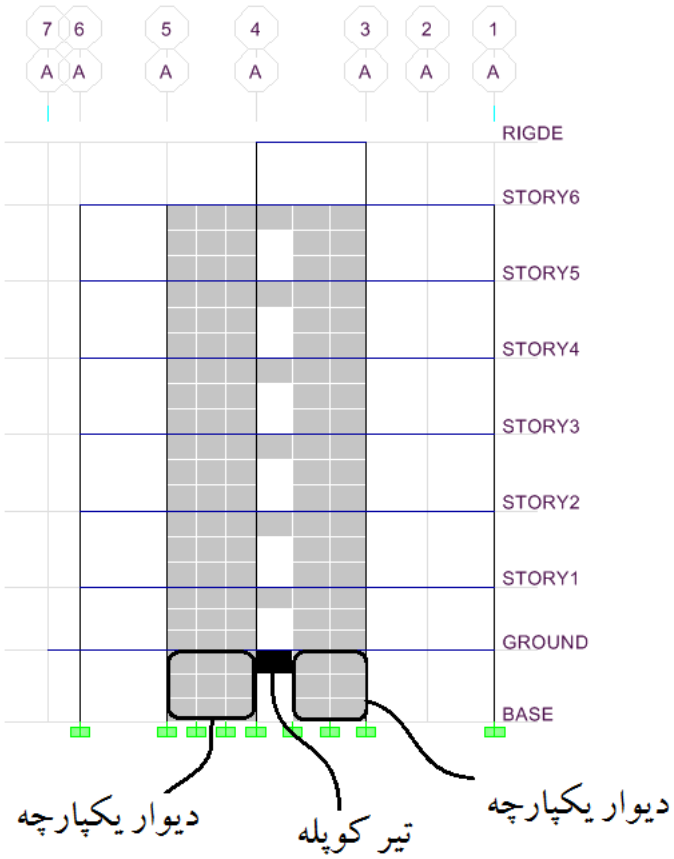


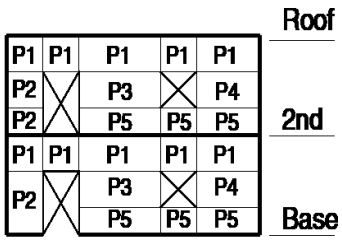
۹-۲-۱ برچسب دیوار

پس از مش بندی، دیوار به اجزای کوچکتری تقسیم می شود. بنابراین نرم افزار قادر به تشخیص ابتدا و انتهای دیوار نخواهد بود!

برای مثال در سازه زیر در داخل دیوار بازشو (در ورودی) داریم و بنابراین عملا دو دیوار مجزا داریم که توسط تیر کوپله (تیر همبند) به هم متصل شده اند. بنابراین باید برچسب دیوار ها متفاوت باشد.







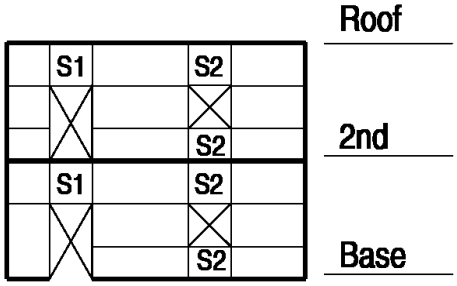
Wall Pier Labeling

- Wall pier forces are output at the top and bottom of wall pier elements. Also, wall pier design is only performed at stations located at the top and bottom of wall pier elements.

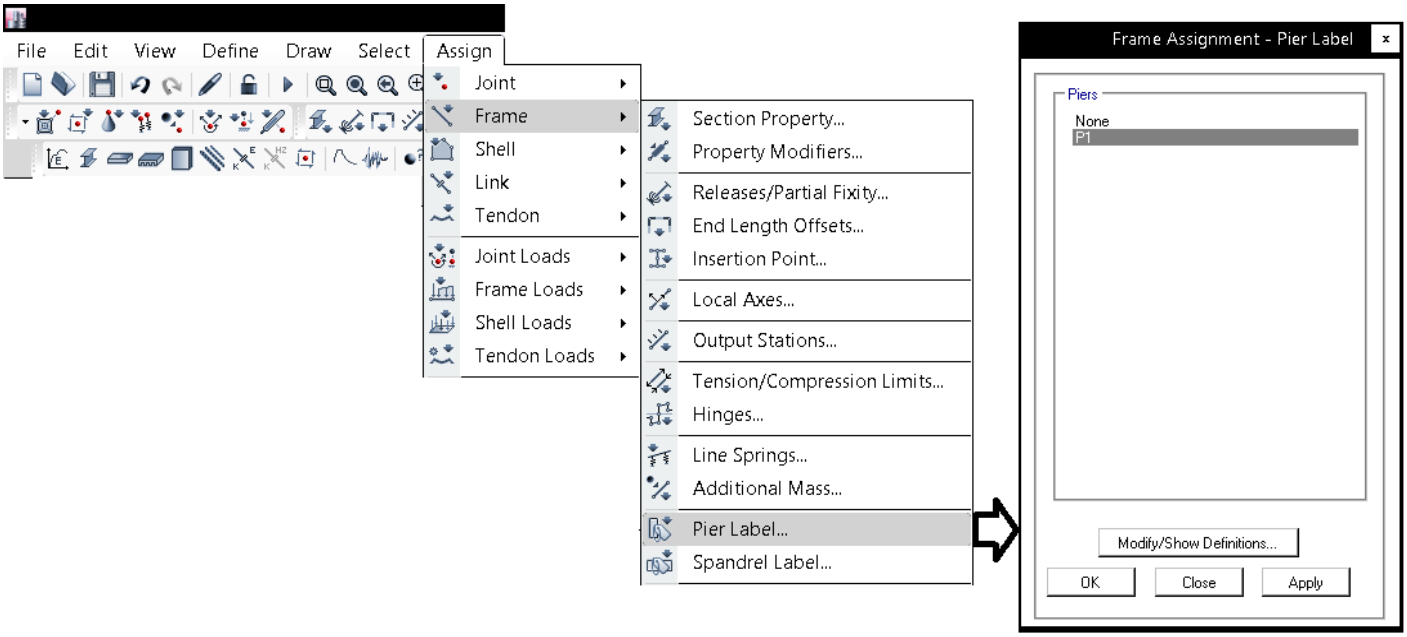
- Because the wall piers are associated with story levels, wall pier labels can repeat at different levels, as shown in the figure.

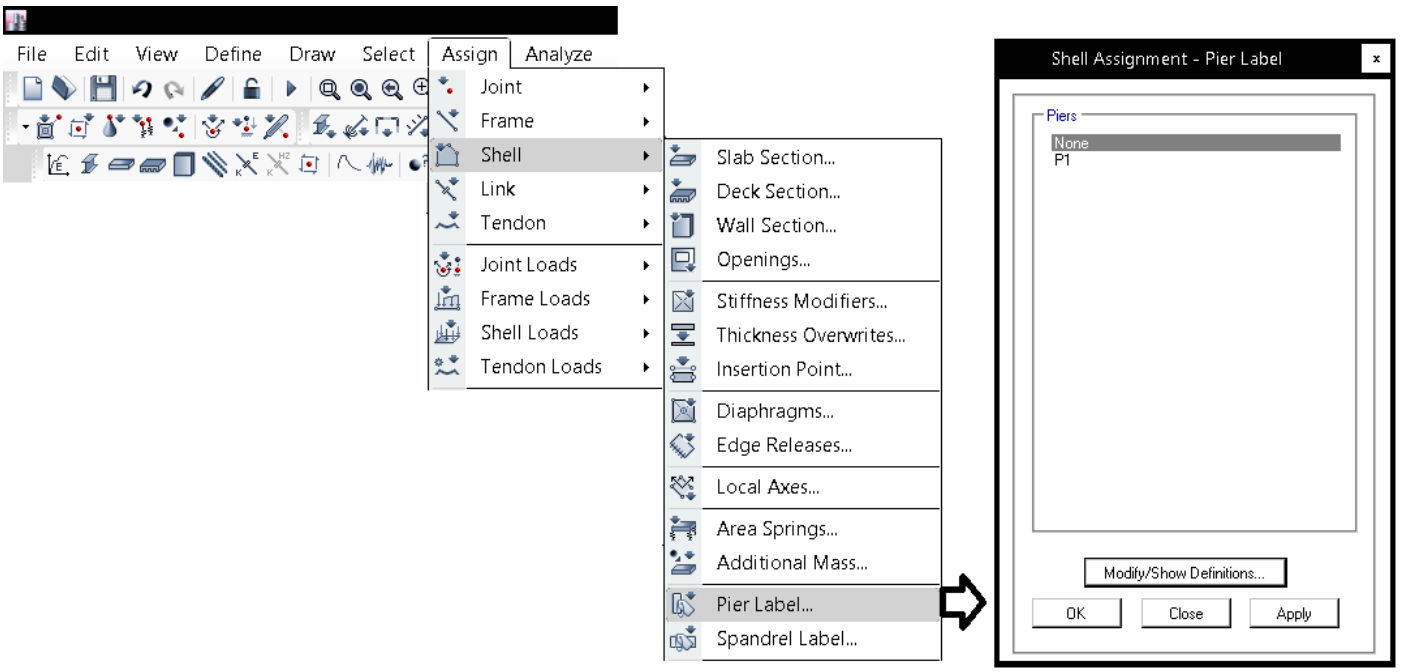
Wall Spandrel Labeling

Wall spandrel forces are output at the left and right ends of wall spandrel elements. Also, wall spandrel design is only performed at stations located at the left and right ends of wall spandrel elements.

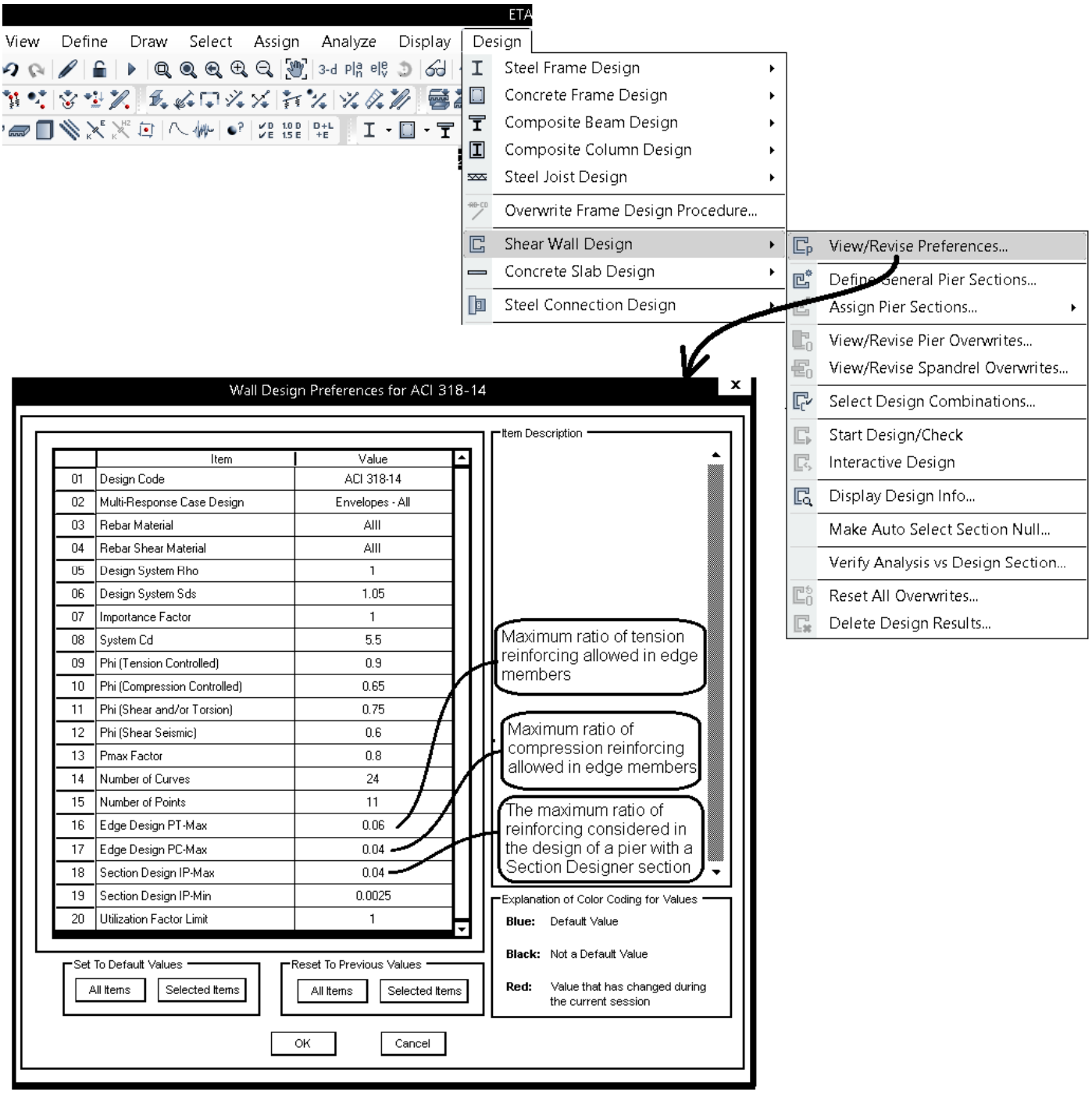


- برای برچسب گذاری دیوارها یکبار باید ستونهای کناری را برچسب گذاری کنیم و بار دیگر المانهای shell را برچسب گذاری کنیم:





۹-۳ تنظیم پارامترهای طراحی



	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Envelopes - All
03	Rebar Material	AIII
04	Rebar Shear Material	AIII
05	Design System Rho	1
06	Design System Sds	1.05
07	Importance Factor	1
08	System Cd	5.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	0.65
11	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
12	Phi (Shear Seismic)	0.6
13	Pmax Factor	0.8
14	Number of Curves	24
15	Number of Points	11
16	Edge Design PT-Max	0.06
17	Edge Design PC-Max	0.04
18	Section Design IP-Max	0.04
19	Section Design IP-Min	0.0025
20	Utilization Factor Limit	1

- ایتبس از پارامترهای PT-Max و PC-Max در طراحی دیوار به روش Simplified C & T استفاده می کند. در صورتی که میزان میلگرد طراحی شده از حداکثر مقدار تعریف شده در PT-Max و PC-Max فراتر رود، ایتبس ابعاد المان مرزی را در این روش افزایش می دهد.

- ایتبس از پارامترهای IP-Max و IP-Min در طراحی دیوار به روش General استفاده می کند. در صورتی که مقطع تعریف شده در Section designer به صورت design به pier نسبت داده شده باشد (نه از نوع Check) در این صورت اگر مقدار میلگرد محاسبه شده توسط ایتبس از حداکثر تعریف شده در این قسمت فراتر رود، دیوار غیر قابل قبول اعلام می شود.

طبق ACI318-14 برای دیوارهای برشی با شکل پذیری زیاد (Special) ضریب کاهش مقاومت برشی باید برابر 0.6 منظور شود (به جای 0.75) و از طرفی مقاومت برشی دیوار باید با رابطه زیر کنترل شود.

18.10—Special structural walls

18.10.4 *Shear strength*

18.10.4.1 V_n of structural walls shall not exceed:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad (18.10.4.1)$$

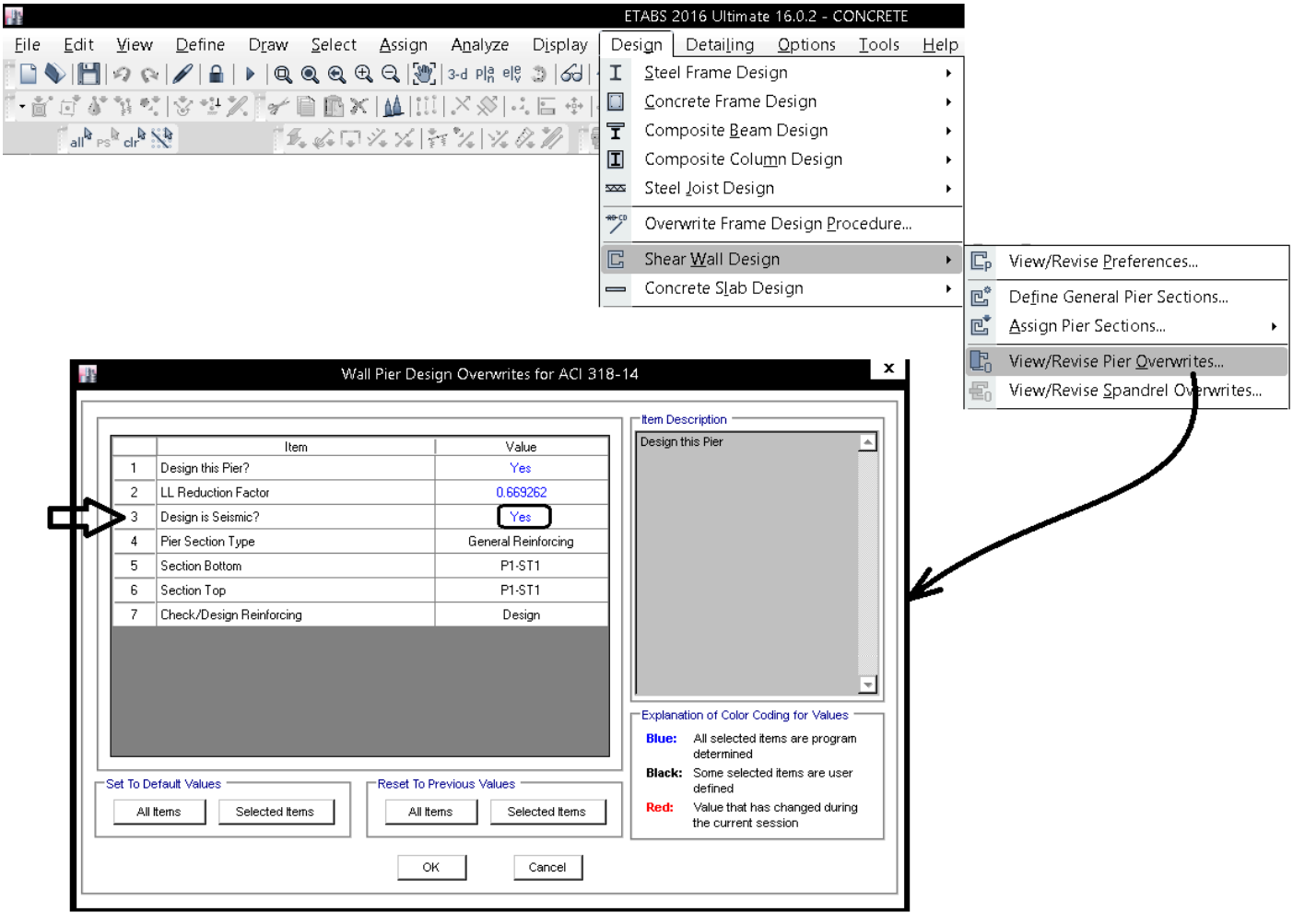
where the coefficient α_c is 0.25 for $h_w/\ell_w \le 1.5$, is 0.17 for $h_w/\ell_w \ge 2.0$, and varies linearly between 0.25 and 0.17 for h_w/ℓ_w between 1.5 and 2.0.

21.2.4 For structures that rely on elements in (a), (b), or (c) to resist earthquake effects E, the value of ϕ for shear shall be modified in accordance with 21.2.4.1 through 21.2.4.3:

(a) Special moment frames
(b) Special structural walls
(c) Intermediate precast structural walls in structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F

21.2.4.1 For any member designed to resist E, ϕ for shear shall be 0.60 if the nominal shear strength of the member is less than the shear corresponding to the development of the nominal moment strength of the member. The nominal moment strength shall be calculated considering the most critical factored axial loads and including E.

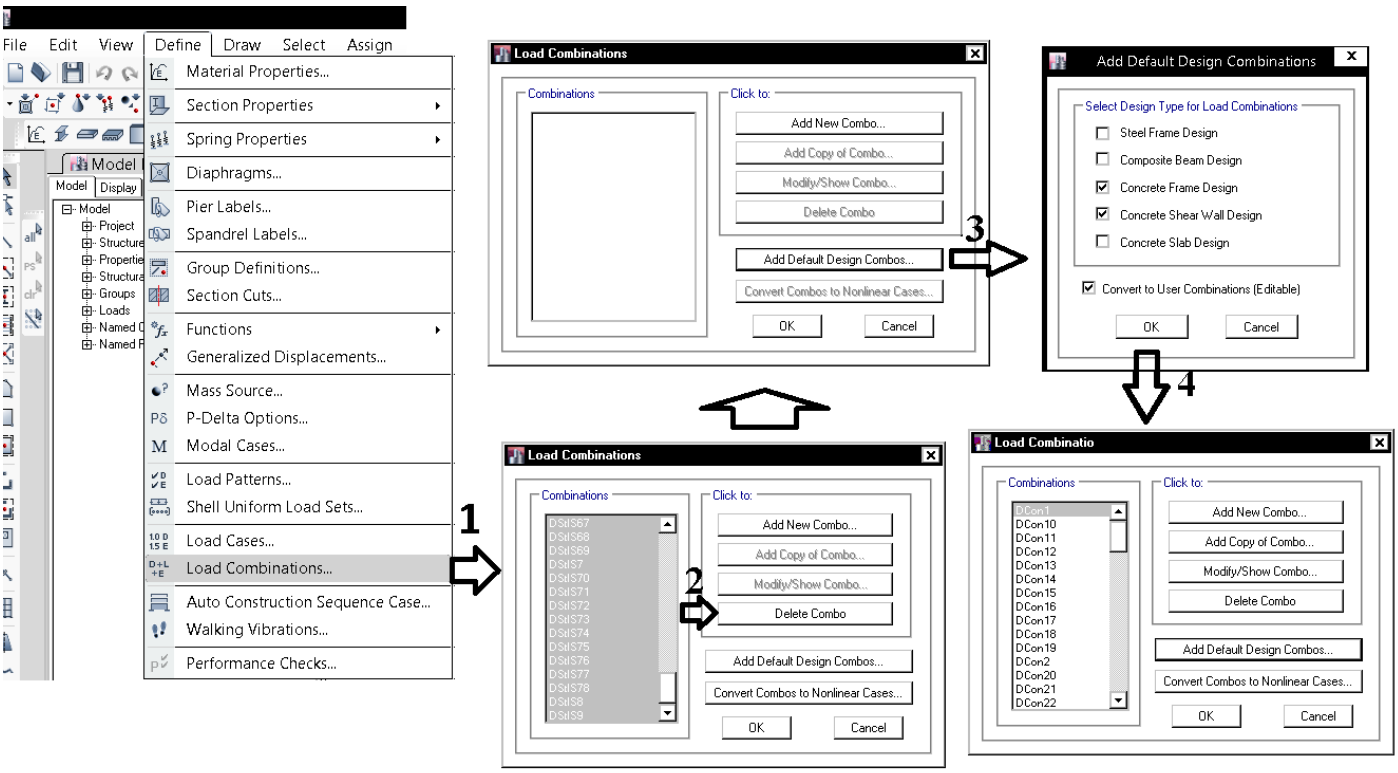
R21.2.4.1 This provision addresses shear-controlled members, such as low-rise walls, portions of walls between openings, or diaphragms, for which nominal shear strength is less than the shear corresponding to development of nominal flexural strength for the pertinent loading conditions.



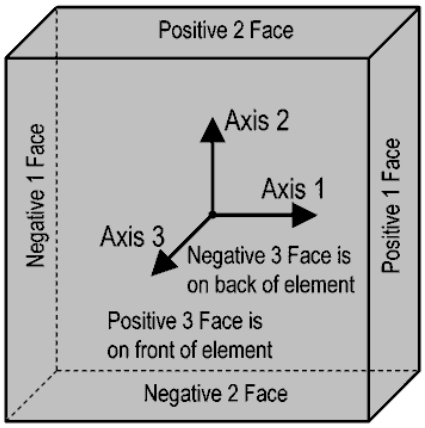
در صورتی که در شکل فوق Yes انتخاب شود، رابطه فوق (علاوه بر ضوابط عادی کنترل برش) کنترل خواهد شد و ممکن است موجب افزایش آرماتورهای عرضی (افقی) دیوار برشی شود. با توجه به زلزله خیز بودن ایران، توصیه می شود این گزینه Yes انتخاب شود.

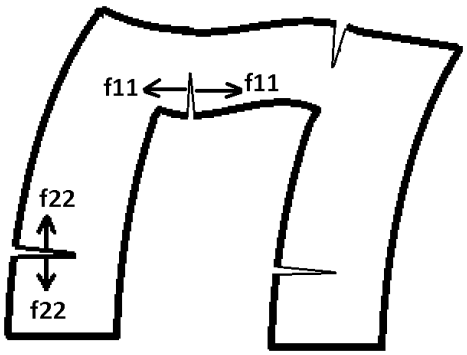
۹-۴ تعریف ترکیب بارها

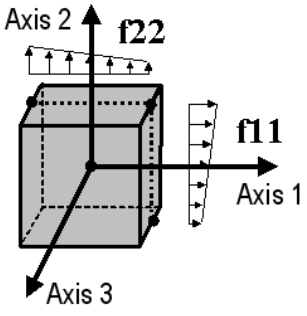
- قبل از ایجاد ترکیب بار حتما باید ضرایب Rho و Sds را در قسمت Prferences وارد کرده باشیم تا ترکیب بارها بر اساس آنها ساخته شوند:

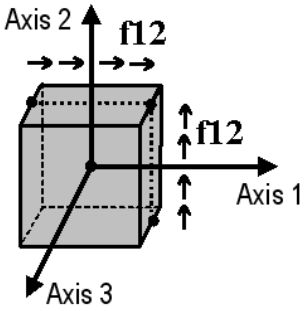


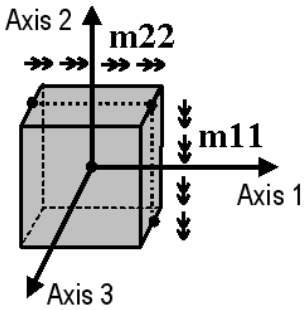
۹-۵ ضرایب ترک خوردگی دیوارها

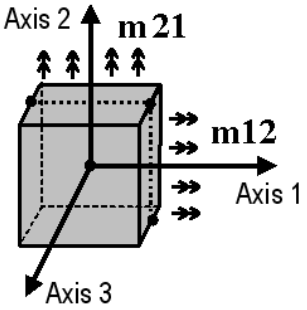


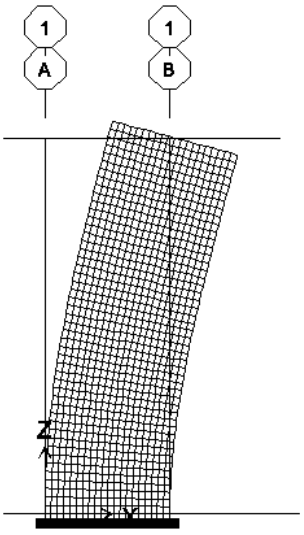




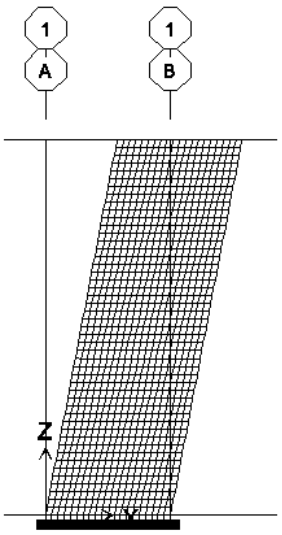




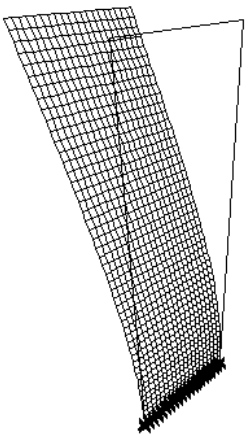




تغییر شکل خمشی داخل صفحه دیوار



تغییر شکل برشی داخل صفحه دیوار



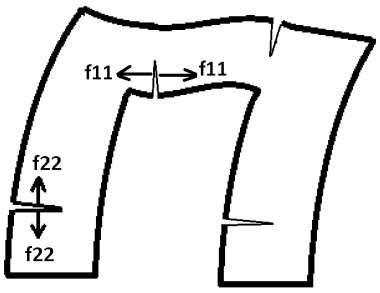
تغییر شکل خمشی خارج از صفحه دیوار

10.10.4.1 — It shall be permitted to use the following properties for the members in the structure:

(a) Modulus of elasticity ..... E_c from 8.5.1
(b) Moments of inertia, I
Compression members:
Columns ..... $0.70I_g$
Walls—Uncracked ..... $0.70I_g$
—Cracked ..... $0.35I_g$
Flexural members:
Beams ..... $0.35I_g$
Flat plates and flat slabs ..... $0.25I_g$
(c) Area ..... $1.0A_g$

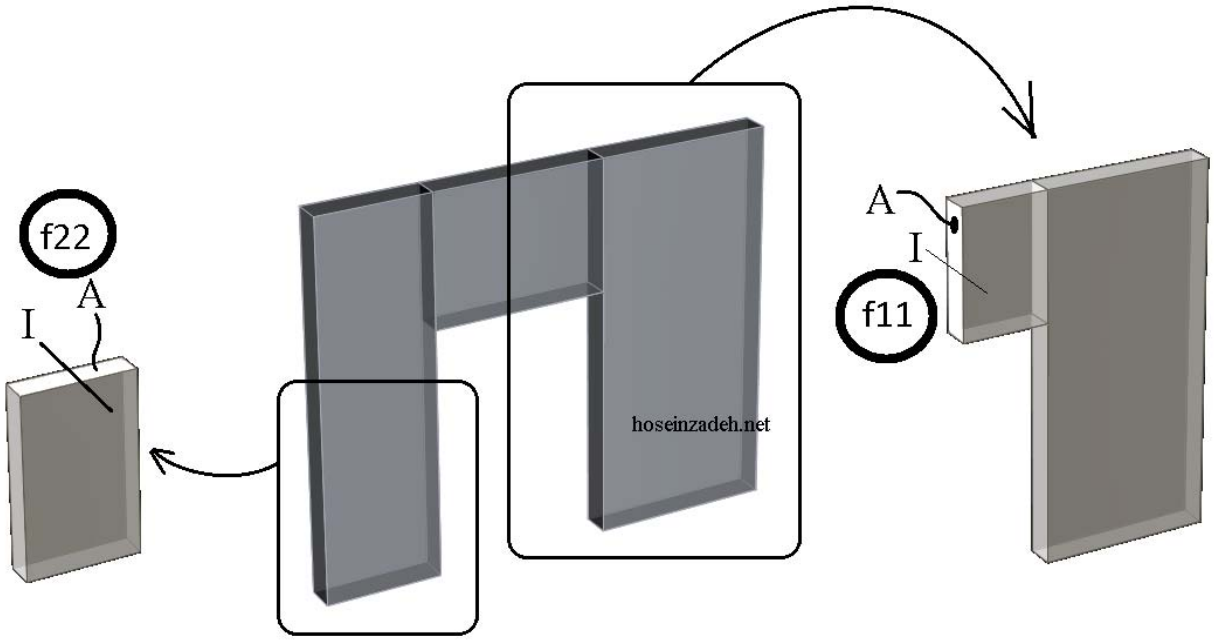
۹-۱۳-۸-۴ اثر ترک‌خوردگی

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک‌خوردگی باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت 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 ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.



$$\left(\text{کاهش در } f_{22}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{کاهش در ممان اینرسی دیوار حول محور قوی } I \\ \text{کاهش در مساحت دیوار } A \end{cases}$$

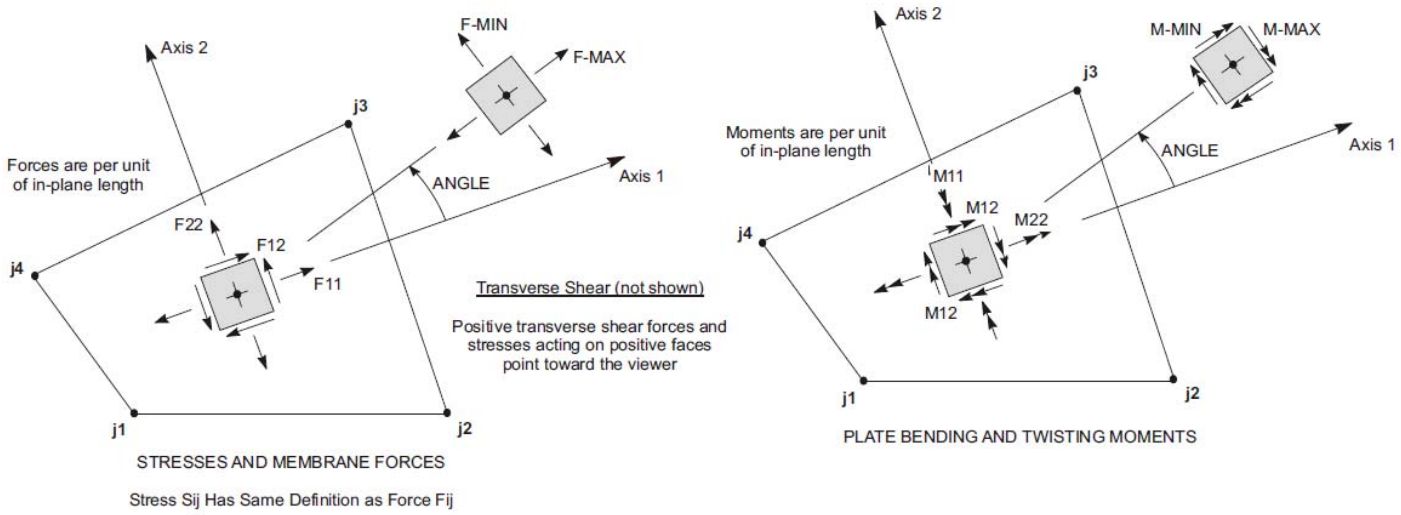
$$\left(\text{کاهش در } f_{11}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{کاهش در ممان اینرسی تیر کوپله حول محور قوی } I \\ \text{کاهش در مساحت مقطع کوپله } A \end{cases}$$

$$\left(\text{کاهش در } m_{11}, m_{22}, m_{12}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{کاهش در ممان اینرسی حول محور ضعیف } I \text{ حول محور ضعیف} \\ \text{کاهش در سختی پیچشی } J \end{cases}$$

به توضیحات زیر از سایت CSI توجه نمایید. برای کاهش سختی خمشی تیرهای کوپله می توان f11 را کاهش داد و برای کاهش سختی دیوارها می توان f22 را کاهش داد:

Modeling cracked section properties for shear wall and slab

In ETABS, shell or area element has two types of stiffnesses i.e. inplane stiffness refers as f11, f22 and f12 and out-of-plane stiffness refers as m11, m22 and m12. Refer to the below Figure which shows the direction of local axes and their corresponding stiffnesses:



Figure

Shell Element Stresses and Internal Resultant Forces and Moments

For shear wall (both piers and spandrels), the flexural and axial behavior is modified by either f11 or f22 depending on the orientation of the local axis and the shear behavior is controlled by f12. In column and code terms f11 or f22 would correspond to modifications of EI or EA and f12 would correspond to modifications to GA_{shear}. The code recommendations in Section 10.10 of ACI 318 code are related to slenderness effects where flexural deformations govern so they have recommended modifying EI (corresponding to f11 or f22 for shear walls). **There is no recommendation about reducing the GA_{shear}**. You should, however, note that some of our users use modifiers for f12 also, where they expect deterioration of shear stiffness and want to be realistic in their modeling.

The above discussion applies assuming the local axes 1 and 2 of the shear wall area object are either vertical or horizontal. This is under user control. **When drawing in ETABS the default is to have the 1 axis horizontal and the 2 axis vertical. This means that the flexural modifier for EI should be applied to f22 for wall piers and to f11 for spandrels. If you apply the modifier to both f11 and f22 it hardly affects the results.**

For slabs where bending is always in the out-of-plane direction, modifiers m11, m22 and m22 are required to model cracking behavior.

Summary

Assuming beams and columns are modeled as frame then the stiffness modifier table is as follows:

ACI		ETABS
Beams.....0.35*Ig	➔	I22 = I33 = 0.35
Columns.....0.70*Ig	➔	I22 = I33 = 0.70
Walls-Uncracked.....0.70*Ig	➔	modeled as shell: f11, f22 = 0.70
Walls-Cracked.....0.35*Ig	➔	similar to Walls-Uncracked (with modifiers of 0.35)
Flat Plates & Flat Slabs....0.25*Ig	➔	modeled as membrane: f11, f22, f12 = 0.25 modeled as shell: f11, f22, f12, m11, m22, m12 = 0.25 (for both cases fxx is not important if rigid diaphragm is assigned)

NOTE:

Walls are generally not designed for out-of-plane bending to avoid excessive longitudinal reinforcement. In this case, use a small modifier say 0.1 for m11, m22 and m12 so numerical instabilities could be avoided. However, use m11, m22, m12 = 0.70 (or 0.35) when considering the out-of-plane bending in wall.

مرجع: www.wiki.csiberkeley.com

- برخی از محاسبین در کنترل دیوار از مقاومت خمشی خارج از صفحه ان صرف نظر می کنند و بنابراین برای مدلسازی دیوار از المان membrane استفاده می کنند (که به معنی صفر فرض کردن m11=m22=m12=0 می باشد). متن فوق پیشنهاد می کند اگر قصد داریم از خمش خارج صفحه دیوار برشی صرف نظر کنیم یک ضریب کم مانند 0.1 برای m11=m22=m12 وارد نماییم (به جای membrane فرض کردن دیوار).

- طبق توصیه مبحث نهم بهتر است در جهت خارج صفحه دیوار نیز بر اساس اینکه دیوار ترک می خورد یا نه، 0.35 و یا 0.7 وارد شود. بنابراین بهتر است دیوارهای برشی به صورت shell مدل شوند و سختی m11=m22=m12 آنها برابر 0.35 و یا 0.7 وارد شود (به شکلهای صفحه بعد مراجعه نمایید)

۹-۵-۱ سختی خمشی تیرهای همبند

طبق ACI-318-14 می توان سختی اعضا را مطابق جدول زیر در نظر گرفت:

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

در جدول فوق برای تیرهای کوپله مقدار سختی مشخصی ارائه نشده است و اگر بخواهیم طبق ACI عمل کنیم باید به ناچار مطابق تیرها، سختی تیرهای کوپله را برابر 0.35 در نظر بگیریم (f11=m11=m22=m12=0.15).

به توضیحات ارائه شده توسط پروفسور Moehle توجه نمایید:

ACI 318 provides frame beam effective stiffness values, but these are not appropriate for typical coupling beams. Coupling beams are expected to sustain damage before significant yielding occurs in walls, leading to faster stiffness reduction. Coupling beam effective stiffness is further reduced because of concentrated end rotations associated with reinforcement slip from anchorage zones within the wall boundary. ATC 72 (2010) recommends effective stiffness EcIe = 0.15EcIg with shear deformations calculated based on Gc = 0.4Ec for ln/h ≥ 2 and Gc = 0.1Ec for ln/h ≤ 1.4, with linear interpolation for intermediate aspect ratio.

طبق توصیه ATC72 می توان برای تیرهای همبند سختی خمشی را برابر 0.15 و بقیه سختی ها را برابر 1 در نظر گرفت:

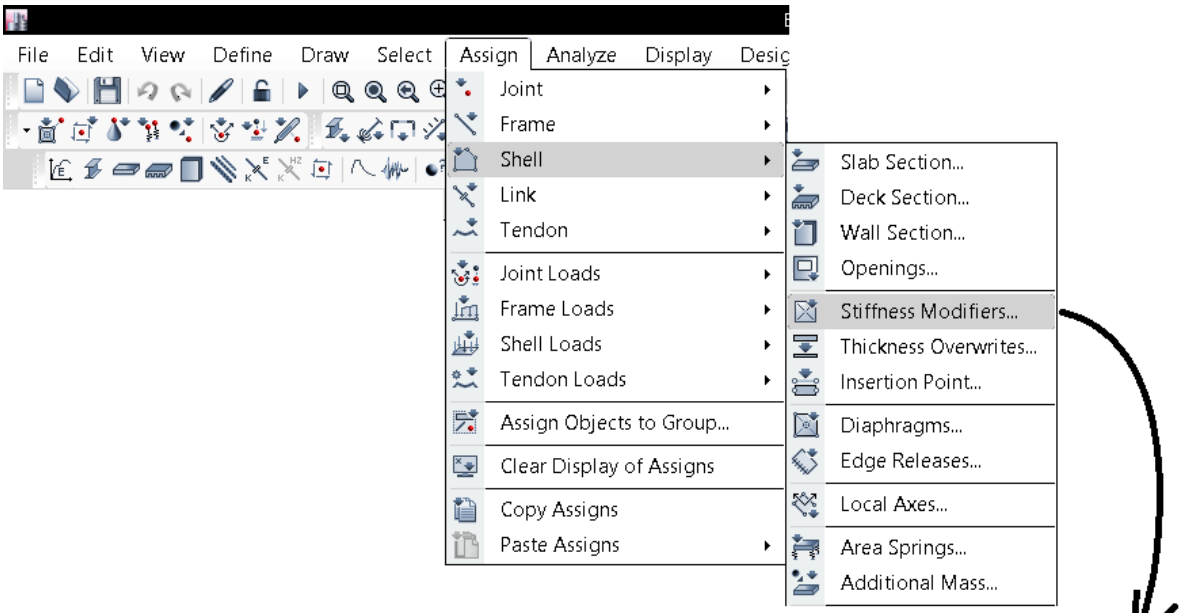
(f11=m11=m22=m12=0.15, f22=f12 =1)

همچنین برای تیرهای بسیار کوتاه (ln/h ≤ 1.4) علاوه بر کاهش سختی خمشی بهتر است سختی برشی نیز کاهش یابد:

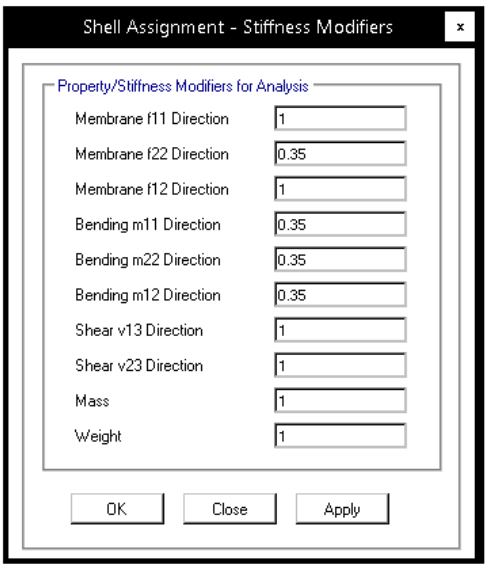
(f11=m11=m22=m12=0.15, f12=0.25, f22 =1)

۹-۶ کنترل ترک خوردگی دیوار

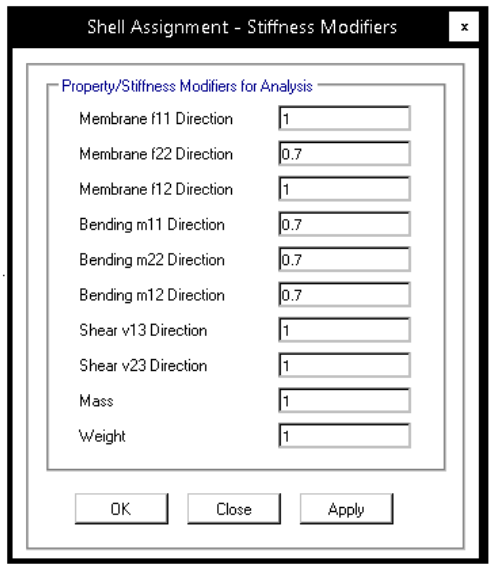
ابتدا فرض می شود که دیوارها ترک نمی خورند و برای تمامی آنها ضریب ترک خوردگی 0.7 منظور می شود:



دیوار برشی ترک خورده

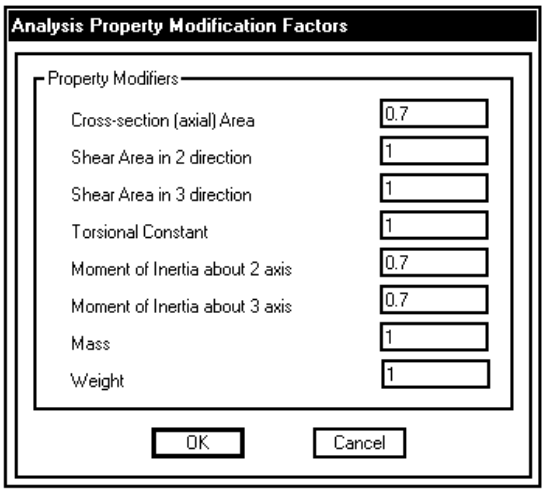


دیوار برشی ترک نخورده



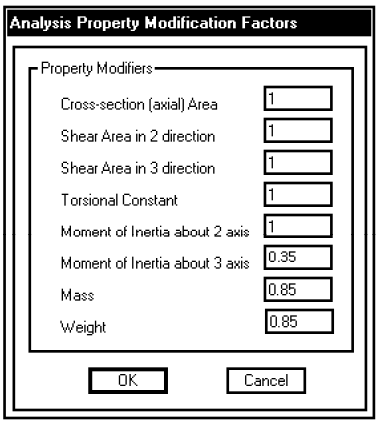
- در صورتی که کاربر علاوه بر f22، ضریب f11 را نیز کاهش دهد، تاثیر ناچیزی در نتایج نخواهد داشت.
- در تیرهای کوپله به جای ضریب f22 ضریب f11 تاثیرگذار خواهد بود. ولی در صورتی که کاربر علاوه بر f11، ضریب f22 را نیز کاهش دهد، تاثیر ناچیزی در نتایج خواهد داشت.
- ستونهای اطراف دیوارها جزئی از دیوار محسوب شده و باید سختی خمشی آنها همراه با دیوار کاهش یابد.

بنابراین سختی خمشی ستونها (با فرض ترک نخوردن دیوارها) برابر 0.7 وارد خواهد شد:

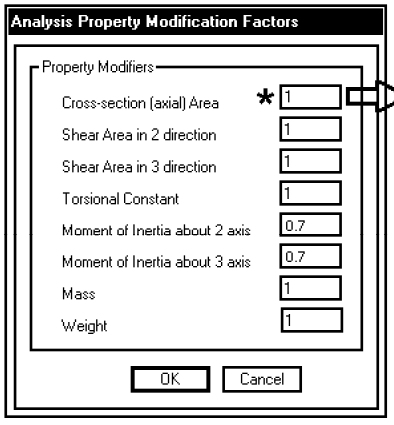


- سختی اعضا در سازه های دارای دیوار برشی (**مهار نشده**):

Beam

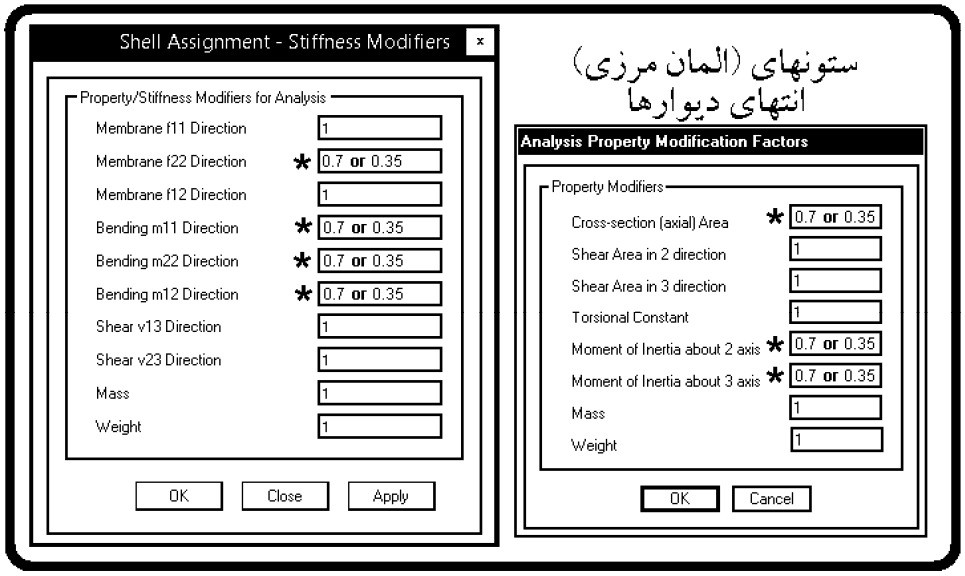


Column ستونهای مجزا



طبق ACI سختی محوری ستونها نباید کاهش یابد.
ولی با توجه به سختی محوری (f22) را کاهش می دهیم، برای اینکه توزیع بار ثقلی بین دیوار و ستونها صحیح انجام شود، برخی همکاران سختی محوری ستونها را نیز همراه با دیوار کاهش می دهند

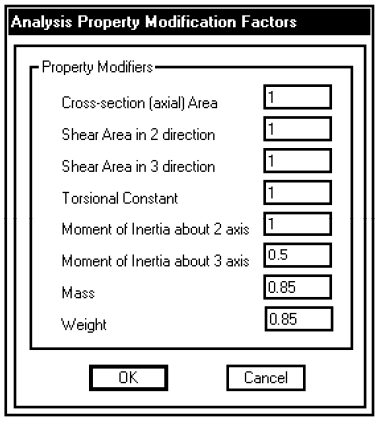
Wall



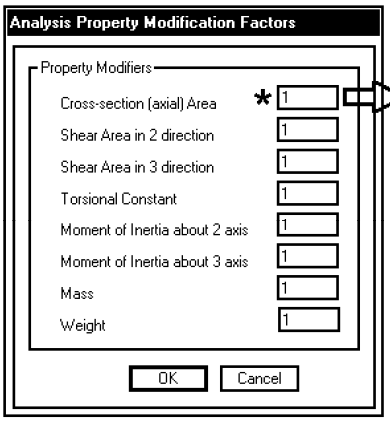
* اگر دیوار ترک بخورد، 0.35
واگر ترک نخورد 0.7

- سختی اعضا در سازه های دارای دیوار برشی (**مهار شده**):

Beam

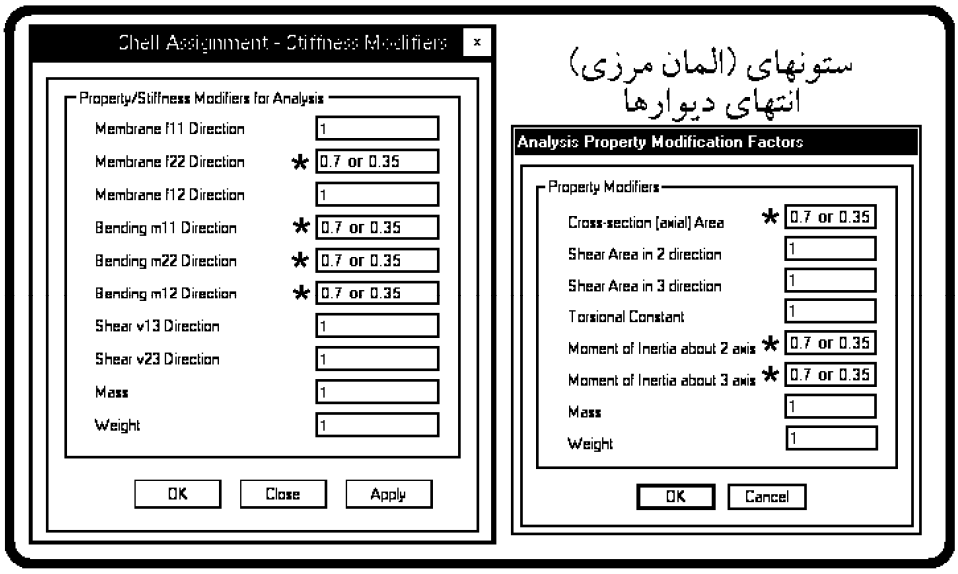


ستونهای مجزا Column



طبق ACI سختی محوری ستونها نباید کاهش یابد.
ولی با توجه به سختی محوری (f22) را کاهش می دهیم، برای اینکه توزیع بار ثقلی بین دیوار و ستونها صحیح انجام شود، برخی همکاران سختی محوری ستونها را نیز همراه با دیوار کاهش می دهند

Wall



* اگر دیوار ترک بخورد، 0.35
واگر ترک نخورد 0.7

پس از آنالیز سازه باید ترک خوردگی دیوار بر اساس میزان تنش های کششی دیوارها کنترل شود.
مقدار تنش کششی که موجب ترک خوردن بتن می شود، طبق رابطه زیر (از مبحث ۹) محاسبه می شود:

$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۷-۳)$$

برای مثال اگر از بتن C25 استفاده شود، تنش ترک خوردگی برابر $fr = 3MPa = 30\ kg/cm^2$ خواهد بود.

۹-۶-۱ ترکیب بار کنترل ترک

تحت ترکیب بارهای مختلف تنش در دیوار تغییر میکند:

$$A < 0.35 \rightarrow \begin{cases} 1.2D + L \pm E \\ 0.9D \pm E \end{cases}$$

$$A = 0.35, I = 1 \rightarrow \begin{cases} 1.41D + L \pm E \\ 0.69D \pm E \end{cases}$$

تحت ترکیب بارهای $0.9D \pm E$ و یا $0.69D \pm E$ بیشترین کشش ممکن را در دیوار خواهیم داشت. در این صورت تعداد دهانه هایی از دیوار در طبقات که ترک خورده محسوب می شوند افزایش می یابد (و ضریب سختی آنها باید به 0.35 کاهش یابد).

سوال: در سیستم دوگانه آیا اگر دیواری ترک نخورد ولی ما آنرا ترک خورده در نظر بگیریم، در جهت اطمینان خواهد بود یا خلاف جهت اطمینان؟

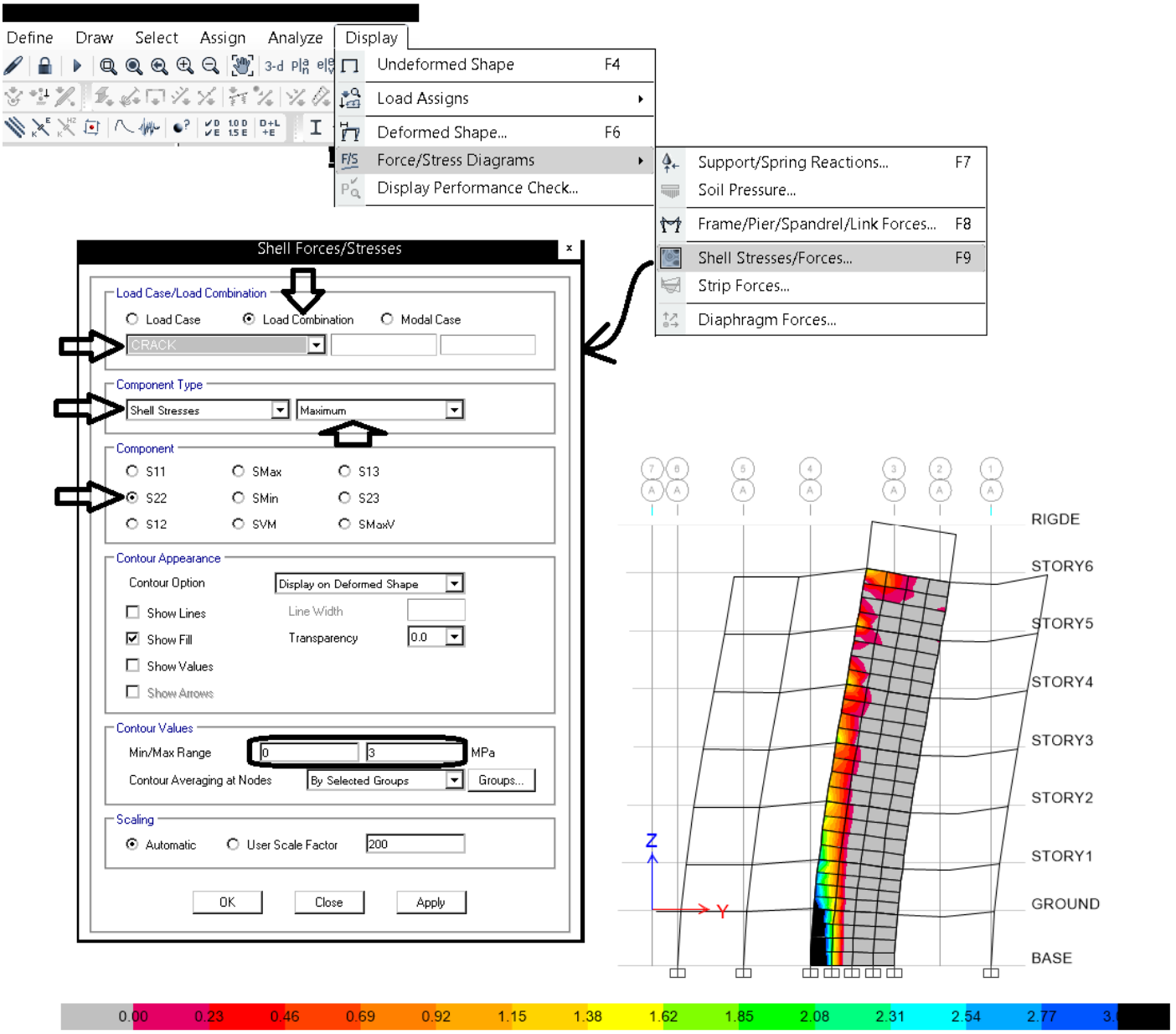
پاسخ: با ترک خورده فرض کردن دیوار (و کاهش سختی آن) سهم باربری آن از زلزله کاهش می یابد و در عوض سهم قاب از تحمل زلزله افزایش می یابد بنابراین در مورد طراحی قاب در جهت اطمینان خواهد بود و در مورد دیوار در خلاف جهت اطمینان. البته تغییرسختی دیوار پارامترهای دیگر مانند دوره تناوب سازه را نیز تغییر می دهد که می توان بر محاسبه نیروی زلزله تاثیر گذار باشد.

از نظر نگارنده بهتر است ترک خوردگی دیوارها تحت ترکیب بار $0.9D \pm E$ کنترل شود و نیازی به منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد و یا خروج از مرکزیت اتفاقی نیست (البته در این مورد آیین نامه صراحت ندارد و برخی از طراحان برای مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد از ترکیب $0.69D \pm E$ استفاده می کنند).

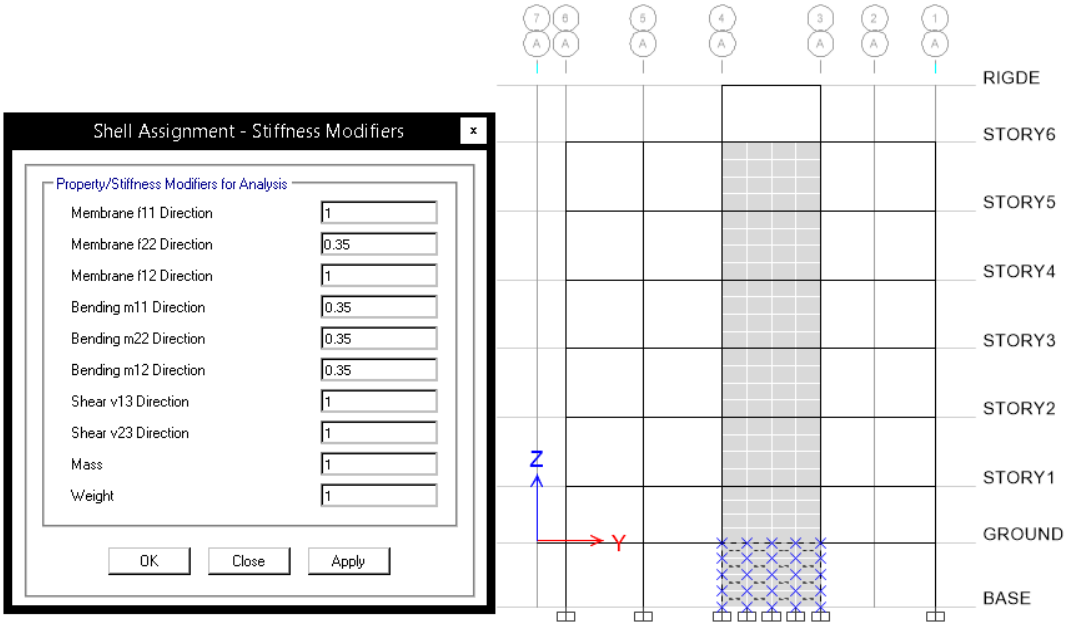
برای این منظور می توان ترکیب بارهای زیر را کنترل نمود:

0.9D±EX
0.9D±EY

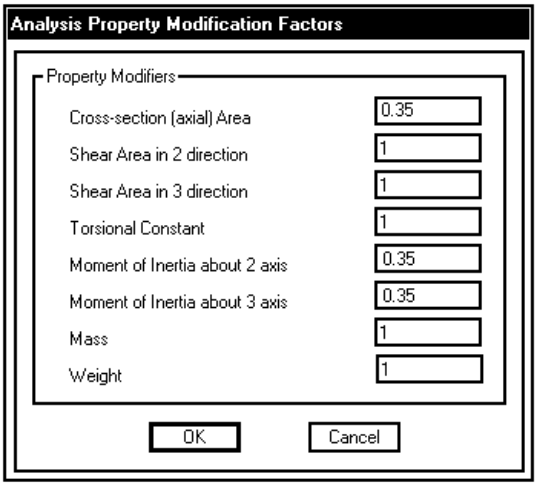
واحد سیستم را بر روی N/mm قرار داده و تنشهای موجود در دیوار را از طریق منوی زیر نمایش می دهیم:



سختی خمشی دیوارهایی که تنش آنها فراتر از 3MPa می باشد، باید به 0.35I کاهش یابد:

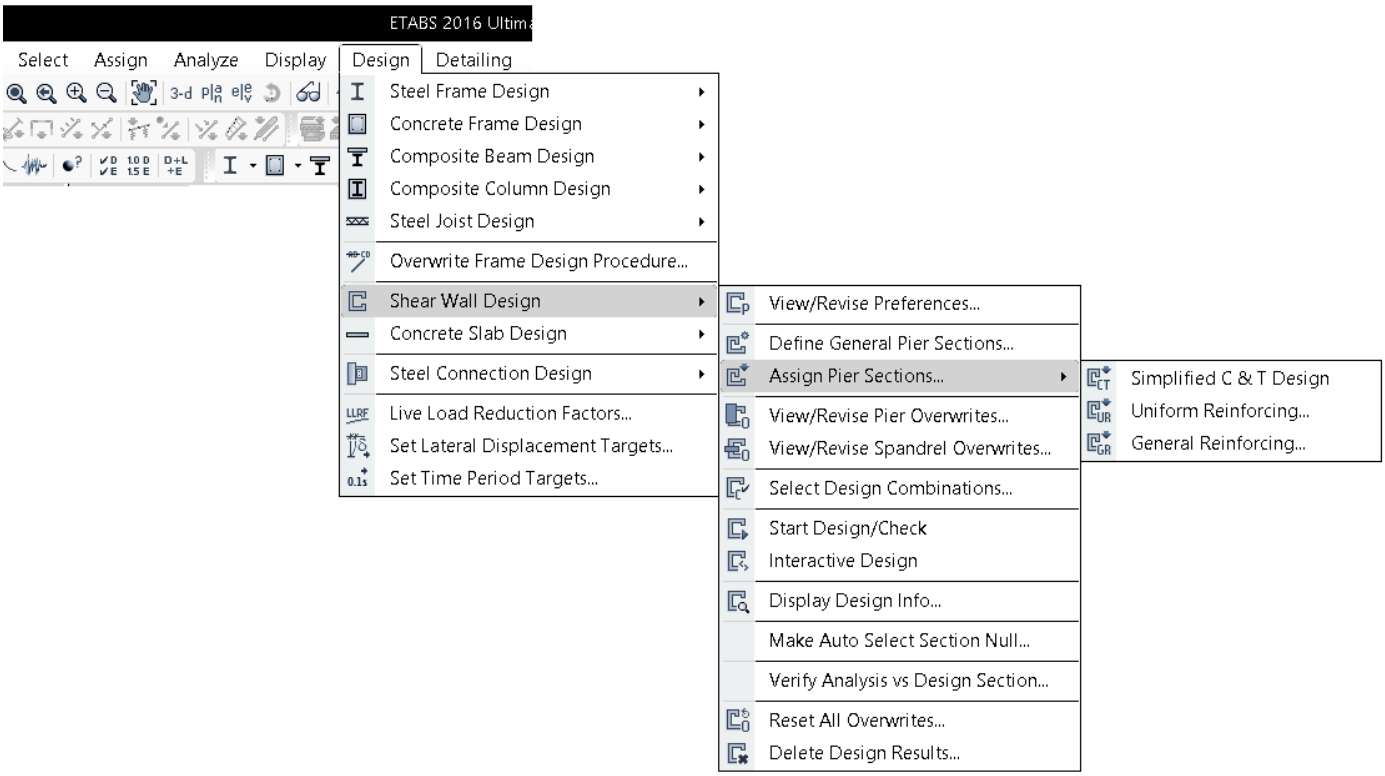


همچنین ضریب سختی ستونهای اطراف دیوار (که در حقیقت ستون نیستند بلکه جزئی از دیوار هستند) باید به 0.35I کاهش یابند:



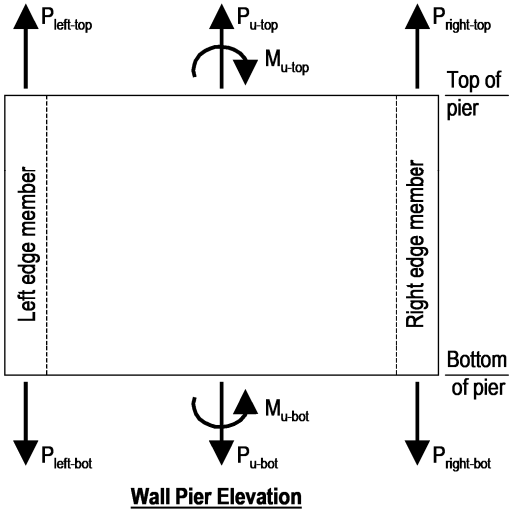
۹-۷ انتخاب روش طراحی

برای طراحی دیوار برشی سه روش مختلف توسط نرم افزار معرفی شده است. برای انتخاب روش ابتدا باید دیوارها را انتخاب کرده و سپس یکی از سه نوع مقطع Simplified C & T Section ، Uniform Reinforcing و یا General Reinforcing را به آنها اختصاص دهید:



۹-۷-۱ استفاده از روش Simplified C and T Section

در این روش ابتدا مقدار لنگر و نیروی محوری برآیند در ابتدا و انتهای دیوار محاسبه می شود (P_{u-top} و M_{u-top} در بالای دیوار و P_{u-bot} و M_{u-bot} در پایین دیوار). سپس بر اساس رابطه زیر مقدار نیروی محوری در المانهای مرزی مشخص می شود. بر اساس نیروی محوری المانهای مرزی، مقدار آرماتور طولی لازم برای آنها محاسبه می شود.



$$P_{left-top} = \frac{P_{u-top}}{2} + \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{left} - 0.5B_{right})}$$

$$P_{right-top} = \frac{P_{u-top}}{2} - \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{left} - 0.5B_{right})}$$

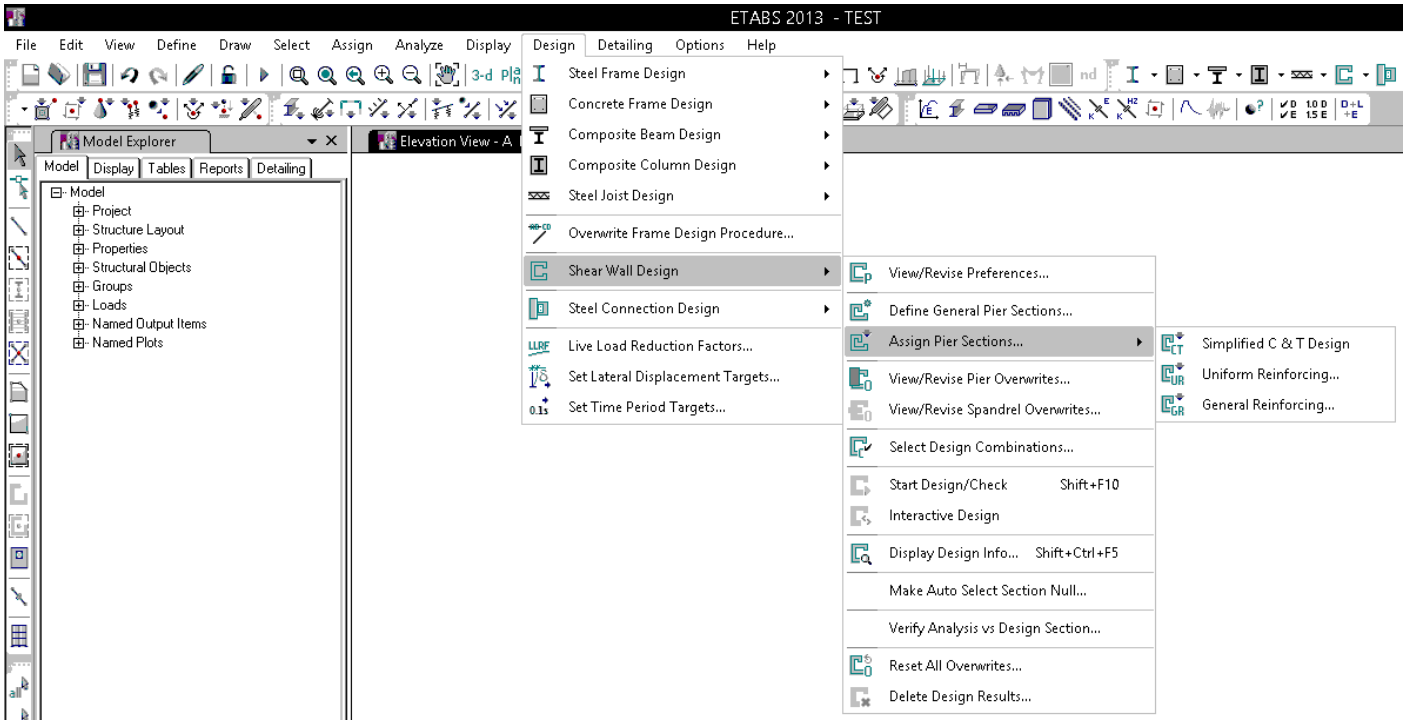
- در این روش امکان تعریف دقیق موقعیت میلگردها در مقطع دیوار وجود ندارد و تنها مساحت کلی میلگردها در المانهای مرزی محاسبه می شود. بنابراین یک روش تقریبی می باشد.
- در این روش خمش حول محور ضعیف دیوار منظور نمی شود و از وجود آن صرف نظر می شود. بنابراین توصیه می شود در صورت استفاده از این روش از، در ترسیم دیوارها از المانهای از نوع membrane استفاده شود تا خمش حول محور ضعیف را جذب نکنند.

۹-۷-۲ استفاده از روش Uniform Reinforcing Pier Section

در این روش عرض دیوار ثابت فرض می شود (امکان تعریض مقطع در دو انتهای دیوار وجود ندارد). در این روش با توجه به مستطیلی فرض کردن مقطع، آنرا همانند یک ستون تحت نیروهای P-Mx-My طراحی می کند. در این حالت نمودارهای اندرکنشی برای دیوارها ترسیم می شود.
در این روش اثر لنگر حول محور ضعیف منظور میشود و بنابراین می توان برای تعریف دیوارها از المانهای shell استفاده نمود.

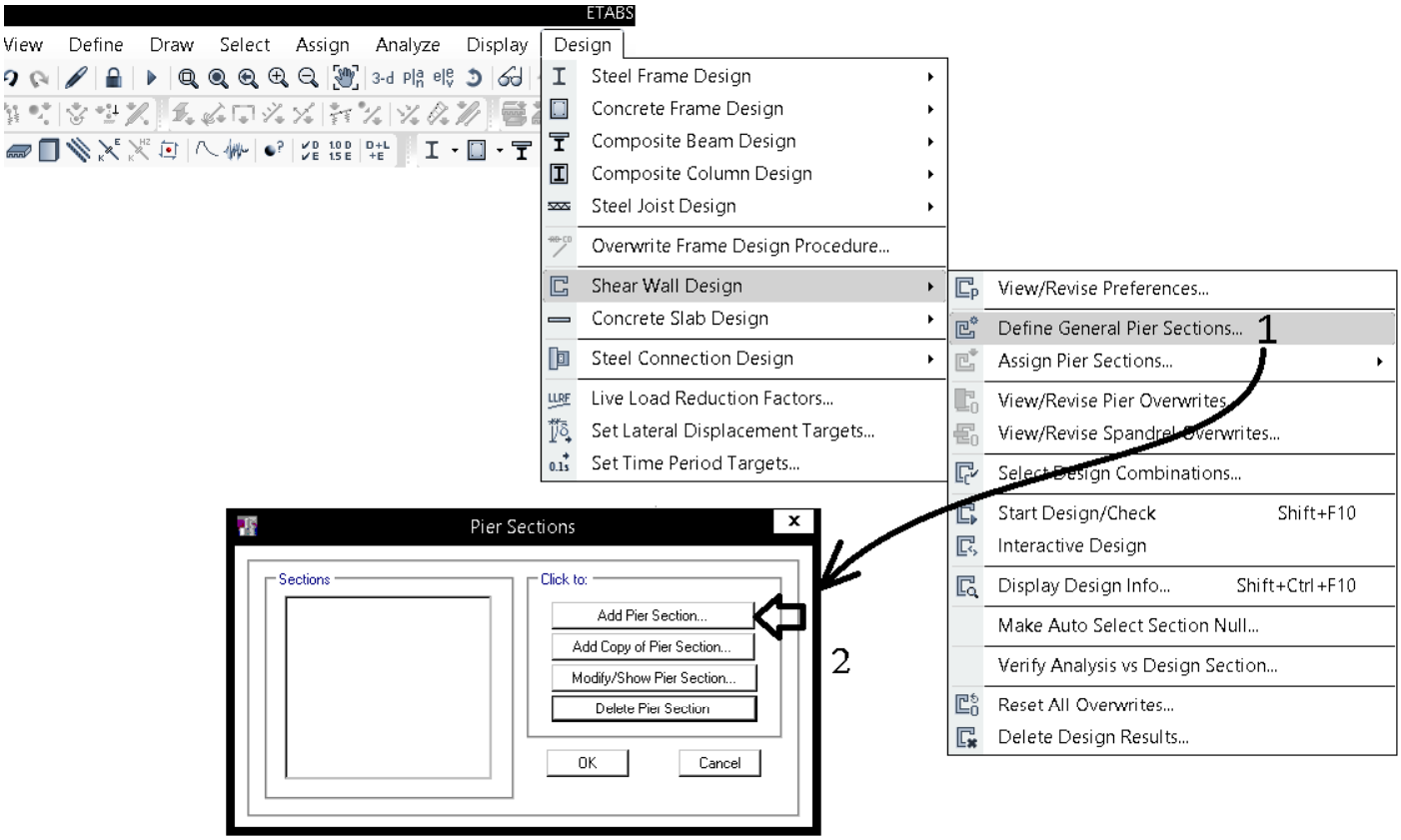
۹-۷-۳ استفاده از روش General Reinforcing Pier Section

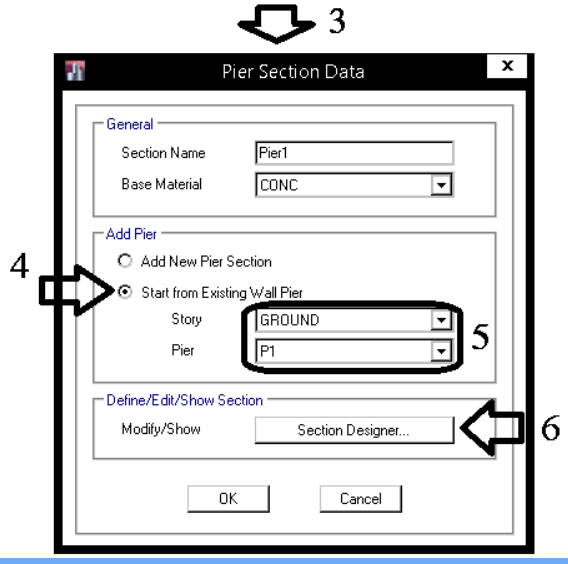
در این روش مقطع دیوار به صورت دقیق در قسمت Section designer مدل می شود و نرم افزار بر اساس آرایش آرماتورها در مقطع دیوار، آنرا کنترل می کند.
برای انجام طراحی باید المانهای دیوار را انتخاب کرده و سپس از طریق منوی زیر یکی از این سه گزینه را انتخاب نماییم:

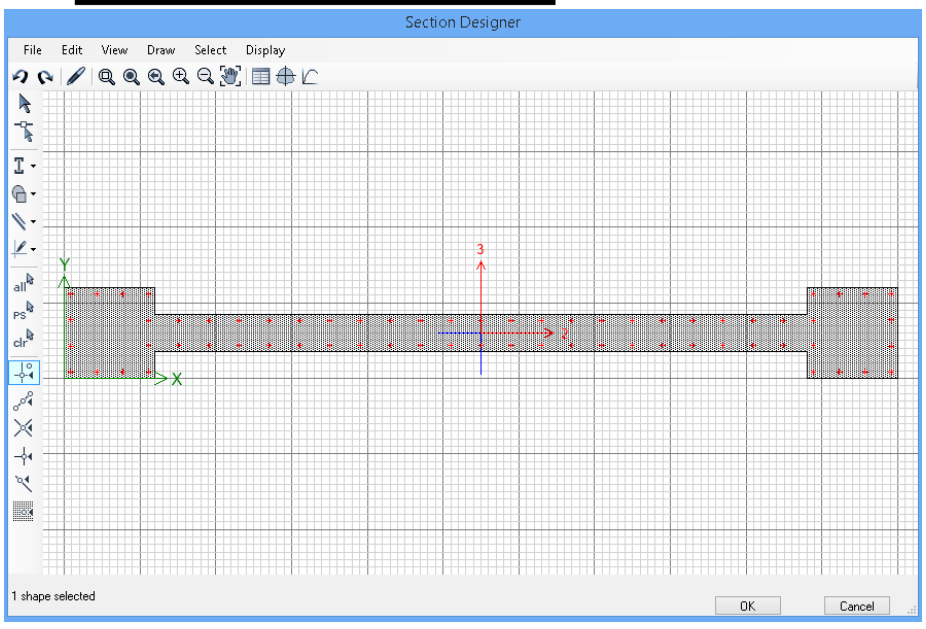


۹-۷-۴ طراحی به روش General Reinforcing Pier Section

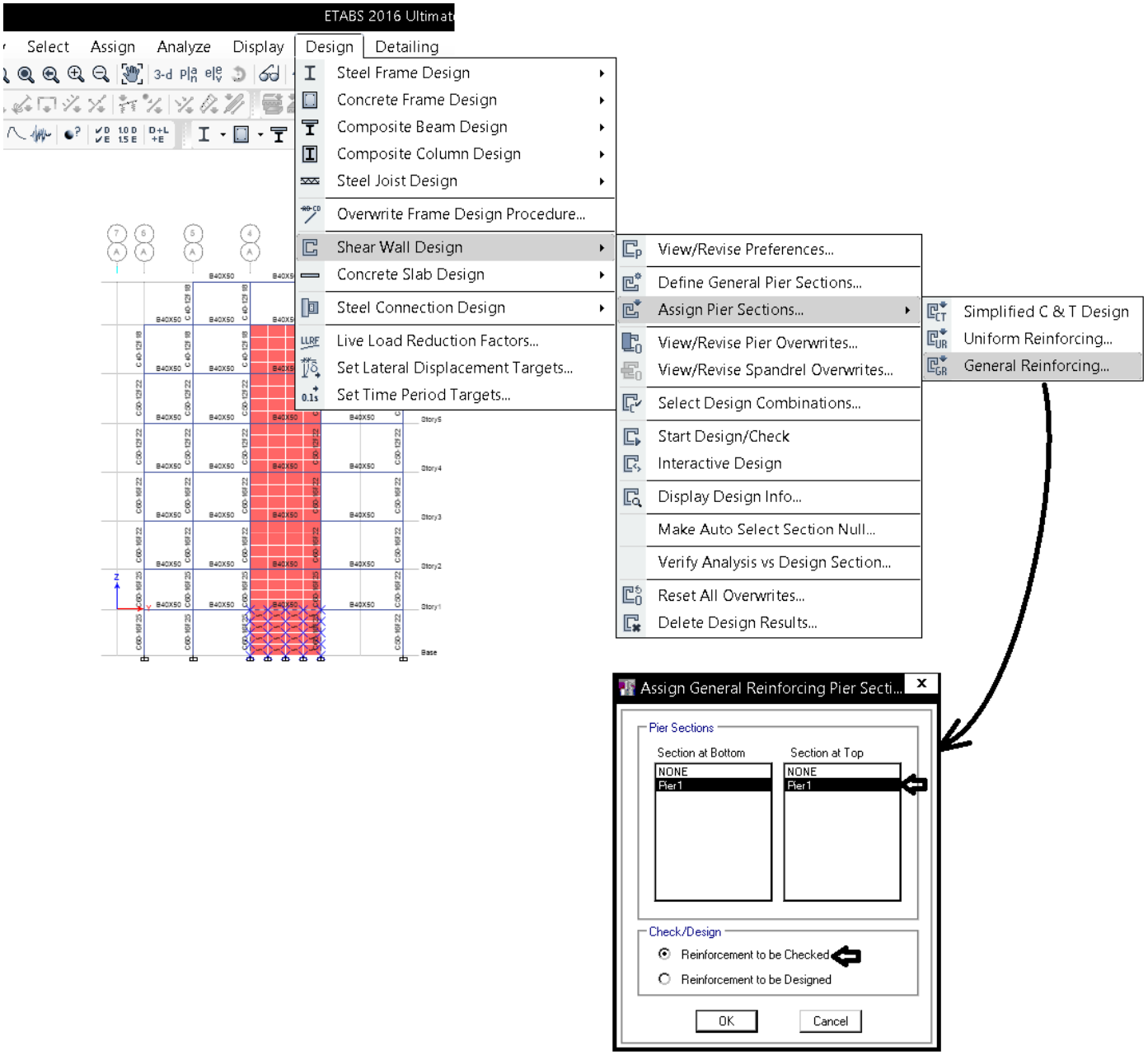
پس از برچسب گذاری باید مقطع دیوار همراه با موقعیت دقیق آرماتورها رسم شود:



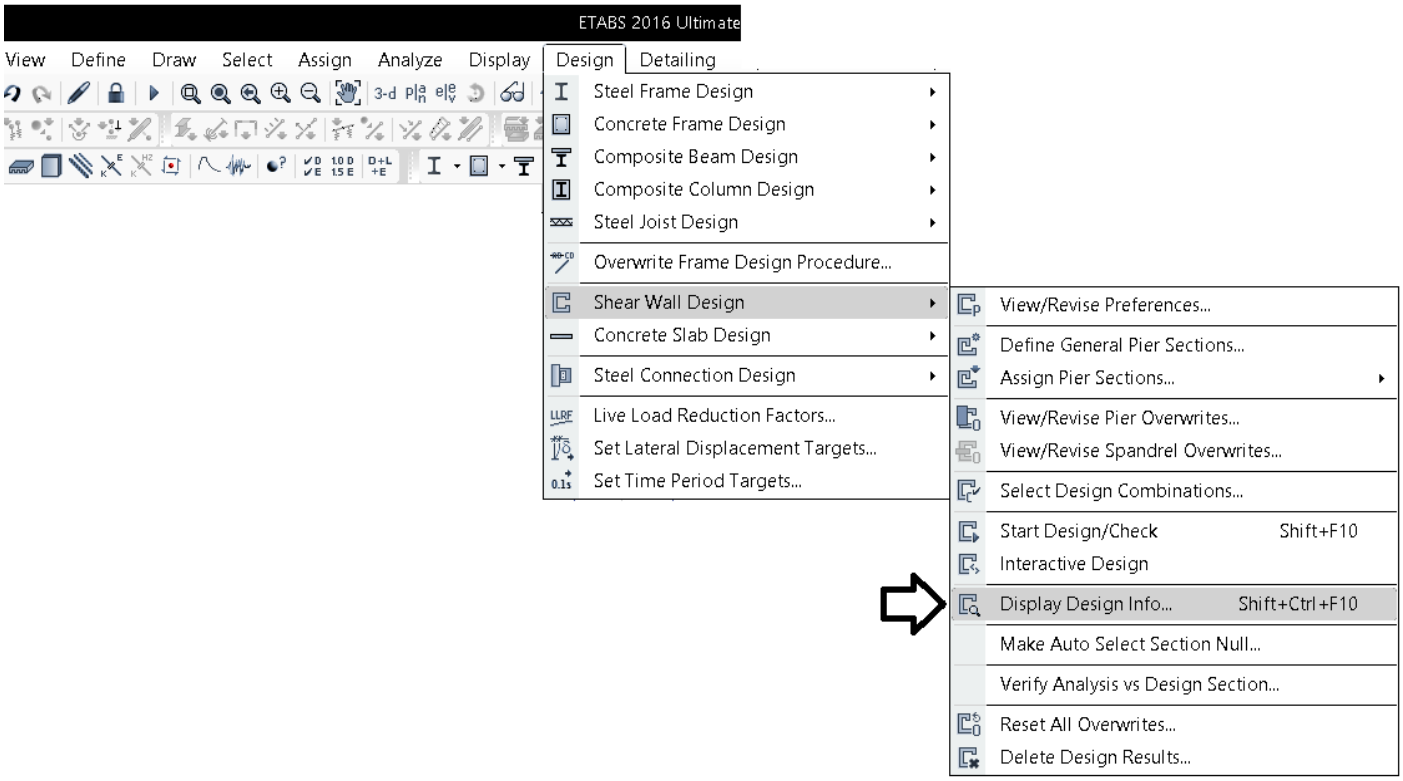


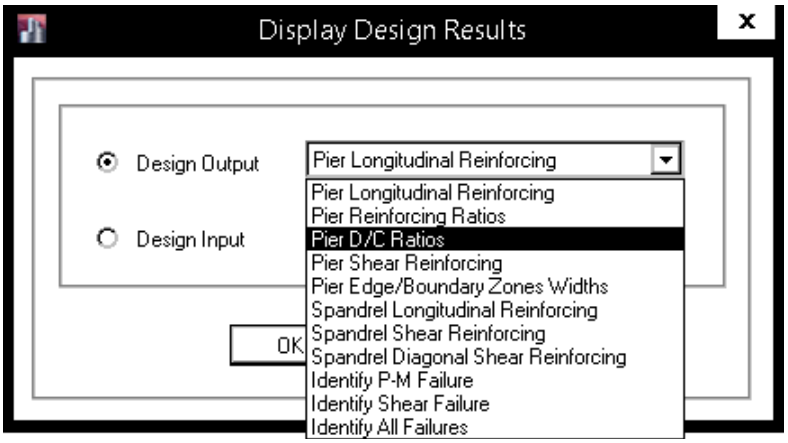


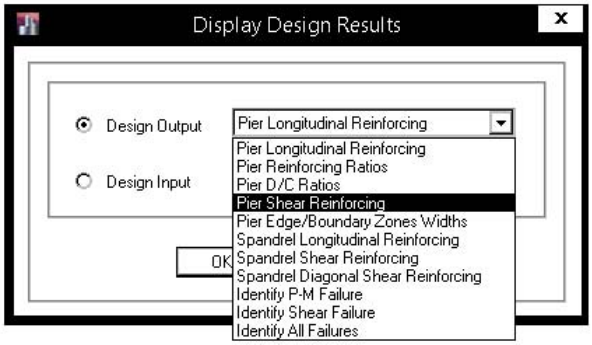
پس از تعریف مقاطع المانهای دیوار را انتخاب کرده و از منوی زیر نوع طراحی را General Reinforcing Pier Section انتخاب کرده و مقطع تعریف شده را به دیوار مورد نظر نسبت می دهیم:

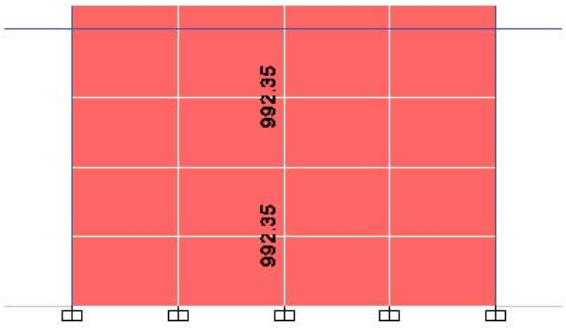


برای نمایش نسبت تنش در دیوار از منوی زیر استفاده می کنیم:









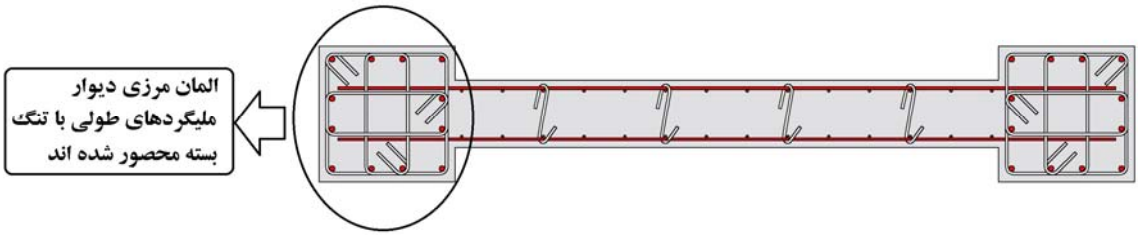
اعداد فوق آرماتورهای برشی دیوار را نشان می دهد. برای مثال در پایین دیوار مقدار A_v/s برابر 992.35 mm^2/m می باشد. با توجه به اینکه از دو لایه آرماتور استفاده خواهد شد و با فرض اینکه فواصل آرماتورهای برشی (افقی) 20 cm باشد، مساحت میلگرد لازم افقی برابر $\frac{992.35}{2} \times 0.2 =$ 99.2235 mm^2 می باشد. می توان برای تامین مقدار فوق در هر لایه از Φ12@20 استفاده کرد.

۹-۸ المان های مرزی

به شکل زیر توجه کنید. فشار بالا در انتهای دیوار موجب از بین روفتن پوشش بتن شده است. سپس میلگردهای طولی کمانش کرده اند.

نتیجه: در دیوارهایی که تنش فشاری در انتهای آنها قابل توجه است، باید میلگردهای طولی آن توسط تنگهای بسته محصور شوند (مانند ستونها).





۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۴-۳-۳ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

۹-۲۳-۴-۳-۳-۱ در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از $۰/۳۱ f_{cd}$ بیشتر باشد، باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳-۴ پیش بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان از مقطعی در امتداد طول دیوار که تنش فشاری بتن در آن از $۰/۲۳ f_{cd}$ کمتر باشد، در جهت ارتفاع قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

در دیوارهای ویژه

۹-۲۳-۴-۳-۳-۴ اجزای مرزی باید در سراسر طول خود مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ آرماتورگذاری عرضی ویژه شوند.

متوسط

۹-۲۳-۴-۳-۳-۲ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند۹-۲۳-۴-۳-۲-۲-۴ به کار برد.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۲-۴ آماتور عرضی مورد نیاز در طول ℓ_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹-۴ تعیین گردد. فواصل آماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

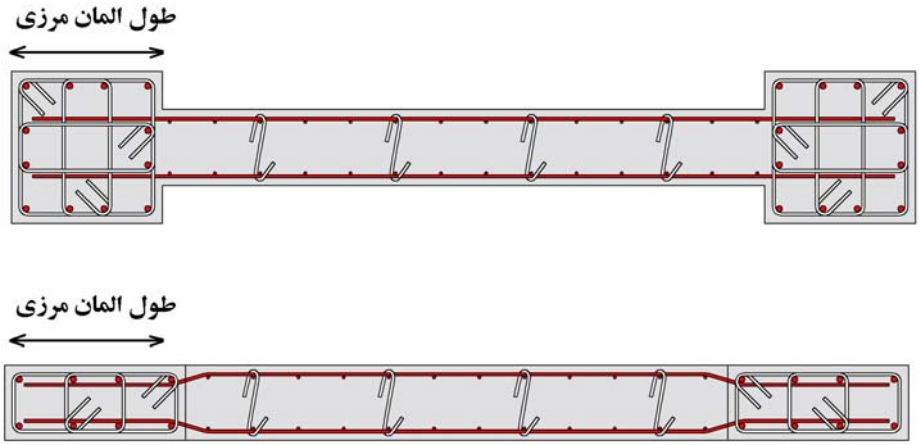
ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۹-۸-۱ تعیین طول المان مرزی



2.3 Wall Pier Boundary Elements

This section describes how the program considers the boundary element requirements for each leg of concrete wall piers using the code when the Special Structural Wall option is chosen. The program uses an approach based on the requirements of Section 18.10.6 of the code. The program does not compute boundary zone requirement when maximum extreme fiber compressive stress is less than $0.15\,f_c'$ (ACI 18.10.6.3). When the extreme fiber compressive stress is equal to or greater than $0.15\,f_c'$ (ACI 18.10.6.3), the program also checks ACI Section 18.10.6.2 and reports the boundary zone requirement when the depth of the compression zone exceeds a limit (ACI 18.10.6.2). The depth of compression zone when stress is below $0.2\,f_c'$ but higher than $0.15\,f_c'$ is reported so user can determine the zone where boundary zone need to be continued in accordance with ACI section 18.10.6.3. Boundary zone is permitted to be discontinued when stress in boundary zone is less than $0.15\,f_c'$.

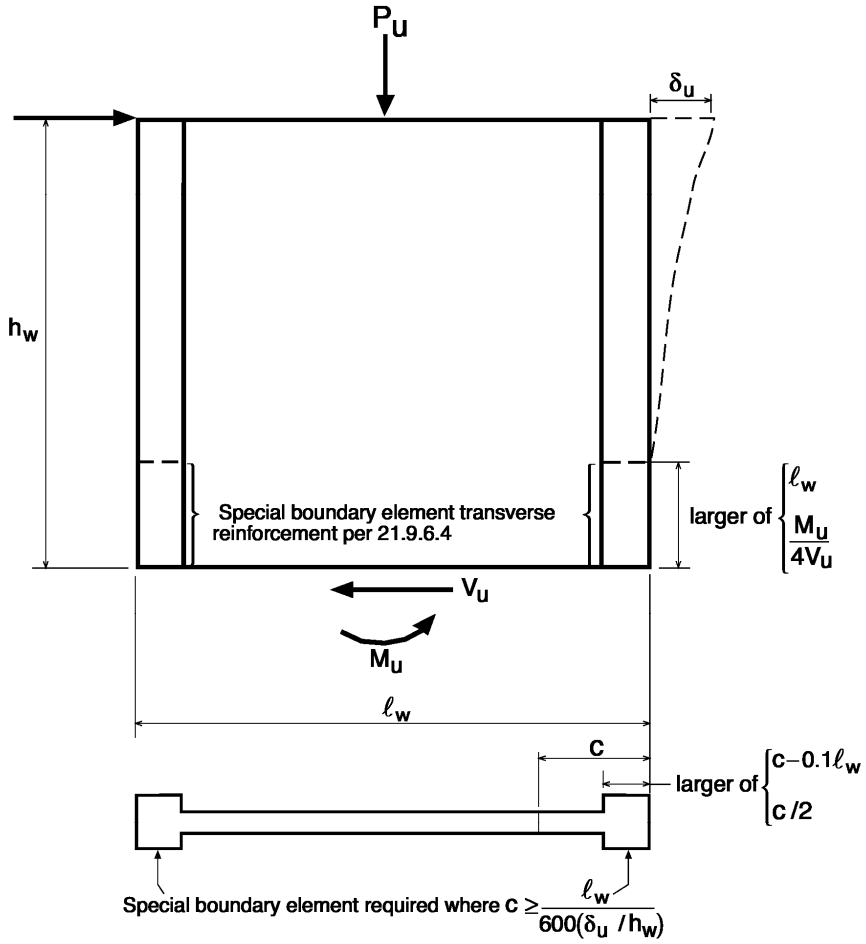


Figure 29-22 Special Boundary Element Requirements per 21.9.6.2 (NTS)

When the extreme fiber compressive stress, b_c, exceeds $0.2f'_c$, boundary elements are required (ACI 18.10.6.3), or when the neutral axial depth calculated from the factored axial force and nominal moment strength are consistent with design displacement, δ_u, and exceed the following limit:

$$c \geq \frac{l_w}{600\left(1.5\,\delta_u / h_w\right)} \qquad \text{(ACI 18.10.6.2)}$$

where,

$$\delta_u = \delta_{u,\text{elastic analysis}} \left(\frac{C_d}{I}\right) \qquad \text{(ASCE 7-10, 12.8-15)}$$

C_d = The deflection amplification factor as taken from ASCE 7-10 Table 12.2-1. It is input in the preferences.

I = The Importance factor determined in accordance with Section ASCE 11.5.1. It is input in the preferences.

$$\delta_u / h_w \leq 0.005 \qquad \text{(ACI 18.10.6.2(a))}$$

The program also reports the largest neutral axis depth for each leg and the boundary zone length computed using ACI 18.10.6.4(a) when the boundary zone is **Not Needed**. This information is provided so the user can satisfy the requirement of ACI Section 18.10..6.4(a) and 18.10..6.5 when the longitudinal reinforcement ratio at the wall boundary is greater than $400/f_y$.

If boundary elements are required, the program calculates the minimum required length of the boundary zone at each end of the wall, L_{BZ}, which is calculated as follows:

$$L_{BZ} = \max\{c/2, c - 0.1L_w\}. \qquad \text{(ACI 18.10.6.4(a))}$$

Figure 2-12 illustrates the boundary zone length L_{BZ}.

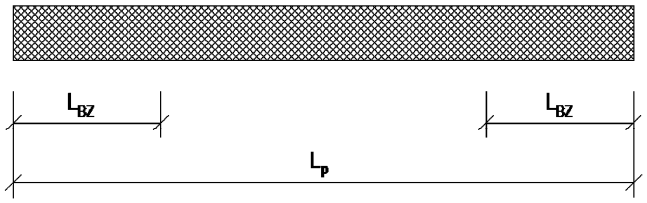
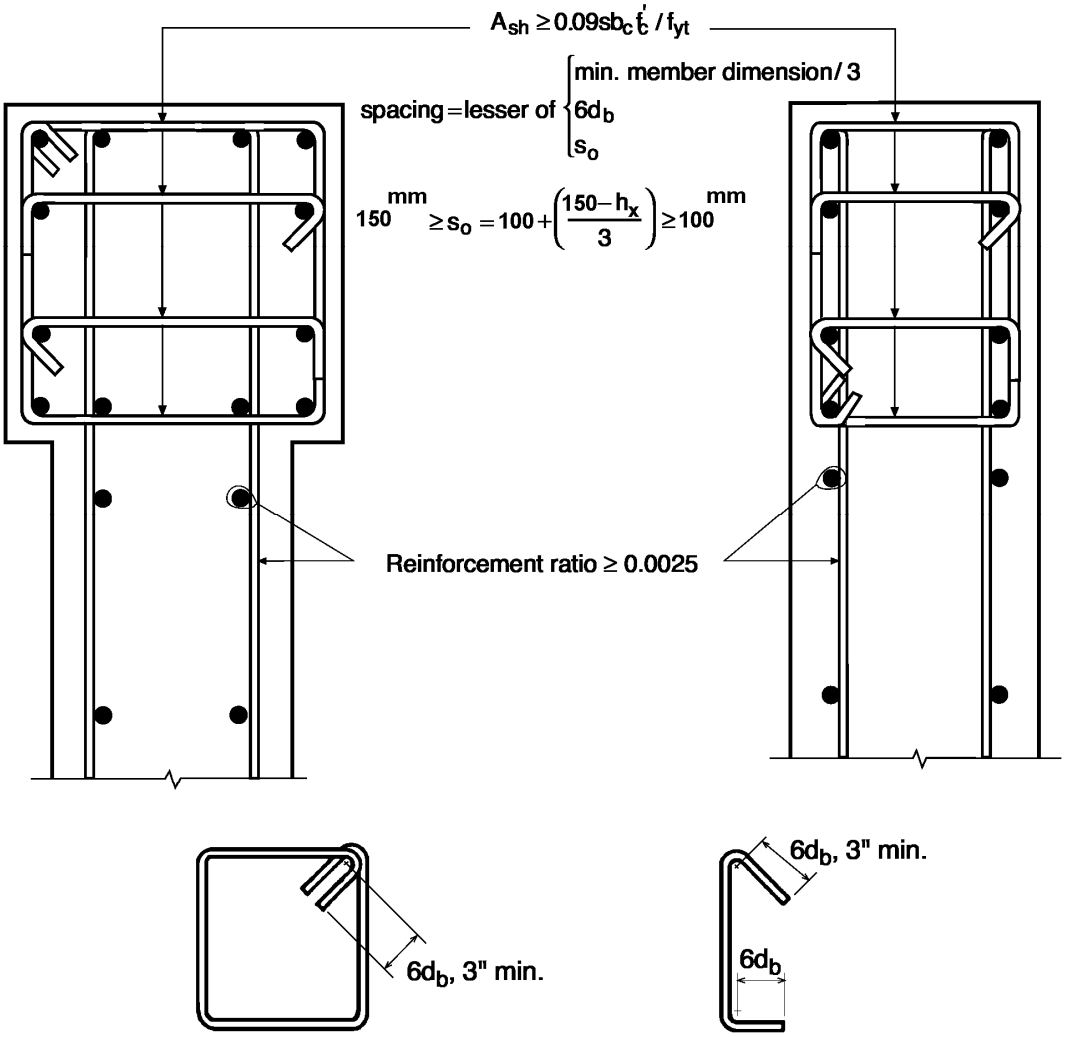
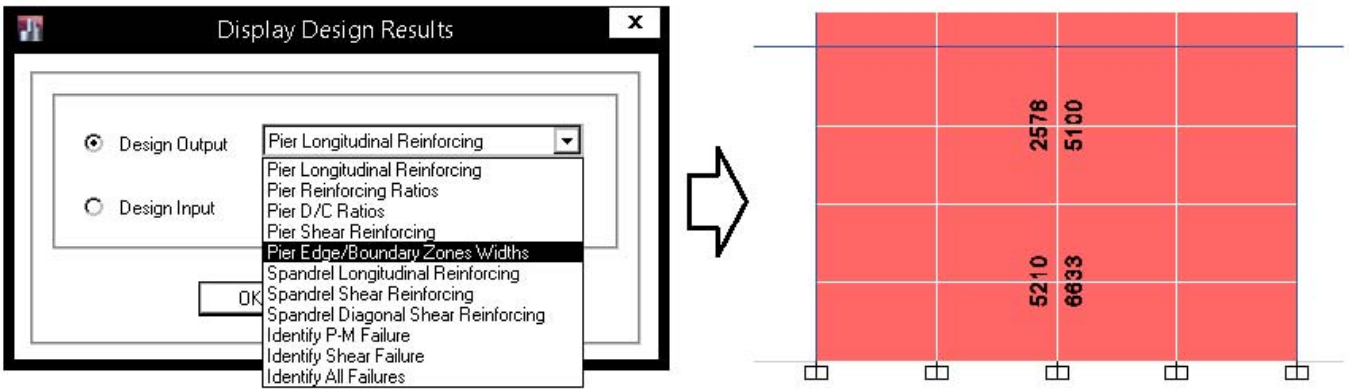


Figure 2-12: Illustration of Boundary Zone Length, L_{BZ}

در دیوارهای ویژه حجم تنگها در اجزای مرزی دیوار مانند ستونهای ویژه محاسبه خواهد شد (Ash در شکل زیر):





۹-۹ ضوابط سیستم دوگانه (قانون ۲۵٪ و ۵۰٪)

۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره۱: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده را برای ۱۰۰ درصد بارجانبی و مجموعه قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

FEMA- P751:

7.4.1 Analysis of Frame-Only Structure for 25 Percent of Lateral Load

Where a dual system is utilized, *Standard* Section 12.2.5.1 requires that the moment frames themselves are designed to resist at least 25 percent of the total base shear. This provision ensures that the dual system has sufficient redundancy to justify the increase from $R = 6$ for a special reinforced concrete structural wall to $R = 7$ for a dual system (see *Standard* Table 12-2). This 25 percent analysis was carried out using the ETABS program with the mathematical model of the building being identical to the previous version except that the panels of the structural walls were removed. The boundary elements of the walls were retained in the model so that behavior of the interior frames (Frames 3, 4, 5 and 6) would be analyzed in a rational way. (It could be argued that keeping the boundary columns in the 25 percent model violates the intent of the provision since they are an integral part of the shear walls. However, in this condition, the columns are needed for the moment frames adjacent to the walls and those in longitudinal direction (which resist a small amount of torsion). Since these eight boundary columns resist only a small portion (just over 15 percent) the total base shear for the 25 percent model, the intent of the dual system requirements is judged to be satisfied. It should be noted that it is not the intent of the *Standard* to allow dual systems of co-planar and integral moment frames and shear walls.)

The seismic demands for this frame-only analysis were scaled such that the spectra base shear is equal to 25 percent of the design base shear for the dual system. In this case, the response spectrum was scaled such that the frame-only base shear is equal to $(0.25)(0.85)V_{ELF}$. While this may not result in story forces exactly equal to 25 percent of the story forces from the MRSA of the dual system, the method used is assumed to meet the intent of this provision of the *Standard*.

۹-۹-۱ مراحل کنترل ضابطه ۲۵ درصد

۱- از فایل اصلی یک save as با نام 25percent.edb تهیه کنید

۲- در فایل جدید سختی دیوارها را کاهش دهید (f11=f22=f12=m11=m22=m12=0.001)

۳- ضرایب نیروی زلزله را به 25% مقدار اولیه کاهش دهید (لازم نیست ضریب رفتار سازه را تغییر دهید. همان زلزله ای را که برای سازه اصلی و با ضریب رفتار سیستم دوگانه محاسبه شده را به 0.25 ضرب کرده و به سازه اعمال نمایید).

اگر سازه اصلی بر اساس تحلیل دینامیکی طراحی شده است، در فایل ۲۵ درصد می توانید زلزله دینامیکی را بسته به مورد (بر اساس نظم سازه اولیه) با 0.25×0.85 و یا 0.25×0.9 و یا 0.25 زلزله استاتیکی همپایه نمایید. با توجه به تغییر مشخصات سازه، همپایه سازی باید مجدد در فایل ۲۵ درصد انجام شود. برای راحتی کنترل، می توان در فایل ۲۵ درصد کنترل کفایت سازه را به جای زلزله دینامیکی با زلزله استاتیکی انجام داد که البته در این صورت کاهش نیروی زلزله (تخفیف ۱۰ یا ۱۵ درصدی مربوط به زلزله دینامیکی) انجام نخواهد شد.

۳-۴-۱-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه‌ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می‌شود، برای اقناع ضابطهٔ بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی را به قاب‌های خمشی، مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی اثر داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می‌باشند. برای توزیع این برش در ارتفاع سازه می‌توان از توزیع برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

۴- طراحی سازه با همان ترکیب بارهای سازه اصلی انجام خواهد شد. برای مثال اگر در سازه اصلی از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شده است، در سازه ۲۵ درصد نیز باید از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شود.

۵- المان مرزی دیوار برشی (ستونهای اطراف دیوار برشی):

- این ستونها جزئی از دیوار محسوب شده و باید در فایل ۲۵ درصد حذف شوند. بدین منظور می توان آنها را دوسرمفصل کرد.
- منتها طبق توصیه FEMA-P751 (صفحه قبل جزوه) با حذف ستونهای اطراف دیوار رفتار قابهای خمشی غیر واقعی خواهد بود و برای اینکه یک پیش بینی صحیح از توزیع لنگرها در سازه در مدل ۲۵ درصد داشته باشیم **"درصورتی که سهم باربری جانبی ستونهای متصل به دیوار کم باشد"**بهتر است در فایل ۲۵ درصد ستونهای اطراف دیوار را حذف نکنیم. سهم باربری ستونهای متصل به دیوار را می توان با استفاده از section cut تعیین نمود.

۶- اگر در داخل دیوار برشی تیری قرار گرفته است، بهتر است آن تیر نیز دوسرمفصل شود.

۷- در فایل ۲۵ درصد ممکن است پس از حذف دیوار (به خصوص دیوارهای با طول زیاد) آرماتور خمشی تیر داخل دیوار مقدار قابل توجهی بدست آید. به این میلگردها توجه نکنید. گرچه دیوار برشی در تحمل بار جانبی مشارکت ندارد ولی قادر است بار ثقلی خود را به پی منتقل کند و عملا تیر مدفون در آن لازم نیست برای تحمل لنگر ناشی از وزن دیوار طراحی شود.

۸- سازه ۲۵ درصد، در کل طبقات، تحت زلزله های کاهش یافته باید پاسخگوی بارهای وارده باشد.

۹- در سازه ۲۵ درصد تنها "تحمل" سازه کنترل می شود. برای مثال نیازی به کنترل دریفت در سازه ۲۵ درصد نیست.

- در متن استاندارد ۲۸۰۰ عنوان شده که "قابهای خمشی باید مستقلا قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در **تراز پایه** باشند".

از این بند ممکن است برداشت دوگانه انجام شود:

۱- قاب خمشی تمامی طبقات باید توانایی تحمل ۲۵ درصد را داشته باشند.

۲- تنها طبقه اول لرزه ای (در تراز پایه) لازم است توانایی تحمل ۲۵ درصد داشته باشد.

به نظر مورد اول منطقی می باشد و به همین جهت در گامهای فوق کل سازه منظور شده است.

۹-۹-۲ سازه هایی که قاب نمی تواند به تنهایی ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند.

به تبصره زیر توجه کنید:

> **پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.**
>
> **تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.**

در صورتی که تعداد قابهای خمشی کم باشد (در مقایسه با دیوار برشی) و در نتیجه نتواند به تنهایی ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند، باید سیستم را قاب ساختمانی ساده فرض کنیم.

در این حالت ضریب رفتار سازه کاهش خواهد یافت و به جای ضریب رفتار سیستم دوگانه باید از ضریب رفتار قاب ساختمانی استفاده کنیم:

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)
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
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 برشی‌بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

- بنابراین در صورت عدم ارضای ضابطه ۲۵ درصد، نیروی زلزله در سازه اصلی افزایش خواهد یافت.

برای مثال اگر سیستم دوگانه با دیوار برشی ویژه و قاب خمشی ویژه را در نظر بگیریم، در صورت عدم ارضای ضابطه ۲۵ درصد، ضریب رفتار سازه از 7.5 به 6 کاهش می یابد که موجب افزایش ۲۵ درصدی در مقدار نیروی زلزله خواهد شد.

- در صورت استفاده از ضریب رفتار مربوط به قاب ساختمانی در سازه اصلی، دیگر نیازی به ساخت فایلهای ۲۵ و ۵۰ درصد نخواهد بود.

سوال:

در صورتی که سیستم باربر قاب ساختمانی محسوب شود، آیا تیرهای مربوط به قاب خمشی باید دوسرمفصل شوند (تا در تحمل بار جانبی مشارکت نداشته باشند)؟

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

طبق بند فوق در سیستم هایی که قاب ساختمانی محسوب می شوند، باید از کمک قاب خمشی صرف نظر شود و دیوار برشی به تنهایی بتواند ۱۰۰ درصد زلزله را (بدون کمک قاب) تحمل کند.

دقت نمایید که با قاب محسوب کردن سیستم و تغییر ضریب رفتار، نیروی زلزله در سازه افزایش یافته است و اگر همراه با این افزایش، از کمک قاب خمشی نیز صرف نظر شود، طرح به مقدار قابل توجهی غیر اقتصادی خواهد شد. به نظر می رسد این سخت گیری محافظه کارانه باشد.

به بند زیر از ASCE-7-2010 توجه نمایید. در این بند اشاره می کند که در صورتی که دو سیستم متفاوت (غیر از مواردی که سیستم دوگانه محسوب می شود) با هم ترکیب شود، مشخصات سازه باید بر اساس سخت گیرانه ترین ان سیستم ها انتخاب شود:

12.2.3 Combinations of Framing Systems in the Same Direction

Where different seismic force-resisting systems are used in combination to resist seismic forces in the same direction, other than those combinations considered as dual systems, the most stringent applicable structural system limitations contained in Table 12.2-1 shall apply and the design shall comply with the requirements of this section.

برای مثال اگر در یک سیستم از دیوار برشی متوسط همراه با قاب خمشی متوسط استفاده شود و قاب نتواند ضابطه ۲۵ درصد را ارضا کند، در این صورت عملا دو سیستم متفاوت زیر با هم در یک راستا ترکیب شده اند:

۱- سیستم قاب ساختمانی (با دیوار برشی بتن آرمه متوسط): $R_u = 5, \Omega_0 = 2.5, C_d = 4$

۲- سیستم قاب خمشی بتنی (متوسط): $R_u = 5, \Omega_0 = 3, C_d = 4.5$

بنابراین سخت گیرانه ترین ضرایب برای کل سیستم انتخاب می شود: $R_u = 5, \Omega_0 = 3, C_d = 4.5$

- طی مشورتی که با دوست عزیز دکتر امیرحسین شجاع داشتم، به نظر می رسد صرف نظر کردن از کمک قاب خمشی غیرمنطقی باشد و بهتر است (در صورت عدم ارضای ضابطه ۲۵ درصد) تنها ضریب رفتار سیستم اصلاح شود و نیازی به صرف نظر کردن از کمک قاب خمشی در این حالت نمی باشد.

مراحل کنترل ضابطه ۵۰ درصد:

۱- از فایل اصلی یک save as با نام 50percent.edb تهیه کنید

۲- تمامی تیرها را انتخاب کرده و دوسرمفصل نمایید. تیرهای طره لازم نیست دوسرمفصل شوند.

۳- تکیه گاه تمامی ستونها را در تراز پایه از حالت گیردار به حالت مفصلی ثابت تبدیل نمایید.

۴- تمامی ستونهای (غیر متصل به دیوار) را انتخاب کرده و سختی خمشی آنها (I33 و I22) را یک مقدار کم وارد نمایید. مقدار 0.1 توصیه می شود. این کاهش به جهت کاهش دخالت ستونها در باربری جانبی می باشد. دقت شود که از نظر تئوریک بهتر است به جای کاهش سختی خمشی ستونها، آنها را دوسرمفصل کنیم. منتها عملا دوسرمفصل کردن ستونها موجب ناپایداری سازه و **در سازه های بلند موجب افزایش قابل توجه لنگرهای ناشی از اثر P-delta می شود** و نتایج غیر منطقی بدست می آید. بنابراین به جای دوسرمفصل کردن ستونها توصیه می شود سختی خمشی آنها را اندکی کاهش دهیم.

۵- ضرایب نیروی زلزله را به 50% مقدار اولیه کاهش دهید.

۶- کفایت دیوارهای برشی را تحت زلزله ۵۰ درصد بررسی نمایید.

- اگر دیوار برشی موجود در سیستم ضعیف باشد و نتواند ۵۰ درصد زلزله را تحمل کند دو راهکار خواهیم داشت:

۱- مقاومت دیوارهای برشی را افزایش دهیم تا بتواند ضابطه فوق را ارضا کند.

۲- ضریب رفتار سیستم را بر مبنای قاب خمشی تعیین کرده و هم دیوار و هم قاب را بر اساس زلزله افزایش یافته (با R کاهش یافته) طراحی کنیم. البته در این حالت نیازی به حذف دیوار از سیستم نیست و دیوار و قاب با مشارکت هم زلزله را تحمل میکنند و تنها ضریب رفتار سیستم تغییر خواهد کرد.

> **تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.**

- به عنوان تقریب اولیه برای کنترل ضابطه ۵۰ درصد می توان از Section cut استفاده نمود و سهم دیوارهای برشی را در سازه اصلی بررسی کرد.

سوال: آیا دیواهای U شکل یا L شکل اطراف راه پله به صورت یکپارچه pier شود یا جداگانه؟

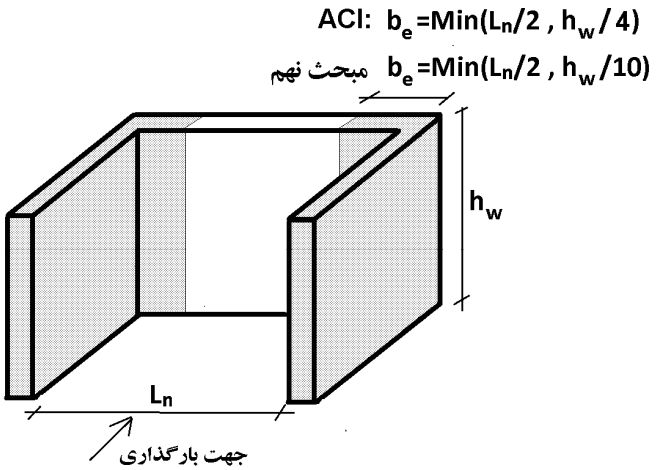
برخی از مهندسین به استناد بندهای زیر از مبحث نهم و ACI معتقدند که بهتر است در دیوارهای U شکل، اضلاع دیوار را جداگانه pier کرد:

18.10.5.2 Unless a more detailed analysis is performed, effective flange widths of flanged sections shall extend from the face of the web a distance equal to the lesser of one-half the distance to an adjacent wall web and 25 percent of the total wall height.

۹-۲۳-۴-۳-۱-۴ در طراحی دیوارهای با مقطع U و T عرض مؤثر بال، اندازه‌گیری شده از بر جان در هر سمت، که در محاسبات به کار برده می‌شود نباید بیشتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند در نظر گرفته شود، مگر آنکه با تحلیل دقیق تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد:

الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور

ب- ده درصد ارتفاع کل دیوار



پرسش و پاسخ از ACI به نقل از جناب دکتر محمد جلال پور:

In section 18.10.5.2, where the code talks about L, C or T shape wall sections, does it mean that the design engineer needs to calculate the total axial and bending moment forces on the composite (C, L ot T shape) section and design the wall section as a whole or still we need to design each segment separately for the axial and moment forces acting only on that portion? C, L, or T shaped walls should be analyzed considering the entire section acting as a unit. Analysis should not be performed separately for each planar element of the wall. When performing analysis, the effective flange width should be specified according to 18.10.5.2. If a finite element analysis of the wall under applied earthquake and gravity loads is performed, then many designers consider the finite element analysis "a more detailed analysis", so that the flange width requirement of 18.10.5.2 does not apply. In that case, many designers include the entire extent of all planar wall elements in the finite element model.

با توجه به پاسخ فوق، با توجه به مش بندی المانهای دیوار برشی در ایتبس، می توان ادعا کرد که تحلیل دقیق انجام شده است (detailed analysis is performed) و بنابراین می توان کل دیوار برشی را به صورت یک pier واحد تعریف کرد.

۹-۱۰ توزیع دیوار برشی در ارتفاع

Moehle, 2014:

In the past, demand for open space in the first story led to many older buildings in which walls from upper stories were discontinued in the first story, creating a weak first story (Figure 13.4*a*). These have performed poorly in past earthquakes (Figure 13.5). This configuration, classified by ASCE 7 as an Extreme Weak Story Irregularity, is no longer permitted in new buildings assigned to Seismic Design Categories D, E, and F.

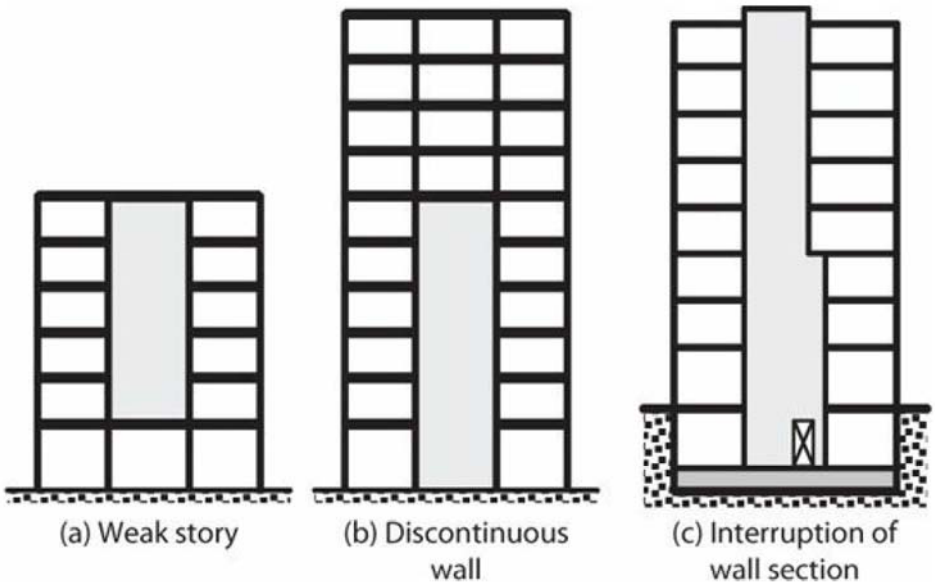


FIGURE 13.4 Wall vertical irregularities.

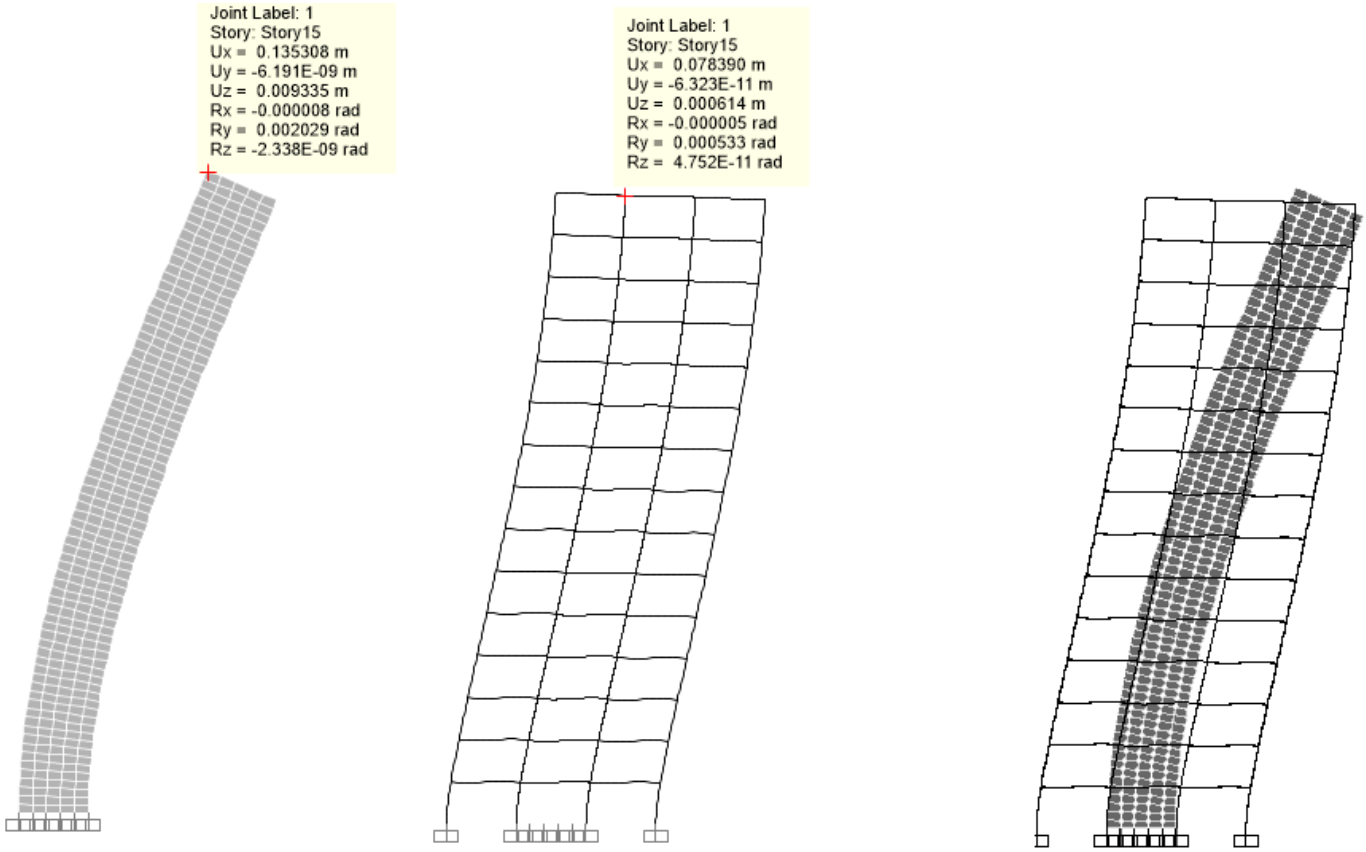


FIGURE 13.5 Permanent offset of weak first story due to discontinued wall, Olive View Hospital, 1971 San Fernando earthquake. (*Photograph by K. Steinbrugge, used with permission from the National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.*)

Walls extending from the foundation and discontinued at some intermediate level (Figure 13.4*b*) are permitted by most codes, but the design may be penalized by increased seismic design forces. It is preferred to have more gradual reduction in wall section (length, thickness, or both), as illustrated by Figure 13.4*c*. Such transitions in wall length or thickness may require details to enable the flow of forces near the transition. See Section 13.6.3.

۹-۱۱ اندرکنش دیوار و قاب

در طبقات فوقانی دیوار برشی نه تنها در تحمل زلزله کمکی نمی کند، بلکه (به علت شیبی که از پایین سازه پیدا کرده است) یک کشش مضاعف به قاب خمشی وارد می کند.



۹-۱۲ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی

مطابق شکل زیر میلگردهای افقی مربوط به جان دیوار باید داخل المان مرزی دیوار مهار شوند. این میلگردها باید حداقل تا ۱۵ سانتیمتری انتهای المان مرزی ادامه یابند:

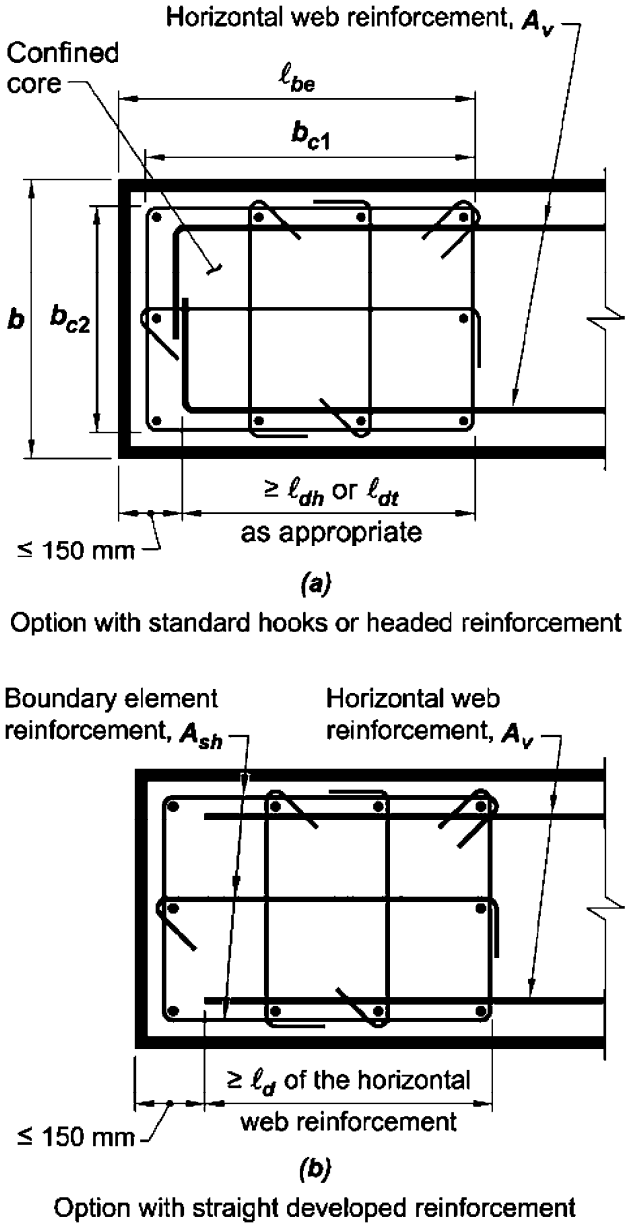
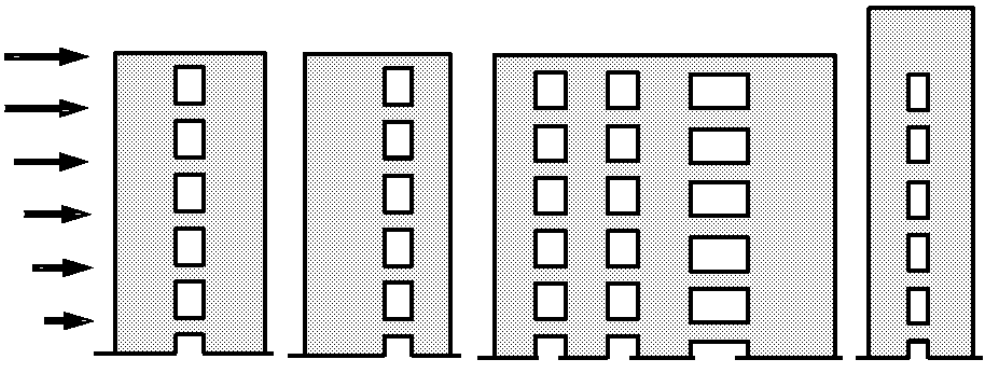
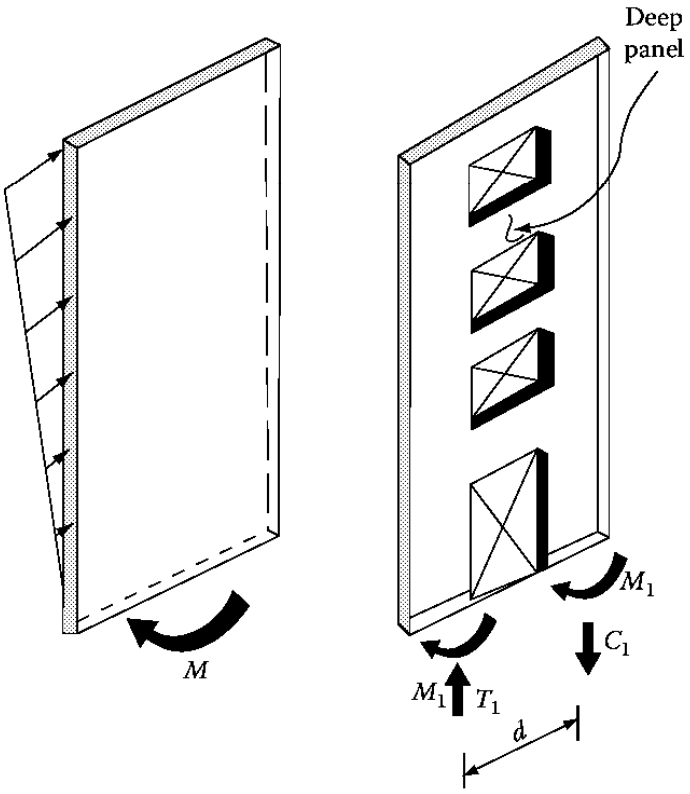


Fig. R18.10.6.4.1—Development of wall horizontal reinforcement in confined boundary element.

۹-۱۳ تیر همبند (Coupling beam)





نرم افزار ETABS اثرات نیروی محوری، خمش حول محور ضعیف، پیچش و یا برش در راستای ضعیف را کنترل نمی کند:

In this program, wall spandrels are designed for major direction flexure and shear only. Effects caused by any axial forces, minor direction bending, torsion or minor direction shear that may exist in the spandrels must be investigated by the user independent of the program. Spandrel flexural reinforcing is designed for each of the design load combinations. The required area of reinforcing for flexure is calculated and reported only at the ends of the spandrel beam.

۹-۱۳-۱ سختی خمشی تیرهای همبند

طبق ACI-318-14 می توان سختی اعضا را مطابق جدول زیر در نظر گرفت:

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

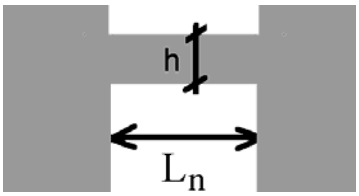
Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

در جدول فوق برای تیرهای کوپله مقدار سختی مشخصی ارائه نشده است و اگر بخواهیم طبق ACI عمل کنیم باید به ناچار مطابق تیرها، سختی تیرهای کوپله را برابر 0.35 در نظر بگیریم (f11=0.35).

به توضیحات ارائه شده توسط پروفسور Moehle توجه نمایید:

ACI 318 provides frame beam effective stiffness values, but these are not appropriate for typical coupling beams. Coupling beams are expected to sustain damage before significant yielding occurs in walls, leading to faster stiffness reduction. Coupling beam effective stiffness is further reduced because of concentrated end rotations associated with reinforcement slip from anchorage zones within the wall boundary. ATC 72 (2010) recommends effective stiffness $E_cI_e = 0.15E_cI_g$ with shear deformations calculated based on $G_c = 0.4E_c$ for $l_n/h \geq 2$ and $G_c = 0.1E_c$ for $l_n/h \leq 1.4$, with linear interpolation for intermediate aspect ratio.

به توضیحات ATC-72-1 در رابطه با تیر همبند (Coupling Beam) توجه نمایید:



In summary, yield deformations for coupling beams with $l_n/h \geq 2.0$ are dominated by flexure, and use of $E_cI_{eff} \approx 0.15E_cI_g$ and $G_c = 0.4E_c$ are appropriate. For beams with $l_n/h \leq 1.4$, deformations due to flexure and shear are about equal, nonlinear behavior is dominated by shear deformations, and use of $E_cI_{eff} \approx 0.15E_cI_g$ and $G_c = 0.1E_c$ are appropriate. Linear interpolation of effective stiffness values for clear span-to-depth ratios $1.4 \leq l_n/h \leq 2.0$ is a reasonable approach.

طبق توصیه ATC-72-1 ضرایب زیر برای تیرهای پیوند توصیه میشود:

$$\frac{l_n}{h} \geq 2 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} f_{11} = f_{22} = 0.15 \\ f_{12} = 1 \end{cases}$$

$$\frac{l_n}{h} \leq 1.4 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} f_{11} = f_{22} = 0.15 \\ f_{12} = 0.25 \end{cases}$$

- در صورتی که ضریب پواسون برابر 0.2 وارد شده باشد، مقدار مدول برشی به صورت پیش فرض برابر $G_c = 0.4E_c$ خواهد بود و بنابراین ضریب f12 را در حالت اول برابر یک فرض کرده ام.
  در حالت دوم که $\frac{l_n}{h} \leq 1.4$ و $G_c = 0.1E_c$ می باشد، می توان ضریب f12 را برابر 0.25 منظور کرد.

- برای مقادیر $1.4 \leq \frac{l_n}{h} \leq 2$ می توان درون یابی کرد.
- ضرایب m11, m22, m12 را برای هر دو حالت می توان مانند تیرها برابر 0.35 در نظر گرفت

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۳-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳، مربوط به ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثناهای بندهای ۹-۲۳-۳-۳-۲ و ۹-۲۳-۳-۳-۳ رعایت شوند.

۹-۲۳-۳-۳-۲ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برد.

۹-۲۳-۳-۳-۳ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۳-۲-۶ الزامی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل بیستم و یکم صورت می‌گیرد.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۴-۳-۴ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

۹-۲۳-۴-۳-۴-۱ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته که در آنها نیروی برشی نهایی از $2A_{cv}\nu_c$ بیشتر و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها از ۲ کمتر باشد، باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۴-۲ و ۹-۲۳-۴-۳-۴-۳ آرماتورگذاری شوند، در غیر این صورت آرماتورگذاری در این تیرها مطابق ضوابط قطعات خمشی انجام می‌شود. عرض این تیرها در هیچ حالت نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۳-۴-۳-۴-۲ مقاومت برشی در تیرهای همبند باید کلاً به وسیله آرماتورهای قطری که به صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگردها مهار می‌شوند، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه (۹-۲۳-۶) محاسبه می‌شود:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 f_{yd} \sin\alpha} \qquad (۹-۲۳-۶)$$

در این رابطه α زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.

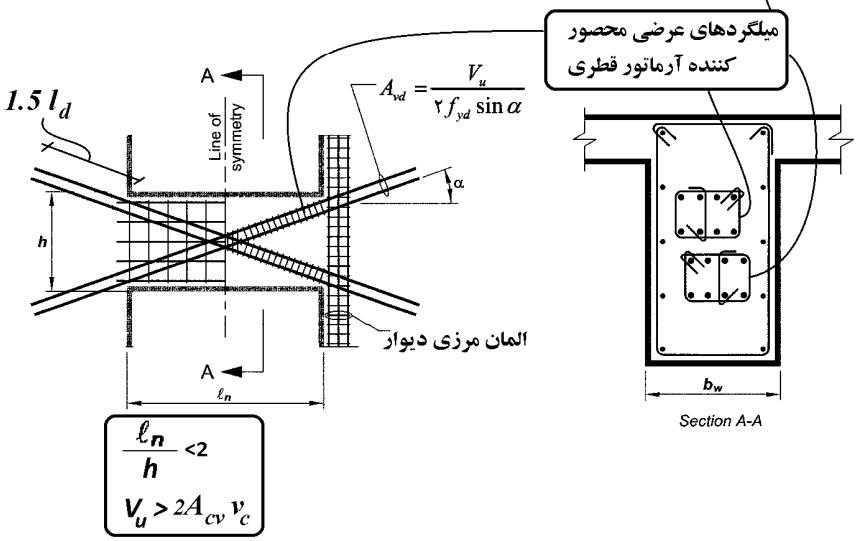
۹-۲۳-۴-۳-۴-۳ آرماتورهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلی‌متر محصور شوند، حداکثر فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر برابر با کوچکترین سه مقدار (الف) تا (پ) این بند است:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

ب- ۲۴ برابر قطر تنگ‌ها یا دورپیچ‌ها

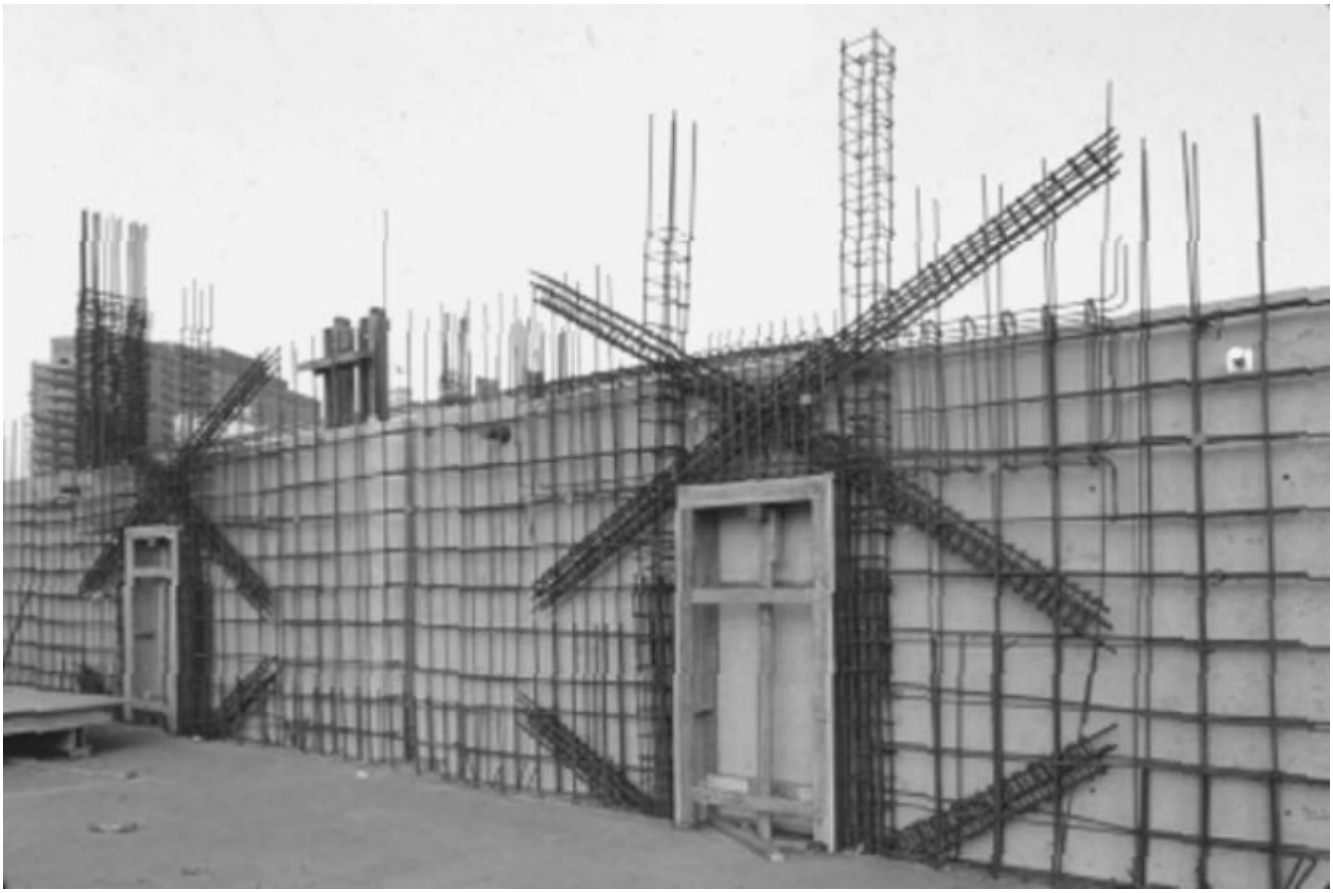
پ- ۱۲۵ میلیمتر

۹-۲۳-۴-۳-۴-۴ مقاومت خمشی تأمین شده توسط میلگردهای قطری را می‌توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر همبند منظور کرد.

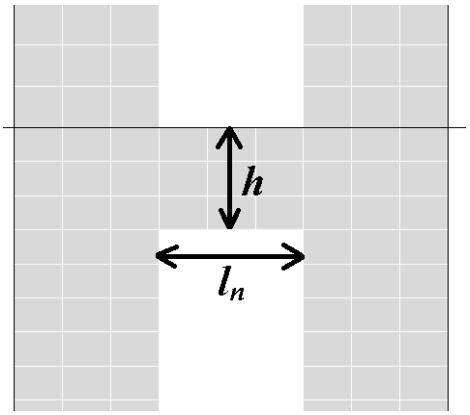








ضوابط ACI در رابطه با آرماتورهای قطری تیر همبند:



18.10.7 *Coupling beams*

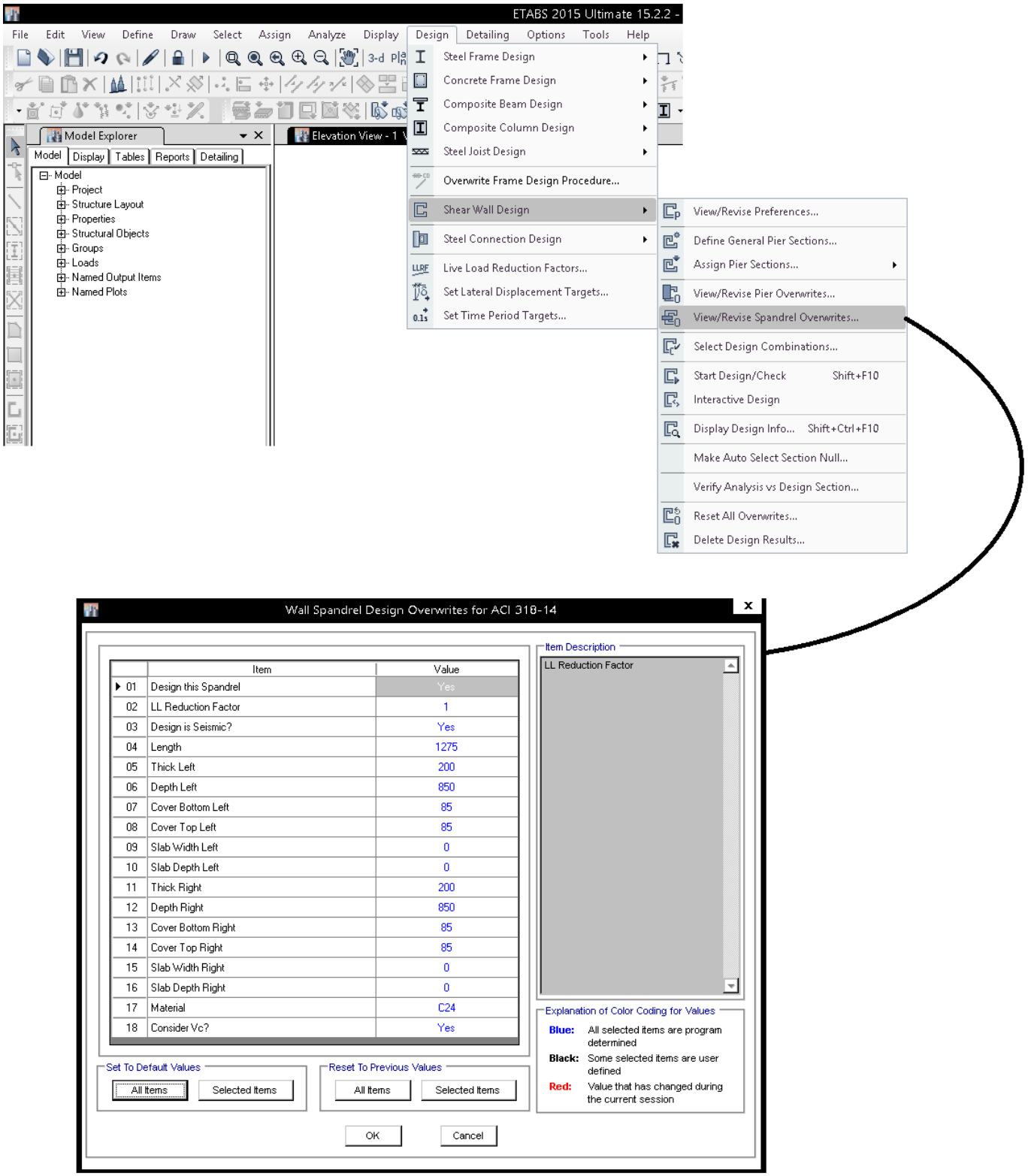
18.10.7.1 Coupling beams with $(\ell_n/h) \geq 4$ shall satisfy the requirements of 18.6, with the wall boundary interpreted as being a column. The provisions of 18.6.2.1(b) and (c) need not be satisfied if it can be shown by analysis that the beam has adequate lateral stability.

اگر $(\ell_n/h) \geq 4$ باشد نیازی به آرماتور قطری نیست و تنها باید ضوابط تیرهای با شکل پذیری ویژه رعایت شود.

18.10.7.2 Coupling beams with $(\ell_n/h) < 2$ and with $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ shall be reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan, unless it can be shown that loss of stiffness and strength of the coupling beams will not impair the vertical load-carrying ability of the structure, the egress from the structure, or the integrity of nonstructural components and their connections to the structure.

اگر $(\ell_n/h) < 2$ و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ باشد باید از آرماتور قطری به صورت ضربدری استفاده شود.

18.10.7.3 Coupling beams not governed by 18.10.7.1 or 18.10.7.2 shall be permitted to be reinforced either with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan or according to 18.6.3 through 18.6.5, with the wall boundary interpreted as being a column.

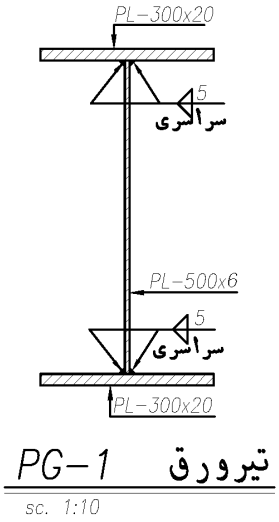

ETABS 2015 Ultimate 15.2.2 -
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Steel Frame Design
Concrete Frame Design
Composite Beam Design
Composite Column Design
Steel Joist Design
Overwrite Frame Design Procedure...
Shear Wall Design
Steel Connection Design
Live Load Reduction Factors...
Set Lateral Displacement Targets...
Set Time Period Targets...
View/Revise Preferences...
Define General Pier Sections...
Assign Pier Sections...
View/Revise Pier Overwrites...
View/Revise Spandrel Overwrites...
Select Design Combinations...
Start Design/Check Shift+F10
Interactive Design
Display Design Info... Shift+Ctrl+F10
Make Auto Select Section Null...
Verify Analysis vs Design Section...
Reset All Overwrites...
Delete Design Results...
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Elevation View - 1
Wall Spandrel Design Overwrites for ACI 318-14
Item Value
01 Design this Spandrel Yes
02 LL Reduction Factor 1
03 Design is Seismic? Yes
04 Length 1275
05 Thick Left 200
06 Depth Left 850
07 Cover Bottom Left 85
08 Cover Top Left 85
09 Slab Width Left 0
10 Slab Depth Left 0
11 Thick Right 200
12 Depth Right 850
13 Cover Bottom Right 85
14 Cover Top Right 85
15 Slab Width Right 0
16 Slab Depth Right 0
17 Material C24
18 Consider Vc? Yes
Item Description
LL Reduction Factor
Explanation of Color Coding for Values
Blue: All selected items are program determined
Black: Some selected items are user defined
Red: Value that has changed during the current session
Set To Default Values
All Items
Selected Items
Reset To Previous Values
All Items
Selected Items
OK
Cancel

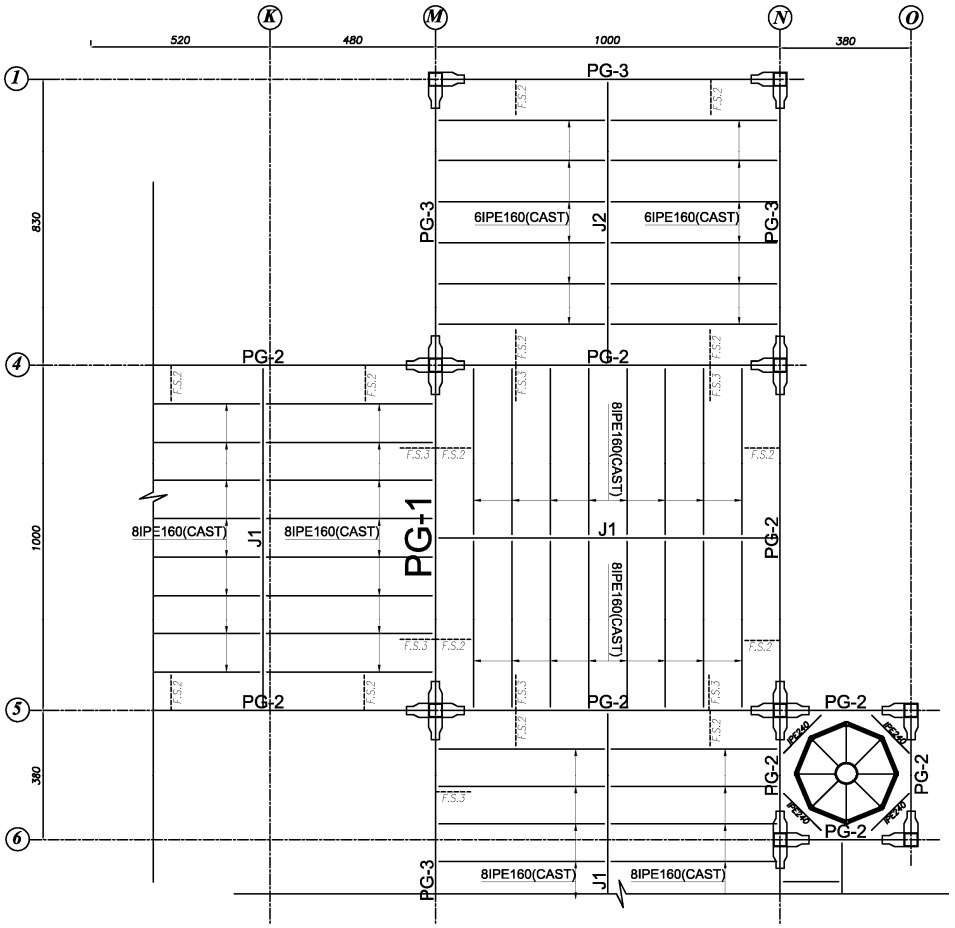
طراحی دستی اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری

مراحل طراحی اتصال همراه با یک مثال تشریح خواهد شد.

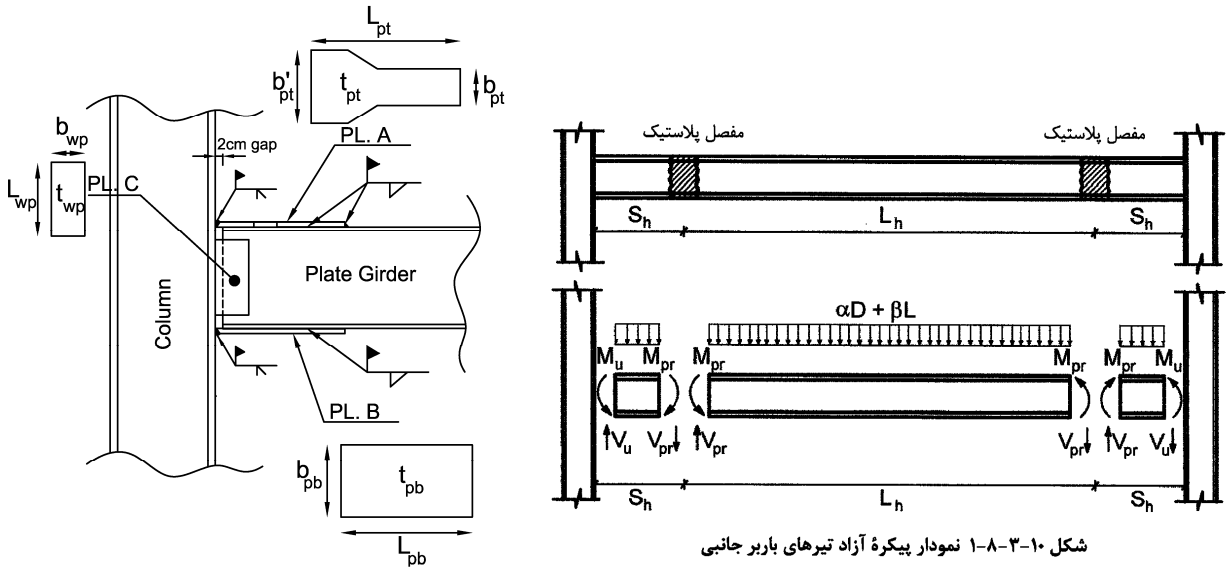
فرضیات:

- قاب خمشی با شکل پذیری متوسط می باشد.
- وزن مرده کف برابر $5.7\ kN/m^2$ و وزن زنده آن برابر $6\ kN/m^2$ می باشد.
- ستون های سازه به صورت باکس به ابعاد $400 \times 400 \times 20\ mm$ می باشند.
- ابعاد تیرورق PG1 نشان داده شده است. هدف طراحی اتصال این تیرورق می باشد.





۱۰-۱-۱ محاسبه لنگر پلاستیک محتمل تیر (M_{pr})



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

مطابق بند ۱۰-۳-۸-۲ مقدار Mpr به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yM_p = C_{pr}R_yZ_bF_y = 1.2 \times 1.15\frac{Z_bF_y}{10^5}\ kN.m \quad (۱)$$

$$M_{pr} = 1.2 \times 1.15\frac{Z_bF_y}{10^6} = 1.38 \times \frac{\left(\frac{300\times640^2}{4} - \frac{294\times600^2}{4}\right)(240)}{10^6} = 1198.9\ kN.m$$

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

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

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

مقدار C_{pr} با توجه به بند ۱۰-۳-۸-۲ برابر $C_{pr} = Min\left(\frac{240+370}{2\times240}, 1.2\right) = 1.2$ می باشد:

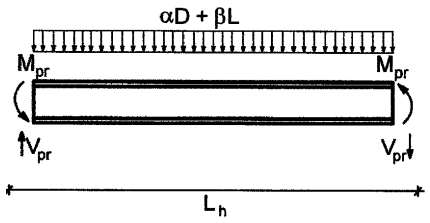
۱۰-۳-۸-۲ مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر

C_{pr}= ضریبی است که دربرگیرندهٔ آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به‌کار گرفته می‌شود. به‌جز در موردی‌که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود

$$۱/۱ \le C_{pr} = \frac{(F_y+F_u)}{۲F_y} \le ۱/۲ \qquad (۱۰-۳-۸-۱)$$

۱۰-۱-۲ محاسبه برش محتمل در محل مفصل(V_{pr})

برش کل موجود در محل تشکیل مفصل (به فاصله Sh از بر ستون) را محاسبه می کنیم:



$$V_{pr} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u W L_h}{2} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{(\alpha D+\beta L) W L_h}{2} \qquad (۲)$$

Mpr در گام ۱ محاسبه شده است.

Lh: فاصله بین دو مفصل بر حسب متر

q_u: وزن ضریب دار واحد سطح سقف می باشد که بر اساس ترکیب بار لرزه ای باید انتخاب شود با توجه به اینکه ترکیب بار لرزه ای 1.2D+L+0.2S+E می باشد، مقدار $q_u = \alpha D + \beta L$ برابر kN/m^2 (1.2Dead+Live+0.2Snow) باید اختیار شود.

تحت شرایط خاصی به جای Live می توان از 0.5Live استفاده کرد (جهت مشاهده شرایط استفاده از ضریب 0.5 برای بار زنده به مبحث ششم مراجعه نمایید).

W: عرض بارگیر تیر بر حسب متر.

نکته: طبق بند ۱۰-۳-۱۳-۵ مقدار Sh برابر طول ورق زیرسری یا روسری (هرکدام بزرگتر) می باشد:

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هرکدام که بزرگتر است)، در نظر گرفته شود.

در شروع طراحی هنوز طول ورقهای روسری و زیرسری مشخص نیست و برای شروع طراحی به عنوان یک تقریب اولیه می توان آنرا برابر عمق مقطع تیرورق درنظر گرفت.

با توجه به عمق تیر ($d=540mm$) فرض می کنیم که طول ورقهای روسری و زیرسری برابر $550mm$ باشد. در این صورت محل مفصل پلاستیک به فاصله $550mm$ از بر ستون خواهد بود. اگر پس از انجام محاسبات اعداد دیگری برای طول ورقها بدست آمد، باید محاسبات را مجددا تکرار نمایید.

با توجه به اینکه ابعاد ستونها $40x40$ است، فاصله بین دو مفصل در تیر برابر است با $L_h = 10 - 0.40 - 2\times 0.55 = 8.5m$.

بار گسترده ثقلی ضریب دار سقف برابر است با: $q_u = (5.7\times 1.2 + 6\times 1) = 12.84\,\frac{kN}{m^2}$

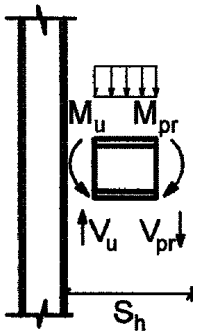
با توجه به وجود تیر فرعی، یک نیروی متمرکز (Pu در شکل) ناشی از بارهای ثقلی خواهیم داشت که مقدار آن با توجه به اینکه سطح بارگیر تیر فرعی برابر $50m^2$ است،برابر خواهد بود با: $P_u = \left(\frac{50\times 12.84}{2} = 321\ kN\right)$

$$V_{pr} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u W L_h + P_u}{2} = \frac{2\times 1470.5}{8.36} + \frac{12.84\times 2.5\times 8.5 + 321}{2} = 569.3\ kN$$

مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN برابر است با:

$$V_U = V_{pr} + q_u W S_h = 569.3 + 12.84\times 2.5\times 0.55 = 586.69\ kN$$

۱۰-۱-۳ محاسبه برش طراحی در بر ستون (V_u)

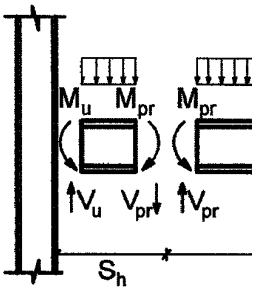


مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN مطابق بند ۱۰-۳-۸-۱-۲-۲ برابر است با:

$$V_U = V_{pr} + q_u W S_h \qquad (۳)$$

مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN برابر است با:

$$V_U = V_{pr} + \mathrm{q_u} W S_h = 569.3 + 12.84 \times 2.5 \times 0.55 = 586.69\ kN$$



۱۰-۱-۴ محاسبه لنگر طراحی در بر ستون (M_U)

مطابق بند ۱۰-۳-۸-۱-۳-۲ مقدار M_U در بر ستون بر حسب kN.m بدست می آید:

$$M_U = M_{pr} + V_{pr} S_h + \frac{q_u W {S_h}^2}{2} \qquad (۴)$$

پس از محاسبه M_U و V_Uدر بر ستون (گامهای ۳ و ۴) باید ورقهای روسری و زیر سری را بر اساس این نیروها طراحی می کنیم.

$$M_U = M_{pr} + V_{pr} S_h + \frac{q_u W {S_h}^2}{2} = 1198.9 + 586.69 \times 0.55 + \frac{12.84 \times 2.5 \times 0.55^2}{2} = 1475.5\ kN.m$$

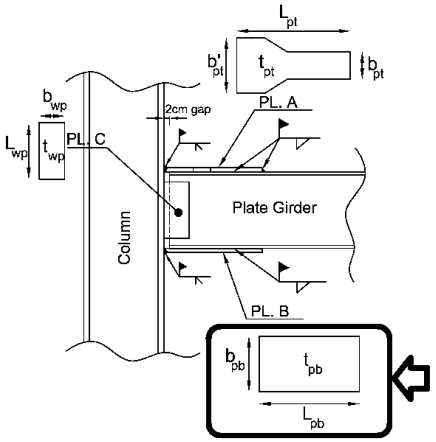
۱۰-۱-۵ ضخامت ورق زیر سری

عرض ورق زیر سری (b_{pb}) بر اساس عرض بال تیر (b_{bf})تعیین می شود به طوریکه فضای کافی برای جوش داشته باشیم:

$$b_{pb} = b_{bf} + 50\,mm \qquad (۵)$$

در این صورت در هر طرف ورق 25 mm فضای جوش خواهیم داشت.

ضخامت ورق زیر سری (t_{pb}) براساس نیروی کششی ناشی از لنگر M_Uکه در گامهای قبل محاسبه شد، بدست می آید:



$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y} \qquad (۶)$$

که در آن d عمق فاصله مرکز تا مرکز ورقهای روسری و زیرسری می باشد و φ ضریب کاهش مقاومت است که طبق بند زیر برابر 1.0 در نظر می گیریم:

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

(۱۲)ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آنها به بال‌های تیر باید بر اساس مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی بر اساس الزامات فصل ۲-۱۰، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای تعیین مشخصات جوش می‌توان برابر ۰/۹ و برای تعیین ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری برابر یک در نظر گرفت.

$$b_{pb} = b_{bf} + 50 = 350\,mm$$

- با توجه به اینکه بعد ورق زیرسری برابر 350mm درنظر گرفته شد، بعد ستون باید حداقل 350mm باشد تا ورق زیرسری بتواند به آن متصل شود.

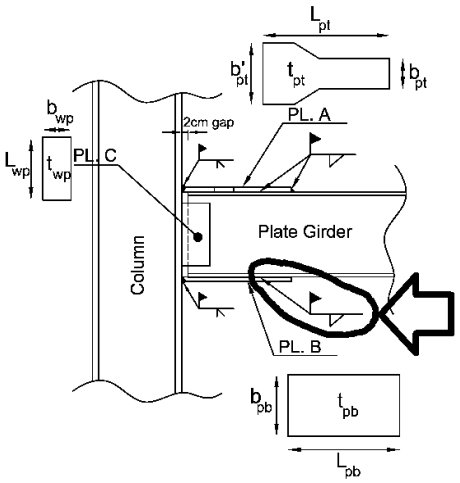
$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y} = \frac{1475.5 \times 10^6}{1 \times (540 + 40mm) \times 350 \times 240} = 30.3\ \text{mm} \rightarrow \text{Use}\ t_{pb} = 35\,mm$$

- عدد 40mm در رابطه فوق با این فرض در نظر گرفته شده است که ضخامت ورق روسری و زیرسری حدود دو برابر ضخامت بال تیر حاصل خواهد شد. با توجه به اینکه ضخامت محاسباتی 35mm بدست آمد، محاسبات با مقدار جدید باید تکرار شود:

$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y} = \frac{1475.5 \times 10^6}{1 \times (540 + 35mm) \times 350 \times 240} = 30.5\ \text{mm} \rightarrow \text{Use}\ t_{pb} = 35\,mm$$

۱۰-۱-۶ بعد جوش ورق زیرسری به بال تیر

در تعیین بعد جوش باید حداقل و حداکثر مقادیر را بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ مبحث دهم کنترل نمایید.



جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

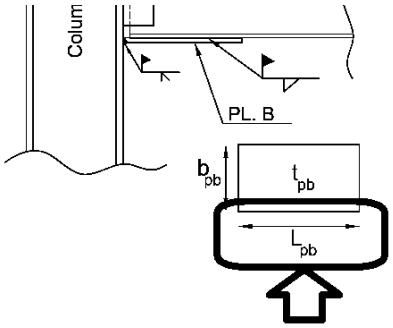
ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

حداقل بعد جوش ورق به بال تیر با توجه به جدول فوق و با توجه به اینکه ضخامت بال تیر برابر 20mm می باشد، برابر $a_{min} = 6mm$ می باشد.

از طرفی حداکثر بعد جوش برابر است با $a_{max} = t_{bt} - 2\text{mm} = 18\text{ mm}$.

- برای کاهش طول ورق زیر سری می توان مقدار حداکثر را انتخاب کرد.

۱۰-۱-۷ تعیین طول ورق زیر سری (L_{pb})



$$L_w = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (140 \times a)} \quad (۷)$$

$$L_{pb} = \frac{L_w}{2} + 20\ mm \quad (۸)$$

- a بعد جوش می باشد.
- 20mm که در انتها اضافه شده است، فاصله بادخور تیر می باشد.
- عدد 140 MPa در رابطه فوق تنش مقاوم طراحی جوش است که بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ و با فرض [illegible] و بازرسی چشمی وجوش در محل بدست آمده است:

$$\varphi R_n = \varphi \beta F_{nw} A_{we} = \varphi \beta (0.6 F_{ue}) \left(\frac{\sqrt{2}}{2} A_w\right) = 0.9 \times 0.75 \times (0.6 \times 490) \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2} A_w\right) = 140 A_w$$

- طبق بند زیر در صورتی که ضخامت ورق ها بیش از 15mm باشد، باید از الکترود E70 استفاده کرد:

۱۰-۲-۹-۲-۶ الکترودهای سازگار با مصالح فلز پایه

فلز جوش (الکترود مصرفی) باید سازگار با مصالح فلز پایه و مطابق با مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۴ باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۴ الکترودهای سازگار با فلز پایه

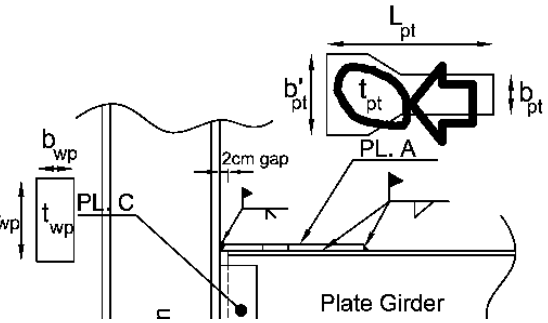
تنش تسلیم مصالح فلز پایه (F_y)	مقاومت نهایی کششی فلز الکترود (F_{ue})	نوع الکترود سازگار
تا ۳۰۰ MPa, $t \le 15mm$	۴۲۰ MPa	E۶۰ یا معادل آن
	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
تا ۳۰۰ MPa, $t > 15mm$	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
از ۳۰۰ MPa تا ۳۸۰ MPa	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
از ۳۸۰ MPa تا ۴۶۰ MPa	۵۶۰ MPa	E۸۰ یا معادل آن

t = ضخامت فلز پایه

با فرض a=18 mm برای بعد جوش، طول ورق زیر سری (L_{pb}) لازم برابر است با:

$$L_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (2 \times 140 \times a)} + 20\ mm = \frac{1475.5 \times 10^6}{540 \times (2 \times 140 \times 18)} + 20\ mm = 554\ mm \rightarrow \text{Use } L_{pb} = 550\ mm$$

۱۰-۱-۸ ضخامت ورق روسری



عرض (قسمت باریک تر) ورق رو سری (b_{pt}) بر اساس عرض بال تیر (b_{bf}) تعین می شود به طوریکه فضای کافی برای جوش داشته باشیم:

$$b_{pt} = b_{bf} - 50mm \qquad (۹)$$

ضخامت ورق زیر سری (t_{pt}):

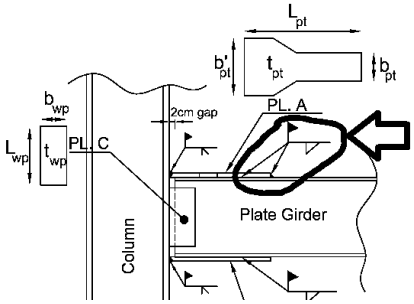
$$t_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pt} \times F_y} \qquad (۱۰)$$

مشابه ورق زیرسری مقدار φ را برابر 1.0 در نظر می گیریم.

$$b_{pt} = b_{bf} - 50mm = 250\ mm$$

$$t_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pt} \times F_y} = \frac{1475.5 \times 10^6}{1 \times (540 + 40mm) \times 250 \times 240} = 4.24\ \text{mm} \rightarrow \text{Use}\ t_{pb} = 45\ mm$$

۱۰-۱-۹ بعد جوش ورق روسری به تیر



جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

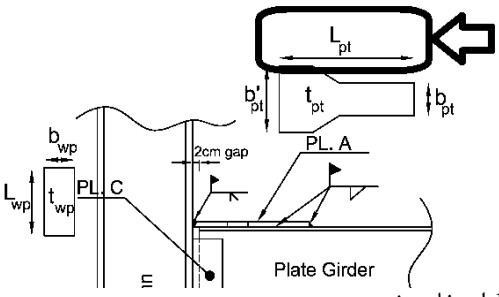
در اتصالات لرزه ای بعد جوش نباید کمتر از 5mm باشد.

بعد حداقل: با توجه به اینکه ضخامت قطعه نازکتر (ضخامت بال تیر) برابر 20mm می باشد، برابر $a_{min} = 6mm$ می باشد.

حداکثر بعد جوش: بر اساس ضخامت ورق روسری(t_{pt}) تعیین می شود: $a_{max} = t_{pt} - 2mm = 45 - 2 = 43$ mm

از طرفی بعد جوش نباید از ضخامت قطعه نازکتر فراتر نرود و از آنجا که ضخامت بال تیر (t_{bf})کمتر از ضخامت ورق روسری (t_{pt})خواهد بود، توصیه می شود بعد جوش ورق روسری برابر ضخامت بال تیر منظور شود:$a_{max} = t_{bf} = 20\ mm$

۱۰-۱-۱۰ تعیین طول ورق رو سری (L_{pt})



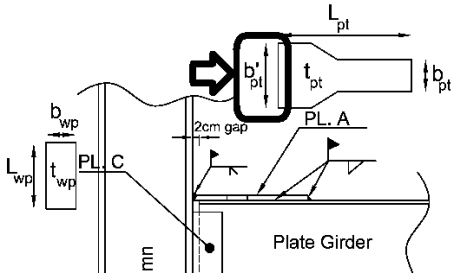
$$L_w = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (140 \times a)} \qquad (۱۱)$$

$$L_{pt} = \frac{L_w}{2} + 50\text{mm} \qquad (۱۲)$$

- در صورتی که از الکترود E60 استفاده شود، به جای 140 در رابطه فوق باید از 120 استفاده شود.
- a بعد جوش می باشد.
- d فاصله مرکز تامرکز ورقهای روسری و زیرسری می باشد.

$$L_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (2 \times 140 \times a)} + 50 = 500\ mm$$

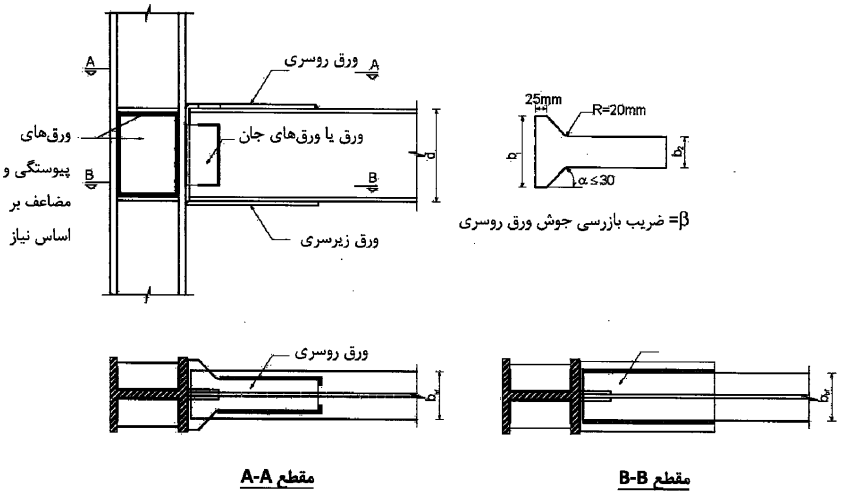
۱۰-۱-۱۱ عرض انتهایی(قسمت عریض تر) ورق رو سری (b'_{pt})



$$b'_{pt} = \frac{b_{pt}}{\beta} = \frac{b_{pt}}{0.75} \qquad (۱۳)$$

β: ضریب بازرسی جوش مطابق بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ می باشد. در صورتی که جوش نفوذی اتصال بال به ستون توسط آزمایش غیر مخرب مانند رادیوگرافی و یا التراسونیک آزمایش شود، می توان مقدار β را برابر یک در نظر گرفت. در این حالت می توان به جای شکل کله گاوی برای ورق روسری، همانند ورق زیرسری، از شکل مستطیلی استفاده نمود. البته به دلیل کیفیت پایین اجرا و کنترل جوش توصیه می شود که حتی در صورت انجام تست جوش، از شکل کله گاوی استفاده شود.

ابعاد ارائه شده برای ورق روسری در شکل زیر از مبحث دهم باید رعایت شوند:



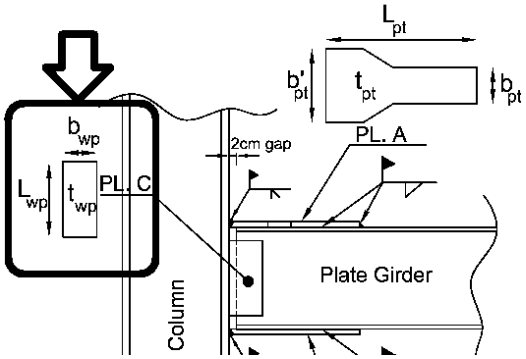
شکل ۱۰-۳-۱۳-۴ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری(WFP)

۱۰-۱-۱۲ تعیین ارتفاع، عرض و ضخامت ورق اتصال جان

ارتفاع ورق اتصال جان مسلما باید کمتر از ارتفاع کل جان تیرورق باشد. در اتصالات مفصلی، جهت ایجاد امکان دوران بیشتر، ارتفاع ورق جان تقریبا برابر 0.75 ارتفاع جان تیرورق درنظر گرفته می شود. در اتصال گیردار می توان ارتفاع ورق جان را بیشتر در نظر گرفت. ضخامت ورقهای اتصال جان بر اساس برش نهایی تیر تعیین می شود. با توجه به بندهای زیر از مبحث ۱۰، مقاومت برشی طراحی ورق اتصال باید پاسخگوی برش نهایی V_U در بر ستون باشد:

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

(۱۳)ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان) و نیز جوش آن یا آنها به بال ستون و جان تیر باید بر اساس مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. مقاومت‌های اسمی و ضریب کاهش مقاومت ورق (یا ورق‌های) جان و جوش‌های آن (یا آن‌ها) باید بر اساس الزامات فصل ۱۰-۲ تعیین شود.



۱۰-۳-۸-۳ اتصال تیر به ستون

پ) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}= C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱). که در آن، M_p، R_y و C_{pr} مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۸-۲ می‌باشد.

از رابطه زیر ضخامت لازم برای ورق اتصال جان بدست می آید.

$$V_U \le \left(\varphi R_n = 0.9 \times L_{wp} t_{wp} \times (0.6 \times 2400)\right) \qquad (۱۴)$$

- t_{wp} ضخامت ورق اتصال جان می باشد و در صورتی که برای اتصال جان از ورق دوبل استفاده شود، مقدار t_{wp} برابر مجموع ضخامت دو ورق خواهد بود.
- عرض ورق اتصال (b_{wp}) بر حسب ابعاد تیرورق، معمولا 8 cm، 10 cm، و یا 12 cm در نظر گرفته می شود.

با توجه به اینکه ارتفاع جان تیر 50cm می باشد، می توان ارتفاع ورق اتصال جان را برابر $\boldsymbol{L_{wp} = 40cm}$ در نظر گرفت.
ضخامت ورق اتصال از رابطه زیر بدست می آید:

$$V_U \le \left(\varphi R_n = 0.9 \times L_{wp} t_{wp} \times (0.6 \times 2400)\right)$$

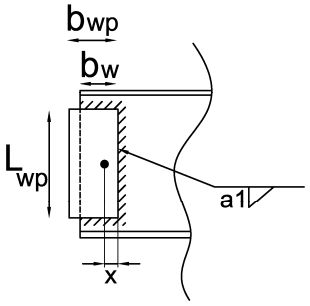
$$586.9 \times 10^3 \le \left(0.9 \times 400 \times t_{wp} \times (0.6 \times 2400)\right) \rightarrow \ t_{wp} = 11.3\ \text{mm} \ \rightarrow \ \text{Use } \boldsymbol{t_{wp} = 12\ mm}$$

- ضخامت فوق با فرض استفاده از ورق تک بدست آمد. در ادامه خواهیم دید که مجبور به استفاده از ورق دوبل خواهیم بود و در نتیجه ضخامت ورق نیز تغییر خواهد کرد.

۱۰-۱-۱۳ تعیین بعد جوش اتصال ورق به جان تیر ورق

جوش اتصال ورق به جان تیر به صورت دورتادور درنظر گرفته می شود. در این جوش ترکیب برش و پیچش خواهیم داشت.

طبق جدول 1-18-5 کتاب سالمون- فصل جوش (این کتاب را می توانید از سایت اینجانب دانلود نمایید)، مقادیر مرکز سطح جوش، ممان قطبی جوش، برش و پیچش در اتصال ورقها به جان تیر برابر است با:



$$x = \frac{b_w^2}{2\times b_w + L_{wp}}$$

$$I_p = \frac{8b_w^3 + 6b_w L_{wp}^2 + L_{wp}^3}{12} - \frac{b_w^4}{2\times b_w + L_{wp}} \quad (۱۵)$$

$$V = V_U$$

$$T = V_U \times (b_{wp} - x)$$

تعیین بعد جوش ورق به جان تیر:

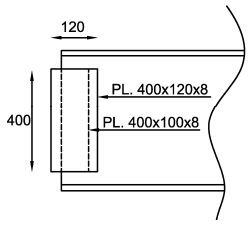
$$\sqrt{\left(\frac{V}{2\times b_w + L_{wp}} + \frac{T(b_w - x)}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_p}\right)^2} \le 100\, a_1 \quad (۱۶)$$

- عدد 100 در رابطه فوق تنش مقاوم طراحی جوش است که با فرض استفاده از الکترود E60 و بازرسی چشمی و جوش در محل بدست آمده است. a_1 بعد جوش می باشد:

$$\varphi R_n = \varphi\beta F_{nw} A_{we} = \varphi\beta(0.6F_{ue})\left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 0.75 \times 0.75 \times (0.6 \times 420) \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 100A_w$$

- در صورتی که از ورق دوبل استفاده شود، مقدار بدست آمده برای a_1 را نصف می کنیم.

- در مواقعی که بعد جوش نسبت به جان تیر نسبتا بزرگ باشد، در صورت استفاده از ورق دوبل و اجرای جوش در دو سوی جان، ممکن است جان تیر آسیب ببیند. بنابراین بهتر است که عرض b_{wp} برای ورقهای دوبل به صورت متفاوت طرح شوند تا جوشهای دو طرف جان روی هم نیفتند. مانند شکل زیر:



عرض ورق جان (b_{wp}) نیز برابر 100mm در نظر گرفته می شود.

$$x = \frac{b_w^2}{2\times b_w + L_{wp}} = 11.4\ mm$$

$$I_p = \frac{8b_w^3 + 6b_w L_{wp}^2 + L_{wp}^3}{12} - \frac{b_w^4}{2\times b_w + L_{wp}} = 120\times 10^6 \text{mm}^3$$

$$V = V_U = 586.9\ \text{kN}$$

$$T = V_U \times (b_{wp} - x) = 52\ \text{kN.m}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V}{2\times b_w + L_{wp}} + \frac{T(b_w - x)}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_p}\right)^2} \le 116.9\ a_1 \ \rightarrow \sqrt{(1048+297)^2 + (866)^2} \le 116.9 a_1$$

$$\rightarrow \ a_1 = 13.7\ mm \quad Not\ Good!$$

- عدد 116.9 در رابطه فوق تنش مقاوم طراحی جوش است که با فرض استفاده از الکترود E70 و بازرسی چشمی و جوش در محل بدست آمده است. a_1 بعد جوش می باشد. در صورتی که از ورق دوبل استفاده شود، مقدار بدست آمده برای a_1 را نصف می کنیم.
- حداکثر مقدار مجاز برای جوش ورق به جان تیر برابر $a_{max} = t_{wp} - 2\text{mm} = 10\text{mm}$ می باشد و مقدار a_1=13.7mm غیر قابل قبول است. بنابراین باید از ورق دوبل استفاده کنیم و یا ضخامت ورق جان را افزایش دهیم.

- در صورت استفاده از دو ورق جان در دو طرف، جوش لازم و ضخامت ورقهای اتصال جان به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\sqrt{(1048+297)^2 + (866)^2} \le 116.9\times 2\times a_1 \rightarrow \ a_1 = 6.85\ mm \ \rightarrow \ Use\ \boldsymbol{a_1 = 7\ mm}$$

$$\rightarrow \boldsymbol{t_{wp} = 7 + 2 = 9\ mm} \ \rightarrow \ \boldsymbol{Use\ t_{wp} = 10\ mm}$$

۱۰-۱-۱۴ تعیین بعد جوش اتصال ورق جان به ستون

در این جوش ترکیب برش و خمش خواهیم داشت که مقدار خمش آن برابر $M = V_U \times (b_{wp} - x)$ و ممان اینرسی جوش برابر $I_x = \frac{L_{wp}^3}{12}$ خواهد بود. بعد جوش اتصال ورق جان به ستون، a2، از رابطه زیر بدست می آید:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{L_{wp}}\right)^2 + \left(\frac{M\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_x}\right)^2} \le 100\times 2\times a_2 \qquad (۱۷)$$

- ضریب 2 در سمت راست رابطه به جهت بند زیر است که در آن استفاده از جوش دوطرفه در ورق جان برای اتصال اجبار شده است:

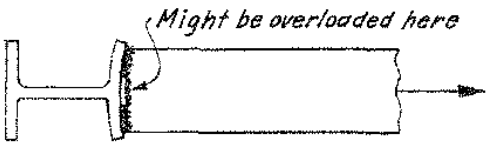
۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

(۶) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان ، جوش‌گوشه باید دو طرفه باشد.

$$\sqrt{\left(\frac{V}{L_{wp}}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_x}\right)^2} \le 116.9\times 2\times a_2 \ \rightarrow \ a_2 = 10.4\ \text{mm} \ \rightarrow \ \text{Use}\ a_2 = 10\text{mm}$$

- عدد 116.9 بر اساس استفاده از الکترود E70 محاسبه شده است.
- ضریب 2 به جهت استفاده از دو ورق جان منظور شده است.

۱۰-۱-۱۵ کنترل خمش موضعی در بال ستون در مقابل بال کششی (بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱ مبحث ۱۰)



علت کنترل: اگر ضخامت بال ستون کم باشد، صلبیت خمشی آن کاهش یافته و د راثر خمش موضعی بال ستون، جوش نفوذی ورق های روسری و زیرسری به ستون آسیب می بیند.

۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

۱۰-۳-۸-۵ ورق‌های پیوستگی

الف) در ستون‌های H شکل در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۲ و ۱۰-۳-۸-۳ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمهٔ اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq ۰/۴\sqrt{۱/۸ b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb}F_{yb}}{R_{yc}F_{yc}}} \qquad (۱۰-۸-۳-۲)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{۶} \qquad (۱۰-۸-۳-۳)$$

ب) در ستون‌های جعبه‌ای (قوطی شکل) در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۴ و ۱۰-۳-۸-۵ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمه اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq ۰/۴\sqrt{\left[۱ - \frac{b_{bf}}{b'_{cf}}\left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{۴}\right)\right] ۱/۸ b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb}R_{yb}}{F_{yc}R_{yc}}} \qquad (۱۰-۸-۳-۴)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{۱۲} \qquad (۱۰-۸-۳-۵)$$

پ) طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصلهٔ خالص دو بال ستون باشد.

ت) پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع H شکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

ث) ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

ج) جوش ورق‌های پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. در صورتی‌که ضخامت ورق پیوستگی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دو طرفه نیز مجاز است.

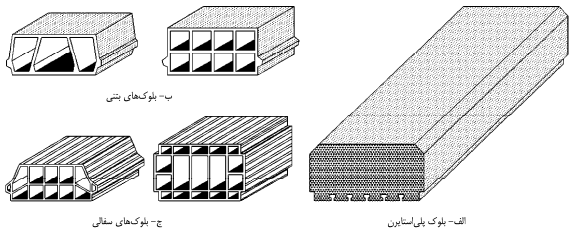
چ) جوش ورق‌های پیوستگی به جان ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه دو طرفه باشد.

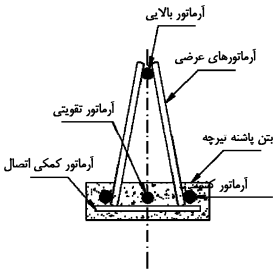
ح) نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبهٔ متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $۰/۵۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبهٔ متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $۱/۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ کوچکتر باشد. در این روابط E مدول الاستیسیته فولاد و F_y تنش تسلیم فولاد ورق پیوستگی می‌باشد.

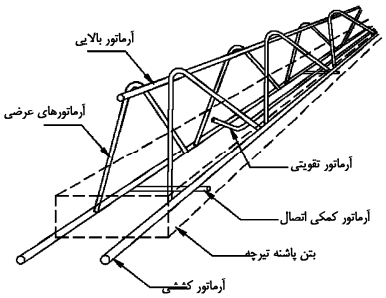
- توصیه می شود حتی در صورت ارضای ضوابط فوق، از ورقهای پیوستگی استفاده شود. در این صورت نیازی به کنترل ادامه بندها (بندهای ۱۵، ۱۶ و ۱۷) نخواهد بود.
- در صورتی که روابط فوق ارضا شوند و نخواهیم از ورق پیوستگی استفاده کنیم، ضوابط بند های ۱۵، ۱۶ و ۱۷ که در ادامه این گزارش آمده است نیز باید کنترل شود.

طراحی دستی تیرچه بلوک

۱۱-۱ ضوابط نشریه ۵۴۳







اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی

بندهای زیر برگرفته از نشریه ۵۴۳ می باشد:

۲-۳-۱- ضوابط و محدودیت‌های کلی سقف تیرچه و بلوک

۱) سیستم تیرچه‌ای، شامل ترکیبی یکپارچه از تیرچه‌های متساوی‌الفاصله (قرار گرفته در یک راستا و یا دو راستای عمود برهم) و یک دال فوقانی است.[۱]

۲) فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.[۱]

۳) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از ۳٫۵ برابر حداقل عرض آنها باشد.[۱]

۴) حداقل فاصله افقی بین دو سطح قائم بلوک‌های مجاور در طرفین یک تیرچه که در مقابل یکدیگر نصب می‌شوند، نباید کمتر از ۶٫۵ سانتی‌متر باشد.

۵) ضخامت دال بتنی فوقانی نباید از $\frac{۱}{۱۲}$ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵ سانتی‌متر کمتر اختیار شود.[۱]

۶) حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت طول تیرچه پیش ساخته خرپایی) با تیرچه‌های منفرد نباید از ۸ متر بیشتر شود. در جهت اطمینان توصیه می‌گردد تا دهانه مورد پوشش بیشتر از ۷ متر نباشد. در صورت وجود سربارهای زیاد و یا دهانه‌های بیش از ۷ متر، مطابق بند ۳-۶-۶- از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.

۷) سقف‌های اجرا شده با تیرچه و بلوک، در مواردی که بار یکنواخت روی سقف عمل نماید، عملکرد بسیار مناسبی دارند. در صورت وجود بار منفرد سنگین یا متحرک و یا مرتعش، بکاربردن سقف تیرچه و بلوک توصیه نمی‌شود.

۸) در سقف‌های تیرچه و بلوک، بار متمرکزی که ممکن است روی کف وجود داشته باشد، بار ناشی از چرخ اتومبیل‌ها در پارکینگ‌ها و یا بار خطی ناشی از وجود تیغه‌های آجری روی تیرچه‌ها است. در مورد پارکینگ‌ها، بکارگیری سیستم تیرچه و بلوک معمول، اساساً توصیه نمی‌شود. در صورتی که الزامی در کار باشد، توصیه می‌شود تا ضخامت دال بتنی (روی بلوک‌ها) حداقل ۸ سانتی‌متر در نظر گرفته شود و مقاومت دال در برش سوراخ‌کننده (برش پانچ) برای بار چرخ کنترل گردد. در محاسبه تیرچه‌ها برای بار متمرکز، یا می‌توان کف را با استفاده از یکی از روش‌های کلاسیک، تحلیل کامل نمود و یا بار را با تقریب خوبی بین سه تیرچه مجاور یکدیگر به طور مساوی توزیع کرد.

۹) در صورتی که طول تیرچه‌ها بیش از ۴ متر باشد، مطابق توضیحات بند ۲-۳-۲-۶- یک یا چند کلاف میانی (تیر عرضی) در جهت عمود بر تیرچه‌ها تعبیه می‌شود.

۱۰) لوله‌ها و مجراهایی که در داخل دال قرار داده می‌شوند، نباید به مقدار قابل توجهی مقاومت سیستم را کاهش دهند. ضخامت دال باید به اندازه حداقل ۲٫۵ سانتی‌متر بیشتر از ارتفاع کل لوله‌ها و مجراها باشد.

۱۱) در سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی خرپایی، می‌توان مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را ۱۰ درصد بیشتر از مقاومت برشی اسمی تیرهای بتنی در نظر گرفت.

انتشار مطالب این جزوه "با ذکر منبع" بلامانع است https://telegram.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۱۱-۲ مثال

سازه مسکونی

دهانه تیرچه: 7m

نوع سقف: تیرچه فوم

میلگردهای طولی: AII, Fy=300MPa

- توضیح: با توجه به بلند بودن دهانه برای اینکه مشکل خیز نداشته باشیم، تنش تسلیم میلگردهای طولی بهتر است در محاسبات 300MPa فرض شود. در حالیکه در اجرا ممکن است از میلگرد AIII با Fy=400MPa استفاده شود.

بتن: $f_c' = 21MPa$

شهر: تبریز (A=0.35)

۱۱-۲-۱ محاسبه بار مرده و زنده سقف

بار مرده طبقات:

۱) موزائیک	$0.01 \times 21 = 0.21\ kPa$
۲) ۲ سانتیمتر ملات ماسه سیمان	$0.02 \times 21 = 0.42\ kPa$
۳) ۷سانتیمتر بتن سبک	$0.07 \times 13 = 0.91\ kPa$
۴) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ وخاک	$0.5\ kPa$
۵) وزن یونولیت	0.08kN
۵) وزن بتن	$(0.25 \times 0.1 \times 2 + 0.05 \times 1)25 = 2.5\ kN$
جمع کل	4.62 kPa

بار مرده: $D = 4.62\ kN$

بار زنده مسکونی: $L = 2\frac{kN}{m^2}$

بار زنده تیغه بندی: $Lpart = 1\frac{kN}{m^2}$

بار زلزله قائم: $EV = 0.6AIW_P = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (4.62) = 0.97\frac{kN}{m^2}$

بار ضریب دار:

$$q_u = Max\begin{Bmatrix} 1.4D = 1.4 \times 4.62 = 6.47\ kN \\ 1.2D + 1.6L + 1.6Lpart = 1.2 \times 4.62 + 1.6 \times 3 = 10.344\ kPa \\ 1.2D + 0.5L + Lpart + EV = 1.2 \times 4.62 + 0.5 \times 2 + 1 + 0.96 = 8.5\frac{kN}{m^2} \end{Bmatrix} = 10.3\frac{kN}{m^2}$$

۱۱-۲-۲ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری

9.3.5 — In Chapter 22, ϕ shall be 0.60 for flexure, compression, shear, and bearing of structural plain concrete.

CHAPTER 22 — STRUCTURAL PLAIN CONCRETE

22.5 — Strength design

22.5.1 — Design of cross sections subject to flexure shall be based on

$$\phi M_n \geq M_u \qquad (22\text{-}1)$$

where

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f_c'}\,S_m \qquad (22\text{-}2)$$

if tension controls, and

$$M_n = 0.85 f_c' S_m \qquad (22\text{-}3)$$

if compression controls, where S_m is the corresponding elastic section modulus.

$$M_u = \frac{10.3 \times 0.4^2}{12} = 0.137\ kN.m$$

$$M_n = 0.42\sqrt{21} \times \frac{1000 \times 50^2}{6} = 801950\ N.mm = 0.8\ kN.m$$

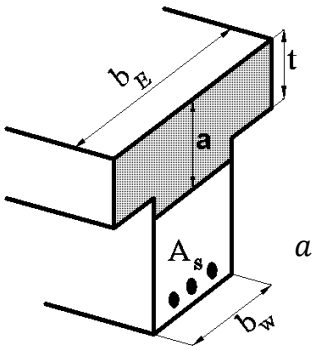
$$0.137 < 0.6 \times 0.8 \quad OK.$$

۱۱-۲-۳ مساحت آرماتورهای کششی

با فرض اینکه فاصله مرکز تا مرکز تیرچه 0.5m باشد، لنگر وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$M_u = \frac{(0.5 \times q_u) \times 6^2}{8} = \frac{(0.5 \times 10.3) \times 7^2}{8} = 31.54\ kN.m$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد $2 \times \varphi 16 + 1 \times \varphi 12$ و با فرض مقطع T شکل:

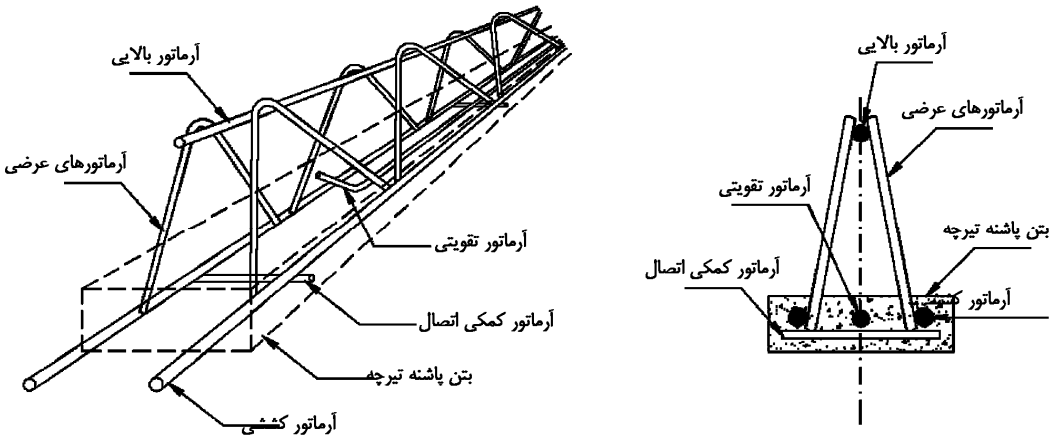


$$d = 300 - 20 - 8 = 272\ mm$$

$$a = 0.85x = \frac{A_s(F_y)}{0.85(b_E)(f_c')} = \frac{515.22 \times 300}{0.85 \times 500 \times 21} = 17.32\ mm$$

$$M_n = A_s F_y \left(272 - \frac{a}{2}\right) = A_s \times 300 \times \left(272 - \frac{17.32}{2}\right) = 40.7\ kN.m$$

$$M_u = 31.57 < 0.9 \times M_n = 36.6\ kN.m \quad OK.$$



شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی

۱۱-۲-۴ آرماتور فوقانی (بالایی)

۲-۳-۲-۱-۳- آرماتور فوقانی

۱) آرماتور فوقانی باید از نوع آجدار باشد.

۲) قطر آن با توجه به نوع فولاد آرماتور، طول دهانه، فاصله تیرچه‌ها، ارتفاع خرپای تیرچه و ضخامت بتن پوششی و همچنین فواصل جوش‌های میلگرد عرضی، از ۶ میلی‌متر تا ۱۲ میلی‌متر متفاوت است. (جدول ۲-۲) به عنوان راهنمای تعیین حداقل قطر میلگرد بالایی تیرچه‌های غیرکارخانه‌ای توصیه می‌شود.

جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی

دهانه	قطر میلگرد بالایی
تا ۴ متر	۸ میلی‌متر
۴ متر تا ۵/۵ متر	۱۰ میلی‌متر
۵/۵ متر تا ۷ متر	۱۲ میلی‌متر

چنانچه تیرچه‌ها در کارخانه و با روش نقطه جوش (جوش مقاومتی) تولید شوند، مقادیر قطر میلگرد بالایی مندرج در (جدول ۲-۲) را می‌توان به میزان ۲ میلی‌متر کاهش داد.

طبق جدول $\varphi 12$ انتخاب می شود.

۱۱-۲-۵ آرماتور افت حرارت

۲-۳-۲-۵- ضوابط و محدودیت‌های آرماتور افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) و آرماتور منفی

۱) آرماتورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرند.

۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی‌متر می‌باشد.

۳) نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

الف – برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350	۰/۰۰۲
ب – برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار	۰/۰۰۱۸
ج – برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر	۰/۰۰۱۵

۴) حداکثر فاصله‌ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی‌متر است.

۵) آرماتور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می‌تواند به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله‌ی ذکر شده در بند قبل بین آرماتورهای حرارتی باید رعایت گردد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{۱}{۵}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

$$1\varphi 6@\ 250mm \ \rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226$$

گرچه از نظر آیین نامه $1\varphi 6@\ 250mm$ به عنوان آرماتور افت و حرارت کافی می باشد، منتها به لحاظ اجریی بهتر است از $1\varphi 8@\ 250mm$ استفاده شود.

۱۱-۲-۶ آرماتور منفی

مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر $0.77\ cm^2$ باشد. می توان از میلگرد $\varphi 10$ استفاده کرد.

۱۱-۲-۷ کلاف میانی

سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی $2\varphi16+\varphi12$ می باشند، می توان از دو عدد میلگرد $\varphi14$ استفاده کرد.

۱۱-۲-۸ آرماتور عرضی

۱- طراحی میلگردهای برشی

$$V_u=\frac{q_u\times0.5\times(L-2\times d)}{2}=\frac{10.3\times0.5\times(7-2\times0.272)}{2}=16.63\,kN$$

$$\varphi V_c=1.1\times0.75\times0.17\times\sqrt{21}\times(100\times272)=17.48\,kN$$
$$\varphi V_s=16.63-17.48<0$$

بنابراین آرماتور برشی حداقل نیاز است. با فرض اینکه آرماتورهای عرضی $\varphi6$ و با فواصل 15cm باشد:

$$\varphi V_s=0.75\times A_v\frac{d(Sin\alpha+Cos\alpha)}{s}F_y=0.75\times28.25\times\frac{273(0.95+0.28)}{150}300=14kN$$

$$A_{v-min}=\frac{0.35b_w s}{F_y}=17.5\,mm^2<28.25\;OK$$

۲-۳-۲-۱-۱- آرماتورهای کششی

۱) حداقل تعداد میلگردهای کششی دو عدد بوده و سطح مقطع آن‌ها از طریق محاسبه تعیین می‌شود. روش محاسبه در پیوست ۳ این نشریه توضیح داده شده است.

۲) آرماتورهای کششی باید از نوع آجدار باشد. توصیه می‌شود از آرماتورهای با فولاد نوع نیم سخت و سخت استفاده شود.

۳) در عمل باید از تطبیق مقاومت آرماتورهای مورد استفاده با مقاومت قید شده در جداول و محاسبات اطمینان حاصل کرد.

۴) در صورت استفاده از میلگردهای کششی به تعداد بیش از دو عدد، دو میلگرد طولی باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند. طول موردنیاز بقیه میلگردها را می‌توان مطابق ضوابط طول آرماتورهای تقویتی محاسبه نمود و آنها را در مقطعی که مورد نیاز نیستند و با در نظر گرفتن محل قطع تئوریک و محل قطع عملی، قطع کرد.

۵) قطر میلگردهای کششی نباید از ۸ میلی‌متر کمتر و از ۱۶ میلی‌متر بیشتر باشد. چنانچه کارخانه تولیدی از روش نقطه جوش مقاومتی برای اتصال میلگردها استفاده نماید، می‌توان قطر میلگردهای کششی را تا میزان حداقل ۶ میلی‌متر تقلیل داد. در مورد تیرچه‌هایی که ضخامت بتن پاشنه آن‌ها، ۵/۵ سانتی‌متر یا بیشتر باشد، می‌توان حداکثر قطر میلگرد را به ۲۰ میلی‌متر افزایش داد.

۶) مطابق آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، حداقل نسبت آرماتور بکار رفته در تیرچه‌ها از این رابطه بدست می‌آید:

$$\rho_{min}=Max\left(\frac{1.4}{f_y},\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \qquad (۲-۲۶)$$

محاسبه ρ و ρ_{min} با در نظر گرفتن عرض جان تیرچه محاسبه می‌شود. در این رابطه f_c مقاومت مشخصه بتن بر حسب $MPa\ (N/mm^2)$ و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتور برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

در صورتی که درصد آرماتور کششی حاصل از محاسبه، از ρ_{min} کمتر باشد، می‌توان با قراردادن ۱/۳۳ برابر سطح مقطع آرماتورهای حاصل از محاسبه، از رابطه (۲-۲۶) صرفنظر نمود.

۷) حداکثر آرماتور کششی تیرچه‌ها برابر مقدار ρ_b مطابق روابط عنوان‌شده در پیوست ۳ بدست می‌آید. ولی توصیه می‌شود که سطح مقطع آرماتورهای کششی از ۲/۵ درصد سطح مقطع جان تیرچه بیشتر نشود.

۸) فواصل آزاد بین میلگردهای کششی نباید از هیچ‌یک از سه مقدار قطر میلگرد بزرگتر، ۲۵ میلی‌متر و ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن، کمتر باشد.

۹) ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود.

- قطر میلگردها
- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های تا ۳۲ میلی‌متر، یا ۵ میلی‌متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های بزرگتر از ۳۲ میلی‌متر

علاوه بر آن، ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورهای تیرچه، متناسب با شرایط محیطی، نباید از مقادیر داده شده در (جدول ۲-۱) کمتر باشد.

جدول ۲-۱- مقادیر حداقل پوشش بتن

شرایط محیطی	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق‌العاده شدید
حداقل پوشش بتن برحسب میلی‌متر	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰

۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر $0.35\frac{b_w.s}{f_y}$ می‌باشد که b_w عرض جان تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی متوالی و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرپای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی‌متر و برای خرپای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خرپاهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر استفاده نمود.

۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.

۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.

۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.

۱۱-۳ کنترل خیز تیرچه

۱۱-۳-۱ کنترل خیز تیرچه (بر اساس جدول)

۹-۱۷-۲-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول‌شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

جدول۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{۱۶}$	$\frac{l}{۱۸/۵}$	$\frac{l}{۲۱}$	$\frac{l}{۸}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{۲۰}$	$\frac{l}{۲۴}$	$\frac{l}{۲۸}$	$\frac{l}{۱۰}$

تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع $S۴۰۰$ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در ضریب $(۰/۴+\frac{f_y}{۷۰۰})$ ضرب شوند.

$$t_{min}=\frac{700}{20}\left(0.4+\frac{300}{700}\right)=29.7\ cm \quad \rightarrow \quad h=300\ mm\ is\ OK.$$

۱۱-۳-۲ کنترل خیز تیرچه (محاسبه دقیق)

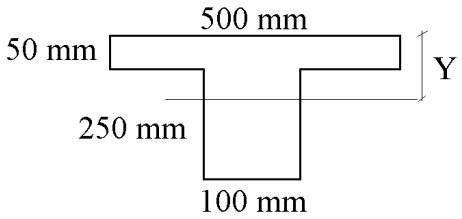
۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی (Mcr)

24.2.3.5 For nonprestressed members, effective moment of inertia, I_e, shall be calculated by Eq. (24.2.3.5a) unless obtained by a more comprehensive analysis, but I_e shall not be greater than I_g.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (24.2.3.5a)$$

where M_{cr} is calculated by

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (24.2.3.5b)$$



19.2.3 *Modulus of rupture*

19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r, for concrete shall be calculated by:

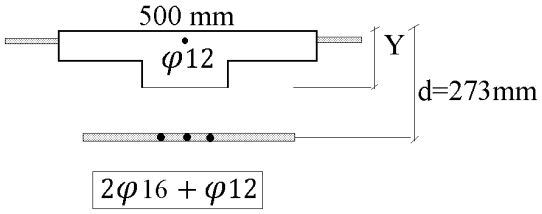
$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (19.2.3.1)$$

$$Y = \frac{500\times 50\times 25 + 250\times 100\times 175}{500\times 50 + 250\times 100} = 100\ mm$$

$$I_g = \frac{500\times 50^3}{12} + 500\times 50(75)^2 + \frac{100\times 250^3}{12} + 100\times 250(75)^2 = 416.66\times 10^6\ mm^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{21}\times 416.66\times 10^6}{200} = 5.919\ kN.m$$

۲- محاسبه ممان اینرسی ترک خورده مقطع (Icr)



$2\varphi 16 + \varphi 12$

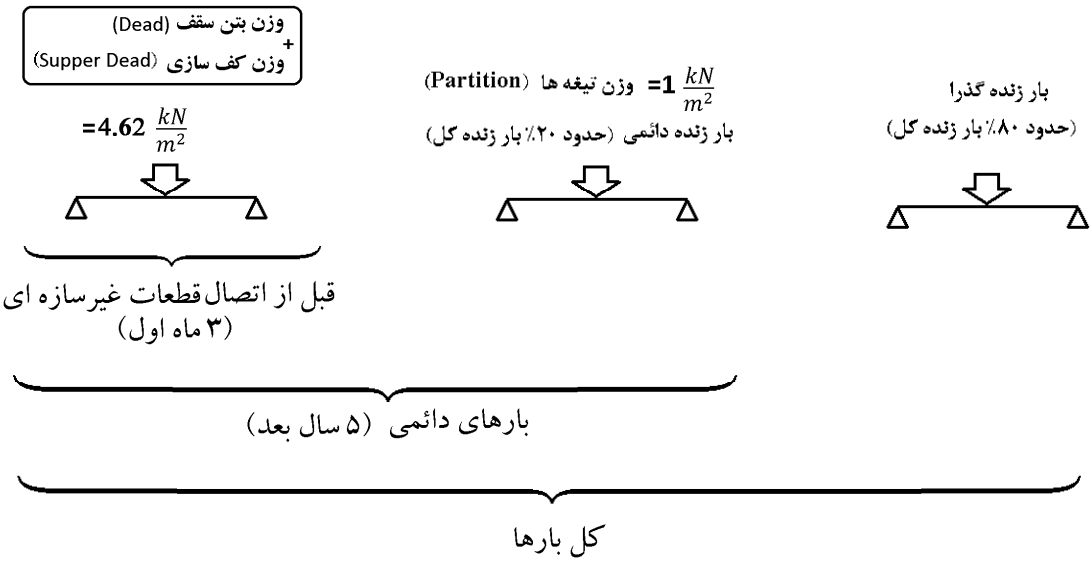
$$n = \frac{2\times 10^5}{4700\sqrt{21}} = 9.286$$

$$nA_s = 9.286\times 515.22 = 4784\ mm^2$$

$$(n-1)A'_s = 8.286\times 113 = 936.65\ mm^2$$

$$Y = 63\ mm$$

$$I_{cr} = \frac{400\times 50^3}{12} + (50\times 400)\times (Y-25)^2 + \frac{100\times Y^3}{3} + nA_s(d-Y)^2 + (n-1)A'_s(Y-d')^2 = 252\times 10^6\ mm^4$$



۳- محاسبه ممان اینرسی موثر (Ie)

بسته به میزان لنگر وارد بر تیر، ممان اینرسی موثر تیر نیز تغییر می کند. بنابراین در هر مرحله که بارها افزایش می یابند، ممان اینرسی نیز کاهش می یابد.

طبق ACI در هر مرحله از بارگذاری می توان لنگر سرویس (Ma) و مقدار ممان اینرسی مربوطه (Icr) را محاسبه کرد:

24.2.3.5 For nonprestressed members, effective moment of inertia, I_e, shall be calculated by Eq. (24.2.3.5a) unless obtained by a more comprehensive analysis, but I_e shall not be greater than I_g.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (24.2.3.5a)$$

M_a = maximum moment in member due to service loads at stage deflection is calculated, N-mm

ممان اینرسی موثر تحت اثر بار مرده شامل وزن تیرچه و کف سازی (۳ ماه اول و قبل از اتصال قطعات غیرسازه ای):

$$\left.\begin{array}{c} M_a = M_{D+SD} = \frac{0.5 q_D L^2}{8} = \\ \frac{0.5 \times (4.62) \times 7^2}{8} = 14.15\ kN.m \\ M_{cr} = 5.919\ kN.m \\ I_g = 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} = 252 \times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-D+SD} = \left(\frac{5.919}{14.15}\right)^3 \times 416.66 + \left[1-\left(\frac{5.919}{14.15}\right)^3\right] 252 = 263.6 \times 10^6\ mm^4$$

ممان اینرسی موثر تحت اثر بارهای دائمی (D+SD+Partition+0.2L):

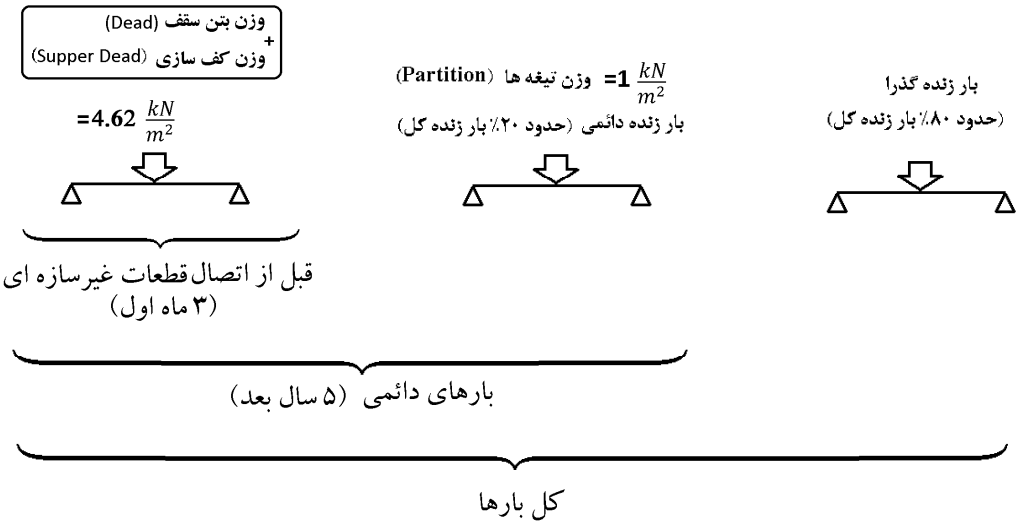
$$\left.\begin{array}{c} M_a = M_{\mathrm{D+SD+Partition+0.2L}} = \\ = \frac{0.5 \times (4.62 + 1 + 0.2 \times 2) \times 7^2}{8} \\ = 18.44\ kN.m \\ M_{cr} = 5.919\ kN.m \\ I_g = 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} = 252 \times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-\mathrm{D+SD+Part+0.2L}} = \left(\frac{5.919}{18.44}\right)^3 \times 416.66 + \left[1-\left(\frac{5.919}{18.44}\right)^3\right] 252 = 257 \times 10^6\ mm^4$$

ممان اینرسی موثر تحت اثر کل بارها (Total=D+SD+Partition+L):

$$\left.\begin{array}{c} M_a = M_{\mathrm{D+SD+Partition+L}} = \\ = \frac{0.5 \times (4.62 + 1 + 2) \times 7^2}{8} \\ = 23.33\ kN.m \\ M_{cr} = 5.919\ kN.m \\ I_g = 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} = 252 \times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-\mathrm{D+SD+Partition+L}} = \left(\frac{5.919}{23.33}\right)^3 \times 416.66 + \left[1-\left(\frac{5.919}{23.33}\right)^3\right] 252 = 254 \times 10^6\ mm^4$$

* در روابط فوق ضریب 0.5 مربوط به فواصل تیرچه ها میباشد.

۴- محاسبه تغییر شکلهای آنی:



بارهای مرده، قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای (۳ ماه اول):

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-D+SD} = 263.6 \times 10^6\ mm^4 \\ q_{D+SD} = 0.5 \times (4.62) = 2.31\ kN.m \\ E_c = 4700\sqrt{21} = 21538\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{D+SD} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e} = 12.75\ mm$$

بارهای دائمی (D+SD+ Partition+0.2L):

$$\left.\begin{array}{c} I_{\text{D+SD+ Partition+0.2L}} = 257 \times 10^6\ mm^4 \\ q_{\text{D+SD+ Partition+0.2L}} = 0.5 \times (4.62 + 1 + 0.2 \times 2) = 3.01\ kN.m \\ E_c = 4700\sqrt{21} = 21538\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{\text{D+ Partition+0.2L}} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e} = 17\ mm$$

* در سازه مسکونی حدود ۲۰ الی ۲۵ درصد بارهای زنده دائمی فرض می شوند. مسلما این درصد بستگی به کاربری سازه دارد. مثلا در کاربری انبار درصد بیشتری از بار زنده حالت ماندگار خواهد داشت که مهندس بنابه قضاوت مهندسی خود باید درصدی را در نظر بگیرد.

کل بارها (D+SD +Partition+L):

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-\text{D+SD+Partition+L}} = 254 \times 10^6\ mm^4 \\ q_{\text{D+SD+Partition+L}} = 0.5 \times (2.5 + 2.12 + 1 + 2) = 3.81\ kN.m \\ E_c = 4700\sqrt{21} = 21538\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{\text{D+SD+Partition+L}} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e} = 21.76\ mm$$

تغییر شکل آنی تحت اثر بار زنده (Live):

$$\Delta_L = \Delta_{\text{D+SD+Partition+L}} - \Delta_{D+SD} = 21.76 - 12.75 = 9\ mm$$

۵- محاسبه تغییر شکل بلند مدت (Creep):

24.2.4 *Calculation of time-dependent deflections*

24.2.4.1 *Nonprestressed members*

24.2.4.1.1 Unless obtained from a more comprehensive analysis, additional time-dependent deflection resulting from creep and shrinkage of flexural members shall be calculated as the product of the immediate deflection caused by sustained load and the factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 In Eq. (24.2.4.1.1), ρ' shall be calculated at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.4.1.3 In Eq. (24.2.4.1.1), values of the time-dependent factor for sustained loads, ξ, shall be in accordance with Table 24.2.4.1.3.

Table 24.2.4.1.3—Time-dependent factor for sustained loads

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0

تبصره ۱	$\frac{l_e}{۴۸۰}$	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرشکل آنی ناشی از بارهای زنده است.	۳- بام‌ها یا کف‌هایی‌که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییرشکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند.
تبصره ۲ و تبصره ۳	$\frac{l_e}{۲۴۰}$		۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.

$$\left(\Delta_{\text{creep}-5\text{year}} - \Delta_{\text{creep}-3\text{month}}\right) + \Delta_{\text{L}}$$

تبصره۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره۲- تغییرشکل نباید از حد رواداری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند. در صورتی‌که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز اعمال می‌گردد.

تبصره۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۹-۱۷-۲-۴-۳ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییرشکل درازمدت کاست. در محاسبات تغییرشکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

میلگرد فوقانی تیرچه $\varphi 12$ می باشد. همراه با میگرد فوقانی، در قسمت بال فشاری، میلگرد افت و حرارت نیز $\varphi 8$ فرض شده است:

$$\rho' = \frac{\varphi 12 + \varphi 8}{bd} = \frac{3.14\times 6^2 + 3.14\times 4^2}{500\times 273} = 0.0012 \left\{ \begin{matrix} \\ \xi = 2 \end{matrix} \right\} \lambda_{5-year} = \frac{2}{1+50\rho'} = 1.886$$

$$\rho' = \frac{\varphi 12 + \varphi 8}{bd} = \frac{3.14\times 6^2 + 3.14\times 4^2}{500\times 273} = 0.0012 \left\{ \begin{matrix} \\ \xi = 1 \end{matrix} \right\} \lambda_{3-month} = \frac{1}{1+50\rho'} = 0.94$$

$$\Delta_{\text{creep}-5\text{year}} = (\lambda_{5year})(\Delta_{\text{D+ Partition+0.2L}}) = 1.886\times 17 = 32\ mm$$

$$\Delta_{\text{creep}-3\text{month}} = (\lambda_{3month})(\Delta_{\text{D+ Partition}}) = 0.94\times 12.74 = 12\ mm$$

۶- کنترل تغییر شکل

$$\Delta_{\text{بار زنده+اضافه افتادگی درازمدت}} = \left(\Delta_{\text{creep-5year}} - \Delta_{\text{creep-3month}}\right) + \Delta_{\text{L}}$$

$$= 32 - 12 + 9 = 29\,mm < \left(\frac{L}{240} = \frac{7000}{240} = 29.16\,mm\right)\ OK$$

$$\Delta_{L} = 9 < \left(\frac{L}{360} = \frac{7000}{360} = 19.4\,mm\right)\ OK$$

نکته مهم: در صورتی که طراح تشخیص دهد تغییرشکل زیاد به قطعات غیرسازه ای آسیب می رساند، به جای L/240 باید مقدار خیز را به L/480 محدود کند.

سقف مجوف

۱۲-۱ مقدمه

با توجه به استفاده از دالهای مجوف در برخی از طرحهای کشور، برخی نکته نظرات در رابطه با طراحی این نوع از سقف را در فصل حاضر جمع آوری کرده ام. مسلما مطالب خالی از اشتباه نیستند. از محاسبین و اساتید محترم خواهشمندم نظرات تکمیلی خود را در رابطه با این فصل از طریق ایمیل مطرح نمایند تا در ویرایشهای بعدی اصلاح نمایم.

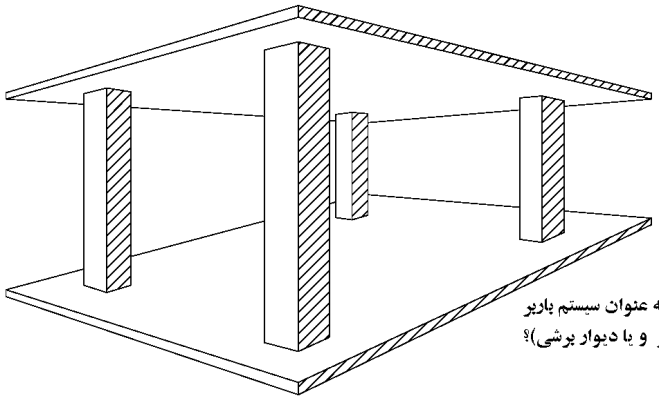
تشکر ویژه:

از استاد گرامی جناب آقای دکتر مسعود فرزام، عضو هیات علمی دانشگاه تبریز، به جهت راهنمایی جامع در رابطه با این نوع سقف ها تشکرمی نمایم.

از جناب آقای دکتر محمد جلال پور به جهت مطالعه اولیه این متن و اطلاعات ارزنده ای که در این زمینه در اختیار بنده قرار دادند، تشکر می کنم.

مسعود حسین زاده اصل
hoseinzadeh.m@gmail.com
hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

۱۲-۲ استفاده از دال بتنی سقف به عنوان قاب خمشی؟



ایا استفاده از دال تخت به عنوان سیستم باربر
مجاز است (بدون تیر و یا دیوار برشی)؟

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۳-۵-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین گردد.

دفتر تدوین ضوابط و استانداردها:

آیا استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون با توجه به بند ۳-۳-۵-۵ برای ساختمانهای سه طبقه و کمتر، به عنوان قاب خمشی بتنی معمولی (R=۳) تلقی می‌گردد یا قاب خمشی بتنی متوسط (R=۵)؟

استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون برای ساختمانهای سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر، به عنوان قاب خمشی بتنی معمولی (R=۳) در نظر گرفته می‌شود.

مشاهده: ۳۴ مرتبه تاریخ نمایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ آخرین ویرایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳

دقت شود که استفاده از قاب خمشی معمولی تنها در مناطق با لرزه خیزی ۳ و ۴ (A=0.2 and A=0.25) و با اهمیت متوسط مجاز است. در مناطق با لرزه خیزی ۱ و ۲ استفاده از قاب خمشی معمولی غیر مجاز است.

نظر پروفسور Mohleh در رابطه با استفاده از دال تخت به عنوان سیستم باربر جانبی:

Slab-column framing and slab-wall framing generally are not used as part of the seismic-force-resisting system in regions of high seismicity. Such framing is, however, used to support gravity loads. As such, its design must ensure that it is capable of supporting the gravity loads as the building sways under earthquake motions. This latter subject is the main focus of this chapter. In regions of lower seismic risk, slab-column frames may be used to provide resistance to lateral forces, including forces due to wind and earthquake loading. This latter application is not considered directly in this book.

دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان ایران:

(مرجع: http://nbri.ir/tabid/1005/Default.aspx)

چنانچه از ترکیب دال تخت، ستون و دیوار برشی بتنی به عنوان سیستم سازه‌ای استفاده شود، ضریب ترک خوردگی دال چقدر باید در نظر گرفته شود؟

در حال حاضر بر اساس نسخهٔ موجود استاندارد 2800، استفاده از سیستم توام دال تخت و ستون به همراه دیوار برشي به عنوان سیستم دوگانه فقط براي ساختمان‌هاي حداکثر تا 3 طبقه و یا با ارتفاع تا 10 متر مجاز است. در این حالت مي‌توان اجزاي دال تخت را با یک ضریب ترک خوردگي مناسب که در آیین نامه‌هاي معتبر ذکر شده است (مثلا با ضریب 0/25) تحت بارهاي قائم و جانبي مدل نمود.
براي ساختمان‌هاي بلندتر، مي‌توان در بارگذاري قائم دال تخت را بر اساس ضریب ترک خوردگي مذکور در بند قبلي مدل سازي کرد؛ ولي در مقابل بار جانبي منطقي است که ضریب ترک خوردگي دال را عددي نزدیک به صفر در نظر گرفت.

مشاهده: 178 مرتبه **تاریخ نمایش:** 1395/02/14 **آخرین ویرایش:** 1395/02/14

سوال: آیا می توان از دال تخت به عنوان قاب خمشی در شهر تهران استفاده کرد؟
پاسخ: خیر. علت: طبق پرسش و پاسخ ارائه شده توسط دفتر تدوین ضوابط و استانداردها دال تخت قاب خمشی معمولی محسوب می شود و قاب خمشی معمولی در تهران (منطقه با لرزه خیزی ۱) غیر مجاز است. بنابراین سیستم باربر جانبی اصلی سازه باید به تنهایی بتواند کل بار جانبی را تحمل کند. بدین منظور از مدل اصلی باید یک save as گرفته و المانهای سقف را از نوع membrane و یا از نوع shell با سختی خمشی کاهش یافته (m11=m22=m12=0.01) استفاده شود تا کفایت سیستم باربر بدون کمک سقف ارزیابی شود.

سوال: آیا می توان از دال تخت به عنوان قاب خمشی در شهر اهواز (A=0.25) استفاده کرد؟
پاسخ: در صورتی می توان استفاده کرد که:

۱- ارتفاع سازه از تراز پایه کمتر از ۱۵ متر باشد (محدودیت سازه با شکل پذیری معمولی)
۲- سازه حداکثر سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر باشد (محدودیت استفاده از دال تخت به عنوان قاب خمشی).
۳- کاربری سازه با اهمیت خیلی زیاد یا زیاد نباشد.
۴- سیستم باربر جانبی سازه قاب خمشی باشد. برای مثال نمی توان دال تخت را همراه با دیوار برشی بتنی (به صورت سیستم دوگانه) استفاده کرد. در سیستم های دوگانه قاب خمشی تنها می تواند متوسط و یا ویژه انتخاب شود.
۵- ضریب رفتار سازه باید برابر Ru=3 منظور شود (این امر موجب افزایش قابل توجه نیروی زلزله خواهد شد).
۶- المانهای سقف برای بارهای ناشی از زلزله کنترل شوند.

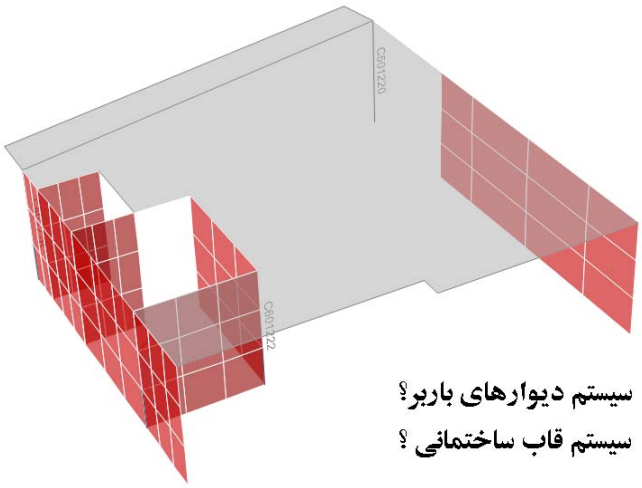
در صورت احراز شرایط فوق می توان از دال تخت به عنوان قاب خمشی استفاده کرد. در این صورت در تمامی مراحل طراحی المان های سقف از نوع shell و با ضرایب سختی آیین نامه تعریف خواهند شد.

سوال: در یک سازه ۳ طبقه در تمامی دهانه ها تیر داریم و سیستم باربری جانبی قاب خمشی با شکل پذیری متوسط (شامل تیر و ستون) می باشد. از طرفی سقف نیز از نوع دال تخت می باشد. آیا مجاز هستیم سقف را در تحمل بارهای جانبی با قاب خمشی سهیم بدانیم. یعنی فرض کنیم درصدی از زلزله را سقف تحمل میکند و عملا سقف به قاب خمشی در تحمل بار جانبی کمک می کند. در این صورت آیا می توان سقف را shell مدل کرد (با سختی خمشی که آیین نامه برای دال تخت ارائه کرده است)؟

پاسخ: شکل پذیری سیستم سقف (دال تخت) پایین است. حال اگر قاب خمشی همراه با دال تخت داشته باشیم. و بخواهیم مثلا قسمتی از بار زلزله را سقف تحمل کند و باقی آنرا قاب خمشی تحمل کند (سقف به قاب خمشی کمک کند) در حقیقت دو سیستم مختلف داریم که در یک راستا باهم ترکیب کردیم. یکی سقف با Ru=3 و دیگری قاب خمشی با Ru=5.
در این صورت باید برای کل سازه از Ru=3 استفاده کنیم و کل سازه با شکل پذیری معمولی محسوب می شود که موجب غیر اقتصادی شدن طرح می شود. در ادامه همین فصل خواهیم دید که بهتر است به جای کاهش ضریب رفتار سازه، از کمک سقف در تحمل بار جانبی صرف نظر کنیم.

سوال: سیستم باربر جانبی سازه شکل زیر چیست؟

پاسخ: با توجه به اینکه از دیوار برشی بتنی استفاده شده است. نمی توان از دال تخت به عنوان قاب خمشی استفاده کرد. از طرفی "عمده" بارهای قائم توسط دیوار بتنی تحمل می شود. بنابراین بنا به بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰، سازه دارای سیستم "دیوارهای باربر" می باشد.



۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

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]	۲/۵	۲/۵	۲/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۳	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	۳	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 با 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

۱۲-۳ فایلهای مورد نیاز در ETABS

جهت بررسی سازه پیشنهاد میشود فایلهای زیر ساخته شوند:

۱- فایل MAIN.edb: در این فایل رفتار واقعی سازه بررسی می شود. سقف از نوع shell و با سختی واقعی مدل خواهد شد. اتصال لبه های دال تخت به سازه در واقعیت یک اتصال صلب می باشد.

۲- فایل LATERAL.edb: در این فایل از مشارکت اجزای غیر باربر جانبی (مانند دال تخت سقف و ستونهای متصل به دال تخت) صرف نظر می شود. بدین منظور سختی خمشی المانهای shell عددی نزدیک به صفر وارد خواهد شد. همچنین پای ستونهای غیر باربر جانبی مفصلی خواهد شد.

۳- فایل PERIOD.edb: هدف از این فایل استخراج دوره تناوب تحلیلی می باشد. در این فایل طبق آیین نامه ضریب سختی خمشی تیرها برابر 0.5، دیوارها برابر 1، ستونها برابر 1 و ضریب سختی خمشی دال در قسمت توپر برابر 0.25 و در قسمت مجوف نیز ضریبی از 0.25 خواهد بود.

۴- فایل مربوط به نرم افزار SAFE: در نرم افزار SAFE خیز دقیق دال بر اساس آنالیز غیر خطی کنترل خواهد شد.

۱۲-۳-۱ فایل Main.edb

- هدف از فایل Main.edb:
  - بررسی کفایت ستونهای غیر باربرجانبی (ستون متصل به دال تخت و بدون تیر)
  - کنترل دریفت
  - کنترل نامنظمی پیچشی
  - کنترل نیروهای داخلی دیافراگم، کولکتورها و کوردها
  - کنترل کفایت دیوارهای برشی

- در این فایل دیافراگم باید از نوع Semi-rigid تعریف شود تا امکان بررسی تنشهای داخل صفحه دال وجود داشته باشد.

- کنترل نامنظمی پیچشی باید در هر دو فایل MAIN و LATERAL انجام شود و اگر در یکی از این دو فایل سازه نامنظم باشد، در کل مراحل طراحی سازه نامنظم محسوب خواهد شد.

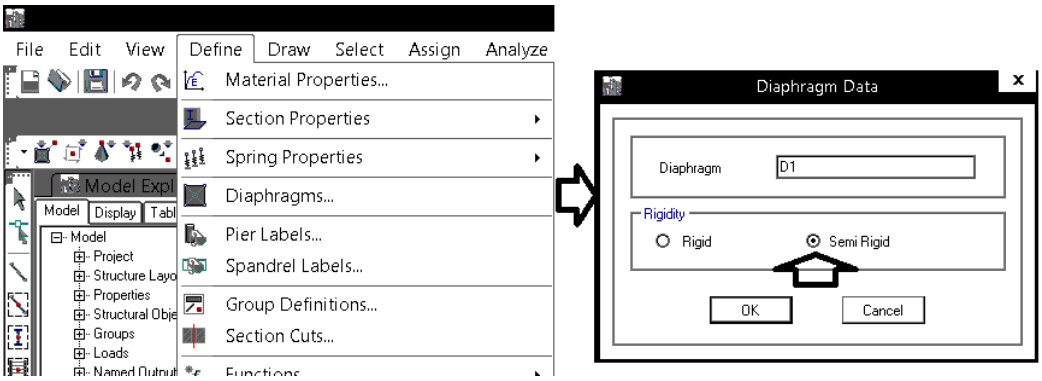
دال در مدل MAIN

سقف از نوع shell و با سختی واقعی مدل خواهد شد. مطابق بند زیر ضریب سختی خمشی دال بتنی توپر باید برابر 0.25 منظور شود.

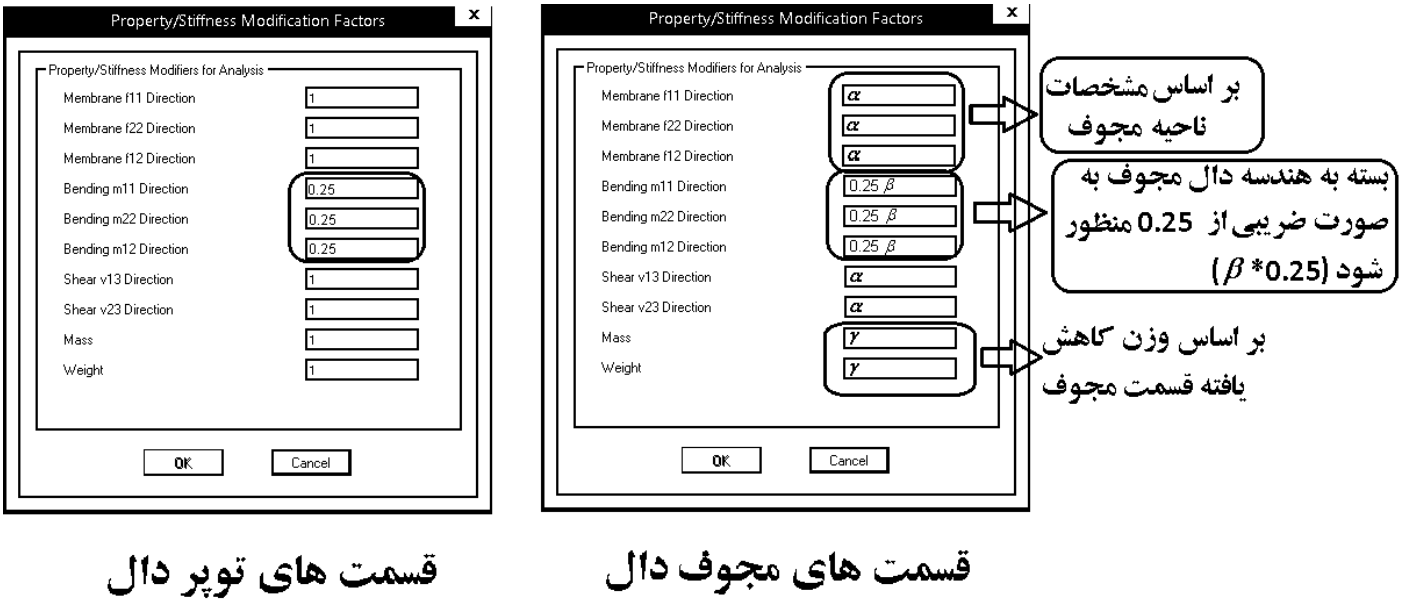
Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

- دیافراگم سقف از نوع semi-rigid باید تعریف شود تا بتوان تنشهای دال را در ETABS بررسی کرد:

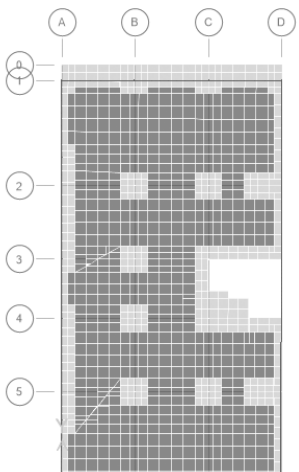


ضریب سختی خمشی المان های SHELL سقف در مدل MAIN به صورت زیر پیشنهاد می شود:



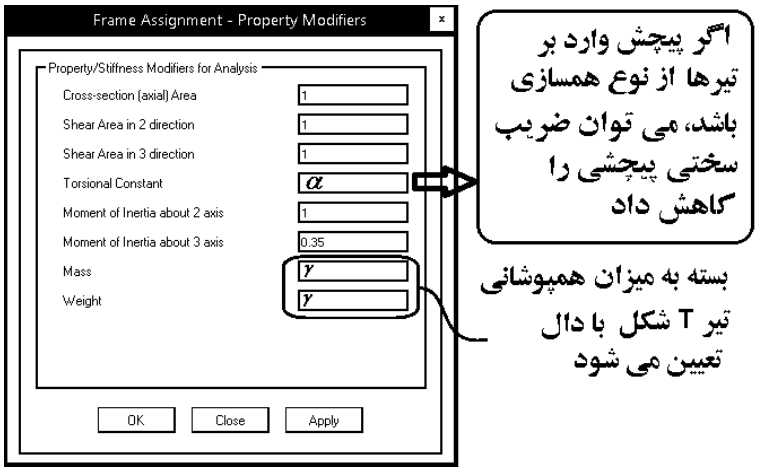
- در شکل فوق ضریب β ضریب کاهش ممان اینرسی دال در قسمت مجوف می باشد.
- ضریب γ ضریب کاهش وزن می باشد. این ضریب اهمیت بالایی دارد و بهتر است طراح شخصا مقدار این ضریب را محاسبه کرده و با ضرایب پیشنهاد شده از طرف شرکت سازنده کنترل نماید.

در مدل سازه ای بهتر است دو نوع مقطع مختلف برای دال تعریف شود و هنگام ترسیم نیز مطابق شکل مقابل قسمت های توپر و مجوف مجزا ترسیم شوند. در این شکل قسمت های توپر با رنگ روشن و قسمتهای مجوف با رنگ تیره نشان داده شده است.



تیرها در مدل MAIN

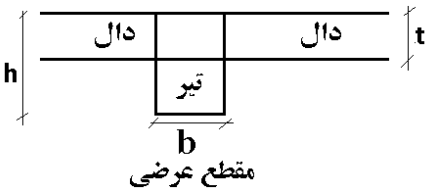
- تمامی تیرها (در صورت وجود) به صورت پیوسته مدل می شوند (دوسرمفصل نیستند).
- تیرها به صورت مستطیلی مدل می شوند. در فایل MAIN لازم نیست تیرها به صورت T شکل مدل شوند. در این فایل سختی خمشی دال به صورت واقعی در مدل منظور شده است و نیازی به منظور کردن اثر دال سقف به صورت بالهای تیر T شکل نیست.
- ضرایب سختی تیرها به صورت زیر پیشنهاد می شود:



- در تیرهای کناری متصل به دال بتنی (در صورت وجود) پیچش قابل توجهی ایجاد داشت. طبق بند زیر با تغییر و محاسبه ضریب J می توان پیچش وارد بر تیر را به φT_{cr} کاهش داد. نحوه محاسبه ضریب کاهش پیچش در فصل ۳-۳۳ این کتاب تشریح شده است.

- ضریب γ ضریب کاهش وزن تیر به جهت همپوشانی تیر با دال می باشد.
- با توجه به همپوشانی دال و تیر، در مواردی که ارتفاع تیر کم باشد، بهتر است سختی خمشی تیر به جای 0.35 برابر 0.35α وارد شود.

برای مثال ضریب α برای تیرهای داخلی به صورت زیر محاسبه می شود:



$$0.35\frac{bh^3}{12} = \left(0.25\frac{bt^3}{12} + 0.35\alpha\frac{bh^3}{12}\right) \quad \rightarrow \alpha = \frac{(0.35h^3 - 0.25t^3)}{0.35h^3}$$

- در صورتی که ارتفاع تیر هم ضخامت دال باشد (تیر مخفی)، در مدل MAIN عملا نیازی به مدلسازی تیر نخواهد بود.

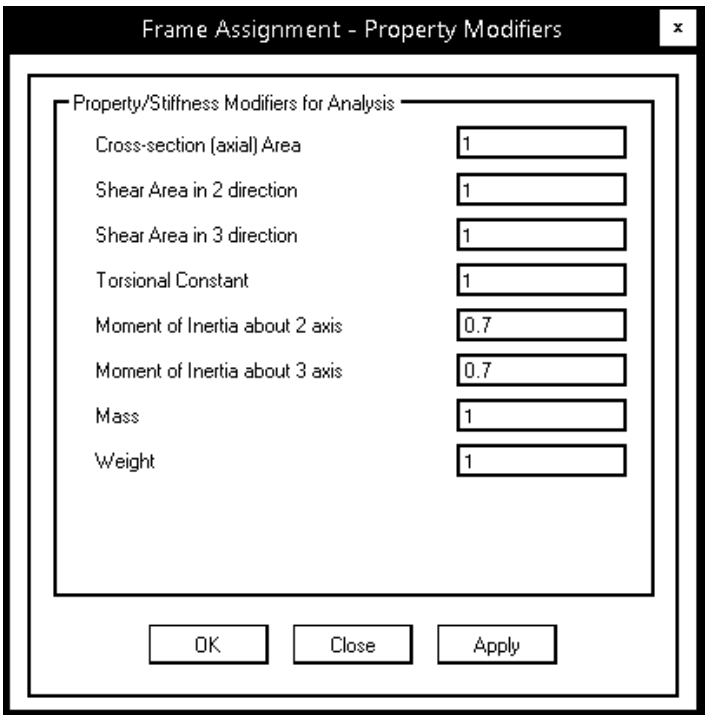
علت: در مدل MAIN دال تخت با سختی واقعی مدل شده است و اثرات وزن تیر و نیز سختی تیر در المانهای shell منظور شده است.

نکته مهم: برخی از طراحان در دالهای تخت از تیر مخفی استفاده می کنند و آنرا در مدل سازه ای ترسیم می کنند. در این صورت با توجه به اینکه در مدل MAIN سختی دال به صورت واقعی مدل شده است،لنگر و برش کمی در تیر ها ایجاد می شود و میلگرد خمشی ناچیزی توسط نرم افزار برای آن محاسبه می شود. در این حالت این تصور ایجاد می شود که تیری با ضخامت کم (هم ضخامت دال) قادر است بار یک دهانه بزرگ را تحمل کند!

دقت شود که اگر قصد استفاده از تیر مخفی داریم باید این تیر در فایل سازه ای LATERAL که در آن سختی خمشی دال تخت نزدیک به صفر وارد می شود قادر به تحمل بارها باشد. در فایل LATERAL دال در تحمل بار جانبی مشارکت ندارد و تیر مدل شده باید به تنهایی بارها را تحمل کند (مشخصات فایل LATERAL در فصل بعدی آمده است).

ستونها در مدل MAIN

ضرایب سختی ستونها:



- در شکل فوق فرض شده است که سیستم سازه ای مهار نشده می باشد. در مورد اینکه در چه مواقعی سازه مهار شده محسوب می شود به فصل مربوط به دیوار برشی مراجعه کنید. در اکثر موارد سازه های بتنی مهار نشده هستند (حتی اگر دیوار برشی داشته باشند). تنها در سازه های کوتاه مرتبه که با دیوارهای برشی با سختی بالا مهار شده اند، می توان سازه بتنی را مهار شده فرض کرد.

۱۲-۳-۲ فایل LATERAL.edb

- نکته: طراح می تواند از دال تخت سقف به عنوان قاب خمشی استفاده کند. در این صورت نیازی به ساخت و کنترل فایل LATERAL نخواهد بود. منتها همانطور که در ابتدای این فصل اشاره شد، استفاده از دال تخت به عنوان قاب خمشی محدودیت ها و شرایطی دارد (سازه کمتر از سه طبقه باشد، در شهرهای با لرزه خیزی ۳ یا ۴ باشد، ضریب رفتار آن Ru=3 فرض شود). بنابراین در اکثر موارد طراح باید از کمک سقف به عنوان قاب خمشی صرف نظر کرد که در این صورت برای کنترل کفایت سیستم باربرجانبی (بدون سقف) باید فایل LATERAL ساخته شود.

- در فایل LATEARL فرض بر این است که ۱۰۰٪ نیروی زلزله توسط دیوار و یا قاب تحمل می شود و المانهای سقف در تحمل بار جانبی مشارکت ندارند.
- در این فایل از مشارکت دال تخت در تحمل بار جانبی زلزله صرف نظر می شود.
- در این فایل از مشارکت ستونهای متصل به دال تخت در تحمل بار جانبی زلزله صرف نظر می شود.

- هدف کنترل اجزای باربر جانبی می باشد:
  - کنترل دیوارهای برشی (در صورت وجود)
  - کنترل ستونهای قاب خمشی (در صورت وجود)
  - کنترل تیرهای قاب خمشی (در صورت وجود)
  - کنترل نامنظمی پیچشی سازه

نکته: اگر در سیستم سازه ای از "دیوار برشی همراه با دال تخت" استفاده شده باشد منتها علاوه بر دیوارها، ستونهای متصل به دال هم داشته باشیم به طوریکه بارهای قائم عمدتا توسط ستونها تحمل شوند، با توجه به بند زیر دیوارهای برشی در این سیستم باید به تنهایی توانایی تحمل ۱۰۰ درصد بار جانبی زلزله را داشته باشند.

استاندارد ۲۸۰۰:

۲-۸-۱ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

این مورد همچنین در پرسش- پاسخ به عمل آمده در وبسایت دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان نیز تاکید شده است:

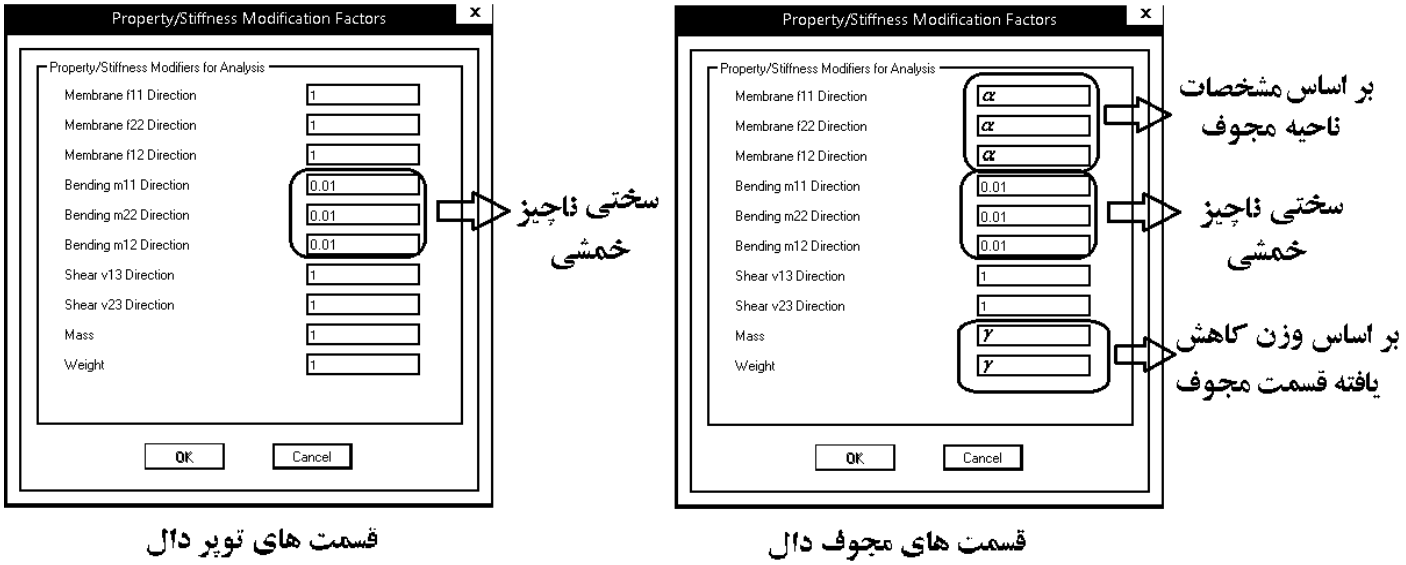
http://nbri.ir/tabid/1005/Default.aspx:

چنانچه از ترکیب دال تخت، ستون و دیوار برشی بتنی به عنوان سیستم سازه‌ای استفاده شود، ضریب ترک خوردگی دال چقدر باید در نظر گرفته شود؟

در حال حاضر بر اساس نسخهٔ موجود استاندارد ۲۸۰۰، استفاده از سیستم توام دال تخت و ستون به همراه دیوار برشي به عنوان سیستم دوگانه فقط براي ساختمان‌هاي حداکثر تا ۳ طبقه و یا با ارتفاع تا ۱۰ متر مجاز است. در این حالت مي-توان اجزاي دال تخت را با یک ضریب ترک خوردگي مناسب که در آیین نامه‌هاي معتبر ذکر شده است (مثلا با ضریب ۰/۲۵) تحت بارهاي قائم و جانبي مدل نمود.

براي ساختمان‌هاي بلندتر، مي‌توان در بارگذاري قائم دال تخت را بر اساس ضریب ترک خوردگي مذکور در بند قبلي مدل سازي کرد؛ ولي در مقابل بار جانبي منطقي است که ضریب ترک خوردگي دال را عددي نزدیک به صفر در نظر گرفت.

دال در مدل LATERAL



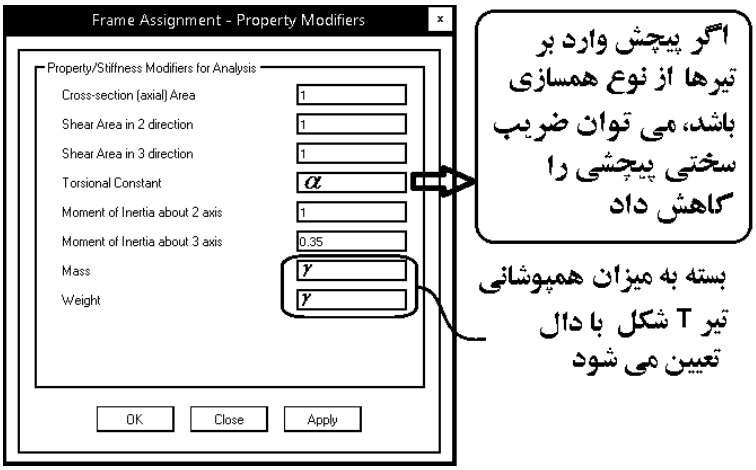
- ضرایب 0.01 بر اساس توصیه دفتر تدوین (عددی نزدیک به صفر) پیشنهاد می شود تا دال در تحمل بار جانبی مشارکت نداشته باشد.
- ضریب کاهش وزن اهمیت بالایی دارد و بهتر است طراح شخصا مقدار این ضریب را محاسبه کرده و با ضرایب پیشنهاد شده از طرف شرکت سازنده کنترل نماید.
- ضرایب f11=f22=f12 سختی داخل صفحه دال را نشان میدهد (سختی محوری و برشی داخل صفحه). در صورتی که برای مدلسازی از دیافراگم صلب استفاده شده باشد، این ضرایب بی تاثیر می باشند.

تیرها در مدل LATERAL

در فایل LATERAL می توان تیرها به صورت T شکل مدل کرد.

علت: در فایل LATERAL ضریب سختی خمشی دال را نزدیک به صفر وارد خواهیم کرد تا از مقاومت خمشی دال در تحمل بار جانبی صرف نظر شود، در حالیکه قسمتی از دال به عنوان بال تیر عمل کرده و جزئی از تیر محسوب می شود. برای منظور کردن سختی واقعی تیر بهتر است آنرا به صورت T شکل مدل کنیم.

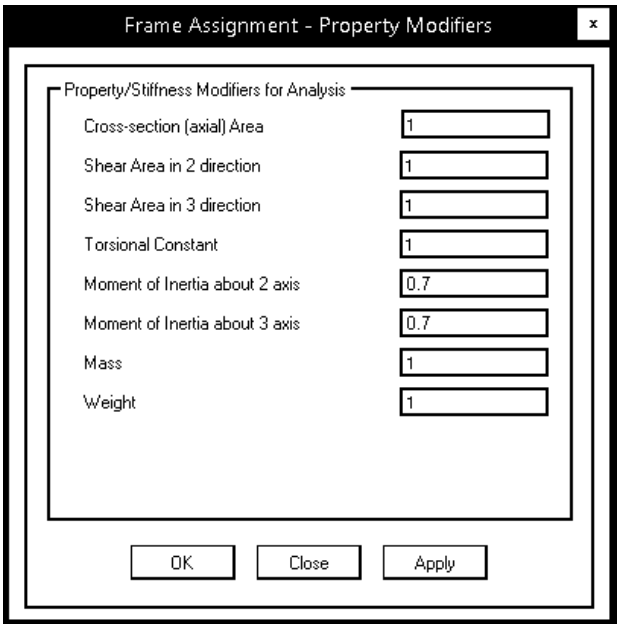
ضریب سختی تیرها را در فایل LATERAL می توان به صورت زیر منظور کرد:



ستونها در مدل LATERAL

<u>ستونهای باربر جانبی:</u>

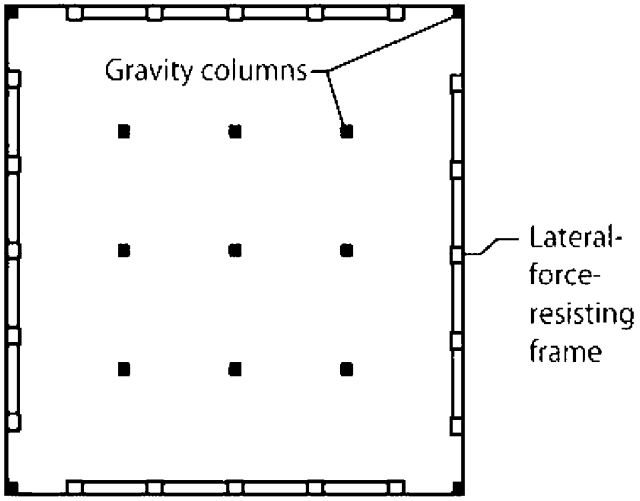
- سختی خمشی ستونهای باربر جانبی:



ستونهای غیر باربر جانبی:

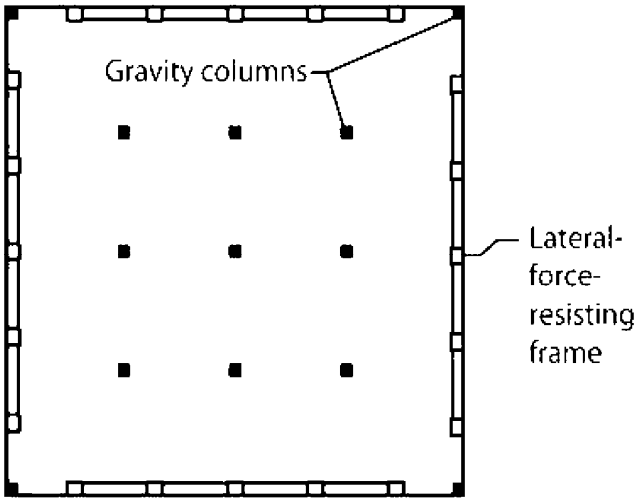
مطابق شکل زیر ستونهای متصل به دال تخت، غیر باربر جانبی محسوب می شوند. این ستونها تنها در تحمل بار ثقلی مشارکت دارند. در فایل LATERAL که هدف بررسی کفایت سیستم باربر جانبی است، این ستونها نباید در تحمل بار جانبی مشارکت داشته باشند (مگر در مواردی که بتوان دال تخت را به عنوان قاب خمشی با شکل پذیری معمولی در نظر گرفت).

- در فایل LATERAL تکیه گاه این ستونها باید از حالت گیردار به مفصلی ثابت تبدیل شود. با توجه به اینکه سختی خمشی دال تخت سقف نزدیک به صفر وارد شده است، مشارکت ستونهای غیر بار جانبی به حداقل خواهد رسید. سختی ستونهای غیر باربر جانبی را می توان مشابه ستونهای باربر جانبی در نظر گرفت.



۱۲-۴ کنترل ستونها

شکل زیر نمونه ای از سیستم دال تخت و ستونهای متصل به دال را نشان میدهد (شکل از کتاب Moehle).



- **ستونهای باربر جانبی**
  - این ستونها هم در فایل MAIN و هم در فایل LATERAL کنترل می شوند و نسبت تنش آنها در هر دو فایل باید کمتر از یک باشد.

- **ستونهای غیر باربر جانبی**
  - این ستونها تنها در فایل MAIN کنترل می شوند.
  - این ستونها باید برای اثر ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه نیز کنترل شوند.

۱۲-۴-۱ کنترل سازه برای تغییرمکان جانبی غیرخطی طرح

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۱۰ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم‌های کف‌ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه، بند (۳-۵-۲)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر P- Δ باید منظور گردد.

ACI 318-2014:

18.14.2.1 Members not designated as part of the seismic-force-resisting system shall be evaluated for gravity load combinations of $(1.2D + 1.0L + 0.2S)$ or $0.9D$, whichever is critical, acting simultaneously with the design displacement δ_u. The load factor on the live load, L, shall be permitted to be reduced to 0.5 except for garages, areas occupied as places of public assembly, and all areas where L is greater than 4.8 kN/m^2.

- مطابق بند فوق، ستون متصل به دال بتنی (غیرباربر جانبی) باید قادر باشد همراه با بارهای ثقلی، تغییر مکان غیر خطی طرح $(C_d \times \Delta_e)$ را نیز تحمل کند. انجام این کنترل نیازمند انجام تحلیل غیر خطی است.

به جای انجام تحلیل غیر خطی می توان از روشی که ACI31814 پیشنهاد کرده استفاده نمود:

بند زیر از ACI318-2014، ستونهای غیر باربر جانبی (متصل به دال) را به دو دسته تقسیم کرده است.

۱- ستونهای ثقلی که قادر به تحمل تغییر شکل $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ هستند

۲- ستونهای ثقلی که قادر به تحمل تغییر شکل $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ نیستند

در هر دو حالت ضوابطی برای خاموت گذاری این ستونها و وصله انها ارائه شده است.

در حالت دوم باید خاموت گذاری و وصله ستونها مشابه ستونهای سازه های ویژه طرح شوند (خاموت با تراکم زیاد و وصله ها در وسط ستونها).

18.14.3.1 Cast-in-place beams and columns shall be detailed in accordance with 18.14.3.2 or 18.14.3.3 depending on the magnitude of moments and shears induced in those members when subjected to the design displacement δ_u. If effects of δ_u are not explicitly checked, the provisions of 18.14.3.3 shall be satisfied.

18.14.3.2 Where the induced moments and shears do not exceed the design moment and shear strength of the frame member, (a) through (c) shall be satisfied:

(a) Beams shall satisfy 18.6.3.1. Transverse reinforcement shall be provided throughout the length of the beam at spacing not to exceed $d/2$. Where factored axial force exceeds $A_g f_c'/10$, transverse reinforcement shall be hoops satisfying 18.7.5.2 at spacing s_o, according to 18.14.3.2(b).
(b) Columns shall satisfy 18.7.4.1, 18.7.5.2, and 18.7.6. The maximum longitudinal spacing of hoops shall be s_o for the full column length. Spacing s_o shall not exceed the lesser of six diameters of the smallest longitudinal bar enclosed and 150 mm
(c) Columns with factored gravity axial forces exceeding $0.35P_o$ shall satisfy 18.14.3.2(b) and 18.7.5.7. The amount of transverse reinforcement provided shall be one-half of that required by 18.7.5.4 and spacing shall not exceed s_o for the full column length.

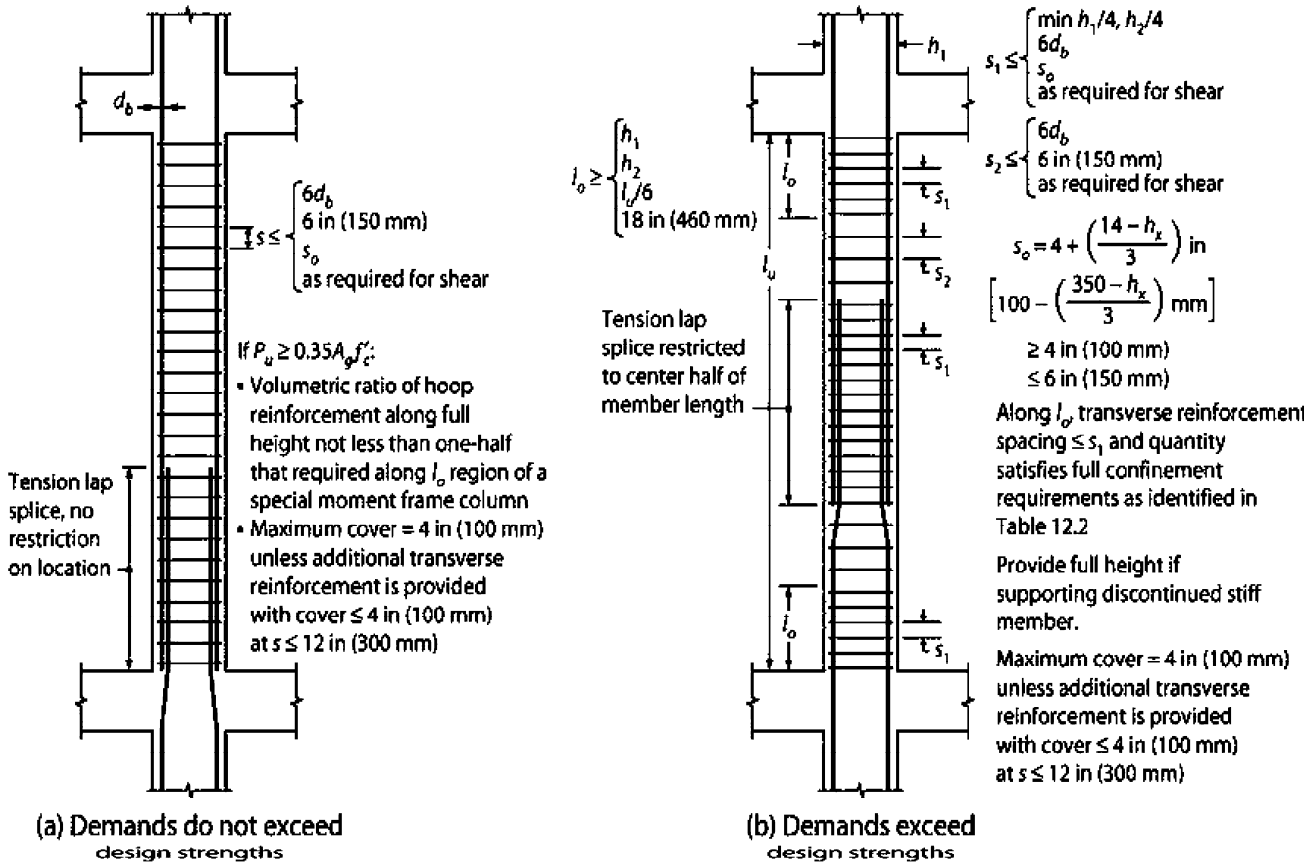
18.14.3.3 Where the induced moments or shears exceed ϕM_n or ϕV_n of the frame member, or if induced moments or shears are not calculated, (a) through (d) shall be satisfied:

(a) Materials, mechanical splices, and welded splices shall satisfy the requirements for special moment frames in 18.2.5 through 18.2.8.
(b) Beams shall satisfy 18.14.3.2(a) and 18.6.5.
(c) Columns shall satisfy 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6.
(d) Joints shall satisfy 18.8.3.1.

ضوابط ستونهای با شکل پذیری ویژه

- در صورتی که طراح در ستونهای غیربار جانبی از تنگ گذاری مشابه ستونهای ویژه استفاده کند، نیازی به کنترل ستونها برای $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ نیست.

- شکل زیر برگرفته از کتاب Moehle می باشد که بیانگر جزئیات آرماتورگذاری ستونهای غیر باربر جانبی در دو حالت می باشد:



- در صورت عدم انجام تحلیل غیرخطی و عدم کنترل کفایت ستونهای غیرباربر جانبی برای δ_u جزئیات آرماتورگذاری تمامی **ستونهای غیرباربر جانبی باید مطابق شکل b باشد.**

۱۲-۵ کنترل کفایت دیوارهای برشی

در صورتی که سازه دارای دیوار برشی باشد، کفایت دیوارها در هر دو فایل MAIN و LATERAL باید کنترل شود.

علت کنترل دیوار در فایل LATERAL:

سیستم باربر جانبی سازه باید به تنهایی و بدون کمک اجزای غیر باربر جانبی بتواند ۱۰۰ درصد زلزله را تحمل کند.

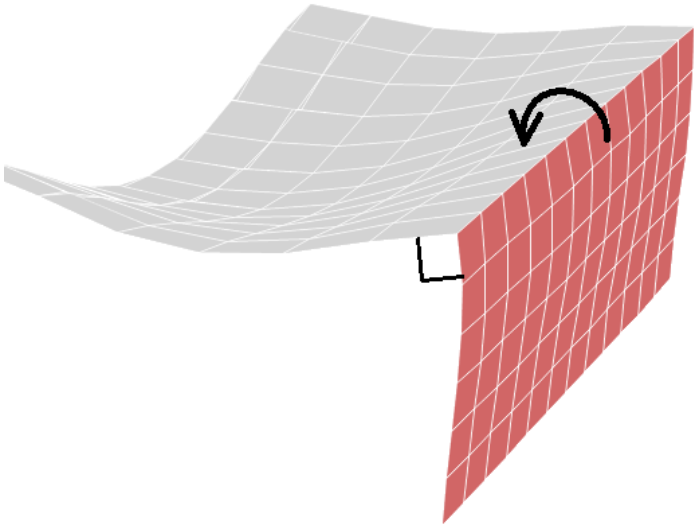
علت کنترل دیوار در فایل MAIN:

- در فایل MAIN برخلاف فایل LATERAL، سختی خمشی دال به صورت واقعی بوده و در نتیجه دال بتنی متصل به دیوار می تواند در دیوار لنگر خمشی (حول محور ضعیف) ایجاد کند.

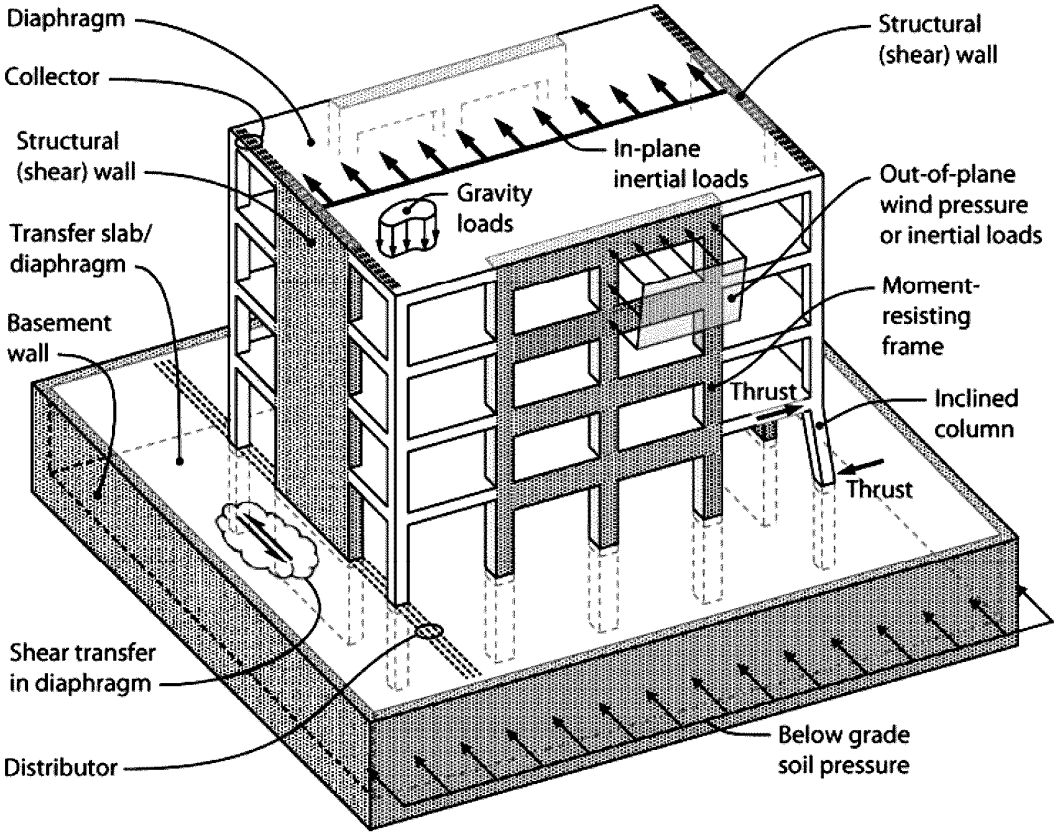
در حالیکه در فایل LATERAL سختی خمشی دال تقریبا برابر صفر وارد شده است و بنابراین لنگر ناشی از بار جانبی که از دال به دیوار منتقل می شود تقریبا صفر می شود.

بنابراین برای کنترل کفایت دیوار تحت لنگر ناشی از دال، کفایت دیوار در فایل MAIN نیز باید بررسی شود.

کنترل دیوار تحت لنگرهای خارج از صفحه ناشی از دال توسط دکتر جلال پور به اینجانب یادآوری شد. با تشکر از ایشان.



۱۲-۶ طراحی دیافراگم



انواع نیروهایی که ممکن است در دیافراگم ها ایجاد شود:

- Diaphragm in-plane forces: ترکیب بارهایی که شامل بارهای جانبی مانند زلزله، باد و یا فشار خاک می باشند می توانند در دیافراگم سقف نیروهای محوری، برشی و خمشی "داخل صفحه" ایجاد کنند. دیافرگم ها نیروهای داخل صفحه را به اجزای باربر جانبی قائم منتقل می کنند. برای نمونه به In-plae Inertial loads در شکل فوق توجه نمایید که نیروهای اینرسی داخل صفحه را در دیافراگم سقف نشان می دهد.

- Diaphragm transfer forces: در سازه ها ممکن است مشخصات سیستم باربر جانبی در ارتفاع تغییر کند. به خصوص ممکن است صفحه مقاوم در برابر بار جانبی از یک طبقه به طبقه دیگر تغییر کند. یکی از مواردی که معمولا اتفاق می افتد، قطع ناگهانی دیوارهای حائل بتنی در طبقه همکف می باشد. مطابق شکل فوق در طبقات زیرین که دورتادور دیوار حائل بتنی با سختی بالا داریم، صفحه مقاوم باربر جانبی عمدتا در محیط سازه قرار دارد. بنابراین دیافراگم در تراز همکف تحت اثر نیروهای داخل صفحه قابل توجهی قرار خواهد گرفت (به Shear transfer in diaphragm در شکل فوق توجه نمایید).

- Diaphragm out-of-plane forces: نیرویهای ثقلی (از جمله وزن خود دیافراگم) موجب ایجاد نیروهای خارج از صفحه در دیافراگم می شود.

۱۲-۶-۱ اجزای دیافراگم

اجزای مختلف تشکیل دهنده دیافراگم:

۱- دال تخت (diaphragm slab)

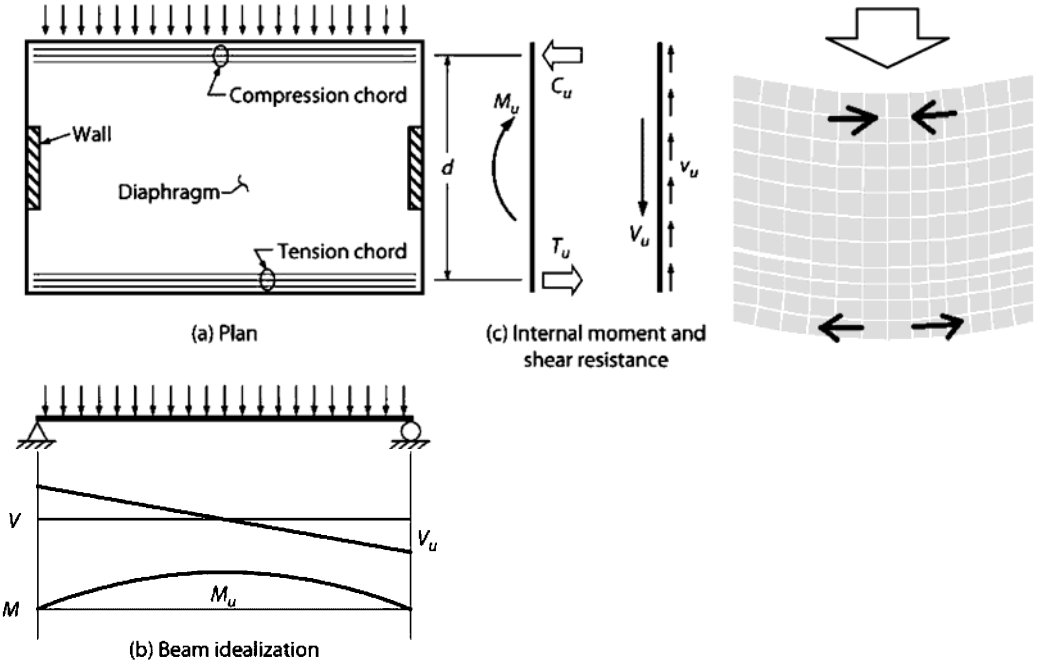
۲- اجزای لبه (chords)

۳- جمع کننده ها (collectors)

۴- اتصالات به اجزای قائم

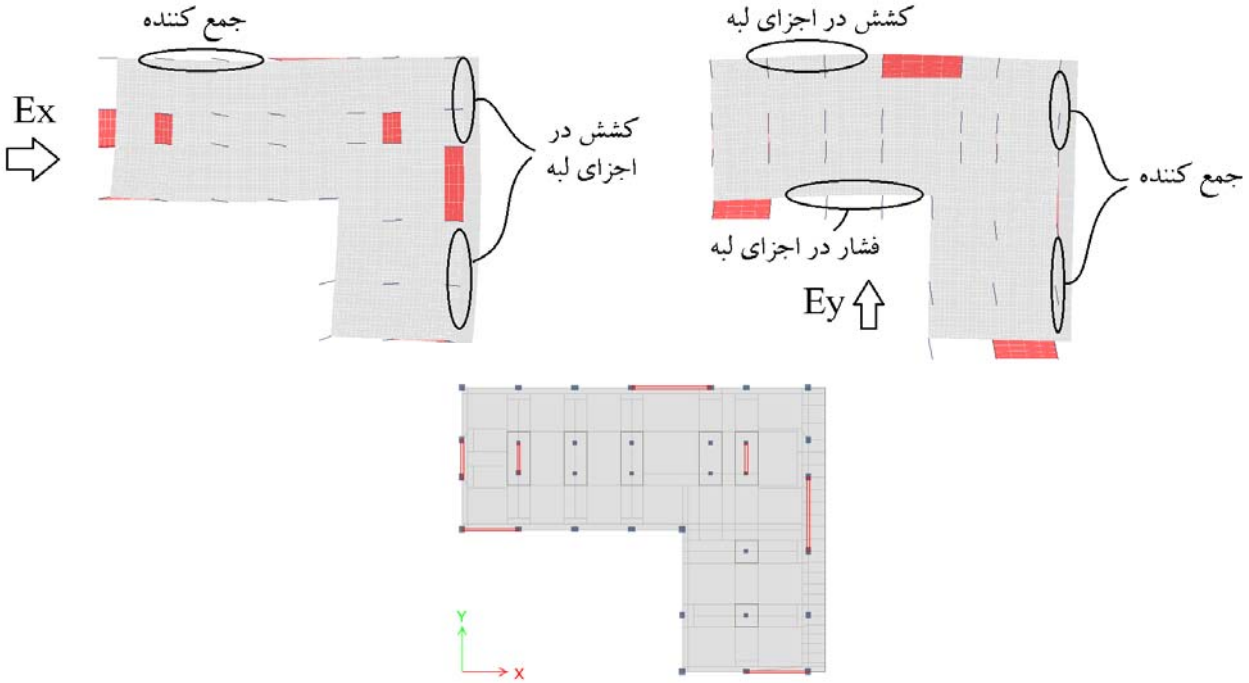
۱۲-۶-۱-۱ اجزای لبه (chord)

شکل زیر یک دال تخت را نشان می دهد که در دو انتها بر روی دیوار برشی قرار گرفته است. در این شکل تنها نیروهای "داخل صفحه" تحت اثر نیروی اینرسی ناشی از زلزله نمایش داده شده است. این نیروها موجب ایجاد کشش و فشار در "اجزای لبه" می شود (به tension chord و compression chord در شکل زیر توجه نمایید). در شکل c مقادیر این کشش و فشار با Tu و Cu نشان داده شده است.



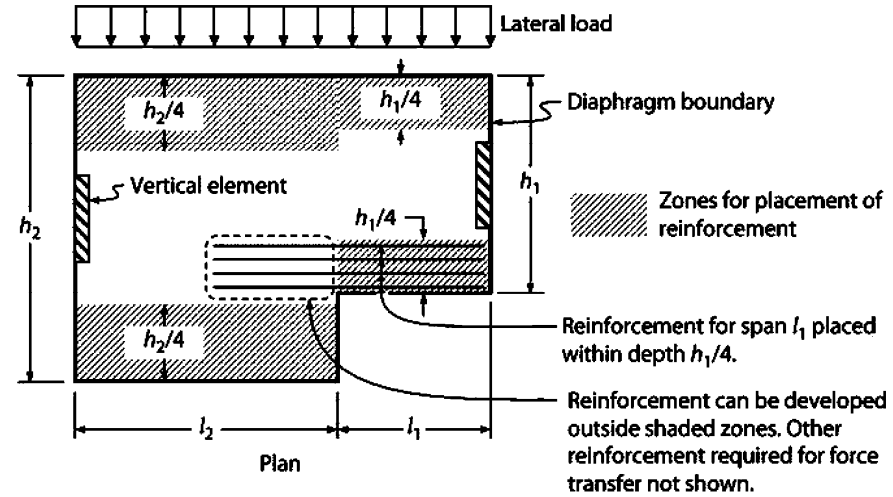
نیروهای اینرسی در دال در دو انتهای آن به صورت نیروهای برشی (داخل صفحه) ظاهر می شوند. در حقیقت مطابق شکل b کل دال را می توان به صورت یک تیر معادل در نظر گرفت که در وسط آن خمش حداکثر خواهیم داشت. و در دو انتهای دال (که به دیوار برشی متصل می شود) نیروی برشی ایجاد خواهد شد.

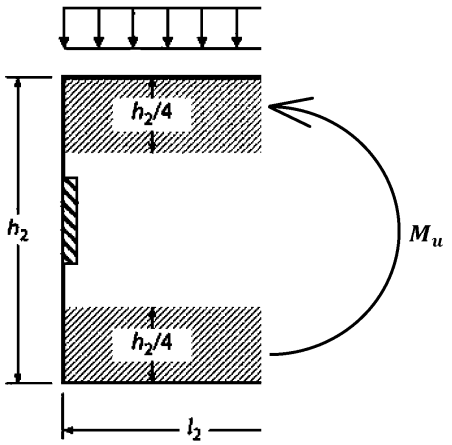
- در صورتی که دیافراگام از نوع rigid تعریف شده باشد، این تغییرشکلها و نیروها در لبه دیافراگم قابل مشاهده و استخراج نخواهند بود.

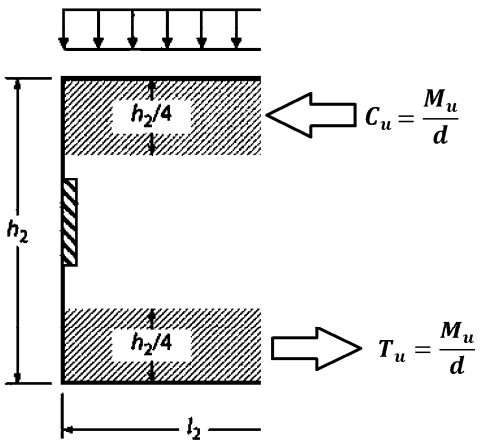


- در شکل زیر نیروی اینرسی به صورت یک بار گسترده (Lateral load) نشان داده شده است
- در دیافراگم لنگر ایجاد می شود (M_u در شکل دوم). لنگر تبدیل به کشش و فشار داخل صفحه در "اجزای لبه" می شود. ($C_u = T_u = \frac{M_u}{d}$).
- در مواردی که محاسبه دستی انجام می شود، یک روش مناسب این است که یک عرض موثر برابر با $\frac{1}{4}$ عرض دیافراگم در نظر گرفته شود و فرض شود که کشش و فشار ناشی از خمش توسط قسمت های هاشور خورده در شکل زیر تحمل می شود. در این صورت کل آرماتور کششی (خمشی) باید در عرض یک چهارم قرار گیرد. دقت شود که این میلگردها مربوط به "خمش داخل صفحه ناشی از نیروهای اینرسی زلزله" می باشند و باید به میلگردهای مربوط به "خمش خارج از صفحه ناشی از بارهای ثقلی" اضافه شوند.

- متمرکز کردن میلگردهای خمش در لبه های دیافراگم (chord) موجب توزیع یکنواخت نیروی برشی نیز می شود. به طوریکه می توان فرض کرد برش داخل صفحه در دیافراگم در نزدیکی تکیه گاهها (دیوار برشی) برابر $\frac{V_u}{h_2 t}$ می باشد.

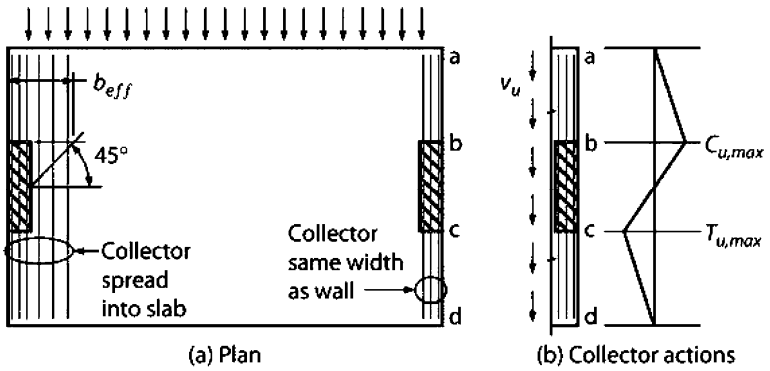






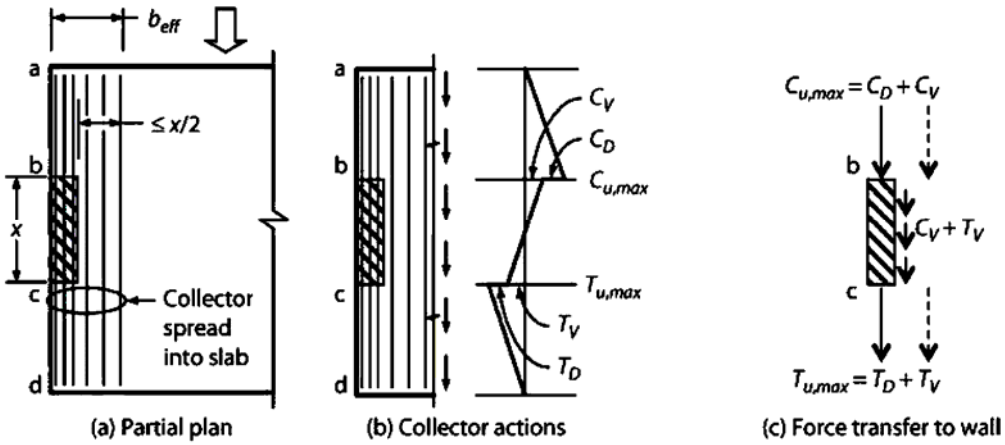
۱۲-۶-۱-۲ جمع کننده (Collector)

به شکل زیر توجه کنید. در امتداد دیوارهای برشی جمع کننده (Collector) لازم است تا برش یکنواخت در لبه سازه را به دیوار برشی منتقل کند. شکل b در زیر نشان می دهد که جمع کننده تحت نیروهای کششی و فشاری قرار گرفته است. اگر دیوار برشی در کل عرض دال ادامه داشت، نیازی به جمع کننده نبود. جمع کننده به تدریج در طول ضلع ab و در پایین در طول ضلع cd برش در دال تخت را جمع می کند به طوریکه به تدریج و به صورت خطی نیروی محوری آن افزایش می یابد. سپس در طول ضلع bc نیرو را به دیوار برشی منتقل می کند. عرض جمع کننده را می توان مطابق سمت راست شکل a هم عرض دیوار فرض کرد و یا اینکه مطابق سمت چپ شکل a برای آن یک عرض موثر منظور کرد.

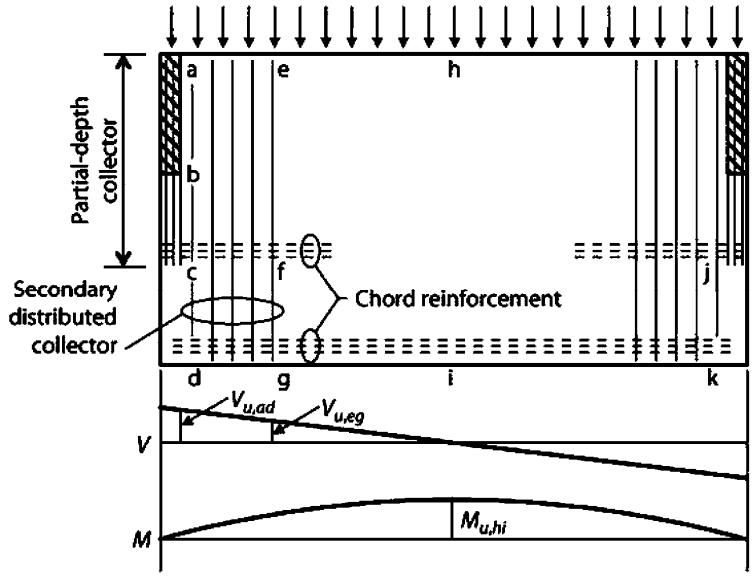


- جمع کننده ها (collector) اعضای کششی و یا فشاری هستند که نیروی برشی را در دیافراگم جمع کرده و به اجزای باربر جانبی مانند دیوار برشی و یا ستونها منتقل می کنند.
- جمع کننده می تواند به صورت تیر بتنی یا فولادی باشد. در سقف های که تیر نداریم، جمع کننده می تواند قسمتی از دال (مسلح به میلگردهای طولی) باشد.
- در برخی موارد کل میلگردهای لازم را می توان در عرضی برابر با عرض دیوار برشی و یا ستون قرار داد. در این حالت کل نیروی کششی و یا فشاری مستقیما وارد سیستم باربر جانبی (دیوار یا ستون) می شود. بنابراین برش قابل توجهی در لبه دیوار (طول bc) ایجاد نخواهد شد.

- در برخی موارد مجبور هستیم عرض موثر جمع کننده (b_{eff}) را بزرگتر از عرض دیوار در نظر بگیریم (شکل زیر). در این حالت قسمتی از نیرو به صورت مستقیم به اجزای مرزی دیوار وارد می شود (C_D و T_D در شکل زیر) و قسمتی از آن به صورت برش اصطکاک وارد دیوار می شود (C_V و T_V در شکل زیر). در این حالت در جمع کننده سه ناحیه خواهیم داشت: ناحیه کششی (cd)، ناحیه فشاری (ab) و ناحیه برشی (bc)



- در رابطه با عرض موثر b_{eff} آیین نامه صحبتی نکرده است ولی SEAOC توصیه کرده است عرض موثر در هر طرف دیوار برشی نباید بیش از نصف طول دیوار منظور شود (x/2 در شکل فوق).
- میلگردهای جمع کننده می تواند مانند شکل بالا تا انتهای دیافراگم ادامه یابد و یا اینکه مانند شکل زیر می توان آنها را تا قسمتی از طول ادامه داد و سپس قطع نمود. در این حالت در عرض دیافراگم برش یکنواخت نخواهد بود و قسمت بیشتری از نیروی سقف به صورت برش اصطکاک به دیوار منتقل خواهد شد. هر چه طول جمع کننده کمتر باشد، برش کمتری را جمع خواهد کرد و نیروی کششی و فشاری در جمع کننده نیز کمتر خواهد بود. در عوض به جای اینکه برش توسط جمع کننده مستقیما به المانهای مرزی دیوار منتقل شود، به صورت برش اصطکاک در طول دیوار منتقل خواهد شد. حتی اگر نیروها کم باشند، از نظر تئوریک می توان فرض کرد که کل برش به صورت برش اصطکاک منتقل می شود و نیازی به جمع کننده نیست ولی از نظر عملی به جهت کنترل ترکها در دو انتهای دیوار توصیه می شود جمع کننده ها حداقل به اندازه عرض یک دهانه و یا ۸ متر (هر کدام که بزرگ تر است) داخل دیافراگم ادامه یابند.



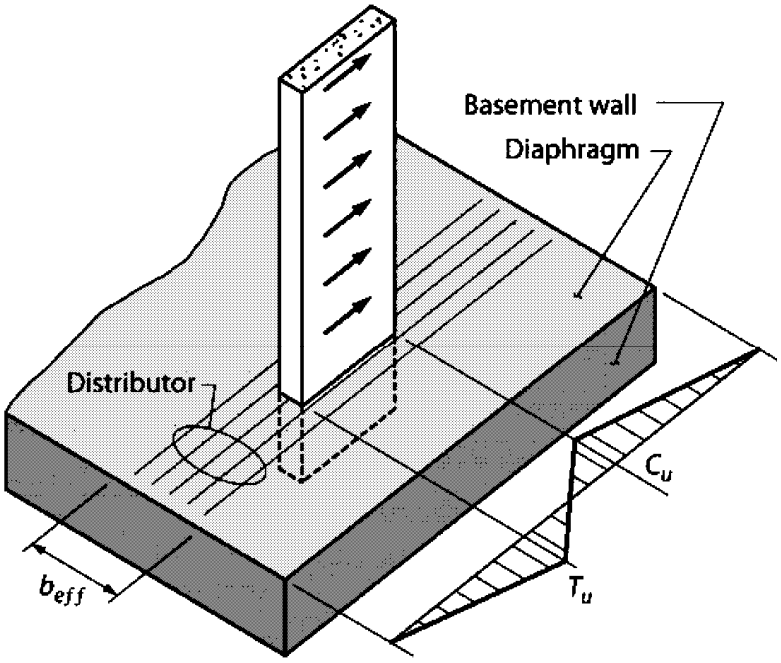
۱۲-۶-۲ پخش کننده (Distributer)

از جمله مواردی که نیروهای داخل صفحه قابل توجهی در دیافراگم ایجاد می شود، طبقات زیرزمین است. در طبقات زیرزمین که دورتادور سازه دیوار حائل بتنی با سختی بالا داریم (Basement wall در شکل زیر)، در صورتی که مابین دیوار برشی و دیوارهای اطراف دال تخت داشته باشیم، تحت نیروهای زلزله نیروی قابل توجهی در دال تخت ایجاد می شود. در حقیقت دال تخت بخشی از نیروی جانبی دیوار برشی داخلی را به دیوارهای بتنی اطراف منتقل می کند. قسمتی از دال که این نیروها را منتقل می کند نیز جمع کننده محسوب می شود. این نوع از جمع کننده که نیرو را بین دو جز باربر جانبی منتقل می کند گاهی Distributor نیز نامیده می شود (شکل زیر را ببینید).

تفاوت بین collector و distributor:

Collector بار را از دیافراگم به اجزای باربر جانبی (مانند دیوار برشی) منتقل می کند.

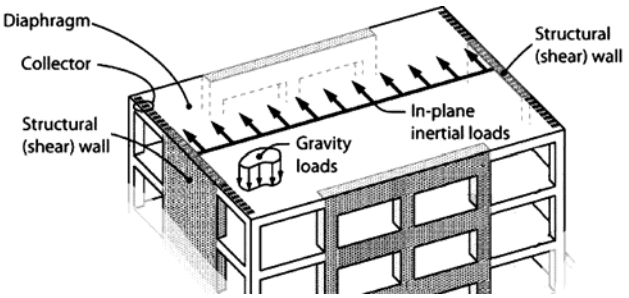
Distributor بار را از یک جز باربر جانبی تحویل گرفته و به داخل دیافراگم پخش می کند.



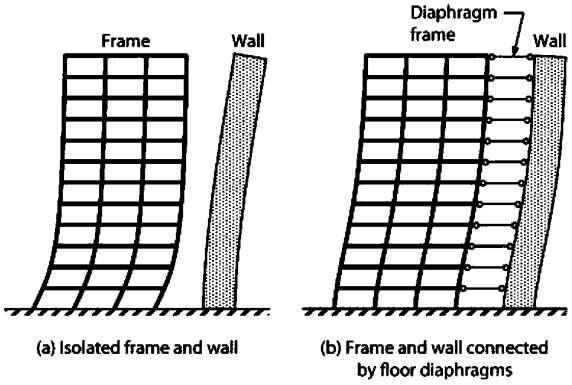
۱۲-۶-۳ نیروی داخل صفحه در دیافراگم

با توجه به بحث های فوق، عامل ایجاد نیروی داخل صفحه در دیافراگم را می توان به دو اثر متفاوت تقسیم کرد:

۱- **اینرسی دیافراگم** (به علت جرم دیافراگم)



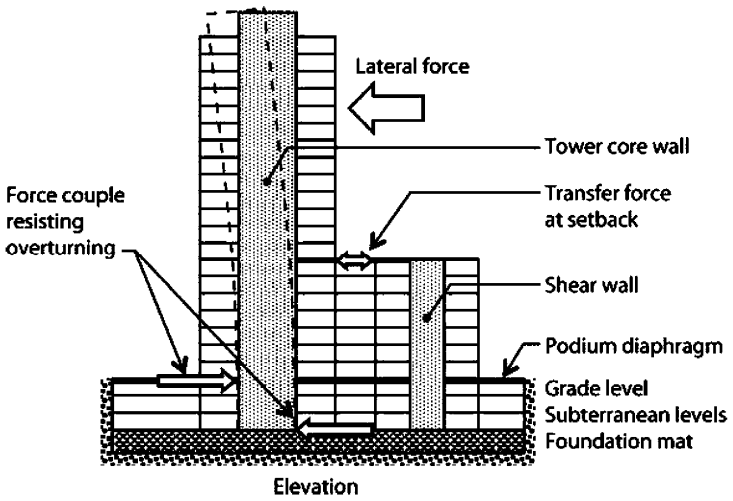
۲- دیافراگم به صورت **رابط بین اجزای باربر جانبی** عمل می کند



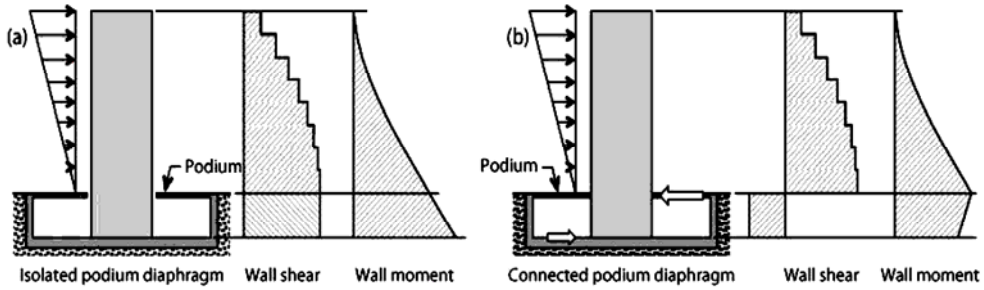
- مورد دوم از اهمیت ویژه ای برخوردار است.
- **مورد دوم را نمی توان به صورت دقیق در نرم افزار SAFE کنترل کرد ولی در نرم افزار ETABS می توان نیروی داخل صفحه ایجاد شده در دیافراگم ها را مشاهده کرد.**

شکل زیر نمونه هایی دیگر از مورد دوم را نشان می دهد:

- قطع ناگهانی سیستم باربرجانبی در ارتفاع. برای مثال دیوار سمت راست در ارتفاع قطع شده و موجب ایجاد نیروی داخل صفحه در دیافراگم شده است.
- در ترازی که دیوار حائل بتنی قطع می شود. برای مثال در شکل زیر در قسمت Podium diaphragm نیروهای داخل صفحه قابل توجهی ایجاد خواهد شد. در این طبقات باید به موقعیت بازشوها در دال تخت دقت ویژه ای شود و میزان نیروهای داخل صفحه در نرم افزار ETABS مورد بررسی دقیق قرار گیرد (در فایل MAIN.edb).



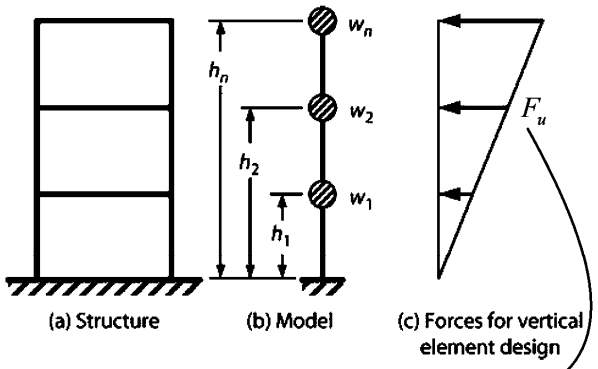
- نیرو در تراز Podium به حدی بالاست که می تواند موجب تغییر جهت برش در دیوار برشی در طبقه زیرین شود (شکل زیر)



با توجه به طبقه بندی فوق دو نوع نیرو در استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل دیافراگم می توان متصور شد:

۱- نیروی F_{up} جهت منظور کردن اثر مورد اول (اینرسی خود دیافراگم)

۲- نیروی F_u جهت منظور کردن اثر مورد دوم (وقتی دیافراگم به صورت رابط بین اجزای باربر قائم عمل می کند).



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:

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

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{p_{ui}} = \left(\frac{\sum_{j=i}^{n} F_{uj}}{\sum_{j=i}^{n} W_j}\right) W_i \qquad (۱۵-۳)$$

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0/5\ AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

- نیروی F_u همان زلزله طرح $(\frac{ABI}{R_u})$ است که توسط خود نرم افزار به صورت اتوماتیک به طبقات وارد می شود و در فایل MAIN قابل بررسی است.
- نیروی F_{up} باید بر اساس رابطه ۳-۱۵ استاندارد ۲۸۰۰ برای هر طبقه مجزا محاسبه گردد. **این نیرو تنها به طبقه مورد نظر وارد میشود و نیروی بقیه طبقات برابر صفر وارد خواهد شد.** مسلما کنترل کفایت دیافراگم تحت این نیرو نیز باید در فایل MAIN انجام شود.
- با توجه به روابط مسلما نیروی F_{up} در هر طبقه بزرگتر و یا مساوی F_u خواهد بود ولی با توجه به اینکه F_u به کل طبقات وارد می شود، نمی توان گفت که کدامیک در طراحی دیافراگم حاکم خواهد شد.

۱۲-۶-۴ ضریب کاهش مقاومت برشی

به بندهای زیر از ACI-318-14 توجه نمایید:

21.2.4 For structures that rely on elements in (a), (b), or (c) to resist earthquake effects ***E***, the value of ϕ for shear shall be modified in accordance with 21.2.4.1 through 21.2.4.3:

(a) Special moment frames
(b) Special structural walls
(c) Intermediate precast structural walls in structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F

21.2.4.1 For any member designed to resist ***E***, ϕ for shear shall be 0.60 if the nominal shear strength of the member is less than the shear corresponding to the development of the nominal moment strength of the member. The nominal moment strength shall be calculated considering the most critical factored axial loads and including ***E***.

21.2.4.2 For diaphragms, ϕ for shear shall not exceed the least value of ϕ for shear used for the vertical components of the primary seismic-force-resisting system.

در صورتی که در سازه از سیستم های با شکل پذیری ویژه استفاده شده باشد، ضریب کاهش مقاومت برشی به جای 0.75 باید برابر 0.6 در نظرگرفته شود. در ACI-318 سیستم باربر جانبی از نوع دیوار برشی متوسط (با بتن ریزی درجا) تعریف نشده است. ولی در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای دیوار برشی هم سیستم ویژه معرفی شده و هم سیستم متوسط.

توصیه می شود برای هر دو سیستم ویژه و متوسط، در صورت استفاده از دیوار برشی، در جهت اطمینان، ضریب کاهش مقاومت برابر 0.65 در نظر گرفته شود.

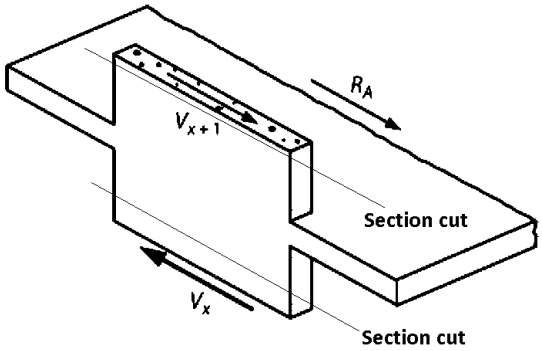
۱۲-۶-۵ نحوه استخراج نیروها در نرم افزار ETABS

به روش های مختلف می توان نیروهای ایجاد شده در دیافراگم را استخراج کرد:

روش اول:

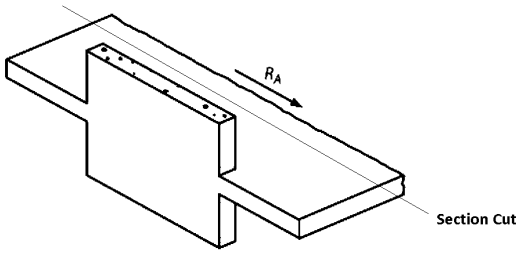
یکی از روشها استفاده از Section Cut می باشد. به شکل زیر توجه کنید. می توان در نرم افزار با استفاده از ابزار Section Cut نیروی دیوار برشی در طبقه پایین و نیز طبقه بالا (V_x و V_{x+1}) را تحت اثر نیروی زلزله استخراج کرد. اختلاف این دو برابر نیروی R_A خواهد بود.

نیروی R_A همان نیروی عبور کننده از دیافراگم است که وارد دیوار برشی می شود. مسلما در صورتی که به دیوار برشی تیر متصل باشد (در دو انتهای دیوار)، قسمتی از نیروی R_A از طریق تیر به دیوار منتقل می شود. ولی اگر تیر نداشته باشیم، کل نیروی R_A به دیافراگم اثر می کند.



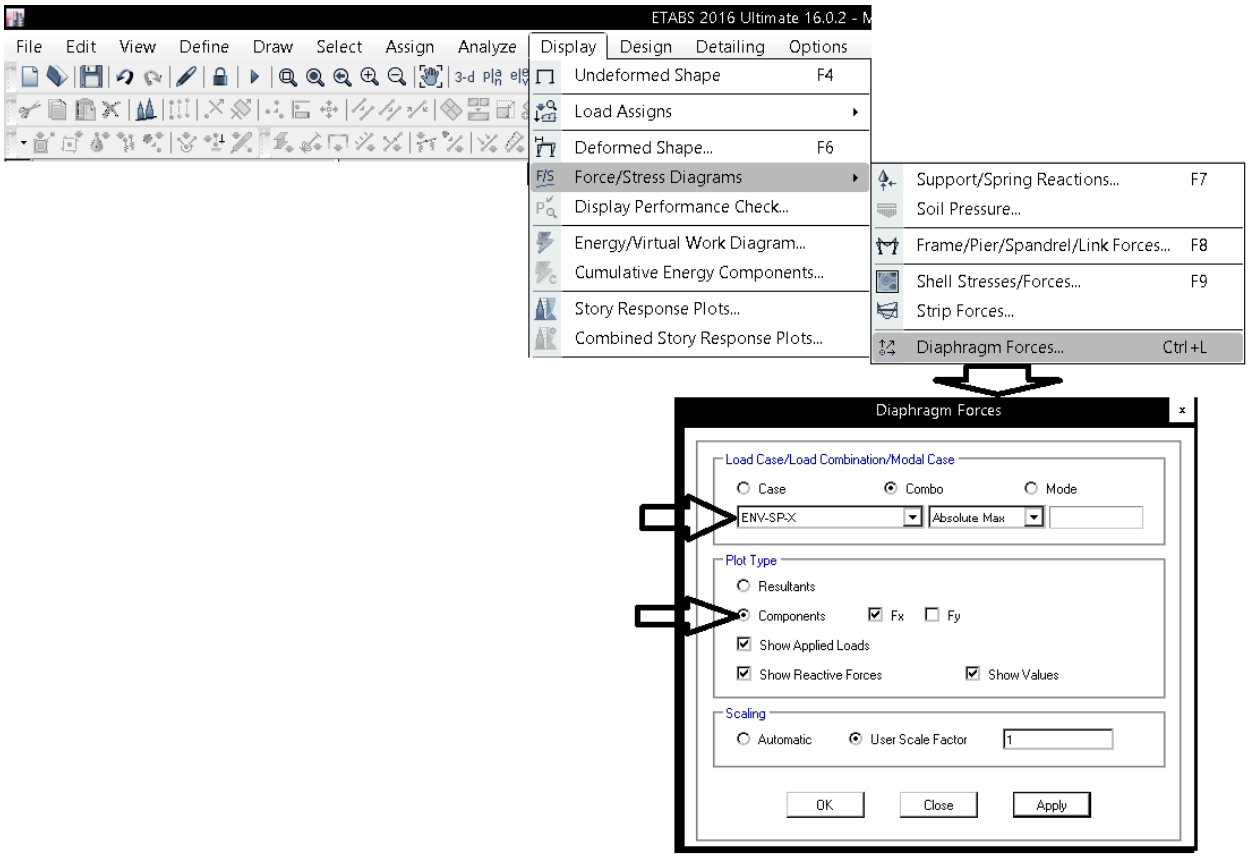
روش دوم:

می توان مستقیما توسط Section Cut نیروهای عبور کننده از دیافراگم را استخراج کرد. در این حالت باید دیافراگم از نوع semi-rigid تعریف شده باشد و ضریب سختی خمشی سقف نیز طبق آیین نامه (0.25 برای دال توپر) به المانهای shell سقف اعمال شده باشد (فایل MAIN.edb).



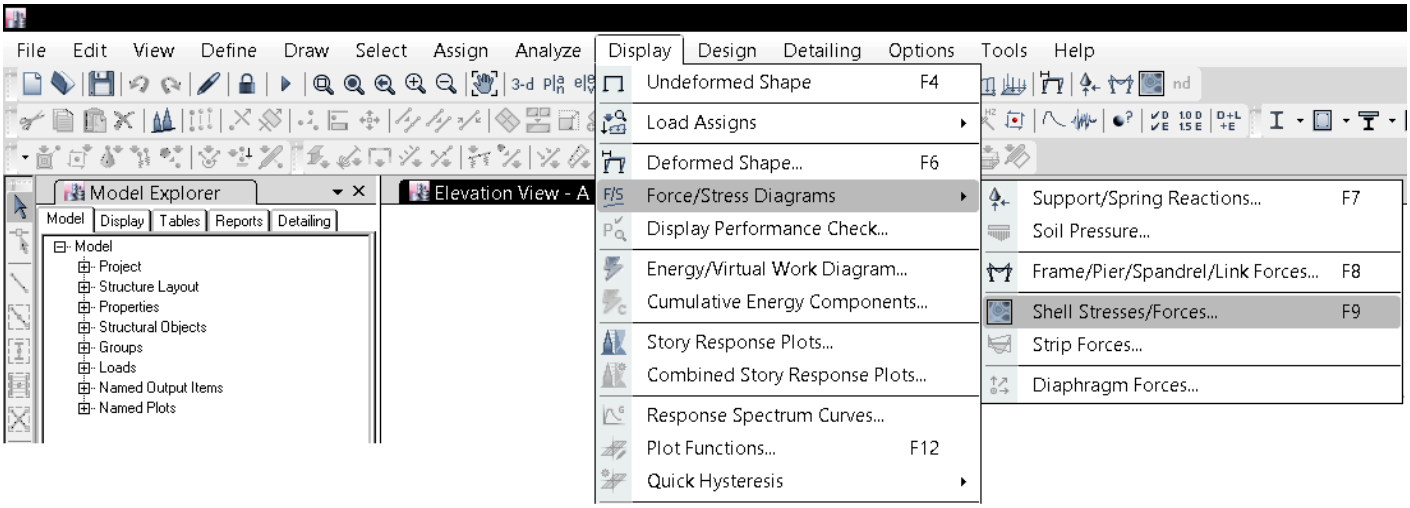
روش سوم:

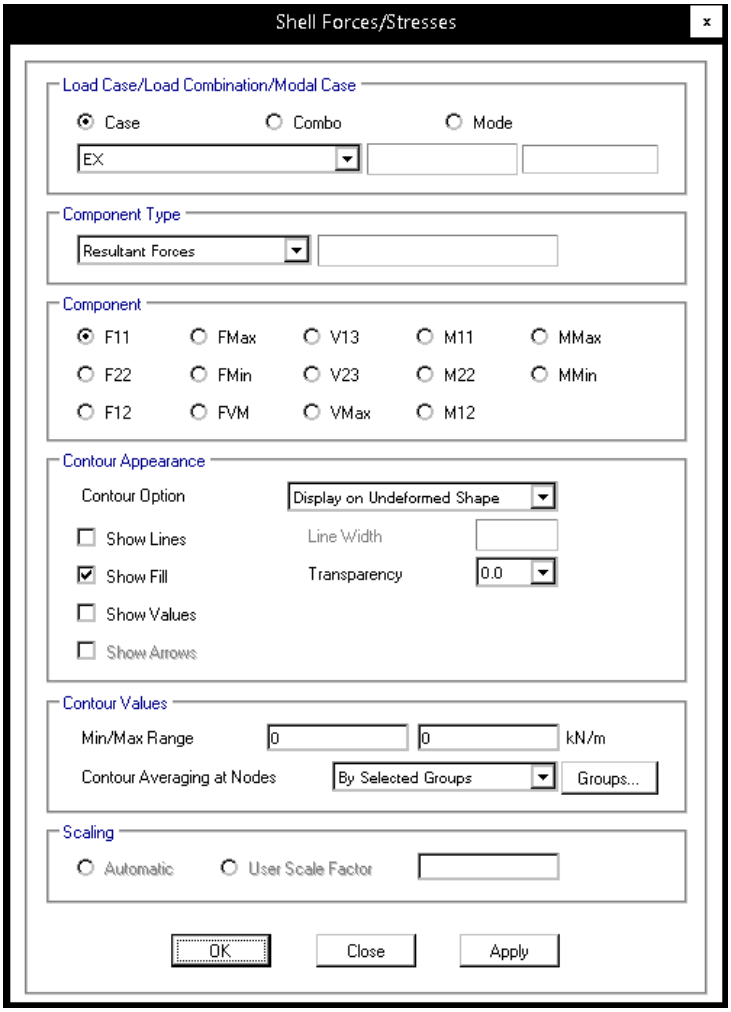
می توان مطابق شکل زیر نیرویی را که دیوار یا ستون به دیافراگم وارد می کند (به صورت مولفه و یا برآیند برداری) استخراج کرد:

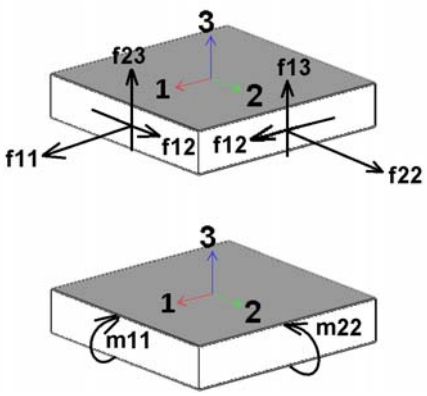


روش چهارم:

می توان از طریق منوی زیر نیروهای ایجاد شده در دیافراگم را مشاهده کرد:







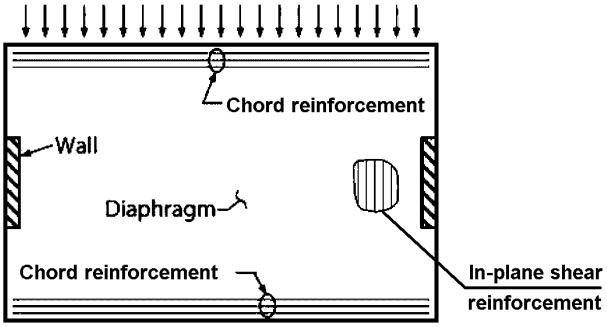
۱۲-۶-۶ مش بندی سقف و مدل اجزا محدود آن

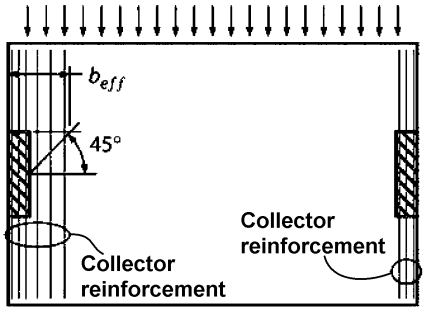
در رابطه با سایز مش بندی سقف برای استخراج نیرو ها توصیه هایی در کتاب پروفسور Mehleh آمده است که لازم دیدم بدانها اشاره کنم.

برای مدلسازی کل سازه و برای اینکه صلبیت دیافرگام به صورت مناسبی در تحلیل سازه منظور شود، بهتر است سایز مش ها بین $\frac{1}{5}$ تا $\frac{1}{10}$ طول دهانه سقف و یا دیوار برشی انتخاب شود. در صورتی که طراح قصد استفاده از section cut و یا استخراج نیروها در نقاط خاصی را داشته باشد، سایز مشها بهتر است ریز باشد.

۱۲-۶-۷ جزئیات میلگرد گذاری

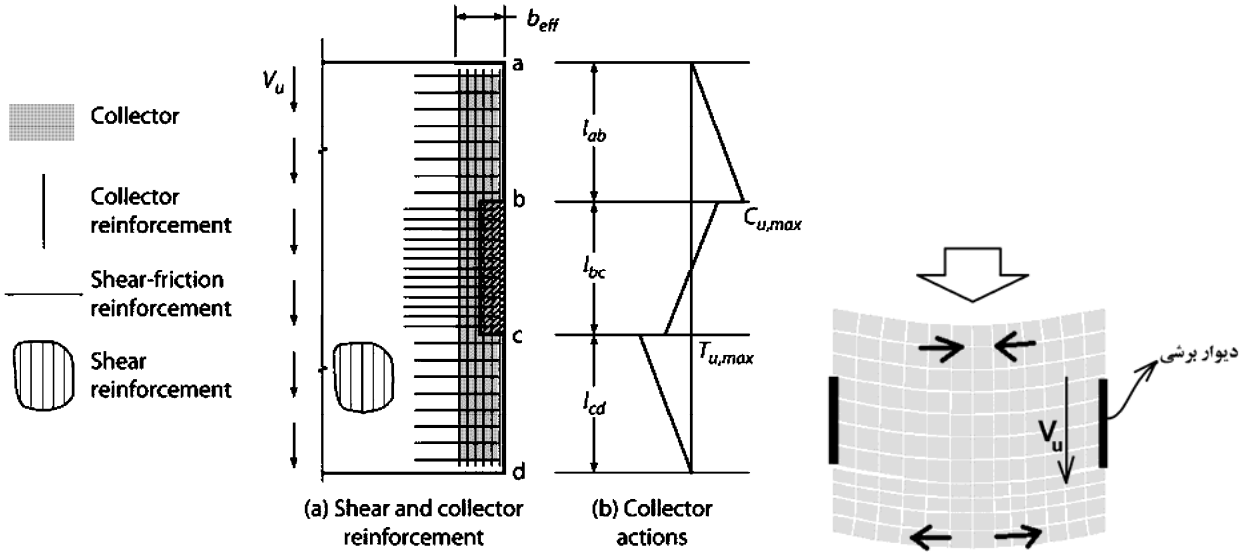
به شکل زیر توجه کنید. در این شکل در انتهای دال یک دیوار برشی قرار دارد. بر خلاف سازه های معمولی در محیط پیرامونی سقف تیر نداریم. بنابراین انتقال نیروها به عهده دال بتنی سقف خواهد بود.





نیروهای داخل صفحه (in plane):

- **In-plane shear reinforcement**: اگر برش Vu در شکل بیش از مقاومت طراحی برشی بتن سقف باشد، میلگردهای برشی لازم خواهد بود. این میلگردها به موازات برش قرار داده خواهند شد. این میلگردها بر اساس f12 محاسبه می شوند.
- **Chord reinforcement**: این میلگردها مطابق شکل برای مقابله با کشش و فشار ناشی از خمش دیافراگام قرار داده می شوند و بر اساس f_{22}و یا f_{11} تعیین می شوند.
- **Collector reinforcement**: تحت T_u و C_u (کشش و فشار در جمع کننده ها) میلگرد طولی به موازات دیوار لازم خواهد بود. این میلگردها بر اساس $\Omega_0 \times f_{22}$و یا $\Omega_0 \times f_{11}$ تعیین می شوند.
- **Shear-friction reinforcemet**: این میلگردها عمود بر دیوار مطابق شکل زیر قرار داده می شوند. میلگردهای برش اصطکاک علاوه بر آرماتورهای برشی به موازات دیوار، قرار داده خواهند شد و بر اساس مقدار f12 در لبه دیوار تعیین می شوند.



نیروهای خارج صفحه (Out-of-plane):

- **Flexural reinforcement**: تحت خمش خارج از صفحه (تحت بارهای ثقلی) میلگردهای خمشی A_{s-bot} و A_{s-top} لازم خواهد بود. این میلگردها بر اساس m11 و m22 تعیین می شوند که با رسم نوارهای طراحی در ETABS و یا SAFE بدست می آیند.
- **Out-of-plane shera reinforcement**: تحت برش خارج از صفحه که عمدتا به صورت برش پانچ عمل می کند، آرماتورهای برشی قائم (عمود بر صحفه دال) لازم خواهد بود. این خاموت ها بر اساس v13 و v23 تعیین می شوند.

نکته زیر از طرف دکتر جلال پور به بنده یادآوری شد:

تمامی میلگردهای فوق پس از محاسبه باید با هم جمع شوند

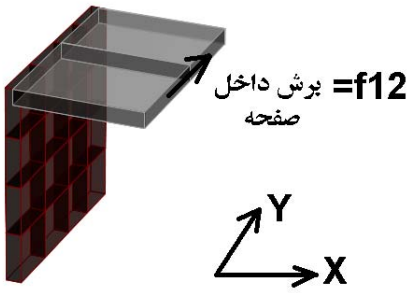
۱۲-۶-۸ In-plane shear reinforcement

نیروهای داخل صفحه باید تحت اثر بحرانی ترین ترکیب بار استخراج شود. بنابراین می توان یک ترکیب بار Envelope تعریف کرد و مقادیر f12 را تحت اثر ترکیب بار پوش بررسی کرد. توصیه می شود برای شفافیت بیشتر ترکیب بار به دو دسته به صورت زیر تقسیم شوند:

ENV-X	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV
ENV-Y	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV

در ترکیب بارهای فوق نیرو های زلزله ممکن است از دو حالت متفاوت (مطابق بند ۱۲-۶-۳) بدست آیند.

برای مثال برای استخراج نیروی برشی در شکل زیر باید از ENV-Y استفاده شود.



- پس از استخراج نیروی برشی باید مقاومت مقطع مطابق بند زیر از ACI318-14 محاسبه شود:

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

18.12—Diaphragms and trusses

18.12.9 *Shear strength*

18.12.9.1 V_n of diaphragms shall not exceed:

$$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c}+\rho_t f_y\right) \qquad (18.12.9.1)$$

18.12.9.2 V_n of diaphragms shall not exceed $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$.

A_{cv} = gross area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered in the case of walls, and gross area of concrete section in the case of diaphragms, not to exceed the thickness times the width of the diaphragm, mm²

مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $f'_c = 25MPa, F_y = 300MPa$ می باشد. نیروی برشی برابر با f12=250 KN/m بدست آمده است. در این صورت مقدار آرماتور برشی (**In-plane shear reinforcement**) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_u = 250\,kN < \varphi V_n = 0.6\left(A_{cv}\times 0.17\sqrt{25} + A_{cv}\times\rho_t\times 300\right) = 0.6\times 260\times 1000\times 0.17\sqrt{25} = 132.8\,\frac{kN}{m}$$

$$V_u = 250\,kN < \varphi V_n = 132.8\frac{kN}{m} + 0.6(260\times 1000\times\rho_t\times 300) \rightarrow \quad \rho_t = 0.0025$$

بنابراین در هر یک متر از عرض دال $A_s = 0.0025\times 1000\times 260 = 650\,mm^2$ خواهد بود.

- در محاسبات فوق با فرض اینکه سیستم باربر جانبی شامل دیوارهای برشی ویژه میباشد، ضریب کاهش مقاومت برشی بتن به جای 0.75 برابر 0.6 منظور شده است (بند ۱۲-۶-۴ را ببینید).
- در نقاطی از دال که f12 از 132.8 kN/m فراتر رود، آرماتور برشی لازم خواهد بود.
- مقدار f12 در هیچ نقطه ای نباید از $\varphi\times 0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ فراتر رود. در غیر این صورت باید ضخامت دال افزایش یابد.

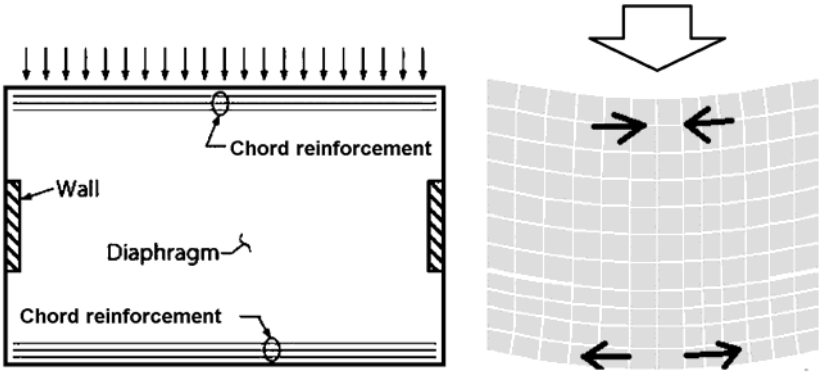
در قسمت "مجوف سقف" اگر ضخامت دال برابر 260mm و $f'_c = 25MPa$ باشد، با فرض عدم وجود میلگرد برشی طولی (ρ_t) مقاومت برشی واحد طول برابر است با:

$$\varphi V_n = \alpha\left(\varphi A_{cv}\times 0.17\sqrt{25}\right) = \alpha\times 0.6\times 260\times 1000\times 0.17\sqrt{25} = 132.8\times\alpha\,\frac{kN}{m}$$

در رابطه فوق α ضریب کاهش مقاومت برشی می باشد که بسته به هندسه قسمت مجوف تعیین می شود.

Chord reinforcement ۹-۶-۱۲

- در لبه های دال کشش و فشار ایجاد می شود (به خصوص **در مواردی که تیر پیرامونی نداریم**):



مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $f_c' = 25MPa, F_y = 400MPa$ می باشد. نیروی کششی در لبه دال برابر با f11=300 KN/m بدست آمده است. در این صورت مقدار آرماتور کششی (**Chord reinforcement**) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_u = 300\ kN < \left[\varphi T_n = 0.9\left(A_s F_y\right) = 0.9 \times A_s \times 400\right]$$

$$A_s = 833 \frac{mm^2}{m}$$

بنابراین در هر یک متر از عرض دال در لبه آن $833\ mm^2$ میلگرد لازم خواهد بود. مساحت این میلگردها به مساحت میلگردهای خمشی و دیگر میلگردهای لازم اضافه خواهد شد.

- محاسبات فوق برای لبه کششی انجام شد. در لبه فشاری بتن همراه با میلگرد به صورت یک عضو فشاری عمل می کند. بنابراین میلگردهای محاسباتی بهتر است توسط آرماتورهای عرضی (تنگ) مهار شوند. با توجه به اینکه جهت زلزله رفت و برگشتی است، لبه ها هم تحت فشار باید طراحی شوند و هم تحت کشش. گرچه در آیین نامه ضوابط صریحی برای آرماتورهای عرضی اجزای لبه (chord) ارائه نشده است ولی بهتر است در تمامی لبه ها اجزای مرزی مشابه شکلهای زیر اجرا شود. فواصل آرماتورهای عرضی را می توان بر اساس ضوابط ارماتورهای عرضی در خارج از ناحیه بحرانی ستونهای با شکل پذیری متوسط در نظر گرفت:

$S < Min\left\{\text{ضخامت دال}\ ,\ 16\ \text{برابر قطر میلگرد طول}\ ,\ 48\ \text{برابر قطر تنگ}\ ,\ 300mm\right\}$

در شکلهای زیر آرماتورهای خمشی دال نمایش داده نشده اند:



- در رابطه با آرماتور عرضی "جمع کننده ها" و نیز اجزای مرزی اطراف بازشو باید طبق ضوابط آیین نامه عمل کرد که در ادامه آورده شده است.
- نیروهای داخل صفحه باید تحت اثر بحرانی ترین ترکیب بار استخراج شود. بنابراین می توان یک ترکیب بار Envelope تعریف کرد و مقادیر f11 و f22 را تحت اثر ترکیب بار پوش بررسی کرد. توصیه می شود ترکیب بار پوش به دو دسته به صورت زیر تقسیم شوند:

ENV-X	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV
ENV-Y	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV

- در ترکیب بارهای فوق به جای E باید دو حالت متفاوت از نیروهای زلزله مطابق بند ۱۲-۶-۳ باید در نظر گرفته شود.
- معمولا بارهای ثقلی تاثیر کمی در مقدار نیروهای داخل صفحه دارند و عمدتا نیروهای زلزله (افقی) تعیین کننده خواهند بود.

Collector reinforcement ۱۰-۶-۱۲

طبق بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰، جمع کننده ها باید برای $\Omega_0 E$ طراحی شوند:

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجـزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنهـا و اتصالاتشـان بایـد بـرای زلزلـه تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

در متن ACI نیز اشاره شده است که جمع کننده ها باید برای $\Omega_0 E$ طراحی شوند:

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

18.12—Diaphragms and trusses

18.12.2 *Design forces*

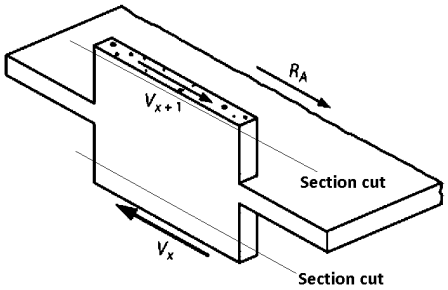
18.12.2.1 The earthquake design forces for diaphragms shall be obtained from the general building code using the applicable provisions and load combinations.

R18.12.2 *Design forces*

R18.12.2.1

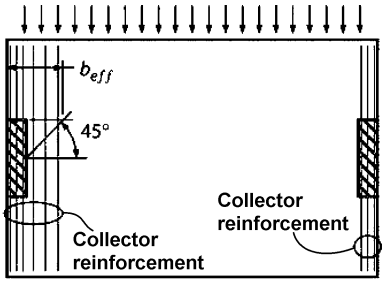
For collector elements, the general building code in the United States specifies load combinations that amplify earthquake forces by a factor Ω_o. The forces amplified by Ω_o are also used for the local diaphragm shear forces resulting from the transfer of collector forces, and for local diaphragm flexural moments resulting from any eccentricity of collector forces. The specific requirements for earthquake design forces for diaphragms and collectors depend on which edition of the general building code is used. The requirements may also vary according to the SDC.

مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $f_c' = 25MPa, F_y = 400MPa$ باشد. برای استخراج نیروی جمع کننده مطابق شکل زیر از Section cut استفاده شده است. باید از ترکیب بارهای ویژه مطابق جدول زیر استفاده شود. اختلاف نیرو در بالا و پایین دیوار (تحت ترکیب بار ویژه) برابر 1500 kN بدست آمده است. بنابراین $R_A = 1500\ kN$ می باشد. با توجه به تقارن دیوار مقدار کشش و فشار در دو انتهای دیوار برابر 750 kN فرض می شود. به جای استفاده از Section cut می توان مقادیر f11 و یا f22 را در امتداد دیوار بررسی کرد.



مقدار آرماتور کششی (**Collector reinforcement**) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_u = 750\ kN < \left[\varphi T_n = 0.9(A_s F_y) = 0.9 \times A_s \times 400\right]$$
$$A_s = 2082mm^2$$



- مساحت محاسبه شده را می توان مطابق دیوار سمت راست در شکل در عرضی برابر با عرض دیوار قرار داد و یا اینکه مطابق دیوار سمت چپ در عرض موثری برابر با beff قرار داد.

ENV-SP-X	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+Ω_0(EXALL+0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-Ω_0(EXALL+0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+Ω_0(EXALL-0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-Ω_0(EXALL-0.3EY)+EV
ENV-SP-Y	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+Ω_0(EYALL+0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-Ω_0(EYALL+0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+Ω_0(EYALL-0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-Ω_0(EYALL-0.3EX)+EV

- معمولا بارهای ثقلی تاثیر کمی در مقدار نیروهای داخل صفحه دارند و عمدتا نیروهای زلزله (افقی) تعیین کننده خواهند بود. می توان به صورت تقریبی به جای استفاده از ترکیب بارهای فوق، تنها از زلزله تشدید یافته برای استخراج نیروها استفاده کرد.

18.12—Diaphragms and trusses

18.12.7 *Reinforcement*

18.12.7.5 Collector elements with compressive stresses exceeding $0.2f_c'$ at any section shall have transverse reinforcement satisfying 18.7.5.2(a) through (e) and 18.7.5.3, except the spacing limit of 18.7.5.3(a) shall be one-third of the least dimension of the collector. The amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.12.7.5. The specified transverse reinforcement is permitted to be discontinued at a section where the calculated compressive stress is less than $0.15f_c'$.

If design forces have been amplified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of $0.2f_c'$ shall be increased to $0.5f_c'$, and the limit of $0.15f_c'$ shall be increased to $0.4f_c'$.

Table 18.12.7.5 —Transverse reinforcement for collector elements

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	$0.09\frac{f_c'}{f_{yt}}$		(a)
ρ_s for spiral or circular hoop	Greater of:	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$	(b)
		$0.12\frac{f_c'}{f_{yt}}$	(c)

18.7.5.2 Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

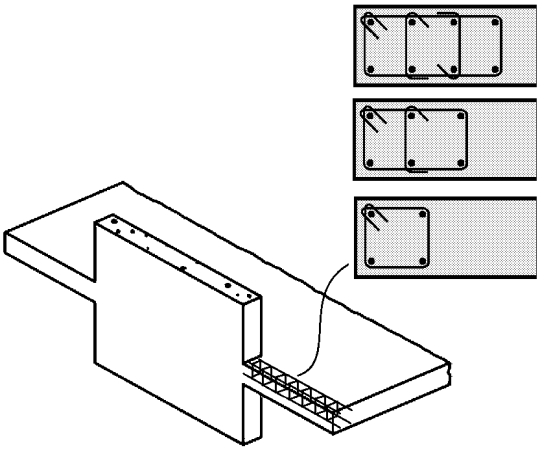
(a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or rectilinear hoops with or without crossties.
(b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.
(c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.
(d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and 25.7.2.3.
(e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 350 mm around the perimeter of the column.

18.7.5.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the smallest of (a) through (c):

(a) One-fourth of the minimum column dimension
(b) Six times the diameter of the smallest longitudinal bar
(c) s_o, as calculated by:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (18.7.5.3)$$

The value of s_o from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm and need not be taken less than 100 mm.



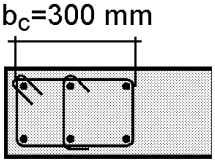
در المانهای مرزی در صورتی که نیروی محوری فشاری اجزای جمع کننده تحت ترکیب بار عادی از $0.2f_c'$ و تحت ترکیب بار ویژه لرزه ای از $0.5f_c'$ فراتر رود، باید همانند ستونها با تنگهای ویژه محصور شوند.

برای مثال اگر ضخامت دال برابر 300 mm و میلگردهای طولی جمع کننده $\varphi 20$ باشد داریم:

$$S < Min\left\{\frac{300}{3}, 6\times 20, s_0\right\} = 100\ mm$$

S فاصله تنگها می باشد. مقدار s_0 در روابط فوق تعریف شده است.

همچنین حجم تنگها نیز باید کنترل شود. با فرض اینکه فاصله پشت تا پشت تنگها (b_c) برابر 350 mm باشد و آرماتورهای عرضی $\varphi 10$ و از نوع AII باشند، داریم:



$$\frac{A_{sh}}{b_c S} \geq 0.09\frac{f_c'}{F_{yt}} \rightarrow \frac{3\times 3.14\times 5^2}{300\times S} \geq 0.09\frac{25}{300} \rightarrow S \leq 105\ mm$$

- **مهار آرماتورهای جمع کننده داخل دیوار برشی**

توصیه می شود ارماتورهای طولی جمع کننده داخل دیوار ادامه یابند ولی اگر بخواهیم آنها را قطع کنیم باید نکات زیر را در نظر بگیریم:

A collector parallel to a shear wall has its critical connection at the face of the shear wall. Collector longitudinal bars must extend deep enough into the shear wall to develop and transfer the lateral force to wall reinforcement (Fig. 8.6b). The collector reinforcement is in addition to the horizontal diaphragm reinforcement required to resist the shear force (Moehle et al. 2010).

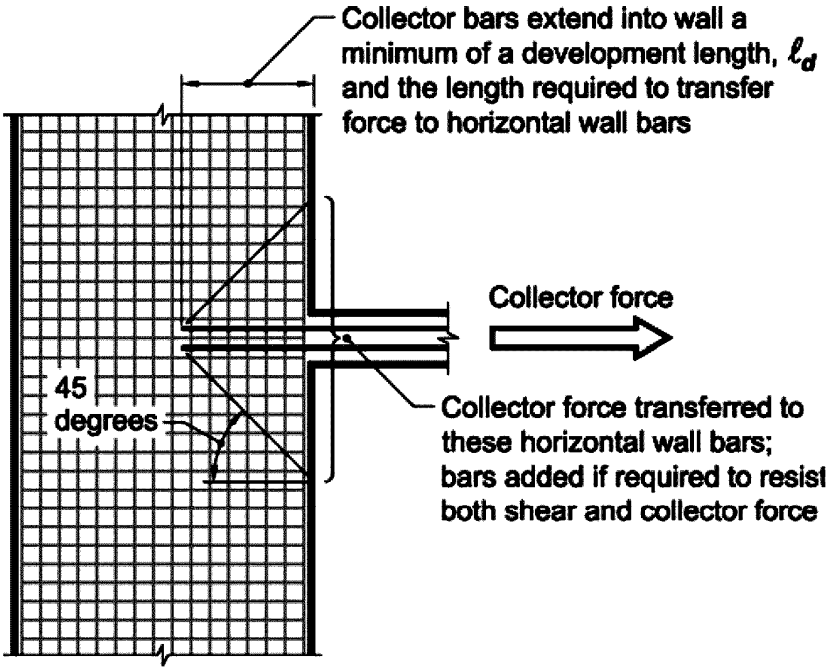


Fig. 8.6b—Collector reinforcement extended into shear wall.

Opening reinforcement ۱۱-۶-۱۲

- نقاطی از دیافراگم که تحت تنش های محوری قرار دارند و وظیفه انتقال نیروهای خمشی و برشی را در اطراف **بازشوها** دارند، باید مشابه جمع کننده ها توسط ارماتورهای عرضی محصور شوند. به بند زیر که مربوط به ACI-318-14 می باشد توجه نمایید:

18.12—Diaphragms and trusses

18.12.3 *Seismic load path*

18.12.3.2 Elements of a structural diaphragm system that are subjected primarily to axial forces and used to transfer diaphragm shear or flexural forces around openings or other discontinuities shall satisfy the requirements for collectors in 18.12.7.5 and 18.12.7.6.

R18.12.3.2 This provision applies to strut-like elements that occur around openings, diaphragm edges, or other discontinuities in diaphragms. Figure R18.12.3.2 shows an example. Such elements can be subjected to earthquake axial forces in combination with bending and shear from earthquake or gravity loads.

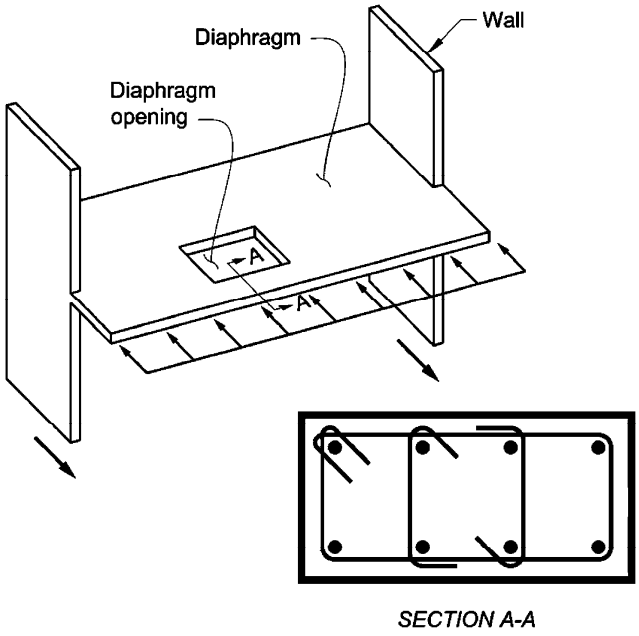
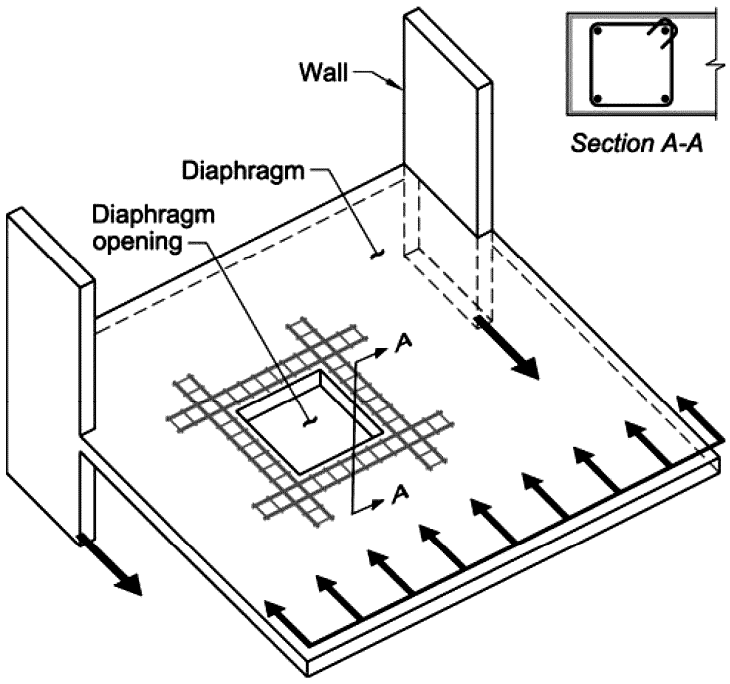


***Fig. R18.12.3.2**—Example of diaphragm subject to the requirements of 18.12.3.2 and showing an element having confinement as required by 18.12.7.5.*

- در صورتی که ابعاد بازشو بزرگتر از حدودا دوبرابر ضخامت دال باشد (بازشوی بزرگ) باید مطابق شکل زیر اجزای کششی همراه با تنگ بسته قرار داده شود. ولی برای بازشوهای کوچکتر معمولا تنها با اندازه میلگردهای قطع شده (ادامه نیافته) میلگرد جانبی قرار داده می شود.



Shear-friction reinforcemet **۱۲-۶-۱۲**

انتقال نیرو از دیافراگم به اجزای باربر قائم (مانند دیوار برشی) معمولا توسط ترکیبی از اجزای جمع کننده (شامل اتصالات آنها) و برش اصطکاک انجام می شود. قسمتی از نیروی دیافراگم توسط آرماتورهای برش اصطکاک به دیوار برشی منتقل می شوند (Shear friction reinforcement در شکل سمت چپ و Dowels در شکل سمت راست). نیرویی که به صورت برش اصطکاک منتقل می شود را می توان بر اساس f12 وارد بر دال تخت تعیین کرد.

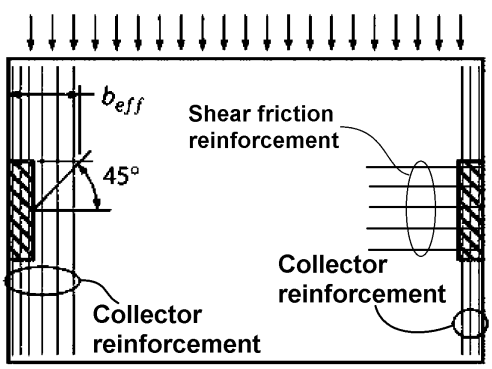
در مورد شکل زیر، با توجه به اینکه دیوار در راستای Y قرار دارد، نیروی f12 باید تحت ENV-Y (ترکیب بارهای عادی شامل زلزله اصلی در راستای Y) خوانده می شود.

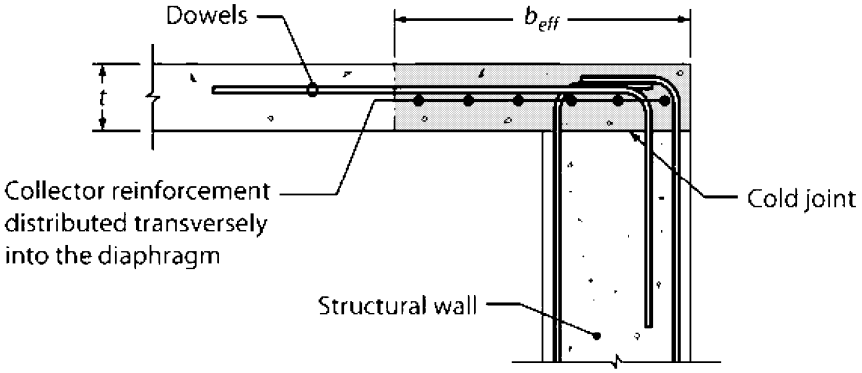
در شکل سمت راست فرض شده است که در انتهای دیوار بتن ریزی قطع شده است (Cold joint). بنابراین بتن متصل کننده سقف به دیوار پیوسته می باشد. در این حالت مقاومت برش اصطکاک در محل اتصال سقف به دیوار برابر خواهد بود با:

$$\varphi V_n = 0.75 \times \mu A_{vf} F_y$$

که در آن A_{vf} مجموع مساحت میلگردهای برش اصطکاک می باشد. با توجه به اینکه بتن سقف و دیوار همزمان ریخته می شود، می توان مقدار μ را برابر *1.4* در نظر گرفت (به بند زیر از *ACI318-14* توجه نمایید).

در صفحه داخلی خود دیوار (*Cold joint* در شکل زیر) نیز باید برش اصطکاک کنترل شود. در این صفحه مجموع نیروی برشی اصطکاک (بار ترکیب بار عادی) + نیروی های کششی و فشاری ناشی از جمع کننده ها (با زلزله تشدید یافته) اثر خواهد کرد.





غ

22.9.4.2 If shear-friction reinforcement is perpendicular to the shear plane, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \qquad (22.9.4.2)$$

where A_{vf} is the area of reinforcement crossing the assumed shear plane to resist shear, and μ is the coefficient of friction in accordance with Table 22.9.4.2.

Table 22.9.4.2—Coefficients of friction

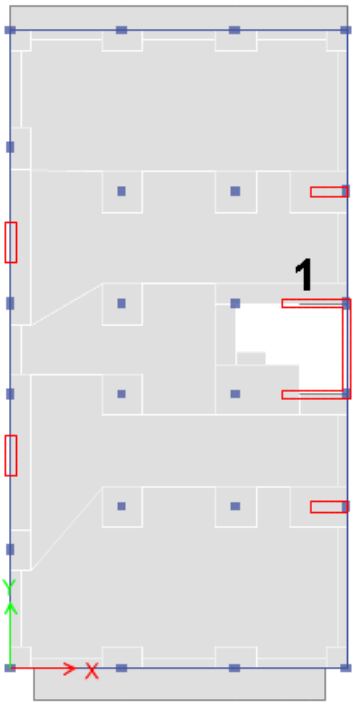
Contact surface condition	Coefficient of friction μ[1]	
Concrete placed monolithically	1.4λ	(a)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	1.0λ	(b)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and not intentionally roughened	0.6λ	(c)
Concrete placed against as-rolled structural steel that is clean, free of paint, and with shear transferred across the contact surface by headed studs or by welded deformed bars or wires.	0.7λ	(d)

[1]λ = 1.0 for normalweight concrete; λ = 0.75 for all lightweight concrete. Otherwise, λ is calculated based on volumetric proportions of lightweight and normalweight aggregate as given in 19.2.4, but shall not exceed 0.85.

۱۲-۶-۱۳ مثال کاربردی

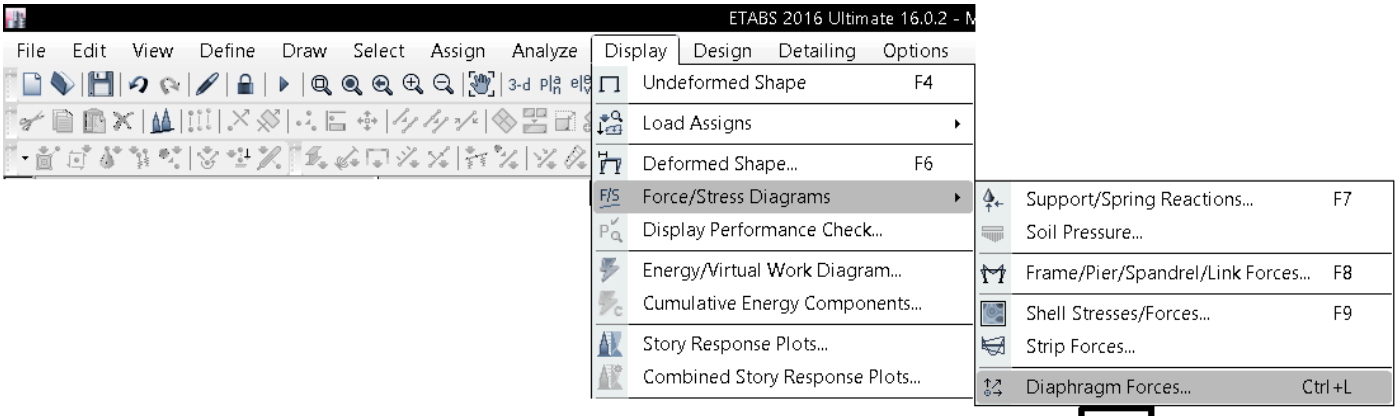
در شکل زیر در پیرامون سازه تیرهای بتنی (B40X60) قرار داده شده است. ستونهای کناری به صورت کتابی می باشند. ستونهای داخلی مربعی هستند. سیستم دوگانه می باشد.

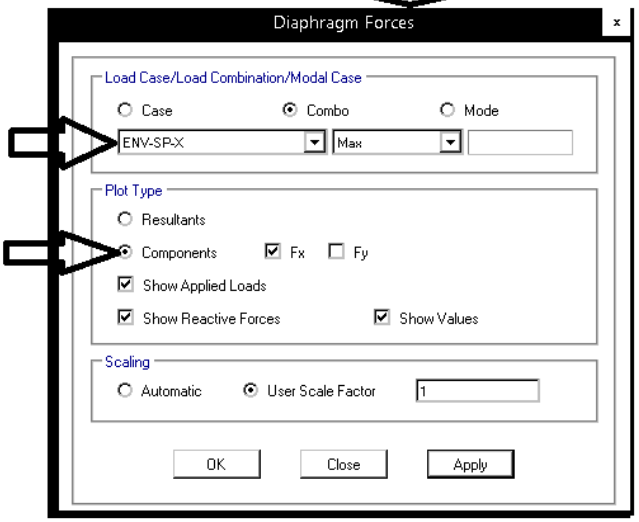
هدف تعیین میلگردهای دیافراگم در اطراف یوار 1 می باشد.



Collector ۱-۱۳-۶-۱۲

برای استخراج نیروی جمع کننده می توان مطابق شکل زیر نیروهایی که بین دیوار و دیافراگم منتقل می شود را مشاهده کرد:





کل نیرویی که از طرف دیوار برشی به دیافرگم وارد می شود (تحت ENV-SP-X)، برابر است با:

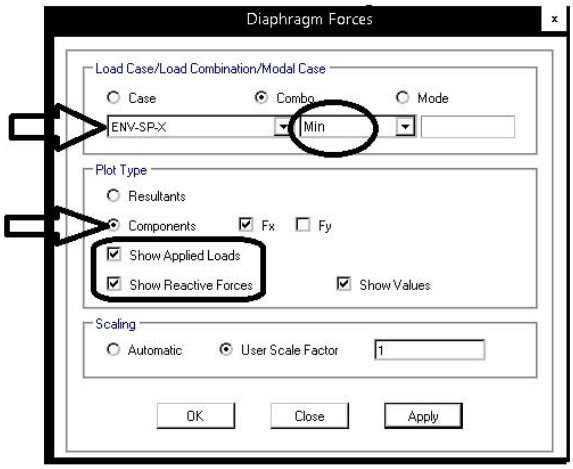
$$F11 = Max(1180, 1173) = 1180\ kN$$

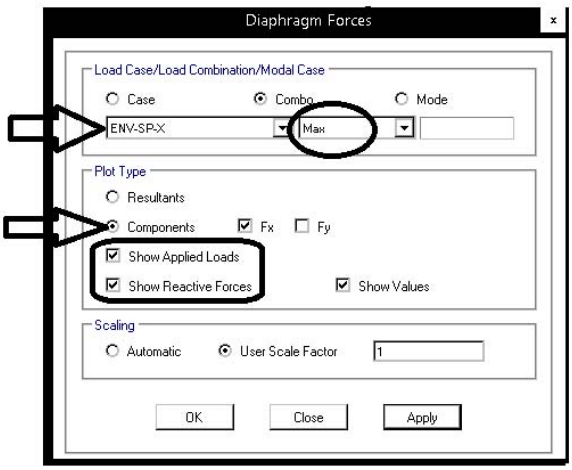


F=217+395+321+212+35=1180 kN



F=96+224+311+366+176=1173 kN





- دقت شود که بارهای فوق مربوط به ترکیب بار پوش می باشد و بنابراین همزمان اتفاق نمی افتند و مجموع آنها (F11 در رابطه فوق) اندکی کمتر از مقدار فوق خواهد بود. در مواردی که کاربر مایل باشد می تواند به جای استفاده از ترکیب بار پوش، تمامی ترکیب بارها را مورد به مورد بررسی کند. برای مثال تحت ترکیب بار

UDCON6-SP=1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-Ω_0(EXALL+0.3EY)+EV

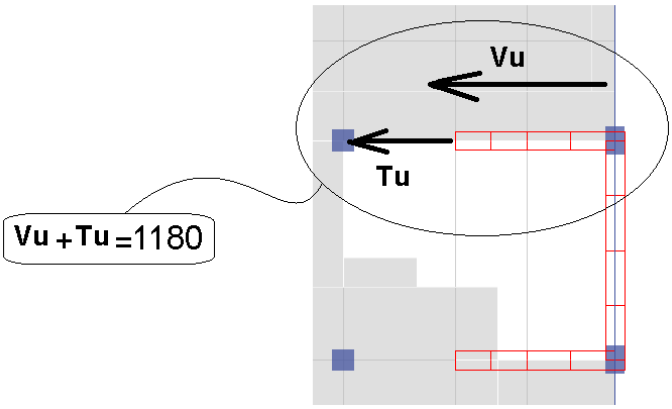
نیروها به شکل می باشد:



- بخشی از بار فوق (1180 kN) به صورت برشی در طول دیوار منتقل می شود و بخشی دیگر به صورت نیروی کششی یا فشاری در انتهای دو انتهای دیوار به آن منتقل می شود.

چه درصدی از نیروی 1180 kN با برش به صورت مستقیم (Vu) و چه درصدی از ان به صورت کشش یا فشار از طریق جمع کننده (Tu) منتقل می شود؟ تعیین این سهم می تواند بر اساس هندسه سقف و با فرض تنش برشی یکنواخت در طول سقف و نیز بر اساس قضاوت مهندسی تعیین می شود. **<u>در این مثال اگر فرض کنیم که نصف بار به صورت کششی به دیوار منتقل می شود خواهیم داشت</u>**:

$$T_u = \frac{1180}{2}\ kN < \left(\varphi A_s F_y = 0.9 A_s \times 400\right) \quad \rightarrow \quad (A_s)_{collector} = 1639\ mm^2$$



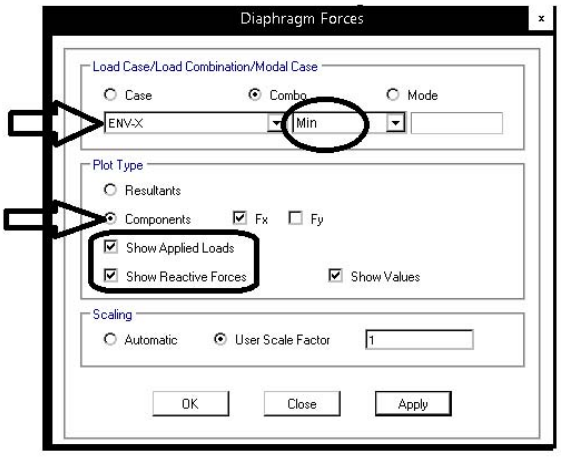
Shear reinforcement ۱-۱۳-۶-۱۲

کل نیرویی که از طرف دیوار برشی به دیافرگم وارد می شود (تحت ENV-X)، برابر است با:

$$F11 = Max(468,473) = 468\ kN$$

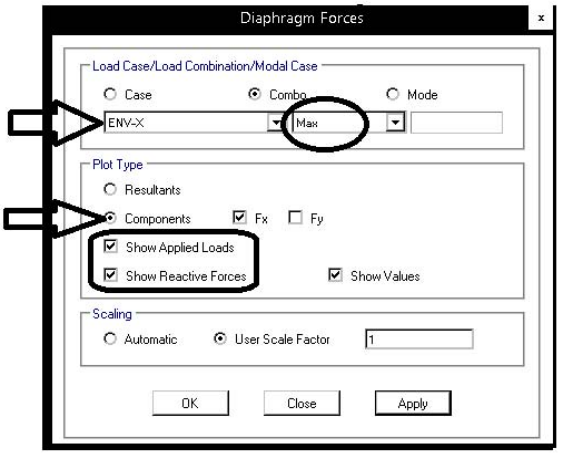


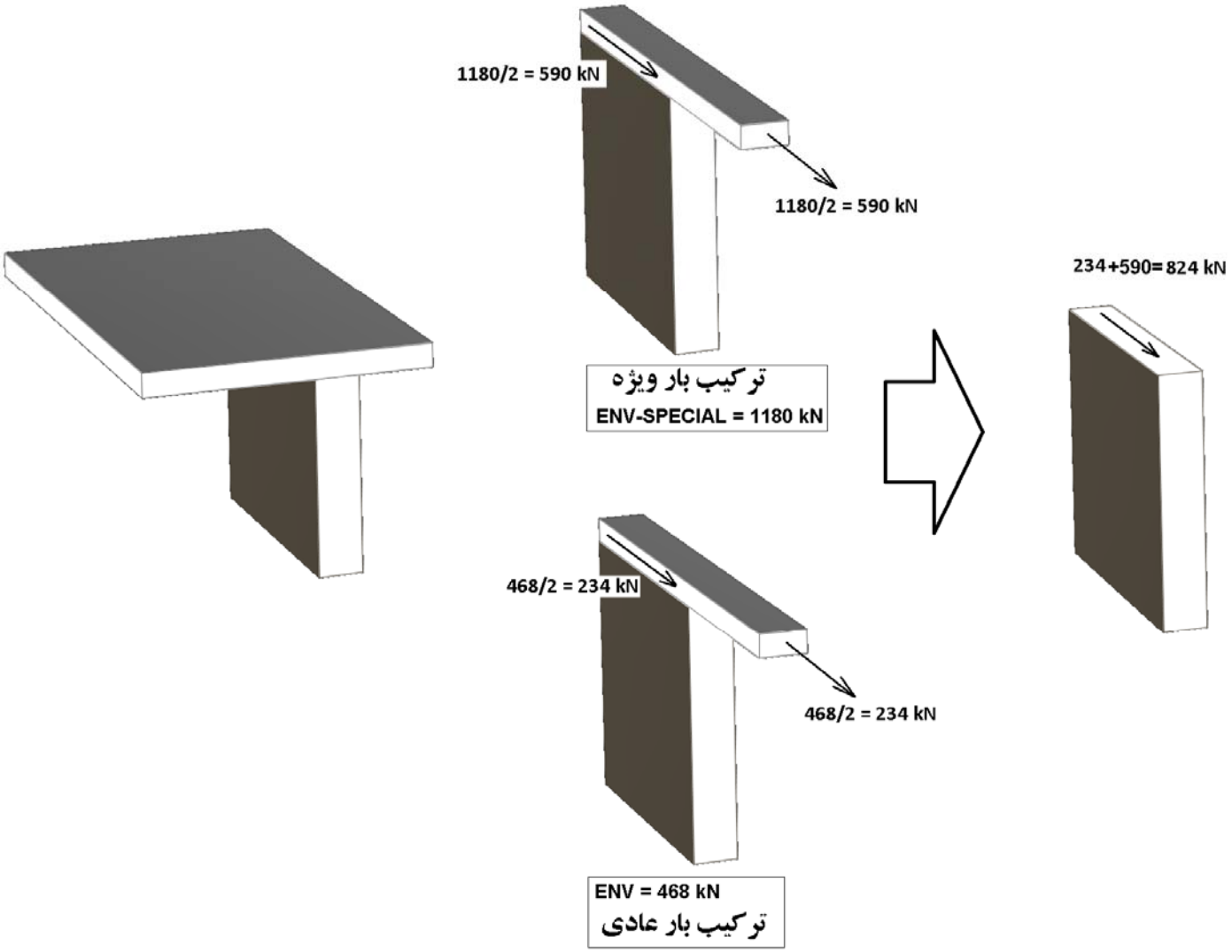
F=99+166+131+82-5=473 kN





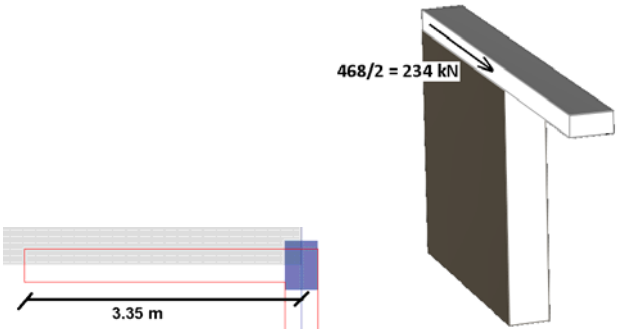
F=58+138+122+93+57=468 kN





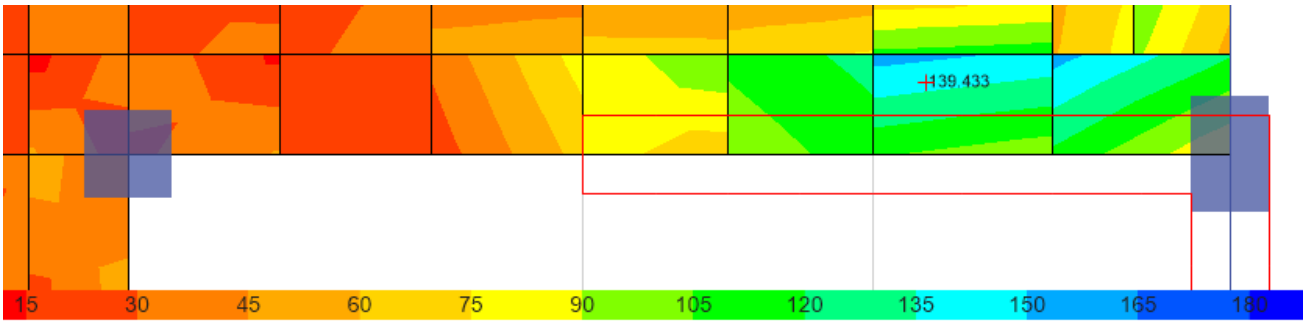
بخشی از بار فوق (468 kN) به صورت برشی در طول دیوار منتقل می شود و بخشی دیگر به صورت نیروی کششی یا فشاری در انتهای دو انتهای دیوار به آن منتقل می شود. در این مثال فرض شده که نصف بار به صورت برشی به دیوار منتقل می شود.

با توجه به اینکه کل طول دیوار برابر 3.35 m است (اگر برش را در طول دیوار یکنواخت فرض کنیم)، برش در واحد طول دیوار برابر خواهد بود با:



$$V_u = \frac{\left(\frac{468}{2}\right)}{3.35} = 70\,\frac{kN}{m}$$

در شکل زیر مقدار f12 تحت اثر ترکیب بار ENV-X نمایش داده شده است. در قسمت های میانی دیوار برش در دال از 100kN/m نیز فراتر می رود. ولی مقدار میانگین تنش کمتر از 100 kN/m می باشد و با مقدار تقریبی که در بالا بدست آمد، همخوانی دارد. در جهت اطمینان بهتر است حداکثر مقداری که به عنوان برش حاصل می شود، در نظر گرفته شود.



- به جای استفاده از نیروی برشی میانگین (70 kN) در جهت اطمینان از برش 140 kN استفاده می شود:

$$V_u = 140\,\frac{kN}{m} < \left(\varphi V_n = 0.75\left(A_{cv} \times 0.17\sqrt{25} + A_{cv} \times \rho_t \times 300\right)\right)$$

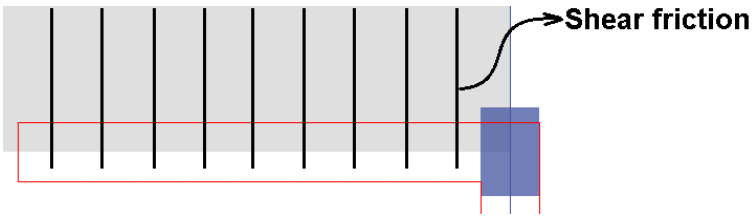
$$V_u = 140\ kN < 166\frac{kN}{m} + 0.75A_{cv} \times \rho_t \times 300$$

در محاسبات فوق فرض شده است ضخامت دال t=260 mm می باشد.

- با توجه به اینکه مقاومت برشی بتن در واحد طول دال برابر 160 kN/m می باشد، نیازی به آرماتور برشی نخواهد بود.
- در صورتی که برش وارد شده بیش از 166 kN/m بود، باید مقدار ρ_t محاسبه می شد. این میلگردها باید به موازات برش (موازات طول دیوار) قرار بگیرند. بنابراین هم راستا با میلگردهای لازم برای جمع کننده خواهند بود. در این مثال به دلیل پایین بودن مقدار برش، نیازی به میلگرد برشی نیست.
- میلگردهای برشی (در صورت وجود) باید با میلگردهای جمع کننده ها و نیز میلگردهای خمشی دال جمع شوند. میلگردهای برشی در نقاطی اضافه می شوند که برش f22 در دال از مقاومت برشی بتن (Vc) فراتر رود.

Shear friction ۲-۱۳-۶-۱۲

علاوه بر کنترل برش عادی در طول دیوار، آرماتورهای برش اصطکاک نیز محاسبه شوند. در محل اتصال دال به دیوار برشی، برای انتقال برش به دیوار، نیاز به آرماتور برش اصطکاک می باشد.



کل نیرویی که از طرف دیوار برشی به دیافرگم وارد می شود (تحت ENV-X)، برابر است با:

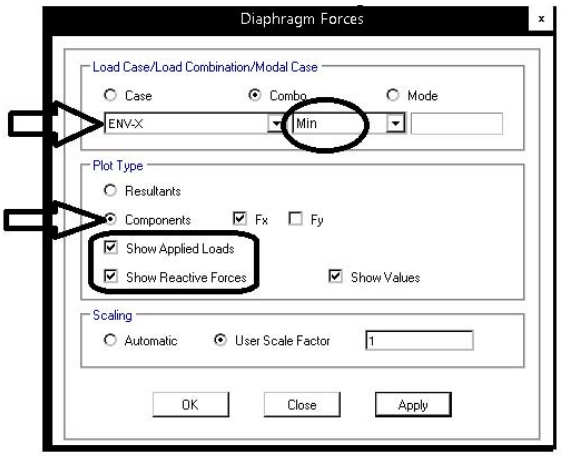
$$V_u = Max(468,473) = 468\ kN$$

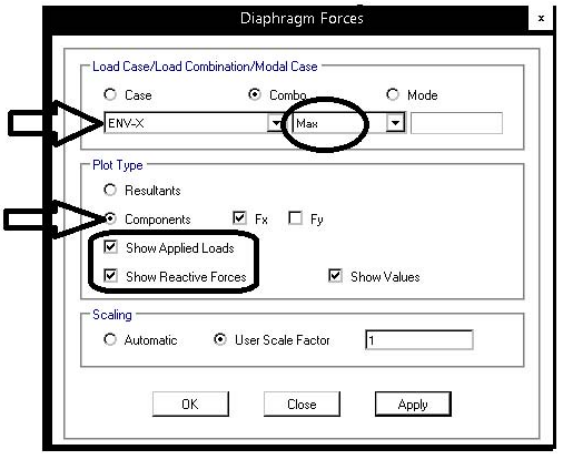


F=99+166+131+82-5=473 kN



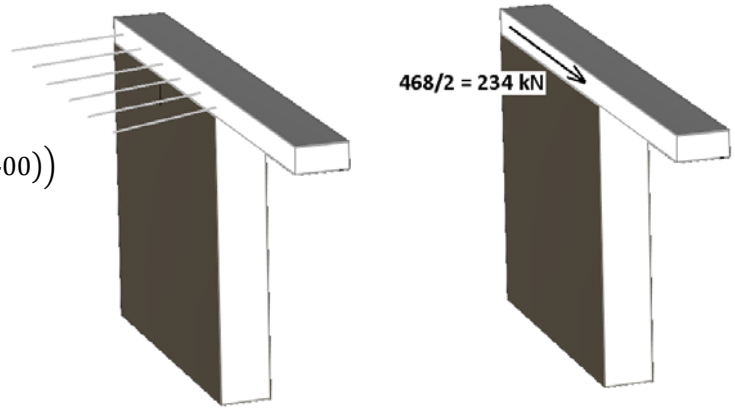
F=58+138+122+93+57=468 kN





بخشی از بار فوق (468 kN) به صورت برشی در طول دیوار منتقل می شود و بخشی دیگر به صورت نیروی کششی یا فشاری در انتهای دو انتهای دیوار به آن منتقل می شود. در این مثال فرض کنیم که نصف بار به صورت برشی به دیوار منتقل می شود.

با توجه به اینکه بتن سقف یکپارچه ریخته می شود، ضریب اصطکاک برابر 1.4 فرض می شود:

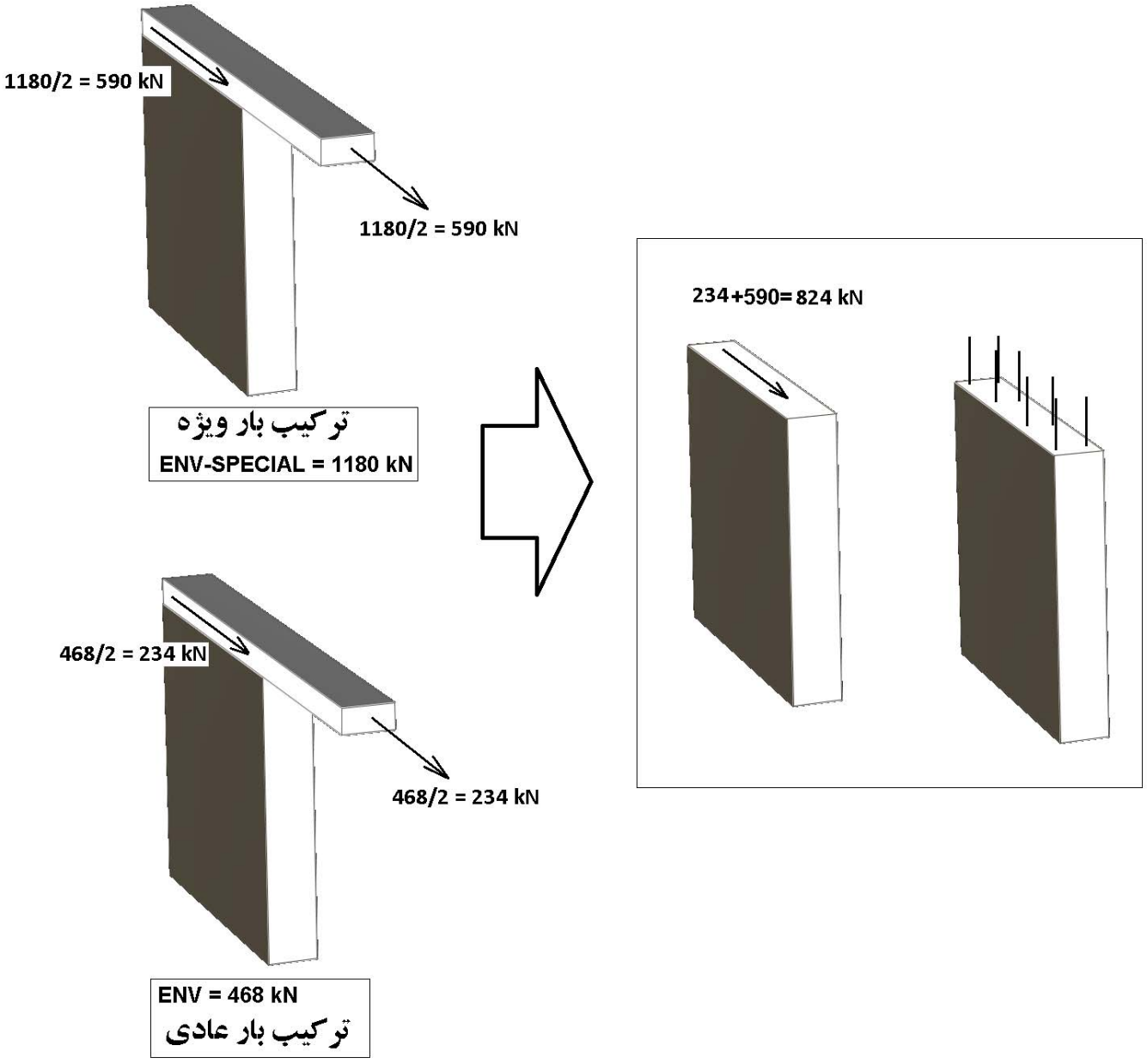


$$(V_u = 234\ kN) < \left(\varphi V_n = 0.75(\mu A_{vf} F_y) = 0.75(1.4A_{vf} \times 400)\right)$$

$$557\ mm^2 \le A_{vf}$$

این میلگردها (با مساحت کل $557\ mm^2$) باید عمود بر دیوار برشی مطابق شکل بالا قرار گیرند.

با توجه به اینکه بین بتن دیوار و بتن سقف در زمانهای متفاوت ریخته می شود، ضریب اصطکاک برابر 0.6 فرض می شود:



$$(V_u = 824\ kN) < \left(\varphi V_n = 0.75\left(\mu A_{vf} F_y\right) = 0.75\left(0.6 A_{vf} \times 400\right)\right)$$

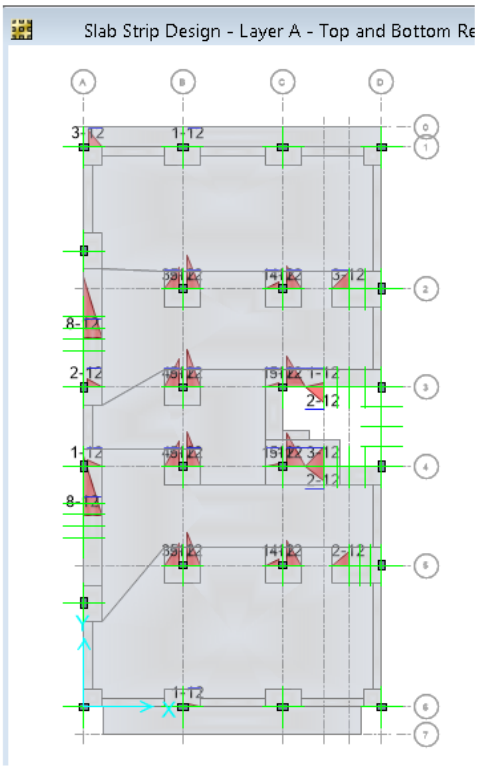
$$4577\ mm^2 \le A_{vf}$$

مساحت میلگردهای قائم دیوار برشی باید حداقل برابر $4577\ \mathrm{mm}^2$ باشد.

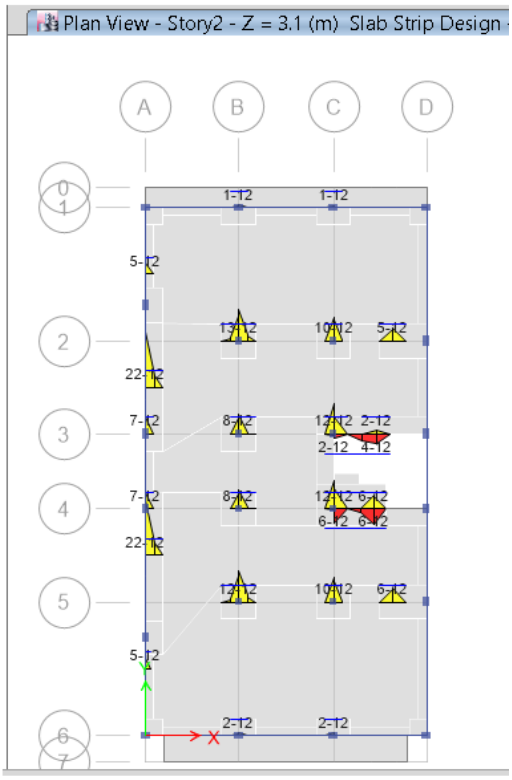
۱۲-۶-۱۴ میلگردهای خمش (خارج از صفحه دال)

SAFE OR ETABS ?

SAFE 14



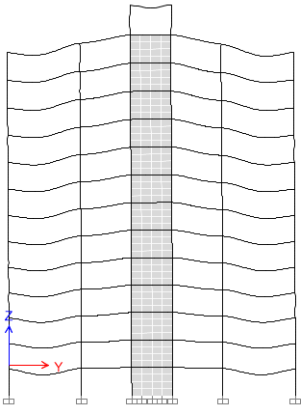
ETABS 2016



- مقادیر آماتورهای خمشی دال (برای خمش خارج از صفحه) را می توان با ترسیم نوارهای طراحی بدست آورد.
- در هر دو نرم افزار ETABS و SAFE می توان نوار طراحی ترسیم کرده و مطابق شکلهای فوق میلگردها را استخراج کرد.

توصیه می شود از ETABS برای استخراج میلگردهای خمشی (خارج از صفحه) استفاده شود.

دلیل اول:



سختی محوری دیوار و ستون متفاوت است. دیوارها به علت سطح بیشتر سختی محوری بیشتری دارند.
به طوریکه تحت بار ثقلی مطابق شکل زیر، تغییرشکل غیر متوازن در دال خواهیم داشت.
این اثرات (تغییرشکل نامتوازن) به علت ساخت مرحله به مرحله سازه و نیز به علت بحث خزش
کمتر از مقداری خواهد بود که از تحلیل خطی سازه حاصل میشود. با این حال توصیه می شود کنترل شود.

- مورد فوق را دکتر مسعود فرزام به بنده یادآور شده اند.

دلیل دوم:

در SAFE تنها یک طبقه مدل می شود و پای ستونها نیز در آن یک طبقه گیردار فرض می شود. در حالیکه در طبقات فوقانی به علت حرکت جانبی سازه عملا در پای ستونهای هر طبقه دوران داریم. بنابراین تحلیل سازه در ETABS دقیق تر می باشد.

دلیل سوم:

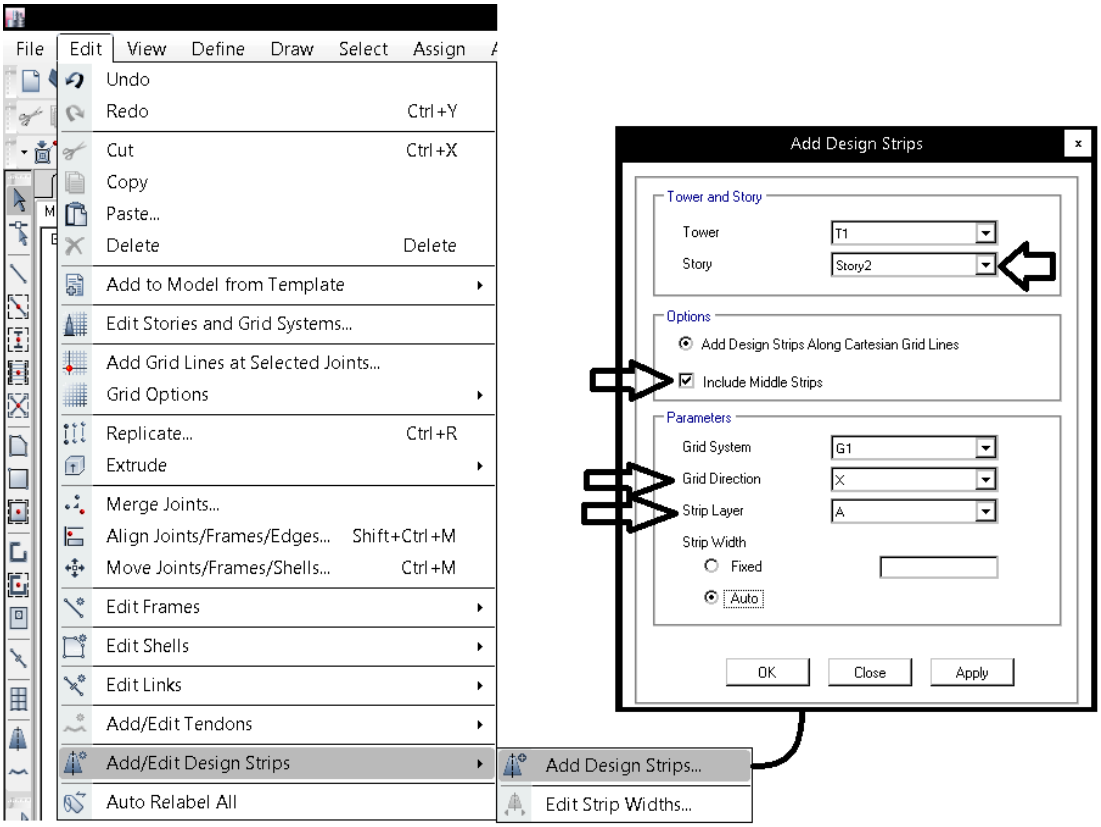
در ETABS این امکان وجود دارد که تمامی طبقات همزمان طراحی و بررسی شوند و به لحاظ تیپ بندی آرماتورگذاری طبقات بهتر می باشد.

۱۲-۶-۱۴-۱ خلاصه مراحل استخراج میلگردهای خمشی در ETABS

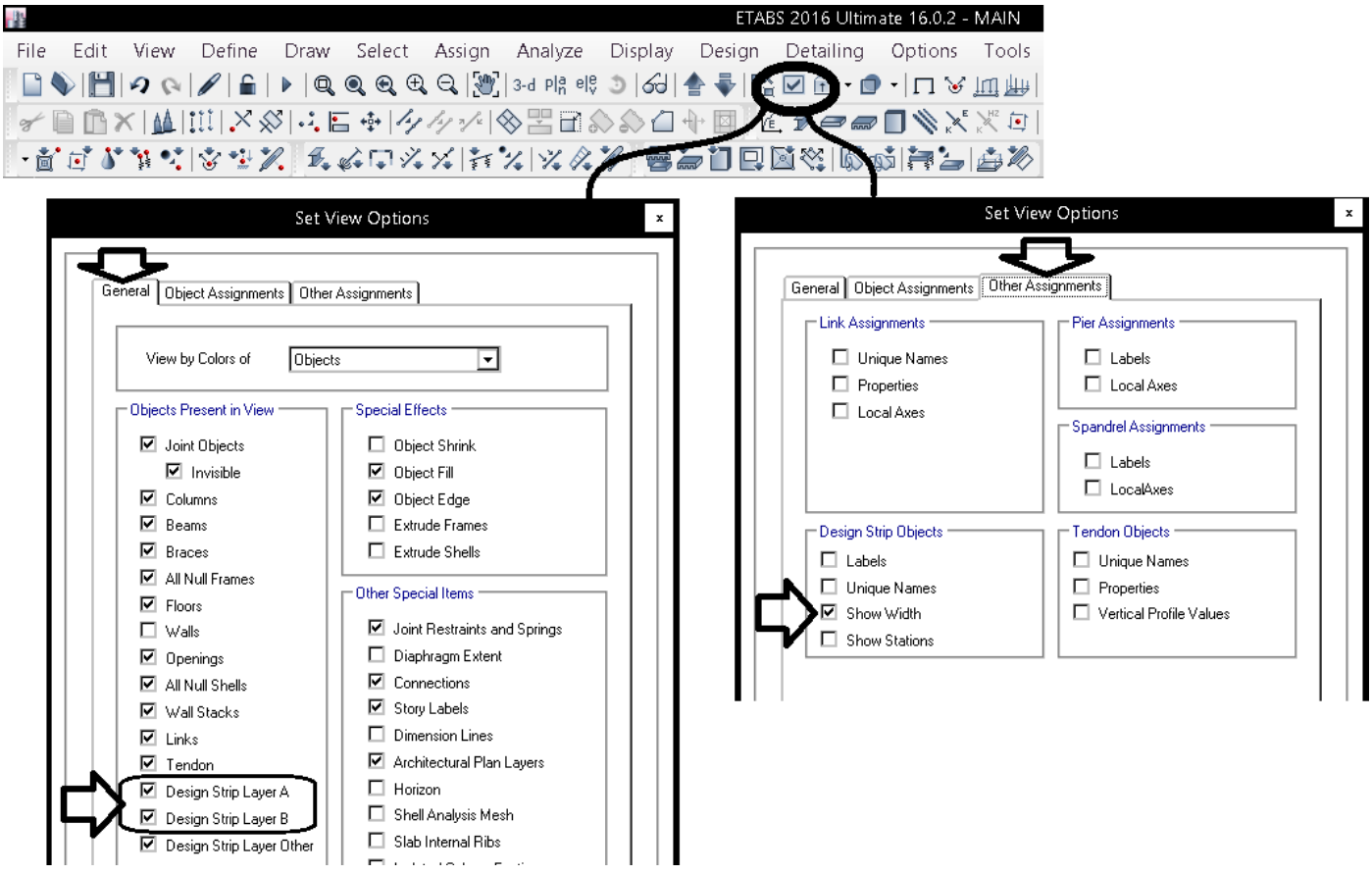
در فایل MAIN که در آن سختی دیافراگم به صورت واقعی و با ضرایب پیشنهادی آیین نامه تنظیم شده است. مطابق مراحل زیر نوارهای طراحی را ترسیم و طراحی کنید:

گام ۱: آکس های (grid) اضافی را حذف کنید. تنها آکس هایی را نگاه دارید که نشان دهنده موقعیت ستونها هستند. ایتبس نوارهای طراحی دالها (نوار ستونی و نوار میانی) را بر اساس موقعیت آکس ها ترسیم می کند.

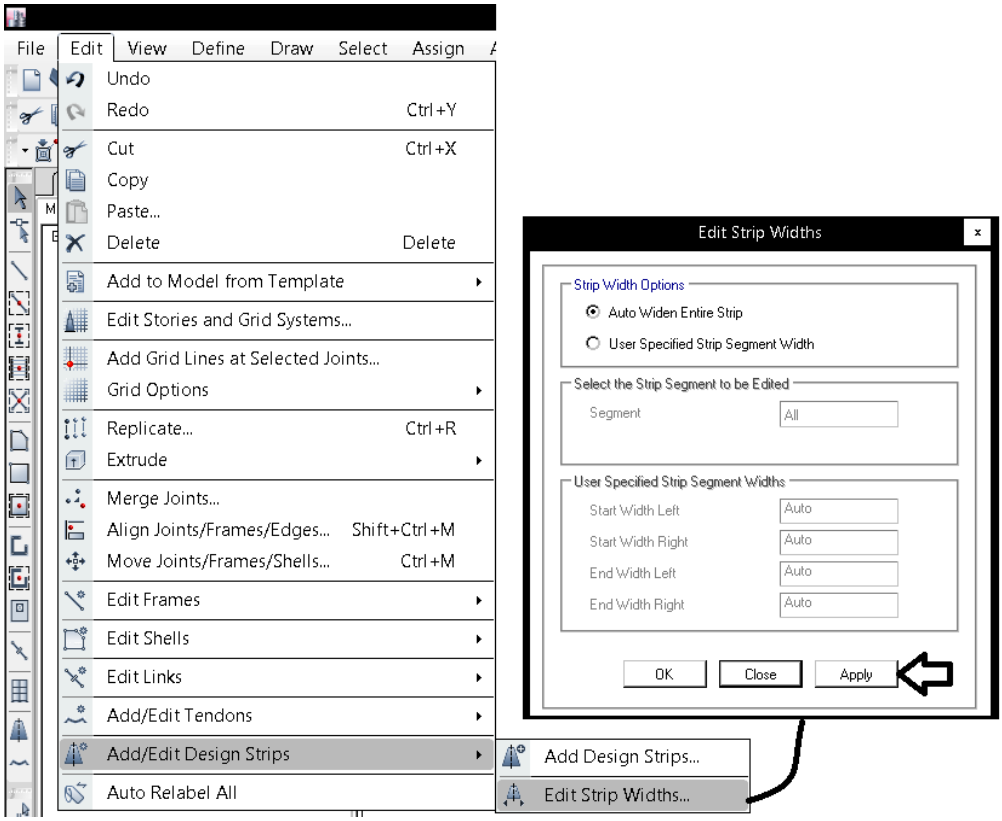
گام۲: با استفاده از ابزار زیر نوارهای طراحی را در طبقه مورد نظر و در دو راستای X و Y با برچسب های متفاوت (مثلا X با برچسب Layer A و جهت Y با برچسب B) ترسیم نمایید:



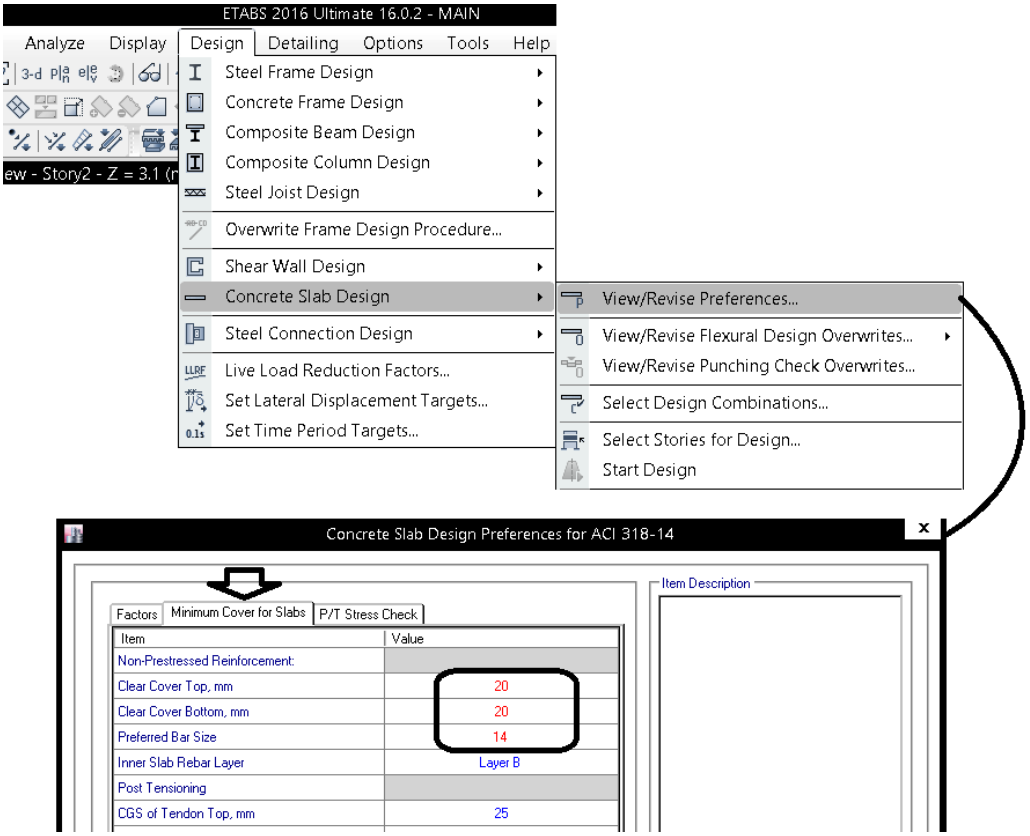
گام ۳: پس از ترسیم نوارهای طراحی، عرض آنها را می توانید از طریق فعال کردن گزینه زیر نمایش دهید:



گام ۴: پس از ترسیم اولیه نوارها، عرض آنها را تنظیم نمایید. برای این منظور در صفحه نمایش تمامی نوارها را انتخاب کرده و از گزینه زیر استفاده نمایید:

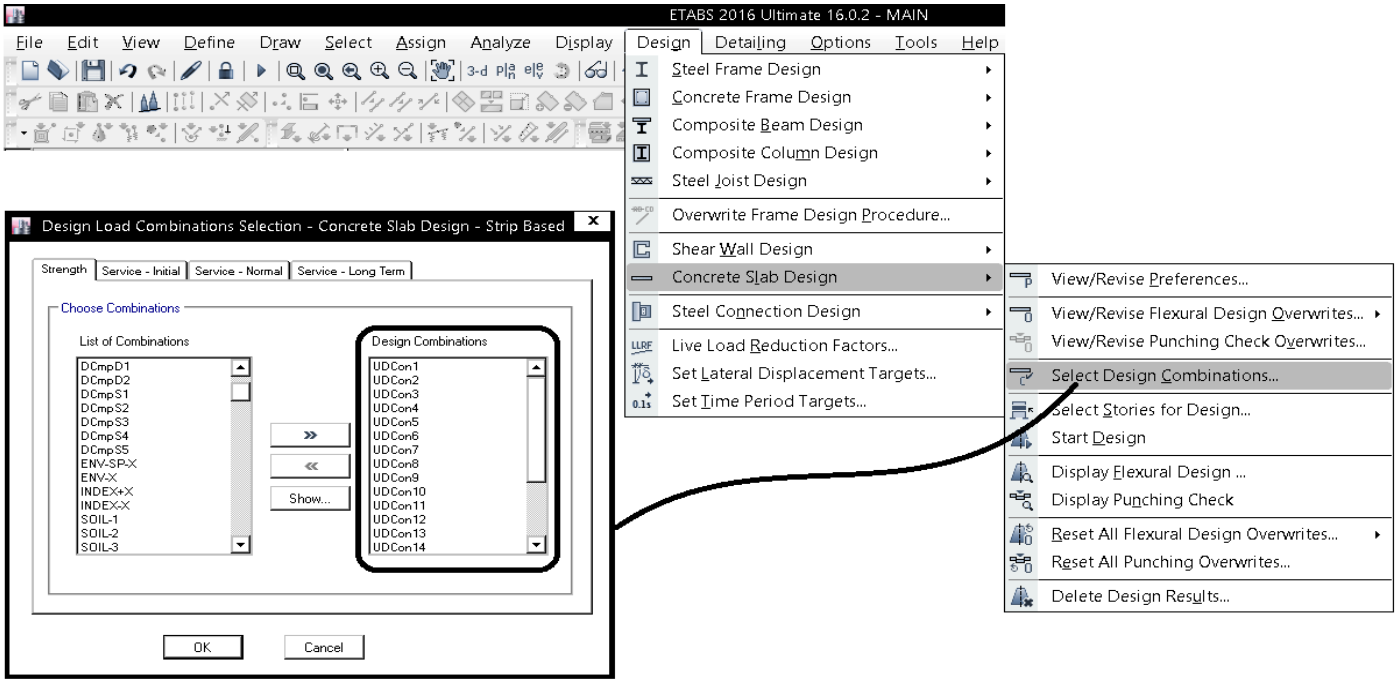


گام ۵: مطابق شکل زیر کاور (خالص) مناسب و سایز میلگرد احتمالی دال انتخاب شود:

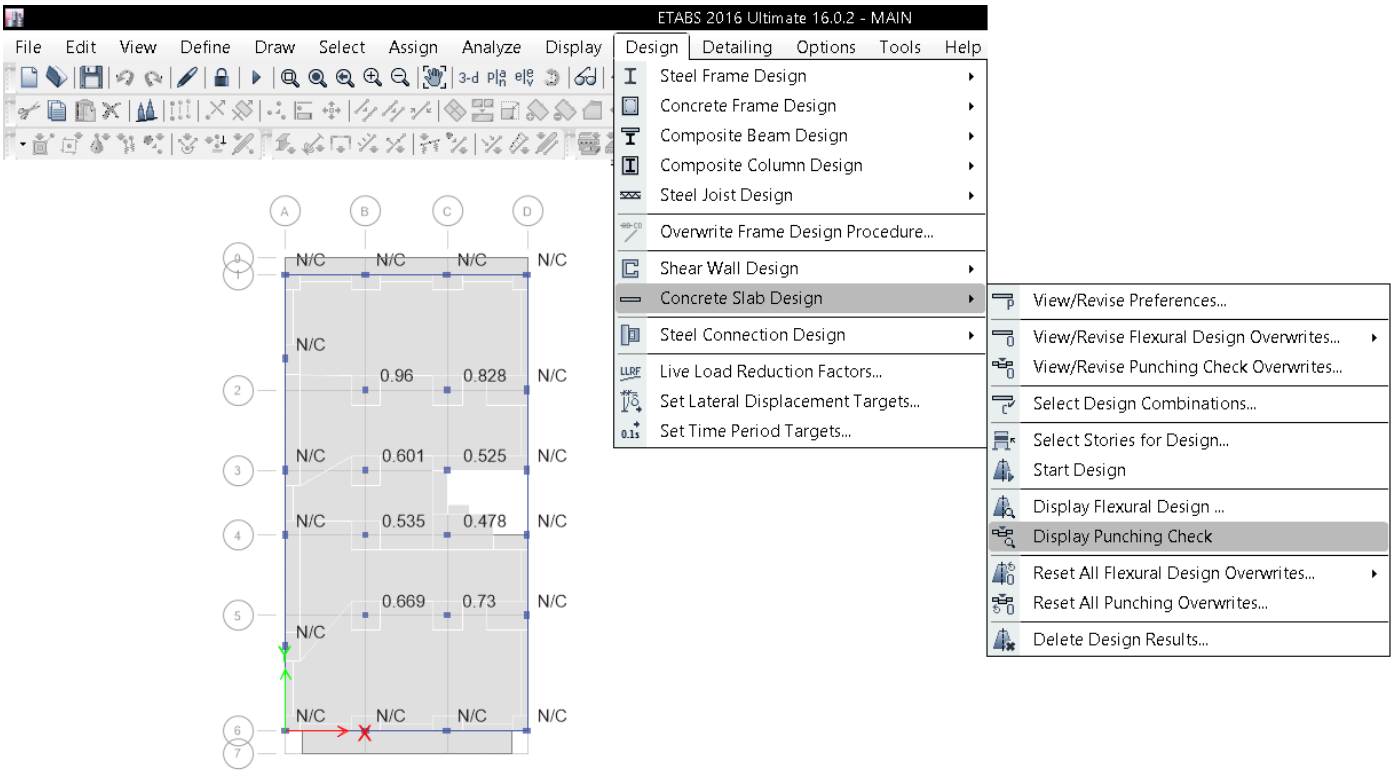


۱۲-۶-۱۵ کنترل برش پانچ دال متصل به ستون (در SAFE)

برای کنترل برش پانچ همانند نرم افزار SAFE می توان براحتی در نرم افزار ETABS نسبت پانچ را کنترل کرد. قبل از نمایش نسبت تنش ها باید اطمینان حاصل شود که ترکیب بارها به صورت مناسب تعریف شده باشند. می توان از ترکیب بارهای طراحی بتن (UDCON) استفاده کرد:



در شکل نحوه نمایش نسبت تنش پانچ نشان داده شده است:



۱۲-۶-۱۵-۱ نظر ACI 318-14 در رابطه با کنترل پانچ دال متصل به ستون

در ACI-318 عنوان شده است که در صورتی که دریفت جانبی طبقه بیش از یک حد باشد، باید از آرماتور برشی حداقل بر اساس رابطه خاصی که در بند زیر ارائه شده است، استفاده شود.لازم به تاکید است که

- کنترل بند زیر حتی برای دالهایی که غیر باربر جانبی فرض شده اند نیز الزامی است.
- حتی اگر نسبت برش پانچ (در بند قبل) کمتر از یک باشد، باید بند زیر کنترل شود:

18.14.5 *Slab-column connections*

18.14.5.1 For slab-column connections of two-way slabs without beams, slab shear reinforcement satisfying the requirements of 8.7.6 or 8.7.7 shall be provided at any slab critical section defined in 22.6.4.1 if $\Delta_x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{ug}/\phi v_c)$. Required slab shear reinforcement shall provide $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ at the slab critical section and shall extend at least four times the slab thickness from the face of the support adjacent to the slab critical section. The shear reinforcement requirements of this provision shall not apply if $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$.

The value of (Δ_x/h_{sx}) shall be taken as the greater of the values of the adjacent stories above and below the slab-column connection. v_c shall be calculated in accordance with 22.6.5. v_{ug} is the factored shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment transfer.

R18.14.5 *Slab-column connections*

R18.14.5.1 Provisions for shear reinforcement at slab-column connections are intended to reduce the likelihood of slab punching shear failure if the design story drift ratio exceeds the value specified.

No calculation of induced moments is required, based on research (Megally and Ghali 2002; Moehle 1996) that identifies the likelihood of punching shear failure considering the story drift ratio and shear stress due to gravity loads without moment about the slab critical section. Figure R18.14.5.1 illustrates the requirement. The requirement can be satisfied by adding slab shear reinforcement, increasing slab thickness, changing the design to reduce the design story drift ratio, or a combination of these.

If column capitals, drop panels, shear caps, or other changes in slab thickness are used, the requirements of 18.14.5 are evaluated at all potential critical sections, as required by 22.6.5.1.

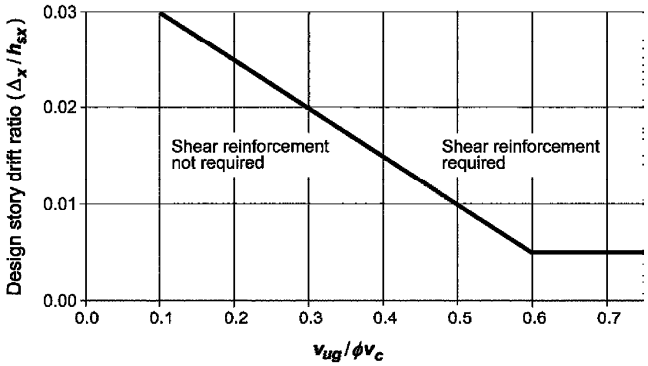


Fig. R18.14.5.1—Illustration of the criterion of 18.14.5.1.

در سازه های بالای ۵ طبقه اگر در جهت اطمینان $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} = 0.02$ فرض شود، داریم:

$$\left(\frac{\Delta_x}{h_{sx}} = 0.02\right) \geq 0.035 - \frac{1}{20}\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \qquad \rightarrow \frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \geq 0.3$$

برای بدست آوردن $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c}$ می توان از نمودار شکل بالا استفاده نمایید. در این شکل برای دریفت 0.02 مقدار $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c}$ برابر 0.3 بدست می آید:

$\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} < 0.3$ → استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی نیست

$\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \geq 0.3$ → استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی است

- در رابطه فوق معمولا حالت دوم اتفاق می افتد و باید از آرماتور برشی توصیه شده توسط ACI استفاده شود.

میزان آرماتور برشی (در صورت لزوم) از رابطه زیر بدست می آید:

$$v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c} = 0.29\sqrt{21} = 1.33\ MPa$$

$$\frac{A_v}{S} d F_{yt} > (1.33\ MPa) \times b_0 d$$

با توجه به حساسیت موضوع پانچ حتی اگر $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} < 0.3$ باشد، سعی نمایید آرماتور برشی حداقل ارائه شده توسط ACI را قرار دهید.

مثال: در ستونهای داخلی سازه شکل زیر با فرض اینکه آرماتور برشی حداقل لازم باشد، مقدار آن به صورت زیر محاسبه می شود:

ابعاد ستونهای داخلی:C450x450 mm

عمق موثر دال: 227 mm

آرماتورهای عرضی: φ12 و از نوع AII

بتن: $f_c' = 25\ MPa$

$$\frac{A_v}{S} dF_{yt} > \left(0.29\sqrt{f_c'}\right) \times b_0 d$$

$$\frac{A_v}{S} \times 227 \times 300 > (1.45\ MPa) \times \left(4 \times (450 + 227)\right) \times 227$$

$$\frac{A_v}{S} = 13.08\ mm$$

با فرض اینکه فواصل آماتورهای عرضی برابر S=75 mm باشد، مقدار $A_v = 981\ mm^2$ خواهد بود که معادل $9 \times \varphi 12$ خواهد بود.

در صورتیکه از جزئیات میلگردگذاری زیر استفاده شود، تعداد آرماتور عرضی در هر ردیف در محیط برابر ۸ عدد خواهد بود که کمتر از تعداد لازم (۹ عدد) می باشد. بنابراین یا باید به جای میلگرد AII از میلگرد AIII استفاده شود و یا اینکه به جای یک کادر بسته در هر شاخه از یک کادر بسته همراه با سنجاق استفاده شود (در این صورت تعداد ساقها در محیط به ۱۲ عدد افزایش می یابد).

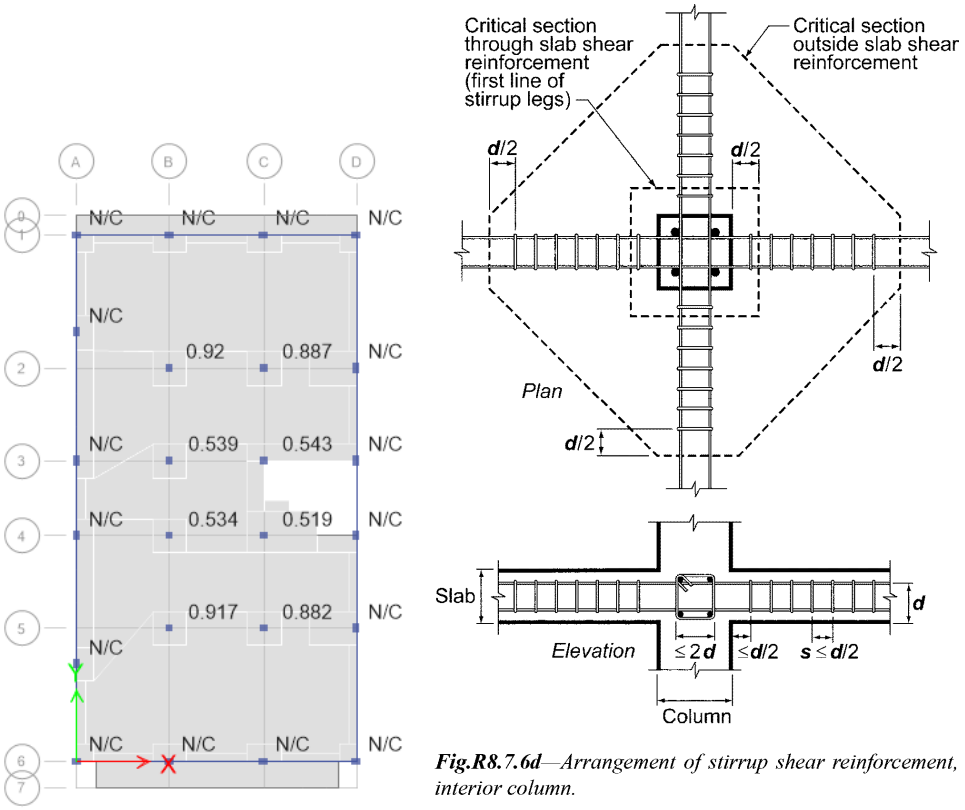


***Fig.R8.7.6d**—Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.*

میلگردهای عرضی در داخل دال باید حداقل به اندازه ۴ برابر ضخامت دال در داخل آن ادامه یابد (از بر ستون).

۱۲-۶-۱۵-۲ جزئیات آرماتورگذاری برش پانچ در دال

جزئیات زیر مربوط به ارماتورگذاری در داخل دال می باشد.

ACI-318-14:

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.7—Reinforcement detailing

8.7.6 *Shear reinforcement – stirrups*

8.7.6.1 Single-leg, simple-U, multiple-U, and closed stirrups shall be permitted as shear reinforcement.

8.7.6.2 Stirrup anchorage and geometry shall be in accordance with 25.7.1.

8.7.6.3 If stirrups are provided, location and spacing shall be in accordance with Table 8.7.6.3.

Table 8.7.6.3—First stirrup location and spacing limits

Direction of measurement	Description of measurement	Maximum distance or spacing, mm
Perpendicular to column face	Distance from column face to first stirrup	$d/2$
	Spacing between stirrups	$d/2$
Parallel to column face	Spacing between vertical legs of stirrups	$2d$

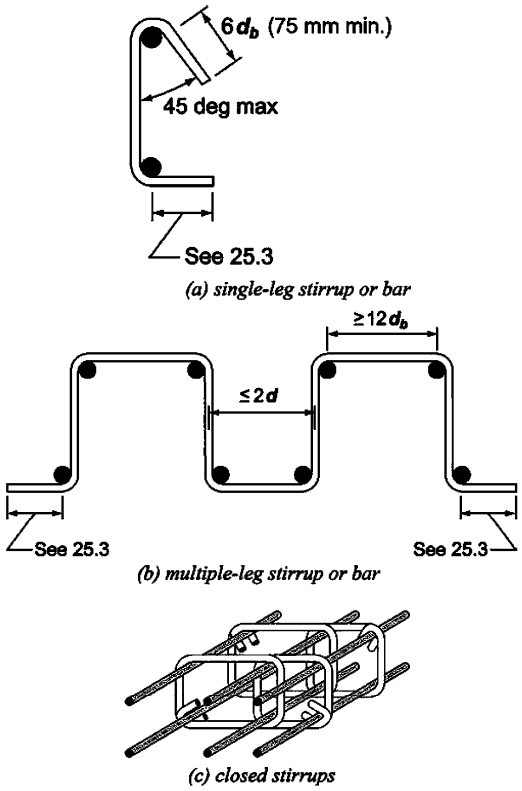


Fig. R8.7.6(a)-(c)—*Single- or multiple-leg stirrup-type slab shear reinforcement.*

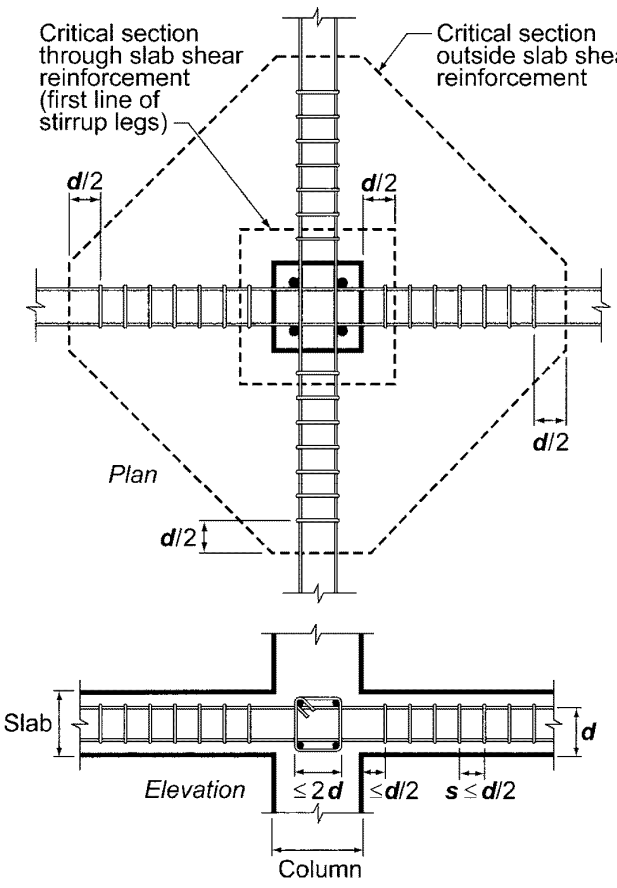


Fig.R8.7.6d—*Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.*

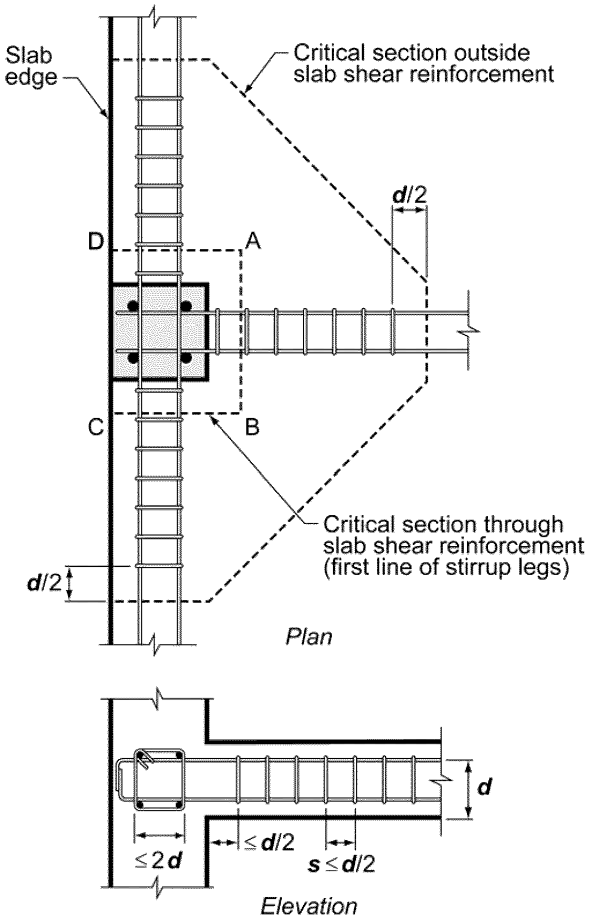


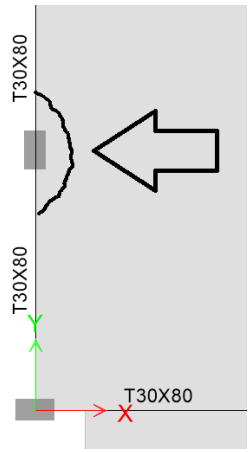
Fig. R8.7.6e—*Arrangement of stirrup shear reinforcement, edge column.*

۱۲-۶-۱۵-۳ برش پانچ ستونهای متصل به تیر کناری

طی صحبتی که با استاد ارجمند دکتر فرزام داشتم ایشان اشاره به اهمیت کنترل برش پانچ در ستونهای کناری متصل به تیر داشتند که در ادامه توضیحاتی قرار میدهم:

- در مواردی که مطابق شکل تیر کناری به ستون کناری متصل است، نرم افزارهای ETABS و SAFE برش پانچ در دال را کنترل نمی کنند.

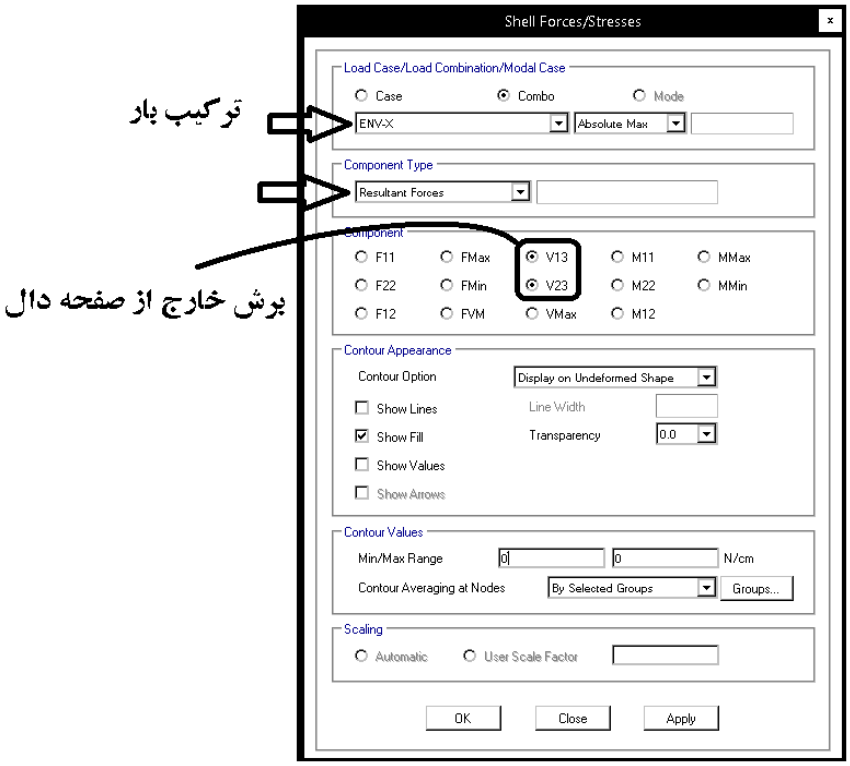
در مواردی که ابعاد تیر کناری کوچک باشد (سختی پیچشی و خمشی تیر پایین باشد)، جریان نیرو به صورت متمرکز مستقیما از طریق دال وارد ستون می شود و احتمال پارگی در دال وجود دارد.



نحوه کنترل:

توصیه می شود در نرم افزار ETABS در فایل MAIN.edb تنشهای برشی مطابق شکل زیر بررسی شود و با مقاومت برشی دال مقایسه شود. مقاومت برشی هر یک متر (1000 mm) از طول دال در نزدیکی ستون برابر مقدار زیر خواهد بود:

$$\varphi V_n = \varphi(V_c + V_s) = 0.75\left(0.17\sqrt{f'_c} \times 1000 \times t_{slab} + \frac{A_v}{S} dF_y\right) \quad (N)$$



- تذکر از دکتر جلال پور در این مورد: مقاومت برشی در این حالت بر اساس مقاومت برشی یک طرفه باید محاسبه شود. علاوه بر انتقال برش در دال، انتقال خمش از دال به ستون نیز دارای اهمیت می باشد. خمش به دو شکل ممکن است منتقل شود: انتقال مستقیم از دال به ستون و انتقال از دال به تیر و سپس از تیر به صورت لنگر پیچشی به ستون. برای اطلاعات بیشتر می توانید به ACI 352.1R-11، بند 5.3 مراجعه نمایید.

۱۲-۶-۱۵-۴ کنترل برش پانچ در دال متصل به دیوارهای برشی

متاسفانه برای کنترل پانچ دیوار برشی متصل به دال ضوابطی در آیین نامه ها ارائه نشده است (اینجانب نیافتم).

مطالب زیر مربوط برگرفته از کتاب پروفسور Moehle می باشد:

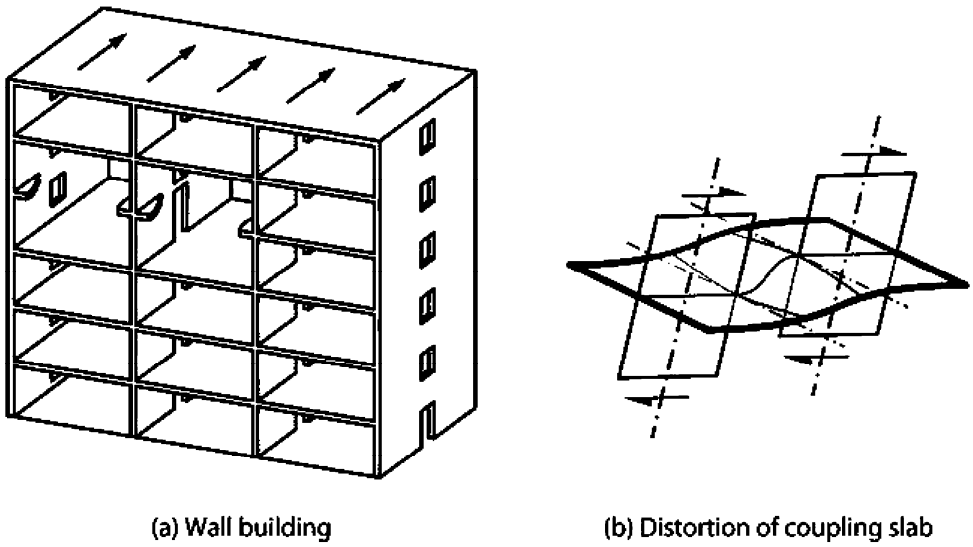
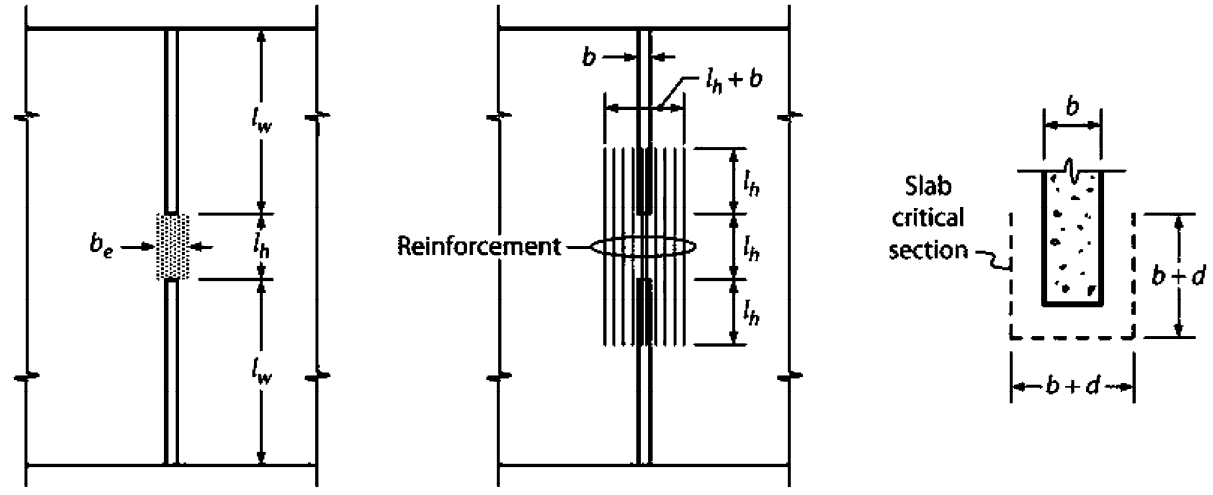


FIGURE 10.30 Slab-wall coupling.

Lateral loading of walls coupled by thin slabs results in out-of-plane distortion of the slab, both along the framing direction and perpendicular to it (Figure 10.30*b*). Thus, the effective width of the slab is reduced from the total width. Paulay and Taylor (1981) and Schwaighofer and Collins (1972) report that the initial stiffness can be approximated by using an effective width b_e equal to one-half of the corridor opening width l_h (Figure 10.31*a*). As cracking progresses, the effective moment of inertia should be reduced to the cracked section moment of inertia. Furthermore, Schwaighofer and Collins (1972) recommend that the effective span should be increased to $l_h + b$ because of damage that progresses beyond the length of the corridor opening l_h. In this application, b is the width of the wall at the edge of the opening.



The contribution of longitudinal reinforcement to moment transfer strength decreases with transverse distance from the wall. At large lateral drift ratios, it may be possible to develop flexural strength of the full transverse width (Paulay and Taylor, 1981). The reinforcement located closest to the walls, however, is most effective in transferring moment. Schwaighofer and Collins (1972) recommend that reinforcement provided for moment transfer should be placed in width $l_h + b$ and length $3l_h$, centered on the corridor opening (Figure 10.31*b*).

Coupling action may be limited by punching shear strength at the wall boundary. Schwaighofer and Collins (1972) recommend defining a three-sided slab critical section having dimensions $b + d$ on each side (Figure 10.31*c*), resulting in critical section area equal to $3(b + d)d$. Shear transfer strength can be estimated by assuming a uniform limiting shear stress on the critical section, resulting in $V_n = 4\sqrt{f'_c}[3(b+d)d]$, psi $\{0.33\sqrt{f'_c}[3(b+d)d]$, MPa$\}$.

در متن فوق نکاتی در رابطه با اندرکنش دال با دیوار ذکر شده است که می تواند مفید باشد.

ماهیت پانچ در اطراف دیوار برشی با پانچ اطراف ستون تفاوت دارد و نمی توان از ضوابط ارائه شده برای ستونها استفاده کرد. به متن زیر از ACI352 توجه نمایید:

The limitation on the aspect ratio of the column cross-section dimensions is illustrated in Fig. 3.1c. As the aspect ratio increases, behavior deviates from a column-slab connection behavior to a slab-wall connection behavior (Schwaighofer and Collins 1977). No recommendations for such connections are made in this guide. For more information about slab-wall connections, refer to Schwaighofer and Collins (1977), Paulay and Taylor (1981), and Klemencic et al. (2006).

با توجه به عدم وجود ضوابط مشخص در ACI، مراجع مفیدی را دکتر جلال پور برایم ارسال کردند که علاقه مندان می توانند به آنها مراجعه نمایند:

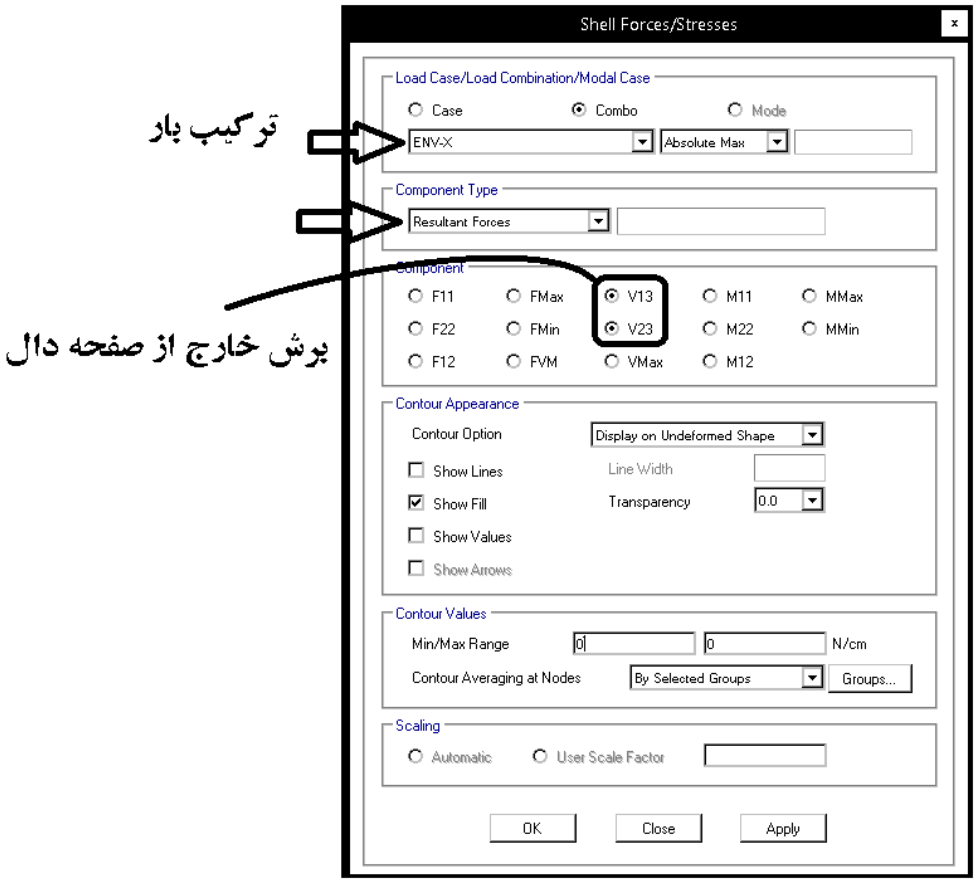
1- J. SCHWAIGHOFER and M. P. COLLINS, "Experimental Study of the Behavior of Reinforced Concrete Coupling Slabs", ACI JOURNAL, March 1977, pp.123-127.
2- "T. Paulay and R. G. Taylor, "Slab Coupling of Earthquake-Resisting Shearwalls", Technical Paper, ACI JOURNAL, March-April 1981, pp.130-140.

به گفته ایشان در کتاب بتن JAMES G. MACGREGOR نیز اطلاعات مفیدی در این زمینه امده است. به متن زیر از این کتاب توجه نمایید:

Floor slabs may serve as soft coupling beams. Their stiffness can be based on a slab with a width perpendicular to the wall equal to the wall thickness plus half of the width of the opening, $\ell_b/2$, between the walls, added on each side of the opening [18-11], [18-12], [18-13]. In tests of shear walls coupled by slabs, the specimens failed by punching-shear failures in the slab around the ends of the walls. Under cyclic loads, the stiffness of slabs serving as coupling beams decreased rapidly.

پیشنهاد می شود به عنوان حداقل در نرم افزار ETABS نیز در مدل MAIN.edb برش دال متصل به دیوار بررسی شود:

- استخراج لنگر خمشی دال متصل به دیوار تحت اثر زلزله:



برش فوق باید با مقاومت برشی دال در انتهای دیوار مقایسه می شود.

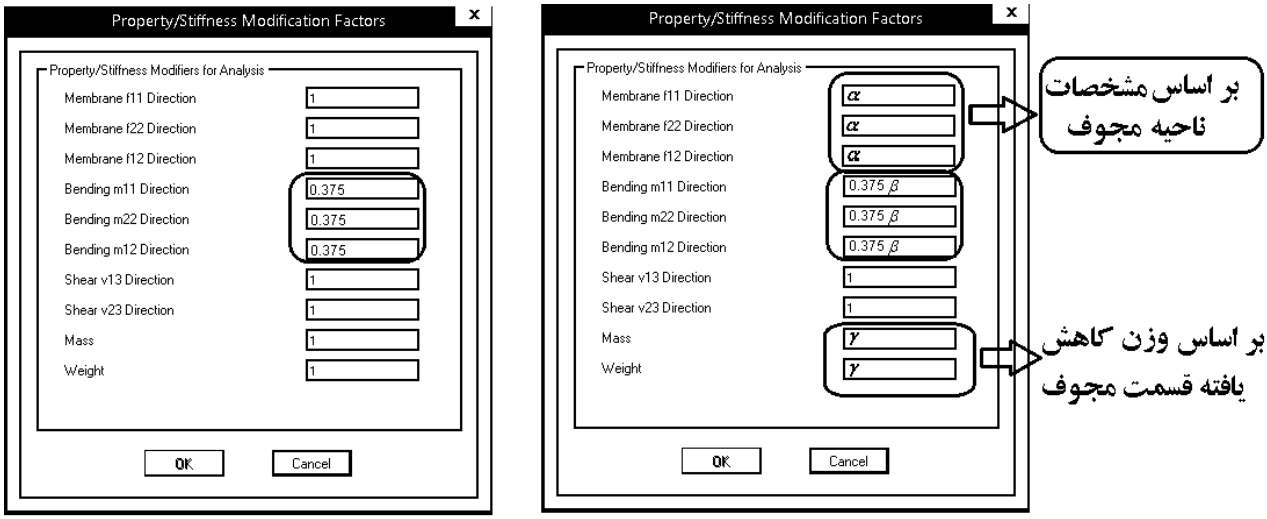
مقاومت برشی (واحد طول) بر اساس مقاومت برشی بتن و خاموت داخل دال تعیین می شود:

$$\varphi V_n = \varphi(V_c + V_s) = 0.75\left(0.17\sqrt{f_c'}\right) \times 1000 \times t_{slab} + \frac{A_v}{S} dF_y \quad (N)$$

۱۲-۷ دوره تناوب تحلیلی سازه

مشخصات فایل Period.edb جهت محاسبه دوره تناوب:

- ضرایب سختی دالها 1.5 برابر مقادیر ضرایب سختی دالها در فایل MAIN می باشد. یعنی برای قسمتهای توپر ضریب سختی خمشی برابر $0.25 \times 1.5 = 0.375$ و برای قسمت های مجوف برابر $0.25\beta \times 1.5 = 0.375\beta$ خواهد بود.



- ضرایب سختی تمامی ستونها برابر "یک" خواهد بود.
- ضرایب سختی خمشی تمامی تیرها برابر "0.5" خواهد شد.
- ضرایب سختی دیوارها برابر "یک" خواهد بود.
- دیافراگم می تواند از نوع rigid باشد.

۱۲-۸ محاسبه کنترل جابجایی نسبی طبقات (drift)

کنترل دریفت را می توان در فایل MAIN.edb انجام داد. برای راحتی کار می توان هنگام کنترل دریفت دیافراگم از نوع rigid در نظر گرفت.

- برخی از محاسبین معتقدند کنترل دریفت باید در سازه ای انجام شود که سختی خمشی دالها ناچیز فرض شده است. به نظر نگارنده، با توجه به اینکه دوره تناوب سازه در مدلی محاسبه شده است که سختی خمشی دالها در ان منظور شده است، در کنترل دریفت نیز می توان از سختی خمشی دالها استفاده کرد.
- در ACI عنوان شده است که ضرایب سختی خمشی پیشنهادی برای اعضا (از جمله 0.25 برای دال بتنی توپر) مربوط به نقطه ای است که سازه تا نقطه تسلیم و یا بیش از آن بارگذاری شده باشد. بنابراین از نظر نگارنده در کنترل سازه برای دریفت می توان از سختی خمشی دال استفاده کرد.
- تنها در مواردی که لازم است مقاومت و تحمل اعضا تحت بار جانبی کنترل شود و آیین نامه به طور صریح اشاره کرده است، باید از مقاومت و مشارکت اجزای غیر باربر جانبی صرف نظر کرد.

6.6.3 *Section properties*

6.6.3.1 *Factored load analysis*

6.6.3.1.1 Moment of inertia and cross-sectional area of members shall be calculated in accordance with Tables 6.6.3.1.1(a) or 6.6.3.1.1(b), unless a more rigorous analysis is used.

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

R6.6.3.1 *Factored load analysis*—For lateral load analysis, either the stiffnesses presented in 6.6.3.1.1 or 6.6.3.1.2 can be used. These provisions both use values that approximate the stiffness for reinforced concrete building systems loaded to near or beyond the yield level, and have been shown to produce reasonable correlation with both experimental and detailed analytical results (Moehle 1992; Lepage 1998).

۱۲-۹ تعیین محدوده گوی ها در سقف

- طول ناحیه توپر بر اساس مقاومت برشی قسمت مجوف دال تعیین می شود.

- تنش مقاوم برشی ناحیه مجوف از رابطه زیر محاسبه می شود:

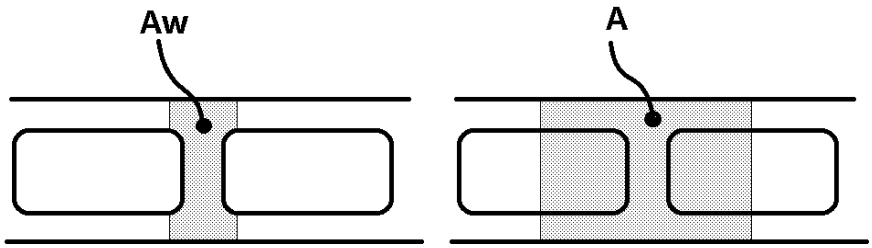
$$\varphi v_c = \alpha(\varphi \times 0.17\sqrt{f_c'}) = \alpha(0.75 \times 0.17\sqrt{f_c'}) \quad MPa$$

  - α ضریب کاهش مقاومت برشی در ناحیه مجوف می باشد. برای مثال اگر $\alpha = 0.5$ باشد و $f_c' = 25MPa$ باشد، تنش مقاوم برابر خواهد بود با: $\varphi\, v_c = 0.5(0.75 \times 0.17\sqrt{25}) = 0.32MPa$

۱۲-۹-۱ تعیین ضریب کاهش برشی

ضریب کاهش مقاومت برشی α باید بر اساس نتایج آزمایش گاهی معتبر برای هندسه های مختلف تعیین شود.

در صورت عدم وجود نتایج آزمایشگاهی معتبر و یا در مواردی که طراح به ضرایب ارائه شده توسط شرکت سازنده اعتماد کافی نداشته باشد، پیشنهاد می شود این ضریب به شرح زیر تعیین شود:

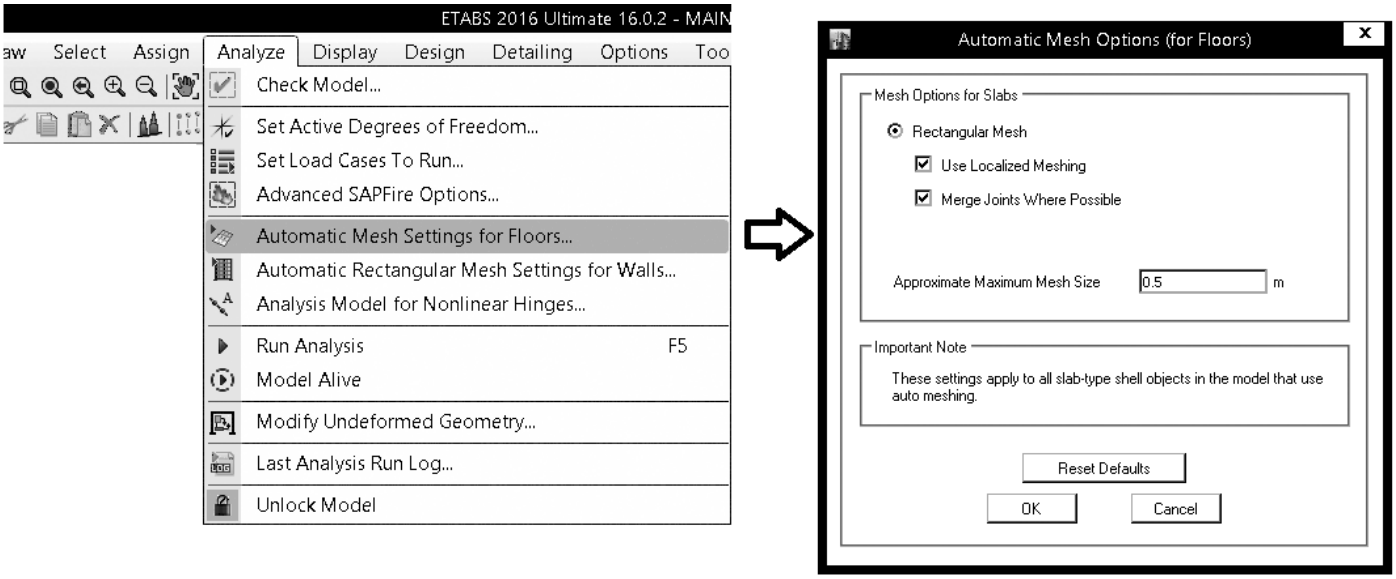


$$\alpha = 1.1\frac{A_w}{A}$$

ضریب 1.1 بر اساس توصیه مربوط به سقف های تیرچه بلوک می باشد که به جهت منظور کردن اثرات دال متصل به جان پیشنهاد می شود.

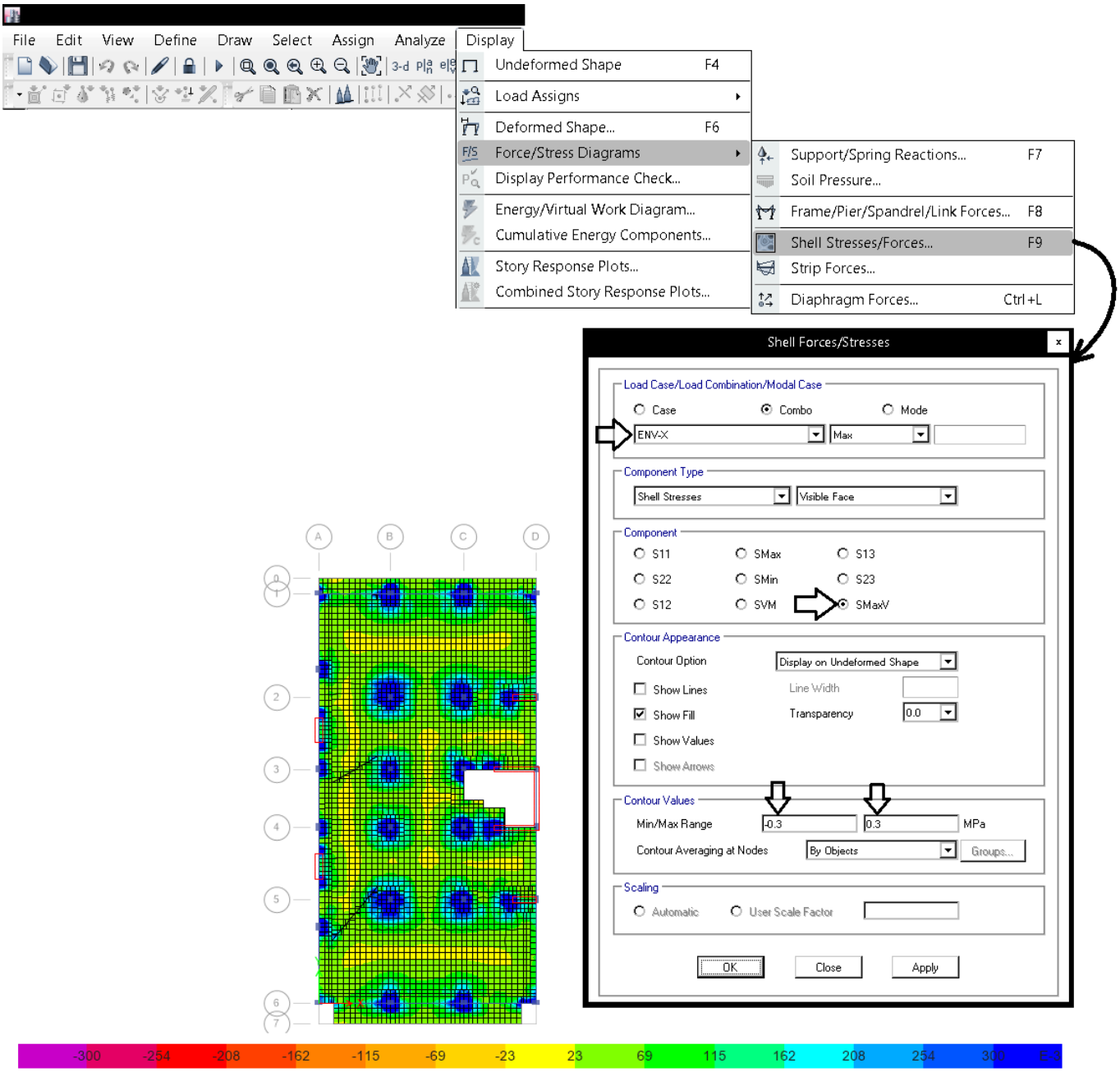
- رابطه فوق نظر شخصی می باشد و مبنای آیین نامه ای ندارد.

برای تعیین محدوده گوی ها بهتر است ابتدا سایز مش بندی کاهش داده شود:



ضریب 0.5 برای مش بندی بر اساس ضخامت سقف و طول دهانه ها می تواند تغییر کند و بر اساس قضاوت مهندسی طراحی تعیین می شود.

در صورتی که تنش مقاوم برشی بتن در قسمت مجوف برابر 0.3MPa باشد، می توان محدوده گوی ها را مطابق شکل زیر تعیین کرد:



- نقاطی که تنش برشی بیش از 0.3MPa می باشد، باید توپر اجرا شوند

- تعیین محدوده تنشها باید تحت تمامی ترکیب بارها ازجمله ترکیب بارهای شامل زلزله انجام شود.

- علاوه بر محدوده محاسباتی در شکل صفحه قبل، توصیه می شود محدودیت های زیر رعایت شود:

$$a > c + 8t$$
$$a > \frac{L}{3}$$

در رابطه فوق:

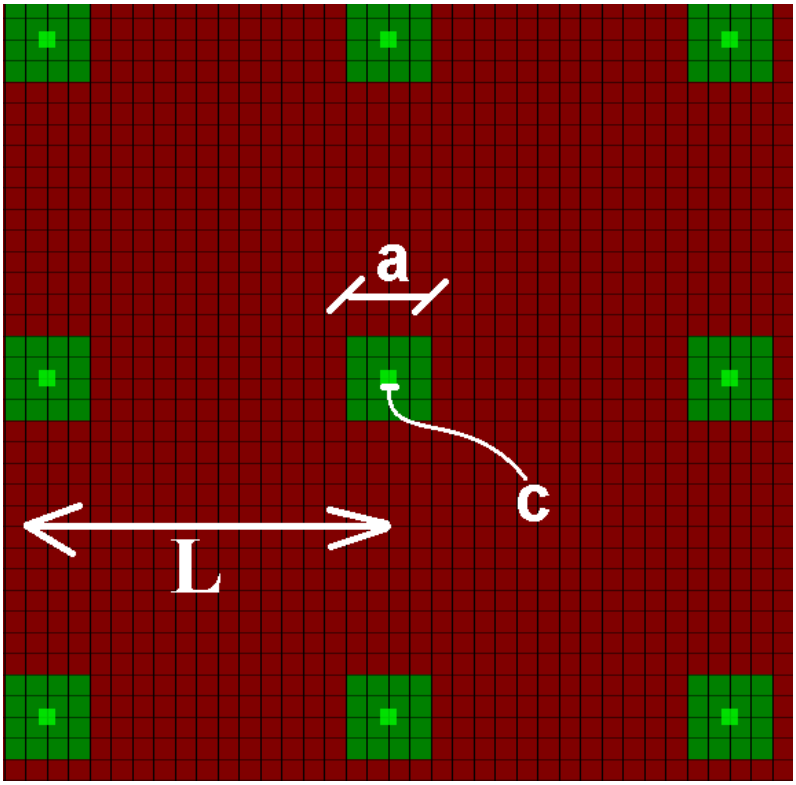
a طول قسمت توپر، L طول دهانه، c بعد ستون، t ضخامت دال بتنی می باشد.

علت کنترل رابطه اول: آرماتورهای عرضی حداقل که برای پانچ لازم است باید حداقل به اندازه 4t در هر طرف در داخل دال ادامه یابد. دال باید در این ناحیه توپر باشد.

علت کنترل رابطه دوم: در مبحث نهم برای کتیبه های دالهای تخت پیشنهاد شده است:

۹-۱۸-۳-۴-۲ بعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

- گرچه ضوابط فوق برای کتیبه می باشد، منتها رعایت آنها برای قسمت توپر مناسب به نظر می رسد. این توصیه را به پیشنهاد استاد گرامی دکتر فرزام قرار دادم.



کنترل خیز

کنترل خیز تیرها، دالهای یکطرفه و یا دالهای دو طرفه (غیر پیش تنیده) در آیین نامه به دو صورت می تواند انجام می شود:

۱- محاسبه مستقیم خیز و کنترل آن با مقادیر مجاز

۲- کنترل ضخامت اعضا بر اساس جداول آیین نامه

- استفاده از روش دوم زمانی مجاز است که

۱- تیرها یا دالها قطعات غیر سازه ای (مانند تیغه) "آسیب پذیر" را تحمل نمی کند.

۲- سقف تحت بارگذاری متعارف قرار دارد.

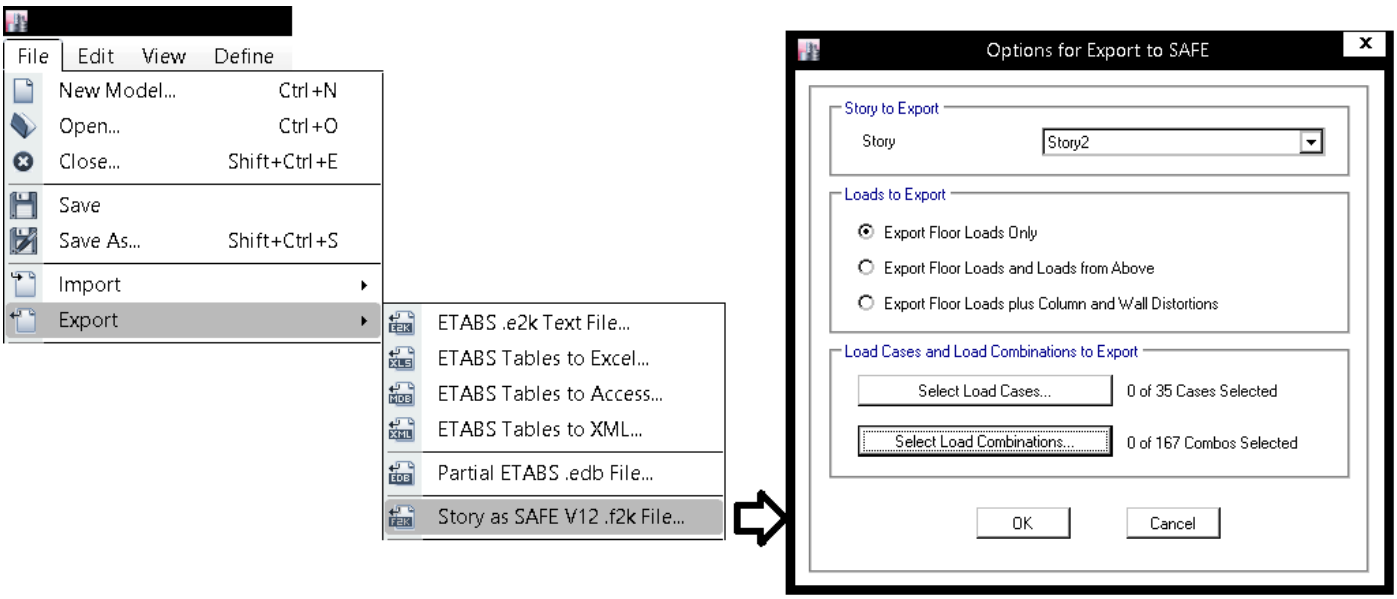
بنابراین اگر طراح احساس کند تغییر شکل زیاد ممکن است به تیغه ها و دیگر قطعات غیرسازه ای آسیب برساند، باید به روش دقیق خیز را محاسبه و کنترل کند.

۹-۱۷-۲-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول‌شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

در ادامه این بخش محاسبه خیز به صورت دقیق (بر اساس روش اول) تشریح خواهد شد.

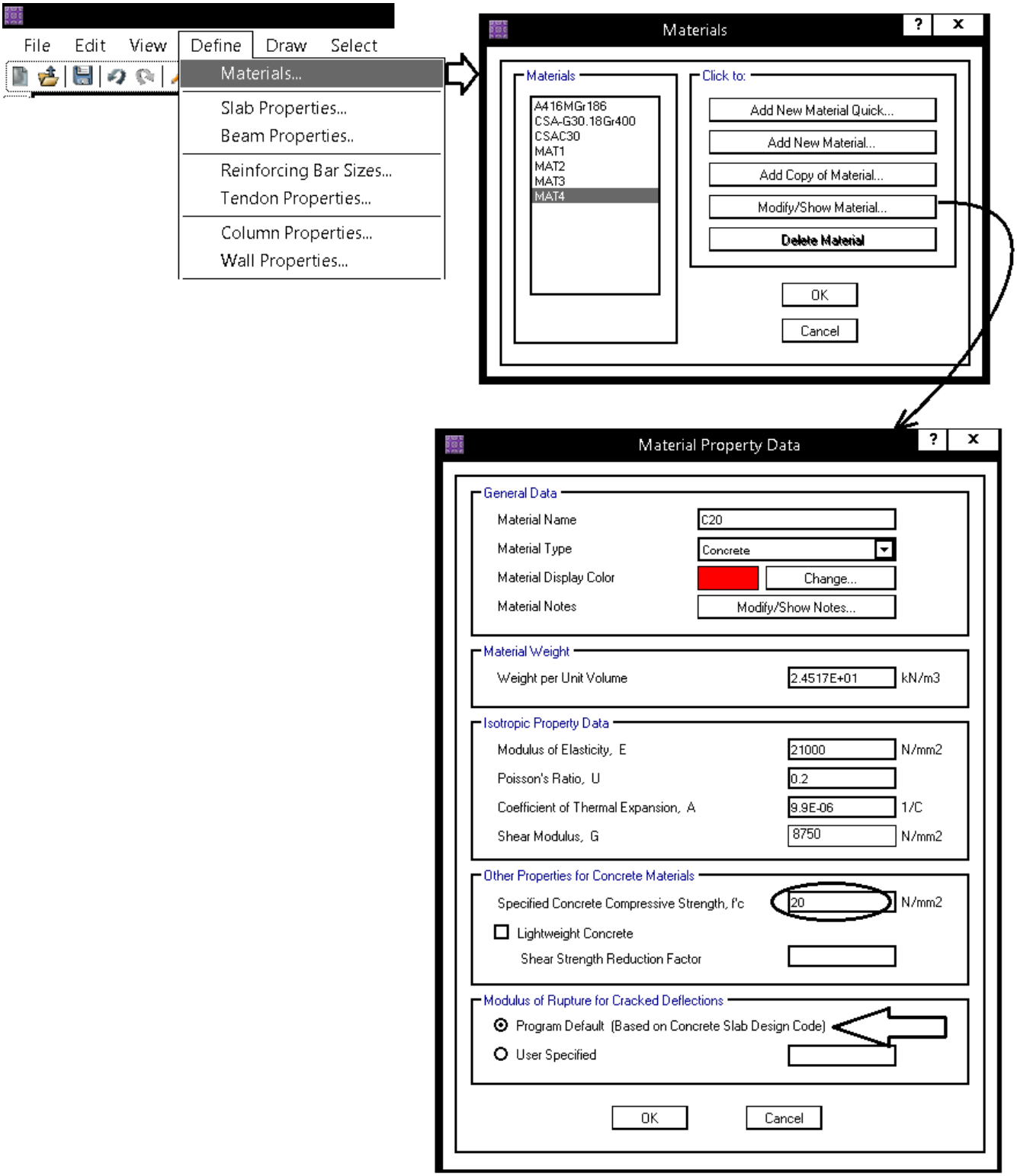
۱۳-۱ انتقال نیروها از ETABS به SAFE

- در کنترل خیز دال لازم نیست اثر نیروی زلزله منظور شود. بنابراین اگر هدف تنها کنترل خیز دال باشد نیازی به ارسال نیروهای زلزله به نرم افزار SAFE نخواهد بود.
- دقت شود که ETABS2016 قادر است مانند نرم افزار SAFE میلگردهای خمشی و برشی دال را طراحی و کنترل کند. بنابراین بهتر است تمامی مراحل طراحی (استخراج میلگردهای خمشی دال، کنترل برش پانچ، کنترل برش یک طرفه) در EATBS2016 انجام شود. متاسفانه امکان محاسبه تغییر شکل غیر خطی دقیق (با احتساب خزش و محاسبه دقیق ترک خوردگی دال) در ETABS2016 امکان پذیر نیست و برای کنترل خیز دقیق کماکان باید از SAFE استفاده شود.
- برای کنترل خیز دقیق در SAFE باید بارهای مرده به صورت تفکیک شده (Dead and Super dead) تعریف شود. از طرفی با توجه به اینکه از کاهش سربار زنده صرف نظر خواهیم کرد، بهتر است کلا بارها از ETABS به SAFE انتقال داده نشود و در عوض در خود نرم افزار SAFE بارهای مرده و زنده اعمال شوند.



پس از انتقال به SAFE در قسمت material بهتر است اسامی مواد (material) ارسال شده از ETABS را اصلاح کنید.

مشخصات فولاد و بتن که در ایتبس تعریف شده است با اسامی MAT1, MAT2, ... به نرم افزار SAFE ارسال می شود:



در تعریف بتن مطابق شکل فوق در انتهای پنجره قسمتی به نام modulus of Rupture for Cracked Deflections قرار داده شده است.

در این قسمت مدول گسیختگی (مقاومت کششی بتن) تعریف می شود. طبق ACI مقاومت کششی بتن برابر است با:

$$f_r = 0.62\sqrt{f_c'}$$

مقاومت کششی بتن تاثیر قابل توجهی در محاسبه مقدار خیز دارد. نرم افزار SAFE به صورت پیش فرض مدول گسیختگی را کمتر از مقدار fr ارائه شده توسط ACI318 منظور می کند. کاهش در مقدار fr به جهت منظور کردن اثرات قیدهای پیرامونی دال و ایجاد ترک در آن می باشد (Restraint cracking).

۱۳-۲ تعریف و اعمال بارها

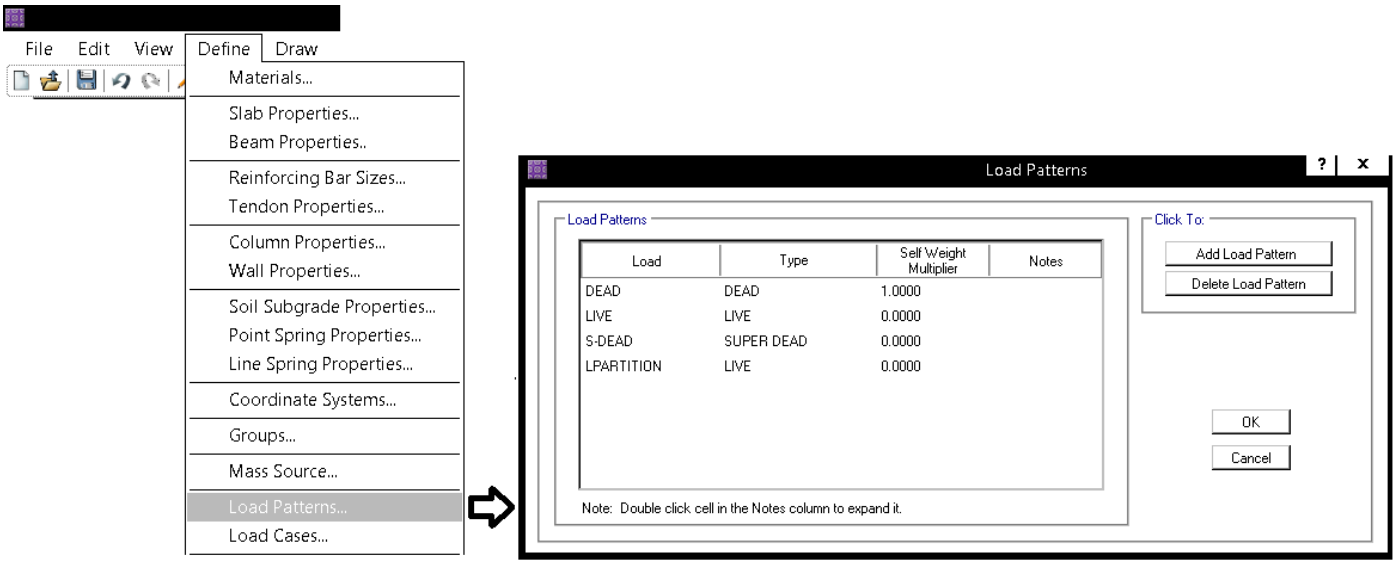
برای کنترل خیز چهار نوع بار مختلف باید تعریف شوند.

بار DEAD: وزن بتن دال می باشد.

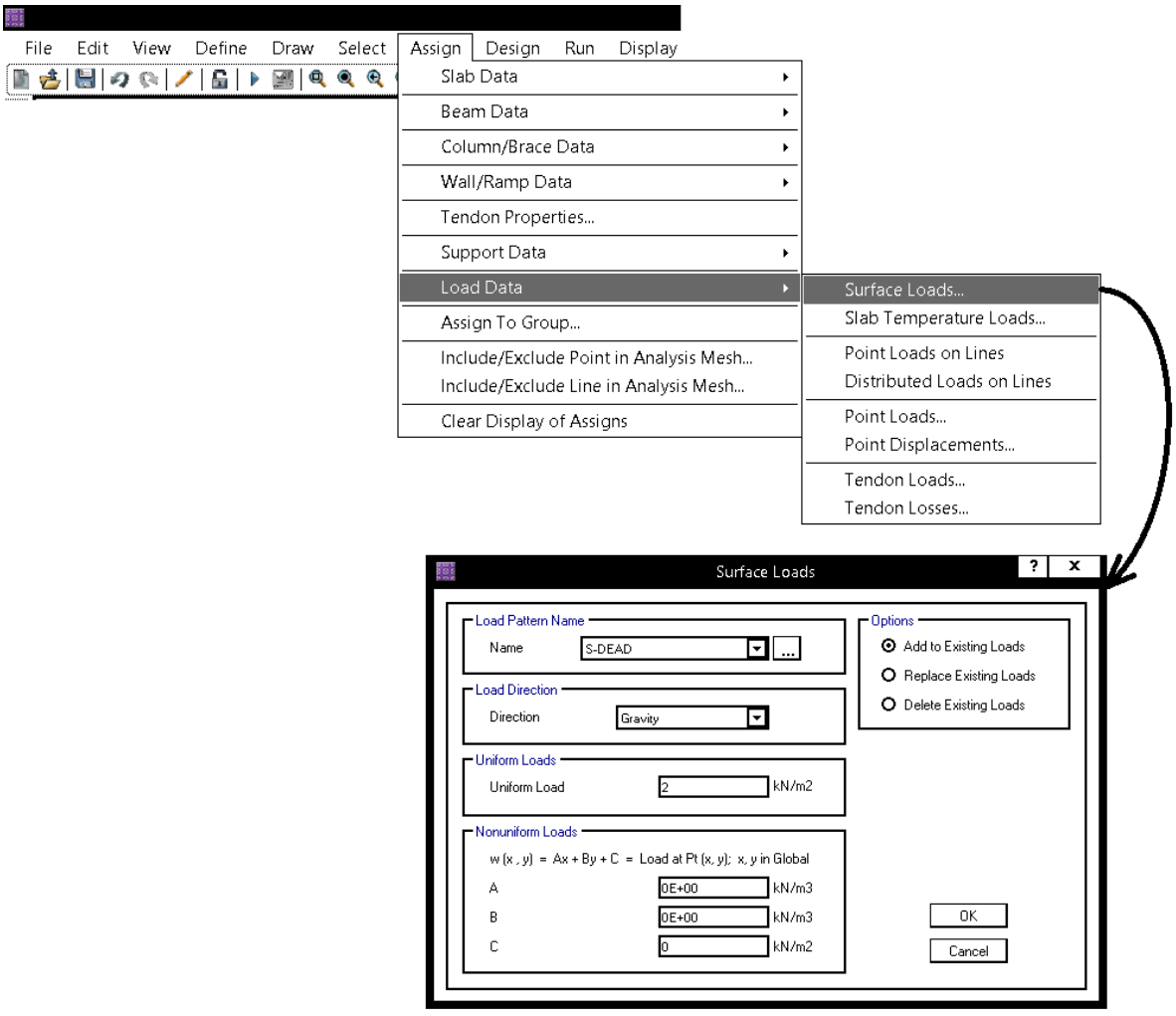
بار S-DEAD :بار مربوط به کف سازی و یا هر بار مرده ای که علاوه بر وزن خود بتن به کف وارد می شود.

بار LIVE: بار زنده کف می باشد.

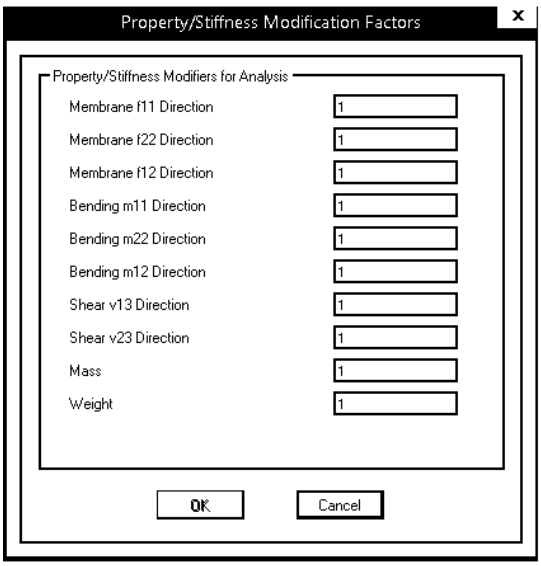
بار LPARTITION: بار زنده مربوط به تیغه بندی می باشد.



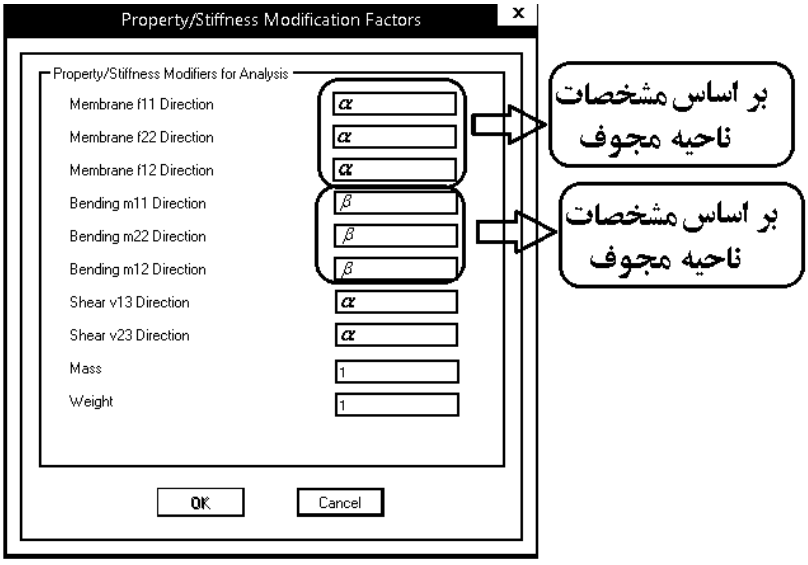
از طریق منوی زیر، پس از انتخاب کف ها، باید بارهای مرده کف سازی، زنده و تیغه بندی اعمال شوند:



- اثرات ترک خوردگی دال از طریق انالیز غیر خطی منظور می شود و نیازی به کاهش سختی به جهت ترک خوردگی در دال نمی باشد.
- در صورتی که دال مجوف داشته باشیم، ضریب سختی خمشی قسمتهای توپر برابر "یک" و قسمت های مجوف برابر$\beta = 0.9$ وارد شود (ضریب 0.9 بر اساس ممان اینرسی مقطع کاهش یافته تعیین می شود و ممکن است کمتر یا بیشتر از این مقدار باشد). همچنین سختی محوری دال نیز بهتر است بر اساس مشخصات قسمت مجوف کاهش داده شود (ضریب α در شکل زیر). بنابراین دال مربوط به قسمت های مجوف را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر ضریب سختی خمشی آنها را کاهش دهید:



قسمت های توپر دال



قسمت های مجوف دال

- با توجه به اینکه سختی خمشی سقف در محاسبات منظور می شود، تیرها (در صورت وجود) باید به صورت مستطیلی مدل شده باشند (اجازه نداریم آنها را به صورت T شکل مدل کنیم).
- در صورت استفاده از آنالیز غیر خطی (nonlinear cracked) نرم افزار SAFE تنها ترک خوردگی دالها را منظور می کند ولی سختی خمشی تیرها (beam) و ستونها (column) را کاهش نمی دهد. بنابراین همانند نرم افزار ETABS که سختی خمشی تیرها کاهش داده می شوند، در نرم افزار SAFE نیز باید سختی خمشی تیرها کاهش یابد. به بند زیر توجه نمایید:

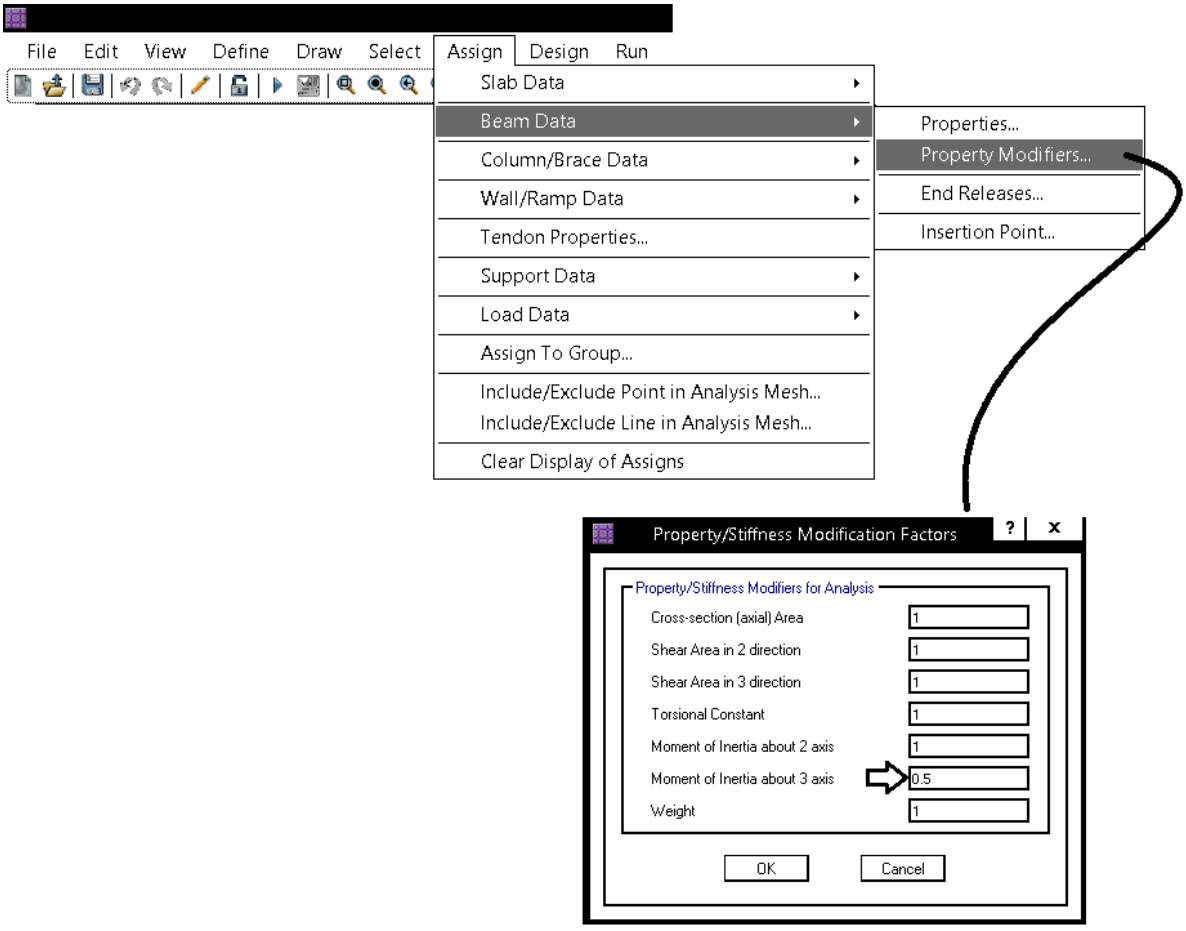
6.6.3.2 *Service load analysis*

6.6.3.2.1 Immediate and time-dependent deflections due to gravity loads shall be calculated in accordance with 24.2.

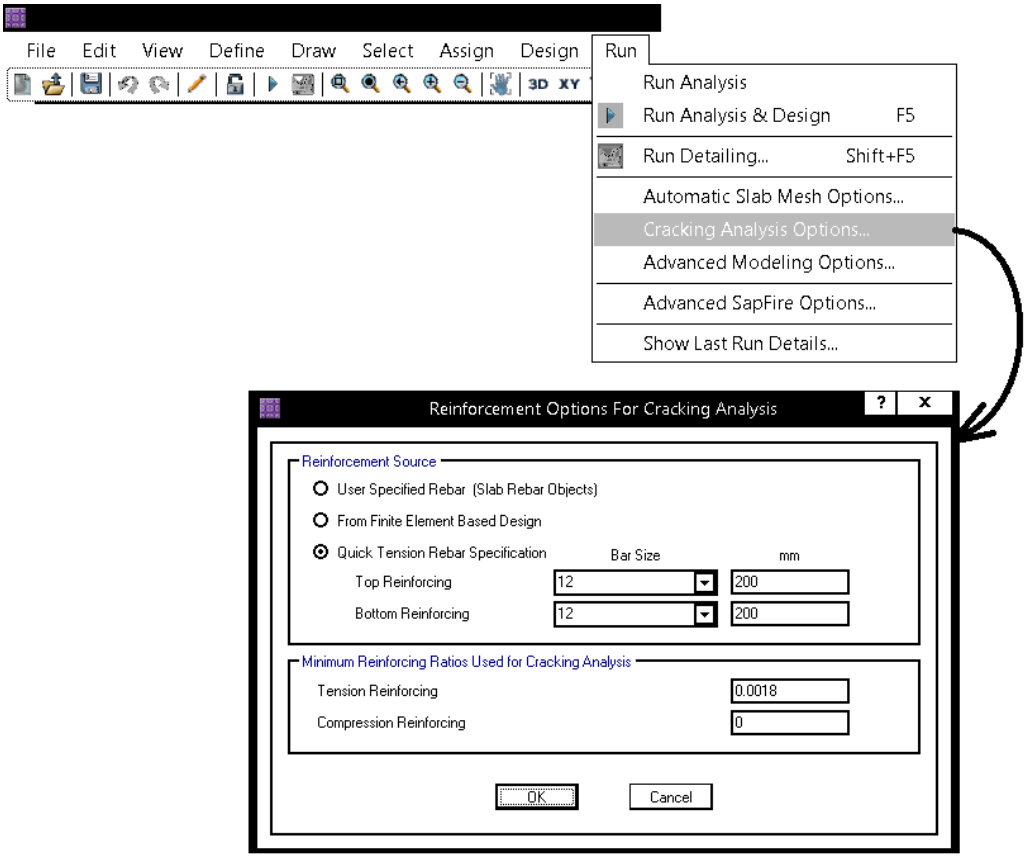
6.6.3.2.2 It shall be permitted to calculate immediate lateral deflections using a moment of inertia of 1.4 times ***I*** defined in 6.6.3.1, or using a more detailed analysis, but the value shall not exceed $\boldsymbol{I_g}$.

- مطابق بند فوق برای کنترل خیز می توان به صورت تقریبی سختی خمشی تیرها را برابر $0.5I_g$ $(0.35 \times 1.4)I_g$ در نظر گرفت. سختی خمشی ستونها نیز برابر I_g $(0.7 \times 1.4)I_g$ منظور می شود.

بنابراین تمامی تیرها (در صورت وجود) را در نرم افزار SAFE انتخاب کرده مطابق شکل زیر ضریب سختی خمشی آنها را برابر 0.5 وارد نمایید:



جهت محاسبه صحیح ضرایب ترک خوردگی باید میلگردهای سراسری دال از طریق شکل زیر مشخص گردد:



برای کنترل خیز توصیه می شود از روندی که CSI برای نرم افزار SAFE ارائه کرده استفاده شود. در متن زیر دو روش برای کنترل دقیق خیز ارائه شده است که توصیه می شود از روش اول استفاده شود:

Cracked-section analysis is run in SAFE using either of the following **two methods**:

1. All load patterns are applied in a single load case which uses either immediate or long-term cracked deflection, discussed as follows:
Immediate cracked deflection, in which all loads (DEAD + SDEAD + LIVE) are applied in a single load pattern, then analysis is run with the Crack Analysis option.
Long-term cracked deflection, in which analysis is divided into the following two categories:
Non-sustained portion, in which cracked-section analysis considers only the non-sustained portion of LIVE load, solving for incremental deflection.
Sustained portion, in which long-term cracked analysis considers the sustained loading from DEAD, SDEAD, and a portion of the LIVE load. Creep and shrinkage are included only in this sustained portion of analysis because these effects are only applicable under sustained loading.
NOTE: Short-term concrete modulus = Elastic concrete modulus Ec(to)
NOTE: Long-term concrete modulus = Age-adjusted concrete modulus Ec(t,to), given

$$\overline{E}_C(t,t_0) = \frac{E_C(t_0)}{1 + X\varphi(t,t_0)}$$

- For example, assume that 25% of the LIVE load is sustained. Analysis proceeds as follows:
- **Case 1**: Cracked analysis for short-term load with short-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_sLIVE, in which Ψ_s = 1.0
- **Case 2**: Cracked analysis for permanent load with short-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_LLIVE, in which Ψ_L = 0.25 (Ψ_L = 0 if 100% of the LIVE load is non-sustained)
- **Case 3**: Long-term cracked analysis (with creep and shrinkage) for permanent load with long-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_LLIVE, in which Ψ_L = 0.25

The value of total long-term deflection is then the combination of Case 3 + (Case 1- Case 2). The difference between Case 1 and Case 2 represents the incremental deflection (without creep and shrinkage) due to non-sustained loading on a cracked structure.
The procedure indicated above results on total long term deflection over time. Most engineers simply check this values against ACI 318 Table 24.2.2, since this will always result in safe and conservative design. In order to remove portion of dead load deflection occurring before attachment of nonstructural elements, the following procedure can also be used:

Case 4= Cracked analysis for permanent load with short-term concrete modulus is given as DEAD + Ψ_DSDEAD, in which Ψ_D = percentage of super imposed dead load present before attachment of non structural elements
Or Case 4= Cracked analysis for permanent load with long-term concrete modulus creep and shrinkage is given as DEAD + Ψ_DSDEAD, in which Ψ_D = percentage of super imposed dead load present before attachment of non structural elements, and say using a creep factor for 3 months.
The value of total long term deflection to occur after attachment of nonstructural elements is then the combination of Case 3 + (Case 1- Case 2)- Case 4.
We recommend this method, though an alternative is available, described as follows:

2. A single load pattern is applied in a load case, then another case is set to continue From State at End of Nonlinear Case.

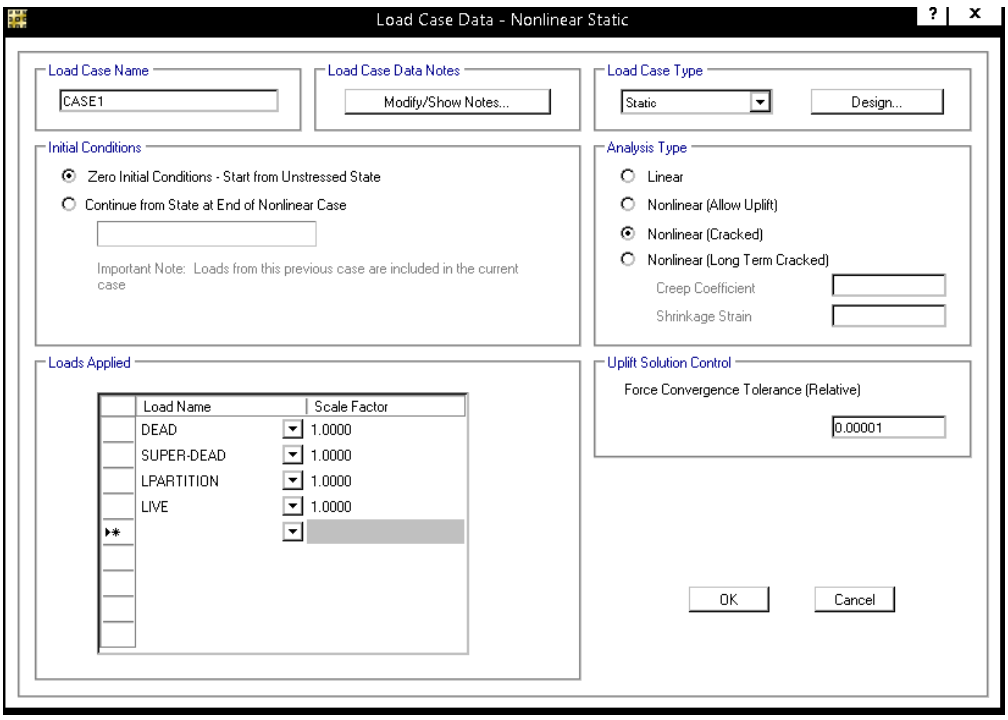
For example:
- Add a DEAD load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting with a Zero Initial Condition.
- Add a SDEAD load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting From State at End of Nonlinear Case DEAD.
- Add a LIVE load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting From State at End of Nonlinear Case SDEAD.

The DEAD load case predicts cracking from a zero initial condition, in which no load is present, then computes cracking due to DEAD load-pattern application. Adding SDEAD then uses the stiffness at the end of DEAD load case, and contributes additional deflection. Deflection reports the total deflection from both DEAD and SDEAD cases, however, the increase in DEAD load deflection due to additional cracking from SDEAD load application is not recognized, therefore we do not recommend this method.

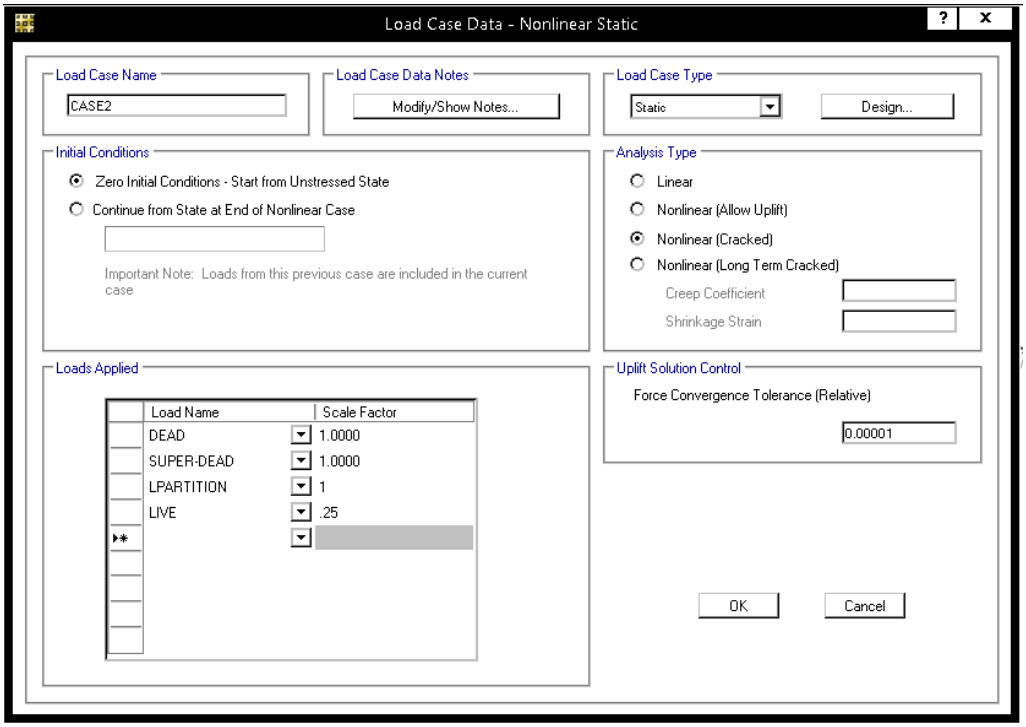
مرجع: https://wiki.csiamerica.com/display/safe/Cracked-section+analysis

بر مبنای روش اول در صفحه قبل، روند زیر برای کنترل خیز پیشنهاد میشود:

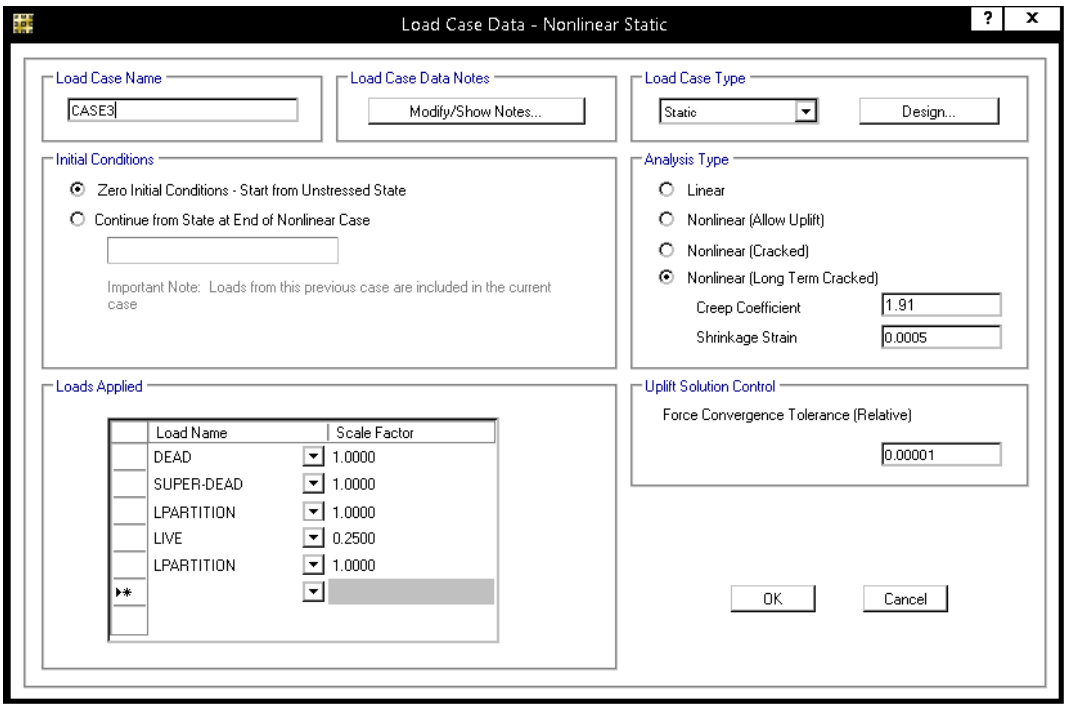
- بار CASE1 به صورت زیر تعریف شود:



- بار CASE2 به صورت زیر تعریف شود:



- بار CASE3 به صورت زیر تعریف شود:

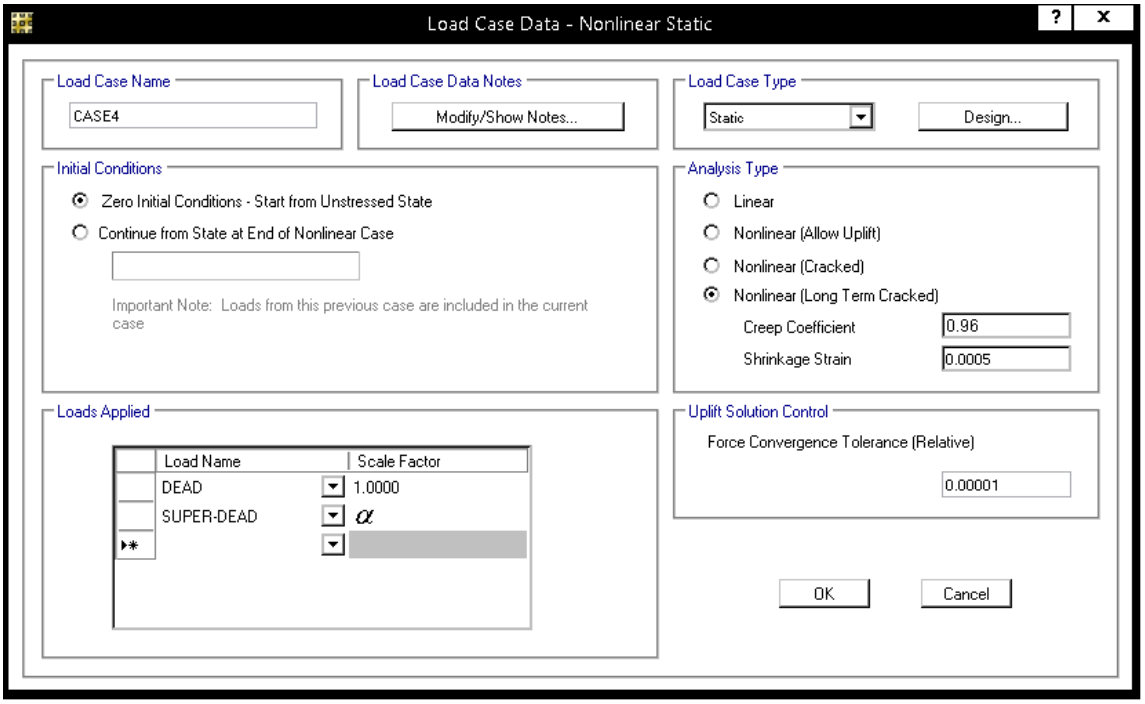


در شکل فوق ضریب 1.91 با فرض $\rho' = 0.0009$ وارد شده است و بسته به میزان میلگرد فشاری دال می تواند تغییر کند.

- درصدی از بارهای زنده حالت ماندگار دارند و همانند بارهای مرده موجب ایجاد خزش می شوند. برخی از طراحان بر این اساس علاوه بر بارهای مرده و تیغه بندی، درصدی از بار زنده را نیز منظور می کنند. مثلا در شکل فوق بنا به توصیه متن CSI ۲۵ درصد بار زنده به عنوان بار زنده ماندگار در نظر گرفته شده است.

بار CASE4 به صورت زیر تعریف شود:

- در شکل زیر ضریب 0.96 با فرض سه ماه خزش و $\rho' = 0.0009$ وارد شده است و بسته به میزان میلگرد فشاری دال می تواند تغییر کند. یعنی فرض شده است که "اتصال قطعات غیرسازه ای" پس از گذر سه ماه اجرای اسکلت انجام خواهد شد. این فرض بسته به نحوه اجرای سازه نادرست باشد. می توان در جهت اطمینان از خزش سه ماهه صرف نظر کرد. در این صورت در شکل زیر باید از گزینه Nonlinear (Cracked) استفاده شود.
- α درصدی از بار مرده کف سازی می باشد که قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای می باشد وارد می شود و بست به نوع سازه و نحوه اجرای آن تعیین می شود.



- کنترل خیز بر اساس جدول زیر انجام می شود:

جدول ۹-۱۷-۱ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

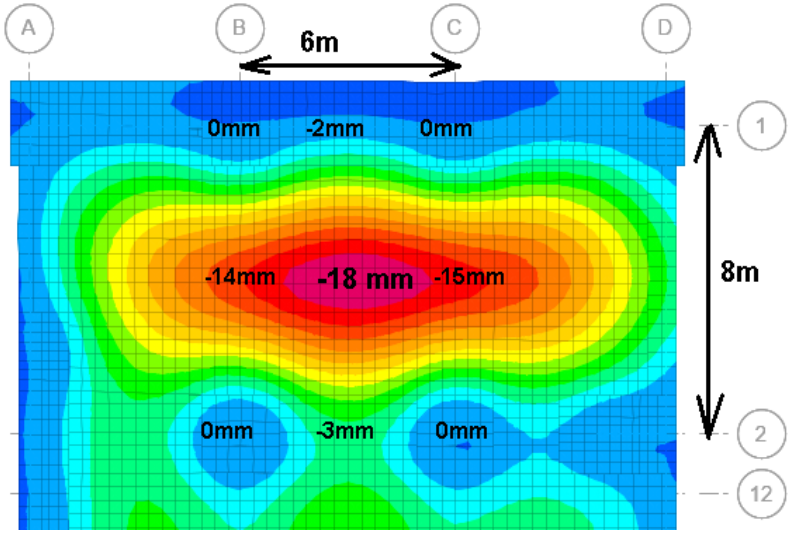
انواع قطعه	تغییرشکل مورد نظر	محدودیت تغییرشکل	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییرشکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l_e}{۱۸۰}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{l_e}{۳۶۰}$	-
۳- بام‌ها یا کف‌هایی‌که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییرشکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه	$\frac{l_e}{۴۸۰}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرشکل آنی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{l_e}{۲۴۰}$	تبصره ۲ و تبصره ۳

کنترل خیز بلند مدت:

$$\Delta_{CASE3} - \Delta_{CASE4} + (\Delta_{CASE1} - \Delta_{CASE2}) < \begin{cases} \frac{L}{240} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد نمیکند} \\ \frac{L}{480} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد میکند} \end{cases}$$

- معمولا مقدار بار زنده در مقایسه با بار مرده کف کم بوده و بنابراین خیز ناشی از بار زنده حاکم نمی شود. در صورتی که مقدار بار زنده قابل توجه باشد، باید یک load case مجزا برای کنترل آن تعریف کرد.

سوال: آیا با استفاده از پیش خیز می توان مقدار فوق را کاهش داده و در نتیجه مشکل خیز دال را برطرف کرد؟
پاسخ: خیر. هدف اصلی از کنترل خیز جلوگیری از آسیب به اجزای غیر سازه ای است. پیش خیز نمی تواند تغییرشکلهایی که اجزای غیر سازه ای تجربه می کنند را کاهش دهد. این موضوع (عدم کنترل خیز به بهانه استفاده از پیش خیز) توسط دکتر محمد جلال پور به بنده یادآوری گردید تا به متن این نوشتار اضافه کنم.
شکل زیر نمونه ای از تغییرشکل دال را نشان میدهد:



$$\left(18 - \left(\frac{2+3}{2}\right)\right) \quad < \quad \left(\frac{L = 8000}{240}\right) \; OK$$

$$\left(18 - \left(\frac{14+15}{2}\right)\right) \quad < \quad \left(\frac{L = 6000mm}{240}\right) \; OK$$

$$(18 - 0) \quad < \quad \left(\frac{L = \sqrt{8000^2 + 6000^2}}{240}\right) \; OK$$

قاب خمشی بتنی با شکل پذیری ویژه

۱۴-۱ مقدمه

در این بخش تمامی ضوابط قابهای خمشی ویژه بررسی نشده اند بلکه تنها به ضوابط مهم (بیشتر ضوابطی که نرم افزار آنها را کنترل نمی کند) اشاره خواهد شد.

- در صورت رعایت ضوابط شکل پذیری ویژه طراح می تواند نیروی زلزله را کاهش دهد. شاید به نظر برسد این کاهش در نیروی زلزله می تواند منجر به اقتصادی تر شدن طرح شود. همیشه اینطور نیست!
ضوابط شکل پذیری ویژه به گونه ای است که ممکن است (به ویژه در سازه های کوتاه مرتبه) موجب غیر اقتصادی شدن طرح شود. بنابراین معمولا طراحان تنها در موارد خاص از شکل پذیری ویژه استفاده می کنند. از جمله می توان به محدودیت ارتفاعی سازه ها اشاره کرد. استفاده از قاب خمشی متوسط بتنی حداکثر تا ارتفاع ۳۵ متر مجاز است. برای سازه های بلندتر یا باید از سیستم دوگانه استفاده کرد و یا از قاب خمشی ویژه استفاده نمود. همچنین در برخی موارد که مشکلات مربوط به کنترل خاک (تحت ترکیب بار زلزله) وجود دارد، در صورت استفاده از قاب خمشی ویژه با توجه به کاهش نیروی زلزله، مشکلات مربوط به کنترل فشار خاک می تواند کاهش یابد.

۱۴-۲ تیرهای ویژه

در سازه های با شکل پذیری ویژه اجازه نداریم از تیرهای با طول کوتاه و عمق زیاد استفاده کنیم. بنابراین طول خالص زیر باید بیش از مقدار زیر باشد:

$$L_n \geq 4d$$

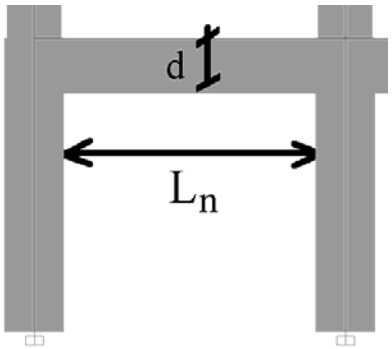
18.6.2 *Dimensional limits*

18.6.2.1 Beams shall satisfy (a) through (c):

(a) Clear span ℓ_n shall be at least $4d$

(b) Width b_w shall be at least the lesser of $0.3h$ and 250 mm

(c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of c_2 and $0.75c_1$.



۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \leq ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

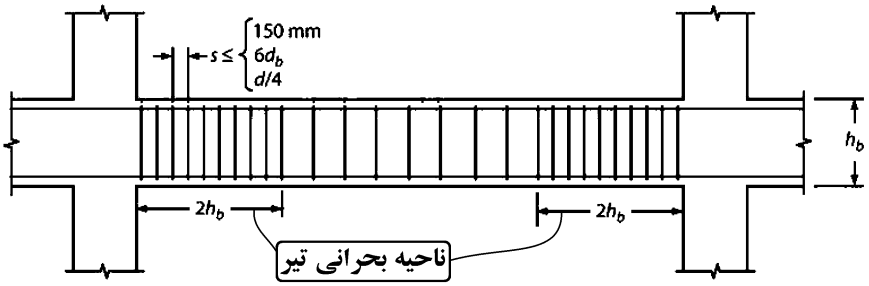
الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف عضو تکیه‌گاهی،
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، به‌اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه گاهی در هر طرف آن.

۱۴-۲-۱ ضوابط آرماتورهای عرضی در دو انتهای تیرها و نواحی بحرانی



ضوابط ACI در مورد مهار جانبی میلگردهای طولی تیرهای ویژه:

18.6.4 *Transverse reinforcement*

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

(a) Over a length equal to twice the beam depth measured from the face of the supporting column toward midspan, at both ends of the beam
(b) Over lengths equal to twice the beam depth on both sides of a section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior.

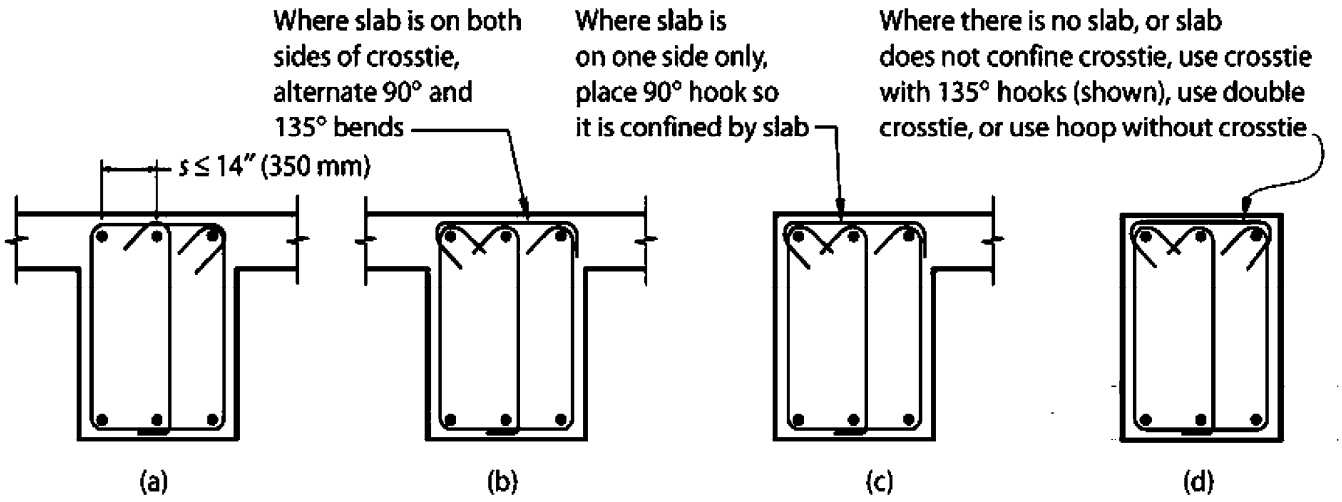
18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 350 mm. Skin reinforcement required by 9.7.2.3 need not be laterally supported.

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees
(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar

- در تیرهای ویژه برخلاف تیرهای متوسط در دو انتهای تیر (نواحی بحرانی) میلگردهای طولی تیر باید یکی در میان توسط آرماتور عرضی مهار شوند (مانند میلگرد طولی ستونها). بنابراین اگر سه یا چهار و یا ۵ میلگرد طولی سراسری داشته باشیم، علاوه بر یک خاموت بسته پیرامونی، یک سنجاق اضافی نیز لازم خواهد بود.
- حداکثر فاصله بین دو میگرد سراسری نیز نباید بیش از 350 mm باشد. بدین ترتیب مثلا برای یک تیر با عرض 500 mm حداقل باید 3 میلگرد طولی منظور نمود. ولی برای تیری به عرض 400 mm می توان تنها از دو میلگرد سراسری استفاده نمود.

شکل زیر نمونه ای از مهار جانبی آرماتورهای طولی تیرها در **ناحیه بحرانی تیر** را نشان می دهد:



Notes:
1. Beam longitudinal bars are to be supported by hoops and crossties to resist buckling under deformation reversals. Hoop legs and crossties are arranged such that every corner and alternate longitudinal bar has lateral support provided by the corner of a hoop or crosstie with no bar farther than 6 in (150 mm) clear from a supported bar.
2. Horizontal spacing of crossties or legs of overlapping hoops not to exceed 14 in (350 mm).
3. Alternate crossties ( ) end for end unless otherwise noted.

(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)

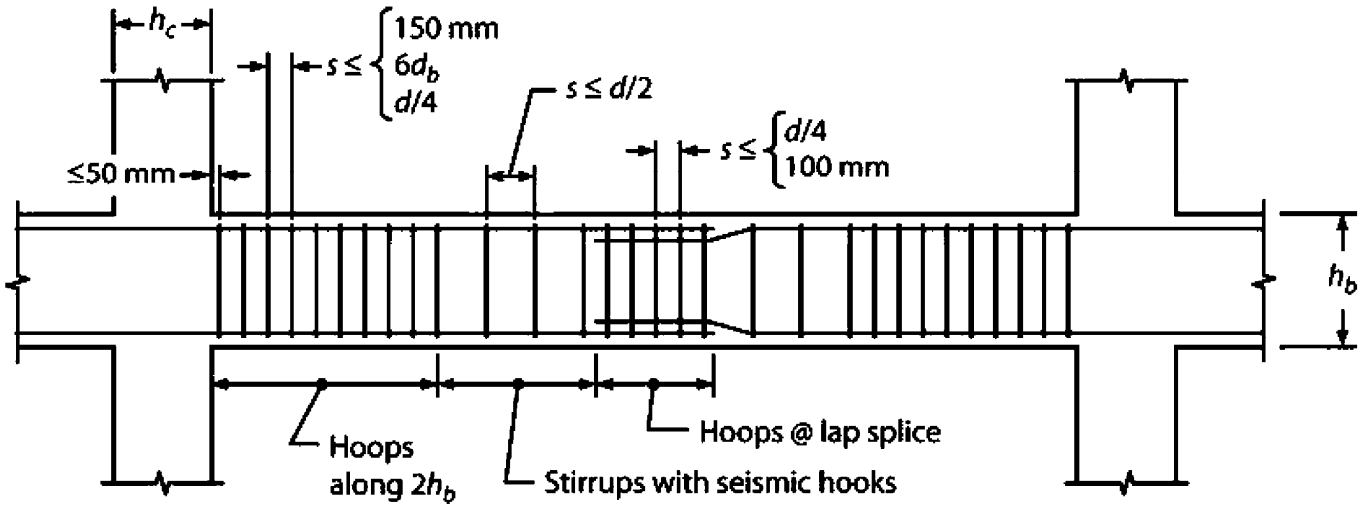
۱۴-۲-۲ وصله تیرهای ویژه

مطابق بندهای زیر از ACI-318-14 و نیز مبحث نهم، وصله پوششی تیرها باید:

۱- خارج از ناحیه بحرانی تیرها باشد.

۲- توسط آرماتورهای عرضی با فواصل حداکثر $Min\left(\frac{d}{4}, 100mm\right)$ محصور شود.

۳- علاوه بر یک حلقه بسته لازم است میلگردهای طولی تیر توسط آرماتورهای عرضی به صورت یک در میان مهار شوند (مانند ستونها).



(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)

18.6.3.3 Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of ***d*/4** and 100 mm. Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

(a) Within the joints
(b) Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint
(c) Within a distance of twice the beam depth from critical sections where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

۳-۲-۱۴ لنگر محتمل (Mpr)

در قابهای خمشی ویژه در برخی محاسبات (از جمله محاسبه خاموت تیرها، ستونها و نیز کنترل برش گره اتصال) از لنگر محتمل استفاده می شود که ابتدا باید با تعریف آن در آیین نامه آشنا شویم:

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 $f_s = ۱/۲۵f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (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 کششی برابر $۱/۴۷f_{yd}$ 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.

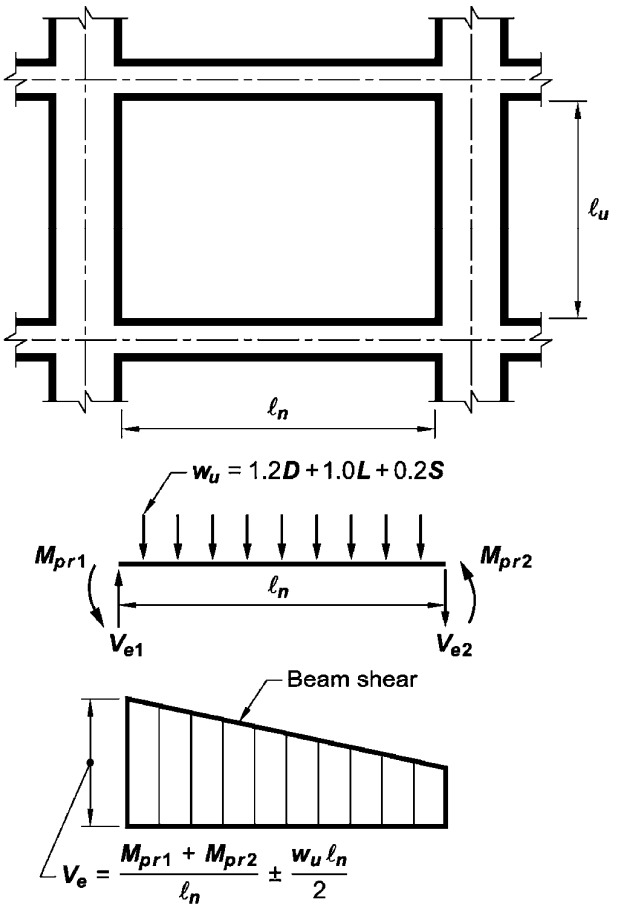
=1.47*0.85 Fy=1.25*Fy

۱۴-۲-۴ خاموت تیرها در ناحیه بحرانی

به شکل زیر توجه کنید. خاموت ها باید برای نیروی برشی $V_e = \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2}$ طراحی شوند.

یعنی میزان خاموت لازم در تیرهای ویژه بستگی به میزان آرماتور طولی قرار داده شده در تیر قرار دارد. به طوریکه تیرهای با درصد میلگرد طولی بالا، خاموت بیشتری می طلبند:

$$\text{خاموت لازم} \uparrow \quad ==> \quad V_e \uparrow \quad ==> \quad M_{pr} \uparrow \quad ==> \quad A_s\left(\text{میلگرد طولی}\right) \uparrow$$

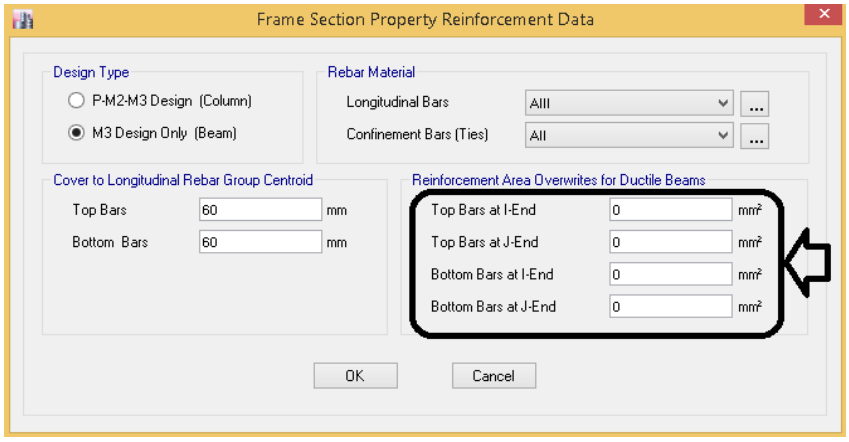


Notes on Fig. R21.5.4:

1. Direction of shear force V_e depends on relative magnitudes of gravity loads and shear generated by end moments.
2. End moments M_{pr} based on steel tensile stress of 1.25 f_y, where f_y is specified yield strength. (Both end moments should be considered in both directions, clockwise and counter-clockwise).
3. End moment M_{pr} for columns need not be greater than moments generated by the M_{pr} of the beams framing into the beam-column joints. V_e should not be less than that required by analysis of the structure.

- نکته مهم

- **ETABS کنترل های فوق را در تیرهای ویژه انجام میدهد و خاموت دو انتهای تیر را بر اساس ضوابط فوق محاسبه میکند و نیازی به محاسبه دستی نیست.**
- **منتهی:**
- **متاسفانه محاسبات ETABS بر مبنای آرماتور طولی محاسباتی خود می باشد. در حالیکه در عمل آرماتور طولی قرار داده شده بیش از مقدار محاسباتی است. بنابراین خاموت لازم نیز باید بیش از مقدار محاسبه شده توسط ETABS باشد. می توان از طریق زیر مقدار آرماتور طولی که در عمل اجرا خواهد شد را در تیرها وارد کرد تا محاسبات صحیح انجام شود:**



۳-۱۴ ستونهای ویژه

- حداقل بعد ستون ویژه در ACI-318-14 300 mm می باشد، منتها به لحاظ اجرایی توصیه می شود حداقل 400 mm منظور شود.

- ستونها نباید خیلی مستطیلی باشند!
مثلا ابعاد ستون ویژه نمی تواند $350 \times 1000\ mm$ باشد:

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

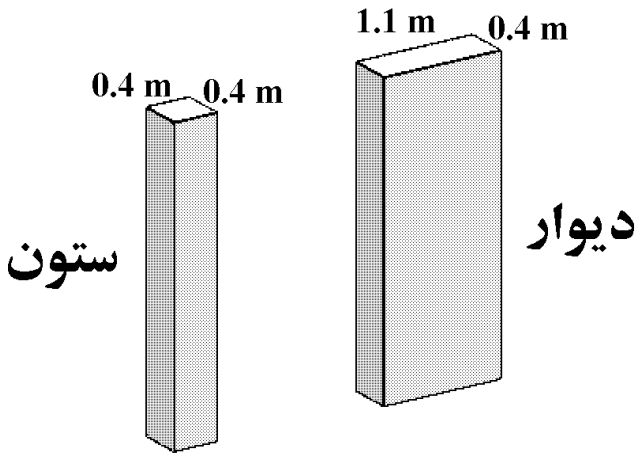
18.7—Columns of special moment frames

18.7.2.1 Columns shall satisfy (a) and (b):

(a) The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall be at least 300 mm

(b) The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall be at least 0.4.

بنابراین مطابق شکل زیر در صورتی که شرط ابعاد رعایت نشود، عضو مورد نظر دیوار محسوب خواهد شد:



به مطالب زیر از پروفسور Moehleh توجه نمایید:

In the United States, the ratio of the cross-sectional dimensions for columns is limited to $0.4 \le c1/c2 \le 2.5$. This limits columns to members with compact cross sections; columns having dimensions outside this range have to be detailed as walls or wall piers (see Chapter 13). The U.S. code minimum column dimension is 12 in (300 mm), which is often not practical to construct. A 16-in (400-mm) minimum dimension is suggested except for unusual cases or for low-rise buildings.

۱۴-۳-۱ تنگها در ستونهای ویژه

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.1 Transverse reinforcement required in 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over a length ℓ_o from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior. Length ℓ_o shall be at least the greatest of (a) through (c):

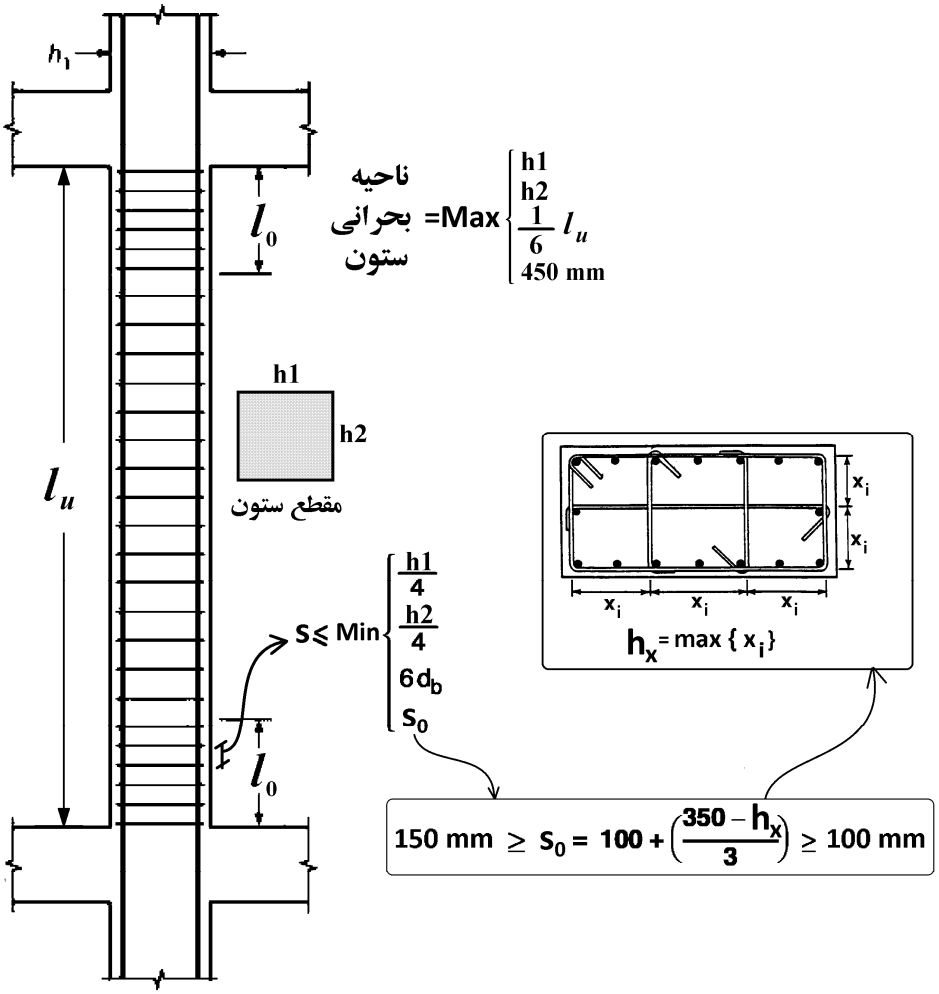
(a) The depth of the column at the joint face or at the section where flexural yielding is likely to occur
(b) One-sixth of the clear span of the column
(c) 450 mm

18.7.5.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the smallest of (a) through (c):

(a) One-fourth of the minimum column dimension
(b) Six times the diameter of the smallest longitudinal bar
(c) s_o, as calculated by:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (18.7.5.3)$$

The value of s_o from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm and need not be taken less than 100 mm.



- در اکثر موارد ابعاد ستونهای ویژه بیش از $400mm \times 400$ می باشد.
- در اکثر موارد قطر آرماتور طولی ستونهای ویژه بیش از $\varphi 16$ می باشد.
- از طرفی $100mm \leq S_0 \leq 150mm$ می باشد.

بنابراین اگر مقدار s در شکل فوق برابر 100mm منظور شود، ضوابط آیین نامه رعایت شده است.

ضوابط تنگها در ناحیه بحرانی (ناحیه l_0):

18.7.5.2 Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

(a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or rectilinear hoops with or without crossties.
(b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.
(c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.
(d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and 25.7.2.3.
(e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 350 mm around the perimeter of the column.
(f) Where $P_u > 0.3A_g f_c'$ or $f_c' > 70$ MPa in columns with rectilinear hoops, every longitudinal bar or bundle of bars around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, and the value of h_x shall not exceed 200 mm P_u shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.

25.3.4 Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):
(a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops
(b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

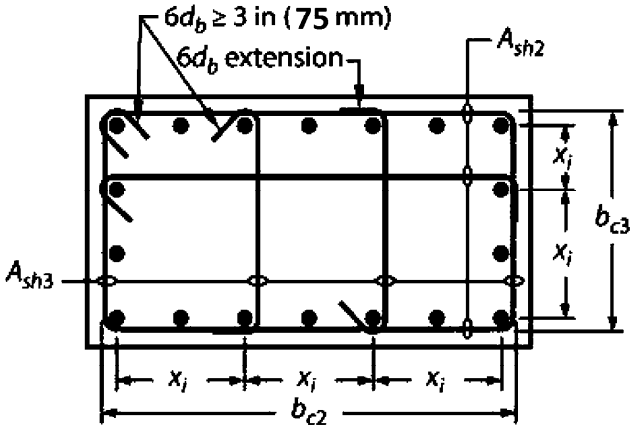
- در نواحی بحرانی ستونهای ویژه (ناحیه l_0)
- اگر نیروی فشاری ستون زیاد باشد ($P_u > 0.3A_g f_c'$)
- تمامی میلگردهای طولی ستون باید مهار جانبی داشته باشند.
- اگر از سنجاق استفاده شود هر دو انتهای سنجاق باید ۱۳۵ درجه باشد (لرزه ای باشد)

به شکل زیر توجه نمایید (بر گرفته از Moehle). شکلها مربوط به ناحیه بحرانی ستون ویژه می باشد.

در شکل سمت راست بار محوری ضریب دار ستون بیش از $0.3A_g f_c'$ می باشد و به همین جهت تمامی میلگردهای طولی توسط قلاب لرزه ای مهار شده اند. همچنین "هر دو" انتهای سنجاق ها دارای خم ۱۳۵ درجه هستند (seismic hook).

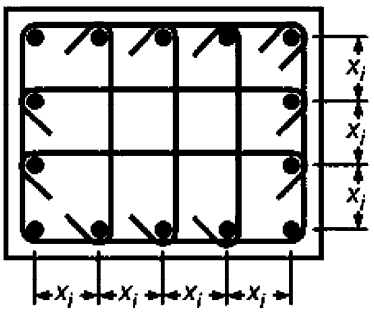
در شکل سمت چپ بار محوری ضریب دار ستون کمتر از $0.3A_g f_c'$ می باشد و به همین جهت میلگردهای طولی یک در میان مهار شده اند. در این حالت یک انتهای سنجاق مهار کننده می تواند دارای خم ۹۰ درجه باشد و انتهای دیگر آن ۱۳۵ درجه باشد. در این حالت محل خم ۱۳۵ درجه باید به صورت یک در میان در طول ستون عوض شود.

- **Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support, and no bar shall be farther than 6 in (150 mm) clear from a laterally supported bar.**
- **Consecutive crossties around the perimeter and along the length have their 90° hooks on opposite sides of column.**
- **The dimension x_i from centerline to centerline of supported bars shall not exceed 14 in (350 mm).**



(a) $P_u < 0.3A_g f_c'$ and $f_c' \leq 10{,}000$ psi (70 MPa)

- **Every longitudinal bar around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook.**
- **The dimension x_i from centerline to centerline of supported bars shall not exceed 8 in (200 mm).**



(b) $P_u \geq 0.3A_g f_c'$ or $f_c' > 10{,}000$ psi (70 MPa)

۱۴-۳-۱ تیرهای ویژه تحت نیروی محوری

گاهی تیرها تحت نیروی محوری قرار می گیرند مانند تیرهای تراز زیرزمین که تحت اثر فشار خاک جانبی قرار دارند. در این تیرها چنانچه نیروی محوری از 0.1fcAg فراتر رود، باید ضوابط فواصل میلگردهای عرضی مربوط به ستونهای ویژه رعایت شود:

18.6.4.7 In beams having factored axial compressive force exceeding $A_g f_c'/10$, hoops satisfying 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided along lengths given in 18.6.4.1. Along the remaining length, hoops satisfying 18.7.5.2 shall have spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal beam bars and 150 mm. Where concrete cover over transverse reinforcement exceeds 100 mm, additional transverse reinforcement having cover not exceeding 100 mm and spacing not exceeding 300 mm shall be provided.

در این تیرها در خارج از ناحیه بحرانی (در قسمتهای میانی تیرها) فواصل ارماتورهای عرضی به مقدار $Min(6d_b, 150mm)$ محدود می شود. مثلا اگر میلگردهای طولی تیر φ22 باشد، در قسمت های میانی تیر فواصل خاموت ها حداکثر می تواند 132mm باشد.

18.7.5.4 Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4.

The concrete strength factor k_f and confinement effectiveness factor k_n are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

$$\text{(a)}\quad k_f = \frac{f_c'}{175} + 0.6 \geq 1.0 \qquad (18.7.5.4a)$$

$$\text{(b)}\quad k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \qquad (18.7.5.4b)$$

where n_l is the number of longitudinal bars or bar bundles around the perimeter of a column core with rectilinear hoops that are laterally supported by the corner of hoops or by seismic hooks.

Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_g f_c'$ and $f_c' \leq 70$ MPa	Greater of (a) and (b)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f_c'$ or $f_c' > 70$ MPa	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_g f_c'$ and $f_c' \leq 70$ MPa	Greater of (d) and (e)	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f_c'$ or $f_c' > 70$ MPa	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (f)

مثال:

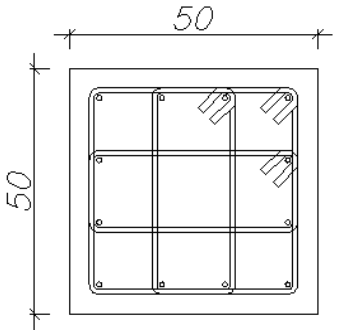
حداکثر بار محوری ضریب دار در یک ستون ویژه برابر $P_u = 2000\ kN$ می باشد. ابعاد مقطع ستون $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi 25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر خاموت ها را $\varphi 10$ فرض نمایید.

$$f_c' = 24\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید.

$$\left.\begin{matrix} P_u = 2000\ kN \\ 0.3A_g f_c' = 1800\ kN \end{matrix}\right\} P_u > 0.3A_g f_c'$$

با توجه به کنترل فوق تمامی میلگردهای طولی نیاز به مهار جانبی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته دارند:



$$h_x = \frac{500 - 80 - 25 - 20}{3} = 125\ mm < (8\ in = 200\ mm)\ OK.$$

$$\left.\begin{matrix} \frac{C_1}{4} = 125\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 125}{3}\right) = 175\ mm \rightarrow s_0 = 150\ mm \end{matrix}\right\} S_{max} = 125\ mm$$

$$K_f = \frac{24}{175} + 0.6 = 0.737 \rightarrow K_f = 1$$

$$K_n = \frac{12}{12 - 2} = 1.2$$

$$\left.\begin{matrix} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{F_{yt}} = 0.3\left(\frac{2500}{(500 - 80)^2} - 1\right)\frac{24}{300} = 0.01 \\ 0.09\ \frac{f_c'}{F_{yt}} = 0.0072 \\ 0.2K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt}A_{ch}} = 0.00907 \end{matrix}\right\} 0.01$$

$$\frac{A_{sh} = 4 \times \pi \times 5^2 = 314.159\ mm^2}{sb_c = s(500 - 80)} = \frac{0.747}{s} > 0.01 \quad \rightarrow s \leq 75\ mm \quad \rightarrow Use\ s = 75\ mm$$

بنابراین در مقطع فوق باید فواصل آرماتورهای عرضی 75 mm انتخاب شود.

- دقت شود که مهار تمامی آرماتورهای عرضی موجب خواهد شد بتن ریزی مقطع با مشکل مواجه شود.

مثال:

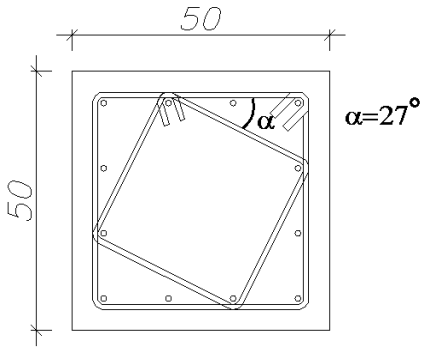
حداکثر بار محوری ضریب دار در یک ستون ویژه برابر $P_u = 1500\ kN$ می باشد. ابعاد مقطع ستون $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi 25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر خاموت ها را $\varphi 10$ فرض نمایید.

$$f_c' = 24\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید.

$$\left.\begin{matrix} P_u = 2000\ kN \\ 0.3A_g f_c' = 1800\ kN \end{matrix}\right\} P_u < 0.3A_g f_c'$$

با توجه به کنترل فوق لازم نیست تمامی میلگردهای طولی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته مهار شوند و مهار یک در میان آنها کافی است:



$$h_x = \frac{2}{3}(500 - 80 - 25 - 20) = 250\ mm < (350\ mm)\ OK.$$

$$\left.\begin{matrix} \dfrac{C_1}{4} = 125\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\dfrac{350 - 125}{3}\right) = 175\ mm \rightarrow s_0 = 150\ mm \end{matrix}\right\} S_{max} = 125\ mm$$

$$\left.\begin{matrix} 0.3\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\dfrac{f_c'}{F_{yt}} = 0.3\left(\dfrac{2500}{(500 - 80)^2} - 1\right)\dfrac{24}{300} = 0.01 \\ 0.09\ \dfrac{f_c'}{F_{yt}} = 0.0072 \end{matrix}\right\} 0.01$$

$$\frac{A_{sh} = \pi \times 5^2(2 + Sin\alpha + Cos\alpha) = 262.6\ mm^2}{sb_c = s(500 - 80)} = \frac{0.62}{s} > 0.01 \quad \rightarrow s \leq 62\ mm\ \rightarrow Use\ s = 50\ mm$$

بنابراین در مقطع فوق باید فواصل آرماتورهای عرضی 50 mm انتخاب شود.

فاصله 50 mm شاید مناسب نباشد (به لحاظ اجرایی). می توان به جای آرماتور $\varphi 10$ از آرماتور $\varphi 12$ استفاده کرد و فواصل را افزایش داد.

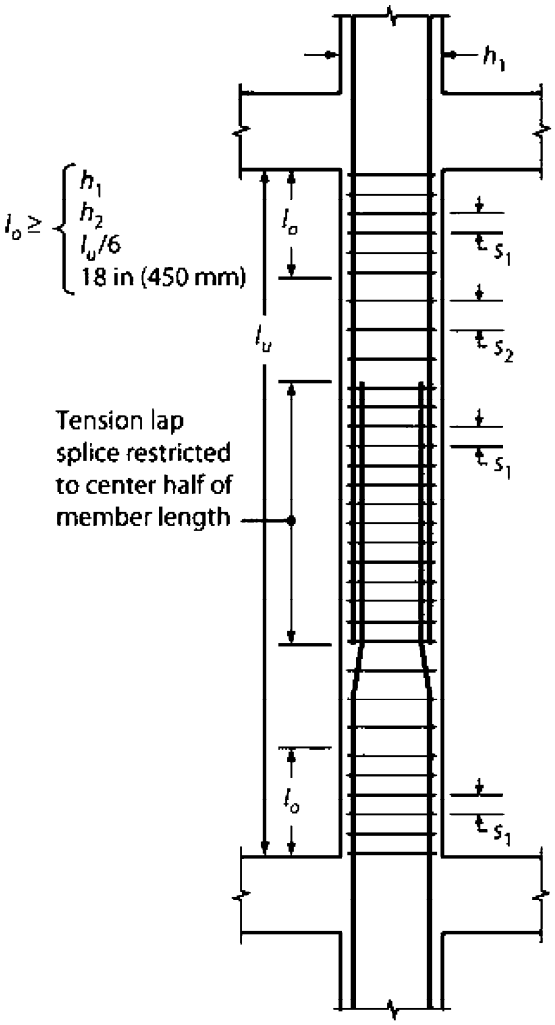
۱۴-۴-۱ محل وصله ها در ستونها

18.7—Columns of special moment frames

18.7.4 *Longitudinal reinforcement*

18.7.4.3 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8. Lap splices shall be permitted only within the center half of the member length, shall be designed as tension lap splices, and shall be enclosed within transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 and 18.7.5.3.

- در صورتی که در میانه ستون وصله داشته باشیم، عملا در قسمت عمده ارتفاع ستون فواصل تنگها باید s1 باشد و بنابراین می توان در جهت اطمینان در کل ارتفاع ستون از تنگهایی با فواصل S1 استفاده کرد.



$s_1 \leq$ min $h_1/4$, $h_2/4$; $6d_b$; s_o; As required for shear

$s_2 \leq$ $6d_b$; 6 in (150 mm); As required for shear

$s_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3}\right)$ in $\left[100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right)\text{mm}\right]$

≥ 4 in (100 mm)
≤ 6 in (150 mm)

Along l_o, transverse reinf. spacing ≤ s_1, and quantity satisfies requirements in Table 12.2

Provide full height if supporting discontinued stiff member

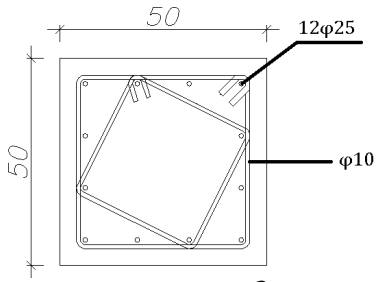
Maximum cover = 4 in (100 mm) unless additional transverse reinf. is provided with cover ≤ 4 in (100 mm) at $s \leq 12$ in (300 mm)

- Longitudinal reinforcement satisfies $0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.06$.
- Transverse reinforcement is spirals, circular hoops, or rectilinear hoops and crossties, designed to resist shear as required.
- Rectilinear hoops and crossties engage at least corner and alternate longitudinal bars, with no unsupported bar more than 6 in (150 mm) clear from a supported bar, and with spacing h_x of supported longitudinal bars not exceeding 14 in (350 mm) on center.
- For columns with $P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 10{,}000$ psi (70 MPa), every longitudinal bar around the perimeter shall be supported by the corner of a hoop or by a crosstie seismic hook, in either case having included angle not exceeding 135°, with $h_x \leq 8$ in (200 mm).

FIGURE 12.43 Column reinforcement requirements of ACI 318.

- مطابق شکل فوق در طول وصله حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی برابر s1 می باشد.

برای مثال در مقطع زیر فواصل آرماتورهای عرضی در محل وصله ستون به صورت زیر محاسبه می شود:



$$\left.\begin{aligned} h_x &= \frac{2}{3}(500 - 80 - 25 - 20) = 250\ mm \\ s_0 &= 100 + \frac{350 - 250}{3} = 133 \end{aligned}\right\} \rightarrow \quad s < Min\left(\frac{500}{4}, 6 \times 25{,}133\right) = 125\ mm$$

۱۴-۵ مهار میلگرد تیر داخل ستون

18.8—Joints of special moment frames

18.8.2.2 Beam longitudinal reinforcement terminated in a column shall extend to the far face of the confined column core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.

25.4.9 *Development of deformed bars and deformed wires in compression*

25.4.9.1 Development length ℓ_{dc} for deformed bars and deformed wires in compression shall be the greater of (a) and (b)

(a) Length calculated in accordance with 25.4.9.2
(b) 200 mm

25.4.9.2 ℓ_{dc} shall be the greater of (a) and (b), using the modification factors of 25.4.9.3:

(a) $\left(\dfrac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda\sqrt{f_c'}}\right) d_b$

(b) $0.043 f_y \psi_r d_b$

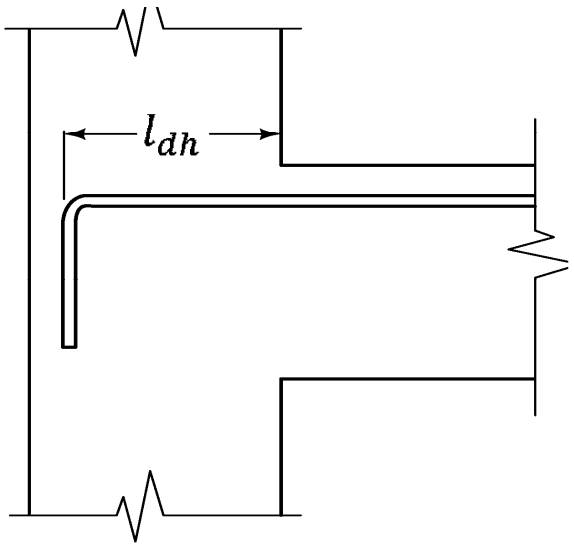
18.8.5 *Development length of bars in tension*

18.8.5.1 For bar sizes No. 10 through No. 36 terminating in a standard hook, ℓ_{dh} shall be calculated by Eq. (18.8.5.1), but ℓ_{dh} shall be at least the greater of $8d_b$ and 150 mm for normalweight concrete and at least the greater of $10d_b$ and 190 mm for lightweight concrete.

$$\ell_{dh} = f_y d_b/(5.4\lambda\sqrt{f_c'}) \qquad (18.8.5.1)$$

The value of λ shall be 0.75 for lightweight and 1.0 for normalweight concrete.

The hook shall be located within the confined core of a column or of a boundary element, with the hook bent into the joint.



برای مثال اگر در جهت اطمینان ψ_r برابر یک فرض شود داریم:

$$\left.\begin{matrix} F_y = 400\ MPa \\ f_c' = 25\ MPa \end{matrix}\right\} \quad l_{dh} = Max\left\{\begin{matrix} \dfrac{0.24F_y}{\sqrt{f_c'}} d_b = 19.2d_b \\ 0.043F_y d_b = 17.2d_b \\ 200\ mm \\ \dfrac{F_y}{5.4\sqrt{f_c'}} d_b = 14.8d_b \\ 8d_b \end{matrix}\right\} = 19.2d_b$$

اگر آرماتورهای تیر از نوع $\varphi 22$ باشند، طول قلاب در شکل فوق باید حداقل باید برابر $19.2 \times 22 = 422\ mm$ باشد. بنابراین حداقل بعد ستون لازم برابر $422 + 10 + 40 = 472$ mm می باشد که به لحاظ اجرایی باید $500mm$ انتخاب شود.

عبور میلگرد تیر از ستون میانی:

18.8—Joints of special moment frames

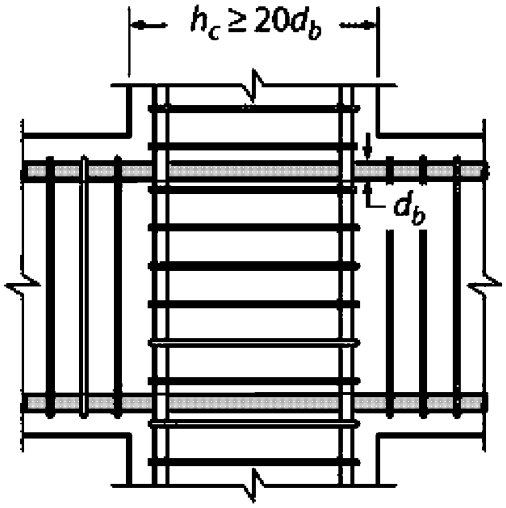
18.8.2 *General*

18.8.2.3 Where longitudinal beam reinforcement extends through a beam-column joint, the column dimension parallel to the beam reinforcement shall be at least 20 times the diameter of the largest longitudinal beam bar for normalweight concrete or 26 times the diameter of the largest longitudinal bar for lightweight concrete.

شکل زیر یک ستون میانی را نشان می دهد.

در ستونهای ویژه میانی، بعد ستون (h_c در شکل زیر) باید حداقل برابر ۲۰ برابر قطر میلگرد طولی تیر باشد.

اگر برای مثال میلگردهای تیر از نوع $\varphi 22$ باشند، بعد ستون میانی نباید کمتر از $400\ mm$ انتخاب شود:



۱۴-۵-۱ تیر ضعیف- ستون قوی

در قابهای خمشی ویژه تیرها باید ضعیف تر از ستونها باشند:

18.7.3 *Minimum flexural strength of columns*

18.7.3.1 Columns shall satisfy 18.7.3.2 or 18.7.3.3.

18.7.3.2 The flexural strengths of the columns shall satisfy

$$\sum M_{nc} \geq (6/5)\sum M_{nb} \qquad (18.7.3.2)$$

where

$\sum M_{nc}$ is 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.

$\sum M_{nb}$ is 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 accordance with 6.3.2 shall be assumed to contribute to M_{nb} if the slab reinforcement is developed at the critical section for flexure.

Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Equation (18.7.3.2) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered.

18.7.3.3 If 18.7.3.2 is not satisfied at a joint, the lateral strength and stiffness of the columns framing into that joint shall be ignored when calculating strength and stiffness of the structure. These columns shall conform to 18.14.

R18.7.3 *Minimum flexural strength of columns*—The intent of 18.7.3.2 is to reduce the likelihood of yielding in columns that are considered as part of the seismic-force-resisting system. If columns are not stronger than beams framing into a joint, there is increased likelihood of inelastic action. In the worst case of weak columns, flexural yielding can occur at both ends of all columns in a given story, resulting in a column failure mechanism that can lead to collapse.

In 18.7.3.2, the nominal strengths of the beams and columns are calculated at the joint faces, and those strengths are compared directly using Eq. (18.7.3.2). The 1995 and earlier Codes required design strengths to be compared at the center of the joint, which typically produced similar results but with added calculation effort.

In determining the nominal moment strength of a beam section in negative bending (top in tension), longitudinal reinforcement contained within an effective flange width of a top slab that acts monolithically with the beam increases the beam strength. French and Moehle (1991), on beam-column subassemblies under lateral loading, indicates that using the effective flange widths defined in 6.3.2 gives reasonable estimates of beam negative moment strengths of interior connections at story displacements approaching 2 percent of story height. This effective width is conservative where the slab terminates in a weak spandrel.

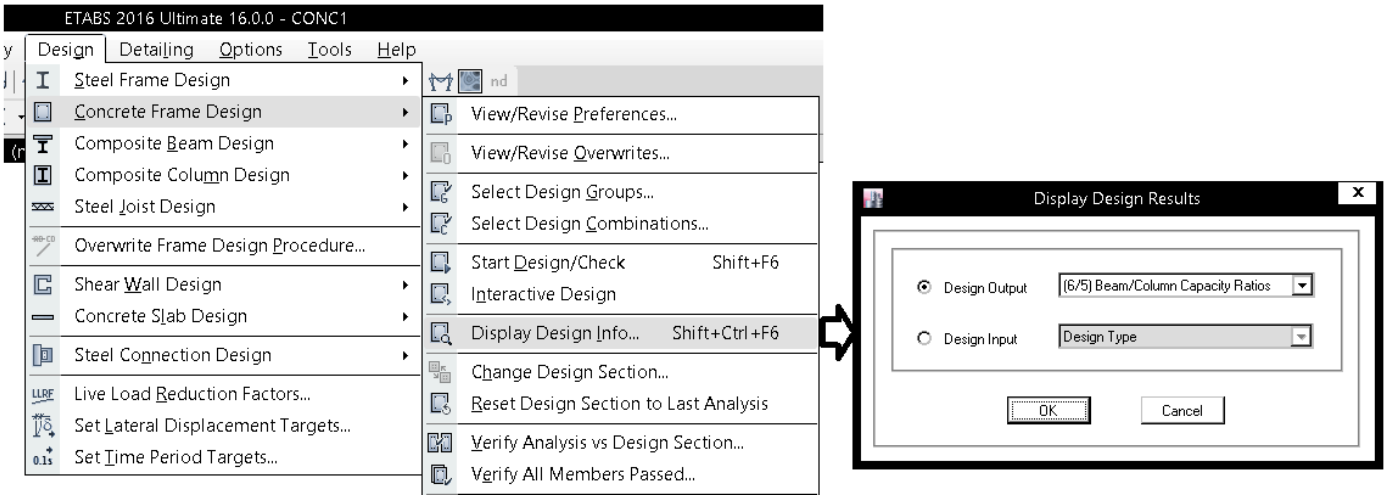
If 18.7.3.2 cannot be satisfied at a joint, 18.7.3.3 requires that any positive contribution of the column or columns involved to the lateral strength and stiffness of the structure is to be ignored. Negative contributions of the column or columns should not be ignored. For example, ignoring the stiffness of the columns ought not to be used as a justification for reducing the design base shear. If inclusion of those columns in the analytical model of the building results in an increase in torsional effects, the increase should be considered as required by the general building code. Furthermore, the column must be provided with transverse reinforcement to increase its resistance to shear and axial forces.

- ممکن است چند ستون خاص ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی را رعایت نکنند. در این صورت باید دو مدل ساخته شود:

۱- مدلی که در آن تمامی اعضا با سختی واقعی حضور دارند و کفایت تمامی اعضا بررسی می شود.

۲- مدلی که در آن ستونهای ضعیف دوسرمفصل شده و کفایت بقیه سازه کنترل می شود. قاب خمشی بدون کمک سختی و مقاومت این ستونها باید کنترل شود.

- ستونهایی که ضعیف هستند باید طبق بند 18.14 کنترل شوند.



ضوابط مبحث نهم:

۹-۲۳-۴-۲-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، به‌جز موارد گفته شده در بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ و ۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه (۹-۲۳-۵) صدق کنند:

$$\sum M_c \geq 1/2 \sum M_b \qquad (۹-۲۳-۵)$$

در این رابطه:

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۹-۲۳-۵) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۲۳-۵) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند.

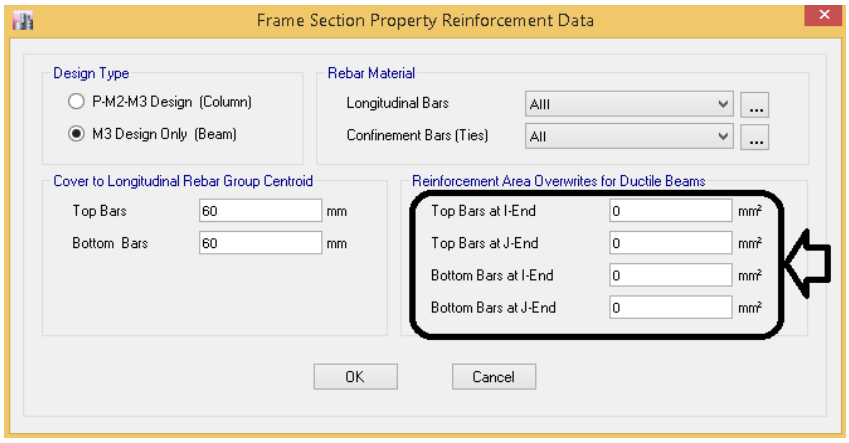
۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ را ارضا کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ نمی‌شوند.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ چنانچه ستونی رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ چنانچه ستونی ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت ساختمان در مقابل بار جانبی زلزله صرفنظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۶ را تأمین نماید.

- نکته مهم

متاسفانه مقاومت خمشی تیرها در ETABS بر مبنای آرماتور طولی محاسباتی انجام می شود. در حالیکه در عمل آرماتور طولی قرار داده شده در تیرها بیش از مقدار محاسباتی است و مقاومت تیرها در عمل بیشتر است. بنابراین خروجی نرم افزار در مورد تیر-ضعیف ستون قوی چندان دقیق نیست. می توان از طریق زیر مقدار آرماتور طولی که در عمل اجرا خواهد شد را در تیرها وارد کرد تا محاسبات صحیح انجام شود:



۱۴-۶ کنترل برش در گره اتصال

در قابهای ویژه برش در ناحیه گره اتصال باید کنترل شود که این کار توسط نرم افزار انجام می شود.

18.8.4 *Shear strength*

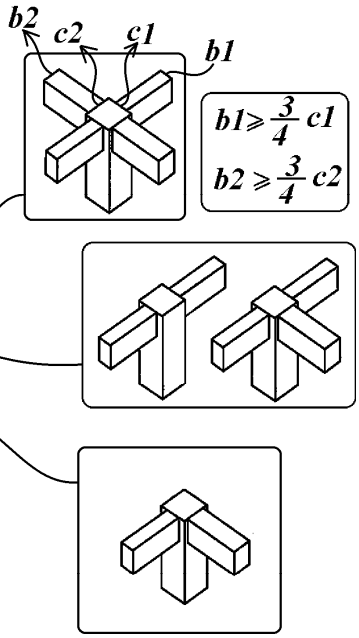
18.8.4.1 V_n of the joint shall be in accordance with Table 18.8.4.1.

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]

[1] Refer to 18.8.4.2.

[2] λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete. A_j is given in 18.8.4.3.



18.8.4.2 In Table 18.8.4.1, a joint face is considered to be confined by a beam if the beam width is at least three-quarters of the effective joint width. Extensions of beams at least one overall beam depth h beyond the joint face are considered adequate for confining that joint face. Extensions of beams shall satisfy 18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3, and 18.6.4.4.

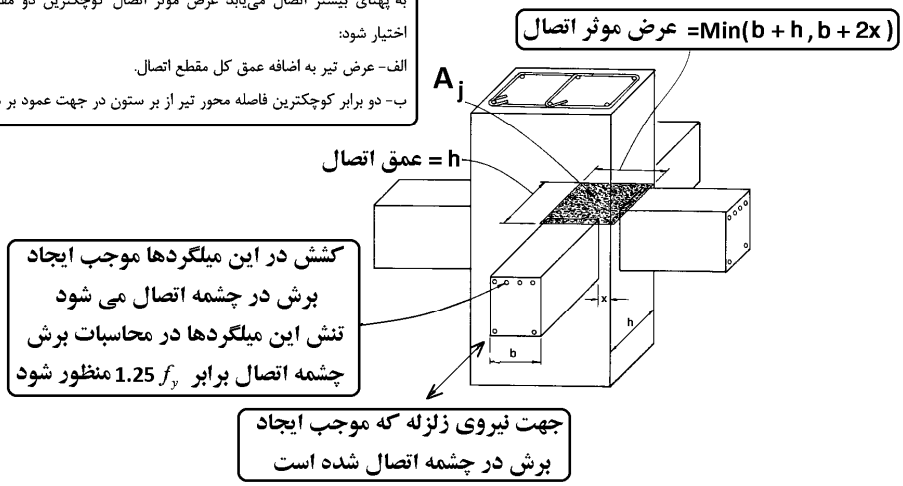
18.8.4.3 Effective cross-sectional area within a joint, A_j, shall be calculated from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column, h. Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective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

(a) Beam width plus joint depth
(b) Twice the smaller perpendicular distance from longitudinal axis of beam to column side

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

الف- عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال.

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

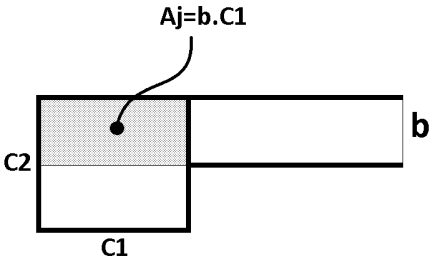


- در ستونهای میانی که از چهار طرف توسط تیر محصور هستند، مقاومت برشی گره اتصال به $1.7\sqrt{f'_c}A_j$ افزایش می یابد.
به شرطی که: عرض تیرها حداقل 0.75 برابر عرض ستون باشد.

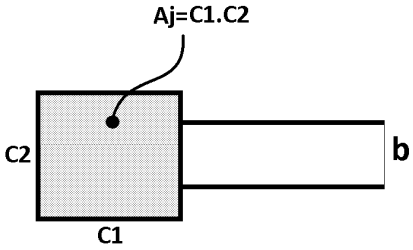
بنابراین در ستونهای میانی و کناری در صورتی که برش اتصال غیر قابل قبول باشد، باید عرض تیر کنترل شود و اگر عرض تیر کمتر از $\frac{3}{4}$ عرض ستون باشد، با افزایش عرض تیر ممکن است مشکل برطرف شود.

- در لبه های سازه معمولا تیرها در آکس اجرا نمی شوند. بلکه در لبه سازه و همباد ستونها اجرا می شوند. در حالیکه در نرم افزار طراحان آنها را در آکس مدل می کنند.

نرم افزار نیز مساحت Aj را با فرض اینکه تیر در آکس قرار دارد محاسبه می کند:



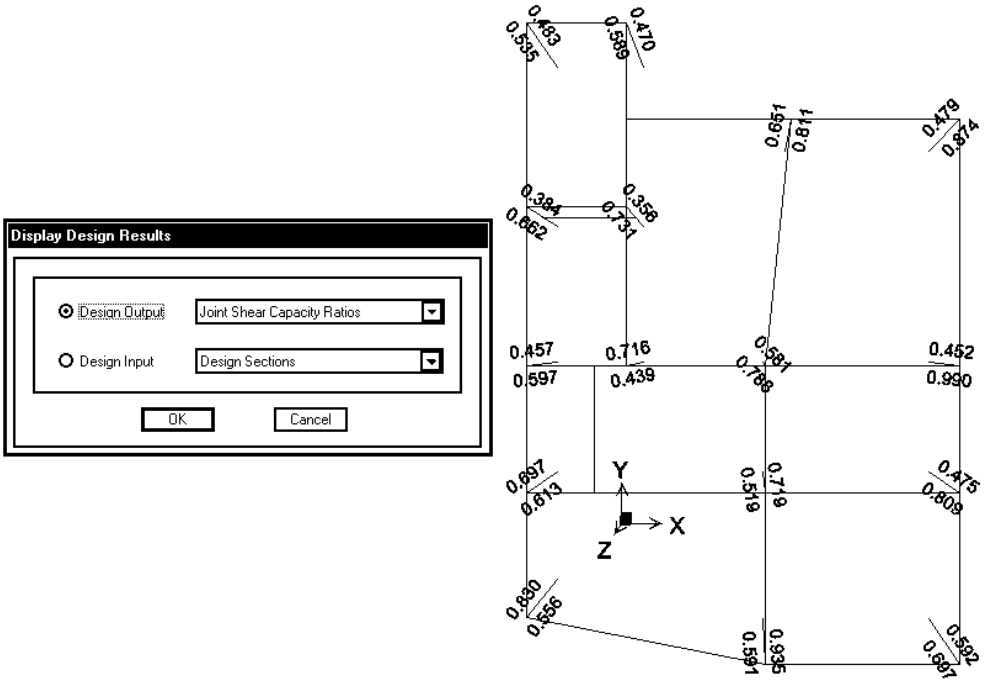
مساحت واقعی برشی در گره اتصال



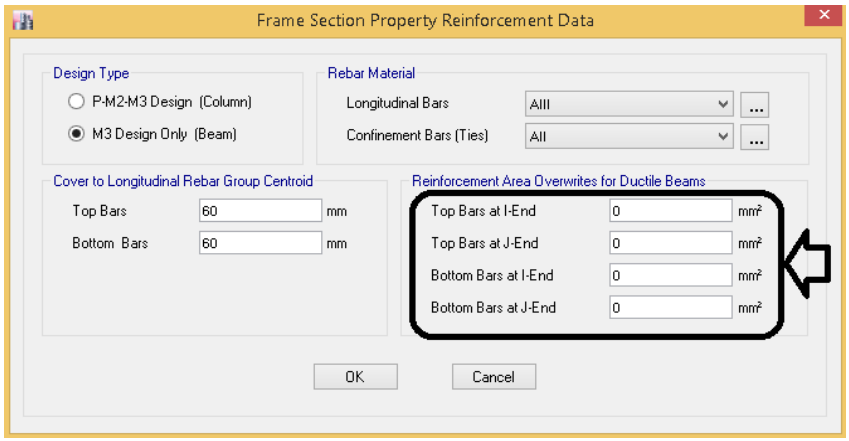
مساحت برش اتصال که نرم افزار منظور میکند

بنابراین در گرههای کناری سازه باید با محاسبات دستی این خطا را منظور نمود. این مورد را جناب آقای دکتر فرزام به بنده یادآور شدند، با تشکر از ایشان.

برای مشاهده نسبت تنش برش در چشمه اتصال می توان از خروجی نرم افزار مطابق شکل زیر استفاده کرد:



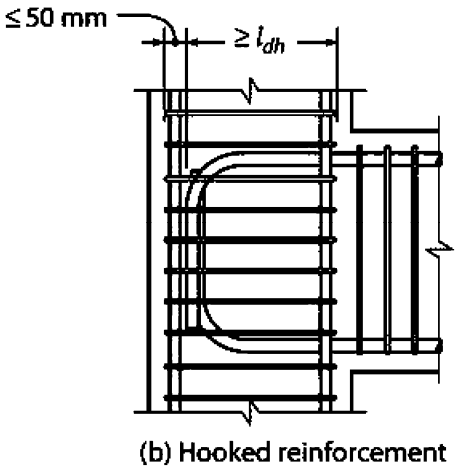
- نیروی وارد بر گره اتصال در ETABS بر مبنای نیروی آرماتور طولی محاسباتی انجام می شود. در حالیکه در عمل آرماتور طولی قرار داده شده در تیرها بیش از مقدار محاسباتی است و برش وارد بر گره اتصال در عمل بیشتر است. بنابراین خروجی نرم افزار در مورد کنترل برش گره اتصال در خلاف جهت اطمینان است. می توان از طریق زیر مقدار آرماتور طولی که در عمل اجرا خواهد شد را در تیرها وارد کرد تا محاسبات صحیح انجام شود:



۱۴-۷ نکات اجرایی قابهای ویژه بتنی

۱۴-۷-۱ خم میلگرد تیرهای انتهایی داخل ستون

در تیرهای قابهای خمشی ویژه لازم است میلگرد تیر در ستون تا انتهای هسته ستون ادامه یابد. طبق توصیه ارائه شده در کتاب پروفسور Moehle فاصله انتهای خم میلگرد از انتهای هسته ستون نباید بیش از 50 mm باشد:



(b) Hooked reinforcement

18.8.2.2 Beam longitudinal reinforcement terminated in a column shall extend to the far face of the confined column core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.

۱۴-۷-۲ تنگ ستون در گره اتصال

برخلاف قابهای با شکل پذیری متوسط، فواصل و حجم تنگها در ناحیه گره اتصال باید مشابه تنگها در ناحیه بحرانی ستون (l_0) ادامه یابد.

تنها در ستونهای میانی سازه که از چهار طرف دارای تیر هستند و همچنین عرض تمامی تیرها حداقل سه چهارم بعد ستون می باشد، می توان حجم تنگ ها را به نصف کاهش داد و فواصل را حداکثر به 150 mm افزایش داد.

18.8.3 *Transverse reinforcement*

18.8.3.1 Joint transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4, and 18.7.5.7, except as permitted in 18.8.3.2.

18.8.3.2 Where beams frame into all four sides of the joint and where each beam width is at least three-fourths the column width, the amount of reinforcement required by 18.7.5.4 shall be permitted to be reduced by one-half, and the spacing required by 18.7.5.3 shall be permitted to be increased to 150 mm within the overall depth ***h*** of the shallowest framing beam.

۱۴-۷-۳ بتن ریزی

در کتاب بتن پروفسور Moehle نکات اجرایی مفیدی ارائه شده است که لازم دیدم به صورت خلاصه به آنها اشاره کنم:

Regardless of the effort to make sure the reinforcing bars fit together, reinforcement congestion is higher in the beams, columns, and joints than in other structural elements such as slabs. To help achieve proper consolidation of the concrete in these congested areas, the maximum aggregate size should be limited accordingly. Specifying 1/2-in (13-mm) maximum aggregate size is common for special moment frames. Sometimes small aggregate size will result in lower concrete strength, but other components of the concrete mixture can be adjusted to make up the lost strength.

با توجه به تراکم بالای میلگرد در قابهای ویژه توصیه می شود:

۱- حداکثر اندازه سنگدانه در بتن 13 mm منظور شود.

۲- اسلامپ بتن مناسب باشد. در مواردی که تراکم میلگرد بالا باشد ممکن است حتی اسلامپ بین 180 mm تا 230 mm لازم باشد.

۳- می توان از بتن خود متراکم استفاده نمود.

Another key to well-consolidated concrete in congested areas is having a concrete mixture with a high slump. A slump in the range of 7 to 9 in (180 to 230 mm) may be necessary to get the concrete to flow in the congested areas.

Good consolidation can be difficult in highly congested areas because the reinforcement blocks insertion of the vibration equipment. Sometimes contactors will position internal vibration equipment prior to placing the reinforcement. Alternatively, external vibration may be considered if there is adequate access to all sides of the formwork.

Difficulties with vibration do not come into play if self-consolidating concrete is used. These concrete mixtures are extremely fluid and easily flow around congested reinforcement. There is a cost premium associated with the self-consolidating concrete itself. This premium diminishes with increasing strength. The formwork required to hold this type of concrete must also be much tighter than with a standard concrete mixture. Using self-consolidating concrete successfully is highly dependent on the experience and preference of the contractor. For this reason, only specify selfconsolidating concrete in the structural documents when it has been previously discussed with the contractor.

۱۴-۷-۴ ادامه تنگ ستون داخل پی

انتهای آرماتورهای طولی ستونها در پی باید به سمت داخل خم شود (مطابق شکل پایین)

در ستونها و یا المانهای مرزی کناری سازه که در آنها لبه ستون به لبه پی نزدیک است، به طوریکه فاصله لبه ستون تا لبه پی مطابق شکل کمتر از h/2 می باشد، باید میلگردهای طولی ستون توسط تنگهای ویژه در طولی برابر با طول مهار میلگردهای طولی ستون مهار شوند.

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

18.13—Foundations

18.13.2 *Footings, foundation mats, and pile caps*

18.13.2.2 Columns designed assuming fixed-end conditions at the foundation shall comply with 18.13.2.1 and, if hooks are required, longitudinal reinforcement resisting flexure shall have 90-degree hooks near the bottom of the foundation with the free end of the bars oriented toward the center of the column.

18.13.2.3 Columns or boundary elements of special structural walls that have an edge within one-half the footing depth from an edge of the footing shall have transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 through 18.7.5.4 provided below the top of the footing. This reinforcement shall extend into the footing, mat, or pile cap a length equal to the development length, calculated for f_y in tension, of the column or boundary element longitudinal reinforcement.

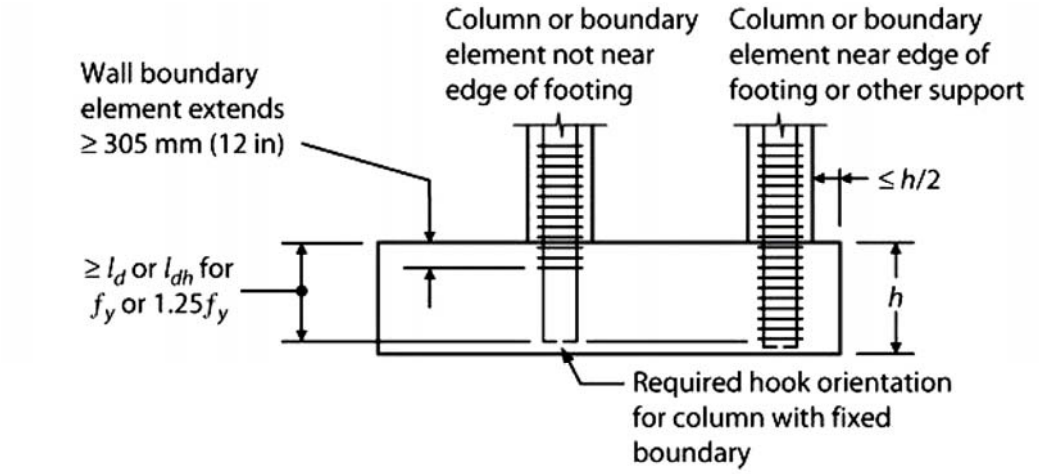
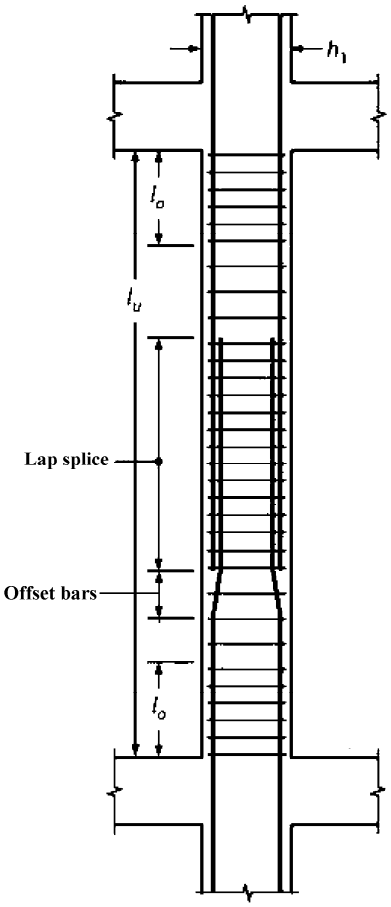


FIGURE 16.10 Required extensions of column and boundary element reinforcement into footings, mat foundations, and pile caps.

۱۴-۷-۵ محل وصله ستونها

با افزایش سایز میلگردهای طولی، طولی وصله آنها در ستون افزایش می یابد. طول وصله باید به گونه ای باشد که کل طول وصله خارج از ناحیه بحرانی ستون قرار گیرد. علاوه بر طول وصله، قسمت خم اولیه وصله نیز باید در خارج از ناحیه بحرانی قرار گیرد (قسمت Offset bars در شکل زیر).



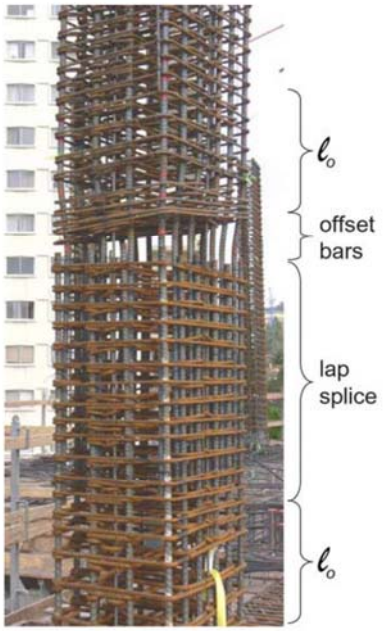


Figure 7-5 – Column cage lap splices are not permitted to extend outside the middle half of the column length and should not extend into the length ℓ_0 at the column end.



Figure 7-6 – Longitudinal column reinforcement spliced every other floor to reduce congestion.

FIGURE 12.48 Column reinforcement cages. (*a*) Lap splice and offset bars outside the specially detailed lengths *lo*. (*Photograph used with permission from Englekirk Partners Consulting Structural Engineers*.) (*b*) Splicing longitudinal bars at every other floors to reduce splicing and congestion. (*Photograph used with permission from Magnusson Klemencic Associates*.)

Large-diameter bars require long lap splices. In columns, these must be detailed so that they do not extend outside the middle half of the column length and do not extend into the length *lo* at the end of the column. If longitudinal bars are offset to accommodate the lap splice, the offset should also be outside the length *lo* (Figure 12.48*a*). Lap splices of the longitudinal reinforcement may create a congested area of the column as the number of vertical bars is doubled and the hoops must be tightly spaced. Splicing the vertical bars at every other floor as shown in Figure 12.48*b* will eliminate some of the congestion. Mechanical splices may also help reduce congestion.

۱۴-۷-۶ تداخل میلگرد تیر و ستون

زمانی که تیرها هم عرض ستون باشند، و یا در تیرهای کناری که لبه تیر همباد ستون اجرا می شود، میلگرد کناری تیر با میلگردهای قائم ستونها تداخل خواهند داشت.

به عنوان راه حل اول می توان مطابق شکل سمت چپ، میلگرد تیر را با شیب ملایم به دال ستون خم کرد. در این حالت ممکن است در گوشه خاموت های تیر، آرماتور طولی به خوبی جای نگیرد. بنابراین بهتر است در اجرای خم این خاموتها توجه شود. طول خم 135 در جه خاموت باید به حدی باشد که بتواند میلگردهای طولی تیر را به خوبی در برگیرد.

به عنوان راه حل دوم می توان مطابق شکل سمت راست، در گوشه خاموتها از میلگردهای طولی اضافی با طول محدود استفاده کرد. سایز این میلگردها باید کوچک باشد تا موجب افزایش مقاومت تیر نسبت به ستون نشود.





مسائل متفرقه

۱۵-۱ قانون ۱۰۰-۳۰ در ستونهای بتنی (نحوه کنترل ۲۰ درصد ظرفیت)

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.

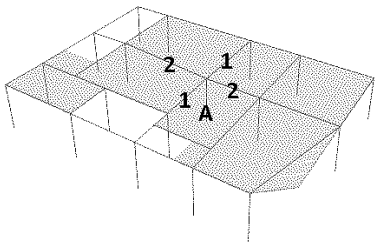
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

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 را 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.



ستون A در محل تقاطع سیستم های باربر 1 و 2 قرار دارد

مطابق بند فوق تنها زمانی می توان از اعمال قانون ۱۰۰-۳۰ صرف نظر کرد که هر دو شرط زیر همزمان بر قرار شود:

۱- سازه منظم در پلان باشد

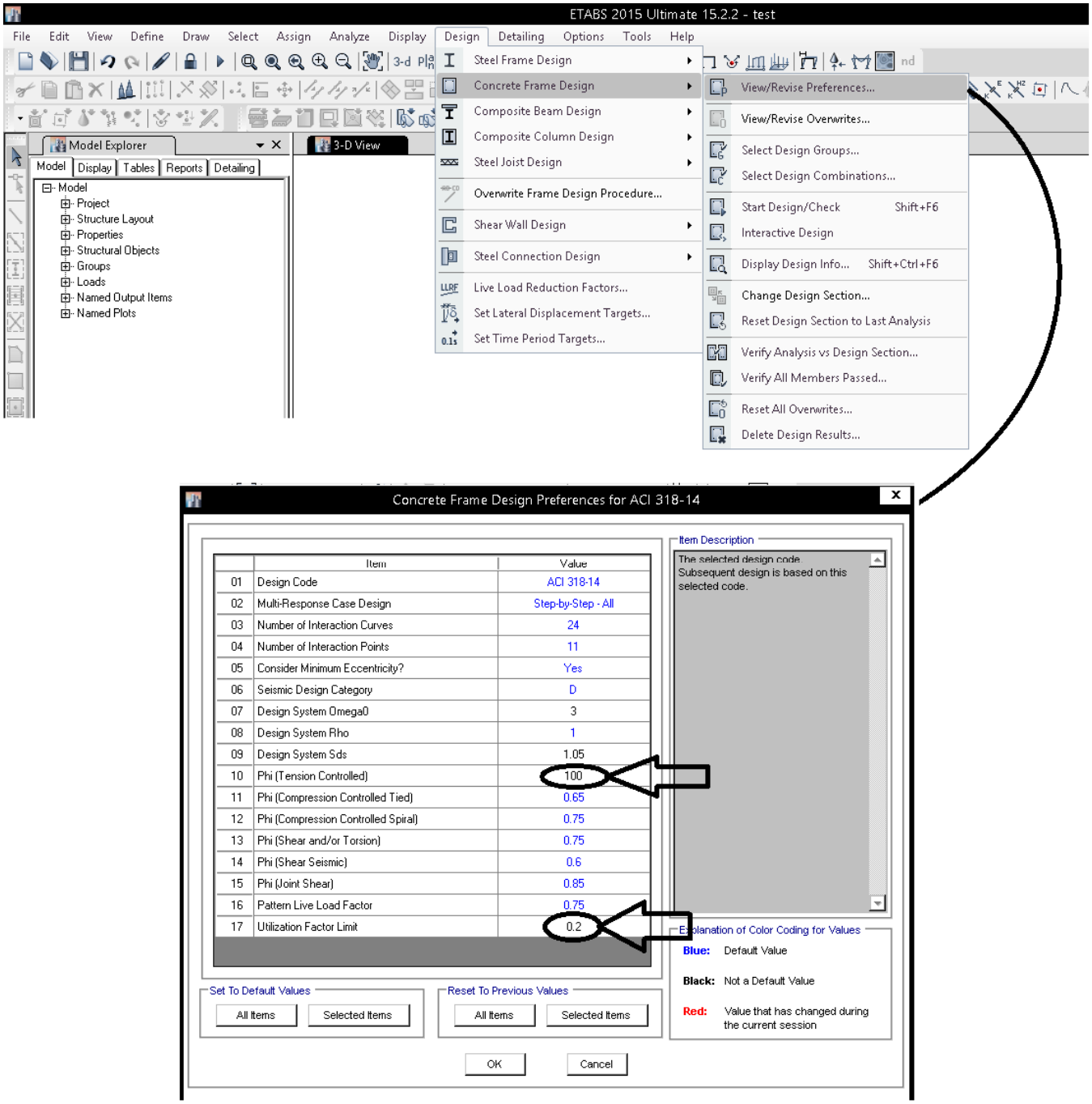
۲- علاوه بر منظم در پلان بودن، بار محوری ستون ناشی از زلزله کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت محوری ستون باشد.

شرایط صرف نظر کردن از قانون ۱۰۰-۳۰ در قابهای خمشی بتنی (مراحل زیر را آقای مهندس طهماسب برایم فرستاده اند که البته من کمی تغییر دادم و به صورت تصویری تحریر کردم. با تشکر از ایشان).

۱- کنترل شود که حتما سازه منظم در پلان باشد در غیر این صورت زلزله باید به صورت ۱۰۰-۳۰ اعمال شود و یا اینکه از زلزله دینامیکی زاویه دار استفاده شود.

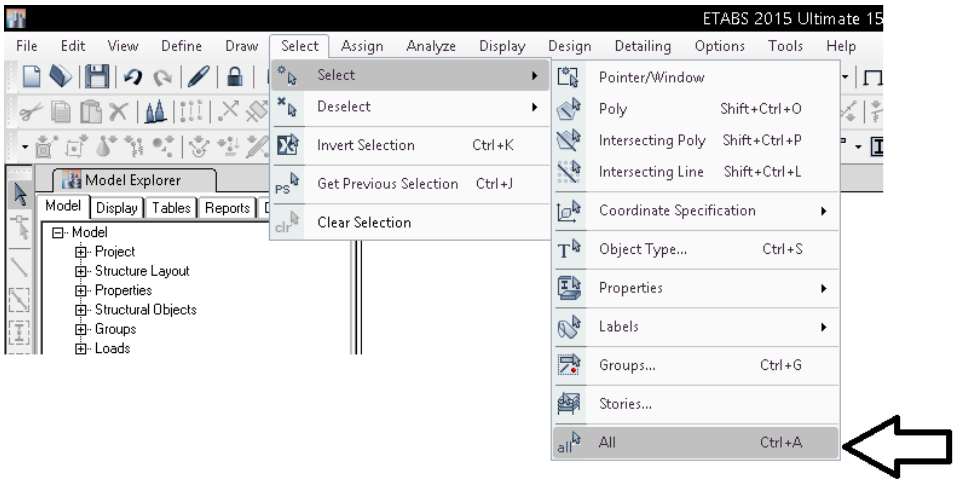
۲- از فایل اصلی یک save as گرفته و مطابق شکل زیر ضریب کاهش مقاومت کششی ستونها را یک عدد بزرگ وارد نمایید تا در کنترل ظرفیت ستونها، تنها ظرفیت فشاری آنها را منظور کند.

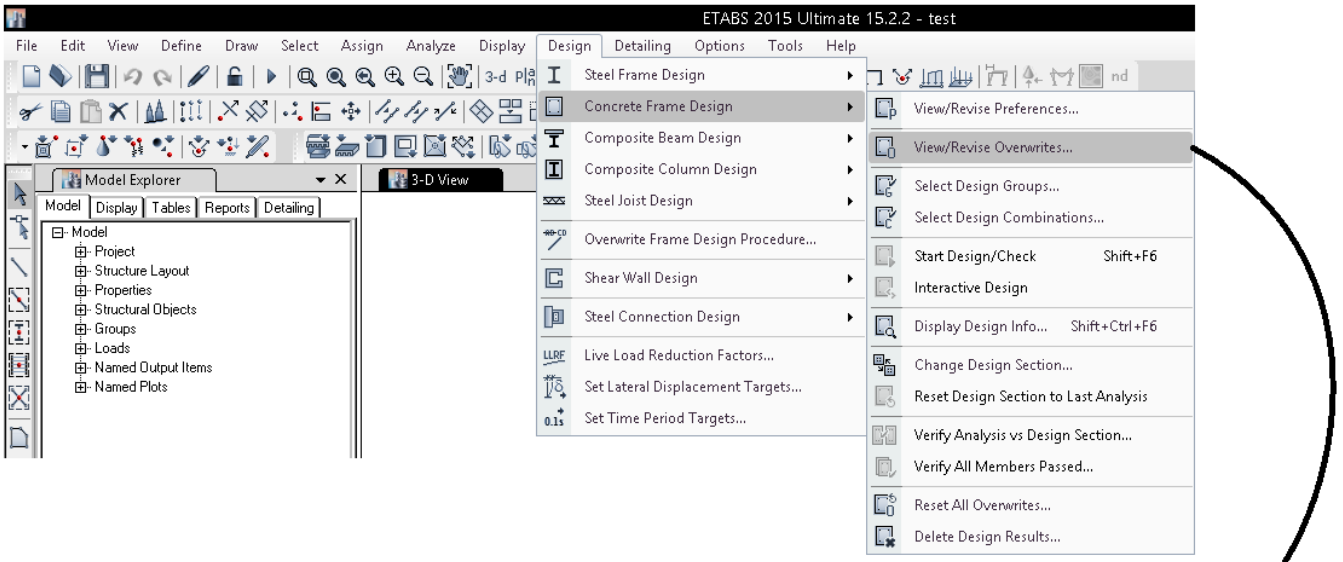
۳- همچنین محدوده نسبت مجاز را به 0.2 کاهش دهید.

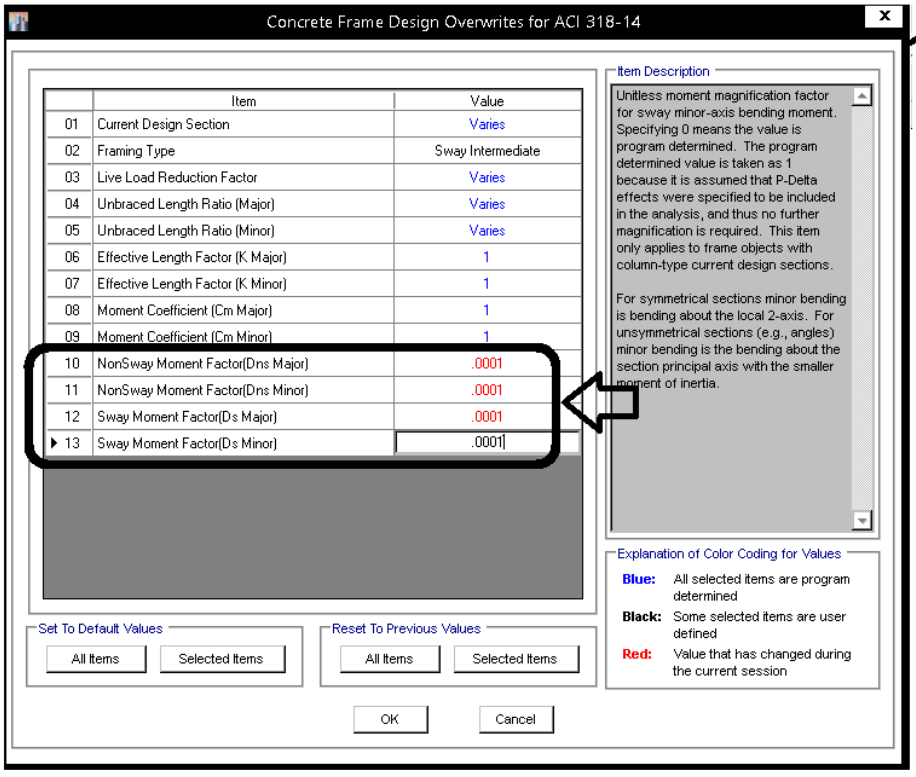


- طبق متن استاندارد ۲۸۰۰ "ظرفیت محوری" معیار است نه "ظرفیت محوری فشاری". بنابراین اگر صرفا متن استاندارد ۲۸۰۰ معیار باشد، مقدار phi کشش را نباید در شکل فوق تغییر دهیم. منتها نظر شخصی من این است که هدف ظرفیت فشاری می باشد.

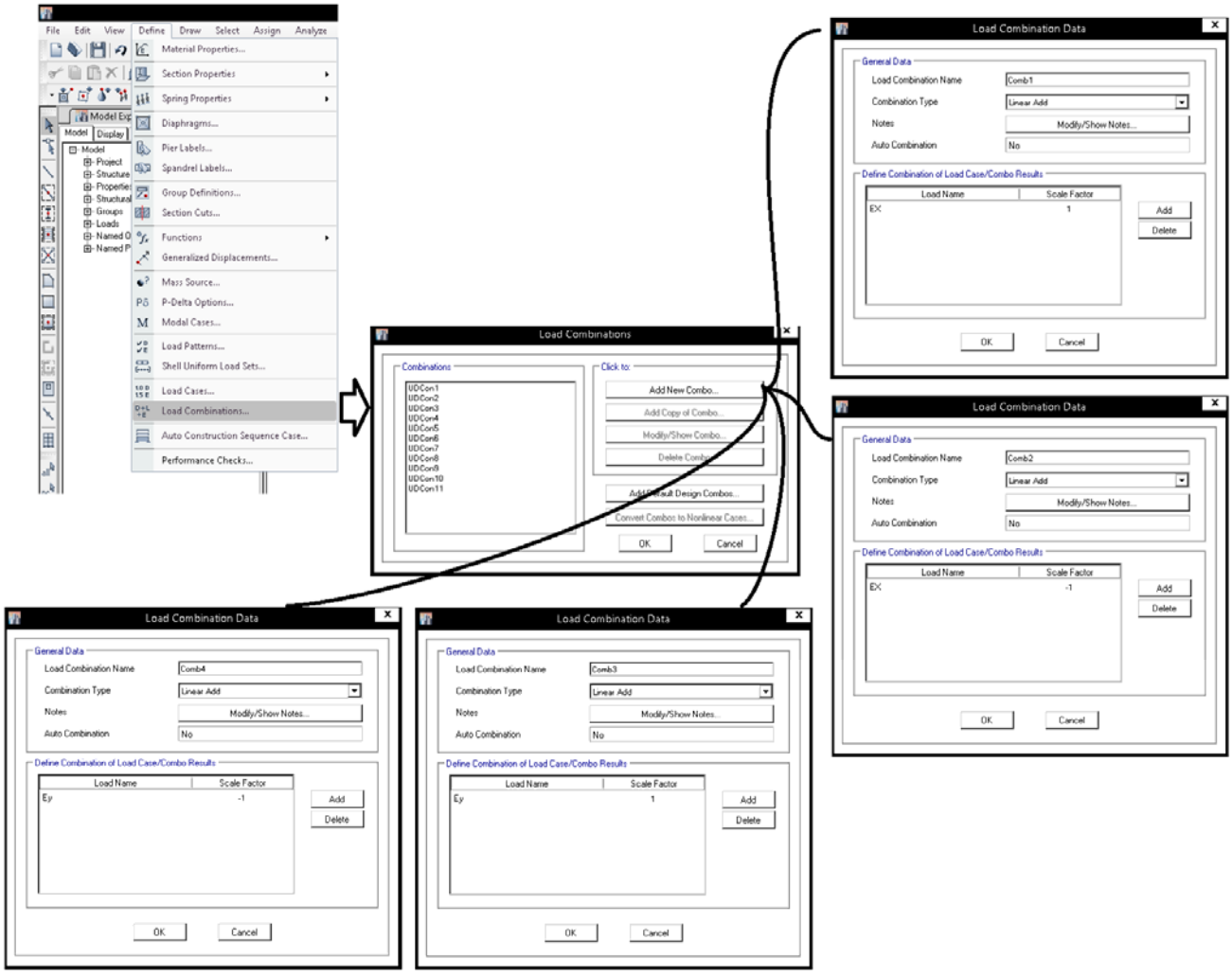
۴- کلیه اعضا را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر مقادیر ضرایب نشان داده شده را یک عدد کوچک (مثلا 0.00001) وارد نمایید تا ظرفیت خمشی ستونها کنترل نشود و تنها ظرفیت محوری معیار قرار گیرد:


ETABS 2015 Ultimate 15
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Select
Deselect
Invert Selection Ctrl+K
Get Previous Selection Ctrl+J
Clear Selection
Pointer/Window
Poly Shift+Ctrl+O
Intersecting Poly Shift+Ctrl+P
Intersecting Line Shift+Ctrl+L
Coordinate Specification
Object Type... Ctrl+S
Properties
Labels
Groups... Ctrl+G
Stories...
All Ctrl+A
Model Explorer
Model Display Tables Reports
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads

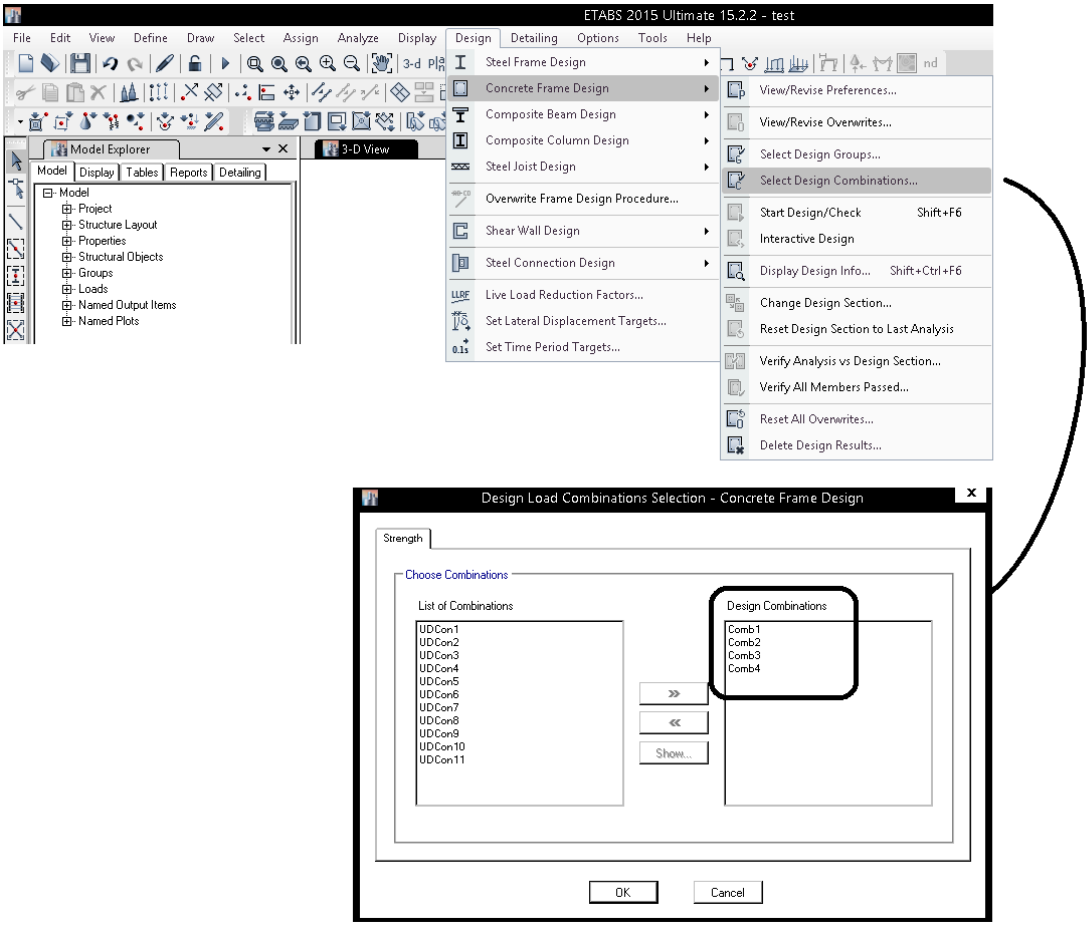

ETABS 2015 Ultimate 15.2.2 - test
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Steel Frame Design
Concrete Frame Design
Composite Beam Design
Composite Column Design
Steel Joist Design
Overwrite Frame Design Procedure...
Shear Wall Design
Steel Connection Design
Live Load Reduction Factors...
Set Lateral Displacement Targets...
Set Time Period Targets...
View/Revise Preferences...
View/Revise Overwrites...
Select Design Groups...
Select Design Combinations...
Start Design/Check Shift+F6
Interactive Design
Display Design Info... Shift+Ctrl+F6
Change Design Section...
Reset Design Section to Last Analysis
Verify Analysis vs Design Section...
Verify All Members Passed...
Reset All Overwrites...
Delete Design Results...
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
3-D View


Concrete Frame Design Overwrites for ACI 318-14
Item
Value
01 Current Design Section Varies
02 Framing Type Sway Intermediate
03 Live Load Reduction Factor Varies
04 Unbraced Length Ratio (Major) Varies
05 Unbraced Length Ratio (Minor) Varies
06 Effective Length Factor (K Major) 1
07 Effective Length Factor (K Minor) 1
08 Moment Coefficient (Cm Major) 1
09 Moment Coefficient (Cm Minor) 1
10 NonSway Moment Factor(Dns Major) .0001
11 NonSway Moment Factor(Dns Minor) .0001
12 Sway Moment Factor(Ds Major) .0001
13 Sway Moment Factor(Ds Minor) .0001
Item Description
Unitless moment magnification factor for sway minor-axis bending moment. Specifying 0 means the value is program determined. The program determined value is taken as 1 because it is assumed that P-Delta effects were specified to be included in the analysis, and thus no further magnification is required. This item only applies to frame objects with column-type current design sections.
For symmetrical sections minor bending is bending about the local 2-axis. For unsymmetrical sections (e.g., angles) minor bending is the bending about the section principal axis with the smaller moment of inertia.
Explanation of Color Coding for Values
Blue: All selected items are program determined
Black: Some selected items are user defined
Red: Value that has changed during the current session
Set To Default Values
All Items
Selected Items
Reset To Previous Values
All Items
Selected Items
OK
Cancel

۵- مطابق شکل زیر ترکیب بارهای طراحی شامل زلزله (تنها زلزله) تعریف نمایید:



۶- پس از انتخاب ترکیب بارهای جدید، اقدام به تحلیل و طراحی سازه شود:

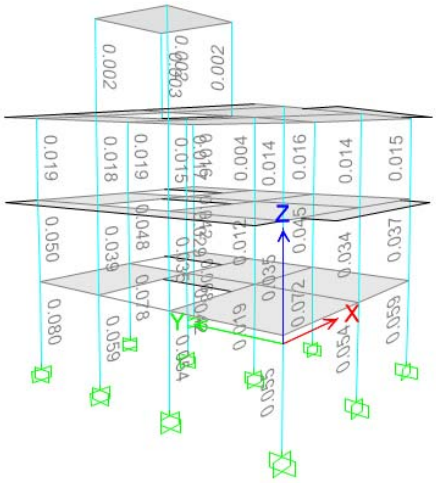


در قاب خمشی اگر دو شرط زیر همزمان برقرار شود، می توان از اثر زلزله متعامد صرف نظر کرد:

۱- سازه منظم در پلان باشد.

و

۲- نسبت تنش ستونها کمتر از 0.2 باشد.



با تشکر از مهندس رضا طهماسب
rezatahmasb1984@gmail.com

۱۵-۲ محاسبه اندیس پایداری

۹-۱۶-۳ طبقات مهارشده جانبی

۹-۱۶-۳-۱ طبقه مهارشده به طبقه‌ای گفته می‌شود که تغییرمکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه، که از رابطه (۹-۱۶-۱) به دست می‌آید کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهارشده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً «مهار شده» نامیده می‌شود.

$$Q=\frac{\sum N_u\delta_u}{H_u h_s} \qquad (۹-۱۶-۱)$$

محاسبه δ_u با توجه به ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۱ انجام می‌گیرد.

h_s = ارتفاع طبقه، میلی‌متر

H_u = بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه، نیوتن

N_u = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

δ_u = تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین به ازای هر ترکیب بار مشخص

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

(a) The increase in column end moments due to second-order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments

(b) Q in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05

R6.6.4.3 In 6.6.4.3(a), a story in a frame is classified as nonsway if the increase in the lateral load moments resulting from $P\Delta$ effects does not exceed 5 percent of the first-order moments (MacGregor and Hage 1977). Section 6.6.4.3(b) provides an alternative method of determining if a frame is classified as nonsway based on the stability index for a story, Q. In calculating Q, $\sum P_u$ should correspond to the lateral loading case for which $\sum P_u$ is greatest. A frame may contain both nonsway and sway stories.

If the lateral load deflections of the frame are calculated using service loads and the service load moments of inertia given in 6.6.3.2.2, it is permissible to calculate Q in Eq. (6.6.4.4.1) using 1.2 times the sum of the service gravity loads, the service load story shear, and 1.4 times the first-order service load story deflections.

6.6.4.4 *Stability properties*

R6.6.4.4 *Stability properties*

6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q, shall be calculated by:

$$Q=\frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us}\ell_c} \qquad (6.6.4.4.1)$$

where $\sum P_u$ and V_{us} are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and Δ_o is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us}.

نکته مهم:

Sway or Nonsway?

بر اساس اندیس پایداری تعیین می شود

Sway or Nonsway بودن برای محاسبه اثر P-delta استفاده می شود و ترک خوردگی ربطی به میزان اندیس پایداری ندارد.

Braced or UnBraced?

بر اساس سختی جانبی طبقات تعیین می شود.

در سازه های بتنی همه سازه ها **UnBraced** هستند مگر انهایی که کوتاه مرتبه بوده و به حد کافی دارای دیوار برشی ویا بادبند باشند.

تعیین ضرایب ترک خوردگی بر این اساس تعیین می شود

همان طور که در بخش ضرایب ترک خوردگی جزوه توضیح داده شد، ضرایب ترک خوردگی سازه بتنی ربطی به اندیس پایداری ندارد.
اندیس پایداری تنها برای محاسبه اثرات تحلیل مرتبه دوم و اثرات لاغری ستون ها کاربرد دارد. با این حال مراحل محاسبه این ضریب در نرم افزار به شرح زیر است:

مراحل محاسبه اندیس پایداری

۱- ضرایب ترک خوردگی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ وارد شود. در سازه های فاقد دیوار برشی این ضرایب به صورت زیر می باشد:
- تیرها 0.35Ig
- ستونها 0.7Ig

برای سازه های کوتاه مرتبه دارای دیوار برشی:
- تیرها 0.5Ig
- ستونها Ig
- دیوار برشی بسته به اینکه ترک خورده باشد یا نه: 0.35Ig or 0.7Ig

۲- مطابق شکل اول یک ترکیب بار شامل بار زلزله تعریف نمایید (ترکیب بار نشان داده شده در شکل با فرض ضریب اهمیت سازه برابر یک و منطقه A=0.35 تعریف شده است)

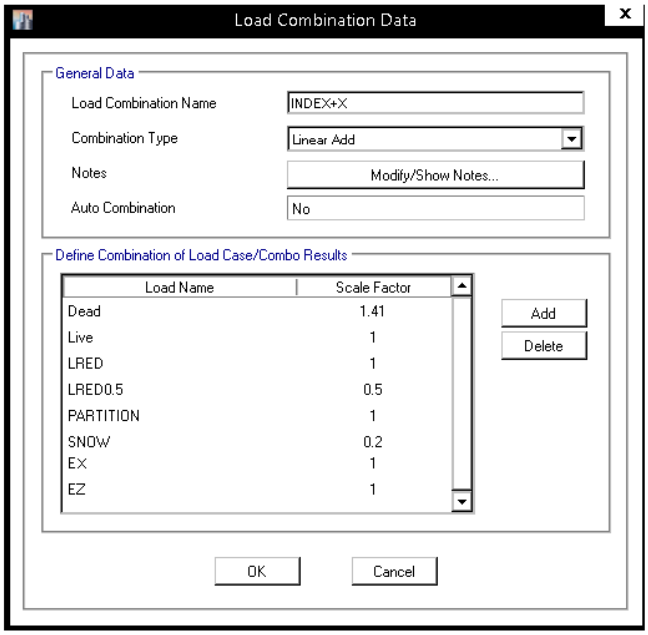
۳- جابجایی نسبی ($\frac{\delta_u}{h}$) طبقات را مطابق شکل دوم تحت اثر ترکیب بار INDEX+X بدست آورید

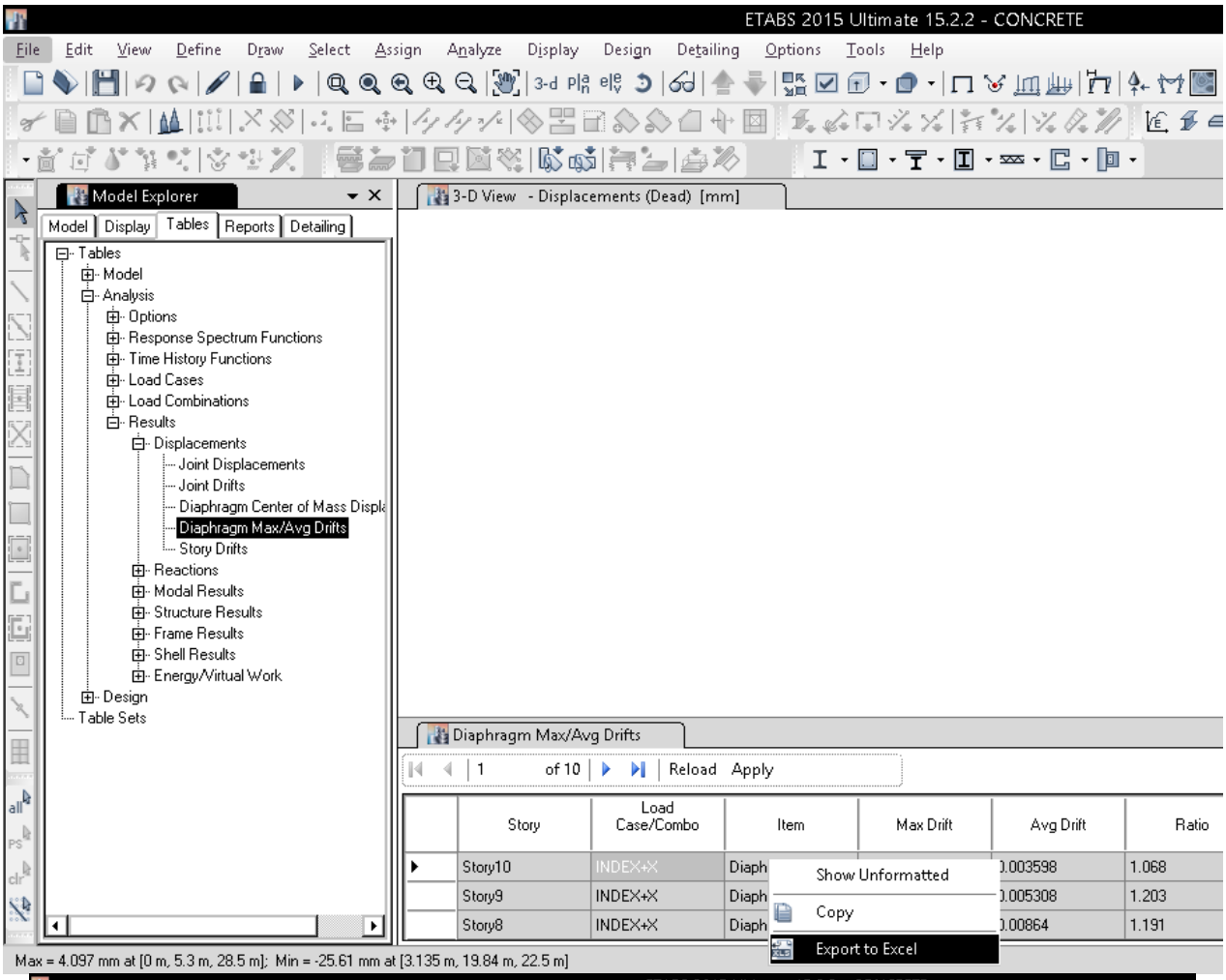
۴- مطابق شکل سوم نیروی طبقات را بدست آورید.

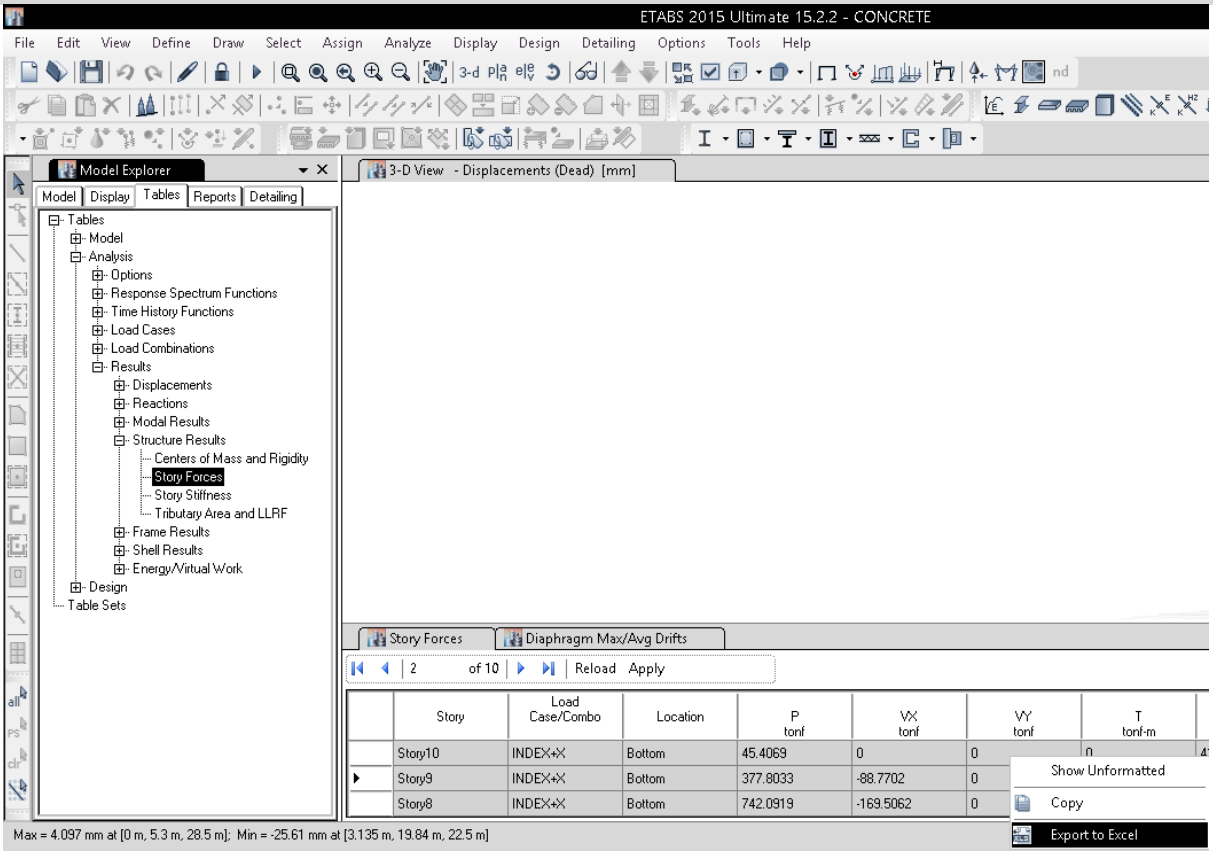
۵- مطابق شکل چهارم جابجایی نسبی طبقات را از شیت اکسل اول کپی کرده و مطابق شکل پنجم به شیت دوم کپی کنید.

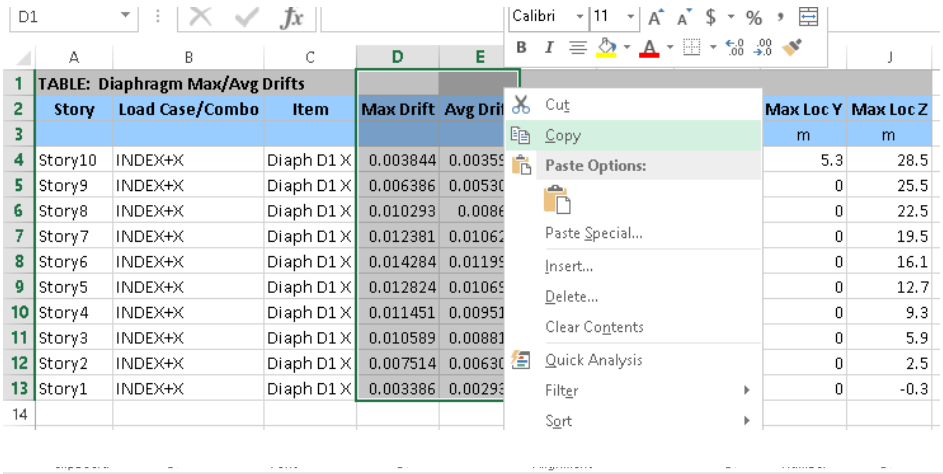
۶- مطابق شکل ششم مقدار p*dleta/V/h را بدست آورید. مقدار حاصل برابر ضریب پایداری خواهد بود.

- **با توجه به متن ACI بهتر است اثر در نرم افزار اثر P-delta غیر فعال شود و سپس کنترل فوق صورت پذیرید.**
- **دقت شود که اندیس پایداری (طبق تعریف مبحث ۹ و نیز ACI) بر اساس بارهای ضریب دار محاسبه می شوند. در ASCE این ضریب با بارهای بدون ضریب تعریف شده است (بنابراین تعریف اندیس پایداری در ACI و ASCE متفاوت است).**

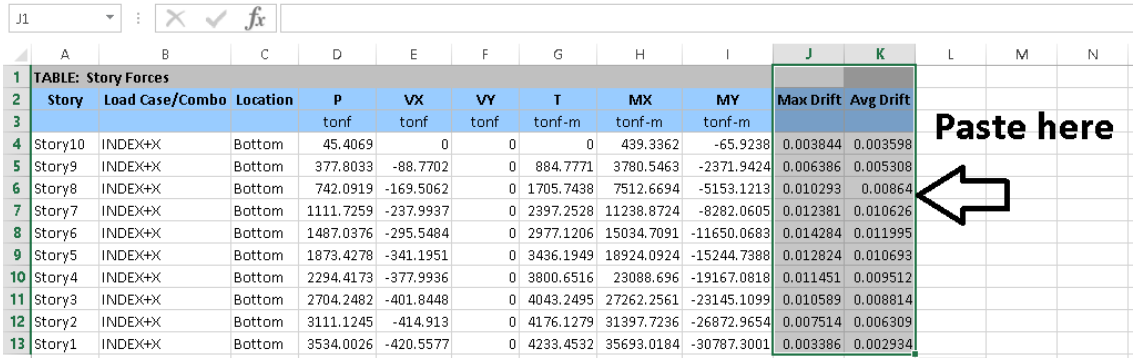



ETABS 2015 Ultimate 15.2.2 - CONCRETE
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Tables
Model
Analysis
Options
Response Spectrum Functions
Time History Functions
Load Cases
Load Combinations
Results
Displacements
Joint Displacements
Joint Drifts
Diaphragm Center of Mass Displ
Diaphragm Max/Avg Drifts
Story Drifts
Reactions
Modal Results
Structure Results
Frame Results
Shell Results
Energy/Virtual Work
Design
Table Sets
3-D View - Displacements (Dead) [mm]
Diaphragm Max/Avg Drifts
1 of 10 Reload Apply
Story
Load Case/Combo
Item
Max Drift
Avg Drift
Ratio
Story10 INDEX+X Diaph 0.003598 1.068
Story9 INDEX+X Diaph 0.005308 1.203
Story8 INDEX+X Diaph 0.00864 1.191
Show Unformatted
Copy
Export to Excel
Max = 4.097 mm at [0 m, 5.3 m, 28.5 m]; Min = -25.61 mm at [3.135 m, 19.84 m, 22.5 m]


ETABS 2015 Ultimate 15.2.2 - CONCRETE
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Tables
Model
Analysis
Options
Response Spectrum Functions
Time History Functions
Load Cases
Load Combinations
Results
Displacements
Reactions
Modal Results
Structure Results
Centers of Mass and Rigidity
Story Forces
Story Stiffness
Tributary Area and LLRF
Frame Results
Shell Results
Energy/Virtual Work
Design
Table Sets
3-D View - Displacements (Dead) [mm]
Story Forces
Diaphragm Max/Avg Drifts
2 of 10 Reload Apply
Story
Load Case/Combo
Location
P tonf
VX tonf
VY tonf
T tonf-m
Story10 INDEX+X Bottom 45.4069 0 0 0
Story9 INDEX+X Bottom 377.8033 -88.7702 0
Story8 INDEX+X Bottom 742.0919 -169.5062 0
Show Unformatted
Copy
Export to Excel
Max = 4.097 mm at [0 m, 5.3 m, 28.5 m]; Min = -25.61 mm at [3.135 m, 19.84 m, 22.5 m]



	A	B	C	D	E	J
1	TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
2	Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Dri	Max Loc Y
3						m
4	Story10	INDEX+X	Diaph D1 X	0.003844	0.0035	5.3
5	Story9	INDEX+X	Diaph D1 X	0.006386	0.0053	0
6	Story8	INDEX+X	Diaph D1 X	0.010293	0.0086	0
7	Story7	INDEX+X	Diaph D1 X	0.012381	0.0106	0
8	Story6	INDEX+X	Diaph D1 X	0.014284	0.0119	0
9	Story5	INDEX+X	Diaph D1 X	0.012824	0.0106	0
10	Story4	INDEX+X	Diaph D1 X	0.011451	0.0095	0
11	Story3	INDEX+X	Diaph D1 X	0.010589	0.0088	0
12	Story2	INDEX+X	Diaph D1 X	0.007514	0.0063	0
13	Story1	INDEX+X	Diaph D1 X	0.003386	0.0029	0
14						



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	TABLE: Story Forces										
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	Max Drift	Avg Drift
3				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		
4	Story10	INDEX+X	Bottom	45.4069	0	0	0	439.3362	-65.9238	0.003844	0.003598
5	Story9	INDEX+X	Bottom	377.8033	-88.7702	0	884.7771	3780.5463	-2371.9424	0.006386	0.005308
6	Story8	INDEX+X	Bottom	742.0919	-169.5062	0	1705.7438	7512.6694	-5153.1213	0.010293	0.00864
7	Story7	INDEX+X	Bottom	1111.7259	-237.9937	0	2397.2528	11238.8724	-8282.0605	0.012381	0.010626
8	Story6	INDEX+X	Bottom	1487.0376	-295.5484	0	2977.1206	15034.7091	-11650.0683	0.014284	0.011995
9	Story5	INDEX+X	Bottom	1873.4278	-341.1951	0	3436.1949	18924.0924	-15244.7388	0.012824	0.010693
10	Story4	INDEX+X	Bottom	2294.4173	-377.9936	0	3800.6516	23088.696	-19167.0818	0.011451	0.009512
11	Story3	INDEX+X	Bottom	2704.2482	-401.8448	0	4043.2495	27262.2561	-23145.1099	0.010589	0.008814
12	Story2	INDEX+X	Bottom	3111.1245	-414.913	0	4176.1279	31397.7236	-26872.9654	0.007514	0.006309
13	Story1	INDEX+X	Bottom	3534.0026	-420.5577	0	4233.4532	35693.0184	-30787.3001	0.003386	0.002934

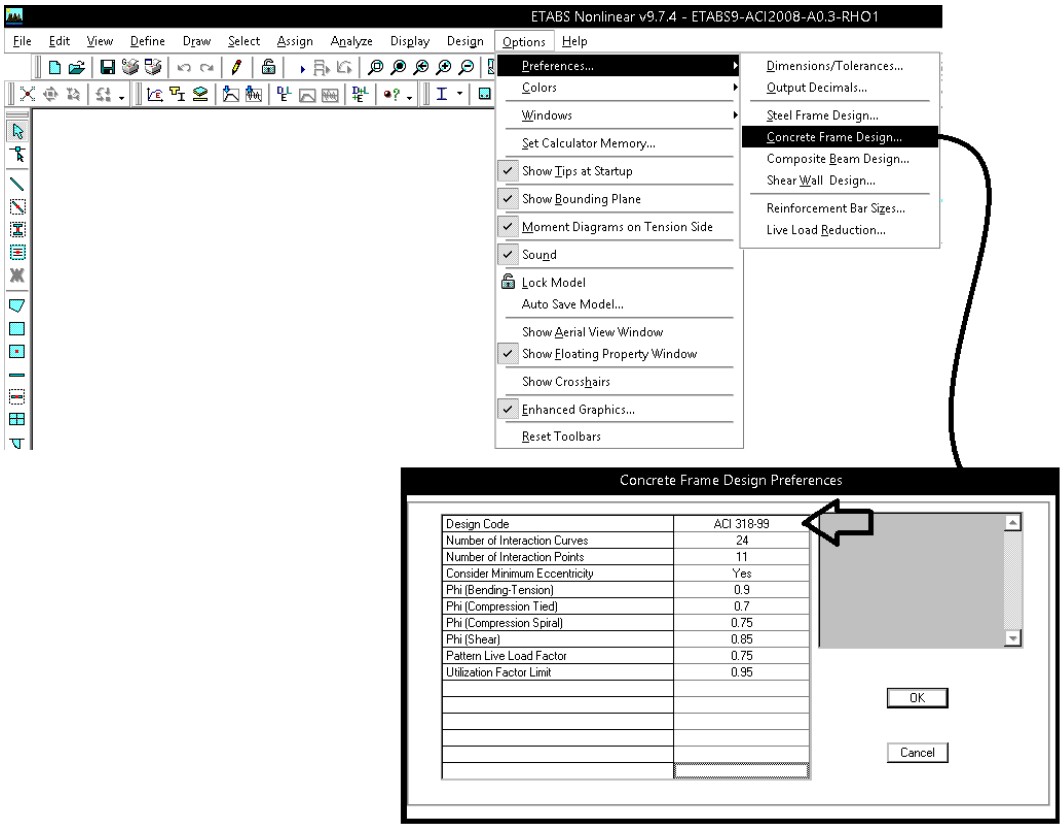
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	TABLE: Story Forces											
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	Max Drift	Avg Drift	
3				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m			
4	Story10	INDEX+X	Bottom	45.4069	0	0	0	439.3362	-65.9238	0.003844	0.003598	
5	Story9	INDEX+X	Bottom	377.8033	-88.7702	0	884.7771	3780.5463	-2371.9424	0.006386	0.005308	=D5*K5/E5
6	Story8	INDEX+X	Bottom	742.0919	-169.5062	0	1705.7438	7512.6694	-5153.1213	0.010293	0.00864	-0.03783
7	Story7	INDEX+X	Bottom	1111.7259	-237.9937	0	2397.2528	11238.8724	-8282.0605	0.012381	0.010626	-0.04964
8	Story6	INDEX+X	Bottom	1487.0376	-295.5484	0	2977.1206	15034.7091	-11650.0683	0.014284	0.011995	-0.06035
9	Story5	INDEX+X	Bottom	1873.4278	-341.1951	0	3436.1949	18924.0924	-15244.7388	0.012824	0.010693	-0.05871
10	Story4	INDEX+X	Bottom	2294.4173	-377.9936	0	3800.6516	23088.696	-19167.0818	0.011451	0.009512	-0.05774
11	Story3	INDEX+X	Bottom	2704.2482	-401.8448	0	4043.2495	27262.2561	-23145.1099	0.010589	0.008814	-0.05931
12	Story2	INDEX+X	Bottom	3111.1245	-414.913	0	4176.1279	31397.7236	-26872.9654	0.007514	0.006309	-0.04731
13	Story1	INDEX+X	Bottom	3534.0026	-420.5577	0	4233.4532	35693.0184	-30787.3001	0.003386	0.002934	-0.02465

سازه های بتنی در ETABS9.7.4 بر اساس ACI-318-99

۱۶-۱-۱ طراحی سازه بتنی بر اساس ACI318-99 در ETABS9.7

- آیین نامه ACI318-99 مربوط به سال ۱۹۹۹ می باشد و ترکیب بارهای آن با ترکیب بارهای مبحث ششم ویرایش ۹۲ هماهنگی و تشابه کمتری دارد. بنابراین توصیه می شود به جای ACI-318-99 از ACI-318-2008 استفاده نمایید.
- نحوه تعریف ضوابط طبق ACI-318-2008 در فصل بعدی این جزوه تشریح شده است.

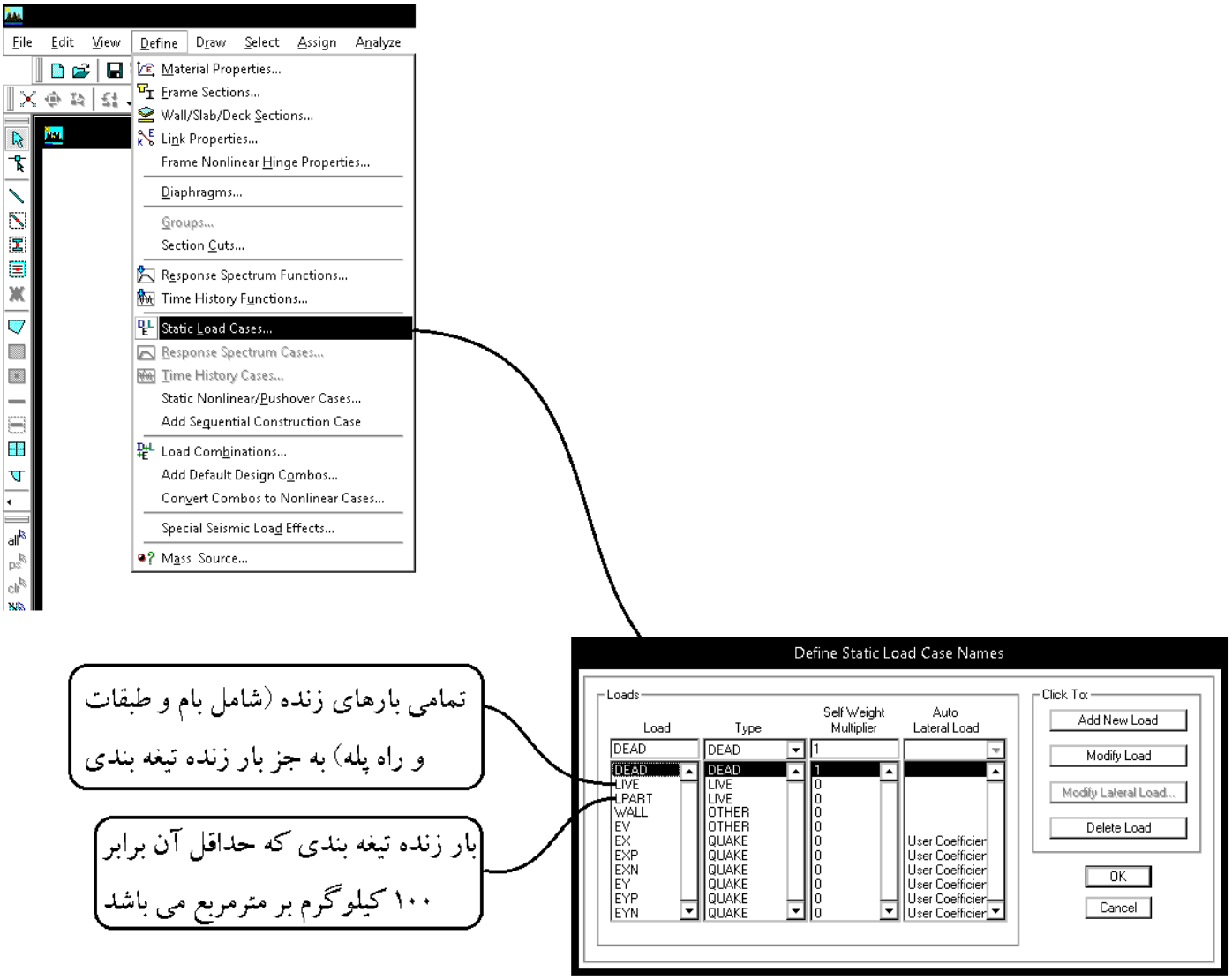
۱۶-۱-۲ انتخاب آیین نامه طراحی



۱۶-۱-۳ تعریف بارها در ETABS9-ACI-318-99

- تعریف بارها در مبحث ششم ویرایش ۹۲ با تعریف بار ACI-318-99 تفاوت دارد و برای مثال ضرایب مربوط به بار زنده و ضوابط کاهش آنها با ACI-318-99 تفاوت دارد. بنابراین اگر کاربر قصد استفاده از ACI-318-99 را دارد، نمی تواند از ضوابط کاهش سربار مربوط به بارهای زنده در مبحث ششم جدید استفاده نماید. برای مثال در مبحث ششم جدید اجازه داده می شود بارهای زنده تحت شرایط خاصی با ضریب 0.5 در ترکیب بارها ظاهر شوند. در حالیکه در ACI-318-99 چنین ضوابطی نداریم. بنابراین توصیه می شود از ACI-318-2008 (فصل بعدی همین جزوه) استفاده شود.
- بار LIVE برای تعریف بارهای زنده در بام، طبقات، راه پله و کلیه بارهای زنده سازه به جز بار زنده تیغه بندی استفاده می شود.

- طبق آیین نامه بار **تیغه بندی** باید به صورت بار زنده منظور شود. این بار به صورت گسترده به کفها وارد می شود و حداقل مقدار آن برابر 100 kg/m^2 می باشد. این بار در محاسبه جرم لرزه ای به صورت کامل منظور می شود و باید از نوع **LPART** وارد شود.



سوال: کاربرد LPART چیست؟

در مبحث ۶ جدید طبق بند زیر بار تیغه ها باید از نوع بار زنده تعریف شود. دقت شود که دیگر لازم نیست بار تیغه بندی همراه با بار مرده طبقه منظور شود و در محاسبه وزن مرده طبقات بار تیغه بندی لحاظ نمی شود. بنابراین باید به کف ها به صورت مستقل بار LPART وارد شود که معمولا برابر مقدار حداقل آن یعنی $100\ kg/m^2$ بدست می آید.

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.

سوال: آیا می توان به جای اعمال LPART ، مقدار آنرا را همراه با بار LIVE اعمال کرد؟ مثلا در سازه مسکونی به جای200 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.

۱۶-۱-۴ تعریف نیروی زلزله در ETABS9-ACI-318-99

$$C = \frac{ABI}{R_u}, \quad B = B_1 N, \quad R_u = \frac{R}{1.4}$$

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

به جدول زیر (جدول مقادیر Ru) توجه نمایید. نکات زیر از این جدول مهم می باشند:

- برای سازه های بلند تر از 15 متر مجاز به استفاده از مهاربند همگرای معمولی نیستیم (به محدودیت ارتفاعی در جدول زیر توجه نمایید).
- ضریب Ru برای سیستم قاب ساختمانی واگرای ویژه برابر ۷ قید شده که نسبتا بالا بوده و طراحان را به استفاده از این سیستم تشویق می کند.
- برای قاب خمشی بتنی متوسط حداکثر ارتفاع مجاز 35 متر میباشد که قبلا تا 50 متر مجاز بود.

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 با مصالح بنایی مسلح	۳	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 با 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

- 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. با توجه به جدول زیر، در صورتی که نیروی زلزله بر اساس ویرایش ۴ محاسبه شود، ضرایب زلزله به جای 1.4 برای 1 منظور خواهد شد:

ترکیب بار لرزه ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ (سازه های بتنی)

ACI 318-99	1.05D + 1.275L + **1.4025**E
ACI 318 – 2008	1.2D + L + **1.4**E + 0.2SNOW
ACI 318 – 2014	1.2D + L + **1.4**E + 0.2SNOW

ترکیب بار لرزه ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ (سازه های بتنی)

ACI 318-99	1.05D + 1.275L + **1**E
ACI 318 – 2008	1.2D + L + **1**E + 0.2SNOW
ACI 318 – 2014	1.2D + L + **1**E + 0.2SNOW
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 + 1.2L + **0.84**E

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)

- نحوه محاسبه B (ضریب بازتاب) تغییر کرده است و ضریب جدیدی به نام N معرفی شده است که در شکل زیر خلاصه روابط محاسبه آن آمده است:

$$B = B_1 N \qquad (۱-۲)$$

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

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

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

در شکل زیر بندهای آیین نامه ای محاسبه دوره تناوب تجربی آمده است که مشابه ویرایش قبلی می باشد.

- دوره تناوب تجربی سازه های بتنی تغییر کرده است.
- دوره تناوب تجربی سازه های با مهاربند واگرا تغییر کرده است.

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

$$T = 0.08H^{0.75} \qquad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \qquad (۴-۳)$$

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)

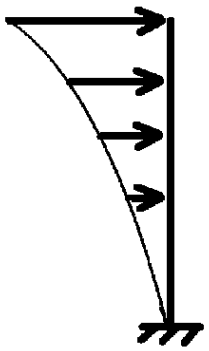
پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \qquad (۵-۳)$$

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.

- نیروی شلاقی حذف شده است و به جای آن توزیع بار در ارتفاع سازه غیر خطی شده است:



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

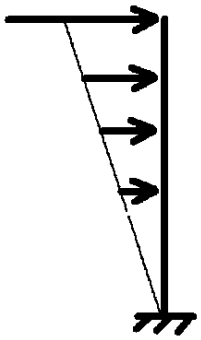
k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

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

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 $۰/۲۵\ V$ در نظر گرفته شود و چنانچه T برابر 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.

۱۶-۱-۵ مثال محاسبه نیروی زلزله

- سازه ۵ طبقه مسکونی بتنی با شکل پذیری متوسط (ارتفاع سازه از تراز پایه=۱۶متر)
- نوع خاک III
- پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد

۱- محاسبه دوره تناوب سازه (صفحه ۳۱ استاندارد ۲۸۰۰- بند ۳-۳-۱-۱)

$$T_{\text{آیین نامه}} = 0.05 \times H^{0.9} = 0.05 \times 16^{0.9} = 0.606\ Sec$$

با فرض اینکه دوره تناوب نرم افزار زیاد خواهد بود:

$$T_{\text{طراحی}} = 1.25 T_{\text{آیین نامه}} = 1.25 \times 0.606 = 0.76\ Sec$$

۲- محاسبه ضریب شکل طیف B_0 (صفحه ۱۴ و ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰)

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

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

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

$$\left.\begin{matrix} T_0 = 0.15 \\ T_s = 0.7 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \\ T_{\text{طراحی}} = 0.76 \end{matrix}\right\} T_{\text{طراحی}} > T_s \rightarrow B_1 = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right) = (1.75+1)\left(\frac{0.7}{0.76}\right) = 2.54$$

۳- محاسبه ضریب اصلاح طیف N_0 (صفحه ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰)

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

$$T_s < T_{\text{طراحی}} < 4sec \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s}\left(T_{\text{طراحی}} - T_s\right) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.7}(0.76 - 0.7) + 1 = 1.0123$$

۴- محاسبه ضریب بازتاب ساختمان B (صفحه ۱۴ استاندارد ۲۸۰۰)

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \qquad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

$$B = B_1 N = 2.53 \times 1.0127 = 2.57$$

۵- محاسبه ضرایب A و I

A=0.35 I=1

۶- محاسبه ضریب رفتار سازه، R_u (صفحه ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰)

ضریب رفتار قاب خمشی متوسط برابر $R_u = 5$ می باشد.

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)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	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	-

۷- محاسبه ضریب زلزله زلزله (صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰)

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.57 \times 1}{5} = 0.18$$

۸- محاسبه مقدار ضریب K (بند ۳-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰)

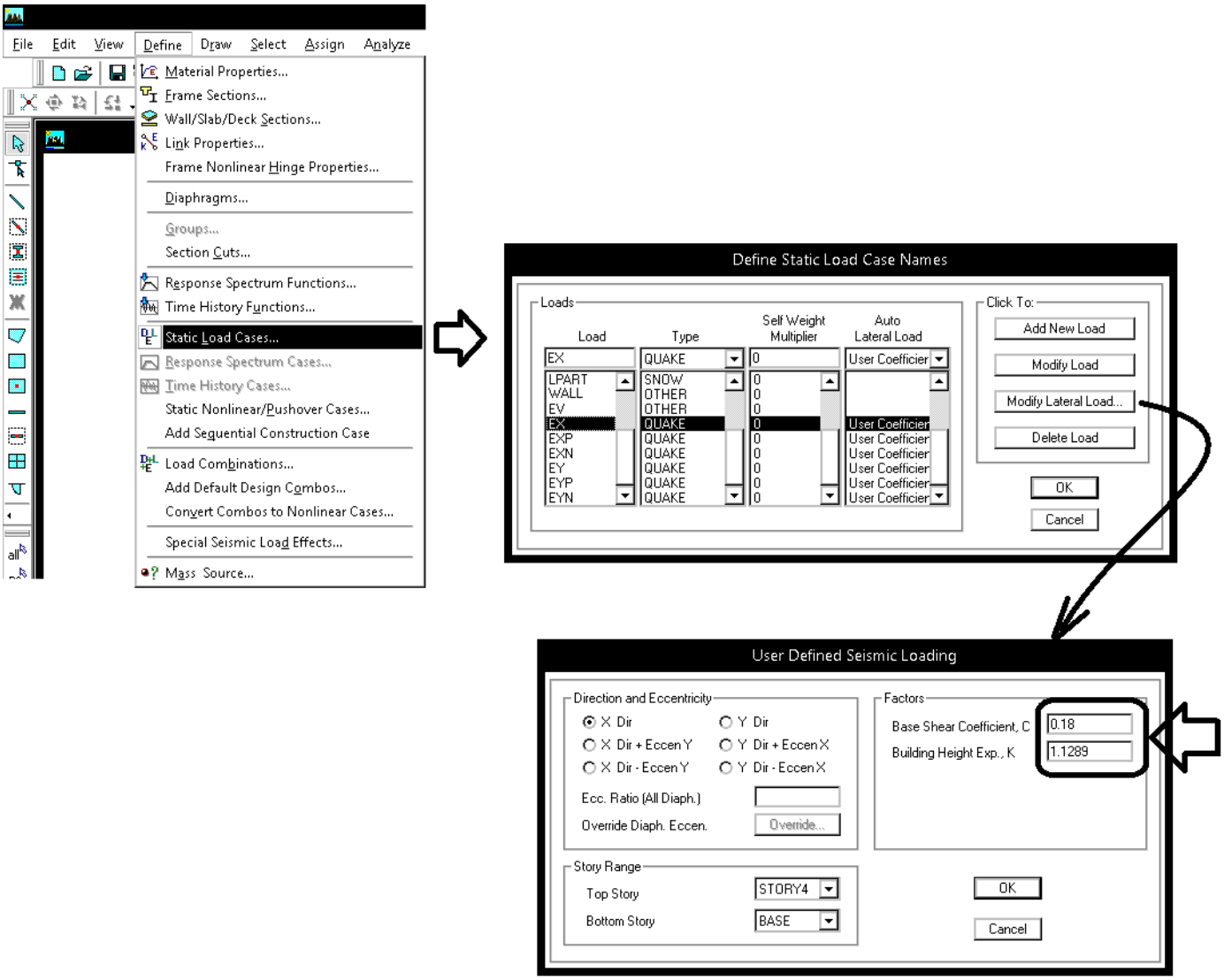
K=0.5T+0.75=1.129

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

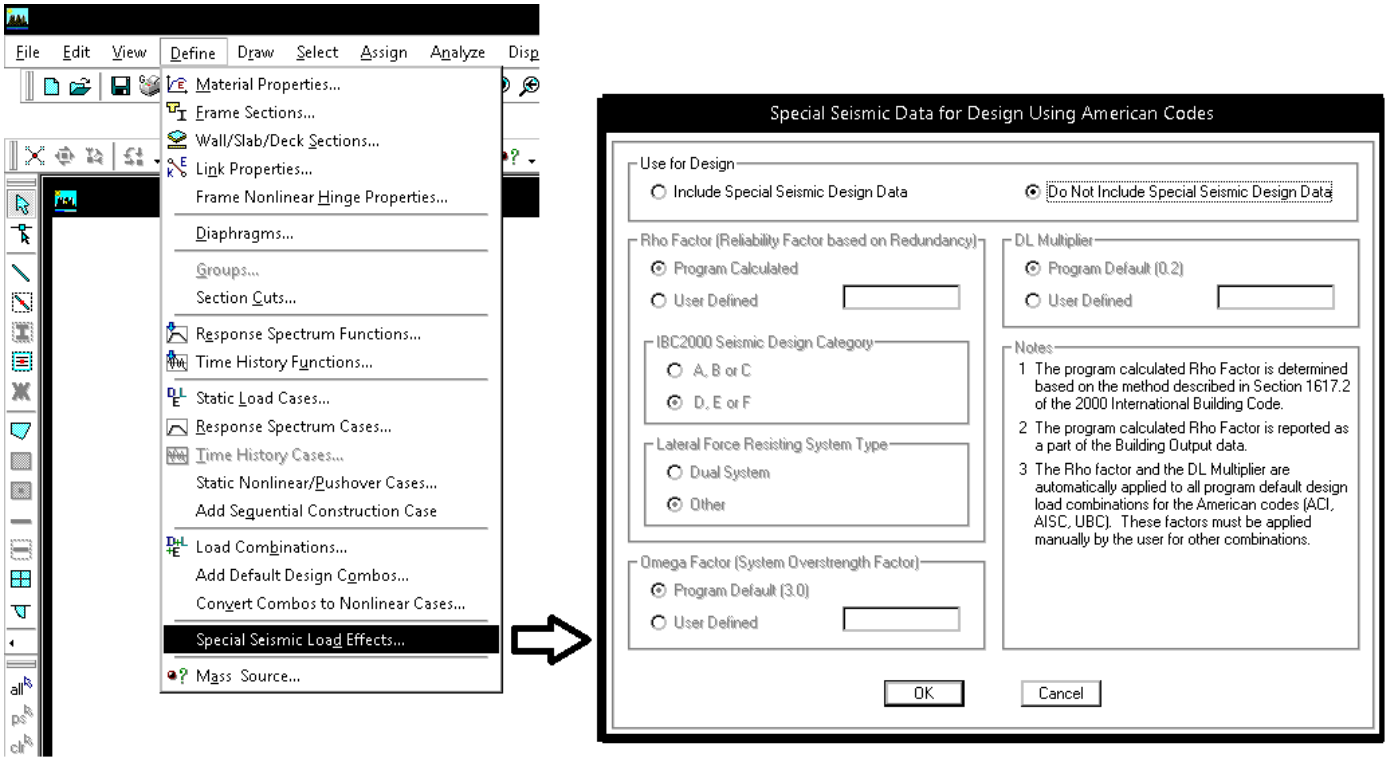
www.hoseinzadeh.net		
https://telegram.me/hoseinzadehasl		
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	48.1	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	II	
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	قاب خمشی بتنی
Ru=	5	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	1.91	1.50
T_0=	0.1	0.1
Ts=	0.5	0.5
S0=	1	1
S=	1.5	1.5
T= Min (□لیلی، 1.25تجربی)	1.91	1.63
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.28200	1.22654
B1=(S+1)(Ts/T)=	0.65445	0.76561
B=B1*N=	0.83901	0.93905
C-min=0.12*A*I=	0.0420	0.0420
C=A.B.I/R=	0.0587	0.0657
*k=0.5*T+0.75=*	1.7050	1.5663
C_{DRIFT}=	0.058730366	0.070175585
K_{DRIFT}=	*1.705*	*1.4975*

۱۶-۱-۶ تعریف زلزله محاسبه شده در ETABS9-ACI-318-99



۱۶-۱-۷ تنظیمات لرزه ای در ETABS9-ACI-318-99

- مقدار Rho (ضریب نامعینی) باید طبق بند ۳-۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ (صفحه ۲۹ و ۳۰ استاندارد ۲۸۰۰) تعیین شود. در شکل زیر گزینه Program Calculated برای Rho قابل استفاده نیست. ضوابط Rho بر اساس ASCE7-2010 می باشد و گزینه Program Calculated بر اساس آیین نامه های قدیمی انرا محاسبه می کند. بنابراین خودمان باید درجه نامعینی را تعیین کرده و در این قسمت وارد کنیم. مقدار این ضریب می تواند برابر 1 یا 1.2 باشد. برای تعیین آن به فصل ۴ این جزوه مراجعه نمایید.



- با توجه به استفاده از ACI-318-99 نیازی به تعریف پارامترهای فوق نیست و گزینه Do Not Include را انتخاب کنید.
- در صورت استفاده از ACI-318-2008 گزینه Include را استفاده خواهید کرد (فصل بعدی این جزوه بر اساس ACI318-2008 می باشد)

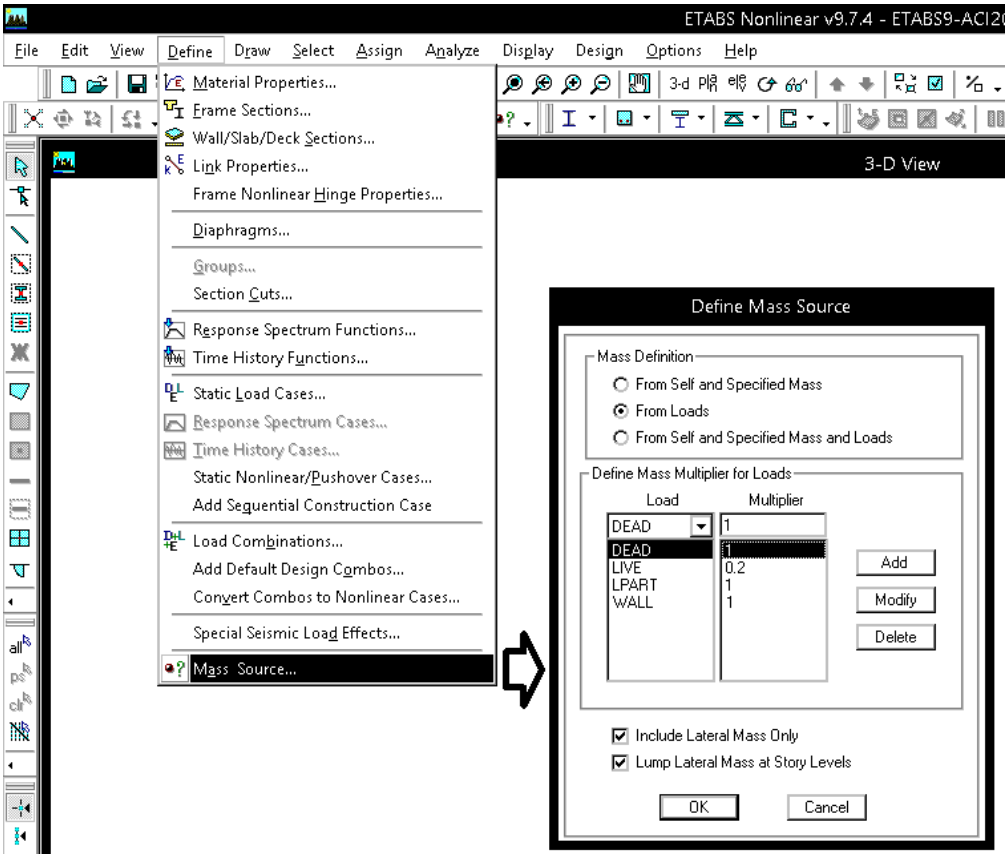
۱۶-۱-۸ وزن موثر لرزه ای (Mass source) در ETABS9-ACI-318-99

۷: 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	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

- با توجه به اینکه از ACI318-99 استفاده می شود، هم برای بام و هم برای طبقات از یک نوع بار زنده استفاده شده است، در ایتبس در قسمت Mass Source از پشت بام 0.2Live مشارکت داده خواهد شد.



۱۶-۱-۹ ترکیب بارها در ETABS9-ACI-318-99

- با توجه به اینکه زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم تعریف خواهد شد، ترکیب بارها باید به صورت زیر تعریف شوند (ضریب زلزله در آنها برابر یک خواهد بود).
- تمامی ترکیب بارهای ارائه شده در فایلهای ایتبس جداگانه تعریف شده اند و در وبسایت اینجانب قابل دانلود هستند.
- برای منظور کردن اثر RHO (درجه نامعینی) در "سازه های بتنی" و در ایتبس ۹ می توان به دو روش عمل کرد:
  - اعمال ضریب 1.2 در ترکیب بارها
  - اعمال ضریب 1.2 در تعریف ضریب زلزله (User coefficient) در قسمت static load case

در ترکیب بارهای سازه های فلزی به روش LRFD و یا در ایتبس ۲۰۱۵ تنها به روش اول باید عمل شود. در ترکیب بارهای زیر فرض شده است که این ضریب در ترکیب بارها منظور می شود (روش اول).

ACI-318-99 ; ETABS9.7.4 ; A<0.35

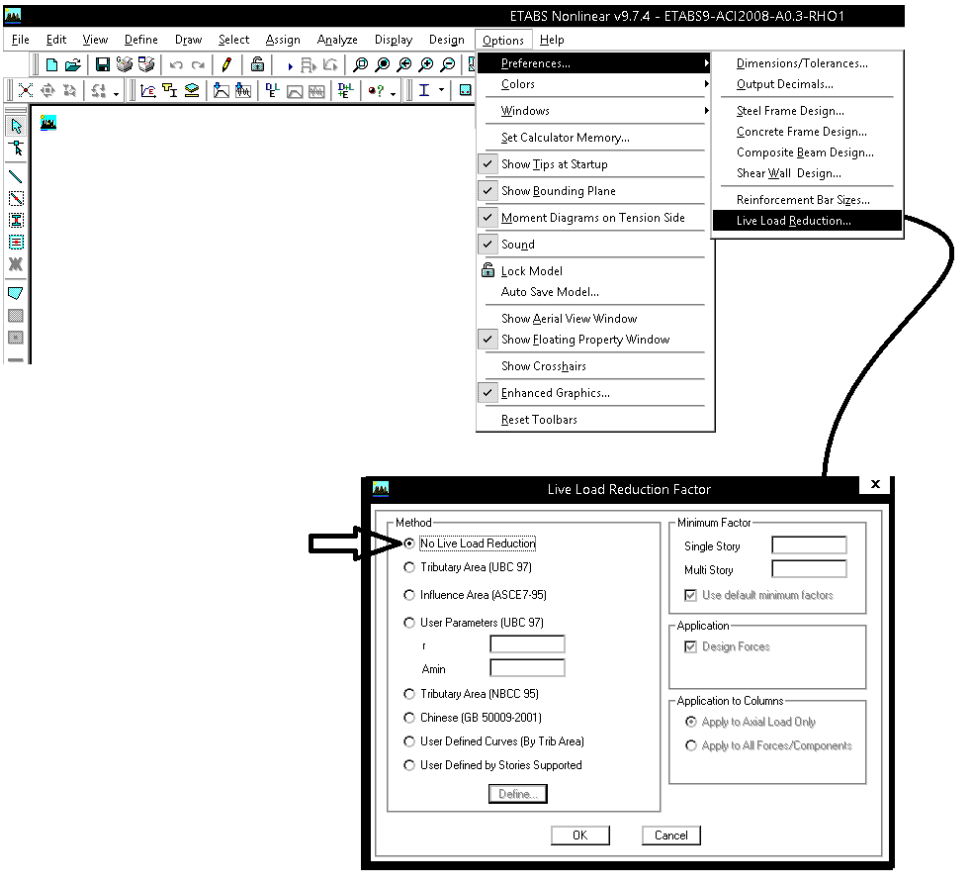
UDCON1	1.4D
UDCON2	1.4D+1.7LIVE+1.7LPART
UDCON3~6	1.05D+1.275LIVE+1.275LPART± ρ×EXP± ρ×0.3EY+EV
UDCON7~10	1.05D+1.275LIVE+1.275LPART± ρ×EXN± ρ×0.3EY+EV
UDCON11~14	1.05D+1.275LIVE+1.275LPART± ρ×EYP± ρ×0.3EX+EV
UDCON15~18	1.05D+1.275LIVE+1.275LPART± ρ×EYN± ρ×0.3EX+EV
UDCON19~22	0.9D± ρ×EXP±ρ×0.3EY-EV
UDCON23~26	0.9D ± ρ×EXN± ρ×0.3EY-EV
UDCON27~30	0.9D ± ρ×EYP± ρ×0.3EX-EV
UDCON31~34	0.9D ± ρ×EYN± ρ×0.3EX-EV

ACI-318-99 ; ETABS9.7.4 ; A=0.35 ; I=1

UDCON1	1.4D
UDCON2	1.4D+1.7LIVE+1.7LPART
UDCON3~6	1.26D+1.275LIVE+1.275LPART± ρ×EXP± ρ×0.3EY+EV
UDCON7~10	1.26D+1.275LIVE+1.275LPART± ρ×EXN± ρ×0.3EY+EV
UDCON11~14	1.26D+1.275LIVE+1.275LPART± ρ×EYP± ρ×0.3EX+EV
UDCON15~18	1.26D+1.275LIVE+1.275LPART± ρ×EYN± ρ×0.3EX+EV
UDCON19~22	0.69D± ρ×EXP± ρ×0.3EY-EV
UDCON23~26	0.69D ± ρ×EXN± ρ×0.3EY-EV
UDCON27~30	0.69D ± ρ×EYP± ρ×0.3EX-EV
UDCON31~34	0.69D ± ρ×EYN± ρ×0.3EX-EV

۱۶-۱-۱۰ کاهش سربار زنده در ETABS9-ACI-318-99

- ضوابط کاهش سربار زنده در مبحث ششم ویرایش سال ۹۲ بر گرفته از ASCE7-2010 (آیین نامه بارگذاری آمریکا) می باشد. منتها در ایتبس ۹ اخرین ورژن موجود، ASCE7-1995 می باشد. ضوابط کاهش سربار زنده در ASCE7-1995 مشابه ASCE7-2010 می باشد و می توان به عنوان جایگزین از آن استفاده کرد. با انتخاب این گزینه بارهایی که از نوع Reducible تعریف شده اند، کاهش خواهند یافت.
- با توجه به اینکه ضوابط کاهش بار زنده و از جمله قانون نصف کردن بار زنده در ترکیب بار، مربوط به آیین نامه های جدید است و نه آیین نامه های قدیمی مانند ACI-318-99، توصیه می شود که در صورت استفاده از ACI-318-99 از کاهش بار زنده صرف نظر شود. در این صورت مطابق شکل زیر باید عمل شود:



- در صورت تمایل برای کاهش بار زنده مطابق مبحث ششم جدید می توانید از ACI-318-2008 استفاده نمایید (که در فصل دوم جزوه به ان پرداخته شده است).
- نکته مهم: در ACI-318-99 در ترکیب بار لرزه ای ضریب بار مرده 1.05 می باشد و در عوض ضریب بار زنده ضریب 1.275 می باشد:

$$1.05D + 1.275\ L + E$$

در ACI-318-2008 بر عکس است. ضریب بار مرده بیشتر منظور شده (1.2) و در عوض ضریب بار زنده کاهش یافته:

$$1.2D + 1L + E + 0.2SNOW$$

یعنی افزایش 0.15 در بار مرده داریم و در عوض اجازه داده می شود که ضریب بار زنده با منظور کردن شرایط آن به جای 1L برابر 0.5L منظور شود.

بنابراین منطقی این است که اگر از ACI318-99 استفاده می کنیم (و از مزایای کم بودن ضریب D استفاده می کنیم!)، بار زنده را نیز بر اساس آیین نامه های جدید کاهش ندهیم.

۱۶-۱-۱۱ تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک در ETABS9-ACI-318-99

برای کنترل تنش زیر خاک باید از ترکیب بارهای تنش مجاز استفاده شود:

۷-۴-۵ روش‌های طراحی پی سطحی

این مقررات دو روش طراحی شامل روش تنش مجاز و روش حالات حدی را برای طراحی پیشنهاد می‌کند. طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

۶-۲-۳-۴ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

در طراحی به روش تنش مجاز و یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود؛ و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضای سازه‌ای تولید می‌کنند، می‌بایست مد نظر قرار گیرد. اثرات یک یا چند بار که امکان وارد نشدن آن‌ها بر سازه وجود دارد، باید در ترکیب بارها بررسی گردد.

۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D+[۰/۶(۱/۴W) یا ۰/۷E]
۶) D+۰/۷۵L+۰/۷۵[۰/۶(۱/۴W)]+ ۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۷) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(۰/۷E)+ ۰/۷۵S
۸) ۰/۶D+۰/۶(۱/۴W)
۹) ۰/۶D+۰/۷E
۱۰) ۱/۰D+۱/۰T
۱۱) ۱/۰D+۰/۷۵[L+(L_r یا S)+T]

مطابق شکل فوق باید ترکیب بارهای زیر تعریف شوند:

- در بارهای زیر به جای E باید تمامی بارهای لرزه ای (شامل بارهای لرزه ای مربوط به زلزله متعامد) باید جایگزین شود.
- در ترکیب بارهای زیر اثرات بار باد، حرارت و فشار خاک منظور نشده است و در صورت وجود، باید افزوده شود.
- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A<0.35 می باشد:

- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: D ± 0.7E +0.7Ev
- SOIL7: D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525E +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7E

- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A=0.35 می باشد:

- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: (1+0.147×I)D ± 0.7E +0.7Ev
- SOIL7: (1+0.11025×I)D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525E +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7E

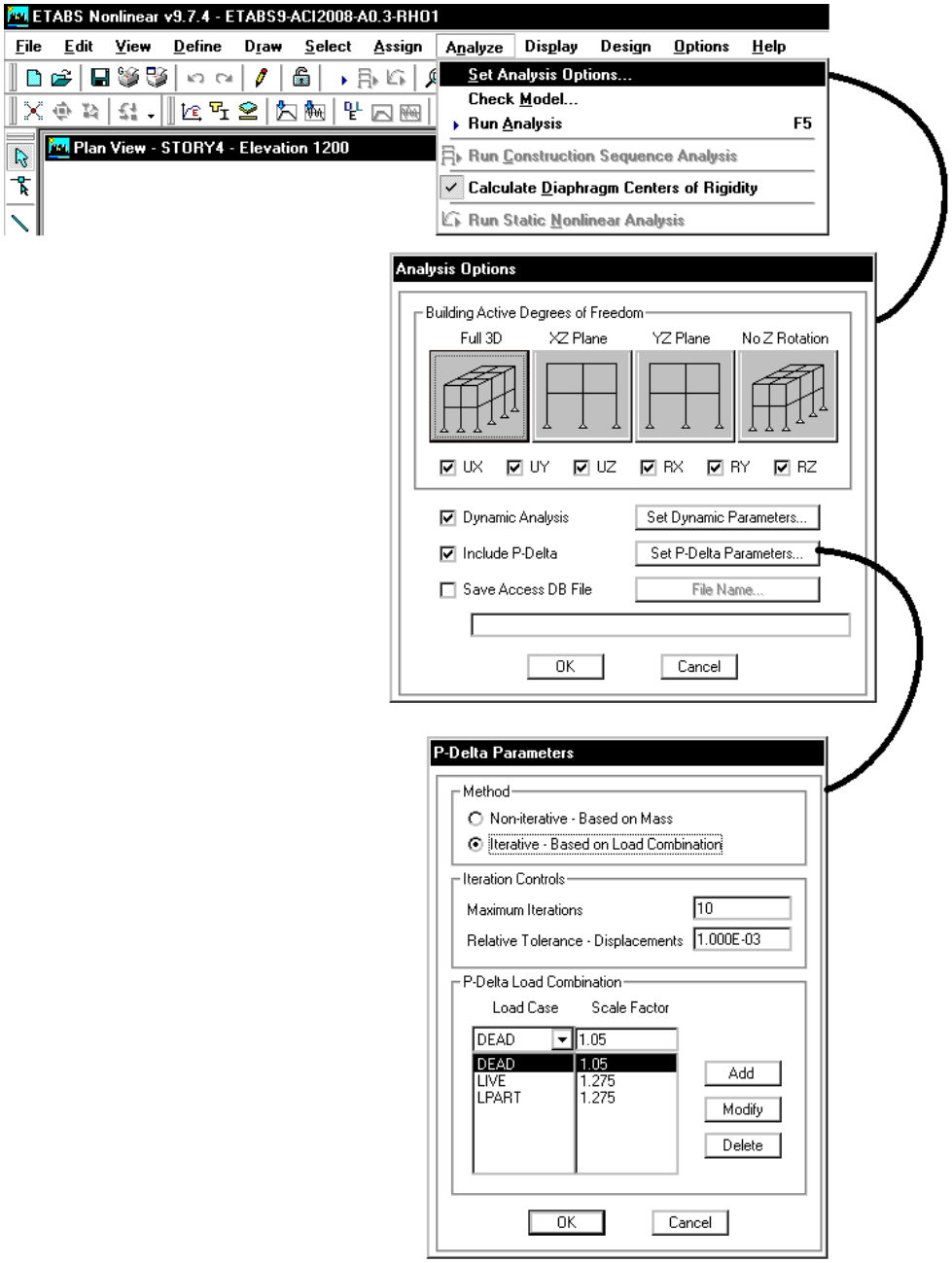
در روابط فوق، I ضریب اهمیت سازه می باشد و ضریب 0.11025×I و 0.147×I به صورت زیر بدست آمده است:

$$0.525(0.6AID) = 0.11025ID \qquad 0.7(0.6AID) = 0.147ID$$

طبق بند ۳-۳-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله رو به بالا در طراحی پی ضروری نیست. به همین جهت در ترکیب بار SOIL8 از اثر زلزله قائم صرف نظر شده است.

۱۶-۱-۱۲ تعریف اثر P-delta در ETABS9-ACI-318-99

ترکیب بار اثرP-delta برای سازه هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. در شکل زیر فرض شده است که بار زلزله حاکم است.



توضحیات بیشتر در مورد اثر P-delta : به بند ۳-۱۸ جزوه مراجعه کنید.

۱۶-۱-۱۳ تشخیص نامنظمی در پلان

توضیحات کامل در مورد کنترل نامنظمی: بند ۳-۲۱ جزوه

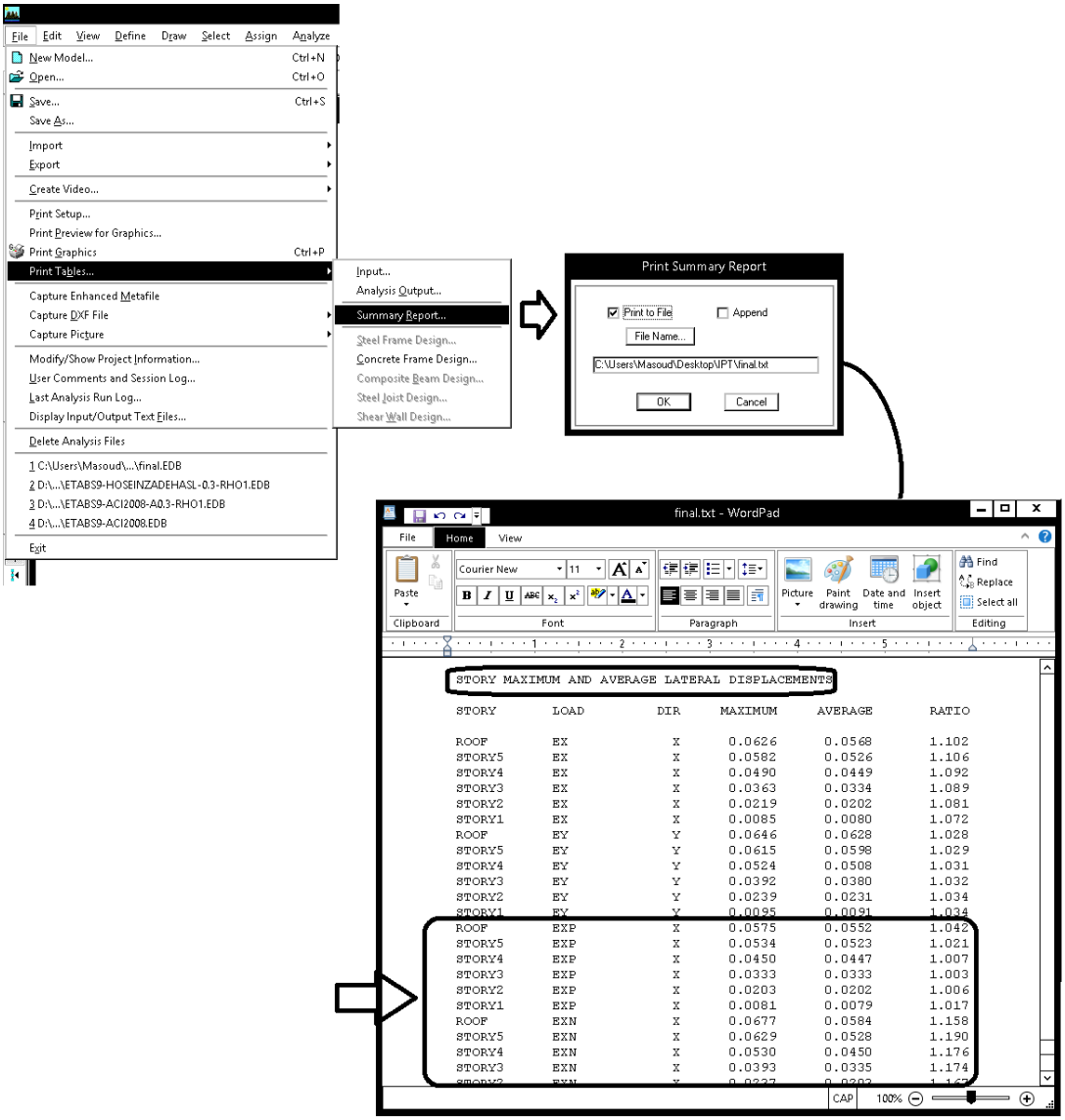
۱۶-۱-۱۴ نامنظمی پیچشی در ایتبس 9.7

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.
- برای مشاهده نسبت تغییر مکان حداکثر مطلق به حداکثر متوسط می توانید از قسمت summary report مطابق شکل زیر استفاده نمایید.

در این صورت اگر تحت تمامی زلزله های EXP, EXN, EYP, EYN نسبت ratio ها در ستون سمت راست گزارش کمتر از 1.2 بود، خواهیم گفت سازه از نظر پیچشی منظم است. اگر 1.2<ratio<1.4 بود خواهیم گفت نامنظم پیچشی است. و اگر 1.4<ratio بود خواهیم گفت نامنظم شدید پیچشی است.

- اگر حتی یکی از طبقات و تنها تحت یکی از زلزله ratio بالا باشد، کل سازه را نا منظم خواهیم خواند.



- مقدار واقعی نسبت جابجایی "نسبی" که ایین نامه خواسته برای مثال در شکل فوق برای طبقه STORY4 و STORY5 برای EXN به صورت زیر می باشد:

$$ratio_5 = \frac{0.0629 - 0.0530}{0.0528 - 0.0450} = 1.269$$

$$ratio_4 = \frac{0.053 - 0.0393}{0.0450 - 0.0335} = 1.191$$

در حالیکه مقدار ratio که ایتبس بر اساس جابجایی "مطلق" محاسبه کرده به ترتیب برابر1.19 و 1.176 می باشد. در مواردی که نسبت RATIO محاسبه شده توسط ایتبس به عدد 1.2 نزدیک است، باید محاسبه مقدار دقیق انجام شود. سازه فوق نامنظم پیچشی می باشد.

- در سازه های بالای سه طبقه که نامنظم پیچشی هستند، حتما باید آنالیز دینامیکی انجام شود:

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

- اگر سازه نامنظم شدید پیچشی باشد، ضریب نامعینی آن برابر Rho=1.2 خواهد بود و در این صورت در ترکیب بارها ضریب زلزله به جای 1 برابر 1.2 خواهد بود (افزایش ۲۰ درصدی در مقدار زلزله = جریمه سنگین برای سازه های نامنظم پیچشی)

- اگر سازه ای نامنظم پیچشی باشد، در محاسبه دریفت باید به جای کنترل جابجایی مرکز جرم طبقات، باید لبه های کناری سازه بررسی شوند (مسلما وقتی سازه نامنظم پیچشی است داریم:

$$\Delta_{\text{لبه}} > 1.2\,\Delta_{\text{مرکز جرم}}$$

و کنترل دریفت با قانون فوق بسیار سخت گیرانه تر خواهد شد:

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{e_x}، 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.

۱۶-۱-۱۵ نامنظمی سیستم های غیر موازی

در استاندارد ۲۸۰۰ جدید در صورتی که اجزای قائم باربر جانبی به موازات یکی از محورهای اصلی (X یا Y) نباشد، سازه نامنظم خواهد بود.

منظور از اجزای "قائم"چیست؟

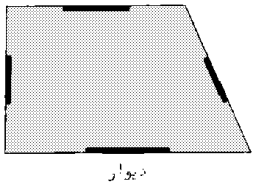
اجزای باربر جانبی به قسمت باربر جانبی "افقی" و باربر جانبی "قائم" تقسیم بندی می شوند.

"افقی" شامل دیافراگم سقف، مهاربندی سقف و کلیه سیستم هایی می باشد که نیروی اینرسی سقف را در راستای افق به اجزای باربر قائم منتقل می کند.

"قائم" شامل دیوار برشی، مهاربند قائم، قاب خمشی و کلیه سیسیتم های باربر جانبی می باشد که در ارتفاع سازه قرار می گیرند و بار را در راستای قائم منتقل می کنند.

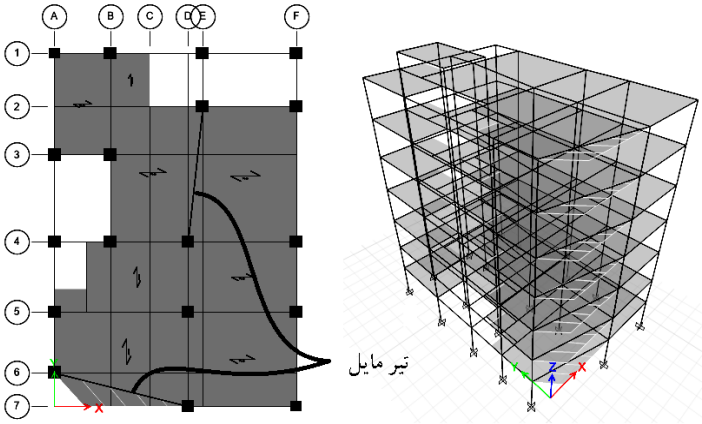
۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

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



ث – نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

نتیجه: در قابهای خمشی که یک تیر مورب دارند، و این تیر به صورت گیردار به ستونها متصل است (قاب خمشی تشکیل می دهد). نامنظم سیستم های غیر موازی محسوب می شوند. برای مثال سازه زیر نامنظم است. چون دو تا از تیرهایش در راستای X و یا Y نمی باشند:



- یعنی حتی اگر تنها یک تیر مایل داشته باشیم سازه نامنظم خواهد بود؟ حتی اگر این تیر تنها مثلا ۵درجه انحراف داشته باشد؟

بله طبق آیین نامه حضور تنها "یک" تیر کج در کل سازه آنرا تبدیل به سازه نامنظم می کند. در متن آیین نامه اشاره ای به زاویه نشده است. طبق عرفی که اخیرا درکشور رایج شده و طبق نظر بسیاری از طراحان می توان یک زاویه حداقل به عنوان مرز تعیین کرد. زاویه ۱۵ درجه بیشتر در بین مهندسین مطرح شده است. یعنی شرط نامنظم بودن حضور تیر با زاویه انحراف بیش از ۱۵ درجه است و تیرهایی که انحرفشان کمتر از ۱۵ درجه باشد، ایجاد نامنظمی نمی کنند.

۱۶-۱-۱۶ ترکیب بارهای ویژه لرزه ای

ترکیب بار عادی	1.2D + L + E + 0.2SNOW
ترکیب بار ویژه لرزه ای	1.2D + L + Ω_0E +0.2SNOW

Ω_0 ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس مبحث دهم ایران برای قاب خمشی برابر 3، برای قاب ساده مهاربندی شده برابر 2 و برای سیستم دوگانه برابر 2.5 می باشد.

- در نسخه های قدیمی ACI، ضریب Ω_0 نداشتیم. بنابراین اگر از ETABS9 استفاده می کنیم نیازی به وارد کردن این ضریب نیست (در سازه بتنی).

۱۶-۱-۱۷ 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.

۳-۳-۹ 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:

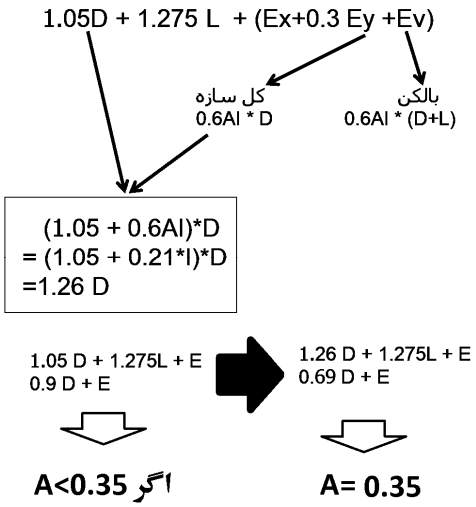
A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

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 (A=0.35)

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.



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

پاسخ: بله در صورت استفاده از ACI-318-99 باید ترکیب بارها در شهرهایی که A=0.35 است به شرح زیر اصلاح شوند:

۱- در تمامی ترکیب بارها ضریب 1.05D به 1.26D افزایش یابد.

۲- در تمامی ترکیب بارها ضریب 0.9D به 0.69D کاهش یابد.

۳- در تمامی ترکیب بارها ضریب زلزله به 1 کاهش یابد (البته اگر Rho=1.2 بدست آید باید به جای 1E به 1.2E تبدیل شوند)

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 تنها باید بار زنده آنها وارد شود. علت: زلزله قائم مربوط به بار مرده آنها قبلا در کل سازه منظور شده است. برای مثال اگر بار زنده بالکن برابر 3kPa باشد، زلزله قائم آن برابر 0.6AI*3=0.63×I kPa=63×I kg/m2 خواهد بود.

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

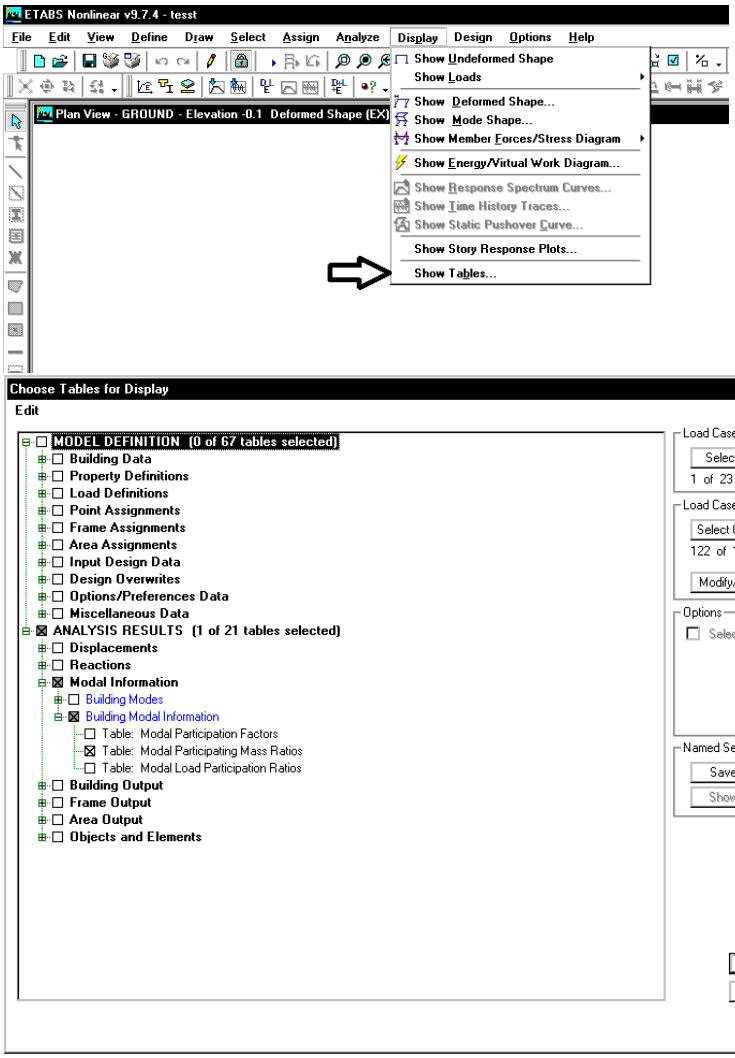
1.2D + L + 0.2S ± EV ± 0.3 EX ± 0.3EY

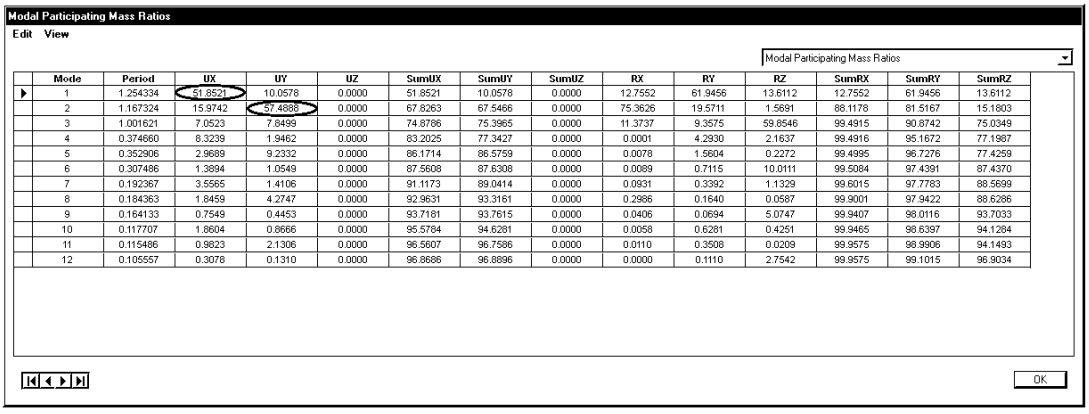
۱۶-۱-۱۸ کنترل جابجایی نسبی طبقات در ETABS 9.7.4

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):





Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.254334	51.8521	10.0578	0.0000	51.8521	10.0578	0.0000	12.7552	61.9456	13.6112	12.7552	61.9456	13.6112
2	1.167324	15.9742	57.4888	0.0000	67.8263	67.5466	0.0000	75.3626	19.5711	1.5691	88.1178	81.5167	15.1803
3	1.001621	7.0523	7.8499	0.0000	74.8786	75.3965	0.0000	11.3737	9.3575	59.8546	99.4915	90.8742	75.0349
4	0.374660	8.3239	1.9462	0.0000	83.2025	77.3427	0.0000	0.0001	4.2930	2.1637	99.4916	95.1672	77.1987
5	0.352906	2.9689	9.2332	0.0000	86.1714	86.5759	0.0000	0.0078	1.5604	0.2272	99.4995	96.7276	77.4259
6	0.307486	1.3894	1.0549	0.0000	87.5608	87.6308	0.0000	0.0089	0.7115	10.0111	99.5084	97.4391	87.4370
7	0.192367	3.5585	1.4106	0.0000	91.1173	89.0414	0.0000	0.0931	0.3392	1.1329	99.6015	97.7783	88.5699
8	0.184363	1.8459	4.2747	0.0000	92.9631	93.3161	0.0000	0.2986	0.1640	0.0587	99.9001	97.9422	88.6286
9	0.164133	0.7549	0.4453	0.0000	93.7181	93.7615	0.0000	0.0406	0.0694	5.0747	99.9407	98.0116	93.7033
10	0.117707	1.8604	0.8666	0.0000	95.5784	94.6281	0.0000	0.0058	0.6281	0.4251	99.9465	98.6397	94.1284
11	0.115486	0.9823	2.1306	0.0000	96.5607	96.7586	0.0000	0.0110	0.3508	0.0209	99.9575	98.9906	94.1493
12	0.105557	0.3078	0.1310	0.0000	96.8686	96.8896	0.0000	0.0000	0.1110	2.7542	99.9575	99.1015	96.9034

در راستای X مد اول 51.8 درصد مشارکت دارد (بیشترین مشارکت در راستای X) و بنابراین دوره تناوب در راستای X مربوط به مد اول بوده و برابر 1.254 ثانیه می باشد. در راستای Y مد دوم 57.48 درصد مشارکت دارد (بیشترین مشارکت در راستای Y) و بنابراین دوره تناوب در راستای Y مربوط به مد دوم بوده و برابر 1.167 ثانیه می باشد.

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:

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

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_{ee} = 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 (۳-۵-۲) 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_{ee}، 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_{ee}، 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.

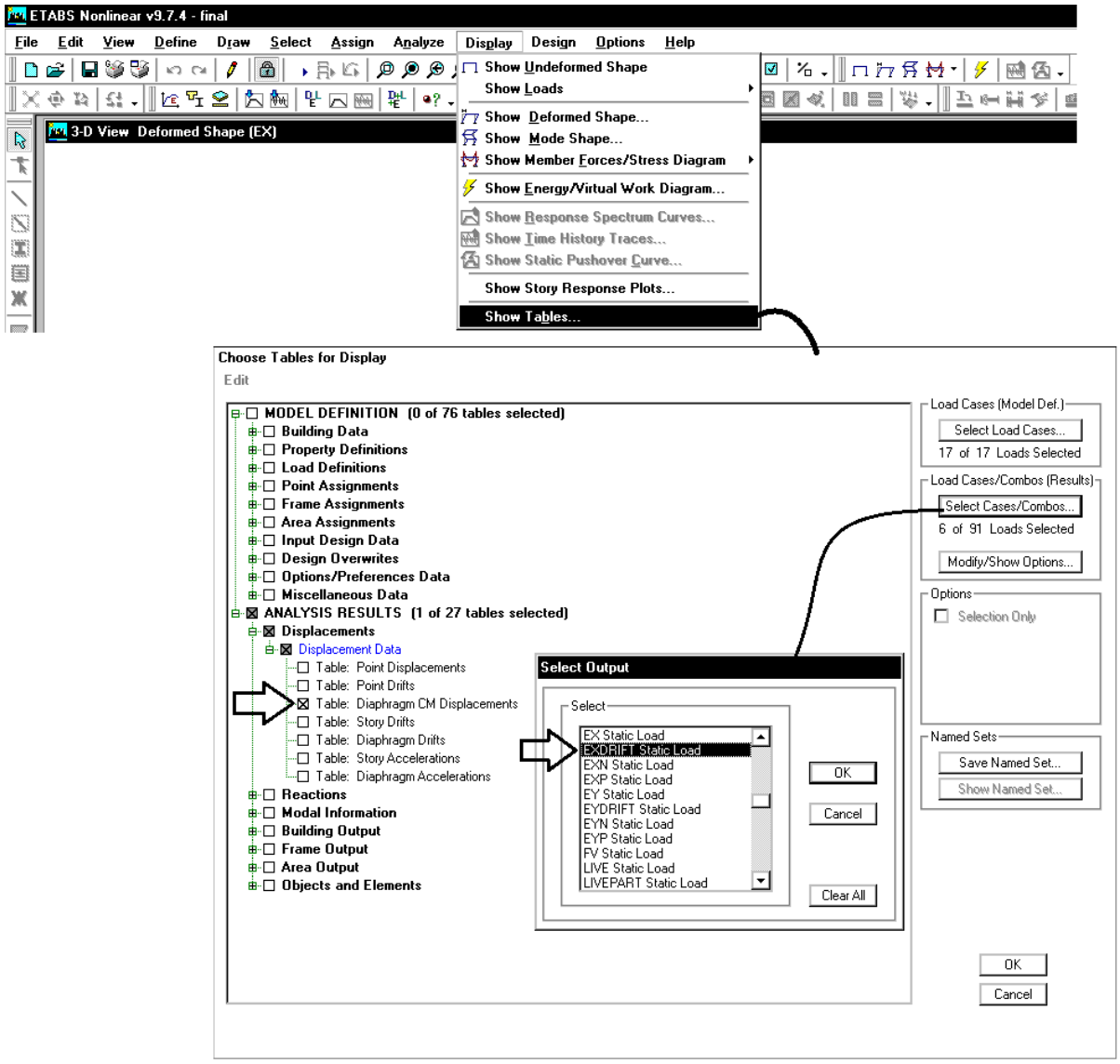
۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها ۰/۳۵ Ig، برای ستون‌ها ۰/۷ Ig، و برای دیوارها ۰/۳۵ Ig یا ۰/۷ Ig نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان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

۳- دوره تناوب $(T_{ETABS})_x$ و نیز $(T_{ETABS})_y$ را که از فایل Period.edb بدست آمده در فایل اکسل زیر وارد کنید و C_{DRIFT} و K_{DRIFT} را از جدول زیر بدست آورید. این ضرایب با ضرایب زلزله اصلی تفاوت دارند و بر اساس دوره تناوب حاصل از ایتبس بدست می آیند.

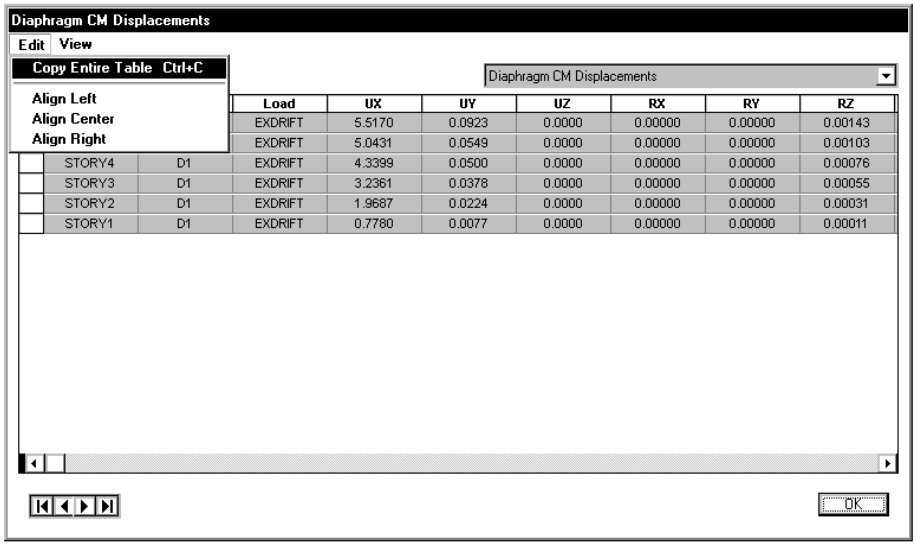
www.hoseinzadeh.net		
https://telegram.me/hoseinzadehasl		
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	48.1	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	II	
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	قاب خمشی بتنی
Ru=	5	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	1.91	1.50
T_0=	0.1	0.1
Ts=	0.5	0.5
S0=	1	1
S=	1.5	1.5
T= Min (□لیلی، 1.25تجربی)	1.91	1.63
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.28200	1.22654
B1=(S+1)(Ts/T)=	0.65445	0.76561
B=B1*N=	0.83901	0.93905
C-min=0.12*A*I=	0.0420	0.0420
C=A.B.I/R=	0.0587	0.0657
*k=0.5*T+0.75=*	1.7050	1.5663
C_{DRIFT}=	0.058730366	0.070175585
K_{DRIFT}=	*1.705*	*1.4975*

۴- در "سازه اصلی" نیروهای EXdrift و EYdrift را بر اساس C_{DRIFT} و K_{DRIFT} در جدول فوق تعریف نمایید.

۵- پس از تحلیل "سازه اصلی" جابجایی مرکز طبقات از قسمت زیر استخراج شود:



برای محاسبه دریفت بهتر است مطابق شکل زیر اطلاعات به Excel منتقل شود:



سوال: به چه علت از Diaphragm Drift و یا Story Drift برای محاسبه دریفت استفاده نمی شود؟

پاسخ: با توجه به بند ۳-۵-۴، اگر سازه نامنظمی پیچشی نداشته باشیم، برای محاسبه دریفت می توان تغییرمکان مرکز جرم طبقات را محاسبه کرد. در شکل فوق فرض شده است که سازه نامنظمی پیچشی ندارد.

دقت شود که اگر از Diaphragm Drift و یا Story Drift استفاده شود، حداکثر دریفت طبقه محاسبه می شود (لبه های طبقه) که بیشتر از دریفت مرکز جرم طبقه خواهد بود.

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 (۳-۵-۲) 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 $\Delta_a = 0.020h$

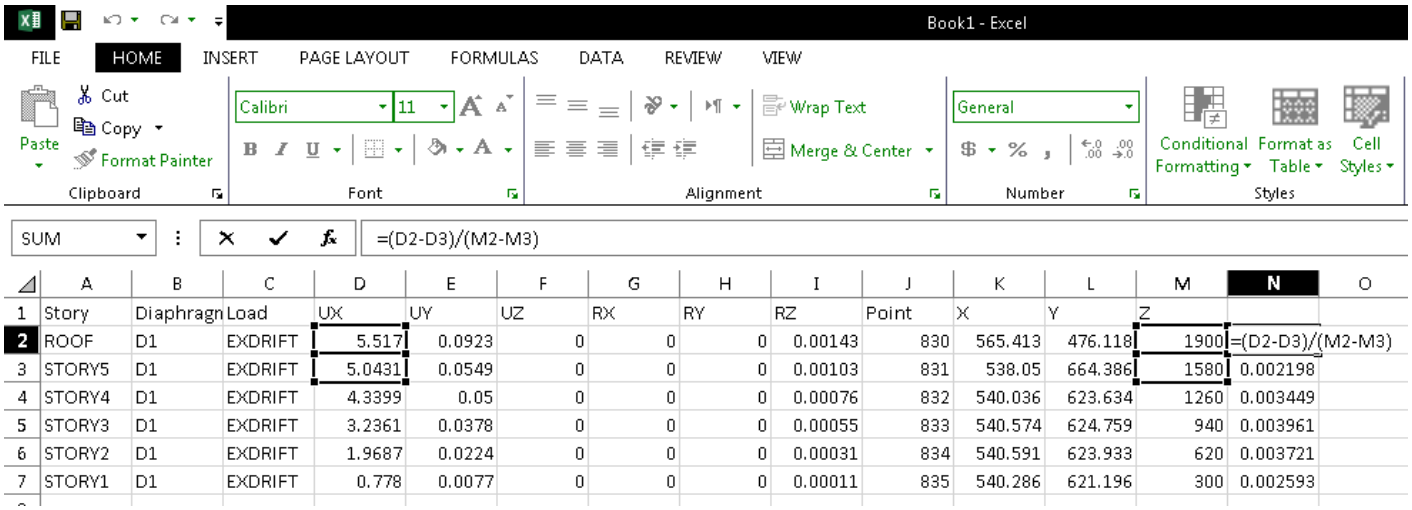
در این روابط h ارتفاع طبقه است.

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 نبصره بند (۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) 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 Ig ۰/۳۵، برای ستون‌ها Ig ۰/۷ و برای دیوارها Ig ۰/۳۵ یا Ig ۰/۷ 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 نیز صرف‌نظر کرد.

پس از انتقال اطلاعات به Excel تغییر مکان نسبی طبقات مطابق شکل زیر محاسبه می شود:



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z		
2	ROOF	D1	EXDRIFT	5.517	0.0923	0	0	0	0.00143	830	565.413	476.118	1900	=(D2-D3)/(M2-M3)	
3	STORY5	D1	EXDRIFT	5.0431	0.0549	0	0	0	0.00103	831	538.05	664.386	1580	0.002198	
4	STORY4	D1	EXDRIFT	4.3399	0.05	0	0	0	0.00076	832	540.036	623.634	1260	0.003449	
5	STORY3	D1	EXDRIFT	3.2361	0.0378	0	0	0	0.00055	833	540.574	624.759	940	0.003961	
6	STORY2	D1	EXDRIFT	1.9687	0.0224	0	0	0	0.00031	834	540.591	623.933	620	0.003721	
7	STORY1	D1	EXDRIFT	0.778	0.0077	0	0	0	0.00011	835	540.286	621.196	300	0.002593	

0.0039 جابجایی نسبی طبقه سوم در راستای x می باشد و بنابراین (با توجه به اینکه سازه بیش از ۵ طبقه می باشد) باید رابطه زیر ارضا شود:

$$C_d \times 0.0039 < 0.02$$

مقدار Cd بر اساس جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی متوسط بتنی برابر 4.5 می باشد. بنابراین خواهیم داشت:

$$0.0039 < \frac{0.02}{C_d} \quad \rightarrow \quad 0.0039 < 0.00444 \quad OK$$

- اگر سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد، به جای مرکز جرم باید دریفت لبه های کناری سازه منظور شود.
- در محاسبه دریفت، زلزله EXDRIFT و EYDRIFT نباید کمتر از زلزله حداقل (Vmin) باشند.
- در سازه های با اهمیت خیلی زیاد، اجازه نداریم از EXDRIFT و EYDRIFT استفاده کنیم و باید برای محاسبه دریفت از زلزله های اصلی استفاده کنیم.

۱۶-۱-۱۹ 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.

در سازه های ۸ طبقه و کمتر که با اهمیت متوسط و کم هستند، عرض درز انقطاع که هر سازه باید رعایت کند از رابطه زیر بدست می آید:

$$0.005H$$

که H ارتفاع سازه از روی تراز پایه می باشد.

در سازه های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد و نیز در ساختمانهای بیش از ۸ طبقه، عرض درز انقطاع که هر سازه باید رعایت کند از رابطه زیر بدست می آید:

$$0.7 \times C_d \times \Delta_{etabs}$$

مقدار Cd از جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ بدست می آید که برای قاب خمشی متوسط بتنی برابر 4.5 می باشد

سازه های فولادی در ETABS9.7.4 به روش تنش مجاز (ASD)

۱۷-۱-۱ ترکیب بارها

مطابق مصوبه دوازدهمین جلسه شورای تدوین مقررات ملی ساختمان مورخ ۹۳/۹/۲۶ مقرر گردید:

"در طراحی ساختمانهای فولادی علاوه بر ویرایش ۱۳۹۲ مبحث دهم مقررات، استفاده از روش تنش مجاز ویرایش سال ۱۳۸۷ مبحث دهم نیز با شرط استفاده از ضرائب بارگذاری ارائه شده در ویرایش سال ۱۳۹۲ مبحث ششم تا زمان انتشار و ابلاغ ویرایش بعدی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مجاز است."

مصوبه مذکور در تاریخ ۹۳/۱۱/۲۵ توسط وزیر محترم راه و شهرسازی جهت اجرا ابلاغ گردید.

دقت شود که در مصوبه فوق تاکید شده است که از ترکیب بارهای تنش مجاز مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۲ استفاده شود (بند زیر مربوط به مبحث ۶ ویرایش ۹۲ می باشد).

طبق مصوبه فوق باید از ترکیب بارهای زیر استفاده شود:

۶-۲-۳-۴ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

در طراحی به روش تنش مجاز و یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود؛ و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضای سازه‌ای تولید می‌کنند، می‌بایست مد نظر قرار گیرد. اثرات یک یا چند بار که امکان وارد نشدن آن‌ها بر سازه وجود دارد، باید در ترکیب بارها بررسی گردد.

۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D+[۰/۶(۱/۴W) یا ۰/۷E]
۶) D+۰/۷۵L+۰/۷۵[۰/۶(۱/۴W)]+ ۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۷) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(۰/۷E)+ ۰/۷۵S
۸) ۰/۶D+۰/۶(۱/۴W)
۹) ۰/۶D+۰/۷E
۱۰) ۱/۰D+۱/۰T
۱۱) ۱/۰D+۰/۷۵[L+(L_r یا S)+T]

- افزایش تنش مجاز در ترکیب بارهای ارائه شده در این مبحث نباید انجام شود.

- در متن آیین نامه اشاره شده است که افزایش تنش مجاز در ترکیب بارهای فوق مجاز نیست.
- در این جزوه از تعریف بار برف و یا بار زنده قابل کاهش برای سازه هایی که با روش تنش مجاز طراحی می شود، صرف نظر شده است.
- در صورت استفاده از آیین نامه ASD89 در ETABS9، نرم افزار به صورت اتوماتیک تنش های مجاز را در ترکیب بارهایی که شامل زلزله هستند، افزایش می دهد. بنابراین باید به جای ترکیب بارهای فوق از ترکیب بارها زیر استفاده شود:
- ترکیب بارهای تنش مجاز برای شهرهایی که A<0.35 می باشد:

- D
- D + Live +Lpartition
- 1.33 (D ± 0.7E +0.7Ev)
- 1.33 [D + 0.75(Live+Lpartition) ± 0.525E +0.525Ev]
- 1.33 [0.6D + 0.7E - 0.7Ev]

- شهرهایی که A=0.35 می باشد:

- D
- D + Live +Lpartition
- 1.33 [(1 + 0.147I) D ± 0.7E +0.7Ev]
- 1.33 [(1 + 0.11025I) D + 0.75(Live+Lpartition) ± 0.525E +0.525Ev]
- 1.33 [(0.6 - 0.147I) D + 0.7E - 0.7Ev]

۱۷-۱-۲ ترکیب بارها در ETABS9-ASD-89

- با توجه به اینکه زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم تعریف خواهد شد، ترکیب بارها باید به صورت زیر تعریف شوند (ضریب زلزله در آنها برابر یک خواهد بود).
- تمامی ترکیب بارهای ارائه شده در فایلهای ایتبس جداگانه تعریف شده اند و در وبسایت اینجانب قابل دانلود هستند.
- با توجه به استفاده از آیین نامه ASD89 در ETABS9، نرم افزار به صورت اتوماتیک تنش های مجاز را در ترکیب بارهایی که شامل زلزله هستند، افزایش می دهد. بنابراین باید ترکیب بارهای شامل زلزله را ۳۳ درصد افزایش دهیم که در ترکیب بارهای زیر این افزایش صورت پذیرفته است.

ASD-89 ; ETABS9.7.4 ; A<0.35

UDSTL1	D
UDSTL2	D+LIVE+LPART
UDSTL3~6	1.33D + LIVE + LPART ± 0.7ρ×EXP ± 0.21ρ×EY + 0.7EV
UDSTL7~10	1.33D + LIVE + LPART ± 0.7ρ×EXN ± 0.21ρ×EY + 0.7EV
UDSTL11~14	1.33D + LIVE + LPART ± 0.7ρ×EYP ± 0.21ρ×EX + 0.7EV
UDSTL15~18	1.33D + LIVE + LPART ± 0.7 ρ×EYN ± 0.21ρ×EX + 0.7EV
UDSTL19~22	1.33D ± 0.933 ρ×EXP ± 0.28 ρ×EY + 0.933EV
UDSTL23~26	1.33D ± 0.933 ρ×EXN ± 0.28 ρ×EY + 0.933EV
UDSTL27~30	1.33D ± 0.933 ρ×EYP ± 0.28 ρ×EX + 0.933EV
UDSTL31~34	1.33D ± 0.933 ρ×EYN ± 0.28 ρ×EX + 0.933EV
UDSTL35~38	0.8D ± 0.933 ρ×EXP ± 0.28ρ×EY - 0.933EV
UDSTL39~42	0.8D ± 0.933 ρ×EXN ± 0.28ρ×EY - 0.933EV
UDSTL43~46	0.8D ± 0.933 ρ×EYP ± 0.28 ρ×EX - 0.933EV
UDSTL47~50	0.8D ± 0.933 ρ×EYN ± 0.28ρ×EX - 0.933EV

ASD-89 ; ETABS9.7.4 ; A=0.35 ; I=1

UDSTL1	D
UDSTL2	D+LIVE+LPART
UDSTL3~6	1.48D + LIVE + LPART ± 0.7ρ×EXP ± 0.21ρ×EY + 0.7EV
UDSTL7~10	1.48D + LIVE + LPART ± 0.7ρ×EXN ± 0.21ρ×EY + 0.7EV
UDSTL11~14	1.48D + LIVE + LPART ± 0.7ρ×EYP ± 0.21ρ×EX + 0.7EV
UDSTL15~18	1.48D + LIVE + LPART ± 0.7ρ×EYN ± 0.21ρ×EX + 0.7EV
UDSTL19~22	1.53D ± 0.933 ρ×EXP ± 0.28ρ×EY + 0.933EV
UDSTL23~26	1.53D ± 0.933 ρ×EXN ± 0.28ρ×EY + 0.933EV
UDSTL27~30	1.53D ± 0.933 ρ×EYP ± 0.28ρ×EX + 0.933EV
UDSTL31~34	1.53D ± 0.933 ρ×EYN ± 0.28ρ×EX + 0.933EV
UDSTL35~38	0.604D ± 0.933 ρ×EXP ± 0.28ρ×EY - 0.933EV
UDSTL39~42	0.604D ± 0.933 ρ×EXN ± 0.28ρ×EY - 0.933EV
UDSTL43~46	0.604D ± 0.933 ρ×EYP ± 0.28ρ×EX - 0.933EV
UDSTL47~50	0.604D ± 0.933 ρ×EYN ± 0.28ρ×EX - 0.933EV

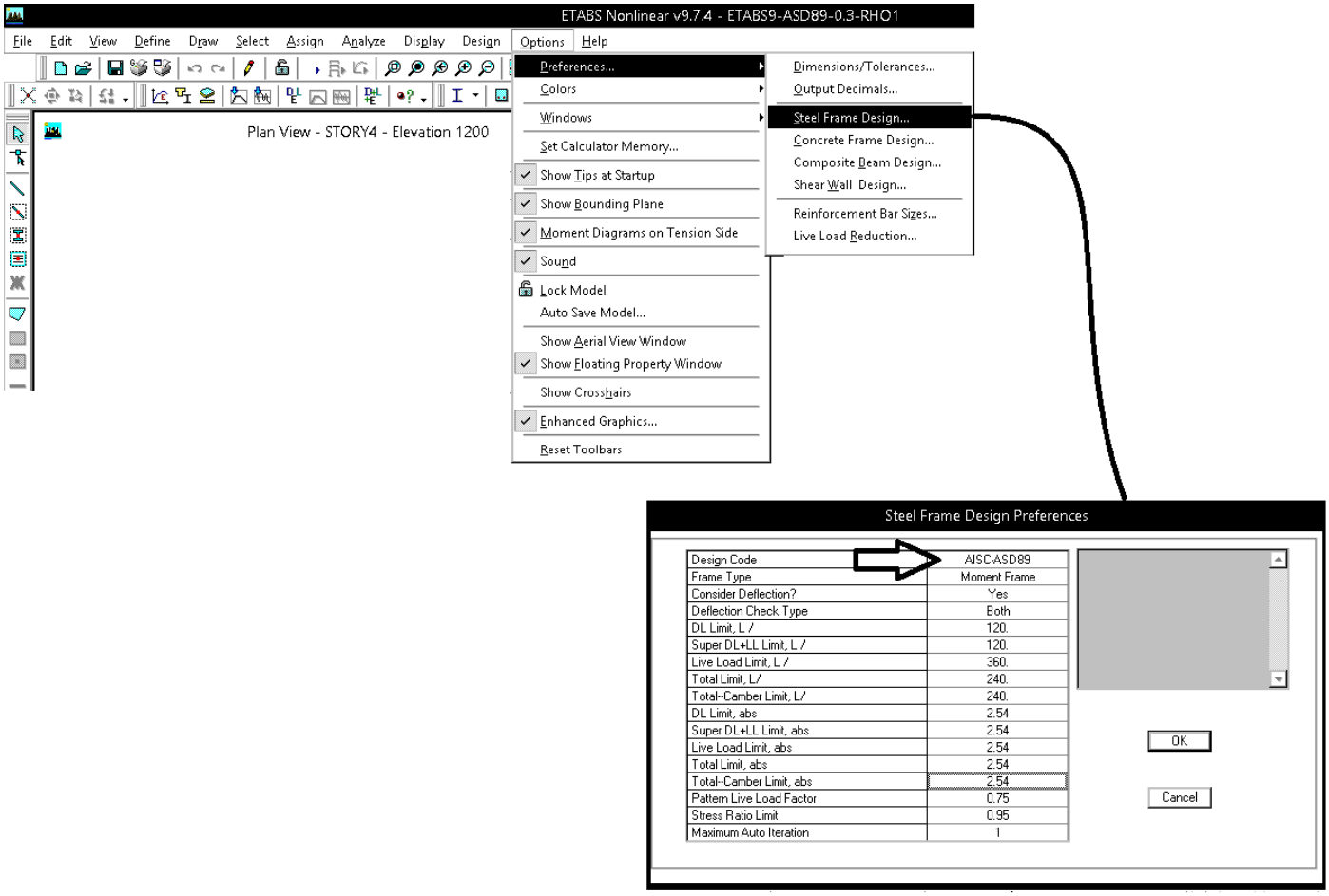
- نحوه استخراج ضریب 1.48D:

$$1.33\left(D+0.75L+0.525(E+Ev)\right) ===> 1.33\left(D+0.75L+0.525(E+0.21D)\right) ===> 1.48D+L+0.7E$$

- نحوه استخراج ضریب 1.53D:

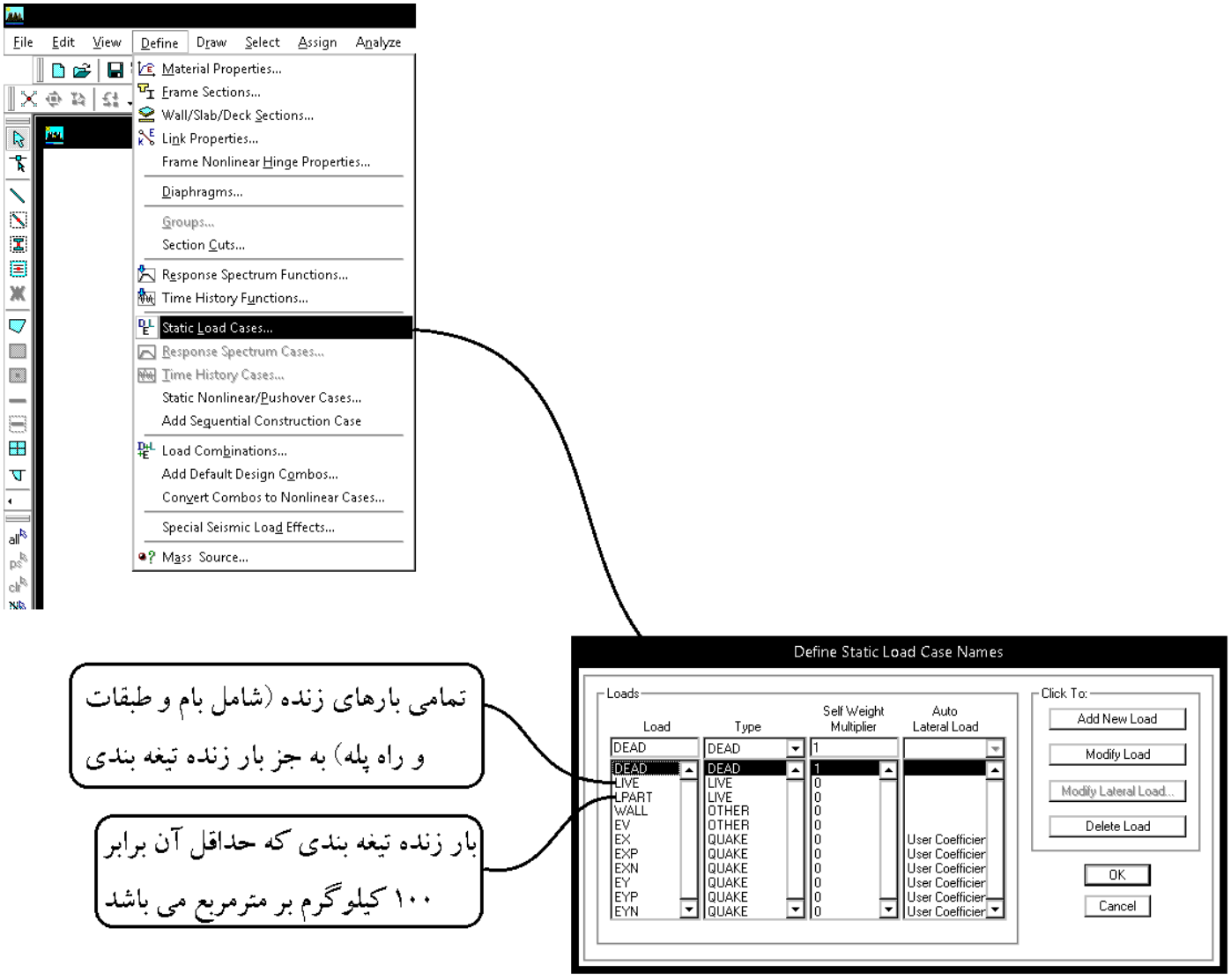
$$1.33\left(D+0.7(E+Ev)\right) ===> 1.33\left(D+0.7(E+0.21D)\right) ===> 1.53D+0.933E$$

۱۷-۱-۳ انتخاب آیین نامه طراحی



۱۷-۱-۴ تعریف بارها در ETABS9-ASD-89

- تعریف بارها در مبحث ششم ویرایش ۹۲ با تعریف بار ASD-89 تفاوت دارد و برای مثال ضرایب مربوط به بار زنده و ضوابط کاهش آنها با ASD-89 تفاوت دارد. بنابراین اگر کاربر قصد استفاده از ASD-89 را دارد، نمی تواند از ضوابط کاهش سربار مربوط به بارهای زنده در مبحث ششم جدید استفاده نماید. برای مثال در مبحث ششم جدید اجازه داده می شود بارهای زنده تحت شرایط خاصی با ضریب 0.5 در ترکیب بارها ظاهر شوند. در حالیکه در ASD-89 چنین ضوابطی نداریم. بنابراین توصیه می شود از LRFD-2010 استفاده شود.
- بار LIVE برای تعریف بارهای زنده در بام، طبقات، راه پله و کلیه بارهای زنده سازه به جز بار زنده تیغه بندی استفاده می شود.
-
- طبق آیین نامه بار **تیغه بندی** باید به صورت بار زنده منظور شود. این بار به صورت گسترده به کفها وارد می شود و حداقل مقدار آن برابر 100 kg/m^2 می باشد. این بار غیر قابل کاهش بوده و باید از نوع **LPART** وارد شود.



سوال: کاربرد LPART چیست؟

در مبحث ۶ جدید طبق بند زیر بار تیغه ها باید از نوع بار زنده تعریف شود. دقت شود که دیگر لازم نیست بار تیغه بندی همراه با بار مرده طبقه منظور شود و در محاسبه وزن مرده طبقات بار تیغه بندی لحاظ نمی شود. بنابراین باید به کف ها به صورت مستقل بار PARTITION LIVE وارد شود که معمولا برابر مقدار حداقل آن یعنی 100 kg/m^2 بدست می آید.

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.

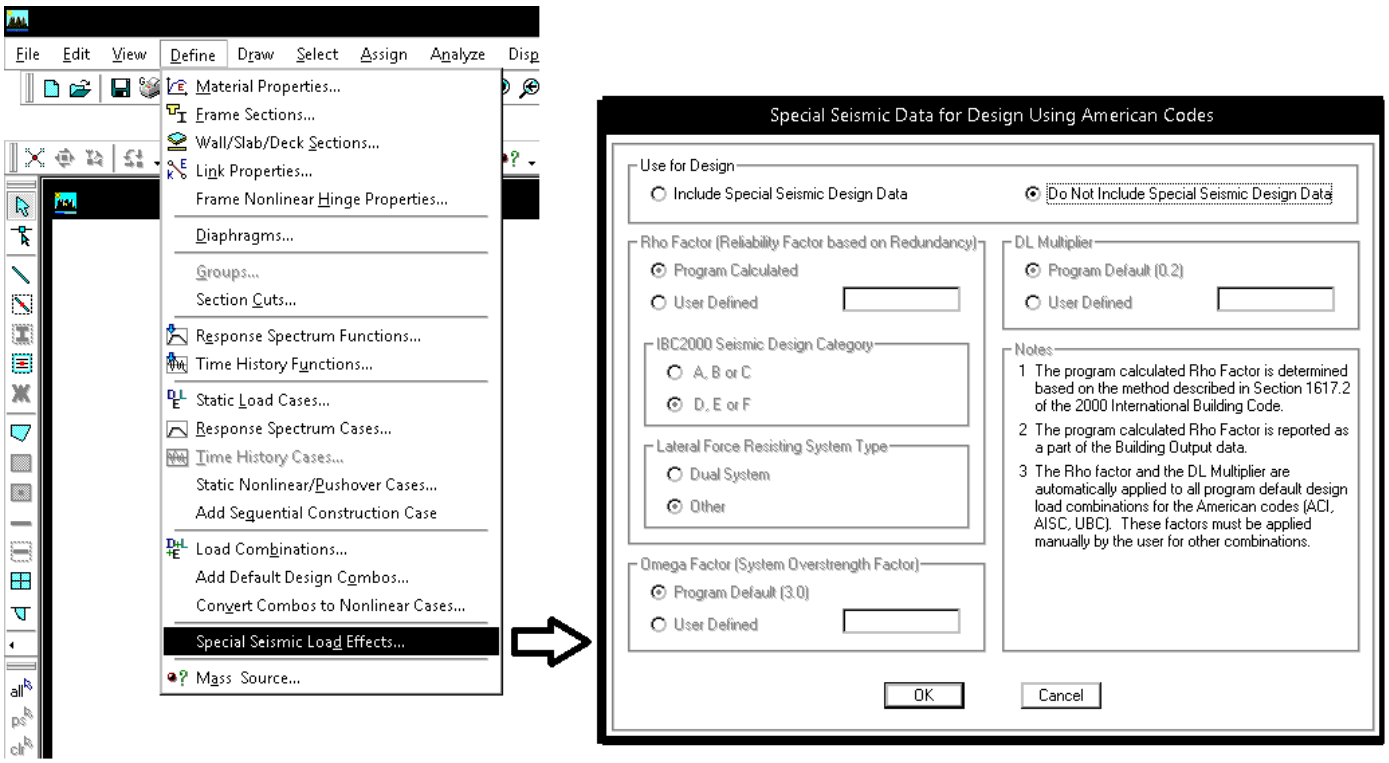
استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم‌کننده نیست.

سوال: آیا می توان به جای اعمال LPART را همراه با بار 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.

۱۷-۱-۵ تنظیمات لرزه ای در ETABS9-ASD-89

- کنترل ضریب اومگا در روش ASD باید مستقلا توسط کاربر کنترل شود. نرم افزار ETABS در روش ASD قادر نیست به صورت اتوماتیک این ضریب را کنترل کند. یعنی کاربر باید از فایل اصلی یک SAVE AS گرفته و پس از اومگا برابر کردن زلزله ها، مقاومت خمشی و برشی ستونها را یک عدد بزرگی وارد کرده و RATIO ستونها را کنترل کند.



- با توجه به استفاده از ASD89 نیازی به تعریف پارامترهای فوق نیست و گزینه Do Not include را انتخاب کنید.

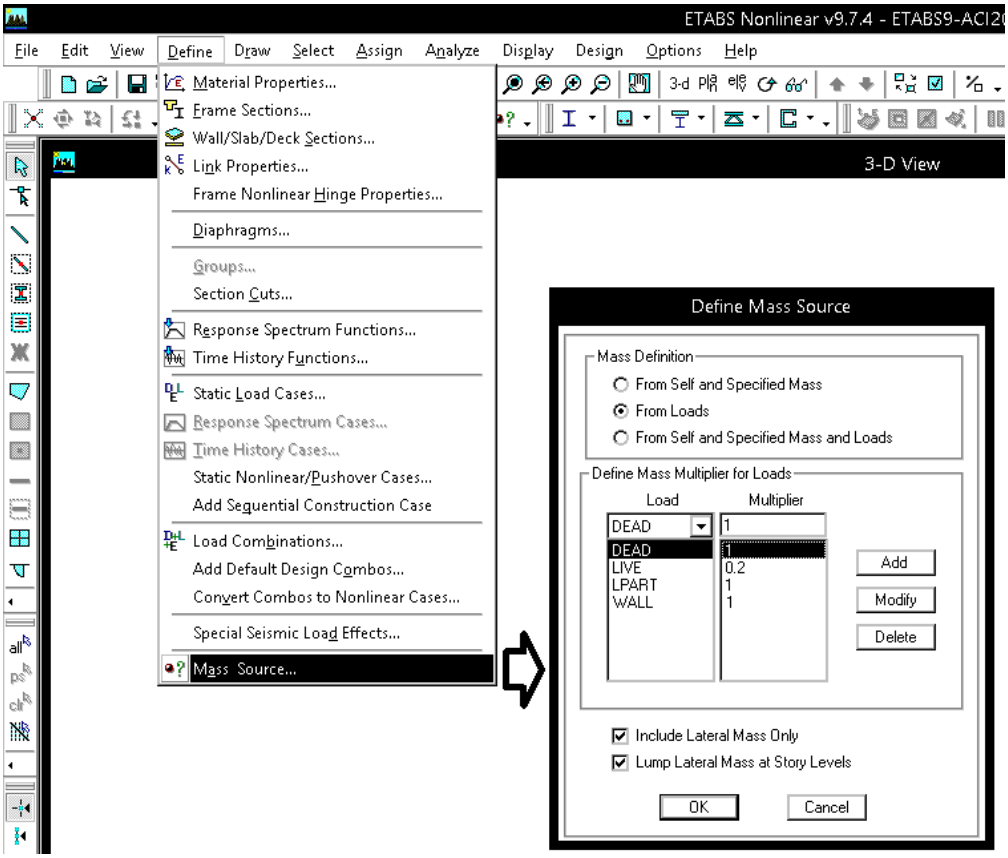
۱۷-۱-۶ وزن موثر لرزه ای (Mass source) در ETABS9-ASD-89

۱۷: 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

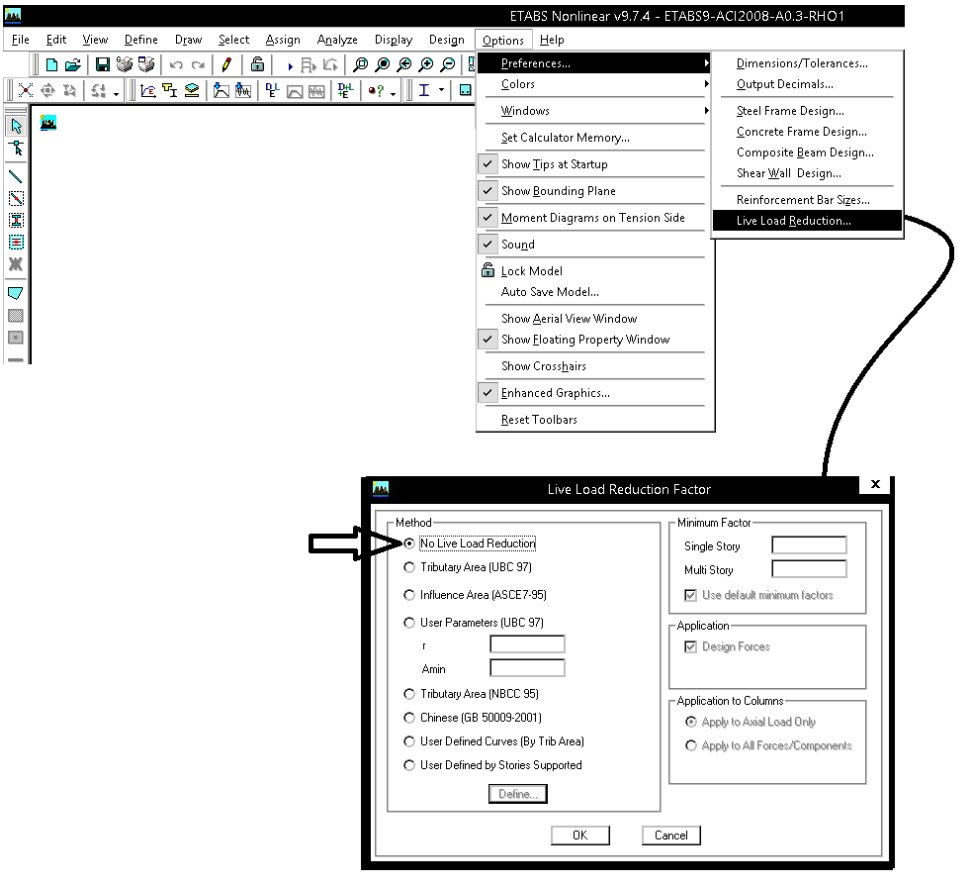
محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل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

- با توجه به اینکه از ASD-89 استفاده می شود، و هم برای بام و هم برای طبقات از یک نوع بار زنده استفاده شده است، در ایتبس در قسمت Mass source از پشت بام 0.2Live مشارکت داده خواهد شد.

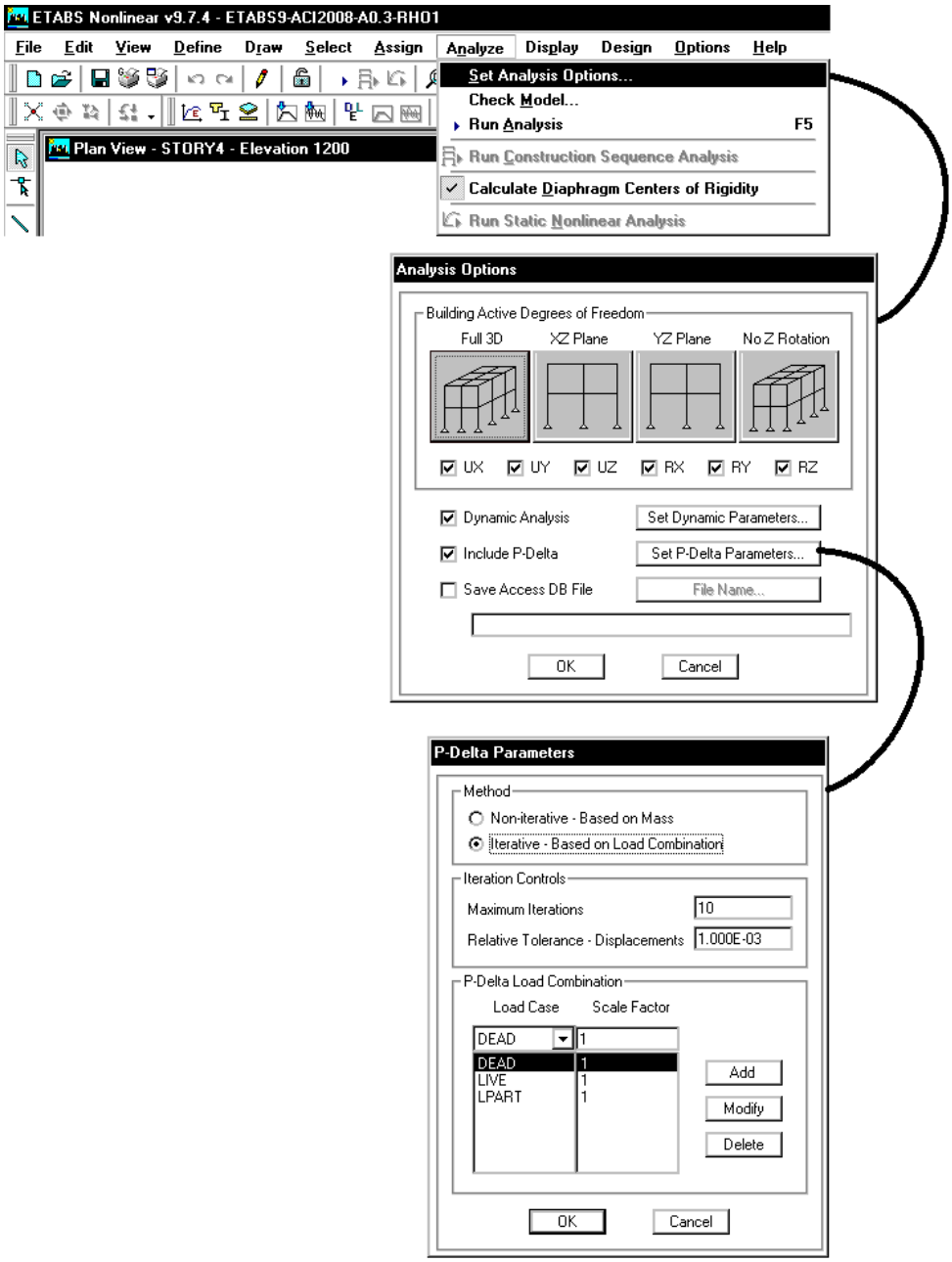


۱۷-۱-۷ کاهش سربار زنده در ETABS9-ASD-89

- ضوابط کاهش سربار زنده در مبحث ششم ویرایش سال ۹۲ بر گرفته از ASCE7-2010 (آیین نامه بارگذاری آمریکا) می باشد. منتها در ایتبس ۹ اخرین ورژن موجود، ASCE7-1995 می باشد. ضوابط کاهش سربار زنده در ASCE7-1995 مشابه ASCE7-2010 می باشد و می توان به عنوان جایگزین از آن استفاده کرد. با انتخاب این گزینه بارهایی که از نوع Reducible تعریف شده اند، کاهش خواهند یافت.
- با توجه به اینکه ضوابط کاهش بار زنده و از جمله قانون نصف کردن بار زنده در ترکیب بار، مربوط به آیین نامه های جدید است و نه آیین نامه های قدیمی مانند ASD-89، توصیه می شود که در صورت استفاده از ASD-89 از کاهش بار زنده صرف نظر شود. در این صورت مطابق شکل زیر باید عمل شود:



۱۷-۱-۸ تعریف اثر P-delta در ETABS9-ASD-89



۹-۱-۱۷ ترکیب بارهای ویژه لرزه ای

ترکیب بار عادی	1.33D + L ± 0.7E
ترکیب بار ویژه لرزه ای	1.33D + L ± 0.7Ω_0E

Ω_0 ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس مبحث دهم ایران برای قاب خمشی برابر 3، برای قاب ساده مهاربندی شده برابر 2 و برای سیستم دوگانه برابر 2.5 می باشد.

- در ASD-89 نرم افزار به صورت اتوماتیک قادر به کنترل ضریب اضافه مقاومت نیست و طراح باید (همانند گذشته) از مدل یک save as گرفته و مقاومت خمشی و برشی ستونها را افزایش دهد و سپس نیروهای زلزله را به ۲ یا ۲/۵ یا ۳ برابر کند (بسته به مورد) و ظرفیت ستونها را کنترل کند.

ASD-89 ; ETABS9.7.4 ; A<0.35

UDSTL1	D
UDSTL2	D+LIVE+LPART
UDSTL3~6	1.33D + LIVE + LPART ± 0.7Ω× EXP ± 0.21Ω× EY + 0.7EV
UDSTL7~10	1.33D + LIVE + LPART ± 0.7Ω× EXN ± 0.21Ω× EY + 0.7EV
UDSTL11~14	1.33D + LIVE + LPART ± 0.7Ω× EYP ± 0.21Ω× EX + 0.7EV
UDSTL15~18	1.33D + LIVE + LPART ± 0.7 Ω× EYN ± 0.21Ω× EX + 0.7EV
UDSTL19~22	1.33D ± 0.933 Ω× EXP ± 0.28 Ω× EY + 0.933EV
UDSTL23~26	1.33D ± 0.933 Ω× EXN ± 0.28 Ω× EY + 0.933EV
UDSTL27~30	1.33D ± 0.933 Ω× EYP ± 0.28 Ω× EX + 0.933EV
UDSTL31~34	1.33D ± 0.933 Ω× EYN ± 0.28 Ω× EX + 0.933EV
UDSTL35~38	0.8D ± 0.933 Ω× EXP ± 0.28Ω× EY - 0.933EV
UDSTL39~42	0.8D ± 0.933 Ω× EXN ± 0.28Ω× EY - 0.933EV
UDSTL43~46	0.8D ± 0.933 Ω× EYP ± 0.28 Ω× EX - 0.933EV
UDSTL47~50	0.8D ± 0.933 Ω× EYN ± 0.28Ω× EX - 0.933EV

ASD-89 ; ETABS9.7.4 ; A=0.35 ; I=1

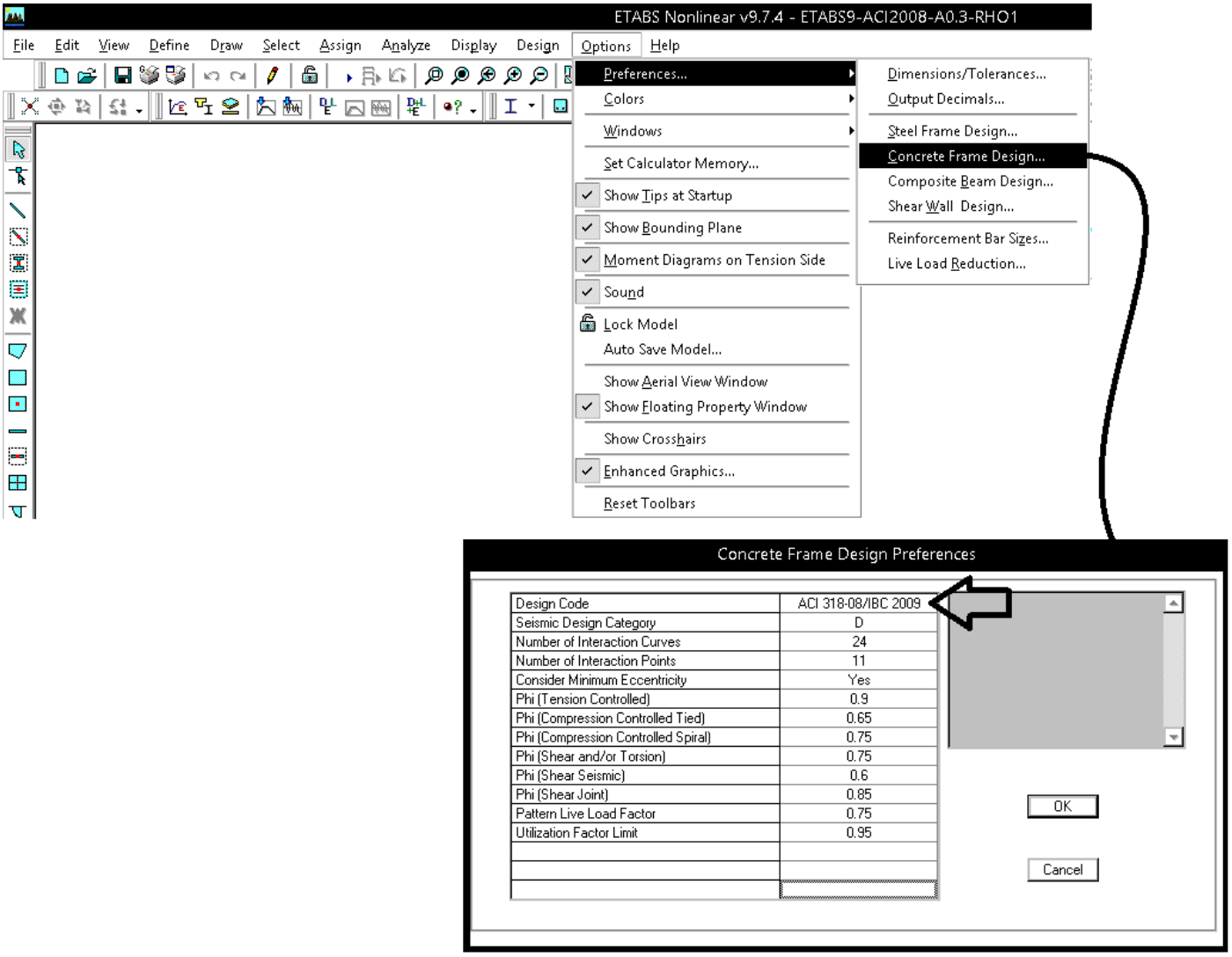
UDSTL1	D
UDSTL2	D+LIVE+LPART
UDSTL3~6	1.48D + LIVE + LPART ± 0.7Ω× EXP ± 0.21Ω×EY + 0.7EV
UDSTL7~10	1.48D + LIVE + LPART ± 0.7Ω× EXN ± 0.21Ω× EY + 0.7EV
UDSTL11~14	1.48D + LIVE + LPART ± 0.7Ω× EYP ± 0.21Ω× EX + 0.7EV
UDSTL15~18	1.48D + LIVE + LPART ± 0.7Ω× EYN ± 0.21Ω× EX + 0.7EV
UDSTL19~22	1.53D ± 0.933 Ω× EXP ± 0.28Ω× EY + 0.933EV
UDSTL23~26	1.53D ± 0.933 Ω× EXN ± 0.28Ω× EY + 0.933EV
UDSTL27~30	1.53D ± 0.933 Ω× EYP ± 0.28Ω× EX + 0.933EV
UDSTL31~34	1.53D ± 0.933 Ω× EYN ± 0.28Ω× EX + 0.933EV
UDSTL35~38	0.604D ± 0.933 Ω× EXP ± 0.28Ω× EY - 0.933EV
UDSTL39~42	0.604D ± 0.933 Ω× EXN ± 0.28Ω× EY - 0.933EV
UDSTL43~46	0.604D ± 0.933 Ω× EYP ± 0.28Ω× EX - 0.933EV
UDSTL47~50	0.604D ± 0.933 Ω× EYN ± 0.28Ω× EX - 0.933EV

سازه های بتنی در ETABS9.7.4 بر اساس ACI-318-2008

۱۸-۱-۱ طراحی سازه بتنی بر اساس ACI2008 در ETABS9.7

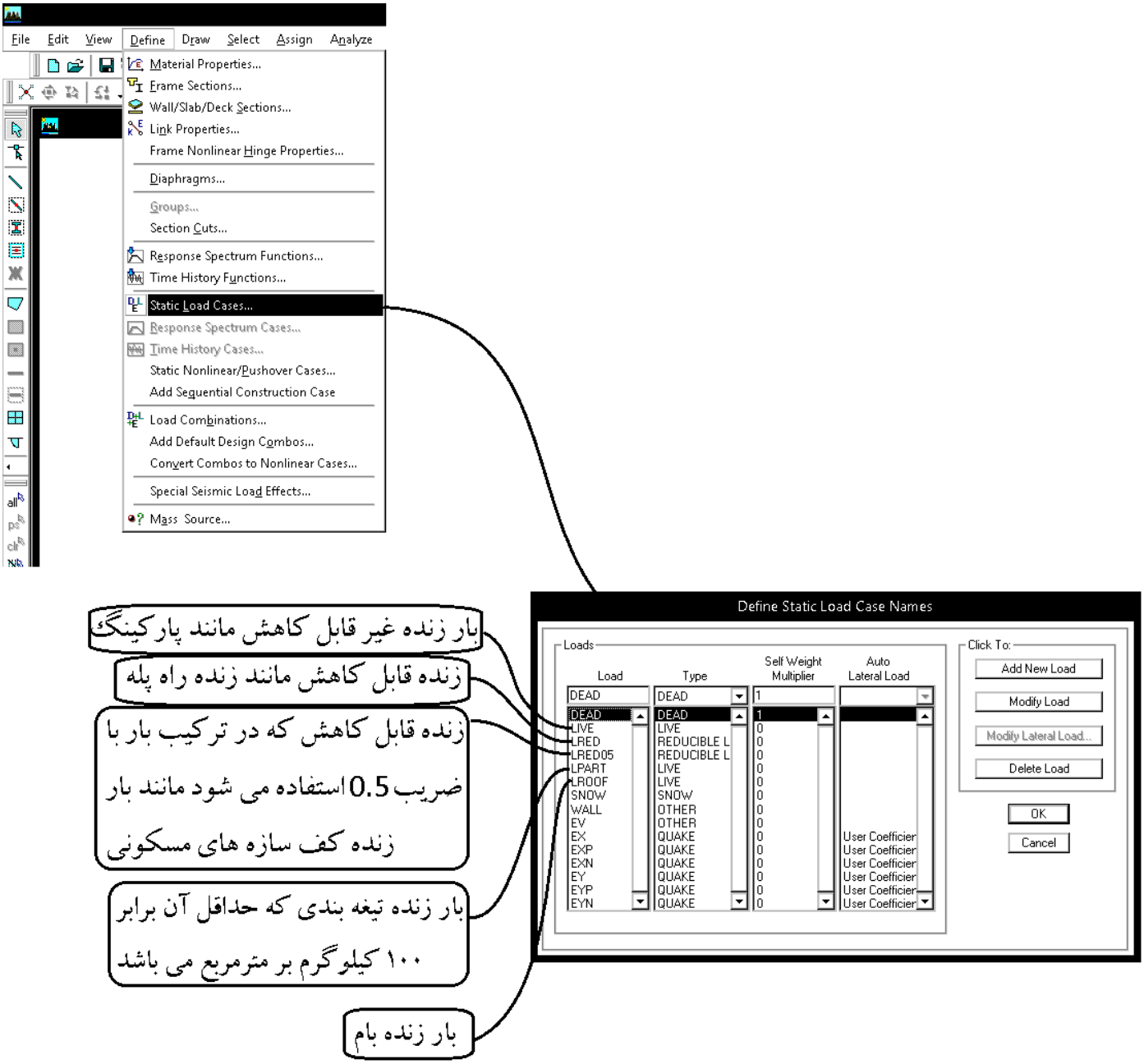
آیین نامه ACI318-2008 آخرین ویرایش آیین نامه ACI در ETABS 9.7.4 می باشد که بیشترین مطابقت را با استاندارد ۲۸۰۰ ایران دارد. بنابراین توصیه می شود که در صورت استفاده از ETABS9، از این آیین نامه برای طراحی سازه های بتنی استفاده شود.

۱۸-۱-۲ انتخاب آیین نامه طراحی



۱۸-۱-۳ تعریف بارها در ETABS9-ACI-2008

- در بام هم **بار برف** (SNOW) اعمال خواهد شد و هم بار **زنده بام** (LROOF). طبق ACI318-2008 در برخی ترکیب بارها از SNOW و در برخی دیگر از LROOF استفاده می شود. بنابراین کاربر باید هر دو را معرفی کنید.
- اگر در سازه **پارکینگ** داشته باشیم، بار زنده آن طبق جدول ۶-۵-۱ مبحث ششم (صفحه ۳۹ مبحث ششم) برای سازه مسکونی برابر 3kPa (300 kg/m^2) می باشد. بار پارکینگ قابل کاهش نیست و باید از نوع **LIVE** وارد شود.
- بار زنده **راه پله** که معمولا به صورت بار خطی به تیرهای ان وارد می شود، در جدول ۶-۵-۱ (صفحه ۳۷) برابر 500 kg/m^2 می باشد (در آیین نامه قبلی 350 بود). بار زنده راه پله قابل کاهش بوده و می تواند از نوع **LRED** وارد شود.
- بار زنده کف طبقات در سازه های **مسکونی** (200 kg/m^2) و در سازه های **اداری** (250kg/m^2) قابل کاهش بوده و همچنین در ترکیب بارها با ضریب 0.5 وارد می شوند و می توان آنها را از نوع **LRED0.5** تعریف کرد.
- طبق آیین نامه بار **تیغه بندی** باید به صورت بار زنده منظور شود. این بار به صورت گسترده به کفها وارد می شود و حداقل مقدار آن برابر 100 kg/m^2 می باشد. این بار غیر قابل کاهش بوده و باید از نوع **LPART** وارد شود.



سوال: کاربرد بار LIVE؟

پاسخ: از این بار برای تعریف بار زنده پارکینگ و انباری می توان استفاده کرد. طبق بند زیر (با نادیده گرفتن استثنا قید شده در آن)، بار زنده پارکینگ قابل کاهش نمی باشد.

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.

سوال: کاربرد بار LRED؟

پاسخ: بارهای زنده ای که قابل کاهش هستند ولی در ترکیب بارهای شماره ۳،۴، و ۵ ضریب آنها برابر یک خواهد بود. برای مثال بار زنده راه پله طبق مبحث ۶ جدید برابر 500 kg/m2=5kPa می باشد. بار زنده راه پله قابل کاهش است ولی با توجه به اینکه مقدار آن برابر 5kPa می باشد، طبق تبصره زیر حق نداریم ضریب آنرا در ترکیب های ۳، ۴، ۵ برابر 0.5 منظور کنیم. از دیگر نمونه ها می توان به سالن اجتماعات در ساختمانهای مسکونی، فروشگاههای کوچک و خرده فروشی در طبقه همکف اشاره 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

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.

سوال: کاربرد بار LRED0.5؟

پاسخ: بارهای زنده ای که قابل کاهش هستند و علاوه بر کاهش، در ترکیب بارهای شماره ۳،۴، و ۵ ضریب آنها برابر 0.5 خواهد بود. برای مثال بار زنده سازه های مسکونی (که برابر 200 kg/m2=2kPa می باشد) باید از این نوع تعریف شود.

سوال: کاربرد LPARTITION چیست؟

در مبحث ۶ جدید طبق بند زیر بار تیغه ها باید از نوع بار زنده تعریف شود. دقت شود که دیگر لازم نیست بار تیغه بندی همراه با بار مرده طبقه منظور شود و در محاسبه وزن مرده طبقات بار تیغه بندی لحاظ نمی شود. بنابراین باید به کف ها به صورت مستقل بار PARTITION LIVE وارد شود که معمولا برابر مقدار حداقل آن یعنی 100 kg/m2 بدست می آید.

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.

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.

۱۸-۱-۴ تعریف نیروی زلزله در ETABS9-ACI2008

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad B = B_1 N \quad R_u = \frac{R}{1.4}$$

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

به جدول زیر (جدول مقادیر Ru) توجه نمایید. نکات زیر از این جدول مهم می باشند:

- برای سازه های بلند تر از 15 متر مجاز به استفاده از مهاربند همگرای معمولی نیستیم (به محدودیت ارتفاعی در جدول زیر توجه نمایید).
- ضریب Ru برای سیستم قاب ساختمانی واگرای ویژه برابر ۷ قید شده که نسبتا بالا بوده و طراحان را به استفاده از این سیستم تشویق می کند.
- برای قاب خمشی بتنی متوسط حداکثر ارتفاع مجاز 35 متر میباشد که قبلا تا 50 متر مجاز بود.

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 با مصالح بنایی مسلح	۳	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	۲	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 با 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[۴]	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

- 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. با توجه به جدول زیر، در صورتی که نیروی زلزله بر اساس ویرایش ۴ محاسبه شود، ضرایب زلزله به جای 1.4 برای 1 منظور خواهد شد:

ترکیب بار لرزه ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ (سازه های بتنی)

ACI 318-99	1.05D + 1.275L + **1.4025**E
ACI 318 – 2008	1.2D + L + **1.4**E + 0.2SNOW
ACI 318 – 2014	1.2D + L + **1.4**E + 0.2SNOW

ترکیب بار لرزه ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ (سازه های بتنی)

ACI 318-99	1.05D + 1.275L + **1**E
ACI 318 – 2008	1.2D + L + **1**E + 0.2SNOW
ACI 318 – 2014	1.2D + L + **1**E + 0.2SNOW
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 + 1.2L + **0.84**E

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)

- نحوه محاسبه B (ضریب بازتاب) تغییر کرده است و ضریب جدیدی به نام N معرفی شده است که در شکل زیر خلاصه روابط محاسبه آن آمده است:

$$B = B_1 N \qquad (۱-۲)$$

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

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

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۳)

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

در شکل زیر بندهای آیین نامه ای محاسبه دوره تناوب تجربی آمده است که مشابه ویرایش قبلی می باشد.

- دوره تناوب تجربی سازه های بتنی تغییر کرده است.
- دوره تناوب تجربی سازه های با مهاربند واگرا تغییر کرده است.

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

$$T = 0.08H^{0.75} \qquad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \qquad (۴-۳)$$

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)

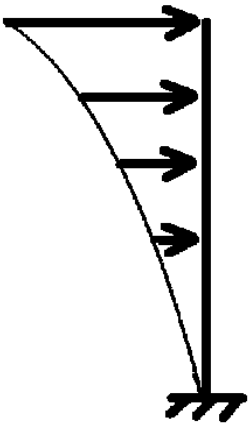
پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \qquad (۵-۳)$$

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.

- نیروی شلاقی حذف شده است و به جای آن توزیع بار در ارتفاع سازه غیر خطی شده است:



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

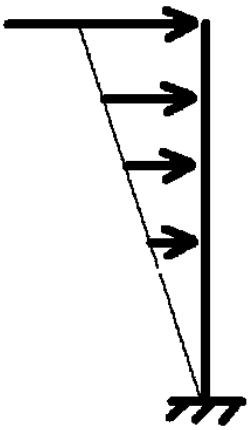
n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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.



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 ۰/۲۵ V 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.

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

۱۸-۱-۵ مثال محاسبه نیروی زلزله

- سازه ۵ طبقه مسکونی بتنی با شکل پذیری متوسط (ارتفاع سازه از تراز پایه=۱۶متر)
- نوع خاک III
- پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد

۱- محاسبه دوره تناوب سازه (صفحه ۳۱ استاندارد ۲۸۰۰- بند ۳-۳-۱-۱)

$$T_{\text{آیین نامه}}=0.05\times H^{0.9}=0.05\times 16^{0.9}=0.606\ Sec$$

با فرض اینکه دوره تناوب نرم افزار زیاد خواهد بود:

$$T_{\text{طراحی}} = 1.25T_{\text{آیین نامه}} = 1.25 \times 0.606 = 0.76\,Sec$$

۲- محاسبه ضریب شکل طیف B_0 (صفحه ۱۴ و ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰)

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

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

$$\left.\begin{matrix} T_0 = 0.15 \\ T_s = 0.7 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \\ T_{\text{طراحی}} = 0.76 \end{matrix}\right\} T_{\text{طراحی}} > T_s \qquad \rightarrow B_1 = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right) = (1.75+1)\left(\frac{0.7}{0.76}\right) = 2.54$$

۳- محاسبه ضریب اصلاح طیف N_0 (صفحه ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰)

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

$$T_s < T_{\text{طراحی}} < 4sec \qquad \rightarrow N = \frac{0.7}{4-T_s}\left(T_{\text{طراحی}} - T_s\right) + 1 = \frac{0.7}{4-0.7}(0.76-0.7)+1 = 1.0123$$

۴- محاسبه ضریب بازتاب ساختمان B (صفحه ۱۴ استاندارد ۲۸۰۰)

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N \qquad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

$$B = B_1N = 2.53 \times 1.0127 = 2.57$$

۵- محاسبه ضرایب A و I

A=0.35 I=1

۶- محاسبه ضریب رفتار سازه، R_u (صفحه ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰)

ضریب رفتار قاب خمشی متوسط برابر $R_u = 5$ می باشد.

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)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	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	-

۷- محاسبه ضریب زلزله زلزله (صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰)

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 2.57 \times 1}{5} = 0.18$$

۸- محاسبه مقدار ضریب K (بند ۳-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰)

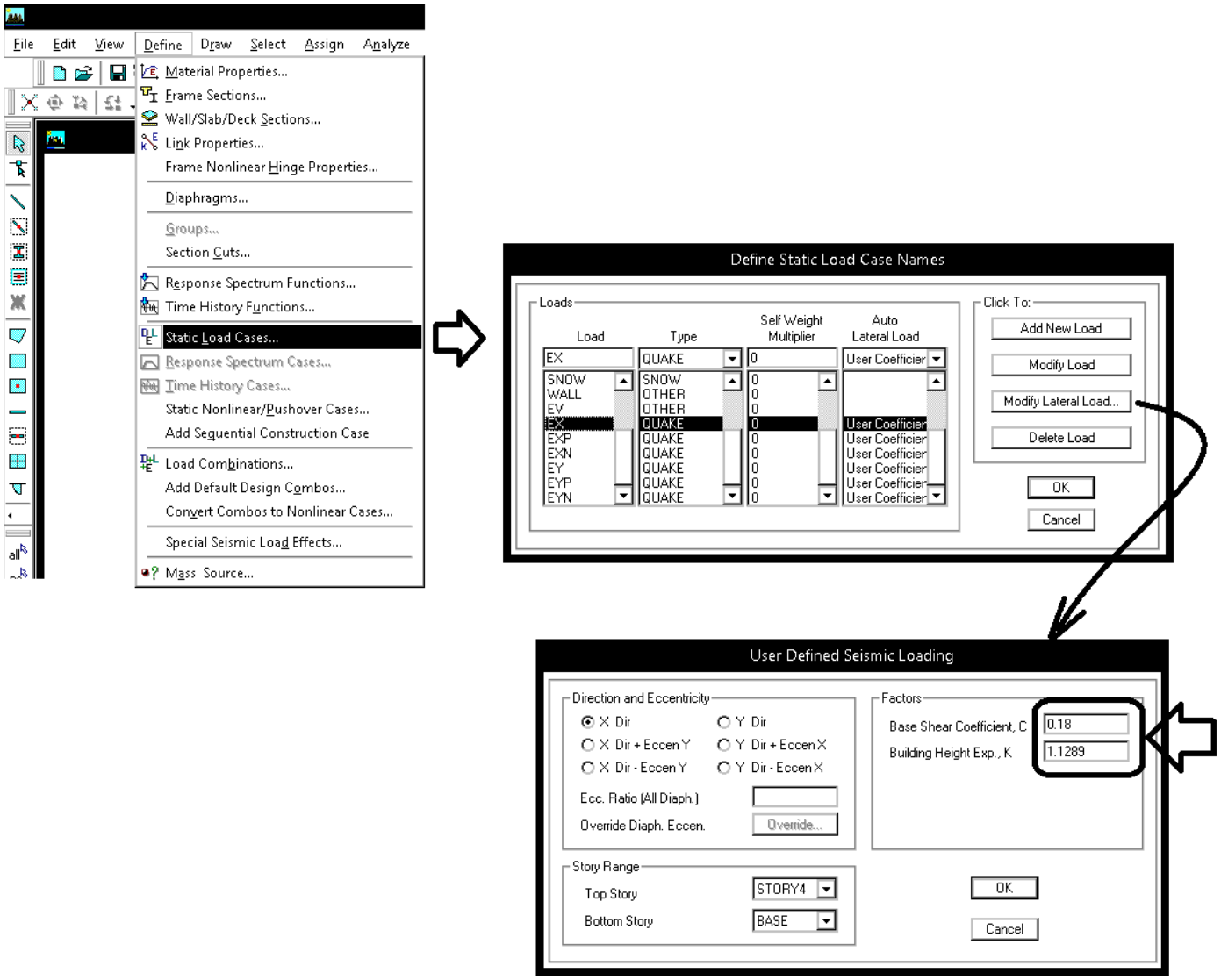
K=0.5T+0.75=1.129

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

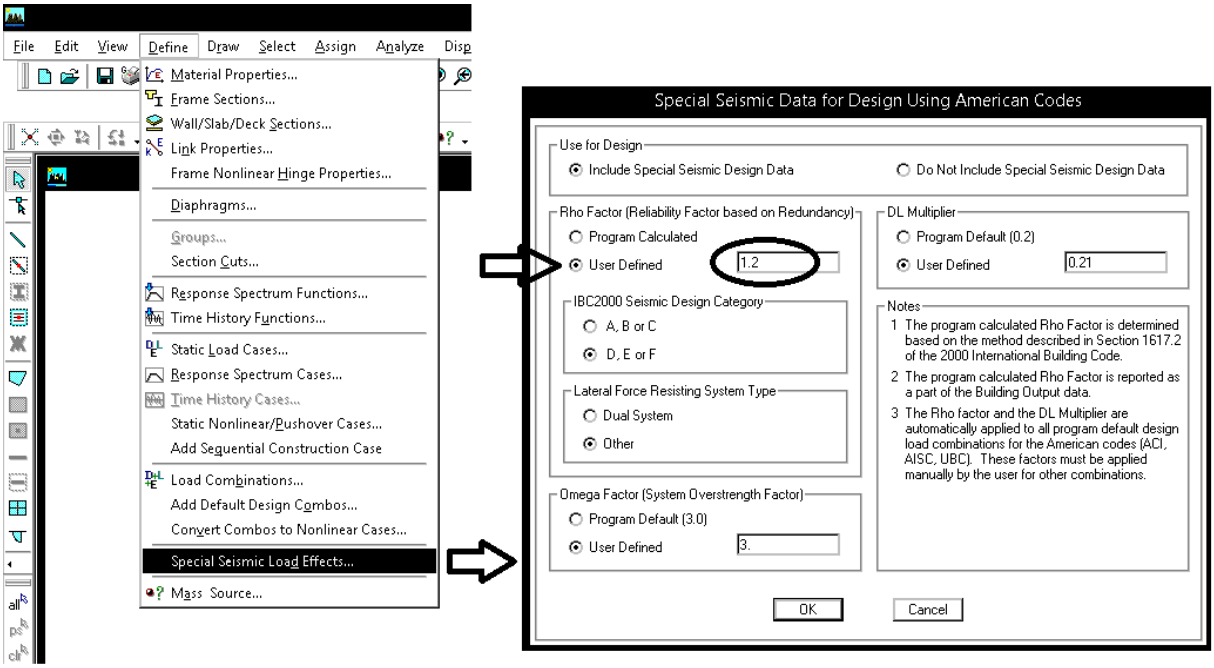
www.hoseinzadeh.net		
https://telegram.me/hoseinzadehasl		
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	48.1	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	II	
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	قاب خمشی بتنی
Ru=	5	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	1.91	1.50
T_0=	0.1	0.1
Ts=	0.5	0.5
S0=	1	1
S=	1.5	1.5
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	1.91	1.63
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.28200	1.22654
B1=(S+1)(Ts/T)=	0.65445	0.76561
B=B1*N=	0.83901	0.93905
C-min=0.12*A*I=	0.0420	0.0420
C=A.B.I/R=	0.0587	0.0657
*k=0.5*T+0.75=*	1.7050	1.5663
C_{DRIFT}=	0.058730366	0.070175585
K_{DRIFT}=	*1.705*	*1.4975*

۱۸-۱-۶ تعریف زلزله محاسبه شده در ETABS9-ACI2008



۱۸-۱-۷ تنظیمات لرزه ای در ETABS9-ACI-2008

- مقدار Rho (ضریب نامعینی) باید طبق بند ۳-۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ (صفحه ۲۹ و ۳۰ استاندارد ۲۸۰۰) تعیین شود. در شکل زیر گزینه Program Calculated برای Rho قابل استفاده نیست. ضوابط Rho بر اساس ASCE7-2010 می باشد و گزینه Program Calculated بر اساس آیین نامه های قدیمی انرا محاسبه می کند. بنابراین خودمان باید درجه نامعینی را تعیین کرده و در این قسمت وارد کنیم. مقدار این ضریب می تواند برابر 1 یا 1.2 باشد. برای تعیین آن می توانید به نوشتار ۴۰ صفحه ای که برای rho نوشته ام در وبسایت اینجانب مراجعه نمایید.
- در ایتبس 9.7 نیز به شرح زیر می توان این ضریب را معرفی کرد:



- در قسمت بعدی D,E or F باید انتخاب شود. اگر A, B or C انتخاب شود، ضوابط لرزه ای کنترل نمی شود.
- قسمت بعدی می پرسد که آیا سیستم باربر جانبی Dual (دوگانه) است یا نه.
- در قسمت Omega Factor ضریب اومگا خواسته می شود. این ضریب در جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ (صفحه ۳۴ استاندارد ۲۸۰۰) تعریف شده است. برای مثال برای قابهای خمشی مقدار Omega برابر ۳ می باشد. دقت شود که در ACI2008 و برای سازه های بتنی در ایتبس ۹، نیازی به وارد کردن ضریب Omega نیست. به عبارت دیگر در ACI2008 این ضریب وجود نداشت و اگر هم در این قسمت مقدار انرا وارد نمایید، ایتبس در سازه های بتنی هیچ استفاده ای از آن نخواهد کرد.
- در قسمت DL Multiplier ضریب اضافه برای بار مرده در ترکیب بارها وارد میشود. اگر سازه در منطقه لرزه خیزی با خطر نسبی خیلی زیاد (A=0.35) باشد، مقدار این ضریب برابر 0.6AI=0.21*I وارد خواهد شد. برای مثال اگر یک سازه مسکونی در شهر تهران طراحی می شود، با توجه به اینکه ضریب اهمیت برابر I=1 می باشد، این ضریب برابر 0.21 وارد خواهد شد (شکل زیر). این ضریب برای منظور کردن زلزله قائم برای کل سازه می باشد.
- اگر A<0.35 باشد، در این صورت لازم نیست زلزله قائم به کل سازه وارد شود و مقدار این ضریب برابر صفر خواهد بود.

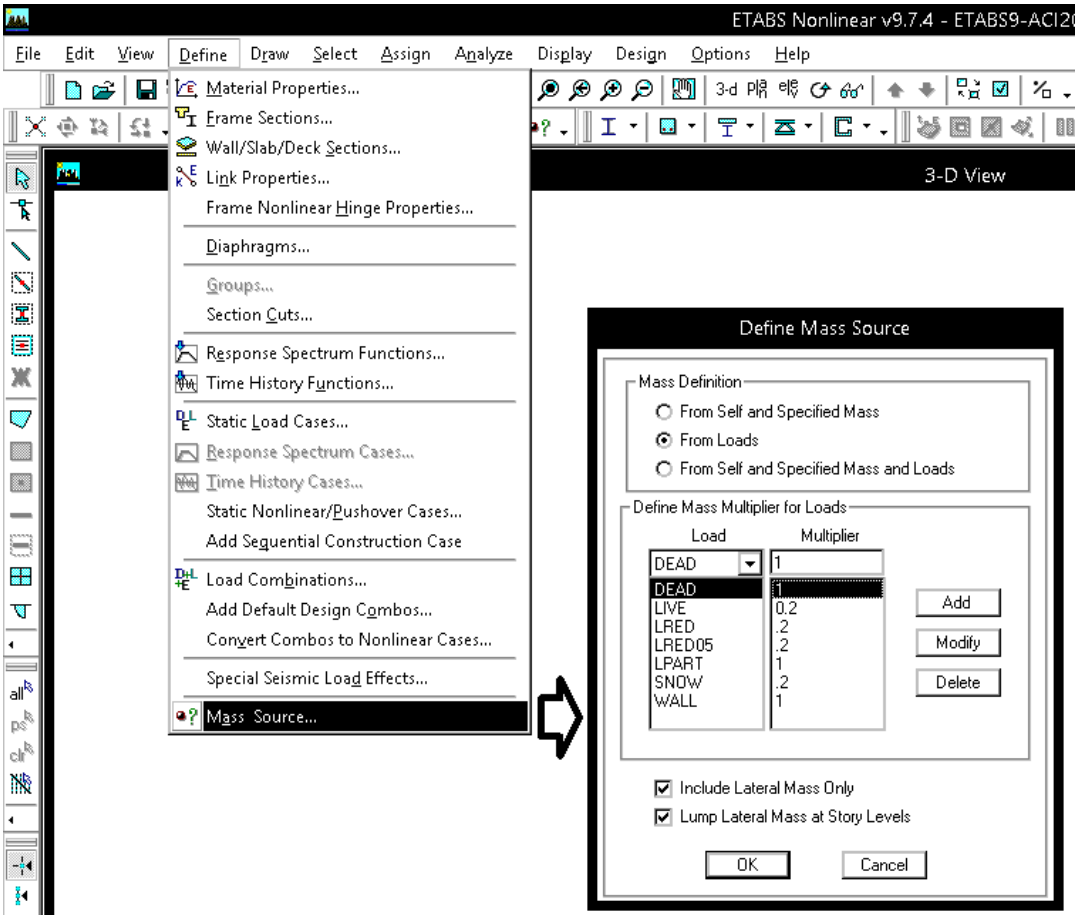
۱۸-۱-۸ وزن موثر لرزه ای (Mass source) در ETABS9-ACI2008

- طبق جدول زیر از استاندارد ۲۸۰۰ (صفحه ۲۹ استاندارد ۲۸۰۰) باید بار زنده تیغه بندی به صورت ۱۰۰٪ در جرم لرزه ای منظور شود.
- در پشت بام اگر سازه ای در مناطق گرم سیر باشد، نیازی به منظور کردن بار زنده و برف از بام نیست و برای شهرهایی که در مناطق سردسیر هستند از پشت بام تنها ۲۰ درصد بار برف منظور می شود.
- از قسمت پشت بام تنها باید 100%DEAD + 20%SNOW به عنوان وزن لرزه ای مشارکت کند و بار LROOF مشارکتی ندارد.
- مشارکت بار زنده بیمارستان ها، مدارس و ... که قبلا ۴۰ درصد بود، به ۲۰ درصد کاهش یافته است.

۷: 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	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰



۱۸-۱-۹ ترکیب بارها در ETABS9-ACI2008

- شکل زیر متن آیین نامه ACI-318-2008 را در رابطه با ترکیب بارها را نشان می دهد

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.

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.

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

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

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

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

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

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

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

- با توجه به ترکیب بارهای فوق و با منظور کردن اثر زلزله متعامد، ترکیب بارهای کامل برای حالت های مختلف در جداول زیر ارائه شده است.
- تمامی ترکیب بارهای ارائه شده در فایلهای ایتبس جداگانه تعریف شده اند و در وبسایت اینجانب قابل دانلود هستند.
- برای منظور کردن اثر RHO (درجه نامعینی) در "سازه های بتنی" و در ایتبس ۹ می توان به دو روش عمل کرد:
  - اعمال ضریب 1.2 در ترکیب بارها
  - اعمال ضریب 1.2 در تعریف ضریب زلزله (User coefficient) در قسمت static load case

در ترکیب بارهای سازه های فلزی به روش LRFD و یا در ایتبس ۲۰۱۵ تنها به روش اول باید عمل شود. در ترکیب بارهای زیر فرض شده است که این ضریب در ترکیب بارها منظور می شود (روش اول).

ACI2008 ; ETABS9.7.4 ; A<0.35

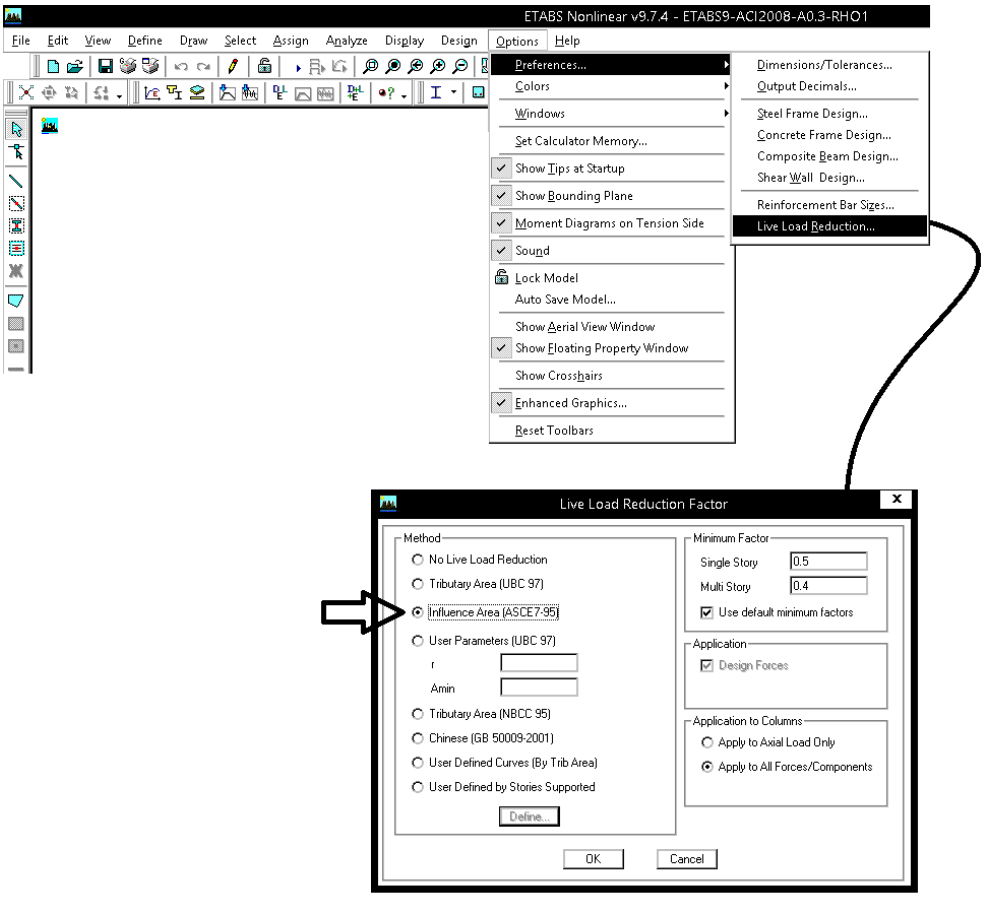
UDCON1	1.4D
UDCON2	1.2D+1.6LIVE+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON3	1.2D+1.6LIVE+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5SNOW
UDCON4	1.2D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON5	1.2D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW
UDCON6~9	1.2D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW± ρ×EXP±0.3 ρ×EY+EV
UDCON10~13	1.2D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW± ρ×EXN±0.3 ρ×EY+EV
UDCON14~17	1.2D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW± ρ×EYP±0.3 ρ×EX+EV
UDCON18~21	1.2D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW± ρ×EYN±0.3 ρ×EX+EV
UDCON22~25	0.9D± ρ×EXP±0.3 ρ×EY-EV
UDCON26~29	0.9D± ρ×EXN±0.3 ρ×EY-EV
UDCON30~33	0.9D± ρ×EYP±0.3 ρ×EX-EV
UDCON34~37	0.9D± ρ×EYN±0.3 ρ×EX-EV

ACI2008 ; ETABS9.7.4 ; A=0.35 ; I=1

UDCON1	1.4D
UDCON2	1.2D+1.6LIVE+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF
UDCON3	1.2D+1.6LIVE+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5SNOW
UDCON4	1.2D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON5	1.2D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+1.6SNOW
UDCON6~9	1.41D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW± ρ×EXP±0.3 ρ×EY+EV
UDCON10~13	1.41D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW± ρ×EXN±0.3 ρ×EY+EV
UDCON14~17	1.41D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW± ρ×EYP±0.3 ρ×EX+EV
UDCON18~21	1.41D+LIVE+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW± ρ×EYN±0.3 ρ×EX+EV
UDCON22~25	0.69D± ρ×EXP±0.3 ρ×EY-EV
UDCON26~29	0.69D± ρ×EXN±0.3 ρ×EY-EV
UDCON30~33	0.69D± ρ×EYP±0.3 ρ×EX-EV
UDCON34~37	0.69D± ρ×EYN±0.3 ρ×EX-EV

۱۸-۱-۱۰ کاهش سربار زنده در ETABS9-ACI-2008

- ضوابط کاهش سربار زنده در مبحث ششم ویرایش سال ۹۲ بر گرفته از ASCE7-2010 (آیین نامه بارگذاری آمریکا) می باشد. منتها در ایتبس ۹ اخرین ورژن موجود، ASCE7-1995 می باشد. ضوابط کاهش سربار زنده در ASCE7-1995 مشابه ASCE7-2010 می باشد و می توان به عنوان جایگزین از ان استفاده کرد (شکل زیر). با انتخاب این گزینه بارهایی که از نوع Reducible تعریف شده اند، کاهش خواهند یافت.



۱۸-۱-۱۱ تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک در ETABS9-ACI2008

برای کنترل تنش زیر خاک باید از ترکیب بارهای تنش مجاز استفاده شود:

۷-۴-۵ روش‌های طراحی پی سطحی

این مقررات دو روش طراحی شامل روش تنش مجاز و روش حالات حدی را برای طراحی پیشنهاد می‌کند. طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

۶-۲-۳-۴ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

در طراحی به روش تنش مجاز و یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود؛ و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضای سازه‌ای تولید می‌کنند، می‌بایست مد نظر قرار گیرد. اثرات یک یا چند بار که امکان وارد نشدن آن‌ها بر سازه وجود دارد، باید در ترکیب بارها بررسی گردد.

۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D+[۰/۶(۱/۴W) یا ۰/۷E]
۶) D+۰/۷۵L+۰/۷۵[۰/۶(۱/۴W)]+ ۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۷) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(۰/۷E)+ ۰/۷۵S
۸) ۰/۶D+۰/۶(۱/۴W)
۹) ۰/۶D+۰/۷E
۱۰) ۱/۰D+۱/۰T
۱۱) ۱/۰D+۰/۷۵[L+(L_r یا S)+T]

مطابق شکل فوق باید ترکیب بارهای زیر تعریف شوند:

- در بارهای زیر به جای E باید تمامی بارهای لرزه ای (شامل بارهای لرزه ای مربوط به زلزله متعامد) باید جایگزین شود.
- در ترکیب بارهای زیر اثرات بار باد، حرارت و فشار خاک منظور نشده است.
- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A<0.35 می باشد:

- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: D ± 0.7E +0.7Ev
- SOIL7: D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525E +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7E

- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A=0.35 می باشد:

- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5+Lpartition
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lpartition + Snow)
- SOIL6: (1+0.147×I)D ± 0.7E +0.7Ev
- SOIL7: (1+0.11025×I)D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5+Lpartition) ± 0.525E +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D + 0.7E

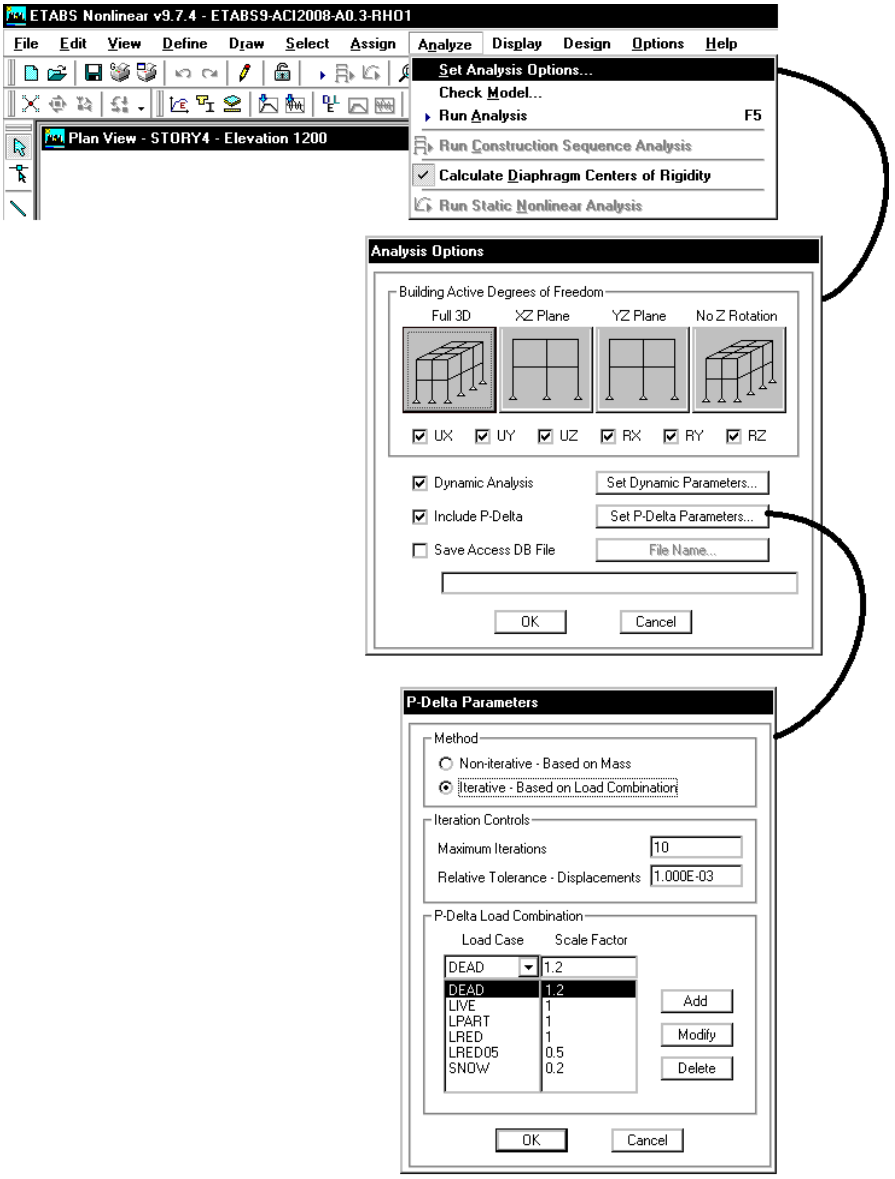
در روابط فوق، I ضریب اهمیت سازه می باشد و ضریب 0.147×I و 0.11025×I به صورت زیر بدست آمده است:

$$0.7(0.6AID) = 0.147ID \qquad 0.525(0.6AID) = 0.11025ID$$

طبق بند ۳-۳-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله رو به بالا در طراحی پی ضروری نیست.

۱۸-۱-۱۲ تعریف اثر P-delta در ETABS9-ACI2008

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- در ASCE7 برای محاسبه شاخص پایداری (stability coefficient در بند 12.8.7 ASCE7-10) 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+0.2SNOWNOW

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.

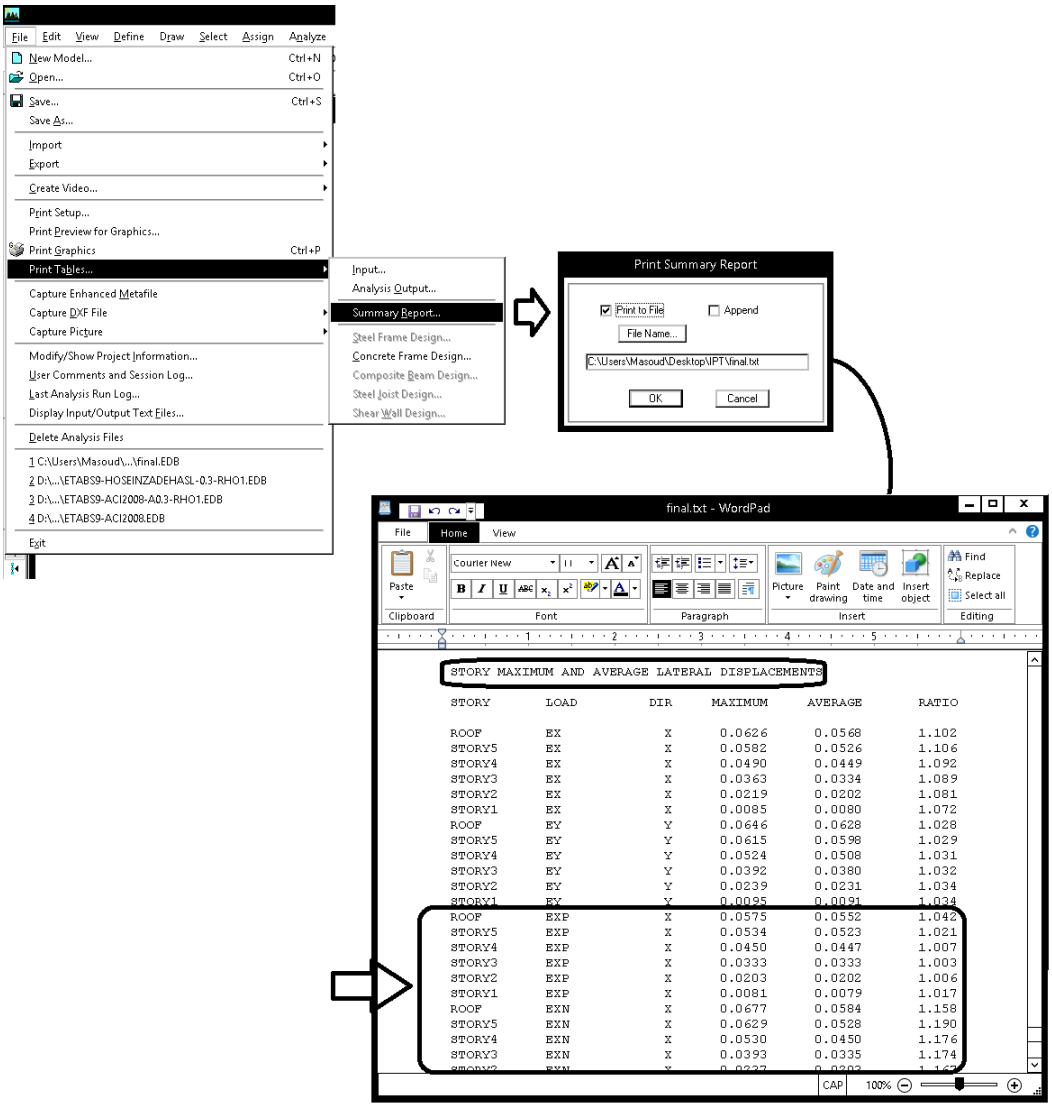
۱۸-۱-۱۳ تشخیص نامنظمی در پلان

توضیحات کامل در مورد کنترل نامنظمی: **بند ۳-۲۱ جزوه**

۱۸-۱-۱۴ نامنظمی پیچشی

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.
- برای مشاهده نسبت تغییر مکان حداکثر مطلق به حداکثر متوسط می توانید از قسمت summary report مطابق شکل زیر استفاده نمایید. در این صورت اگر تحت تمامی زلزله های EXP, EXN, EYP, EYN نسبت ratio ها در ستون سمت راست گزارش کمتر از 1.2 بود، خواهیم گفت سازه از نظر پیچشی منظم است. اگر 1.2<ratio<1.4 بود خواهیم گفت نامنظم پیچشی است. و اگر 1.4<ratio بود خواهیم گفت نامنظم شدید پیچشی است.
- اگر حتی یکی از طبقات و تنها تحت یکی از زلزله ratio بالا باشد، کل سازه را نامنظم خواهیم خواند.



- مقدار واقعی نسبت جابجایی "نسبی" که ایین نامه خواسته برای مثال در شکل فوق برای طبقه STORY4 و STORY5 برای EXN به صورت زیر می باشد:

$$ratio_5 = \frac{0.0629 - 0.0530}{0.0528 - 0.0450} = 1.269$$
$$ratio_4 = \frac{0.053 - 0.0393}{0.0450 - 0.0335} = 1.191$$

در حالیکه مقدار ratio که ایتبس بر اساس جابجایی "مطلق" محاسبه کرده به ترتیب برابر1.19 و 1.176 می باشد.
نتیجه: در مواردی که نسبت RATIO محاسبه شده توسط ایتبس به عدد 1.2 نزدیک است، باید محاسبه مقدار دقیق انجام شود.
سازه فوق نامنظم پیچشی می باشد.

- در سازه های بالای سه طبقه که نامنظم پیچشی هستند، حتما باید آنالیز دینامیکی انجام شود:

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه بـه‌کـاربرد. تنهـا، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایـه و یـا 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

- اگر سازه نامنظم شدید پیچشی باشد، ضریب نامعینی آن برابر Rho=1.2 خواهد بود و در این صورت در ترکیب بارها ضریب زلزله به جای 1 برابر 1.2 خواهد بود (افزایش ۲۰ درصدی در مقدار زلزله = جریمه سنگین برای سازه های نامنظم پیچشی)

- اگر سازه ای نامنظم پیچشی باشد، در محاسبه دریفت باید به جای کنترل جابجایی مرکز جرم طبقات، لبه های کناری سازه بررسی شوند.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شـدید پیچشـی، بـرای محاسـبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقـه در امتـداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۱۸-۱-۱۵ نامنظمی سیستم های غیر موازی

در استاندارد ۲۸۰۰ جدید در صورتی که اجزای قائم باربر جانبی به موازات یکی از محورهای اصلی (X یا Y) نباشد، سازه نامنظم خواهد بود.

منظور از اجزای "قائم"چیست؟

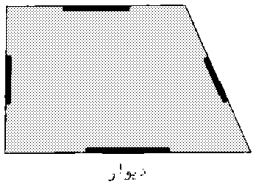
اجزای باربر جانبی به قسمت باربر جانبی "افقی" و باربر جانبی "قائم" تقسیم بندی می شوند.

"افقی" شامل دیافراگم سقف، مهاربندی سقف و کلیه سیستم هایی می باشد که نیروی اینرسی سقف را در راستای افق به اجزای باربر قائم منتقل می کند.

"قائم" شامل دیوار برشی، مهاربند قائم، قاب خمشی و کلیه سیستم های باربر جانبی می باشد که در ارتفاع سازه قرار می گیرند و بار را در راستای قائم منتقل می کنند.

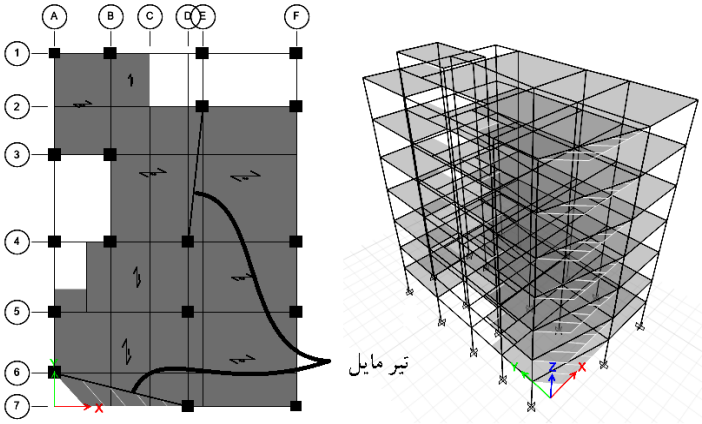
۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

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



ث – نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

نتیجه: در قابهای خمشی که یک تیر مورب دارند، و این تیر به صورت گیردار به ستونها متصل است (قاب خمشی تشکیل می دهد). نامنظم سیستم های غیر موازی محسوب می شوند. برای مثال سازه زیر نامنظم است. چون دو تا از تیرهایش در راستای X و یا Y نمی باشند:



- یعنی حتی اگر تنها یک تیر مایل داشته باشیم سازه نامنظم خواهد بود؟ حتی اگر این تیر تنها مثلا ۵درجه انحراف داشته باشد؟

بله طبق آیین نامه حضور تنها "یک" تیر کج در کل سازه آنرا تبدیل به سازه نامنظم می کند. در متن آیین نامه اشاره ای به زاویه نشده است. طبق عرفی که اخیرا درکشور رایج شده و طبق نظر بسیاری از طراحان می توان یک زاویه حداقل به عنوان مرز تعیین کرد. زاویه ۱۵ درجه بیشتر در بین مهندسین مطرح شده است. یعنی شرط نامنظم بودن حضور تیر با زاویه انحراف بیش از ۱۵ درجه است و تیرهایی که انحرفشان کمتر از ۱۵ درجه باشد، ایجاد نامنظمی نمی کنند.

۱۸-۱-۱۶ ترکیب بارهای ویژه لرزه ای

ترکیب بار عادی	1.2D + L + E + 0.2SNOW
ترکیب بار ویژه لرزه ای	1.2D + L + Ω_0E +0.2SNOW

Ω_0 ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس مبحث دهم ایران برای قاب خمشی برابر 3، برای قاب ساده مهاربندی شده برابر 2 و برای سیستم دوگانه برابر 2.5 می باشد.

- در نسخه های قدیمی ACI، ضریب Ω_0 نداشتیم. بنابراین اگر از ETABS9 استفاده می کنیم نیازی به وارد کردن این ضریب نیست.

۱۸-۱-۱۷ 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:

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

۴- 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.

۳-۳-۹ 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.

$F_v = 0.6\, A I W_p$ **(۳-۱۰)**

در این رابطه:

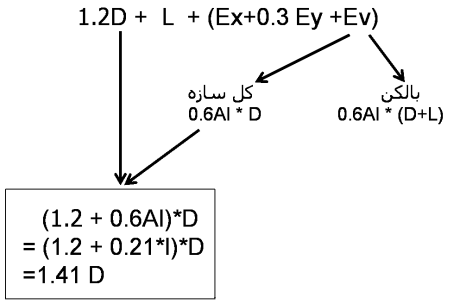
A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

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 (A=0.35)

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.



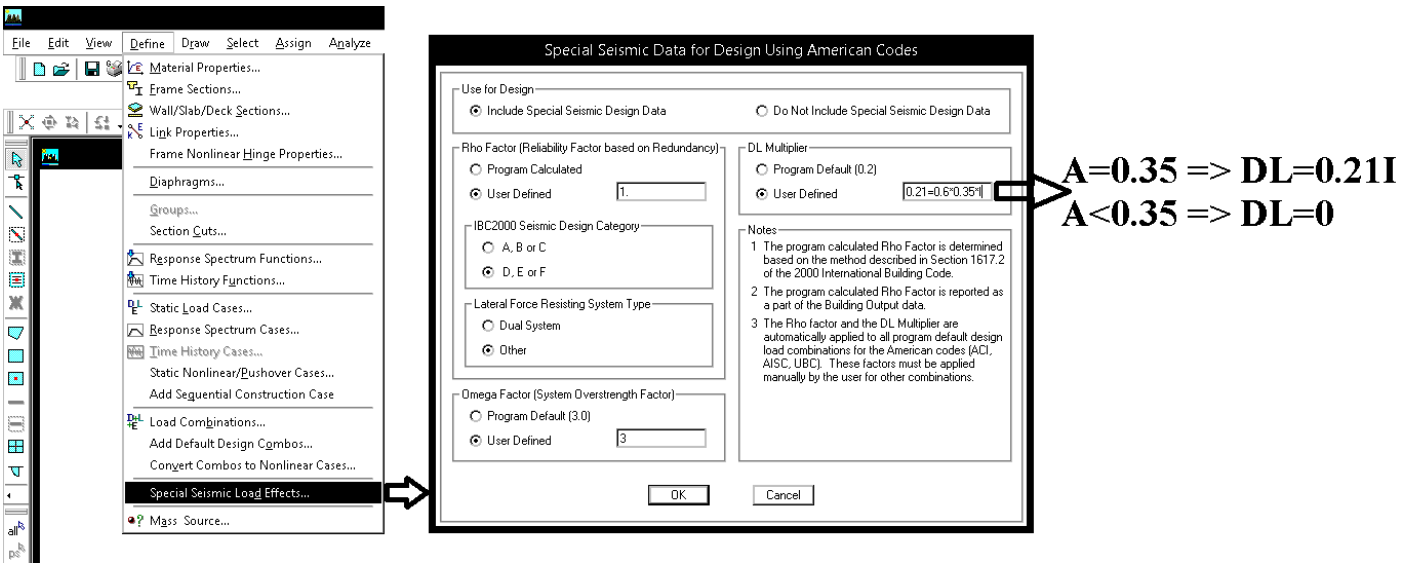
1.2 D + L + E
0.9 D + E
⇨
1.41 D + L + E
0.69 D + E

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

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

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

پاسخ: خیر در صورت انتخاب ACI-318-2208، با تغییر پارامتر DL Mutiplier می توان ترکیب بارها را به صورت اتوماتیک اصلاح نمود:



پس از hvn,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 تنها باید بار زنده آنها وارد شود. علت: زلزله قائم مربوط به بار مرده آنها قبلا در کل سازه منظور شده است. برای مثال اگر بار زنده بالکن برابر 3kPa باشد، زلزله قائم آن برابر 0.6AI*3=0.63I kPa=63I kg/m2 خواهد بود.

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

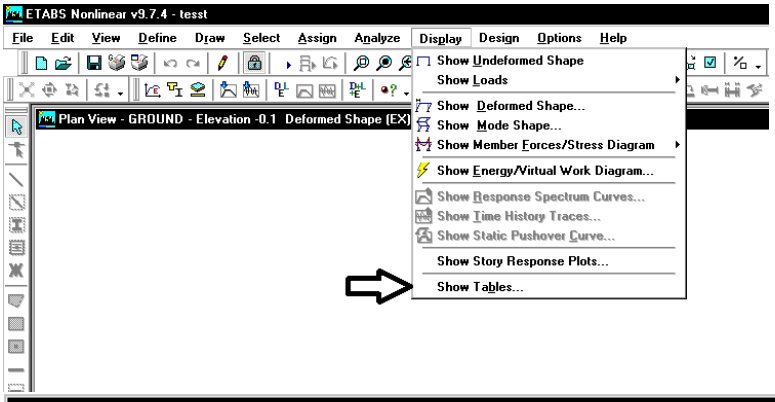
1.2D + L + 0.2S ± EV ± 0.3 EX ± 0.3EY

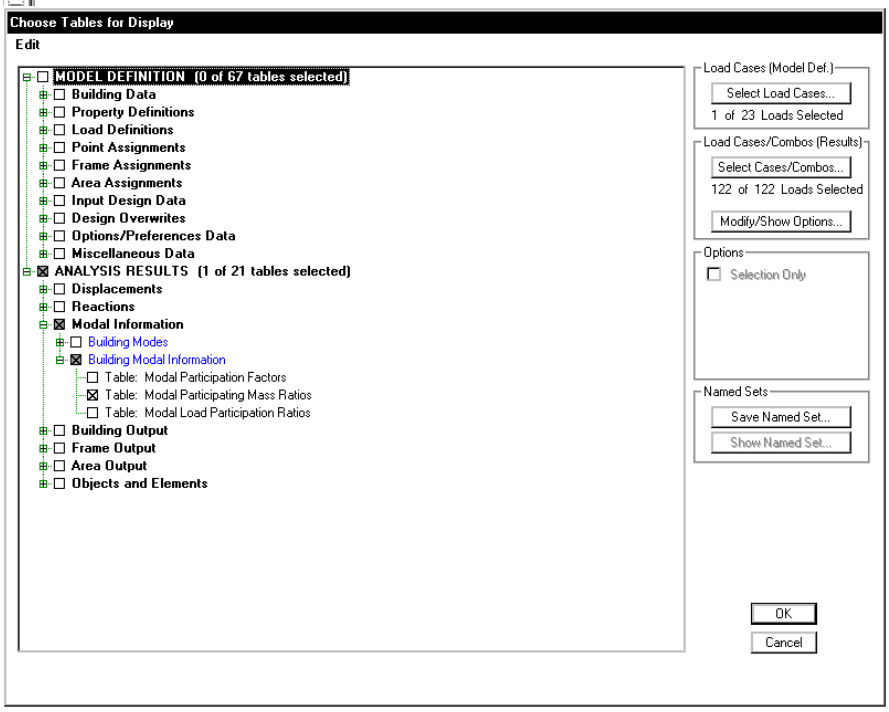
۱۸-۱-۱۸ کنترل جابجایی نسبی طبقات

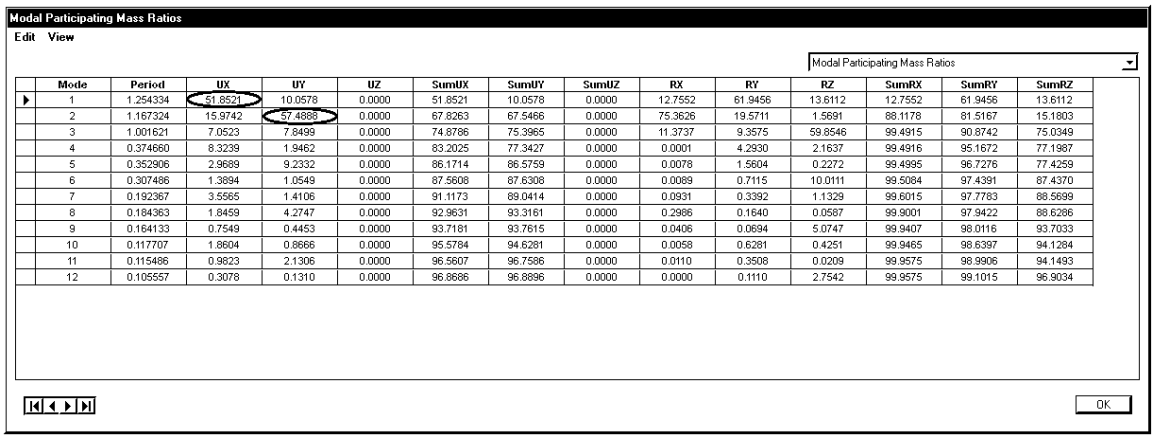
۱- یک فایل جدید (تحت عنوان Period) ایجاد کنید. در صورتی که سازه بتنی می باشد، سختی خمشی اعضای سازه های بتنی را تغییر دهید (تیرها:0.5Ig و ستونها: Ig و دیوارها: Ig):

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):







Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.254334	51.8521	10.0578	0.0000	51.8521	10.0578	0.0000	12.7552	61.9456	13.6112	12.7552	61.9456	13.6112
2	1.167324	15.9742	57.4888	0.0000	67.8263	67.5466	0.0000	75.3626	19.5711	1.5691	88.1178	81.5167	15.1803
3	1.001621	7.0523	7.8499	0.0000	74.8786	75.3965	0.0000	11.3737	9.3575	59.8546	99.4915	90.8742	75.0349
4	0.374660	8.3239	1.9462	0.0000	83.2025	77.3427	0.0000	0.0001	4.2930	2.1637	99.4916	95.1672	77.1987
5	0.352906	2.9689	9.2332	0.0000	86.1714	86.5759	0.0000	0.0078	1.5604	0.2272	99.4995	96.7276	77.4259
6	0.307486	1.3894	1.0549	0.0000	87.5608	87.6308	0.0000	0.0089	0.7115	10.0111	99.5084	97.4391	87.4370
7	0.192367	3.5565	1.4106	0.0000	91.1173	89.0414	0.0000	0.0931	0.3392	1.1329	99.6015	97.7783	88.5699
8	0.184363	1.8459	4.2747	0.0000	92.9631	93.3161	0.0000	0.2986	0.1640	0.0587	99.9001	97.9422	88.6286
9	0.164133	0.7549	0.4453	0.0000	93.7181	93.7615	0.0000	0.0406	0.0694	5.0747	99.9407	98.0116	93.7033
10	0.117707	1.8604	0.8666	0.0000	95.5784	94.6281	0.0000	0.0058	0.6281	0.4251	99.9465	98.6397	94.1284
11	0.115486	0.9823	2.1306	0.0000	96.5607	96.7586	0.0000	0.0110	0.3508	0.0209	99.9575	98.9906	94.1493
12	0.105557	0.3078	0.1310	0.0000	96.8686	96.8896	0.0000	0.0000	0.1110	2.7542	99.9575	99.1015	96.9034

در راستای X مد اول 51.8 درصد مشارکت دارد (بیشترین مشارکت در راستای X) و بنابراین دوره تناوب در راستای X مربوط به مد اول بوده و برابر 1.254 ثانیه می باشد. در راستای Y مد دوم 57.48 درصد مشارکت دارد (بیشترین مشارکت در راستای Y) و بنابراین دوره تناوب در راستای Y مربوط به مد دوم بوده و برابر 1.167 ثانیه می باشد.

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 (۳-۵-۲) 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.

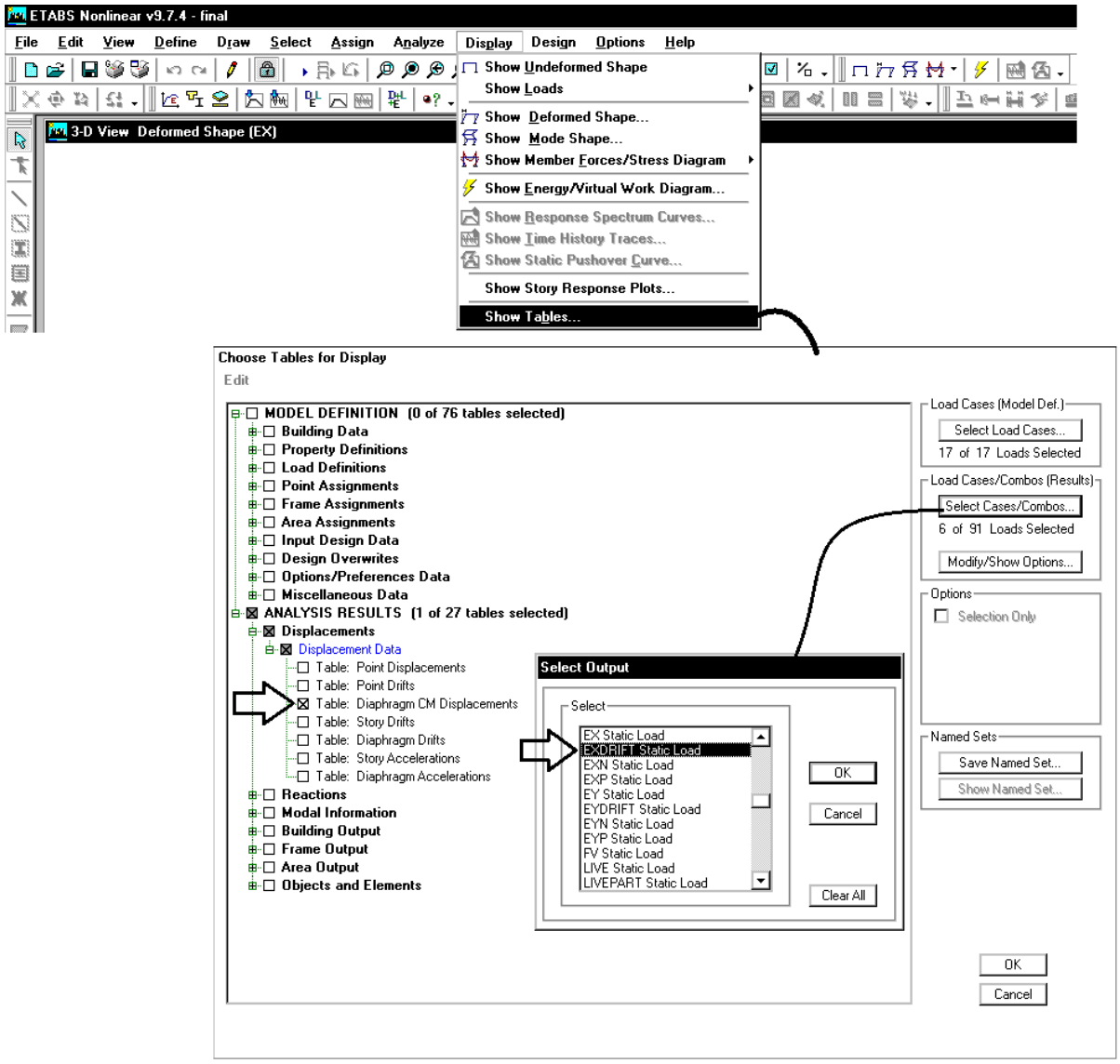
۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها lg ۰/۳۵، برای ستون‌ها lg ۰/۷، و برای دیوارها lg ۰/۳۵ یا lg ۰/۷ نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان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

۳- دوره تناوب $(T_{ETABS})_x$ و نیز $(T_{ETABS})_y$ را که از فایل Period.edb بدست آمده در فایل اکسل زیر وارد کنید و C_{DRIFT} و K_{DRIFT} را از جدول زیر بدست آورید. این ضرایب با ضرایب زلزله اصلی تفاوت دارند و بر اساس دوره تناوب حاصل از ایتبس بدست می آیند.

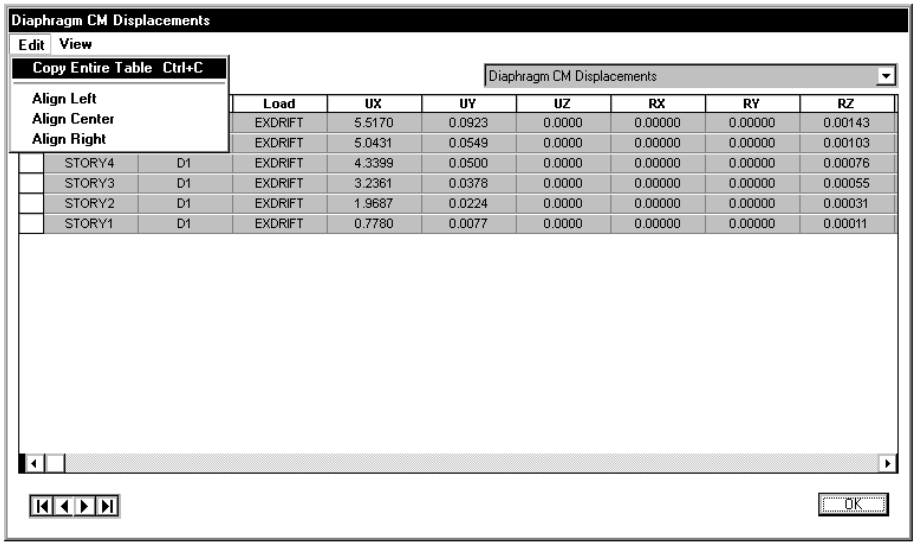
www.hoseinzadeh.net		
https://telegram.me/hoseinzadehasl		
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	48.1	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	II	
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	قاب خمشی بتنی
Ru=	5	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	1.91	1.50
T_0=	0.1	0.1
Ts=	0.5	0.5
S0=	1	1
S=	1.5	1.5
T= Min (تجربی 1.25، المانی)	1.91	1.63
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.28200	1.22654
B1=(S+1)(Ts/T)=	0.65445	0.76561
B=B1*N=	0.83901	0.93905
C-min=0.12*A*I=	0.0420	0.0420
C=A.B.I/R=	0.0587	0.0657
*k=0.5*T+0.75=*	1.7050	1.5663
C_{DRIFT} =	0.058730366	0.070175585
K_{DRIFT} =	*1.705*	*1.4975*

۴- در "سازه اصلی" نیروهای EXdrift و EYdrift را بر اساس C_{DRIFT} و K_{DRIFT} در جدول فوق تعریف نمایید.

۵- پس از تحلیل "سازه اصلی" جابجایی مرکز طبقات از قسمت زیر استخراج شود:



برای محاسبه دریفت بهتر است مطابق شکل زیر اطلاعات به Excel منتقل شود:



سوال: به چه علت از Diaphragm Drift و یا Story Drift برای محاسبه دریفت استفاده نمی شود؟

پاسخ: با توجه به بند ۳-۵-۴، اگر سازه نامنظمی پیچشی نداشته باشیم، برای محاسبه دریفت می توان تغییرمکان مرکز جرم طبقات را محاسبه کرد. در شکل فوق فرض شده است که سازه نامنظمی پیچشی ندارد.

دقت شود که اگر از Diaphragm Drift و یا Story Drift استفاده شود، حداکثر دریفت طبقه محاسبه می شود (لبه های طبقه) که بیشتر از دریفت مرکز جرم طبقه خواهد بود.

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:

$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_{es} \qquad (۳-۱۱)$$

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 (۳-۵-۲) 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 $\Delta_a = 0.020h$

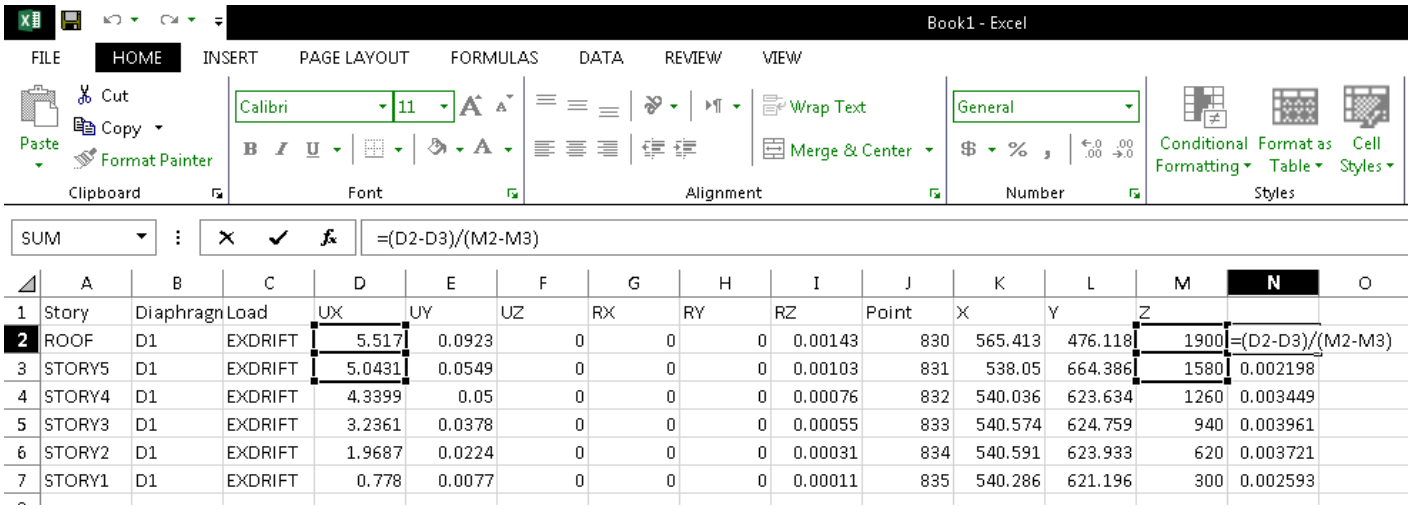
در این روابط h ارتفاع طبقه است.

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 نظر گرفته شده در بند (۳-۳-۱-۳) 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 lg ۰/۳۵، برای ستون‌ها lg ۰/۷ و برای دیوارها lg ۰/۳۵ یا lg ۰/۷ 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 نیز صرف‌نظر کرد.

پس از انتقال اطلاعات به Excel تغییر مکان نسبی طبقات مطابق شکل زیر محاسبه می شود:



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z		
2	ROOF	D1	EXDRIFT	5.517	0.0923	0	0	0	0.00143	830	565.413	476.118	1900	=(D2-D3)/(M2-M3)	
3	STORY5	D1	EXDRIFT	5.0431	0.0549	0	0	0	0.00103	831	538.05	664.386	1580	0.002198	
4	STORY4	D1	EXDRIFT	4.3399	0.05	0	0	0	0.00076	832	540.036	623.634	1260	0.003449	
5	STORY3	D1	EXDRIFT	3.2361	0.0378	0	0	0	0.00055	833	540.574	624.759	940	0.003961	
6	STORY2	D1	EXDRIFT	1.9687	0.0224	0	0	0	0.00031	834	540.591	623.933	620	0.003721	
7	STORY1	D1	EXDRIFT	0.778	0.0077	0	0	0	0.00011	835	540.286	621.196	300	0.002593	

0.0039 جابجایی نسبی طبقه سوم در راستای x می باشد و بنابراین (با توجه به اینکه سازه بیش از ۵ طبقه می باشد) باید رابطه زیر ارضا شود:

$$C_d \times 0.0039 < 0.02$$

مقدار Cd بر اساس جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی متوسط بتنی برابر 4.5 می باشد. بنابراین خواهیم داشت:

$$0.0039 < \frac{0.02}{C_d} \quad \rightarrow \quad 0.0039 < 0.00444 \quad OK$$

- اگر سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد، به جای مرکز جرم باید دریفت لبه های کناری سازه منظور شود.
- در محاسبه دریفت، زلزله EXDRIFT و EYDRIFT نباید کمتر از زلزله حداقل (Vmin) باشند.
- در سازه های با اهمیت خیلی زیاد، اجازه نداریم از EXDRIFT و EYDRIFT استفاده کنیم و باید برای محاسبه دریفت از زلزله های اصلی استفاده کنیم.

۱۸-۱-۱۹ 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.

در سازه های ۸ طبقه و کمتر که با اهمیت متوسط و کم هستند، عرض درز انقطاع که هر سازه باید رعایت کند از رابطه زیر بدست می آید:

$$0.005H$$

که H ارتفاع سازه از روی تراز پایه می باشد.

در سازه های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد و نیز در ساختمانهای بیش از ۸ طبقه، عرض درز انقطاع که هر سازه باید رعایت کند از رابطه زیر بدست می آید:

$$0.7 \times C_d \times \Delta_{etabs}$$

مقدار Cd از جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ بدست می آید که برای قاب خمشی متوسط بتنی برابر 4.5 می باشد

گزیده ای از پرسش و پاسخهای انجام شده در سایت شخصی و کانال تلگرام

۱۷/۸/۹۴- حسن: سلام آقای دکتر در خصوص ضریب نامعینی که در جزوه تان توضیح دادید یک سوال دارم برای سازه های منظم داشتن دو دهانه در هرطرف مرکز جرم جهت عدم اعمال ضریب ۱,۲ الزامی است در صورتیکه در سازه های نامنظم به جای اینکه ضوابط سخت گیرانه تر باشد بر عکس شده مثلا با وجود یک دهانه مهاربند در طرفین مرکز جرم میتواند بل حذف یک عضو مهاربند ضربدری کمتر از ۳۳درصد از مقاومت جانبی کاهش یابد دلیل آن چیست من به نظرم می رسد منظور آیین نامه از حذف یک مهاربند حذف یک دهانه مهاربند می باشد

——_____——

پاسخ: با سلام، دو روش برای تعیین rho داریم: روش الف و روش ب

روش الف: تنها در سازه های منظم در پلان قابل استفاده است و سخت گیرانه می باشد (هر دو جهت را ۱,۲ می گیرد)

روش ب: در تمامی سازه ها (چه منظم و چه نامنظم) قابل استفاده بوده و در این حالت طراح می تواند rho را در دو جهت متعامد متفاوت در نظر بگیرد.

روش ب دقیق است و به همین جهت اگر شما از ب استفاده نمایید اجازه می یابید که مقدار rho را کمتر در نظر بگیرید.

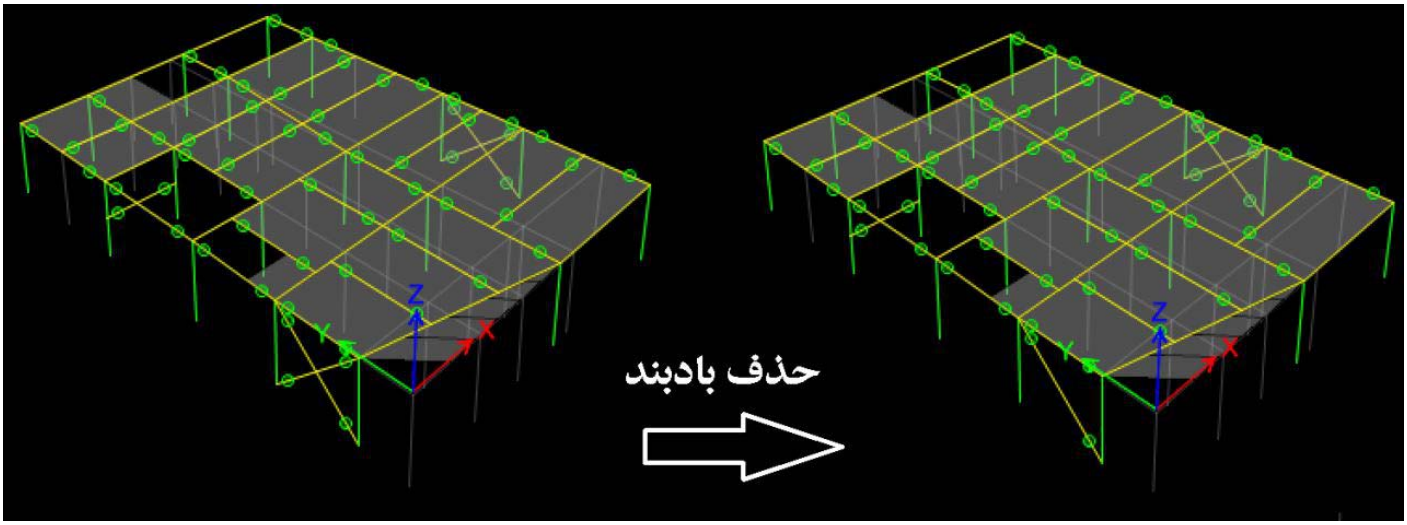
کانال تلگرام:

نکته ای در رابطه با ضریب نامعینی سازه های مهاربندی شده (یک دهانه در هر طرف مرکز جرم):

**به شکل زیر توجه نمایید. اگر با سازه منظم باشد و با روش الف سازه را بررسی کنیم، درجه نامعینی آن ۱,۲ خواهد بود (چون تنها یک دهانه دارد)

** اگر با روش ب کنترل شود، مطابق شکل باید تنها یک مهاربند حذف شود. در این صورت اگر سازه دچار پیچش شدید نشود آیا rho=1 خواهد بود؟

باید بررسی شود که آیا افت مقاومت ۳۳ درصدی دارد یا نه. ممکن است چنین استنباط شود که چون یکی از ۴ قطری مهاربند را حذف کرده ایم، بنابراین افت مقاومت برابر ۲۵ درصد بوده و مشکل افت مقاومت نداریم.



در حالیکه چنین نیست:

۱- در سازه حذف شده باید ضرایب ۰,۷ و ۰,۵ مربوط به طول کمانشی مهاربند باقی مانده باید به ۱ افزایش یابد (یعنی مقاومت آن کاهش یافته)

۲- در کنترل مقاومت ما باید مهاربند کششی (را که قوی تر است) حذف کنیم و مسلما مهاربند باقی مانده که فشاری عمل می کند ضعیف تر خواهد بود.

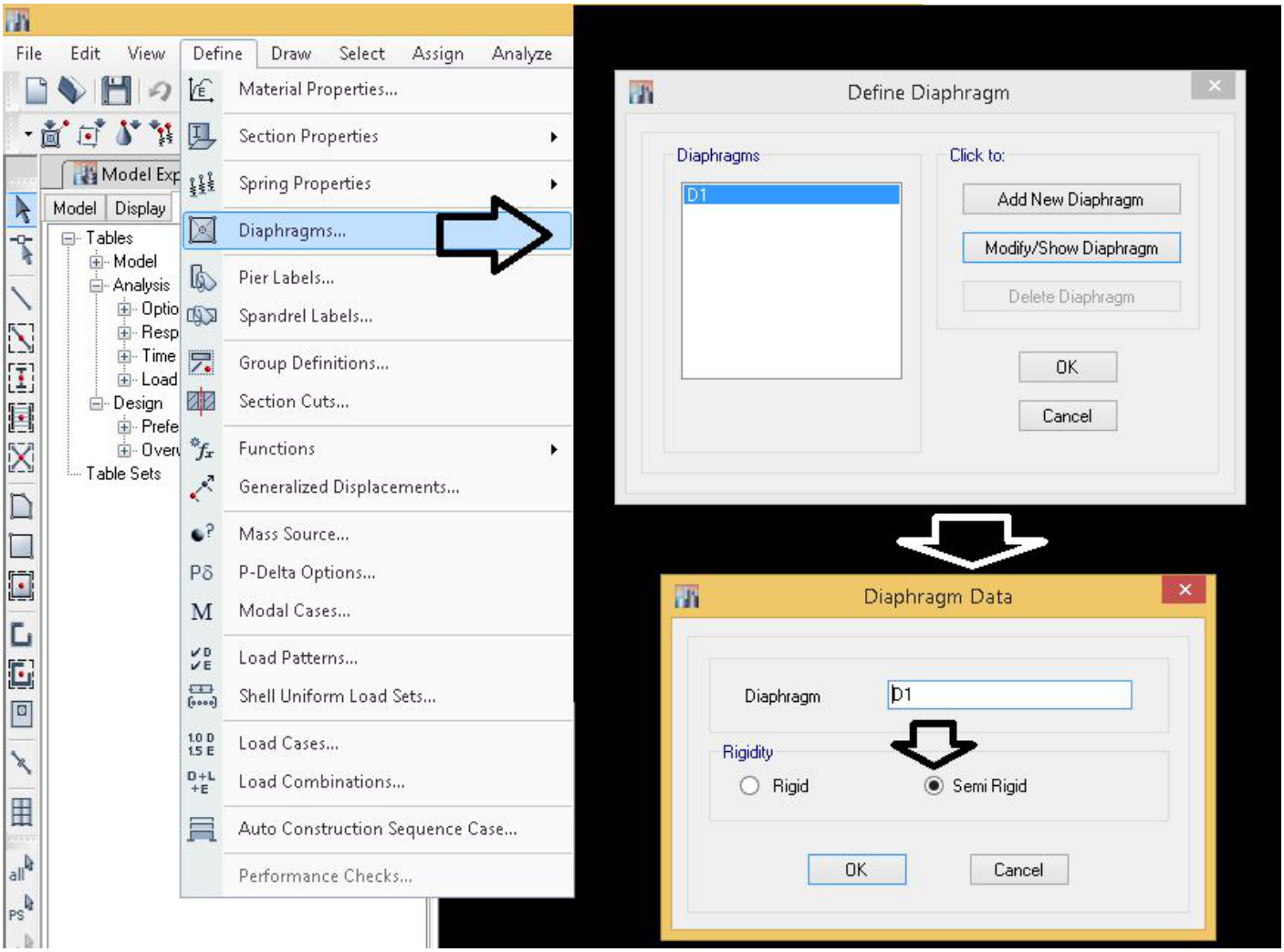
۳- سازه پس از حذف مهاربند دچار پیچش شده و توزیع نیروها مساوی نخواهد بود و استنباط اینکه تنها ۲۵ درصد افت داریم نادرست است.

نتیجه نهایی: در روش ب نیز احتمالا سازه فوق به علت افت مقاومت مردود محسوب شده و ضریب نامعینی برابر ۱,۲ خواهد بود.

کانال تلگرام:

۲۰/۸/۹۴-آروین: با سلام.سوالی در خصوص دیافراگم صلب داشتم. در مواردی که راه پله ساختمان در گوشه ساختمان بوده و لذا ستون (گره) گوشه به سقف متصل نمی باشد آیا این گره باید به دیافراگم متصل شود یا خیر؟ در صورتی که جواب منفی می باشد در اینصورت چگونه میتوان دریفت، واژگونی، مشاهده وزن طبقات و مرکز جرم و سختی رو مشاهده کرد چون در منوی center mass rigidity همه موارد برای دیافراگم محاسبه شده اند. با تشکر

پاسخ: با سلام، در اینگونه موارد و هر موردی که بازشوهای بزرگ در پلان دارید، بهتر است کل سقف را دیافراگم کنید ولی در عوض نوع دیافراگم را به جای rigid از نوع semirigid تعریف نمایید. در این حالت عملا دیافراگم بی اثر می شود ولی در عین حال می توانید از نرم افزار خروجی بگیرید. در شکل زیر نحوه تغییر نوع دیافراگم نشان داده شده است.



کانال تلگرام:

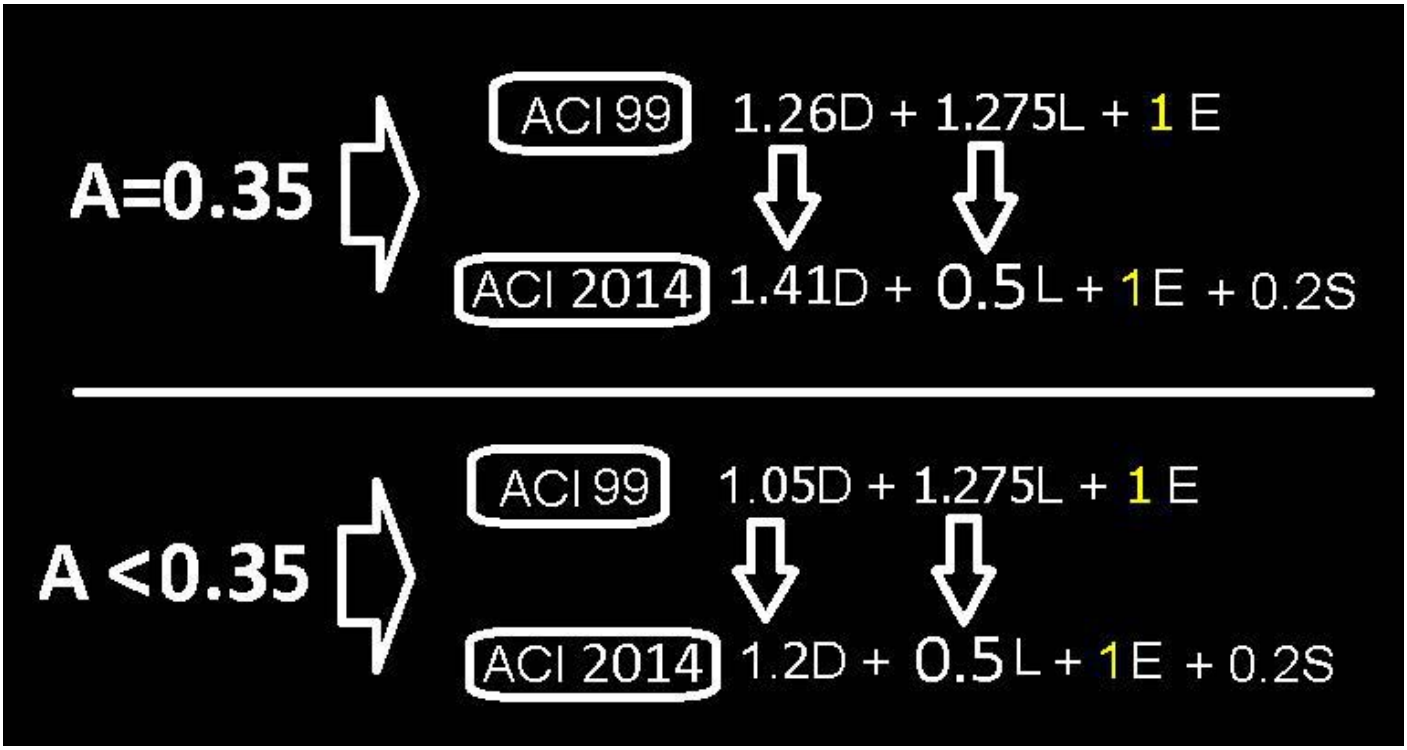
مقایسه ACI-99 با ACI-2014:

*۱- در ACI-2014 ضریب بار مرده از D۱,۰۵ به D۱,۲ افزایش یافته (۱۵٪ افزایش در میزان بار مرده)

*۲- در ACI-2014 ضریب بار زنده از L۱,۲۷۵ به L۰,۵ کاهش یافته (البته اگر بار زنده کمتر از kPa۵ باشد، این کاهش امکان پذیر است)

*۳- عملا در سازه های با ارتفاع متوسط هر دو آیین نامه نتایج تقریبا یکسانی خواهند داشت. چون از عملا از یک طرف بار مرده افزایش یافته و از طرف دیگر بار زنده کاهش یافته. از آنجا که مقدار بار مرده در سازه ها چندین برابر بار زنده می باشد، افزایش ۰,۱۵ در بار مرده تقریبا معادل کاهش ۰,۷۷۵ در بار زنده خواهد بود.

*۳- در سازه های بلندکه بار مرده سهم عمده ای دارد ممکن است ACI20144 کمی سنگین تر باشد.



عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

۲۵/۸/۹۴- آیدین: با سلام و عرض ادب خدمت استاد ارجمند.::درصورتی که بخواهیم سازه را تحلیل دینامیکی بکنیم و زلزله ۱۰۰+۳۰ را هم در نظر بگیریم آیا ایجاد SXP+0.3SY به تنهایی در قسمت Load Cases کافی هست یا همانند حالت استاتیکی باید حالت منفی (SXP-0.3SY) را هم در نظر بگیریم.:: با توجه به اینکه در حالت دینامیکی روند تحلیل نرم افزار به صورت رفت و برگشتی هست ابهاماتی در این ضمینه وجود دارد که آیا زلزله ۳۰ درصد در نرم افزار به صورت رفت و برگشتی لحاظ می شود یا نه .

پاسخ: با سلام، برای منظور کردن اثر زلزله دینامیکی سه روش رایج است:

۱- استفاده از زلزله های زاویه دار (۰و ۱۵و ۳۰و ۴۵و ....)

۲- به جای زلزله زاویه دار، می توان از زلزله ۱۰۰-۳۰ هنگام تعریف زلزله دینامیکی استفاده کرد (specX + 0.3specY)

۳- تعریف دو بار دینامیکی به نام های SpecX و SpecY و ترکیب آنها در ترکیب بارها

روش سوم کمی محافظه کارانه می باشد و نتایج دست بالا خواهد داد.

روش دوم مربوط به سوال شما می شود. در این حالت همزمان دو زلزله در راستاهای U1 و U2 با scale های مختلف تعریف می شوند که هر دو scale یک عدد مثبت می باشند و امکان تعریف ضریب منفی وجود ندارد. را معرفی کرد. جای نگرانی نیست! و به علت SRSS کردن بازتاب ها بیشترین اثر منظور می شود. می توانید اینگونه امتحان کنید:

سه زلزله دینامیکی تعریف کنید:

۱- specX

۲- specY

۳- specX+0.3specY

نیروی محوری تمامی ستونهای سازه تحت بار ۳ بیشتر از بارهای ۱ و ۲ خواهد بود.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

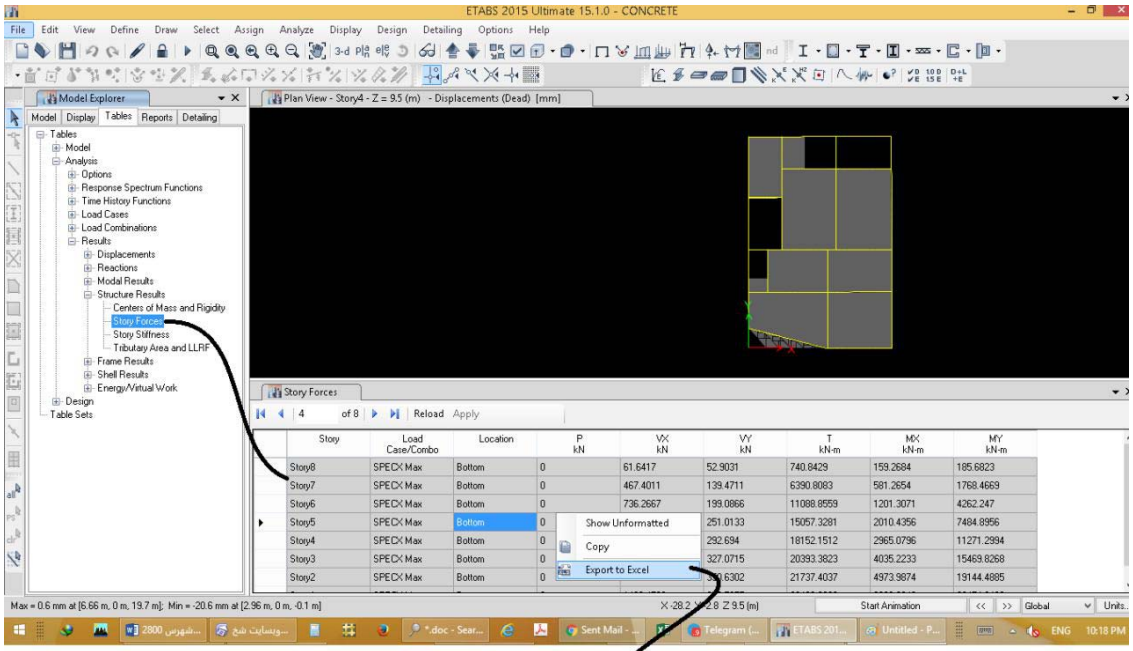
بهروز: سلام جناب آقای دکتر حسین زاده. اگه بخواهیم دریفت سازه را با نیروهای طیف کنترل کنیم چیکار باید انجام دهیم؟ ممنون از لطفتون

پاسخ: با سلام، می توانید به شرح زیر عمل کنید:

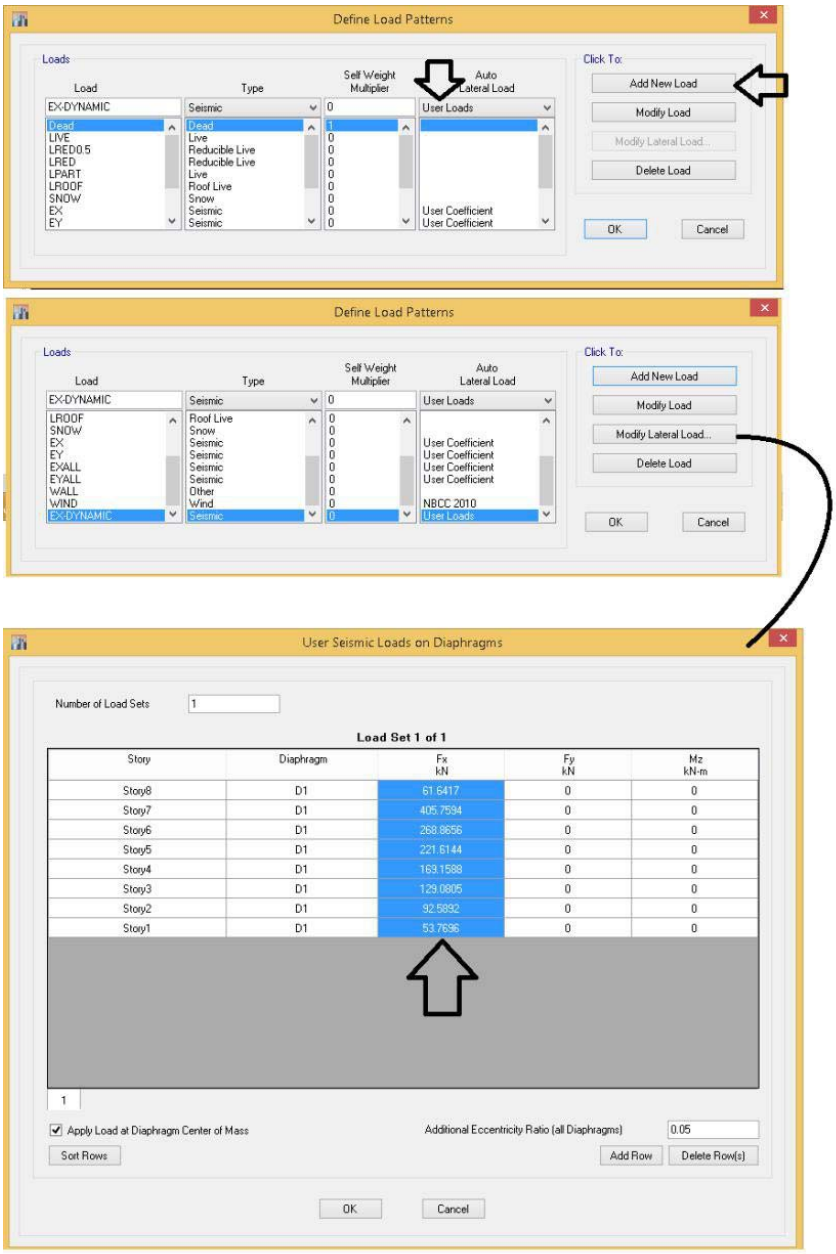
۱- ابتدا مطابق شکل اول برشهای پایه دینامیکی را از نرم افزار بگیرید.

۲- سپس برشهای طبقات را مطابق شکل در excel بدست آورید.

۳- سپس مطابق شکل دوم یک زلزله استاتیکی از نوع user loads تشکیل دهید و نیرویهای طیفی را در آن وارد نمایید. و سپس با استفاده از آن دریفت را کنترل نمایید.



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	TABLE: Story Forces									
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	
3				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	
4	Story8	SPECX Max	Bottom	0	61.6417	52.9031	740.8429	159.2684	185.6823	61.6417
5	Story7	SPECX Max	Bottom	0	467.4011	139.471	6390.8083	581.2654	1768.4669	405.759
6	Story6	SPECX Max	Bottom	0	736.2667	199.087	11088.856	1201.307	4262.247	268.866
7	Story5	SPECX Max	Bottom	0	957.8811	251.013	15057.328	2010.436	7484.8956	221.614
8	Story4	SPECX Max	Bottom	0	1127.04	292.694	18152.151	2965.08	11271.299	169.159
9	Story3	SPECX Max	Bottom	0	1256.12	327.072	20393.382	4035.223	15469.827	=E9-E8
10	Story2	SPECX Max	Bottom	0	1348.71	350.63	21737.404	4973.987	19144.489	92.5892
11	Story1	SPECX Max	Bottom	0	1402.479	372.786	22439.237	6086.835	23474.844	53.7696



دقت نمایید که اگر جابجایی ها را مستقیما از طریق زلزله های دینامیکی بخوانید پاسخ ها نادرست خواهد بود. علت: جابجایی که برای هر طبقه در زلزله دینامیکی از طرف ایتبس اعلام می شود، از srss کردن مد های مختلف بدست آمده است و برای مثال دلتای طبقه دهم و نهم یک سازه بر اساس مدهای مختلف بدست آمده اند و دلتای نسبی طبقه برابر تفاضل آنها نخواهد بود.

نیروی محوری تمامی ستونهای سازه تحت بار ۳ بیشتر از بارهای ۱ و ۲ خواهد بود.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

با سلام. در ترکیبات بار ACI318-08 که در زیر آمده است آیا بار پارتیشن هم مجاز است که ۵۰٪ در ترکیبات بار کاهش یابد؟ یا این کاهش صرفا برای بارهای زنده کف طبقات ۰غیر از پذیرایی که ۵۰۰ است می باشد؟) ظاهرا طبق ASCE-07 این کاهش بار پارتیشین به اندازه ۵۰٪ مجاز نیست اما در مبحث ششم من چیزی مبنی بر مجاز نبودن کاهش بار ندیده ام!

1	1.4DL
2	1.2DL + 1.6 (L+L500+Lpart) + 0.5Lr (or S)
3	1.2DL + 1.6(Lr (or S))+ L500 + 0.5 (L+Lpart)
4	1.2DL + L500 + 0.5 (L+Lpart)+ 0.5Lr (or S)
5...12	$1.2D+(\pm Epx\pm 0.3Ey\pm Ez)+L500+0.5(L+Lpart)+0.2(S)$
13...20	$1.2D+(\pm Enx\pm 0.3Ey\pm Ez)+L500+0.5(L+Lpart)+0.2(S)$
21...28	$1.2D+(\pm Epy\pm 0.3Ex\pm Ez)+L500+0.5(L+Lpart)+0.2(S)$
29...36	$1.2D+(\pm Eny\pm 0.3Ex\pm Ez)+L500+0.5(L+Lpart)+0.2(S)$
37...44	$0.9D+(\pm Epx\pm 0.3Ey\pm Ez)$
45...52	$0.9D+(\pm Enx\pm 0.3Ey\pm Ez)$
53...60	$0.9D+(\pm Epy\pm 0.3Ex\pm Ez)$
61...68	$0.9D+(\pm Eny\pm 0.3Ex\pm Ez)$

پاسخ: با سلام،

۱- کاهش در بار زنده مربوط به تیغه بندی (LPART) غیر مجاز بوده و ترکیب بارهای فوق مطلقا نادرست می باشند. طبق متن مبحث ششم ایران کاهش بار زنده تنها برای بارهای مربوط به جدول L0 قابل اعمال است و از آنجا که تیغه بندی جزوه بارهای L0 نمی باشد، هیچ نوع کاهشی در آن مجاز نیست.

۲- بار زنده پذیرایی ۵۰۰ نمی باشد بلکه مانند گذشته برابر ۲۰۰ می باشد.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

با سلام و تشکر ویژه بابت راهنمایی های ارزشمند شما

فرمودید که بار زنده پذیرایی مثل ویرایش قبل ۲۰۰ هست ولی جدول ۱-۵-۶ ویرایش جدید مبحث ۶ ردیف ۲-۴ میگه اتاقهای محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن ۵۰۰ لحاظ بشه

نمیشه بگیم منظورش همون پذیرایی و نشیمن بوده که در برخی مواقع محل ازدحام فامیل میشه!

با سلام، خیر. این قسمت ترجمه ای از آیین نامه ASCE7-10 می باشد. در آنجا بار هتلها و مناطق مسکونی به صورت مشترک عنوان شده است.

و طبقات سازه به دو بخش public room و private room طبقه بندی شده است. منظور از private room سویت های شخصی هتلها می باشد که در اختیار مهمانان قرار می گیرد و بار زنده آنها ۲۰۰ است. و منظور از public room اتاق عمومی است که معمولا در هتلها در هر طبقه یک اتاق محل تجمع در نظر گرفته می شود که وسایل عمومی (تلویزیون، یخچال،ووو) در آن قرار داده می شود که بار زنده آن نیز ۵۰۰ خواهد بود. به نظر بنده باید در چاپهای بعدی این جمله در ایین نامه اصلاح شود:

یا نوشته شود "اتاق غیر خصوصی" و یا نوشته شود "سالن محل تجمع"

که در حالت اول منظور پذیرایی خواهد بود و در حالت دوم سالن اجتماعات را شامل می شود. به هر حال تا اطلاع ثانوی که شفاف سازی در این زمینه انجام شود، بنده به ASCE7-10 رجوه می کنم که در آن تمامی اتاقهای منازل شخصی ۲۰۰ می باشند و تنها public room ها ۵۰۰ می باشند. دقت نمایید که هیچ قسمتی از منزل شخصی public نبوده و به اصلاح به روی عموم باز نیست!با سلام، خیر. این قسمت ترجمه ای از آیین نامه ASCE7-10 می باشد. در آنجا بار هتلها و مناطق مسکونی به صورت مشترک عنوان شده است.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

بهنام: با سلام خدمت استاد گرامی. آیا درکنترل دریفت در حالت استاتیکی زلزله با خروج از مرکزیت در نظر گرفته می شود؟

پاسخ: با سلام، آیین نامه صحبتی نکرده ولی باید دقت کرد که اگر در محاسبه دریفت، تغییرمکان مرکز جرم طبقات مدنظر است، تفاوت چندانی نمی کند که با Ex محاسبه شود و یا با EXP و یا با EXY چک شود و تغییر مکان مرکز جرم تحت سه زلزله یکسان خواهد بود.

ولی اگر سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد، طبق آیین نامه جدید باید دریفت لبه های سازه چک شود که در این صورت اگر برای کنترل دریفت خروج از مرکزیت منظور شود، جابجایی ها افزایش می یابند.

نتیجه: در سازه هایی که نامنظم پیچشی نیستند کنترل دریفت تنها با EX یا EY کنترل می شود. ولی در سازه هایی که نامنظم پیچشی دارند کنترل دریفت باید با منظور کردن پیچش تصادفی (و در لبه ها) کنترل شود.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

۲۹/۸/۹۴- جوادی: با درود فراوان. استاد عزیز مطابق مبحث نهم برای کنترل مهار جانبی بودن یک طبقه باید شاخص پایداری آن طبقه کنترل شود (که در اختصاص ضریب ترک خوردگی تیر وستون کاربرد دارد). منظور از تغییر مکان طبقه ای که در این شاخص آمده چیست. آیا تغییر مکان مرکز جرم منظور است؟ استاد عزیز اگر امکان دارد مثالی کامل از این کنترل ارایه بفرمایید. با تشکر فراوان

پاسخ:

۱-ابتدا مطابق شکل اول یک ترکیب بار شامل بار زلزله تعریف نمایید (ترکیب بار بر اساس آیین نامه ACI318-2014 تعریف شده است)

۲- جابجایی مرکز جرم طبقات را مطابق شکل دوم تحت اثر ترکیب بار INDEX بدست آورید.

۳- مطابق شکل سوم نیروی طبقات را بدست آورید.

۴- مطابق شکل چهارم جابجایی طبقات را از شیت اکسل اول به شیت دوم کپی کنید.

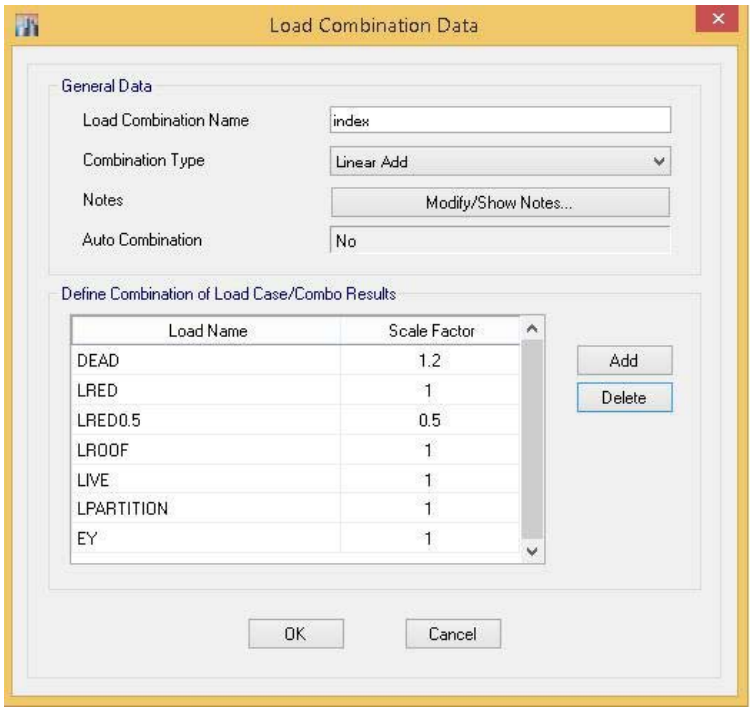
۵- مطابق شکل پنجم مقدار p*dleta/V/h را بدست آورید. مقدار حاصل برابر ضریب پایداری خواهد بود.

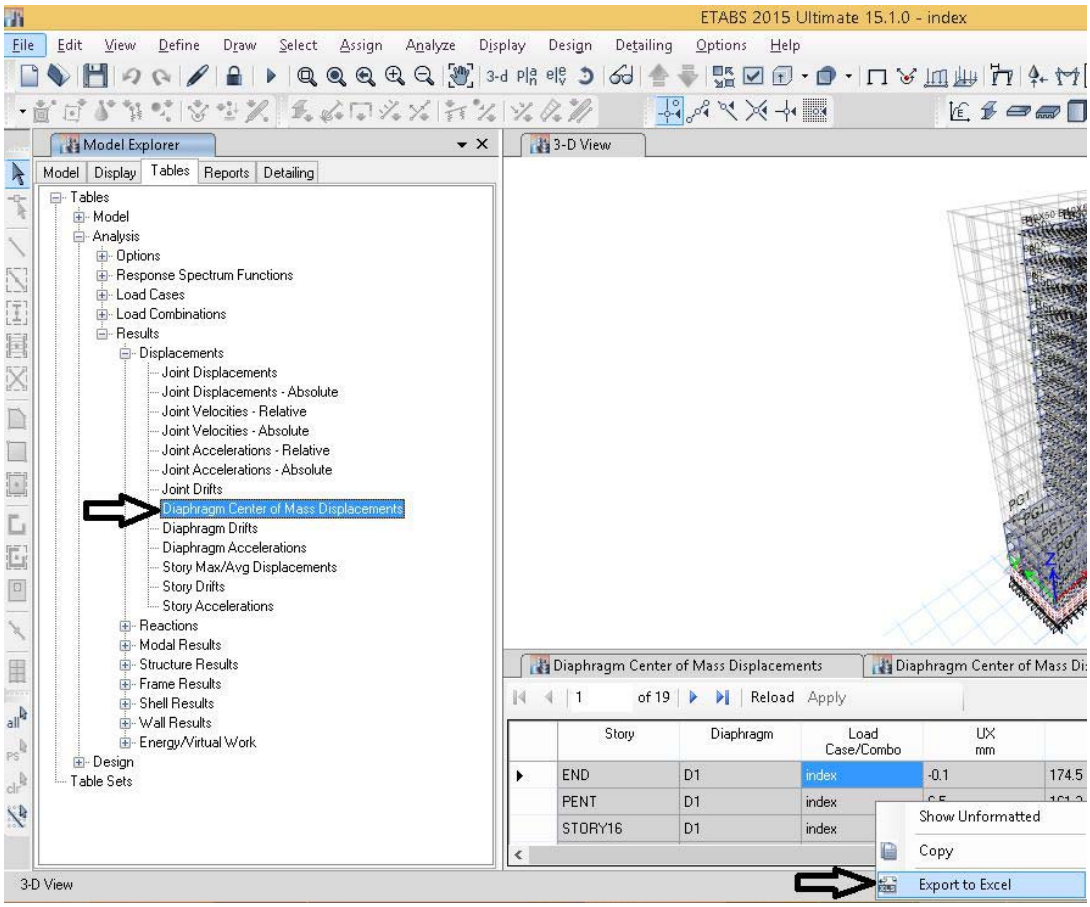
در شکل آخر حداکثر مقدار اندیس پایداری برابر ۰،۰۶ می باشد که بیشتر از ۰،۰۵ می باشد و بنابراین سازه مهار نشده محسوب می شود.

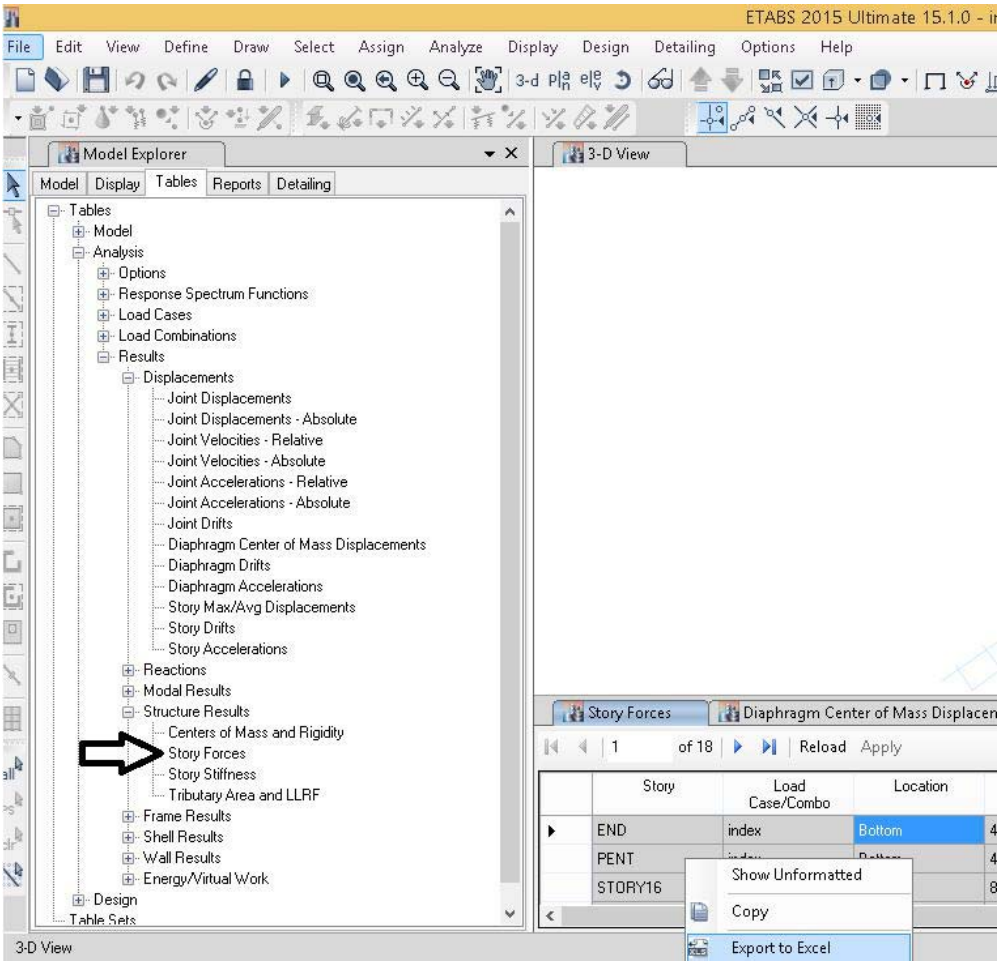
۹-۱۶-۳ طبقات مهارشده جانبی

۹-۱۶-۳-۱ طبقه مهارشده به طبقه‌ای گفته می‌شود که تغییرمکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه، که از رابطه (۹-۱۶-۱) به دست می‌آید کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهارشده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً «مهار شده» نامیده می‌شود.

$$Q=\frac{\sum N_u \delta_u}{H_u h_s} \qquad (۹-۱۶-۱)$$




ETABS 2015 Ultimate 15.1.0 - index
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Tables
Model
Analysis
Options
Response Spectrum Functions
Load Cases
Load Combinations
Results
Displacements
Joint Displacements
Joint Displacements - Absolute
Joint Velocities - Relative
Joint Velocities - Absolute
Joint Accelerations - Relative
Joint Accelerations - Absolute
Joint Drifts
Diaphragm Center of Mass Displacements
Diaphragm Drifts
Diaphragm Accelerations
Story Max/Avg Displacements
Story Drifts
Story Accelerations
Reactions
Modal Results
Structure Results
Frame Results
Shell Results
Wall Results
Energy/Virtual Work
Design
Table Sets
3-D View
Diaphragm Center of Mass Displacements
1 of 19 Reload Apply
Story Diaphragm Load Case/Combo UX mm
END D1 index -0.1 174.5
PENT D1 index
STORY16 D1 index
Show Unformatted
Copy
Export to Excel
3-D View


ETABS 2015 Ultimate 15.1.0 - i
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Tables
Model
Analysis
Options
Response Spectrum Functions
Load Cases
Load Combinations
Results
Displacements
Joint Displacements
Joint Displacements - Absolute
Joint Velocities - Relative
Joint Velocities - Absolute
Joint Accelerations - Relative
Joint Accelerations - Absolute
Joint Drifts
Diaphragm Center of Mass Displacements
Diaphragm Drifts
Diaphragm Accelerations
Story Max/Avg Displacements
Story Drifts
Story Accelerations
Reactions
Modal Results
Structure Results
Centers of Mass and Rigidity
Story Forces
Story Stiffness
Tributary Area and LLRF
Frame Results
Shell Results
Wall Results
Energy/Virtual Work
Design
Table Sets
3-D View
Story Forces
Diaphragm Center of Mass Displacen
1 of 18 Reload Apply
Story Load Case/Combo Location
END index Bottom
PENT
STORY16
Show Unformatted
Copy
Export to Excel
3-D View

Book3 - Excel

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
			mm	mm	mm	rad	rad	rad		m	m	m
END	D1	index	-0.1	174.5	0	0	0	-0.001504	1551	19.775	2.1	58.51
PENT	D1	index	6.5	161.2	0	0	0	-0.001436	1552	20.5114	6.6034	55
STORY16	D1	index	6	153	0	0	0	-0.00128	1553	20.2766	6.5513	51.4
STORY15	D1	index	5.3	142.6	0	0	0	-0.001124	1554	20.3232	6.383	47.8
STORY14	D1	index	4.7					00986	1555	20.3333	6.3054	44.2
STORY13	D1	index	4.3					00858	1556	20.344	6.2768	40.6
STORY12	D1	index	3.8					00735	1557	20.3409	6.2622	37
STORY11	D1	index	3.4	92.8	0	0	0	-0.000621	1558	20.3366	6.2237	33.4
STORY10	D1	index	3				0	-0.000516	1559	20.3466	6.2101	29.8
STORY9	D1	index	2.7				0	-0.000416	1560	20.3624	6.2001	26.2
STORY8	D1	index	2.3				0	-0.000325	1562	20.363	6.185	22.6
STORY7	D1	index	2				0	-0.000245	1563	20.3619	6.1851	19
STORY6	D1	index	1.7				0	-0.000176	1564	20.3634	6.1758	15.4
STORY5	D1	index	1.4				0	-0.000117	1565	20.3592	6.1544	11.8
STORY4	D1	index	1				0	-0.000064	1566	17.4385	6.2299	8.2
STORY3	D1	index	0.7				0	-0.000031	1567	15.1546	6.0574	4.6
STORY2	D1	index	0.3				0	-0.000019	1568	16.6034	6.3871	0.7
STORY1	D1	index	0.1				0	0.000006	1570	16.6611	6.3288	-3.3
BASE	D1	index	0				0	0	1571	19.9765	6.1844	-7.3

Cut
Copy
Paste Options:
Paste Special...
Insert...
Delete...
Clear Contents
Quick Analysis
Filter
Sort
Insert Comment
Format Cells...
Pick From Drop-down List...
Define Name...
Hyperlink...

Diaphragm Center of Mass Displa

READY AVERAGE: 38.6552631

Book4 - Excel

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements

TABLE: Story Forces

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
END	index	Bottom	464.2717	0	-31.9456	-631.7248	1091.8438	-9180.8941
PENT	index	Bottom	4447.0928	0.000001315	-325.1684	-6612.7477	28652.8502	-90296.4245
STORY16	index	Bottom	8713.1226	0.000001298	-635.9245	-12912.9694	58861.3754	-176510
STORY15	index	Bottom	13317.4949	0.000001297	-933.4355	-18956.3929	91392.2351	-269844
STORY14	index	Bottom	17999.0407	0.000001322	-1221.2619	-24806.1473	125378.5751	-364923
STORY13	index	Bottom	22677.9557	0.000001344	-1490.6184	-30283.3341	160377.7268	-459979
STORY12	index	Bottom	27509.4135	0.000001341	-1744.0508	-35435.5216	197061.7486	-558107
STORY11	index	Bottom	32380.4227	0.000001339	-1981.615	-40264.2969	234905.1687	-657032
STORY10	index	Bottom	37303.6542	0.000001317	-2200.3487	-44712.2915	273788.1372	-757130
STORY9	index	Bottom	42323.6258	0.000001344	-2401.1879	-48799.5898	313979.7261	-859224
STORY8	index	Bottom	47383.1488	0.000001342	-2582.759	-52495.0344	355105.9775	-962113
STORY7	index	Bottom	52442.6719	0.00000135	-2743.1651	-55759.6091	396829.5267	-1065004
STORY6	index	Bottom	57605.6682	0.000001339	-2883.3148	-58612.2222	439577.5406	-1170018
STORY5	index	Bottom	62785.9547	0.000001339	-3002.6402	-61040.6473	482799.1832	-1275337
STORY4	index	Bottom	69908.9878	0.000001339	-3120.4226	-63094.6978	539254.8674	-1401258
STORY3	index	Bottom	75278.8853	0.000001339	-3193.4626	-64210.0621	586075.2399	-1484273
STORY2	index	Bottom	83752.7251	0.000001339	-3262.2102	-65380.1148	655599.18	-1625701
STORY1	index	Bottom	95552.9853	0.000001339	-3310.2121	-66170.5052	746179.0281	-1816909

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Case/Cor	UX	UY
			mm	mm
END	D1	index	-0.1	174.5
PENT	D1	index	6.5	161.2
STORY16	D1	index	6	153
STORY15	D1	index	5.3	142.6
STORY14	D1	index	4.7	130.3
STORY13	D1	index	4.3	117.8
STORY12	D1	index	3.8	105.3
STORY11	D1	index	3.4	92.8
STORY10	D1	index	3	80.4
STORY9	D1	index	2.7	68.2
STORY8	D1	index	2.3	56.5
STORY7	D1	index	2	45.3
STORY6	D1	index	1.7	34.8
STORY5	D1	index	1.4	25.3
STORY4	D1	index	1	17.1
STORY3	D1	index	0.7	10.1
STORY2	D1	index	0.3	4
STORY1	D1	index	0.1	0.6
BASE	D1	index	0	0

Book4 - Excel

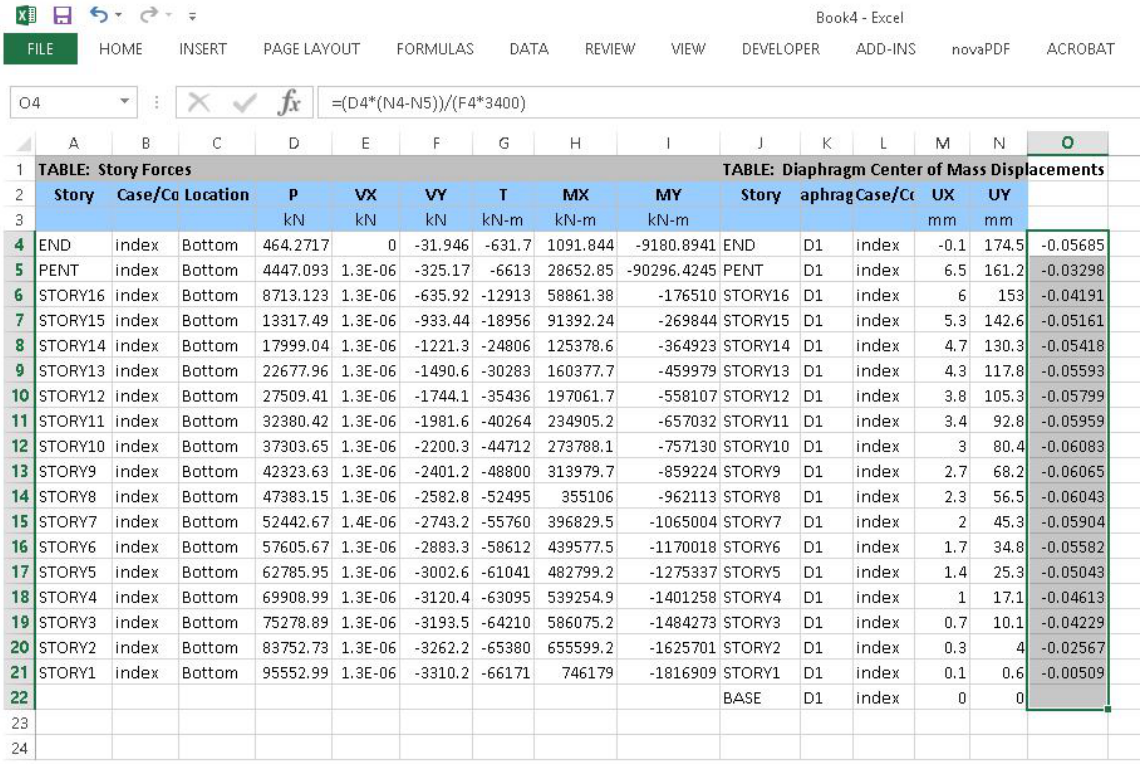
=(D4*(N4-N5))/(F4*3400)

TABLE: Story Forces

Story	Case/Co	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
END	index	Bottom	464.2717	0	-31.946	-631.7	1091.844	-9180.8941
PENT	index	Bottom	4447.093	1.3E-06	-325.17	-6613	28652.85	-90296.4245
STORY16	index	Bottom	8713.123	1.3E-06	-635.92	-12913	58861.38	-176510
STORY15	index	Bottom	13317.49	1.3E-06	-933.44	-18956	91392.24	-269844
STORY14	index	Bottom	17999.04	1.3E-06	-1221.3	-24806	125378.6	-364923
STORY13	index	Bottom	22677.96	1.3E-06	-1490.6	-30283	160377.7	-459979
STORY12	index	Bottom	27509.41	1.3E-06	-1744.1	-35436	197061.7	-558107
STORY11	index	Bottom	32380.42	1.3E-06	-1981.6	-40264	234905.2	-657032
STORY10	index	Bottom	37303.65	1.3E-06	-2200.3	-44712	273788.1	-757130
STORY9	index	Bottom	42323.63	1.3E-06	-2401.2	-48800	313979.7	-859224
STORY8	index	Bottom	47383.15	1.3E-06	-2582.8	-52495	355106	-962113
STORY7	index	Bottom	52442.67	1.4E-06	-2743.2	-55760	396829.5	-1065004
STORY6	index	Bottom	57605.67	1.3E-06	-2883.3	-58612	439577.5	-1170018
STORY5	index	Bottom	62785.95	1.3E-06	-3002.6	-61041	482799.2	-1275337
STORY4	index	Bottom	69908.99	1.3E-06	-3120.4	-63095	539254.9	-1401258
STORY3	index	Bottom	75278.89	1.3E-06	-3193.5	-64210	586075.2	-1484273
STORY2	index	Bottom	83752.73	1.3E-06	-3262.2	-65380	655599.2	-1625701
STORY1	index	Bottom	95552.99	1.3E-06	-3310.2	-66171	746179	-1816909

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements

Story	aphrag	Case/Co	UX	UY
			mm	mm
END	D1	index	-0.1	174.5
PENT	D1	index	6.5	161.2
STORY16	D1	index	6	153
STORY15	D1	index	5.3	142.6
STORY14	D1	index	4.7	130.3
STORY13	D1	index	4.3	117.8
STORY12	D1	index	3.8	105.3
STORY11	D1	index	3.4	92.8
STORY10	D1	index	3	80.4
STORY9	D1	index	2.7	68.2
STORY8	D1	index	2.3	56.5
STORY7	D1	index	2	45.3
STORY6	D1	index	1.7	34.8
STORY5	D1	index	1.4	25.3
STORY4	D1	index	1	17.1
STORY3	D1	index	0.7	10.1
STORY2	D1	index	0.3	4
STORY1	D1	index	0.1	0.6
BASE	D1	index	0	0



Book4 - Excel

FILE HOME INSERT PAGE LAYOUT FORMULAS DATA REVIEW VIEW DEVELOPER ADD-INS novaPDF ACROBAT

O4 =(D4*(N4-N5))/(F4*3400)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	TABLE: Story Forces									TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements					
2	Story	Case/Co	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	Story	aphrag	Case/Co	UX	UY	
3				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m				mm	mm	
4	END	index	Bottom	464.2717	0	-31.946	-631.7	1091.844	-9180.8941	END	D1	index	-0.1	174.5	-0.05685
5	PENT	index	Bottom	4447.093	1.3E-06	-325.17	-6613	28652.85	-90296.4245	PENT	D1	index	6.5	161.2	-0.03298
6	STORY16	index	Bottom	8713.123	1.3E-06	-635.92	-12913	58861.38	-176510	STORY16	D1	index	6	153	-0.04191
7	STORY15	index	Bottom	13317.49	1.3E-06	-933.44	-18956	91392.24	-269844	STORY15	D1	index	5.3	142.6	-0.05161
8	STORY14	index	Bottom	17999.04	1.3E-06	-1221.3	-24806	125378.6	-364923	STORY14	D1	index	4.7	130.3	-0.05418
9	STORY13	index	Bottom	22677.96	1.3E-06	-1490.6	-30283	160377.7	-459979	STORY13	D1	index	4.3	117.8	-0.05593
10	STORY12	index	Bottom	27509.41	1.3E-06	-1744.1	-35436	197061.7	-558107	STORY12	D1	index	3.8	105.3	-0.05799
11	STORY11	index	Bottom	32380.42	1.3E-06	-1981.6	-40264	234905.2	-657032	STORY11	D1	index	3.4	92.8	-0.05959
12	STORY10	index	Bottom	37303.65	1.3E-06	-2200.3	-44712	273788.1	-757130	STORY10	D1	index	3	80.4	-0.06083
13	STORY9	index	Bottom	42323.63	1.3E-06	-2401.2	-48800	313979.7	-859224	STORY9	D1	index	2.7	68.2	-0.06065
14	STORY8	index	Bottom	47383.15	1.3E-06	-2582.8	-52495	355106	-962113	STORY8	D1	index	2.3	56.5	-0.06043
15	STORY7	index	Bottom	52442.67	1.4E-06	-2743.2	-55760	396829.5	-1065004	STORY7	D1	index	2	45.3	-0.05904
16	STORY6	index	Bottom	57605.67	1.3E-06	-2883.3	-58612	439577.5	-1170018	STORY6	D1	index	1.7	34.8	-0.05582
17	STORY5	index	Bottom	62785.95	1.3E-06	-3002.6	-61041	482799.2	-1275337	STORY5	D1	index	1.4	25.3	-0.05043
18	STORY4	index	Bottom	69908.99	1.3E-06	-3120.4	-63095	539254.9	-1401258	STORY4	D1	index	1	17.1	-0.04613
19	STORY3	index	Bottom	75278.89	1.3E-06	-3193.5	-64210	586075.2	-1484273	STORY3	D1	index	0.7	10.1	-0.04229
20	STORY2	index	Bottom	83752.73	1.3E-06	-3262.2	-65380	655599.2	-1625701	STORY2	D1	index	0.3	4	-0.02567
21	STORY1	index	Bottom	95552.99	1.3E-06	-3310.2	-66171	746179	-1816909	STORY1	D1	index	0.1	0.6	-0.00509
22										BASE	D1	index	0	0	
23															
24															

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

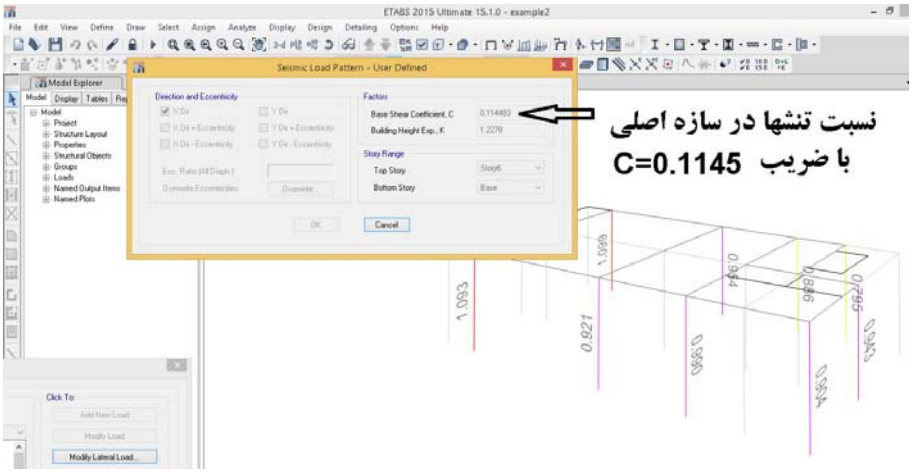
کانال تلگرام:

درجه نامیعنی: چگونه افت مقاومت طبقه را محاسبه کنیم؟

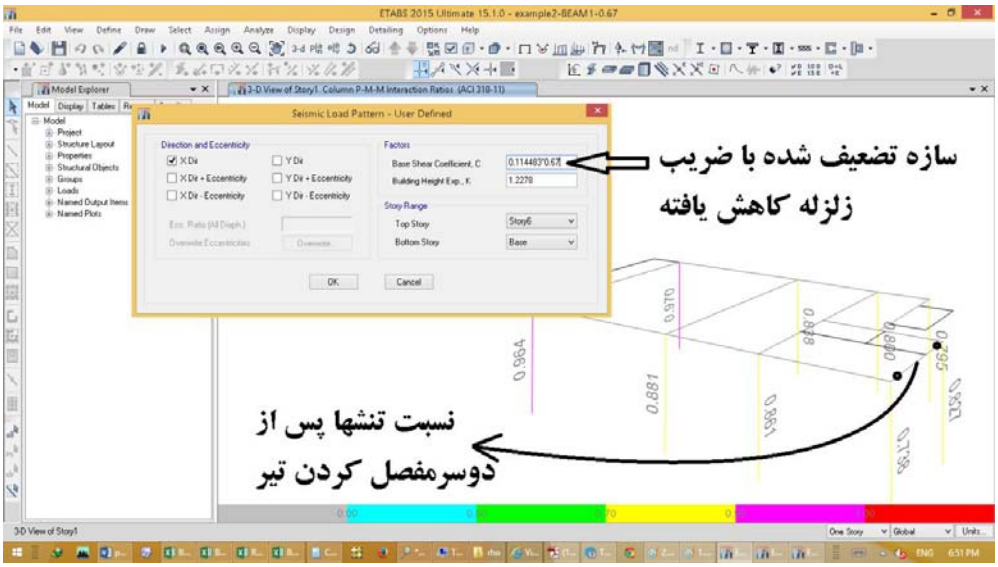
دو روش برای محاسبه مقاومت جانبی طبقه داریم: ۱- با استفاده از آنالیز خطی ۲- با استفاده از آنالیز غیرخطی (مثل pushover)

در روش خطی در قابهای خمشی می توان به صورت زیر عمل کرد:

۱- مطابق شکل اول نسبت تنشها در سازه اولیه استخراج شود



۲- از فایل اولیه یک save as گرفته و پس از دوسرمفصل کردن تیر مورد نظر، ضریب زلزله راستای مورد نظر را به ۰,۶۷ ضرب کنید (۳۳ درصد کاهش).



۳- در شکل دوم اگر تمامی نسبت تنشها (در تک تک ستونها) کمتر از سازه اولیه باشد، می توان گفت که پس از دوسرمفصل کردن عضو، افت مقاومت کمتر از ۳۳ درصد است.

۴- علاوه بر نسبت تنش ستونها بهتر است "درصد میلگرد تیرها" نیز در دو مدل مقایسه شوند.

این روش ساده تر از روشی می باشد که در جزوه درجه نامعینی تشریح کرده ام و احتمالا در ویرایشهای بعدی جزوه، این روش را جایگزین روش ارائه شده در جزوه بکنم عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

احمدی: خواستم بدونم برای کنترل تنش زیر پی. هر آنچه که گزارش مکانیک خاک ارائه داده است با توجه به مبحث ۷ جدید با ضریب اطمینان دو در نظر گرفته میشود؟؟ ترکیب بارهای کنترل تنش مجاز زیر پی در مبحث ۶ جدید بحرانی تز از گذشته شده

پاسخ: با سلام، بله همین طور است. این ترکیب بارها سخت گیرانه تر از قبل شده اند. برای مثال ترکیب بار D+0.7E در مقایسه با ترکیب بار معادل آن (D+0.75L+0,75*0.7E۰,۷۵) سخت گیرانه تر می باشد (ترکیب های کنترل تنش خاک بر اساس مباحث جدید به صورت کامل در فایلهای ایتبس ۲۰۱۵ که در کانال تلگرام قرار داده ام، امده اند).

از طرفی در مبحث هفتم اجازه داده شده است که در ترکیب بارهایی که شامل زلزله هستند، ضریب اطمینان برابر ۲ منظور شود. بدین ترتیب از این به بعد در گزارشهای مکانیک خاک باید سه نوع تنش مجاز ارائه شود:

۱- qall بر اساس معیار نشست

۲- qall بر اساس معیار گسیختگی و باضریب اطمینان ۳

۳- qall بر اساس معیار گسیختگی و با ضریب اطمینان ۲

تنش "متوسط" خاک تحت اثر ترکیب بارهای شامل LوD باید کمتر از مقدار مجاز اول باشد

تنش "حداکثر" خاک تحت اثر ترکیب بارهای شامل LوD باید کمتر از مجاز دوم باشد

تنش "حداکثر" خاک تحت اثر ترکیب بارهای شامل D, Lو E باید کمتر از مقدار مجاز سوم باشد.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

۱۲/۹/۹۴- حسین: با سلام و تشکر از زحمات فراوان شما استاد ارجمند: خواستم سوال کنم چرا در سازه های هر دو جهت قاب خمشی زلزله ۱۰۰-۳۰ باید به ستون ها اعمال شود مگر نه اینکه تنها سیستم باربر جانبی در این سازه ها قاب خمشی است و بنابراین ستون ها در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی نیستند.لطفا راهنمایی بفرمایید

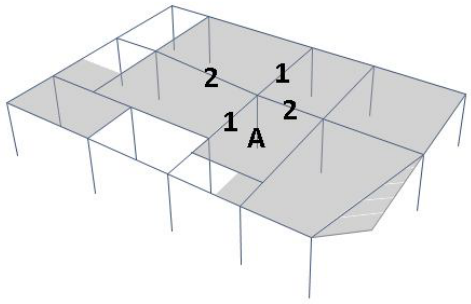
———————————————

پاسخ: با سلام، در قابهای خمشی ستونها همیشه در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی قرار دارند. به شکل زیر توجه نمایید (شکلها تنها در کانال تلگرام نمایش داده می شوند). ستون A در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی ۱ و ۲ قرار دارد.

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.



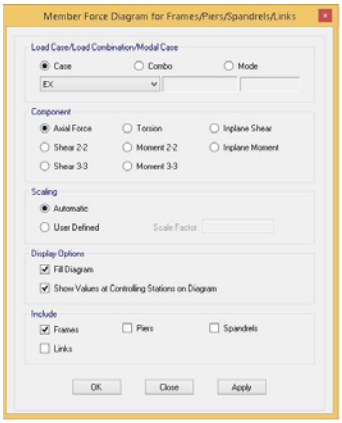
ستون A در محل تقاطع دو سیستم باربر ۱ و ۲ قرار دارد.

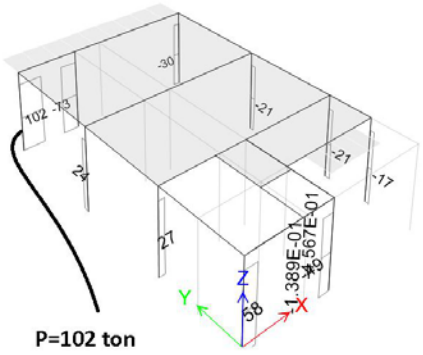
در این سازه حتی اگر منظم باشد، تمامی ستونها باید برای زلزله متعامد طراحی شوند.

البته طبق تبصره می توان بررسی کرد که آیا نیروی محوری ستون تحت زلزله چقدر است. اگر این نیرو کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت ستون باشد، می توان (به شرط منظم بودن سازه) از اعمال زلزله متعامد صرف نظر کرد.

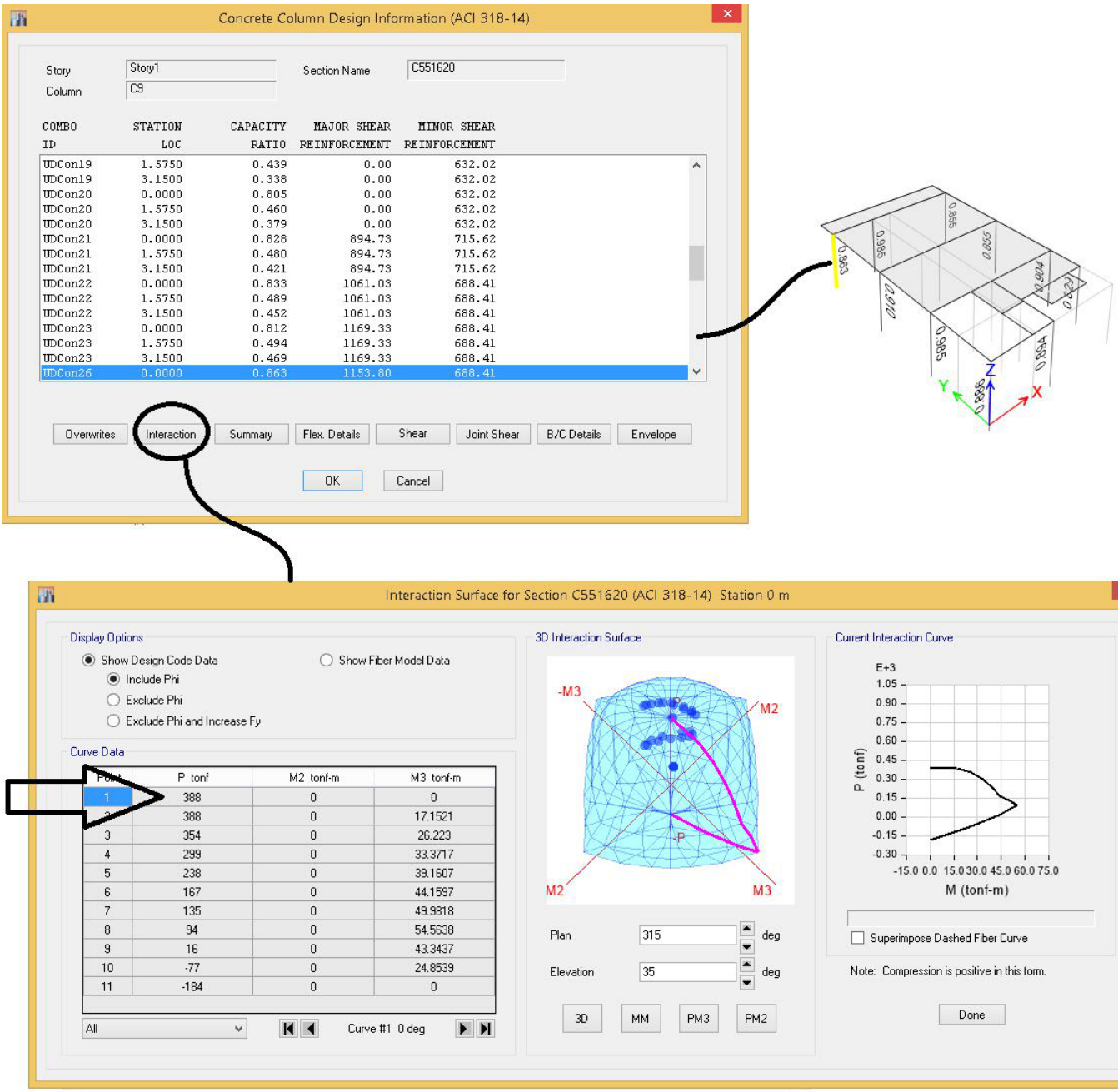
در شکل زیر نیروی محوری ستونها تحت زلزله EX نمایش داده شده است.

مقدار نیروی محوری در یکی از ستونها برابر ۱۰۲ton می باشد.





در همین ستون مطابق شکل سوم می توان ظرفیت محوری ستون را با استفاده از نتایج طراحی و با کلیک راست کردن روی ستون طراحی شده، و با انتخاب گزینه Interaction بدست آورد.



این ظرفیت مقاومت ستون را با فرض صفر بودن لنگر خمشی و با احتساب ضرایب کاهش مقاومت نشان می دهد.

در این شکلها نیروی محوری ناشی از زلزله EX برابر ۱۰۲ تن و ظرفیت محوری ستون ۳۸۸ تن می باشد. و بنابراین نیروی محوری ناشی از زلزله بیش از ۲۰ درصد ظرفیت بوده و زلزله متعامد باید منظور شود.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

با درود خدمت استاد گرامی

اگر در مدل سازه بلند قاب خمشی ویژه بتنی در محاسبه زمان تناوب از خاک نوع ۲ استفاده شود و با در نظر گرفتن اثرات میانقاب زمان تناوب در ۰,۸ ضرب شود و همچنین طبق آیین نامه در ۱,۲۵ نیز ضرب شود و با این ضریب زلزله سازه طراحی شود آیا برای کنترل تغییر مکان طبقات با توجه به اینکه یک بار ضریب ۰,۸ در طراحی در نظر گرفته شده و خود میانقابها نیز جلوی تغییر مکان طبقات را می گیرند نیازی به ضرب ۰,۸ در زمان تناوب مود اول انتقالی در فایل زمان تناوب بعد از ۱,۵ برابر کردن سختی تیرها و ستون ها جهت محاسبه ضریب زلزله جدید برای کنترل تغییر مکان طبقات می باشد ؟

پاسخ: با سلام، خیر لزومی ندارد. اگر در سازه ای میانقابها (دیوارهای محصور در قابها) از سازه جدا نشده باشند، شما در محاسبه زلزله اصلی سازه باید دوره تناوب را از رابطه زیر بدست آورید:

دوره تناوب ایتبس در روابط زیر از فایل period.edb بدست می آید که در آن ضریب سختی خمشی ستونها برابر ۱، تیرها برابر ۰,۵ و دیوارها برابر ۱ می باشد.

اگر میانقاب به سازه متصل

$$T_{\text{زلزله اصلی}} = Max\left\{\begin{array}{l} Min\left(\begin{array}{l} T_{\text{آیین نامه}} \times 0.8 \times 1.25 \\ T_{ETABS} \end{array}\right) \\ T_{\text{آیین نامه}} \times 0.8 \end{array}\right.$$

$T_{\text{زلزله دریفت}} = T_{ETABS}$ ⇨ **لازم نیست به 0.8 ضرب شود**

اگر میانقاب از سازه جدا شود

$$T_{\text{زلزله اصلی}} = Max\left\{\begin{array}{l} Min\left(\begin{array}{l} T_{\text{آیین نامه}} \times 1.25 \\ T_{ETABS} \end{array}\right) \\ T_{\text{آیین نامه}} \end{array}\right.$$

$$T_{\text{زلزله دریفت}} = T_{ETABS}$$

البته روابط بالا مربوط به قاب خمشی می باشد. در سازه های مهاربندی شده همگرا و یا دارای دیوار برشی کلا نیازی به ضریب ۰,۸ نمی باشد.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

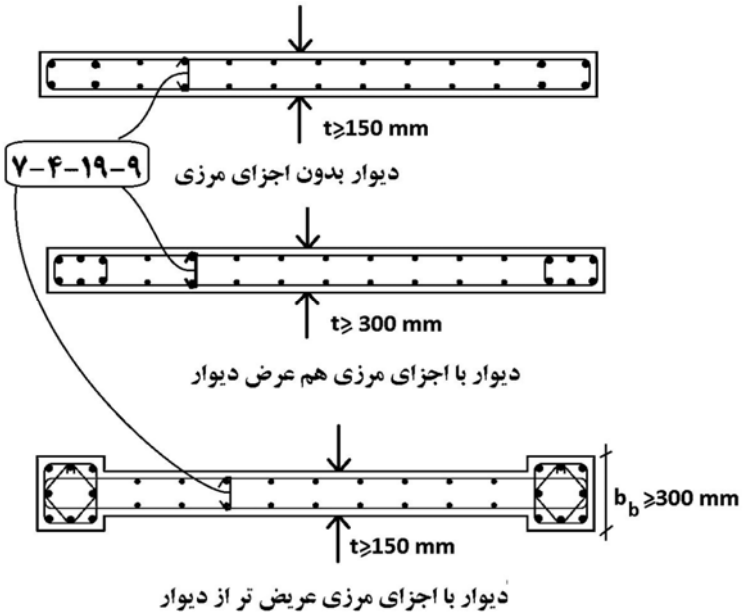
سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

جناب آقای دکتر حسین زاده با عرض سلام و مراتب ادب: منظور از حداقل عرض المان مرزی در دیوارهای سازه ای که در مبحث ۹، سی سانتیمتر عنوان شده است چیست؟آیا منظور سی سانتیمتر در طول دیوار میباشد یا سی سانتیمتر ضخامت دیوار؟ممنون میشم پاسخ دهید----------

---

پاسخ: با سلام عرض ستون می باشد. در شکل زیر (برگرفته از جزوه بتن ویژه آزمون نظام اینجانب) عرض المان مرزی نشان داده شده است. اگر ضخامت دیوار کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد و دیوار نیز نیاز به المان مرزی داشته باشد، باید مطابق شکل سوم باید المان مرزی با عرض حداقل ۳۰ سانتیمتر مهیا کرد.



عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

مهرداد: سلام بار برف مطابق جزوه آموزشی برای تبریز با چه ضرایبی ۱۲۶ کیلوگرم بر متر مربع حاصل می شود. خیلی خلاصه اگر امکانش باشد اشاره فرمایید. با تشکر

پاسخ: با سلام، بار برف از رابطه ۶-۷-۱ مبحث ششم محاسبه می شود.

فرضیات:

سازه داخل شهر می باشد و بام آن برف گیر است (جدول ۶-۷-۲) و بنابراین Ce=1.2

سازه دارای گرمایش داخلی می باشد (جدول ۶-۷-۳) و بنابراین Ct=1

سقف سازه تخت می باشد (بند ۶-۷-۶) و بنابراین Cs=1

ضریب اهمیت سازه برابر یک می باشد (Is=1)

Pr=0.7Ce*Cs*Ct*Is*Pg=0.7*1.2*1*1*1*1.5=1.26 kPa = 126 kg/cm2

اگر سقف سازه را نیمه برف گیر فرض کنیم، مقدار Ce=1 خواهد بود و مقدار بار برف ۱۰۵ kg/cm2 بدست می آید.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

سلام جناب آقای دکتر

ضمن تشکر از راهنمایی ها و مطالب مفید شما

من یک پروژه بتنی داشتم که با ویرایش ۳ آیین نامه ۲۸۰۰ بارگذاری وبا آیین نامه آمریکا طراحی کرده بودم. الان دوباره با ویرایش ۴ بارگذاری کردم و کنترل کردم مقاطع جواب داده است. ولی دریفت مجاز در حالت قبل ۰۰۵۱/۰ بوده و حالا با فرمول ویرایش جدید ۰۰۵۶/۰ میشود (حدود ۱۰ درصد بیشتر شده) و تغییر زیادی نداشته در حالیکه ضریب زلزله و به طبع آن نیروی زلزله که با آن دریفت کنترل میشود به میزان قابل توجهی بیشتر شده (حدود ۴۰ درصد بیشتر شده)و دریفت جواب نمی دهد و اختلاف فاحش دارد. آیا نکته ای هست که باید ما در کنترل دریفت انجام دهیم؟

پاسخ: با سلام، بله حق با شماست. در آیین نامه جدید دریفت به صورت قابل توجهی سخت گیرانه تر شده است. نکته جدید آیین نامه ای هم نداریم که بتوان به کمک ان جواب گرفت!

تنها چند نکته را یادآوری می کنم:

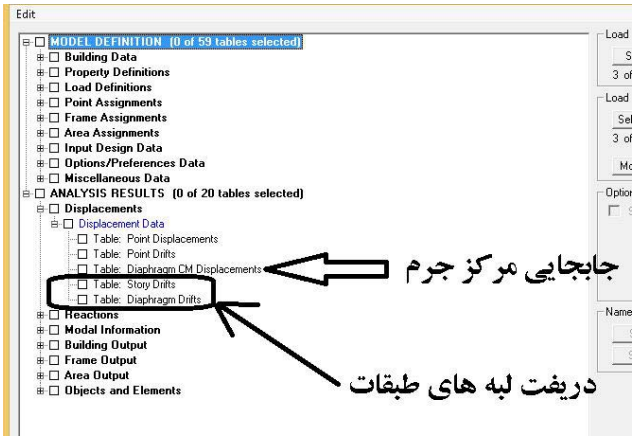
۱- برای کنترل دریفت از زلزله دریفت استفاده کنید نه زلزله اصلی. زلزله دریفت با زلزله است فرق دارد. در شیت اکسل که برای محاسبه نیروی زلزله در وبسایت شخصی ام برای دانلود قرار داده شده، علاوه بر زلزله اصلی، ضریب زلزله دریفت نیز محاسبه و ارائه میشود. زلزله دریفت بر اساس دوره تناوب ایتبس محاسبه می شود.

۲- اگر سازه نامنظم پیچشی نباشد، دریفت در مرکز جرم محاسبه می شود. گزینه هایی مانند diaphragm drift و یا story drift که در خروجی ایتبس در شکل زیر نشان داده شده است، جابجایی لبه های سازه را می دهد و شما در سازه های منظم پیچشی باید از Diaphragm CM displacement استفاده نمایید.

۳- در صورتی که سازه منظم باشد، طبق آیین نامه جدید در صورت استفاده از انالیز دینامیکی برش پایه را به ۹۰ درصد و در صورت اینکه کاملا منظم باشد به ۸۵ درصد برش پایه کاهش دهید و در نهایت دریفت را با زلزله کاهش یافته کنترل نمایید.

البته کنترل دریفت با زلزله دینامیکی نیز نکاتی دارد که باید رعایت کنید.

۴- سعی کنید اجازه ندهید که سازه نامنظم پیچشی باشد. در غیر این صورت باید دریفت را در لبه های سازه کنترل کنید نه در مرکز جرم (این قانون جدید جواب گرفتن از دریفت سازه های دارای پیچش را مشکل تر می کند). در این صورت باید در شکل فوق از story drift استفاده نمایید.



عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

کانال تلگرام:

فلوچارت تعیین نیروی باد بر اساس مبحث ششم ویرایش ۹۲:

* بار باد به دو صورت: اعضای اصلی و اعضای ثانویه تقسیم می شود. منظور از اعضای ثانویه برای مثال نمای سازه می باشد. اعضای اصلی شامل اسکلت اصلی سازه می باشد.

* در کنترل اصلی نیز (مانند نیروی زلزله) به صورت محاسبه "استاتیکی" و محاسبه "دینامیکی" می توان عمل کرد. در سازه های بلند (بالای ۶۰ متر) و نیز سازه هایی که ارتفاع سازه بیش از ۴ برابر عرض سازه است و یا سازه هایی که فرکانس ارتعاشی سازه بین ۱ تا ۰,۲۵ می باشد، باید انالیز دینامیکی انجام شود.

*برای یافتن فرکانس سازه می توان انرا در نرم افزار SAP و یا ETABS مدل کرد و دوره تناوب آنرا بدست آورید و می دانیم که f=1/T می باشد.

* روش استاتیکی به دور روش محاسبه می شود: ۱- برای سوله ها و سازه های کوتاه ۲- برای سازه های بلند (لبته با ارتفاع کمتر از ۶۰ متر)

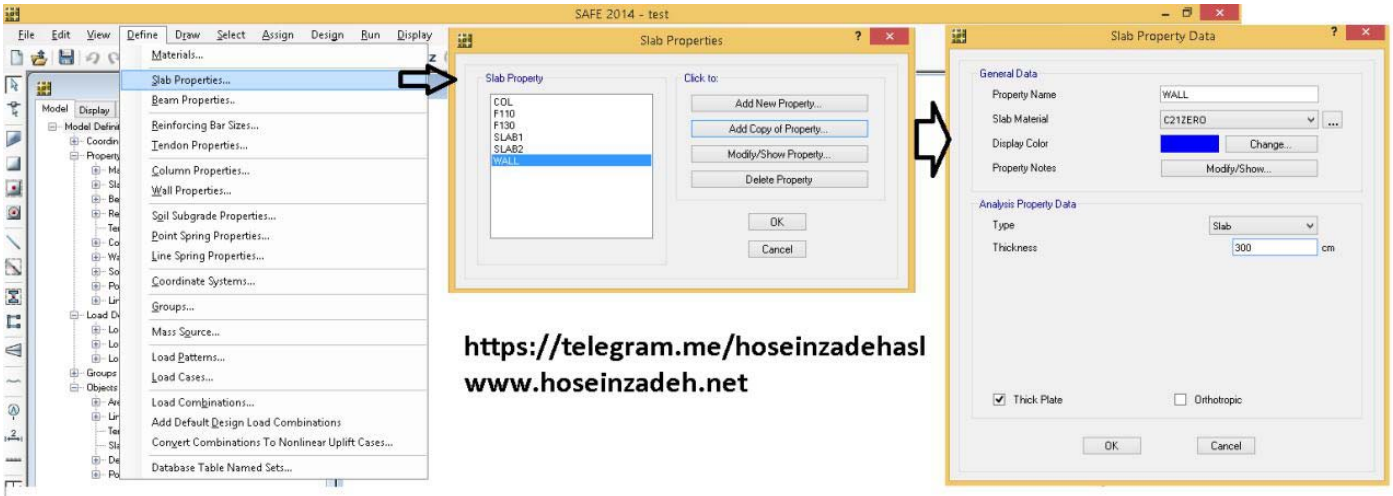
عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

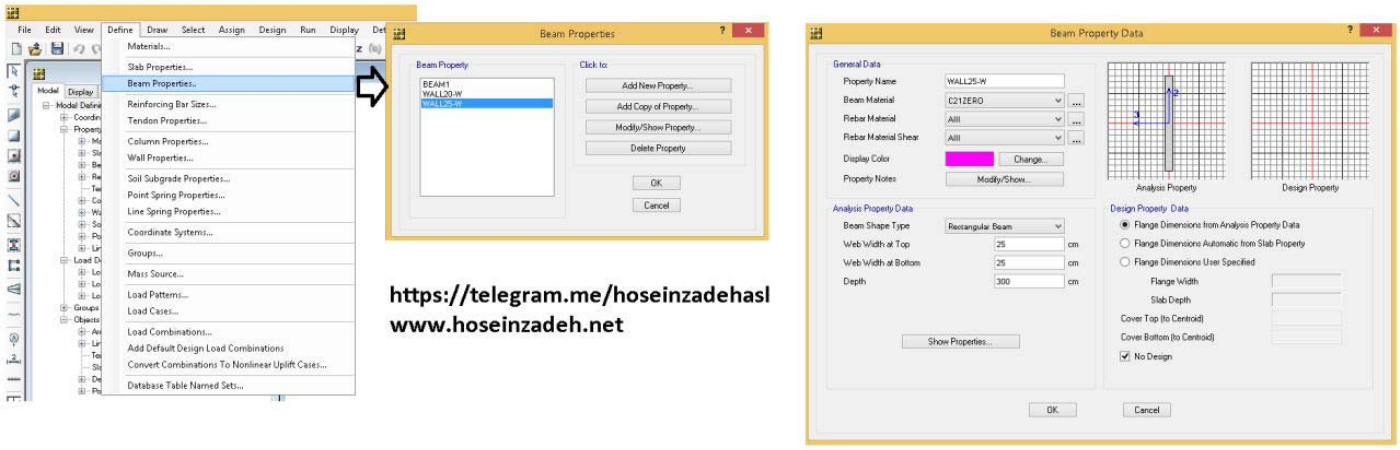
۱۶/۹/۹۴- محمد: با سلام ::در رابطه با طراحی فونداسیون سازه های بتنی با دیوار برشی برای در نظر گرفتن اثر سختی دیوار برشی بر روی فونداسیون در برخی کتابها از گزینه wall properties استفاده شده که باعث می شود بخشی از لنگر وارده توسط این دیوارها تحمل شود و باعث کاهش نسبتا زیاد در آرماتور نوارها می شود آیا این کار درست است یا باید همانند ستون ها از گزینه stiff برای در نظر گرفتن اثر سختی استفاده شود ::با تشکر

پاسخ: با سلام، خیر مجاز به استفاده از wall نیستیم. برای منظور کردن اثر سختی دیوارها در پی در safe14 به سه شکل می شود عمل کرد:

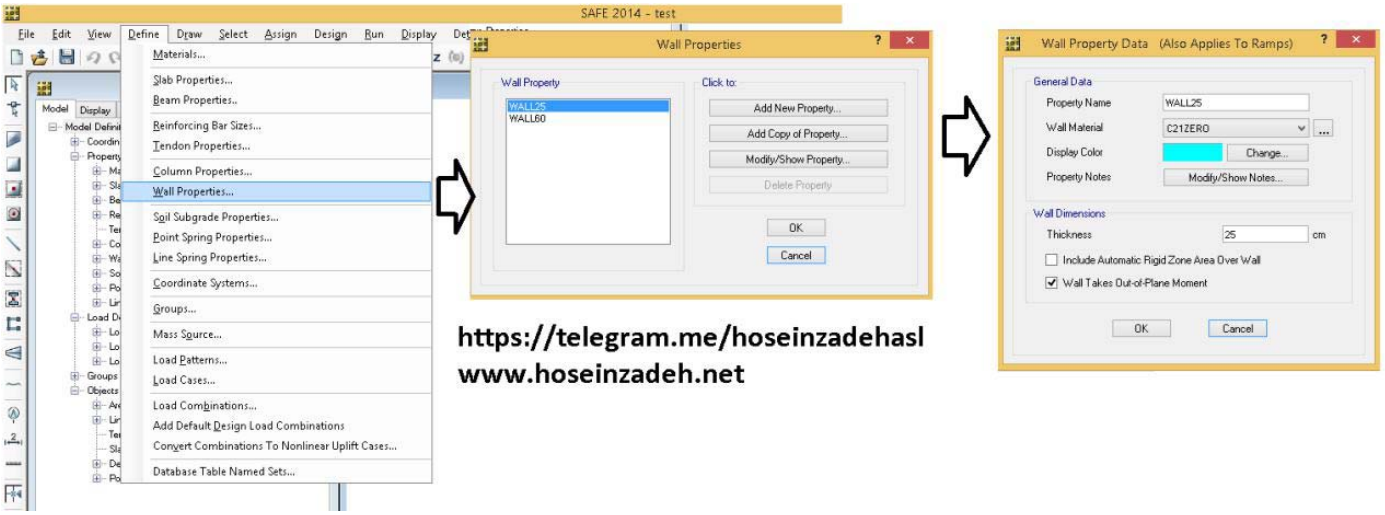
۱- مطابق شکل اول (شکل در کانال تلگرام) از المان slab استفاده شود.



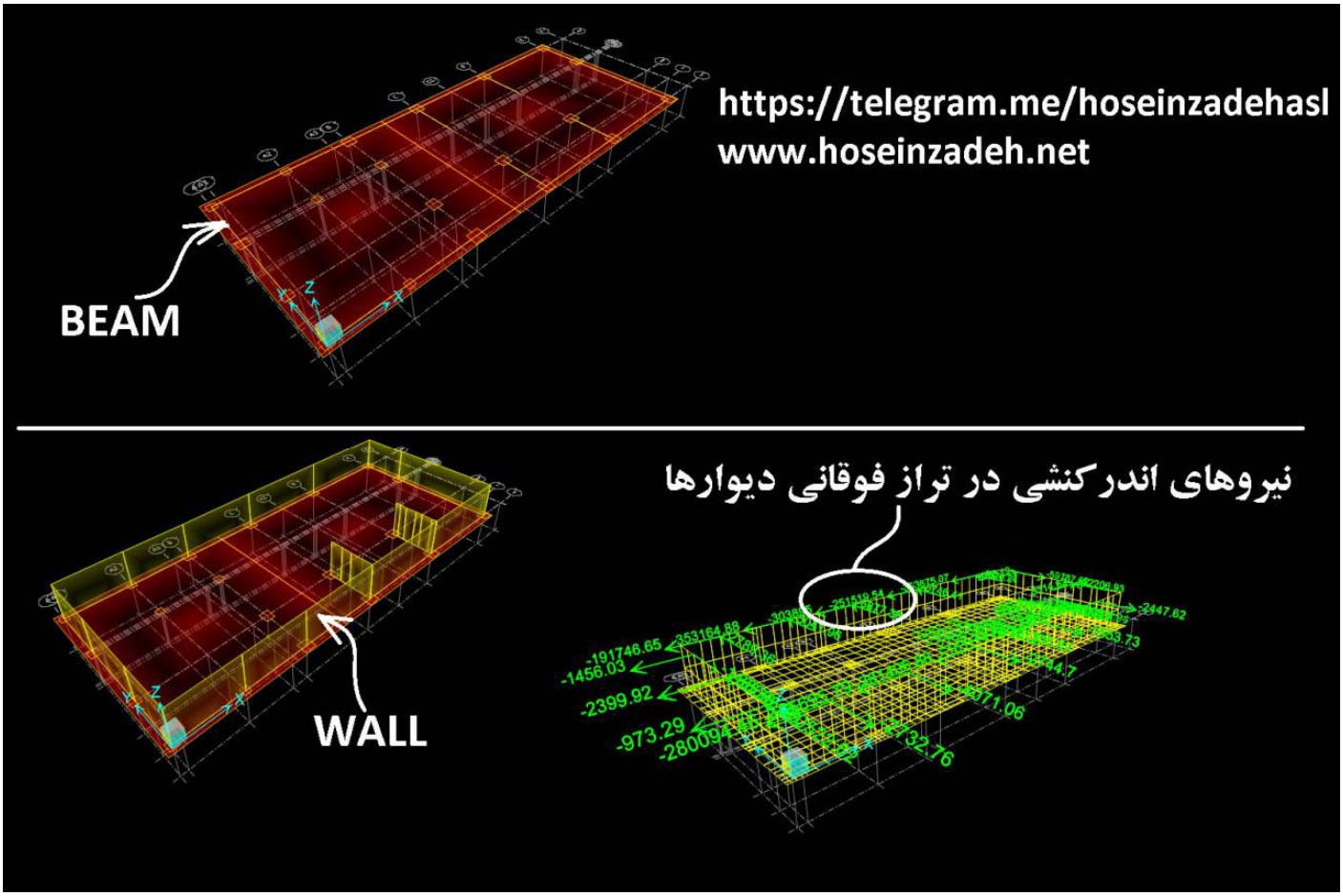
۲- مطابق شکل دوم از المان BEAM استفاده شود که ایتبس نیز به صورت اتوماتیک هنگام خروجی دادن اثر دیوارها را به صورت المان تیر export می کند.



۳- مطابق شکل سوم از المان wall استفاده شود.



در صورت استفاده از روش سوم، در تراز فوقانی، دیوارها به هم نیروهای اندرکنشی وارد می کنند (در شکل چهارم نیرویی که دیوارها به هم وارد می کنند نمایش داده شده) که این نیروها موجب کاهش لنگرها در فونداسیون می شود و ارماتورها کاهش می یابند و درحقیقت یک نوع تقلب محسوب می شود.



بنابراین حق نداریم از المان wall استفاده کنیم.

دقت نمایید که اثرات اندرکنشی دیوارها قبلا در ایتبس منظور شده است و نیروهایی که به safe فرستاده می شوند درحقیقت نتیجه نهایی این اندر کنشها هستند و ما حق نداریم مجددا در safe طبقات فوقانی سازه را مدل کرده و از انها کمک بگیریم تا نیروها کاهش یابند.

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

با سلام خدمت آقای دکتر

چند سوال داشتم:

۱- در خصوص بار زنده بام در مناطق کم برف آیا درصد مشارکت بار زنده بام و همچنین بار برف در وزن موثر نیروی زلزله صفر است؟(در فایلهایی که شما زحمت تهیه آن را کشیدید تنها ۲۰ درصد بار برف را در mass source اعمال نمودید.)

۲- کاهش بار زنده بام رو مطابق ۶-۵-۸ مبحث شش چگونه می توان در نرم افزار کاهش داد؟

با تشکر

با سلام،

۱- بله طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ (به جدول زیر توجه نمایید) در مناطق با برف کم در قسمت Mass source شما باید بار snow را حذف نمایید و بار LROOF نیز حضور نخواهد داشت.

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	۳۰
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

۲- متاسفانه در ایتبس فعلا امکان چنین کاهشی وجود ندارد و کاهش دستی ان نیز مشکل است بنابراین از کاهش بار بام صرف نظر می کنیم!

عضویت در کانال: @hoseinzadehasl

سوالات (طراحی و محاسبات) خود را از طریق لینک ارسال نمایید تا در فرصت مناسب پاسخ داده شود: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

با عرض سلام و تشکر از زحمات جنابعالی، در مورد تنش مجاز خاک در پاسخ به سوالی فرموده اید که در گزارش ژئوتکنیک باید سه نوع تنش مجاز ارائه شود که برای ترکیبات بار حاوی زلزله و بار ثقلی ضریب اطمینان برابر ۲ خواهد بود، به نظر بنده در ترکیبات بار ارائه شده در مبحث ششم برای کنترل تنش خاک نباید تنش مجاز افزایش یابد.

چند نکته قابل تامل در این زمینه وجود دارد :

۱-بند ۶-۱۱-۱۲ مبحث ششم به صراحت گفته براساس ترکیب بارهای تنش مجاز نباید افزایش تنش مجاز استفاده بشود.

۲-اگر به ترکیب بارهای تنش مجاز دقت بفرمایید برای ترکیب بار زلزله با بار مرده و زنده یک تخفیف با ضریب ۰/۷۵ داده شده است اما تنها برای بار زلزله + بار مرده این ضریب داده نشده است.

۳-در Ibc2012 که مبحث ششم تطابق زیادی با این آیین نامه دارد، برای حالت تنش مجاز دو نوع ترکیب بار داده شده, که مبحث ششم حالت اول این ترکیبات بار هست، برای این ترکیب بارها Ibc2012 اجازه افزایش تنش مجاز را نمیدهد. در واقع این رویکرد کاملا مشابه ایین نامه های ASCE و IBC2012 هست.

پاسخ: با سلام، بله در مبحث ششم عنوان شده که در ترکیب بارهای تنش مجاز اجازه افزایش تنش مجاز را نداریم. منتها باید دقت شود ما ضریب اطمینان را تغییر می دهیم. در مبحث خاک ضریب اطمینان بارهای گذرا مانند باد و زلزله، کمتر می باشد. و این مطلب به صراحت در مبحث هفتم قید شده است به شکل زیر توجه نمایید:

جدول ۷-۴-۴ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد-نواری)

نوع گسیختگی	برشی					تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی		رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۲	۱/۵		۴	۱/۵

۷-۴-۵-۳ ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

۷-۴-۵-۳-۱ برای کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی‌های سطحی در شرایط زلزله باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

الف- در نظر گرفتن کاهش ظرفیت باربری بر اثر نیروی افقی و لنگر خمشی ناشی از زلزله

ب- تغییر ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ در شرایط زلزله

پ- کنترل کاهش مقاومت برشی برخی از خاک‌ها در اثر بارهای دینامیکی (مثل روانگرایی خاک، زوال مشخصات دینامیکی خاک در اثر کرنش دینامیکی)

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

در کنترل تنش مجاز خاک در مثالهای FEMA p-751 (که بر اساس ASCE7 نوشته شده) دقیقا به همین صورت عمل شده است و در کنترل ترکیب بارهایی که زلزله دارند از ضریب اطمینان متفاوتی استفاده شده است.

چند نکته:

۱- بر اساس ایین نامه باید زلزله متعامد (قانون ۱۰۰-۳۰) در خاک نیز باید رعایت شود (که قبلا نمی شد)

۲- زلزله قائم باید در ترکیب بارهای تنش خاک نیز باید وارد شود (که قبلا زلزله قائم برای کل سازه نداشتیم)

۳- ضریب نامعینی rho باید در ترکیب بارهای تنش خاک نیز منظور شود (که قبلا rho نداشتیم)

نتیجه: کنترل تنش خاک با ترکیب بارهای جدید (که در فایل ایتبسی که در همین کانال قرار داده ام تعریف شده اند)، و به روشی که در بالا قید شد، تقریبا با سیستم قبلی که داشتیم نتایج یکسانی را می دهد.

وبسایت شخصی:

۱۳/۹/۹۴- محمود: با سلام خدمت دکتر عزیز- نیاز فوری به جواب دو سوال زیر دارم.با تشکر::۱-در خصوص اعمال ضریب نامعینی ۱,۲ در یک سازه پیچشی شدید آیا باید ضریب زلزله را ۱,۲ برابر کرد و همپایگی را با آن انجام داد یا اینکه با ضریب زلزله افزایش نیافته تحلیل را انجام داد و همپایگی را نیز کامل انجام دهیم و فقط در ترکیب بارها ضریب زلزله را در ۱,۲ ضرب نماییم.Etabs9.7وآیین نامه ACI2008-آیا در ورژن۲۰۱۵ وارد کردن مقدار رو در قسمت تنظیمات ایین نامه ای کافی می باشد یا باید ضریب Cرا نیز ۱,۲ برابر نمود؟

پاسخ: با سلام، به نکات زیر توجه نمایید:

۱- سازه بتنی با ETABS9: هم می توان مقدار رو را در ضریب زلزله وارد کرد (افزایش ۱,۲ برابر ضریب C) و هم می توان در ترکیب بارها ضریب زلزله را ۱,۲ برابر کرد. (عرف درکتب بر این است که در ترکیب بارها وارد شود)

۲- ایتبس ۲۰۱۵: با توجه به حضور ضریبی به نام اومگا در ACI2011 به بالا، و برای جلوگیری از اعمال همزمان این ضریب و ضریب rho بهتر است ضریب زلزله C را افزایش ندهید و تنها در ترکیب بارها مقدار rho را وارد نمایید.

۳- در سازه های فولادی چه در ایتبس ۹ و چه در ایتبس ۲۰۱۵، به خصوص وقتی از روش LRFD استفاده می شود، بهتر است ضریب rho را از طریق ترکیب بارها وارد نمایید و ضریب C را تغییر ندهید.

نکات فوق در مورد همپایه کردن هم برقرار است. یعنی شما (به جز سازه های بتنی در ایتبس ۹) باید همپایه کردن را با زلزله اولیه انجام دهید و تنها در ترکیب بارها ضریب زلزله را به جای ۱ برابر ۱,۲ وارد نمایید.

* مقدار رو در تنظیمات لرزه ای ایتبس ۲۰۱۵ تنها برای تولید اتوماتیک ترکیب بار است. شما اگر ترکیب بارها را به صورت دستی و تک به تک وارد کنید دیگر لازم نیست رو را در تنظیمات وارد کنید.

۱۰/۹/۹۴- تیمور: سلام استاد آیا تشدید برون مرکزیت اتفاقی در صورت مشاهده نامنظمی پیچشی و پیچشی شدید الزامی است؟ و در صورت اعمال ضریب بزرگنمایی اگر دوباره نامنظمی پیچشی مشاهده کنیم باید چه کنیم؟

پاسخ: با سلام، طبق بند ۱-۷ استاندارد ۲۸۰۰، کنترل نامنظمی پیچشی باید تحت زلزله هایی چک شود که خروج از مرکزیت ۵ درصدی دارند (با احتساب Aj=1)

۹/۹/۹۴- شاهین: با عرض سلام و ادب، در etabs 15.1.0 وقتی جدول مربوط به کنترل نامنظمی پیچشی را باز می کنیم در ترکیب بارها EXALL1 , EXALL2 , و EXALL3 و یا EYALL1 , EYALL2 و EYALL3 وجود دارند. این ها معرف چه هستند و در صورتی که بخواهیم بزرگنمایی پیچشی را اعمال کنیم به کدام یک از اینها اعمال خواهیم کرد.

پاسخ: با سلام، بله اگر طبق جزوات بنده زلزله را به صورت EXALL تعریف کرده باشد، در خروجی این زلزله به سه زلزله EXALL-1، EXALL-2 و EXALL-3 تبدیل می شود که معادل EX، EXP و EXN می باشد. طبق آیین نامه پیچش باید با منظور کردن خروج از مرکزیت تصادفی کنترل شود. بنابراین تمامی این زلزله ها باید کنترل شوند و برای اینکه سازه منظم محسوب باید تمامی آنها و در تمامی طبقات ratio ها باید کمتر از ۱,۲ باشد.

۲۸/۸/۹۴- محمد: آیا ضریب نامعینی در جهات مختلف می تواند با هم برابر نباشد مثلا در یک جهت برابر با ۱ و در جهت دیگر برابر با ۱,۲

پاسخ: با سلام، طبق استاندارد ۲۸۰۰ اگر از روش استفاده شود، هر دو جهت باید یکسان باشند (اگر یک طرف ۱,۲ شد، راستای دیگر نیز باید به ناچار ۱,۲ منظور شود). ولی اگر از روش ب استفاده شود، می توان در یک راستا یک و در راستای دیگر ۱,۲ منظور کرد.

۲۷/۸/۹۴- مسعود شفقتی: اگر a=0.35 باشد و مولفه قائم زلزله را به صورت ضریبی از بار مرده یعنی با اعمال ضریب SD اعمال کنیم و بالکن یا تیر بیش از ۱۵ متر یا بار متمرکز قابل توجه نداشته باشیم نیازی هست در ترکیب بارها EV وارد شود؟

پاسخ: با سلام، خیر، نیازی نیست. می توانید Ev را از ترکیب بارها حذف نمایید.

۲۷/۸/۹۴-علیرضا: باسلام و احترام،در محاسبه ضریب ro،در آیین نامه ۲۸۰۰ ذکر شده که تعداد دهانه های مهار بندی شده یا قاب خمشی در طرفین مرکز جرم ....:بعضی از همکاران میفرمایند منظور از دهانه ،تعداد قابهای طرفین مرکز جرم میباشد،لطفا بفرمایید در قاب خمشی بتنی ملاک تعداد دهانه میباشد یا تعداد قابها؟ممنون

پاسخ: با سلام، خیر دهانه ها معیار هستند. هم در استاندارد ۲۸۰۰ و هم در آیین نامه آمریکا صراحتا صحبت از دهانه کرده است.

۲۶/۸/۹۴- بهزاد قربانپور: جناب استاد در بسیاری از سازهای بتنی مشاهده میشود که مهندسین محاسب برای جلب رضایت کارفرما و مهندس معمار و... ناچارا یا هرچیز دیگری که اسمش رو بگذاریم از دهانه های بلند به فاصله آکس به آکس ۷تا ۷,۵ حتی ۹,۵ محاسبه و حتی اجرا می کنند که نه توجیح علمی برای این کار دارند و نه توجیح عملی با توجه به این که در بعضی از کتابهای تخصصی به صورت پیشنهاد مطرح میگردد که از دهانه های بلند بتنی تا حد امکان پرهیز گردد و یا اگر استفاده میشود دلیل علمی و محاسبه خاص این گونه تیر را به دفاتر فنی ارسال کنند .::خواستم نظر حضرت عالی را در مورد دهانه های حداقل وحداکثری سازهای بتنی با توجه به تجربه حضرت عالی و پیشنهادبرای جامعه علمی خواهشا ذکر بفرمایید ::

پاسخ: با سلام، هیچگونه محدودیتی در طول دهانه سازه های بتنی نداریم. ۹ متر- ۱۵ متر ، ۲۰ متر یا هر طولی که نیاز است. شاید منظور شما طول دهانه تیرچه بلوک در سازه های بتنی می باشد. بله طول تیرچه های بتنی (جهت کنترل خیز تیرچه ها) طبق نشریه ۵۴۳ "توصیه" می شود از ۷ متر فراتر نرود و "نباید" بیش از ۸ متر باشد. البته طراح باید خیز تیرچه ها را کنترل کند (بر اساس مبحث نهم). قابهای خمشی (تیرهای اصلی) می توانند هر طولی داشته باشند (با کنترل ضوابط آیین نامه)

۲۶/۸/۹۴- مهدی یگانه: سلام آقای دکتر::سازه بتنی با اهمیت متوسط و در منطقه ارزی خیزی خیلی زیاد است و بالکن هم نداریم::در اینحالت روش من درسته؟: بار از نوع قائم زلزله تعریف نمیکنم و تنها جهت اعمال بار قائم زلزله به کل سازه، ضریب sds را ۱,۰۵ وارد میکنم و کار دیگری انجام نمیدهم.

پاسخ: با سلام، بله اگر در منطقه با لرزه خیزی بسیار زیاد هستید (A=0.35) و سازه هیچ یک از موارد بالکن، تیر بالای ۱۵ متر، و بار متمرکز قابل توجه را ندارد، می توانید کلا EV تعریف نکنید و تنها ضریب Sds را برابر ۱,۰۵ تعریف نمایید.

۲۶/۸/۹۴- رزاقی: با عرض سلام و ادب::مطابق مبحث ۹ چاپ ۹۲ ضریب پواسون بتن معمولی ۰,۱۵ و بتن با مقاومت بالا ۰,۲۰ میباشد.::مرز بین بتن معمولی و مقاومت بالا چه مقاومتی بوده و اینکه در فایل ایتبس ارائه شده در ورک شاپ میانه این عدد ۰,۱۵ برای بتن C24 در نظر گرفته شده است صحیح میباشد؟::سپاس فراوان به خاطر کارگاه های آموزشی شما در شهرستان ها :)

پاسخ: با سلام، توجه نمایید که تغییر ضریب پواسون تاثیر بسیار ناچیزی روی نتایج طراحی دارد. بنابراین حساسیت خاصی روی مقدار ضریب پواسون وجود ندارد (برخلاف مدول الاستیسیته که بر دریفت سازه تاثیر گزار است). برای تشخیص مقاومت بالا در آیین نامه محدوده ای ذکر نشده است و بر اساس قضاوت مهندسی تشخیص می دهیم. البته عمده بتن های رایج در کشور با مقاومت معمولی محسوب می شوند.

۲۶/۸/۹۴- ابراهیم رعیت رکن آبادی: با سلام خدمت شما استاد بزرگوار. ممنون از زحمات شما بابت اداره این سایت پر محتوا، عالی و غنی در زمینه طراحی.::سوالی داشتم خدمت شما در مورد وارد کردن مقادیر HT , B, TF و TW در مقاطع دوبل IPE با ورق. در جزوه شما برای IPE16+PL10۲ مقادیر HT = 180 و B = 160 وارد شده اند. نظر من این است که B برای کنترل کمانش ورق الحاقی استفاده می شود در این گونه مقاطع و مقدار B باید برابر با عرض ورق باشد. همچنین مقدار HT نیز باید فاصله بین محل گردشدگی IPE تا گردشدگی بعدی در جان باشد. مقدار TF برابر ضخامت ورق می باشد که ۱ وارد شده و درست است ولی مقدار TW باید برابر ضخامت جان IPE16 یعنی همان .۵ باشد که برابر ۱ وارد شده است. لطفا راهنمایی بفرمایید.

پاسخ: با سلام، استدلالهای شما کاملا صحیح است. منتها در جزوه فرض من بر این بوده است که کنترل فشردگی این مقاطع به صورت دستی توسط کاربر انجام می گیرد و در ایتبس تنها اعداد تقریبی برای ابعاد وارد خواهد شد که کنترل فشردگی آن مقطه توسط ایتبس تایید شود. مشخصات دیگر مقطع از جمله اساس پلاستیک، مساحت، شعاع ژیراسیون و .... باید کامل و دقیق وارد شود.

۲۵/۸/۹۴- آیدین: با سلام و عرض ادب خدمت استاد ارجمند.::درصورتی که بخواهیم سازه را تحلیل دینامیکی بکنیم و زلزله ۱۰۰+۳۰ را هم در نظر بگیریم آیا ایجاد SXP+0.3SY به تنهایی در قسمت Load Cases کافی هست یا همانند حالت استاتیکی باید حالت منفی (SXP-0.3SY) را هم در نظر بگیریم.:: با توجه به اینکه در حالت دینامیکی روند تحلیل نرم افزار به صورت رفت و برگشتی هست ابهاماتی در این ضمینه وجود دارد که آیا زلزله ۳۰ درصد در نرم افزار به صورت رفت و برگشتی لحاظ می شود یا نه .

پاسخ: با سلام، برای منظور کردن اثر زلزله دینامیکی سه روش رایج است:

۱- استفاده از زلزله های زاویه دار (۰و ۱۵و ۳۰و ۴۵و ....)

۲- به جای زلزله زاویه دار، می توان از زلزله ۱۰۰-۳۰ هنگام تعریف زلزله دینامیکی استفاده کرد (specX + 0.3specY)

۳- تعریف دو بار دینامیکی به نام های SpecX و SpecY و ترکیب آنها در ترکیب بارها

روش سوم کمی محافظه کارانه می باشد و نتایج دست بالا خواهد داد.

روش دوم مربوط به سوال شما می شود. در این حالت همزمان دو زلزله در راستاهای U1 و U2 با scale های مختلف تعریف می شوند که هر دو scale یک عدد مثبت می باشند و امکان تعریف ضریب منفی وجود ندارد. را معرفی کرد. جای نگرانی نیست! و به علت SRSS کردن بازتاب ها بیشترین اثر منظور می شود. می توانید اینگونه امتحان کنید:

سه زلزله دینامیکی تعریف کنید:

specX -۱

specY -۲

specX+0.3specY -۳

نیروی محوری تمامی ستونهای سازه تحت بار ۳ بیشتر از بارهای ۱ و ۲ خواهد بود.

۲۴/۸/۹۴- رضا: با سلام- آیا استفاده مستقیم از طیف های تعریف شده در ایتبس در ترکیبات بار طراحی درست است و یا نیاز به اعمال آنها به صورت user load می باشد. (زیرا خروجی تحلیل طیفی همواره مثبت می باشد) با تشکر

پاسخ: با سلام، بله در ترکیب بارها که باید از زلزله های طیفی به صورت مستقیم استفاده نمایید.

تنها در کنترل دریفت و نیز در هنگام اکسپورت کردن به سیف باید ابتدا بر اساس برشهای پایه بدست امده از طیف، یک زلزله استاتیکی معادل از نوع usre load تعریف نمایید.

۲۳/۸/۹۴- ناصر لطف اللهی: با سلام ، آقای دکتر در مبحث ۶ جدید صفحه ۳۳ در رابطه با کاهش بار زنده گفته شده ۵۰ و ۶۰ درصد میتوان بار زنده را کاهش داد ، از طرفی در صفحه ۱۶ گفته شده ضریب این بارها را میتوان ۰,۵ گرفت . به نظر شما آیا میتوان همزمان این دو رو اعمال کرد ؟ چون به نظر می رسد در این صورت فقط ۲۰ درصد این بارها به سازه اعمال می شود ، ممنون

پاسخ: بله حق با شماست. عملا بارهای زنده کاهش یافته در ترکیب بار نصف می شوند. برای توضیح بیشتر بهتر است ACI99 با ACI2014 مقایسه شود:

*۱- در ACI2014 ضریب بار مرده از D۱,۰۵ به D۱,۲ افزایش یافته (۱۵٪ افزایش در میزان بار مرده)

*۲- در ACI2014 ضریب بار زنده از L۱,۲۷۵ به L۰,۵ کاهش یافته (البته اگر بار زنده کمتر از ۵kPa باشد، این کاهش امکان پذیر است)

*۳- عملا در سازه های با ارتفاع متوسط هر دو آیین نامه نتایج تقریبا یکسانی خواهند داشت. چون از عملا از یک طرف بار مرده افزایش یافته و از طرف دیگر بار زنده کاهش یافته. از آنجا که مقدار بار مرده در سازه ها چندین برابر بار زنده می باشد، افزایش ۰,۱۵ در بار مرده تقریبا معادل کاهش ۰,۷۷۵ در بار زنده خواهد بود.

*۳- در سازه های بلندکه بار مرده سهم عمده ای دارد ممکن است ACI20144 کمی سنگین تر باشد.

۱۸/۸/۹۴- جاوید: آیا نرم افزار ایتبس قادر به محاسبه نسبت ظرفیت خمشی ستونها به تیرها در یک گره برای حالتی که مقطع ستونها از باکس (منتهی باکس با مسیر define/frame section/add box/tube) نمی باشد ؟ و آیا فقط برای ستونهای I شکل این محاسبه را انجام میدهد و چرا ؟

پاسخ: با سلام، خیر متاسفانه ایتبس کنترل تیر ضعیف- ستون قوی (برای سازه های ویژه) را تنها برای ستونهای H شکل انجام می دهد. برای ستونهای باکس دو راه کار دارید:

۱- کنترل دستی این ضابطه

۲- می توانید ستونهای باکس را به صورت H تعریف نمایید!. این روش در ایتبس ۲۰۱۵ از طریق فایل xml امکان پذیر است. مشخصات مقطع باکس را به صورت یک مقطع H شکل تعریف نمایید (ممان اینرسی، اساس پلاستیک و ... را بر اساس مقطع باکس وارد نمایید ولی در قسمت مقاطع H شکل)برای آشنایی با نحوه تعریف مقاطع در فایل xml به جزوه ایتبس ویژه محاسبین اینجانب مراجعه نمایید.

۱۷/۸/۹۴- حسن: سلام آقای دکتر در خصوص ضریب نامعینی که در جزوه تان توضیح دادید یک سوال دارم برای سازه های منظم داشتن دو دهانه در هرطرف مرکز جرم جهت عدم اعمال ضریب ۱,۲ الزامی است در صورتیکه در سازه های نامنظم به جای اینکه ضوابط سخت گیرانه تر باشد بر عکس شده مثلا با وجود یک دهانه مهاربند در طرفین مرکز جرم میتواند بل حذف یک عضو مهاربند ضربدری کمتر از ۳۳درصد از مقاومت جانبی کاهش یابد دلیل آن چیست من به نظرم می رسد منظور آیین نامه از حذف یک مهاربند حذف یک دهانه مهاربند می باشد

پاسخ: با سلام، دو روش برای تعیین rho داریم: روش الف و روش ب

روش الف: تنها در سازه های منظم در پلان قابل استفاده است و سخت گیرانه می باشد (هر دو جهت را ۱,۲ می گیرد)

روش ب: در تمامی سازه ها (چه منظم و چه نامنظم) قابل استفاده بوده و در این حالت طراح می تواند rho را در دو جهت متعامد متفاوت در نظر بگیرد.

روش ب دقیق است و به همین جهت اگر شما از ب استفاده نمایید اجازه می یابید که مقدار rho را کمتر در نظر بگیرید.

۱۶/۸/۹۴- حسن: با سلام و تشکر استادمحمد سوال بنده این است که در سازه های فلزی مهاربند برای اولویت بندی جهت حذف آیا باید نسبت نیروی محوری مهاربند ها به برش طبقه را با هم مقایسه کنیم ؟:

پاسخ: با سلام، بله برای محاسبه ضریب نامعینی (روش ب استاندارد ۲۸۰۰) در سازه های بابندی، برای انتخاب اینکه کدام مهاربند بهتر است برای حذف انتخاب شود، برای کاهش حداکثری در مقاومت طبقه، می توان دیاگرام نیروی محوری مهاربندها را تحت اثر زلزله مقایسه کرد (نسبت نیروی محوری به برش طبقه). و هر مهاربندی که بیشترین نیرو را داشته باشد، کاندیدای حذف خواهد بود.

توجه: اگر تنها یک دهانه مهاربند در هر سمت داشته باشید، بهتر است ضریب نامعینی را برابر ۱,۲ بگیرید.

و اگر در هر سمت مرکز جرم دو دهانه دارید، (به شرط اینکه سازه پیچش نداشته باشد) احتمال زیاد ضریب نامعینی برابر یک بدست خواهد آمد.

۱۵/۸/۹۴- علیلو: باسلام خدمت استاد گرانقد: اگر دوطبقه زیرمین با دیوار حائل طراحی بشه و از طبقات بالا دیوار برشی اجرا شود,در طراحی اون دو طبقه زیر زمین رو باید جزء دیوار برشی طراحی کرد یا دیوار حائل؟و در این صورت بقیه دهانه ها که دارای دیوار حائل می باشد, در محل اتصال جانبی به دیوار برشی ای که ستون هم جزء اون هستش,دیوار حائل دیگه به ستون وصل نمیشه در طراحی؟سپاس

پاسخ: با سلام، آیین نامه در این مورد صحبتی نکرده! ولی به نظر من با توجه به این که جریان نیروها از طبقات بالا بیشتر به ادامه دیوار وارد می شود، بهتر است دیوارهای حائل متصل به دیوار برشی را جزئی از آن ندانیم. یعنی ادامه دیوار به تنهایی نقش دیوار برشی را خواهد داشت و دیوارهای حائل متصل به آن نیز نقش دیوار حائل را خواهند داشت.

۱۳/۸/۹۴- هادی: با سلام خدمت جنابعالی چند سوال از حضورتان داشتم .

۱- آیا در ETABS9.7.4 جهت معرفی نیروی قائم زلزله در فایل بر روی کنسولها میبایست EV را جداگانه به ترکیب بارهای (DEFULT) که خود برنامه ساخته است به صورت دستی اضافه نماییم .

۲-آیا ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی به صورت زیر درست می باشد :

D +L

D + 0.75 L ±0.525EX+0.525EV+0.75 S

D + 0.75 L ±0.525EY+0.525EV+0.75 S

D ± 0.7 EX-0.7 EV ۰,۶

D ± 0.7 EY-0.7 EV ۰,۶

۳-با توجه به اینکه تنها با داشتن یک تیر مورب در سازه نظر به نامنظم بودن آن بدهیم آیا منطقی است به جای آن تاثیر مدها بر همدیگر را در آنالیز طیفی بررسی نماییم و نظر بر منظمی یا نامنظمی بدهیم .

۴-با توجه به ترکیب سیستم ها در ارتفاع اگر دور تا دور زیرزمین دیوار برشی عبور کرده باشد و تراز پایه بالا آورده شود چه تغییراتی در نرم افزار و محاسبه ضریب زلزله ایجاد می نماید .

با تشکر

پاسخ: با سلام، پاسخ سوالهای شما در جزوه "ایتبس ۲۰۱۵ ویژه محاسبین" که در قسمت جزوات شخصی در بالا قابل دانلود است، آمده است:

۱- بله طبق صفحه ۳۷ جزوه باید دستی افزوده است.

۲- به صفحه ۵۲ جزوه مراجعه نمایید. نکته: اگر ضریب نامعینی برابر ۱,۲ بدست آید، در ترکیب بارهای خاک نیز باید منظور شود. نکته دوم، در مبحث هفتم برای کنترل تنش مجاز خاک برای ترکیب بارهای شامل زلزله می توان ضریب اطمینان خاک را به جای ۳، برابر ۲ منظور کرد.

۳-منطقی است ولی آیین نامه همچین اجازه ای به ما نداده است (برای سادگی کار) و باید سازه های با تیرهای مورب (تیرهای قاب خمشی مورب) را نامنظم در پلان دانست. البته می توان یک محدوده برای آن قائل شد. برخی از کمیته های نظام مهندسی تنها تیرهای با زاویه انحراف بیش از ۱۵ درجه را نامنظم می دانند که توصیه مناسبی است ولی در آیین نامه نیامده است.

۴- اگر دورتادور زیرزمین دیوار حایل بتنی داشته باشید. و تراز پایه را بالای آن گرفته باشید که در این صورت ترکیب سیستم ندارید. چون فرض کرده اید شروع سازه از روی دیوار حایل است ولی اگر تراز پایه را روی فونداسیون گرفته باشید، در این صورت می توانید مطابق بند۳-۳-۵-۹ عمل نمایید.

۱۳/۸/۹۴- علیرضا خاتمی: باعرض سلام و خسته نباشید::خواهشمند است توضیحی در مورد در نظر گرفتن اثر P-Delta در توضیحات ارائه شده در ادامه دهید...به طور مثال در آیین نامه AISC 360-10 برای در نظر گرفتن اثرات P-Delta کوچک و بزرگ روشهای مختلفی از قبیل روش مستقیم ،روش طول موثر و روش مرتبه اول ارائه می دهد(بهمراه در نظر گرفتن اثرات نواقص هندسی -Notional Load- و کاهش سختی) اما طبق گفته های شما می بایست ترکیب بار P-Delta نیز وارد شود.تفاوت این دو در چیست ؟ مگر در تحلیل مرتبه دوم اثرات P-Delta در نظر گرفته نمی شود ؟ پس به چه دلیلی ما دوباره این اثر را با فرمول وارد برنامه می کنیم ؟

پاسخ: با سلام، روشهای مستقیم، طول موثر و مرتبه اول، روشهای تحلیل هستند و اثر p-delta باید جداگانه منظور شود.

برای منظور کردن اثر p-delta در نرم افزار دو روش پیشنهاد شده:

۱- General second order

۲- Amplified 1st order

در روش اول حتما باید اثر p-delta فعال شود تا اثرات به صورت تحلیل مرتبه دوم منظور شود.

در روش دوم، مشابه انچه در دانشگاه خوانده اید، با استفاده از ضرایب تشدید لنگر، اثرات p-delta منظور می شود. در این روش نیاز به دو ضریب تشدید داریم به نامهای B1 و B2 که یکی برای p-dleta کوچک می باشد و دیگری برای P-delta بزرگ. بنابراین ظاهرا اگر از روش دوم استفاده شود، دیگر نیازی به روشن کردن اثر p-delta نباید باشد. ولی به جمله زیر از منوال ایتبس دقت نمایید:

.Currently, the program does not calculate the B2 factor. The user is required to overwrite the values of B2 for the members

یعنی در روش دوم شما باید به صورت دستی برای تمامی طبقات مقدار B2 (ضریب تشدید لنگر) را محاسبه کرده و از قسمت overwrite به نرم افزار وارد کنید!

چون چنین حوصله ای نداریم، حتی در روش دوم نیز باید برای منظور کردن اثر P-delta، آنرا در نرم افزار فعال نمایید.

۱۲/۸/۹۴- امید: با سلام::در حالتی که از دیوار برشی بتنی در اسکلت فولادی استفاده می شود نیروی محوری زیادی در ستونها دو انتهای دیوار ایجاد می گردد که باعث افزایش شدید مقطع این ستونها و نیز افزایش ابعاد و تعداد بولت های صفحه ستون می گردد، علی الخصوص در کنترل ستونها برای زلزله تشدید یافته. آیا شما راهکاری برای نحوه برخورد با اینگونه ستونها دارید.::سپاسگزارم.

پاسخ: با سلام، برای دیوار برشی دقت نمایید که شما سختی f22 را که وارد می کنید، هم سختی محوری آن کاهش می یابد و سختی خمشی آن. در حالیکه طبق آیین نامه تنها سختی خمشی باید تغییر کند (این خطلای نرم افزار می باشد که قادر نیست در دیوارهای برشی بتنی تنها ممان اینرسی

۱۲/۸/۹۴- مقبلی: عرض ادب وخسته نباشید. مبنای کنترل نسبت تنش اعضا پس از حذف عضو و انجام تحلیل خطی با تغییرات بیشتر از ۵۰ درصد در راهنمای ضریب نامعینی چیست؟

پاسخ: با سلام، فرض کنید نسبت تنش در یک ستون به شرح زیر باشد:

۱- در سازه اولیه: ratio1=1

۲- در سازه تضعیف شده: ratio2=1.5

بنابراین در سازه تضعیف شده مقاومت سازه برابر خواهد بود با:

Resistance=1/1.5=0.67

مشاهده می شود که افزایش ۵۰ درصدی در نسبت تنشها معادل کاهش ۳۳ درصدی در مقاومت سازه می باشد.

۱۰/۸/۹۴- pepero: با عرض سلام و خسته نباشید. در پلانهای نامنظم که نسبت تغییرمکان ماکزیمم به تغییرمکان متوسط بزرگتر از ۱,۲ میشود ، باید اثرات پیچش را طبق ضابطه بند ۲-۳-۱۰ آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله اعمال نمود . حال در نرم افزار ایتبس در قسمت تعریف بارهای استاتیکی که باید درصد خروج از محوریت اصلاح گردد. برای بارها و طبقاتی که این نسبت بیشتر از ۱,۲ شده است در پنجره override و در قسمت Ecc Lenght کدامیک از این موارد را باید وارد کرد

۱- Aj

۲- Aj * 0.05

۳- Aj*0.05*L

۴- Aj*L

لازم به توضیح است که منظور از L بعد سازه در جهت X یا Y و Aj هم نسبت تغییرمکان ماکزیمم به ۱,۲ برابر تغییر مکان میانگین به توان ۲ می باشد. در ضمن در منابعی که مطالعه نمودم هر کدام از منابع یکی از موارد بالا را عنوان نموده بودند.

پاسخ: با سلام، مورد سوم صحیح است.

۹/۸/۹۴- فرزاد محمدی: با عرض سلام و ادب خدمت استاد محترم::با عنایت به اینکه سازمان نظام مهندسی نسبت به استفاده از ورژن های جدید نرم افزار ایتبس مقاومت نشان میدهد و کماکان همان ورژن قدیمی را (Etabs9.7.0) را به رسمیت می شناسد آیا می توان برای طراحی سازه های بتنی از ورژن قدیمی استفاده نمود بطوریکه آئین نامه ACI05 را انتخاب لیکن ترکیبات بار ACI 2011 را بصورت دستی وارد نمود؟ عنایت دارید که ترکیبات بار این دو آیین نامه قدری با یکدیگر متفاوت است

پاسخ: با سلام، در تبریز که نظام ایتبس ۲۰۱۵ را قبول می کند. در شهرهای کوچکتر باید منتظر بود تا کنتلرها کم کم با ایتبس جدید آشنا شوند و به تدریج رایج خواهد شد.

اگر با ایتبس قدیم کار می کنید مشکلی نیست. می توانید از ACI2005 و یا ACI2008 استفاده نمایید. و بهتر است از ترکیب بارهای پیش فرض همان آیین نامه استفاده نمایید. تنها باید اصلاحات زیر را در ترکیب بارها ایجاد نمایید:

۱- اگر A=0.35 می باشد، باید در ترکیب بارها ضریب بار مرده را در ترکیبهای شامل زلزله از D۱,۲ به D۱,۴۱ تغییر دهید (با فرض اینکه ضریب اهمیت ۱ باشد)

۲- اگر ضریب نامعینی برابر ۱,۲ می باشد، باید در ترکیب بارها ضریب زلزله را از E۱ به E۱,۲ تغییر دهید.

۹/۸/۹۴- علیرضا اسفندیاری: با سلام و احترام خدمت استاد ارجمند . من در کارگاه سه شنبه موسسه ۸۰۸ در خدمتتان بودم . پرسش : ۱) گفته شد اگر ضریب row در جهت x برابر ۱ و در جهت y برابر ۱,۲ شد باید در etabs ضریب را در ۱ وارد کرده و در combo های در راستای y 1.2 را در بار زلزله اعمال کنیم . با توجه به اینکه کنترلهای drift و طرح لرزه ای با ضریب omega در فایل دیگری قابل انجام است ، چرا گفته شد که نمیشود بجای اصلاح تک تک combo ها ، ضریب ۱,۲ را در cy اعمال کنیم ؟::۲) فرض کنید سازه ای فلزی با اتصال مفصلی ، دارای دو دهانه مهاربند ضربدری در هر دو قاب خارجی خود در راستای x باشد . حال یکی از المانهای ضربدری را حذف کنید به شکلی که در هر قاب دارای دو دهانه مهاربند ولی بصورب تکی باشد نه ضربدری ، آیا در این راستا میتوان ضریب row را ۱ گرفت ؟::با تشکر

پاسخ: با سلام، در ایتبس جدید کنترل زلزله تشدید یافته را می توان در همان فایل اصلی انجام داد و بنابراین اگر سازه فولادی داشته باشید و بخواهید در همان فایل ضریب اومگا نیز کنترل شود، بهتر است ضریب نامعینی را در ترکیب بارها وارد نمایید.

در مورد مهاربند، متوجه سوالتان نشدم.

۹/۸/۹۴- جعفری: با سلام ::در فایل نکات مربوط به طراحی (نظام مهندسی تهران و قم) در خصوص نامنظمی سیستمهای غیر موازی یک زاویه حداقلی ۱۵ درجه ذکر شده است که در صورت بیشتر بودن زاویه از این مقدار سیستم غیر موازی فرض شود آیا این موضوع را قبول دارید و مرجعی برای این موضوع مشاهده نموده اید

پاسخ: با سلام، گرچه در متن آیین نامه نیامده ولی پیشنهاد منطقی می باشد. خیر در مرجع خاصی ندیده ام.

۸/۸/۹۴-عبدالمهدی عباسی: با سلام و ضمن قدردانی از زحمات شما. نکته ای در ارایه شما در مورد ضریب نامعینی وجود داشت که مایلم در مورد آن بیشتر بحث شود. فرمودید که در صورتی که در یک پلان کاملا متقارن اگر یک دهانه (تیر و ستون های دو طرف آن) به موازات سایر سیستم های باربر جانبی وجود داشته باشد سیستم دارای نامعینی سیستم های جانبی نا موازی است و در صورت برقراری سایر شرایط ناکافی بودن نامعینی پنالتی ۲۰ درصد افزایش نیروی زلزله را خواهد داشت. ::همانطور که مستحضرید سیستم های نا موازی باعث ایجاد کوپلینگ مود ها و در نتیجه برقرار نبودن شروط غالب آیین نامه ای برای رفتار سازه ها می شود. به نظر می رسد این مهم در یک پلان کاملا منظم هندسی که مثلا یک یا دو تیر کمی مایل دارد اتفاق نیافتد. به نظر می رسد قید این نکته ضروری است که اگر یک تحلیل مودال؛ کوپلینگ مودها را نشان ندهد آن وقت پلان شامل نامنظمی سیستم های ناموازی نمی شود. مایلم نظر شما را در این مورد بدانم. موفق باشید

پاسخ: با سلام،اینکه آیا تنها "یک" تیر کج داریم سازه نامنظم می شود، شاید کمی غیر منطقی به نظر برسد. به خصوص در سازه های حجیم که مثلا در پلان ۲۰ تیر داریم، تنها یک تیر نظم سازه را به هم نمی زند. ولی اگر تعداد دهانه ها کم باشد و مثلا تنها ۴ تیر در یک راستا داشته باشیم، مسلما اگر یکی از آنها کج باشد، نظم سازه بیشتر به هم خواهد خورد. از طرفی میزان این کجی هم مطرح است که بعضی طراحان پیشنهاد می کنند اگر یک تیر کمتر از ۱۵ درجه منحرف شده باشد، کج محسوب نمی شود. یا اینکه بهتر است درصد مشارکت این تیر کج در باربری جانبی طبقه بررسی شود تا ببینیم تا حد تاثیر گذار است و یا همانطور که شما اشاره کردید به نتایج آنالیز مودال سازه رجوه شود. منتها بحث این است که این صحبتها هیچکدام در آیین نامه نیامده است!

آیین نامه گفته است: یک تیر کج= نامنظمی در پلان!

از طرفی جامعه مهندسین یک فرمول ساده برای بررسی نامنظمی می خواهند و توصیه انالیز مودال برای این بررسی آیین نامه پسند نیست.

از نظر شخصی بنده معتقدم بهتر است بهتر است محدوده ۱۵ درجه به عنوان یک حد پذیرفته شود و اگر یک سازه تیر کج بالای ۱۵ درجه (قاب خمشی) داشته باشد (حتی یک تیر) آن سازه نامنظم در پلان خواهد بود.

۵/۸/۹۴- حسام: سلام جناب دکتر. وقت به خیر::در مورد نحوه کنترل تبصره آیین نامه ۲۸۰۰ در رابطه با عدم نیاز به اعمال ترکیب بار ۱۰۰-۳۰ سوال داشتم. با توجه به متن آیین نامه لازم است نیروی محوری ناشی از زلزله از ۲۰٪ ظرفیت محوری ستون تجاوز ننماید. قائدتا این ظرفیت محوری فشاری و کششی خواهد بود که متناسب با نیروی یجاد شده باید مدنظر قرار گیرد. اگر غیر از این است لطفا بفرمایید. اما سوال اینکه راه ساده برای کنترل با استفاه از نرم افزار وجود دارد؟ و آیا برای سازه های فلزی و بتنی روش تفاوت خواهد داشت؟

پاسخ: با سلام، مسلما هدف آیین نامه نیروی کششی نمی باشد. اگر شما تحت تنها زلزله سازه را بررسی نمایید در ستونها کشش قابل توجهی ایجاد خواهد شد که در عمل بار ثقلی اجازه نمی دهد چنین کششی ایجاد شود.

برای کنترل در سازه های بتنی:

با راست کلیک کردن روی ستون مورد نظر (پس از طراحی) و انتخاب گزینه interaction ظرفیت فشاری مقطع (وقتی لنگرها صفر هستند) را می توان بدست آورد. دقت نمایید که ظرفیت کاهش یافته ستون (با احتساب ضرایب کاهش مقاومت) باید منظور شود.

در سازه های فولادی:

با فرض استفاده از روش LRFD و ایتبس ۲۰۱۵ پس از طراحی با کلیک راست بر روی ستون و انتخاب Details می توانید phi*Pnc را در جدول مربوط به Axial load and capacity بخوانید که همان ظرفیت محوری ستون می باشد.

* هم در فولاد و هم در بتن اگر طبق آیین نامه های جدید کار کنید، ضریب زلزله در ترکیب بار یک می باشد (زلزله بر اساس ویرایش ۴) و نیروی محوری وارد بر ستون بر اساس زلزله بدون ضریب محاسبه خواهد شد.

۳/۸/۹۴-احمدزاده: با سلام.::با توجه به آنکه دفتر تدوین روش تنش مجاز رو تمدید کرده.چنانچه بخواهیم از ویراشی ۴ ۲۸۰۰ برای طراحی به روش تنش مجاز استفاده کنیم، آیین نامه انتخابی در ETABS چه باید باشد و همچنین ترکیب بارها و مواردی که باید لحاظ شود چیست.::پیشاپیش از بذل توجه شما ممنونم

پاسخ: با سلام، به متن دستورالعمل دقت نمایید:

"در طراحی ساختمانهای فولادی علاوه بر ویرایش ۱۳۹۲ مبحث دهم مقررات، استفاده از روش تنش مجاز ویرایش سال ۱۳۸۷ مبحث دهم نیز با شرط استفاده از ضرائب بارگذاری ارائه شده در ویرایش سال ۱۳۹۲ مبحث ششم تا زمان انتشار و ابلاغ ویرایش بعدی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مجاز است."

مصوبه مذکور در تاریخ ۹۳/۱۱/۲۵ توسط وزیر محترم راه و شهرسازی جهت اجرا ابلاغ گردید."
گفته شده باید از ضرایب بار مبحث ششم استفاده گردد. در مبحث ششم نیز در قسمت تعریف ترکیب بارهای تنش مجاز قید شده است که افزایش ضریب اطمینان در ترکیب بارهای لرزه ای مجاز نمی باشد.
قبلا برای کنترل لرزه ای از ترکیب بار زیر استفاده می شد:
(D+L+E)0.75
در حالیکه در ایتبس خود نرم افزار به صورت اتوماتیک تنشهای مجاز را در ترکیبات لرزه ای افزایش می دهد. به همین دلیل در ایتبس ترکیب بار زیر را وارد می کردیم:
D+L+E
که البته اگر زلزله با ویرایش ۴ محاسبه شده باشد، باید ترکیب بار به صورت زیر اصلاح شود:
D+L+0.7E
با ابلاغیه جدید در صورت استفاده از روش تنش مجاز دیگر مجاز به کاهش نیروها نیستیم. پس در صورت استفاده از روش تنش مجاز برای فولاد ترکیب بار شماره ۵ بند ۶-۲-۳-۴ مبحث ششم باید به صورت زیر به نرم افزار معرفی گردد:
(D+0.7E)1.33
و یا ترکیب بار شماره ۷ به صورت زیر خواهد بود:
(D+0.75L+0.75(0.7E)+0.75S)1.33
استفاده از دو ترکیب بار آخر به جای ترکیب بار (D+L+0.7E)۰,۷۵ موجب خواهد شد سازه سنگین تر شود. شاید این افزایش ۱,۳۳ برابری بارها غیر منطقی به نظر برسد ولی ضوابط اینگونه حکم می کنند!
نتیجه: با این شرطی که ابلاغیه قرار داده عملا بهتر است از روش تنش مجاز استفاده نکنید و از روش LRFD استفاده نمایید.

۲/۸/۹۴- فایز: باعرض سلام و ادب.ترکیبات بار کنترل تنش زیر پی در ویرایش ۴ به چه صورت خواهد بود؟آیا ضریب نامعینی رو برای زلزله ی اعمال میکنیم؟ آیا ترکیبات ۱۰۰ و ۳۰ درصد زلزله رو اثر می دهیم؟::پیشاپیش ازتون ممنونم.

پاسخ: با سلام، در مورد پی:
۱- کنترل تنشها براساس ترکیب بارهای تنش مجاز در مبحث ششم باید انجام پذیرد (بند ۶-۲-۳-۴ مبحث ششم)
۲- زلزله قائم باید در کنترل تنش خاک منظور شود (به انتهای بند ۳-۳-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰ توجه نمایید). در این صورت برای سازه مسکونی در منطقه با A=0.35 ترکیب بار شماره ۵ مبحث ششم به صورت زیر خواهد بود:
(D+0.6*0.35*(0.7*D))+0.7E=1.147D+0.7E
۳- ضریب نامعینی باید در کنترل تنش خاک منظور شود.
۴- برخلاف آیین نامه قبلی که در ترکیب بارهای شامل زلزله از ضریب کاهش ۰,۷۵ استفاده می شد، در مبحث ششم قید شده است که افزایش تنش مجاز در ترکیب بارهای مبحث ششم مجاز نمی باشد.
۵- به جای ضریب کاهش ۰,۷۵ که قبلا در بارهای لرزه ای استفاده می شد، طبق جدول ۷-۴-۷، "محبث ۷" باید تنش مجاز خاک با ضریب اطمینان ۲ محاسبه شود.

۲/۸/۹۴- کاظمی: با سلام و عرض ادب خدمت استاد محترم آقای دکتر حسین زاده اصل::سئوال بنده در مورد تیرهای متصل به دیوار برشی در دیوارهایی که تمام یک دهانه را پوشش نمی دهند می باشد در این تیرها پس از طراحی، مقدار آرماتور طولی در نقشه های اجرایی را باید دقیقا مطابق خروجی های نرم افزار ایتبس قرار بدهیم یا در نظر گرفتن ضوابط خاصی مورد نیاز است. لطفا در مورد آرماتورهای عرضی این دیوارها در نقشه های اجرایی نیز توضیح دهید::با تشکر

پاسخ: با سلام، در اینگونه موارد معمولا طول تیر کوتاه بوده و عملا تیر عمیق تشکیل می شود. اگر نسبت طول تیر به ارتفاع آن کمتر از ۴ باشد، تیر عمیق خواهد بود، در غیر این صورت تیر عادی خواهد بود و خروجی ایتبس کفایت می کند.

۱/۸/۹۴- اسکندری: با سلام و تشکر از جزوه ضریب نامعینی ::۱-ترکیبات باری که در جزوه استفاده نمودید را در صورت امکان ارایه فرمایید . ::۲-ایا در ratio بالا از نیروی زلزله با احتساب ۵٪استفاده شده است برای بررسی پیچش::با تشکر فراوان::

پاسخ: با سلام، ترکیبات بار همان ترکیبات بار طراحی می باشند که در جزوه ایتبس ویژه محاسبین نیز آمده است.

در کنترل پیچش سازه باید زلزله های با خروج از مرکزیت تصادفی (EXP وEXN ویا EYP و EYN) نیز منظور شوند (به تعریف نامنظمی پیچشی در متن آیین نامه مراجعه نمایید).

۳۰/۷/۹۴- وحید: سلام.در ترکیبات بار طراحی فونداسیون و کنترل تنش خاک اثر تعامد زلزله هم درنظر گرفته میشود؟

پاسخ: با سلام، بله باید در نظر گرفته شود:
در طراحی پی و کنترل تنش خاک زیر آن:
زلزله قائم (برای شهرهای با A=0.35) باید منظور شود
ضریب نامعینی باید منظور شود
اثر زلزله ۱۰۰-۳۰ باید منظور شود
نکته: در محاسبه زلزله قائم، می توان از وزن مرده پی صرف نظر کرد.

۲۶/۷/۹۴- فخری: با عرض سلام خدمت استاد ارجمند ، در مورد نامنظمی سازه هایی که در قاب آنها تیر مورب وجود دارد ، آیا صحیح آن نیست که به بحث تقارن در سازه نیز عنایت گردد ؟ یا بقولی چنانکه تیرهای مورب متقارن باشند در اینصورت بنظر میرسد سازه منظم خواهد بود . مثال عینیش سازه ها و استراکچرهای با مقطع دایره میباشد که گرچه تیر مورب دارند (البته نسبتا متقارن) لکن بنظر میرسد جزو سازه های منظم باشد . خواهشمند است در مورد سازه هایی که ستونهای با مقطع دایره دارند نیز راهنمایی فرمایید . با تقدیر

پاسخ: با سلام، باید دید تاثیر "نامنظمی سیستم های غیر موازی" چیست؟
اگر سازه با پلان دایروی را نامنظم سیستم غیرموازی فرض کنیم:
۱- باید در تعیین ضریب نامعینی آن به جای روش الف، از روش ب استفاده کنیم. این تاثیر منطقی می باشد
۲- اگر آنالیز دینامیکی انجام داده باشید، نمی توانید برش پایه دینامیکی را با ۸۵ درصد برش پایه استاتیکی همپایه نمایید و باید بسته به بقیه نامنظمی ها یا با ۹۰ درصد و یا ۱۰۰ درصد همپایه نمایید. این قانون نیز منطقی می باشد.
۳- استفاده از زلزله متعامد (قانون صد- سی) الزامی خواهد بود. که این مورد نیز منطقی می باشد.
جریمه خاص دیگری وجود ندارد.
در آیین نامه جدید تاثیر نامنظمی ها متفاوت است. برای مثال اگر سازه ای نامنظم پیچشی شدید محسوب شود، بسیار تاثیر گذار خواهد بود. اولین و مهمترین تاثیر آن این است که ضریب نامعینی برابر ۱,۲ خواهد بود و نیروی زلزله ۲۰ درصد افزایش می یابد. تاثیر مهم دیگر آن این است که دریف باید در لبه های ساختمان کنترل شود (نه در مرکز جرم) ، تاثیر دیگر این است که استفاده از آنالیز دینامیکی (در سازه های بالای ۳ طبقه) اجباری خواهد شد. ولی نامنظمی سیستم غیر موازی چنین جریمه هایی ندارد.

۲۶/۷/۹۴- امیر: با سلام و ادب. در صورتی که ترکیب ۱۰۰-۳۰ را استفاده نکنیم ولی بار قائم زلزله وجود داشته باشد ، نحوه ترکیب این سه به چه صورت میباشد؟

پاسخ: با سلام،
D + L + EX + EV۱,۲
در آیین نامه جدید زلزله قائم به صورت ۱۰۰ درصدی با زلزله های افقی ترکیب می شود در حالیکه قبلا ۳۰ درصد آن با زلزله افقی ترکیب می شد. به بند ۳-۳-۹-۳ توجه نمایید. البته این بند صراحت کامل ندارد. با مراجعه به مراجع خارجی مشاهده می شود که زلزله قائم همیشه به صورت ۱۰۰ درصدی حضور دارد.

۲۵/۷/۹۴- حمید: با سلام خدمت شما استاد گرامی::لطفا بفرمایید که صریب نامعینی ویرایش ۴ زلزله (۱,۲)در ترکیبات بار کنترل تنش مجاز خاک هم باید لحاظ شود یا خیر؟

پاسخ: بله، باید در کنترل پی نیز آنرا در ترکیب بارهای SAFE منظور نمود.

۲۵/۷/۹۴- فرامرز سعید: با سلام ::جناب دکتر خسته نباشید ::من نسخه15.1.064 bit ایتبز را با لینک داده شده در بالا دانلود کرده و نصب نمودم ولی متاسفانه انگار مشکل دارد و مرکز جرم و سختی را نمی توان پس از انجام تحلیل سازه با آن مشخص کرد ::چون گزینه آن در قسمت display result / analysis / table/ گزینه ان وجود ندارد.:::ممنون می شوم اگر راهنمایی بفرمایید ::با سپاس فراوان

پاسخ: با سلام، قبل از تحلیل سازه باید از طریق منوی زیر:
Analyze/Set load cases to run
گزینه
Calculate diaphragm Center of Rigidity
را فعال نمایید.

۲۵/۷/۹۴- محمد: سلام استاد خسته نباشید.آیا برای سازه ی نامنظم که ترکیب بار ۳۰-۱۰۰ در طراحی استفاده می شود در کنترل دریفت و کنترل واژگونی هم باید استفاده شود؟::

پاسخ: با سلام، خیر، لازم نیست.

۲۴/۷/۹۴- لقمان: با عرض سلام :در ویرایش جدید مبحث ۶ بار زنده کف های ساختمانهای مسکونی در اتاق های خصوصی ۲۰۰ ودر اتاق های محل ازدحام ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع میباشد؛ آیا اتاق های محل ازدحام منظورش هال و پذیرایی هست یا غیر آن مانند سالن های مراسم در مجتمع های مسکونی؟

پاسخ: با سلام، باید به مرجع اصلی که مبحث ششم از آن ترجمه شده است توجه نماییم:
در ASCE7-10 برای "هتلها" و ساختمانهای "مسکونی" دو نوع کاربری تعریف شده است:
public room =5kPa
private room= 2kPa
منظور ار public room که مبحث ششم آنرا "اتاق محل تجمع" ترجمه کرده است، اتاقهای عمومی در هتلها می باشد. مثلا در هر طبقه هتل ممکن است ۲۰ سویت خصوصی داشته باشیم و در انتهای راهرو همان طبقه یک اتاق عمومی نیز داشته باشیم که در این صورت بار زنده آن اتاق ۵ kPa خواهد بود. اصطلاح اتاق محل تجمع مربوط به هتلها می باشد و در ساختمانهای مسکونی "اتاق" محل تجمع معنی ندارد. منتها هنگام ترجمه متاسفانه هتل را جداگانه نوشته اند و مسکونی را جدا و این ابهام به وجود آمده است. خلاصه اینکه از نظر اینجانب در ساختمانهای مسکونی هم پذیرایی و هم اتاقها ۲kPa خواهند بود و لابی ساختمان را می توان برابر ۵kPa منظور کرد.

پاسخ: با سلام، فایل جدید است و تنها سربرگ آن اصلاح نشده است. فایل اصلاح شده را مجددا آپلود کردم.

۱۷/۷/۹۴- آروین: با سلام خدمت جناب آقای دکتر حسین زاده. در مبحث ۶ ترکیب بارهای کنترل تنش خاک رو به صورت D+0.75L+0.525E+0.75S تعریف نموده حال سوال این است که ضریب D نباید در ۰,۷۵ ضرب شود؟ با این وجود میتوان گفت که تنش خاک نسبت به قبل که ضرایب به صورت D+0.75L+0.75E۰,۷۵ بود بیشتر میشود؟ سوال بعدی این است که جنابعالی در جزوه ETABS ترکیب بارهای سازه های بتنی رو در حضور بار قائم زلزله به صورت D+L+0.2D+E+EV۱,۴۱ و D+E-EV۰,۶۹ تعریف نمودید حال من در سازه ای EV را در ترکیب بار اول با علامت منفی و در ترکیب بار دوم با علامت مثبت هم ایجاد نمودم متوجه شدم در برخی ستونها این ترکیب بارها بحرانی شدند دلیلش چی میتونه باشه؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، در مورد کنترل تنش خاک، حق با شماست، عملا تنشها افزایش می یابند.
در مورد زلزله قائم:
در موارد "نادری" ممکن است مثلا ترکیب بار
D+L+0.2S+E-EV۱,۴۱
حاکم شود. دقت نمایید که زمانی که زلزله قائم را (به صورت ضریبی از بار مرده) به کل سازه اعمال کرده اید، زلزله Ev تنها شامل زلزله قائم بارهای زنده خواهد بود. مثلا برای بالکنها مقدار Ev کف برابر خواهد بود با:
AI*Live=63 kg/m^2۰,۶
بنابراین مقدار Ev عملا مقدار ناچیزی بوده و می توان از این موارد نادر نیز چشم پوشی کرد.

در صورتی که A=0.35 نباشد، و زلزله قائم به کل سازه وارد نشود، در این حالت Ev شامل بارهای مرده نیز خواهد بود و بنابراین ممکن است قابل توجه باشد که در این صورت هر دو ترکیب بار زیر بهتر است منظور شود:

D+L+0.2S+E+Ev۱,۲

D+L+0.2S+E-Ev۱,۲

۱۲/۷/۹۴- مصطفی از خوزستان: سلام جناب دکتر از بابت تمامی زحماتی که میکشید کمال تشکر را دارم جناب دکتر عزیز یه سوال داشتم:::در جزوه ای لطف کردین منتشر کردین که بنده به شخصه متوجه خیلی از مسائل شدم(تعیین ضریب نامعینی در سازه ها) یه سوال برام پیش اومده که در مثال ۳ پلان سازه رو نامنظم در نظرگرفتین بدلیل اینکه دو تیر مورب داشتیم حالا اگر در تمامی پلان هااگر تیر مورب داشته باشیم (یک یا بیشتر) سازه در پلان دارای نامنظمی سیستم های غیرموازی می باشد؟؟::

پاسخ: با سلام، بلی حتی اگر یک تیر مورب به صورت قاب خمشی در سازه موجود باشد، آن سازه نامنظم در پلان خواهد بود (از نوع سیستم های غیر موازی). به پاسخی که در تاریخ۸/۷/۹۴ به علی داده شده است مراجعه نمایید.

۱۲/۷/۹۴- سیامک ترکاشون: با سلامواحترام:استاد عزیز ::بعنوان یک فارغ التحصیل قدیمی دهه ۱۳۵۲ از دانشگاه تبریز واز شاگردان:دکتر فرزان-دکتر سیمافر-دکتر فخری-دکترجوهرزاده-مهندس تجلیل-دکتر مجتهدی و....اول به شما خسته نباشید می گویم ودوم از شما برای این سایت پرمحتوایتان تشکردارم.::شما همکار جوان وعزیز باعث افتخار ما قدیمی ها هستید.موفق باشید وبامید دیدار.کاش صفحه خاص برای بحث وارسال نظریه ومقاله علمی وبخش عضویت سایت موجود بود.موفق ومومید باشید.

پاسخ: با سلام، ضمن تشکر از دلگرمی و تشویق شما، بنده نیز افتخار شاگردی دکتر فرزان و مهندس تجلیل را داشته ام و آرزوی سلامتی برای همه آنها را دارم. متاسفانه سواد اینترنتی بنده پایین بوده و قادر به ایجاد تغییرات خاصی در سایت نیستم. به امید خدا شاید در آینده چنین امکاناتی فراهم شود.

۸/۷/۹۴- علی انصاری: با سلام و عرض ادب::آیا سازه با قاب خمشی که در آن یک فریم از قاب در جهت محور های اصلی نباشد، مشمول نامنظمی سیستم های غیر موازی می باشد یا خیر؟ البته آیین نامه در مورد سیستم های نامنظم غیر موازی کلمه "اجزای قائم باربر" را بکار برده، آیا قاب خمشی جز اجزای باربر قائم می باشد؟

پاسخ: با سلام، بله نامنظم می باشد. علت: کلمه "اجزای قائم بابر" ترجمه "vertical lateral force-resisting elements" می باشد.

در سازه ها دو نوع سیستم باربر داریم:

۱-اجزای قائم باربر جانبی: شامل سیستم مهاربندی قائم، دیوار برشی، قاب خمشی

۲- اجزای افقی باربر جانبی: شامل دیافراگم سقف، مهاربندی سقف و تمامی عواملی که نیروهای افقی سقف را (تحت زلزله) به اجزای باربر قائم منتقل می کنند.

بنابراین مجموعه قاب خمشی (شامل تیرهای افقی و ستونهای قائم) اجزای قائم باربر جانبی را تشکیل می دهند و بنابراین حتی اگر یکی از تیرهای قاب خمشی در راستای x یا y نباشد، سازه در پلان نامنظم محسوب می شود.

۱۲/۶/۹۴- سعیدی: باسلام .ذکات علم نشر آنست.در سازه های بالای هشت سقف اگر جرم نیم طبقه تجاری کمتر از ۵۰ درصد طبقه بالا یا پایین باشد می توان بجای تعریف یک طبقه برای نیم طبقه آنرا با صفحه مرجع مدل کرد و از کنترل نامنظمی جرمی نیم طبقه با طبقات بالا و پایین آن کذشت و سازه را منظم فرض کرد و استاتیکی مدل کرد؟.۲-اصولا" سازه ای که ۳۹ متر ارتفاع دارد و تا ۹ مد ان دارای پریود بالای چهار ثانیه است می تواند فقط بدلیل اینکه منظم است فقط با مد اول که همان تحلیل استاتیکی است مدل شود یا نه نیاز به تحلیل طیفی دارد؟

پاسخ: با سلام، سوال این است که آیا در تعیین نامنظمی نیم طبقه های تجاری طبقه محسوب می شوند یا نه؟ آیین نامه تعریف کاملی از طبقه ندارد ولی با توجه به تعریف آن از خرپشته، می توان گفت که اگر وزن نیم طبقه کمتر از یک چهارم وزن طبقه بالای آن باشد، می توانید آنرا طبقه فرض نکنید ولی اگر وزن آن بیش از یک چهارم وزن طبقه فوقانی باشد، طبقه محسوب می شود.

۱۱/۵/۹۴- فرشید: سلام جناب آقای دکتر.خسته نباشید.آیا بار زنده همکف در طراحی فونداسیون باید لحاظ شود یا نه؟در صورت امکان توضیح داده شود.با تشکرفراوان

پاسخ: با سلام، بله در سیف باید علاوه بر بارهایی که از ایتبس گرفته شده است، باید بار زنده کف و نیز بار مرده مربوط به کف سازه به سطح پی اعمال شود.

۱۱/۴/۹۴- مهدی نایبی:با سلام و عرض خسته نباشید. ::در بخش اول جزوه Etabs 2013 در قسمت "۱۳-۲-ترکیبات بار بتنی" گفته اید که ضریب بار LR0.5 را در ترکیب بارهای لرزه ای باید به ۰,۵ تغییر دهیم. آیا می توان به جای این کار، در قسمت Load Case مقدار Scale Factor بار LR0.5 را به عدد ۰,۵ تغییر داد؟ آیا اعمال از طریق Load Case تأثیر اشتباه بر قسمت Mass Source خواهد گذاشت؟

پاسخ: با سلام، دقت نمایید که ضریب LRED0.5 تنها در برخی از ترکیب بارها تغییر می کند نه در همه آنها. اگر در Load case ضریب آن را نصف نمایید، در تمامی ترکیب بارها اثر می کند. در ضمن همانطور که خودتان نیز اشاره کردید در موارد دیگر مانند جرم لرزه ای نیز تاثیر می گذارد. بنابراین تنها راه اصلاح آن از طریق ترکیب بارها می باشد.

۵/۴/۹۴- نکوئی: با سلام و تشکر ویژه به خاطر جزوه های خوبتون. جناب دکتر در جزوه شما در توضیح بار Live فرمودید که میتوان از آن برای بار زنده انبار و یا پارکینگ استفاده کرد در صورتی که طبق ویرایش چهارم ۲۸۰۰ ضریب مشارکت بار انبار ۴۰ درصد و پارکینگ ۲۰ درصد میباشد آیا باید بار Live دوبار معرفی شود ؟ لطفا در این مورد راهنمایی کنید . متشکرم

پاسخ: با سلام، بله در صورتی که انبار داشته باشید، باید یک بار زنده خاص آن (مثلا با نام Live40) تعریف کنید و بار زنده انبارها را از نوع Liv40 وارد نمایید. و سپس در Mass source ضریب مشارکت آنرا ۰,۴ وارد نمایید.

۵/۴/۹۴- ساجدی: سلام و خسته نباشید.::در جزوه "بررسی تغییرات در مباحث مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰ و نحوه تنظیم پارامترهای مربوطه در ETABS 2015 " در ترکیبات بار زلزله علاوه بر در نظر گرفتن Load Case برای Ev ، ضریب بار مرده نیز به جای ۱,۲(یا ۰,۹)، ۱,۴۱ (یا ۰,۶۹)منظور شده که ناشی از Sds۰,۲ می باشد. طبق Manual نرم افزار و آیین نامه ASCE،در عمل Sds *DL۰,۲ همان مولفه قائم زلزله می باشد. به این ترتیب آیا در روش مورد توصیه شما، بار زلزله دوبار لحاظ نشده است؟::ممنون

پاسخ: با سلام، حق با شماست. وقتی ترکیب بارها اصلاح شوند عملا بار قائم زلزله به کل سازه اثر می کند (از جمله به بالکن نیز وارد می شود). منتهی بار زنده ای که به کل سازه وارد می شود تنها مربوط به بار مرده می باشد:

AID۰,۶

برای بالکن ملاک مجموع بار زنده و مرده می باشد:

AI(D+L)۰,۶

بنابراین باید به بالکنها یک بار اضافی به اندازه مقدار زیر به آنها به صورت دستی (مانند سابق) اضافه شود:

AIL۰,۶

برای این منظور یک بار اضافی به نام EV همانند گذشته تعریف می شود.

۲۰/۳/۹۴- شیرمحمدی: با سلام خدمت اقای دکتر،با توجه به اینکه در ویرایش ۹۲ مبحث ششم بار دیوار پارتیشن جزء بارهای زنده محسوب می شود باید بار پارتیشن نیز همانند بار زنده ،۲۰درصد ان در وزن لرزه ای سازه دخالت داده شود اما در جزوه جنابعالی این مقدار ۱ است،لطف بفرمایید ایا دلیل خاصی وجود دارد؟با تشکر از راهنماییهای بی دریغتون

پاسخ: با سلام، گرچه بار تیغه بندی در آیین نامه جدید، به صورت بار زنده منظور می شود، ولی در صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ در تعریف W عنوان شده که وزن لرزه ای شامل کل بار تیغه بندی باید منظور شود و بنابراین برخلاف بارهای زنده، ۱۰۰ درصد بار تیغه بندی باید در وزن لرزه ای (MASS Source) منظور شود. بنابراین برای اینکه در Mass source ضرایب متفاوتی اعمال شود، باید هنگام اعمال بارها به کف در ایتبس، بارهای زنده عادی و زنده مربوط به تیغه ها را جداگانه وارد نمایید (به جزوه ایتبس بنده مراجعه نمایید).

۱۲/۳/۹۴- مرادی: با سلام و عرض ادب.::موضوع مورد بحث:بند ۴,۸,۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ (کنترل سیستم دوگانه)، بخش "پ"::ابهامات موجود،۱-چرایی این بند آیین نامه ۲- نحوه کنترل بند مذکور ۲-۱ در کنترل قاب خمشی برای ۲۵ درصد آیا دیوار در مدل باشد و سختی دیوار را انقدر تغییر دهیم تا سهم برش قاب ۲۵ درصد شود؟ آیا در تغییر سختی دیوار برشی، باید سختی محوری ستونهای متصل به دیوار را تغییر داد؟و یا اینکه:دیوار از مدل حذف شود و نیروی زلزله ورودی به ۲۵ درصد برش پایه برسد؟انگاه آیا در حذف دیوار برشی، ستونها متصل به دیوارکه نقش المان مرزی را دارند نیز باید حذف شود؟اگر دیوار در باربری ثقلی مشارکت داشت،انگاه در حذف دیوار چگونه عمل کنیم؟در این حالت در سازه بتنی، ضریب ترک خوردکی تیر و ستون نیم و یک باشد؟یا ۰,۳۵ و ۰,۷؟در سازه فلزی مقدار ضریب k در طراحی چه مقدار لحاظ شود؟::۲,۲ در کنترل دیوار برای ۵۰ درصد، کنترل در مدل اصلی و با حضور قابها انجام شود؟ بدین ترتیب که سختی قاب به گونه ای تغییر کند که سهم دیوار از برش پایه ۵۰ درصد شود؟در این حالت، در سازه بتنی، ضریب ترک خوردکی تیر و ستون نیم و یک باشد؟یا ۰,۳۵ و ۰,۷؟::۳.آیا کنترل های مذکور تنها در موضوع مقاومت است یا تغییرمکان جانبی را هم شامل میشود؟

پاسخ: با سلام، علت این بند:

ضریب رفتار سیستم های دوگانه بالاتر از سیستم های یگانه می باشد. چرا؟ چون درجه نامعینی سیستم های دوگانه بالا می باشد به طوریکه اگر سیستم قاب خمشی آسیب ببیند و یا دیوار برشی دچار آسیب شود، سیستم دوم می تواند به مقاومت ادامه دهد. شرط اینکه بتوان از R بالای سیستم دوگانه استفاده شود باید هر کدام از این سیستم ها به تنهایی توانایی تحمل بخشی از زلزله را داشته باشند (قاب حداقل ۲۵ درصد و دیوار حداقل ۵۰ درصد).

نحوه کنترل این بند:

هدف آیین نامه تنها باربری جانبی سازه می باشد. برای یافتن تحمل قاب یا دیوار برخی طراحان از مدل اصلی save as گرفته و در مدل جدید سختی خمشی دیوار را کاهش می دهند (البته سختی محوری و خمشی دیوار به ناچار هر دو باهم کاهش می یابد). ستونهای اطراف دیوار نیز دوسرمفصل می شوند (ستونهای اطراف دیوار نیز جزئی از دیوار بوده و باید "باربری جانبی" آنها حذف شود). پس از حذف سختی خمشی دیوار و ستونهای متصل به آنها، دیگر مهم نیست که سختی تیرو ستونها ۰,۳۵-۰,۷ باشد و یا ۰,۵-۱ چون در هر دوحالت سختی ستون دوبرابر تیر بوده و نتیجه بررسی همان خواهد بود.

طراحان پس از حذف سختی خمشی دیوار تنها نسبت تنشها در قاب خمشی باقی مانده را کنترل می کنند (کنترل دریفت، پیچش، و ... در سازه ۲۵ درصد لزومی ندارد). نسبت تنشها در ستونهای اطراف دیوار نیز کنترل نمی شود.

نکته: به عنوان روش جایگزین بهتر است از section cut برای کنترل این بند استفاده شود. در روش فوق امکان کنترل آسان دیوار برشی برای ۵۰ درصد میسر نیست. شما بدون اینکه از مدل save as بگیرید می توانید سهم باربری جانبی دیوار از زلزله EX و یا EY را در نرم افزار بدست آورید. در همان مدل اصلی بررسی می کنید که در تراز پایه چند درصد زلزله را دیوار (و ستونهای همراهش) دریافت می کنند. سهم دیوار باید بین ۵۰ تا ۷۵ درصد کل برش باشد.

۲۶/۲/۹۴- نادر:با سلام و احترام.::موضوع تحقیق بنده در مورد اتصال دیافراگم صلب به قاب مهار بندی شده یا دیوار برشی می باشد. در بندرعباس مرسوم شده مهندسین محاسب دیوار برشی یا قاب مهار بندی شده فلز ی را در هر قسمت پلان جانمایی کرده و صرفا فاصله مرکز سختی و جرم کنترل می کنند. ::سوال: با توجه به اینکه ما سقف را دیافراگم صلب فرض می کنیم . اگر چنین سازه ای را طراحی کنیم و دیوار برشی یا قاب مهار بندی شده ما بوسیله یک تیر به سقف متصل باشد . در چنین وضعیتی آیا نرم افزار ایتبس می تواند از صحت انتقال نیروی زلزله در محل اتصال بررسی درستی کند. لطفا اگر مقاله یا شخصی در این مورد تحقیق نموده به بنده معرفی نمایید. با تشکر::nmakvandi59@yahoo.com

---

پاسخ: با سلام، البته بهتر است دیوار برشی و یا مهاربند در دهانه ای قرار گیرد که به دیافراگم کف متصل است ولی اگر طراح برای مثال مهاربند را در دهانه راه پله قرار دهد، باید برش ایجاد شده در بتن کف را کنترل کند. برای این منظور باید دیافراگم کف را به جای rigid، تبدیل به semi rigid کنید و سپس با استفاده از section cut (منوی Draw/ Draw Section cut) نیروی برشی وارد بر دیافراگم را در اثر نیروی زلزله بدست آوردن و با مقاومت برشی بتن کف مقایسه نمایید. همچنین تیرهای جمع کننده نیرو را نیز با semirigid کردن دیافراگم کنترل نمایید.

۱۱/۲/۹۴- جهانی: با سلام، استاد گرامی، در مورد نحوه مدل سازی کنترل ۲۵٪ سازه با سیستم دیواربرشی بتنی و قاب خمشی بتنی اثر سختی دیوار بدون مش بندی عدد کمی وارد میگردد همانطور که میدانید در طراحی دیوار در مدل اصلی ستونهای دیوار جزئی از دیوار می باشند که باید با دیوار طراحی گردند سوال بنده اینه که در مدل ۲۵٪ که سختی دیوار عدد کمی لحاظ میگردد ستون های دیوار که جزئی از دیوار بودن چه باید کرد؟ اگر بخواهیم مانند دیوار سختی ستونها را عدد کمی وارد کنیم سازه ناپایدار می شود لطفا راهنمایی بفرمایید.باتشکر.

پاسخ: با سلام، می توانید ستونهای اطراف دیوار برشی را دوسرمفصل کنید. در این حالت باربری جانبی خود را از دست می دهند.

۱/۲/۹۴- داریوش: سلام و عرض ارادت خدمت شما، با توجه به اینکه استفاده از روش تنش مجاز تا اعلام ویرایش بعدی آیین نامه فولاد قابل استفاده است آیا با توجه به بند ۶-۱۱-۱۰ مبحث ششم افزایش نیروی زلزله به میزان ۴۰ درصد در طراحی به روش تنش مجاز الزامیست یا خیر.::ممنون

پاسخ: با سلام، بله شما باید نیروی زلزله را بر اساس ویرایش ۴ محاسبه نمایید (که حدود ۴۰ درصد بیشتر از زلزله ویرایش سوم است) و برای ترکیب بارها نیز باید از ترکیب بارهای جدید مربوط به مبحث ششم استفاده نمایید (بند۶-۲-۳-۴). دقت نمایید که در ادامه این بند عنوان شده است که "افزایش تنش مجاز در ترکیب بارهای ارائه شده در این مبحث نباید انجام شود."

نکته: اگر شما از ASD89 در نرم افزار استفاده نمایید، تنشهای مجاز در ترکیب بارهایی که زلزله دارند، به اندازه ۳۳ درصد افزایش می یابد (بدون اطلاع شما)

بنابراین برای جبران این افزایش باید برای مثال ترکیب بار شماره ۷ باید به صورت زیر در نرم افزار تعریف شود:

D + 1.33*0.75L + 1.33*0.75*0.7E +1.33*0.75S۱,۳۳

نکته: استفاده یا عدم استفاده از ترکیب بار فوق اختیاری نیست و طبق همان دستورالعملی که استفاده از روش تنش مجاز را مجاز کرده است، باید از ترکیب بارهای مبحث ششم (ترکیب بار فوق) استفاده شود.

دقت: با این ترکیب بار، سازه سنگین تر خواهد شد!. یعنی سازه هایی که با ASD89 و با ترکیب بارهای قدیم طراحی می شدند، با ترکیب بارهای جدید پاسخگوی بارهای وارده نخواهند بودو باید مقاطع آنها تقویت شوند.

۲۴/۱/۹۴- محمد حسن علی محمددی: با سلام خدمت استاد بزرگوارم و عرض خدا قوت، استاد عزیز با عنایت به اینکه آئین نامه بتن ایران اقتباسی از آئین نامه کانادا هست به نظر شما بهتر نیست به منظور نزدیک شدن نتایج طراحی به اهداف مبحث ۹، در نرم افزار etabs2015 از آیین نامه کانادا به جای ACIاستفاده کنیم؟

پاسخ: با سلام، بله مبحث ۹ ایران عمدتا برگرفته از آیین نامه کانادا می باشد. منتهی یک تفاوت اساسی دارد:

ضریب بار زلزله در مبحث ۹ ایران "۰,۸۴" می باشد در حالیکه ضریب بار زلزله هم در آیین نامه کانادا و هم در ACI برابر "یک" می باشد (همانند ترکیب بارهای فولاد ایران). در حقیقت ترکیب بارهای مبحث ۹ ایران نادرست می باشند!!!. ضریب ۰,۸۴ تنها تشویقی برای مهندسین برای استفاده از مبحث ۹ ایران می باشد (تشویقی نادرست).

شما اگر از آیین نامه کانادا استفاده می کنید، باید ترکیب بارها را نیز از آیین نامه کانادا انتخاب نمایید که ضریب بار زلزله در آن "یک" می باشد.

۲۳/۱/۹۴- محمد حسن اسلام پناه: باسلام خدمت جناب دکتر حسین زاده عزیز. یه سوال خدمتتون داشتم که جزء ابهامات بنده در اعمال تغییرات جدید مبحث شش در ترکیب بارها و نحوه اعمال آن در ایتبس ۲۰۱۳ میباشد. ::شما در قسمت ساخت ترکیب بارهای بتن به صورت خودکار توسط برنامه برای آیین نامه ۲۰۱۴ آمریکا، ترکیب بارهای مورد نظر رو در جدول گذاشتید و در آنها LRED۰,۵ رو هم اعمال کردید. ::سوال بنده اینجاست که در سورس اصلی آیین نامه آمریکا و در قسمت لود کامبونیشن ها اثری از این تخفیف ۵۰ درصدی نیست. و همچنین در مبحث ششم هم تنها در ترکیب بارهای مربوط به سازه های فولادی چنین تخفیفی ذکر شده و حتی ذکر شده که در طراحی سازه های فولادی، به روش ضرایب بار و مقومت ،موضوع مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن آرمه.... . تنها در قسمت تعریف ترکیب بارهای بتن آبا در بند اولش اجازه داده که بارزنده را میتوان در یک ترکیب بار ۶۰ درصد و در ترکیب بار دیگر ۷۵ درصد اعمال کرد. ::ممنون از تمام جزوات و فایل هایی که در اختیار تمام مهندسین قرار دادید. خداخیرتون بده.

پاسخ: با سلام، هم در ACI2014 و هم در ASCE7 به کاهش بار زنده اشاره شده است. به بندهای زیر مراجعه نمایید:

ACI2014: 5.3.3

ASCE7-10: 2.3.2 (EXCEPTIONS 1)

۱۱/۱/۹۴- حسینی: با سلام و خسته نباشید. آقای دکتر در سازه های بتنی، ستون های متصل به دیوار برشی جز دیوار برشی محسوب می شود یا ستون. چرا که در برخی رفرنسها به عنوان ستون در نظر گرفته شده و طراحی می شود . از نظر اینجانب با توجه به اتصال به دیوار برشی و افزایش سختی و عدم امکان کمانش همانند ستون های معمولی، بایستی فقط به عنوان دیوار برشی مورد طراحی قرار گیرد. خواهشمند است نظر خود را اعلام نمایید با تشکر از مطالب پر بار جنابعالی.

پاسخ: با سلام، مسلما ستونهای دو انتهای دیوار برشی، جزئی از آن محسوب شده و در حقیقت پاشنه دیوار می باشند و تحت عنوان المان مرزی استفاده می شوند. بنابراین اگر در طراحی Frame design نسبت تنش آنها بیش از یک باشد، ایرادی بر سازه وارد نخواهد بود. یعنی ممکن است پس از طراحی ایتبس آنها را به عنوان ستون در نظر گرفته و برای آنها (مجزای از دیوار) نسبت تنش اعلام نماید و این نسبت تنش بیش از یک باشد. در این حالت به این نسبت تنشها توجه نخواهید کرد.

بلکه تنها باید به نسبت تنش مربوط به دیوارها توجه شود.

نکته: گرچه این ستونها جزئی از دیوار هستند ولی توصیه می کنم اجازه ندهید نسبت تنش تکی آنها (وقتی ستون طراحی شوند) بیش از یک حد فراتر رود (مثلا بیش از ۱,۵ نشود) علت: گرچه اینها جزئی از دیوار می باشند، ولی به هر حال توزیع تنش در طول دیوار یکنواخت نمی باشد و ممکن است به صورت موضعی تنش در این اعضا فراتر از میانگین دیوار باشد. دقت نمایید که در طراحی دیوار فرض می شود مقاطع بعد از خمش مسطح باقی می مانند و بر این اسن اساس تنشهای بدست می آید در حالیکه در واقعیت چنین نیست. پس بهتر است تنش ستونهای کنار دیوار نیز به صورت مجزا چک شود و اگر ستونی تنش بسیار بالایی داشت (بالاتر از ۱,۵) ابعاد آن افزایش یابد.

۱۰/۱/۹۴-مبین: سلام آقای دکتر. برخی از مهندسین محاسب معتقدند که SAFE در کنترل برش پانچ اشتباه عمل می کند و لازم نیست اثر لنگر خمشی در محاسبات برش پانچ وارد شود . یعنی فقط به صورت دستی نیروی محوری رو بر سطح موثر برش پانچ تقسیم می کنند. آیا این کار صحیحه؟؟؟ یعنی ۲ ستون با نیروی محوری مساوی (مثلا ۱۰۰ تن) که یکیشون دارای ۵۰ تن متر لنگر در پای ستون هست به لحاظ کنترل برش پانچ هیچ تفاوتی با هم ندارند؟

پاسخ: با سلام، در کنترل برش پانچ پی ها اثر خمش نیز باید منظور شود. خمش نامتعادل در پی موجب ایجاد برشهای زاید در اطراف ستون می شود که بار تنش برشی ناشی از پانچ نیروی محوری جمع می شوند. در جلد دوم کتاب دکتر مستوفی نژاد مثالهای جامعی در این رابطه ارائه شده است (البته در قسمت دالها).

۹/۱/۹۴- حسین: سلام. در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل دریفت ساختمانها با نامنظمی پیچشی بیان شده است که اختلاف تغییرمکانهای جانبی کفهای بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مدنظر قرار گیرد. منظور از امتداد محورهای کناری ساختمان در این جمله چیست؟ این آیا ایتبس این خروجی را ارائه میدهد؟ با تشکر فراوان

پاسخ: با سلام، می توانید:

۱- روش اول این است که گره کناری سازه را در لبه ای که حرکت بیشتری دارد، (در تمامی طبقات) انتخاب کرده و از گزینه joint drift استفاده نمایید.

۲- می توانید بدون انتخاب گره خاصی از diaghragm drift استفاده نمایید. این گزینه بیشترین دریفت طبقه را ارائه می کند و با توجه به اینکه بیشترین دریف در لبه ها خواهد بود، می تواند برای محاسبه دریفت لبه به کار رود.

۸/۱/۹۴- حمید: با سلام خدمت استاد ارجمند یه سوال داشتم از خدمتتون اگر ما ترکیبات بار در سازه فولادی یا بتنی را دستی خودمان بسازیم نیازی هست در نرم افزار ایتنبس sdsرا ۱,۰۵ وارد کنیم یا باید آن را ۰ وارد کنیم ؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، شما می توانید ترکیب بارهای عادی را اصلاح نمایید و هیچ مشلکی پیش نمی آید. منتهی ترکیب بارهای ویژه لرزه ای که به صورت اتوماتیک و بر اساس Sds ساخته می شوند، نادرست خواهند. شد. حتی اگر ترکیب بارهای عادی را هم دستی بسازید باید Sds راوارد نمایید تا ترکیب بارهای ویژه نیز به صورت صحیح توسط نرم افزار ساخته شوند.

۷/۱/۹۴- مهرداد پازکی: با سلام و عرض خسته نباشید، در ترکیب بارهای تعریف شده در بند ۶-۲-۳-۳ مبحث ششم و ۲-۳-۲ آیین نامه asce-7، در ترکیب بارهای ۲، ۳ و ۴ از عبارت (Lr or S or R) استفاده شده است، به نظر من به این معنا است که یکی از این سه حالت باید استفاده شود و اگر همه ی آنها هم موجود باشند بحرانی ترین آنها باید در نظر گرفته شود. در داخل جزوه دیدم که در همه ترکیب بارها هر دوی lr و s تعریف شده است.::لطفا نظر خود را بیان کنید. با تشکر بسیار زیاد

پاسخ: با سلام، بله، معنی or در ترکیب بارهااین است که بحرانی ترین آنها باید انتخاب شود. درجزوه نیز ایندو باهم ظاهر نشده اند. در یکی از ترکیب بارها تنها Lr و یک بار دیگر در همان ترکیب بار تنها S ظاهر شده است. این ترکیب بارها به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار ایجاد شده اند و نرم افزار نمی داند که کدامیک از آنها بزرگترند و کدام کوچکتر است. و بنابراین هر دو را کنترل می کند.

۷/۱/۹۴- مهرداد پازکی: با سلام خدمت استاد محترم::شما ضرایب بار در اعمال اثر p-delta را همان ضرایب ترکیب بار basic در نظر گرفته اید، در فایل منوال ایتبس هم به این ترتیب تعریف شده است اما در آیین نامه asce-7 در بخش ۷-۸-۱۲ در تعریف بار px اشاره شده که ضریب بارها برابر یک خواهد بود عبارت انگلیسی به این ترتیب است::: Px = the total vertical design load at and above Level::x (kip or kN); where computing همچنین در ابتدای فصل این پارامتر به این صورت تعریف شده است :: Px = total unfactored::Px, no individual::load factor need exceed 1.0 و همچنین در کتاب Guide to the Seismic Load Provisions of::vertical design load at and::above level x, for use in Section 12.8.7 ASCE 7-05 در بخش Example 16 به این موضوع اشاره شده و در حل مسئله نیز در نظر گرفته شده است::البته من شنیده ام که مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی در پاسخ سوال، به همین صورت با ضرایب یک بیان شده است.::با تشکر فراوان::

پاسخ: با سلام، در مثالی که اشاره کردید برای محاسبه "اندیس پایداری" از ترکیب بار بدون ضریب استفاده شده است و سپس برای محاسبه اثر p-delta به جای آنالیز مرتبه دوم، از اندیس پایداری برای تشدید بارها استفاده شده است و در حقیقت به صورت غیر مستقیم، برای محاسبه اثر p-delta از ترکیب بارهای بدون ضریب استفاده شده است. در محاسبه "اندیس پایداری" به صراحت در آیین نامه بارگذاری آمریکا، ASCE7-10، عنوان شده است که از بارهای بدون ضریب استفاده شود

بدین ترتیب حق با شما خواهد بود و برای محاسبه اثر p-delta از بارهای بدون ضریب استفاده شود.

از طرفی منوال ایتبس استفاده از بارهای ضریبدار را توصیه می کند. حال به مقایسه ایندو بپردازیم:

ترکیب بارهای بدون ضریب:

D+L+Lr

ترکیب بارهای ضریب دار مربوط به زلزله:

D+L+0.2S۱,۲

با مقایسه ترکیب بارها مشاهده می شود که تفاوت آنها در ضریب بار مرده و نیز بار پشت بام می باشد. از آنجا که بار مرده تعیین کننده تر است، بنابراین ترکیب بار دوم "اندکی" بحرانی تر از ترکیب بار اول خواهد بود.

با توجه به اینکه در ETABS برای محاسبه اثر p-delta از "اندیس پایداری" استفاده نمی کند و هنگام آنالیز آنرا منظور می کند، منطقی به نظر می رسد که از ترکیب باری استفاده شود که بر اساس آن طراحی را انجام می دهد.

با توجه به اینکه استفاده از ترکیب بار ضریب دار به جای ترکیب بار بدون ضریب تاثیر ناچیزی در نتایج دارد، طراحان تمرکز خاصی روی این موضوع ندارند و بنده نیز تنها به جهت اینکه ترکیب بار پیشنهادی ایتبس اندکی محافظه کارانه تر است (و البته منطقی تر نیز به نظر می رسد)، از این ترکیب بار استفاده می کنم

۶/۱/۹۴- پهلوان: با سلام و احترام : آقای دکتر آیا اعمال ضریب امگا صفر که در ویرایش جدید ۲۸۰۰ تعریف شده برای ساختمانهای بتنی که ابعاد ستوها ی آنها قابل ملاحظه است الزامیست ؟ آیا در مورد سازه های فولادی این ضریب فقط جهت ستونهای قاب خمشی و ستونهای مجاور مهاربندها میباشد ؟ سپاسگزار

پاسخ: با سلام، در سازه های بتنی در تعیین خاموت تیرها در دو انتهای تیر و نیز تنگ ستونها در دو انتهای ستون، بر اساس مبحث نهم مقدار زلزله "دو" برابر منظور می شود. تا ACI2008 نیز وضع به همین منوال بود.

و عملا در سازه های بتنی اومگا نداشیتم. طبق آیین نامه جدید برای ستونهای بتنی نیز اومگا ارائه شده است. این اومگا تنها مربوط به ستونها بتنی می باشد. به این معنی که از این به بعد باید تنگ ستونها به جای زلزله "دو" برابر، با زلزله "اومگا" برابر محاسبه شوند. مقدار اومگای قابهای خمشی برای سازه های بتنی برابر سه می باشد.

برای اعمال این ضریب در ایتبس ۲۰۱۵ باید از آیین نامه ACI2014 استفاده نمایید و مقدار اومگا را نیز در قسمت Design/Concrete Frame design/Preferences برابر ۳ وارد نمایید. تا نرم افزار به صورت اتوماتیک آنرا وارد نمایید.

همچنین به بند ۳-۹ استاندارد ۲۸۰۰ مراجعه نمایید. برای اعضای خاصی که در این بند توضیح داده است، باید به صورت دستی ترکیب بار ویژه با زلزله اومگا برابر بسازید و مقاومت عضو را خودتان کنترل نمایید.

۵/۱/۹۴- میلاد: با سلام و خسته نباشید.::ترکیبات کنترل تنش کششی در دیوار برشی کدام ها هستند؟ (منظورم اینکه برای کنترل ترکخوردگی دیوار برشی بتنی، کدام ترکیبات را کنترل میکنیم؟ ترکیبات طراحی دیوار برشی یا ترکیبات طراحی اسکلت بتنی؟ حال اگر سازه فلزی با سیستم قاب ساده با دیوار برشی بتنی باشد از چه ترکیباتی برای کنترل ترک خوردگی دیوار برشی استفاده میکنیم؟)::با تشکر

پاسخ: با سلام، با توجه به به روز شدن آیین نامه ها در کشور، در هر دو سازه فولادی و بتنی برای کنترل ترک خوردگی باید از ترکیب بار D+E۰,۹

استفاده نمایید.) این ترکیب بار مربوط به ترکیب بار سازه های فولادی در مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲ می باشد. برای بتن با توجه به اینکه عمدتا از ACI استفاده می شود، نیز از همین ترکیب بار استفاده نمایید (البته به شرطی که از ACI-99 استفاده نکنید.

۵/۱/۹۴ باقری: با سلام: آقای دکتر در مورد بار زنده پشت بام و بار برف که در ویرایش ۴ ۲۸۰۰ به ۲۰٪ بار برف هم در محاسبه وزن سازه اشاره شده. ایا باید هم بار برف و هم بار زنده پشت بام را به پشت بام اعمال کنیم؟یا حداکثر مقدار آنها. البته با توجه به اینکه به دلیل احتمال کم حضور هم زمان بار برف م بار زنده حداکثر.

پاسخ: با سلام، بله شما باید به پشت بام هم بار برف اعمال نمایید و هم بار زنده. ولی در ترکیب بارها تنها یکی از این دو ظاهر می شوند (با هم جمع نمی شوند). در تعیین وزن لرزه ای بام نیز تنها بار برف منظور می شود. مثلا اگر بار برف برابر ۱,۲۶ kPa و بار زنده آن ۱,۵ kPa باشد، وزن لرزه ای بام شامل بار مرده همراه با ۲۰ درصد ۱,۲۶ خواهد شد.

در مناطق گرم سیر که بار برف آنها کم است، وزن لرزه ای بام تنها شامل بار مرده آن خواهد بود.

۲۹/۱۲/۹۳- محمد: با عرض سلام و خسته نباشید::استاد اگر سیستم باربر جانبی در دو جهت متفاوت باشد و ضریب امگاصفر در یک جهت مثلا ۲ و جهت دیگر ۳ باشد::بعضی می گویند می توان ضریب امگا صفر مثلا دو را به نرم افزار داد و برای جهت دیگر ضریب زلزله را ۱,۵ برابر به نرم افزار داد::آیا این روش جوابگوست و اگرنه چه ضعف هایی دارد؟

پاسخ: با سلام، متاسفانه در ایتبس نمی توان برای دو جهت x و y اومگای متفاوت تعریف کرد.

این مشکل زمانی پیش می آید که مثلا در یک جهت قاب ساده مهاربندی شده داشته باشید و در راستای دیگر قاب خمشی. در این صورت ستونهایی که به مهاربند متصلند، در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی متفاوت قرار می گیرند و نیروی محوری وارد بر آنها (بسته به ترکیب بار) ممکن است مربوط به زلزله راستای مهاربند و یا زلزله مربوط به راستای قاب خمشی باشد که هر کدام اومگای متفاوت دارند.

در این حالت می توانید از فایلتان یک save as گرفته و در فایل جدید زلزله های راستاهای x و y را دو و سه برابر کنید (بسته به اینکه اومگای هر راستا چقدر می باشد).

سپس تمامی ستونها را انتخاب کرده و از قسمت overwrite مقاومت خمشی آنها را یک عدد بزرگ وارد نمایید. سپس مقدار اومگا را برابر "یک" وارد نمایید (چون زلزله های اولیه را افزایش داده اید). پس از طراحی سازه نسبت تنش "فقط ستونها" را در این فایل کنترل نمایید.

دقت نمایید که کنترل زلزله اومگا برابر تنها برای محوری ستونها می باشد و اثرات خمش باید حذف شوند.

۲۹/۱۲/۹۳- فخرالدین قهرمانی: سلام جناب دکتر. خسته نباشید. در نرم افزار ETABS آیا نتایج خروجی آرماتور برشی و پیچشی را باید جمع کنیم و خاموت طراحی کنیم برای تیر؟

پاسخ: با سلام، بله قطعا باید جمع شود. البته در تیرهایی که در آنها پیچش سازگاری داریم باید ترک خوردگی پیچشی را کاهش دهیم تا مقدار پیچش منطقی و بر اساس ترک خوردگی پیچشی محاسبه شود و دست بالا نباشد. در نرم افزار ETABS 2015 در قسمت display design info... گزینه جدیدی قرار داده شده که جمع آرماتور عرضی پیچشی و برشی را ارائه می کند. تنها کافی است گزینه Shear plus torsion reinforcing را انتخاب نمایید.

۲۸/۱۱/۹۳- ایمان: باسلام. جناب دکتر بفرمایید که طراحی تیرهای مفصلی در سازه های بتن آرمه صحیح میباشد؟ آیا اتصال یک تیر از یک طرف به ستون و از طرف دیگر به تیر صحیح میباشد؟ همچنین آیا نرم افزار etabs قادر به طراحی این نوع تیرها بر اساس توزیع لنگر و برش میباشد یا خیر؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، در این رابطه به جزوه ایتبس (بخش اول) اینجانب که در قسمت جزوات شخصی قرار داده شده است مراجعه نمایید.
از نظر بنده اتصال مفصلی در تیرهای بتنی غیر پیش ساخته امکان پذیر نبوده و دتایلهای پیشنهادی برای مفصلی کردن تیرهای بتنی (مانند استفاده از میلگرد طولی به صورت ضربدری و یا عدم اجرای خم در انتهای تیرها) نادرست می باشند. در جزوه توضیحات بیشتری در این مورد آمده است.

۲۱/۱۱/۹۳- دلیر:سلام میخواستم بدونم ترکیب بارهای کنترل تنش پی در ویرایش های جدید عوض شدن؟ اگر عوض شدن لطف کنید بزارین

پاسخ: با سلام، با توجه به تغییر نیروی زلزله باید از ترکیب بارهای جدید بر اساس بند ۶-۲-۳-۴ مبحث ششم برای کنترل تنش زیر خاک استفاده شود.

۶/۱۱/۹۳- رضا: سلام اقای دکتر.ضمن تشکر از زحمات گرانقدرتون. یه سوال داشتم.من می خوام یه ساختمون فلزی تو Etabs9.7.4 به روش LRFD طراحی کنم. به نظرتون کدوم ایین نامه رو انتخاب کنم که با ویرایش ۹۲ منطبق باشه.Lrfd 89 یا LrfD 2005

پاسخ: با سلام ویرایش ۹۲ برگرفته از LRFD-2010 می باشد و مشابهت آن به LRFD-2005 بیشتر می باشد و بهتر است از LRFD-2005 استفاده شود. البته توصیه می شود که از ایتبس ۲۰۱۵ استفاده نمایید تا بتوانید از LRFD-2010 استفاده نمایید.

۲۹/۱۰/۹۳- عباس: سلام آقای دکتر ::تا الان چند سوال پرسیدم ولی جواب ندادید ممنون میشم اگه به این سوال پاسخ بدهید.::چرا با وجود انطباق ۹۹ درصدی مبحث نهم مقررات ملی با آیین نامه کانادا CSA A23.3-04 اما شما برای طراحی سازهای بتنی از آیین نامه آمریکا استفاده کرده اید؟::در ترکیب بار سازه ای بتنی به روش حدی در مبحث ششم ضریب زلزله ۱,۲(E۰,۷) بیان شده، این بدین معناست که باید ضریب زلزله در ترکیب بار برابر۰,۸۴ در نظر گرفته بشه؟

پاسخ: با سلام، با توجه به حجم بالای سوالات، پاسخگویی به تمامی سوالات غیر ممکن بوده و به همین جهت به صورت انتخابی به سوالات پاسخ می دهم و از این جهت عذر خواهی می کنم.
در رابطه با انتخاب آیین نامه بتن: مبحث ۹ ایران برگرفته از آیین نامه بتن کانادا می باشد و برخی طراحان برای طراحی از آیین نامه CSA برای طراحی استفاده می کنند.
در مبحث ۶ ایران اجازه داده شده است که در صورت استفاده از مبحث نهم برای طراحی سازه ها ضریب زلزله برابر ۰,۸۴ منظور شود. بنده با این ضریب موافق نیستم و فکر می کنم نادرست باشد.
دقت نمایید که در آیین نامه کانادا ضریب زلزله برابر یک می باشد. بنابراین اگر شما می خواهید از آیین نامه کانادا استفاده نمایید بهتر است برای ساخت ترکیب بارها نیز از آیین نامه کانادا استفاده نمایید که در آن ضریب زلزله ۱ می باشد.
البته اگر طراحی ضریب را برابر ۰,۸۴ منظور کند غیر قانونی عمل نکرده است! و نمی توان خرده گرفت.
علت انتخاب ACI: با توجه به اینکه کتب درسی رایج در کشورمان عمدتا بر اساس ACI بوده است، این آیین نامه در جامعه مهندسین بیشتر رایج شده است و هم طراحان و هم کنترل کننده ها با آن آشنایی کامل دارند و به علت همین رواج عمومی در کشور بنده ترجیح می دهم از ACI استفاده کنم.

۱۶/۱۰/۹۳- نظیف کردار: با درود... در صورت تحلیل طیفی سازه ۱. آیا کنترل دریفت همانند تحلیل استاتیکی خواهد بود (با ایجاد EX,EYDRIFT بر اساس پریود های تحلیلی در LOAD CASE)؟ ۲.آیا تر کیبات بار شامل بار زلزله باید برای کلیه طیف ها اصلاح شود؟ زاویه تحریک طیف هایی که در LOAD CASE وارد میکنیم (۰ تا ۱۶۵ درجه) دقیقا ۱۲ عدد است. با تشکر استاد

پاسخ: با سلام، برای کنترل دریفت می توان از زلزله های spec نیز استفاده کرد.
نکته: در آیین نامه جدید در بیشتر موارد می توان زلزله دینامیکی را با ۹۰ درصد زلزله استاتیکی همپایه کرد و بنابراین زلزله دینامیکی کمتر از استاتیکی خواهد بود و بهتر است کنترل دریفت با زلزله دینامیکی انجام شود. از طرفی توزیع زلزله استاتیکی در آیین نامه جدید (برای سازه های بلند) سهمی شکل بوده و در صورت استفاده از زلزله استاتیکی دریفت ها بالا بدست می آید. در حالیکه در صورت استفاده از زلزله دینامیکی دریفتها کمتر به دست خواهد آمد.

دقت: برای محاسبه دریفت بر اساس زلزله دینامیکی برخی نکات جانبی وجود دارد که باید رعایت شود. از جمله اینکه اگر دلتای طبقات را از زلزله دینامیکی استخراج نمایید، این دلتاها نتیجه مجذور جمع مربعات تغییر شکلها بوده و تفاضل دلتاها جابجایی نسبی واقعی را بدست نمی دهد. در اینجا مجالی برای تشریح راهکار رفع این مشکل وجود ندارد و بهتر است با افراد متخصص مشورت نمایید تا برایتان توضیح دهند.

۱۶/۱۰/۹۳- اسدی: باسلام وتشکر ::برخی کتابهاکه براساس ویرایش۹۲ مباحث ۶و۷ را توضیح داده اند درمحاسبه وطراحی پی ها ودیوارهای حایل ترکیبات بارگذاری را براساس ترکیبات مبحث۶ به کارنبرده اند واین امرموجب شبهه همکاران گردیده است لطفا بفرمایید درطراحی و محاسبه موارد مذکور درروش حدی ودرحالت های لرزه ای واستاتیکی ازکدام ترکیبات بارگذاری مبحث۶ استفاده می شود؟

پاسخ: با سلام، برای کنترل و طراحی پی (محاسبه میلگردهای آن) باید از ترکیب بارهای بتن ACI۰) استفاده شود ۰ترکیب بارهای ACI مشابه ترکیب بارهای مبحث ۶ برای فولاد در بند ۶-۲-۳-۳ می باشد)

و برای کنترل تنش مجاز خاک نیز باید از ترکیب بارهای ۶-۲-۳-۴ که مربوط به روش تنش مجاز می باشد، باید استفاده شود.

۱۵/۱۰/۹۳- میثم: سلام خدمت استاد ارجمند::جهت طراحی یک سازه دارای یک طبقه زیرزمین طبق ویرایش ۴ استاندارد۲۸۰۰:: (دورتا دور طبقه زیرزمین دیواربتنی که به سقف متصل شده لازم الاجراست)::تراز پایه را روی شالوده درنظر بگیریم یا روی دیوار بتنی؟لازم به ذکر است زمین سازه مذکور از سه طرف به زمین طبیعی متراکم واز طرف دیگر به پلاک مجاور با سه طبقه زیرزمین محدود گردیده.متشکرم

پاسخ: با سلام، طبق استاندارد ۲۸۰۰، اگر پشت دیوار حائل زیرزمین با خاک متراکم پر نشده باشد، باید تراز پایه در تراز پی درنظر گرفته شود.

ولی نظر شخصی بنده این است که به حد کافی دیوار بتنی در اطراف سازه وجود داشته باشد، (حتی اگر خاک متراکم نیز نداشته باشیم) می توان تراز پایه را در تراز سقف در نظر گرفت. چون وجود دیوار حائل بتنی به حد کافی سختی طبقه زیرزمین را افزایش می دهد و نیازی به حضور خاک متراکم نیست.

۱۶/۱۰/۹۳- روزبه: با سلام::سوال ۱ : در صورتیکه در سیستم سازه ای نیازمند استفاده از دو ضریب اضافه مقاومت باشیم ..برای مثال یک جهت قاب خمشی فولادی و دیگر جهت قاب ساده با مهاربند همگر باشد تنها یک ضریب برای اعمال در ایتبز ۲۰۱۳ خواسته می شود برای اصلاح این مورد چگونه می بایست عمل کرد ؟::سوال ۲:برای در نظر گرفتن همزمان بار قائم طره و بار قائم زلزله در مناطق با پهنه خطر نسبی زیاد چگونه عمل کنیم ؟ آیا در نظر گرفتن دو پترن ۱ و ۲ از نوع other , و همچنین دادن مقدر ۰,۲۱ در self multiplier برای بار قائم زلزله در پهنه خطر زیاد درست می باشد ؟::

پاسخ: با سلام، اگر یک طرف قاب خمشی و طرف دیگر مهاربند باشد، می توانید در قسمت preferences که مربوط به تنظیمات کل اعضا می باشد، ضریب امگا را برابر ۳ وارد نمایید و سپس مهاربند ها را انتخاب کرده و از طریق overwrites مقدار امگای مهاربندهای انتخاب شده را برابر ۲ وارد نمایید.

ایراد کار: در روش فوق ستونهایی که متصل به مهاربند هستند دارای امگای دوگانه هستند یعنی زلزله مربوط به جهت مهاربندی شده باید با امگای ۲ و زلزله مربوط به راستای قاب خمشی باید با امگای ۳ محاسبه شود. اگر امگای این ستون را به صورت محافظه کارانه ۳ وارد نمایید، با توجه به بالا بودن زلزله راستای مهاربند، امکان دارد خیلی دست بالا طراحی شوند.

برای این ستونها امکان تعریف امگا به صورت هوشمند وجود ندارد و اگر نخواهید دست بالا طراحی شوند، می توانید زلزله های EX و EY را از ابتدا به صورت افزایش یافته تعریف نمایید و امگا را کلا ۱ وارد نمایید. مثلا اگر در راستای x مهاربند همگرای ویژه دارید و در راستای y قاب خمشی می باشد، می توانید هنگام تعریف زلزله EX را به صورت EX*2 تعریف کرده و EY را نیز به صورت EY*3 تعریف نمایید و مقدار امگا را کلا ۱ وارد نمایید. التبه در این حالت باید در تمامی ترکیب بارهای عادی ضرایب زلزله ها را کاهش دهید.

۴/۱۰/۹۳- معین: با سلام وخسته نباشید،آقای دکتر لطفاًنحوه محاسبه و اعمال بار قائم زلزله درطره دال واعمال در etabs راتوضیح بدید.وسوال دیگه اینکه آیا پزیرایی ساختمان مسکونی جزء محلهای تجمع و پرازدحام عمومی محسوب میشه یا نه؟ باتشکر

پاسخ: با سلام، برای تمامی سازه ها (در تمام مناطق لرزه خیزی) باید زلزله قائم به صورت دستی به کف بالکن ها (و لبه آن در صورت وجود دیوار) به مقدار AIW۰,۶ از نوع EV اعمال شود. البته در ویرایش قبلی به اندازه AIW۰,۷*۲ وارد می کردیم که در ویرایش ۴ مقدار آن به AIW۰,۶ کاهش یافته است.

در سازه هایی که در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد قرار دارند (شهرهایی که A=0.35 می باشد) باید علاوه بر اعمال نیروی فوق، زلزله قائم به میزان AIWd۰,۶ به کل سازه اعمال شود. اعمال این نیرو به کل سازه به صورت دستی امکان پذیر نیست و باید از طریق تغییر ترکیب بارها آنرا منظور کنیم که نحوه اعمال آن در جزوه ایتبس بنده تشریح شده است.

در مورد پذیرایی: دو تفسیر وجود دارد: ۱- منظور مبحث ششم از اتاق محل "تجمع" لابی ساختمانهای مسکونی می باشد و بنابراین بار زنده پذیرایی مانند سابق برابر kPa۲ خواهد بود.

۲- با توجه به کلمه "اتاق" محل تجمع، منظور آیین نامه همان پذیرایی می باشد که در این صورت باید بار زنده پذیرایی را kPa۵ منظور کنیم.

به تعریف زیر از IBC 2012 توجه فرمایید:

.PUBLIC-USE AREAS. Interior or exterior rooms or spaces that are made available to the general public

معنی GENERAL PUBLIC یعنی در دسترس عموم مردم بودن که با این تعریف پذیرایی مکان عمومی نخواهد بود.

دقت نمایید که تعریف فوق مربوط به "PUBLIC-AREA" می باشد. متاسفانه در IBC و ASCE7 تعریفی از "PUBLIC-ROOM" نیامده است.

۴/۱۰/۹۳- ابوطالبی: با عرض سلام خدمت استاد. جناب دکتر اگه بخواهیم در یک سازه بتنی مسلح اتصال مفلی مابین تیر و ستون ایجاد کنیم ، نحوه آرماتورگذاری در تیر به چه شکلی خواهد بود؟ اصلا چنین تیری تا چه حد رفتار مفصلی از خود نشان خواهد داد؟ رفتار مفصلی تیر بتنی چه تاثیری در رفتار کلی سازه خواهد داشت؟::با تشکر فراوان.

پاسخ: با سلام، اتصال مفصلی بتنی (جز در سازه های بتنی پیش ساخته) امکان پذیر نمی باشد. البته برخی طراحان دتایلهایی مانند دتایل عبور ضربدری میلگردها و یا عدم اجرای خم در انتهای میلگرد طولی را پیشنهاد می کنند که از نظر بنده نادرست می باشند (به صفحه ۱۰۹ جزوه ایتبس بنده مراجعه نمایید).

۴/۱۰/۹۳- رضا قاسمی: سلام استاد.میخواستم بپرسم آیا لینک پروژه فولاد که بارگذاری و ترکیبات بار آن بر اساس ویرایش جدید مبحث ۶ و ۱۰ باشد را در دسترس دارید در ضمن خواستم از کمک و تدریس عالی شما در موسسه ماهان تشکر کنم من با کمک شما در آزمون ارشد در انتخاب اولم در سال ۹۰ موفق به قبولی شدم.ممنون.

پاسخ: با سلام، ترکیب بارهای جدید را در جزوه ایتبس ۱ به طور کامل آورده ام.

۳۰/۹/۹۳- جامعی: با سلام و عرض ادب. در مورد بارگذاری حرارتی سازه های بتنی می بایست دیافراگم صلب منظور نشود. ایا در این حالت باید اثرات ناشی از بار ثقلی و زلزله را با دیافراگم صلب در نظر گرفت و نتایج با بارگذاری حرارتی جمع شود ویا به شکل دیگری باید عمل کرد؟از راهنمایی شما ممنونم.

پاسخ: با سلام، از آنجا که کف بتنی طبقات در مدل ایتبس مدل می شود، عملا سختی دیافراگم منظور می شود. بنابراین در صورتی که دیافراگم تعریف نکنید، تاثیر خاصی بر نتایج نخواهد داشت. تنها مشکل عدم تعریف دیافراگم این است که برخی از خروجی ها مانند تغییر شکل مرکز جرم و ... را نخواهیم داشت.

برای رفع این مشکل می توانید دیافراگم را از نوع semi rigid تعریف نمایید. در این صورت تمامی خروجی ها مانند حالت دیافراگم rigid قابل دسترسی بوده و از طرفی اثر حرارت نیز به صورت کامل منظور خواهد شد.

۲۷/۹/۹۳- محمد زال زر: سلام جناب آقای دکتر برای کنترل پانچ در دیوارهای برشی در نرم افزار safe 12 چه راهکاری را پیشنهاد می کنید

پاسخ: با سلام، می توان در مدل ایتبس دیوارهای برشی را به صورت یک ستون (با مقطع دیوار) مدل کرد. که در این صورت باید در تراز طبقات ستون معادل را با تیرهای صلب به سازه متصل نمود. در این حالت به راحتی می توان در نرم افزار سیف ۱۲ یا ۱۴ برش پانچ آنرا کنترل نمود.

۲۷/۹/۹۳-محمد زال زر: سلام جناب آقای دکتر برای محاسبه ی سختی و مقامت جانبی ساختمان در ایتبس جهت کنترل منظم بودن یا نامنظم بودن چه راهکاری را پیشنهاد می کنید

پاسخ: با سلام، در مورد سختی: سختی یک طبقه بستگی به سختی "ستونها"، "دیوارها" و "تیرها"ی آن دارد. برای اندازه گیری سختی می توان با اعمال یک بار جانبی و گرفتن دلتا در خروجی نرم افزار سختی را محاسبه کرد. مشکل اینجاست که تغییر مکانی که شما برای یک طبقه در ایتبس میخوانید تنها متاثر از ستونها و تیرهای آن طبقه نمی باشد و سختی طبقات مجاور در پاسخ تاثیر دارد. بنابراین اگر مثلا سختی طبقه ۵ را می خواهید باید در مدل طبقات ۶ و ۶ به بالا را delete کرده و سپس پای ستونهای طبقه ۵ را گیردار کرده و بعد یک بار جانبی به مرکز سختی طبقه ۵ وارد نمایید و بر اساس دلتای حاصل از تحلیل سختی جانبی آن را محاسبه نمایید.
در رابطه با مقاومت متاسفانه نمی توان به صورت دقیق با نرم افزار محاسبه کرد و باید به صورت تقریب و دستی محاسبه کرد.

۲۴/۹/۹۳- نظری: با سلام و تشکر از زحمات شما.::استاد کمی در مورد انرژی اعضا که در ایتبس هست توضیح میدهید که چی هست و به چه دردی میخورد؟

پاسخ: با سلام، در راهنما (help) نرم افزار ایتبس توضیحاتی در مورد نحوه محاسبه انرژی آمده است. از جمله در ابتدای آن نوشته شده که:
Click the Display menu- Energy/Virtual Work Diagram command to display energy diagrams that can be used as an aid to determine which elements should be stiffened to achieve the most efficient control over the lateral displacements of a structure
همانطور در متن فوق نوشته شده، در کنترل دریفت سازه برای تشخیص اینکه چه عضوی در کاهش دریفت موثرتر است می توان از منوی فوق استفاده کرد و برای کاهش دریفت سایز اعضایی را که درصد انرژی بیشتری دارند (به ۱۰۰ نزدیک هستند) افزایش داد. البته با توجه به محدودیتهای معماری سازه و تیپ بندی ستونها و تیرها، همیشه نمی توان بر اساس معیار فوق سایز اعضا را انتخاب کرد و اعدادی که به عنوان نسبت انرژی نمایش داده می شوند تنها یک پیشنهاد از طرف نرم افزار می باشد.

۲۳/۹/۹۳- عمرانی: با سلام و عرض خسته نباشید. چرا در ایتبس گزینه ضوابط لرزه ای را برای سازه های بتنی غیر فعال می کنیم؟ مگر در مبحث نهم فصلی تحت عنوان ضوابط لرزه ای وجود ندارد؟ برای فولاد این کار را نمیکنیم اما برای سازه های بتنی این ضریب را در منوی define غیر فعال می کنیم.چرا؟

پاسخ: با سلام، فعال کردن این گزینه موجب می شود:
۱- برای سازه ضریب Rho محاسبه شود که این ضریب در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم وجود ندارد (برابر یک می باشد). ضریب Rho به نیروی زلزله ای که معرفی کرده اید ضرب می شود و اگر مخالف یک باشد موجب افزایش آن می شود. در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ این ضریب معرفی شده است که در صورت چاپ استاندارد ۲۸۰۰ باید وارد شود.
۲- برای سازه باید Omega factor منظور شود. در سازه بتنی طبق ACI های قدیمی مقدار این ضریب به صورت پیش فرض برابر دو می باشد و اگر شما در این قسمت مثلا ضریب ۳ وارد نمایید در طراحی سازه های فلزی تاثیر خواهد گذاشت ولی در بتنی تاثیر ندارد.
۳- ضریب بار مرده (DL Multiplier) منظور خواهد شد. در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ این ضریب برابر صفر می باشد و نیازی به منظور کردن آن نیست. در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ این ضریب باید محاسبه شود (به جزوه ایتبس بنده مراجعه نمایید.)

۱۸/۹/۹۳- آرش: با سلام و تشکر::آقای دکتر تفاوت اصلی shell و membrane در چیه؟

پاسخ: با سلام، از دو جنبه می توان پاسخ داد:
۱- از لحاظ تئوریک: المان shell هم قادر است رفتار غشایی (مانند کشش، فشار و برش داخل صفحه) را در محاسبات منظور نماید و هم قادر است خمش خارج از صفحه را مدل نماید (تمامی رفتارها) و از این نظر کاملتر از المان membrane می باشد. ولی المان membrane تنها قادر است رفتار غشایی را منظور کند و نمی تواند خمش خارج از صفحه را مدل نماید. برای مثال در مدلسازی یک دیوار حائل بتنی که تحت اثر فشار خاک به صورت خارج از صفحه خم می شود باید از shell استفاده نمایید تا خمش خارج از صفحه آن منظور شود. به عنوان یک مثال دیگر اگر یک دال بتنی مربوط به یک بالکن طره را که تنها از یک لبه خود به سازه متصل است با المان membrane مدل نمایید، در محل اتصال به صورت مفصلی عمل کرده و ناپایدار خواهد بود (چون membrane خمش خارج از صفحه تحمل نمی کند) و بنابراین بالکنها نیز باید با shell مدل شوند.
۲- از لحاظ نرم افزاری: در ETABS و SAP المان های membrane به صورت اتوماتیک مش بندی می شوند و کاربر نیازی ندارد که آنها را به صورت دستی مش بزند. ولی المان shell باید پس از ترسیم به صورت دستی مش بندی شود (زحمت آن بیشتر است). بنابراین کاربران معمولا جز در مواردی که استفاده از المان shell ضروری نیست، از المان membrane استفاده می کنند. مثلا برای مدلسازی دالهای بتنی داخلی که از چهار لبه

خود به تیرهای پیرامونی متصل هستند از المان membrane استفاده می کنند (بدون نیاز به مش بندی) و برای بالکنها از المان shell استفاده می کنند و پس از ترسیم نیز مش بندی می کنند.

۱۶/۹/۹۳- طباطبایی:سلام استاد: با عرض حسته نباشید، برای طراحی سازه بتنی بر اساس آبا ، آیا در ایتبس می شه از آیین نامه aci-318-11 و در safe از aci-318-08 استفاده کرد؟(طبق مطلبی که در جزوهی ایتبستون وجو دارد.) اگر میشه آیا نیاز به اصلاح نتایج طراحی وجود دارد؟ و چه چیز هایی رو باید اصلاح کرد؟ با تشکر فراوان

پاسخ: با سلام، بله مجاز هستیم. از آنجا که نیروها به صورت بدون ضریب از ETABS به SAFE ارسال می گردند (و خام هستند)، کنترل فونداسیون را میتوانید با آیین نامه ای متفاوت با آیین نامه انتخابی در ایتبس انجام دهید.

۱۴/۹/۹۳- پوردستان: با سلام و درود:: بررسی تنش در یک دیوار برشی با مقطع آی شکل استفاده از المان مرزی در دیوار را نشان میدهد. مطابق ACI2008 طول المان مرزی ماکزیمم دومقدار(c/2, c-0.1Lw) است که Lw طول دیوارو c حداکثر عمق تار خنثی دیوار است.برای محاسبه طول المان مرزی و دادن آن به ایتبس چگونه c را از ایتبس بگیریم؟(ایتبس درنتایج طراحی دیوار برشی و در قسمت Boundary element check دو مقدار c Limit و c Depth گزارش میکند آیا آنها مربوط به حداکثر عمق تار خنثی دیوار هستند؟)

پاسخ: با سلام، آیین نامه (بسته به شرایط زیر) اجرای المان مرزی در دو انتهای دیوار برشی را گاهی لازم و گاهی غیر لازم می داند و یا غیر لازم باشد. ایتبس سه گام زیر را انجام می دهد:

۱- ابتدا تنش فشاری حداکثر در دیوار را محاسبه می کند (Stress Comp) و این تنش را با تنش fc۰,۲ مقایسه می کند (Stress limit) اگر Stress Comp کمتر از Stress limit باشد، اعلام می کند نیازی به المان مرزی نیست در غیر این صورت گامهای ۲ و ۳ در زیر را انجام می دهد:

۲- در مواردی که stress Comp بیشتر از Stress limit باشد، مقدار تار خنثی را محاسبه می کند (C Depth) و سپس آنرا با عمق خنثی مجاز مقایسه می کند (C Limit) اگر مقدار C Depth از مقدار C limit بیشتر بود، اجرای المان مرزی ضروری بوده و گام ۳ را انجام می دهد در غیر این صورت اعلام می کند نیازی به المان مرزی نیست.

۳- اگر هم Stress Comp از Stress Limit بیشتر بود و هم C Depth از C Limit بیشتر بود. طول المان مرزی را بر اساس رابطه Max(C/2, C-0.1L) محاسبه می کند که در این رابطه مقدار C همان C Depth می باشد.

*لازم به یادآوری است که متاسفانه ETABS2013 محاسبات مربوط به این قسمت را به درستی نمایش نمی دهد و برای استخراج این نتایج فعلا باید از ETABS9.7 استفاده نمایید.

۱۴/۹/۹۳-غلام: با سلام و خسته نباشید. مطابق جزوه ایتبس جنابعالی برای اعمال بار قائم زلزله به کل سازه(برای یک سازه با اهمیت زیاد و A=0.35) میشه بجای اعمال مستقیم بارقائم زلزله، اونو توسط بار مرده به سازه وارد کرد(باترکیب بار۱,۴۱(D+L+Ex/y) در این صورت در تنظیمات ایتبس ضریبSdsوDL multiplier که مال زلزله قائمه ،صفر بدیم؟ در ثانی اونوقت چون عملا بار زلزله قائمی بنامEZ تعریف نکرده و بارگزاری نکردیم،در ترکیبات بار بیخیال EZ بشیم؟ با تشکر فراوان از استاد عزیزم

پاسخ: با سلام، در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه هایی که در مناطق لرزه خیزی بسیار زیاد (A=0.35) ساخته می شوند، زلزله قائم شامل دو قسمت است:

۱- زلزله قائم موضعی (برای مثال در بالکن ها) که باید به صورت دستی (مانند استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳) به اجزا وارد شود و سپس در ترکیب بارها نیز به صورت EZ منظور شود.

۲-علاوه بر اعمال زلزله قائم به صورت موضعی باید زلزله قائم به کل سازه وارد شود (در این حالت به بالکن ها دو بار زلزله قائم اثر خواهد کرد).

برای حالت دوم باید ضریب Sds را برابر I۱,۰۵ وارد نمایید که نحوه محاسبه ضریب ۱,۰۵ را در جزوه ایتبس خود توضیح داده ام. وارد کردن این ضریب موجب می شود که ضریب بار مرده در ترکیب بارها به جای D۱,۲ به D۱,۴۱ تبدیل شود.

ماهیت زلزله قائم مانند بارهای ثقلی می باشد. به این صورت که وقتی زلزله قائم اثر می کند، سازه احساس سنگینی بیشتر (و یا سبکی) می کند (مانند کسی که در آسانسور تحت اثر شتاب قائم رو به بالا یا پایین قرار می گیرد و احساس می کند وزنش افزایش یافته است).

بدین ترتیب اگر ویرایش ۴ منتشر شود (و تغییری در متن پیش نویس صورت نپذیرد) هم باید ضریب بار مرده را افزایش دهید (برای اعمال زلزله قائم به کل سازه) و هم باید Ez را در ترکیب بارها بیاورید (برای منظور کردن اثرات موضعی زلزله قائم برای مثال در بالکن ها).

۱۳/۹/۹۳- توحید قنبری: باسلام وخسته نباشید...می خواستم بدونم که سازه ای که دارای دوقاب مختلف (دریک جهت قاب خمشی ودر جهت عمود برآن همگرا)می باشد درایتبس درقسمت تنظیمات آیین نامه ای کدام R راتعریف کرده وباتوجه به محدودیت انتخاب قاب درهمین بخش کدام یک ازقاب های OCBR-OR-OMFرا انتخاب کنیم بااینکه Rهرقاب رابصورت جداگانه برای محاسبه ضریب C برای محاسبه برش پایه درقسمت معرفی بارها می دهیم حالااین R مربوطه درقسمت تنظیمات آیین نامه ای درکجااستفاده می شود؟لطفا اگرامکان داره دلیلش را هم بیان کنید. باتشکر

پاسخ: با سلام، بله همانطور که خوتان اشاره کردید، مقدار R در محاسبه نیروی زلزله (load pattern) در رابطه ABI/R برای دو جهت مختلف به نرم افزار داده شده است.

علت درخواست مجدد این ضریب در قسمت نتظیمات لرزه ای:

طبق ضوابط لرزه ای اگر مقدار R کمتر از ۳ وارد شود و همچنین در قسمت Seismic Design Category یکی از موارد A, B, و یا C انتخاب شود، سازه با شکل پذیری پایین بوده و نیازی به کنترل ضوابط مربوط به سازه های ویژه در آنها نخواهد بود. به همین جهت در قسمت تنظیمات لرزه ای سازه های فولادی این مقدار از شما سوال می شود و اگر شما مقداری بزرگتر از ۳ وارد نمایید، این ضوابط منظور می شوند. یعنی در قسمت تنظیمات لرزه ای اینکه عدد ۵ وارد شود یا ۶ یا ۷ تاثیری در نتایج نخواهد داشت و مهم نخواهد بود. تنها باید این عدد بزرگتر از ۳ باشد. بنابراین اگر در دو جهت R های متفاوت دارید، فقط کافی است که یکی از دو مقدار را به دلخواه وارد نمایید.

انتخاب نوع قاب:

انتخاب نوع قاب مهم می باشد. می توانید در قسمت تنظیمات عمومی (منوی Design/steel Frame Design/ View Revise Preferences) مقدار IMF و یا SMF (بر حسب اینکه سازه ویژه باشد یا متوسط) انتخاب نمایید، سپس مهاربندها و تیرهای آنها را انتخاب کرده و در قسمت تنظیمات عمومی (منوی Design/ steel Frame Design/ View Revise Overwrites) نوع OCBF و یا SCBF را انتخاب نمایید.

۱۱/۹/۹۳- حسین حسین زاده:با سلام و خسته نباشید....در رابطه با اعمال نیروی ۱۰۰٪ ۳۰٪ سوال داشتم... این که آیا برای سازه های منظم هم اعمال این ترکیب بار الزامی اشت ؟ چون نظام مهندسی استان تهران اوایل فقط وارد کردن به سازه های نامنظم را لازم میدانست... اما قریب به یکسال است که طبق نظر انها باید به کل سازه ها وارد کنیم... لطفا تفسیر ایین نامه و قضاوت خودتان را در رابطه با این بند بفرمایید...متشکرم...

پاسخ: با سلام، طبق بند ۲-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، حتی در سازه های منظم نیز برای ستونهایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند باید زلزله متعامد ۳۰٪ منظور شود.

در قابهای خمشی عملا تمامی ستونهای سازه در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی قرار دارد. بنابراین در تمامی قابهای خمشی (چه منظم و چه نامنظم) باید برای زلزله ۳۰٪ متعامد طراحی شوند.

در قابهایی که یک جهت مهاربند و جهت دیگر قاب خمشی دارند نیز عملا ستونهایی در سازه داریم که از یک طرف در محل تقاطع سیستم مهاربند و در جهت دیگر در راستای قاب خمشی کار میکنند پس در این سازه ها نیز (چه منظم و چه نامنظم) باید زلزله متعامد منظور شود.

در سازه هایی که سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی دارند نیز به منوال خواهد بود.

تنها در سازهایی که هر دو جهت قاب ساده مهاربندی باشند و هیچکدام از مهاربندها به ستون مشترک متصا نباشد (اگر سازه منظم هم باشد) می توان زلزله متعامد را نادیده گرفت.

بنابراین می توان نتیجه گرفت تقریبا در تمامی سازه ها (حتی سازه های منظم) منظور کردن زلزله متعامد (۱۰۰٪+۳۰٪) الزامی می باشد.

البته در تبصره ۱ همین بند در موارد خاصی می توان زلزله متعامد را اعمال نکرد.

۹/۹/۹۳- حسین احمدی: با سلام و تشکر از زحمات شما::می خواستم در مورد مقاطع زنبوری در ایین نامه جدید مبحث ۱۰ صحبت کنید و اینکه آیا این مقاطع حذف شده اند چون اشاره ایی به آن نشده است و یا اینکه مطابق گذشته از آنها استفاده نماییم.::با تشکر

پاسخ: با سلام، قبلا در پیوست مبحث دهم توضیحاتی در مورد هندسه ساخت و اثرات خمشهای ثانویه در تیرهای لانه زنبوری توضیحاتی ارائه شده بود. در مبحث ۱۰ جدید که برگرفته از و ترجمه آیین نامه آمریکا می باشد، این پیوست حذف شده است. این به معنای ممنوعیت از استفاده از لانه زنبوری نیست. در متن آیین نامه در قسمت ضوابط لرزه ای (مشابه مبحث دهم قدیم) مواردی را که نمی توان از لانه زنبوری استفاده کرد مشخص شده است. یعنی کماکان استفاده از لانه زنبوری در تیرچه ها و شاه تیرهای دوسر مفصلی که در دهانه مهاربند قرار ندارند، می توان لانه زنبوری استفاده کرد.

۹/۹/۹۳- محمود جدیری: با سلام::جناب دکتر برای استفاده از مقاطع دوبل در روش LRFD نرم افزار ایتبز ۲۰۱۳ چگونه فشردگی را کنترل می کند!؟ آیا این مشکل حل شده یا خیر ؟ اگر که حل نشده راه حل چیه ؟ لطفا راهنماییم کنید.ممنون::

پاسخ: با سلام، کماکان مقاطعی که در قسمت section designer در ایتبس ۲۰۱۳ تعریف شوند، به عنوان یک مقطع غیرفشرده لرزه ای شناخته می شوند. این بدان معنی است که برای تعریف مقاطع مرکب لرزه ای در سازه های فولادی نمی توان از section designer استفاده کرد. البته راحل دارد. باید مقاطع ساخته شده را به صورت مقطع معادل import نمایید. نحوه تعریف مقاطع مرکب در صفحه ۲۴ (بند ۹-۲) به صورت تصویری تشریح شده است. جزوه ایتبس را می توانید از قسمت "جزوه و کتاب" و سپس به قسمت "طراحی با نرم افزار" مراجعه نمایید.

۸/۹/۹۳- علی امین: با عرض سلام و خسته نباشید .جناب آقای دکتر در مورد حداکثر بعد جوش گوشه در مبحث ۱۰ ویرایش ۹۲ کاملا عکس مبحث ۱۰ ویرایش ۸۷ و همچنین ایین نامه AISC است و از لحاظ منطقی هم درست به نظر نمی رسد.آیا اشکال چاپی است ؟ ودر چاپ های بعدی اصلاح می شود::بسایر ممنونم

پاسخ: بلی اشتباه تایپی است و امیدوارم به زودی از طرف نویسندگان اصلاح شود.

۸/۹/۹۳- رسول: با سلام من با ایتبس قدیمی کار میکنم و طراحی هامو انجام میدم.می خواستم بدونم آیا باید از ایتبس جدید استفاده کنم.آیا فرقی دارد با قدیمی طراحی کنیم؟؟؟ ممنون میشم اگر پاسخ دهید جناب دکتر

پاسخ: با سلام، فعلا بین ۲۰۱۳ و ۹,۷ تفاوت قابل توجهی وجود ندارد. ولی در چند سال آینده فکر می کنم مجبور خواهید بود از ۲۰۱۳ استفاده نمایید. برخی برتری های ۲۰۱۳:

۱- آیین نامه فولاد ایران ترجمه AISC2010 آمریکا می باشد. این آیین نامه در ETABS9.7 وجود ندارد و مجبور هستید از مشابه آن (AISC2005) استفاده نمایید. از آنجا که تفاوت قابل توجهی بین ۲۰۱۰ و ۲۰۰۵ و جود ندارد، می توانید کماکان از ETABS9.7 و آیین نامه ۲۰۰۵ برای طراحی سازه های فولادی استفاده نمایید.

۲- با توجه به ترکیب بارهای جدید در مبحث ششم، بار زنده بام و بار زنده طبقات باید مجزا تعریف شوند، در ایتبس ۹,۷ در قسمت load cases امکان تعریف roof load وجود ندارد و تنظیمات مربوط به بار بام باید دستی انجام شود. در ایتبس ۲۰۱۳ امکان تعریف چنین بارهایی وجود دارد و بنابراین ترکیبات بار به راحتی و به صورت اتوماتیک تولید می شوند.

۳- طراحی سقفهای کامپوزیت و سقف عرشه فولادی "طبق آیین نامه جدید" تنها در ۲۰۱۳ امکان پذیر است.

۴- کار کردن با ۲۰۱۳ به جهت ابزارهای گرافیکی جدید بسیار سریعتر و آسانتر از ۹,۷ شده است و بنابراین سرعت عمل شما در طراحی سازه را افزایش می دهد.

۵- قسمت طراحی اتصالات در ۲۰۱۳ افزوده شده است. این بخش فعلا کامل عمل نمی کند ولی انتظار می رود در آینده کامل تر شود و بنابراین برای طراحی برخی اتصالات در سازه های فولادی به آن نیاز خواهیم داشت.

۶- در ۲۰۱۳ یک قسمت جدید به نام load case مهیا شده است که مشابه نرم افزار SAP می باشد. با استفاده از این قسمت می توانید ترکیبات بار را به جای تعریف دستی به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار تعریف نمایید.

۷- در ایتبس ۹,۷ برای تعریف مقاطع مرکب به جای section designer باید از نرم افزار proper استفاده نمایید که کمی کار کردن با آن مشکل است. در حالیکه در ۲۰۱۳ می توان از روش راحت تری استفاده کرد و نیاز به استفاده از proper نیست.

یکی از مشکلات ۲۰۱۳ این است که saze90 نمی توانید از ETABS2013 خروجی بگیرد که البته این مورد انتظار می رود در آینده برطرف شود.

۳۰/۸/۹۳-آبشار: سلام:در صورتیکه از ترکیب بار D+L+Ex/y+Ez۱,۴۱ برای طراحی سازه بتنی استفاده کنیم مطابقv4-2800 بار قائم زلزله به کل سازه اعمال میشود. آیا این بار زلزله قائم شامل طره موجود در سازه هم میگردد؟ آیا طره بطور کامل بارگذاری قائم زلزله میشودیا باید باردیگر طره را به اندازه AI(D+L)*0.6*2 بارگزاری زلزله قائم کرد؟یعنی یک طره ۳ بار بارگذاری زلزله قائم میشود؟ لطفا راهنمایی کنید(باتشکر-از یزد)

پاسخ: با سلام، طبق پیشنویس استاندارد ۲۸۰۰، بلی همین گونه می باشد که شما بیان کردید. یعنی در مناطق با لرزه ای خیزی بسیار زیاد، زلزله قائم باید به کل سازه اعمال شود و از طرفی مجددا به صورت مضاعف بار قائم به طره اعمال شود. باید منتظر بود تا ببینیم در چاپ نهایی این استاندارد آیا تغییری در جمله بندی آیین نامه در این مورد صورت خواهد گرفت یا نه؟

۲۷/۸/۹۳- علیرضا: با سلام و تشکر از زحمات شما ؛ در مبحث ششم جهت کاهش بار زنده در دال یکطرفه تذکر داده است که عرض سطح بارگیر دال نباید بیش از ۱,۵ برابر دهانه دال در نظر گرفته شود.به طور مثال در یک دال یکطرفه به ابعاد ۲*۸ متر این سطح بارگیر چگونه محاسبه می شود؟

پاسخ: با سلام، اگر بخواهیم در دالهای یک طرفه از کاهش سربار زنده استفاده کنیم، باید بند ۶-۵-۷-۶ را مدنظر قرار دهیم. در حالت ۲*۸، دهانه دال برابر ۲ متر خواهد بود (در راستای ۲ متر به صورت یک طرفه عمل می کند). مقدار AT برابر خواهد بود با

$AT = 2 \times \min(1.5x2, 8) = 2x1.5x2 = 6$

و برای کاهش سربار از AT فوق استفاده خواهد شد.

۲۲/۸/۹۳- انوش فقیهی: سلام اقای دکتر. من از مهندسین عمران عضو نظام مهندسی سبزوار هستم. سوالی دارم . وقتی سازه را تحلیل دینامیکی میکنیم. اگر سازه پیچش دار باشد , نرم افزار ایتبز برای هر یک از حالات بارگذاری دینامیکی (F1,F2),دو برش به ما میدهد . برای اصلاح مقادیر بازتاب استاتیکی (Ex,Ey)به دینامکی باید چطور عمل کنیم؟

پاسخ: با سلام، می توانید به جزوه ایتبس بخش دوم بنده مراجعه نمایید (در قسمت جزوات طراحی می توانید دانلود نمایید).

۲۱/۸/۹۳- صمد لطفی: با سلام خدمت استاد گرامی:::در محاسبه ی تغییر مکان نسبی و یا شاخص پایداری،کدام ترکیب بار را انتخاب میکنیم و در روابط مربوطه قرار دهیم؟::با سپاس

پاسخ: با سلام، تغییرمکان نسبی تحت بار زلزله بدون ضریب محاسبه می شود.
شاخص پایداری طبق استاندارد ۲۸۰۰ براساس مجموع بارهای مرده و زنده (بدون ضریب) و نیز نیروی زلزله بدون ضریب محاسبه می شود.
شاخص پایداری در سازه های بتنی طبق بند۹-۱۶-۳ مبحث نهم بر اساس بارهای ضریب دار محاسبه می شود. این ضریب پایداری برای تشخیص مهارشده بودن طبقات استفاده می شود.

۱۹/۸/۹۳- شایان: ۱۹/۰۸/۹۳ با سلام حضور محترم استاد گرانقدر ، در مورد کنترل نامنظمی پیچشی موضوع بند ۱-۸-۱-۱ بند ث آیین نامه ۲۸۰۰ توضیح کامل در مورد نحوه استخراج اعداد از ایتبس و کنترل این بندآیین نامه بفرمایید . اگر توضیحات بصورت گام به گام و با یک نمونه حل شده ارائه نمایید کمال تشکر را دارم.

پاسخ: با سلام، در ETABS-2013 پس از تحلیل سازه در قسمت
tables\Analysis\Results\Displacements\Story Max/Avg Displacemets
می توانید حداکثر تغییرمکان و میانگین تغییر مکان هر طبقه را مشاهده نمایید. همچنین نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان میانگین در هر طبقه به صورت یک پارامتر جداگانه تحت عنوان ratio نمایش داده می شود. اگر تمامی ratio ها کمتر از ۱,۲ بودند می توان گفت که سازه نامنظمی پیچشی ندارد. اگر یکی از طبقات ratio بیشتر از ۱,۲ داشت، سازه نامنظمی پیچشی خواهد داشت.

۱۰/۸/۹۳- حسین طاهری: با عرض سلام و احترام خدمت دکتر.:: طبق مبحث ۶ ویرایش ۹۲، بار زنده سقف منازل مسکونی تغییر کرده و به عنوان مثال قسمت پذیرایی و راهرو . سوال من این هست که در برنامه etabs چگونه باید این تغییرات بار زنده رو وارد کنیم؟ممکن است اتاق پذیرایی هندسه منظمی نداشته باشد و نیز فضای مابین ۲اتاق خواب و آشپزخانه که بصورت U در پلان مشخص هستند، این فضا رو هم به عنوان راهرو باید بار جدا اعمال کنیم؟

پاسخ: با سلام، می توانید دو کف مجزا ترسیم نمایید (بدون اینکه تیری اضافه یا کم شود) و یا اینکه به صورت تقریبی و محافظه کارانه کل کف را دست بالا باگذاری نمایید.

۳۱/۷/۹۳- فخرالذین قهرمانی: سلام آقای دکتر و هم دانشگاهی عزیز. در مورد بودن یا نبودن تیر تراز طبقه داخل د??وار برشی در وبلاگم مطلبی را نوشته ام که لینک آن را اینجا قرار می دهم : http://tikinti.blogfa.com/post-510.aspx::لطفاً نظرتان را در این مورد بفرمایید.::با تشکر

پاسخ: با سلام، همانطور شما نیز اشاره کردید وجود تیر تراز طبقه داخل دیوار موجب اتصال بهتر سقف به دیوار می شود. به خصوص در مواردی که ضخامت دیوار برشی کم می باشد نیاز به وجود تیر در تراز طبقه بیشتر خواهد بود.

۳۱/۷/۹۳-فخرالدین قهرمانی: سلام آقای دکتر و هم دانشگاهی عزیز. یک سوال داشتم: آیا در صورت تحلیل دینامیکی طیفی یک ساختمان بالای ۵ طبقه اعمال نیروی شلاقی در تحلیل استاتیکی معادل لازم است؟(همپایه سازی برش های دینامیکی و استاتیکی که انجام می دهیم و نهایتاً با روش طیفی طراحی می کنیم).::با تشکر

پاسخ: با سلام، در نظر گرفتن نیروی شلاقی توزیع نیروی زلزله را در ارتفاع ساختمان تغییر می دهد و موجب می شوند درصد بیشتری از نیروی زلزله به تراز بام وارد شود ولی مقدار برش پایه کل را تغییر نمی دهد. بنابراین در صورتی که از تحلیل استاتیکی تنها برای همپایه کردن استفاده شود نیازی به منظور نمودن نیروی شلاقی نخواهد بود. حتی اگر منظور نمایید خواهدی دید که تغییری در نتایج حاصل نشد.

۲۸/۷/۹۳- علی: با سلام: در ایتبس ۲۰۱۳ به چه دلیل هنگام اعمال ۱۰۰-۳۰ در load cases زلزله قائم رو وارد نمیکنیم و بعدا در ترکیبات بار اصلاح را انجام میدیم ؟؟؟ آن هم ۳۰ ٪ را اعمال نکرده اید و کل بار قائم را ترکیب کرده اید ۱,۲(DL+L+(ex+0.3ey+ez :: برداشت بنده از جزوه ۲۰۱۳) ممنون میشم راهنمایی بفرمایید

پاسخ: با سلام، در ایتبس دو نوع ترکیب بار ساخته می شود:

۱- ترکیب بار عادی طراحی. این ترکیب بارها همان ترکیب بارهایی است که در قسمت load combination تعریف می شوند و قابل ویرایش هستند.

۲- ترکیب بارهای ویژه لرزه ای که به صورت اتوماتیک توسط ایتبس ساخته می شوند و شما قادر به مشاهده آنها نیستید.

ایتبس در ساخت ترکیب بار ویژه لرزه ای تمامی بارهای از نوع seismic را اومگا برابر کرده و با بارهای ثقلی جمع می کند. در صورتی که در قسمت load case بار زلزله قائم را به صورت لرزه ای وارد نمایید، این بارها توسط ایتبس به عنوان بار لرزه ای شناسایی شده و به صورت اتوماتیک در ترکیب بار ویژه لرزه ای منظور می شود (زلزله قائم به صورت اومگا برابر منظور خواهد شد).

طبق آیین نامه لازم نیست بار قائم زلزله همراه با بارهای EX و EY اومگا برابر شوند. برای اینکه این بارها توسط ایتبس به عنوان بار لرزه ای شناسایی نشوند باید آنها را به صورت دستی در ترکیب بارهای عادی اضافه نمایید.

در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ بار قائم زلزله (بر خلاف ویرایش سوم) به صورت ۱۰۰٪ با بارهای زلزله افقی ترکیب می شوند. از آنجا که جزوه بر اساس ویرایش ۴ می باشد. زلزله قائم به صورت ۱۰۰٪ جمع شده است.

۲۸/۷/۹۳- محمد: سلام جناب دکتر::جهت صحیح برشگیرهای ناودانی در سقف کامپوزیت برای شمشیری راه پله و تیرهای کنسول به چه شکلی است؟(آیا مثل تیرها پشت به پشت باید باشند یا به شکل دیگر).::با تشکر فراوان

پاسخ: با سلام، در مورد تیرهای طره به علت منفی بودن لنگر خمشی در تیر طره، قسمت فوقانی تیر تحت کشش خواهد بود و عملا بتن سقف کمک چندانی به تیر طره نمی کند و جهت قرار گیری برش گیرها اهمیتی ندارد.

در مورد تیرهای شمیشیری راه پله بنده به شخصه آنها را غیر کامپوزیت طراحی می کنم. اگر بخواهید کامپوزیت منظور کنید، همان آرایش پیشنهادی برای تیرچه ها (پشت به پشت) مناسب است.

نکته آخر اینکه در مورد آرایش پشت به پشت برش گیرها آیین نامه اجباری نکرده است و اجرای آنها به این شکل حتی در تیرچه ها ضرورت آیین نامه ای ندارد و تنها یک پیشنهاد است.

۲۵/۷/۹۳- بابک: با سلام و تشکر از نکات فنی که بی دریغ در اختیار همه قرار می دهید، استاد در صورتی که تیری داری بار متمرکزی بزرگتر از نصف مجموع بارهای وارده باشد، ترکیب بارهای قائم رو در برنامه تعریف می کنیم. آیا نیرویی هم باید برای تیر اختصاص بدهیم؟ به چه نحو این نیرو تاثیر داده می شود؟

پاسخ: با سلام، در صورتی که بار قابل توجهی به تیر وارد شود (برای مثال در اثر عقب روی، ستون طبقه آخر بر روی تیر قرار گیرد)، باید با توجه به نمودار برش تیر مورد نظر تحت اثر نیروی D+L مقدار Wp را محاسبه کرده و نیروی قائم زلزله (EV) را بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه کرده و به صورت دستی بر روی تیر بار EV وارد نمایید.

۱۶/۷/۹۳- هومن: با سلام خدمت شما استاد گرامی، در مورد جزوه فولاد یا آیین نامه فولاد بند ۱۰-۲-۹-۳-۷ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ پیچ، در آیین نامه قبلی رابطه مربوط به این قسمت مشابه با رابطه کنترل لهیدگی بود که این رابطه فقط در اتصال اتکایی نیاز به کنترل دارد(به دلیل لغزش) که شما در جزوه نیز به آن اشاره کردید، سئوال:۱- منظور این بند در آیین نامه قدیمی و جدید همان کنترل لهیدگی است؟ ۲- اگه جواب مثبته، چرا در آیین نامه جدید برای اتصال اصطکاکی که در آن صفحات لغزش ندارند لهیدگی باید کنترل بشه؟؟؟ ۳- اگه جواب منفیه، منظور ااین بند چیست و چه خرابی رو کنترل میکنه؟؟؟:: با تشکر از زحمات شما...

پاسخ: با سلام، طبق بند ۱۰-۲-۹-۳-۷ کنترل لهیدگی در هر دو نوع اتصال اتکایی و اصطکاکی الزامی می باشد.
علت: در اتصال اصطکاکی فرض بر این است که تحت بارهای پیش بینی شده لغزشی رخ نخواهد داد، ولی در صورت افزایش بیش از حد بارها این اتصال تبدیل به اتصال اتکایی می شود که در این صورت باید از مقاومت اتکایی کافی برخوردار باشد.

۱۳/۷/۹۳- حسین: با سلام و خسته نباشید. برای اعمال ضریب ۰,۵ در بار زنده قابل کاهش اتاقهای خصوصی در ایتبس۲۰۱۳ طبق جزوه خودتون،این ضریب را چگونه در ترکیب بارها وارد کنیم؟آیا این ضریب ۰,۵ را می توانیم در قسمت load cases برای ترکیب بار مربوطه آن (Lred0.5) وارد کنیم؟ یا می بایست تمام ترکیبات را بصورت دستی به برنامه معرفی کنیم؟ چون در حالت پیش فرض ضریب ۱ برای این بار لحاظ می شود.

پاسخ: با سلام، ضریب کاهش ۰,۵ تنها در ترکیب بارهای لرزه ای قابل اعمال است و در ترکیب بارهای ثقلی مجاز به کاهش آن نیستیم. بنابراین اگر در قسمت load case آنرا کاهش دهید، در تمام ترکیب بارها اثر خواهد کرد.
بنابراین تنها راه حلی که به نظرم می رسد، تغییر و اصلاح مستقیم ترکیب بارها به صورت دستی می باشد.

۱۱/۶/۹۳- جوادی: با سلام و درود فراوان خدمت استاد ارجمند، در بند ۹-۱۰-۸-۴ از مبحث نهم اثر ترک خوردگی برای تیر و ستون در قاب های مهار شده ۰,۵ و ۱ عنوان شده است. منظور از قاب مهار شده در این بند چیست؟ آیا تمام قاب های دارای دیوار برشی را در بر می گیرد؟و مطلب دیگر اینکه، در فایل کنترل ۲۵٪ قاب دارای دیوار برشی، مقدار ضریب ترک خوردگی تیر و ستون را چه مقداری باید وارد کرد؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، معیار مهارشده بودن قاب بر اساس بند ۹-۱۶-۳-۱ مبحث نهم تعیین می شود. طبق این بند باید ضریب پایداری طبقه محاسبه شود. اگر این ضریب کمتر از ۰,۰۵ باشد، طبقه مهار شده محسوب می شود. مقدار این ضریب را می توان بر اساس خروجیهای ایتبس محاسبه کرد (از قسمت story forces) می توانید نیروها را بخوانید.
عموما سازه های دارای دیوار برشی و یا مهاربند (کافی) مهارشده محسوب می شوند و نیازی به کنترل این بند نیست.
در کنترل فایل ۲۵٪ فرض بر این است که دیوارهای برشی از بین رفته اند و بنابراین سازه مهار نشده محسوب شده و تیرها و ستونها ترک خواهند خورد (تیرها I۰,۳۵ و ستونها I۰,۷).

۱۰/۶/۹۳- محمد: با سلام :چرا در ایتبس ۲۰۱۳ ترکیب بارهای آیین نامه ACI 318-08 به درستی ساخته نمی شود ؟ مثلا DL+ Ex۰,۹ به صورت DL+EX۰,۸ و DL+EX+LL۱,۲ به صورت DL+EX+LL۱,۳ ساخته می شود ؟ و یک مجموعه ترکیب بار اضافی نیز به صورت DL+EX۱,۳ ساخته می شود ؟

پاسخ: با سلام: این تغییر به منظور در نظر گرفتن اثر زلزله قائم می باشد که به صورت اتوماتیک در ترکیب بارها وارد می شود.
برای غیرفعال کردن زلزله قائم در ترکیب بارها باید به شرح زیر عمل کنید:
در قسمت Design\Concrete Frame Design\View Revise Preferences... پارامتر Sds را برابر صفر وارد نمایید.
سپس ترکیب بارهای پیش فرض را ایجاد نمایید.

۳۰/۵/۹۳- مهدی: با سلام::احتراماً ضرائب ۱,۴۱ و ۰,۶۹ که در صفحه ۱۱۳ جزوه ایتبس برای بار مرده در ترکیب بارهای معرفی شده به نرم افزار، چگونه بدست آمده است؟ آیا اشتباه تایپی است؟

پاسخ: با سلام، در صورت تصویب استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، اثر زلزله قائم برای مناطق با لرزه خیزی بالا باید به "کل سازه" اعمال شود. برای منظور کردن زلزله قائم در این حالت می توان ضریب بار مرده را به جای D۱,۲ برابر D۱,۴۱ وارد کرد که D۰,۲۱ آن برای منظور کردن زلزله قائم می باشد. همچنین با توجه به رفت و برگشتی بودن زلزله ترکیب بار D+E۰,۹ تبدیل به D+E۰,۶۹ می شود.

۲۸/۵/۹۳- صادقی: با سلام آقای دکتر. بی زحمت میشه نحوه صحیح وارد کردن بارهای حرارتی رو در ساختمان های معمول توضیح بدهید.(طول ساختمان بیشتر از حد مجاز است). به چه عضوهایی و چه عددی باید اختصاص بدهیم؟ کف ها، تیرها یا ستون ها؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، اگر ابعاد سازه در پلان بیش از حد مجاز باشد، یکی از دو روش زیر باید انتخاب شود:

۱- استفاده از درز انبساط و تقسیم به سازه به دو سازه مجزا، به طوریکه در مرز مشترک دو ردیف ستون داشته باشیم

۲- بارگذاری حرارتی و عدم استفاده از درز انبساط

در حالت دوم باید به کلیه تیرها، ستونها، دیوارهای بتنی و البته کف ها حرارت ۳۰ درجه اعمال شود (در ترکیب بارها مانند زلزله از مثبت منفی T استفاده خواهد شد). دقت شود که در این حالت باید دیافراگم کفها را حذف کرد و یا اینکه نوع آن را semirigid انتخاب کرد. اگر همراه با دیافراگم صلب بار حرارتی اعمال نمایید، تاثیری بر سازه نخواهد گذاشت. علت: دیافراگم صلب مانع انبساط و انقباظ سقف سازه می شود.

۱۰/۵/۹۳- متین: سلام آقای دکترحسین زاده::این که میگویند سقف تیرچه بلوک را نباید برای دهانه مثلا ۱۲متری اجرا کرد یابطور کلی اجرای هرسقفی را به یک میزان دهانه خاصی محدود میکنند دقیقا به چه دلایلی است؟ آیا فقط بحث خیزتیرهاست یا دلایل دیگری هم دارد؟::باتشکر ازپاسخگویی عالی ومفید شما

پاسخ: با سلام، طبق نشریه۵۴۳ (در همین سایت می توانید دانلود نمایید) طول مجاز تیرچه ها در سقف تیرچه بلوک "حداکثر m۸" می باشد ولی در همین نشریه عنوان شده که بالای "m۷" توصیه نمی شود.

علت این محدودیتها عمدتا کنترل خیز تیرچه می باشد. ارتفاع کلی تیرچه ها عموما ۳۰ سانتیمتر می باشد و با ۳۰ سانتیمتر ارتفاع نمی توان خیز را کنترل کرد.

۷/۵/۹۳- حسین: باسلام-در بارگذاری باد مبحث ششم اگرچه مقادیری برای ضریب Cgذکر شده ولی برای ضریب Cp مقدار مستقلی ذکرنشده وحاصلضرب Cg*Cpدر اشکال ۶-۱۰-۲ الی ۶-۱۰-۷ آمده،یعنی همیشه باید ازاین اشکال استفاده شود(با توجه به اینکه نمی توان ضریب Cpرا جداگانه نمی توان محاسبه نمود)؟؟::سوال دوم اینکه در شکل ۶-۱۰-۲،حالت بارگذاری ب،آیا بارگذاری متقارن نبوده و دهانه ی آخر مثل دهانه اول دارای باربار ناحیه E۱نیست؟

پاسخ: با سلام، در مبحث ۶ جدید (بار باد) سازه ها به دو بخش کوتاه و بلند تقسیم می شود:

۱- سازه های کوتاه: سازه هایی که ارتفاع آنها کمتر از ۲۰ متر است و نیز نسبت ارتفاع به عرض آنها کمتر از یک می باشد (که عملا شامل سوله ها می شود)

۲- سازه های بلند: سازه هایی که ارتفاع آنها بیشتر از ۲۰ متر است و یا سازه هایی که نسبت طول به عرض آنها بیشتر از ۱ می باشد.

در سازه های کوتاه باید از ضریبCp*Cg استفاده نمایید(شکلهای ۶-۱۰-۲ تا ۶-۱۰-۶) و برای سازه های بلند ضریب Cp در شکل ۶-۱۰-۷ ارائه شده است که باید به ضریب Cg به صورت مجزا ضرب شود.

توضیح شکل الف و ب در شکل ۶-۱۰-۲: هر کدام از این شکلها باید چهار بار کنترل شوند و هر بار باید بار باد از یکی از چهار گوشه باید به سازه اثر کند (جمعا ۸ بارگذاری). در هر بارگذاری یکی از چهار گوشه سازه پرفشار محسوب شده و قسمت هاشور خورده باید بار بیشتری داشته باشد.

۶/۵/۹۳- امن خانی: سلام::در مبحث نهم اشاره شده که طول دهانه همان وسط به وسط می باشد در نتیجه RIGID ZONE برابر با صفر می باشد به نظر شما این صحیح است یا خیر برای سازه فولادی با اتصال گیردار و ساده و همچنین سازه بتنی با اتصال گیردار و ساده و همچنین اتصال تیر به تیر توضیحاتی بفرمائید و ضرایب مناسب را مشخص کنید البته با ذکر علت مشخص .::متشکر

پاسخ: با سلام، rigid zone مربوط به سختی ناحیه اتصال می باشد و مبحث ۹ اشاره ای به نحوه مدلسازی ناحیه گره اتصال نکرده است. مقدار این ضریب باید بر اساس "قضاوت مهندسی" تعیین شود. در manual نرم افزار ایتبس اشاره شده است که این مقدار برای اتصالات رایج می تواند حداکثر برابر ۰,۵ باشد. متاسفانه توصیه آیین نامه ای صریحی در این رابطه وجود ندارد و اکثر طراحان مقدار آنرا برای اتصالات گیردار برابر ۰,۵ منظور می کنند.

مقدار این ضریب برای اتصالات مفصلی تیر به ستون و یا اتصال مفصلی تیر به تیر معنی ندارد و حتی اگر عددی هم برای آن وارد شود، تاثیری در نتایج نخواهد داشت.

۲۹/۴/۹۳-ولی بیگی: با سلام و آرزوی قبولی طاعات و عبادات. ::با توجه به پیش نویس ۲۸۰۰ v4 ظاهرا نیروی شلاقی حذف شده است لذا به نظر می رسد که استفاده از ubc در توزیع بار(مخصوصا در زمان ft.7) و حتی استفاده از آن جهت کنترل دریفت روشی مطابق با ویرایش جدید آیین نامه ها (۲۰۱۰)نیست. و به نظر میرسد که استفاده از user load در تحلیل و هم در کنترل دریفت کافی است. لطفا راهنمایی فرمایید. متشکرم

پاسخ: با سلام، بله نیروی شلاقی در ویرایش چهارم حذف شده است و در عوض ضریبی به نام K در توزیع نیروی زلزله معرفی شده است که مقدار آنرا بر اساس ویرایش ۴ محاسبه کرده و سپس در تعریف نیروی زلزله به جای UBC از User coefficient استفاده خواهیم کرد. در صورت استفاده از user coefficient می توانید مقدار K را به نرم افزار معرفی کنید و عملا دیگر نیازی به استفاده از UBC نخواهد بود.

۲۷/۴/۹۳- سولماز: باسلام ، ضریب SDs در تنظیمات طراحی مربوط به چه می باشد آیا می توان از این اثر برای بار قائم زلزله استفاده کرد . لطفاً محاسبات و مراحل را توظیح دهید .

پاسخ: با سلام، بله ضریب SDs یکی از ضرایب لرزه ای در آیین نامه بارگذاری آمریکا می باشد. که زلزله قائم بر اساس آن تعیین می شود.
در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ زلزله قائم شامل کل سازه نمی شود و تنها برای بالکنها، تیرهای بلند و تیرهای با بار متمرکز قابل توجه اعمال می شود. در این حالت بار زلزله قائم به صورت دستی وارد می شود و ضریب Sds را باید برابر صفر وارد نمایید.
در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم زلزله قائم در مناطق با لرزه خیزی خیلی زیاد بار زلزله قائم باید به کل سازه وارد شود که در این صورت مطابق صفحه ۸۸ جزوه ایتبس اینجانب (که در همین سایت موجود است) باید ضریب بار مرده را در ترکیب بارها افزایش دهید. اگر بخواهید از ترکیب بارهای اتوماتیک خود نرم افزار استفاده نمایید. می توانید مقدار Sds رابر
Sds=1.05*I
قرار دهید که در آن I ضریب اهمیت سازه است (ص ۸۸ جزوه ایتبس را ببینید).

۲۳/۴/۹۳- سید علی جلالی: با سلام و سپاس فراوان - ضریب cd و اومگا که در ویرایش جدید ۲۸۰۰ آورده شده است در قسمت تنظیمات طراحی سازه های بتنی برای آیین نامه آمریکا چنین ظریبی مشاهده نشد ولی در تنظیمات سازه های فولادی قابل اعمال است لطفا در مورد سازه های بتنی راهنمایی فرمایید

پاسخ:با سلام، اومگا:
این ضریب در سازه های بتنی برای ACI2005 و ACI2008 برابر ۲ می باشد و برای تیرها و ستونها بدون اینکه از کاربر پرسیده شود اعمال می شود.
در سازه های فولادی بسته به نوع سیستم (مهاربندی شده و یا قاب خمشی و یا سیستم دوگانه) این ضریب متفاوت است و به همین جهت نرم افزار در سازه های فولادی از شما مقدار اومگا را می خواهد.
در ACI2011 مقدار ضریب اومگا برای ستونها برابر ۳ و برای تیرها برابر ۲ می باشد (متفاوت است) و به همین جهت اگر در ETABS2013 آیین نامه طراحی را ACI2011 انتخاب نمایید، مقدار این ضریب همانند سازه فولادی خواسته می شود.
ضریب Cd:
این ضریب برای تبدیل تغییرمکان طراحی (حاصل از ایتبس) به تغییر مکان واقعی استفاده می شود. ما کنترل دریفت (تغییر مکان جانبی طبقات) را به صورت دستی انجام می دهیم. و عملا نرم افزار نیازی به این ضریب ندارد.
پس چرا در سازه های فولادی این ضریب را می پرسد؟ در سازه های فولادی اگر از مهاربند EBF استفاده نمایید، نرم افزار برای کنترل برخی ضوابط در این نوع مهاربندها نیاز به این ضریب دارد و به همین جهت در قسمت طراحی آن را از شما می پرسد. ولی در سازه های بتنی نیازی به دانستن این ضریب ندارد و نمی پرسد.

۲۲/۴/۹۳- عباسی: باعرض سلام و خسته نباشید. میخواستم بدونم خود شما در ساختمانهای بتنی تیر نیم طبقه راه پله رو چطور مدل میکنید. چون بعضی ها اونو بصورت دوسر مفصل در نظر میگیرن و بعضی ها هم میگن دال راه پله هم باید در نظر گرفته بشه و خیلی ها هم بصورت تیر معمولی دوسرگیردار مدل میکنن. تو این حالت هم ستون کوتاه تشکیل میشه و برش ستونها خیلی زیاد میشه. بهترین و عملیترین راه حل چیه؟ خیلی ممنون.

پاسخ: با سلام، برای اجرای راه پله در سازه بتنی روشهای مختلفی داریم:

۱- اجرای دیوار کوتاه بتنی در زیر دال پله به طوریکه بار پله از طریق دیوار کوتاه به تیر زیرین منتقل شود. در این حالت باید دقت کرد که دیوار بتنی به ستون متصل نباشد و بین آنها فاصله قرار داد تا در زلزله مانع حرکت ستون نشود.

۲- آویز گرفتن از تیر بالای پله

۳-اجرای ورق نصبی فولادی در میانه ستونهای دو طرف راه پله و اجرای راه پله به صورت فولادی (تیرهای فولادی پله به ورقهای فولادی نصب شده در ستون جوش می شوند.

۴- اجرای تیر بتنی میان ستونها

در حالت چهارم برخی از مهندسین آن را در نرم افزار مفصلی مدل می کنند و در نقشه ها نیز دتایلهایی برای مفصلی عمل کردن آن ارائه می دهند. از جمله عبور ضرب دری میلگردهای طولی در دو انتهای تیر میان طبقه و یا عدم استفاده از قلاب در انتهای میلگردهای تیر.

از نظر بنده اینگونه دتایلها توجیهی ندارند و هیچگاه موجب نمی شوند که اتصال مفصلی عمل کند. اتصال تیر میان طبقه باید گیردار مدل شود (چون در عمل گیردار است).

در رابطه با اثرات منفی گیردار منظور کردن آن می توان گفت موجب ایجاد لنگر میانی در ستونها می شود که این اثرات (لنگر و برش اضافی) توسط نرم افزار منظور می شود و جای نگرانی نیست.

۲۰/۴/۹۳-رضا: سلام مهندس در سوالات همین سایت عرض کرده بودید که باید ثابت پیچشی برای قاب مهار نشده ۰,۱۵ برای کل تیرها اعمال شود این درست است ؟ یا باید فقط برای تیر فرعی این ثابت پیچشی را وارد کرد . چه لزومی دارد برای همه تیرها این عدد را وارد کرد در صورتی که فقط تیرهای فرعی باعث پیچش در تیر اصلی می شوند . لطفاً توضیح دهید .

پاسخ: با سلام، منطقا این مقدار تنها باید برای تیرهایی وارد شود که تحت اثر پیچش قرار دارند (تیرهایی که به آنها تیر فرعی متصل شده است). یعنی شما می توانید J را برای تمامی تیرها برابر یک وارد نمایید و تنها برای تیرهایی که تحت اثر پیچش ناشی از تیر فرعی قرار دارند، این مقدار را برابر ۰,۱۵ وارد نمایید.

ولی باید توجه داشت که در تیرهایی که لنگر پیچشی به آنها وارد نمی شود (که اکثر تیرها اینگونه هستند)، وارد کردن یا وارد نکردن این مقدار تاثیری نخواهد داشت. بنابراین برای راحتی کار به جای اینکه به دنبال تیرهای دارای پیچش در سازه بگردیم و سختی پیچشی آنها را کاهش دهیم، می توان کل تیرها را کاهش داد.

البته ناگفته نماند که در محاسبه دوره تناوب این مورد می تواند تاثیر گذار باشد.

۱۳/۴/۹۳- بهرام: با سلام، ::۱- در صورت مدلسازی دیوار برشی I شکل در قسمت SEC DESIGNER ، آیا حذف ستون های اطراف دیوار برشی الزامی میباشد؟ ::در این صورت آیا قاب بعد از حذف دیوار برشی قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروی زلزه خواهد بود؟::۲- آیا ترسیم تیر در داخل دیوار برشی امری صحیح می باشد یا خیر؟ ::با تشکر

پاسخ: با سلام، ستونهای انتهای دیوار برشی باید در مدل باقی بمانند تا سختی آنها منظور شود. دقت نمایید که در SD تنها مقطع طراحی دیوار تعیین می شود تا موقعیت میلگردهای دیوار و ستونهای دو انتهای آن به ایتبس معرفی شود و ایتبس بر اساس چیدمان میلگردها در قسمت SD کنترل نماید که دیوار مقاومت کافی دارد یا نه. بنابراین در مدل سازه ای در ایتبس باید ستونهای اطراف دیوار باقی بمانند.

در رابطه با تیر داخل دیوار اگر چه از نظر محاسباتی شاید نیازی به تیر داخل دیوار نباشد، ولی به لحاظ اجرایی، برای نمونه برای اتصال مناسب سقف به دیوار معمولا این تیرها در مدل منظور می شوند.

۱۲/۴/۹۳- کسری: با سلام وادب::آیا اتاق پله به صورت خمشی مدل میشود؟ وجود اعضای شمشیری و مورب باعث مهاربندی شدن فاب آن می شود؟

پاسخ: با سلام، در سازه های فولادی تیرهای شمشیری به صورت دوسرمفصل به ستونها متصل می شوند. با توجه به اینکه تیرهای شمشری به صورت مستقیم نمی باشند و در طول خود دارای شکستگی هستند نمی توانند مانند مهاربند سختی محوری بالایی داشته باشند. تصور کنید به جای یک مهاربند قطری مستقیم، یک مهاربند غیر مستقیم داشته باشیم. در این صورت با اعمال کششی و فشار به این مهاربند غیر مستقیم، در وسط مهاربند هم خمش خواهیم داشت و هم نیروی محوری. با توجه به بزرگ بودن تغییرشکلهای خمشی این مهاربند به راحتی در اثر فشار وارد بر دو انتهای آن خم می شوند و سختی یک مهاربند مستقیم را نخواهد داشت . بنابراین می توان نتیجه گرفت که اعضای شمیشیری راه پله به صورت مهاربند عمل نمی کنند. البته مسلما قدری سختی جانبی را افزایش می دهند که با مدلسازی آن در نرم افزار می توان اثرات سختی آنها را منظور کرد.

۱۱/۴/۹۳- با سلام خدمت دکتر گرامی::در طراحی دیوار برشی در اسکلت بتنی با سیستم ترکیبی قاب خمشی متوسط+ دیوار برشی::۱)اینکه دیوار ترک میخورد یا نه تاثیری در وارد کردن ضریب ترک خوردگی دیوار برشی و ستون متصل به آن دارد؟::اگر دارد چطور بفهمیم که دیوار ترک میخورد و مقدار ضریب ترک خوردگی دیوار و ستون متصل به آن چطور است؟::استاد لطفا این قضیه ضریب ترک خوردگیو واسم یکمی باز کنید که چه مقداری رو باید وارد کنیم؟

پاسخ: با سلام، بله طبق ACI دیوارهایی که ترک خورده باشند باید ضریب سختی آنها از ۰,۷ به ۰,۳۵ کاهش یابد. بنابراین ابتدا در مدلتان تمامی دیوارها را ۰,۷ قرار دهید (مطابق جزوه ایتبس بنده که در همین سایت برای دانلود قرار داده ام) و سپس تنشهای دیوارها را تحت زلزله بررسی نمایید. طبقاتی که در دیوارها تنشهای کششی بزرگتر از مقاومت کششی بتن می باشند باید انتخاب شده و سختی آنها به ۰,۳۵ کاهش یابد.

۹/۴/۹۳- علی: سلام ::استاد گرامی در خصوص تبصره ۳ ص ۵۱ مبحث ششم (در سیستمهای مختلط چنانچه قاب خمشی نتواند ۲۵درصد نیروهای جانبی را تحمل کند سیستم دوگانه نیست وجزء سیستم قاب ساختمانی ساده است) کدامیک از جمله های زیر در ست است۱-درسیستم قاب خمشی با دیواربتنی که جز بند بالاست باید در محاسبات زلزله R=6ودر فایلی که دیوارها طراحی میشوند اتصالات تیر به ستون مفصلی انتخاب شود۲-اگر فقط ضریب Rکاهش یابد کافیست .متشکر

پاسخ: با سلام، اگر در سازه با قاب خمشی بتنی همراه با دیوار برشی، قاب به تنهایی نتواند ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند، مسلما R آن برای شکل پذیری متوسط باید برابر R=7 منظور شود ولی لازم نیست اتصالات تیر به ستون در مدل ایتبس مفصلی شوند. البته در استاندارد ۲۸۰۰ صراحتی در این رابطه وجود ندارد و این نظر شخصی بنده می باشد.
اگر تیرها مفصلی شوند، گرچه دیوار overdesign خواهد شد ولی در عوض تیرها و ستونها underdesign خواهند شد و منطقی به نظر نمی رسد.

۹/۴/۹۳- احمد: با سلام::می خواستم بدونم بین کتاب فولاد طاحونی و ازهری کدوم بهتر و مناسب تره؟ و ازهری جدیدا کتاب جدیدی تحت عنوان lrfd به بازار داده آیا با توجه به تغییر آیین نامه فولاد دیگه نیازی به خرید چهار جلد قبل که بر اساس تنش مجاز نوشته شده نیست؟آیا کتاب بهتری هم برای فولاد وجود دارد؟لطفا راهنماییم کنید. ممنون

پاسخ: با سلام، مهندس طاحونی و دکتر ازهری هر دو کتابی بر اساس LRFD و ویرایش جدید آیین نامه منتشر کرده اند. از نظر خود بنده کتاب دکتر ازهری (جلد پنجم آن را باید خریداری نمایید) پربارتر و به روز تر می باشد.

۷/۴/۹۳- موسوی: با سلام اقای دکتر می خواستم بدونم در سیستم قاب خمشی چگونه ممکن است پای ستون ها را مفصلی گرفت؟ لنگر ایجاد شده در ستون چه می شود؟

پاسخ: با سلام، اگر اتصال توسط نبش باشد (نبشی در پای ستون) و یا اینکه سایز سخت کننده ها نسبت به سایز ستون کوچک باشد، درصد گیرداری کمتر از ۲۰ درصد بوده و مفصلی در نظرگرفته می شود. برای گیردار محسوب شدن اتصال باید سایز سخت کننده ها به صورت نسبی بالا بوده و بر اساس لنگر انتهای ستون محاسبه شوند. دقت نمایید که مفصل کامل در واقعیت وجود ندارد و عملا تمامی اتصالات درصدی از گیرداری دارند.

۴/۴/۹۳-احسان: باسلام.در سقف های کامپوزیت یا متال دک ارماتورهایی که استفاده میشن ارماتور حداقل و حرارتی اند؟یا باید براساس لنگرهای مثبت و منفی محاسبه بشوند؟این ارماتور ها در دو جهت پخش میشوند؟

پاسخ: با سلام، در سقف کامپوزیت که فاصله تیرچه حدود یک متر است، و ضخامت بتن ۸ سانتیمتر می باشد، آرماتورها حرارتی می باشند و باید در هر دو جهت قرار گیرند. در عرشه فولادی نیز با فرض اینکه فولاد عرشه به عنوان عضو کششی کار کند و از طرفی با فرض دوسرمفصل فرض کردن عرشه مابین تیرچه ها (فاصله تیرچه ها در این بیشتر است و ممکن است ۲ تا ۳,۵ متر باشد)، این آرماتورها می توانند حرارتی باشند. البته باید محاسبه شود که آیا نیاز به آرماتور خمشی داریم یا نه. برای مثال اگر عرشه به صورت طره باشد باید آرماتور کششی برای آن منظور کرد.

۳۰/۳/۹۳- صالحی: سلام. شنیدم که خاموت ها در ستونهای تنگدار نباید کمتر از ۱۰ میلی متر باشند.... این موضوع در ایین نامه ایران وجود ندارد..... چرا؟

پاسخ: با سلام، طبق بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ حداقل قطر خاموت ۸ میلیمتر می باشد. ولی طبق ACI 10 میلیمتر می باشد. که طراحان معمولا ACI را معیار قرار می دهند.

۲۹/۳/۹۳ مسعود: با سلام و تشکر از سایت بسیار خوبتان::با توجه به تقسیم بندی دیوارهای پارتیشن در گروه بارهای زنده در مبحث ۶ جدید در کاهش سربار و بار زلزله چه برخوردی با دیوارهای مذکور مینماییم؟؟

پاسخ: با سلام، در محاسبه بار لرزه ای در قسمت mass source این بارها باید به جای ۲۰ درصد به صورت ۱۰۰ درصد منظور شوند. این موضوع گرچه صراحتا در آیین نامه نیامده است ولی می توان به منابع خارجی رجوع کرد. از طرفی این بارها به جهت ماندگار بودن آنها جزو بارهای قابل کاهش محسوب نمی شوند. برای آشنایی با نحوه تعریف بارها طبق ویرایش جدید مباحث به جزوه ایتبس بنده که در سایت موجود است مراجعه نمایید.

۲۶/۳/۹۳- دانشجو: سلام استاد؛باتوجه به اینکه رابطه ی مربوط به میزان خاموت لازم برای مقابله با برش ناشی از پیچش بهمراه برش ناشی ازنیروی برشی درمبحث نهم ...= Av+2At است، آیادر ETABS هم وقتیکه میخواهیم باتوجه به نتایج مربوط به همین بحث؛نوع وسایز آرماتور رادر تیرهاتعیین کنیم بایدعددی که برنامه برای پیچش میدهدرا در ۲ ضرب کنیم وبا مقدارمربوط به برش جمع کنیم یا خیر؟ممنون از اینکه درباره نشر علم جهانی فکر میکنید.

پاسخ: بله باید اعداد مربوط به پیچش دوبرابر شده و با اعداد مربوط به برش جمع شوند.

۲۳/۳/۹۳- سما: با سلام::میخواستم اگه امکانش هست بفرمایید منظور از M11,M12,M22,F11,F12,F22 در قسمت ضریب کاهش سختی سطح در برنامه SAP چیه؟ به طور کلی تعریف ریاضیشونو میخوام. اخه یه جا نوشته بود F22 سختی در طول دیوار برشیه ! این سختی چه طور تعریف می شه؟ نسبت چی به چیه؟ میخوام بدونم مث تحلیل که سختی نسبت ممان اینرسی به طول بود اینجا هم همینطوره؟چرا خبری از بردار ۳ نیست؟

پاسخ: با سلام، در المان های دیوار بر خلاف اعضای تیر و ستون، نمی توان مستقیم سختی ممان اینرسی را وارد کرد. صفحه ۷۹ جزوه ایتبس بنده را ببینید. f22 سختی کششی در راستای قائم می باشد. برای تغییر سختی خمشی المان های دیوار می توان این پارامتر را تغییر داد. با کاهش این پارامتر هم سختی محوری (EA) و هم سختی خمشی (EI) کاهش می یابند.

۲۲/۳/۹۳- غلام اسدی: سلام استاد بزرگوار من از مطالب شما بسیار سود برده ام و اول خواستم سپاس گذار باشم::دوم در سوال ۲۸آزمون آذر ۹۲ المان مرزی نیاز ندارد من فکر میکنم استنباط شما اشتباه باشد چون آن را برای حدشکل پذیری زیاد گفته است و در حد شکل پذیری متوسط که در سوال گفته شده اصولا نیاز به جز مرزی نیست . نظر شما چیست ؟

پاسخ: با سلام، طبق بند ۹-۲۳-۳-۳-۱ مبحث نهم (ویرایش جدید) ضوابط مربوط به المان مرزی سازه ویژه در سازه متوسط نیز باید رعایت شود.

۲۲/۳/۹۳- سهرابی: با سلام ::در طراحی پی های نواری ،با عنایت به اینکه نسبت "ضخامت پی " به "عرض پی " عدد قابل ملاحظه ای است، آیا به نظر جنابعالی باید حداقل ارماتور پی ها در نظر گرفته شود یا با توجه به اینکه عملکرد پی مشابه تیر است حداقل آیین نامه ای مربوط به تیر باید رعایت گردد.؟

پاسخ: با سلام، آرماتور حداقل پی ها بر اساس بند ۹-۲۰-۵ مبحث نهم محاسبه می شود. در این بند گفته شده است که اگر پی نواری باشد مقدار آرماتور در "ناحیه کششی" نباید کمتر از ۰،۰۰۲۵ باشد. ولی برای پی های گسترده و نیز منفرد حداقل آرماتور حرارتی باید رعایت شود (بند ۹-۲۰-۸-۱). بنابراین برای فونداسیون لازم نیست آرماتور حداقل تیرها رعایت شود (حتی اگر ابعاد آن مشابه تیر باشد). علت این تفاوت می تواند تفاوت عملکرد و ماهیت رفتاری تیر و پی باشد.

۲۰/۳/۹۳- حمید: سلام::::در مبحث ششم ویرایش جدید (سال ۹۲) برای بالکن مشخص شده است که باید بار زنده ۱,۵ برابر بار اتاق نزدیک به آن باشد یعنی ۱,۵ * ۲۰۰ = ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و اما سوال اصلی من این هستش که این مقدار ۱,۵ برابر شدن برای بالکن طره هم کاربرد دارد و یا خیر ؟ بار زنده بالکن طره طبق مبحث ششم جدید چقدر می باشد .:::

پاسخ: با سلام، بالکن چه طره باشد و چه نباشد، بار زنده آن ۱,۵ برابر خواهد بود. علت ۱,۵ برابر در نظر گرفتن بار بالکن، احتمال انبار کردن وسایل در آن می باشد.

۱۲/۳/۹۳- سعید: با سلام.صفحه ۱۸۷ مبحث ۱۰ یه رابطه برای برش در چشمه اتصال داده شده است. خواستم ببینم علامت های این فرمول همیشه به همین شکل هستن یا بسته به شکل اتصال ممکنه علامت ها عوض بشن. چون تبصره ۱ صفحه ۱۸۷ این فرمول رو با توجه به شکل ۱۰-۲-۹-۲۱ داده است و اگه جهت لنگر ها یا برش ستون عوض بشه این فرمول دچار تغییر میشه؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟با تشکر

پاسخ: با سلام، تحت اثر زلزله نیروها مطابق همان شکل آیین نامه خواهد بود به طوریکه در رابطه ۱۰-۲-۹-۳۶ نیروی Vu مربوط به ستون تاثیر کاهنده دارد و موجب می شود، برش در چشمه اتصال کاهش یابد.

۱۱/۳/۹۳- حسین: با سلام . در محاسبه اتصال گیردار که در سایت قرار دادید(و واقعا متشکریم) در قسمت محاسبه برش طراحی در بر ستون(مثال طراحی اتصال تیر PG1) اثر بار متمرکز ناشی از تیرچه j1 با سطح بارگیر ۵۰ مترمربع با یک نیروی متمرکز kn۳۲۱ در نظر گرفته شده ولی چرا اثر بارهای متمرکز ناشی از ۸ تیر کامپوزیت روی تیر PG1 در نظر گرفته نشده است؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، بار مربوط به ۸ تیرچه کامپوزیت به صورت یک بار گسترده از نوع q درنظر گرفته شده است.

۹/۳/۹۳- امینی: با سلام و خسته نباشید.::آیا در طراحی سقف کامپوزیت تیرهای اصلی هم باید به صورت تیر کامپوزیت طراحی شوند یا خیر؟::آیا در طراحی سقف کامپوزیت تیری که متصل به مهاربند برون محوری EBF میباشد چگونه طراحی می شود؟به صورت کامپوزیت و یا به صورت معمولی؟

پاسخ: با سلام، تیرهایی دوسرگیردار که جزئی از قاب خمشی هستند و نیز تیرهای متصل به مهاربند بهتر است به صورت تیر فولادی (غیر کامپوزیت) منظور شوند. علت: در نواحی بحرانی این تیرها اجازه نصب برش گیر نداریم و عملا قسمتهایی از این تیرها همراه با بتن کار نمی کنند. همچنین شاهتیرهای که دو سرمفصل هستند و در محیط سازه قرار می گیرند بهتر است به صورت تیر فولادی غیر کامپوزیت طراحی شوند. علت: بتن لبه ممکن است به خوبی بتن ریزی نشود.

۵/۳/۹۳- کیوان: سلام::الف : در طراحی دیوار برشی باید تیر درون دیوار برشی در نظر گرفته شود و اجرا گردد یا خیر لزومی ندارد ، تفاوت این دو (اجرا شدن تیر و اجرا نشدن تیر) را بفرماید که چه تاثیری در سازه می تواند داشته باشد .:::ب : در طراحی کنسول بتنی که از سه طرف تیر دارد ، با کنسول دال بتنی که هیچ تیر پیرامونی ندارد چه تاثیر در طرحی سازه دارد . کدام مورد بهتر است ، مقایسه این دو را بفرمائید .

پاسخ: با سلام، الف: از نظر آیین نامه ای هر دو حالت صحیح است. از لحاظ اجرایی، بهتر است تیر اجرا شود تا فضای کافی برای مهار سقف وجود داشته باشد و از طرفی آرماتورهای تیرهای دهانه کناری (که دیوار ندارند) بتوانند در داخل دیوار ادامه یابند و یکپارچگی افزایش یابد.
ب) مسلما با اجرای تیر مقاومت افزایش می یابد. منتهی هزینه نیز افزایش می یابد. هر دو طرح صحیح هستند و به نظر طراح بستگی دارد. معمولا اگر امکان اجرای تیر وجود داشته باشد، به جای دال از تیرچه بلوک برای اجرای بالکن استفاده می شود (اقتصادی تر است). و در مواردی که امکان اجرای تیر وجود ندارد از دال طره استفاده می شود.

۲۸/۲/۹۳- بابک: با سلام و خسته نباشید آیا می توان قسمتی از سقف تیرچ?? بلوک ساختمان دو طبقه در حال استفاده را برای دوبلکس کردن دو طبقه برداشت و تخریب کرد ؟ آیا مشکلی از لحاظ بار گذاری پیش نمی آید.

پاسخ: با سلام، حذف قسمتی از سقف می تواند موجب تغییر موقعیت مرکز جرم شده و در سازه ایجاد پیچش کند. علاوه بر این موجب از بین رفتن قسمتی از دیافراگم سقف می شود. به خصوص اگر در سازه مهاربند داشته باشید باید کنترل نمایید که مهاربند ها ازطرفین سقف به بقیه سازه متصل

بافی بماند. بنابراین پاسخ کلی منفی است. بهتر است از یک مهندس با تجربه و آشنا به این مسائل در خواست نمایید که سازه را بررسی کند و با تشخیص ایشان اقدام به حذف نمایید.

۱۸/۲/۹۳- سیاوش راستکار: با سلام و خسته نباشید. سوالی داشتم در مورد نحوه ی مدلسازی دیوار های برشی - آقای دکتر میشه در مدلسازی دیوار برشی از مقطع SD استفاده کرد و مقطع دیوار را مانند ستون تعریف کرد، و در محل دیوار ها از آن استفاده کرد بطوری که دیگه دیوار رو مش بندی نکنیم و دیوار برشی رو بصورت یک ستون با طول زیاد و عرض کم مدل سازی کنیم البته با اعمال ضرایب مربوطه با تشکر

پاسخ: با سلام، اگر تنها نتایج تحلیل سازه مد نظرتان است، این کار دارای تقریب است. در این صورت باید ستون معادل را با تیرهای صلب به بقیه سازه متصل سازید. علاوه بر این در

۱۶/۲/۹۳- علی: باسلام و تشکر، با توجه به اینکه وزن تیغه ها را باید جزوه بارهای زنده در ایتبس اعمال کرد، در تعیین mass source بار تیغه ها به چه صورت باید شود؟ به صورت ۱۰۰ درصد یا ۲۰ درصد؟

پاسخ: با سلام، در تعریف بارهای زنده باید یک بار زنده از نوع بار زنده (غیر قابل کاهش) با یک نام جداگانه (مثلا LPARTITION) تعریف نمایید و بارهای زنده تیغه ها را از این نوع وارد نمایید. سپس در قسمت mass source مقدار ضریب بار LPARTITION را برابر ۱۰۰ درصد منظور نمایید.

۱۰/۱/۹۳- کیا: با سلام::در رابطه با بار متمرکز نوشته شده در مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۲ برای بام تخت ممکنه یک مقدار توضیح بدین؟کدوم قسمت و به چه شکل وارد محاسبات بارگذاری باید بشه.منتظر پاسخ شما هستم

پاسخ: با سلام، این بار برای طراحی موضعی تیرچه ها می باشد. یعنی هر یک از تیرچه به صورت تکی باید بتوانند یک بار متمرکز زنده را در وسط خود تحمل کنند. در این صورت لنگر وسط تیرچه برابر PL/4 خواهد بود. در صورتی که طراحی تیرچه ها دستی انجام شود، نیازی به وارد کردن این بار در نرم افزار نخواهد بود.

۶/۱/۹۳- مجید: عرض سلام وتبریک سال نو::آیا برای اجرای دیوار حائل زیر زمین با آجر بنایی ظوابط وبند خاصی در مقررات ملی وجود داره.اگه هست لطفا بند مذکور ر اعلام کنین.ممنون میشم.

پاسخ: با سلام و تبریک، اگر هم باشد بنده ندیده ام. منتها ضخامت لازم برای دیوار باید توسط طراح محاسبه شود و برای طراحی نیز باید فشار خاک وارد پشت دیوار طبق ۶-۴-۲ مبحث ششم (ویرایش ۹۲) محاسبه و بر دیوار وارد شود و با فرض یک مقدار مناسب برای مقاومت دیوار بنایی محاسبه شود.

۷/۹/۹۲-عامری: جناب استاد سلام، خسته نباشید.:::ضمن تشکر از سخاوتمندی و وب سایت بسیار عالی شما، می خواستم از جنابعالی خواهش کنم در صورت امکان لطف کنید و pdf آیین نامه ی ASCE 41-06 رو هم در لیست آیین نامه ها قرار بدید.:::از لطف و محبت شما بینهایت سپاسگزارم.:::ارادتمند شما، عامری

پاسخ: با سلام، بنابه پیشنهاد شما این فایل را در قسمت آیین نامه های آمریکا اضافه کردم.

۲/۹/۹۲- میثم: سلام::همین طور که میدانید در حالتهای طیفی زلزله (مثلا جهت sx)دو مولفه vyوvx داریم که مولفه xبزرگتر از مولفهyاست ،حال جهت همپایه کردن برش پایه استاتیکی وطیفی کدامیک از روشهای زیر صحیح است؟چرا؟در صورت امکان کتاب معرفی بفرمایید.::۱-برش پایه مولفه x طیفی را با برش پایه جهت xاستاتیکی همپایه کنیم::۲-برایند برش پایه طیفی (رادیکال جمع توان دوم vyوvx) را با برش پایه استاتیکی جهت x. متشکرم

پاسخ: با سلام. مسلما باید از روش دوم استفاده شود. مسلما کل برش پایه حاصل از تحلیل طیفی باید با برش کل استاتیکی همپایه شود و کل برش نیز به صورت جمع برداری محاسبه می شود که خودتان اشاره کردید. کتاب خاصی نمی شناسم.

۳۰/۸/۹۲- ابراهیم: با سلام و ارادت جناب دکتر آیا در نرم افزار etabs ستون های اطراف دیوار برشی بعنوان المان مرزی باید در قاب مدل شوند یا تعریف مقطع در sd کفایت می کند چون مدل کردن یا نکردن آن جواب های بسیار متفاوتی می دهد

پاسخ: با سلام، بله باید مدل شود و همراه با دیوار pier شود. نرم افزار در مرحله تحلیل سازه به انچه که مدل شده است توجه می کند و نیروها را بر اساس اعضای رسم شده استخراج می کند و پس از انجام تحلیل سازه در مرحله بعد با توجه به مقطع طراحی که رسم کرده اید دیوار را چک می کند.

۱/۸/۹۲- رامین: با سلام،چرا در یک سازه فولادی، تیرها در یک طبقه در اتصال به ستون باید هم ارتفاع باشند؟

پاسخ: با سلام، بایدی در کار نیست. تنها اگر قاب خمشی داشته باشید، و تیرهایی با ارتفاع متفاوت به ستون (گیردار) وصل می شوند، ممکن لازم شود از ورقهای پیوستگی بیشتری استفاده شود. پس توصیه می شود تا حد امکان تیرها هم ارتفاع باشند.

۲۳/۷/۹۲- جواد:با تشکر از سایت بسیار عالی تان:::::: در تحلیل دینامیکی همواره باید برش پایه دینامیکی را بر اساس برش پایه استاتیکی هم پایه نمود.::علت این کار چیست ؟ مگر برش پایه ای که با روش تحلیل طیفی بدست می اید مقدار درستی نیست.:::::

پاسخ: با سلام، تحلیل دینامیکی در نرم افزار بدون منظور کردن سختی اجزای غیر سازه ای مانند دیوارها و دیگر مواردی می باشد که در مدل نرم افزاری ترسیم نمی شوند. بنابراین دوره تناوب سازه کاملا قابل اعتماد نیست. به همین جهت باید با برش استاتیکی (که با دوره تناوب آیین نامه محاسبه شده) هم پایه شود. استفاده از تحلیل دینامیکی باعث می شود برش همپایه شده، به صورت بهتری در ارتفاع سازه توزیع شود.

۲۱/۷/۹۲- مسعود اصلاحی: با سلام و خسته نباشید، در طرح سازه های بتنی گاهی اتفاق می افتد که مساحت میلگرد لازم جهت ستون طبقه بالا بیش از طبقه پائین است به عبارتی نیروهای طرح ستون طبقه بالا بدست آمده از آنالیز ، بیش از نیروهای طرح همان ستون در طبقه پائین است ، آیا در نظر گرفتن قطر بیشتر جهت آرماتور ستون در طبقه بالا منع آیین نامه ای دارد ؟ نظر شخصی شما چیست؟

پاسخ: با سلام، بله در برخی موارد چنین می شود. از نظر آیین نامه ای منعی نداریم. ولی معمولا طراحان ترجیح می دهند همان آرماتورهایی که برای ستون فوقانی منظور کرده اند، برای ستون های پایین تر کمتر از آن قرار ندهند.

۱۸/۷/۹۲- عین اله قاضی لو: سلام::دالهای بتنی به شکل سهمی و نیم دایره امروزه در سازه های بتنی خیلی متداول شده است. طراحان محترم این دالها، چگونه با آن در برنامه ایتبز برخورد میکنند؟آیا در برنامه ایتبز میتوان این دال ها را رسم و مدلسازی کرد یا باید یک شکل مستطیل و یا مربع معادل آنها را رسم و مدل کرد؟

پاسخ: با سلام، نرم افزار ایتبس دال طراحی نمی کند. این دالها معمولا به صورت دستی و بر اساس حداکثر طول طره آنها آرماتورهایشان محاسبه می شود. البته در نرم افزار تنها برای منظور کردن وزن و دیگر اثرات آنها می توان به صورت چند ضلعی مدل کرد. در نرم افزار ایتبس ۲۰۱۳ امکان رسم دالها به صورت منحنی (به جای چندضلعی) معیا شده است.

۹/۷/۹۲/ سیاوش: سلام جناب دکتر::بعضی از دانشجویان سؤالاتی راجع به فونداسیون در رقوم ارتفاعی مختلف پرسیده اند که باید توجه داشت نرم افزار مربوطه تنها نیروها را در یک تراز در نظر میگیرد و مواردی از قبیل اعمال حالت شیب دار، جنبهٔ کاربردی نداشته و ورژنهای جدید آن را در نظر نمیگیرد و تنها در نرم افزار قرار داده شده و به گونه ای غیر فعال است و توان محاسبه را ندارد.

پاسخ: با سلام، در نرم افزار ETABS امکان تعریف ستونها با ترازهای متفاوت تکیه گاهی وجود دارد و در صورتی که از پی شیبدار استفاده کرده باشید، حتما لازم است که در نرم افزار نیز آنرا به درستی "در دو تراز مختلف" مدل نمایید. البته در نرم افزار SAFE نیازی به تعریف دو تراز مختلف نمی باشد و می توان تمامی پی ها را به صورت یک تراز مدل کرد و نتایج آن نیز با واقعیت تفاوت چندانی نخواهد داشت. منتها برای انتقال اطلاعات از ETABS به SAFE، نیز باید دو تراز مختلف در ETABS را به صورت فایلهای جداگانه export کرده و سپس قبل از اینکه در SAFE آنرا import نمایید، توسط یک ویرایشگر متنی گرهها و نیروها را در دو تراز با هم یکی کرده و سپس در SAFE وارد نمایید.

۳/۷/۹۲- خطیب: باسلام و احترام- پس از طراحی یک سازه بتنی در ایتبز و در مرحله مشخص کردن شماره آرماتورهای خمشی تیر بتنی مشخص شد که در برخی از تیرها باید از دو ردیف آرماتور در ناحیه کششی بتن استفاده شود. آیا باید مقدار کاور بتن در مدلسازی آن تیرها تغییریابد و طراحی کنترل شود؟ ثانیاً مقدار کاور تعریف شده در ایتبز تنها برای قسمت کششی بتن(تک ارمه) است یا فشاری(دوبله آرمه) را نیز شامل میشود؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، در نرم افزار ETABS هم برای میلگردهای فوقانی و هم میلگردهای تحتانی پوشش بتن تا مرکز میلگردها تعیین می شود که در صورت استفاده از دو ردیف میلگرد باید فاصله را تا مرکز میلگردها وارد نمایید. مثلا اگر دو ردیف میلگرد phi28 داشته باشید، باید مقدار
۴+۱+۲,۸+۲/۲,۵=۹,۰۵
را وارد نمایید.

۲۵/۶/۹۲- رضا مقبلی: سلام آقای دکتر::ضوابط ضخامت پلیت های زیرسری و روسری در اتصالات گیردار چیست؟::آیا درسته ضخامت این پلیت ها حداقل مساوی ضخامت پلیت بال تیرخواهد بود؟(تا محل تشکیل مفصل پلاستیک در فاصله d از بر اتصال را به سازه تحمیل کنیم)::از طرفی افزایش بیش ازحد ضخامت پلیت زیر و روسری چه اثراتی دارد؟::باتشکر::::

پاسخ: با سلام، ضخامت ورق روسری معمولا بین ۱,۵ تا ۲ برابر ضخامت بال تیر بدست می آید. مراحل طراحی این نوع اتصال را می توانید در قسمت جزوات نرم افزاری و طراحی دانلود نمایید.

۲۵/۶/۹۲ پریا: با سلام . برای طراحی فنداسیون مناره مسجد چه نکاتی را باید در نظر بگیرم؟

پاسخ: مهمترین مسئله کشش در خاک و واژگونی می باشد.

۲۱/۶/۹۲- سید جمال الدین طلوع: باسمه تعالی::سلام ::::در یک سازهناچار به استفاده از مهاربند قطری هستیم. اما از آنجایی که طول دهنه مورد نظر زیاد است لاغری عضو قطری بیش از حد مجاز میشود هرچند که نسبت تنش در آن مقطع به حدود ۰,۵ میرسد. ::حال می خواستم بدانم آیا می توان با استفاده از یک دستک مرکز عضو قطری را به گره وصل کرد تا طول مهارنشده عضو قطری کاهش یابد. در اینصورت طول مهارنشده را میتوان ۰,۵ و ۰,۷ در نظر گرفت؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، خیر مجاز به چنین کاری نمی باشید. وجود این دستک می تواند در میانه مهاربند اصلی ایجاد مفصل پلاستیک کرده و عملکرد آن را مختل کند. از لحاظ تئوریک نیز با افزودن چنین دستکی، طول موثر به مقادیر ۰,۵ و ۰,۷ کاهش نمی یابد.

۲۰/۶/۹۲- فریا:با عرض سلام و احترام آقای دکتر ، اگر در وصله ستون از وصله مستقیم با جوش نفوذی کامل استفاده شود ایا دیگر نیازی به طراحی ورق وصله نیست؟ اگر این جوش، جوش کارخانه ای نباشد و در کارگاه انجام شود چطور؟ اگر برای جوش نفوذی کارگاهی ورق وصله بایدوجود داشته باشد باید رابطه Zs.Fy.6ZcFye را برآورده کند یا باید بخشی از نیرو که توسط جوش نفوذی اتصال مستقیم تحمل می شود از .ZcFye۶ کم شود؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، در صورت استفاده از جوش نفوذی با نفوذ کامل و انجام تست جوش (حتی اگر کارخانه ای نباشد)، نیازی به ورق وصله نخواهد بود.

۱۰/۶/۹۲- دانشجو: با سلام. در یک کنسول با سیستم دال و با ابعاد مشمول دال دو طرفه، آیا حتما می بایست یک تیر در لبه دال (لبه کنسول) پیش بینی کرد یا خیر؟(این موضوع مورد بحث ناظر و طراح معماری در یک ساختمان مسکونی است که محاسب از ارایه جزییات خودداری کرده و لی ناظر معتقد به تعبیه تیر در لبه دال است.) با تشکر

پاسخ: با سلام، خیر لازم نیست. دال بتنی بالکن را می توان تنها از یک لبه و به صورت طره به سازه متصل کرد که البته در این حالت با هر ابعادی که باشد، یک طرفه محسوب می شود و آرماتورهای آن بر اساس خمش یک طرفه محاسبه می شود.

۱۰/۶/۹۲- ایوب: با عرض سلام و خسته نباشید به استاد عزیز و گرامی, استاد چرا در ایتبس همیشه لنگر تیرهای طره ناشی از بار زلزله ex و ey صفر هستند پس چرا ما باید طره ها رو برای ترکیب بار ۱۰۰-۳۰ طراحی کینیم زیرا هیچ نیرویی از زلزله در طره دیده نمیشود و فقط نیروهای مرده و زنده داریم.

پاسخ: با سلام، بارهای جانبی مانند زلزله x و y بر تیرهای طره و نیز تیرهای دو سرمفصل اثر نمی کنند. در طره بار قائم زلزله به صورت دستی و مشابه بار مرده وارد می شود و برای طراحی آنها باید ترکیب بارهایی را که زلزله قائم دارند استفاده نمایید.

۷/۶/۹۲- خالدی: در مورد نحوه تعریف اتصالات در سازه های بتنی برام سوال پیش آمده است.::۱- آبا تیر پله می تواند مفصلی باشد.(هم تیر طبقه و هم تیر نیم طبقه) (آیا اجرایی است ؟)- بالکن چطور ؟::۲-اتصال تیر به تیر به صورت مفصلی می تواند باشد؟ (آیا اجرایی است ؟ دیتایل آن به چه صورت است؟؟)

پاسخ: با سلام، در رابطه با اتصال تیرهای فرعی بتنی به تیرهای اصلی و یا اتصال تیر میان طبقه راه پله به ستون، برخی از طراحان دتایلهایی را پیشنهاد کرده و آنها را دو سر مفصل در نظر می گیرند (از نظر اینجانب این دتایلها مردود است). از جمله میلگردهای فوقانی و تحتانی تیر فرعی را به صورت ضربدری در تکیه گاه خم می کنند (که تاکید می کنم از نظر بنده نادرست است). و یا اینکه انتهای میلگردهای فوقانی تیر فرعی را بدون خم انتهایی به کار می برند تا طول مهار آنها به اندازه کافی تامین نشده و در اثر لنگر منفی کمی از داخل بتن سر خورده و لنگر منفی انتهای تیر کاهش یافته و دو سر مفصل منظور شود.

در رابطه با اتصال تیرهای فرعی به تیر اصلی، در صورتی که ضریب ترک خوردگی پیچشی تیرهای اصلی به صورت مناسبی تعیین شود، عملا پیچش وارد بر تیر اصلی کاهش یافته و نیاز به دو سرمفصل کردن تیر فرعی در مدل نخواهد بود (دقت شود که در صورت دوسرمفصل کردن تیر فرعی عملا پیچش در تیر اصلی صفر می شود که نادرست است). ضریب سختی پیچشی تیرهای اصلی را می توانید برابر ۰,۱۵ وارد نمایید و در صورتی که باز هم پیچش زیاد باشد، می توانید با رعایت بند ۹-۱۲-۱۱-۲ مبحث نهم مقدار ضریب ترک خوردگی پیچشی را بیشتر کاهش دهید.

۷/۶/۹۲-خالدی: در مورد نحوه تعریف اتصال تیرها در دیوار برشی::در کتاب دکتر باجی عنوان شده : در دیوارهای برشی که به صورت غشایی عمل می کنند اتصال تیرهایی که عمود بر طول دیوار برشی هستند به صورت مفصلی است زیرا دیوارهای برشی در جهت خارج از صفحه قادر به تحمل لنگر خمشی نیستند. ::(سوال =آیا تعریف این نوع اتصال اجرایی است؟؟؟اگه اجرایی است چطور می توانم دیتایل مناسب برای آن تعریف کنم که عملکرد مفصلی داشته باشد؟؟)

پاسخ: با سلام، در مواردی که عمود بر دیوار برشی تیر فرعی متصل می شود، بهتر است در تراز طبقات، در داخل دیوار، تیر اصلی نیز در نظر گرفته شود تا تیر فرعی به جای دیوار به تیر متصل شود. در ضمن بنده به شخصه برای مدلسازی دیوارهای برشی از المان shell استفاده می کنم.

۵/۶/۹۲- هادی: سلام اقای دکتر::برای در نظر گرفتن سختی موضعی ایجاد شده در محل پی ، آیا لازم است سختی ناشی از المان های دیوار برشی نیز بر روی پی گسترده مدلسازی کرد؟

پاسخ: با سلام، باید در نظر گرفته شود. وجود دیوار سختی را پی را تغییر داده و نتایج را تغییر می دهد.

۳/۶/۹۲- امیر: سلام آقای دکتر و عرض خسته نباشید.در خصوص ارتفاع طبقه پیلوت که در ایتبس وارد می کنیم می خواستم بدونم که ارتفاع از روی پی تا روی سقف پیلوت حساب می شود یا تا اکس تیر سقف پیلوت(چون بعضی از کنترل کننده ها سلیقه های نتفاوتی دارند)؟ و اینکه اقای دکتر ضریب کاهش سختی پیچشی باید در چه مواقعی در تیرها اعمال گردد و مقدار ان ۰,۳۵ است؟

پاسخ: با سلام، در نرم افزار ایتبس تا روی تیر (نه کف سازی) معیار است. در رابطه با سختی پیچشی به "تمامی تیرها" ضریب ۰,۱۵ اعمال نمایید.

۳/۶/۹۲- افروز خطیب: سلام. اگر در یک سازه خمشی بتنی ابعاد تیرها و ستونها به گونه ای باشد که استفاده از دیوار برشی برای محاسب ضروری باشد آیا با اضافه کردن دیواربرشی و اجرای دستور Concrete Frame Design برنامه ایتبز به وجود دیواربرشی در طراحی قاب خمشی پی برده و ستونها پایین میاید؟ Ratio عنایت دارید که طراحی قاب بتنی و دیوار برشی دستورات جداگانه در ایتبز دارند یعنی Concrete Frame Design و دستور Shear wall Design

---

پاسخ: با سلام، با افزودن دیوار برشی، با انجام "تحلیل سازه" توسط نرم افزار عملا عمده بار جانبی به دیوار منتقل شده و سهم قاب خمشی از تحمل بار جانبی کاهش می یابد. پس از استخراج نیروها، دیوار و قاب جداگانه "طراحی" می شوند.

۳۱/۵/۹۲- حمیدرضا: حمید رضا ::سلام و عرض ادب خدمت آقای دکتر::در کتاب آقای دکتر سید بهزاد طلایی طبا (طراحی جامع آیین نامه ایی سازه های بتن آرمه) برای کنترل نامنظمی پیچشی از بخش summury report عدد ۱,۲ راملاک قرار میدهد، در صورتی که آقای حسین صفر مردانلو میگوید این قسمت ایتبس درست نیست وباید دستی چک شود ، سوالم اینست کدام یک صحیح می باشد ؟

پاسخ: با سلام، در قسمت summary report تغییرمکان کل ارائه می شود. در حالیکه برای کنترل نامنظمی طبق بند ۶-۷-۱-۸-۱-۱ تغییرمکان نسبی (اختلاف تغییر مکان دو طبقه) معیار است. بنابراین همانطور که جناب مهندس مردانلو نیز در صفحه۲۱ دفترچه راهنمای نکات حائز اهمیت (در همین سایت می توانید دانلود نمایید) عنوان کرده اند نمی توان از اعداد ارائه شده برای کل تغییر مکان یک طبقه برای کنترل تغییرمکان نسبی استفاده کرد.

۳۰/۵/۹۲- مهران: سلام جناب دکتر::ممنون میشم در خصوص مقدار درز انقطاع برای ساختمانهای بیش از ۸ طبقه توضیح بیشتری ارائه بدید. ::برای مثال در طبقه هشت ساختمانی وقتی R۰,۵ برابر "تغییر مکان بسبی طرح طبقه" را حساب میکنم عددی حدود ۳ سانتیمتر به دست می آید. آیا این مقدار درز کل در آن طبقه است یا باید با درز طبقات پایین جمع شود.::جمله آئین نامه صراحتا حالت اولی را که عرض کردم بیان کرده است!::

پاسخ: با سلام، چنین محاسبه ای غیر منطقی می باشد چون در این صورت این ضابطه هیچگاه حاکم نخواهد بود. باید طبقات پایین را نیز منظور نمایید.

۳۰/۵/۹۲- رضا: سلام:سیستم ستون بتنی و دال بتنی (بدون تیر) چه نوع سیستمی هست؟ سیستم قاب ساده در نظر گرفته میشه؟ یا چیز دیگه ای؟ ::

پاسخ: با سلام، چنین سیستمی قادر به تحمل بار جانبی نیست و لازم است در برخی از دهانه ها از دیوار برشی استفاده شود تا بار جانبی را تحمل کند.

۲۹/۵/۹۲-رضا: با سلام و عرض ادب. ایا اعمال گزینه fram insertion point در نرم افزار جهت انالیز و طراحی صحیح است یا خیر لطفا توضیح بیشتری در این زمینه بفرمایید. با تشکر

پاسخ: با سلام، نرم افزار ETABS آکس قرار گیری تیرها را در بالای تیر و ستونها را در مرکز آن در نظر می گیرد که پیش فرض مناسبی است و نیازی به تغییر آن نیست.

۲۷/۵/۹۲- لیوک خلج: سلام آقای دکتر سلام گرم مارا از دیار مردم سخت کوش جنوب پذیرا باشید. استاد من در Safe8 یک پی نواری مدل کردم. اینطور که شنیدم این ورژن نرم افزار آرماتور عرضی پی را طراحی نمیکند. لطفا یک روش ساده و حتی بسیار محافظه کارانه برای طراحی خاموتها بیان کنید. در ضمن پی گسترده خاموت نیاز نداره؟ با تشکر از اهواز

پاسخ: با سلام، معمولا ضخامت پی را چنان در نظر می گیرند که نیاز به خاموت نداشته باشد، آنچه که به عنوان آرماتورهای عرضی در بالا و پایین پی منظور می شود باید بر اساس حداقل آرماتور حرارتی لازم تعیین شوند. در برخی نقاط از پی خمش عرضی نیز خواهیم داشت که در این صورت به جای استفاده از ضوابط مربوط به آرماتور حرارتی باید بر اساس خمش وارد شده، مقدار آرماتور عرضی تعیین شود که ممکن آرماتور حداقل خمشی حاکم شود. در نرم افزار SAFE می توان با ترسیم نوارهای عرضی مقدار آرماتور عرضی لازم را بدست آورد.

۲۵/۵/۹۲- نیما بانکی: سلام آقای دکتر::۱-چطور میشه در etabs دو تراز base مدل کرد؟ (آخه در یک پروژه مسکونی که زیر زمین دارد، قسمتی از فونداسیون در تراز همکف و قسمتی در تراز زیر زمین قرار دارد.)::۲- چطور میشه به safe منتقل کرد؟::با تشکر فراوان.

پاسخ: با سلام، در ایتبس که مشکلی خاصی نداریم. به راحتی می توانید در هر گرهی که لازم است تکیه گاه قرار دهید. در انتقال به SAFE باید ترازها را جدا گانه انتقال دهید. یعنی یک بار تراز Base را انتقال دهید و بار دیگر تراز بالای آن را. سپس بسته به نوع طرح فونداسیون می توانید آنها را جداگانه طراحی کنید و یا اینکه با هم ترکیب کنید. اگر اختلاف تراز کم باشد معمولا پی ها را با پی شیب دار به هم متصل می کنند که در این صورت باید دو فایل را یکی کنید. در SAFE12 امکان کپی کردن نقاط از یک فایل به فایل دیگر وجود دارد. در SAFE8 نیز باید فایلهای متنی را در Notepad باز کرده و دستی نقاط را از یکی از فایلها به دیگری منتقل نمایید (کاری وقت گیر بوده و باید برای بار اول از یک فرد آشنا کمک بگیرید). در صورتی که اختلاف تراز زیاد باشد و یا به دلیل فاصله کم دهانه ها امکان استفاده از پی شیب دار نباشد. معمولا دیوار بتنی کار می کنند که در این صورت می توانید پی ها را جداگانه مدل نمایید.

۲۵/۵/۹۲- حمید: با سلام از این که وقت میذارید و جواب ما رو میدید ممنونم چند سوال داشتم لطف کنید جوابشونو به من بدید.۱- چرا حداقل درصد میلگردهای افت وحرارت برای میلگردهای با تنش جاری شدن بالاتر کمتر است؟ ۲- چرا در به دست اوردن حداقل ارتفاع تیر ویا دال یک طرفه اگر از فولاد با fy بالاتر استفاده شود ضخامت عضو افزایش می یابد؟

پاسخ: با سلام، ۱: با افزایش تنش تسلیم فولادها، مقاومت آنها بیشتر شده و می توان مساحت معادل کمتری قرار داد. ۲: حداقل ارتفاع تیر بر اساس خیز تیر تعیین می شود. خیز تیر نیز بستگی به ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته تیر دارد که در آن هرچه مساحت میلگردهای کششی بیشتر شود ممان اینرسی نیز بیشتر خواهد بود. آیین نامه می داند که با افزایش Fy، طراح از مساحت میلگرد کمتری استفاده خواهد کرد و به جهت کاهش مساحت میلگرد، ممان اینرسی نیز کاهش خواهد یافت. بنابراین برای جبران این کاهش، می گوید ارتفاع مقطع کمی افزایش یابد.

۲۴/۵/۹۲- مهدی یگانه زاده: سلام و درود خداوند بر شما و گفتار شما. درکتابهای درسی داریم که جهت محاسبه نیروی زلزله می بایستی جرم سازه درترازهرطبقه رابدست آوریم .جرم سازه هم بااحتساب نصف طبقه بالایی ودر نظرگرفتن نصف طبقه پایینی بدست می آید.چنانچه دوطبقه داشته باشیم که یکی به ارتفاع h1 ودیگری h2باشد آیابرنامه های طراحی sap/etabs قادربه تشخیص این دوارتفاع جهت بدست آوردن جرم طبقات هستند.ویابایدبه صورت دستی حساب ولحاظ شود

پاسخ: با سلام، در نرم افزار اجزایی که مدل می شوند (مثلا ستونها و یا دیوارهای برشی و یا مهاربند) در محاسبه وزن لرزه ای هر طبقه به صورت اتوماتیک نصف بار آنها برای طبقه بالا و نصف دیگر برای طبقه پایین منظور می شود و جای نگرانی نیست. ولی دیوارهای پیرامونی (غیر بتنی) در نرم افزار مدل نمی شوند و وزن آنها به صورت بار گسترده بر تیر زیر آن (توسط کاربر) محاسبه و وارد می شود. بنابراین عملا کل وزن دیوار را به طبقه زیرین خود وارد کرده ایم و نرم افزار نیز آنرا به عنوان وزن طبقه منظور می کند (که نادرست است). برای اصلاح این مورد یک بار از نوع other با نام wall یا Mass تعریف کرده و برای اصلاح تفاوت بارهای دیوار از آن استفاده می کنیم. برای آشنایی با نحوه عمل، به جزوه راهنمای گام به گام انجام پروژه های فولاد و بتن مهندس جعفری در همین سایت مراجعه نمایید.

۲۳/۵/۹۲- رهبری: سلام آقای دکتر::ببخشید در طراحی ستون در etabs برای حالت حد نهایی(LRFD) مقاطع دوبل ستون ها رو چطور به نرم افزار تعریف می کنیم؟::اگر به روش SD section باشه که می گن تو این روش نرم افزار فشردگی مقطع رو کنترل نمی کنه؟::حالا روش کار قطعی چی هستش؟::خیلی ممنون می شم اگه جواب بدین.

پاسخ: با سلام، باید آنرا با یک مقطع غیر SD معادل نمایید. برای این کار می توانید از نرم افزار proper استفاده نمایید. این نرم افزار به صورت فایل excel نیز موجود است. و قادر است یک فایل با پسوند pro تولید نماید (همانند فایل های خود ETABS) که نرم افزار مقاطع را فشرده منظور نماید. این نرم افزار را می توانید در سایت ایران سازه جستجو نمایید.

۲۱/۵/۹۲- مهدی: با سلام::آیا مقطع اجرایی یک دیوار برشی که بصورت یکنواخت در ایتبس مدل شده است مثلا ۲ متر طول و به عرض ۳۵ سانتیمتر همانند مقطع مدل شده میباشد یا با توجه به اینکه در ایتبس دیوار آکس به آکس مدل میشود طول مقطع اجرایی کمی بزرگتر درنظر گرفته میشود مثلا دیوار مدل شده به طول ۲ متر در اجرا حدودا ۲,۴ میشود

پاسخ: با سلام، اگر از روش general reinforcing pier section استفاده نمایید، مقطع دیوار به صورت دقیق و با ابعاد واقعی منظور می شود و نیازی به تغییر نخواهد بود.

۱۸/۵/۹۲- الناز: با سلام و تشکر از زحمات استاد گرانقدر::استاد ایا در etabs در قسمت بارگذاری برای اسانسور هم بارگذاری انجام می دهیم ؟ و اگر انجام میدهیم نحوه محاسبه بار اسانسور و اینکه در کدام قسمت سازه وارد میکنیم .با تشکر

پاسخ: با سلام، وزن کل آسانسور و ملحقات آن را در جهت اطمینان به تیرهای (یا اگر به ستون متصل است، به ستونهای) طبقه آخر وارد نمایید. در سازه های مسکونی کوچک، به حداقل بار می توانید بار کل را ۱,۵ تن فرض کرده و با احتساب ضریب ضربه دو، کل بار را ۳ تن منظور نمایید. بدین ترتیب این بار را به چهار قسمت تقسیم کرده (۷۵۰ کیلوگرم) و به چهار گوشه آسانسور (به تیرهای اصلی) وارد نمایید.

۱۵/۵/۹۲- رضا نیک محمدی: با درود و سلام:: آقای دکتر ببخشید یه سوالی راجع به بار دیوار جداگر راهپله از پذیرایی و سربار تیغه بندی داشتم. تو اکثر کلاسهای آموزش ایتبز یا اکثر دوستان من، میان به کل کف های ساختمان سربار تیغه بندی به اندازه ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع میدن و دیگه هیچ دیوار یا تیغه دور راهپله را در مدل ایتبز وارد نمیکنند آیا این کار صحیح است یا یک عرف مهندسی است؟ واینکه این عدد ۱۰۰ نیز یک عرف مهندسی است؟

پاسخ: با سلام، عدد ۱۰۰ در بند ۶-۲-۲-۳ مبحث ۶ آمده است. دیوارهایی که وزن متر مربع آنها کمتر از ۱۵۰ کیلوگرم برمترمربع می باشد، به صورت گسترده بر کف درنظر می گیریم(بند ۶-۲-۲-۵ مبحث ششم). دیوارهای اطراف راه پله اگر ۲۰ سانتی اجرا شوند (که معمولا اینگونه می باشد)، وزنشان بیشتر از ۱۵۰ خواهد بود و باید مانند دیوارهای پیرامونی به صورت بار گسترده بر تیر زیر آن وارد شود و نباید آن را معادل سازی کرد. در کف طبقات نیز اگر تیغه ها (۱۰ سانتی) زیاد باشد، ممکن است وزن مترمربع وارد بر کف معادل آنها بیشتر از ۱۰۰ باشد. مثلا اگر در یک کف به ابعاد ۵ متر در ۱۰ متر، طول کل تیغه ها برابر ۱۵ متر باشد. با فرض ارتفاع تیغ ها برابر ۳ متر و وزن مترمربع سطع دیوار برابر ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع، وزن معادل وارد بر کف برابر خواهد بود با:

q= (15*3*150)/(5*10)=135.

در این صورت به جای بار ۱۰۰ باید بار معدل تیغه ها را برابر ۱۳۵ منظور نمایید.

۱۵/۵/۹۲- محمد طلاپسند: با سلام و آرزوی سلامتی برای استاد:: میشه برای رفع مشکل فشردگی لرزه ای مقاطع فولادی در روش LRFD توی تنظیمات آیین نامه Ignore seismic code رو yes بزنیم؟ آیا در این صورت باز ضوابط لرزه ای کنترل میشه تا بعداً فشردگی مقطع را دستی بررسی کنیم؟(عنایت داشته باشید که Ignore special seismic load در حالت No است.) با تشکر از تمام زحمات شما

پاسخ: با سلام، در صورت غیر فعال کردن این گزینه ضوابط لرزه ای (از جمله فشرده بودن) توسط نرم افزار کنترل نخواهد شد. و شما باید دستی این ضوابط را کنترل نمایید. از جمله مهمترین این ضوابط می توان به بند ۱۰-۳-۸-۱-۲-۴ و نیز بند ۱۰-۳-۶-۱ اشاره کرد.

۱۵/۵/۹۲- جواد پیشه زاد: با عرض سلام حضور استاد عزیزم. آیین نامه ۲۸۰۰ در قسمت پیکربندی سازه ای بند ۱-۵-۳ میگه فاصله مرکز جرم از مرکز سختی از ۵ درصد بعد ساختمان کمتر باشه ولی در قسمت پلان منظم بند ۱-۸-۱-۱-ب این مقدار رو ۲۰ درصد بعد ساختمان معرفی میکنه. حالا تکلیف ما چیه؟ با کدوم یک کنترل کنیم که سازه منظم است یا نامنظم تا در صورت نامنظمی ۳۰ درصد نیروی زلزله جهت متعامد رو به ترکیب بارها اضافه کنیم. با تشکر

پاسخ: با سلام، اولا بند۱-۵-۳ تنها یک توصیه می باشد و ربطی به منظمی یا نامنظمی سازه ندارد. معیار منظم بودن همان بند ۱-۸-۱ می باشد. دوما در سازه های منظم نیز (طبق بند ۲-۱-۴ ب) در بیشتر سازه ها عملا ملزم به منظور کردن زلزله ۳۰ درصد هستیم (چه منظم و چه نامنظم). برای مثال اگر هر دو جهت قاب خمشی(فولادی یا بتنی) باشد، تمامی ستونها در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی بوده و زلزله ۳۰ درصد باید اعمال شود.

۱۴/۵/۹۲- سعید رسولی: سلام. لطفا در مورد نحوه به دست آوردن فشار خاک پشت دیوار حائل زیرزمین ساختمان جهت طراحی آن توضیح دهید و اگر کتابی در این مورد موجود می باشد معرفی نمایید. (در مورد طراحی آن در کتاب بتن مهندس طاحونی گفته شده که اگر از چهار طرف به تیر، ستون، و فنداسیون اتکا داشته باشد می توان به صورت دال دوطرفه طراحی نمود)

پاسخ: با سلام، فشار پشت خاک بر اساس نوع خاک منطقه متغیر است و بر اساس گزارش مکانیک خاک تعیین می شود. در صورت غیاب گزارش، به صورت "تقریبی" می توان ضریب K0 را برابر ۰,۵ درنظر گرفته و با فرض اینکه وزن مخصوص خاک ۲ تن بر متر مکعب باشد (که این خود نیز

بستگی به خاک محل و اشباع بودن یا نبودن آن دارد)، می توان مقدار تقریبی فشار جانبی را محاسبه کرد. با این فرضیات تقریبی برای مثال اگر ارتفاع زیرزمین ۴ متر باشد، یک بار مثلثی خواهید داشت که حداکثر فشار در پایین دیوار برابر ۴ تن بر مترمربع دیوار خواهد بود.

۱۲/۵/۹۲- هادی: سلام استاد.میشه سر فصل های دروس تحلیل سازه و مقاومت مصالح که در کنکور ارشد مورد سوال قرار میگیرن رو به ما معرفی بفرمایید.با تشکر

پاسخ: با سلام، سرفصل ها همان سرفصل های دروس تحلیل ۱ و مقاومت ۱ می باشد که سرفصل های آن را می توانید از همین سایت از قسمت سرفصل ها دانلود نمایید.

۱۲/۵/۹۲- حمیدرضا جوانمرد: باسلام. درسازه هاییکه در دوجهت خمشی هستند آیا کنترل قانون ۱۰۰-۳۰ (یعنی صد درصد نیروی جانبی همراه با سی درصد در راستای دیگر) برای ستونها باید انجام شود یا نیازی نیست.چرا که اگر پاسخ مثبت باشد بدان معناست که همواره در تمامی سازه ها با هر نوع سیستم مقاوم در برابر زلزله باید این کنترل صورت بگیرد باتشکر۹۲/۵/۱۲

پاسخ: با سلام، بلی طبق بند ۲-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰ برای تمامی ستونهایی که در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی قرار دارند، باید زلزله ۳۰ درصد متعامد منظور شود. در سازه هایی که هر دو جهت قاب خمشی هستند، عملا تمامی ستونها در دو جهت جزئی از سیستم باربر جانبی هستند و باید زلزله ۳۰ درصد را اعمال نمود. البته در ادامه این بند یک تبصره وجود دارد (تبصره ۱) که برای ستونهای با نیروی محوری کم استثنا قائل می شود.

۱۲/۵/۹۲- یوسفی: با سلام خدمت استاد گرامی. از شما بابت زحماتتان متشکرم::استاد در طرح سازه های فولادی به روش تنش مجاز فرق بین ترکیب بار وِیژه و ترکیب بار زلزله تشدید یافته چیست؟ آیا این دو اصلا با هم فرق دارند و چه اعضایی باید با آنها طراحی شود؟ لطفا مثل همیشه کاملا راهنمایی بفرمائید.::با تشکر فراوان

پاسخ: با سلام، ترکیب بار عادی، همان ترکیب بارهایی می باشد که در مبحث ۶ و نیز ص ۱۵ مبحث دهم آمده است. این ترکیب بارها در طراحی "تمامی" اعضا و بخشهای سازه باید کنترل شوند. در اعضای خاصی و موارد خاصی علاوه بر ترکیب بارهای عادی، ترکیب بارهای ویژه لرزه ای نیز باید کنترل شوند. برای مثال ستونهایی که نیروی محوری آنها از یک حدی زیادتر باشد، طبق بند ۱۰-۳-۶-۱ مبحث دهم باید برای ترکیب بارهای لرزه ای نیز کنترل شوند. علت این کنترل مضاعف این است که ستونهای فلزی تحت اثر فشار خالص شکل پذیری کمتری داشته و ضربه زلزله وارد بر آنها بیشتر خواهد بود.

۱۱/۵/۹۲- سینا: با سلام.در ساختمان های اسکلت فلزی مهاربندی شده معمولا یکی از ستون های متصل به مهاربند نیروی بلندشدگی یا آپلیفت داریم.مقدارمجاز نیروی بلندشدگی برای کنترل آن چقدراست؟؟؟با تشکر

پاسخ: با سلام، حداکثر کشش ستون بر اساس بند ۹-۱۷-۴-۲-۳ مبحث نهم تعیین می شود. البته موارد دیگر نیز باید کنترل شوند. برای مثال بولتهای ورق پای ستون باید قادر به تحمل این کشش باشند و طول مهار کافی در پی داشته باشند.

۱۱/۵/۹۲-امید گلرخ: با سلام خدمت استاد گرامی، در خصوص طراحی صفحات گوشه در مهاربندهای ضربدری، اگر ضابطه t2 را بخواهیم رعایت کنیم صفحات با ابعاد بزرگی طرح می شوند.پس ما مجبوریم از سخت کننده استفاده کنیم، حال سوال اینجاست برای طراحی این سخت کننده ها ازچه مرجعی می بایست استفاده کنیم. با تشکر

پاسخ: با سلام، مطابق شکل ص ۳۹۳ مبحث دهم، خط تسلیم رسم شده ورق اتصال را به دو ناحیه تقسیم می کند: ۱-نیمه متصل به مهاربند ۲-نیمه متصل به تیرو ستون. در نیمه متصل به مهاربند نیازی به سخت کننده نمی باشد. در نیمه متصل متصل به تیرو ستون نیز در بیشتر موارد نیازی به سخت کنند نخواهد بود و اگر زاویه به گونه ای باشد که نیاز به سخت کنند باشد (طبق تحقیقات پروفسور آستانه نسبت طول آزاد به ضخامت ورق باید کمتر از ۲۲ باشد)، ضوابط آیین نامه برای ابعاد این سخت کننده نداریم (من ندیده ام). وظیفه این سخت کننده تنها جلوگیری از کمانش ورق اتصال است و نیروی خاصی بر آن وارد نمی شود. به عنوان یک توصیه می توانید ضخامت سخت کننده را برابر نصف ضخامت ورق اتصال و عرض آنرا ۱۰ تا ۱۵ برابر ضخامت سخت کننده درنظر گیرید.

۱۰/۵/۹۲- خالدی: با عرض سلام و احترام::در پروژه فولاد من کنسول وجود دارد که شامل بار قائم می شود. در ترکیبات بارگذاری اثر نیروی قائم را اعمال کرده ام. حال چگونه این نیروی قائم را به کنسول ها اعمال کنم؟::منبع مناسبی برای این جوابم پیدا نکردم. اگه ممکنه به صورت گام به گام نحوه اعمال بار قائم در ایتبس را بیان نمایید.::خیلی خیلی ممنون

پاسخ: با سلام، پس از تعریف بار EV در قسمت static load case و نیز منظور کردن آن در ترکیب بارها، باید بر اساس بارهای مرده و زنده بالکنها، بار قائم را طبق بند ۲-۳-۱۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰ وارد نمایید. برای مثال اگر A=0.35 و ضریب اهمیت برابر یک باشد و مجموع بار گسترده زنده و مرده بالکن (بدون ضریب) برابر ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد. در این صورت باید یک بار گسترده برابر با ۴۹۰ کیلوگرم بر مترمربع و از نوع بار EV به کف بالکن اعمال نمایید (دقیقا همانطور که بار مرده و زنده را به کف اعمال کردید). همچنین اگر در کناره های بالکن بار مرده دیوار قرار داده اید (بار گسترده بر روی تیر کنار بالکن)، باید یک بار گسترده از نوع EV به تیر کناری نیز اعمال نمایید. خلاصه اینکه هر جا که بارهای مرده و زنده را اعمال کرده اید، EV نیز باید اعمال نمایید.

۱۰/۵/۹۲- محمد: با سلام خدمت استاد گرامی::در صورتی که در یک جهت نیروی شلاقی داشتیم و در جهت دیگر نداشتیم آیا می توانیم در ایتبس برای جهتی که نیروی شلاقی دارد از UBC94 و برای جهتی که نیروی شلاقی نداریم از User Coefficent استفاده کنیم؟::ممنون میشم اگه راهنمایی کنید.

پاسخ: با سلام، بلی مشکلی نیست. زلزله های استاتیکی دو جهت متعامد مستقل از هم بوده و می توانید جداگانه به هر روش دلخواهی هر کدام را تعریف نمایید.

۹/۵/۹۲- مهدی: با سلام -در etabs هنگام گرفتن ارماتور برشی در قسمت shear reinforcing در اکثر ستونها به جز چند تا بقیه صفر اند .بی زحمت دلیلش رابفرمایید

پاسخ: با سلام، در صورتی که نیروی برشی موجود کمتر از نصف مقاومت برشی بتن ستون باشد، مقدار آرماتور برشی صفر اعلام می شود. این به این معنی است که از لحاظ نیروی برشی موجود نیاز به تنگ نیست. ولی باید توجه داشته باشید که وظیفه تنگ ها در ستون تنها تحمل برش نمی باشد. تنگها باید مانع از کمانش آرماتورهای طولی ستون شوند و برای این منظور آرماتورهای طولی یک درمیان باید توسط تنگها مهار شوند. علاوه بر این تنگها بتن ستون را محصور کرده (در آغوش گرفته) و شکل پذیری آن را افزایش می دهند. بنابراین حضور آنها (چه برش داشته باشیم و چه نداشته باشیم) الزامی است. در صورتی که برش کم باشد و اعداد در نرم افزار صفر اعلام شوند، باید حداقل مقادیر آیین نامه ای را قرار داد.

۹/۵/۹۲- امیر: با عرض سلام در مورد طراحی کف ستون زیر ستون فولادی مدفون در دیوار برشی با توجه به زیاد بودن نیروی محوری توضیح بدین تشکر.

پاسخ: با سلام، ضابطه خاصی ندارد. با افزایش نیروی فشاری، نیروی وارد بر بتن زیر ورق افزایش می یابد که برای کاهش آن باید ابعاد ورق پای ستون را افزایش دهید. اگر هم کشش بالاست، باید تعداد (یا مساحت) بولت های ورق را افزایش دهید و همچنین به مهار این بولت ها در بتن پی توجه نمایید.

۹/۵/۹۲- علی: سلام ::در سایت ایران سازه ازاقای مهندس جعفری نقل شده است که :در طراحی مهاربندیای ضربدری ضریب کمانش برای جهت اصلی عدد ۰,۵ است که این ضریب توسط خود برنامه در نظر گرفته میشود و نیازی به اعمال دوباره آن توسط کاربردر نرم افزار ایتبس نیست که در برخی موارد به اشتباه دوباره توسط مهندسین لحاظ میشود که این مساله باعث میشود که ضریب کمانش به جای عدد ۰,۵ عدد ۰,۲۵ در نظر گرفته شود. ::ایا این جمله درسته؟

پاسخ: با سلام، بلی همینطور است. در قسمت overwrite اعضای مهاربند، ضریب مربوط به Unbraced length ratio(Major) به صورت پیش فرض ضریب ۰,۵ درنظر گرفته می شود. طول موثر مهاربند به صورت زیر محاسبه می شود:

Le=Unbraced length ratio(Major)*Effective length factor(K Major)

محاسبه می شود که اگر هر دو را برابر ۰,۵ وارد کنید، نتیجه برابر ۰,۲۵ خواهد بود.

۹/۵/۹۲- سید محمود مظلومی: با سلام و عرض ادب حضور استاد ارجمند؛:::آیا به علت محدودیت ایجاد شده ناشی از قطع و بریدن میلگرد های انتظار ستون،اجرای الحاقی طبقه آخر یک سازه بتنی بصورت فولادی میسر می باشد؟در صورت جواب مثبت،چگونه می توان اتصال ستون بتن آرمه را به ستون فلزی تامین کرد؟ضمناً در صورت جواب منفی، آیا می توان جهت اتصال میلگردهای کوتاه شده ستون زیرین به میلگردهای ستون طبقه الحاقی،در پای D٪

پاسخ: با سلام، بلی امکان پذیر است. می توانید از کاشت آرماتور استفاده نمایید (با شرکت هایی که در زمینه مقاوم سازی فعال هستند از نزدیک مشاوره نمایید). پس از کاشت آرماتور بر روی ستون موجود، هم می توانید به صورت بتنی ستون اجرا نمایید و یا اینکه یک ورق نصبی فولادی (همانند baseplate) با استفاده از آرماتورهای کاشته شده اجرا کرده و ستون فولادی جدید را به آن جوش دهید.

۹/۵/۹۲- حمید: با سلام خدمت استاد محترم::اگر در طبقه بام میلگرد ستون بصورت مستقیم بوده وطول مهاری هم درتیر رعایت شده باشد نیاز به خم است ::بطور کلی ضابطه اتصال تیر به ستون در تراز بام در سازه های با شکل پذیری متوسط به چه شکل است وایا خم ۹۰ درجه که مشکلات اجرایی دارد الزامی است؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، امکان مهار آرماتورهای انتهایی بدون استفاده از قلاب عملا غیر ممکن است و برای مهار مناسب آنها باید خم شوند.

۲/۵/۹۲- هومن: با سلام خدمت آقای دکتر حسین زاده::از چه مراجعی برای محاسبه نسبت پهنا به ضخامت حالات مختلف جدول B4.1 آیین نامه فولاد آمریکا و مبحث دهم و یا در واقع محاسبه ضریب کمانش ورق استفاده شده است چون مراجعی که من دارم مانند کتاب سالمون K ورق منطبق با حالت غیر فشرده می باشد.همچنین برخی از ردیفهای مبحث دهم با AISC مطابقت ندارد و یا در آن ذکر نشده مانند حالت ۱۰(جان قطعات تحت اثر مشترک فشار حاصل از ..)

پاسخ: با سلام، قسمت ASD برگرفته از AISC-ASD1989 می باشد و با مقادیر این آیین نامه تطابق دارد. قسمت حد نهایی مبحث دهم نیز برگرفته از AISC-LRFD2005 می باشد و با آن تطابق دارد. تنها اشتباه رخ داده در مبحث دهم در حالت ۱ و ۲ مربوط به صفحه ۱۵۵ مبحث دهم ایران می باشد که با AISC2005 تطابق ندارد. در پیشنویس ویرایش جدید مبحث دهم این مورد بر اساس AISC اصلاح شده است.

۱/۵/۹۲- حیدری: با سلام. برش پانچ فونداسیون سازه فلزی ۸طبقه در بعضی نقاط به ۴,۵ رسیده. افزایش مقطعی عمق فونداسیون و یا تعبیه شمع هم پاسخگو نبود. خواستم ببینم راه حل شما در این مورد چیست؟ ممنون از حوصله جنابعالی

پاسخ: با سلام، نرم افزار SAFE8 در محاسبه برش پانچ مشکل دارد و اشتباه محاسبه می کند. برش پانچ را دستی چک کنید و یا از SAFE12 استفاده نمایید.

۱/۵/۹۲- محسن محشورا: با سلام.ایا می توانیم میلگردهایی که از ستون طبقه پایین در ستون طبقه بالا امتداد پیدا نمیکنند و وصله نمیشوند را در سقف با قلاب خم کنیم وبتن سقف را بریزیم؟اینطوری میلگردهای اضافی از ستون پایین آیا مهار میشوند؟

پاسخ: با سلام، در صورت استفاده از قلاب، طول لازم برای گیرداری کاهش می یابد. در این حالت طبق بند ۹-۱۸-۲--۷-۱ میلگردی که قطع می شود باید حداقل به اندازه ۲۰ برابر قطر میلگرد از انتهای ستون ادامه یابد و سپس خم شود. بنابراین عملا خم کردن میلگرد غیر منطقی می باشد و بهتر است ادامه یابد.

۱/۵/۹۲- مهناز محمدی: سلام. می خواستم بدونم اگه ساختمانی با طول ۴۵ متر داشته باشیم آیا باید در بین آن درز انقطاع بگذاریم؟ کلا وقتی طول ساختمان زیاد است هر چند متر درز لازم است؟

پاسخ: با سلام، بله در سازه های بتنی طبق بند ۹-۹-۷-۲، در سازه با طول زیاد دو راه بیشتر ندارید: یا باید از درز انقطاع استفاده نمایید و یا اینکه بارگذاری حرارتی را در بارهای وارد بر سازه منظور نمایید که در این حالت نیازی به درز انقطاع نخواهد بود.

۲۹/۴/۹۲- نوشین حسن پور: سلام آقای دکتر طاعات و عباداتتون قبول:: من در ایتبز یه سازه فولادی مهاربندی شده رو مدل کردم. تمامی کفها kg/m^2۴۰۰ بار مرده و kg/m^2۲۰۰ بار زنده دارند(بار دیوار ۶۰۰). وقتی باASD89 طراحی انجام میدم(با ترکیب بارهای پیش فرض برنامه)اکثر تیرها مشکل خیز دارن طوریکه ترکیب بار تعیین کننده خیز است.طول دهانه تیرها هم ۴ یا ۵ یا ۵,۵ متر است. بنظر جنابعالی این مشکل طبیعی است؟ آیا بار مرده من زیاد است؟

پاسخ: با سلام، در چنین تیرهایی معمولا مقاومت تعیین کننده است و خیز تعیین کننده نیست. احتمالا در وارد کردن اعداد اشتباه کرده اید. مثلا ممکن است مدول الاستیسیته را کمتر وارد کرده باشید و یا اینکه تنش تسلیم فولاد را بالاتر از ۲۴۰۰ وارد کرده باشید.

۲۷/۴/۹۲- حجازی: با سلام.باتوجه به بند۹-۱۰-۸-۴در تحلیل سازه باید سختی خمشی وپیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه ومنظور گردد.مثلا در قابهای مهار نشده سختی تیرهامعادل ۳۵/.باید در نظر گرفت شود.اما در این بند مشخص نشده که سختی خمشی را می توان کاهش داد یا سختی پیچشی وآیا می توان برای هر دو مورد این کاهش را در نظر گرفت.با توجه به راهنمای ابا ضریب کاهش سختی پیچشی تیرهاحتی۱۵/.نیز پیشنهاد شده.

پاسخ: با سلام، بلی به دلیل ترک خوردن تیر، هم سختی پیچشی و هم سختی خمشی تیر کاهش می یابد و همانگونه که خودتان اشاره کردید، برای پیچش ضریب ۰,۱۵ و برای خمش ضریب ۰,۳۵ مناسب می باشد. البته در قابهای مهار شده این مقادیر ۱,۵ برابر درنظر گرفته می شود. همچنین طبق بند ۹-۱۲-۱۱-۲ در صورتی که مقدار پیچش فراتر از مقدار عنوان شده در این بند باشد می توان برای کاهش مقدار آن ضریب پیچش را حت?? از ۰,۱۵ نیز کمتر درنظر گرفت.

۲۶/۴/۹۲- علی: سلام::۱-ایا ساختمانها با سقفهای پیش تنیده ویا سقفهای کوباکس که درانها تیرها حذف میشود، شامل بند ت صفحه ۷۵ مبحث ششم میشوند؟::۲-درسقفهای کامپوزیت جهت صحیح نصب برشگیر ناودانی به چه صورتی است واصلا مهم است یا نه؟::۳- درست است که حتما باید در دو طرف تیر دال وجود داشته باشد تا ایتبس ان تیر را مرکب طراحی نماید؟::۴-چرا در سازههای مهاربندی شده با سقف کامپوزیت شاهتیرها وکشها را مرکب طراحی نمیکنند؟

پاسخ: با سلام، ۱- با سقف کوباکس آشنا نیستم ولی در مورد سقف پیشتنیده باید رعایت شود. ۲- جهت نصب در کتب فولاد آمده است (در جزوه فولاد ارشد بنده نیز آمده است). در صورت رعایت جهت ناودانی ها (برشگیرها) هنگامی که تیر تغییرشکل می دهد، بتن در داخل ناودانی محصور شده و مقاومت و سختی آن افزایش می یابد و در نتیجه درگیری بیشتری بین تیر فولادی و دال بتنی ایجاد می شود. بهتر است رعایت شود. ۳- خیر. ایتبس تیرهای لبه را نیز می تواند به صورت کامپوزیت طرح دهد (و تنها نصف دال را منظور کند). ولی توصیه بنده این است که خود کاربر این تیرها را به جهت عدم اطمینان از بتن ریزی کامل در لبه، به صورت تیر غیر کامپوزیت طراحی کند. ۴- در رابطه با شاهتیرها، اگر تیر اتصال گیردار به ستون داشته باشد، در قسمتی از تیر لنگر منفی بوده و عملا بتن دال غیر موثر است. علاوه بر این در ناحیه بحرانی دو انتهای تیرهای گیردار اجازه استفاده از برش گیر را نداریم (بند ۱۰-۳-۴-۳). در رابطه با شاهتیرهایی که به صورت دوسرمفصل به سازه متصل هستند می توان آنها را مختلط در نظر گرفت. البته بنده به شخصه ترجیح می دهم که تیرهای اصلی را (چه مفصلی و چه گیردار) به جهت اهمیت آنها مختلط درنظر نگیرم.

۲۵/۴/۹۲- جوانبخت: سلا آقای دکتر-آقای دکتر میخواستم بدونم در پرورِه بتن در انتخاب تیر و ستون ما باید حتما عرض تیر را با ستون یکی قرار دهیم یاخیر لزومی ندارد فقط صرفا برای زیبایی بعد کار است؟چون در سازه فولادی عرض تیر حداقل باید ۵سانت برای اینکه جوشکاری بهتر و راحتر انجام شود کوچکتر فرض میکنیم میخواستم بدونم چنین فرضی هم در ساختمان بتنی وجود دارد یا خیر؟ با تشکر فراوان از پاسخ های شما

پاسخ: با سلام، در سازه های بتنی به جهت راحتی در قالب بندی می توان تیر را هم عرض ستون طرح داد (البته در صورت امکان و اجباری نیست). در سازه های فولادی ولی چنین بحثی وجود ندارد. اگر تیر فولادی به "بال ستون" به صورت "مفصلی" متصل است که هیچ محدودیتی در عرض بال تیر نداریم. اگر به صورت "مفصلی" به "جان ستون H شکل" متصل می شود، بهتر است کمی کوچکتر از جان ستون باشد تا بتواند داخل آن قرار گیرد. اگر اتصال "گیردار" به "بال ستون" دارید، با توجه به فرم شکل کله گاوی (ورق روسری اتصال گیردار) باید عرض بال تیر کوچکتر مساوی عرض بال ستون باشد.

۲۵/۴/۹۲- نیره بابایی: سلام آقای دکتر. مرسی از زحماتتون. لطفاً تفاوت طراحی زیر رو بیان کنید: طراحی براساس:۱- مقاومت ۲- ظرفیت ۳- سطح عملکرد ۴- دریفت. مورد سوم خیلی برام مهمه. لطفاً اونو از بقیه بیشتر توضیح بدین و بگین کجا استفاده میشه؟ کلاً هر چهارتا کجا استفاده میشه؟(شرمندم که سوالم طولانی شد) من دراین ماه مبارک رمضان برای شما که برای جامعه علمی کشور بی هیچ منتی زحمت میکشید بهترینها را آرزو میکنم. تشکر

پاسخ: با سلام، تشریح کامل موارد در اینجا میسر نیست. روش سوم در بررسی سازه های موجود (بحث مقاوم سازی) استفاده می شود. و با توجه به وقت گیر بودن این روش، در طراحی سازه های جدید از آن استفاده نمی شود. به کتاب "طراحی و بهسازی لرزه ای سازه ها بر اساس سطح عملکرد" نوشته مهندس تقی نژاد مراجعه نمایید.

۲۵/۴/۹۲- جعفر نوحی: با سلام و قبولی طاعات و عبادات در ماه مبارک رمضان. استاد عزیز در سازه های فولادی برای ما شکل پذیری مهم است یا داشتن مقاومت بالا؟ منظورم این است که سازه سیستم خمشی داشته باشد تا در مقابل زلزله تغییرشکل های زیاد داده و با این تغییرشکل انرژی زلزله را جذب کن ویا اینکه سازه به قدری قوی و سفت وسخت باشد(مثل قاب خمشی با تعداد زیادی مهاربند) که اصلا تکان نخورد. کدامیک بهتر است؟

پاسخ: با سلام، ایده ال این است که سازه دارای مقاومت بالا و شکل پذیری بالا باشد. ولی در عمل هرگاه بخواهیم مقاومت سازه را افزایش دهیم، شکل پذیری آن کاهش می یابد و برعکس. علاوه بر شکل پذیری سختی جانبی سازه نیز اهیمت زیادی دارد. با افزایش مقاومت معمولا سختی سازه افزایش یافته و در نتیجه ضربه ناشی از زلزله بر آن افزایش می یابد. از طرفی اگر سختی سازه از یک حدی کمتر باشد، مشکل دریفت خواهید داشت. این مباحث بسیار گسترده و تا حدی پیچیده می باشد. در کتاب پروفسور مقدم مطالب مفیدی در این زمینه وجود دارد.

۲۵/۴/۹۲- ناصر: با سلام::با توجه به اینکه سؤالات آزمون نظام مهندسی (محاسبات)، در درس فولاد به سمت طراحی به روش LRFD میل کرده است؛ مطالعه چه کتابی را برای آزمون مناسب میدانید؟ (با توجه به اینکه بیشتر کتابهای موجود به روشASD می باشند.)::

پاسخ: با سلام، بلی متاسفانه مرجع فارسی مناسبی در این زمینه نداریم.کتاب فولاد سالمون که در همین سایت برای دانلود موجود است، به روش LRFD می باشد ولی به زبان لاتین بوده و ممکن است سنگین باشد. شما بهتر است به مطالعه متن آیین نامه بپردازید. می توانید در کلاسهای آمادگی آزمون نیز شرکت نمایید.

۲۳/۴/۹۲- سینا: سلام جناب دکتر. من مشغول طراحی یک سوله هستم. طبق آیین نامه بار باد وارد به سقف آن کششی و در جهت بالا میباشد. میخواستم بدونم در ترکیب بارهای باد، ترکیبات شامل علامت منفی باد را هم بذارم؟ آیا قرار دادن علامت منفی به معنای بی معنا بودن کششی بودن سقف و اعمال فشار اضافه بر تیرهای rafter نمیباشد؟

پاسخ: با سلام، در سوله ها با توجه به اینکه بارها به صورت دستی به صورت رفت و برگشت توسط کاربر بر سازه اعمال می شود، در ترکیب بارها باید ضریب بار باد تنها به صورت مثبت وارد شود (بر خلاف زلزله که ضریب بار آن هم به صورت مثبت و هم به صورت منفی منظور می شود).

۲۱/۴/۹۲- حمید: سلام حدمت شما استاد عزیز::در مورد نامنظمی بند ۱-۸-۱-۱-ث و Aj ارائه شده در بند۲-۳-۱۰-۳ ایین نامه ۲۸۰۰ ::میخواستم بدونم آیا این دلتاها ، دلتای نسبی هستن یا مطلق؟چون آیین نامه دراین مورد مبهمه::یعنی اینکه میشه از خروجی ایتبس استفاده کرد؟::بسیار ممنون

پاسخ: با سلام، در بند های فوق نوع تغییر مکان مشخص شده است. در بررسی نامنظمی (بند ۱-۸-۱-۱) دلتاها نسبی هستند ولی در محاسبه ضریب Aj دلتاها مطلق هستند.

۲۱/۴/۹۲- امیر: با سلام.میخواستم بدون وجود سخت کننده در تیر ورق باعث چی میشه و چه کاربردی داره؟

پاسخ: با سلام، در تیرهایی که جان آنها نازک است (نسبت ارتفاع مقطع به ضخامت جان مهم است)، در اثر برش وارده شده جان مقطع کمانش می کند (صفحه ۱۰۳ جزوه فولاد ویژه ارشد بنده را ببینید). علت عمده استفاده از سخت کننده عرضی جلوگیری از این نوع کمانش در جانهای نازک می باشد. علل دیگری نیز داریم مثلا زیر بار متمرکز از سخت کننده استفاده می شود.

۱۹/۴/۹۲- کامیار: با سلام ایا میتوان با افزایش تعدا د میلگردها ویا بالا بردن فی انهاوهمچنین کم کردن فاصله خاموتها به نصف سطح مقطع تیر یا ستون بتنی را کاهش داد با تشکر

پاسخ: با سلام، معمولا این کار امکان پذیر نیست. چون آیین نامه یک سری محدودیت هایی را قائل شده است که از حدی به بالا نمی توان میلگرد (چه طولی و چه عرضی) قرار داد. علت این محدودیت ها: اگر تراکم آرماتور بالا رود بتن به راحتی از بین آنها رد نشده و اجرای سازه با مشکل مواجه می شود. علاوه بر این شکل پذیری سازه در برخی موارد زیر سوال می رود. دلایل دیگری هم مانند بحث حریق نیز دخیل هستند.

۱۹/۴/۹۲- علی عبدالمالکی: سلام آقای دکتر::سوال اول اینکه چرا در سازه های بتنی آرماتورهای طولی تیرهای طبقه اول کمتر از طبقه دوم در می آد اما در مورد ستون ها اینگونه نیست؟::و یه سوال دیگه اینکه وقتی سازه فولادی را در ایتبس مدل کردم نیروی محوری مهاربند طبقه اول حدود ۳ تن از نیروی محوری مهاربند طبقه دوم کمتر شده است اما طبقات بالاتر روند عادی کاهشی در نیروی محوری مهاربند دارند. به نظرتان مشکل از کجاست؟

پاسخ: با سلام، البته همیشه اینگونه نیست. بستگی به هندسه سازه دارد. یکی از دلایل این است که در طبقه پایین یکی از دو انتهای ستون اتصال گیردار به پی داشته و دوران آن صفر است. این باعث می شود که سختی ستون طبقه پایین در مقایسه با سختی ستونهای طبقه های بالاتر (که در هر دو انتهایشان مقداری دوران دارند) بیشتر شده و در نتیجه در طبقه پایین ستون نسبت به تیر سختی بیشتری داشته و نیروی بیشتری را جذب کند. در مورد مهاربند نیز احتمالا پای ستونها را گیردار کرده اید و ستونهای طبقه پایین به کمک مهاربندهای طبقه پایین آمده اند.

۱۸/۴/۹۲- کمیل قاسمی: سلام آقای دکتر::میخواستم بدونم برای طراحی دستی مهاربند، نیروی طراحی را از کدوم قسمت etabs باید بگیرم؟::من وقتی از design output گزینه P-M Colors / Brace Axial Force را می زنم برای مهاربند طبقه اول یه نیرویی در حدود ۷۰ تن میده ولی وقتی نیروهای حاصل از ترکیب بارها رو نگاه می کنم حداکثر نیروی محوری حدود ۲۰ تن به اون وارد می شه؟!!::برای طراحی دستی مهاربند از کدومشون باید استفاده کنم؟

پاسخ: با سلام، صفحه ۹۳ جزوه ایتبس بنده را ببینید (در همین سایت در قسمت جزوات نرم افزاری). برای طراحی اتصال مهاربند طبق بند ۱۰-۳-۹-۳-۳ باید از نیروی ظرفیتی استفاده نمایید که معمولا بیشتر از نیروی حاصل از ترکیب بار می باشد (همان ۷۰ تن) ولی برای طراحی خود مهاربند باید از نیروی حاصل از ترکیب بار استفاده نمایید (همان ۲۰ تن).

۱۷/۴/۹۲- محمدی: با سلام خدمت شما::استاد در طبقه-۱و-۲ دیوار حایل دارم ودر کل سازه ۷طبقه است(وسازه مورد نظر بتنی است)۲سئوال از حضورتون داشتم::۱)بعد از اختصاص دیوار حائل باید مش بندی انجام بدم واینکه وقتی می خواهم دیافراگم صلب به طبقه اختصاص بدم باید به دیوار حائل وصل شه(آخه موقعی که مش بندی می کنم نقاط مش بندی رو هم به مرکز جرم وصل می کنه)::۲)استاد چون دیوار حائل دارم ترکیب باری اضافه میشه ؟

پاسخ: با سلام، برای دیافراگم کردن تنها باید گره های تراز طبقه انتخاب شود. در صورتی که آیین نامه طراحی دیوار برشی با آیین نامه طراحی سازه بتنی یکی باشد، می توانید از ترکیب بارهای تعریف شده برای قاب بتنی، برای طراحی دیوار برشی نیز استفاده نمایید.

۱۶/۴/۹۲- رحیم: با سلام:: در اتصال ستون به ستون زمانی که از پروفیل IPB استفاده میشود برای::اتصال میتوان جان و بال ستون ها را به هم جوش داد یا اینکه به وسیله ورق::باید اتصال داشته باشند؟ اگر ستون به صورت باکس بود چطور؟::

پاسخ: با سلام، اگر منظورتان وصله ستونها می باشد، هم می تواند به صورت جوش نفوذی (بدون استفاده از ورق وصله) باشد و هم اینکه از ورق وصله استفاده کرد (هم در ستون باکس و هم ستون H شکل)

۱۴/۴/۹۲- علی: سلام::چنانچه بخواهیم یک سازه فلزی (منظم یا نامنظم??) با سیستم مهاربندی که با روشASDطراحی شده را مجددا با روش LRFD طراحی کنیم به صورت کلی (دید فنی جنابعالی) شاهد چه تغییراتی در سایز مقاطع تیرها ،ستونها،مهاربندها و اتصالات خواهیم بود؟::در قابهای خمشی چطور؟::با کمال تشکر وسپاس

پاسخ: با سلام، در صورتی که از ترکیب بارهای آیین نامه ایران استفاده نمایید (مطابق جزوه ایتبس بنده که در همین سایت موجود است)، تغییر چندانی نخواهید داشت. در تیرها ممکن است قدری (در حد چند درصد) نسبت تنشها کاهش یابد و در مهاربند ها ممکن است چند درصدی افزایش یابد. به طور خلاصه تفاوت چندانی نمی کند. ولی حسن آن این است که تمامی ضوابط لرزه ای توسط نرم افزار کنترل می شود و نیازی به کنترل دستی آنها نیست.

۱۴/۴/۹۲- یوسفی: با سلام خدمت جناب دکتر ارجمند::من یک قاب دو بعدی ۲۵ طبقه با سیستم دوگانه (قاب خمشی + مهاربند ضربدری) با sap طراحی کرده ام و برای خیلی از تیرها تیرآهن نمره ۵۰ (IPE50) جوابگو است. آیا به نظر شما این جواب معقول است یا غیرعادی است؟ به جای IPE به نظر شما از چه مقاطعی برای تیرها استفاده کنم تا سایز آنها خیلی بالا نرود؟::با تشکر ویژه::

پاسخ: باسلام، بله معقول است. برای سازه های بلند بهتر است به جای استفاده از مقاطع آماده، از تیرورق استفاده نمایید.

۱۰/۴/۹۲ فرخ بدلخانی: سلام استاد. ما نمیدونیم با چه زبونی از زحمات شما تشکر کنیم. شما خیلی به گردن ماها حق دارید. ببخشید آیا در ایتبز باید برای هرکدوم از طبقات دیافراگم جداگانه با اسم متفاوت اختصاص داد یا به همه ی طبقات یک دیافراگم با یه اسم؟ دوستانم نیز به شما سلام میرسانند و تشکر میکنند.

پاسخ: با سلام، می توانید برای تمامی طبقات از یک نام استفاده نمایید. ایتبس خود تشخیص می دهد که طبقات را جداگانه دیافراگم کند. اگر در طبقه ای دو سقف متفاوت داشته باشید (مثلا دو برج دو قلو که در طبقات پایین به هم متصل بوده و در طبقات بالا از هم جدا می شوند) در این صورت باید در آن طبقه خاص از دو نام مختلف برای دیافراگم کردن آن دو قسمت استفاده شود.

۱۰/۴/۹۲- هما رفیعی: با سلام و خسته نباشید. استاد من میخوام در یک ساختمان فولادی کف صلب در ایتبز ایجاد کنم. یکی از مهاربندها در کل طبقات به هیچ کفی متصل نیست(گوشه ساختمان و در محل راهپله). بهمین دلیل وقتی من کفها رو انتخاب میکنم تا کف صلب بسازم این مهاربند به دیافراگم وصل نمیشه. دوستم میگه با انتخاب Pointها دیافراگم بساز. منم میگم دیافراگم از طریق کفها باید ایجاد بشه. لطفا ما رو راهنمایی کنید./. با تشکر

پاسخ: با سلام، باید توجه داشته باشید که اصولا استفاده از مهاربند در چنین دهانه هایی که اتصال به دیافراگم ندارند، نادرست می باشد. در صورتی که ناچار به استفاده از مهاربند در دهانه ای شوید که به کف طبقه متصل نمی باشد، باید به نحوه ای با دتایل خاصی اتصال مهاربند به کف طبقات برقرار شود که در این صورت می توانید برای دیافراگم کردن طبقه از گرهها استفاده نمایید.

۹/۴/۹۲- ساناز: با سلام.اگر در کارگاه در اجرای یک ستون،از یک طبقه به بعد به علت نبود میلگرد از سایز بزرگتری بخواهند استفاده کنند،مثلا به جایd2512،از d2810 استفاده کرد؟با توجه به عدم تقارن و احتمالا سخت تر شدن ستون بالاتر،آیا ایرادی نیست؟با تشکر فراوان::

پاسخ: با سلام، میلگردها تاثیری بر سختی ستون ندارند و مشکلی نیست. تنها باید توجه شود که طول مهار میلگرد ۲۸ بیشتر از ۲۵ می باشد و بنابراین طول وصله میلگردها باید افزایش یابد.

۹/۴/۹۲- ساناز: با سلام.اگر در کارگاه به جای میلگرد AIII از AII در تیر بخواهند استفاده کنند،آیا بدون آنالیز میتوان تصمیم گرفت؟با تشکر

پاسخ: با سلام، امکان پذیر است ولی باید تعداد میلگردها افزایش یابد (۱,۳۳ برابر شود). از طرافی با توجه به افزایش تعداد میلگردها بحث فواصل و تراکم آرماتورها نیز مجددا باید چک شود.

۹/۴/۹۲- مریم واحدی: با سلام و سپاس حضور استاد ارجمند . آقای دکتر من دو ساختمان را با مشخصات یکسان در sap و etabs مدل نموده ام (بارگذاری و مقاطع یکسان) ولی زمان تناوب دو مدل در دو نرم افزار متفاوت بدست می آید که در ساختمان کوتاهتر (۵ طبقه)اختلاف خیلی کم ولی در دو ساختمان ۸ طبقه اختلاف در حد ۰,۲۱ ثانیه می باشد (ایبس ۱,۶۷ و سپ ۱,۸۸). علت این تفاوت در چه می تواند باشد ؟

پاسخ: با سلام، در نرم افزار SAP تمامی اعضا را انتخاب کرده و از منوی
Assign - Frame - End(Length)Offsets
گزینه Automatic from Connectivity را انتخاب کرده و مقدار Rigid-zone factor را برابر ۰,۵ وارد کنید. همین کار را در ایتبس نیز انجام دهید.

۹/۴/۹۲- علی: با سلام ... اعمال بارهای حرارتی در کدام یک از سازه ها ضروری می باشد و ضابطه مربوط در کدامیک از بند های آیین نامه گفته شده ؟

پاسخ: با سلام، در سازه هایی که طول آنها از یک حدی بزرگتر باشد باید آنالیز حرارتی انجام داد و یا به جای آنالیز حرارتی می توان درز انبساط قرار داد. در رابطه با سازه های بتنی به بند ۹-۹-۷-۲ مراجعه نمایید.

۸/۴/۹۲- سید رضا سیدی: با سلام واحترام خدمت شما وتشکر از جنابعالی بخاطر خدمات علمی با ارزشتون...خواستم بدونم که در برنامه ETABS چگونه میتوان در دو انتهای عضو اتصال نیمه صلب معرفی کرد . استاد گرامی خواهشمندم در صورت امکان مقداری جزیی تر پاسخ دهید..با تشکر..دانشجوی سال آخر سازه...

پاسخ: با سلام، می توانید به همان طریقی که مفصل خمشی تعریف می کنید، عضو را انتخاب کرده و از طریق منوی
Assign- Frame/Line - Frame Releases/Partial Fixity
پس از فعال کردن M33، در قسمت Start و End به جای عدد صفر، سختی دورانی اتصال نیمه صلب را وارد نمایید.

۷/۴/۹۲/- دهاقین: ::با عرض سلام.در SAP14 ،قابلیت انتقال عکس العملهای تکیه گاهی به SAFE12، ایجاد گردیده است با این تفاوت نسبت به ETABS که، علاوه بر نیروی عمودی و لنگرها،نیروهای افقی را نیز انتقال می دهد و گره ها را بصورت RESTRAINT در SAFE نمایش می دهد.::۱- آیا باید در پیRESTRAINTحذف شود؟۲-آیا عکس العملهای افقی(با توجه به ایجاد حرکت افقی پی) حذف شود یا به طریقی اثر سختی افقی فنر معادل خاک لحاظ شود ؟::باسپاس

پاسخ: با سلام، ۱: بله پس از import کردن فایل تکیه گاهها را باید حذف نمایید.۲: در طراحی پی ها از طریق منوی
Run/Advanced modeling options
گزینه
...-D Plate۲
را فعال نمایید تا حرکت افقی نادیده گرفته شود.

۶/۴/۹۲- امیر کلانتری: با سلام خدمت استاد محترم:در خصوص کنترل ماکزیمم جابجایی طبقات در ایتبس بتنی پس از اصلاح سختی ستونها به ۱ و تیرها به ۰,۵ زمان تناوب سازه در تمامی EX,EY,EXP,EXN,EYP,EYN باید تغییر یابد یا فقط EX,EY باید اصلاح گردد و سپس کنترل جابجایی صورت گیرد؟و اینکه آیا باید زمان تناوب سازه قبل از اصلاح سختیها با اعمال۱,۲۵ برابر دوره تناوب تجربی در UBC 94 باشد؟

پاسخ: با سلام، برای کنترل دریفت در فاب خمشی بتنی:
۱- یک فایل ایجاد کرده و سختی تیرها و ستونها را ۱,۵ برابر کنید
۲- دوره تناوب سازه را در فایل جدید بخوانید
۳- بدون توجه به محدودیت ۱,۲۵ برابر دوره تناوب تجربی، نیروهای زلزله (EX, EY, EXP,EXN, EYP, EYN) مجددا با دوره تناوب جدید محاسبه نمایید.
۳- مجددا سختی تیرها و ستونها را کاهش داده (۰,۷ و ۰,۳۵) و نیروی های زلزله محاسبه شده در گام قبلی را به سازه وارد کرده و جابجایی را کنترل نمایید.

۶/۴/۹۲- حمید: با سلام و خسته نباشید ::من میخواستم بدونم با توجه به اینکه در ASCE7-10 و احتمالا ورژن های قبلی آن اثر ترکیب بارهای زلزله ویژه آورده شده است آیا این ترکیب بارها شامل ACI318-11 که هر دو بخشی از IBC2012 میباشند نیز میشود یا خیر به عبارتی آیا وقتی از مثلا ACI318-11 و یا ACI318-08 استفاده میشود آیا میبایست Special Seismic Load Effect را در Etabs فعال نمود یا خیر. سپاسگزارم

پاسخ: با سلام، این گزینه جهت اصلاح ترکیبات بار لرزه ای می باشد و تاثیر دیگری ندارد. با توجه به اینکه ترکیبات بار را باید به صورت دستی تعریف نمایید (به جهت اینکه ضریب نیروی زلزله ۱,۴ می باشد)، فعال کردن این گزینه در سازه های بتنی ضرورتی ندارد. غیر فعال کردن این گزینه تاثیری بر کنترل ضوابط لرزه ای توسط نرم افزار ایتبس ندارد و جای نگرانی نیست.

۳/۴/۹۲- مهدی: درود::آیا برای ترکیبات بار حذف کشش و طراحی فنداسیون در برنامه SAFE بایستی از ۳۰-۱۰۰ نیروهای زلزله استفاده کنیم یا باتوجه به اینکه در Etabs انجام شده نیازی به این ترکیبات بار نیست ؟::سپاس

پاسخ: با سلام، بله باید درنظر گرفته شود. دقت نمایید که گرچه ترکیب بارها در ETABS معرفی شده اند ولی این ترکیب بارها به SAFE منتقل نمی شوند و تنها بارها (D, L, EX, Ey,...) به SAFE منتقل می شوند و شما باید مجددا ترکیب بارها را بسازید.

۳/۴/۹۲- سهند- تبریز: سلام استاد::استاد میشه دیوار حایل رو به تنهایی مدلسازی رد؟::یعنی سازه رو با ایتبس مدل کنیم و دیوار حایل رو با سپ ::

پاسخ: با سلام، دیوار حائل اگر یکپارچه با تیر و ستونها ساخته شود (در برخی پروژه ها دیوار حائل با فاصله و جدا از سازه ساخته می شود)، باید با ابعاد واقعی در مدل سازه در ایتبس مدلسازی شده و مش بندی شود و فشار خاک وارد بر آن در ایتبس اعمال شود. وجود دیوار حائل موجب می شود که تغییر شکل جانبی سازه در تراز زیرزمین عوض شود. علاوه بر این در تیرهای طبقه ای که دیوار دارید، ممکن است نیروی محوری قابل توجهی (به جهت فشار خاک) ایجاد شود که گاه تعیین کننده است (همچنین در ستونها نیز خمش ناشی از فشار خاک باید چک شود). اگر دیوار را از مدل ایتبس حذف کنید، این موارد منظور نخواهند شود. برای طراحی آرماتورهای دیوار حایل، یا باید آنرا دستی طراحی نمایید. و یا اینکه از نرم افزارهای دیگری مانند SAP استفاده نمایید.

۳/۴/۹۲- آریایی: با سلام::برای طراحی سازه ها (ساختمان ها) از کدوم یک از آیین نامه های معتبر و به روز که مورد قبول نظام مهندسی می باشد، می توان استفاده کرد؟ همچنین آیین نامه هایی مثل UBC97 ویرایش های دیگه ای از اون در حال حاضر وجود دارد؟

پاسخ: با سلام، فکر نمی کنم در نظام مشکلی از لحاظ انتخاب نوع آیین نامه باشد به شرطی که تمامی ضرایب مربوطه را صحیح وارد کرده باشید. هر طراحی بنا به سلیقه و تشخیص خود آیین نامه مربوطه را انتخاب می کند. توصیه من استفاده از ACI-05 و یا نسخه های بالاتر آن برای بتن و استفاده از AISC-05 برای فولاد است. در رابطه با سازه های فولادی این توضیح لازم است که با توجه به حذف روش ASD در آینده نزدیک از مبحث دهم، بهتر است مهندسین روش کار با روش LRFD و آیین نامه های مربوطه را به مرور فرا گیرند. AISC-05 مطابقت خوبی با روش LRFD در مبحث دهم دارد.

۲/۴/۹۲- پریوش: با سلام. استاد عزیز من پروژه فولاد دوره کارشناسی را کار میکنم. سازه من یک ساختمان فولادی ۶ طبقه است. در یک گوشه ساختمان مقدار نیروی طراحی ستون طبقه اول ۴۸ تن است و با تعجب نیروی طراحی ستون یک طبقه بالاتر زیاد شده و ۵۵ تن شده است. آیا چنین حالاتی امکان دارد؟ آیا میتواند از اختلاف ارتفاع طبقات باشد؟(ارتفاع طبقه اول ۲,۸ متر وطبقات بالاتر ۳,۲ متراست). خیلی خیلی تشکر

پاسخ: با سلام، بلی ممکن است. به خصوص مقدار لنگر در ستون به طول آن حساس است و با کاهش طول ستون (با ??رض ثابت بودن برش در ستون) لنگر آن افزایش می یابد.

۱/۴/۹۲- نیره بابایی: سلام آقای دکتر. مرسی از زحماتتون. لطفاً در مورد "بتن کرمو" توضیح بدین. مثلاً شنیدم میگن ستون بتنی ۳۵ در ۳۵ ناخودآگاه کرمو درمیاد. این درسته؟ یعنی چی؟ خیلی ممنون و مرسی

پاسخ: با سلام، کرمو شدن بتن به عوامل مختلفی بستگی دارد از جمله نحوه متراکم کردن آن، تراکم آرماتورها و فاصله آنها از هم (که بتن بتواند رد شود)، میزان روانی بتن،... اگر ابعاد ستون کوچک و تراکم آرماتور در آن بالا باشد، در متراکم کردن آن و جا دادن مناسب بتن باید دقت بیشتری به عمل آید. ولی این به این معنی نیست که طراحان ستونهای کوچک طرح ندهند. بلکه به این معنی است که در موقع اجرا باید دقت بیشتری به عمل آید.

۳۰/۳/۹۲- نوید: سلام دکتر.در برنامه ایتبز وقتی که میخواهیم ضوابط لرزه ای را وارد کنیم در قسمت آخر که۰٫۴R راباید وارد کنیم وقتی که ما به دلیل تفاوت سیستم سازه ای در هر دو جهت ضریب رفتار متفاوتی داریم باید کدام یکی را لحاظ کنیم؟در کتاب آقای باجی گفتند باید برای هر جهت جداگانه طراحی شود ولی چگونه؟ما فقط حق وارد کردن یک عدد داریم

پاسخ: با سلام، ۰٫۴R همان ضریب امگا می باشد که برای مثال برای قاب خمشی متوسط برابر ۲٫۸ می باشد. شما می توانید دو فایل مجزا بسازید و یک بار ضریب مربوط به قاب مهاربندی شده را وارد کرده و در آن فایل مهاربند ها را کنترل کنید و یک بار هم در فایل دیگر ضریب مربوط به قاب خمشی را وارد کرده و تیرها و ستونهای قاب خمشی را چک کنید. و یا اینکه به صورت محافظه کارانه، بزرگترین ضریب را وارد کرده و هردو را با آن چک نمایید.

۳۰/۳/۹۲- بیژنی: با سلام.لطفا در مورد تفاوت جوش گوشه با جوش نفوذی در اتصال ورقهای ستونهای باکس توضیح فرمایید و علی الاصول پخ زدن ورقهای با ضخامت کم ۱۵ و۲۰میل که هنکام برشکاری ورق مربوطه اعوجاج پیدا میکند چگونه صورت میگیرد وهمچنین در صورتیکه دو طرف ستون باکس تیر گیردار و دو طرف تیر مفصل باشد ایا نیازی به جوشکاری ۴ طرف ورق پیوستگی میباشد؟ممنونم که توضیح کامل بفرمایید و مرجع داخلی معرفی فرمایید.

پاسخ: با سلام، وصله ستونها اگر از طریق ورق وصله انجام شود، اتصال ورق وصله به ورقهای اصلی، با جوش گوشه خواهد بود ولی اگر وصله به صورت جوش لب به لب (بدون ورق وصله) انجام شود، به صورت جوش شیاری با نفوذ کامل انجام می شود.در رابطه با تفاوتها به کتب فولاد مراجعه نمایید. در رابطه با ورق پیوستگی در جهت هایی که تیر اتصال مفصلی دارد نیازی به جوش دادن نیست. دقت نمایید که وظیفه ورق پیوستگی، پیوسته کردن بالهای تیر دو طرف ستون می باشد. یعنی در واقع ورق پیوستگی همان ادامه بال تیر در داخل ستون می باشد. در اتصال مفصلی بال تیر به ستون متصل نیست و بنابراین اتصال ورق پیوستگی در آن راستا معنی ندارد.

۲۵/۳/۹۲- ثابت: با سلام جناب دکتر اگر سازه ی ۷طبقه فولادی محاسبه و ساخته شود در هنگام سفت کاری یه طبقه به آن اضافه شود چه مسیری را باید چک کرد؟چه مشکلاتی پیش روست؟

پاسخ: با سلام، مسلما مدل نرم افزاری باید توسط شرکت طرح دهنده مجددا اصلاح شده و در صورت نیاز تیرها و یا ستونهایی که مشکل دارند مقاوم سازی شوند.

۲۴/۳/۹۲- نگار صمیمی: برای مدلسازی میانقاب به روش دستک معادل فشاری در sap به مدول الاستیسیته آجر نیاز دارم لطفا راهنمایی فرمایید::و در صورت وجود حل مثالی در این رابطه::با تشکر

پاسخ: با سلام، البته احتمالا منظورتان مدول الاستیسته "آجرکاری می باشد" نه خود آجر. به هر حال باید تست انجام شود و بر اساس نتایج تست مشخص شود (به دستورالعمل FEMA356 مراجعه نمایید). در حالت کلی بسته به کیفیت مصالح، مقاومت فشاری آجرکاری بین ۲۰ تا ۶۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع متغیر است. مدول الاستیسیته را نیز تقریبا ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری درنظر بگیرید.

۲۳/۳/۹۲- جواد ینگجه: با سلام ::جناب دکتر توی طراحی حالت حدی برای سازه فولادی مقاطع مرکب مثلا دوبل IPE رو چطور معرفی می کنید؟:: برنامه مقاطع تعریف شده در General , SD رو غیر فشرده میشناسه در حالی که دوبل IPE مقطعی فشردس

پاسخ: با سلام، بله نرم افزار مقاطعی را که در SD تعریف شده اند را به صورت مقطع غیرفشرده شناخته و پس از طراحی اخطار غیرفشرده بودن می دهد. تنها راه حل این است که مقطع را به صورت یکی از مقاطع استاندارد معادل سازی کرده و به صورت عادی معرفی نمایید. مثلا می توانید از یک

مقطع باکس معادل استفاده نمایید (به طوریکه مساحت بال مقطع باکس برابر مجموع مساحت بالهای دو تیر بوده و همینطور جان و ارتفاع آن نیز معادل باشد).

۲۳/۳/۹۲- دهاقین: با عرض سلام و احترام.::در مورد طراحی فونداسیون سوله در SAFE ، شناژها را بهتر است مدل کنیم یا خیر؟ (آیاطراحی شناژ بر اساس بند ۹-۱۷-۷-۲ مبحث۹(نیروی کششی معادل ۱۰٪نیروی محوری نهایی ستون طرفین)، کفایت میکند؟) ::در صورت مدل نمودن شناژ ،از مشخصاتSLABاستفاده کنیم یا BEAM . ::با سپاس فراوان.

پاسخ: خیر شناژها نباید مدل شوند و تنها باید حداقل ابعاد بتن شناژ را رعایت کرده و مساحت آرماتورهای شناژ را بر اساس کشش ده درصد محاسبه نمایید. در صورتی که شناژ را به صورت SLAB مدل نمایید، نرم افزار بر سختی خمشی آنها حساب کرده و در این صورت باید همانند پی نواری عادی برای آن نوار طراحی رسم کرده و آرماتور خمشی طراحی نمایید. نیازی به درنظر گرفتن تیر نیز نمی باشد. در SAFE بین نوارهای پی حرکتی منظور نمی شود تا بخواهیم شناژ را در آن مدل نماییم و نیازی به این کار نمی باشد.

۲۳/۳/۹۲- رضا جعفری: با عرض احترام اگر تعداد میلگرد در ۲ ستون برابر باشد و ستون ها هم اندازه و مربع اما ارایش میلگرد در وجه های ۲ ستون با هم اختلاف یک عددی دشته باشد مثلا در یک ستون در هر وجه ۵ ارماتور در دیگری در ۲وجه ۴ در ۲وجه دیگر ۶ که جمع ان در هر ۲ ستون ۱۶ عدد میشود تفاوت در نحوه عملکرد این دو ستون در مقایسه با هم همچنین نوع ایراد در اجرا هنگام ارایش اشتباه نوع اول با نوع دوم چیست . با تشکر .

پاسخ: با سلام در ستون اول (ستون متقارن) مقاومت خمشی حول هر دو محور برابر می باشد. در ستون دوم مقاومت خمشی حول یک محور افزایش یافته و حول محور دیگر کاهش می یابد و بنابراین این دو ستون با هم تفاوت دارند.

۲۲/۳/۹۲- حسین سنچولی: با سلام و خسته نباشید خدمت شما استاد گرامی ، میخواستم بدونم اگر مهاربند قایم یک سوله که از میلگرد است ، پس از نصب به دلایلی برش داده شود و مجدد جوش بخورد ، مشکلی در مقاومت سازه سوله بوجود می آید ؟ ممنون

پاسخ: با سلام، میلگردها اگر بدون پیش تنیدگی اولیه (با استفاده از بست قورباغه ای) نصب شوند، معمولا لاغر محسوب شده و فاقد کارایی لازم خواهند بود (شل بوده و عمل نمی کنند). پس از قطع میلگرد و جوش دادن آن باید مجددا پس کشیده شوند. برای اطلاع از محدودیت لاغری به بند۱۰-۱-۳-۱ مبحث ۱۰ مراجعه نمایید.

۲۰/۳/۹۲- پیمان: درود بر شما ، در یک سازه ۶ طبقه ،طبقه ششم در پلان عقب نشینی دارد ، بنابراین ستونهای آن بر روی تیر قرار میگیرد، در این حالت : ۱- برای محاسبه نیروی زلزله قائم باید نیروی وارده از ستون وبارگیر تیر جمع شود ؟ نیروی زلزله باید به ستونهای طبقه پایین هم اعمال شود؟ ۲- برش موضعی در محل تلاقی ستون و تیر اگر کمتر از نیروی برش نزدیک تکیه گاه باشد باز هم نیاز به کنترل دارد؟آیا نرم افزار کنترل میکند؟

پاسخ: با سلام، ۱: بله طبق بند ۲-۳-۱۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰، برای محاسبه نیروی قائم زلزله باید کل بار وارد بر تیر (شامل بار ستون و وزن سقف که بر تیر وارد می شود) در نظر گرفته شود. برای محاسبه این وزن می توانید برش حداکثر در انتهای تیر (تحت مرده + زنده) از نرم افزار خوانده و ضرب در دو نمایید. شما نیروی قائم را تنها به تیر وارد می کنید که این بار بر اساس تحلیل سازه به ستونهای پایین نیز منتقل می شود.۲: در محل اتصال ستون به تیر حتما باید از سخت کننده در جان تیر استفاده نمایید (باید محاسبه شود) همچنین برای بال پایینی تیر (در جایی که ستون بر روی آن نشسته) باید مهار جانبی تامین نمایید (بال فوقانی تیر مدفون در سقف بوده و نیاز به مهار ندارد). برای تامین مهار برای بال پایینی باید از زانویی (سینه بند) استفاده نمایید و آنرا به تیرچه های سقف وصل نمایید.

۱۹/۳/۹۲- محمد: با سلام خدمت استاد گرامی یه سوالی داشتم در مورد ساختمانهای با مصالح بنایی همراه با کلاف بندی قایم و افقی اونم اینکه در اینگونه ساختمونا شاهتیرهای فولادی میتونه روی کلاف قایم بیفته (کلاف به عنوان تکیه گاه شاهتیرعمل کنه) یا نه و آیا اصلا مجاز به بارگذاری این کلاف ها هستیم و یا خیر (در صورت استفتده از بالشتک چی) به علاوه بهترین محل قرارگیری شاهتیرها چه موقعیتی از دیوار میتونه باشه با تشکر

پاسخ: با سلام، در سازه های با مصالح بنایی، فرض بر این است که دیوارهای بنایی وظیفه تحمل بار سقف را بر عهده دارند. در صورتی که شاهتیر (شاهتیری که بار سقف را تحمل می کند و تیرچه ها بر روی آن نشسته اند) بر روی کلاف قائم قرار گیرد، آن کلاف دیگر کلاف نبوده و ستون محسوب می شود و باید بر اساس ضوابط ستونها و بر اساس بار وارد بر آن طراحی شود. به طور کلی بهتر است جهت تیرچه های سقف را طوری انتخاب نمایید که همگی بر روی دیوار حمال قرار گیرند. اگر به ناچار تیرچه ها به جای دیوار بر روی شاهتیر قرار گیرند، دو انتهای شاهتیر به ناچار باید روی یک کلاف قائم قرار گیرد که البته همانطور که گفتم ابعاد این کلاف قائم (که حالا دیگر به آن ستون اطلاق می شود) باید کمی بزرگتر طراحی گردد تا پاسخگوی بار متمرکز وارد بر آن باشد.

۱۹/۳/۹۲- ایدین طاووسی: با عرض سلام و خسته نباشید میخواستم بدونم تو طراحی سازه فولادی به روش lrfd اگه بخواهیم از تیر ورق که به وسیله روش sd section ساخته شده،است استفاده کنیم چطوری میشه تو etabs ایراد مقطع غیر فشرده بودنشو برطرف کرد؟

پاسخ: با سلام، متاسفانه در ورژن فعلی نرم افزار این مشکل وجود دارد و در صورت استفاده از آیین نامه های جدید نباید از section designer استفاده نمایید. البته به راحتی می توانید مقاطع خود را معادل سازی کرده و در قسمت عادی تعریف نمایید.

۱۹/۳/۹۲- علی: سلام::۱-در سقفهای کامپوزیت ایا لازم است برای شاهتیرها وکشها برشگیر(گلمیخ) در نظر گرفت ؟توصیه جنابعالی چیست؟::۲- در سازه های فلزی اپلیفت ها را باید برای تمام ترکیب بارها کنترل نمود یا فقط بعضی از ترکیب بارها؟::متشکرم::

پاسخ: با سلام، ۱:برشگیرها جز در مورد زیر در تمامی تیرها و شاهتیرها اجرا می شود:
در نواحی که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در تیر وجود دارد مانند دو انتهای شاهتیرهای قاب خمشی (در نواحی نزدیک ستون). بند ۱۰-۳-۴-۳ را ببینید.
البته شاهتیرهایی که جزئی از سیستم باربر جانبی (قاب خمشی) هستند نباید به صورت تیر مختلط در نظر گرفته شوند و در طراحی آنها (با وجود اینکه برش گیر دارند) از وجود بتن کمکی روی تیر و برش گیر صرف نظر می شود.
۲: اگر منظورتان کنترل تنش خاک زیر پی (تنش های کششی) می باشد که باید برای
(D+L) و (D+0.75L+0.75E۰,۷۵)کنترل شود. که البته نیروی زلزله را باید در حالت مختلف (مثبت و منفی و جهت های x و y و همچنین زلزله ۳۰ درصد کنترل نمایید).

۱۹/۳/۹۲- سارا پویافر: با سلام و عرض ادب و احترام. آقای دکتر چرا در یک ساختمان تیرها به نیروی محوری طراحی نمیشوند(در ترکیبات بارگذاری خبری از نیروی محوری نیست) مگر نیروی زلزله در تیرها نیروی محوری ایجاد نمیکند(نیروی زلزله در راستای محور تیرها وارد میشود)

پاسخ: با سلام، در اکثر سازه ها در تراز تیرها دیافراگم سقف را داریم. سقف های رایج سختی محوری و برشی بالایی دارند که مانع از این می شوند که در تیرها نیروی محوری بالایی ایجاد شود. در صورتی که سازه شما فاقد سقف باشد (مثلا در قسمتی از سازه تنها تیر و ستون باشند) در این صورت در نرم افزار مجاز به تعریف دیافراگم نمی باشید و پس از تحلیل سازه خواهید که بسته به هندسه سازه (مثلا محل مهاربندها) در تیرها نیز نیروی محوری ایجاد می شود که البته در طراحی باید منظور شود.

۱۹/۳/۹۲- سیمین فهمی: با سلام و خسته نباشید:: لطفاً در مورد نقش دیافراگم صلب در رفتار لرزه ای و ثقلی ساختمانها و شرایط تحقق یک دیافراگم صلب راهنمایی بفرمائید. از اینکه به سوالات دانشجویان با حوصله پاسخ میدهید تشکر مینمایم.

پاسخ: با سلام، در مورد نقش دیافراگم صلب و یا نیمه صلب به دلیل گستردگی مباحث، بحث در مورد آن در این فضا میسر نیست. در رابطه با شرایط صلب بودن یا نبودن سقف باید به پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰ مراجعه نمایید. در سازه های معمولی (مسکونی و اداری) با دهانه و سقف رایج (تیرچه بلوک، کامپوزیت، دال بتنی و هر سقفی که حداقل ۵ سانتیمتر بتن داشته باشد) معمولا سقف بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ صلب محسوب می شوند.

۱۸/۳/۹۲- مهدی: اقای دکتر سلام- بنده مهندس ناظر پایه ۳ هستم -به نظر شما اجرای بالکن بصورت تیرچه بلوک اصولی میباشد؟یا این یک سنت غلطی است که هم اکنون در ۹۰ درصد ساختمانهای مسکونی در حال اجراست. در نهایت چه فرقی بین دال و تیرچه بلوک در اجرای بالکن میباشد- ممنون از زحمات بی دریغ جنابعالی

پاسخ: با سلام، در صورت استفاده از تیرچه بلوک، تیرچه ها در دو انتهای خود به تیرهای اصلی (که به صورت طره به ستون متصل هستند)، متصل می شوند. بنابراین تیرچه ها بار خود را به تیرهای طره منتقل کرده و تیرهای طره نیز بار را به ستون منتقل می کنند. این طرح کاملا منطقی و صحیح است.

۱۸/۳/۹۲- نادر ادراکی: با سلام وادب، استاد آیا نرم افزار safe8 شمع در پی را مدل کند؟ممکن است در مدلسازی این حقیر را یاری کنید. آیا برای داشتن مقاومت اصطکاکی شمع نیاز به اطلاعات ژئوتکنیکی است؟ آیا برنامه آرماتورهای شمع را محاسبه میکند ویا تنها اثر شمع را وارد مدل میکند. باتشکر- از شیراز

پاسخ: با سلام، نرم افزار خود شمع (آرماتورهاو قطر لازم) را محاسبه نمی کند. شما بر اساس مشخصات خاک محل و بارهای وارده شده، به صورت دستی باید شمع را طراحی کرده و سپس سختی آن را (بر اساس محاسبات دستی) به صورت فنر در نرم افزار SAFE وارد نمایید. این اطلاعات در طراحی پی در نرم افزار مورد استفاده قرار می گیرد.

تلگرام:
سلام صبح جنابعالی بخیر استاد ...
در بحث دیوار برشی اگر دیوار طبقه اول ترک خورده باشد آیا میشه سختی طبقات بالاتر را که ترک نخورده را برابر ۷/۰ گرفت ؟

با سلام، بله تنها طبقاتی که دیوار ترک خورده است، سختی آن طبقه برابر ۰,۳۵ و دیوارهای طبقات دیگر که ترک نخورده اند برابر ۰,۷ خواهد بود.

عواقب نامنظمی پیچشی شدید در سازه ها (در سازهای بیش از ۳ طبقه)

۱- ضریب نامعینی برابر ۱,۲ خواهد بود و بنابراین سازه باید با زلزله ۲۰ درصد افزایش یافته کنترل شود.

۲- انجام انالیز دینامیکی اجباری است

۳- هنگام همپایه کردن زلزله دینامیکی با ۱۰۰ درصد زلزله استاتیکی همپایه می شود.

۴- کنترل دریفت باید در لبه های کناری انجام شود. و بنابراین به جای زلزله های EX و یا EY دریفت باید با زلزله های EXP, EXN, EYP, EYN کنترل شود.

#نامنظمی
با عرض سلام و خسته نباشید خدمت جناب آقای دکتر حسین زاده ؛ با عنایت به بند ۱-۷-۱-ب ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ و همچنین پاسخ حضرتعالی به سوال یکی از کاربران مبنی بر اینکه جابجایی که برای هر طبقه در زلزله دینامیکی از Etabs اعلام می شود از srss کردن مدهای مختلف بدست می آید و دلتای نسبی طبقه برابر تفاضل دلتای دو طبقه متوالی نخواهد بود آیا می توان نتیجه گیری کرد که جهت کنترل نامنظمی پیچشی زیاد یا شدید باید از تغییر مکان های حاصل از حالت استاتیکی EXP,EYP,... استفاده کرد حتی در صورتیکه تحلیل سازه مورد نظر بصورت دینامیکی انجام گرفته باشد؟ با تشکر

پاسخ: با سلام، بله برای کنترل نامنظمی پیچشی بهتر است از زلزله استاتیکی استفاده نمایید (حتی اگر سازه بر اساس تحلیل دینامیکی طراحی می شود).

با سلام استاد عزیز
در آیین نامه فولاد سال ۸۸ برای در نظر گرفتن اثر خزش در محاسبات خیز تیرهای مرکب (در غیاب محاسبات دقیقتر)ضریب n۳ پیشنهاد شده بود ولی در آیین نامه سال ۹۲ هیچ مطلبی قید نشده است!!! تکلیف چیست؟

پاسخ: با سلام، بله قبلا چنین ضریبی داشتیم که در ایتبس هم تحت عنوان creep factor در سقف های کامپوزیت وارد میکردیم
الان حذف شده و به عهده خود مهندسین گزاشته شده!
در ایتبس در ویرایش جدید یک ضریب ۰,۷۵ به کل مقطع (فولاد و بتن باهم) اعمال میکند که برای در نظر گرفتن خزش میباشد و به نظر مناسب میرسد

با عرض سلام و ارادت خدمت شما دکتر حسین زاده . عذر میخام با توجه به تغییرات ایجاد شده در مباحث مقررات ملی و استاندار ۲۸۰۰ ، آیا همچنان میشود در ورژن ۹,۷,۴ ابتبس از ترکیبات بار ACI318-99 استفاده کرد؟؟ و آیا در ضرایب بار تغییراتی ایجاد شده یا نه ؟؟؟

سوال بعدی اینکه قبلا جهت کنترل فشار خاک زیر پی از این ترکیب بر اساس تنش مجاز استفاده میشد

D+L

(D+L+-E)۰,۷۵

آیا همچنان میشه از این ترکیب استفاده کرد ؟

با تشکر

پاسخ: با سلام،

توصیه میشود برای هماهنگی با ویرایش های جدید از aci2002 به بالا استفاده نمایید. برخی از نظام مهندسی ها هم اکنون aci99 را قبول نمی کنند.

ولی اگر اصرار بر استفاده از aci99 دارید می توانید ترکیب بارها را مطابق فایلهای اماده ایتبس که برای aci99 تهیه کرده ام استفاده نمایید. بسته به اینکه ضریب A برابر ۰,۳۵ باشد یا کمتر از ان، ترکیب بارها تغییر می کنند. همچنین ضریب نامعینی نیز باید در ترکیب بارها منظور شود. از طرفی باید ضرایب بار زلزله به یک کاهش یابند. تمامی این تغییرات در فایلهای اماده منظور شده است.

انتظار میرود پس از انتشار مبحث نهم جدید (که گفته میشود بر اساس aci2014 تنظیم شده) دیگر استفاده از etabs 9 ممنوع شود و سازه های بتنی بر اساس etabs2015 و aci 2014 طراحی شوند (البته یکی دو سالی احتمالا طول بکشد)

برای خاک نیز اگر طبق مباحث جدید بخواهید عمل کنید باید به جزوه اخیر بنده (جزوه ۲۹۰ صفحه ای) مراجعه نمایید.

ولی اگر میخواهید تنش خاک را بر اساس ترکیب های قدیمی کنترل نمایید به جای

D + 0.75L + 0.75E۰,۷۵

باید از

D + 0.75L + 0.75*0.7E۷۵.

استفاده نمایید. باز توصیه می شود از ترکیب بارهای تنش مجاز مبحث ششم جدید استفاده نمایید.

مجموعه فایلهای ایتبس اماده بنده همراه با جزوه مذکور از لینک زیر قابل دانلود است:

http://www.hoseinzadeh.net/hoseinzadeh.htm

با سلام خدمت استاد: با توجه به اینکه در طراحی سوله اغلب بار باد حاکم است بدین جهت برای تولید ترکیبات بار وقتی از خود نرم افزار کمک میگیریم و به صورت خودکار ترکیبات بار تولید میشود در ترکیبات بار ، بار باد با ضریب ۱ ایجاد میشود در صورتی که در مبحث ۶ ضریب ۱,۴ آورده شده است - علت چیست؟

پاسخ:

با سلام، بله بار باد برگرفته از ایین نامه کانادا می باشد و تراز ان با بار باد ایین نامه امریکا متفاوت است. بنابراین پس از تولید ترکیب بارها توسط نرم افزار باید تمامی انها ویرایش شوند و به ۱,۴ ضرب شوند.

عضویت در کانال: https://telegram.me/hoseinzadehasl

سلام اقای دکتر

مطابق بند ۹-۱۹-۴-۷ مبحث ۹ در دیوارهای برشی محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت در دو حالت الزامی نیست. نحوه کنترل این دو حالت در ایتبز چگونه است؟

با تشکر از زحمات شما

با سلام، بله طبقه مبحث نهم:
۱- اگر درصد میلگرد قائم استفاده شده کمتر از یک درصد باشد، نیازی به محصور کردن میلگردهای قائم دیوار نخواهد بود.
۲- همچنین اگر از این میلگردها به عنوان میلگرد فشاری استفاده نشود، میتوان محصور نکرد. برای کنترل این مورد می توانید در ایتبس در تعریف مقطع دیوار در section designer میلگردهای دیوار را حذف کنید (تنها میلگردهای المان مرزی باقی بماند) مسلما مقاومت دیوار کاهش می یابد. اگر پس از حذف میلگردهای قائم دیوار، D/C ratio (نسبت تنش) ان کمتر از یک بوده (یعنی کماکان قادر به تحمل بارهای خمشی و محوری بود) می توان ادعا کرد که ارماتور قائم به عنوان ارماتور فشاری مورد نیاز نیست.

طبق ACI:
اگر هر دو شرط فوق "همزمان" برقرار باشند، می توان میلگردهای قائم را محصور نکرد (بدون سنجاق).
توصیه می کنم طبق ACI عمل کنید. یعنی کنترل کنید که ایا بدون منظور کردن میلگردهای قائم دیوار در مقطع دیوارمی توانید ok بگیرید یا نه؟ اگر پس از حذف میلگردهای جان دیوار نسبت تنش از یک تجاوز کند، باید میلگردهای قائم توسط سنجاق محصور شوند.

استاد سلام
در آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۳ دریفت مجاز برای ساختمانهای Tبزرگتر از ۰,۷ (تقریبا) ۵ طبقه به بالا برابر است با R۰,۷/۰,۰۲ و در ویرایش ۴ برای ساختمانهای بیش از ۵ طبقه برابر است با cd۱/۰,۰۲ که نشان می دهد تقریبا" دریفت مجاز ۲۲ درصد افزایش یافته این درحالیست که در ویرایش چهارم ضریب زلزله ۴۰ درصد افزایش یافته ، بگذریم از اینکه بعضی از شهرها مثل کرمان از منطقه زلزله خیزی زیاد به خیلی زیاد منتقل شده اند ، از طرفی نحوه پخش نیروی زلزله در ارتفاع به صورت سهمی شده که این مسئله هم باعث افزایش جابجاییها و دریفت میشه و سازه رو نسبتا" سنگینتر میکنه .
لذا میخواستم بدونم این مسئله درسته و نظر شما چیست ؟ ممنون

با سلام
بله دریفت در ایین نامه جدید سخت گیرانه تر از قبل شده و تفسیر شما صحیح است.
میتوانید برای کنترل دریفت از انالیز دینامیکی استفاده نمایید تا توزیع نیرو بهتر شود و همچنین اگر سازه منظم باشد با /۸۵ و یا ۹/۰ برش پایه همپایه نمایید تا با نیروی کمتر و توزیع بهتر دریفت را کنترل نمایید.
خوشبختانه در etabs2015 (اخرین ورژن ان) می توان به راحتی دریفت انالیز دینامیکی را استخراج کرد (max/ave drift).
در etabs9 این کار کمی زحمت دارد (چون اگر دلتاهای ناشی از دینامیکی را در طبقات از هم کم کرده و دریفت را محاسبه کنید پاسخ نادرست خواهد بود)

سلام آقای دکتر میخواستم بپرسم آیا در سیستم های دوگانه قاب خمشی بتنی با دیوار برشی برای کنترل ۲۵ درصد المان مرزی های دیوارها که به صورت ستون تعریف شدن رو هم باید حذف کرد یا ستونهای المان مرزی نقش ستون در قاب خمشی دارن؟
با سلام، طبق ایین نامه باید حذف شوند. منتها در متن FEMA 751 که در ادامه قرار می دهم، عنوان شده است که حذف این ستون موجب تغییر رفتار سازه و غیر واقعی شدن نتایج می شود. بنابراین برای اینکه در فایل ۲۵ درصد نتایج به واقعیت نزدیک باشد، بهتر است این ستونها باقی بمانند. و عنوان شده که مشارکت این ستونها (در مثالی که انجا حل شده) ۱۵ درصد بوده و می توان انها را در مدل ۲۵ درصد نگه داشت. عنوان کرده که نگه داشتن این ستونها برای اینکه قابهای کناری متصل به دیوار برشی منطقی رفتار کنند لازم است.
با توجه به اینکه قانون ۲۵ درصد یک قانون تقریبی میباشد (عمدتا بر پایه قضاوت مهندسی است) و تغییر جزئی در ان اصول دوگانه بودن را زیر سوال نخواهد برد. و بنابراین به نظر بنده می توان ستونهای متصل به دیوار را در قاب ۲۵ درصد نگه داشت.
نظر همکاران در این زمینه متفاوت بوده و متاسفانه وحدت رویه ای در این زمینه وجود ندارد و بند ایین نامه ای صریحی هم در این رابطه نداریم.

نکته دیگر در این مثال این است که در خود فایل ۲۵ درصد از زلزله دمینامیکی استفده کرده است و با توجه به منظم بودن سازه برش پایه را با ۰,۸۵*۰,۲۵ برش استاتیکی همپایه کرده است. که البته به نظر بنده در این گونه موارد با توجه به اینکه از کمک ستونهای متصل به دیوار استفاده شده است، بهتر است از چنین تخفیف هایی استفاده نشود و با ۰,۲۵ استاتیکی کنترل شود.

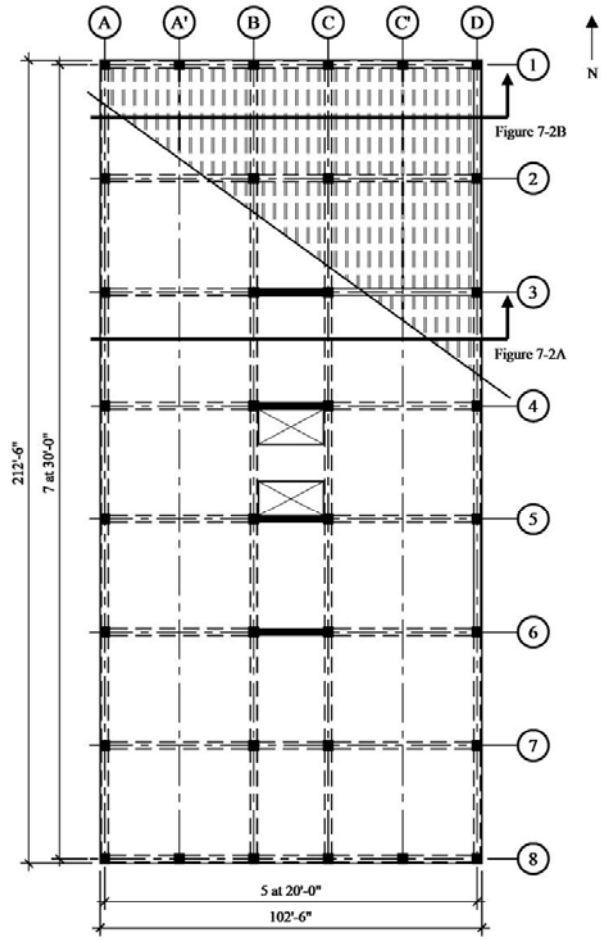


Figure 7-1 Typical floor plan of the Berkeley building; the Honolulu building is similar but without structural walls (1.0 ft = 0.3048 m)

7.4.1 Analysis of Frame-Only Structure for 25 Percent of Lateral Load

Where a dual system is utilized, *Standard* Section 12.2.5.1 requires that the moment frames themselves are designed to resist at least 25 percent of the total base shear. This provision ensures that the dual system has sufficient redundancy to justify the increase from $R = 6$ for a special reinforced concrete structural wall to $R = 7$ for a dual system (see *Standard* Table 12-2). This 25 percent analysis was carried out using the ETABS program with the mathematical model of the building being identical to the previous version except that the panels of the structural walls were removed. The boundary elements of the walls were retained in the model so that behavior of the interior frames (Frames 3, 4, 5 and 6) would be analyzed in a rational way. (It could be argued that keeping the boundary columns in the 25 percent model violates the intent of the provision since they are an integral part of the shear walls. However, in this condition, the columns are needed for the moment frames adjacent to the walls and those in longitudinal direction (which resist a small amount of torsion). Since these eight boundary columns resist only a small portion (just over 15 percent) the total base shear for the 25 percent model, the intent of the dual system requirements is judged to be satisfied. It should be noted that it is not the intent of the *Standard* to allow dual systems of co-planar and integral moment frames and shear walls.)

The seismic demands for this frame-only analysis were scaled such that the spectra base shear is equal to 25 percent of the design base shear for the dual system. In this case, the response spectrum was scaled such that the frame-only base shear is equal to $(0.25)(0.85)V_{ELF}$. While this may not result in story forces exactly equal to 25 percent of the story forces from the MRSA of the dual system, the method used is assumed to meet the intent of this provision of the *Standard*.

سلام اقای دکتر: با توجه به اینکه ترکیب بارهای دارای ۳۰ درصد زلزله متعامد در قابهای خمشی سازه های منظم تنها برای کنترل ستونها می باشد آیا اعمال آن بر تیرها باعث افزایش مقاطع تیرها و غیر اقتصادی شدن سازه نخواهد شد؟

با سلام

خیر

تیرها تنها از یک راستا تاثیر می پذیرند یعنی مثلا زلزله x بیشتر بر تیرهای راستای x تاثیر گزار است و بر راستای متعامد تقریبا بی تاثیر است (مگر اینکه سازه نامنظمی بالایی داشته باشد)

بنابراین وقتی شما Ex+0.3Ey را اعمال میکنید بر تیرهای راستای x تنها ex اثر میکند.

عرض سلام و خسته نباشید.

برای کنترل دریف در سازه های فولادی جهت استفاده از دوره تناوب تحلیلی سازه آیا باید در قسمت Stiffness Reduction Metod گزینه No Modification انتخاب شود یا Tau-b Variable انتخاب شود؟

با تشکر

پاسخ: با سلام، گزینه No Modification باید انتخاب شود. در محاسبه دوره تناوب و جابجایی سازه، اجازه نداریم سختی ها را کاهش دهیم.

سلام اقای دکتر

ضمن تشکر از پاسخهای قبلی شما میخواستم بپرسم نحوه ارماتورگذاری عرضی المان مرزی در ارتفاع دیوار چگونه است؟ ایا مانند ستونها در بالا و پایین(ناحیه L0) بصورت فشرده و در قسمت میانی با فاصله بیشتر انجام میشود یا در تمام ارتفاع المان مرزی خاموت گذاری فشرده انجام میشود؟

با تشکر

با سلام،

به بند زیر توجه نمایید:

۹-۲۳-۴-۳-۳-۴ اجزای مرزی باید در سراسر طول خود مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ آرماتورگذاری عرضی ویژه شوند.

بند فوق مربوط به اجزای مرزی دیوارهای برشی با شکل پذیری ویژه می باشد که نشان می دهد باید آرماتورهای عرضی به صورت سراسری و با قوانین سازه های با شکل پذیری ویژه باید قرار داده شوند.

در دیوارهای باشکل پذیری متوسط بند زیر عنوان شده است:

۹-۲۳-۳-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۳-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳، مربوط به ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثناهای بندهای ۹-۲۳-۳-۳-۲ و ۹-۲۳-۳-۳-۳ رعایت شوند.

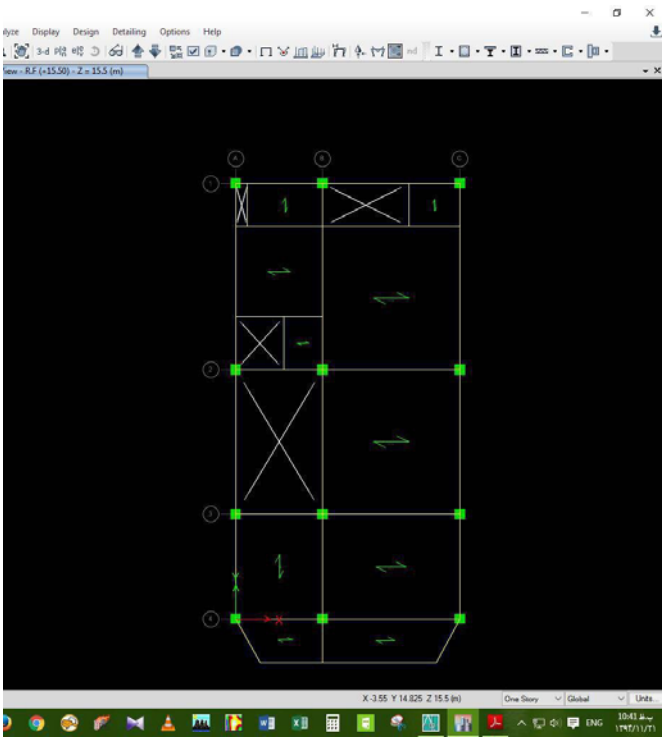
۹-۲۳-۳-۳-۲ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برد.

۹-۲۳-۳-۳-۳ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۳-۲-۶ الزامی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل بیستم و یکم صورت می‌گیرد.

آقای دکتر با سلام خواهشمندم در مورد نحوه اعمال بار باد روی سوله در برنامه etabs 2015 راهنمایی فرمایید.

با سلام، متاسفانه در مورد سوله ها ایتبس قادر به اعمال اتوماتیک بار باد نیست و شما باید خودتان بار باد را بر اساس قایل excell که قبلا در این کانال قرار دادم، محاسبه و به تک تک اعضا و یا سقف ها اعمال نمایید

با سلام جناب استاد می خواستم ببینم که ایا این ساختمان مشمول بند ث ۱-۷ آیین نامه ۲۸۰۰ می شود یا نه . با تشکر.



با سلام

تیرهای طره باربر جانبی نیستند و کج بودن انها موجب نامنظمی نمیشود و سازه فوق شامل نامنظمی سیستم های غیر موازی نمی باشد

با سلام و تشکر از زحماتتون.

در ترکیب بارهای لرزه ای مربوط به etabs 9 تنها Exp+.3Ey و Exn+.3Ey و...(با خروج از مرکزیت)لحاظ شده است و اثری از Ex+.3Ey و Ey+.3Ex نمی باشد.آیا تعیین کننده نبوده یا دلیل دیگری دارد؟

با سلام

بله

Ex+.3Ey و Ey+.3Ex

هیچگاه حاکم نمیشود

با سلام

استاد ارجمند در مورد اختلاف در برخی نکات ۲۸۰۰و مباحث مقررات ملی اولویت بر کدام است؟

از دفتر مقررات ملی باید پرسید

ولی بنده ۲۸۰۰ را معیار قرار میدهم

چون تاریخ انتشار ان بروز تر است

چرا در جزوه برای تعریف ستونها از slab propertties استفاده کردید و از column properties استفاده نکردید؟ با تشکر

هدف صلب کردن محل ستون است نه ترسیم ستون واقعی

اثرات سختی ستون در ایتبس قبلا منظور شده

و نیروهای ارسالی به safe پس از منظور کردن اثر ستون ها در ایتبس میباشد

بنابراین لازم نیست ستون واقعی در سیف ترسیم شود

سلام .آقای دکتر برای کنترل برش پانچ در فنداسیون راهی جز افزایش ابعاد فنداسیون نیز وجود دارد؟من فایلی در نظام مهندسی تهران دارم که برش پانچ در گوشه ها راروی۳/۱ومیانی راروی عدد ۱می پذیرند.متاسفانه مالک تمایلی به افزایش ارتفاع فنداسیون ندارد وافزایش عرض نوارها هم کمک چندانی نمی کند.با تشکر

با سلام میتوانید از ارماتور برشی استفاده نمایید

Safe14 محاسبه میکند

ضمنا یک سوالی که برام به وجود اومده اینه که نیروی قائم زلزله هم رو به بالا و هم رو به پایین باید اعمال بشه

مثلا برای بار مرده با ضریب ۰,۹ شده ۰,۶۹ درسته با ضریب ۱,۱۱ شاید حالت ما بحرانی نباشه ولی طبق ویرایش جدید آیا باید اعمال نشه !!؟

با توجه به اینکه D+E۱,۱۱ هیچگاه حاکم نمی شود منظور نمی کنیم

طبق ایین نامه باید ترکیبهای زیر منظور شود:

1.41D+L+E+0.2S
1.2D+L+E+0.2S
L+E+0.2S+0.99

1.11D+E
0.9D+E
0.69D+E

مابین ترکیب های فوق تنها اولی و اخری تعیین کننده است

با عرض سلام و خسته نباشید خدمت حضرتعالی
با توجه به بند الف ۳-۳-۲-۳ ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ در رابطه با اینکه برای ساختمان های با تعداد کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر می توان ضریب Pho را برابر یک منظور نمود با توجه به نحوه نگارش متن-کمتر از ۳ طبقه - این شایبه پیش می آید که منظور ساختمان های با یک یا دو طبقه سازه ای مد نظر می باشد و اگر سازه مورد محاسبه سه طبقه باشد نمی توان مستقیما ضریب Pho را یک منظور نمود می خواستم در این باره نظر حضرتعالی را جویا شوم.(فرض کنیم سازه مفروض سه طبقه بوده و ارتفاع آن بیش از ده متر می باشد) با تشکر

با سلام
در متن کلمه "یا" به کار برده
یعنی شما میتوانید درجه نامعینی یک سازه ۳ طبقه که ارتفاع هر طبقه ان ۳,۲ متر میباشد (کل ارتفاع ۹,۶ متر) را بدون محاسبه برابر یک بگیرید

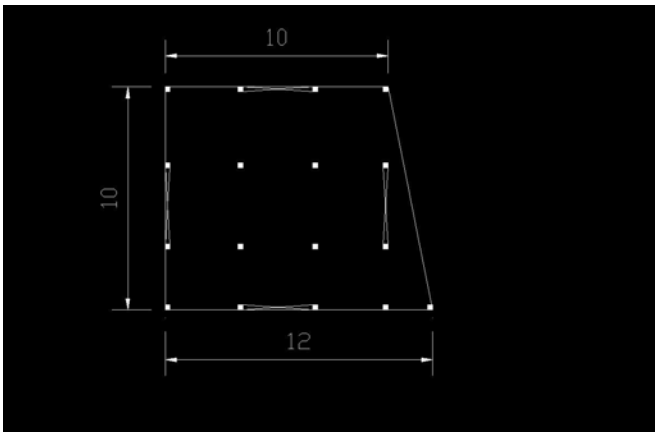
سلام مشکلی که در برخی از پروژه های بتنی که با ETABS 2015 مدل می شوند تحلیل پی دلتا را انجام نمی دهد و آنالیز نمیشود و حتما این قسمت باید در برنامه غیر فعال شود من از فایا آماده شماهم استفاده کردم و حتی با ایجاد فایل جدید هم مشکل حل نشدالبته فقط برای برخی از پروژه ها این مشکل وجود دارد ممنون

با سلام، در ETABS 2015 اگر قسمت هایی از سازه ناپایدار باشد، و آنالیز P-delta فعال باشد، به طوریکه همگرا نشود، سازه انالیز نمی شود (هنگ می کند) که باید در این صورت آنالیز را کنسل کرد. و پس از غیر فعال کردن P-delta سازه را تحلیل کرد وبا بررسی تغییر شکلها علت ناپایداری را پیدا و رفع کرد.
در ETABS9 برای منظور کردن P-delta محدودیت بود و پس از چند گام، اگر همگرا نمیشد، نرم افزار انالیز را با اخرین گامی که انجام داده بود، ادامه می داد.

با سلام وخسته نباشید خدمت شما بزرگوار، یک سوال داشتم آیا اثر ضریب نامعینی سازه که در ویرایش چهارم ایین نامه۲۸۰۰ذکر شده د طراحی فونداسیون میبایستی لحاظ شود یا خیر؟ ممنون

با سلام، گرچه آیین نامه به صورت صریح اشاره نکرده است، ولی به نظر بنده بله باید اعمال شود. به هرحال با افزایش درجه نامعینی، نیروهای تراز نهایی وارد بر سازه افزایش می یابند و همان نیروها نیز به پی منتقل می شوند.

باسلام خدمت استادارجمنددو سه تا سوال داشتم خدمتتون اگه وقت کردین لطفا جواب بدین ممنون
۱- نحوه اعمال بزرگ نمایی ناشی از توپوگرافی موضوع بند۶-۳ استاندارد۲۸۰۰ چگونه است آیااین ضریبStrکلا در Cضرب میشود ؟در ضمن در جدول مقادیر فاصله ساختمان از لبه مشخص نیست تکلیف چی می باشد
۲-آیادر طراحی سازه فلزی مطابق مبحث ده سال ۸۸ و روش تنش مجاز و استاندارد۲۸۰۰ویرایش ۴مجاز به استفاده از ubc97می باشیم؟
۳-آیا پلان ارائه شده ذیل جزو نامنظم هندسی پلان میباشد و یا خیر(سیستم های باربر جانبی متعامد میباشند)؟



با سلام،

۱- متاسفانه توضیحات این بند کامل نیست و باید منتظر بود تا در ویرایشهای بعدی به صورت واضح مشخص شود که چه سازه هایی شامل این بند می شوند (مثلا فاصله سازه از لبه) و همچنین صراحتا مشخص نشده که آیا این ضریب به ضریب C اعمال خواهد شد؟ آیا به زلزله قائم نیز اعمال خواهد شد؟ آیا در ترکیب بار ویژه لرزه ای (همراه با اومگا) نیز منظور خواهد شد؟

۲- خیر در صورت استفاده از روش تنش مجاز، محاسبه نیروی زلزله باید بر اساس ویرایش چهار و با استفاده از user coefficient باشد که نحوه ایجاد ترکیب بارها و تنظیمات در ایتبس را در اخرین جزوه خود قرار داده ام.

۳- اگر اتصالات تیرها مفصلی باشند، از نظر هندسی (مورد الف از صفحه ۸ استاندارد ۲۸۰۰) و نیز از نظر سیستم های غیر موازی (مورد ث) منظم خواهد بود.

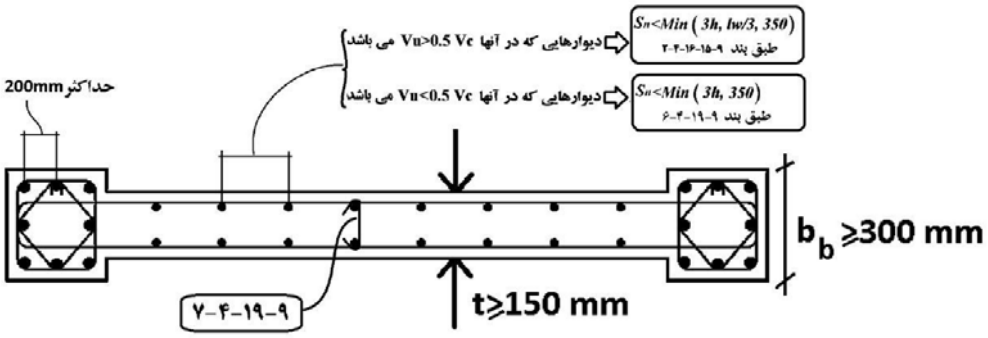
سلام استاد گرامی

وقت بخیر یه سوال از خدمتتون داشتم

میخواستم بپرسم نیاز به وجود سنجاق در خارج از ناحیه المان مرزی دیوار برشی برچه مبنا تعیین میشه (اینکه اصلا بفهمیم نیاز هست یا نه و اگر نیازهست در پلان و در ارتفاع طبق چه ضابطه ای باید قرار داده بشه) (برای ناحیه مرزی دیوار برشی مبحث ۹ واضح توضیح داده که شرایط تبعیت میکنه از ناحیه بحرانی ستونها ومیلگردهای طولی باید یک درمیان توسط سنجاق مهار شوند و اگر فاصله میلگردهای طولی بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر باشه که کلا باید همه میلگردهای طولی توسط سنجاق مهار شوند. اما برای خارج از ناحیه المان مرزی نمیدونم چه باید کرد)

پاسخ:

با سلام، برای خارج از ناحیه المان مرزی (جان دیوار) باید مطباق شکل زیر باید به بند ۹-۱۹-۴-۷ رجوع کرد:



۹-۱۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

بنابراین طبق بند فوق اگر تنها "یکی از دو شرط زیر" برقرار شود، نیازی به سنجاق نخواهد بود:

۱- درصد میلگرد طولی دیوار کمتر از ۱ درصد باشد
۲- در محاسبه مقاومت فشاری دیوار نیازی به میلگردهای طولی جان دیوار نباشد.

ولی ACI 2014 نظر دیگری دارد:

11.7.4 *Lateral support of longitudinal reinforcement*

11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for axial strength or if A_{st} exceeds $0.01A_g$, longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

طبق ACI تنها در شرایطی می توان از قرار دادن سنجاق در جان دیوار صرف نظر کرده که """"هردو شرط زیر همزمان"""" برقرار شود:
۱- درصد میلگرد طولی دیوار کمتر از ۱ درصد باشد
۲- علاوه بر شرط فوق، در محاسبه مقاومت فشاری دیوار نیازی به میلگردهای طولی جان دیوار نباشد. برای کنترل این ضابطه شما می توانید در مدل ایتبس خود در قسمت section designer در ترسیم شکل دیوار میلگردهای جان دیوار را ترسیم نکنید تا بررسی شود که آیا بدون منظور کردن این میلگردها، دیوار جوابگوی بارها هست یا نه. اگر پاسخ مثبت بود، در این صورت سنجاق لازم نیست.

درخصوص نامنظمی سیستم های غیرموازی کج بودن یک تیر نامنظمی در هر دو جهت x,y را باعث می شود

جهت ندارد وقتی یک تیر (باربر لرزه ای) در کل سازه در یکی از جهات کج باشد کل سازه نامنظم خواهد بود

با عرض سلام و ادب خدمت استاد گرامی.برای ساختمانهای کمتر از سه طبقه و یا کوتاه تر از ۱۰ متر که ضریب نامعینی رو ۱ در نظر میگیریم,آیا این ارتفاع شامل ارتفاع خرپشته میشود؟ممنون
و همچنین این قانون برای حالتی که نامنظمی پیچشی در ساختمان داشته باشیم حاکم است؟

با سلام
خیر
خرپشته معمولا جرمش کمتر از ۰,۲۵ بوده و طبقه محسوب نمیشود و بنابراین در ده متر منظور نمی شود.
در سازه های با ارتفاع لرزه ای کمتر از ۱۰ کلا rho برابر یک است حتی اگر سازه پیچش شدید داشته باشد

با سلام و احترام. زمانی که در یک سازه بتنی (در ایتبس ۹,۷,۴ و با ACI318-08) طراحی انجام می شود اعمال ضریب نامعینی ۱ یا ۱,۲ از قسمت Define> Special Siesmic Load Effects هیچ تاثیری ندارد. ایا باید به گونه ای دیگر این ضریب اعمال شود؟

با سلام
پس از واردکردن این ضریب اگر ترکیب بار ایجاد نمایید ضرایب زلزله با ضریب ۱,۲ ایجاد میشوند
مهم همان ترکیب بار است و تنظیمات این قسمت به تنهایی بی تاثیر است

با عرض سلام و ادب خدمت جناب دکتر. آیا برای محاسبه درز انقطاع در سازه ملاک تراز پایه است؟ ممنونم

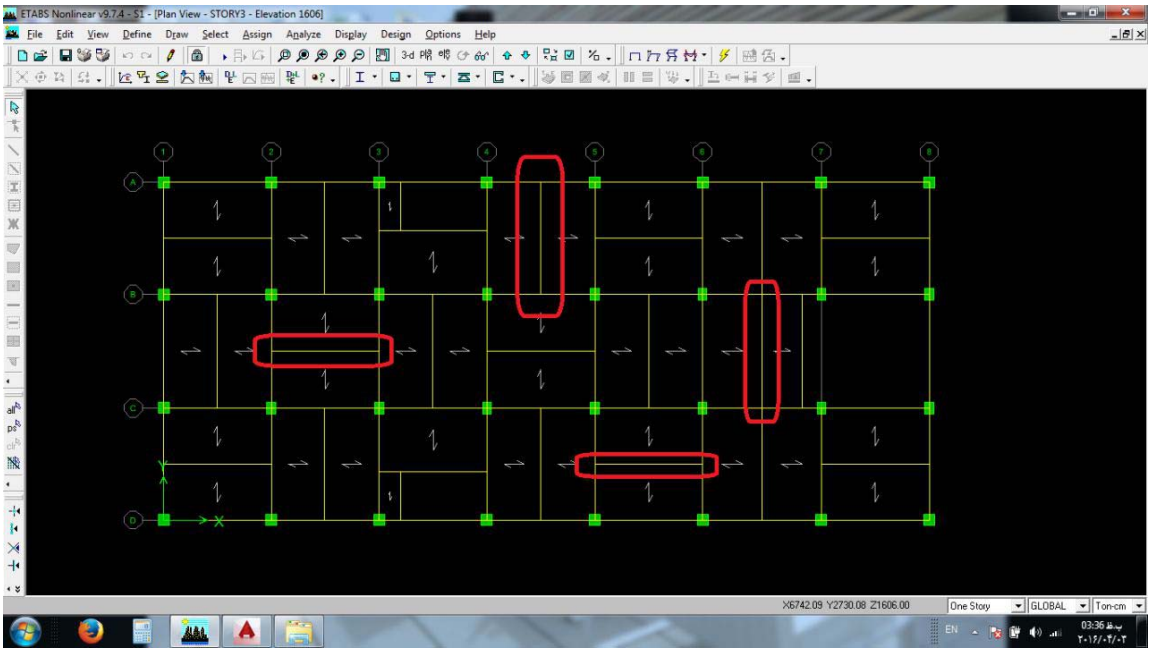
با سلام، بله تراز پایه خواهد بود.

با سلام خدمت استاد گرامی

راجع به تصویر ارسالی با چند استاد مشورت شده اما نظرات متفاوت شنیدم.تیرهای مشخص شده که از دو سر به تیر متصل هستند ایا در مدلسازی باید دوسر مفصل و پیچش رو در یک انتها ازاد کرد؟

ایا در اجرا و عمل هم مفصل دتایل اجرا میشود؟و به چه دلیل مفصل میباشد؟

با تشکر



با سلام،

انچه که بین اکثر طراحان ایرانی به عنوان اتصال مفصلی رایج شده است شامل دو اتصال زیر است:

۱- روش اول عدم اجرای خم در آرماتورهای فوقانی تیر فرعی

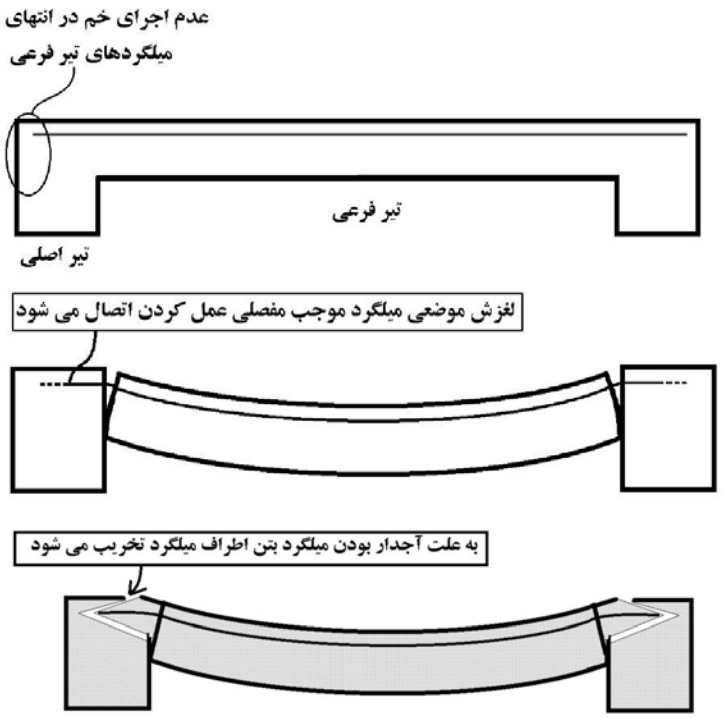
۲- روش دوم اجرای میلگردهای تیر فرعی به صورت ضربدری (شکلاتی)

روش اول به نظر می رسد بیشتر شیوع داشته باشد.

روش اول بر این مبنا استوار است که مطابق شکل زیر میلگرد تیر فرعی دچار لغزش شده و اتصال مفصلی ایجاد می شود:

فرضیه فوق تنها برای تیرهای با """"سایز کوچک"""" و به ویژه با """""میلگردهای نمره پایین""""" (در حد تیرچه بلوک) می تواند صحیح باشد. مانند تیرهای اطراف آسانسور که بار خاصی را تحمل نمی کنند.

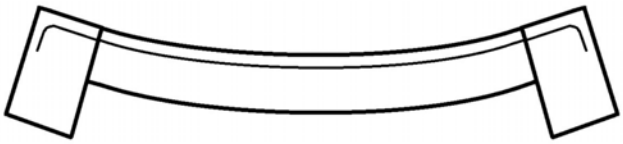
در شکلی که شما ارسال کردید به هیچ وجه چنین نخواهد بود و به جای لغزش میلگرد شکل زیر اتفاق خواهد افتاد:



نتیجه: از نظر اینجانب مفصلی فرض کردن تیرهای فرعی که بار قابل توجهی تحمل می کنند (با دتایل شکل فوق) اشتباه بوده و موجب تخریب موضعی اتصال خواهد شد.

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:



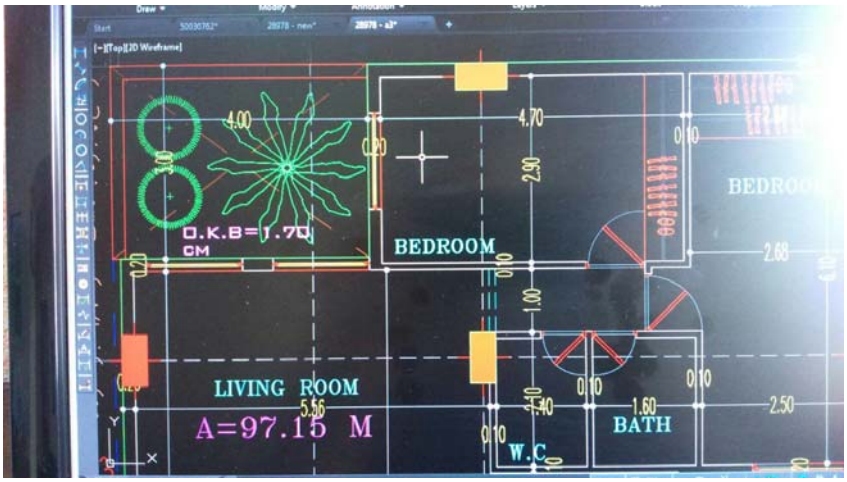
در این تیرها بهتر است مطابق شکل فوق آنها را گیردار منظور کرده و در عوض با محاسبه ضریب ترک خوردگی پیچشی (طبق آیین نامه) و اعمال ان به شاهتیر، به برنامه فهماند که تیر اصلی در اثر ترک خوردگی پیچشی ترک خورده و همراه با تیر فرعی دوران می کند.

نحوه محاسبه ضریب ترک خوردگی پیچشی (طبق آیین نامه) در آینده در کانال تشریح خواهم کرد.

سلام و عرض ادب و احترام

وقت بخیر و سلامت باشید

راجع به طره هایی که قسمتی از اتاق خواب یا پذیرایی بودن اعمال بار به چه صورت بود؟



بار زنده طره بر اساس کاربری آن تعیین می شود.

برای مثال در شکل فوق بار زنده قسمت طره شامل بار زنده ۲۰۰ kg/m^2 و بار تیغه بندی ۱۰۰ kg/m^2 خواهد بود. و همچنین به علت طره بودن باید بار مربوط به زلزله قائم نیز اعماال شود.

با سلام و عرض خسته نباشید، در روش بیان شده برای محاسبه ضریب Rho چند سوال مطرح است: ۱- چرا نسبت تنش های حاصل از بارهای ثقلی در دو سازه یعنی سازه اولیه و سازه تضعیف شده یکسان فرض شده است؟ این در حالی است که به علت تغییر رفتار سازه بر اثرات حذف المان، رفتار تغییر کرده و توزیع بار ثقلی هم تغییر می کند. با بررسی های محدود من در حدود ۴۰ درصد تفاوت وجود دارد. به نظر من این نسبت در هر سازه جداگانه محاسبه شود درست تر است. ۲- در روشی که از ضریب ۰,۶۷ برای ضریب c استفاده شده است به نظر بنده چند نکته وجود داره، اول اینکه اگرچه تحلیل خطی است ولی ضرب کردن یک عدد در ضریب c به معنای تاثیر خطی در نتایج حاصل نیست یعنی وقتی ما ضریب c را با یک نسبت کاهش می دهیم به این معنا نیست که نسبت تنش های ایجاد شده در اعضا هم به همان نسبت کاهش پیدا می کند. در چند مدل بررسی کردم اختلاف بسیار زیاد است. ثانیا در این روش بحث اثر بار ثقلی و حذف آن مطرح نشده است این در حالی است که این فرض در جهت اطمینان نیست و اختلاف آن نیز زیاد است، در مثال جزوه کنترل کردم در حدود ۳۹ درصد کمتر است. از تلاش و نوآوری های شما متشکرم من منتظر پاسخ شما هستم.

۱-با سلام، روش اول را به علت طولانی بودن تغییر دادم (به روش جدید ۰,۶۷ تغییر دادم)
۲- متن آیین نامه اشاره به مقاومت "جانبی" دارد. و منظور ان مقاومت جانبی درحضور بارهای ثقلی می باشد.
بله حق باشماست رابطه (به علت حضور بار ثقلی خطی نیست) ولی از متن ایین نامه ایچنین بر می آید که سازه ای که تحت بار ثقلی است، پس از حذف یک عضو قادر باشد نیرهای زلزله کاهش یافته را تحمل کند. اگر میخواهید این روش (ضریب ۰,۶۷) را ارزیابی کنید بهتر است افت مقاومت دقیق سازه ای را با روش push over بررسی نمایید و سپس نتایج آنرا با روش بنده مقایسه نمایید. خواهید دید که روش ۰,۶۷ محافظه کارانه می باشد. یعنی اگر سازه ای حتی با روش ۰,۶۷ پاسخگو نبود اگر شما pushh over انجام دهید ممکن است افت مقاومت کمتر از ۰,۳۳ نشان دهد. بنابراین این روش با حاشیه اطمینان خوبی قابل استفاده است (محافظه کارانه می باشد)

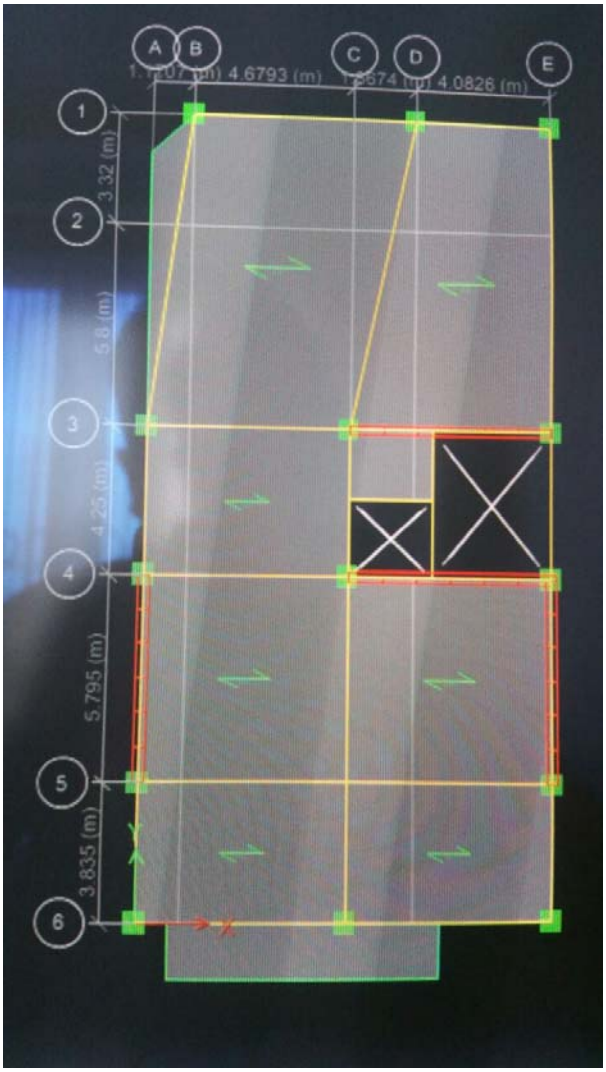
سلام جناب مهندس . وقتتون بخیر . در مورد ضریب نامعینی یه سوال دارم . در قاب ساده با دیوار برشی متوسط برای محاسبه ضریب نامعینی از یک طرف آیین نامه گفته هر طرف مرکز جرم طول به ارتفاع بالای ۲ بشه که رو برابر یک بشود و شما فرمودید با توجه به آیین نامه آمریکا دیواری که طولش از ارتفاع بیشتر باشد رو یک میشود یعنی هر طرف مرکز جرم طول به ارتفاع بشود یک ! کدام را ملاک بگیریم. اگه یک نمونه از محاسبه رو برای قاب ساده با دیوار برشی بگذارید ممنون میشم

با سلام، نکته مهم:
اگر سازه ای شرایط الف را ارضا نکند، باید با روش ب کنترل شود
روش ب ویژه "سایر سازه ها" می باشد. یعنی سازه هایی که شرایط الف را ندارند.

سازه ای که شما اشاره کردید شرایط الف را ارضا نمی کند.
بنابراین می توان طبق روش ب کنترل کرد. در روش ب نیز اگر طول دیوارها بیش از ارتفاع آنها باشد، نیازی به حذف ندارند. و در صورتی که سازه نامنظمی پیچشی شدید نداشته باشد، ضریب نامیعنی آن یک خواهد بود.

سلام

آقای دکتر با توجه به مطالب مطرح شده در کانال در این سازه ضریب نا معینی ۱ هست. درست عرض میکنم؟



با سلا م"اگر پیچش نداشته باشد"

بله احتمال زیاد پس از حذف تیر دچار پیچش شدید نخواهد شد و افت مقاومت ۳۳درصدی نخواهد داشت و رو یک خواهد بود

(دیوارها طولشان زیاد است ونیازی به حذف دیوار نیست)

سلام دکتر حسین زاده خسته نباشید.سوالی داشتم در مورد میلگردهای عرضی پی نواری ک جدیدا نظام میگه سفره بالا و پایین باید اورلب بشن.آیا اینکار لازمه؟یا ب اندازه همون خم ۹۰ درجه ادامه پیدا کنه کافیه؟

با سلام، متاسفانه در رابطه با میلگردهای عرضی پی های نواری آیین نامه صراحت ندارد.
میلگردهای عرضی پی های نواری به دو صورت در کشور اجرا می شود: ۱- تنگ بسته (مانند خاموت درتیرها) ۲- آرماتور U شکل در بالا و پایین
احتمالا منظور شما حالت دوم می باشد.
اگر پی نواری طبق محاسبات نیاز به میلگرد برشی یا پیچشی داشته باشد، آرماتورهای U شکل باید در انتها به صورت کامل خم شوند و با آمارتورهای جهت دیگر همپوشانی داشته باشند و این کار الزامیست (تا آرماتورهای عرضی به عنوان خاموت ایفای نقش کنند). در غیر این صورت در آیین نامه الزامی بر این کار نیست و خم استاندارد در انتهای آنها کفایت می کند. می توانید در نرم افزار sade14 نیاز یا عدم نیاز به آرماتور برشی را درپی نواری کنترل نمایید. در safe 8 باید محاسبات دستی انجام دهید ولی در safe14 برش را خودش کنترل می کند و مقدار خاموت لازم را نشان میدهد. در safe14 کنترل پیچش باید دستی انجام دهد (مقدار پیچش نوارهای طراحی بخواهید و ظرفیت انرا دستی محاسبه کرده و نشان دهید که نیاز به ارماتور عرضی پیچشی دارد یا نه)

باعرض سلام و خستهٔ نباشید خدمت استاد عزیز. برای طراحی اسکلت کارخانجاته صنعتی که بار دستگاها رو تحمل میکنند، وزن دستگاه و تجهیزات را که دایمی هستن، باید بصورت بار مرده در نظر بگیریم یا زندهٔ؟ چون این دستگاها بعضا دارای حرکت دورانی و یا رفت و برگشتی هستن و اگر بصورت بار مرده در نظر گرفتهٔ شوند مبحث۶برای بار مردهٔ چنین تجهیزات دایمی مسکوت می باشد. و هیچ ضریبی را ذکر نکرده و تنها برای بارهای زندهٔ ضرایبی رو لحاظ کرده

با سلام، بارهای زنده را می توان به دو بخش تقسیم کرد: بار زنده گذرا - بار زنده دائمی

در این مورد باید آنها را بار زنده "دائمی" درنظر بگیرید.
مانند تیغه بندی که گرچه یک بار زنده محسوب می شود و نوع آن بار زنده دائمی می باشد.
بار های زنده دائمی در قسمت Mass source به صورت ۱۰۰ درصد منظور می شوند (نه ۲۰ درصد)
و یا مثلا در محاسبه خیز در محاسبات مربوط به خزش همراه با بار های مرده برای آنها خزش محاسبه می شود.
از طرفی در ترکیب بارها با ضرایب بارهای زنده ظاهر می شوند.

سلام اقای دکتر.. ۱) اگر خرپشته رو مدل نکنیم و به جای اون بار مرده و زنده رو به چهار ستون اطراف اون در بام اعمال کنیم آیا نیاز هست بار جرم لرزه ای خرپشته رو هم به صورت بار mass به اون ستونها وارد کنیم یا اینکه خود نرم افزار بر اساس ضریب بارهایی که در mass source وارد کرده ایم بار جرم رو محاسبه میکند؟ ۲) برای مدل کردن تیرهای فرعی بهتر است انها را مفصلی مدل کرد یا اینکه ضریب ترک خوردگی پیچشی تیرهای حامل آنها رو ۰,۱۵ در نظر بگیریم؟ با تشکر فراوان

با سلام

۱ خیر دیگر نیازی به اعمال بار mass نخواهد بود. البته این کار (عدم مدلسازی خرپشته) کار صحیحی نیست چون ستونهای ان با طبقه بام اندرکنش دارند و لنگر مبادله میکنند که شما این لنگر ها را منظور نمیکنید

۲- در سازه بتنی (بتن درجا ریخته شده) اتصال مفصلی بی معنی است مگر در تیرهای بسیار کوچک و میلگرد قطر پایین که عملا اتصال تیر فرعی با تخریب جزئی تیر اصلی تبدیل به اتصال نیمه صلب میشود. به مطلب قبلی کانال مراجعه کنید. ضریب ۰,۱۵ برای پیچش یک ضریب تقریبی است که بهتر است مقدار ان محاسبه شود. نحوه محاسبه انهم بر اساس لنگر مقاوم ترک خوردگی پیچشی تیر اصلی و لنگر پیچشی وارد بر ان تعیین میشود. اگر روش محاسبه را نمیدانید میتوانید به صورت تقریبی از ان استفاده کنید (برای تیرهایی که احساس میکنید اهمیت بالایی دارند باید محاسبه کنید)

بنده درحال طراحی یه سازه ۷ طبقه بتن آرمه تجاری با سیستم باربر قاب خمشی ویژه+ دیوار برشی ویژه هستم.سازه در مشهد هست و بنده زلزله های ۱۰۰+۳۰ و قائم رو (بصورت D۱,۴۱ و D۰,۶۹) رو اعمال کردم. اما مشکل بنده این هست که در ایتبز ۲۰۱۳ سختی دیواربرشی هارو که کاهش میدم و ستون های متصل بهشون رو مفصلی میکنم تا قاب خمشی رو برای ۲۵ درصد بار جانبی طراحی کنم، تحلیل سازه به قدری طول میکشه که پایانی نداره! ینی ساعت ها میگذره اما تحلیل مثلا ۵ درصد جلو رفته. نمیدونم مشکل کجاس. به محض اینکه سختی دیوار برشی هارو به ۰,۳۵ برمیگردونم درست میشه و تحلیل به سرعت انجام میشه. لطفا راهنماییم کنید . در ضمن نمیتونم از ایتبز ۹,۷,۴ استفاده کنم چون بارهای EXALL,EYALL تعریف کردم و تمامی ترکیب بارها بر اساس اونها ساخته شده که نمیشه این کارو در ایتبز ۹ انجام داد.

خیلی متشکرم

با سلام

احتمالا سازه ناپایدار میشود. در ایتبس جدید وقتی ناپایداری دارید p-delta همگرا نمیشود و هنگ میکند

اگر p-delta را خاموش کنید میتوانید run بگیرید و علت ناپایداری را بررسی کنید

علاوه بر این کنترل کنید که ایا سقف را دیافراگم کرده اید یا نه؟

چندی پیش مطلبی در کانال قرار دادم

مبنی بر اینکه در فایل ۲۵ درصد برای حفظ ساختار قابی شکل سازه طبق توصیه مثال fema میتوانید ستونهای متصل به دیوار برشی را دوسرمفصل نکنید و فرض کنید این ستونها همراه با قاب کار میکنند تا رفتار قاب خمشی از فرم خود خارج نشود

سلام جناب دکتر. خسته نباشید. چند سوال داشتم خدمتتون.
من سازه ای را مدل کردم که در پلان نامنظم است و بعد از آنالیز کنترل های دریفت و پیچش را انجام دادم که دریفت پاسخگوست اما همانطوری که انتظار داشتم نامنظمی پیچشی هم دارد الان سوال من این است که باید چیکار کنم وقتی این حالت اتفاق میفتد؟
۱.فقط ضریب زلزله هایی که در ترکیب بارهایم وارد کردم ۱,۲ برابر میشود؟(سازه بتنی است و از ACI2008 استفاده کردم).
۲. بعد از تغییر این ضریب در ترکیب بارهایم، باید چه چیزهایی را چک کنم؟ باید دوباره نامنظمی پیچشی و دریفت چک بشوند؟ و اگر جوابگو نبودن باید چیکار کنم؟
۳.اگر ضریب زلزله ۱,۲ باشد به خاطر ضریب نامعینی وقتی نامنظمی پیچشی اتفاق میفتد باید تبدیل به ۱,۴۴ شود؟
۴.در ترکیب بارهای آیین نامه مذکور بار برف را هم باید در سقف اعمال کرد؟ یا میتوان فقط ماکزیمم بار زنده برف و حداقل بار زنده سقف را گرفت؟
خیلی ممنون.

با سلام، مشکلی نیست اگر تمامی جریمه های نامنظمی پیچشی را پرداخت نمایید قابل قبول است:
* افزایش ۱,۲ برابری زلزله در ترکیب بار(در سازه های بالای ۱۰ متر)
*انجام انالیز دینامیکی (در سازه های بالای ۳ طبقه)
* کنترل دریفت در لبه های سازه

۱- بله
۲-خیر کنترل نامنظمی پیچشی را قبلا انجام داده اید که خودتان گفتید نامنظم است.
۳-خیر تنها ۱,۲ برابر خواهد شد.
۴- بر اساس آیین نامه های جدید باید هردو را اعمال کنید. در برخی ترکیب بارها تنها بار برف حضور دارد که اگر وارد نکنید مقدار ان صفر منظور میشود

سلام جناب دکتر حسین زاده
سوالی داشتم از خدمتتون
اگر بخواهیم با آیین نامه مبحث۶سال۹۲ و ویرایش چهارم ۲۸۰۰ سازه فولادی به روش تنش مجاز براساس مبحث دهم سال ۱۳۸۷طراحی کنیم ضریب رفتار زلزله رو باید بر۱,۴تقسیم کنیم؟
ممنونم

با سلام
خیر با همان زلزله باید طرح دهید (زلزله جدید)
ولی باید از ترکیب بار جدید استفاده کنید که در جزوه قرار دادم (ویژه تنش مجاز)

باسلام خدمت استاد حسین زاده.سوالی داشتم در مورد وزن موثر لرزه ای.به هنگام اختصاص بار زنده به بام ساختمان میبایست بیشینه مقادیر بار برف و بار زنده را بعنوان بار زنده در مدل معرفی نمود یا بایستی همزمان هم بار برف و هم بار زنده را به سقف بام اعمال نمود.در این رابطه موجب امتنان است توضیحاتی ارائه فرمایید.

با سلام،
سابق بر این هر کدام که بیشتر بود حاکم میشد. مثلا اگر بار برف ۲۰۰ بود و بار زنده ۱۵۰، در نرم افزار ما ۲۰۰ وارد می کردیم (نوع آن هم مهم نبود مثلا ۲۰۰ LIVE وارد می کردیم)

در ترکیب بارهای جدید بار زنده بام از بار زنده طبقات جدا شده است و به تنهایی در ترکیب بارها ظاهر می شود.
در برخی ترکیب بارها بار برف داریم و بار زنده بام غایب است. اگر شما در بام بار برف وارد نکنید مقدار آن برابر صفر منظور می شود و عملا در آن ترکیب بار خاص شما از بام سازه هیچ بار زنده ای نخواهید داشت.
بنابراین باید در پشت بام مثلا هم بار برف ۲۰۰ را وارد کنید و سپس علاوه بر آن بار زنده بام به مقدار ۱۵۰ نیز وارد کنید (همزمان با هم)

با عرض سلام و خسته نباشید خدمت شما جناب آقای دکتر
در ارتباط با پاسخی که ارسال فرمودید در این تیر فرعی اگر به صورت مفصلی تعریف شود میتوان در قسمت فوقانی تیر از آرماتور حداقل استفاده کرد، در این صورت قطر کاهش پیدا کرده و با توجه به طول مهاری در حالت قلاب که برای میلگرد با سایز کوچک کم میباشد میتوان قلاب را نیز اجرا نکرده و در حالتی که قلاب نداشته باشد و طول مهاری تامین نمیشود گیرداری میلگرد تامین نشده و لغزش اتفاق افتاده و در عمل به اتصال مفصلی نزدیک خواهد شد.

کم بودن مقدار میلگرد در تیر فرعی = ضعیف کردن تعمدی تیر فرعی = تیر فرعی تحت بارهای ثقلی تخریب می شود = این "تخریب" موجب مفصلی شدن تیر می شود

مسئله این است: چنان طرحی دهید که بدون ایجاد تخریب و خرابی در سازه، مفصلی عمل کند. اکثر ایده هایی که برای مفصلی کردن اتصال در کشور برای سازه بتنی ارائه شده اند. یک نکته مشترک دارند:

قسمت هایی خراب شود =====> بعد از تخریب مفصل شود!!!!!!

آیا این خرابی به سازه آسیب نمی زند؟
در کجای آیین نامه چنین اجازه ای داده شده است.

همانطور که قبلا هم در بالا اشاره کردم، در موارد استثنایی مانند تیرچه بلوک به علت پایین بودن نیرو ها این تخریب موضعی مورد قبول مهندسین قرار گرفته است و عملا تخریب در محل اتصال به صورت گسترده در طول تیر اصلی پخش می شود و از تمرکز آن کاسته می شود. و بنابراین به علت ناچیز بودن این تخریب ها در این موارد خاص شما می توانید فرض کنید تیرهایی در حد تیرچه بلوک مفصلی هستند.
پیچش زیاد در تیرهایی که تیر فرعی را تحمل می کنند و (در نرم افزار سرخ می شوند!) مهندسین را به این فکر انداخته که به هر طریقی شده اتصال مفصلی طرح دهند. به این ترتیب حتی در مواردی دیده شده است که تیرهای فرعی با ابعاد بزرگ و بار زیاد بدون قلاب و با میلگرد کم طرح دهند. یک کار خطرناک !. در حالی که اگر مقدار سختی پیچشی تیر اصلی را تنظیم کنند (طبق آیین نامه) می توانند یک طرح ایمن با قلاب انتهایی طرح دهند و سرخی تیر هم برطرف شود.
البته اتصال مفصلی در بتن میسر است. شما می توانید براکت قرار دهید و تیر پیش ساخته بتنی را به صورت اتکایی بر روی آن قرار دهید.

باسلام خدمت جناب دکتر حسین زاده ضمن عرض ادب و احترام ،روش کنترل نامنظمی در سختی جانبی طبقات در نرم افزار چگونه میباشد؟؟

محاسبه سختی جانبی طبقات کمی جای بحث دارد. منتها متن استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ یک روش تقریبی ارائه کرده است که می توانید استفاده کنید.

طبق متن فوق، اگر مثلا می خواهید سختی طبقه ۴ را در یک سازه ۱۰ طبقه بدست آورید، می توانید تمامی نقاط را تا طبقه سوم انتخاب کرده و برای همه گرهها تکیه گاه مفصلی ثابت تعریف کنید. و سپس یک بار واحد به مرکز سختی طبقه ۴ وارد نمایید و جابجایی طبقه ۴ را تحت این بار واحد از نرم افزار بخوانید و سپس از رابطه

F=K*delta

مقدار سختی طبقه ۴ را بدست آورید.

* البته آیین نامه اشاره کرده که جابجایی وارد و سپس نیروی وارد شده را بخوانید که در نرم افزار راحت تر این است که نیرو را وارد و جابجایی را بخوانیم

سختی طبقه: Story Stiffness

برابر با مجموع سختی جانبی اعضای باربر جانبی آن طبقه است. برای محاسبهٔ این سختی می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقهٔ مورد نظر وارد کرد و کلیهٔ طبقات زیرین را بدون حرکت در نظر گرفت.

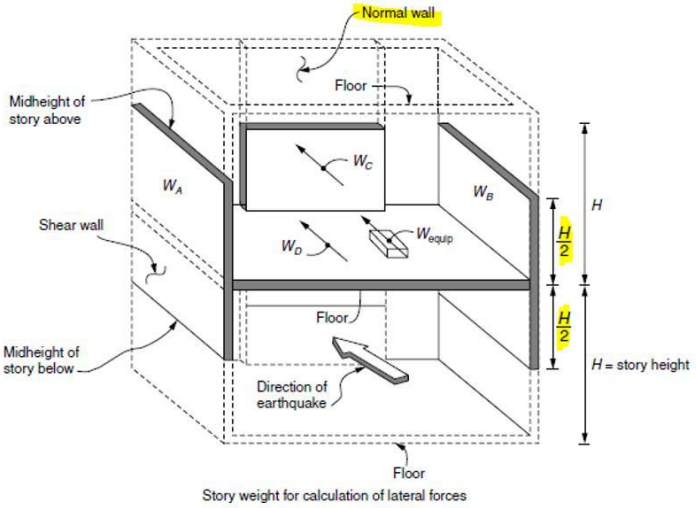
hoseinzadehasl@

سلام جناب دکتر.از اینکه لطف نمودید و پاسخ دادید سپاسگزارم.در جزوه ای که بابت نحوه ضریب Rho تدوین فرموده اید سوالی داشتم.

اگر سازه فلزی دو طرف مفصل باشد و سیستم مهاربندی ان در هردو طرف دیوار برشی با طولی بیشتر از ارتفاع طبقه باشد برای محاسبه ضریب Rho دیگر دیوار برشی نداریم که بعلت طول کوتاه حذف شود لطفا راهنمایی فرمایید.باتشکر

در اینگونه سازه ها اگر پیچش شدید نداشته باشند، مقدار rho یک خواهد بود.

سوال: چرا وزن لرزه ای یک طبقه علاوه بر کف، نصف دیوار از بالا و نصف از پایین می باشد؟ آیا مثل دال یکطرفه سهم می برد؟ دنبال مرجع می گردم برای این سوال.



Story weight for calculation of lateral forces

هنگام زلزله شدید میانقابها به صورت جانبی به قاب نگهدارنده آنها تکیه می کنند. و نیروی اینرسی آنها به صورت یک بار گسترده به قاب در ارتفاع طبقه وارد می شود.

در حقیقت بار ثقلی آنها به صورت کامل به تیری که روی آن قرار گرفته اند وارد می شود. ولی برآیند بار اینرسی جانبی آنها (نیروی زلزله) به صورت جانبی به میانه ستون طبقه وارد میشود و محل اثر نیروی دیوار تغییر می کند. به همین جهت هر طبقه عملا یک نصف دیوار از پایین و یک نصف دیوار از بالا بار می برد.

سلام خدمت استاد عزیزم

آقای دکتر در تبصره بند ۱۰-۲-۱-۵-۲ مبحث ده و در سطر ۸ این تبصره اشاره گردیده که در سیستم قاب خمشی برخی قابها دارای عملکرد ثقلی هستند.

حال سوال بنده از جنابعالی اینه که منظور از عملمرد ثقلی چیست و کدام قابها در قابهای خمشی عملکرد ثقلی دارند؟ چون اصولا در سیستم قاب خمشی تمام قابها در مقابل با زلزله طرح میگردند.

با تشکر از زحمات جنابعالی

در صفحه ۱۱۹ جزوه فولاد نظام مهندسی بنده (لینک ان پیوست شده)

در شکل ستون AB یک ستون باربر ثقلی میباشد.

برخی مواقع پیش می اید که در یک سازه مثلا ۸ طبقه یک ستون خاصی به صورت مفصلی اجرا میشود. مثلا ممکن یک سردر یک طبقه به سازه اصلی ۸ طبقه که قاب خمشی است تکیه کند ولی اتصالات ان مفصلی باشد. پایدار سود یک طبقه توسط سازه ۸ طبقه تامین میشود

http://www.hoseinzadeh.net/Nezam-Steel93.pdf

بسمه تعالی

استاد گرامی جناب آقای دکتر حسین زاده
ضمن عرض سلام وتشکر فراوان از شما استاد عزیز، خواهشمندم در صورت امکان پاسخ سوالات زیر را بفرمایید.
۱-بار زنده راه پله(۵۰۰کیلو گرم برمترمربع) از نوع بار زنده قابل کاهش میباشد یا غیرقابل کاهش؟
۲- بار زنده تیغه بندی از نوع بار زنده قابل کاهش میباشد یا غیرقابل کاهش؟
۳-درترکیب شماره ۲(بند۶-۲-۳-۲) بارزنده تیغه بندی ، جزء بارهای زنده ایست که میتوان ضریب آنرا ۰/۶کرد یا باید ضریب آن۱/۲باشد؟
۴-بار زنده تراس ها وبالکن ها طبق ویرایش جدید مبحث ششم چقدر میباشد؟
۵-ضریب ۱,۲ X0.7=0.84مربوط به زلزله در بار قایم زلزله نیز ضرب می شود؟
با تشکر واحترام فراوان-اعظمی

با سلام،
۱- بارهایی که در جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ با تبصره (۳) تعریف شده اند غیر قابل کاهش هستند. مانند بار زنده پارکینگ که (۳) دارد.
همچنین طبق بند ۶-۵-۷-۳ بارهای زنده بیش از ۵ غیر قابل کاهش هستند (البته تبصره دارد)
راه پله (۳) ندارد و از طرفی بیش از ۵ نیز نمی باشد. بنابراین قابل کاهش است.

۲- بار زنده تیغه بندی غیر قابل کاهش است. دقت نمایید که تنها بارهای زنده ارائه شده در جدول ۶-۵-۱ (جدول L0) قابل کاهش هستند. بار زنده تیغه بندی در جدول L0 نیامده است و به صورت یک بند جداگانه آمده است.

۳- تبصره مربوط به بارهای زنده در صفحه ۱۵ و ۱۶ مبحث ششم (بند۶-۲-۳-۲ و ۶-۲-۳-۳) در رابطه با ضریب ۰,۶ یا ۰,۵ برای بارهای زنده کمتر از kN/m^2۵ نیز در مورد تیغه بندی قابل اعمال نیست. چون این ضریب کاهش تنها مربوط به بارهای جدول L0 است که باز تیغه بندی جزء انها نیست.

نکته : بارهای زنده به دو نوع تقسیم می شوند: ۱- بارهای زنده گذرا ۲- بارهای زنده ماندگار. تیغه بندی از دسته دوم می باشد و بسیاری از ضوابط مربوط به بارهای زنده از جمله انواع کاهش سربار و یا ضریب ۲۰ درصدی در تعیین جرم لرزه ای و یا حتی نداشتن خزش در بتن، در تیغه بندی صدق نمی کند. یعنی گرچه تیغه بار زنده است و لی حتی اثرات مربوط به خزش نیز مانند بار مرده باید به در مورد بار تیغه منظور شود.

۴- طبق جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ، بار زنده بالکن ۱,۵ برابر بار زنده اتاق متصل به ان است ولی لازم نیست بیش از kPa۵ منظور شود.

۵- بنده معتقدم ضریب ۰,۸۴ مربوط به ترکیب بارهای بتنی که در مبحث ۶ و ۹ امده است. نادرست می باشد. و برای طراحی سازه های بتنی طبق ترکیب بارهای جزوه ایتبس که در سایت قرار داده ام از aci استفاده می کنم. امیدوارم در ویرایش بعدی مبحث نهم که بر اساس ACI2014 خواهد بود این ایرادات برطرف شوند.

سلام جناب دکتر.

طبق آیین نامه بتن برای اینکه ضریب ترک سازه های بتنی را اعمال کنیم باید به مهاربندی یا عدم مهاربندی قاب دقت کنیم که باید با شاخص پایداری مشخص شود. حال چند سوال برایم به وجود آمده که ممنون میشوم پاسخ دهید.

۱. اگر قاب دیوار برشی داشته باشد باز هم باید شاخص پایداری کنترل شود یا میتوان گفت که سازه مهاربندی شده است؟ یعنی ممکن است با وجود دیوار برشی سازه مهاربندی نشده باشد؟

۲. اگر طبقه مهارشده باشد ضریب ترک آن ۰,۵ و یک است در این حالت برای کنترل دریفت باید چه ضرایبی را اعمال کنیم؟(چون اگر اشتباه نکنم وقتی که مهارنشده است ۰,۳۵ و ۰,۷ را در آنالیز اعمال میکنیم و در کنترل دریفت مقدار آن را ۱,۵ برابر میکنیم که ۰,۵ و یک میشود.)

۳.در مرحله آنالیز با مرحله طراحی ضرایب ترک متقاوت است؟ یا فقط برای کنترل دریفت تغییر میدهیم؟

۴. اگر یک طبقه مهارنشده باشد فقط ضریب ترک خوردگی آن طبقه متفاوت است یا کل سازه را مهارنشده فرض میکنیم؟

۵.در صورت مثبت بودن پاسخ قسمت دوم سوال اول ضریب ترک خوردگی دیوار برشی در دو حالت مهاربندی شده و نشده چند اعمال میشود؟ و اینکه در دیوار برشی باید کاهش سطح مقطع را هم اعمال کنیم در حین ترک خوردگی یا فقط ضرایب ممان آن را وارد کنیم کفایت میکند؟

۶. در سازه های فولادی نیازی به کنترل شاخص پایداری هست؟

۷.چرا اکثر مهندسین و جزوات و کتب موجود برای طراحی سازه بحثی روی شاخص پایداری نمیکنند و ضرایب ۰,۳۵ و ۰,۷ را اعمال میکنند؟ آیا کارشان صرفا در جهت ضریب اطمینان است یا علت دیگری دارد؟

ببخشید اگر طولانی شد.

با سلام

۱- در سازه های با دیوار برشی با طبقات کم معمولا مهار شده محسوب میشود و نیازی به کنترل نیست ولی در بلند مرتبه ها اتفاقا بیشتر وقتها ممکنه مهار نشده محسوب شود یعنی حضور دیوار برشی تضمینی برای مهارشده بودن محسوب نمیشود

۲- طبق متن مبحث نهم اگر سازه ای مهارشده محسوب شود ضرایب سختی در سازه ۰,۵. و ۱ خواهد بود مثلا ممکن است یک قاب خمشی بتنی بدون دیوار برشی ۶ طبقه اندیس پایداری ان کمتر از ۰,۰۵ بدست اید و مهار شده محسوب شود در این صورت به جای ۰,۳۵ و ۰,۷ از ۰,۵ و ۱ استفاده خواهد شد

البته معمولا کنتلرها اجازه استفاده از این بند را نمیدهند (چون این کار رایج نیست!)

۳ ضرایب ترک خوردگی در طراحی تاثیری ندارد و تنها در محاسبه تغییرمکانها (انالیز) تاثیر دارد. بنابراین کلا در مرحله انالیز سختی هرچه بود در طراحی نیز همان منظور میشود

۴ بله مهار طبقات مجزا بررسی میشود

۵ ترک خوردگی دیوار برشی ربطی به مهارشده بودن یا نبودن ندارد طبق ایین نامه بررسی میشود که دیوار برسی در کدام طبقات ترک خورده است و بر ان اساس سختی ان تعیین میشود

۶ خیر معمولا لازم نیست

۷ همانطور که گفتم این کار عرف نشده و مهندسین اطمینان کافی در این مورد ندارند و به همین جهت در جهت اطمینان و به استناد بندهای ۳-۱-۶ و نیز ۳-۵-۵ از استاندارد ۲۸۰۰ از ان استفاده نمی کنند.

جناب دکتر سلام وقت بخیر,,, زمان تناوب تجربی ضرب در ۱,۲۵ پروژه ای رو حساب و در نرم افزار اعمال کردیم و زمان تناوب تحلیلی در جهت x بیشتر و در جهت y کمتر از تجربی شده در این صورت کدوم زمان تناوب رو بایستی ملاک عمل قرار داد ؟ اگه زمان تناوب تحلیلی ملاک عمل بایستی دو تا c ضریب زلزله محاسبه بشه یا نه اونی که از همه کمتره استفاده شود ؟

با سلام، در راستای X باید از ۱,۲۵ برابر دوره تناوب تجربی (آیین نامه) استفاده کنید و در جهت Y که دوره تناوب کمتر است، از دوره تناوب تحلیلی استفاده نمایید. یعنی زلزله هر جهت کاملا مجزا محاسبه می شود و ممکن است با هم فرق داشته باشند.

با سلام و خسته نباشید

جناب آقای دکتر حسین زاده ، در مورد کنترل دریفت در ETABS 9.7 ، سوالی داشتم.

در جزوتون فرمودید که برای کنترل دریفت در سازه های که درجه اهمیت خیلی زیاد نیستند، ۲ ترکیب بار EXDRIFT و EYDRIFT را در مدل اصلی براساس C و K بدست آمده از پریود تحلیلی سازه کنترل می کنیم. سوال بنده این است که چرا از ۲ ترکیب بار برای کنترل دریفت استفاده می کنیم و نه از ۶ ترکیب بار جانبی (EX , EY , EXN, EXP, EYN, EYP) با C و K بدست آمده از پریود تحلیلی؟ و اینکه در تعریف ۲ ترکیب بار EXDRIFT و EYDRIFT ، خروج از مرکزیت اتفاقی در نظر گرفته می شود یا فقط در ۲ راستای اصلی و دقیقا به مرکز جرم در نظر می گیریم؟

با سلام،

در حقیقت سوال شما این است: آیا در کنترل دریفت از زلزله با خروج از مرکزیت استفاده شود یا زلزله بدون خروج از مرکزیت تصادفی؟

دقت: تغییر مکان مرکز جرم سازه تحت اثر زلزله EX و EXP و EXN تقریبا یکی است و فرقی نمی کند با کدام زلزله خوانده شود. ولی تغییر مکان لبه های کناری سازه تحت زلزله های EXP و EXN بیشتر از زلزله EX خواهد بود.

بنابراین:

۱- سازه هایی که از نظر پچشی منظم هستند:

در این سازه ها تغییر مکان مرکز جرم سازه ملاک است و بنابراین می توان تغییر مکان ها را تحت EX محاسبه نمود

۲- در سازه هایی که نامنظم پیچشی هستند:

در این سازه ها تغییر مکان لبه های کناری سازه ملاک است و بنابراین باید تغییرمکانها تحت زلزله های با خروج از مرکزیت بررسی شوند.

hoseinzadehasl@

با سلام و خسته نباشید
جناب دکتر ، استحضار دارید درصورتیکه طراحی سازه های بتنی بر اساس آیین نامه ACI انجام بشود با توجه به ترکیبات بار اعمالی ، نسبت به آیین نامه CSA و ترکیبات بار مبحث۹ ، سازه ای سنگین تر طرح خواهد شد.
لذا با توجه به اینکه تکلیف قانونی مهندسین طراح ، عمل به مقررات ملی ساختمان است و در این حیطه در مراجع قانونی جوابگو خواهند بود ، آیا طراحی سنگینتر در صورت اعتراض مالک مشکل ساز نخواهد بود و دیگر اینکه آیا نباید طراحی برمبنای مبحث ۹ انجام بشود؟ اگر خیر ، پس فلسفه وجود مبحث۹ بغیر از آزمونهای نظام مهندسی چه چیزی خواهد بود؟
با تشکر و سپاس فراوان

با سلام
متاسفانه ترکیب بارهای مبحث نهم در فرم فعلی که زلزله تراز نهایی شده است ایراد دارد و به جای اینکه بگوییم aci سنگین تر است بهتر است بگوییم که ترکیب بارهای مبحث نهم سبکتر است
چند نکته:
۱- علت سبک بودن مبحث نهم این است که ضریب زلزله ان کمتر از یک است. علت کمتر از یک بودن ضریب زلزله در مبحث نهم (۰,۷*۱,۲=۰,۸۴) این است که خواسته اند ترکیبهای قدیمی مبحث نهم را که تراز نهایی نبود با زلزله جدید در ۲۸۰۰ هماهنگ کنند که باعث شده ضریب زلزله کمتر از یک بدست اید که ایراد دارد

۲- دقت شود که ضرایب کاهش مقاومت در مبحث نهم "اندکی" سخت گیرانه تر از aci می باشد و ممکن است این سخت گیرانه بودن ممکن است بهانه ای برای کاهش ضرایب بار در مبحث نهم باشد. منتها این کاهش قابل توجه است (۰,۸۵ برای زلزله) و موجب می شود که طرح غیر محافظه کارانه و غیر منطقی شود. این غیر محافظه کارانه بودن موجب می شود که بسیاری از طراحان از ACI برای طراحی استفاده کنند.

۳- گرچه مبحث نهم برگرفته از CSA کانادا میباشد ولی ترکیب بارهای ان در مورد ضریب زلزله با کانادا یکی نیست!
در csa ضریب زلزله یک میباشد. شما اگر با CSA طراحی میکنید قائدتا باید ترکیب بارهای csa را استفاده نمایید که باز سنگین میشود

۴- مبحث نهم در حال ویرایش است و احتمالا این مشکل برطرف خواهد شد و ترکیب بارهای ان اصلاح خواهد شد تا مهندسین مجبور نشوند خلاف ان عمل کنند

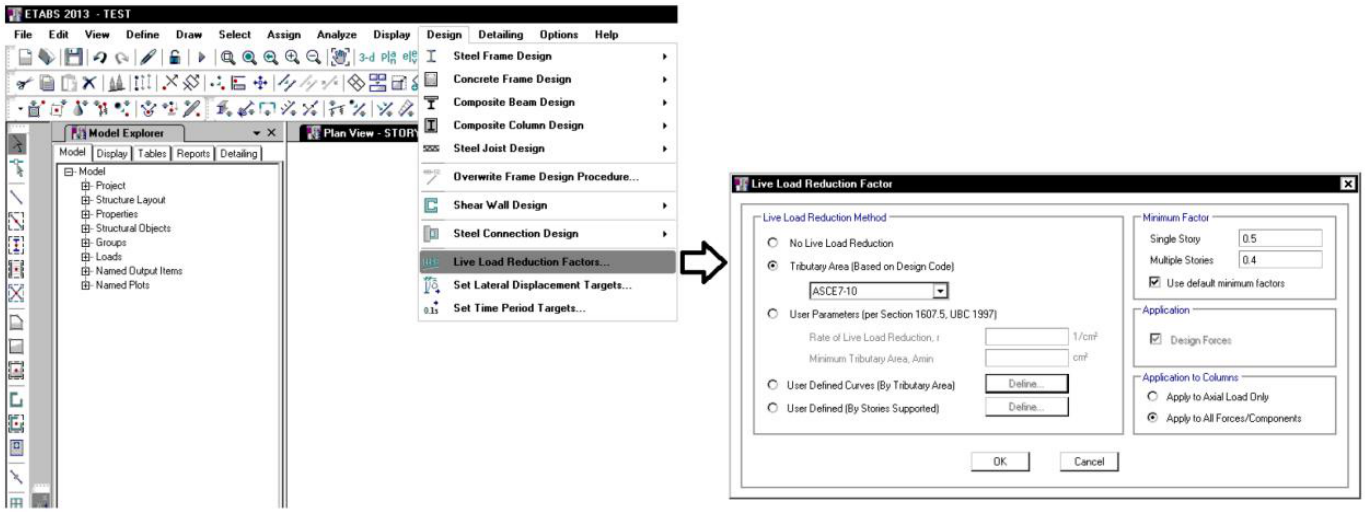
۵- نظامهای شهرهای مختلف سلایق متفاوتی دارند برخی شهرها CSA را با ترکیب بارهای مبحث نهم قبول دارند و برخی قبول ندارند. برای مثال میتوانید به راهنمای طراحی نظام مهندسی تهران مراجعه نمایید تا با سلیقه نظام مهندسی تهران در رابطه با مجاز بودن استفاده از ترکیب بارهای مبحث نهم اشنا شوید. در تبریز عمدتا با aci طراحی میکنند

hoseinzadehasl@

با سلام و احترام.

جناب دکتر نحوه اعمال کاهش بار زنده به سقفها به چه صورت می باشد.آیا همان مقدار بار زنده را فقط از جنس Red Live بدهیم.

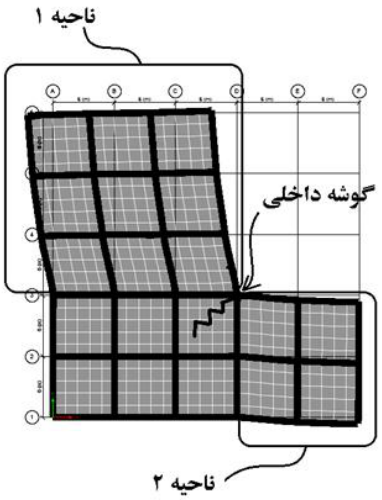
علاوه بر اینکه بارها باید از نوع LRED تعریف شوند، از طریق منوی شکل زیر باید آیین نامه ASCE7-10 را برای کاهش سربار انتخاب نمایید:



با سلام آقای دکتر سوالی در مورد تفاوت مفهوم بازشو و پس رفتگی در تعیین نامنظمی هندسی و دیافراگم داشتم. در بعضی ساختمانهای بتنی (بالخصوص که در بعضی شهرها بسیار شایع می باشد) پله ها بصورت فلزی دریک ساختمان فلزی اجرا می شوند. حتی درمواردی که این پله در گوشه ساختمان واقع میشود ستون گوشه ای نیز بصورت فلزی اجراشده و توسط تیرهای فلزی به صفحاتی که قبلا داخل ستونهای بتنی تعبیه شده اند وصل میشوند. در چنین مواردی بخش پله، بازشو محسوب میشود یا پس رفتگی؟

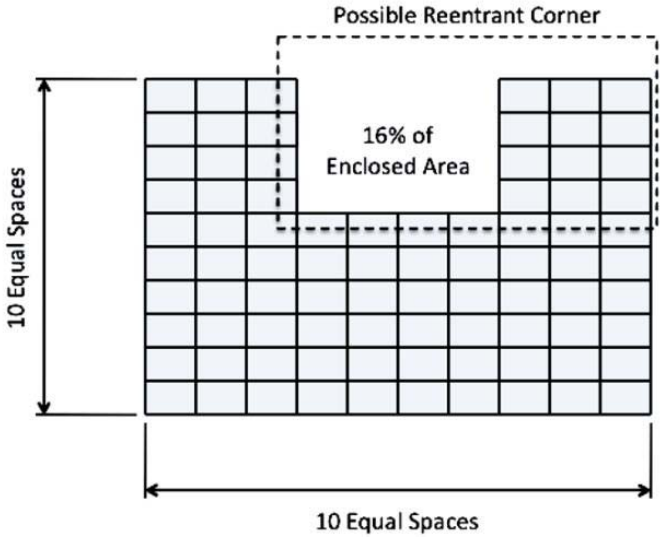
با سلام، وجود تیرهای میان طبقه راه پله موجب دوخت و دوز سازه می شود و بنابراین راه پله پس رفتگی محسوب نمی شود. و تنها باز شو محسوب می شود که انهم معمولا کمتر از ۵۰ درصد است و مشکل ساز نیست.

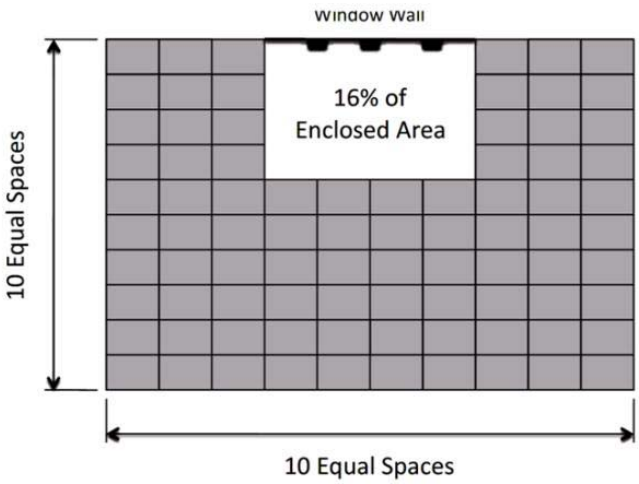
به شکل زیر توجه نمایید.هدف آیین نامه از بحث پس رفتگی ۲۰ درصد نگرانی از پارگی سازه از قسمت پس رفتگی می باشد:



اگر دو ناحیه ۱ و ۲ توسط یک تیر رابطه به هم دوخته شوند دیگر این پارگی رخ نخواهد داد و جای نگرانی نیست.

در دو پلان زیر شکل سمت چپ دارای پس رفتگی است ولی شکل سمت راست فاقد پس رفتگی است چون توسط تیرهای رابط بین دو ناحیه دوخت و دوز انجام شده است:





در راه پله ها تیر میان طبقه می تواند این وظیفه را به عهده گیرد.

با عرض سلام و خسته نباشید.در مورد ضخامت دیوار برشی
ضخامت بیست یا بیست و پنج سانتیمتر اکه از نظر برش جواب بده ایرادی نداره استفاده بشه؟

با سلام
از نظر ایین نامه حداقل ضخامت ۱۵ سانتیمتر است
ولی از نظر اجرایی توصیه میشود کمتر از ۲۰ اجرا نشود
در جزوه جدید ایتبس ۲ در این مورد مطالبی قرار داده شده است

با سلام خدمت استاد محترم.
برای کنترل دریفت و نامنظمی پیچشی سازه فولادی آیا باید از اثر کاهش سختی را در etabs غیر فعال کرد?

با سلام
بله در سازه های فولادی که بر اساس روش direc analysis تحلیل و طراحی میشوند،
باید از فایل اصلی یک save as گرفته (مثلا با نام drift.edb) سپس مقدار Taub را در حالت No modification قرار دهید (در ایتبس ۲۰۱۵) و سپس دوره تناوب سازه و نیز دریفت را در این سازه استخراج نمایید. با این عمل سختی اعضا به حالت کاهش نیافته بازمیگردد
hoseinzadehasl@

سلام آقای دکتر خسته نباشید .
با توجه به ویرایش چهارم آیین نامه در تعداد محدودی از ساختمانها زمان تناوب تحلیلی کمتر از زمان تناوب تجربی بدست می آید آیا مجاز به استفاده از زمان تجربی هستیم یا زمان تجربی فقط برای حدس اولیه است ؟
حتی بدون افزایش ۲۵ درصد

با سلام
طبق راهنمای لرزه ای بارگذاری امریکا
اگر زمان تناوب سازه (T-etabs) بیشتر از زمان تناوب تجربی باشد، میتوانید از تجربی استفاده نمایید
متن استاندارد ۲۸۰۰ نیز عنوان کرده " میتوان" از زمان تناوب تحلیلی استفاده کرد و اجبار نکرده است
در excel محاسبه ضریب زلزله ای که در وبسایت خود قرار داده ام این موضوع منظور شده است

hoseinzadehasl@
البته در قابهای خمشی معمولا دوره تناوب تحلیلی بیش از تجربی بدست می اید و اگر چنین نشد نشان دهنده ان است که شما احتمالا ابعاد تیرها و ستونها را بیش از مقدار متعارف منظور کرده اید که موجب افزایش بیش از حد سختی و کاهش دوره تناوب در سازه شده است

سلام استاد خسته نباشید.استاد در هنگام کنترل دریفت در سازه های با تحلیل دینامیکی در حالت no modificationبعد از هر بار تغییر مقطع باید دوباره برش ها هم پایه شوند؟

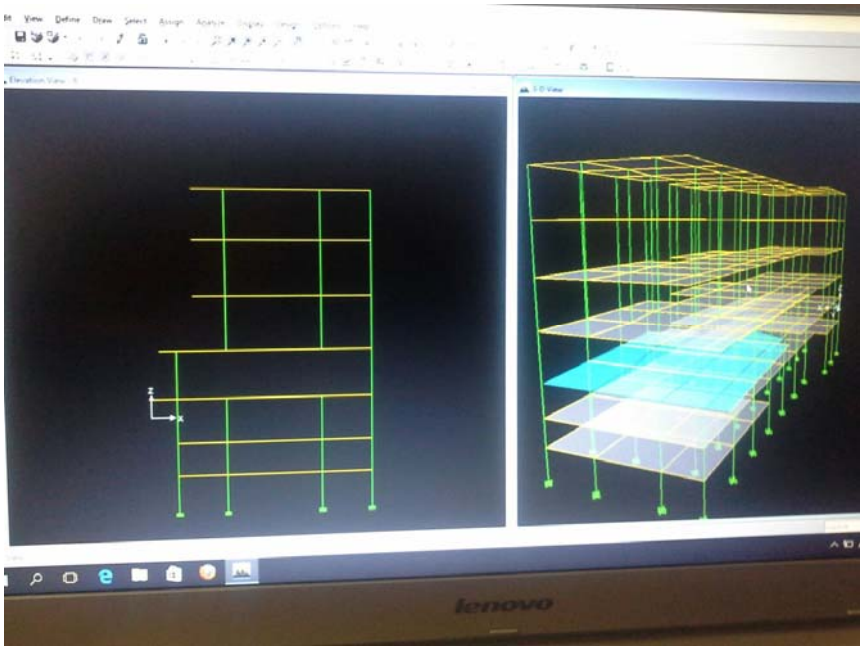
با سلام، بله اگر طراحی شما بر اساس آنالیز دینامیکی می باشد (سازه فولادی) و بر اساس روش انالیز مستقیم طراحی می نمایید. در کنترل دریفت باید فایل جداگانه ای (مثلا به نام فایل drift.edb) بسازید. حال در این فایل دریفت را به دو روش می توانید کنترل نمایید: ۱- تحت زلزله استاتیکی ۲- تحت زلزله دینامیکی که در حالت دوم به علت تغییر سختی اعضا همپایه سازی زلزله باید مجدد انجام شود و سپس دریفت کنترل شود.
hoseinzadehasl@

با سلام جناب دکتر. با توجه به اینکه در آنالیز حرارتی نیروی محوری در تیرها برای طراحی حاکم است و ایتبس هم نمیتواند المان تیر را برای نیروی محوری طراحی کند اصولا چه باید کرد. اگر هم المان ستون بکار بریم چگونه اثر خمش در طراحی دیده شود؟

با سلام، دراین موارد ابتدا دستی فشاری محوری تیرها را بررسی کنید اگر احساس کردید بار زیاد است، تیرهای (عمدتا طبقه اول) را به صورت مقطع ستون تعریف نمایید (مقاطع تیر را در قسمت define section از نوع column تعریف کنید) در این صورت ایتبس کنترل می کند
hoseinzadehasl@

سلام جناب دکتر خوبین یه سوال فنی

مطابق شکل ارسالی طراحی سازه ای بتنی خمشی با شکل پذیری متوسط رو در دست دارم که به خاطر مسائل معماری مجبور به حذف ستون های میانی هستم برا طراحی تیر بادهانه بزرگ و اعمال ادامه ستونها روی آن کنترل های لازم چیه



با سلام

۱-زلزله قایم باید منظور شود

۲ تیر باید برای زلزله omega*E طراحی شود

در حالت دوم باید نیروی محوری ستون تحت Ex و Ey از نرم افزار خوانده شود و هرکدام که بزرگتر بود،

۲=۱-۳

برابر شود و به صورت Ev (همراه با Ev مورد اول) به تیر (به صورت بار متمرکز اعمال شود. Ev در ترکیب بارها با ضریب یک حضور دارد.

علت اینکه زلزله دو برابر شده و نه سه برابر این است که خود ایتبس در ترکیب بارها یکبار زلزله را با ضریب یک اعمال میکند

همچنین با توجه به بار غیر متعارف وارد بر تیر خیز ان با روابط دقیق ایین نامه کنترل شود (در مبحث نهم نحوه کنترل قید شده)

همچنین تیر به حد کافی عرض و عمق داشته باشد تا میلگردهای ستون به خوبی داخل ان بتوانند مهار شوند

ضابطه طبقه ضعیف نیز کنترل شود اگر دو ستون باقی مانده به حد کافی مقاوم نباشند سازه فوق غیرمجاز خواهد بود (به بحث نامنظمی در استاندارد ۲۸۰۰ رجوع نمایید). نحوه کنترل طبقه ضعیف در راهنمای بارگذاری امریکا امده است (در وبسایت بنده قابل دانلود است)

تیر منتقل کننده نیروی زلزله به ستونهای کناری خواهد بود. این انتقال عمدتا به صورت نیروی محوری در تیر ظاهر میشود. نیروی برشی را در ستونهای بالای تیر تحت ex بخوانید. برش ستون تبدیل به نیروی محوری در تیر میشود.

hoseinzadehasl@

سلام آقای دکتر
روزتون بخیر و خوشی
سوالی داشتم از محضرتون
سازه بتنی ای است با سیستم تیر-دال و دال آن بصورت shell مدل شده است
تفاوت کلی سازه در حالت با و بدون مش بندی دال در قالب یه جمله چی میتونه باشه ؟

با سلام
اگر مش نزنید وزن دال به جای اینکه به تیر وارد شود، مستقیما از چهار گوشه دال به صورت بار متمرکز به ستونها وارد میشود و تیرها خوشحال میشوند! چون در تحمل وزن سقف مشارکت نمیکنند بنابراین باید مش بندی نمایید تا انتقال بار صحیح انجام پذیرد (سختی m11=m22=m12 دال را نیز باید ۰,۲۵ وارد نمایید) همچنین با توجه به پیچش سازگاری وارد بر تیر و ترک خوردگی پیچشی ان، سختی پیچشی تیرها را نیز (علاوه بر ۰,۳۵ مربوط به ممان اینرسی) برابر ۰,۱۵ وارد نمایید
البته ایتبس ۲۰۱۵ برخلاف ایتبس ۹ به صورت اتوماتیک مشبندی میکند و نیازی به مش دستی نیست.

hoseinzadehasl@

با عرض سلام و خسته نباشید.

در خصوص سیستم های دال مجوف + دیوار برشی که در شرکت کوبیاکس نیزاستفاده میشود ضریب رفتار قاب ساده+ دیوار برشی لحاظ می شود (۵)یا دیوار باربر بتنی متوسط(۴)؟

با سلام، اگر سازه علاوه بر دیوار برشی، ستون نیز دارد (که اکثرا اینگونه است) قاب ساده + دیوار برشی خواهد بود چون قسمتی از بار ثقلی توسط ستونها منتقل می شود. اگر تعداد دیوارها زیاد باشد و در سازه ستون نداشته باشید (دیوار هم وظیفه تحمل بار ثقلی سازه را به عهده داشته باشند و هم وظیفه تحمل زلزله) دراین صورت سیستم دیوار باربر بتنی متوسط محسوب می شود (مانند سازه های بنایی که ستون نداریم و کلا دیوار داریم)

در بحث فوق فرض بر این است که تیر نداریم و تنها دال تخت می باشد.

hoseinzadehasl@

سلام آقای دکتر وقت شریفتون بخیر.آقای دکتر ممنون میشم نحوه کنترل دریفت با نیروهای طیف درحالتی که به صورت زاویه دار تعریف شدن رو درکانالتون قراربدین. خیلی ممنونم

با سلام

کنترل دریفت ربطی به زاویه دار بودن زلزله طیفی ندارد
دریفت با زلزله های x و y کنترل میشود
باید جدای از spec های زاویه دار یک زلزله دینامیکی مجزا با نام spec-drift-x و یک زلزله دینامیکی دیگر با نام spec-drift-y بسازید و انها را با زلزله استاتیکی Ex-drift و یا Ey-drift همپایه نمایید (همپایه سازی با مولفه انجام پذیرد و نه به صورت برداری)
سپس "دریف" طبقات را تحت زلزله های دینامیکی از جداول ایتبس بخوانید
دقت نمایید که اگر displacement بخوانید نتایج دینامیکی نادرست خواهند بود و تنها زمانی میتوانید از دینامیکی استفاده نمایید که دریفت را بخوانید
hoseinzadehasl@

درمورد بند ۳-۱-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، درهریک از دو امتداد مورد نظر کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بارمحوری ستون باشد این ضابطه را می توان نادیده گرفت،در مورد ساختمان منظم این کنترل بر روی نیروی زلزله با خروج از مرکزیت هم باید انجام شود؟ دیگر اینکه نیروی کششی که در بعضی ستونها بوجود می آید هم مشول این قانون است یا فقط نیروی فشاری ستون مد نظر قرار می گیرد؟ با سپاس فراوان

با سلام

جزئیات کنترل این بند در ایین نامه قید نشده
بنده به شخصه با زلزله بدون خروج از مرکزیت کنترل میکنم
در رابطه با کشش نیز اگر متن ایین نامه را معیار قرار دهیم عنوان کرده "ظرفیت محوری" که عملا شامل کشش نیز میشود (که در این صورت در سازه های بتنی عملا در بیشتر مواقع نمی توان جواب گرفت)
بنده به شخصه تنها ظرفیت فشاری را کنترل میکنم

نکته: عرف رایج در برخی شهرها بدین گونه است که در قابهای خمشی منظم کلا ضابطه ۱۰۰-۳۰ را اعمال نمی کنند (که البته نادرست است). پس از انتشار ۲۸۰۰ ویرایش جدید بحث اعمال ۱۰۰-۳۰ نیز مجدد بین مهندسین مطرح شده است (گرچه بند مربوط به اعمال ۱۰۰-۳۰ تغییری نکرده است). و بسیاری از مهندسینی که قبلا در سازه های منظم این ضابطه را منظور نمی کردند، تغییر رویه داده و انرا منظور میکنند.

hoseinzadehasl@

سلام آقای دکتر، وقت بخیر، جو زیادی علیه ایتبس ۲۰۱۵ و پذیرفته نشدن آن در سازمانهای نظام مهندسی وجود دارد.

آیا این نظریات صحیح است؟

با سلام
متاسفانه ویرایشهای اولیه ان باگ زیاد داشت
ولی ورژنهای اخیر ان قابل اعتماد هستند
ار طرفی به دلیل نااشنا بودن با نرم افزار ممکن است افراد نتایج نادرست از ان بگیرند. اگر ایرادی در نرم افزار مشاهده کردید به صورت موردی بفرمایید تا بررسی کنم.

البته من در جزوه ویژه مهندسین خود هم برای ورژن ۹ و هم برای ورژن ۲۰۱۵ نحوه تنظیمات را بر اساس ویرایش جدید ایین نامه ها ارائه کردم. تا کسانی که حوصله کار با نرم افزار جدید را ندارند بتوانند با ایتبس ۹ به طور موقت کار کنند. فعلا هم اکثر مهندسین با ایتبس ۹ کار میکنند.

یکی دو سالی طول میکشد تا مبحث ۹ جدید که بر اساس aci2014 میباشد منتشر شود.
الان در مرحله گذار هستیم. طی یکی دو سال بعد نیروهای جدید و جوان اشنا به نرم افزار های جدید به جمع طراحان میپیوندند و از طرفی مسن تر ها هم به تدریج با نرم افزار جدید اشنا میشوند و از طرفی ورژنهای جدیدتر نرم افزار نیز عضه میشود.
در نهایت پیش بینی میکنم پس از انتشار مبحث ۹ جدید مهندسین بالاجبار به سمت ورژنهای جدید روی اورند (شاید تا ان موقع مشکلات جانبی مانند کار با section designer نیز برطرف شود)

به شخصه ترجیح میدهم با ۲۰۱۵ کار کنم و اعتمادم به ان بیشتر از ایتبس ۹ میباشد (از نظر بروز بودن ایین نامه هایش)

سلام آقای دکتر .
با تشکر از زحمات جنابعالی
سوالم در رابطه با نسبت ۱ به ۳ در پلان ساختمان و یا بعد بیشتر از ۳۵ متر هست .
در صورتیکه امکان اجرای درز وجود نداشته باشد آیین نامه ذکر کرده تمهیدی اندیشیده شود . خواستم نظرتون و راجع به ابن مورد بدونم

با سلام، در مورد سازه های با بعد زیاد (۲۵ متر مناطق خشک، ۳۵ متر مناطق معتدل، ۵۰ متر مناطق مرطوب) که باید آنالیز حرارتی کنید یعنی بار حرارتی وارد نمایید (۳۰ درجه)، دیافراگم را semirigid نمایید و ترکیب بارهای حرارتی را تعریف نمایید. از ترکیب بارهای سازه های فولادی که در مبحث ششم برای حرارت امده است (دو ترکیب بار اخر) استفاده نمایید (بار حرارت مانند زلزله یکبار مثبت و یکبار منفی منظور شود). و سپس کنترل کنید که آیا ستونها ok هستند یا نه همچنین نیروی محوری تیرها را نیز بررسی نمایید.

در مورد نسبت ۱ به ۳ نیز باید باز دیافراگم را semirigid نمایید و سازه را با زلزله های مربوط به آنالیز دینامیکی کنترل نمایید.
hoseinzadehasl@

سلام آقای دکتر
علت اینکه برای طراحی المان های سازه از زمان تناوب تحلیلی استفاده نمیشه چیه ؟ در ۲۸۰۰ هم جایی ذکر نشده افزایش ۲۵/۱ بوابری فقط برای کنترل دریفته و در طراحی مجاز نیستیم !!! ممنون میشم دلیل فلسفی یا آیین نامه ای رو بفرمایید

با سلام، دو پریود متفاوت داریم:

۱- پریود حاصل از ایتبس (پریود تحلیلی)
۲- پریودی که بر اساس فرمولهای آیین نامه محاسبه می شود (پریود تجربی)

معمولا اولی بیشتر از دومی بدست می آید. منتها آیین نامه اجازه نمی دهد مستقیما از پریود ایتبس استفاده نمایید.
(مهندسین علاقه مندند از پریود بیشتر استفاده کنند تا نیروی زلزله کمتری داشته باشند.)
علت: آیین نامه به پریود ایتبس اعتماد ندارد!! چون شما اسکلت خالی را مدل کرده اید و اگر اجزای غیر سازه ای نیز مدل شوند سختی سازه افزایش یافته و پریود ایتبس نیز تغییر می کند. به همین جهت برای ان محدودیت قائل می شود.

سوال: پس چرا در کنترل دریفت اجازه می دهد از پریود ایتبس استفاده شود (حتی اگر میانقاب متصل به سازه هم داشته باشید، در محاسبه زلزله دریفت لازم نیست دوره تناوب ایتبس به ۰,۸ ضرب شود)
پاسخ: می دانیم عدم مدلسازی اجزای غیر سازه ای در ایتبس موجب کاهش سختی می شود (مدل ایتبس شامل اسکلت خالی بوده و شل تر از سازه واقعی می باشد). این بدان معناست که تغییر مکانهایی (خطی) که در ایتبس محاسبه می شوند بیشتر از واقعیت است. بنابراین به حد کافی جریمه شده ایم.! و دیگر لازم نیست در تعیین دوره تناوب سخت گیری شود.

hoseinzadehasl@

درود بر شما استاد گرانقدر
ممنون از زحماتی که بابت تهیه جزوه نکات ایتبس ۹ و ۲۰۱۵ متقبل شدین،
جناب دکتر ،سوالی برای من پیش اومده و اون هم اینه،
مطابق ۲۸۰۰ وزن موثر لرزه ای برای بارزنده بایستی بدون درنظرگرفتن کاهش سربار باشد، ولی در جزوه حضرتعالی در قسمت mass source این ضرایب برای بارزنده کاهش پذیر ارایه شده اند (صفحه ۶۰ جزوه)
آیا دلیل خاصی دارد?
ممنون از صبر و حوصله حضرتعالی

با سلام
نگران نباشید
ایتبس جرم لرزه ای را بر اساس بارهای خام (قبل از کاهش) محاسبه میکند
کاهش بار در هنگام کنترل اعضا انجام میپذیرد و هنگام تحلیل سازه کاهشی انجام نمی دهد.

hoseinzadehasl@

استاد گرامی جناب آقای دکتر حسین زاده
ضمن عرض سلام وتشکر فراوان بابت آموزشهای ارزشمندتان، درصورت امکان پاسخ سوال زیررا بفرمایید.
مطابق فیلم ورکشاپ ارزشمند شرح آیین نامه ۲۸۰۰همچنین جزوه ارایه شده توسط حضرتعالی ،جهت محاسبه وزن لرزه ای، بار برف به میزان بیست درصد وبار زنده بام به میزان صفر درصد وارد میشود آیا این درست است؟به نظر حضرتعالی مشارکت بار برف در محاسبه جرم موثر لرزه ای منطقی می باشد؟

با سلام،
بله. در پشت بام در محاسبه وزن لرزه ای تنها بار برف منظور خواهد شد. و اگر بار برف ناچیز باشد، عملا در تعریف Mass source طبق جدول ۳-۱ استاندارد ۲۸۰۰ مشارکت بار زنده بام صفر خواهد بود
دلیل: در پشت چه داریم؟!!
بار های زنده ماندگار (وزن تاسیسات ثابت) + بارهای زنده گذرا
مسلما قسمت اول باید در محاسبه mass source منظور شود ولی قسمت دوم هنگام زلزله متحرک بوده و هیچ گونه اینرسی را به سازه تحمیل نمی کنند.
پس باید بار زنده بام را منظور کنیم یا نه؟
طبق متن استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

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.

اگر در بام تاسیسات ثابت دارید، علاوه بر بار زنده ۱۵۰ مربوط به بام بهتر است یک بار جداگانه از نوع dead (و یا از نوع live با اسمی متفاوت از بقیه زنده ها) تعریف کنید و در mass source به صورت ۱۰۰ درصدی وارد کنید. بنابراین در سازه های بلند و یا هر سازه ای که احتمال می رود تاسیساتی """"ثابت"""" در بام ان نصب شودT، وزن ان تاسیسات ثابت باید به صورت جداگانه (جدای از ۱۵۰ زنده بام) اعمال و منظور شود.

برخی طراحان معتقدند، دقیقا مشخص نیست که آیا در بام تاسیسات ثابت داریم یا نه و در جهت اطمینان فرض می کنیم که ۲۰ درصد بار زنده بام (۲۰ درصد همان ۱۵۰ زنده بام) ممکن است به صورت تاسیسات ثابت در بام نصب شوند و بنابراین مشابه روال قدیم، ۲۰ درصد بار زنده بام را به عنوان مشارکت ان در جرم لرزه ای در نظر می گیریم (با وجود اینکه در ایین نامه صراحتا گفته شده لازم نیست). تغییرات جزئی در ایین نامه (به خصوص وقتی در جهت اطمینان باشد) بنا به صلاحدید و تشخیص طراح می تواند انجام شود.

با سلام ، در مورد نظر شما درباره اینکه چه سهمی از بارزنده بام در محاسبه جرم بام موثر خواهد بود که فرمودید فقط از بار برف استفاده شود و بار زنده بام تاثیری نخواهد داشت (اگر درست متوجه شده باشم) می خواستم بپرسم نظرشما در باره ساختمانی که بام آن مطابق ردیف ۱-۳ جدول بار زنده مبحث ششم بام دارای باغچه و گلخانه است چه خواهد بود؟ آیا از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع بار زنده بام در نیروی اینرسی بام صرفنظر کنیم؟ بارهای متحرک تنها مصداق بار زنده نیستند بعضی وقتها محاسب قادر به برآورد بار بصورت دقیق نیست در این حالت آئین نامه مقادیری را بعنوان بار زنده متناسب با کاربری پیشنهاد میکند مثل بام با کاربری گلخانه. اگر جزئیات گلخانه مشخص باشد که بار مرده محسوب می شود و اگر بار زنده باشد تاثیر ندادن آن در هنگام محاسبه وزن موثر لرزه صحیح به نظر نمی رسد.

با سلام، ببنید آیین نامه که نمی توانید تمام ریز و بم حالات مختلف را مشخص کند.
در خیلی از موارد خودمان باید تصمیم بگیریم. آیین نامه "حداقل" ها را مشخص می کند. یعنی در شرایط عادی که بار زنده "ثابت" و "متصل" به سازه نداریم نیا زی به منظور کردن ان در جرم لرزه ای نیست که البته "اکثر مواقع اینگونه است".
منطق حکم می کند که در مورد باغچه، با توجه به اینکه بار خاک "متصل" به سازه محسوب می شود (مانند تاسیسات ثابت) نه تنها ۲۰ درصد آن بلکه در جهت اطمینان ۱۰۰ درصد آن به عنوان جرم لرزه ای منظور شود. در این صورت بار انرا از نوع زنده Lroof تعریف می کنیم ولی به جای رعایت "حداقل های ایین نامه" می توان در Mass source صد درصد بار Lroof را منظور کرد.
hoseinzadehasl@

سلام آقای دکتر
خسته نباشید
میخواستم بدونم در سازه ها کدام نوع تحلیل مقرون به صرفه تر هست
تحلیل دینامیکی یا استاتیکی؟
برای سازه ای که طبق آئین نامه میتوانیم تحلیل استاتیکی انجام دهیم آیا درست هست که از تحلیل دینامیکی استفاده کنیم؟ نتایج بهتر می آیند یا سنگینتر؟
ودر مورد روشهای تحلیل دینامیکی شما بیشتر کدام رو می پسندید؟ تاریخچه زمانی یا طیفی؟
ممنونم آقای دکتر

با سلام
در ساز های منظم، در صورت انجام انالیز دینامیکی امکان کاهش نیروی زلزله به ۹۰ یا ۸۵ درصد زلزله استاتیکی وجود دارد (تخفیف ایین نامه جهت تشویق به انجام تحلیل دینامیکی)
بنابراین اگر در یک سازه منظم تحلیل دینامیکی انجام شود به نفع ما خواهد بود.
ولی با افزایش نامنظمی، از طرفی تخفیف ایین نامه حذف میشود، و از طرف دیگر حضور مدهایی که هم در راستای x و هم در راستای y مشارکت دارند، و یا مدهای پیچشی موجب میشود نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی بیش از استاتیکی باشد و نتیجه اینکه در سازه های نامنظم استفاده از تحلیل دینامیکی موجب سنگین تر شدن سازه میشود
از لحاظ راحتی کار مسلما تحلیل طیفی راحت تر می باشد و معمولا مهندسین از تحلیل طیفی استفاده می کنند
hoseinzadehasl@

باسلام واحترام ، اینکه LROOF درتعیین وزن موثر لرزه ای بدون تاثیر باشدخیلی منطقی بنظر نمیرسد . آیالوازم وتجهیزاتی که دردوران بهره برداری (مانند کولر- منابع آب کوچک و . . .) دربامها قرارداده میشوند جزیی ازLROOF نیستند؟ بهتر نیست ۲۰درصد LROOF هم اعمال گردد؟ باعنایت به خطاهای عمدی و سهوی درطراحی ها(مثلا:غیرواقعی فرض کردن ضخامت نازک کاری، شیب بندی و . . .)و عدم شناسایی دقیق نیازهای بهره برداران (پشت بام ساختمانی باکاربری مسکونی به غذاخوری و آشپزخانه دفترمرکزی مهندسین مشاوری درتهران تبدیل گردیده بود)

با سلام
طبق ایین نامه لازم نیست وارد شود. علت: بار مربوط به تاسیسات ثابت بام به صورت مجزا وارد میشود و منظور ایین نامه از lroof بارهای زنده غیرثابت بام میباشد. بارهایی که به بام "متصل" نیستند هنگام زلزله سر خورده و نیرو ندارند (به سازه نیرو وارد نمی کنند)
در طبقات بخشی از بارهای زنده حالت ثابت و متصل به سازه دارند مانند کابینت اشپزخانه، کمد های متصل به سازه و ...
در پشت بام بار زنده متصل به سازه کم است و اگر هم باشد باید تحت عنوان تاسیسات ثابت ۱۰۰ درصد انها در جرم منظور میشود.
برای افزایش ضریب اطمینان (به جهت مواردی که بیان کردید و به حق هم هستند) راههای بهتری وجود دارد مثلا افزایش بار مرده کفها در جهت اطمینان.
اگر در طرحتان احساس میکنید با زنده "متصل"به کف قابل توجهی در بام خواهید داشت میتوانید یک بار اضافی از نوع wall (یا mass) به مقدار وزن تاسیساتی که پیش بینی میکنید، به کف بام وارد کنید ولی در عوض بار lroof را در جرم لرزه ای مشارکت ندهید تا احترام استاندارد ۲۸۰۰ هم حفظ شود!
hoseinzadehasl@

با سلام خدمت دکتر حسین زاده ، در خصوص بند ۳-۳-۲-۳ آئین نامه ۲۸۰۰ بند الف : "ساختمانهای با تعداد طبقات کمتر از ۳ و یا کوتاهتر از ۱۰ متر، نیازی به ضریب RHO ندارن " آیا شامل خود ۳ طبقه هم میشه ؟

با سلام، خیر نمی شود
اگر سازه ای سه طبقه و با ارتفاع ۹,۹ متر باشد، Rho یک خواهد بود
اگر سازه ای سه طبقه و با ارتفاع ۱۰,۱ متر باشد، Rho باید "محاسبه" شود
اگر سازه ای دو طبقه و با ارتفاع ۹,۹ متر باشد Rho یک خواهد بود
اگر سازه ای دو طبقه و با ارتفاع ۱۰,۱ متر باشد Rho یک خواهد بود.
hoseinzadehasl@

سلام اقای دکتر
زمانی که آیین نامه ۲۰۰۸ استفاده کنیم در جزوه ایتبس ذکر شده ضوابط لرزه‌ای فعال باشد.و مقدار rho=1.2 لحاظ شود.در حالی که در ترکیب بارها ضریب ۱,۲ آورده شده. ایا اینکار صحیح است.چون در اینصورت سازه سنگین از نظر مصرف آرماتور و ابعاد مقاطع میشود.
از نظر شما بهترین گزینه برای آیین نامه
۲۰۰۸ است؟
سپاسگزارم.

با سلام،
در ایتبس ۹، ایتبس تنها به ترکیب بارها توجه می کند. مهم این است که در ترکیب بارها ضریب زلزله یک است یا ۱,۲؟
اینکه include seismic load effect را فعال کنیم یا نه مهم نیست!
نکته اگر include seismic load effect را فعال کنید و ضریب rho را در انجا وارد کنید، هنگام ایجاد ترکیب بارها توسط خود ایتبس (وقت add default load combination را می زنیم)، ایتبس به صورت اتوماتیک بر اساس تنظیمات ارائه شده در قسمت لرزه ای، ضریب rho را به زلزله اعمال می کند و نیاز به اصلاح دستی ترکیب بارها نخواهد بود.
ولی اگر include seismic load effect را غیر فعال کنید، باید ترکیب بارها را دستی اصلاح کنید و مثلا اگر لازم است ضریب زلزله را به ۱,۲ افزایش دهید و یا ضریب بار مرده را تغییر دهید
نتیجه: هدف از تنظیم include seismic load effect ایجاد اتوماتیک ترکیب بارها توسط ایتبس است
و اگر قرار است ترکیب بارها دستی وارد و اصلاح شوند می توانید seismic load effect را در حالت donot قرار دهید.
hoseinzadehasl@

با سلام
ضریب Ry تولیدات فولاد که در بند ۱۰,۳,۲,۳ آمده به چه منظوری است؟

با سلام، در فولاد دو نوع تنش تسلیم داریم:
۱- تنش تسلیم اسمی Fy=240MPa
۲- تنش تسلیم احتمالی Fye=Ry*240MPa
یعنی شما مثلا تیرآهن را به اسم Fy=240 خریداری می کنید ولی در عمل ممکن است تنش تسلیم آن قدری بیش از مقدار اسمی باشد. مثلا احتمال دارد تنش تسلیم آن برابر ۲۶۰MPa باشد
ضریب Ry ضریبی است بزرگ تر از یک که با استفاده از آن تنش تسلیم به تنش تسلیم مورد انتظار تبدیل می شود
تنش تسلیم مورد انتظار در مواردی مانند طراحی اتصالات استفاده می شود. زمانی که نیاز داریم بدانیم "احتمالا" چه نیرویی از طرف عضو به اتصال وارد می شود.
hoseinzadehasl@

باسلام و احترام خدمت استاد گرامی
درخصوص محاسبه شاخص پایداری درطبقات چنانچه یکی از طبقات دارای شاخص پایداری بیشتر از ۰/۵باشد چه تصمیمی راجع به مهارشده بودن یا نبودن کل سازه باید گرفت؟ و یا اینکه می توان ضرایب ترک خوردگی طبقه مذکور ۰/۷و۰/۳۵باشد ومابقی طبقات ۰/۵و۱میباشد؟
سپاس از پاسخ گویی استاد عزیز

با سلام،
همانطور که در جزوه جدید اشاره کردم، بنده معتقدم اندیس پایداری معیار مناسبی برای تعیین میزان ترک خوردگی نیست.
تنها در سازه هایی که "دارای دیوار برشی" یا "بادبند" هستند و اندیس پایداری انها کمتر از ۰,۰۵ است می توان به جای ۰,۳۵ - ۰,۷ از ۰,۵ -۱ استفاده کرد (به جزوه جدید، فصل مربوط به ترک خوردگی مراجعه کنید)
البته به استناد متن مبحث نهم می توانید تنها اندیس پایداری را معیار قرار دهید که در این صورت ممکن است مثلا دو طبقه اول مهار شده محسوب شوند و طبقات بعدی مهار نشده باشند. و بنابراین در دو طبقه اول از ۰,۵-۱ و در طبقات فوقانی از ۰,۳۵-۰,۷ استفاده شود.

hoseinzadehasl@

با سلام خدمت دکتر حسین زاده
برای کنترل ۲۵٪ در یک جهت سازه که نیروی زلزله اش را یک چهارم میکنیم(جهت۱۰۰درصد) آیا لازم است برای جهت دیگر(جهت۳۰درصد)نیز نیرو را یک چهارم کنیم ؟

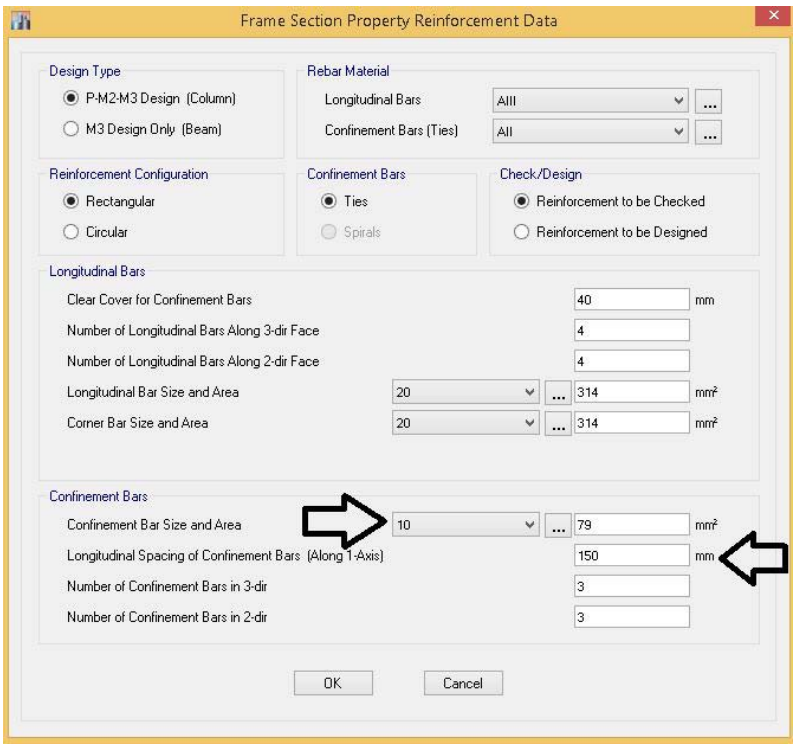
با سلام، بله کلیه زلزله ها را کاهش می دهید (شامل زلزله متعامد)
hoseinzadehasl@

سلام استاد خسته نباشید
با اجازتون یه سوال داشتم
آقای دکتر به لحاظ آیین نامه ای آیا امکان داره فونداسیون یه سازه با اختلاف ارتفاع اجرا بشه؟
و اینکه اگر مقدور هست تا چه ارتفاعی مجاز هستیم و چه محدودیت هایی آیین نامه تعیین کرده.
با تشکر فراوان از زحماتتمون

با سلام، هیچ محدودیت آیین نامه ای نداریم. منتها باید اثرات این اختلاف سطح منظور شود. البته در سازه های بنایی محدودیتهایی هست ولی در سازه های فولادی و بتنی شما می توانید در صورت کم بودن اختلاف از پی شیب دار استفاده کنید و یا در صورتی که امکان پی شیب دار نباشد، به صورت پله ای طراحی کنید.
hoseinzadehasl@

با سلام و احترام
به منظور اعمال مقدار فاصله خاموت ستونها در ایتبز ۲۰۱۵، فاصله خاموت در ناحیه ویژه باید اعمال گردد یا در ناحیه آزاد؟
مثلا اگر فواصل خاموت ها در ناحیه ویژه ۱۰۰ و در ناحیه آزاد ۱۵۰ باشد، در تعریف مقطع بتنی کدام مقدار را باید وارد کنیم؟
با سپاس فراوان

با سلام، اگر منظور تان شکل زیر در تعریف ستونهای بتنی است، در طراحی های خطی ستونها این مقدار مهم نمی باشد و هر عددی خواستید وارد کنید. تنها سایز میلگرد (مثلا f10 یا f12) را صحیح وارد کنید تا کاور توسط نرم افزار صحیح محاسبه شود.
ولی مقدار فاصله خاموت مهم نیست و ایتبس از انها در تحلیل و طراحی خطی استفاده نمی کند. بلکه پس از طراحی برای ستونها Av/s ستون را گزارش می کند و شما خودتان باید فواصل را هنگام ترسیم نقشه ها رعایت کنید (مانند ایتبس ۹)



با سلام..استاد سوال دومم این بود ک ایا پس ازواردکردن برش پایه براساس Tدینامیکی ک برای کنترل دریف از تحلیل طیفی برداشتیم..قبل ازاینکه دریفت رو کنترل کنیم باید دوباره برش پایه هارو هم پایه کنیم؟؟ متشکر

بله در جزوه جدید نحوه کنترل دریفت با زلزله دینامیکی را توضیح دادم
لازم است با زلزله استاتیکی دریفت همپایه شود.

hoseinzadehasl@

اقای دکترسلام،ضمن ارزوی قبولی طاعات و عبادات،
یک سوال داشتم ممنون میشم در pvپاسخ دهیدکه پاسخ راازدست ندهم،اگرسوال درکانال قرارمیگیره لطفانام رادرکانال ذکرنکنید، (فوروارد‌نکنید) متشکرم.
درمبحث دهم جدیدذکرشده وقتی ستون به صورت محوری تحت بارتشدیدیافته کنترل میشه،فونداسیون هم بایدتحت بارمحوری تشدید یافته کنترل و طراحی بشه،چطورباید‌این بارراازایتبزبه سیف انتقال دهیم و باخروجی حالت عادی ترکیب کنیم؟
ایامیتوان به صورت دستی نیروی قایم ناشی ازتحلیل تحت بارتشدیدیافته رادرفایل خروجی حالت عادی ایتبزکپی پیست کرد؟
متشکرم.

با سلام
این بند از مبحث دهم ظاهرا به اشتباه نگارش شده است
در AISC و یا ASCE چنین الزامی نداریم
کنترل این بند به صورت غیر عادی ابعاد و میلگرد پی را افزایش میدهد
بنابراین لازم نیست فونداسیون برای زلزله تشدید یافته کنترل شود

با سلام خدمت شما و تشکر از زحمات بی دریغتان. در جزوه ای که اخیراً زحمت کشیدید، در مورد کنترل ضابطه ۲۵ درصد، اگر در مدل دو سر دیوار ستون موجود نباشد (ساختمان قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی است)، با کاهش سختی دیوارها سازه ناپایدار شده و وارنینگ های زیادی به وجود خواهد آمد.در این حالت راهکار کنترل این ضابطه چیست؟

با سلام
اگر در دو انتهای دیوار برشی ستون ندارید (چه در قابهای فولادی و چه بتنی) با کاهش سختی دیوار در فایل ۲۵ درصد باربری ثقلی سازه در ان دهانه دچار مشکل میشود.
راه حل: میتوانید در فایل ۲۵ درصد در دو طرف دیوارها ستونهایی در حد ابعاد ضخامت دیوار ترسیم کنید و دو انتهای ان دو ستون را دوسرمفصل کنید ولی سختی ستونها را کاهش ندهید تا بتوانند وزن را تحمل کنند و مانع ناپایداری شوند.

hoseinzadehasl@

با سلام خدمت مهندس گرامی میخواستم اگر میشه ترکیب بارهای طراحی پی در اسکلت بتنی و فلزی بر اساس ایین نامه جدید aci 2008 -2014 رو بزارید همچنین ترکیب بارهای کنترل تنش خاک زیر پی ..... در جزوه ای که ارائه داده بودید مطالعه کردم فقط ترکیب بار کنترل تنش خاک زیر پی بود ولی ترکیب بار طراحی پی وجود نداشت اگر زحمت بکشید برای ما بزارید ممنون میشم با کمال تشکر

با سلام،
برای طراحی خود پی (مثلا کنترل تنش پانچ و یا میلگردهای خمشی پی) می توانید از همان ترکیب بارهای UDCON (که در ایتبس برای طراحی سازه بتنی استفاده می شود) استفاده نمایید. این ترکیب بارها را می توانید مستقیما از ETABS-2015 به SAFE14 اکسپورت نمایید تا اثراتی مانند زلزله متعامد و یا اثر ضریب RHO در ترکیب بارها منظور شود.
نکته مهم: تنها تفاوت ترکیب بارهای بتن در ETABS و SAFE:
در SAFE لازم نیست اثر زلزله قائم در جهت رو به بالا منظور شود. بنابراین در شهرهایی که A=0.35 می باشد، پس از ارسال ترکیب بارها از ETBAS به SAFE باید اصلاح زیر صورت پذیرد:
تمامی ترکیب بارهای از نوع
D+E-Ev۰,۶۹
باید در SAFE به صورت زیر اصلاح شوند:
D+E۰,۹

سوالم درمورد بار زنده بالکن ها بود. اول اینکه چرا مبحث ۶ بار زنده بالکن را ۱,۵ برابر بار اتاق مجاور میدونه؟ دوم اینکه درصورتی که به جای بالکن پیش آمدگی داشته باشیم به طوری که این پیش آمدگی قاطی اتاق مجاور باشد. آیا در این صورت بازهم بار زنده قسمت پیش آمده ۱,۵ برابر خواهد شد؟

با سلام، بالکن ها ممکن است به عنوان انبار وسایل اتاق متصل به ان مورد استفاده قرار گیرند. به همین جهت آیین نامه بار انرا ۱,۵ برابر اتاق متصل می داند.
اگر قسمتی از سقف طره باشد ولی کاربری آن بالکن نباشد. یعنی طره به عنوان کاربری مثلا پذیرایی و یا اتاق خواب استفاده شود در این صورت بار زنده ان مشابه کاربری مسکونی برابر kN/m2۲ خواهد بود. ولی زلزله قائم باید به قسمت طره اعمال شود.
و یا مثلا در سقف آخر (بام) شما در قسمت طره در تراز بام به جای بار زنده kN/m2۳ باید بار زنده Lr=1.5 kN/m2 و نیز Snow و بار زلزله قائم مروبطه اعمال نمایید.
hoseinzadehasl@

سلام اقای دکتر ممکنه بفرمایین بر اساس کدام بند بار پارتیشن قابل کاهش نمی باشد ؟ چون در مواردی که بارهایی که شامل کاهش سربار نمی شوند اسمی از بار زنده پارتیشن نیست ،

با سلام، طبق متن مبحث ششم، تنها بارهای جدول L0 قابلیت کاهش دارند (انهم با شرایط)
بار تیغه بندی جزو بارهای زنده جدول L0 نیست. بنابراین نمی توان آنرا کاهش داد.

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.

سلام استاد
پی رو برای ترکیب بار استاتیکی باید طراحی کرد یا برای ترکیب بار دینامیکی؟

با سلام
اگر اپلیفت (کشش) نداشته باشید میتوانید هم با دینامیکی کنترل کنید و هم با استاتیکی
ولی اگر تحت برخی ترکیب بارها کشش داشته باشید بهتر است تنها با استاتیکی کنترل نمایید
در کل برخی از کنتلرها تنها حالت استاتیکی را در پی قبول میکنند
hoseinzadehasl@

باسلام خدمت آقای دکتر
در نرم افزار SAFE برای اختصاص پی، تفاوت بین Mat و Footing چی هست؟ برای پی نواری از کدامیک باید استفاده کنیم؟
در این مورد مابین کنترل کننده ها اختلاف نظر وجود داره و مشکل پیش میاد.
با تشکر

با سلام، در طراحی تفاوتی ندارد که شما Footing را انتخاب کنید یا Mat را و نتایج (میزان میلگردها، تنش خاک ، ....) در هر صورت یکسان خواهد بود.
تنها تفاوت آنها در خروجی (detailing) نقشه ها می باشد. اگر در منوی Run گزینه Run Detailimg را انتخاب کنید، دتایل میلگرد گذاری ترسیم می شود که در این صورت SAFE بین Footing و MAT هنگام ترسیم نقشه تفاوت قائل می شود.
با توجه به اینکه در ایران از این قسمت استفاده نمی شود (نقشه ها دستی ترسیم می شوند) بنابراین تفاوتی ندارد که کدام را انتخاب کنیم.
اگر میخواهید از ابزار ترسیم خود SAFE استفاده کنید برای پی نواری بهتر است از Footing استفاده کنید و برای پی منفرد و گسترده از Mat استفاده کنید.

با درود و احترام
در مورد نحوه اعمال نیروی قائم زلزله آیا اضافه کردن بار قائم به بارهای مرده در ترکیب بارها صحیح است؟(چون بار مرده بصورت رفت و برگشتی نیست)
راه دقیق و صحیح وارد کردن مولفه قائم زلزله چیست؟
سپاس

با سلام، بله صحیح است. پیشنهاد کتب و مراجعه نیز همین است.
زلزله قائم به صورت رفت و برگشتی باید اعمال شود.
اگر ترکیب بارهای اولیه (بدون زلزله قائم) به صورت زیر باشد:
1.2D+L+E+0.2S
0.9D+E

پس از اعمال زلزله قائم به مقدار 0.21D چهار ترکیب بار خواهیم داشت:

1.41D+L+E+0.2S
0.99D+L+E+0.2S
1.11D+E
0.69D+E

در دو ترکیب بار اول زلزله قائم یک بار به صورت مثبت (افزایشی) و یک بار هم منفی منظور شده است
در دو ترکیب بار بعدی نیز همین طور

منتها از بین چهار ترکیب بار فوق تنها اولی و اخری حاکم می شود و کنترل دوتای میانی لازم نیست.
hoseinzadehasl@

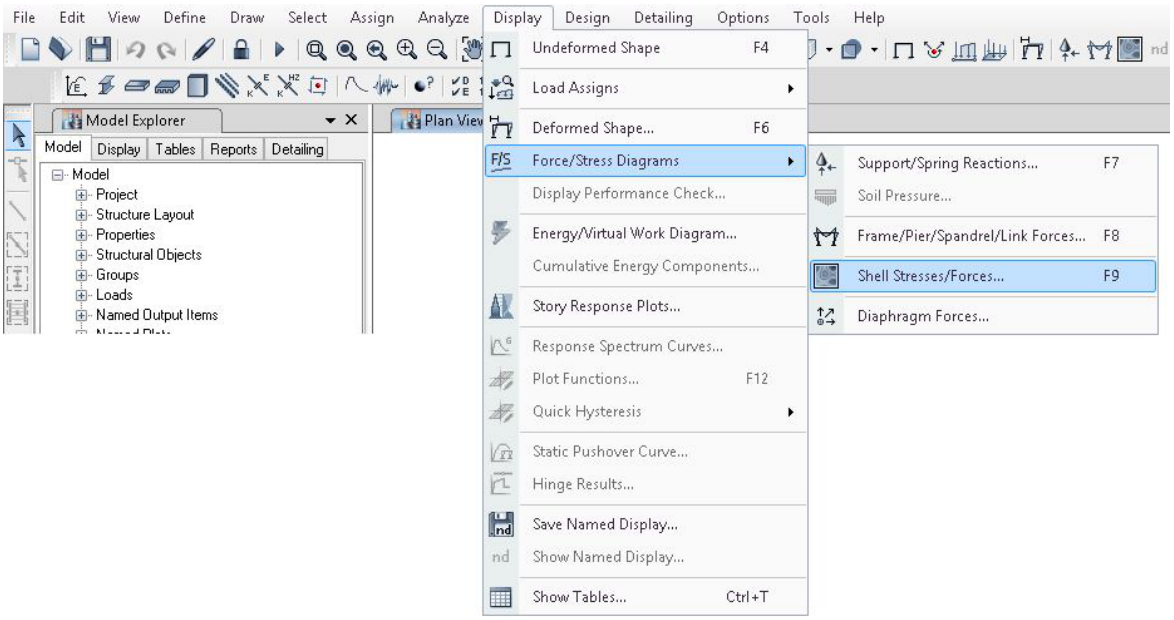
سلام استاد

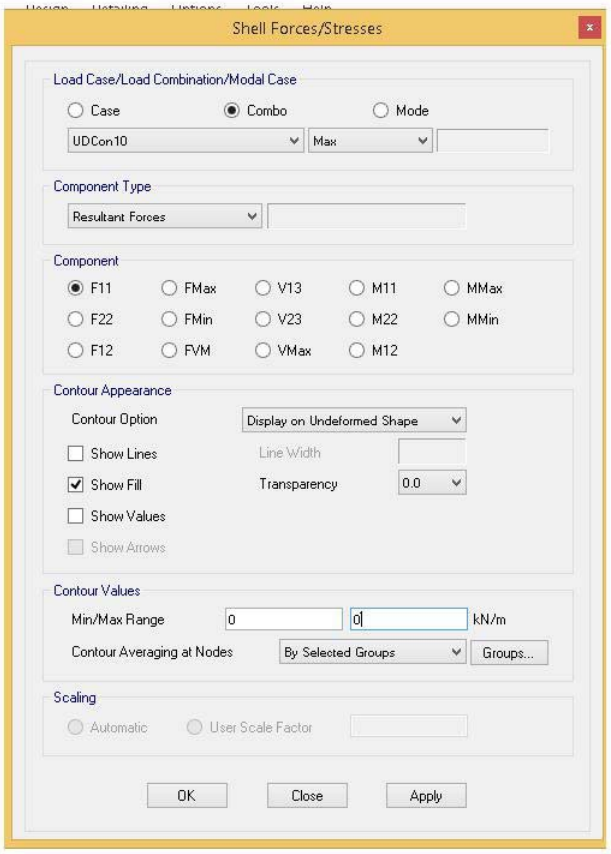
سوال داشتم از خدمتتون

زمانی که دیافراگم به علت وجود دیوار حایل دورتا دور و وجود دیوار برشی دچار فشار میشه (بحثی که در جزوه مطرح نموده اید که دیوار حایل مانند تکیه گاه عمل میکند)و امکان انفجار داره نیروی موجود فشاری در دال را از کجا بخوانیم و با چه مقدار مجازی ان را چک کنیم؟

با سلام،

اگر لازم شود که تنشهای دیافرگام بررسی شود، پس از semi-rigid کردن دیافراگم می توانید نیروهای درون صفحه دیافراگم را از طریق شکل زیر بررسی نمایید:





در شکل فوق بهتر است به جای تنش ها، نیروها را بخوانید. بسته به مورد می توانید نیروهای برشی داخل صفحه (F12) برشی خارج صفحه (V13 و یا V23) ، نیروهای کششی و فشاری (F11 یا F22) را بررسی نمایید. مقدار نیروها به صورت نیرو در واحد طول ارائه می شوند.

با سلام خدمت دکتر حسین زاده، در مورد ضریب همپایه کردن دینامیکی به استاتیکی آیا می توان ابتدا در قسمت loade case ضریب scale factor بارهای دینامیکی را عدد یک دهیم سپس بعد از تحلیل اولیه و استخراج نتایج برش پایه استاتیکی و دینامیکی و تقسیم برش پایه استاتیکی به دینامیکی عدد حاصل را به عدد یک که در loade case برای scale factor تعریف کرده ایم ضرب کنیم؟ آیا دادن عدد یک در ابتدا صحیح می باشد؟ آیا همیشه برش پایه استاتیکی از دینامیکی بزرگتر است؟ اگر استاتیکی کوچکتر از دینامیکی شد باز هم باید حاصل تقسیم استاتیکی به دینامیکی را به scale factor ضرب کنیم؟

با تشکر

با سلام،

در ویرایش جدید:

اجازه نداریم زلزله دینامیکی را کاهش دهیم.

مثلا اگر قرار باشد با ۱۰۰ درصد همپایه کنیم:

spec=1000

Ex=2000

در این حالت باید دینامیکی را افزایش دهیم (دو برابر کنیم)

spec=2100

Ex=2000

در این حالت اجازه نداریم دینامیکی را تغییر دهیم و همپایه سازی انجام نخواهد شد.

بنابراین شما حتما باید زلزله خام دینامیکی (زلزله اولیه) را معرفی کنید تا بررسی کنید که نیاز به همپایه سازی دارد یا نه

hoseinzadehasl@

با سلام مجدد خدمت شما

ببخشید آقای دکتر در صورت امکان در خصوص ۲سوال زیر بنده را راهنمایی بفرمایید :

۱. با توجه به جدول ۳-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ که مقادیر امگا صفر را برای سیستم ها معرفی کرده است در سازه های بتنی از امگا صفر کجا استفاده می شود ؟ظاهرا قبلا فقط در سازه های فولادی کاربرد داشت.

۲.با توجه به بند ۳-۲-۲ که مصادیق تحلیل طیفی را نوشته است آیا اگر سازه ای نامنظمی سیستم های غیر موازی داشته باشد نیازی به تحلیل طیفی نیست ؟ چون در این بند فقط از نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان و جرمی ، نرم و خیلی نرم در ارتفاع صحبت شده است

با تشکر و احترام .

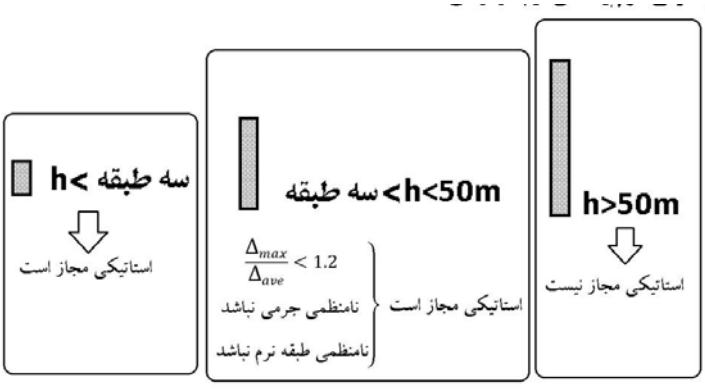
با سلام،

۱- در مبحث نهم اومگا تعریف نشده است (وجود ندارد). اگر بر اساس مبحث نهم طراحی می کنید در نرم افزار نیازی به تعریف اومگا ندارید. منتها در ACI-2014 تعریف شده است و در طراحی ستونها در محاسبه تنگها استفاده می شود. بنابراین اگر بر اساس ACI طراحی می کنید این ضریب باید بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ وارد شود (مثلا برای قاب خمشی برابر ۳ است).

در ACI های قدیمی اومگا نداریم. بنابراین اگر با ایتبس ۹ طراحی می کنید برای سازه بتنی نیازی به تعریف اومگا نخواهد بود.

همچنین در موارد خاصی مانند زمانی که ستون ادامه یک دیوار برشی قطع شده را تحمل می کند، ستون (چه بتنی و چه فولادی) باید برای بار محوری با زلزله اومگا برابر کنترل شود که این کنترل دستی انجام می شود و باید خودتان ترکیب بار ویژه تعریف کرده و ستون را کنترل کنید.

۲- خیر لازم نیست. به جزوه ایتبس بنده (ویرایش تابستان ۹۵) مراجعه کنید. شکل زیر از ص ۲۹۲ جزوه می باشد:



hoseinzadehasl@

با سلام

در تیرهای بتنی در صورت استفاده از میلگرد نمره ۲۰ طول مهاری میلگرد با قلاب استاندارد حدود ۴۰ سانتیمتر می باشد با توجه به اینکه به دلیل فشار وارده از طرف کارفرما معمولا ستونها به صورت مستطیلی با بعد معمولا ۳۰ یا ۳۵ طراحی می شوند بنابراین طول مهاری تامین نمی گردد . ایا برای رفع این مشکل راهکاری وجود دارد

با سلام،

یا باید از میلگرد با قطر کمتر استفاده کنید

یا اینکه با تامین کاور مناسب (mm۶۵) به صورت جانبی برای میلگرد، طول مهاری قلاب را از d۲۰ به d۱۴ کاهش دهید.

در حالت دوم برای میلگرد نمره ۲۰ طول قلاب برابر ۲۸ سانتیمتر می شود که با پوشش ۵ سانتیمتری بتن بعد ستون حداقل باید ۳۳ سانتیمتر باشد که می توان ۳۵ استفاده کرد.

همچنین در صورتی که میلگرد به کاررفته در تیر بیش از مقدار لازم باشد (و سازه ویژه نباشد) می توان به نسبت میلگرد اضافی طول مهار را کاهش داد.

توصیه می کنم اگر اجرا کننده شرکت معتبری نیست و مطمئن نیستید که جزئیات نقشه را رعایت خواهد کرد یا نه، از همان d۲۰ استفاده نمایید و طول را کاهش ندهید.

جزئیات محاسبه طول مهاری میلگرد کششی با قلاب ب صورت زیر می باشد:

۹-۲۱-۲-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۲-۷-۱ طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش، l_{dh}، باید حداقل برابر مقدار رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از $8d_b$ و یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = \left[0.24 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۵)$$

برای تعیین ضرایب β و λ به بند ۹-۲۱-۲-۴-۱ مراجعه شود.

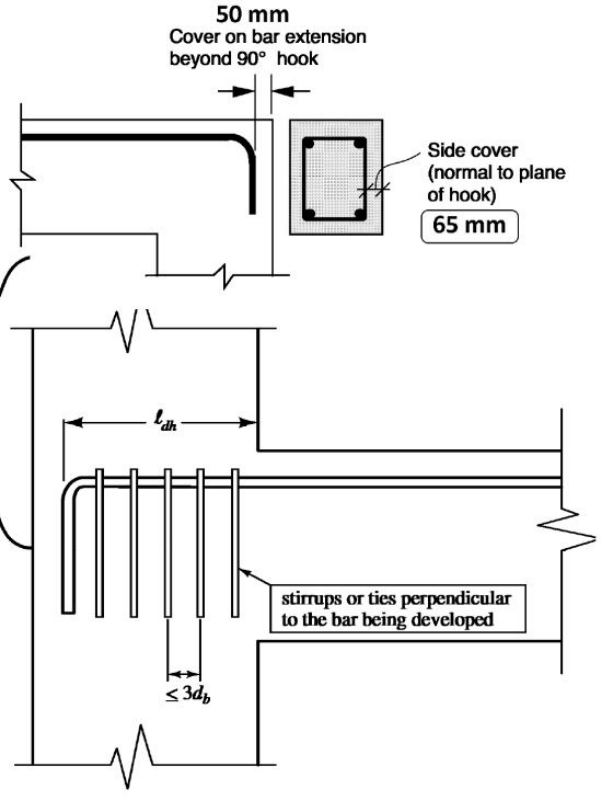
ضریب k_1 در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلابهای با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و۵۰ میلیمتر باشد. در این موارد ضریب k_1 را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

ضریب k_2 در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $3d_b$ محصور شده باشند، در این موارد ضریب k_2 را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

ضریب β، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله‌آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از۱/۷ در نظر گرفته شود.

ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می باشد.



۹-۲۱-۲-۸ اضافه آرماتور

۹-۲۱-۲-۸-۱ در مواردی‌که آرماتور بکار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم براساس تحلیل سازه می‌باشد، می‌توان روابط ۹-۲۱-۱ ، ۹-۲۱-۳ ، ۹-۲۱-۴ و۹-۲۱-۵ را در نسبت مقدار آرماتور لازم به مقدار آرماتور مصرفی ضرب نمود. این ضریب در مورد ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد (فصل بیست و سوم) باید برابر یک منظور گردد.

سلام استاد عزیز
در خصوص ارماتور پیچشی محاسبه شده توسط نرم افزار جهت درج مقدار سطح مقطع معادل در نقشه ها ایا تمام این مقدار باید در نقشه ها معادل بشه یا براساس combo طراحی میلگرد پیچشی و مقایسه اون با مقدار میلگرد خمشی حاصل از همون combo طراحی میلگرد پیچشی معادلسازی بشه اگر روش دوم درست هست چطور باید درنظر بگیریم من خودم شخصا مقدار میلگرد پیچشی مثلا حاصل از combo12 رو از مقدار میلگرد خمشی حاصل از همون combo12 کسر میکنم و مقدار حاصل رو بعنوان ارماتور پیچشی ترسیم میکنم ضمنا لازم بذکر هست که در این روش معمولا میلگرد پیچشی مورد نیاز نخواهد بود منتها بدلیل رعایت حداکثر فاصله میلگردهای پیچشی از هم در ارتفاع تیر مقدار۱۸#۲ رو بعنوان میلگرد پیچشی در وسط تیر تعبیه میکنم ممنون از پاسختون

با سلام
روش دوم صحیح است
منتها بررسی مورد به مورد تیرها کاری وقت گیر است و به همین جهت معمولا مهندسین در جهت اطمینان میلگرد پیچشی (که مثلا از comb12 بدست امده) را با میلگرد خمشی که ایتبس اعلام میکند (که انهم ممکن است از comb دیگری باشد) جمع میکنند
به صورت موردی در یک تیر خاص میتوانید همانطور که اشاره کردید محاسبه کنید
مثلا اگر میلگرد فوقانی در انتهای یک تیر به صورت زیر باشد:

Comb12
As_flexural=15
As_tortion=9

Comb15
As_flexural=16
As_tortion=3

با فرض اینکه یک سوم ارماتور طولی پیچشی را به میلگرد فوقانی اضافه کنیم (یک سوم هم به جان و یک سوم اخر را هم به خمشی پایین):

طبق com12 داریم:
As=15+3=18
طبق comb15 داریم:
As=16+1=17

پس حداکثر ۱۸ لازم است
وای اگر بدون بررسی از خروجی ایتبس استفاده کنیم به جای ۱۸ مقدار ۱۶+۳=۱۹ را قرار خواهیم داد

نکته: خوشبختانه etabs2015 در مورد ارماتور عرضی به صورت دقیق به روش فوق عمل میکند و مقدار انرا تحت عنوان
Shear plus torsion reinforcement
اعلام میکند ولی برای طولی انجام نمی دهد

hoseinzadehasl@

استاد گرامی درصورتیکه تیر ما پنجاه در پنجاه باشه و نیاز به میلگرد پیچشی نداشته باشه آیا لازم هست دوعدد میلگرد حداقل بخاطر فاصله مش بالا و پایین در میان ارتفاع مقطع قرار داد؟آیین نامه ای هست؟یا توصیه اجراییه؟

خیر اگر پیچش ندارید،
تنها در تیرهای با عمق موثر بیش از ۷۵ سانت لازم است ارماتور گونه در جان قرار داده شود
به بند ۹-۱۷-۳-۱-۵ مراجعه کنید
یعنی در تیرهای با ارتفاع کل کمتر از ۸۰ لازم نیست.
توجه کنید که چند روز پیش در اصلاحیه مبحث نهم فصل اتش سوزی از مبحث نهم حذف شد و برخی الزامات این فصل در این رابطه دیگر لازم نیست رعایت شوند
hoseinzadehasl@

سلام آقای دکتر ، من یکی از سال پایین های شما تو شریف هستم (۷۹). واقعا ممنون از کانالتون به دقت پیگیری میکنم و به نظرم جای تشکر فراوان داره. یک سوال میخواستم ازتون بپرسم. اگر از المان Shell برای مدل کردن دال دوطرفه استفاده بشه در SAP خطایی به وجود می آید؟ (مش بندی درست انجام شود). با توجه به عبور آرماتورهای دال از تیرها استفاده از المان MEMBRANE کار درستی می-باشد؟ رفتار جعبه ای یا D۳ در رفتار ساختمان دیده شود ایرادی دارد؟ با نهایت سپاس صادقی پور .

با سلام و ضمن ارزوی موفقیت برای شما
اینکه در SAP خطا می دهد نمی دانم. خیلی وقته با SAP کار نکردم
اصولا زمانی که دال دارید باید دوتا فایل بسازید
یکی با MEM و دیگر ی با SHELL
در اولی کفایت اجزای باربر جانبی را بررسی می کنید مانند دیوار برشی و یا قاب خمشی در این فایل می توانید تیرها را T شکل مدل کنید.
طبق استاندارد ۲۸۰۰ در بررسی کفایت اجزای باربر جانبی از مقاومت اجزا غیر باربر صرف نظر شود. مگر اینکه خود دال سقف را هم به عنوان سیستم باربر جانبی فرض کنید که در این صورت بر اساس ضوابط ACI سقف باید به عنوان باربر جانبی طراحی شود که البته ایتبس قادر به انجام اینکار نیست و خودتان دستی باید کنترل و طرح دهید. در ضمن استفاده از دال سقف به عنوان تنها سیستم باربر در سازه های بالای سه طبقه مجاز نیست. MEM گرفتن دال به معنای مفصلی فرض کردن ان نیست.
یک مثال: در سیستم دوگانه قاب باید به تنهایی قادر باشد ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند. برای انجام این کنترل شما سختی دیوارهای برشی را عدد کوچکی وارد می کنید. در کنترل قابهای دارای دال نیز طبق متن ۲۸۰۰ اجزای اصلی باید بتوانند ۱۰۰ درصد نیروی زلزله را تحمل کنند که برای کنترل این موضوع باید سقف را MEM کرده و کفایت قاب و دیوار برشی را بررسی نمایید.
در فایل دوم که سقف shell است (با سختی واقعی ترک خورده) شما کفایت خود سقف و اجزای غیر باربر جانبی را انجام میدهید یعنی نیروی جمع کننده ها، ... را در دال کنترل می کنید.
همچنین کنترل دریفت سازه و نیز استخراج دروه تناوب سازه و یا کنترل هایی مانند کنترل نامنظمی پیچشی سازه را در این فایل انجام میدهید.
البته کفایت اجزای اصلی باید در فایل دوم نیز بررسی شود

سلام استاد بزرگوار

تشکر از اطلاعات به روز شما
آقای دکتر در محاسبه پریود تحلیلی با نرم افزار ایتبس وقتی پریود نرم افزار از ۱,۲۵ برابر پریود تجربی کمتر میشه چه باید کرد ؟
لازم به ذکر است که سازه در دوجهت قاب مفصلی با دیوار برشی است و تحلیل طیفی انجام دادم . پریود تجربی برابر ۰,۵۳۲ و پریود تحلیلی در جهت y برابر ۱,۰۱ ودر جهت x برابر ۰,۳۹ بدست امده است.

با سلام، اگر پریود تحلیلی بین T و T۱,۲۵ باشد که باید همان دوره تناوب تحلیلی استفاده شود.
اگر پریود تحلیلی کمتر از T آیین نامه شود، شما باید مدلتان را کنترل کنید. مدلتان بیش از اندازه سخت است و ابعاد سازه بیش از حد متعارف می باشد. سعی کنید ابعاد بار بر جانبی (دیوار و ستون و ....) را کاهش دهید تا سازه به حالت عادی درآید و دوره تناوب تحلیلی افزایش شود.
اگر از صحت مدلسازی برای تعیین دوره تناوب در این حالت می توانید از T آیین نامه استفاده کنید
به صفحه ۱۴۶ جزوه ایتبس ویرایش تابستان ۹۵ مراجعه کنید
در مثالی که زدید ۰,۳۹ کم است. مدلتان را چک کنید (بهینه سازی کنید تا ابعاد در ان جهت کاهش یابند). اگر از صحت مدل اطمینان دارید، به شرح زیر عمل کنید:
دوره تناوب راستای Y:
T=Min(1.25*0.532, 1.01)=0.66
در راستای X:
T=0.532
برخی معتقدند در راستای X شما بایداز ۰,۳۹ استفاده کنید ولی طبق توضیحاتی که درصفحه ۱۴۶ جزوه قرار دادم، می توانید از ۰,۵۳۲ استفاده نمایید.
نکته مهم: در این گونه موارد دوره تناوب در دو راستا متفاوت خواهد بود. و بنابراین ضریب زلزله EX و Ey متفاوت خواهند بود.

با سلام خدمت شما استاد گرامی
برای کنترل تنش خاک زیر پی بایستی از زلزله های با خروج از مرکزیت استفاده کرد یا زلزله های بدون خروج از مرکزیت
و اینکه ترکیبات کنترل تنش خاک باید شامل اثر صد_سی باشد یا نه ؟
با تشکر

با سلام،
در این مورد دو روش در جزوه ارائه کردم:
۱- روش اول در صفحه ۴۰۵ جزوه
۲- روش دوم در صفحه ۴۰۸ جزوه
اگر از روش اول استفاده می کنید، بله تمامی اثرات از جمله اثر ۱۰۰-۳۰ و نیز خروج از مرکزیت تصادفی باید منظور شود. حتی اثر ضریب rho نیز (درصورتی که ۱,۲ باشد) در پی نیز باید بررسی شود. روش اول بر مبنای ایین نامه های جدید است و معمولا نتایج بهتری می دهد (به راحتی می توان با آن جواب گرفت)
در روش دوم که بر اساس آیین نامه های قدیم است به نظرم نیازی به منظور کردن این اثرات نیست.
توصیه می کنم از روش اول استفاده کنید. در روش اول ترکیب بارها زیاد می باشند و ایجاد دستی انها زمان بر است. اگر از فایلهای اماده مربوط به ایتبس ۲۰۱۵ بنده استفاده کنید، تمامی ترکیب بارهای خاک به صورت اماده تعریف شده اند (بر اساس روش اول)

باسلام خدمت جناب دکتر
در ایتبز۲۰۱۵ یه سازه فلزی ۳طبقه داریم که یک طرف آن قاب خمشی و طرف دیگر بادبند است .در برنامه چطور باید نوع قاب را اختصاص بدیم.
تشکر

با سلام،
ابتدا مطابق شکلهای صفحه ۲۲۸ و ۲۲۹ جزوه ایتبس(ویرایش تابستان ۹۵) از طریق preferences برای کل سازه IMF و یا SMF انتخاب کنید.
سپس بادبندها و اجزایی که باید بر اساس ضوابط بادبند طراحی شوند انتخاب کنید و مطابق شکل صفحه ۲۴۱ ایتبس، از طریق overwrites برای انتخاب شوندگان بسته به مورد SCBF یا OCBF و یا EBF انتخاب کنید.

سلام
ضمن تشکر از شما بابت پاسخگویی به سوالات وجزوه ایتبس بسیار عالی و کاربردیتان که تقریبا در کشور نظیر ندارد،
در یک سازه بتنی با سیستم دوگانه با تحلیل طیفی برای کنترل ضریب pوقتی یکی از دیوارها را حذف میکنم نامنظمی پیچشی در حالات استاتیکی کمتر از ۱,۴ولی همین عدد در حالتهای طیفی بیشتر از ۱,۴میشود حال به نظر شما مطابق ایین نامه اعمال ضریب pالزامی هست.(مدلسازی با ایتبس ۹ انجام شده وبرای تعیین نامنظمی پیچشی تغییر مکانهای نسبی محاسبه شده)
ایا نسبت تغییر مکان حداکثر به متوسط مطلق که ایتبس برای حالات طیفی گزارش میدهد درست است?(اثر سایر مدها)
سپاس فراوان

با سلام،
توصیه:
کنترل نامنظمی پیچشی را در همه حال با زلزله استاتیکی انجام دهید.
علت: تغییرمکانهایی که اتیبس برای آنالیز دینامیکی طیفی محاسبه می کند، از srss کردن مدهای مختلف بدست آمده است و معیار مناسبی برای تشخیص پیچش در سازه نیست. اگر بخواهیم با طیفی کنترل کنیم باید نسبت max به ave هر مد جدگانه محاسبه شود و نتایج max به ave ها srss شوند که مراحل ان خسته کننده و طولانی خواهد بود.
بنابراین بهتر است برای کنترل نامنظمی پیچشی همیشه از زلزله استاتیکی استفاده کنید.

با سلام و عرض ادب و احترام .
سوالی داشتم در مورد ترکیبات بارگذاری . آیا نوع اسکلت سازه بر ترکیبات بار تاثیر گذار است یا خیر و چرا ؟
اگر خیر چرا مبحث ۶ جدا کرده ؟
با تشکر از زحمات شما.

با سلام،
مبحث نهم (بتن) برگرفته از CSA (کانادا) است
مبحث دهم (فولاد) برگرفته از AISC (آمریکا) است.
بنابراین در مبحث ششم برای فولاد و بتن ترکیب بارهای متفاوت ذکر شده است
از لحاظ مفهومی معنی ندارد ترکیب بار وابسته به نوع اسکلت باشد ولی در ایران از انجا که مبحث نهم و دهم از دو کشور مختلف اقتباس شده است، ترکیب بارها نیز متفاوت هستند.
در آینده قرار است مبحث نهم نیز تغییر کرده و بر مبنای ACI امریکا تنظیم شود. در این صورت ترکیب بارها یکسان سازی خواهند شد.

با عرض سلام خدمت استاد گرامی،
جناب آقای دکتر همانگونه که مستحضرید و در گروه نیز اطلاع رسانی نمودید در مورد بندهای درز انبساط و انقباض که حذف گردیده اند (اصلاحیه مبحث نهم)، سوالی که از جنابعالی داشتم این است که این بندها به کل حذف شده اند و دیگر در هر شرایطی نباید از این نوع درزها در نظر گرفت یا تمهیدات خاصی باید در نظر گرفته شود؟

با سلام،
شما در تمامی سازه ها چه این بند باشد و چه حذف شود باید آنالیز حرارتی انجام دهید. ترکیب بارهای حرارتی هم در مبحث ششم و هم در مبحث نهم وجود دارند و باید کنترل شوند.
مثال: ما در ترکیب بارها بار باد داریم منتها مطمئن هستم که در ساز ه های بتنی با ارتفاع متوسط بار باد حاکم نمی شود و بنابراین کنترل نمی کنیم. ولی در سازه های بلند و یا سوله فلزی که احتمال می رود حاکم شود باید کنترل شود.
حرارت: در سازه های با طول و عرض کم و عادی مطمئن هستیم که بار گذاری حرارتی حاکم نمی شود یعنی حتی اگر اعمال بکنیم هم حاکم نمی شود. ولی اگر طراح احساس کند که طول سازه بلند بوده و ممکن است حرارت حاکم شود، باید کنترل کند (هم در فولادی و هم در بتنی) بنابراین مانند قبل برای سازه های با طول یا عرض زیاد (در پلان) باید طراح انالیز حرارتی کند و اگر لازم بود درز انقطاع دهد. تجربه شخصی نشان داده که معمولا زیر ۴۰ متر برای سازه های بتنی عادی بار حرارتی حاکم نمی شود.
یک بند هم که مربوط به نسبت طول به عرض بیش از ۳ بود خوشبختانه حذف شده است. این بند گاهی مشکل ساز بود.

با سلام و تشکر از پاسخ شما
یکی از دوستان در ارتباط با آنالیز حرارتی سوالی داشتن، خواستم اشاره بکنم که مطابق نشریه ۵۵ و حدود ارائه شده، همچنان انجام آنالیز حرارتی ضروری است، با تشکر

با سلام
از یاداوری شما سپاسگزارم.
حتی در نشریه هم نیامده باشد، کماکان انالیز حرارتی در تمامی سازه هایی که عرض یا طولشان زیاد است باید انجام شود (طبق ترکیب بارهایی که در مبحث ششم امده است)

سلام افای دکتر در ایتبس۴-۷-۹اگر دریک طرف از سازه قاب خمشی ودر جهت دیگر بادبند واگرا داشته باشیم ظریب طول موثر در طبقات پایین اعداد غیر معقولی وبزرگی میدهد ودر نتیجه نسبت تنش ومقاطع نیز غیر معقول می باشد برای رفع این مشکل راه حل چیست ممنون از زحمات شما

با سلام، اگر تسلط کافی بر مفهوم طول موثر دارید، باید دستی k انرا محاسبه و از طریق OVERWRITE مقداری را که ایتبس محاسبه کرده، تغییر دهید تا مشکل برطرف شود.
اگر نمی توانید ضریب طول موثر را دستی محاسبه کنید، بهتر است از AISC2005 و روش طراحی LRFD همراه با آنالیز مستقیم (DIRECT ANALYSIS) استفاده کنید. در این صورت تمامی K ها برابر یک خواهند بود. و تمامی مشکلات و ایرادات مربوط به K برطرف می شود.

سلام اقای دکتر وقت به خیر ضمن تشکر فراوان از زحمات بی دریغ و وقتی که در پاسخگویی به سوالات می گذارید
۱. با توجه به اینکه وقتی در تعریف زلزله ازexallو eyallاستفاده می شود و این بار ها خود شامل سه زلزله که exوeyراهم شامل می باشند چرا دوباره از exوeyدر ترکیب بار استفاده شده اگر هدف اعمال ضابطه ۱۰۰-۳۰ می باشد ایا بهتر نیست جهت جلوگیری از اعمال نیروی زلزله بیشتر از تیک زدن exوeyدر بار خودکارexallوeyallخودداری شود و این exوeyبطور جداگانه اعمال شوند؟
۲.برای اعمال ضابطه ۱۰۰-۳۰بهتر نیست جهت جلوگیری از خطای محاسباتی زلزله تشدید یافته بجای اعمال ضریب۰,۳در ترکیب بار برایexوeyاین ضریب ۰,۳در ضریبcاین بار ها اعمال شود؟

با سلام،
۱- بله حق با شماست. شما می توانید در تعریف exall و eyall تیک مربوط به ex و ey را غیر فعال کنید. و در حقیقت زحمت ایتبس کاهش می یابد. البته تعداد ترکیب بارها تغییری نمی کند. در این صورت ترکیب بار exall+0.3ey به صورت زیر تبدیل می شود:
exp+0.3ey
exn+0.3ey
منتها اگر تیک ex از exall حذف نشود، در این صورت ترکیب بار exall+0.3ey به صورت زیر تبدیل می شود:
ex+0.3ey
exp+0.3ey
exn+0.3ey
در هر دو حالت نتایج طراحی یکسان خواهد بود و فرقی نخواهد کرد چون هیچگاه ترکیب ex+0.3ey حاکم نمی شود.
با توجه به اسمی که برای exall و eyall انتخاب کردم فکر کردم بهر است هر سه تیک ان فعال باشد تا فهم ان برای خواننده مبهم نباشد.
۲- زلزله تشدید یافته تنها بر اساس زلزله های تعریف شده در قسمت load case تشکیل می شود و وقتی شما در load case مثلا exall+0.3ey تعریف می کنید، ایتبس زلزله تشدید یافته را به صورت omega*(exall+0.3ey) منظور می کند و جای نگرانی نیست.

محمد علی زاده:
سلام و شب به خیر خدمت شما ،دوتا سوال داشتم.
۱) اگه برای تحلیل طیفی از روش زاویه دادن استفاده کنیم حالا برای کنترل دریفت باید چه کار کنیم؟تحت کدوم زاویه دریفت حاکم میشه؟
۲)چرا برای کنترل دریفت در زلزله طرح میایم ضریب ترک خوردگی رو ۵/۱ برابر میکنیم در صورتی که در صفحه ۴۷ آیین نامه ۲۸۰۰ اشاره شده که برای زلزله در سطح بهره برداری میتونیم اینکارو بکنیم.
با تشکر فراوان

با سلام،
برای کنترل دریفت دو راه کار داریم:
۱- دریفت را با زلزله استاتیکی کنترل کنیم (توصیه می شود)
۲- دریفت را با زلزله دینامیکی کنترل کنیم (در ایتبس ۹ توصیه نمی شود از دینامیکی استفاده نمایید)
اگر قصد دارید با دینامیکی کنترل کنید همانطور که در جزوه توضیح دادم، اجازه ندارید از DISPLACEMENT استفاده کنید و حتما باید از drift استفاده کنید. در این صورت باید یک زلزله sepc-x-drift و یک زلزله spec-y-drift تعریف کنید و انها را با زلزله های استاتیکی ex-drift و ey-drift همپایه کنید. بنابراین از زلزله های زاویه دار استفاده نخواهید کرد.
نحوه کنترل صحیح دریفت با زلزله دینامیکی در جزوه ایتبس (برای ایتبس ۲۰۱۵) تشریح شده است. در ایتبس ۹ نیز می توان به صورت تقریبی یکی از گرههایی که نزدیک به مرکز جرم است انتخاب کرده و joint drift انرا تحت زلزله دینامیکی استخراج کرد. هرگز نباید از displacenet استفاده نمایید.

۲) کنترل دریفت (برای زلزله طرح) باید در فایل اصلی (با سختی ۰,۳۵ و ۰,۷) انجام شود. اجازه نداریم دریفت را در فایلی که سختی ۱,۵ برابر شده کنترل کنیم.
تنها برای محاسبه دوره تناوب سازه (فایل period) شما سختی را ۰,۵ و ۱ وارد کرده و دوره تناوب سازه را استخراج می کنید.
مراحل کنترل دریفت نیز در جزوه هم برای سازه بتنی و هم فولادی به صورت کامل و گام به گام نوشته شده است.

سلام و وقت بخیر آقای دکتر. غرض از مزاحمت اینکه من طراحی سازه ها رو با ایتبس ۹,۷,۴ انجام میدم، بنظر جنابعالی احتمال منسوخ شدن ایتبس ۹,۷,۴ تو آینده نزدیک هستش؟ (خوزستان زندگی میکنم).

چون اگه قراره در آینده نزدیک منسوخ بشه از الان شروع کنم ب یاد گیری نکات ایتبس ۲۰۱۵ .سپاسگزار میشم از حضرتعالی ک تو این زمینه اینجانب رو راهنمایی بکنید.

با سلام، به هر حال با تغییر ایین نامه ها و بروز شدن انها چند سال بعد ۲۰۱۵ رایج خواهد شد.

برای مثال سال بعد که مبحث نهم بر اساس aci2014 منتشر شود، اگر بخواهیم بر اساس ان کار کنیم، باید از ایتبس جدید استفاده شود از طرفی سرعت کار با ۲۰۱۵ بسیار بالاتر از ایتبس ۹ می باشد.مثلا مدلسازی اولیه یک سازه در ایتبس ۹ ممکن است دو ساعت طول بکشد. ولی همان مدل در ۲۰۱۵ یک ساعته تمام می شود.

ایندو با هم یکی هستند و تنها جای برخی منوها عوض شده و اگر یکی را یاد بگیرید دیگری نیز به راحتی یاد می گیرید.

نکته اخر: شما باید با هر دو اشنا باشید. در خیلی از موارد لازم می شود فایلهای قدیمی یک پروژه بررسی مجدد شود که همگی بر اساس ایتبس ۹ می باشند.

هم اکنون اکثر شرکت ها با ایتبس ۹ کار می کنند و برای شروع به کار باید با ایتبس ۹ اشنا باشید.

من در جزوه اتیبس خود تنظیمات منوها را هم برای ایتبس ۹ و هم ایتبس ۲۰۱۵ قرار داده ام تا بتوانید با هم مقایسه کنید و هر دو را فرا بگیرید.

سلام استاد. وقت بخیر. در مورد طراحی سازه فولادی بر اساس ویرایش ۲۸۰۰ جدید (چهارم) همانطور که شما در جزوه هم اشاره کردید می توان از تنش مجاز استفاده کرد به شرطی که از ترکیب بارهای مبحث ۶ جدید استفاده کنیم. بنده طراحی را مطابق مطالبی که شما در جزوه تان گفتید و ترکیب بارهای جزوه انجام می دهم و در تعیین ضریب زلزله از ۲۸۰۰ جدید استفاده می کنم و مقدار بدست آمده رو به ۱,۴ تقسیم می کنم. آیا کار من در تعیین ضریب زلزله درست است؟ ممنون میشم جواب بدید.

با سلام،

خیر اجازه ندارید بر ۱,۴ تقسیم کنید. در خود ترکیب بارها این ضریب منظور شده است.

در ترکیب بارهای جدید اگر دقت کنید از E۰,۷ استفاده شده است که معادل است با:

E/1.4=0.7E

بنابراین شما اجازه ندارید زلزله اولیه را تقسیم بر ۱,۴ کنید

دقت نمایید که قبلا بندی در مبحث ششم داشتیم مبنی بر کاهش نیروی زلزله در روش تنش مجاز که درغلط نامه این بند را حذف کردند. متن اصلاحیه مبحث ششم به صورت زیر است:

۱۱۴	بند ۶-۱۱-۱۰	کل پاراگراف این بند حذف و عبارات روبرو جایگزین شود	اثرات زلزله طرح، که در این مبحث E نامیده می شود، در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ با استفاده از ضریب رفتار R_u در حد مقاومت سازه ارائه شده است. برای ترکیب اثرات این بار با سایر بارها مفاد بندهای ۶-۲-۳-۲، ۶-۲-۳-۳ و ۶-۲-۳-۴ باید رعایت شود. یادآور می شود در بند ۳-۳-۱-۱ این ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ذکر شده است که برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز، مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود. از آنجا که این امر در بند ۶-۲-۳-۴ این مبحث با اعمال ضریب ۰/۷ در بار E صورت گرفته است، تقسیم مجدد این بار بر ۱/۴ مجاز نمی باشد.

سلام آقای دکتر.ممنونم از لطفتون و بذل توجه تون.یک سوال دیگه داشتم و اون اینکه آیا در فایل کنترل ۲۵٪ نیروی زلزله برای قابها (در حالتی که سیستم دوگانه داریم) در حالتی که تحلیل دینامیکی میکنیم .آیا پس از اینکه نیروی زلزله رو یک چارم کردیم بازم احتیاج به هم ارزی نیروی استاتیکی و دینامیکی هست.؟

سوال دوم اینکه آیا شما قائل به حذف تیر در داخل دیوار برشی (نه حذف لینک) هستید یا نه.با تشکر فراوان

سوال سوم لینکه مقدار حداقل میلگرددر فونداسیون رادیه که طبق بند ۹-۲۰-۸ محاسبه میگردد مربوط به ناحیه کششی میباشد یا کل مقطع.ممنون میشم به سوالات طرح شده پاسخ بدین.متشکرم

با سلام

خیر باید همپایه کرد.

البته برای راحتی میتوانید با استاتیکی ۲۵درصد را کنترل نمایید

ولی اگر با دینامیکی کنترل میکنید باید در فایل ۲۵درصد، زلزله دینامیکی را با ۲۵ درصد استاتیکی همپایه کنید

با حذف دیوار برشی در فایل ۲۵ درصد سختی سازه تغییر میکند و دوره تناوب نیز عوض میشود و نتایج دینامیکی نیز به طبع ان تغییر میکند و باید مجددا همپایه شوند

وجود تیر در دیوار برشی الزام ایین نامه ای ندارد

ولی به خصوص در دیوارهای برشی با ضخامت کم بهتر است تیر اجرا شود تا اولا اتصال سقف به دیوار به خوبی برقرار شود. از طرفی میلگردهای سراسری تیرهای دهانه کناری بتوانند به صورت سراسری در داخل دیوار ادامه یابند

و در ضمن تیر به عنوان سخت کننده داخل دیوار به پایداری ان کمک میکند

به این سوال در جزوه ایتبس پاسخ دادم (با ذکر مستندات) و یک مثال نیز ارائه کردم. به بخش پی مراجعه کنید

با سلام تشکر از شما۰ برای بررسی کفایت ۵۰ درصد دیوارهای برشی آیا میتوان در ۸۵ درصد و یا ۹۰ درصد برش پایه ۵۰ درصد را ضرب کرد؟

با سلام

بله در صورتی که سازه کاملا منظم باشد

میتوان در فایل ۲۵درصد زلزله دینامیکی را با

0.25×0.85

همپایه کرد

و یا در فایل ۵۰ درصد با

0.25×0.85

زلزله استاتیکی همپایه کرد.

فکر کنم در جزوه ایتبس به این موضوع اشاره کردم

با عرض سلام
آیا جدول سختی طبقه(Story Stiffness) که ویرایش ۲۰۱۵ نرم افزار ETABS ارایه می دهد را می توان برای کنترل نامنظمی طبقه نرم به کار برد؟

با سلام، به صورت تقریبی بله می توان استفاده کرد. منتها مد نظر آیین نامه این است که برای محاسبه سختی هر طبقه، طبقه زیرین بسته شود و سختی محاسبه شود (که ایتبس اینگونه محاسبه نمی کند). به جزوه ویرایش پاییز مراجعه کنید.نحوه محاسبه سختی طبقه توضیح داده شده است. به بند مربوط به نامنظمی مراجعه کنید.

با سلام - همانطور که قبلا توصیه فرمودید مدل دال دو طرفه در ایتبز بهتر است بصورت member باشد تا با ظوابط استاندارد۲۸۰۰هماهنگ باشد دو سوال دارم ۱) اگر در ایتبز member مدل کنیم انگاه در اکسپورت کردن در سیف جهت طرح میلگرد دال ایا سیف بطور اتوماتیک دال اکسپورت شده را shell در نظر میگیرد؟ و ۲) اگر سیف انراshellمیبیند ظرایب ترک خوردگی به این دال را در سیف چگونه اختصاص دهیم؟ باتشکر علیانپور از اصفهان

با سلام
در ایتبس:
۱- هم میتوانیدmem کنید
۲-و هم میتوانید به جای mem از shell استفاده کنید ولی در عوض m11=m22=m12 را عددی نزدیک به صفر مثلا ۰,۰۱ وارد کنید. گاهی memکردن سازه را ناپایدار میکنه و بهتره از روش دوم استفاده بشه

در فایل فوق سیستم باربر جانبی باید کنترل شود

از فایل فوق یک فایل جدید ساخته و در ان کف ها به صورت shell با سختی واقعی (0.25) منظور شده و اجزای ثانویه مانند جمع کننده ها و اجزای لبه (به خصوص اگر تیر لبه ندارید) و نیز پیچش وارد بر تیرها کنترل. و بررسی بشه

دقت شود که طبق پرسش و پاسخ به عمل امده از دفتر تدوین استانداردها در صورت استفاده از دال به عنوان سیستم باربر جانبی باید انرا به عنوان قاب خمشی با شکل پذیری "معمولی" در نظر گرفت (با R=3.5) که با توجه به محدودیت های استفاده از سیستم معمولی، عملا بهتر است از دال به عنوان کمکی برای سیستم لرزه بر جانبی صرف نظر کرد. بنابراین اگر نخواهیم برچسب شکل پذیری معمولی به سازه مان بخورد اجزای باربر اصلی سازه مانند قاب خمشی و یا دیوار باید بدون کمک دال بتوانند ۱۰۰درصد زلزله را تحمل کنند

هنگام ارسال به safe چه memزده باشید و چه shell در سیف تبدیل به shell با ضرایب سختی ۱ میشود (reset میشه)

در سیف برای کنترل خیز بهتره از انالیز غیر خطی ترک خوردگی (در فصلهای اخر جزوه جدید قرار دادم) استفاده کنید در صورت استفاده از انالیز غیر خطی نیازی به کاهش مجدد ضرایب سختی نیست

ولی برای طراحی دال و استخراج ارماتورهای ان و یا کنترل پانچ میتونید از تحلیل خطی استفاده کنید و در عوض ضرایب m ها را 0.25 وارد کنید

سلام جناب دکتر میخواستم بدونم کاربرد ضریب اضافه مقاومت تو سازه بتنی چیه؟ما که اصلا در طراحی در نظر نمیگیرم ولی تو ۲۸۰۰ هست.البته در صفحه ۴۱ استاندارد ۲۸۰۰ گفته شده در مواردی که عضو برای زلزله تشدید یافته باید طراحی شود در نظر میگیریم در حالیکه در سازه بتنی ما اصلا بحث تشدیدیافته نداریم.بسیار ممنون

با سلام
در موارد خاصی لازم است استفاده شود
مثلا در مواردی که ستون روی تیر قرار میگیرد(و ستون تا پی ادامه نمیابد)، تیری که ان ستون را تحمل میکند باید برای زلزله تشدید یافته (ناشی از نیروی محوری ان ستون) طراحی شود (در ۲۸۰۰ بند ۳-۹را ببینید)

در Aci2014 نیز در محاسبه ارماتور عرضی ستونها از زلزله تشدید یافته استفاده میشود.
در متن مبحث ۹ ولی زلزله تشدید یافته استفاده نشده است.

جناب آقای دکتر.ببخشید سوالات زیاد شد.این مورد را به تازگی در ایتبس ۱۵ متوجه شدم.هنگام کنترل ratio مربوط به نامنظمی پیچشی گاهی اوقات مثلا EXP را کنترل میکنم میبینم عدد بسیار زیادی در حد ۲ یا حتی ۳ میباشد.با کمی دقت در ستون روبروی EXP میبینیم این عدد مربوط به Diaph Y میباشد یعنی برای جهت y عدد به این بزرگی بدست آمده که اصلا کنترل این جهت توسط ایتبس غیر عادی میباشد.آیا باید هر حالت باری را برای جهت خودش کنترل کرد یا جهت دیگر نیز باید کنترل شود؟به نظر من چون تغییر مکان جهت دیگر بسیار کم است نباید آنرا مد نظر قرار داد.ممنون میشم راهنمایی کنید.

با سلام، به این اعداد توجه نکنید
تحت EXP علاوه بر دلتای X مقدار ناچیزی دلتا نیز در راستای Y ایجاد می شود (در اثر پیچش). ایتبس به اشتباه تحت زلزله EXP مقادیر دلتای Y را که همگی نزدیک به صفرهستند را بررسی می کند و مثلا فرض کنید تحت زلزله EXP دلتاهای زیر را داشته باشیم:

delta-Y-Max=0.000040
delta-X-AVE=0.000010

در این حالت عملا دو عدد نزدیک به صفر را به هم تقسیم کرده و مقدار ratio انها را برابر ۴ نشان می دهد. صفر تقسیم بر صفر معنی ندارد و به این اعداد توجه نکنید.

این بدان معناست که در کنترل نامنظمی تحت زلزله X تنها مولفه حرکتی سازه در راستای X مد نظر قرار می گیرد و به حرکت های ناچیزی که در راستای عمود بر زلزله ایجاد می شوند توجه نمی کنیم.

خلاصه اینکه وقتی پیچش را کنترل می کنید تحت زلزله های X تنها به اعداد مربوط به Diaph X توجه نمایید.

با سلام
هنگامی که از ترکیب بارهای دستی برای طراحی سازه های بتنی در ایتبز استفاده میکنیم ظاهرا نرم افزار اثر برخی پارامترهای لرزه ای را که در قسمت preference تعریف میشوند مانند ضریب امگا و یا ضریب sds را در نظر نمیگیرد. چون با تغییر انها هیچگونه تغییری در نتایج طراحی بوجود نمی اید.
هنگام استفاده از ترکیب بارهای دستی چه راه حلی برای این موضوع بخصوص ضریب امگا پیشنهاد میکنید؟
با تشکر

با سلام،
پس از تغییر این ضرایب (Sds و یا Rho) در قسمت Preferences، باید ترکیب بارها را delete کرده و مجددا add default کنید تا ایتبس بر اساس آنها ترکیب بارها را اصلاح کند.

یعنی Sds و یا Rho به تنهایی اهمیتی ندارند. ایتبس تنها هنگام تولید ترکیب بار به این ضرایب مراجعه کرده و با توجه به مقادیر انها ترکیب بار ایجاد می کند. بنابراین هر بار که این ضرایب را تغییر می دهید، برای اینکه ایتبس انها را منظور کند، باید ترکیبب بارها مجددا پاک و تولید مجدد شوند.

ضریب اومگا در تولید ترکیب بارهای ویژه لرزه ای استفاده می شود. این ترکیب بارها پنهانی تولید و اعمال می شوند.

با عرض سلام و خسته نباشید خدمت جناب دکتر حسین زاده. میخواستم بدونم دیوار برشی حتما باید تا طبقه آخر ادامه پیدا کند یا مثلا اگر متوجه شدیم که در طبقه آخر نیاز به دیوار برشی نیست میتوانیم در طبقه آخر آن را ادامه ندهیم (قطع کنیم)

با سلام می توان قطع کرد. در این صورت ترکیب سیستم در ارتفاع خواهیم داشت. البته قطع ناگهانی دیوار برشی تمرکز تنش ایجاد می کند. و اگر چند دهانه داریم بهتر است به تدریج حذف شود. در این مورد شکلها و توضیحاتی را به نقل از Moehle در صفحه ۳۵۰ جزوه ویرایش پاییز آورده ام.

با سلام و عرض ادب خدمت جناب آقای دکتر حسین زاده, با عرض معذرت میخاستم بدونم جزوه های شما رو چه جوری میتونم تهیه کنم.
ممنون.

با سلام،
۱- در google کلمه "حسین زاده" را جستجو کنید. اولین سایتی که می آید سایت بنده است.
۲- در سایت بنده به قسمت "جزوات شخصی" بروید.
تمامی جزوات شامل جزوه ایتبس و یا جزوات نظام مهندسی قابل دانلود است.

سلام .در مورد up lift میخواستم بپرسم که در فایل سیف وقتی در قسمت هایی از فونداسیون کشش دیده میشود .تا چه مقدار و چه سطحی میتوان از آن صرفنظر کرد؟

با سلام،
در مورد پی اگر در نقطه ای از پی کشش داشته باشیم (تنشها مثبت شوند) حتما باید انالیز غیر خطی انجام دهید تا فنر هاش کششی حذف شوند و در نتیجه در نقاطی که کشش دارید مقدار تنش به صفر برسد. طبق بند زیر اجازه نداریم در زیر پی کشش داشته باشیم. و در تمام نقاطی که دچار آپلیفت می شوند مقدار تنش باید صفر باشد:

۷-۴-۵-۱-۸ در کنترل تنش های زیر پی باید توجه داشت که هیچ نقطه‌ای از پی نباید دچار کشش شود (حداقل تنش =۰) مگر آنکه آن بخش از کشش توسط المان هایی مثل شمع، ریزشمع یا مهارها تحمل شود.

در صورت انجام انالیز غیرخطی طبق در مبحث نهم "حداکثر یک چهارم "بعد شالوده می تواند تحت تنش صفر قرار گیرد:

۹-۲۰-۴-۲-۳ در شالوده‌های منفرد و گسترده، توزیع فشار خاک می‌تواند بنحوی باشد که در قسمتی از آن فشار روی خاک به صفر برسد، مشروط بر آنکه طول این قسمت در هیچ امتداد از یک چهارم بعد شالوده در آن امتداد تجاوز نکند.

با سلام و وقت بخیر خدمت شما، جناب دکتر خیلی متشکرم از این امکانی که فراهم فرمودید و وقتی که اختصاص میدهید . سوال بنده در خصوص شکل مقطع تیرها میباشد در صورت اجرای تیر با دال قاعدتا بخشی از طول موثر دال هم در عملکرد تیرها شرکت دارد و این درشرایطیست که ما هم تیر ها را مستطیلی مدلسازی کردیم و هم دال را ممبرین فرض نمودیم آیا مدلسازی تیرها بصورت L,T شکل با توجه به ضوابط مبحث نهم از نظر بهینه شدن طرح مناسب تر نیست!؟ پیشاپیش سپاسگذارم

با سلام
در مدلی که سقف mem شده است (یا به پیشنهاد دفتر تدوین shell مدل شده و سختی خمشی عددی نزدیک به صفر وارد شده) شما میتوانید (بهتر است) تیرها را T شکل مدل کنید و یا اینکه بنابه توصیه aci ممان اینرسی انها را دوبرابر بگیرید.

متاسفانه در ویرایش پاییز جزوه ایتبس نتونستم ضوابط طرح لرزه ای دالها را اضافه کنم. ایشالا در ویرایش بعدی نکات طراحی سازه های دارای دال تخت (شامل دالهای مجوف) را ارائه خواهم کرد

با عرض سلام خدمت شما استاد گرامی وتشکر فراوان بابت زحماتی که برای پاسخگویی به سوالات متحمل میشوید .
سوال: مقدار بار زنده بالکن های تراز بام چقدر است؟(مطابق ردیف ۳-۶جدول۶-۵-۱این مقدار در طبقات یک و نیم برابر بار زنده کف اتاق های متصل به آنها میباشد).

با سلام
برای کاربری "بالکن" یک و نیم برابر منظور میشود.
در بام کاربری قسمت طره بالکن نیست و کاربری ان جزوه بام محسوب میشود و بار زنده ان ۱۵۰ میباشد و نیازی به افزایش بار زنده ان نیست

ولی زلزله قائم به "طره ها" اعمال میشود و در بام نیز باید اعمال شود.

با عرض سلام و خسته نباشید خدمت استاد محترم دکتر حسین زاده طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ، تاکید کرده در مواردی که برش پایه ناشی از تحلیل طیفی کمتر از کمتر از تحلیل استاتیکی باشد تحلیل طیفی باید افزایش داد اما چرا زمانی که برش پایه ناشی از تحلیل طیفی بیشتر از تحلیل استاتیکی است باز از این بند آیین نامه استفاده میشود که در این موارد باعث کاهش برش پایه ناشی از تحلیل طیفی میشود ؟

با سلام، طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش جدید، در صورتی که برش دینامیکی بیشتر باشد، اجازه کاهش نداریم.
بنابراین شما باید طبق جزوه ایتبس ابتدا برش پایه حداقل را محاسبه و وارد کنید.
پس از تحلیل اگر برش دینامیکی کمتر بود، مقدار آنرا افزایش دهید.
ولی اگر دینامیکی بیشتر بود، تغییر ندهید.
یعنی در ویرایش جدید ممکن است در تحلیل دینامیکی مجبور شویم سازه را با نیرویی بیش از زلزله استاتیکی طراحی کنیم.

با عرض سلام خدمت استاد و تشکر بابت تهیه جزوه و پاسخ گویی به سوالات.
سوال : فایلهایی در سایت شما وجود دارد که بارگذاری و ترکیب بارهای فلزی و بتنی و خاک زیر پی را دارند. با توجه به اینکه در این ترکیب بارها همواره قاعده ۳۰-۱۰۰ رعایت شده است، اگر سازه "منظم" باشد این ترکیب بارها باید فقط در ستونها محل تقاطع (مشروط بر ظرفیت بار محوری بیش از۲۰ درصد) استفاده شود و در اجزای دیگر از جمله تیرها و مهار بندها نباید این ترکیب بار مورد استفاده قرار گیرد. اما در صورت استفاده از ترکیب بارهای ارائه شده شما این ترکیب بار ها در طراحی تیرها نیز حالت بحرانی ایجاد می کنند و باعث غیر اقتصادی شدن سازه می شوند. در این حالت بهتر نیست که یک save as از فایل گرفته به نام ۳۰-۱۰۰ و در این فایل فقط تنش های ایجاد شده در ستون ها لازمه بررسی شود؟ و برای دیگر المانها در سازه "منظم "ترکیب بارهای قاعده ۳۰ -۱۰۰ به کلی حذف شوند؟

با سلام
البته زلزله متعامد (۳۰ درصد) به تیرها اثر نمی کند
یعنی ۱۰۰-۳۰ را چه بزنید و چه نزنید فرقی به حال تیرها نخواهد کرد
در قابهای خمشی زلزله متعامد (۳۰ درصد متعامد) تنها بر تیرهای مورب تاثیرگذار است. سازه های دارای تیر مورب هم که نامنظم هستند و ۱۰۰-۳۰ اجباری است.
طبق ویرایش جدید استاندارد ۲۸۰۰ در قاب خمشی تنها زمانی میتوان در ستونها ۱۰۰-۳۰ را اعمال نکرد که هر دو شرط زیر برقرار باشند:
۱-سازه کاملا منظم (فاقد تیر مورب خمشی، فاقد فرورفتگی در پلان، فاقد نامنظمی پیچشی، فاقد ستون روی تیر، فاقد بالکن تجاری، ... فاقد تمامی نامنظمی ها) باشد
۲- نیروی محوری ستون کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت ان باشد
در این صورت میتوانید ترکیب بارها را اصلاح کرده و زلزله های متعامد را حذف کنید.

سلام استاد. ی سوال دارم :
اگر قاب خمشی در دو جهت x وy داشته باشیم که هیچ مهاربندی به آن متصل نشده باشد(دوگانه نباشد)، آیا نیاز است که زلزله تشدید یافته را در این نوع سازه ها اعمال کنیم؟ اگر جواب "بله" است در کدام اعضا باید زلزله تشدید یافته به کار رود؟

در قاب خمشی فولادی:
بله لازم است. در طراحی ستونها، مقاومت فشاری ستونها را تحت زلزله ۳ برابر و بدون حضور خمش و برش کنترل میکند. در ایتبس ۲۰۱۶ خود نرم افزار چک میکنه (براساس AISC2010)
در ایتبس ۹ اخرین ورژن AISC2005 است که متاسفانه همه ستونها را کنترل نمی کند و باید مثل قدیم فایل اومگا بسازید و دستی زلزله ها را افزایش دهید

در قابهای خمشی بتنی:
در ایتبس ۲۰۱۶ در طراحی تنگ (ارماتور عرضی) ستون استفاده میکند و باید اعمال کنید
در ایتبس ۹ اخرین ورژن ACI2008 است که اومگا ندارد و نیازی به تعریف ان نیست.

سلام آقای دکتر، دو تا سوال داشتم اگه لطف کنین جواب بدین ممنون میشم. اول اینکه اگر در سازه بادبندEBF داشته باشیم و با توجه به اینکه صلب کردن سقف مانع ایجاد نیروی محوری در تیر پیوند می شود،آیا صلب نکردن دهانه های متصل به این نوع بادبندها باعث نمی شود که مرکز جرم طبقه درست حساب نشود؟

با سلام
خیر مشکلی نیست
ایتبس ابتدا مرکز جرم نقاط دیافراگم شده را محاسبه کرده و نیروی زلزله سهم جرم انها را به مرکز (نقاطی که دیافراگم شده اند) وارد میکند

سپس علاوه بر نیروی فوق به نقاطی که دیافراگم نشده اند نیز بر اساس جرم ان نقاط نیروی منفرد مجزایی وارد میکند
به طوریکه برایند این نیروها به مرکز جرم واقعی اثر میکند

با عرض سلام
جناب آقای دکتر از اینکه زمان ارزشمند خود را در ترویج علم مهندسی این کشور صرف می کنید بسیار سپاسگذارم
سوال یک : در محاسبه تغییر شکل جانبی در سازه های با دال تخت آیا در محاسبه زمان تناوب تحلیلی ضرایب سختی دال تخت نیاز به تغییر دارد یا خیر؟
سوال دو: در محاسبه تغییر شکل جانبی در سازه های با دال تخت آیا ضرایب سختی دال تخت باید عدد ۰,۲۵ باشد یا می توان آن را افزایش داد؟

با سلام،
از نظر بنده ،
در فایل دوره تناوب:
ضریب سختی خمشی دیوارها: یک
ضریب سختی خمشی ستونها: یک
ضریب سختی خمشی تیرها: 0.5
ضریب سختی خمشی دالها: 0.25×1.5=0.375

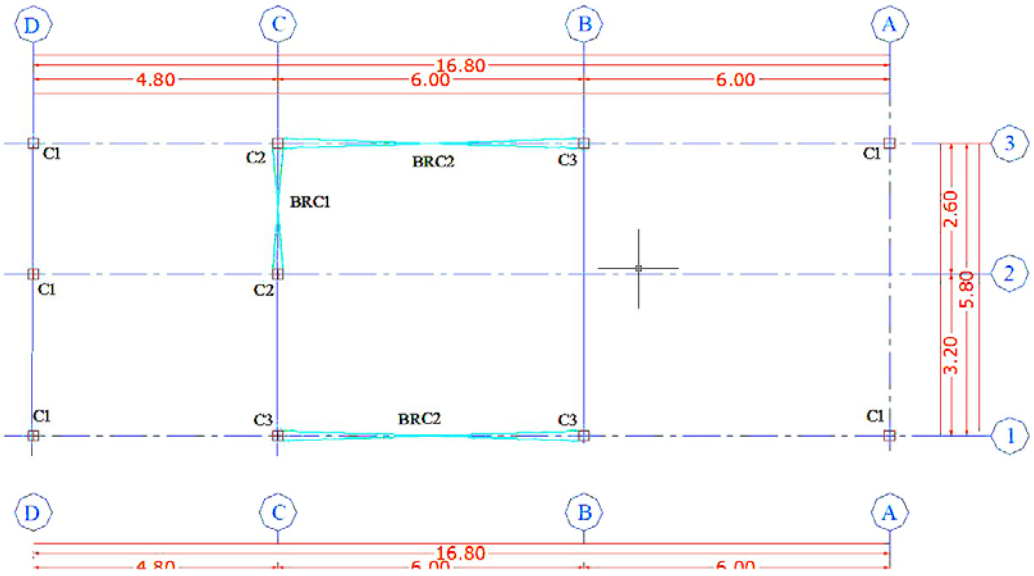
در فایلی که دریفت (جابجایی های جانبی) کنترل می شود:
ضریب سختی خمشی دیوارها: بسته به اینکه ترک خورده باشند یا نه 0.35 یا 0.7
ضریب سختی خمشی ستونها: 0.7
ضریب سختی خمشی تیرها: 0.35
ضریب سختی خمشی دالها: 0.25

در موارد خاصی که سازه مهار شده محسوب شود، در فایلی که دریفت کنترل می شود، می توان ضریب سختی تیرها را 0.5 و ستونها را 1 فرض کرد.
تنها سازه هایی مهار شده محسوب می شود که کوتاه مرتبه بوده و با دیوارهای برشی با سختی خیلی زیاد و یا بامهاربندهای با سختی خیلی زیاد مهار شده باشند به طوریکه تغییرمکان جانبی سازه بسیار ناچیز باشد.
در چنین سازه هایی (سازه های مهار شده) همیشه دریفت ناچیز بوده و نیازی به کنترل آن نیست.

تمامی سازه هایی که دریفت آنها لبه مرزی است (مشکل دریفت دارند) مهار نشده محسوب می شوند (حتی اگر اندیس پایداری آنها کمتر از 0.05 باشد). در این مورد در جزوه ایتبس مفصل توضیح داده ام.

با سلام و تشکر از زحمات فراوان حضرتعالی :

ایا استفاده از فقط یک دهانه بادبندی در یک طرف مرکز جرم در یک راستا (در راستای عمود دیگر دو دهانه بادبندی در طرفین مرکز جرم داریم) در صورت کفایت دریفت مانعی دارد ؟ . مانند پلان ذیل :



با سلام، مسلما توصیه نمی شود از چنین پلانی استفاده نمایید.

تک مهاربند راستای قائم تنها قادر است برش ناشی از زلزله EY را تحمل کنید. پیچش ناشی از زلزله EY را مسلما باید توسط مهاربندهای افقی تحمل کنند که موجب افزایش نیروی آنها خواهد شد (غیر اقتصادی می شود).

استفاده از این طرح منع آیین نامه ای ندارد.

منتها:

احتمالا پیچش شدید خواهید داشت. و در نتیجه زلزله را ۲۰ درصد باید افزایش دهید (ضریب نامعینی)

احتمالا ضریب Aj بالا خواهد بود و خروج از مرکزیت زلزله ها را باید افزایش دهید.

دیافراگم سقف باید کنترل شود ممکن است برش در دیافراگم بالا باشد و لازم باشد بتن سقف تقویت شود. یعنی اگر تیرچه بلوک باشد، ضخامت ۵ سانتی بتن تیرچه ناکافی باشد و لازم شود ضخامت بتن سقف افزایش یافته و همچنین میلگرد تقویتی برشی (افقی) در بتن سقف محاسبه شود. همچنین دقت کنید که طبق استاندارد ۲۸۰۰ جمع کننده های داخل سقف باید برای زلزله omega برابر کنترل شوند. بنابراین تیرهاو یا بتن سقف که نیروهای اینرسی سقف را به بادبند منتقل می کنند باید برای زلزله تشدید یافته طراحی شود. در این حالت باید دیافراگم را semi rigid کرده و نیروی داخلی در بتن سقف و نیز محوری حتمالی در تیرها را بررسی کنید. این بررسی بهتر است تحت زلزله ویژه دیافرگام که در بند ۳-۸-۳ استاندارد ۲۸۰۰ امده انجام شود.

دقت نمایید که نرم افزار ETABS دیافراگم سقف را کنترل نمی کند و باید خودتان انجام دهید.

از انجا که برخی از طراحان با نحوه کنترل سقف برای نیروهای لرزه ای آشنا نیستند، کنترل کننده پروژه ممکن است چنین طرحی را قبول نکند.

سلام آقای دکتر
جسارتا سوالی داشتم در خصوص بار باد بر سازه های با قاب باز و دودکش ها
داخل آیین نامه مبحث ششم سال ۹۲ در خصوص اثر نیروی باد بر سازه های با اعضای قاب های سازه ایی و سازه های گرد و... در جهت محاسبه به راهنمای مبحث ارجاع داده شده است که متاسفانه بعد از سه سال هنوز راهنمای مذکور انتشار نیافته است . آیا برای حل این قضیه پیشنهادی دارید ؟ یا اینکه کما فی سابق از ویرایش قبلی باید استفاده بشه ؟

با سلام، همانطور که قبلا هم گفتم برای اینگونه موارد بهتر است از آیین نامه کانادا استفاده نمایید.
فصل باد مبحث ششم برگرفته از آیین نامه کانادا می باشد که تقریبا تا اوسط آن ترجمه شده و قسمت های انتهایی آن که مربوط به قابهای باز، تابلوها، بیلبردها، دودکش و ... می باشد ناقص مانده است.
بار باد این گونه سازه ها را می توانید از بخش بار باد آیین نامه کانادا محاسبه نمایید.
قسمت بار باد را می توانید از سایت بنده دانلود نمایید:
http://www.hoseinzadeh.net/code.htm

سلام آقای دکتر خیلی ممنون بابت وقتی ک میگذارید.
یک سوال وقتی ما تنها اثر ۲۵درصد قاب را میخواهیم چک کنیم.(با حذف اثر دیوار برشی) آیا باید دوره تناوب را از فرمول قاب خمشی تنها استفاده کنیم یا همان دوره تناوب ک بوده؟

با سلام
خیر لازم نیست زلزله جدیدی (با دوره تناوب جدید) محاسبه شود.
شما همان زلزله ای که برای سیستم دوگانه محاسبه کرده اید را باید ۰,۲۵ برابر کنید و به سازه قاب خمشی (پس از حذف دیوار) اعمال کنید.

سلام خدمت دکتر حسین زاده، استاد گرامی. در طراحی سقف یوبوت کنترل chord و کالکتورها به چه صورت انجام میشود؟؟؟
سوال دوم ..ایا میشه برای یک سازه ۸طبقه که سقفش یوبوته از سیستم قاب خمشی استفاده کرد.(با فرض عدم وجود اویز).و اگه امکانش هست چه شرایطی باید داشته باشه؟؟؟؟
متشکر

با سلام
ایشالا در ویرایش بعدی جزوه ایتبس توضیح خواهم داد
بله مشکلی نیست
به شرطی که از مشارکت و کمک سقف در باربری جانبی صرف نظر شود و در یک فایل جداگانه که در ان سختی خمشی المانهای سقف عددی نزدیک به صفر وارد شده سیستم باربری جانبی اصلی سازه ارزیابی شود. ستونهای متصل به دال تخت نیز نباید در تحمل بار جانبی مشارکت داشته باشند.
دقت شود که استفاده از دال تخت به عنوان قاب خمشی تنها برای سازه های تا سه طبقه مجاز است و در صورت استفاده باید سیستم باربر جانبی قاب خمشی "معمولی" فرض شود و ضریب رفتار سازه Ru=3 منظور شود. در ضمن استفاده از قاب خمشی معمولی تنها در مناطق با لرزه خیزی ۳ و ۴ مجاز است.

سلام و عرض ادب خدمت شما و ممنون از زحماتی که میکشید سوالی داشتم.
اگر سازه ای با ویراش ۳ طرح شده باشد ایا امکان هست از بارگزاری ویرایش ۹۲ استفاده کرد و بار پارکینگ را ۳۰۰ در نظر گرفت یا باید حتما ویرایش ۴ رفت.فرضا سازه بتنی پارکینگ طبقاتی قبلا ۵۰۰ بود بلر زنده الان با ویرایش ۹۲ ۳۰۰ است.سازه با اینن نامه aci.318-99 طرح شده.اگر نکته ای وجود دارد ممنون میشم راهنمایی بفرمایید

با سلام
به چند نکته توجه داشته باشیم:
۱-بار پارکینگ بسته به ارتفاع مجازش ممکنه
۶۰۰ و یا ۱۲۰۰ منظور شود (طبق ایین نامه جدید)

۲-قبلا که ۵۰۰ میگرفتیم دیگه لازم نبود بار تیغه بندی رو در نظر بگیریم
الان اگه کسی ۳۰۰ بگیره باید بررسی کنه که اگه در بخشهایی از پارکینگ تیغه داشت ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع هم بار تیغه بندی بهش اضافه کنه (دقت شود که بار تیغه به صورت ۱۰۰ درصد در صد در mass source منظور میشه)
اگه با ایین نامه قدیمی aci99 و ویرایش ۳ استاندارد ۲۸۰۰ کار میکنید منطقی اینه که مقادیر بار زنده را هم بر اساس ایین نامه قدیم محاسبه کنید
در نهایت باید تاکید کرد که سازه های جدید لازم است با ویرایش ۴ طراحی شوند.

با سلام خدمت استاد گرامی و تشکر از زحمات حضرتعالی سوالی که برای بنده بوجود آمده برای سازه بتنی با دیوار برشی بتنی زمانی که قابها نتوانند ۲۵٪ نیروی زلزله را تحمل کنند آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴ میگه سیستم سازه ای شما قاب ساختمانی شده که ضریب رفتار برای دیوار برشی بتنی ۵ لحاظ میشه در تعریف قاب ساختمانی اومده که قابها می توانند با اتصال ساده و یا گیردار باشند ولی در تحمل بار جانبی نباید مشارکت داشته باشند آیا منظور این است که دیوار برشی برای ۱۰۰ درصد بار جانبی هم کنترل گردد؟

با سلام
بله همینطوره
در این صورت باید ۲ فایل ساخته و کنترل شود:
۱- فایل MAIN که در ان همه اعضا (از جمله قاب خمشی) با سختی ایین نامه ای حضور دارند.
۲- فایل LATERAL که در ان ۱۰۰ درصد نیروی زلزله را دیوار به تنهایی باید تحمل کند. تمامی تیرها را دوسرمفصل کنید و تکیه گاه ستونهای (غیر متصل به دیوار) را مفصلی ثابت بگیرید. ستونها را دوسرمفصل نکنید (چون اثر p-delta به صورت غیر منطقی ممکنه افزایش یابد و یا سازه همگرا نشه). به جای دوسر مفصل کردن ستونها میتوان سختی خمشی انها را کاهش داد تا مشارکتشان در باربری جانبی به حداقل برسد (مثلا 0.01). این فایل با واقعیت سازه تفاوت دارد و تنها برای بررسی تحمل سیستم باربر جانبی ساخته میشود
هر دو سازه باید به صورت مجزا باید کنترل بشه و اعضا در هر دو باید جواب بدهند.
دریفت و دوره تناوب تنها باید در فایل اول محاسبه و کنترل شود.

با سلام و عرض خسته نباشید.استاد محترم برای محاسبه زمان تناوب تجربی ساختمانهایی با سیستم مهاربندی واگرا ایا وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی تاثیری دارند؟مجددا از زحمات جنابعالی کمال تشکر را دارم.ناصر اسودی

با سلام
بله باید منظور شود
یعنی اگه میانقاب دارید باید دوره تناوب را ۲۰ درصد کاهش دهید.

با سلام خدمت جناب دکتر حسین زاده ، در خصوص زلزله زاویه دار سوالی داشتم: اگر در سازه ای زلزله زاویه دار اعمال گردد ، در طراحی فونداسیون آن به چه نحوه باید عمل کرد؟ آیا صحیح است که دو زاویه بحرانی عمود بر هم را انتخاب و برش پایه آنها را در user load اعمال و به صورت زلزله استاتیکی به safe منتقل کنیم؟

با سلام،
چند نکته:
۱- هم زلزله استاتیکی و هم دینامیکی را می توان به SAFE ارسال و طراحی کرد. منتها در مواردی که در پی آپلیفت داشته باشید (حتی اگر جزئی باشد) طبق توصیه CSI بهتر است که در پی از زلزله دینامیکی (SPEC) استفاده نکنید و طراحی پی و کنترل خاک با استاتیکی انجام شود.

۲- اگر طراح اصرار به استفاده از دینامیکی داشته باشد (جهت استفاده از تخفیف های همپایه سازی) می تواند ابتدا در ایتبس زلزله های استاتیکی (از نوع user load) و بر اساس توزیع دینامیکی بسازد و سپس آنها را به SAFE ارسال کند. در این صورت حتی اگر آپلیفت هم داشته باشیم، مشکلی پیش نمی آید.

۳- اگر زلزله های دینامیکی را به صورت زاویه دار کار کرده باشید، باز هم می توان مطابق حالت دوم آنها را به user load تبدیل کرد. در این صورت به نظرم تمامی آنها را باید تبدیل کرد که البته این کار زمان بر خواهد بود و به لحاظ وقت گیر بودن توصیه نمیشه. به جای اینکار می توانید یا زلزله های استاتیکی را به SAFE ارسال نمایید و یا تنها زلزله های SPEC-X و SPEC-Y را تبدیل به user load کرده و ارسال نمایید و البته پس از ارسال در ترکیب بارها به صورت ۱۰۰-۳۰ ترکیب و استفاده نمایید.

در کل استفاده از زلزله زاویه دار و یا بحث هایی مانند تعیین زاویه بحرانی اما و اگر های زیادی دارد و متاسفانه منابع معتبر و دستورالعمل های آیین نامه ای چندان بدان نپرداخته اند. بنابراین معمولا طراحان کمتر از این روشها استفاده می کنند.

Hoseinzadeh Asl, [۰۷,۰۱,۱۷ ۲۲:۱۳]
[Forwarded from Rostami]
سلام جناب دکتر. با تشکر از زحمات فراوان شما. آیا در مواردی که در سازه های با ارتفاع زیاد برش پایه استاتیکی مینیمم حاکم می شود، می توان نیروهای تراز زلزله طیفی را به ۰,۸۵ و یا ۰,۹ آن همپایه کرد یا عدول از این مقدار مجاز نیست؟ با تشکر از جنابعالی

با سلام، اگر FEMA-P751 را معیار قرار دهیم، طبق مثالی که در آن حل شده است، بله می توان.
یعنی مثلا اگر در یک سازه بلند برش حداقل حاکم شود و ضریب زلزله استاتیکی برابر
Cmin=0.12AI
تعیین شود
در این صورت (اگر شرایط منظمی مربوط را داشته باشد) می توان زلزله دینامیکی را با
0.85×0.12×AIW
و یا
0.9×0.12×AIW
بسته به مورد همپایه کرد.

البته در این مورد بین همکاران اختلاف نظرهایی وجود دارد.
جناب دکتر تابش پور، عضو هیات علمی دانشگاه شریف، یک فایل تصویری (حدود ۲ ساعته) ارائه کرده اند که می تواند برای علاقه مندان بسیار مفید باشد.
نکاتی در برش پایه کمینه، دکتر تابش پور، منبع:
Dastnameh.ir

با سلام و تشکرخدمت شما
میخواستم بدونم برای محاسبه ضریب نامعینی بر اساس فلوچارت موجود در جزوه شما بایستی بررسی کاهش در مقاومت جانبی و ایجاد نامنظمی پیچشی با زلزلهای با خروج از مرکزیت صورت گیرد بدون خروج از مرکزیت؟

با سلام،
در رابطه با کنترل افت مقاومت طبقه برای تعیین ضریب نامعینی به موارد زیر توجه نمایید:
۱-دقت کنید که روشی که در جزوه برای مقایسه مقاومت طبقه ارائه کردم، یک روش تقریبی می باشد (روشی محافظه کارانه)
و مقاومت واقعی طبقه را باید بر اساس آنالیز غیر خطی محاسبه نمایید.
۲- با توجه به اینکه هدف "مقایسه" مقاومت ها قبل و بعد از حذف عضو است، منظور کردن و یا نکردن اثرات خروج از مرکزیت به هر دو سازه (سازه اولیه و سازه تضعیف شده) اثر خواهد کرد و بنابراین چندان فرقی نمی کند که منظور کنیم یا نه (تاثیر جزئی دارد)
۳- در آیین نامه الزامی برای منظور کردن اثرات خروج از مرکزیت تصادفی و یا زلزله ۳۰ درصد متعامد در محاسبه مقاومت طبقه نیامده است.

سلام استاد
خسته نباشید.
ایا بررسی منظمی یا نامنظمی برای سازه های زیر سه طبقه یا ده متر لازم است یا همیشه ضریب رو را یک میگیریم.
بنظرمیاد نظرها متفاوته با اینکه از ایین نامه من اینطور متوجه شدم که در سازه های فوق الذکر مهم نیس سازه نامنظم باشد!
باتشکر

با سلام،
طبق استاندارد ۲۸۰۰ در تمامی سازه های زیر سه طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر ضریب rho برابر یک میباشد
حتی اگر نامنظم شدید پیچشی یا هر نوع نامنظمی دیگر داشته باشد، بازهم rho یک خواهد بود.

ضمن عرض سلام و ادب ، سوالی داشتم استاد
آیا میشود در ایتبس سقف را چک کرد که آیا مناسب است یا نه . منظور ارتفاع تیرچه بتنی ای که انتخاب کرده ایم است . مثلا برای دهانه بیش از ۷,۵ متری تیرچه با خرپا ۳۰ استفاده میشود در حالی که بعضی مهندسین دهانه ۸,۵ متری را تیرچه با خرپا ۲۵ استفاده کرده اند .
ممنون

با سلام،
مشکل اصلی تیرچه بلوک در دهانه بزرگ کنترل خیز می باشد.
ایتبس برای تیر بتنی خیز را محاسبه نمی کند (خیز بلند مدت)
باید دستی محاسبه کنید.
در ویرایش بعدی جزوه ایتبس (ویرایش بهار ۹۶) نحوه محاسبه دستی خیز تیرچه بلوک را تشریح خواهم کرد.

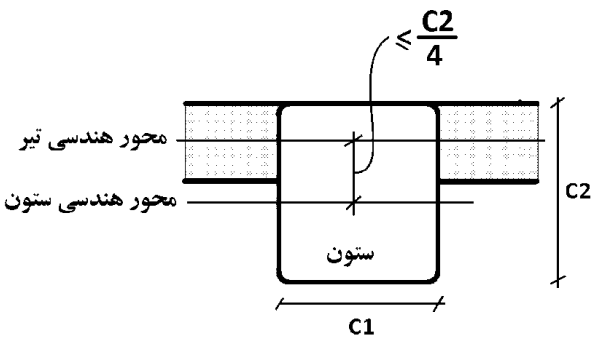
باعرض سلام و ادب خدمت شما جناب دکتر حسین زاده
در سوالاتی که دوستان پرسیده بودن که اگه ترکیب بارها رو به صورت دستی وارد برنامه کرده باشیم و قرار به این باشه که ضریب rho برابر ۱,۲ در نظر گرفته بشه باید این ترکیب بارها حذف بشن و بصورت defult مجدد بارگذاری شوند سوالم اولم اینه اگه کلا ما از ابتدا برای سازه طبق ایین نامه AISC 360-10 ویا ایین نامه ACI 318-14 بارهای پیش فرض رو در نظر بگیرم تطابقی با ترکیب بارهایی که مبحث ششم الزام کرده داره یا نه و هیچ تغییری لازم نیست که توی این ترکیب بارها داده بشه
سوال دومم اینه که اگه قرار باشه ترکیب بارهایی به غیر از defult و به صورت دستی وارد برنامه کنیم با این شرایطی که شما بیان کردین باید این ترکیب بارها حذف شوند ، ما ابتدا با همین ترکیب بارهای دستی سازه رو طراحی کردیم و به این نتیجه رسیدیم که rho =1.2 باید باشه حال اگه ترکیب بارها رو تغییر بدیم در نتایج طراحی خللی وارد نمیکنه ؟ برنامه چون با ترکیب بارهای جدید داره طراحی میکنه نتایج درستی به ما میده؟
واقعا ممنون میشم راهنمایی کنید

با سلام
۱- تطابق با مبحث ششم:
در جزوه، بنده برای فولاد از AISC360-2010 استفاده کردم که ترکیب بارهای ان منطبق بر مبحث ۶ میباشد. برای بتن از ACI-318-2014 استفاده شده که ترکیب بارهای ان با مبحث ششم و نهم مطابقت ندارد (دلایل انرا قبلا در کانال توضیح دادم)
۲- ترکیب بارهای پیش فرض پس از ایجاد، نیاز به ویرایش دارند. مثلا:
زلزله ۳۰ درصد متعامد در صورت لزوم اضافه شود
زلزله قائم و یا هر نوع بار دیگری که از نوع other تعریف شده باید اضافه شود (مثلا فشار خاک)
ضریب برخی از بارهای زنده در ترکیب بارهایی که در جزوه مشخص کردم از یک به نیم کاهش یابد.
۳- در صورتی که پس از طراحی اولیه مقدار rho تغییر کرد بهترین کار این است که تک تک ترکیب بارها را ویرایش (modify) کرده و ضریب زلزله را در ترکیب بار افزایش دهید. حذف و اضافه کردن مجدد ترکیب بارها زمانبر خواهد بود (به جهت اصلاحاتی که در بالا اشاره کردم).
۴- برای نرم افزار مهم ضرایبی است که در ترکیب بار منظور کرده اید. نحوه تولید ترکیب بارها مهم نیست. چه به صورت پیش فرض تولید شوند و چه دستی ساخته یا ویرایش شوند نتیجه یکسان خواهد بود.

سلام جناب دکتر خسته نباشین
لطفا در مورد اتصال تیر به ستون و خروج از محور ان کمی توضیح بدین ممنون میشم
بطور مثال ما تیر ۵۰ و ستون ۷۵ داریم این تا چه حد مجاز به خارج شدن از ستون را دارد مرسی چون من گیر کردم اگر براتون مقدور هست یکم زود جواب بدین سپاس گذارم

با سلام
تصویر زیر (از جزوه بتن بنده) میتونه کمکتون کنه:

۹-۲۳-۳-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.



سلام اقای دکتر
ممنون بابت قدرت بالای پاسخگویی
یک سوال داشتم
آقای دکتر ما فرض رو بر مهار بودن قاب در صورت وجود دیواربرشی می گیریم
در این صورت ضرایب تیر 0.5 و ستون1 خواهد بود
سوال بنده این هست که اگر بخوایم فایل تایم برای بدیت اوردن دوره تناوب تحلیلی بسازیم و با توجه به بند ۲۸۰۰ مبنی بر 1.5 برابر کردن ضرایب
آیا ما در صورت مهار بودن قاب باز هم ضرایب رو 1.5 برابر می کنیم؟؟؟

با سلام،
اولا حتی سازه های دارای دیوار برشی هم معمولا unbraced محسوب شده و ضرایب سختی تیرها و ستونها 0.35 و 0.7 خواهد بود. توصیه استاندارد ۲۸۰۰ نیز این است که در تمامی موارد (چه با دیوار برشی و چه بدون دیوار برشی) سختی ستونها 0.7، تیرها 0.35 و دیوارها بسته به ترک خوردگی آنها 0.35 یا 0.7 فرض شود (بند ۳-۵-۵ استاندارد ۲۸۰۰). در این مورد در جزوه ایتبس توضیح دادم.
بنابراین در سازه اصلی تنها در مواردی سختی را 0.5 و 1 منظور می کنیم که سازه کوتاه باشد و با دیوارهای برشی با سختی بسیار بالا مهار شده باشد به طوریکه دریفت سازه تحت بار جانبی ناچیز باشد.

دوما این مورد که شما اشاره کردید (1.5 برابر) در ویرایش سوم بود. در ویرایش چهارم تنها عنوان شده است که در فایل period سختی ستونها 1، تیرها 0.5 و دیوارها 1 منظور شود.

در برخی مراجع LPARTITION و بار مرده را در بارگذاری کفها با هم جمع میزنن و به کف اعمال میکنن.
این روش مشکلی نداره؟
طبق روش شما اصولا باید موقع اعمال اثر P-delta مشکل ایجاد کند ولی آن مرجع برای اعمال این اثر فقط بار مرده و زنده را با ضریب ۱ برای هر دو بار در نظر میگیرد.

با سلام، در برخی ترکیب بارها ممکن است به نفع اطمینان باشد و در برخی دیگر در خلاف جهت اطمینان
اگر مثلا ترکیب بار
1.2D+L+E+0.2S
را در نظر بگیریم (که خیلی وقتها همین ترکیب بار حاکم می شود) در این صورت مرده فرض کردن تیغه بندی در جهت اطمینان خواهد بود (چون ضریب بار مرده بیشتر است).
اگر ترکیب بار
0.9D+E
را در نظر بگیریم (مثلا وقتی آپلیف در پی و یا کشش در ستون و یا در دیوار برشی حاکم باشد)
در این صورت مرده فرض کردن تیغه بندی در خلاف جهت اطمینان خواهد بود و اجازه نداریم چنین فرضی انجام دهیم.
همچنین در دهانه های بلند که گاهی ترکیب بار
1.2D+1.6L
حاکم می شود، مرده فرض کردن تیغه ها در خلاف جهت اطمینان بوده و اجازه نداریم چنین فرضی انجام دهیم.

زنده یا مرده فرض کردن تیغه بندی در ترکیب بار P-delta تاثیر کمی در نتایج دارد.

سلام استاد - ضریب ترک خوردگی را برای ساختمانهای با قاب خمشی که شاخص پایداری آنها زیر 0.05 میشه را باید چند در نظر بگیریم؟

با سلام
ضریب ترک خوردگی ربطی به اندیس پایداری ندارد.
در تمامی قابهای خمشی بتنی (حتی انهایی که اندیس پایداری کمتر از 0.05 است) برای تیرها و ستونها به ترتیب 0.35 و 0.7 باید منظور کنید.
توضیحات کاملتر در این مورد در جزوه ایتبس بنده ارائه شده است.

سلام خدمت استاد انشاالله که همیشه سالم و سلامت باشید ، جناب استاد دیوارهای برشی بازشو دار که طرفین آن دارای ستون یا المان لبه می باشد را آیا می توان اجزاء لبه را به روش simple طراحی کنیم و طراحی دیوار را به روش uniform انجام دهیم ؟ متشکر

با سلام
خیر
در روش simlple تنها خمش تک محوره منظور می شود و خمش حول محور ضعیف صرف نظر می شود. بنابراین د راین مورد خاص می تواند در خلاف جهت اطمینان باشد.
اگر بازشو طوری است که در یک طرف تنها یک ستون باقی مانده آن ستون باید برای نیروی محوری تشدید یافته بررسی شود. ایتبس این مورد را کنترل نمی کند و باید خودتان دستی کنترل کنید. یعنی نیروی محوری را از ایتبس بخوانید (تحت ترکیب بار شامل زلزله تشدید یافته) و با ظرفیت محوری ستون کنترل کنید.

۳-۹ افزایش بارجانبی در اعضای خاص

در مواردی که سازه دارای نامنظمی در پلان از نوع "نامنظمی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می‌باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌ها، تیرها، خرپاها و یا کف‌هایی که این اعضا را تحمل می‌کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشدید یافته(Ω_0 E) طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.