جزوه ETABS2015

جلد دوم

مسعود حسین زاده اصل

ویرایش سوم

بهار ۱۳۹۵

فهرست مطالب

۱ تحلیل دینامیکی ۵
۱-۱ ضوابط آیین نامه ۵
۱-۲ نحوه تعریف طیف طرح ۶
۱-۳ تعریف function ۸
۱-۴ تعیین تعداد مدهای نوسانی ۹
۱-۵ انتخاب روش ۱۱
۱-۶ روش اول ۱۲
۱-۶-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case (روش اول) ۱۲
۱-۶-۲ همپایه کردن (روش اول) ۱۴
۱-۶-۳ ترکیب بارها (روش اول) ۱۷
۱-۶-۴ انتخاب ترکیب بارها ۲۰
۱-۷ روش دوم ۲۱
۱-۷-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case (روش دوم ۲۱
۱-۷-۲ همپایه کردن (روش دوم) ۲۴
۱-۷-۳ ترکیب بارها (روش دوم) ۲۷
۲ سقف کامپوزیت ۳۳
۲-۱ سقف عرشه فولادی ۳۴
۲-۲ ترسیم تیرچه ها و کف ها ۳۷
۲-۳ تنظیم پارامترهای طراحی به روش LRFD ۳۸
۲-۴ طراحی تیرها و بررسی نتایج ۴۶
۳ دیوار برشی ۴۸
۳-۱ ترسیم دیوارها ۵۱
۳-۲ برچسب دیوار ۵۳
۳-۳ تنظیم پارامترهای طراحی ۵۵
۳-۴ تعریف ترکیب بارها ۵۷
۴ کنترل ترک خوردگی دیوار ۵۸
۴-۱ انتخاب روش طراحی ۶۲
۴-۲ طراحی به روش General Reinforcing Pier Section ۶۳
۴-۲-۱ المان های مرزی ۶۵
۴-۳ ضوابط سیستم دوگانه ۶۷
۴-۴ توزیع دیوار برشی در ارتفاع ۶۹
۴-۵ اندرکنش دیوار و قاب ۷۰
۴-۶ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی ۷۱
۴-۷ تیر همبند (Coupling beam) ۷۲
۵ طراحی فونداسیون ۷۴
۵-۱ انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS ۷۴
۵-۲ تنظیمات اولیه ۷۵
۵-۳ منوی Define ۷۸
۵-۳-۱ تعریف مصالح ۷۸
۵-۴ تعریف مقاطع پی و ستون ۷۹
۵-۴-۱ تعریف مقطع تیر ۸۰
۵-۴-۲ تعریف مدول عکس العمل بستر خاک ۸۱
۵-۵ بارها ۸۲

۵-۶ ترکیب بارهای طراحی ۸۲
۵-۶-۱ روش دستی تعریف ترکیب بار ۸۲
۵-۷ تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک ۸۳
۵-۸ تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی ۸۵
۵-۹ ترسیم پی و ستونها ۸۶
۵-۱۰ ترسیم نوارهای طراحی ۹۱
۵-۱۱ تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی ۹۲
۵-۱۲ تحلیل سازه و کنترل نتایج ۹۵
۵-۱۳ کنترل تنش زیر خاک ۹۵
۵-۱۴ بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی ۹۶
۵-۱۵ بررسی برش پانچ ۹۷
۵-۱۶ نمایش آرماتورهای خمشی ۹۸
۵-۱۷ آرماتور خمش حداقل در پی ها ۹۹
۶ طراحی دال بتنی ۱۰۲
۶-۱ انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS ۱۰۲
۶-۲ اصلاح مصالح و مقاطع ۱۰۳
۶-۳ بررسی مقطع ستونها ۱۰۳
۶-۴ بررسی مقطع تیرها ۱۰۴
۶-۵ تعریف بارهای لازم برای محاسبه تغییرشکل ۱۰۴
۶-۶ ترکیب بارها ۱۰۶
۶-۷ ایجاد نوارهای طراحی ۱۰۸
۶-۸ منوی design ۱۰۹
۶-۹ منوی Run ۱۱۰
۶-۱۰ تحلیل دال و بررسی نتایج ۱۱۱
۶-۱۱ نکات طراحی دالهای تخت بدون تیر ۱۱۲
۶-۱۱-۱ الزامات سقف کوبیاکس ۱۱۲
۶-۱۱-۲ مدلسازی در ETABS ۱۱۴
۱-۱-۱- تعیین محدوده گوی ها در سقف ۱۱۴
۶-۱۱-۳ کنترل برش پانچ در اطراف ستونها ۱۱۶
۶-۱۱-۴ میلگردگذاری خمشی در دالهای بدون تیر ۱۲۳

ضمن آروزی موفقیت برای تمامی مهندسین گرامی، جزوه حاضر ادامه جزوه ETABS 1 می باشد.

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

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

۳- جزوه بر اساس **ETABS 2013** و **SAFE 2014** نوشته شده است.

۴- جزوه حاضر جهت تدریس سر کلاس تهیه شده است و بنابراین توضیحات آن کافی نمی باشد.

۵- 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.

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

۱۳۹۳/۸/۱۰

حسین زاده اصل

تحلیل دینامیکی

۱-۱ 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

۲-۱ نحوه تعریف طیف طرح

۲-۵ حرکت زمین

اثر حرکت زمین در ساختگاه به یکی از روش‌های زیر تعیین می‌شود:

۲-۵-۱ طیف طرح استاندارد

این طیف منعکس‌کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین‌نامه است و از حاصلضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت I موضوع بند (۳-۳-۴) و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ موضوع بند (۳-۳-۵) و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۳) به‌دست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرائی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

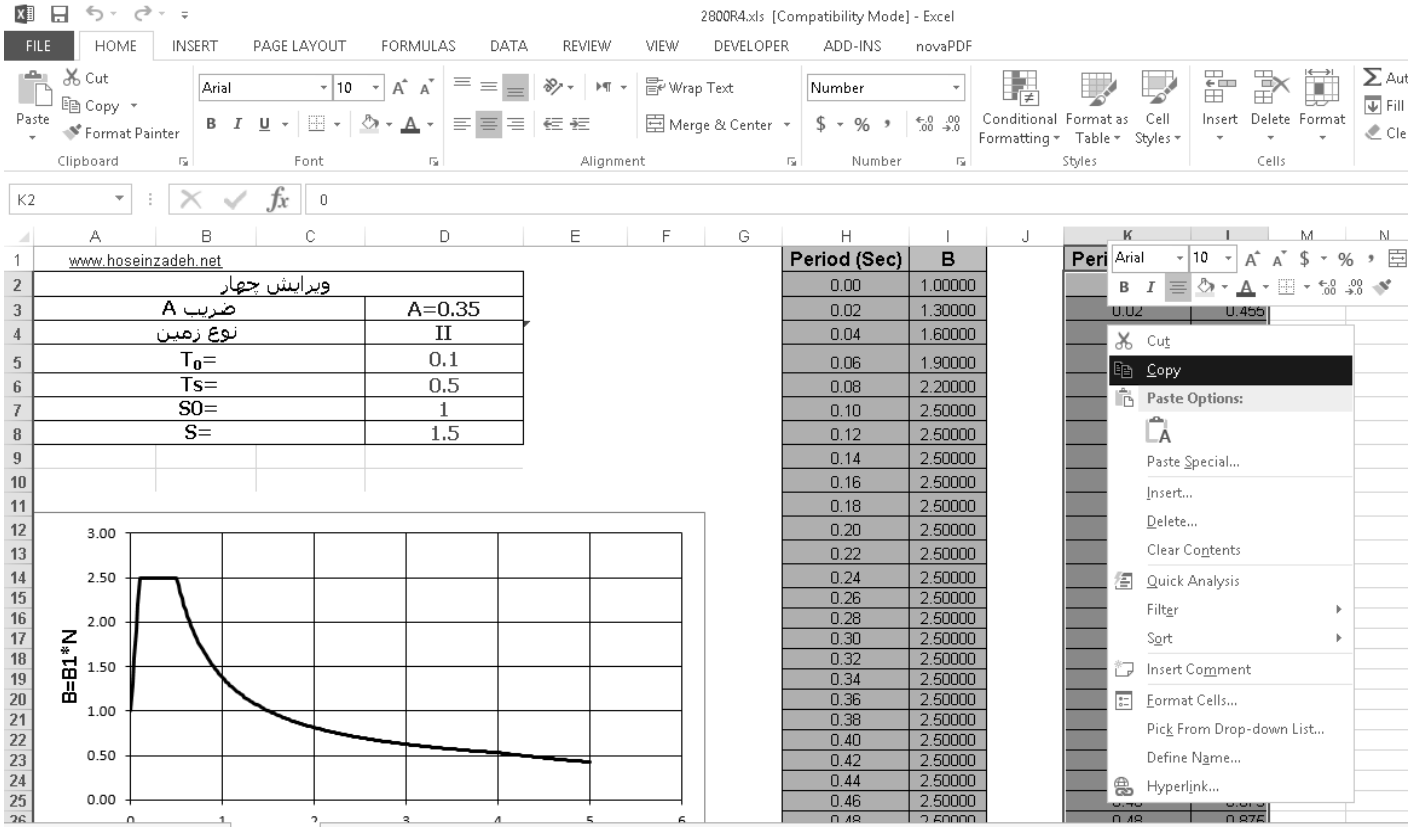
طیف طرح استاندارد را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها بجز مواردی که در بند (۲-۵-۲) عنوان شده، به‌کار برد.

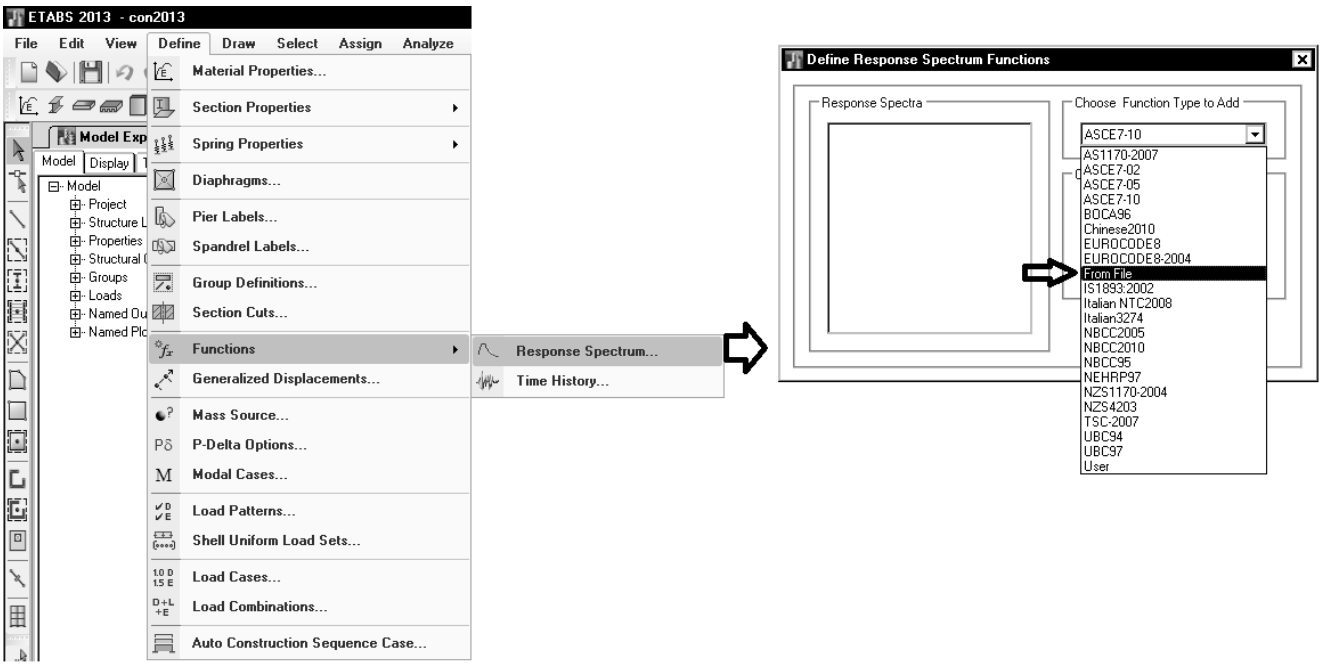
۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

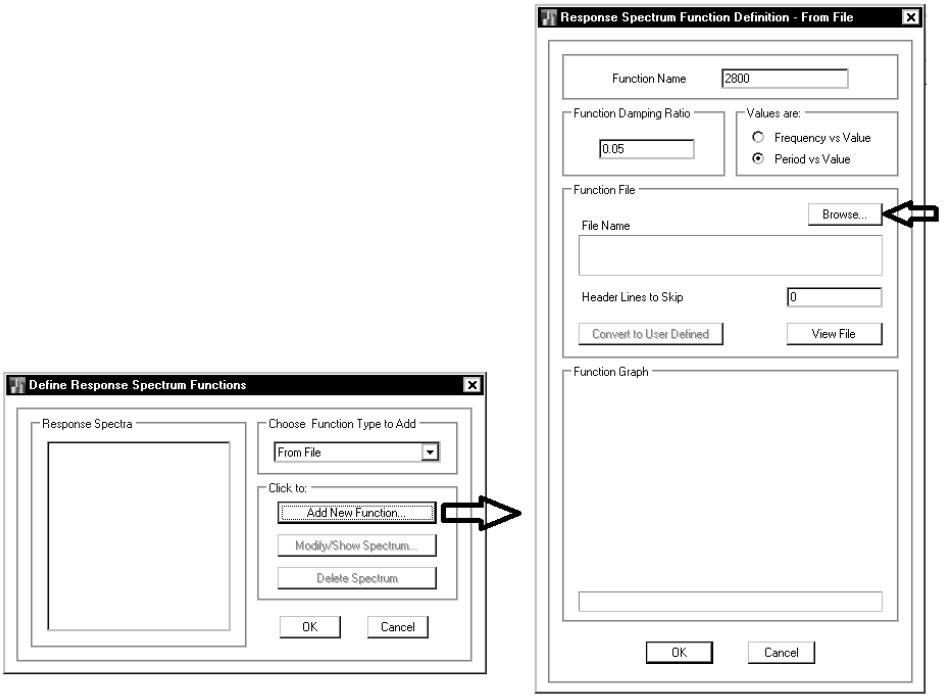
این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه، و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی‌که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

بر اساس نوع زمین و لرزه خیزی منطقه، مقادیر AB را بر حسب دوره تناوب سازه در یک فایل متنی ذخیره کرده و از طریق منوی زیر فایل ساخته شده را توسط نرم افزار بازخوانی نمایید:



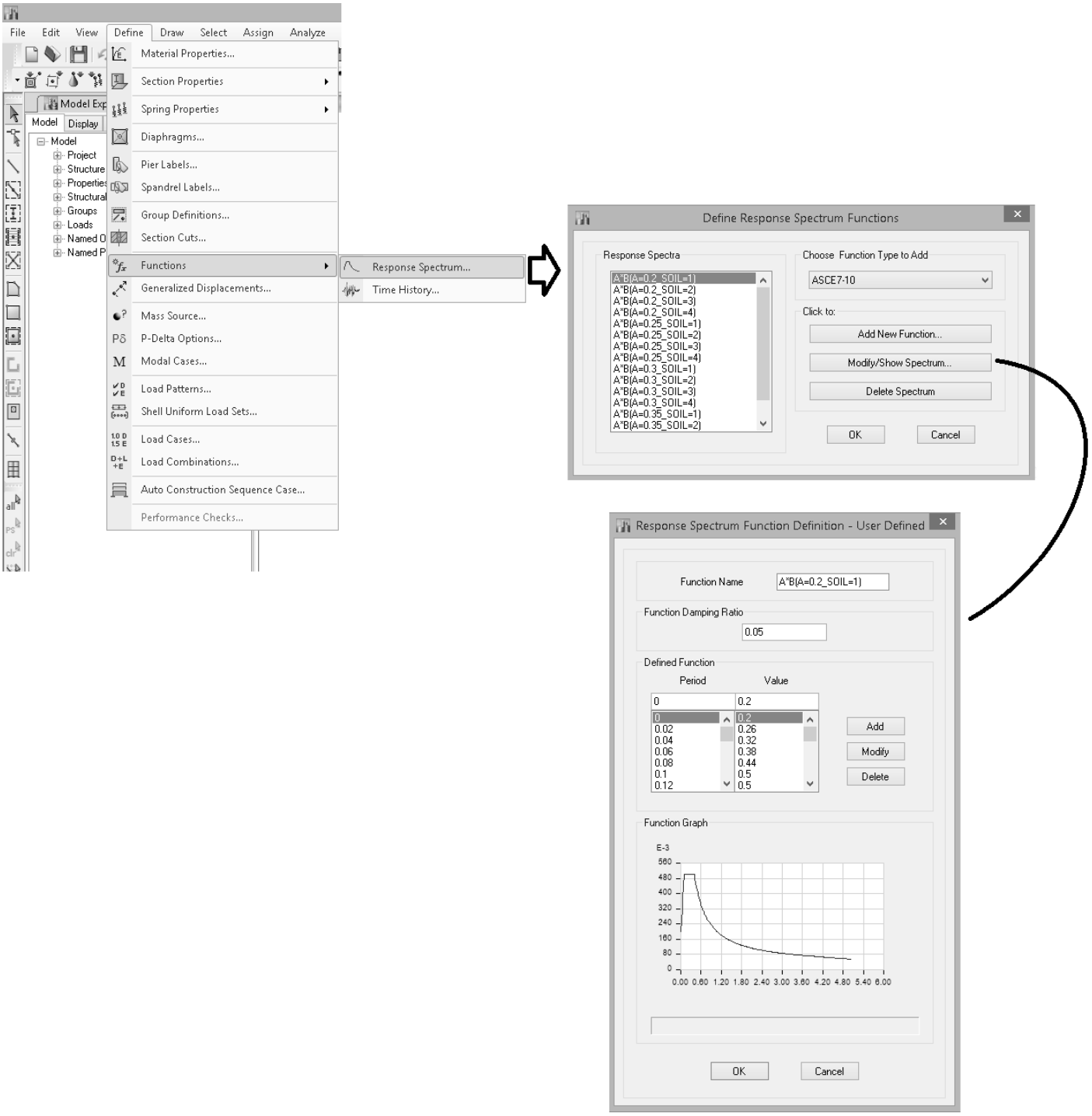

ETABS 2013 - con2013
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
Load Patterns...
Shell Uniform Load Sets...
Load Cases...
Load Combinations...
Auto Construction Sequence Case...
Response Spectrum...
Time History...
Define Response Spectrum Functions
Response Spectra
Choose Function Type to Add
ASCE7-10
AS1170-2007
ASCE7-02
ASCE7-05
ASCE7-10
BOCA96
Chinese2010
EUROCODE8
EUROCODE8-2004
From File
IS1893:2002
Italian NTC2008
Italian3274
NBCC2005
NBCC2010
NBCC95
NEHRP97
NZS1170-2004
NZS4203
TSC-2007
UBC94
UBC97
User


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
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

۱-۳ تعریف function

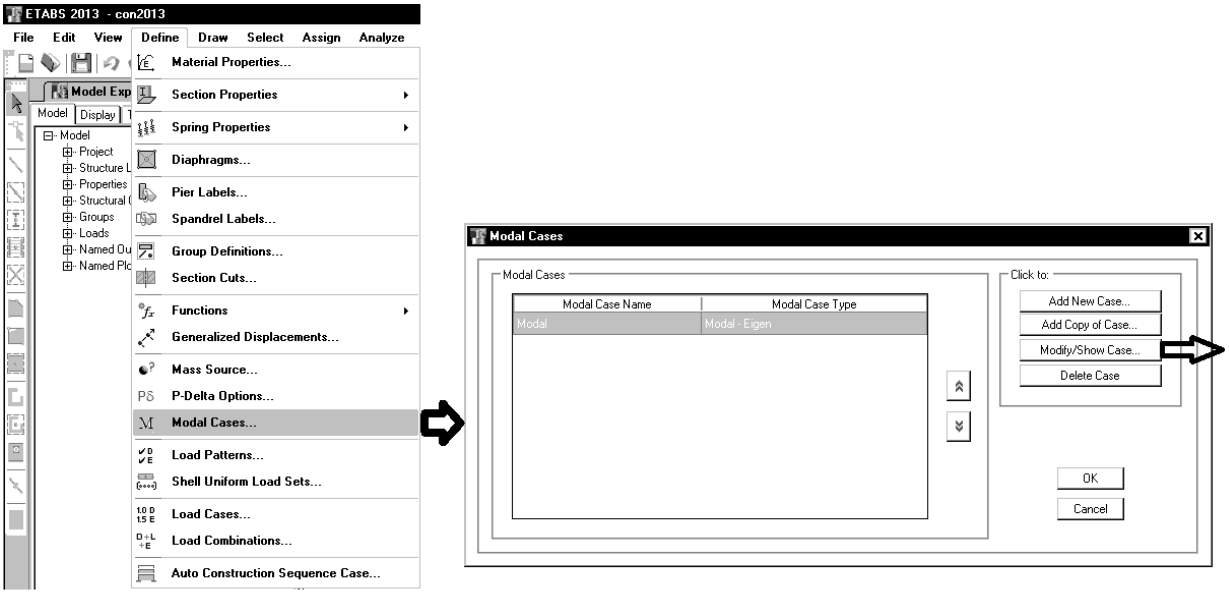
در فایلهای آماده توابع مختلف به صورت زیر تعریف شده است:

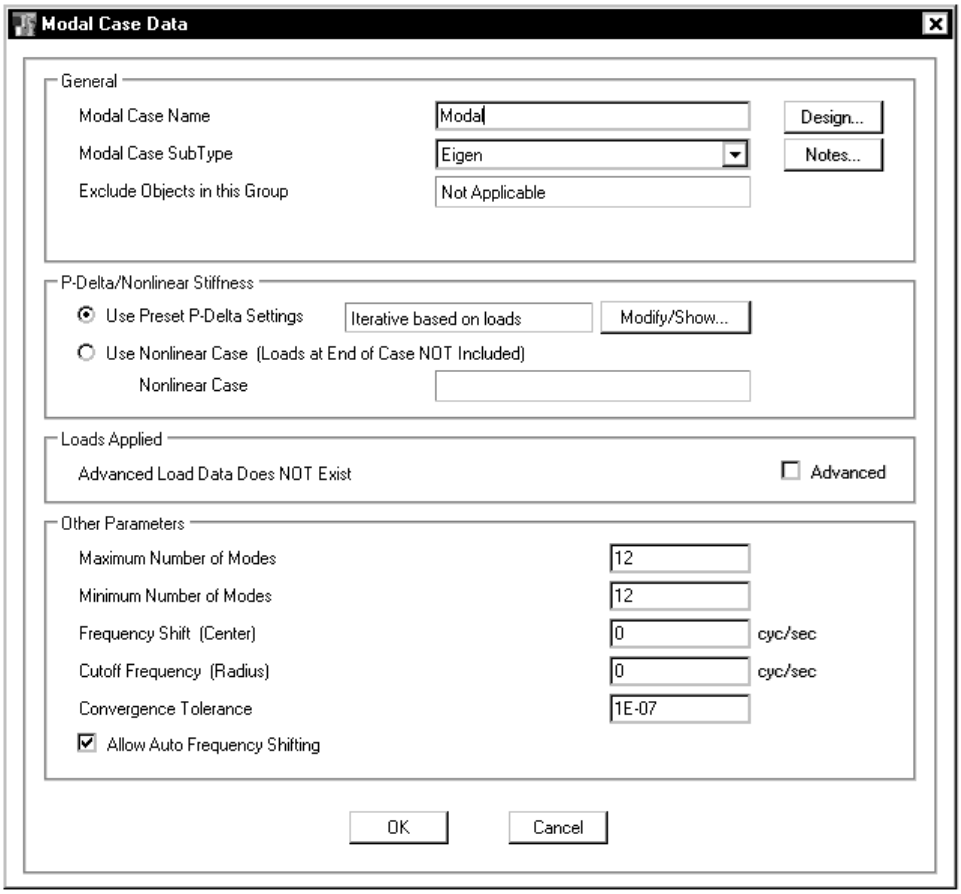
- در این توابع تنها ضریب $A \times B$ منظور شده است. برای مثال تابع با نام A*B(A=0.35_SOIL=3) مربوط به سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد (A=0.35) و بر روی خاک نوع III (SOIL=3) می باشد.



۴-۱ تعیین تعداد مدهای نوسانی

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.



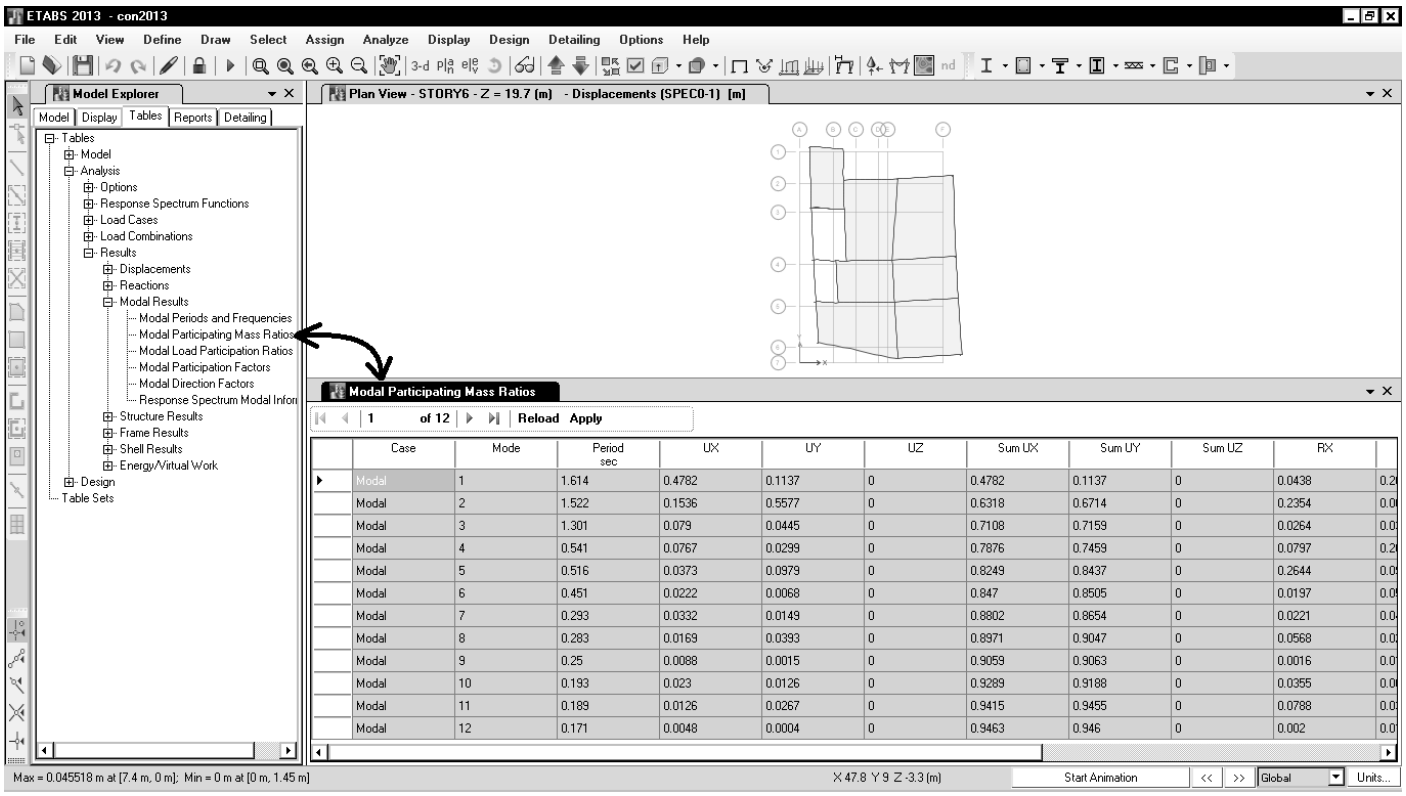


طبق آیین نامه حداقل تعداد مدها باید بر اساس بند زیر تعیین شود:

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.

پس از انجام آنالیز بند فوق باید به شرح زیر کنترل گردد:



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.

۱-۵ انتخاب روش

در این نوشتار دو 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 $SPX + 0.3 \times SPY$

۲- روش دوم: تعریف زلزله ها به صورت زاویه دار (SP0, SP15, SP30, ….SP165)

روش اول یک روش محافظه کارانه بوده و نتایج ان در جهت اطمینان می باشد.

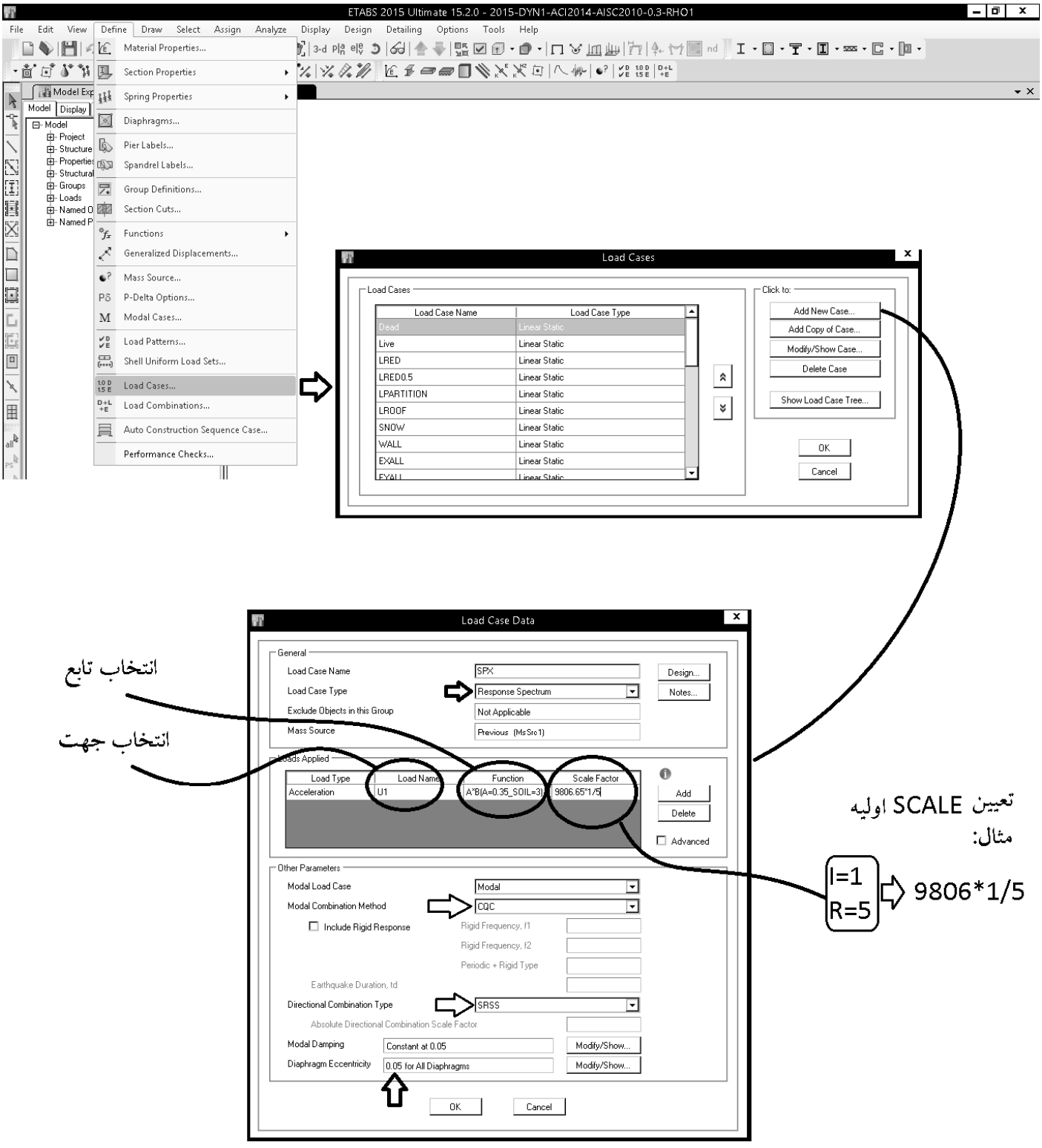
روش دوم دقیق ترین روش بوده و با توجه به اینکه تمامی زوایا بررسی می شوند قابلیت اعتماد بالایی دارد و مانند روش اول محافظه کارانه نمی باشد.

۱-۶ روش اول

در روش اول یکی از فایلهای زیر به عنوان فایل پیشفرض استفاده میشود. سپس مراحل زیر انجام شود:

ETABS2015-DYN1-A0.35-RHO1.2.edb ETABS2015-DYN1-A0.3-RHO1.2.edb
ETABS2015-DYN1-A0.35-RHO1.edb ETABS2015-DYN1-A0.3-RHO1.edb

۱-۶-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case (روش اول)

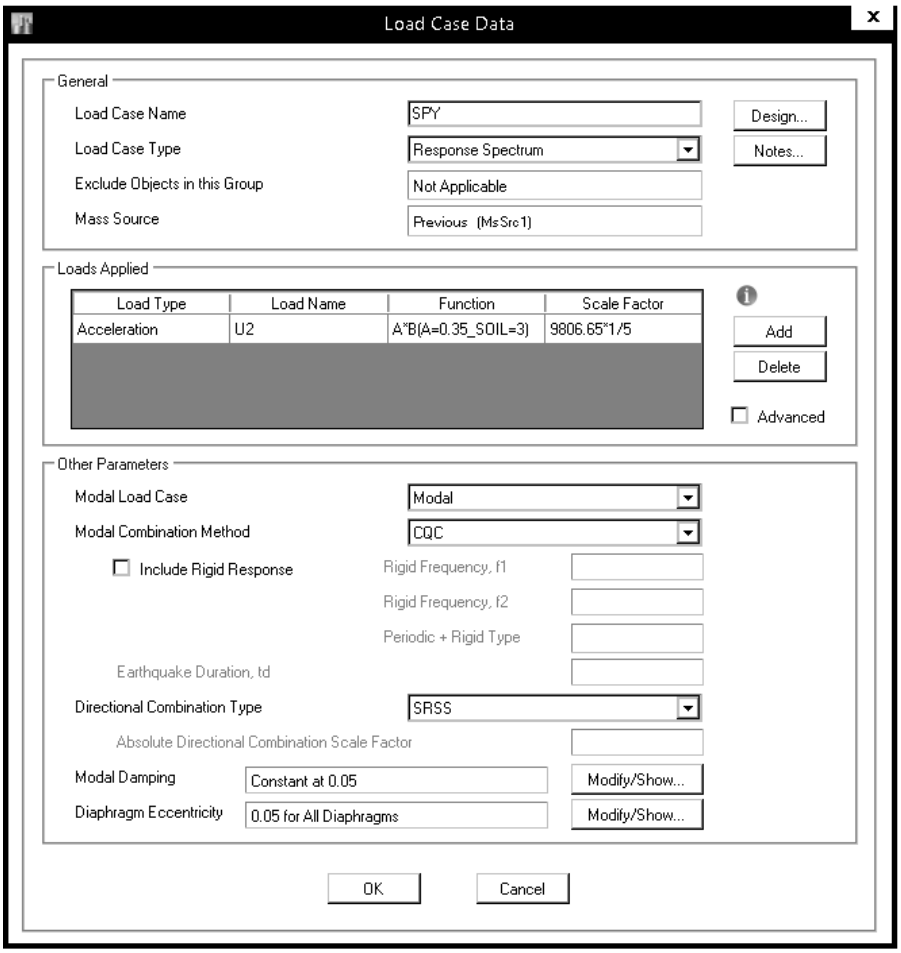


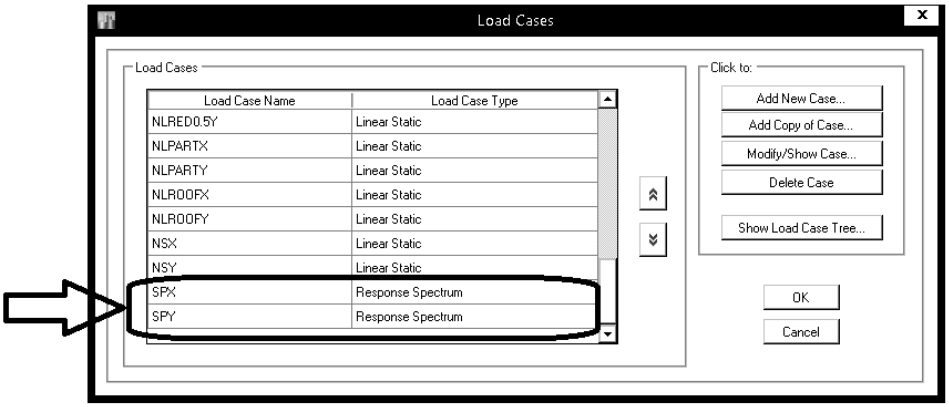
در شکل فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با:

$$C = \frac{ABI}{R} g = (Function)\left(\frac{I}{R} g\right) = (AB)\left(\frac{I}{R} g\right) = (AB)\left(\frac{1}{5} \times 9806\right)$$

در شکل فوق واحد طول mm انتخاب شده است و مقدار g برابر $9806\ \frac{mm}{\sec^2}$ می باشد.

به همین ترتیب باید زلزله SPY تعریف شود:





۱-۶-۲ همپایه کردن (روش اول)

پس از تحلیل اولیه سازه، زلزله های دینامیکی باید با زلزله استاتیکی همپایه شوند:

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

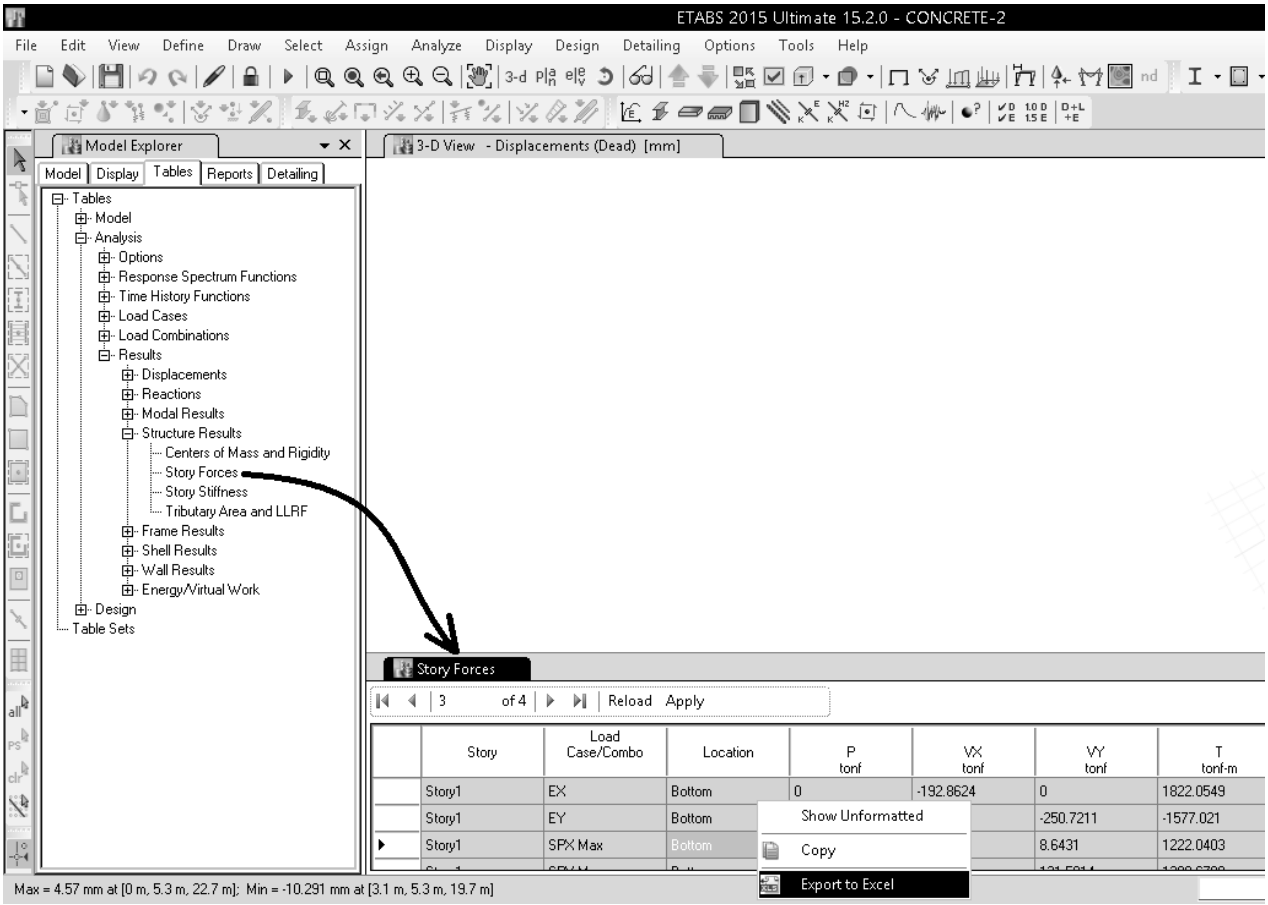
در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

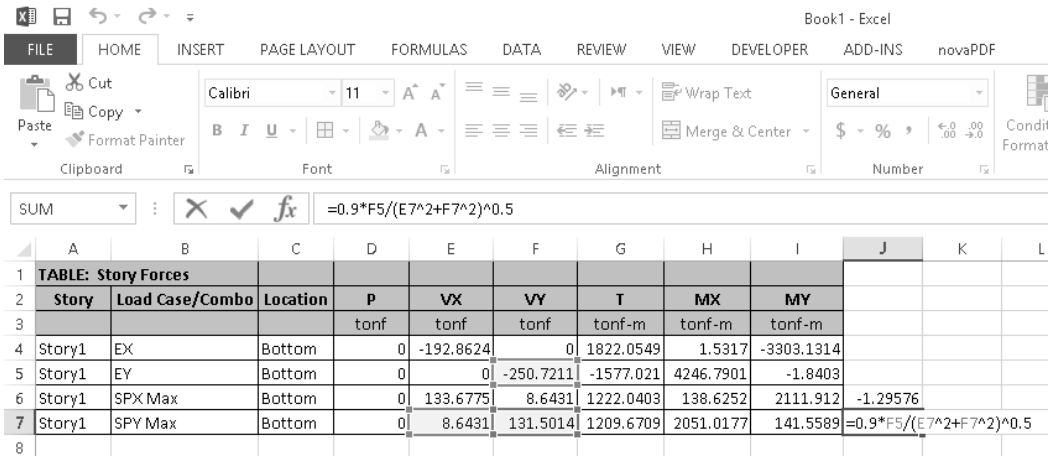
الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها 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.

- 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.





	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												

- با توجه به اینکه در ترکیب بارها از ترکیب 30-100 استفاده خواهد شد، برای همپایه کردن می توان برآیند برداری هر کدام از زلزله های دینامیکی را با زلزله استاتیکی همپایه کرد:

$$\frac{192.8624}{\sqrt{133.6775^2 + 8.6431^2}} \times 0.9 = 1.29576$$

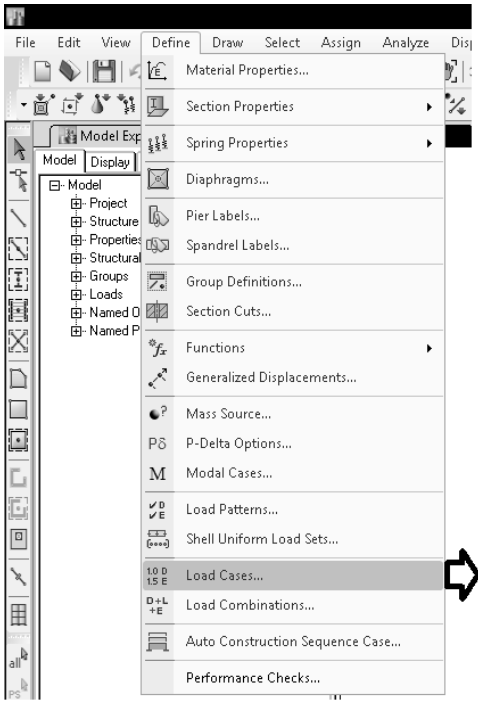
$$\frac{250.7211}{\sqrt{8.6431^2 + 131.5014^2}} \times 0.9 = 1.71225$$

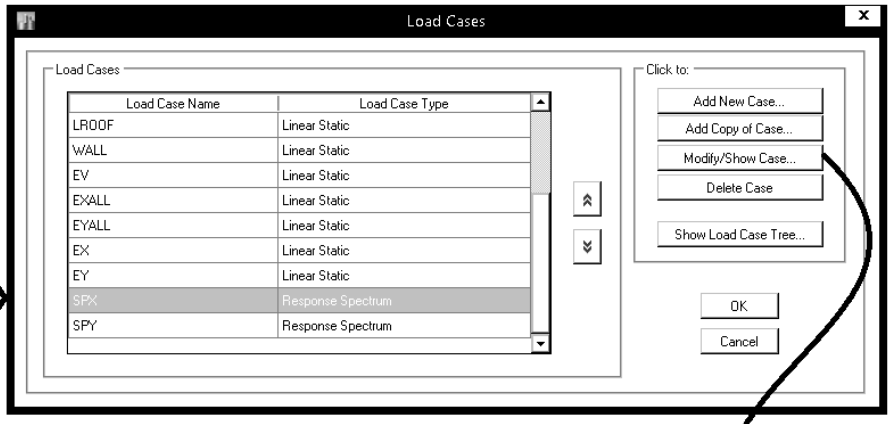
- در آیین نامه جدید تنها در مواردی زلزله دینامیکی همپایه خواهد شد که ضریب اصلاحی به صورت افزایشی باشد. در مثال فوق در هر دو جهت X و Y ضرایب بزرگتر از یک بوده و باید اعمال شوند. در صورتی این ضرایب کمتر از یک بدست آیند، نباید آنها را اعمال نمود:

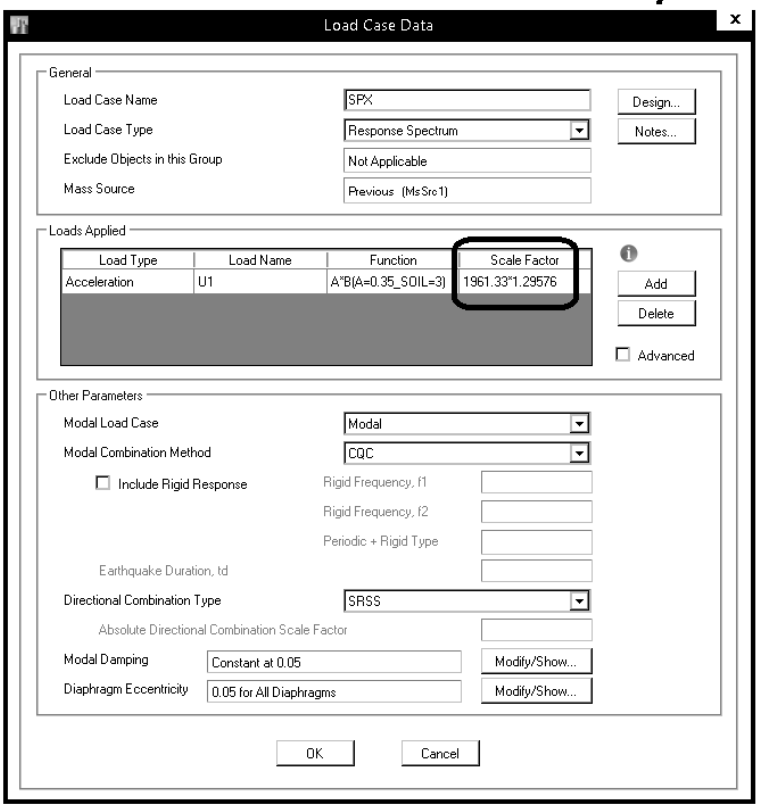
تبصره: مقادیر برش پایهٔ تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه بـه‌دسـت آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.

- در روش فوق برآیند برداری زلزله همپایه شده است. اینگونه همپایه کردن زمانی صحیح است که درترکیب بارها به صورت ترکیب 30-100 استفاده شوند. در صورتی که کاربر از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده نکند، باید برای همپایه کردن، به جای برآیند برداری از مولفه ها استفاده کند. مثلا برای راستای X خواهیم داشت:

$$\frac{102.8624}{133.6775} \times 0.9 = 1.2984$$

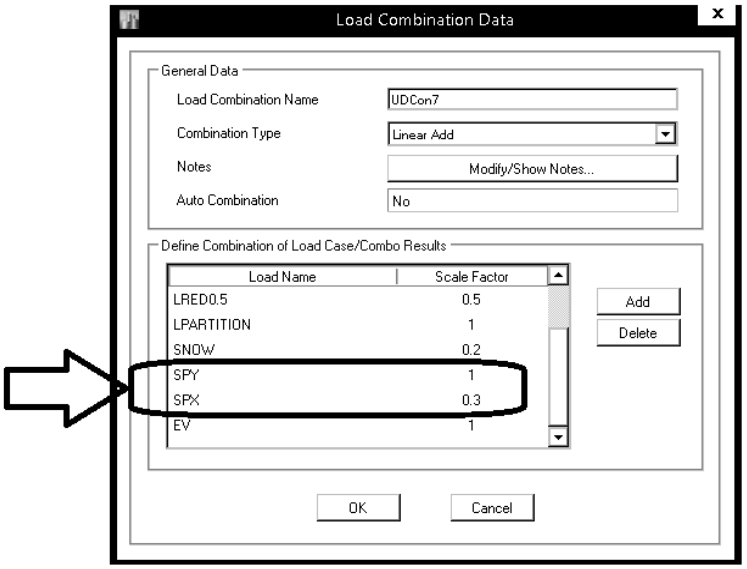

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
Load Patterns...
Shell Uniform Load Sets...
Load Cases...
Load Combinations...
Auto Construction Sequence Case...
Performance Checks...
Model
Project
Structure
Groups
Loads


Load Cases
Load Cases
Load Case Name
Load Case Type
LROOF Linear Static
WALL Linear Static
EV Linear Static
EXALL Linear Static
EYALL Linear Static
EX Linear Static
EY Linear Static
SPX Response Spectrum
SPY Response Spectrum
Click to:
Add New Case...
Add Copy of Case...
Modify/Show Case...
Delete Case
Show Load Case Tree...
OK
Cancel


Load Case Data
General
Load Case Name SPX
Load Case Type Response Spectrum
Exclude Objects in this Group Not Applicable
Mass Source Previous (MsSrc1)
Design...
Notes...
Loads Applied
Load Type Load Name Function Scale Factor
Acceleration U1 A*B(A=0.35_SOIL=3) 1961.33*1.29576
Add
Delete
Advanced
Other Parameters
Modal Load Case Modal
Modal Combination Method CQC
Include Rigid Response
Rigid Frequency, f1
Rigid Frequency, f2
Periodic + Rigid Type
Earthquake Duration, td
Directional Combination Type SRSS
Absolute Directional Combination Scale Factor
Modal Damping Constant at 0.05
Diaphragm Eccentricity 0.05 for All Diaphragms
Modify/Show...
Modify/Show...
OK
Cancel

۱-۶-۳ ترکیب بارها (روش اول)

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+LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPX+0.3SPY)+EV
UDCON-DYN1-7	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPY+0.3SPX)+EV
UDCON-DYN1-8	0.69D + $\rho \times$ (SPX+0.3SPY)-EV
UDCON-DYN1-9	0.69D + $\rho \times$ (SPY+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+LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPX+0.3SPY)+EV
UDCON-DYN1-7	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPY+0.3SPX)+EV
UDCON-DYN1-8	0.9D + $\rho \times$ (SPX+0.3SPY)-EV
UDCON-DYN1-9	0.9D + $\rho \times$ (SPY+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+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+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+ $\rho \times$ (SPX+0.3SPY)+EV
UDStlS-DYN1-22	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPY+0.3SPX)+EV
UDStlS-DYN1-29	0.69D+0.69SD + $\rho \times$ (SPX+0.3SPY)-EV
UDStlS-DYN1-30	0.69D+0.69SD + $\rho \times$ (SPY+0.3SPX)-EV

AISC-LRFD-2010 A<0.35 I=1

UDStIS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStIS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStIS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStIS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStIS-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
UDStIS-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
UDStIS-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
UDStIS-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
UDStIS-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
UDStIS-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
UDStIS-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
UDStIS-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
UDStIS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX
UDStIS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX
UDStIS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY
UDStIS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY
UDStIS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX
UDStIS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX
UDStIS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY
UDStIS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY
UDStIS-DYN1-21	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPX+0.3SPY)+EV
UDStIS-DYN1-22	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPY+0.3SPX)+EV
UDStIS-DYN1-23	0.9D+0.9SD + $\rho \times$ (SPX+0.3SPY)-EV
UDStIS-DYN1-24	0.9D+0.9SD + $\rho \times$ (SPY+0.3SPX)-EV

۱-۶-۴ انتخاب ترکیب بارها

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.

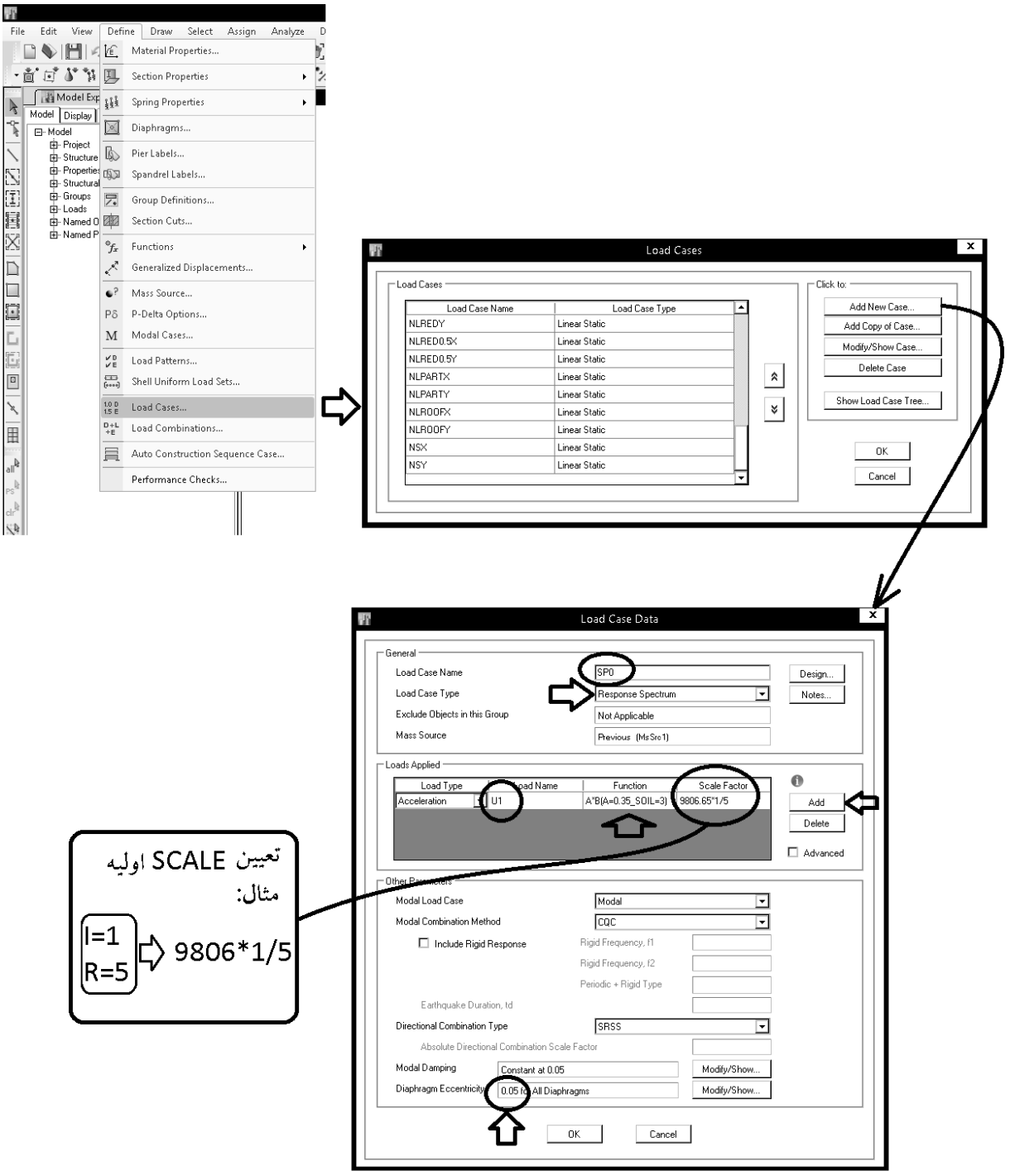
۱-۷ روش دوم

در روش دوم که دقیق تر می باشد، به استفاده از ترکیب 30-100 در ترکیب بارها، از زلزله های زاویه دار استفاده می شود. این روش به لحاظ همپایه کردن وقت گیرتر از روش قبلی می باشد ولی در عوض نتایج ان اقتصادی تر خواهد بود.

برای استفاده از روش اول مراحل زیر باید از یکی از فایلهای زیر به عنوان فایل پیشفرض استفاده شود. سپس مراحل زیر انجام 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

۱-۷-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case (روش دوم

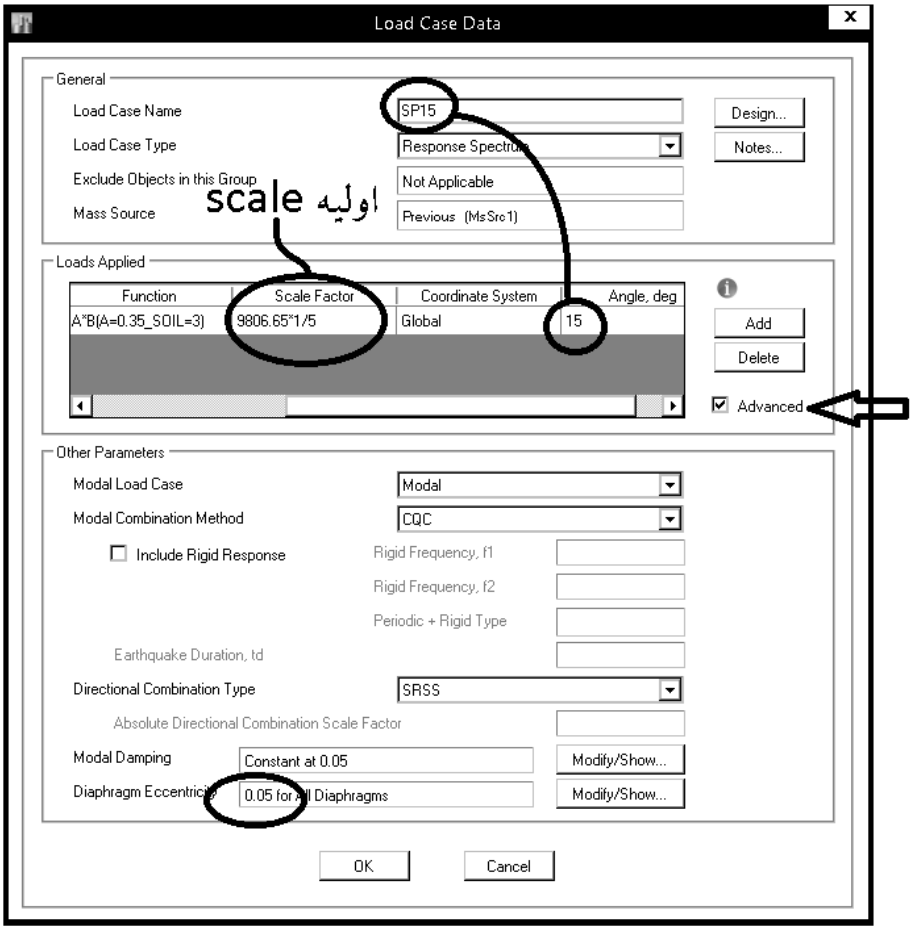


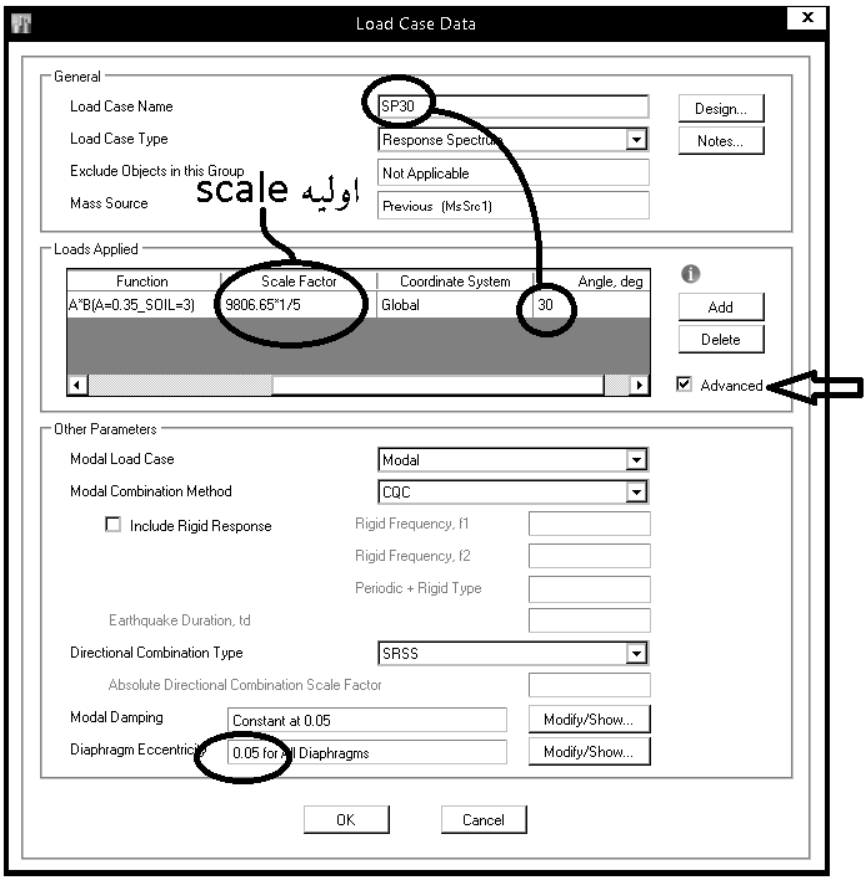
در شکل فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با:

$$C = \frac{ABI}{R}g = (Function)\left(\frac{I}{R}g\right) = (AB)\left(\frac{I}{R}g\right) = (AB)\left(\frac{1}{5}\times 9806\right)$$

در شکل فوق واحد طول mm انتخاب شده است و مقدار g برابر $9806\ \frac{mm}{\sec^2}$ می باشد.

به همین ترتیب باید زلزله های زاویه دار در راستاهای مختلف تعریف شوند:





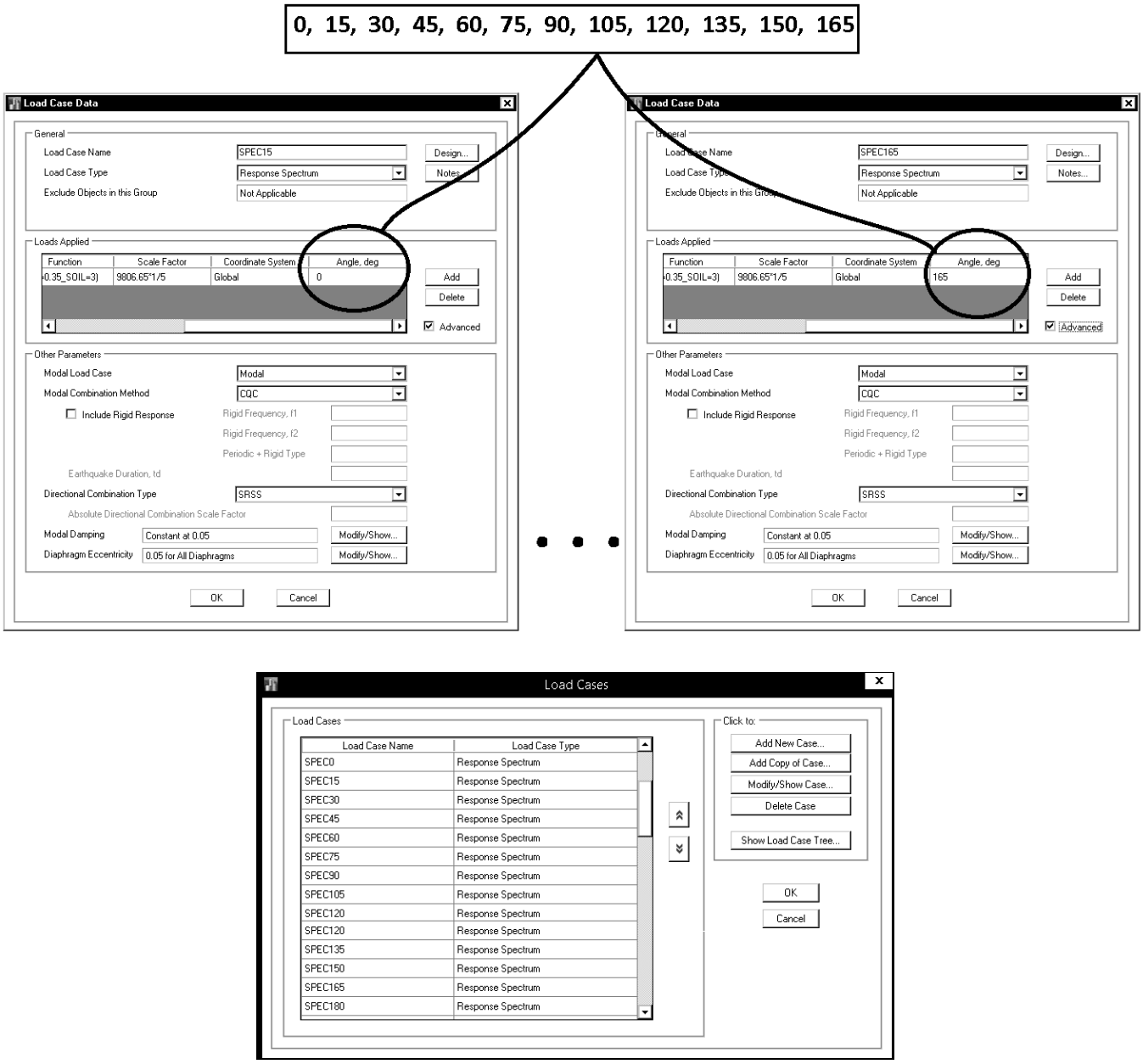
۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

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 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):



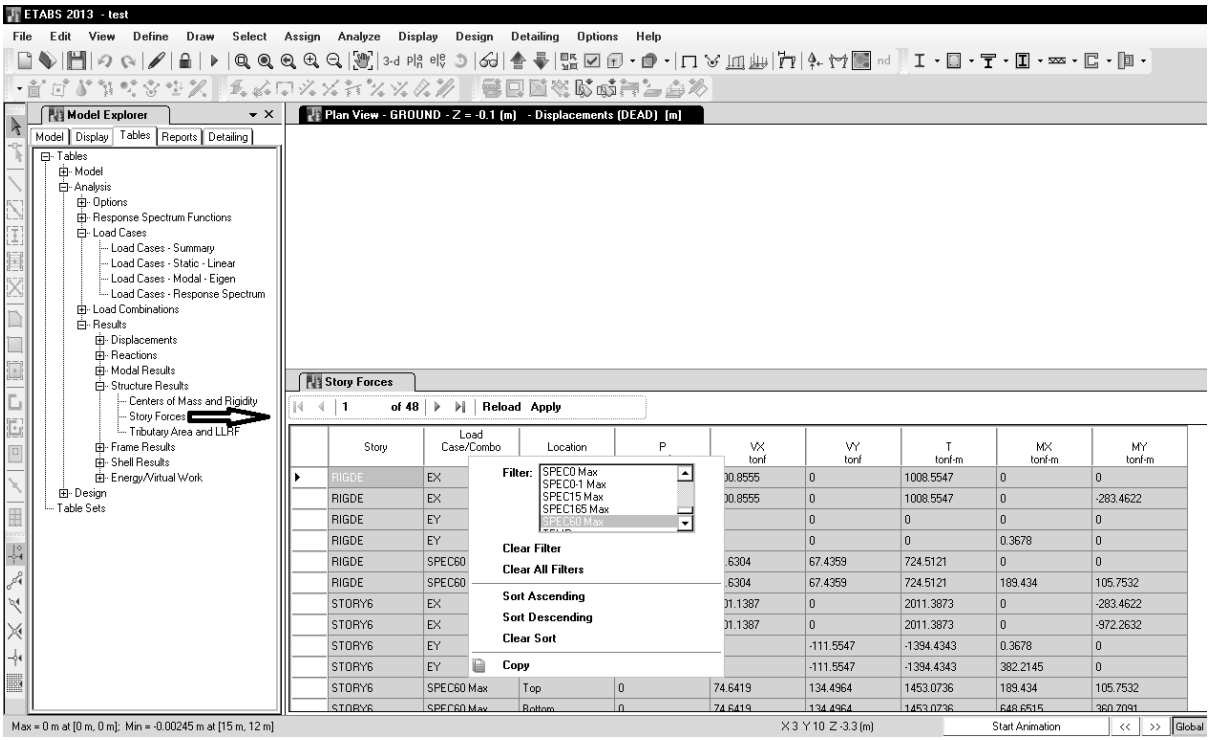
۱-۷-۲ همپایه کردن (روش دوم)

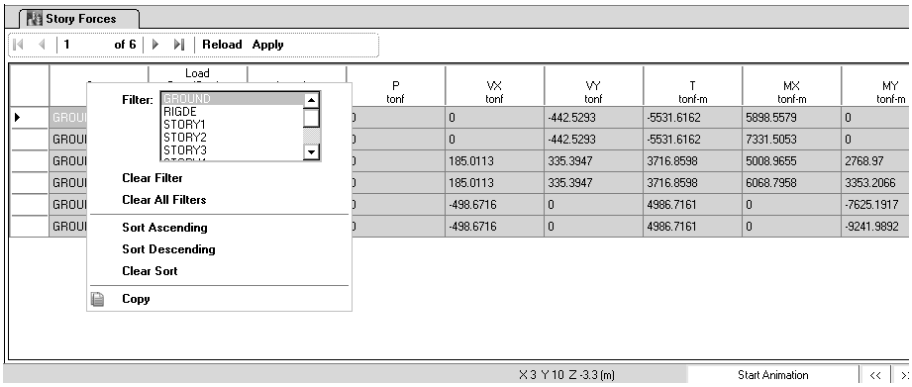
پس از تحلیل اولیه سازه، زلزله های دینامیکی باید با زلزله استاتیکی همپایه شوند:

- 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.

برای مثال می خواهیم زلزله مربوط به زاویه ۶۰ درجه (SPEC60) را با زلزله استاتیکی همپایه کنیم. فرض کنید که زلزله استاتیکی در دو جهت x و y مقادیر مختلفی داشته باشند.

ابتدا مقادیر برش پایه حاصل از زلزله های استاتیکی (EX و EY) و نیز زلزله شبه دینامیکی (SPEC60) را نمایش می دهیم:





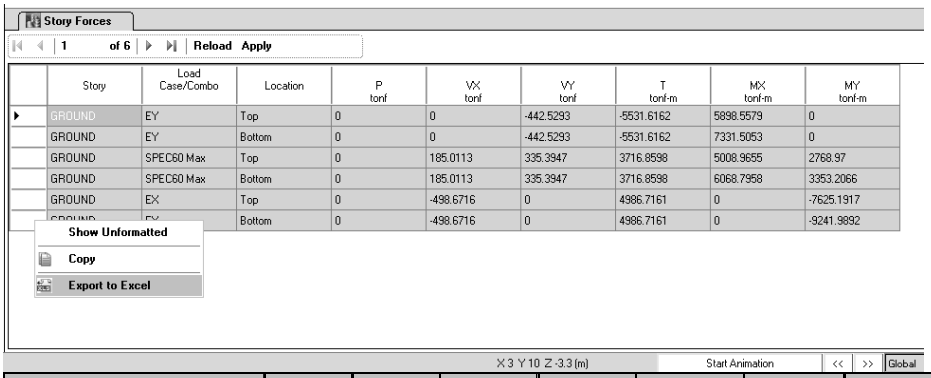


TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
GROUND	EY	Top	0	0	-442.5293	-5531.6162	5898.5579	0
GROUND	EY	Bottom	0	0	-442.5293	-5531.6162	7331.5053	0
GROUND	SPEC60 Max	Top	0	185.0113	335.3947	3716.8598	5008.9655	2768.97
GROUND	SPEC60 Max	Bottom	0	185.0113	335.3947	3716.8598	6068.7958	3353.2066
GROUND	EX	Top	0	-498.6716	0	4986.7161	0	-7625.1917
GROUND	EX	Bottom	0	-498.6716	0	4986.7161	0	-9241.9892

توصیه میشود در مواردی که مانند جدول فوق برشهای پایه در دو راستای X و Y مقادیر متفاوتی دارند، از روش اول و یا سوم استفاده شود.

در اثر زلزله SPEC60 نیروی برش پایه در طبقه Ground به شرح زیر می باشد:

$$SPEC60N - X = 185.0113\ ton$$
$$SPEC60N - Y = 335.3947\ ton$$

نیروی برش پایه استاتیکی در دو راستای x و y برابر است با:

$$EX = 498.6716\ ton$$
$$EY = 442.5293\ ton$$

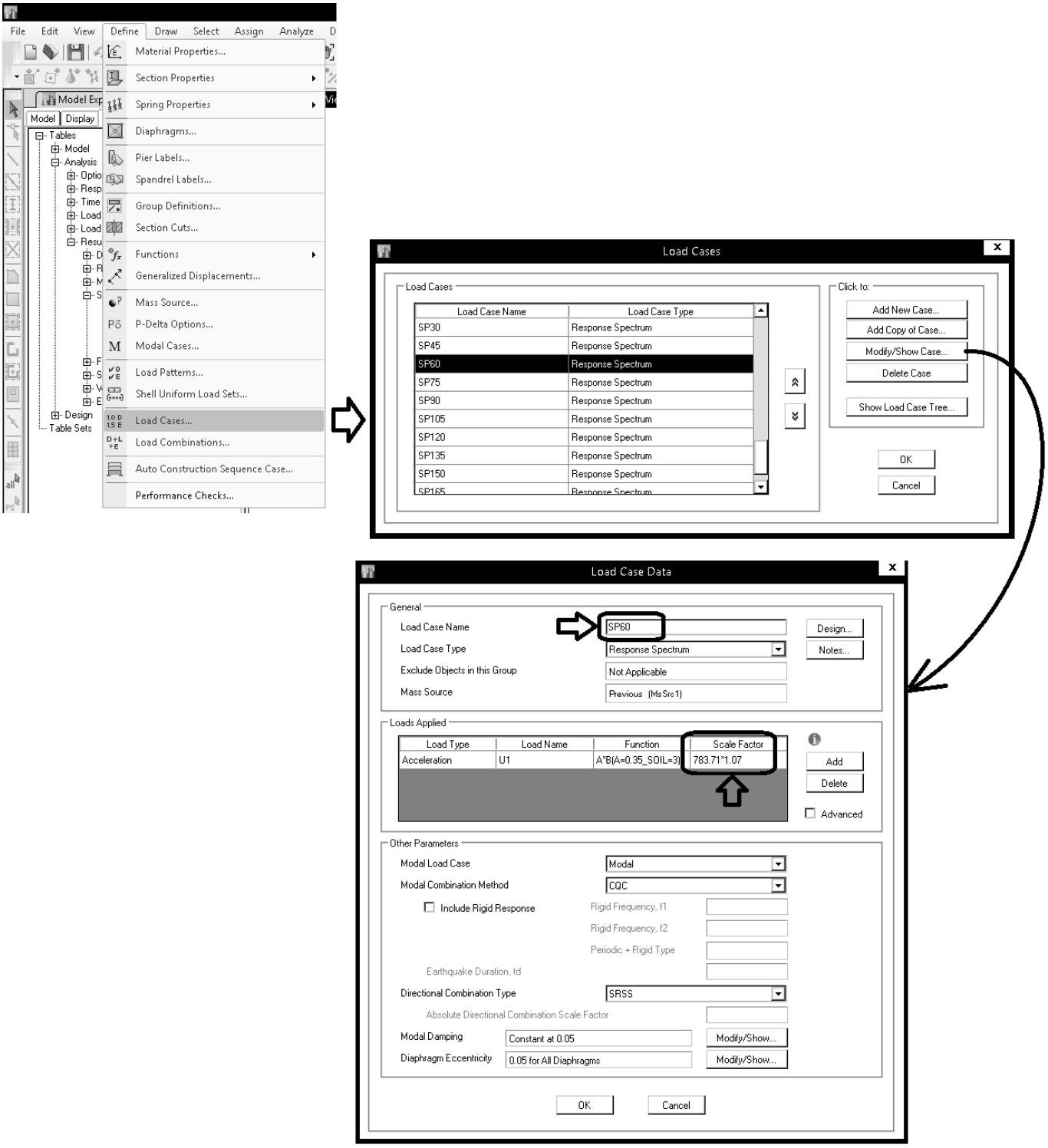
نسبت $\frac{\text{استاتیکی پایه دینامیکی}}{\text{استاتیکی پایه برش}}$ به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\sqrt{\left(\frac{185.0113}{498.6716}\right)^2 + \left(\frac{335.3947}{442.5293}\right)^2} = 0.84$$

مقدار فوق نشان میدهد که برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی کمتر از برش پایه استاتیکی می باشد.

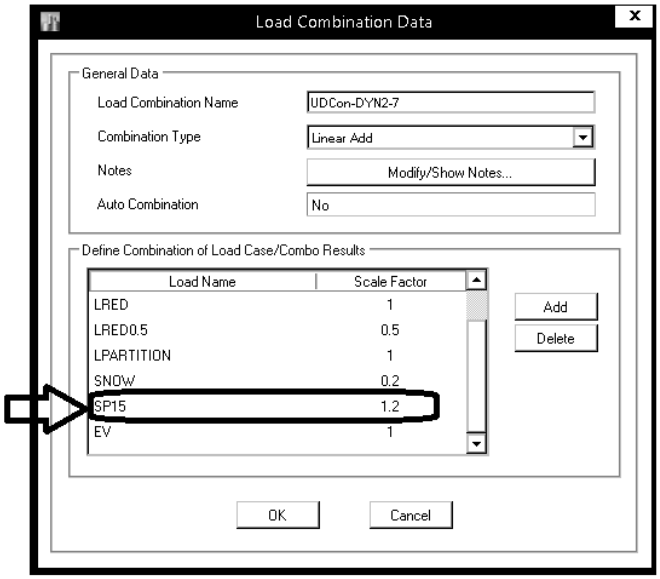
پاسخ: برش پایه دینامیکی به مقدار زیر باید افزایش یابد:

$$\frac{0.9}{0.84} = 1.07$$


File Edit View Define Draw Select Assign Analyze
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
Load Patterns...
Shell Uniform Load Sets...
Load Cases...
Load Combinations...
Auto Construction Sequence Case...
Performance Checks...
Load Cases
Load Case Name
Load Case Type
SP30 Response Spectrum
SP45 Response Spectrum
SP60 Response Spectrum
SP75 Response Spectrum
SP90 Response Spectrum
SP105 Response Spectrum
SP120 Response Spectrum
SP135 Response Spectrum
SP150 Response Spectrum
Click to:
Add New Case...
Add Copy of Case...
Modify/Show Case...
Delete Case
Show Load Case Tree...
OK
Cancel
Load Case Data
General
Load Case Name
SP60
Load Case Type
Response Spectrum
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Mass Source
Previous (MsSrc1)
Design...
Notes...
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Acceleration
U1
A*B(A=0.35_SOIL=3)
783.71*1.07
Add
Delete
Advanced
Other Parameters
Modal Load Case
Modal
Modal Combination Method
CQC
Include Rigid Response
Rigid Frequency, f1
Rigid Frequency, f2
Periodic + Rigid Type
Earthquake Duration, td
Directional Combination Type
SRSS
Absolute Directional Combination Scale Factor
Modal Damping
Constant at 0.05
Modify/Show...
Diaphragm Eccentricity
0.05 for All Diaphragms
Modify/Show...
OK
Cancel

۱-۷-۳ ترکیب بارها (روش دوم)

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+LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN2-5	1.2D+L+LRED+LRED0.5+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+LRED0.5+LPART+1.6S
UDCON-DYN2-5	1.2D+L+LRED+LRED0.5+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

FEMA P-750:

C12.9 MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS

In the modal response spectrum analysis method, the structure is decomposed into a number of single-degree-of-freedom systems, each having its own mode shape and natural period of vibration. The number of modes available is equal to the number of mass degrees of freedom of the structure, so the number of modes can be reduced by eliminating mass degrees of freedom. For example, rigid diaphragm constraints may be used to reduce the number of mass degrees of freedom to one per story for planar models, and to three per story (two translations and rotation about the vertical axis) for three-dimensional structures. However, where the vertical elements of the seismic-force-resisting system have significant differences in lateral stiffness, rigid diaphragm models should be used with caution as relatively small in-plane diaphragm deformations can have a significant effect on the distribution of forces.

For a given direction of loading, the displacement in each mode is determined from the corresponding spectral acceleration, modal participation, and mode shape. Because the sign (positive or negative) and the time of occurrence of the maximum acceleration are lost in creating a response spectrum, there is no way to recombine modal responses exactly. However, statistical combination of modal responses produces reasonably accurate estimates of displacements and component forces. The loss of signs for computed quantities leads to problems in interpreting force results where seismic effects are combined with gravity effects, produces forces that are not in equilibrium, and makes it impossible to plot deflected shapes of the structure.

C12.9.1 Number of Modes. The key motivation to perform modal response spectrum analysis is to determine how the actual distribution of mass and stiffness of a structure affects the elastic displacements and component forces. Where at least 90 percent of the model mass participates in the response, the distribution of forces and displacements is sufficient for design. The scaling required by Section 12.9.4 controls the overall magnitude of design values so that incomplete mass participation does not produce unconservative results.

The number of modes required to achieve 90 percent modal mass participation is usually a small fraction of the total number of modes. See Lopez and Cruz (1996) for further discussion of the number of modes to use for modal response spectrum analysis.

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 R accounts for inelastic behavior, and multiplication of spectral ordinates by I 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 (for strength) must be amplified by C_d and reduced by I 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 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 percent 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 percent of the results from each of two orthogonal directions where the individual directional results have been combined by SRSS or CQC, as appropriate.

FEMA P-1050:

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 the 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.

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10:

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, applying accidental torsion as a static load and then combining this load with the results of the modal analysis is common. Orthogonal load effects may be handled in one of two manners:

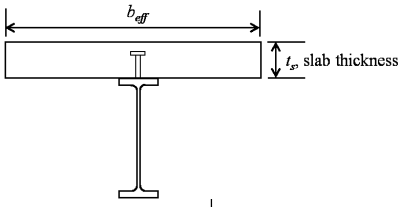
1. Apply 100% of the spectrum in one direction, and run a separate analysis with 30% of the spectrum in the orthogonal direction. Member forces and displacements are obtained by SRSS or CQC for each analysis. Combine the two sets of results by direct addition.
2. Apply 100% of the spectrum independently in each of two orthogonal directions. Member forces and displacements are found by CQC. Combine the two sets of results by taking the SRSS of results from the two separate analyses.

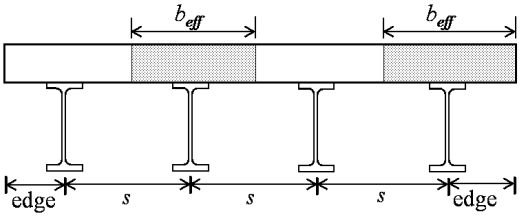
روش اول در متن فوق، همان روش اول این جزوه می باشد.

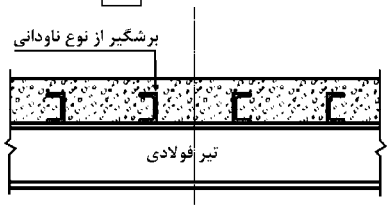
روش دوم محافظه کارانه بوده و در این جزوه استفاده نشده است.

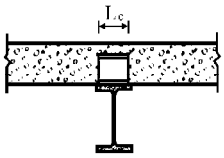
سقف کامپوزیت

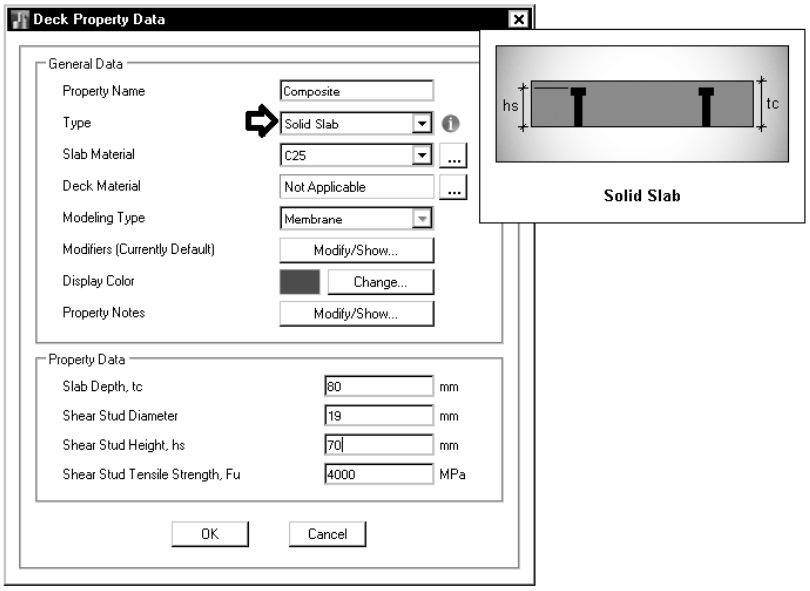
سوال: آیا وارد کردن اعداد در قسمت Composite Deck Studs لازم می باشد؟



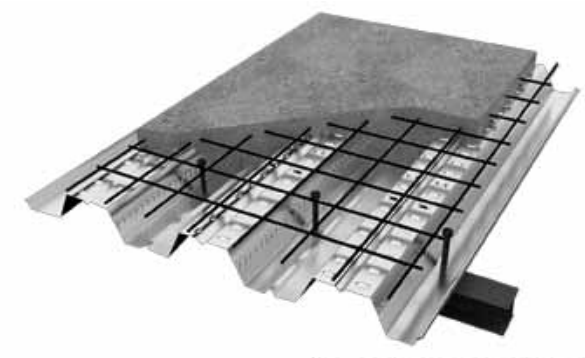


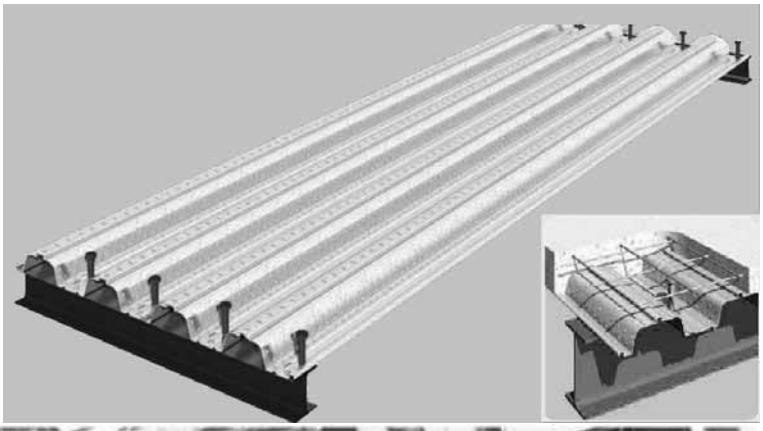


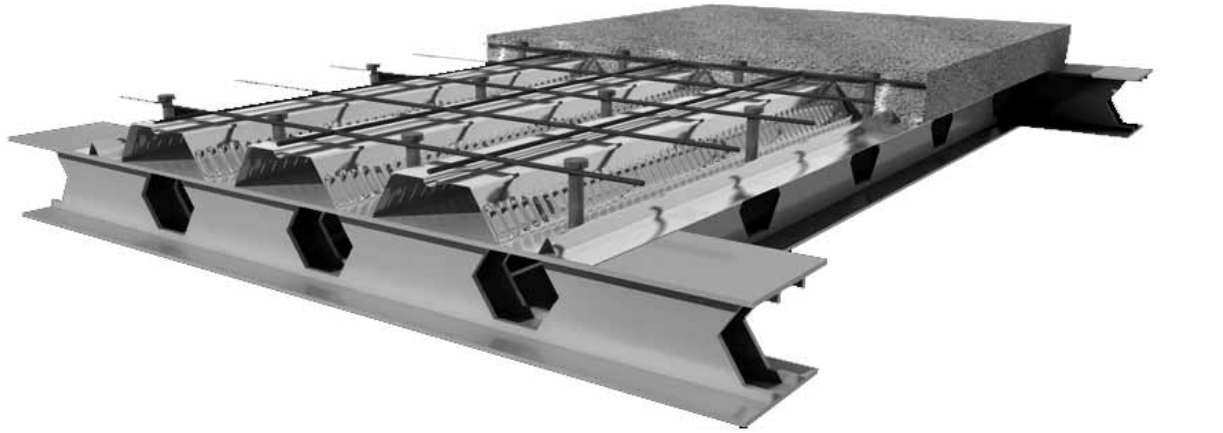


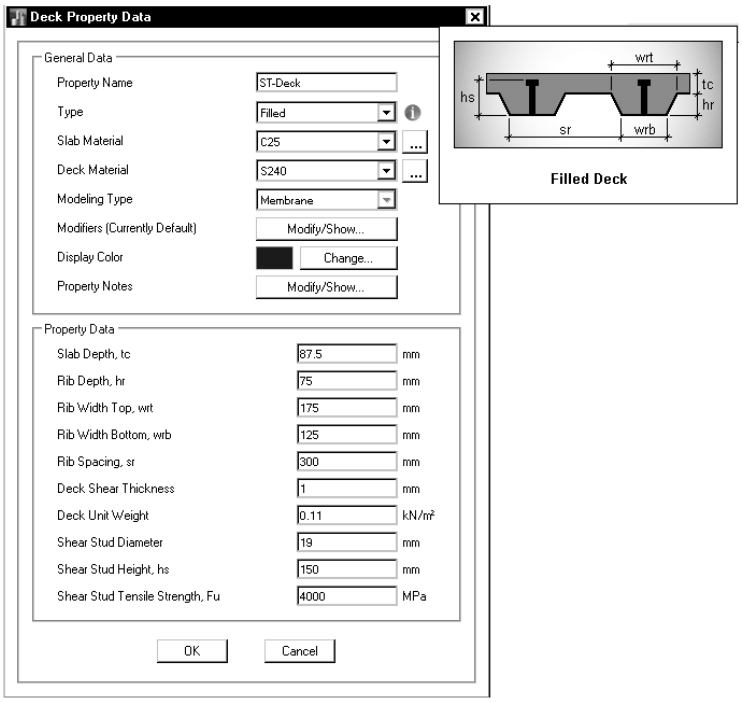


۲-۱ سقف عرشه فولادی

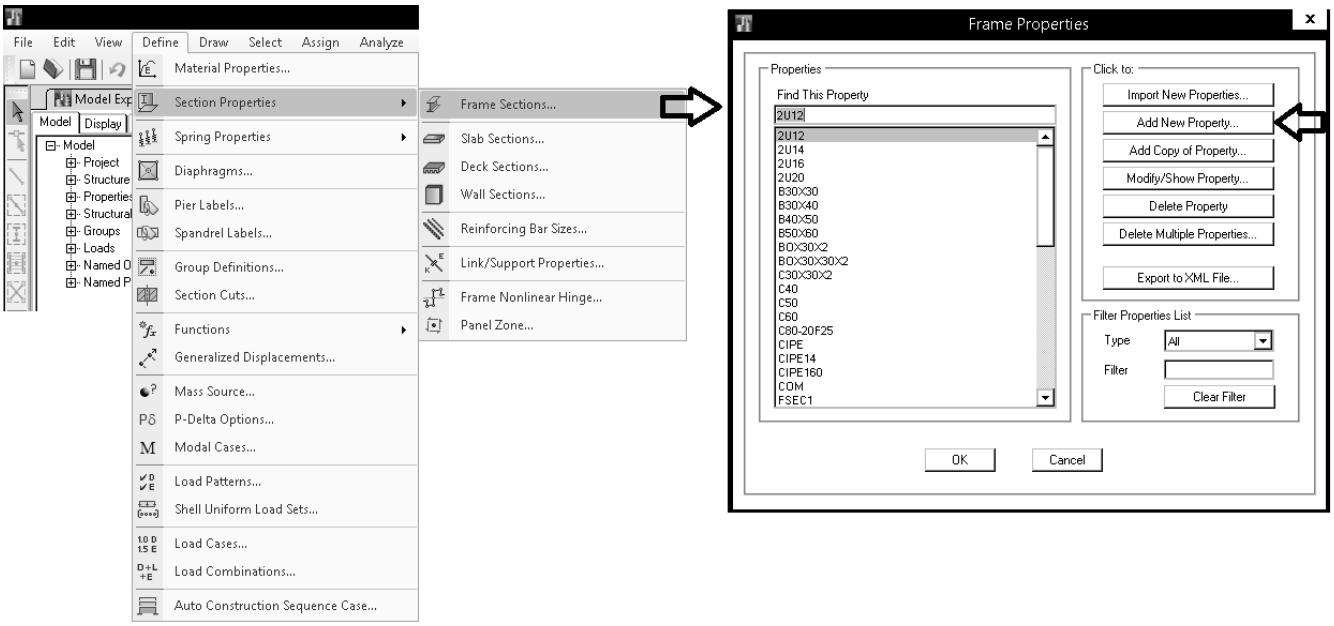


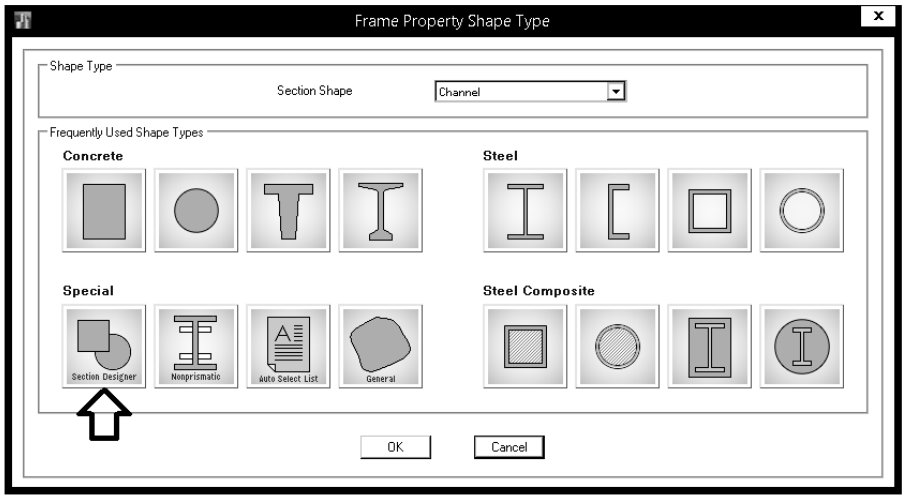





Deck Property Data
General Data
Property Name
ST-Deck
Type
Filled
Slab Material
C25
Deck Material
S240
Modeling Type
Membrane
Modifiers (Currently Default)
Modify/Show...
Display Color
Change...
Property Notes
Modify/Show...
Property Data
Slab Depth, tc
87.5
mm
Rib Depth, hr
75
mm
Rib Width Top, wrt
175
mm
Rib Width Bottom, wrb
125
mm
Rib Spacing, sr
300
mm
Deck Shear Thickness
1
mm
Deck Unit Weight
0.11
kN/m²
Shear Stud Diameter
19
mm
Shear Stud Height, hs
150
mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu
4000
MPa
OK
Cancel
wrt
tc
hr
hs
sr
wrb
Filled Deck

Note that the program does not check the design of the metal deck itself.



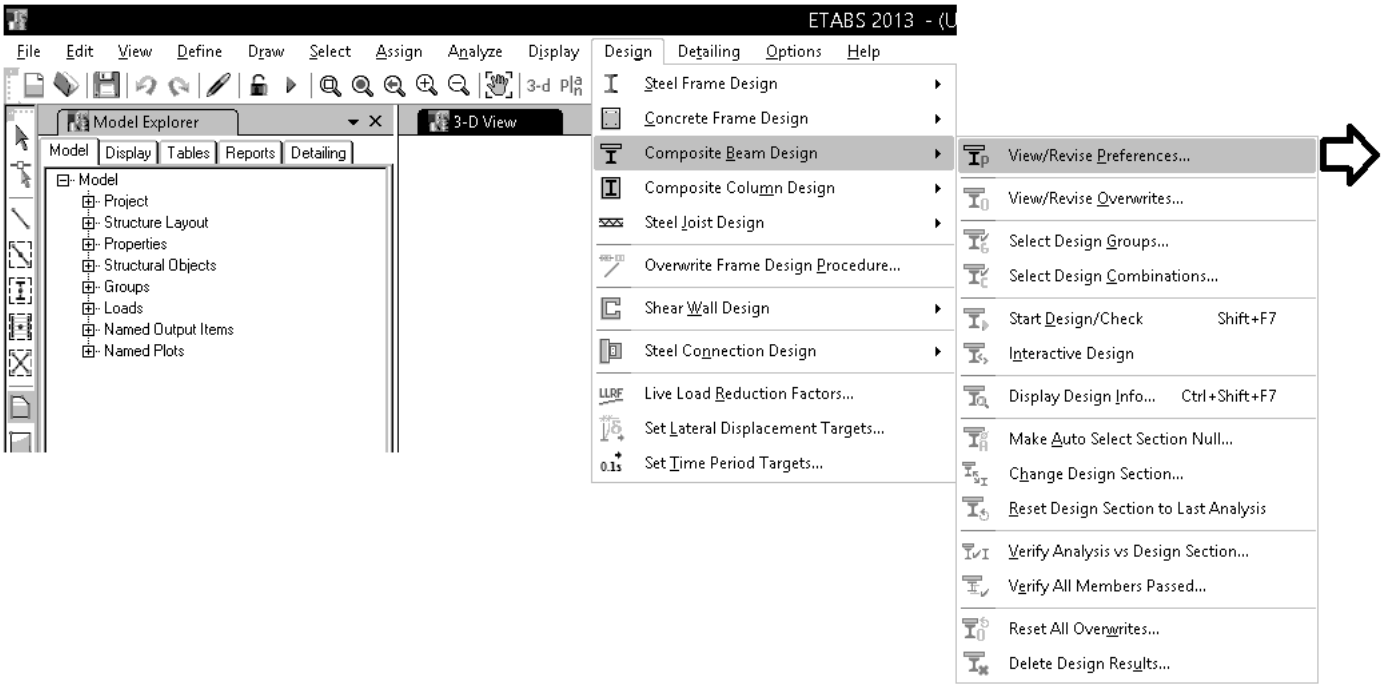


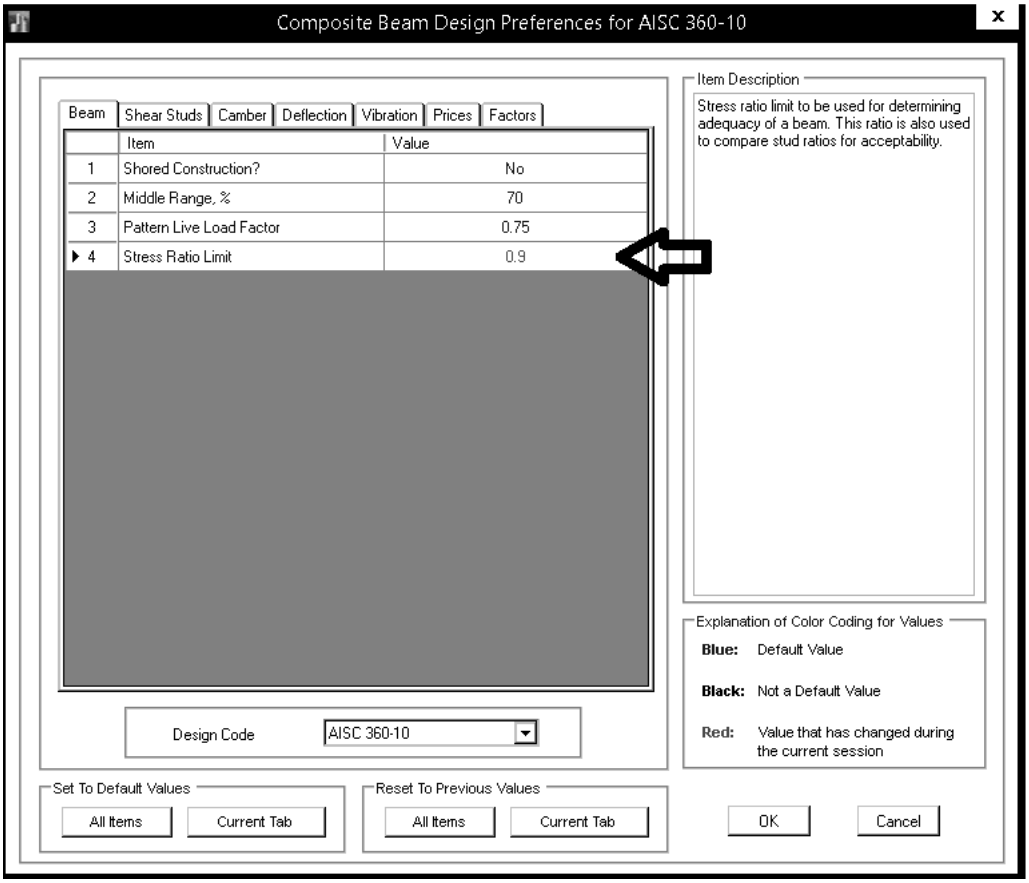
۲-۲ ترسیم تیرچه ها و کف ها

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 برای تعریف تیرچه های کامپوزیت به صورت لانه زنبوری از Section designer استفاده کنیم، نرم افزار قادر به طراحی و کنترل آنها نخواهد بود. بنابراین باید مقطع تیرهای لانه زنبوری را به صورت I شکل معادل سازی کنیم:

۳-۲ تنظیم پارامترهای طراحی به روش LRFD





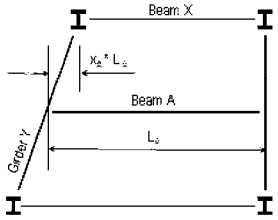
۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در حین اجرا

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.

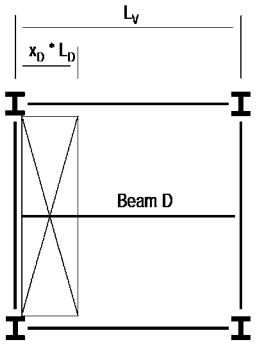
Middle Range:

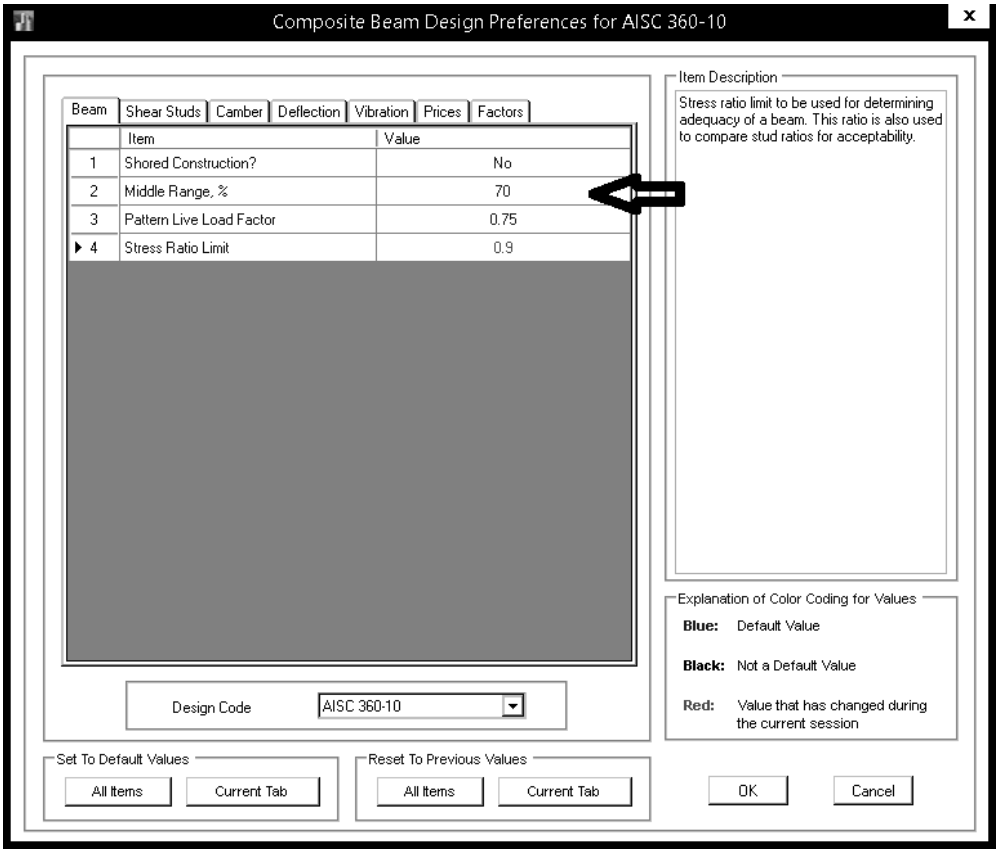
Length in the middle of the beam over which the program checks the effective width on each side of the beam, expressed as a percentage of the total beam length.

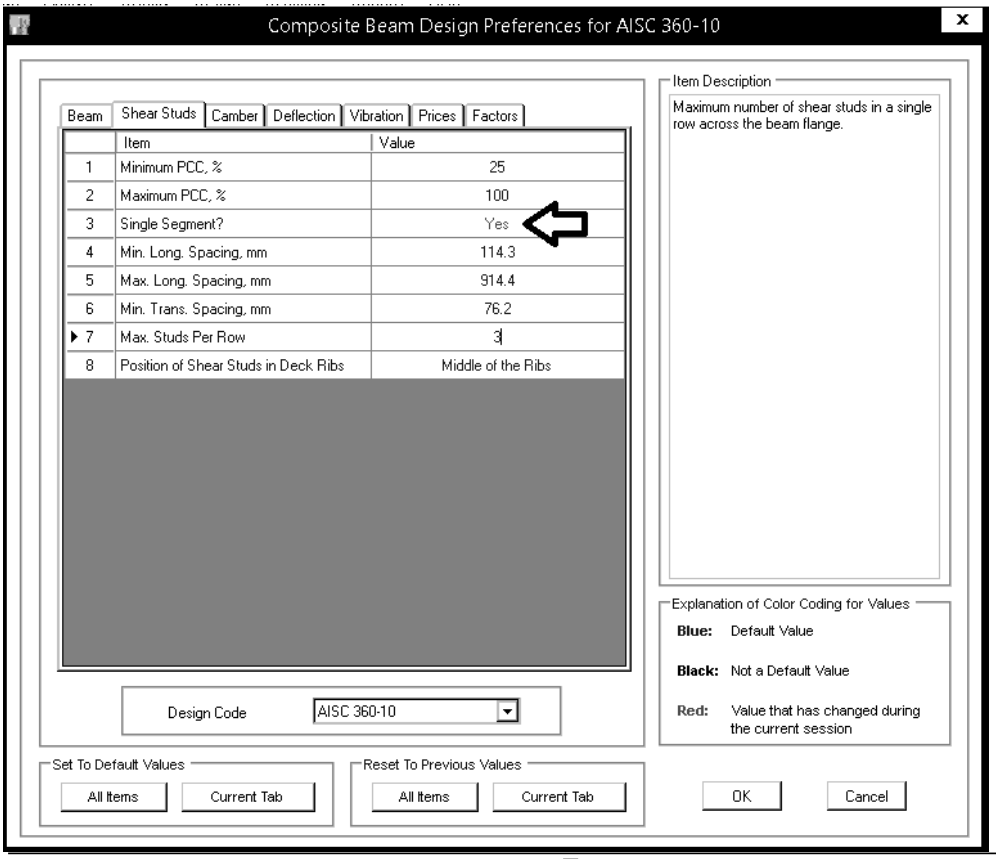
Assume that the effective width of this beam is controlled by the distance to the centerline of the adjacent beam. Also assume that the program checks the effective width of the slab over the default middle range (70%) of Beam A. If the variable labeled x_A in the figure is less than or equal to 0.15, 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.



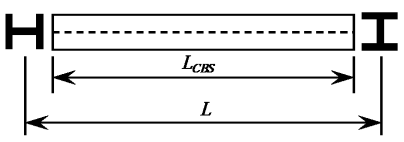




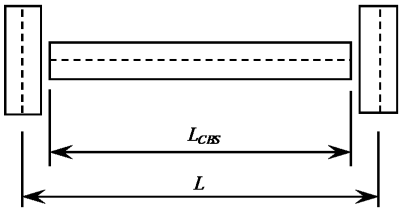
Single Segment for Studs?	Yes/No	No	Toggle for placement of a steel headed stud anchor in a single segment. To place studs in a single segment with uniform spacing throughout the beam, select Yes. This factor has no effect on checking beams with user defined studs.

Single Segment for studs:

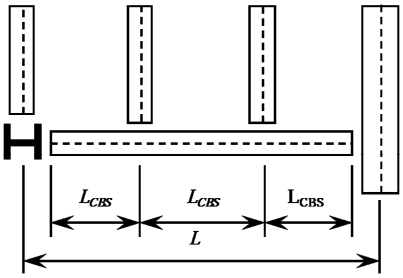
Toggle to indicate if the shear connector layout pattern is uniformly spaced over the whole beam length. If the value is Yes, the whole length of the beam is assumed to be a single segment.



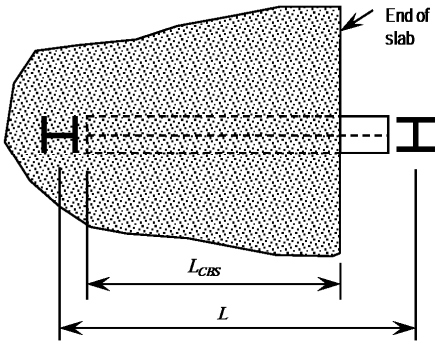
a) L_{CBS} for Beam Between Two Columns



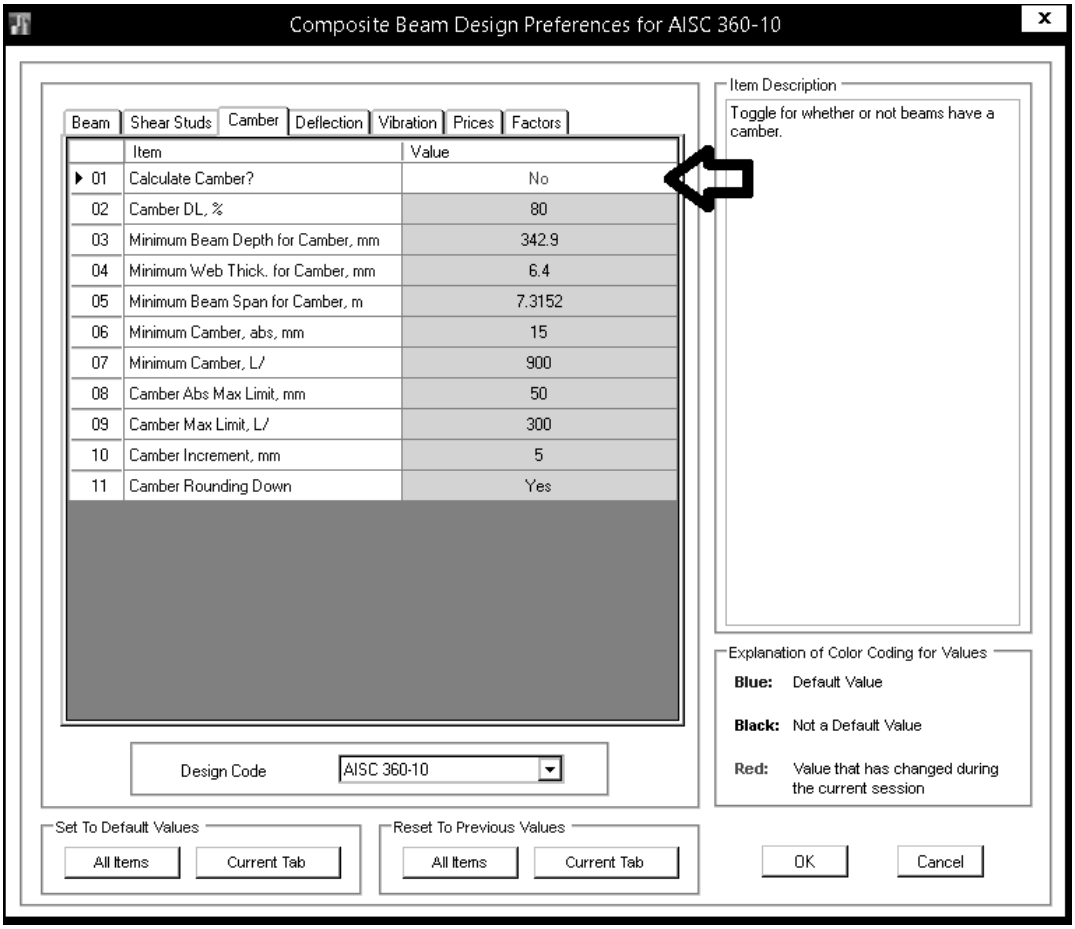
b) L_{CBS} for Beam Between Two Girders

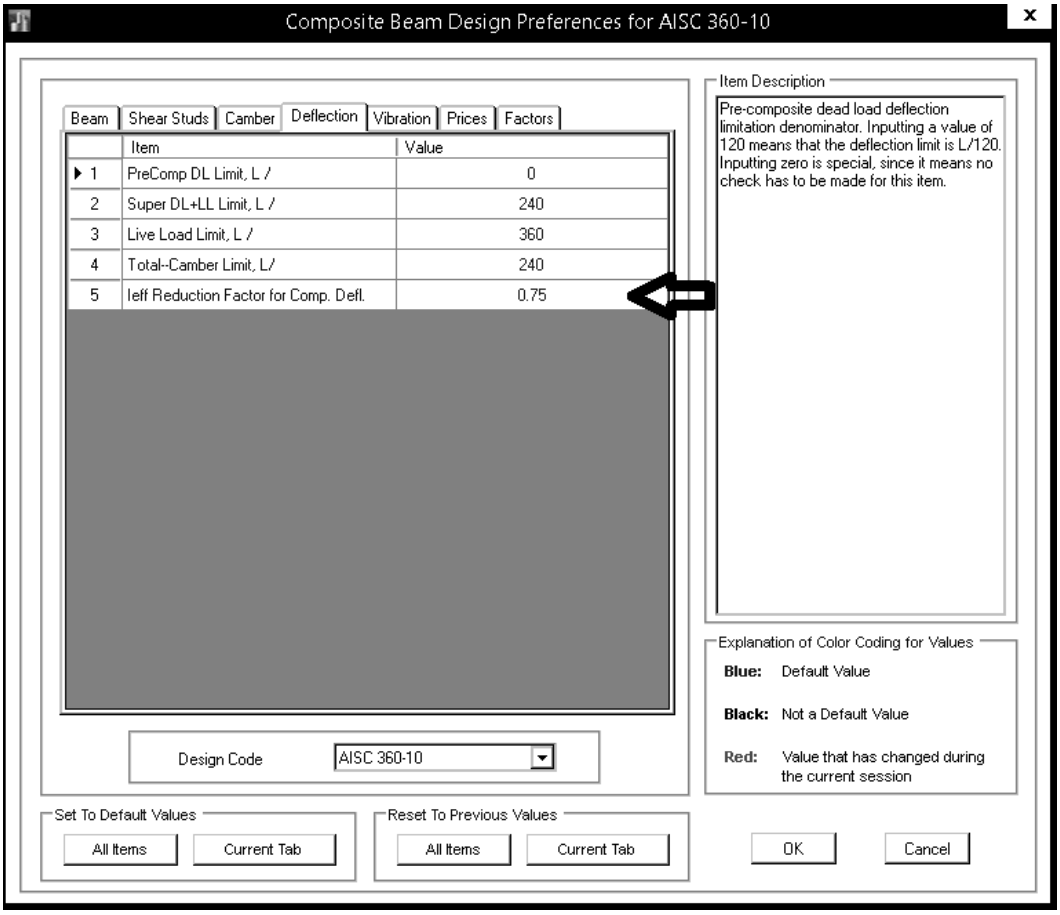


c) L_{CBS} when Beams Frame into Considered Beam



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

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.*

$$f=\frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}}$$

که در آن

E = *مدول الاستیسیته مصالح تیر بر حسب نیوتن بر متر مربع*

I = *ممان اینرسی مقطع تیر برحسب* m^4

g = *شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه* ($g=9/81\ m/s^2$)

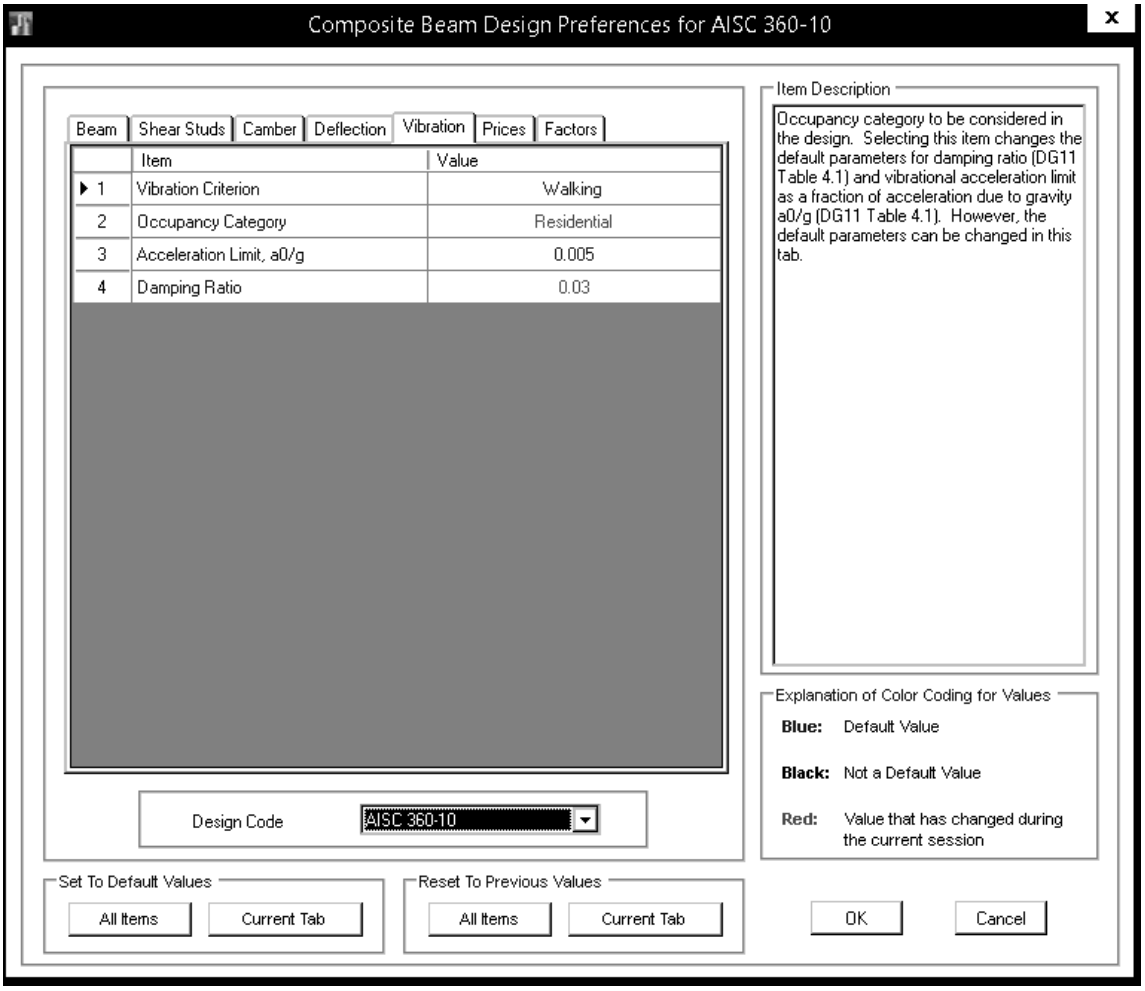
q_D = *بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول*

L = *طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر*

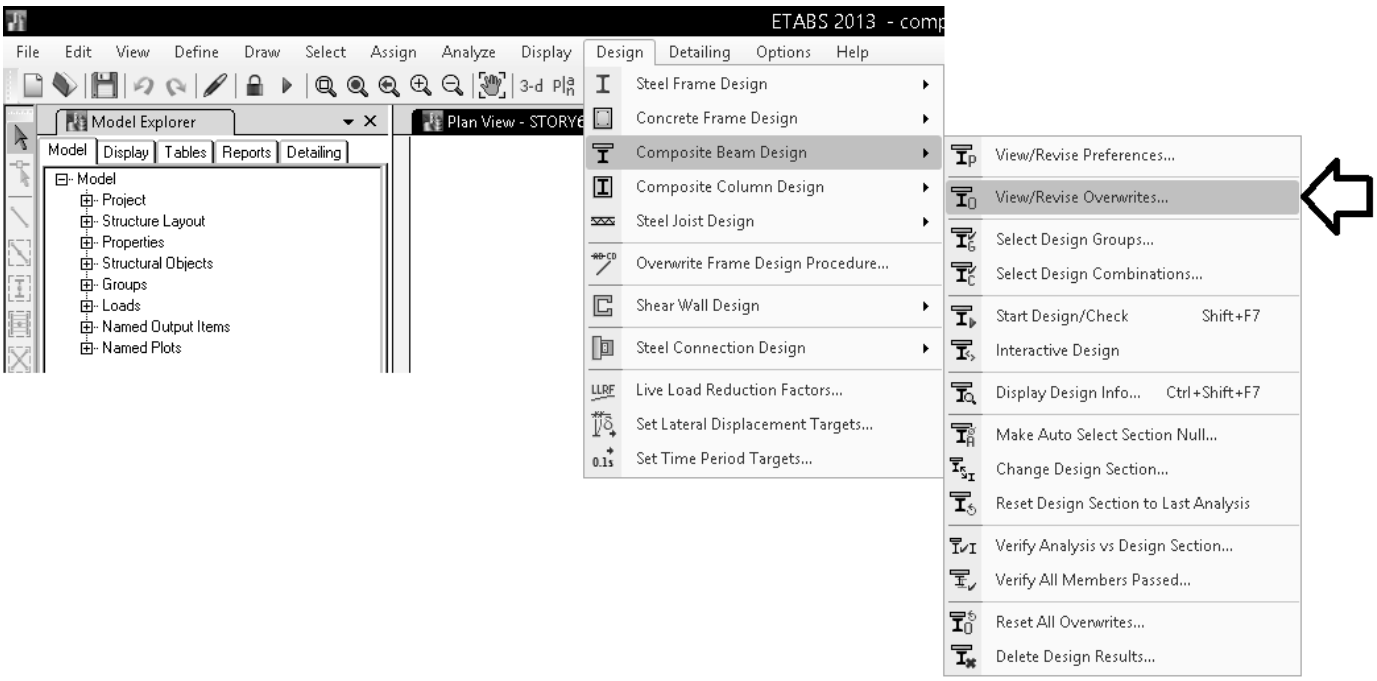
f = *فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز*

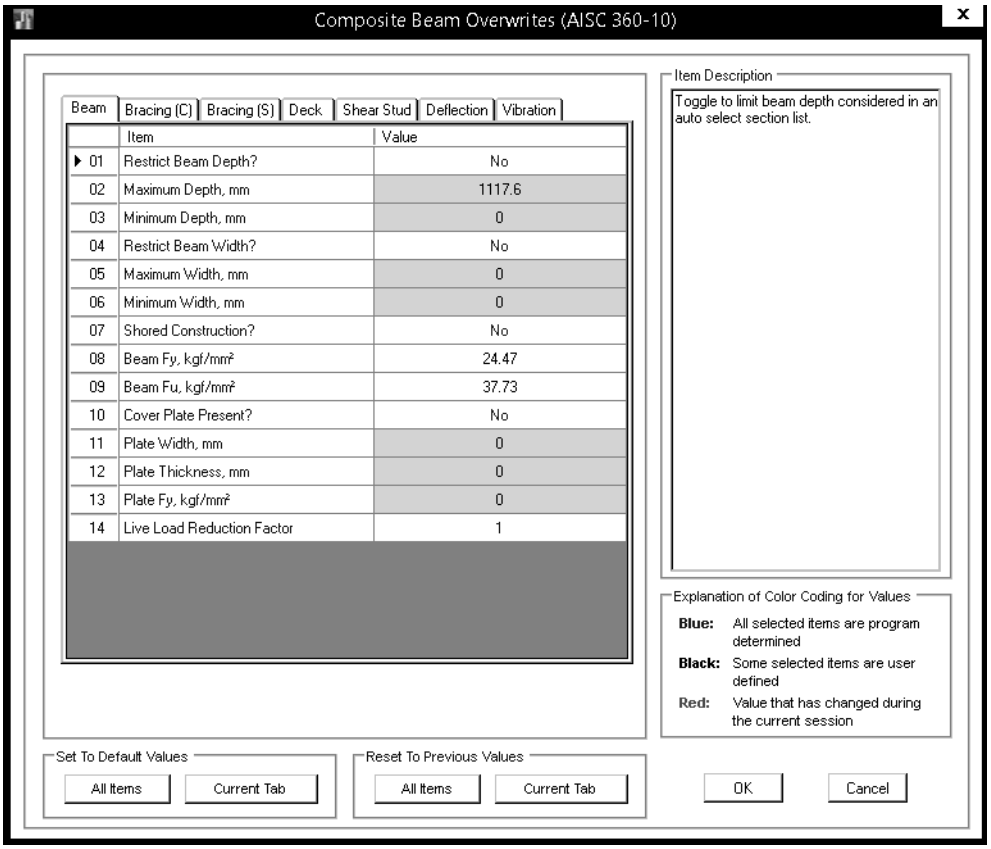
2.15 Floor Vibration

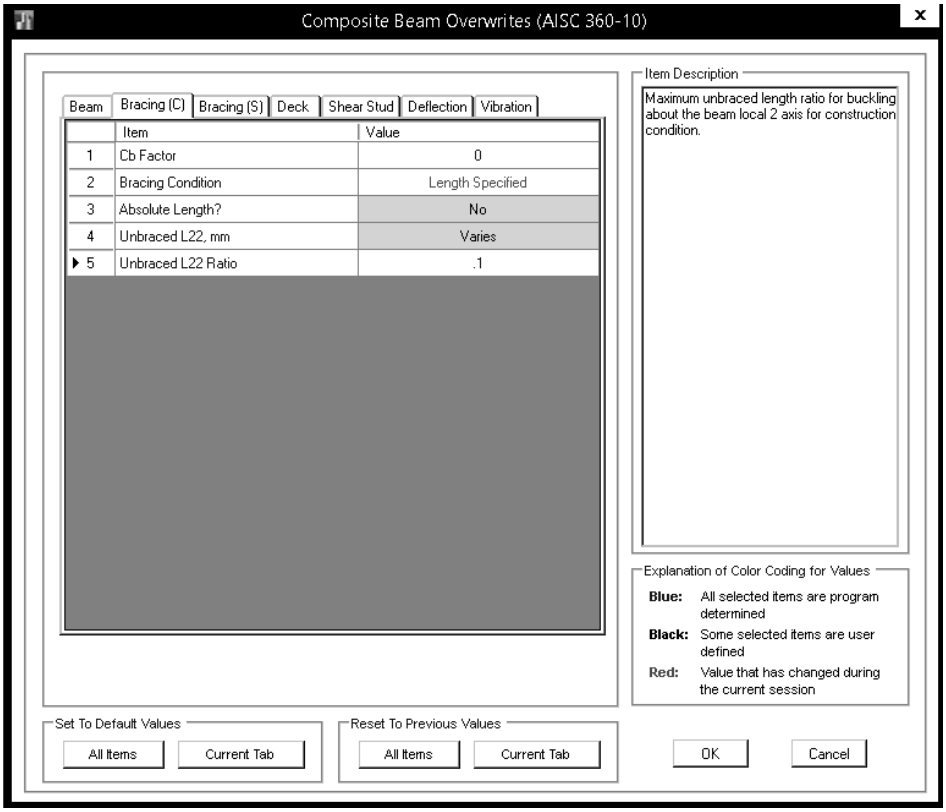
For AISC 360-10, by default the program performs the floor vibration check in accordance with AISC Steel Design Guide 11 (DG11). The program calculates the first natural vibration frequency, estimated peak acceleration (in units of *g*), a_p/g, and acceleration limit, a_o/g, for each beam and reports this information to determine the adequacy of a composite beam section.

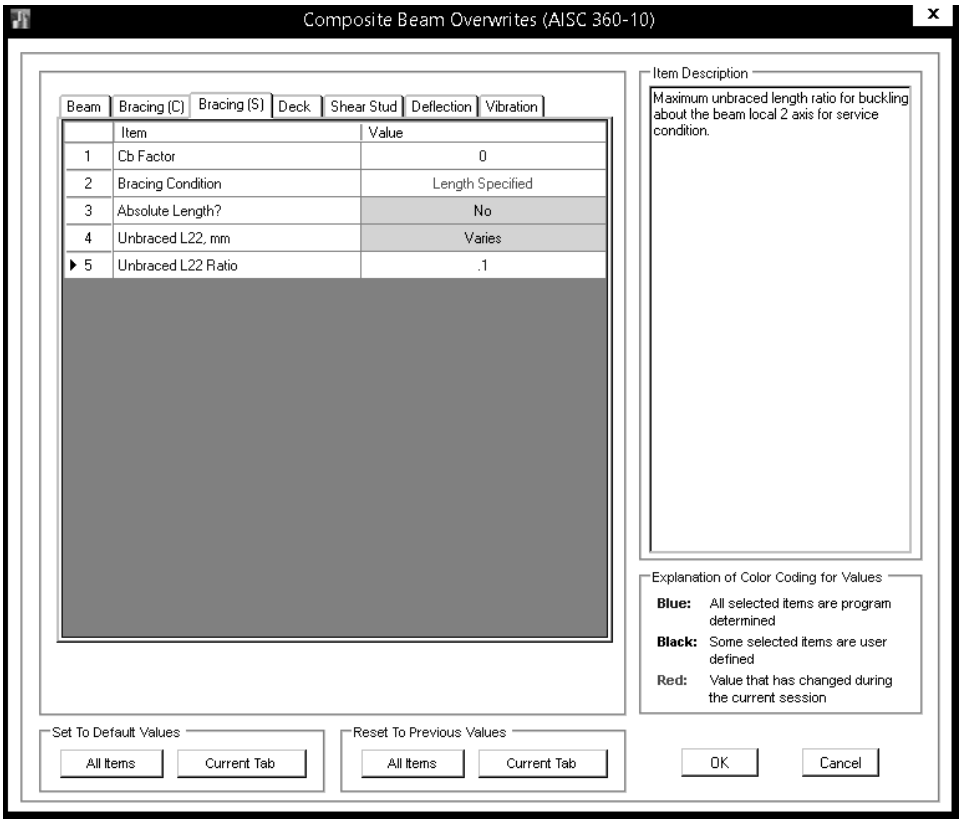


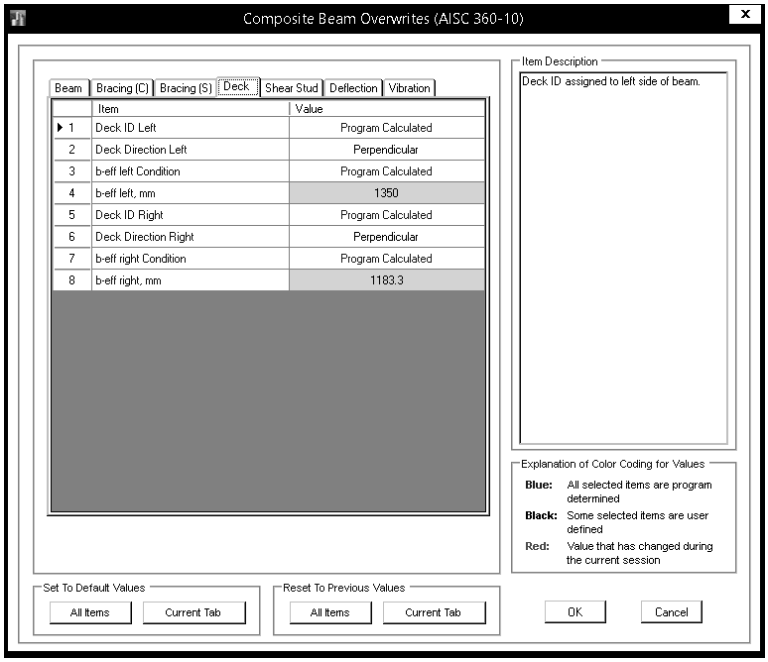
پس از تعیین آیین نامه و تنظیم اولیه، تمامی تیرهای کامپوزیت را انتخاب کرده و به طریق زیر عمل نمایید:

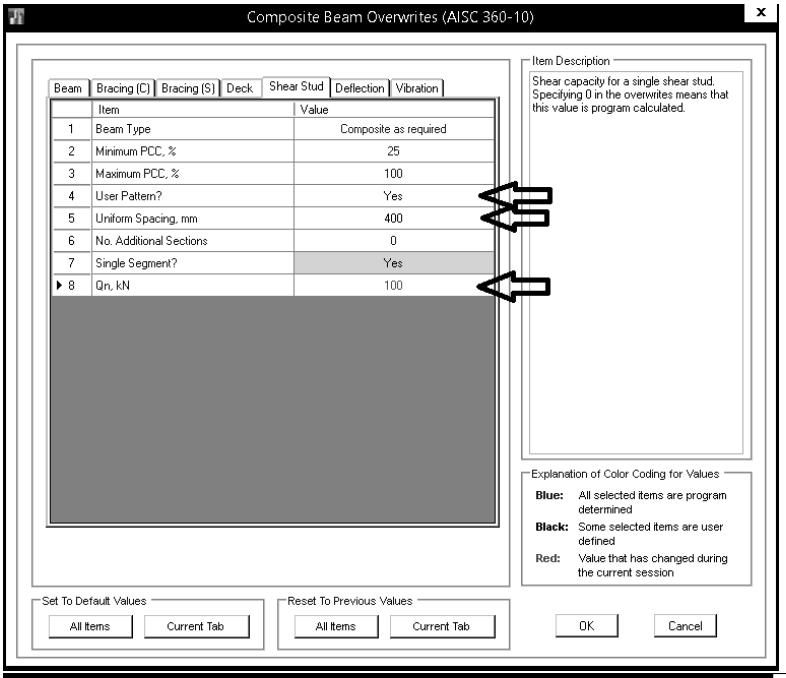


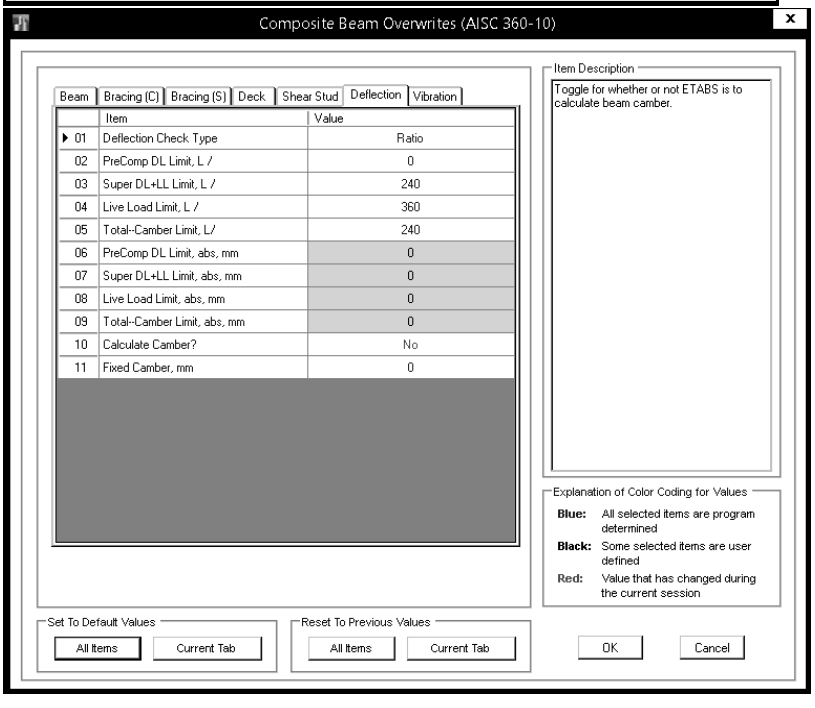



Composite Beam Overwrites (AISC 360-10)
Beam
Bracing (C)
Bracing (S)
Deck
Shear Stud
Deflection
Vibration
Item
Value
1 Cb Factor 0
2 Bracing Condition Length Specified
3 Absolute Length? No
4 Unbraced L22, mm Varies
5 Unbraced L22 Ratio .1
Item Description
Maximum unbraced length ratio for buckling about the beam local 2 axis for construction condition.
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
Current Tab
Reset To Previous Values
All Items
Current Tab
OK
Cancel


Composite Beam Overwrites (AISC 360-10)
Beam
Bracing (C)
Bracing (S)
Deck
Shear Stud
Deflection
Vibration
Item
Value
1 Cb Factor 0
2 Bracing Condition Length Specified
3 Absolute Length? No
4 Unbraced L22, mm Varies
5 Unbraced L22 Ratio .1
Item Description
Maximum unbraced length ratio for buckling about the beam local 2 axis for service condition.
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
Current Tab
Reset To Previous Values
All Items
Current Tab
OK
Cancel







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:

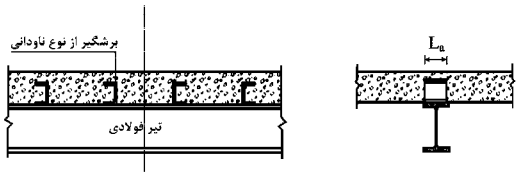
t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

L_a= طول ناودانی

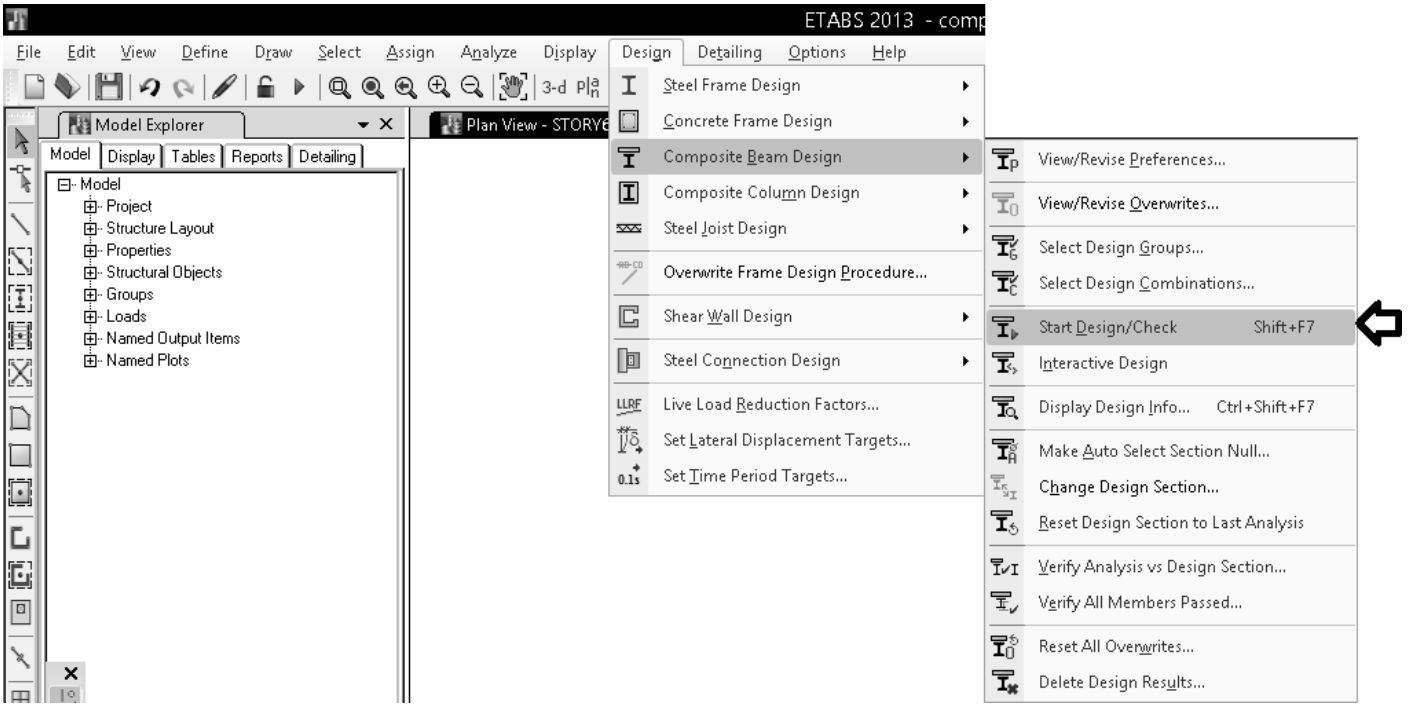
f'_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن

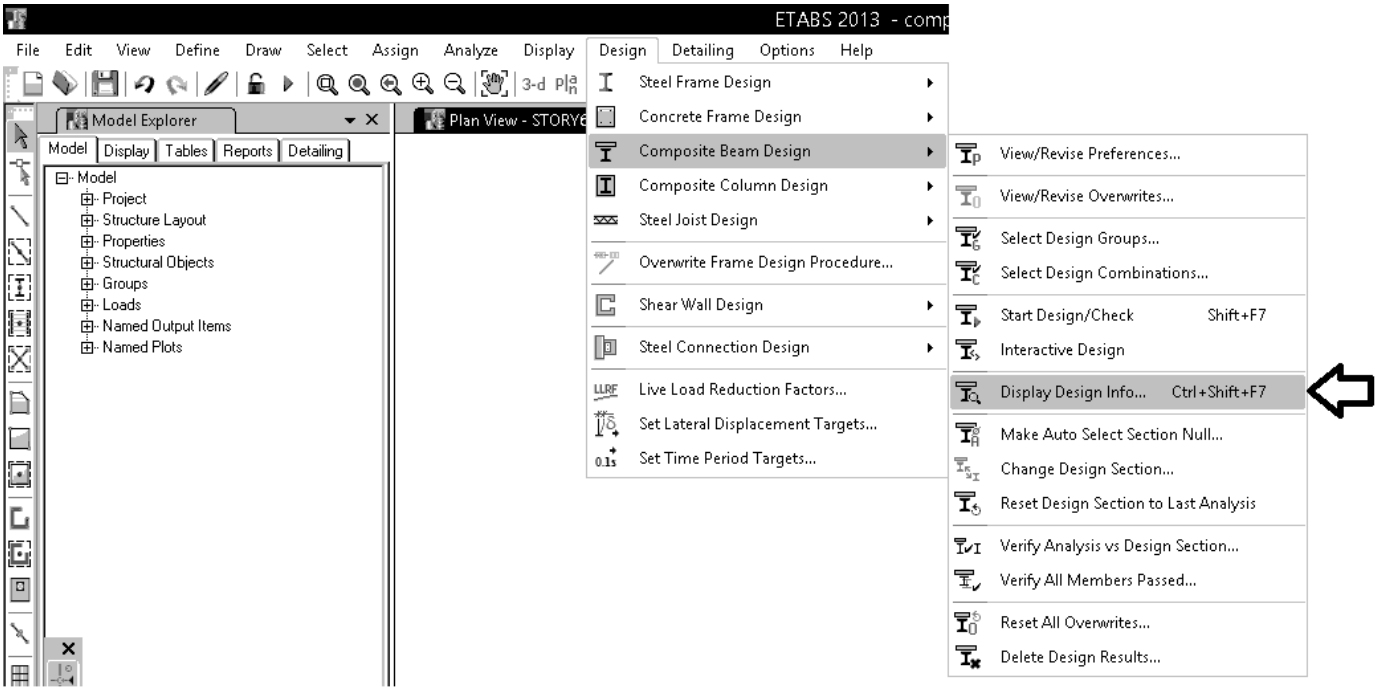


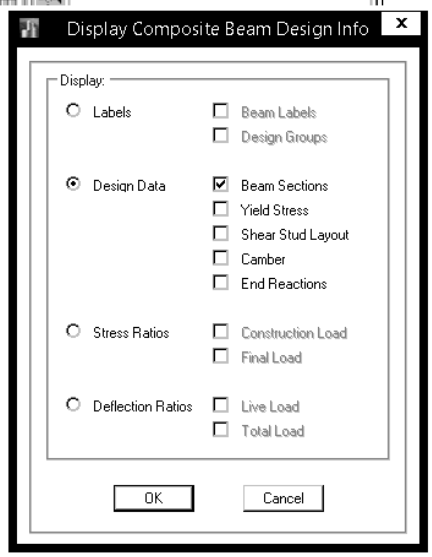
شکل ۱۰ ـ ۲ ـ ۹ ـ ۷ برشگیرهای از نوع ناودانی.

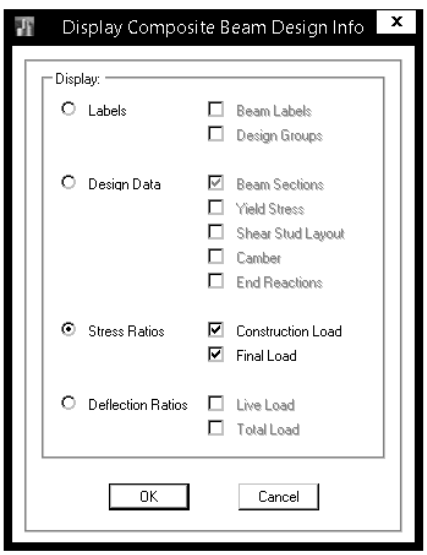
۴-۲ طراحی تیرها و بررسی نتایج

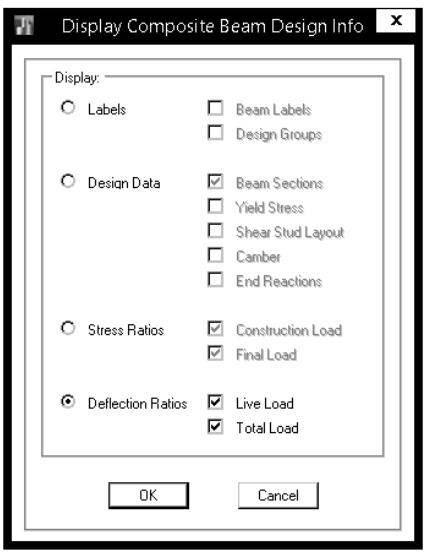


پس از انجام طراحی، نتایج را به شرح زیر می توان مشاهده نمود:

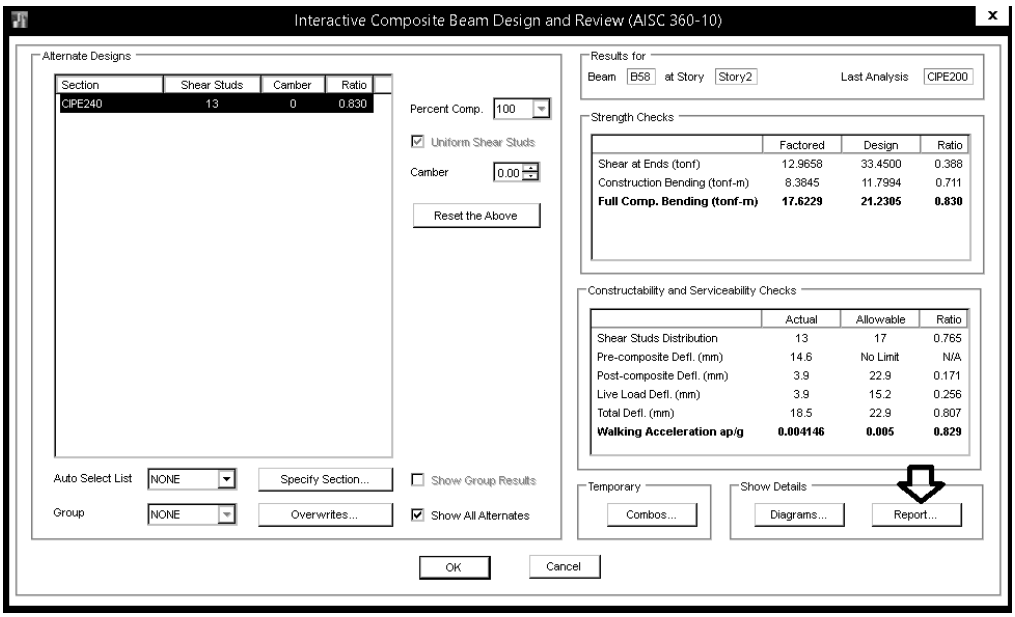




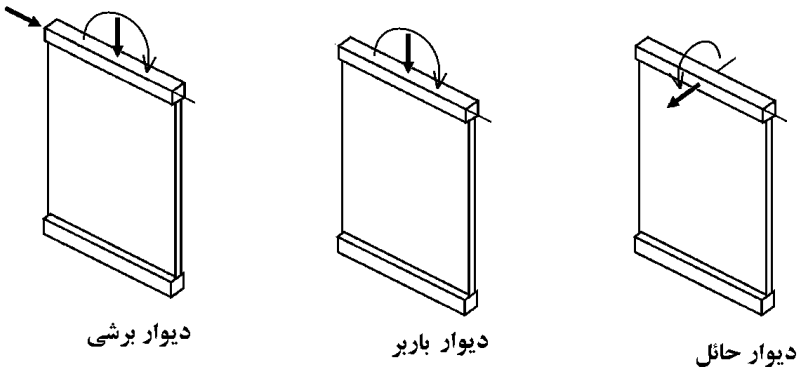




با کلیک کردن بر روی عضو طراحی شده، می توان جزئیات طراحی را مشاهده کرد:



دیوار برشی

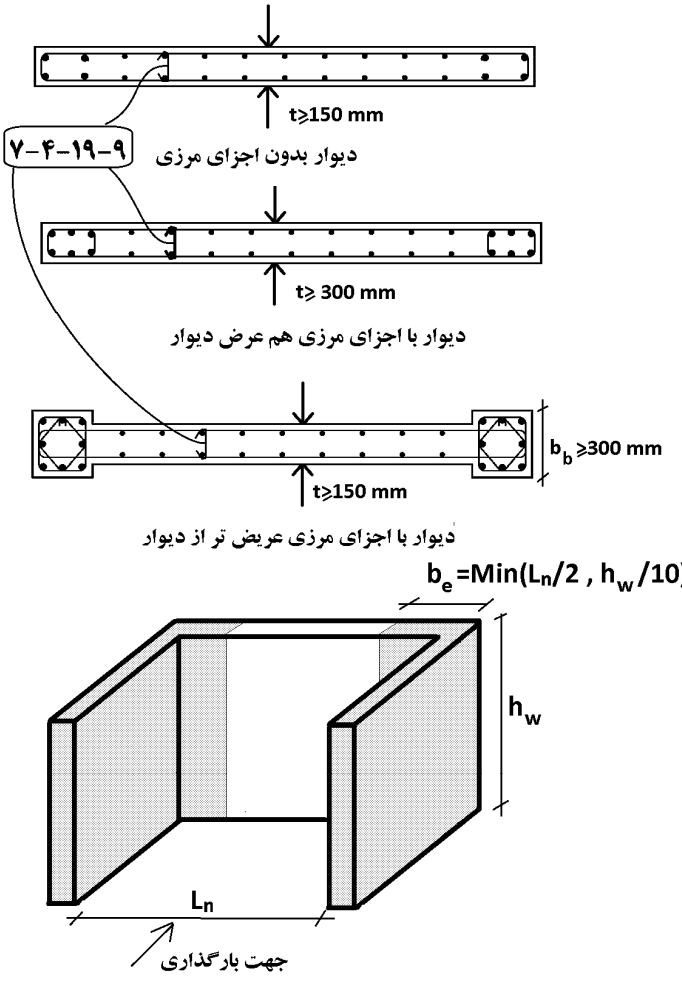


۹-۲۳-۳-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

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

۹-۲۳-۴-۳-۱ 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.

۹-۲۳-۴-۳-۱-۲ در دیوارهای سازه‌ای باید تا حد امکان از ایجاد بازشوهای با ابعاد بزرگ خودداری‌کرد. در مواردی که ایجاد این بازشوها اجتناب‌ناپذیر باشد باید موقعیت هندسی آنها را طوری در نظر گرفت که دیوار بتواند به صورت دیوارهای همبسته عمل نماید. در غیر این صورت باید با کمک تحلیل دقیق یا آزمایش‌های مناسب اثر وجود بازشو در عملکرد دیوار بررسی شود.

۹-۲۳-۴-۳-۱-۳ در دیافراگم‌هایی‌که بازشوهای با ابعاد بزرگ در آنها وجود دارد، شکل و موقعیت بازشو نباید روی سختی جانبی دیافراگم اثر تعیین‌کننده داشته باشد. رفتار دیافراگم‌ها در هر حالت باید با فرض‌های تحلیل در ارتباط با درجه صلبیت آنها مطابقت داشته باشد.

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

۹-۲۳-۴-۳-۱-۵ ضخامت دیافراگم‌های بتن آرمه در جا یا دال‌های بتنی رویه تیرهای فولادی یا قطعات پیش ساخته بتن آرمه که به صورت مرکب عمل نموده و از آنها به عنوان دیافراگم برای انتقال و توزیع نیروی زلزله استفاده می‌شود، نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.

۹-۲۳-۴-۳-۱-۶ دال‌های بتن‌آرمه که روی کف‌های مرکب از قطعات پیش‌ساخته ریخته می‌شوند را می‌توان به عنوان دیافراگم منظور نمود، مشروط بر آنکه اتصالات این دال‌ها به دستک‌ها، کلاف‌ها، جمع‌کننده‌ها و سیستم‌های مقاوم چنان طراحی گردند که قادر به انتقال نیروهای وارده باشند. سطوح بتن‌های پیش ساخته در محل اتصال با دال بتن‌آرمه درجا باید زبر، تمیز و عاری از مواد اضافی باشند.

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.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

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

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

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

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

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh}، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۲۳-۳) و (۹-۲۳-۴) باشد:

$$A_{sh} = ۰/۴۶ (S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}}) (\frac{A_g}{A_{ch}} - ۱) \qquad (۹-۲۳-۳)$$

$$A_{sh} = ۰/۱۴ \times S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \qquad (۹-۲۳-۴)$$

۹-۲۳-۴-۲-۳-۳ درستون‌هایی که مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهای وارده از جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط ۹-۲۳-۱ و ۹-۲۳-۲ نیست.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۴ قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر باشد. فاصله سفره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ- ۱۲۵ میلی‌متر

ت- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۵ آرماتور عرضی‌در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه یکپارچه و یا تنگ‌های ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند، ساخت. همچنین می‌توان از میلگردهای رکابی با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم۹۰ درجه در یک انتهای آن است، استفاده‌کرد. هر دو انتهای میلگردهای دوخت باید در برگیرنده یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ در هر مقطع عضو فاصله میلگرد دوخت یا ساق‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی عضو، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۴-۲-۲-۴ 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 ۹-۱۴-۴-۹ 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.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

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 $۰/۵ A_{cv} v_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹-۴ رعایت شود.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر باشد.

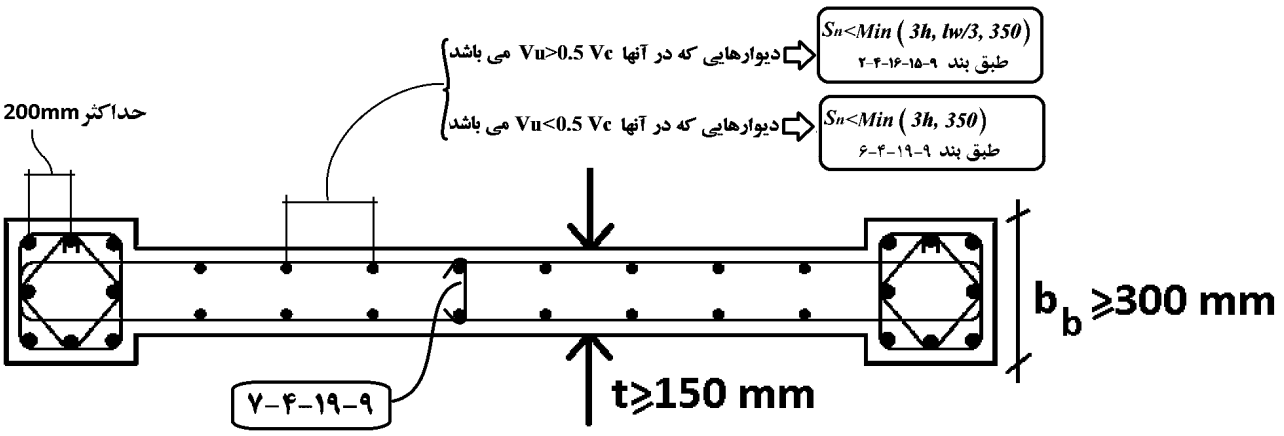
۹-۲۳-۴-۳-۲-۳ فاصله محور تا محور میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر اختیار شود.

در اجزای مرزی فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شوند.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۴ در دیوارهایی که نیروی برشی نهایی در مقطع آنها از $A_{cv} v_c$ بیشتر است، به کارگیری دو شبکه میلگرد الزامی است.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۵ در اعضای‌خرپاها، دستک‌ها، کلاف‌ها، و اجزای جمع‌کننده نیروها که در آنها تنش فشاری بتن بیشتر از $۰/۳۱ f_{cd}$ باشد، باید در سراسر طول قطعه، میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق بندهای۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ انجام شود. این میلگردگذاری را در قسمتهایی از طول قطعه که در آنها تنش فشاری بتن از $۰/۲۳ f_{cd}$ کمتر باشد، می‌توان قطع کرد. تنش فشاری موجود در قطعه زیر اثر بارهای نهایی و با فرض توزیع خطی تنش در مقطع و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۶ تمامی میلگردهای ممتد در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها، خرپاها، دستک‌ها، کلاف‌ها و اعضای جمع‌کننده نیروها باید به عنوان میلگردهای کششی مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۴-۳ مهار یا وصله شوند.



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.

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.

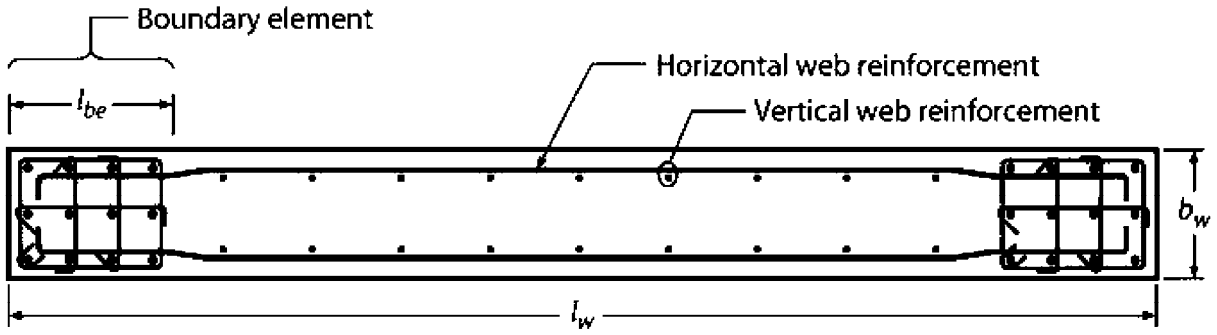
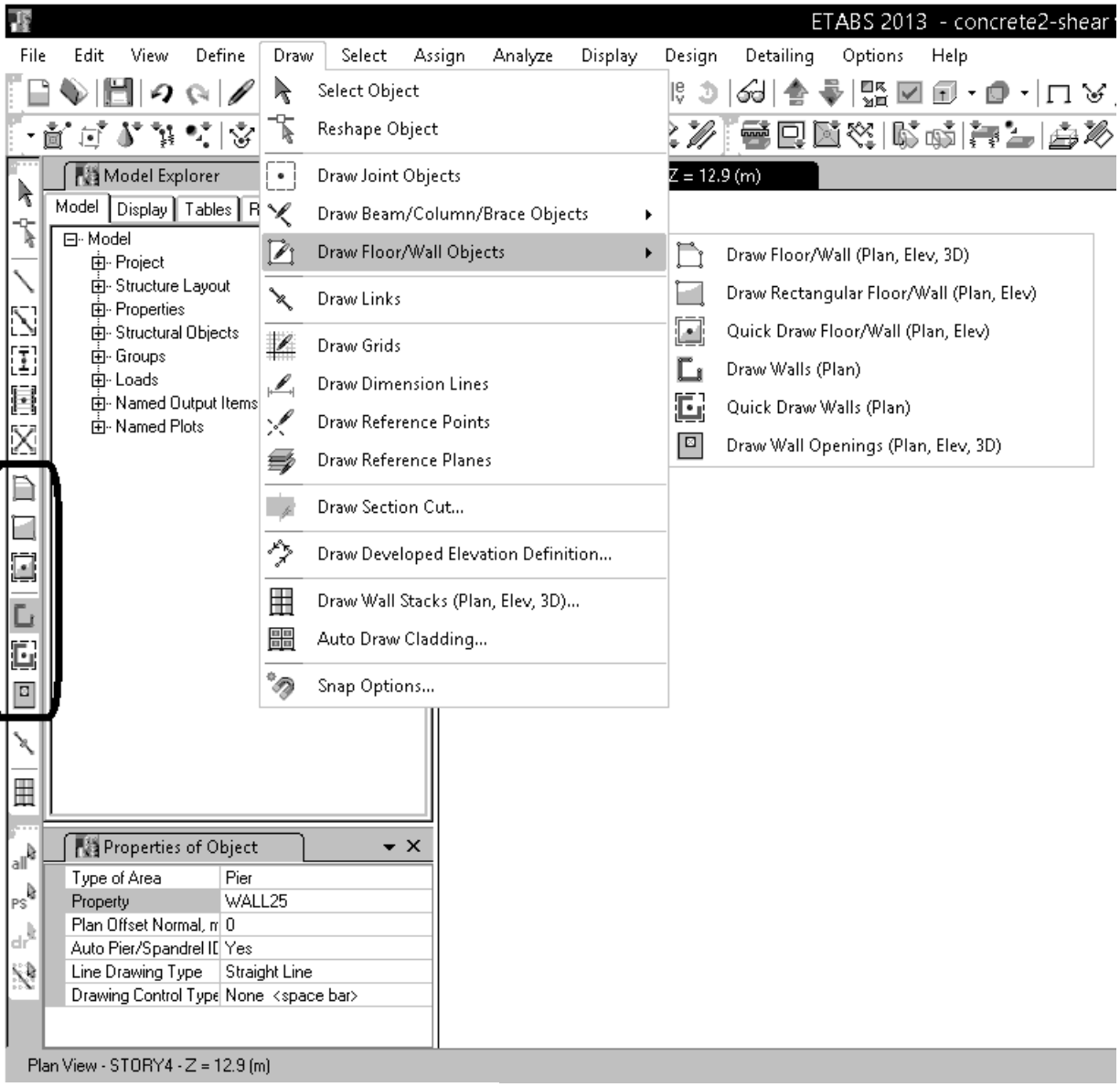
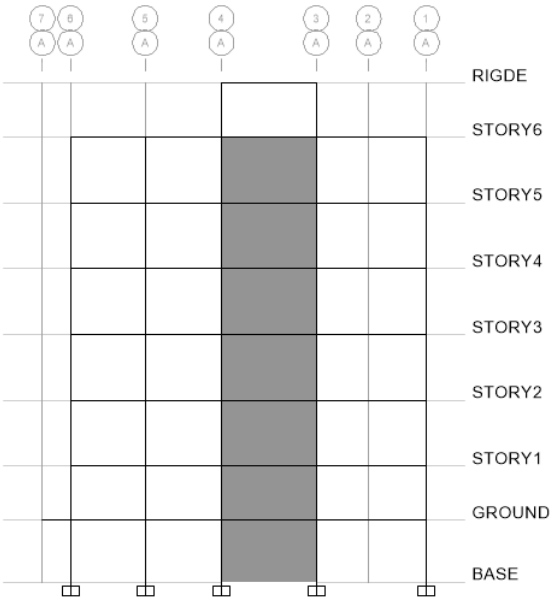


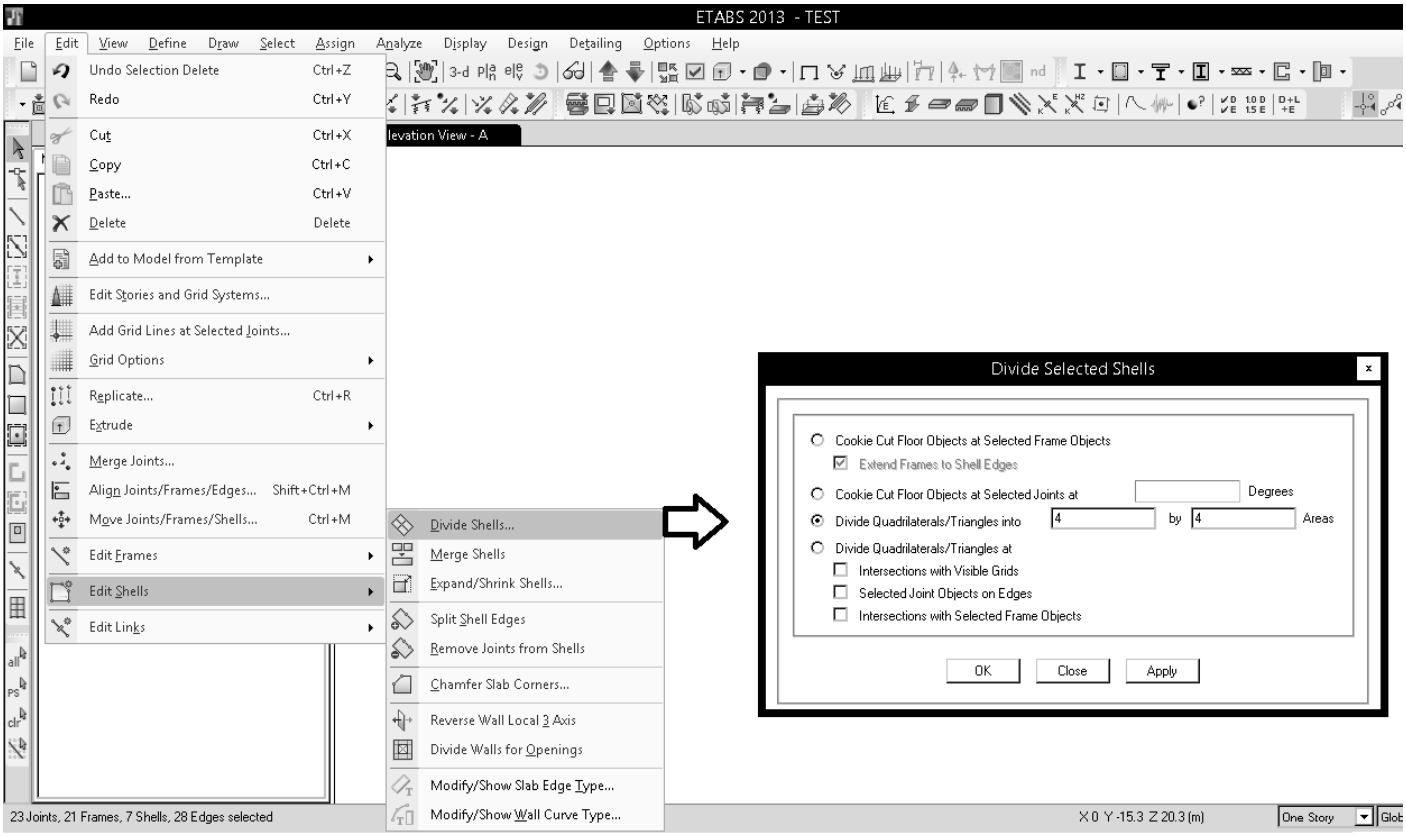
FIGURE 13.12 Typical reinforcement for rectangular wall.

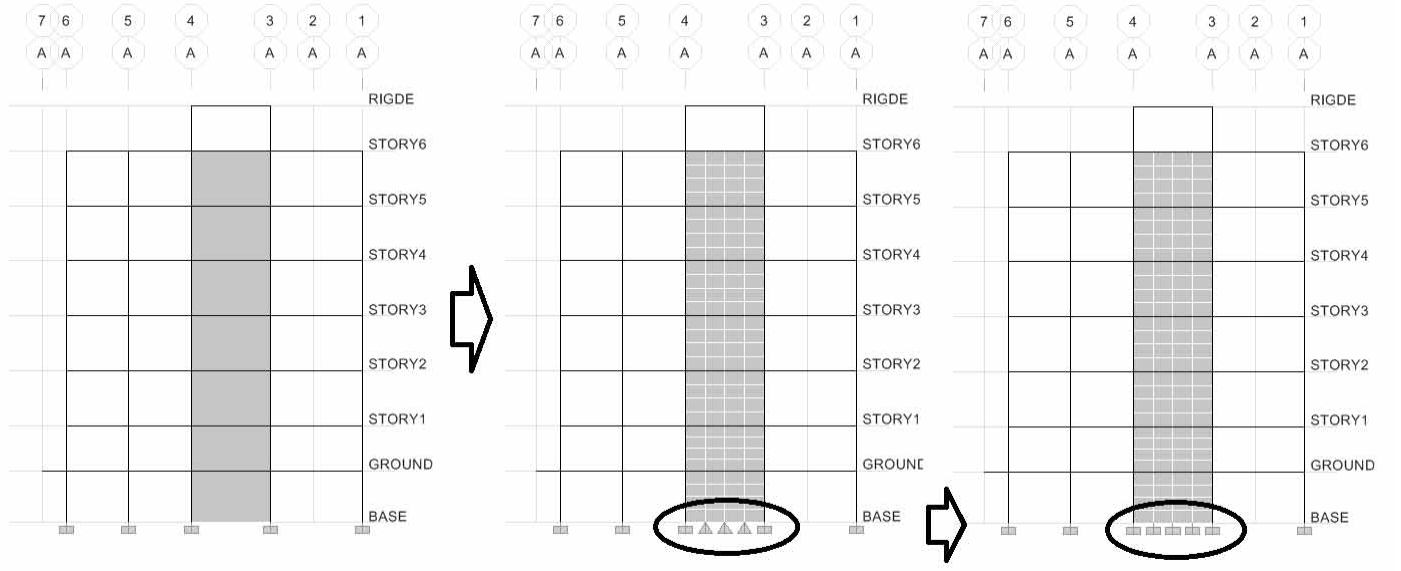
In U.S. practice, the distributed web reinforcement ratios, ρ_l for vertical reinforcement and ρ_t for horizontal reinforcement, must be at least 0.0025, except ρ_l and ρ_t are permitted to be reduced if $V_u \le A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, , psi $(A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}/12$, MPa). See Table 13.1. Reinforcement 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.

۳-۱ ترسیم دیوارها



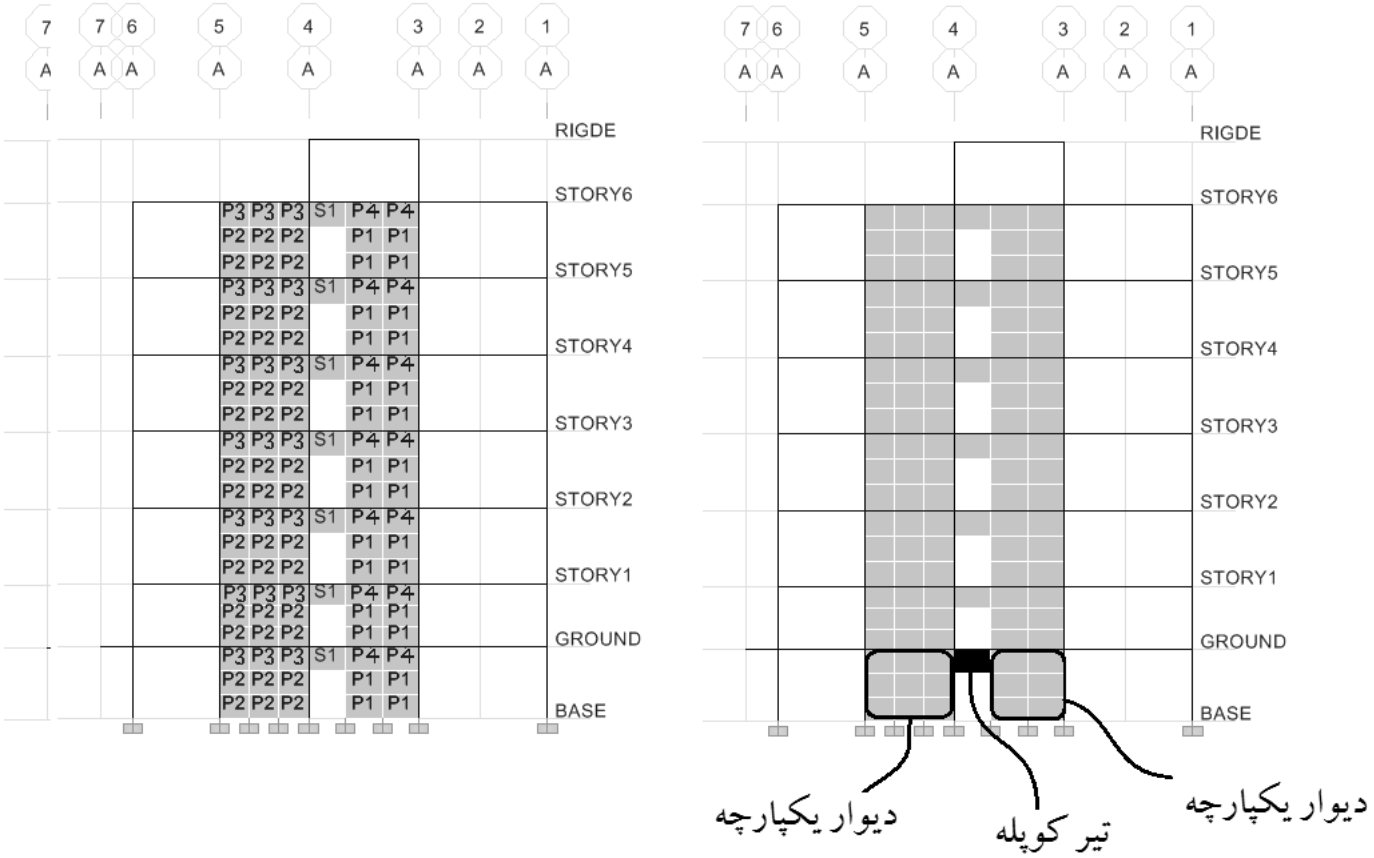


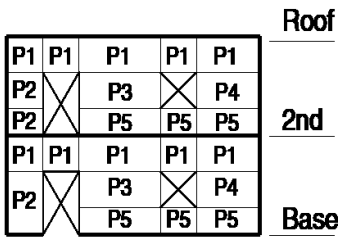

ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Undo Selection Delete Ctrl+Z
Redo Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid 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...
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
4
by
4
Areas
Divide Quadrilaterals/Triangles at
Intersections with Visible Grids
Selected Joint Objects on Edges
Intersections with Selected Frame Objects
OK
Close
Apply
23 Joints, 21 Frames, 7 Shells, 28 Edges selected
X 0 Y -15.3 Z 20.3 (m)
One Story


7 6 5 4 3 2 1
A A A A A A A
RIGDE
STORY6
STORY5
STORY4
STORY3
STORY2
STORY1
GROUND
BASE

۳-۲ 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.





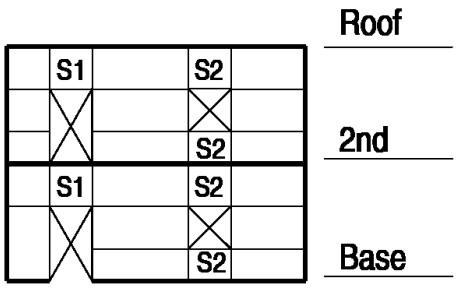
Wall Pier Labeling

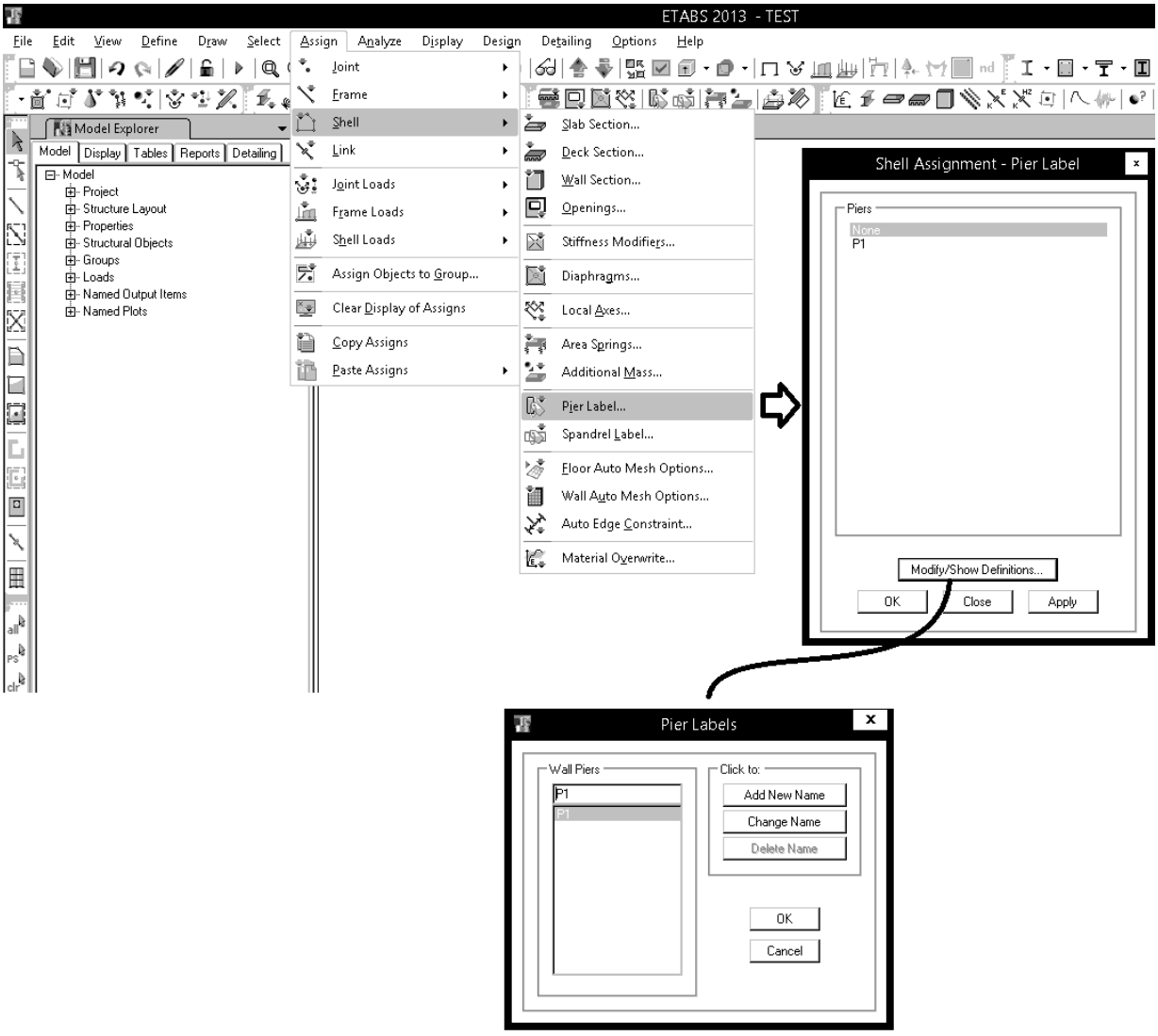
- Wall pier forces are output at the top and bottom of wall pier elements. Also, wall pier design is only performed at stations located at the top and bottom of wall pier elements.

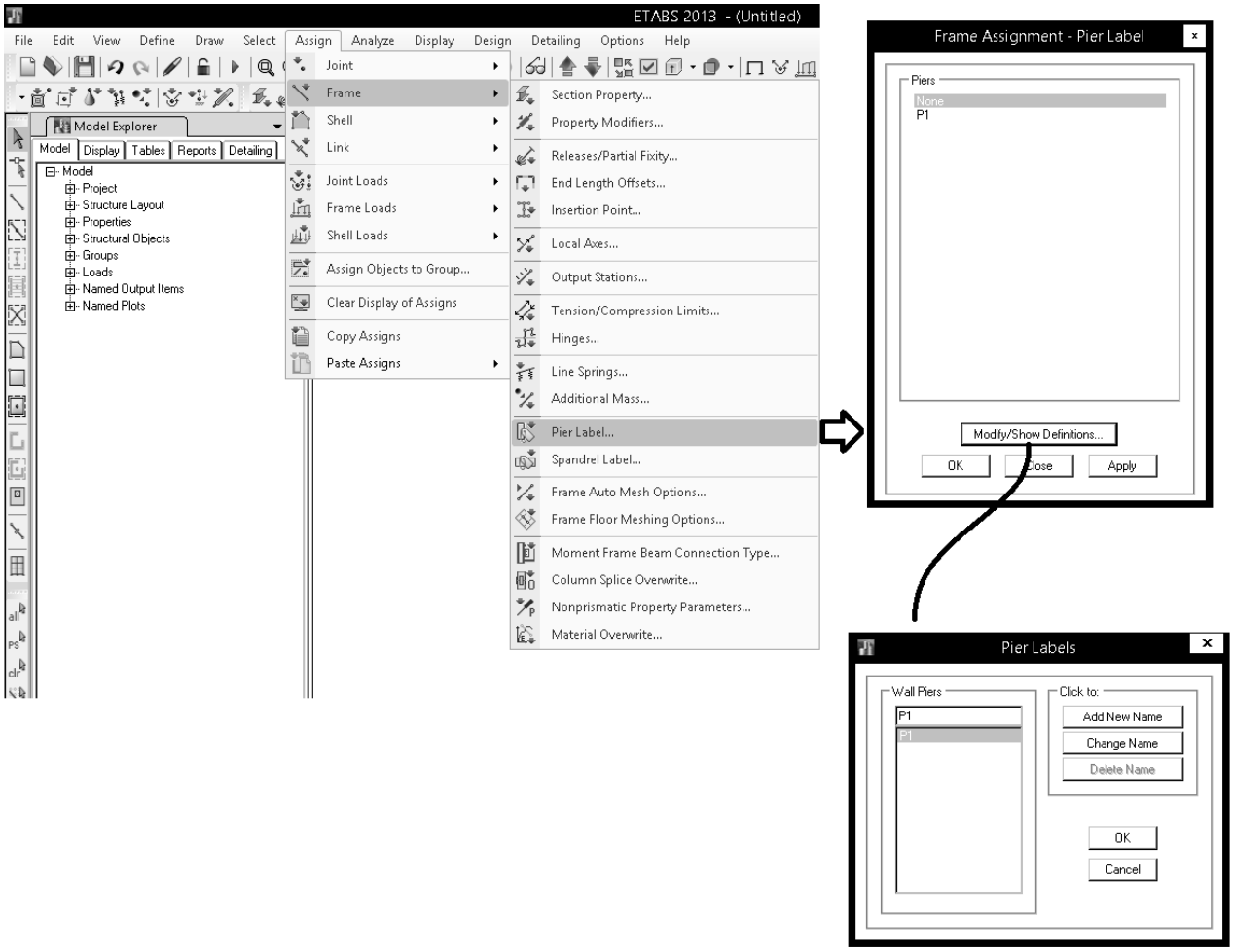
- Because the wall piers are associated with story levels, wall pier labels can repeat at different levels, as shown in the figure.

Wall Spandrel Labeling

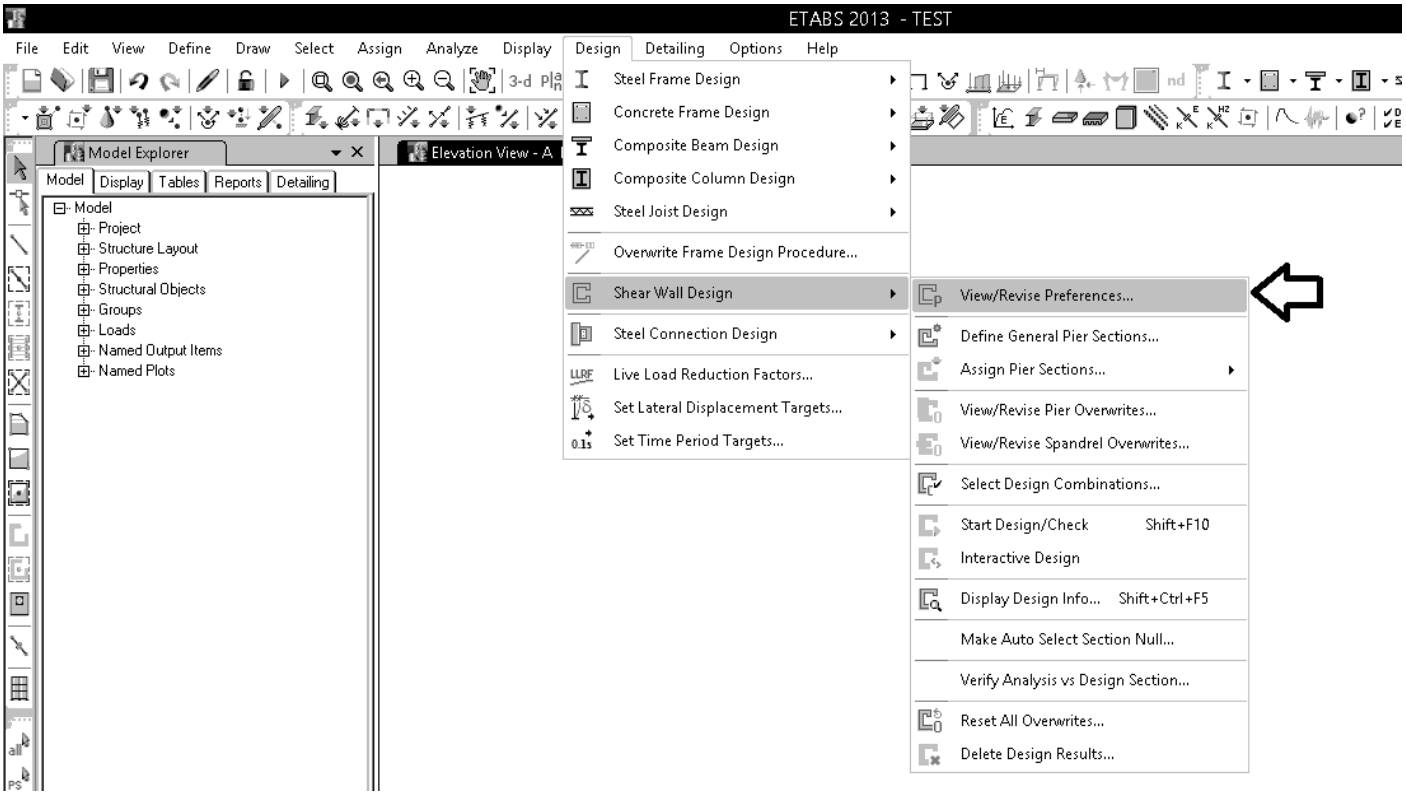
Wall spandrel forces are output at the left and right ends of wall spandrel elements. Also, wall spandrel design is only performed at stations located at the left and right ends of wall spandrel elements.

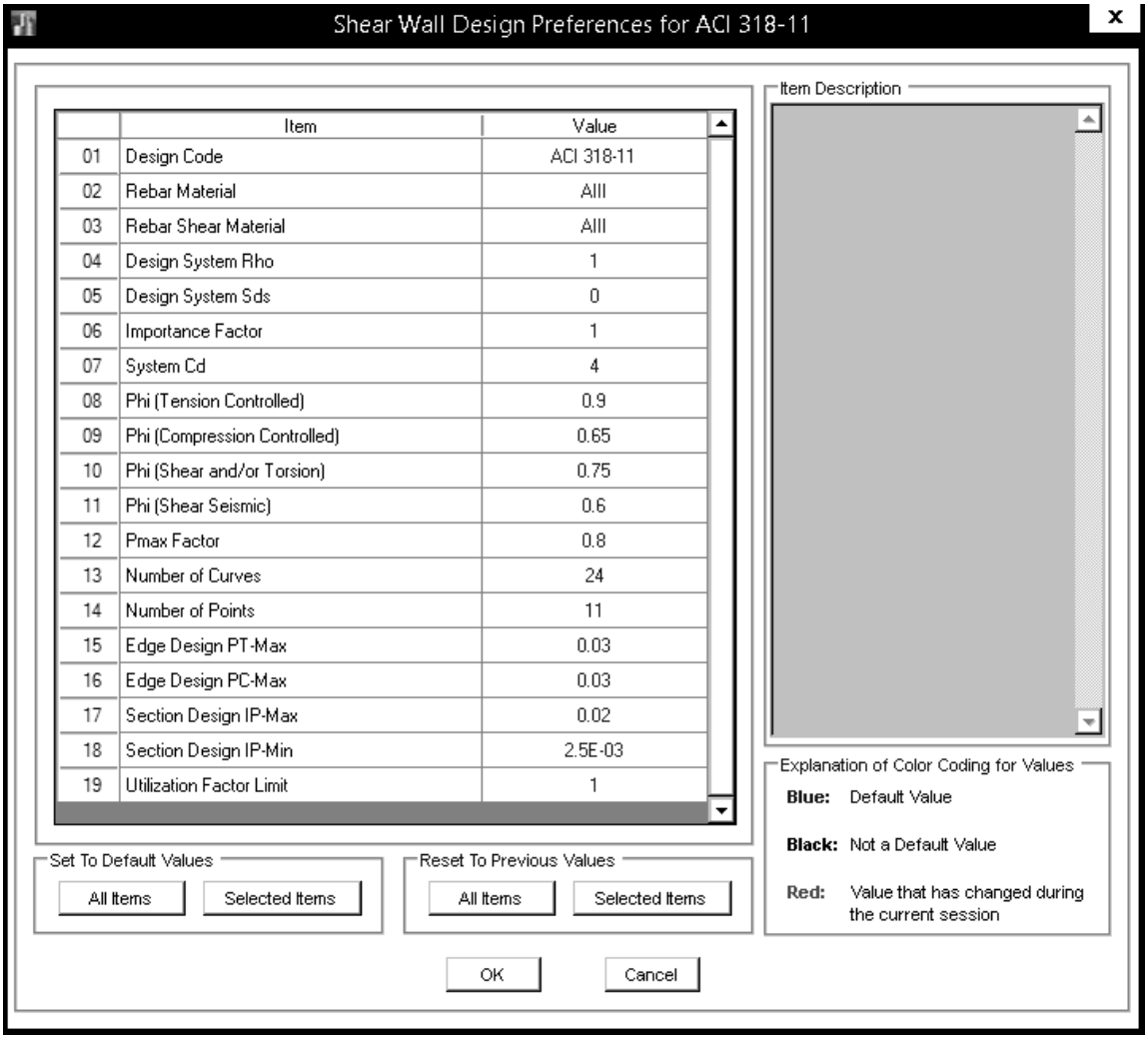

Roof
S1
S2
S2
2nd
S1
S2
S2
Base


ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Joint
Frame
Shell
Link
Joint Loads
Frame Loads
Shell Loads
Assign Objects to Group...
Clear Display of Assigns
Copy Assigns
Paste Assigns
Slab Section...
Deck Section...
Wall Section...
Openings...
Stiffness Modifiers...
Diaphragms...
Local Axes...
Area Springs...
Additional Mass...
Pier Label...
Spandrel Label...
Floor Auto Mesh Options...
Wall Auto Mesh Options...
Auto Edge Constraint...
Material Overwrite...
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Shell Assignment - Pier Label
Piers
None
P1
Modify/Show Definitions...
OK
Close
Apply
Pier Labels
Wall Piers
P1
P1
Click to:
Add New Name
Change Name
Delete Name
OK
Cancel



۳-۳ تنظیم پارامترهای طراحی





	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-11
02	Rebar Material	AIII
03	Rebar Shear Material	AIII
04	Design System Rho	1
05	Design System Sds	0
06	Importance Factor	1
07	System Cd	4
08	Phi (Tension Controlled)	0.9
09	Phi (Compression Controlled)	0.65
10	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
11	Phi (Shear Seismic)	0.6
12	Pmax Factor	0.8
13	Number of Curves	24
14	Number of Points	11
15	Edge Design PT-Max	0.03
16	Edge Design PC-Max	0.03
17	Section Design IP-Max	0.02
18	Section Design IP-Min	2.5E-03
19	Utilization Factor Limit	1

برای دیوارهایی که دارای اجزای مرزی هستند (دارای دو ستون در دو انتهای دیوار)، اجزای انتهایی مانند ستون عمل کرده و ضوابط ستونها از جمله تنگ های ویژه ستونها و نیز ضوابط آرماتور طولی باید رعایت شود. با توجه به بند زیر آرماتورهای طولی در ستونها نباید بیش از ۶ درصد باشد و با توجه به اینکه این درصد در محل وصله نیز باید رعایت شود، عملا این مقدار به ۳ درصد کاهش می یابد. و بنابراین در قسمت Edge Design PT-Max و نیز Edge Design PC-Max مقدار 0.03 وارد شده است.

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

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

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. و بنابراین در قسمت Section Design IP-max مقدار 0.02 وارد شده است.

۹ – ۲۰ – ۴ – ۳ – ۲ – ۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیـوار نبایـد از چهار درصد بیشتر باشد.

با توجه به بند زیر آرماتورهای برشی در دیوار نباید کمتر از0.0025 باشد. بنابراین در قسمت Section Design IP-min مقدار 0.0025 وارد شده است.

CHAPTER 11 — SHEAR AND TORSION

11.9 — Provisions for walls

11.9.8 — Where V_u is less than $0.5\phi V_c$, reinforcement shall be provided in accordance with 11.9.9 or in accordance with Chapter 14. Where V_u exceeds $0.5\phi V_c$, wall reinforcement for resisting shear shall be provided in accordance with 11.9.9.

11.9.9 — Design of shear reinforcement for walls

11.9.9.2 — Ratio of horizontal shear reinforcement area to gross concrete area of vertical section, ρ_t, shall not be less than 0.0025.

11.9.9.3 — Spacing of horizontal shear reinforcement shall not exceed the smallest of $\ell_w/5$, $3h$, and 450 mm, where ℓ_w is the overall length of the wall.

11.9.9.4 — Ratio of vertical shear reinforcement area to gross concrete area of horizontal section, ρ_ℓ, shall not be less than the larger of

$$\rho_\ell = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w}\right)(\rho_t - 0.0025) \qquad (11\text{-}30)$$

and 0.0025, The value of ρ_ℓ calculated by Eq. (11-30) need not be greater than ρ_t required by 11.9.9.1. In Eq. (11-30), ℓ_w is the overall length of the wall, and h_w is the overall height of the wall.

11.9.9.5 — Spacing of vertical shear reinforcement shall not exceed the smallest of $\ell_w/3$, $3h$, and 450 mm, where ℓ_w is the overall length of the wall.

۹-۱۵-۱۶ ضوابط ویژه برای دیوارها

۹-۱۵-۱۶-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۱۵-۱۶-۳-۱ در دیوارها چنانچه مقدار V_u بیشتر از $0/5V_c$ باشد طراحی برای برش لازم است. مقادیر آرماتور برشی مورد نیاز بر اساس ضوابط بند ۹-۱۵-۱۶-۲ محاسبه می‌گردند. در مورد این آرماتور محدودیت‌های بند ۹-۱۵-۱۶-۴ باید رعایت شوند. چنانچه V_u کمتر از $0/5V_c$ باشد، آرماتورگذاری در دیوار مطابق بند ۹-۱۵-۱۶-۴ یا ضوابط طراحی دیوارهای باربر در فصل نوزدهم انجام می‌شود.

۹-۱۵-۱۶-۴ محدودیت‌های آرماتورها

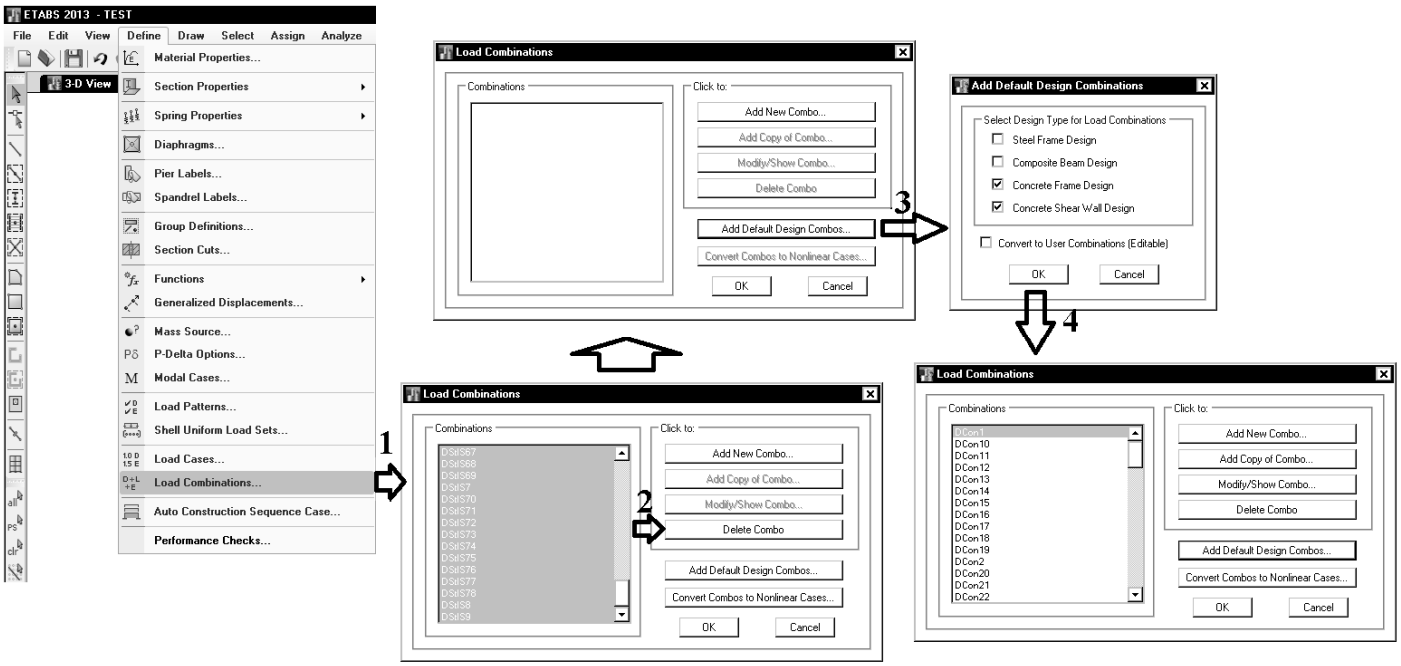
۹-۱۵-۱۶-۴-۱ مقدار ρ_h، نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ منظور شود. مقدار S_n نباید بیشتر از $3h$، $\frac{l_w}{5}$ و یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۶-۴-۲ مقدار ρ_n نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ و یا کمتر از مقدار رابطه (۹-۱۵-۳۲) منظور شود:

$$\rho_n = 0/0025 + 0/5(2/5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - 0/0025) \qquad (۹\text{-}۱۵\text{-}۳۲)$$

لازم نیست مقدار ρ_n بیشتر از ρ_h در نظر گرفته شود. مقدار S_n نباید بیشتر از $3h$، $\frac{l_w}{3}$ و یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۳-۴ تعریف ترکیب بارها



کنترل ترک خوردگی دیوار

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:

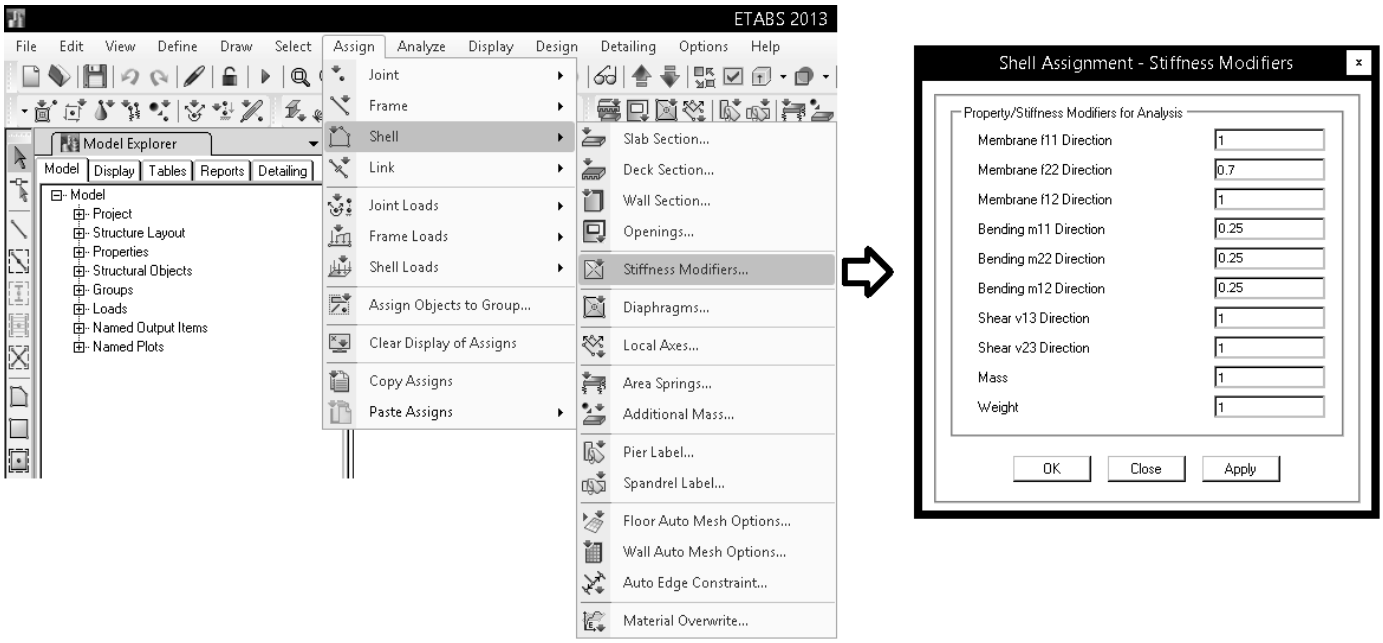
- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

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.

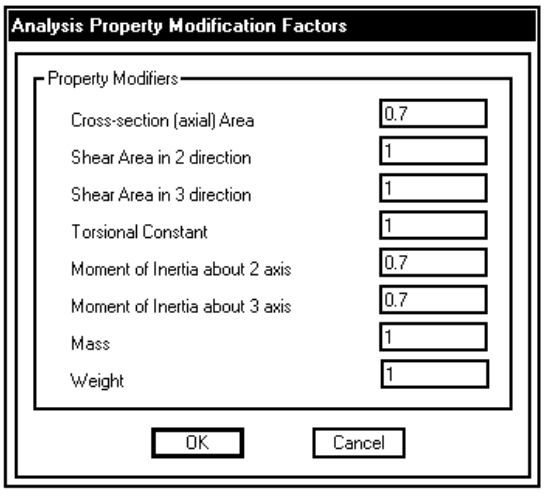
10.10.4.1 — It shall be permitted to use the following properties for the members in the structure:

(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	$1.0A_g$

ابتدا فرض می شود که دیوارها ترک نمی خورند و برای تمامی آنها ضریب ترک خوردگی 0.7 منظور می شود:

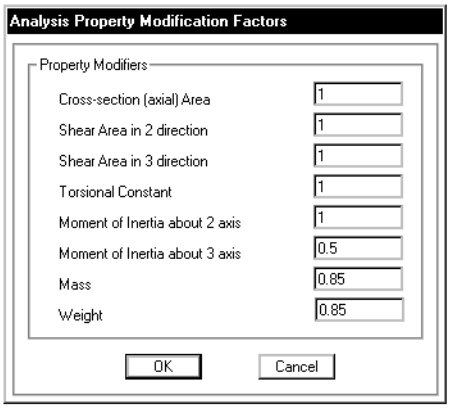


- همچنین ستونهای اطراف دیوارها جزئی از دیوار محسوب شده و باید سختی خمشی آنها همراه با دیوار کاهش یابد. بنابراین سختی خمشی ستونها (با فرض ترک نخوردن دیوارها) برابر 0.7 وارد خواهد شد.

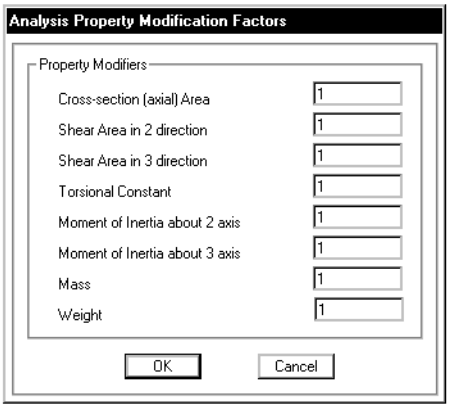


- بقیه ستونها و تیرها:
  - سازه مهار شده: سختی خمشی ستونها EI و سختی خمشی تیرها 0.5EI خواهد بود:

Beam

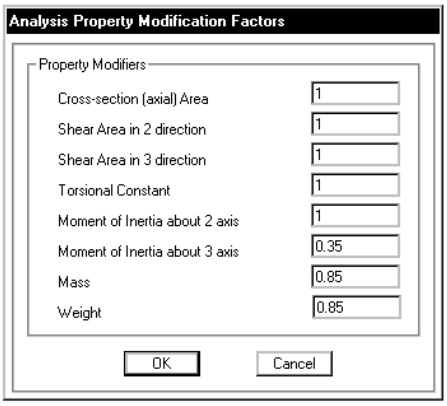


Column

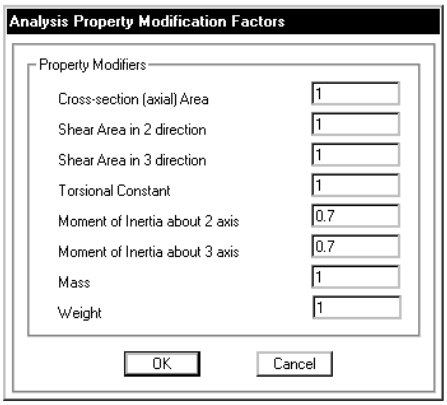


  - سازه مهار نشده: سختی خمشی ستونها 0.7EI و سختی خمشی تیرها 0.35EI خواهد بود:

Beam



Column



در صورتی که سازه مهار شده محسوب نشود: سختی خمشی ستونها 0.7EI و سختی خمشی تیرها 0.35EI خواهد بود.

تعیین اینکه آیا سازه مهار شده است یا نه بر اساس بند زیر از مبحث نهم خواهد بود:

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.

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:

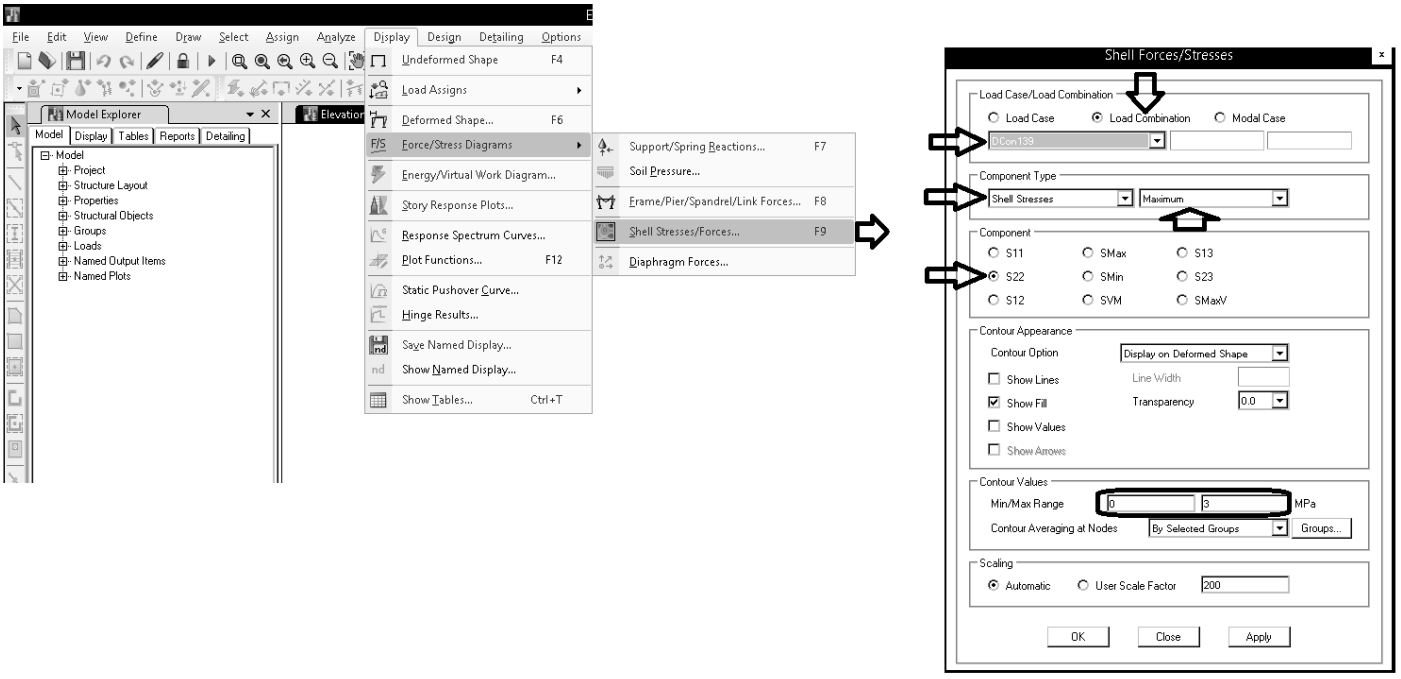
$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c} \qquad (۳-۱۷-۹)$$

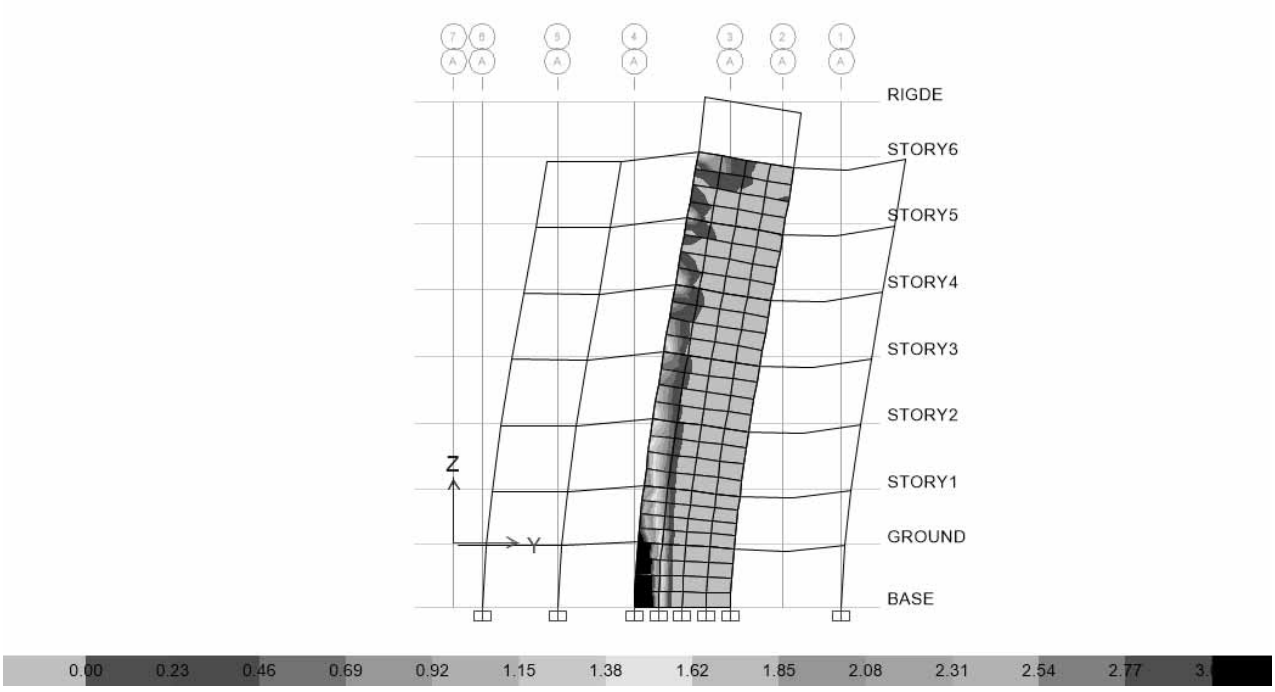
برای مثال اگر از بتن C25 استفاده شود، تنش ترک خوردگی برابر $fr = 3MPa = 30\ kg/cm^2$ خواهد بود.

برای این منظور باید ترکیب بارهایی را احتمال می رود، تحت اثر لنگر ناشی از آنها، دیوار ترک می خورد انتخاب شده و تنشهای کششی دیوار کنترل شود. برای مثال می توان ترکیب بارهای زیر را کنترل نمود:

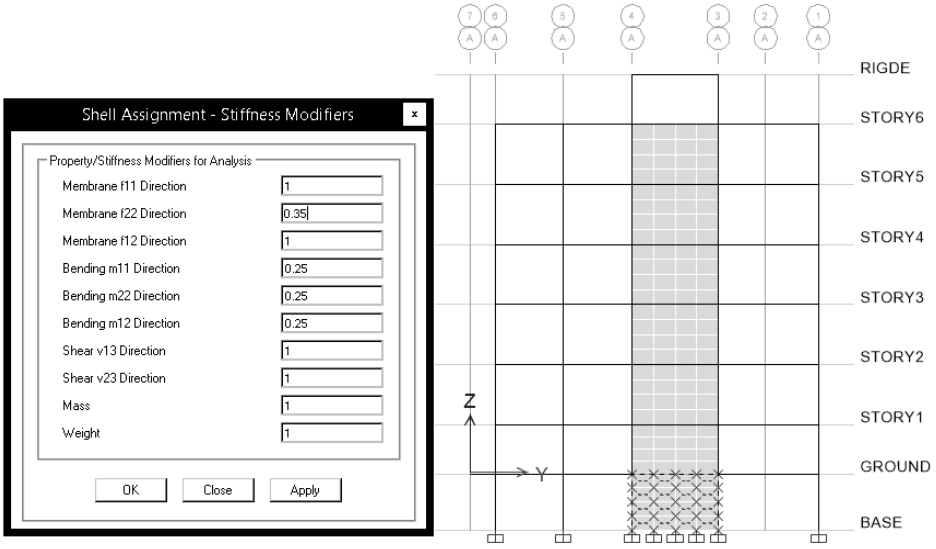
0.9D+EX
0.9D+EY

واحد سیستم را بر روی N/mm قرار داده و تنشهای موجود در دیوار را از طریق منوی زیر نمایش می دهیم:

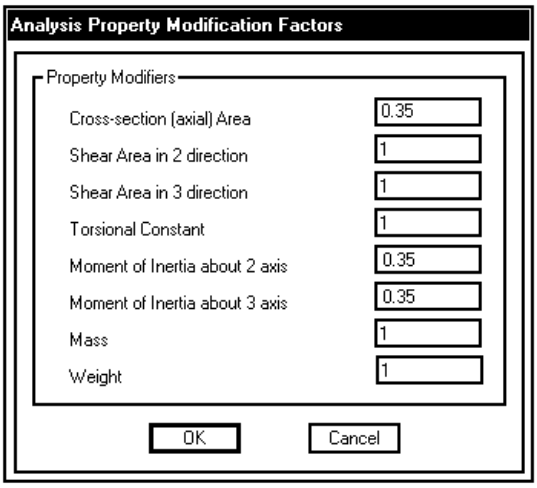




سختی خمشی دیوارهایی که تنش آنها فراتر از 3MPa می باشد، باید به 0.35I کاهش یابد:



همچنین ستونهای اطراف دیوارهای مربوط به آن طبقه باید به 0.35I کاهش یابند:

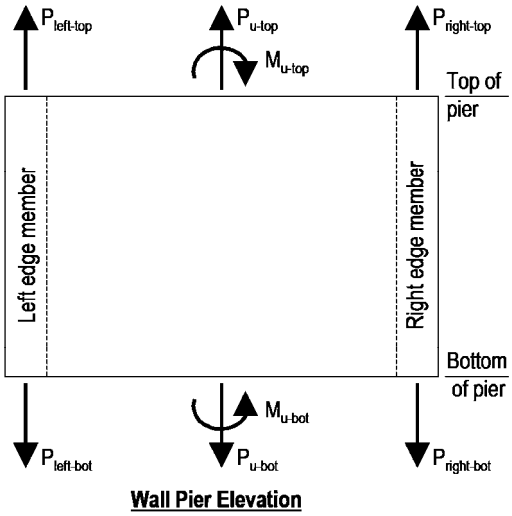


۴-۱ انتخاب روش طراحی

برای طراحی دیوار برشی سه روش مختلف توسط نرم افزار معرفی شده است:

1- 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.



$$P_{left-top} = \frac{P_{u-top}}{2} + \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{left} - 0.5B_{right})}$$

$$P_{right-top} = \frac{P_{u-top}}{2} - \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{left} - 0.5B_{right})}$$

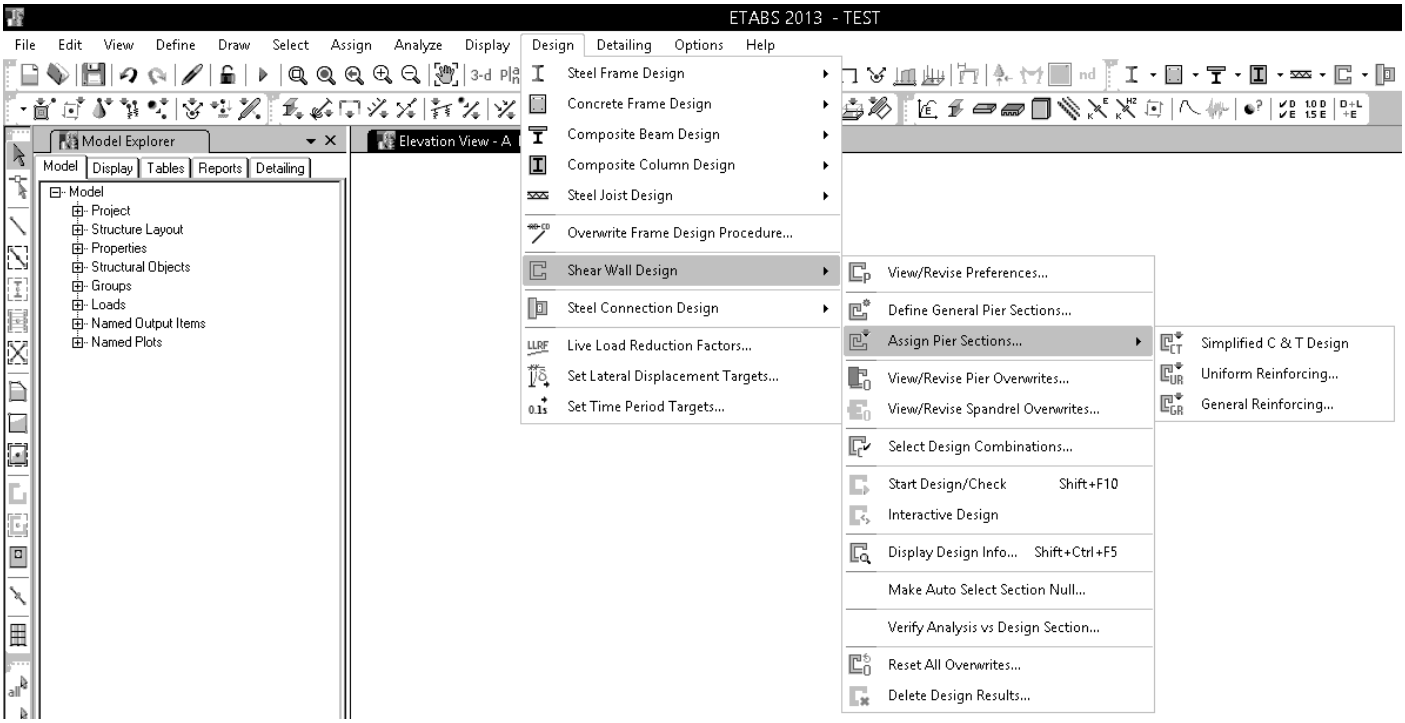
2- Uniform Reinforcing Pier Section

در این روش عرض دیوار ثابت فرض می شود (امکان تعریف ستون در انتهای آن نیست) و تنها زمانی می توان از آن استفاده کرد که در دو انتهای دیوار ستون نداشته باشیم.

3- 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.

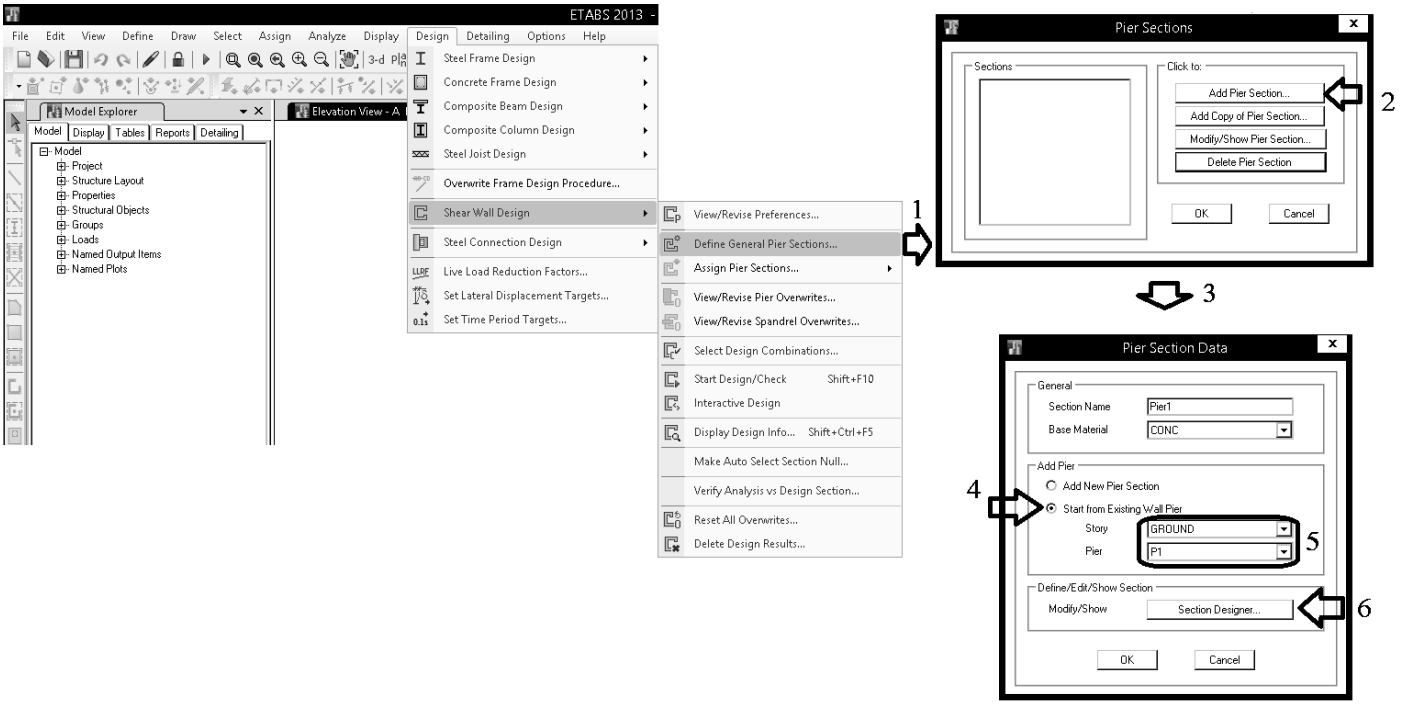
برای انجام طراحی باید المانهای دیوار را انتخاب کرده و سپس از طریق منوی زیر یکی از این سه گزینه را انتخاب نماییم:

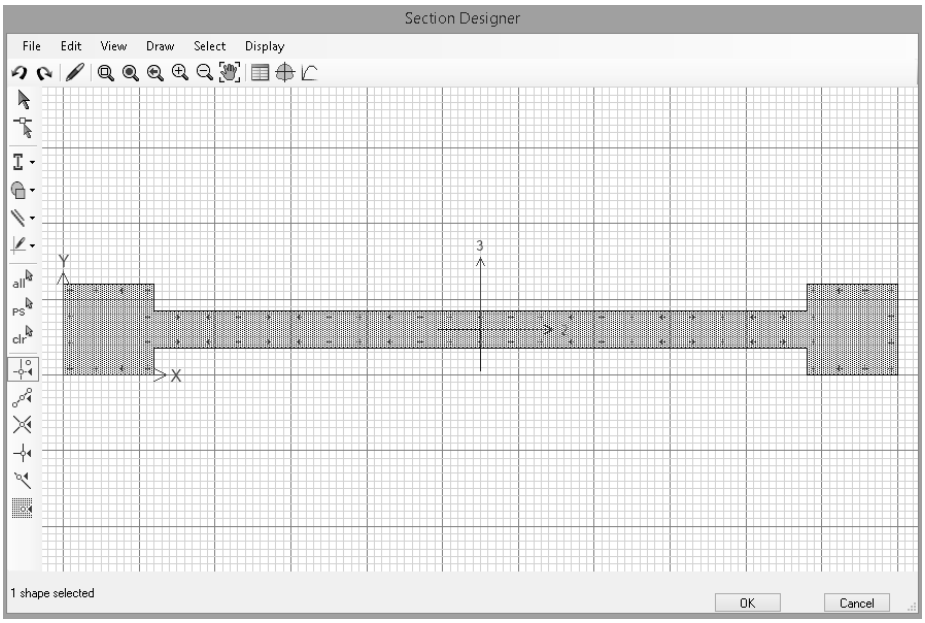


۲-۴ طراحی به روش General Reinforcing Pier Section

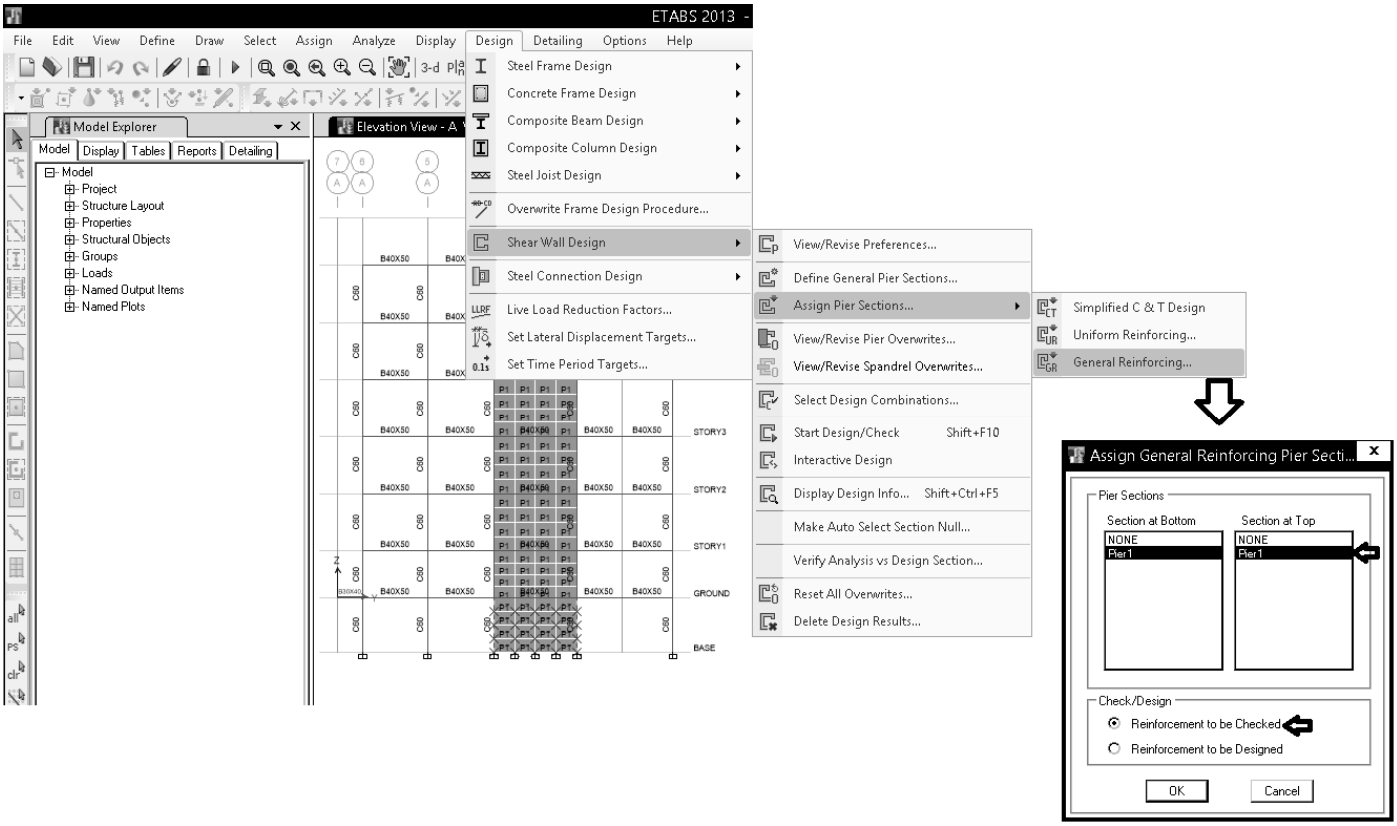
دقت شود که قبل از تعریف مقطع باید برچسب گذاری دیوار ها انجام شده باشد.

پس از برچسب گذاری باید مقطع دیوار همراه با موقعیت دقیق آرماتورها رسم شود:

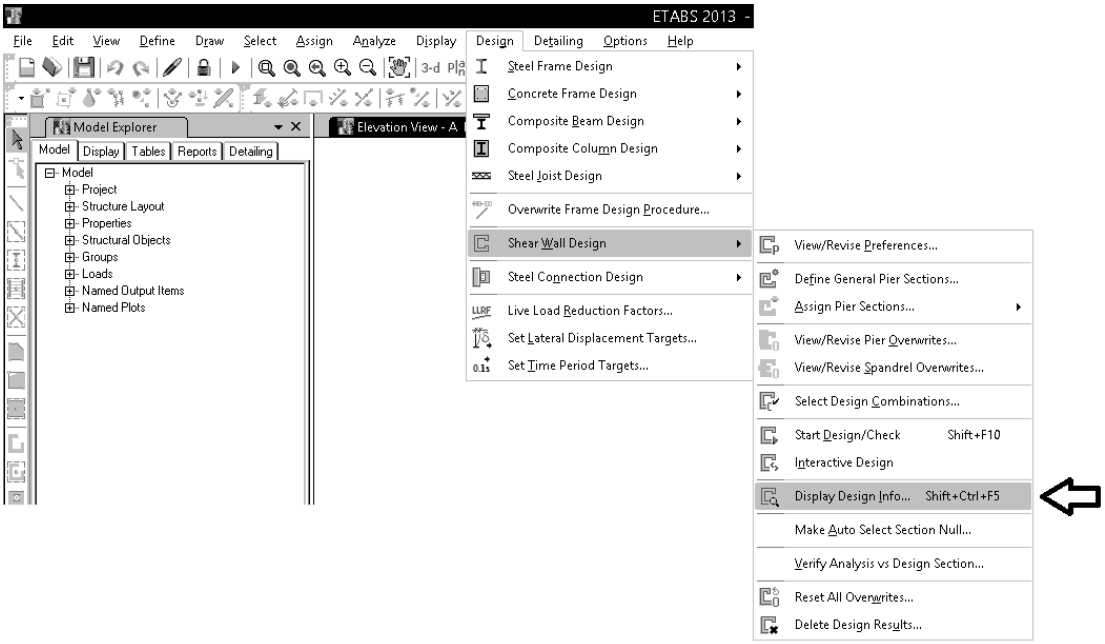


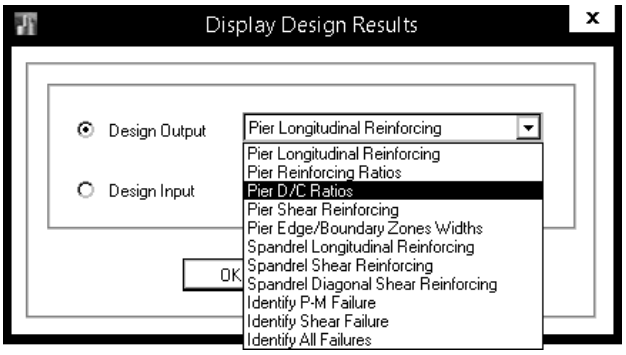


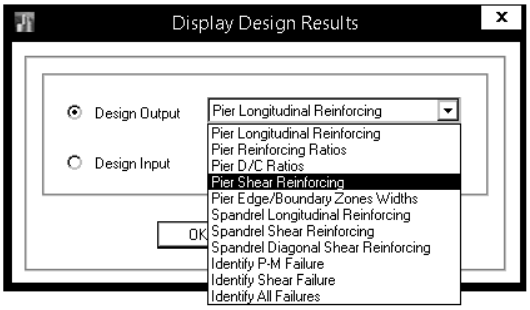
پس از تعریف مقاطع المانهای دیوار را انتخاب کرده و از منوی زیر نوع طراحی را General Reinforcing Pier Section انتخاب کرده و مقطع تعریف شده را به دیوار مورد نظر نسبت می دهیم:

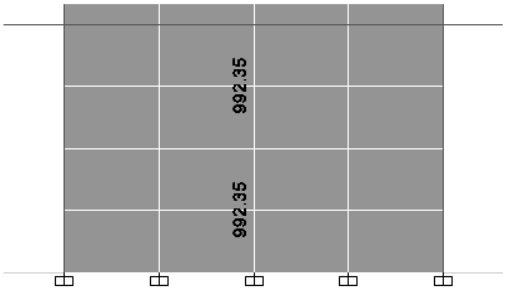


برای نمایش نسبت تنش در دیوار از منوی زیر استفاده می کنیم:









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 $\frac{992.35}{2} \times 0.2 = 992.235\ mm^2$ می باشد. می توان برای تامین مقدار فوق در هر لایه از $\Phi 12@20$ استفاده کرد.

۴-۲-۱ المان های مرزی

برای کنترل نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی، ابتدا نرم افزار تنشهای فشاری حداکثر را در دورترین تارها محاسبه میکند. سپس حداکثر جابجایی واقعی دیوار (δ_u) را محاسبه می کند. برای کنترل نیاز یا عدم نیاز تنها موارد زیر کنترل می شود:

۱- در صورتی که تنش حداکثر فشاری از $0.2f'c$ فراتر رود، المان مرزی لازم خواهد بود.

۲- در صورتی که عمق تار خنثی (c) تحت اثر بارهای ضریب دار از مقدار رابطه زیر فراتر رود، المان مرزی لازم خواهد بود.

نرم افزار ابتدا مورد اول را کنترل می کند. در صورتی که تنش فشاری کمتر از $0.2f'c$ باشد، مورد دوم توسط نرم افزار کنترل نمی شود. در صورتی که تنش فشاری بیشتر از $0.2f'c$ باشد، نرم افزار مورد دوم را بررسی می کند و اگر مورد دوم نیز محدودیت را رعایت نکند، برای دیوار المان مرزی منظور می کند.

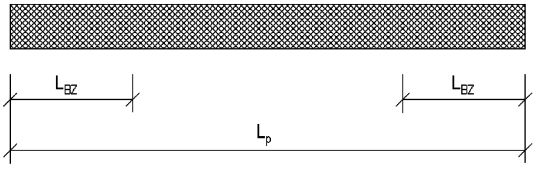
When the extreme fiber compressive stress, b_c, exceeds$0.2\ f'_c$, boundary elements are required (ACI 21.9.6.3), or when the neutral axial depth calculated from the factored axial force and nominal moment strength are consistent with design displacement, δ_u, and exceed the following limit:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \qquad \text{(ACI 21.9.6.2)}$$

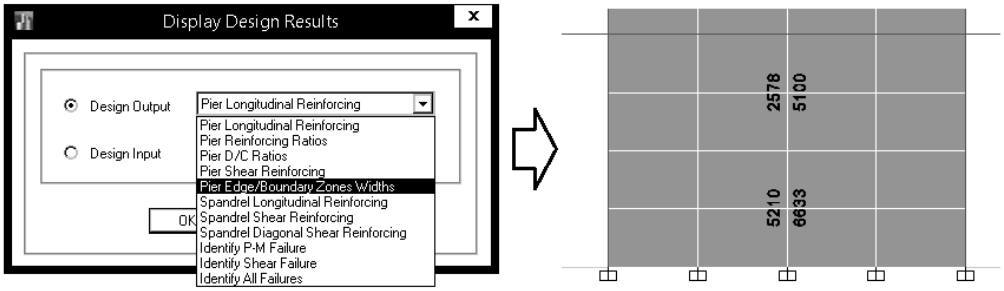
boundary elements are required (ACI 21.9.6.2).

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:

$$L_{BZ} = \max\{c/2, c-0.1L_w\}. \qquad \text{(ACI 21.9.6.4(a))}$$



21.9.6.3 — Structural walls not designed to the provisions of 21.9.6.2 shall have special boundary elements at boundaries and edges around openings of structural walls where the maximum extreme fiber compressive stress, corresponding to load combinations including earthquake effects, ***E***, exceeds $\mathbf{0.2f'_c}$. The special boundary element shall be permitted to be discontinued where the calculated compressive stress is less than $\mathbf{0.15f'_c}$. Stresses shall be calculated for the factored forces using a linearly elastic model and gross section properties. For walls with flanges, an effective flange width as defined in 21.9.5.2 shall be used.



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 $۰/۳۱f_{cd}$ 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 $۰/۲۳f_{cd}$ 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 ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند۹-۲۳-۴-۲-۲-۳-۲۳-۹ به کار برد.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۳-۴ 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.

۴-۳ ضوابط سیستم دوگانه

۴-۸-۱ 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.

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*.

سوال: آیا دیواهای U شکل یا L شکل اطراف راه پله به صورت یکپارچه pier شود یا جداگانه؟

۴-۴ 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.

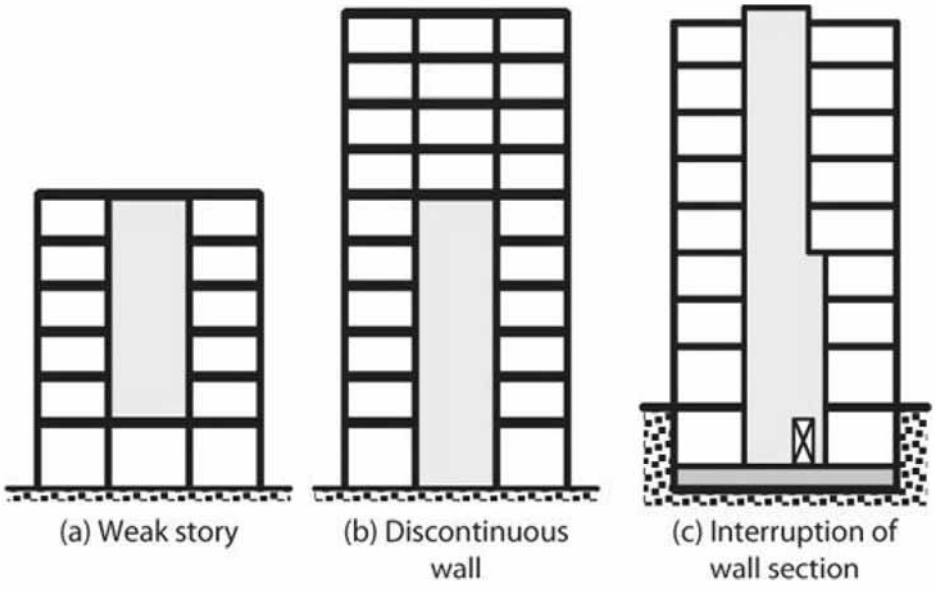
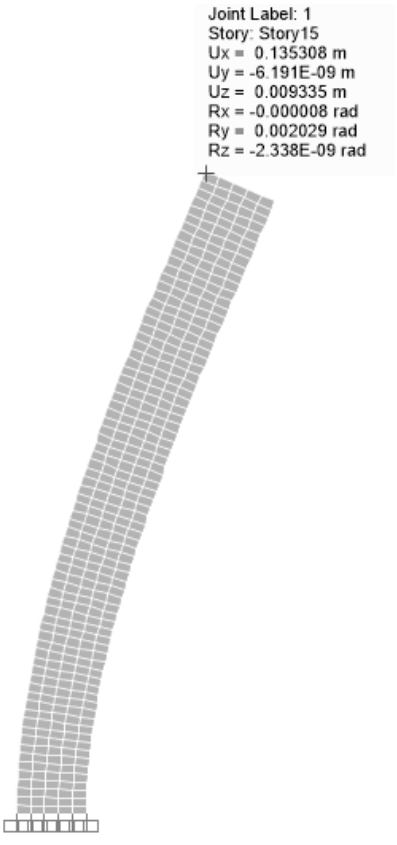


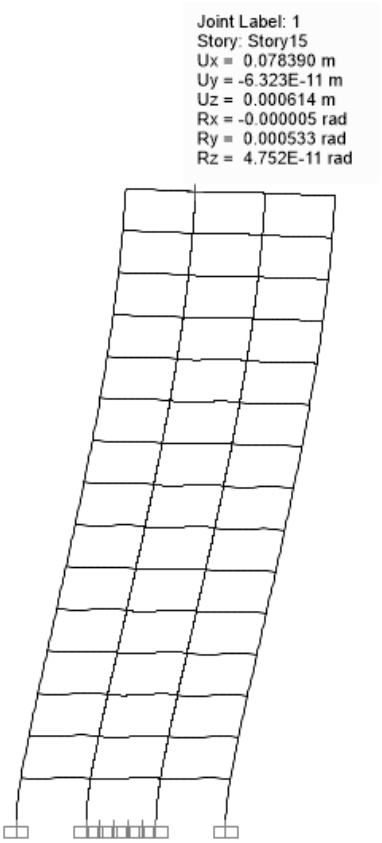
FIGURE 13.4 Wall vertical irregularities.

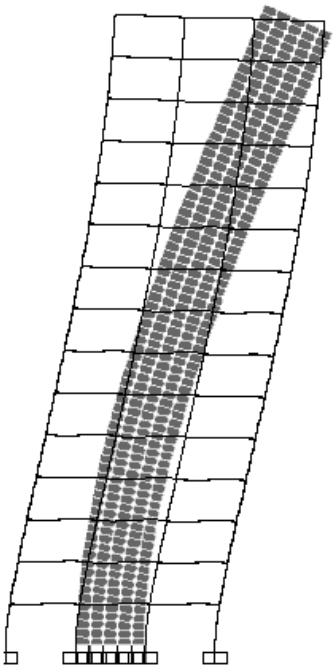
FIGURE 13.5 Permanent offset of weak first story due to discontinued wall, Olive View Hospital, 1971 San Fernando earthquake. (*Photograph by K. Steinbrugge, used with permission from the National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.*)

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.

۴-۵ اندرکنش دیوار و قاب







۶-۴ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی

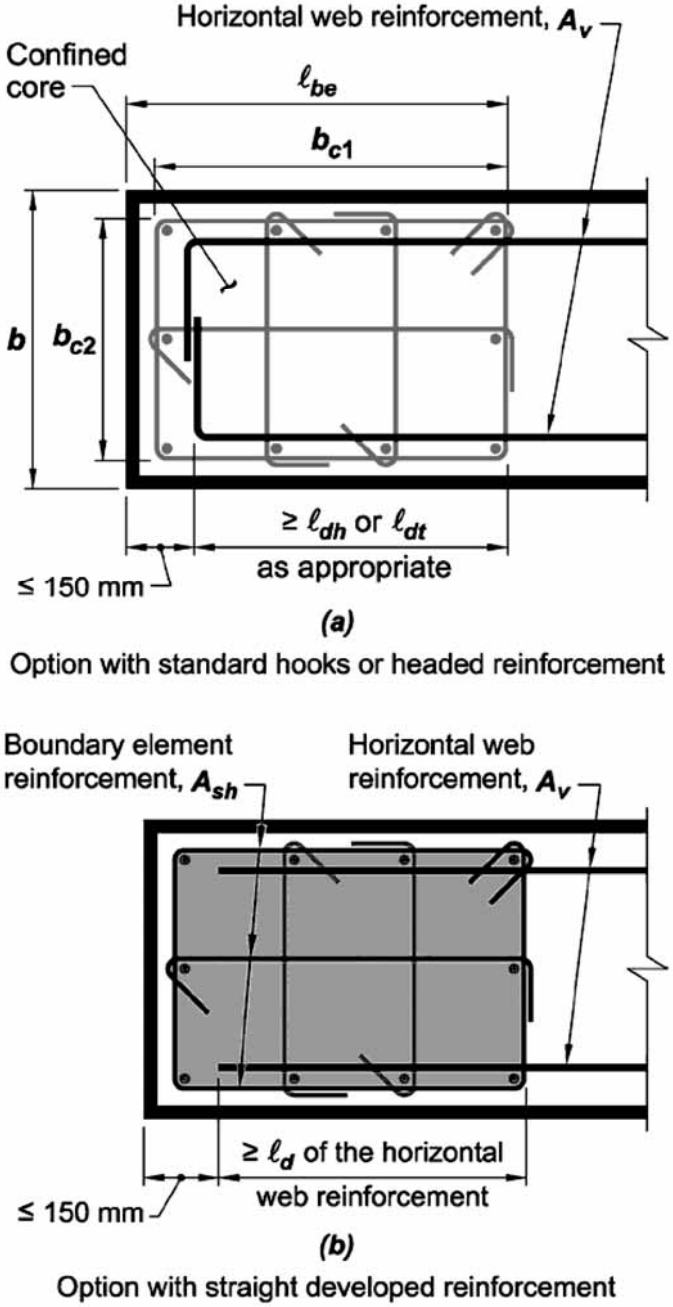


***Fig. R18.10.6.4.1**—Development of wall horizontal reinforcement in confined boundary element.*

۷-۴ تیر همبند (Coupling beam)

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 $2A_{cv}v_c$ 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.

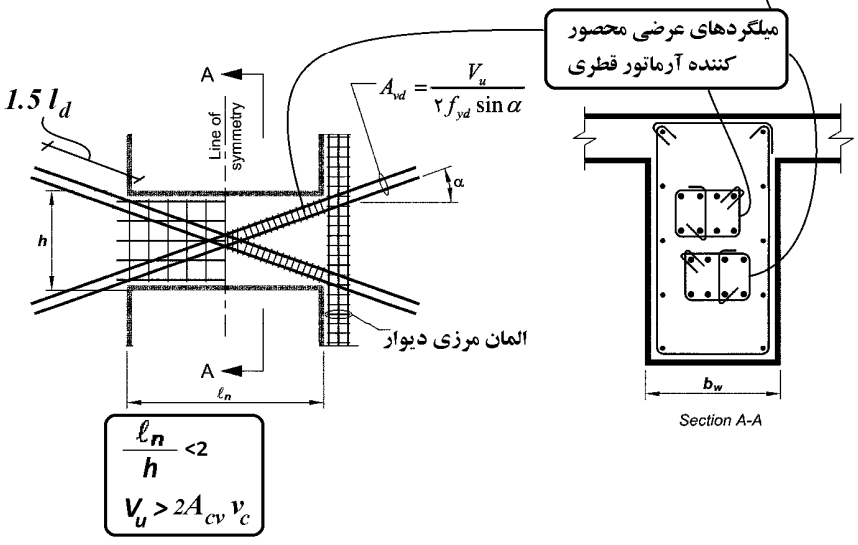
۹-۲۳-۴-۳-۴-۳ آرماتورهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلی‌متر محصور شوند، حداکثر فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر برابر با کوچکترین سه مقدار (الف) تا (پ) این بند است:

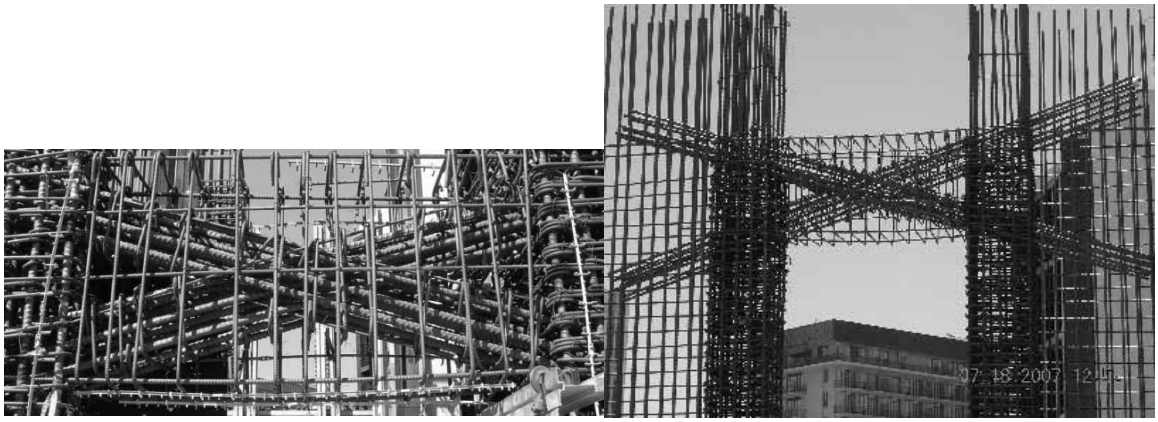
الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

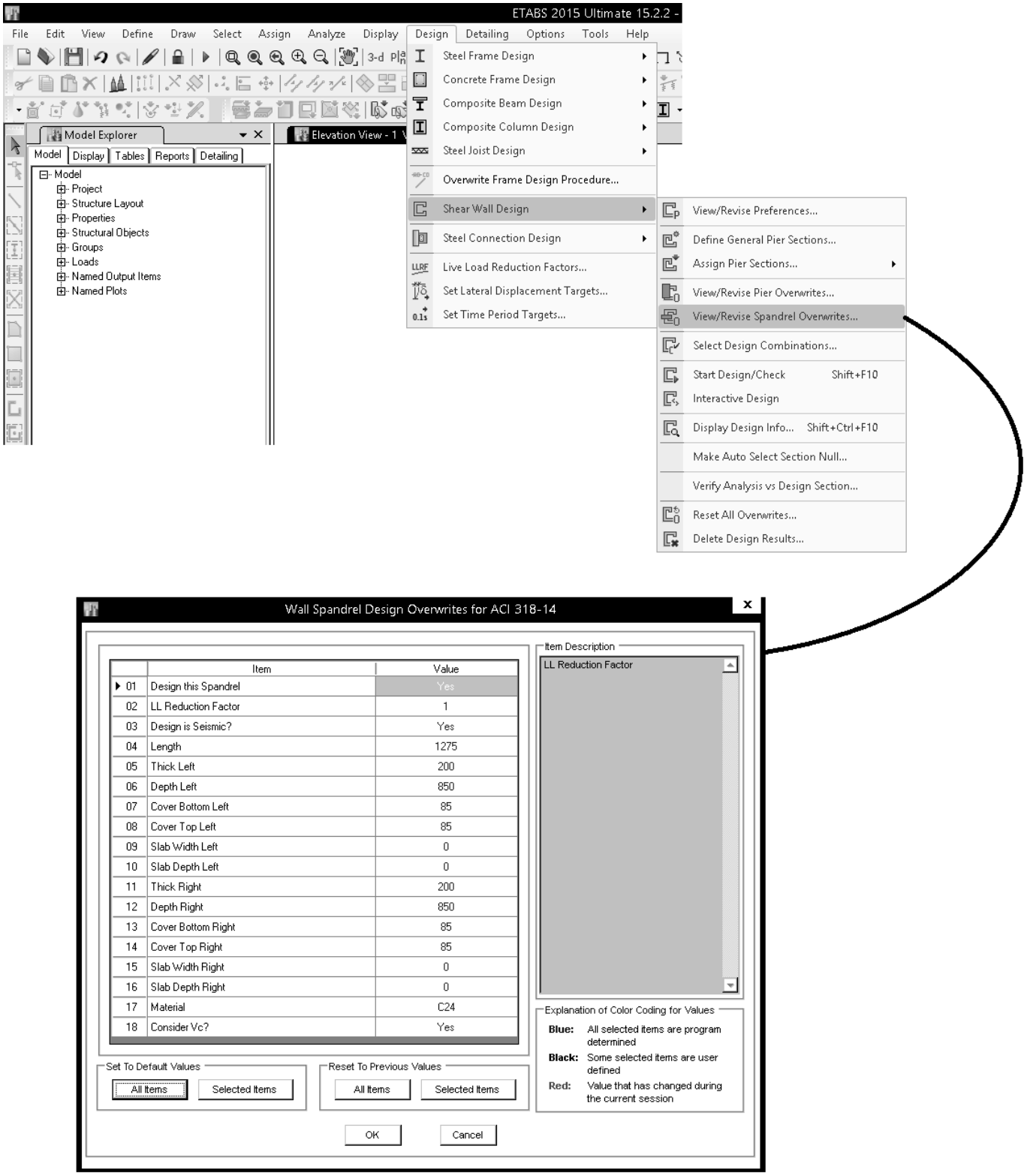
ب- ۲۴ برابر قطر تنگ‌ها یا دورپیچ‌ها

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.



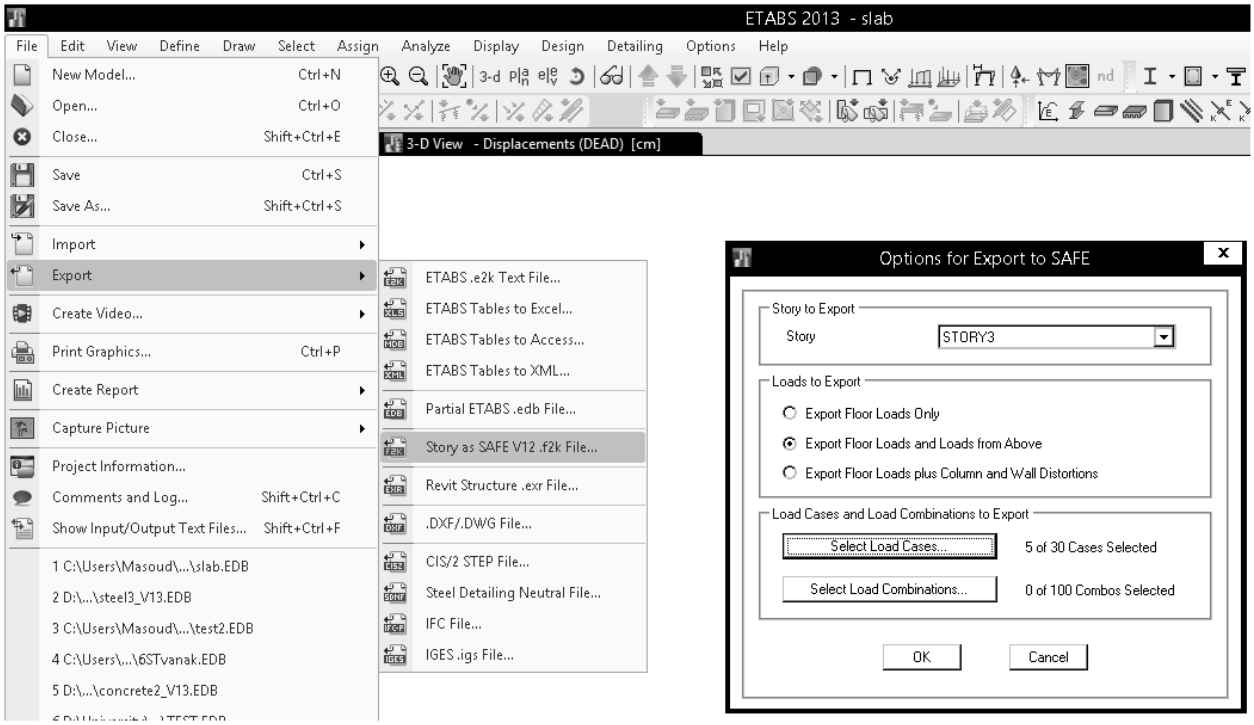



ETABS 2015 Ultimate 15.2.2 -
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Elevation View - 1
Steel 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...

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 فونداسیون

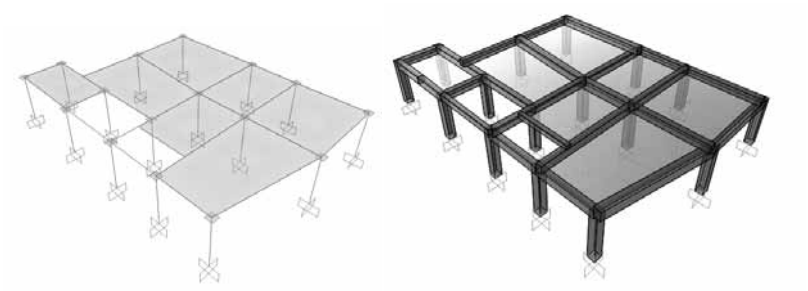
۵-۱ انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS



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.

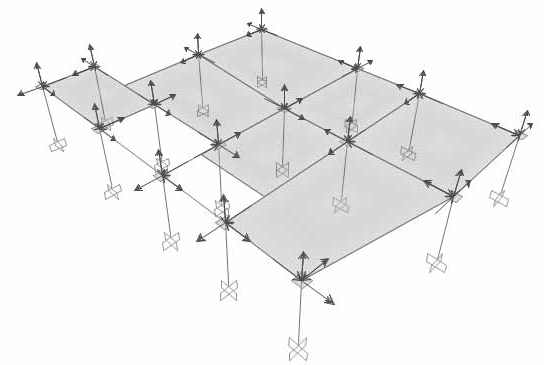
در صورتی که مابین ستونها تیر داشته باشیم، تحمل نیروی زلزله به عهده تیرها خواهد بود و دالها لرزه گیر نیستند و بنابراین برای دالهای (با تیر مابین ستونها) توصیه می شود از این گزینه استفاده شود.



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.

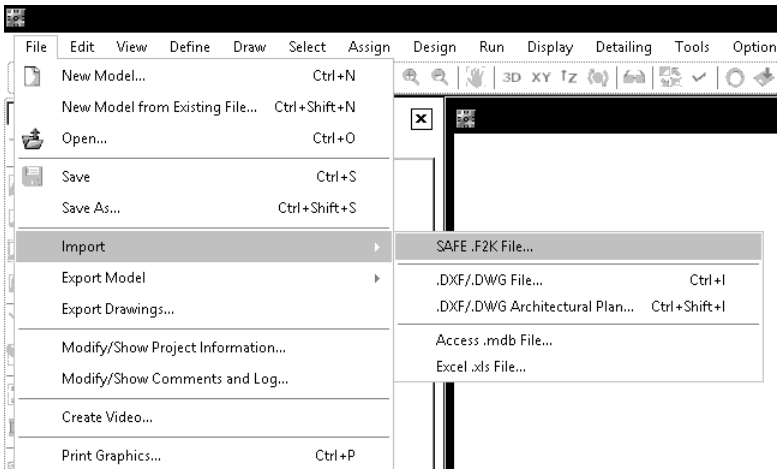


:Export Floor Loads plus column and wall distorsions

- 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.

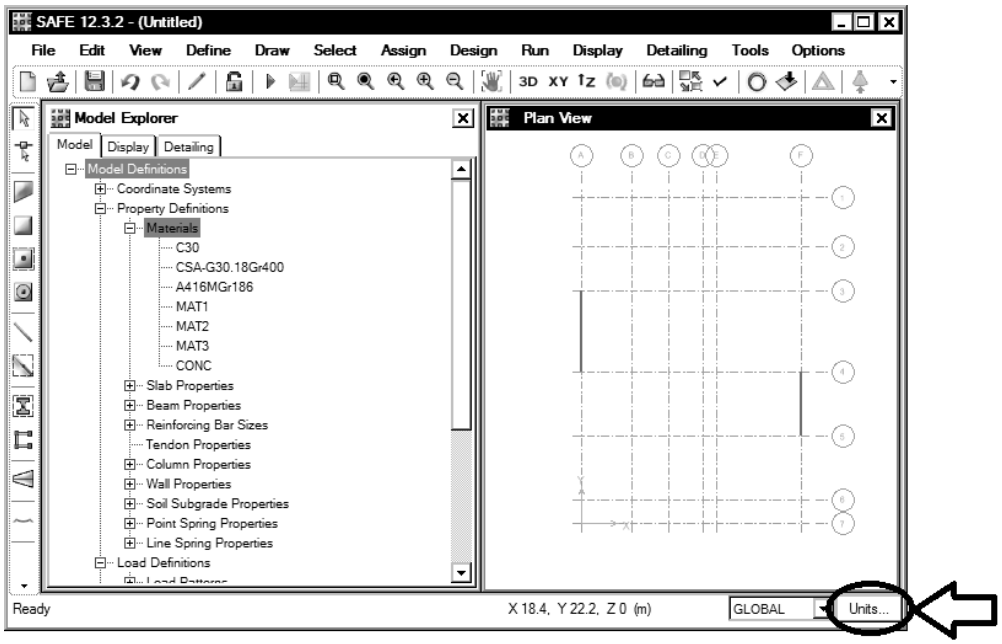
در دالهایی که مابین ستونها تیر نداریم و از طرفی مایل هستیم تاثیر نیروهای لرزه ای را بر دالها بررسی کنیم، می توان از این گزینه استفاده کرد.

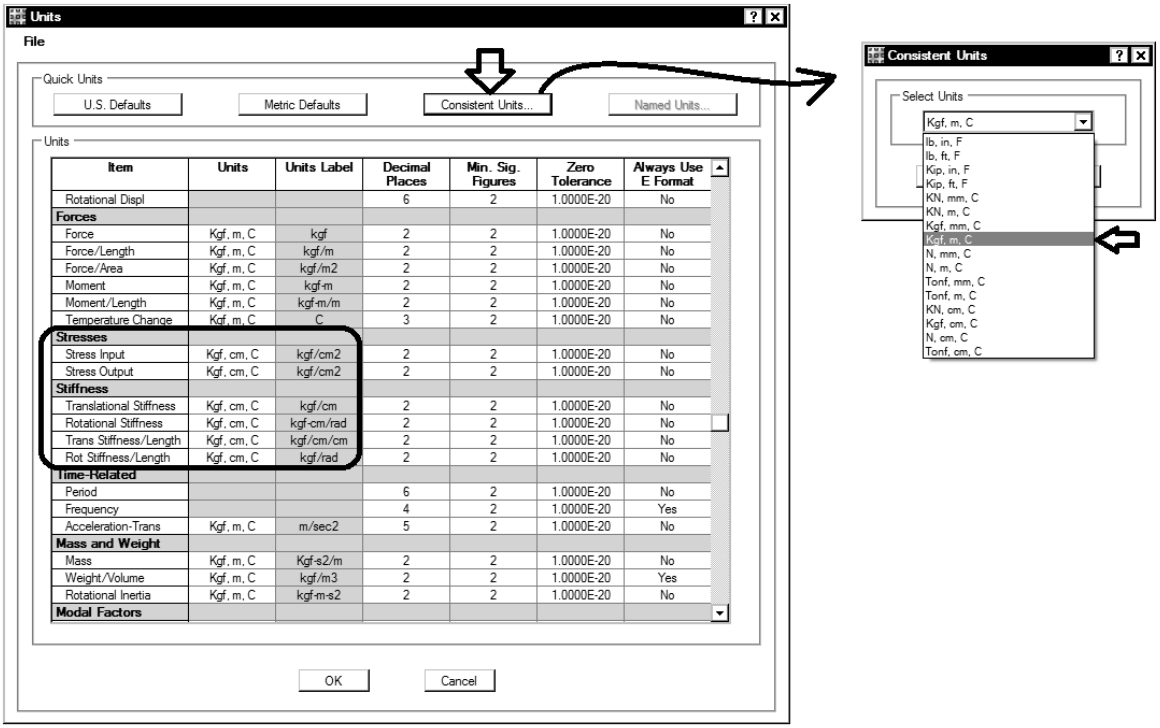
پس از export کردن عکس العملهای تکیه گاهی، در نرم افزار SAFE باید فایل ایجاد شده از طریق منوی زیر فراخوانی شود:



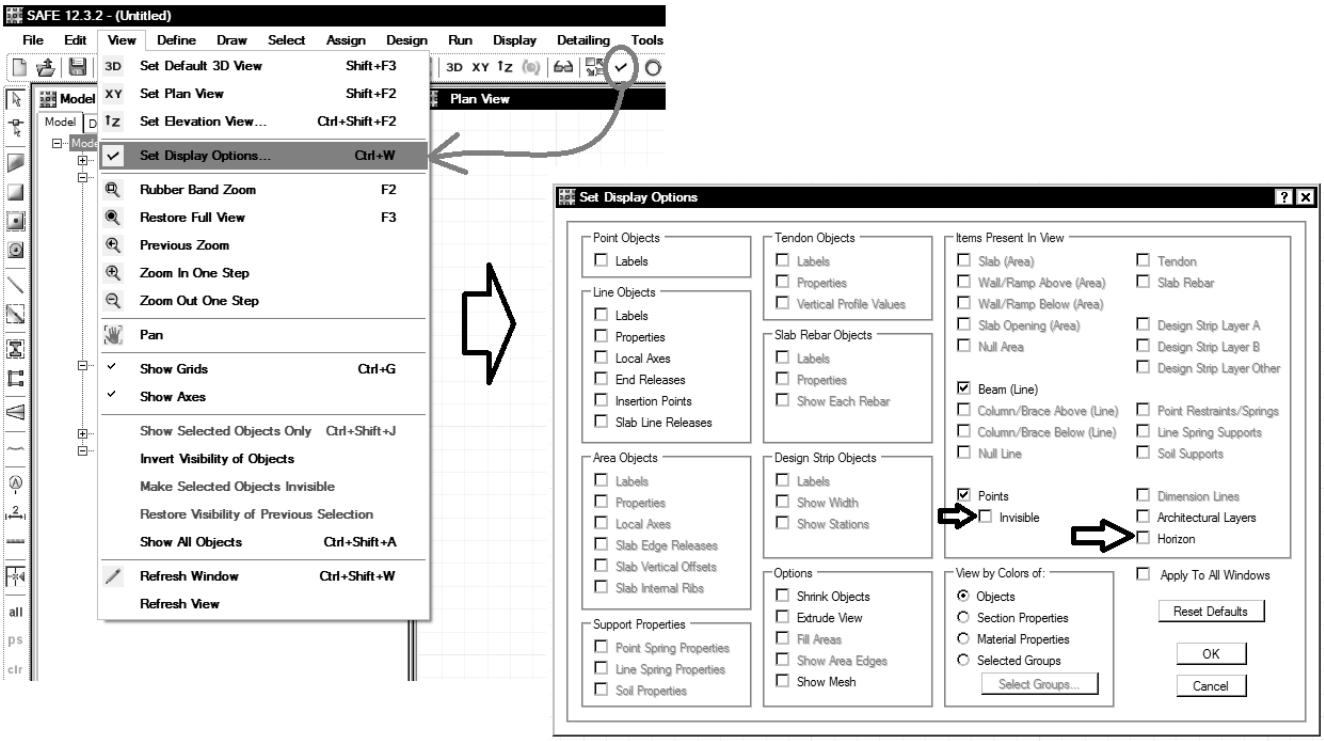
۲-۵ تنظیمات اولیه

برای تغییر واحد های محاسباتی به طریق زیر عمل می شود:

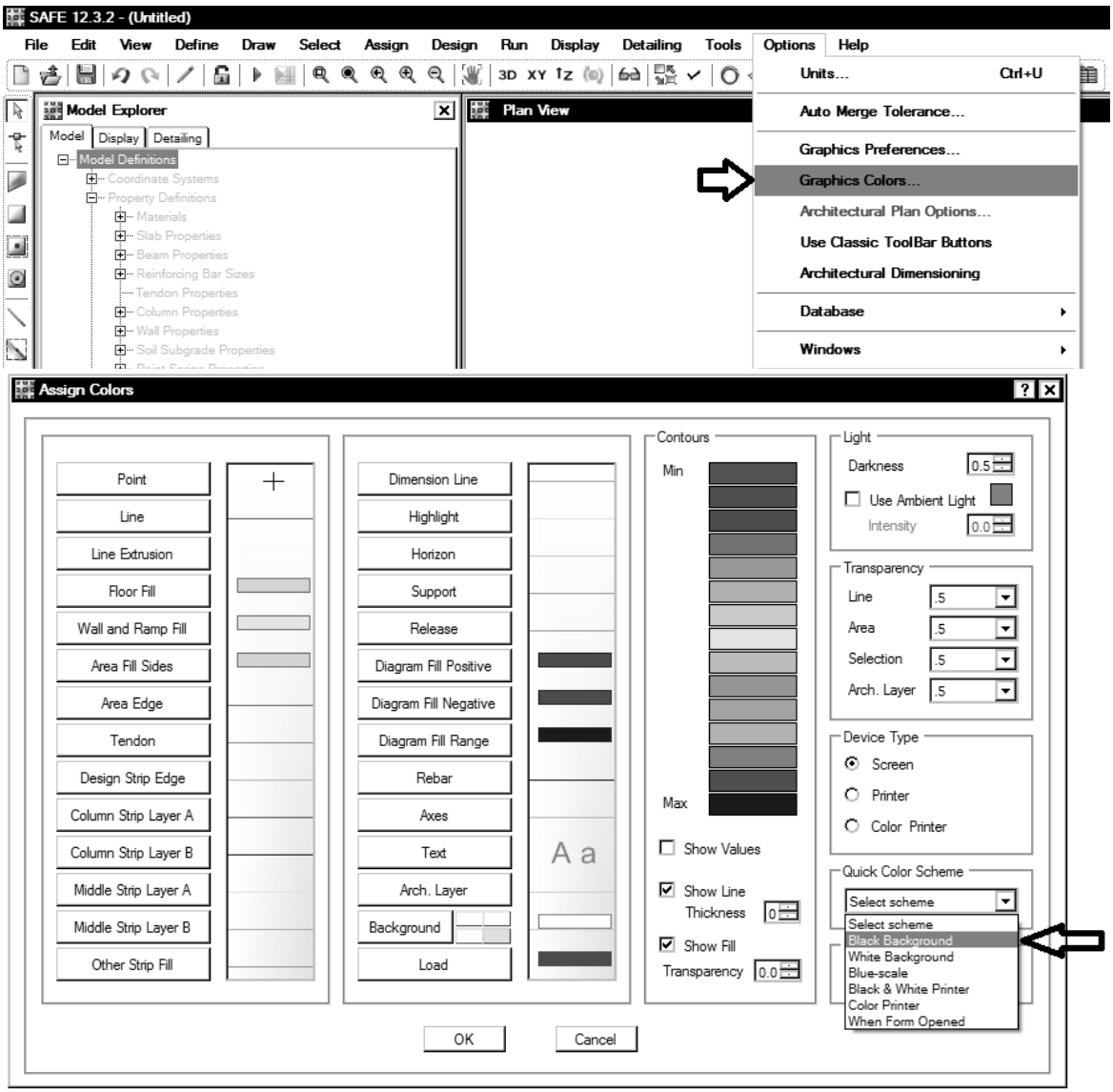




برای نمایش بهتر می توان خطوط مشبک صفحه را به طریق زیر حذف کرده و نقاط را از حالت پنهان خارج نمود:

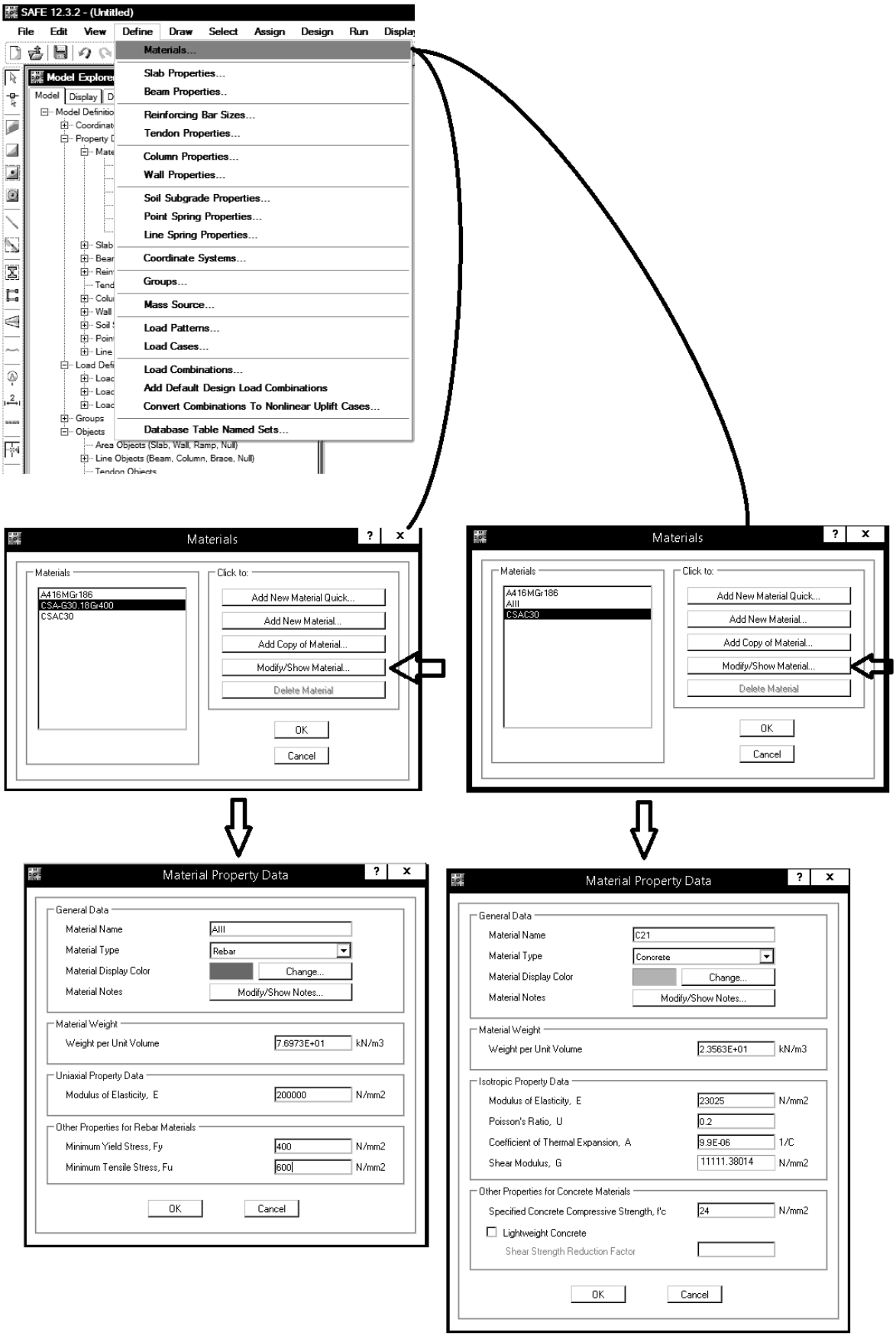


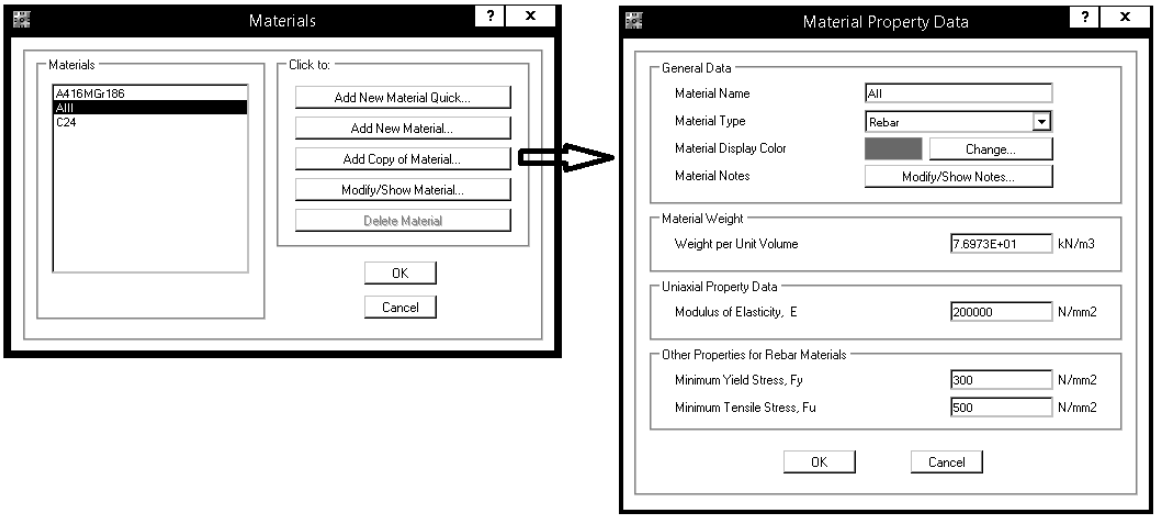
رنگ زمینه را نیز به طریق زیر به رنگ مشکی تغییر داد:



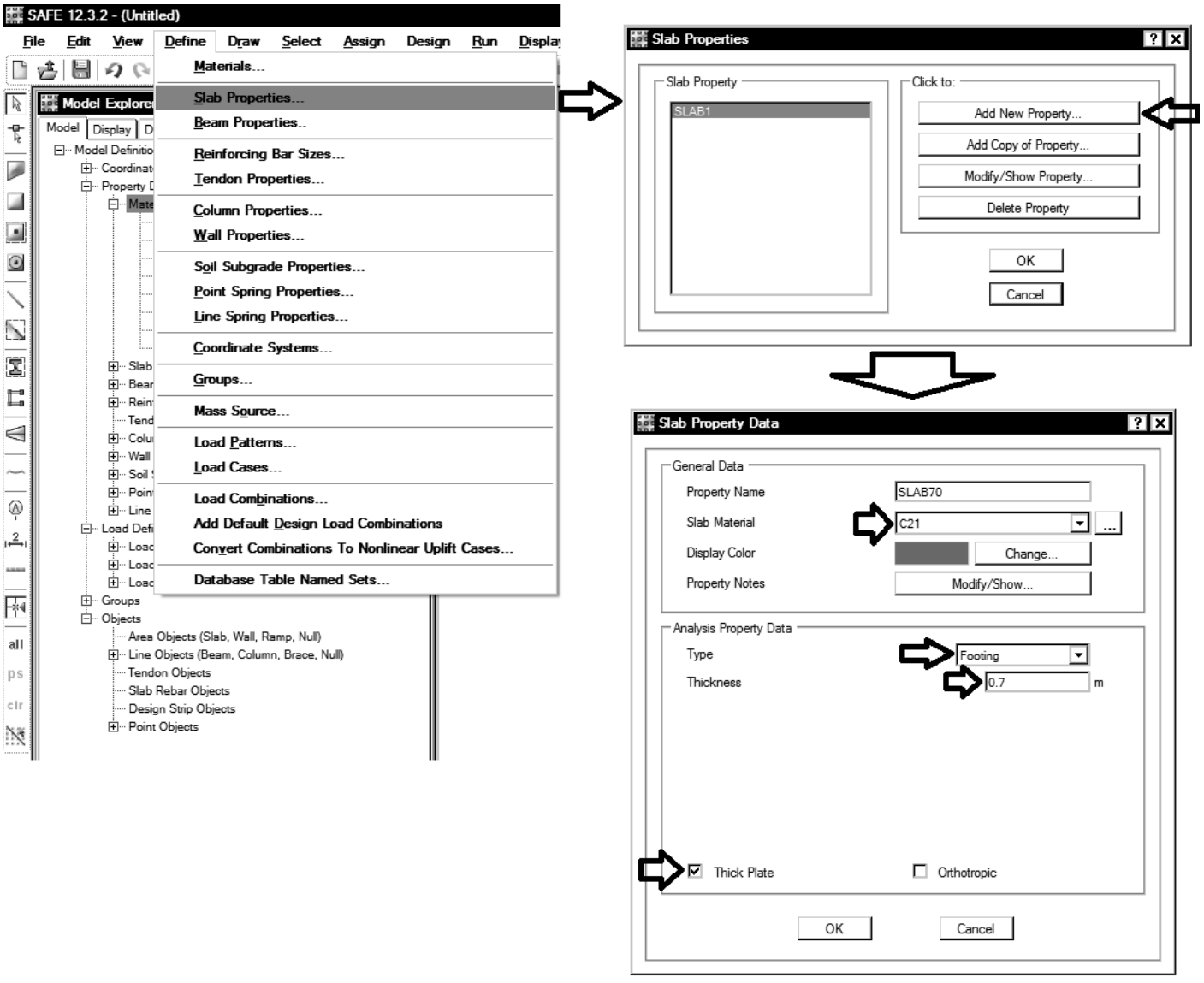
۵-۳ منوی Define

۵-۳-۱ تعریف مصالح

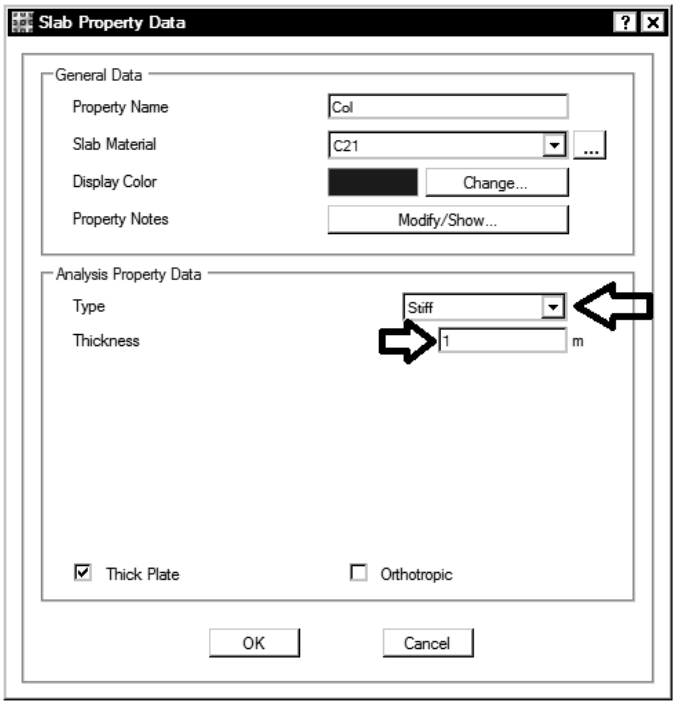




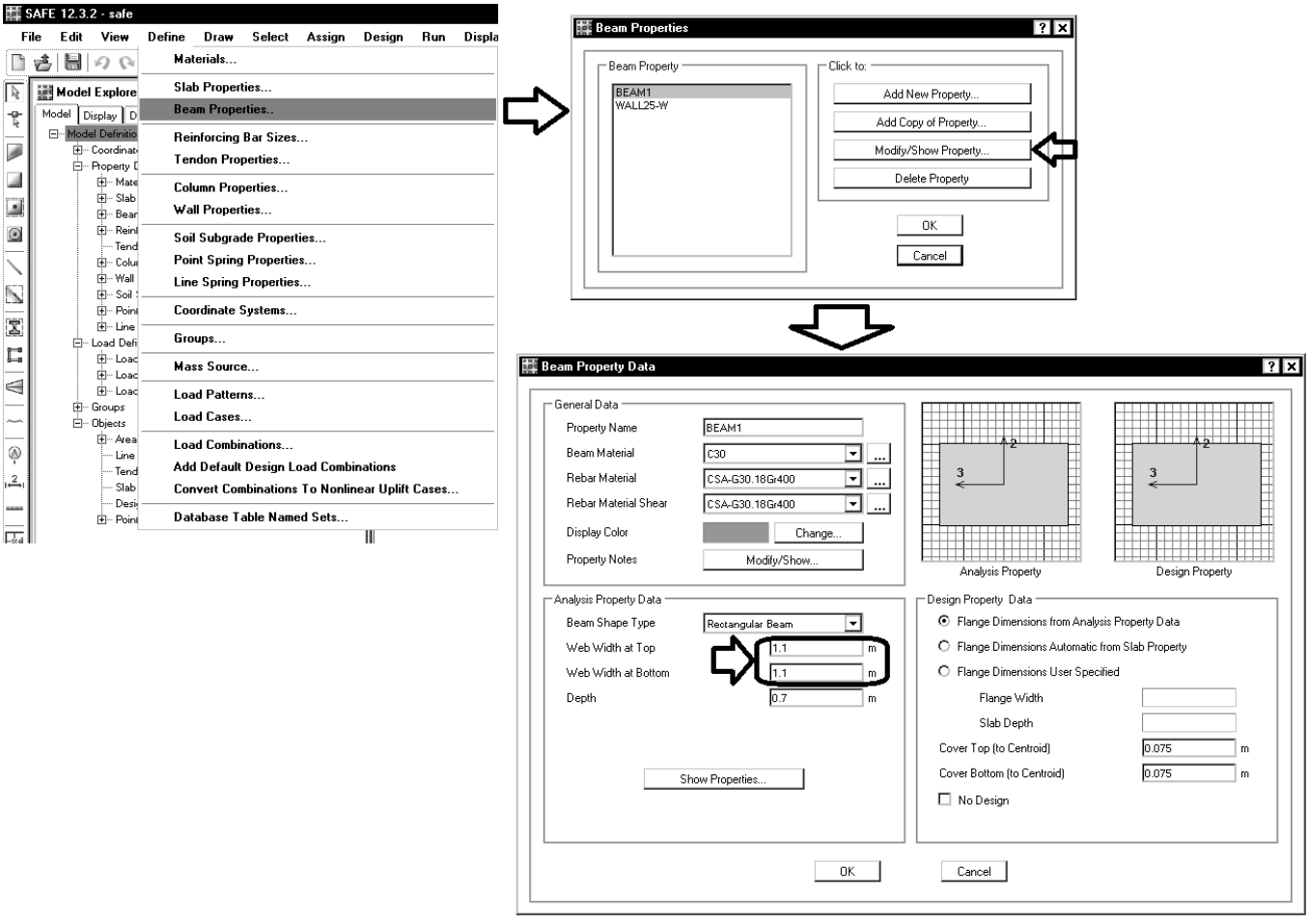
۴-۵ تعریف مقاطع پی و ستون



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:



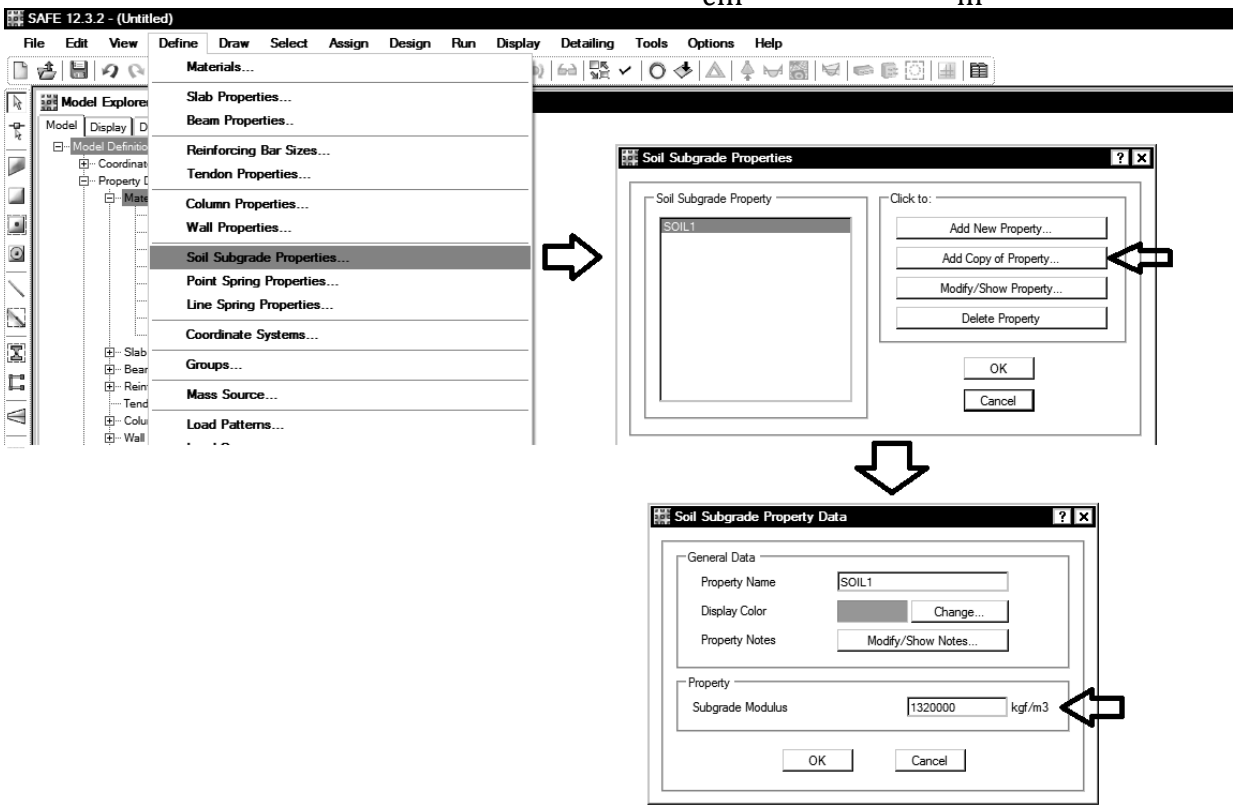
۵-۴-۱ تعریف مقطع تیر



۵-۴-۲ تعریف مدول عکس العمل بستر خاک

مدول عکس العمل بستر خاک را برای پی های نواری به صورت تقریبی (در صورت فقدان نتایج مکانیک خاک) می توان برابر $k_s=1.2\times q \ \ kg/cm^3$ درنظر گرفت که q تنش مجاز خاک می باشد. برای مثال اگر تنش مجاز خاک برابر $q=1.1\ kg/cm^2$ باشد، مقدار ضریب بستر برابر خواهد بود با:

$$k_s = 1.2 \times 1.1 = 1.32\,\frac{kg}{cm^3} = 1.32 \times 10^6\ \frac{kg}{m^3}$$



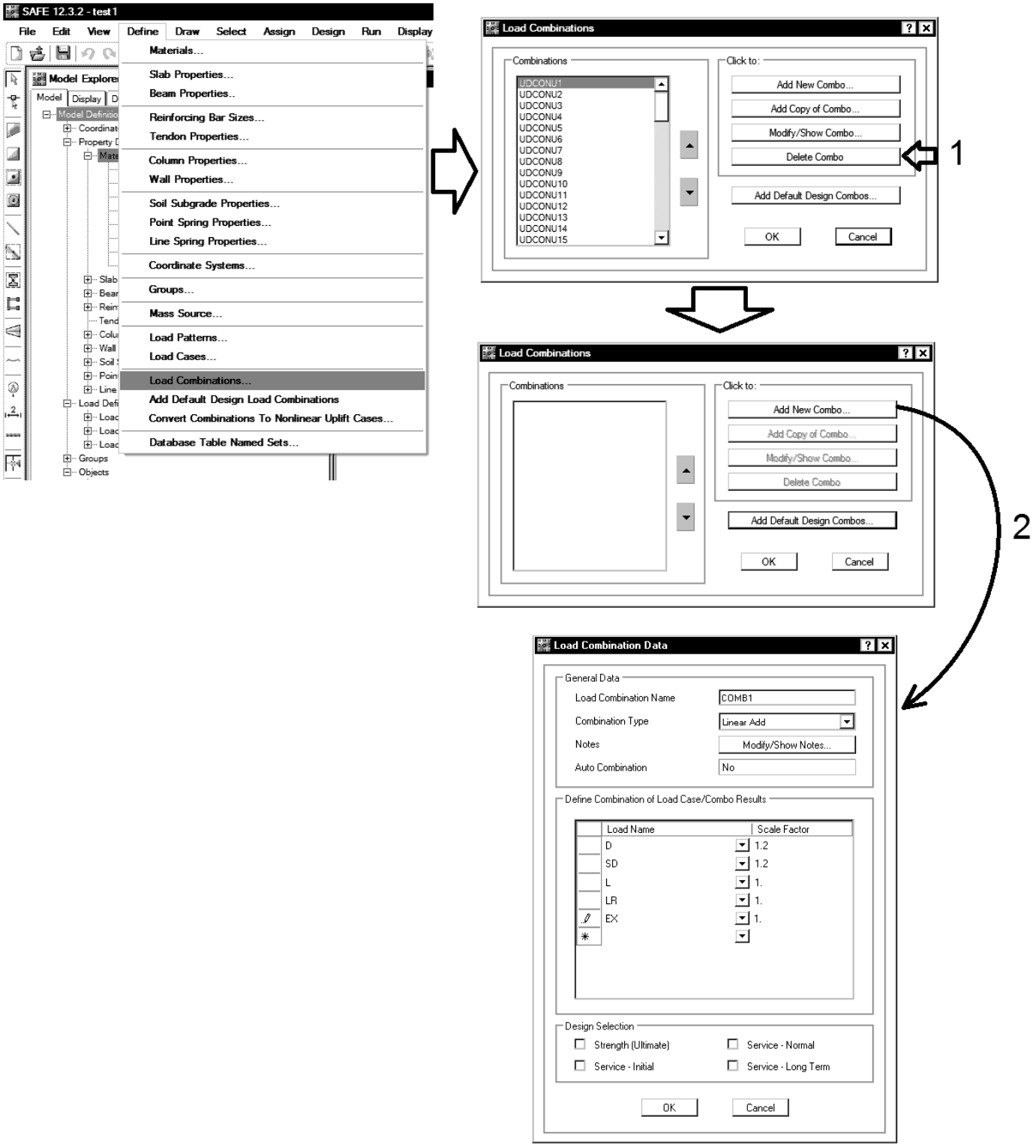
۵-۵ بارها

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.

۶-۵ ترکیب بارهای طراحی

آیا نیازی به تعریف ترکیب بارهای طراحی جدید در SAFE هست؟ در چه مواردی باید ترکیب بار مجددا در SAFE تعریف شود؟

۱-۶-۵ روش دستی تعریف ترکیب بار



۷-۵ تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک

ترکیب بارهای فوق در طراحی پی (آرماتورهای طولی و عرضی و کنترل برشی پانچ) استفاده خواهد شد.

برای کنترل تنش زیر خاک باید از ترکیب بارهای سرویس 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.

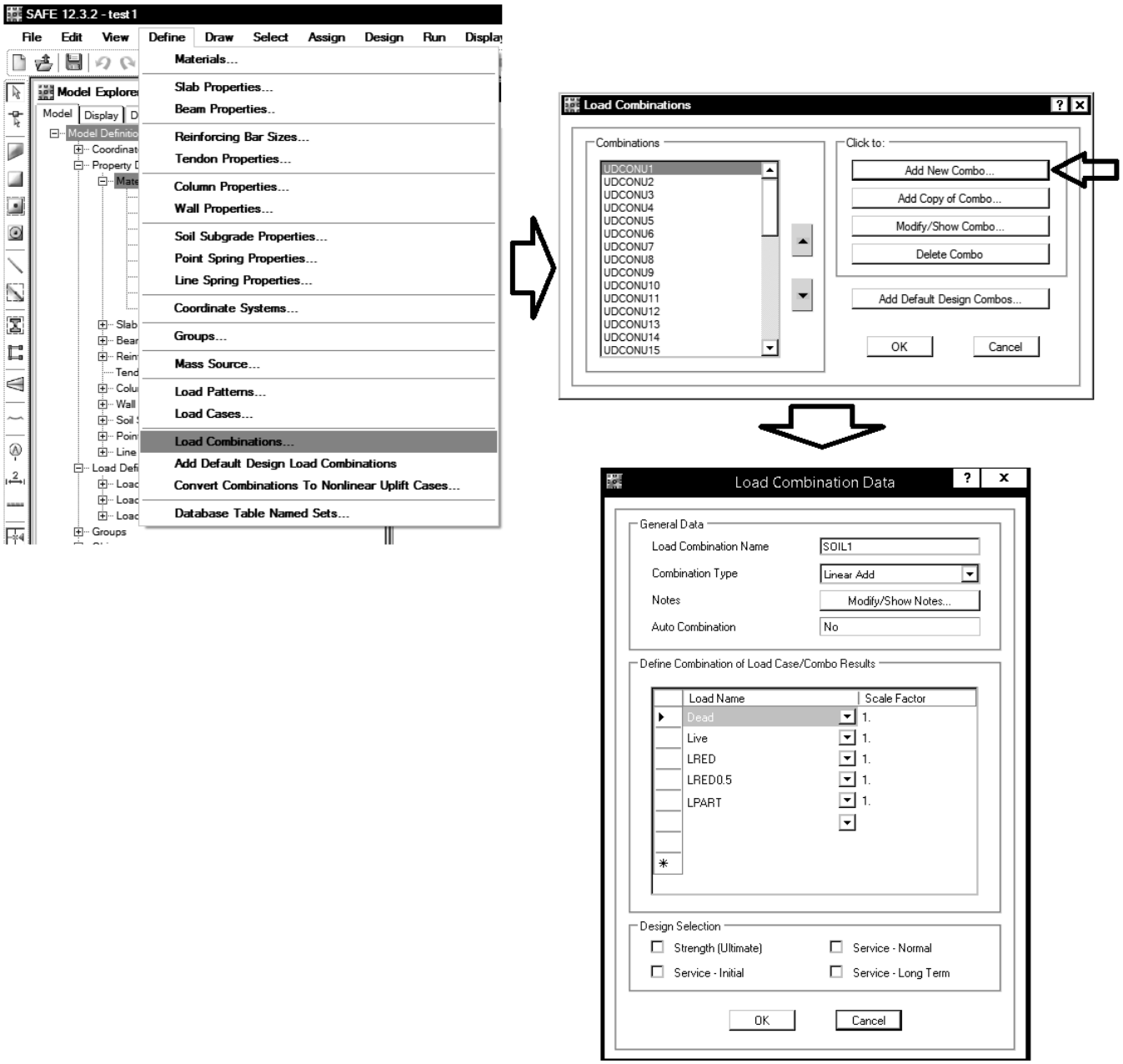
۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D+[۰٫۶(۱٫۴W) یا ۰٫۷E]
۶) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵[۰٫۶(۱٫۴W)]+ ۰٫۷۵(L_r یا S یا R)
۷) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵(۰٫۷E)+ ۰٫۷۵S
۸) ۰٫۶D+۰٫۶(۱٫۴W)
۹) ۰٫۶D+۰٫۷E
۱۰) ۱٫۰D+۱٫۰T
۱۱) ۱٫۰D+۰٫۷۵[L+(L_r یا S)+T]

مطابق شکل فوق باید ترکیب بارهای زیر تعریف شوند:

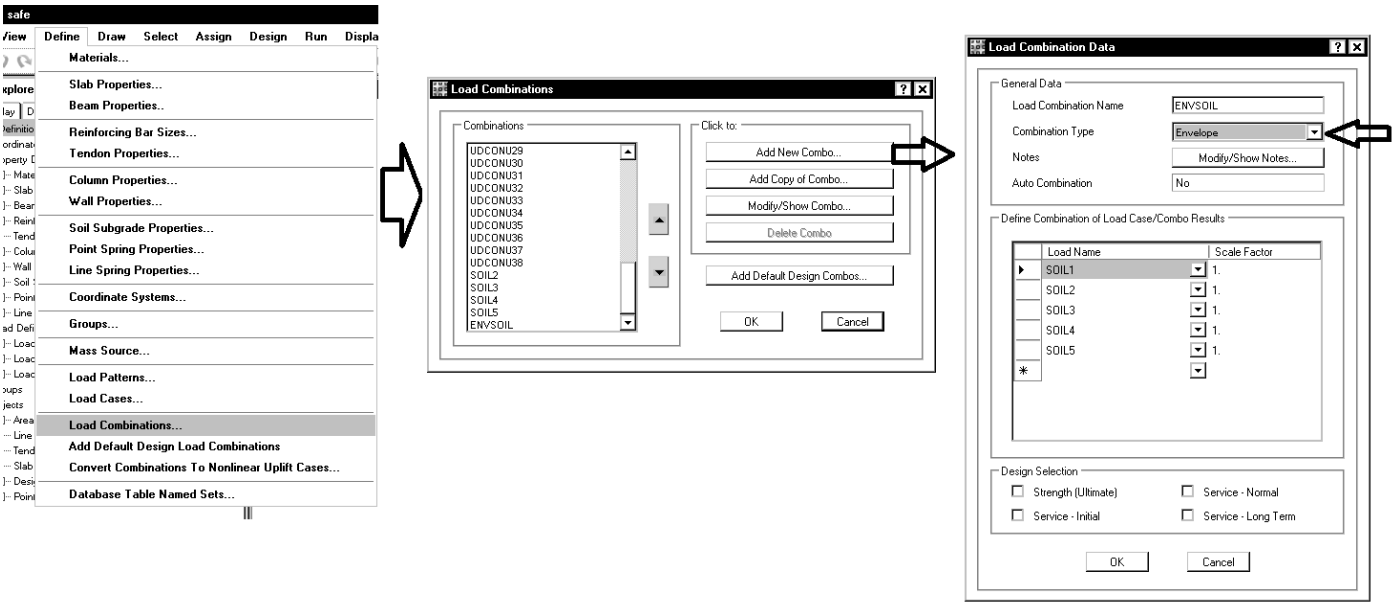
- فرض: بار برف کمتر از 1.5kPa است.
- در بارهای زیر به جای E باید تمامی بارهای لرزه ای (شامل بارهای لرزه ای مربوط به زلزله متعامد) باید جایگزین شود.

SOIL1: D + L
SOIL2: D+0.7E +0.7Ev
SOIL3: D + 0.75L ± 0.525E +0.525Ev+ 0.75S
SOIL4: 0.6D + 0.7E

- 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.

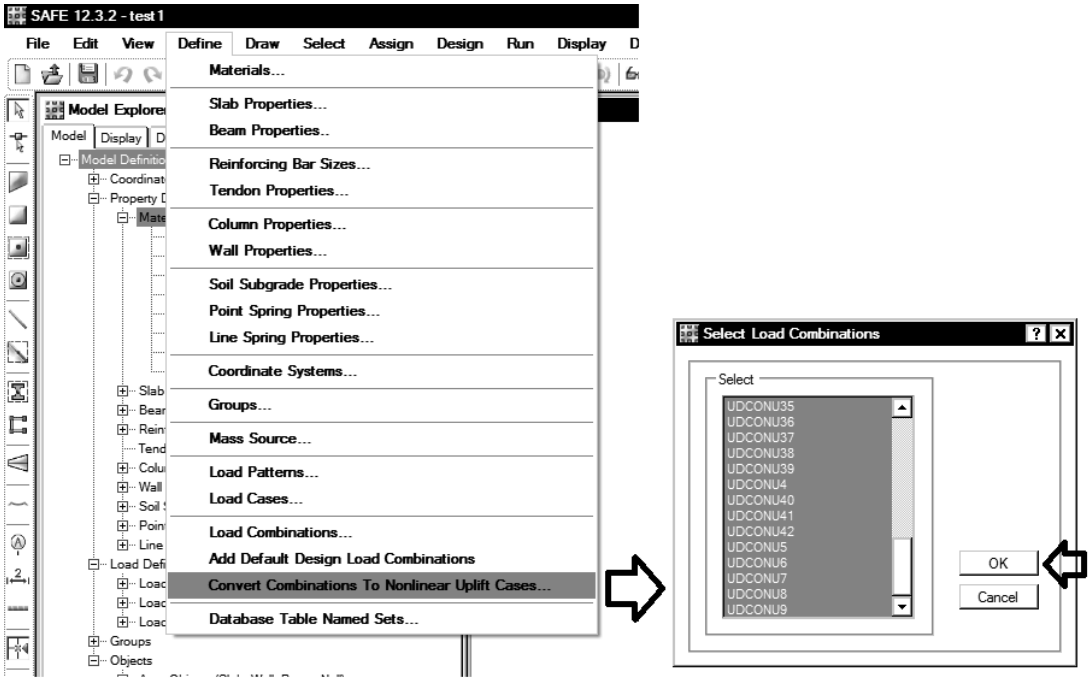


جهت کنترل تنش زیر خاک می توان یک ترکیب بار پوش تعریف کرد. به طوریکه حداکثر و حداکثر مقدار تنش زیر خاک تحت اثر تمامی بارهای فوق را بتوان به صورت یکجا مشاهده نمود:

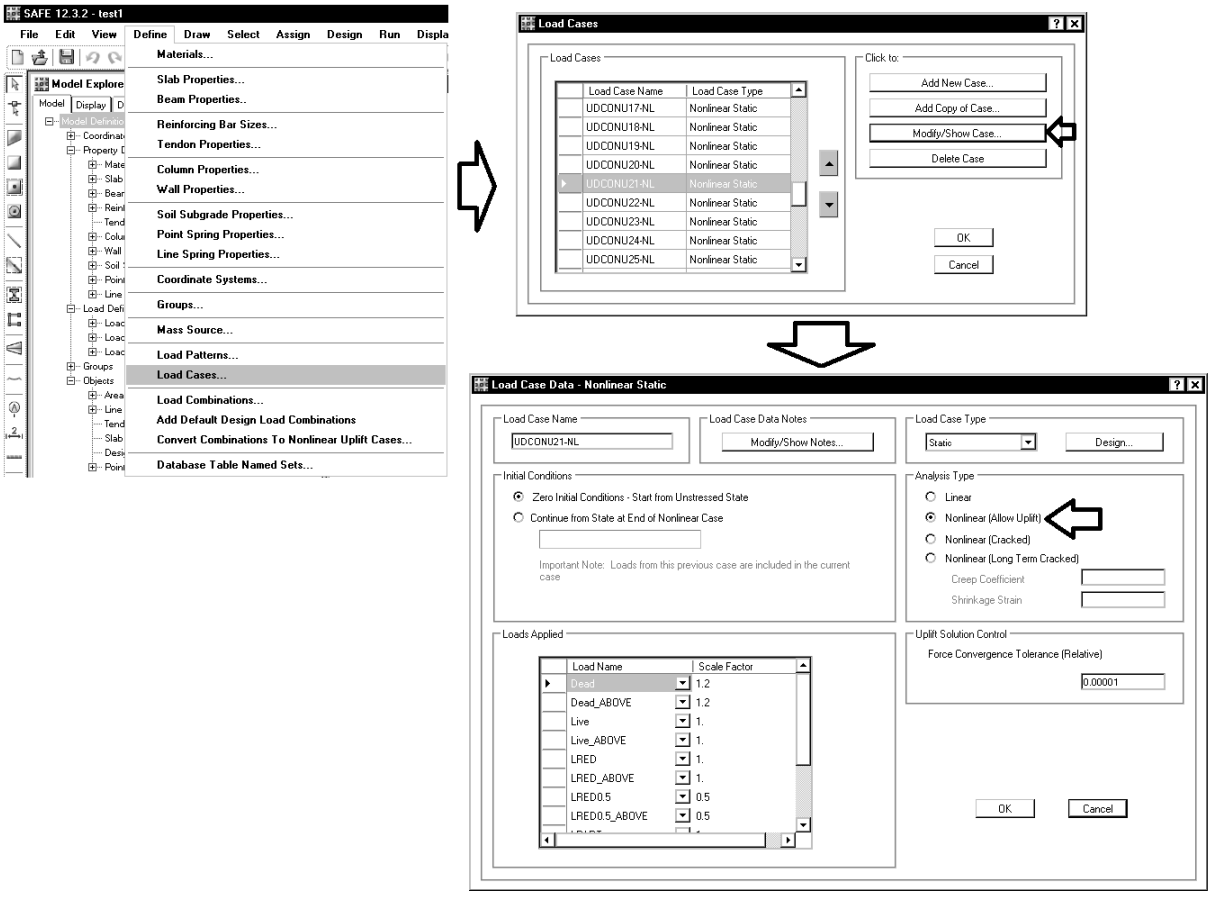


۸-۵ تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی

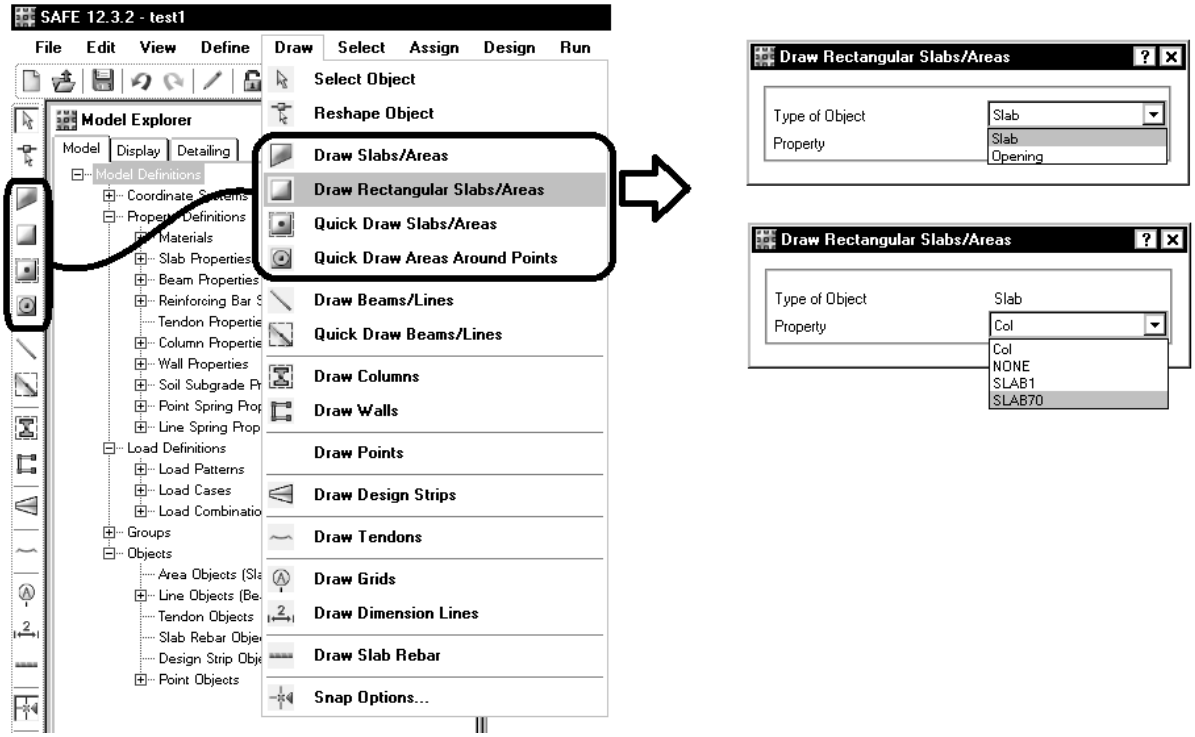
پس از ایجاد ترکیب بارهای طراحی، باید آنها را به ترکیب بارهای غیرخطی تبدیل نمایید. به خصوص در مواردی که احتمال uplift در پی وجود دارد این کار الزامی می باشد. از طریق منوی زیر تمامی ترکیب بارها را انتخاب نمایید:

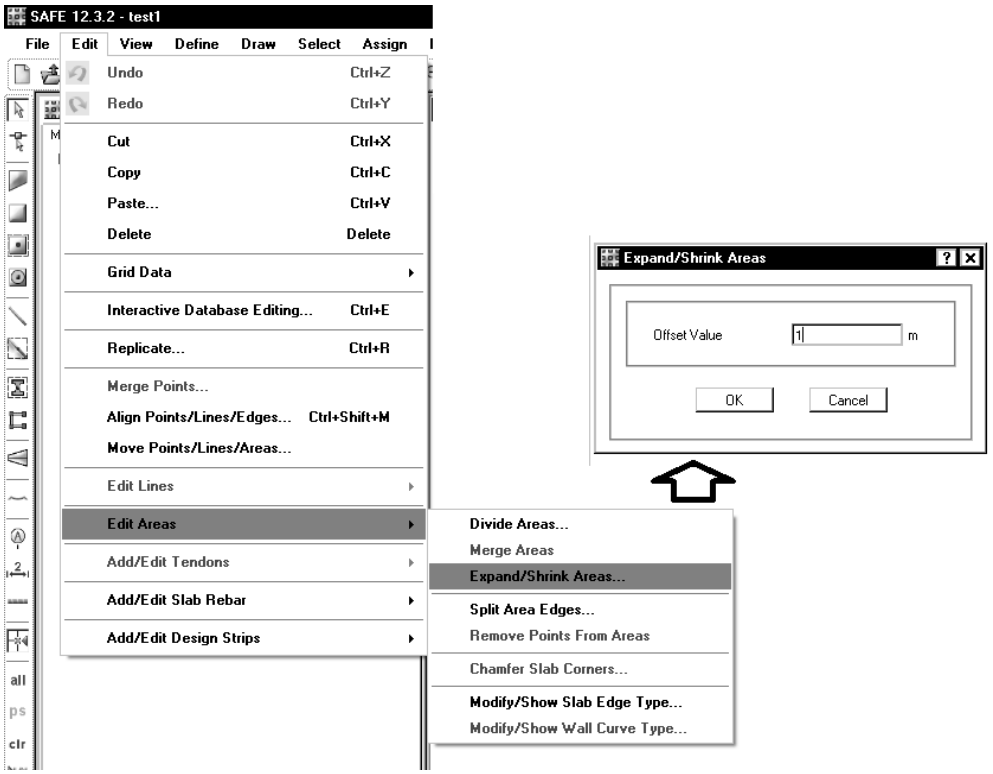


بارهای غیر خطی ایجاد شده را می توانید به طریق زیر مشاهده نمایید:



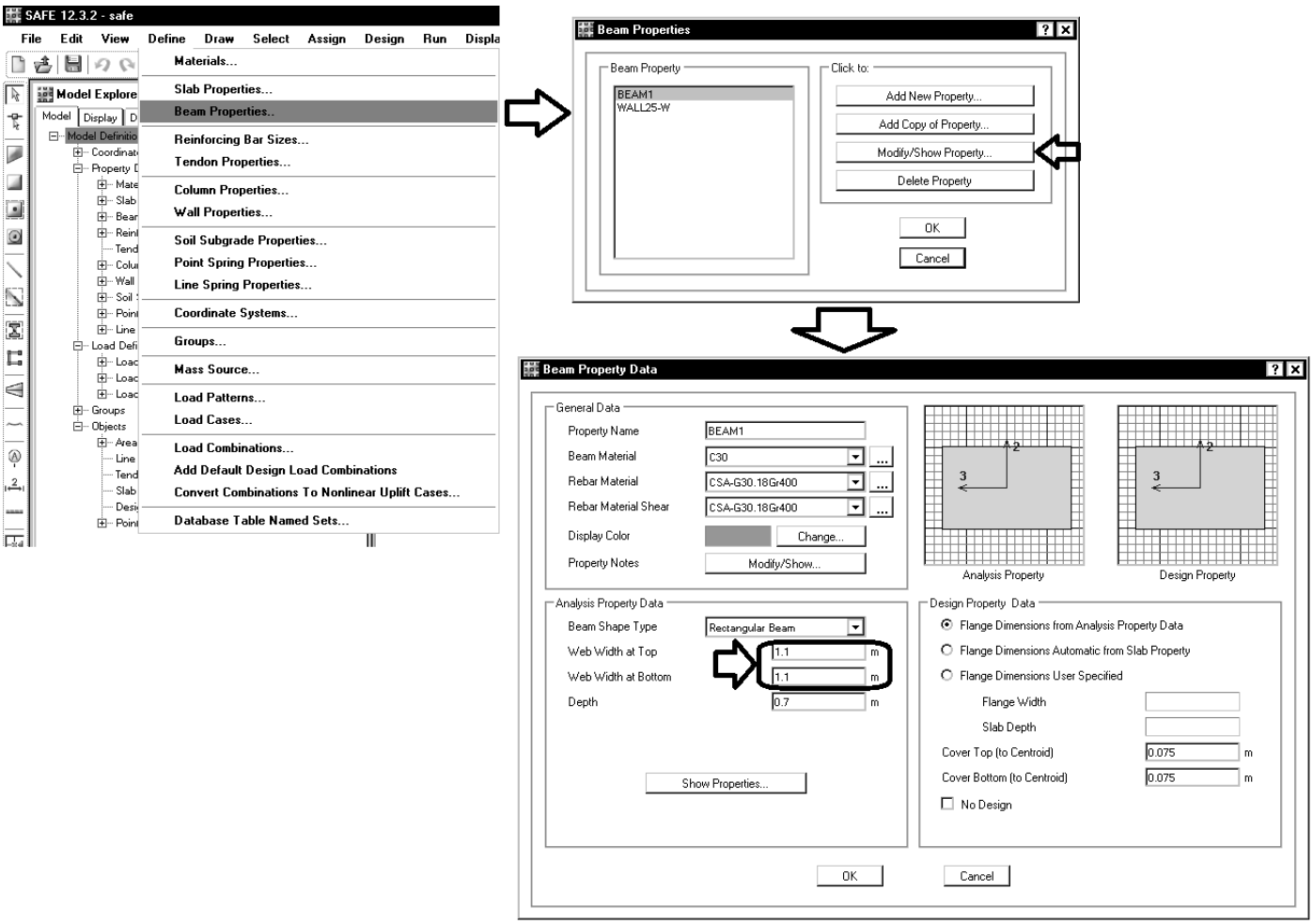
۹-۵ ترسیم پی و ستونها



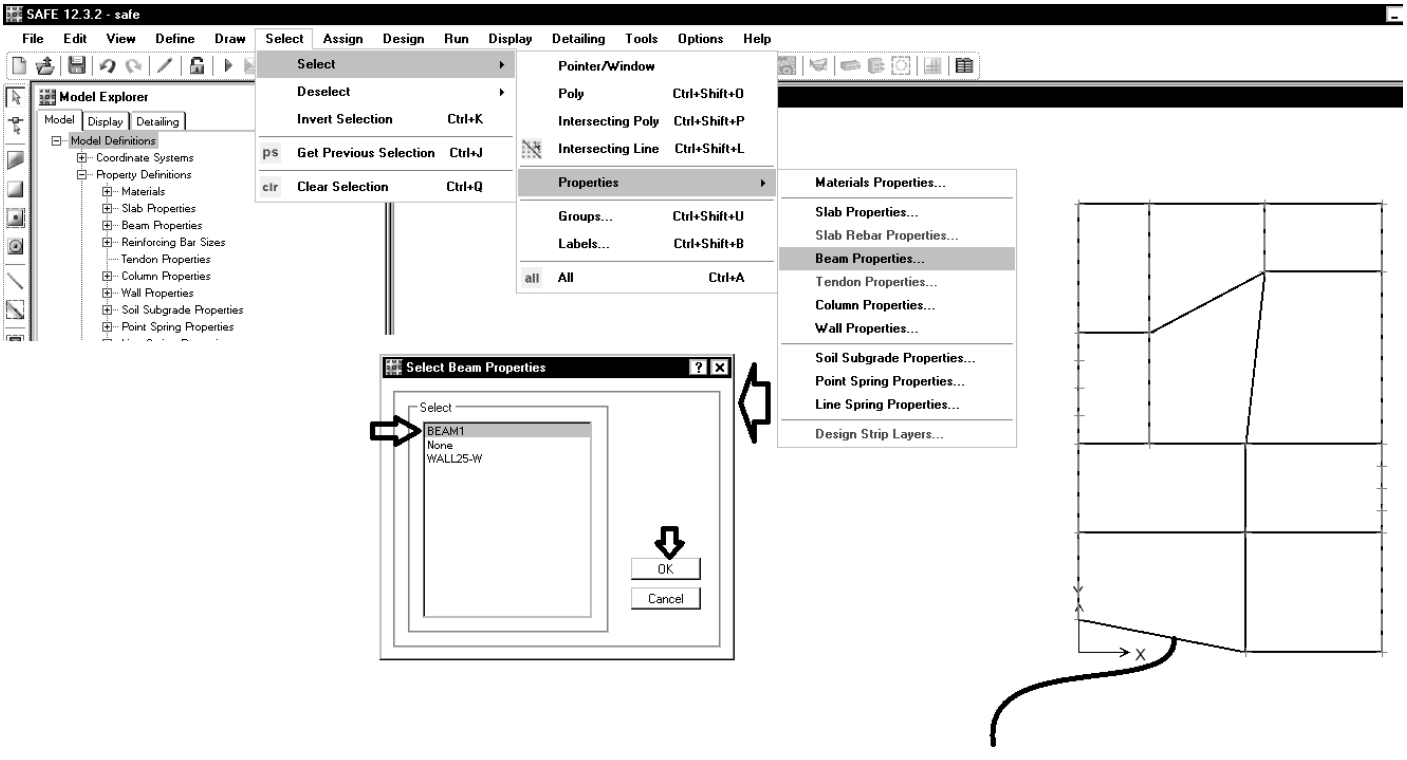


در پی های نواری می توان برای رسم پی های نواری به شرح زیر عمل کرد

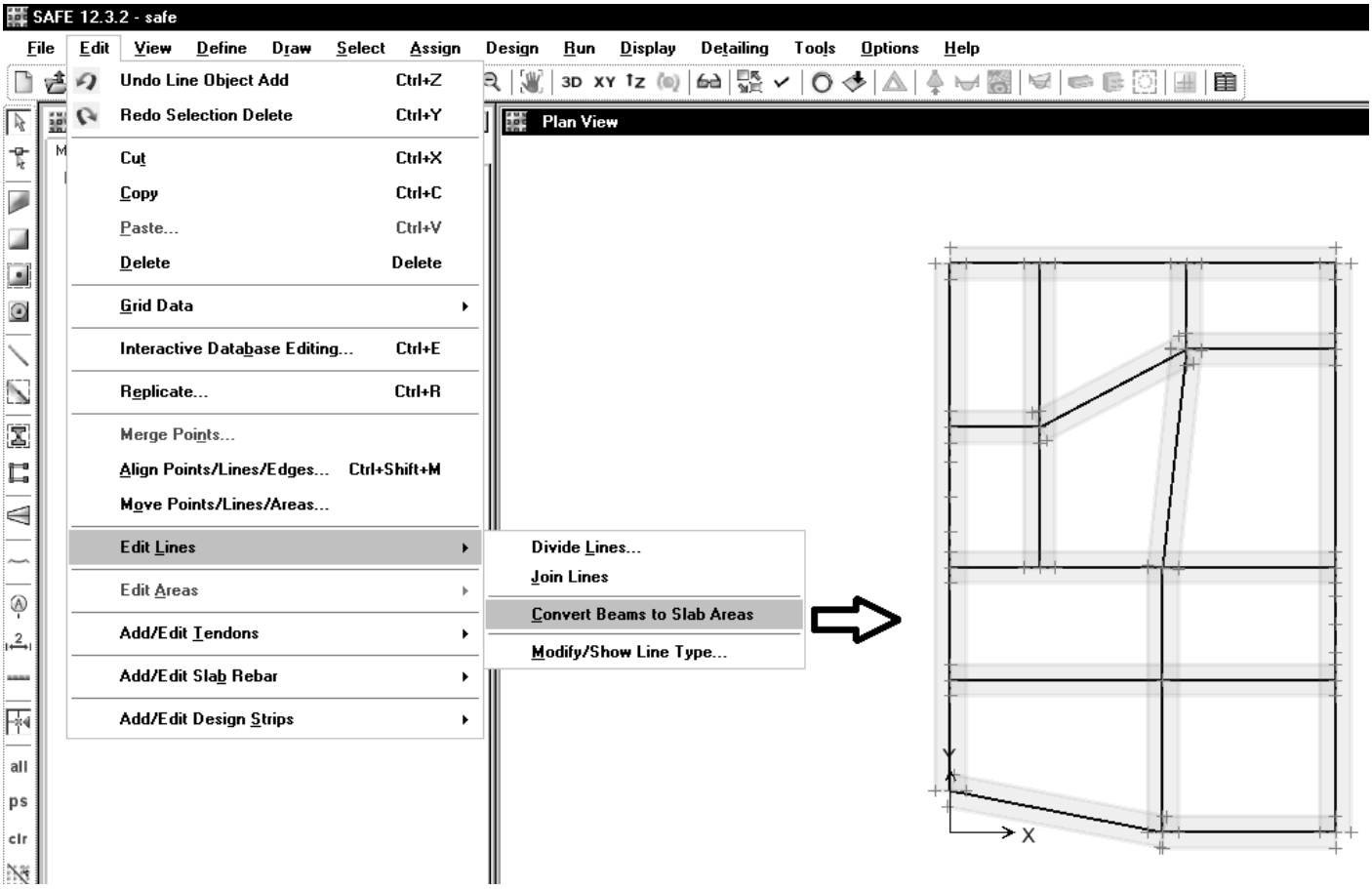
یک تیر به عرضی برابر با عرض پی تعریف نمایید:



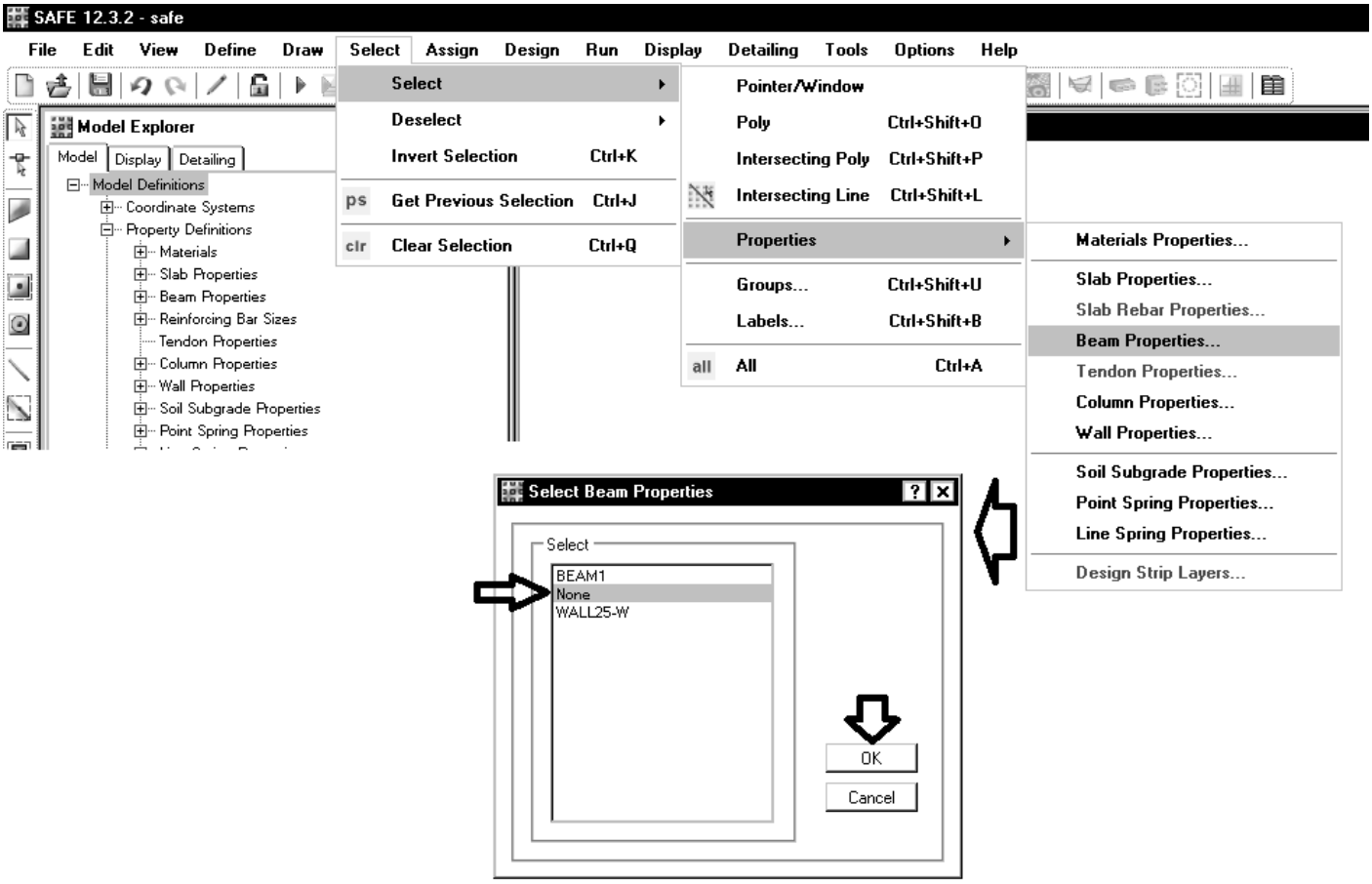
سپس بین ستونها تیر رسم کرده و تما می آنها را انتخاب نمایید:



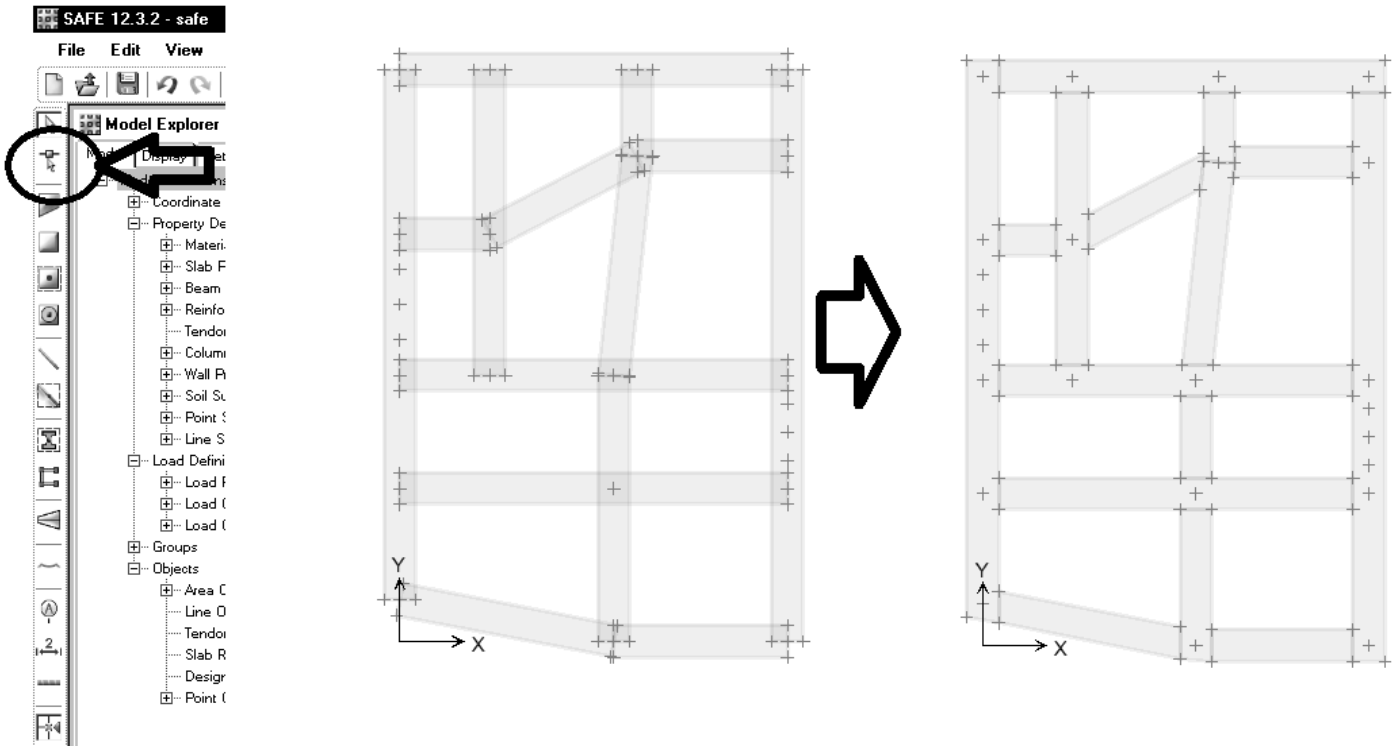
بین ستونها تیر رسم شده است



پس از تبدیل تیرها به المانهای سطحی، می توان تیرهای رسم شده را انتخاب و delete کنید.

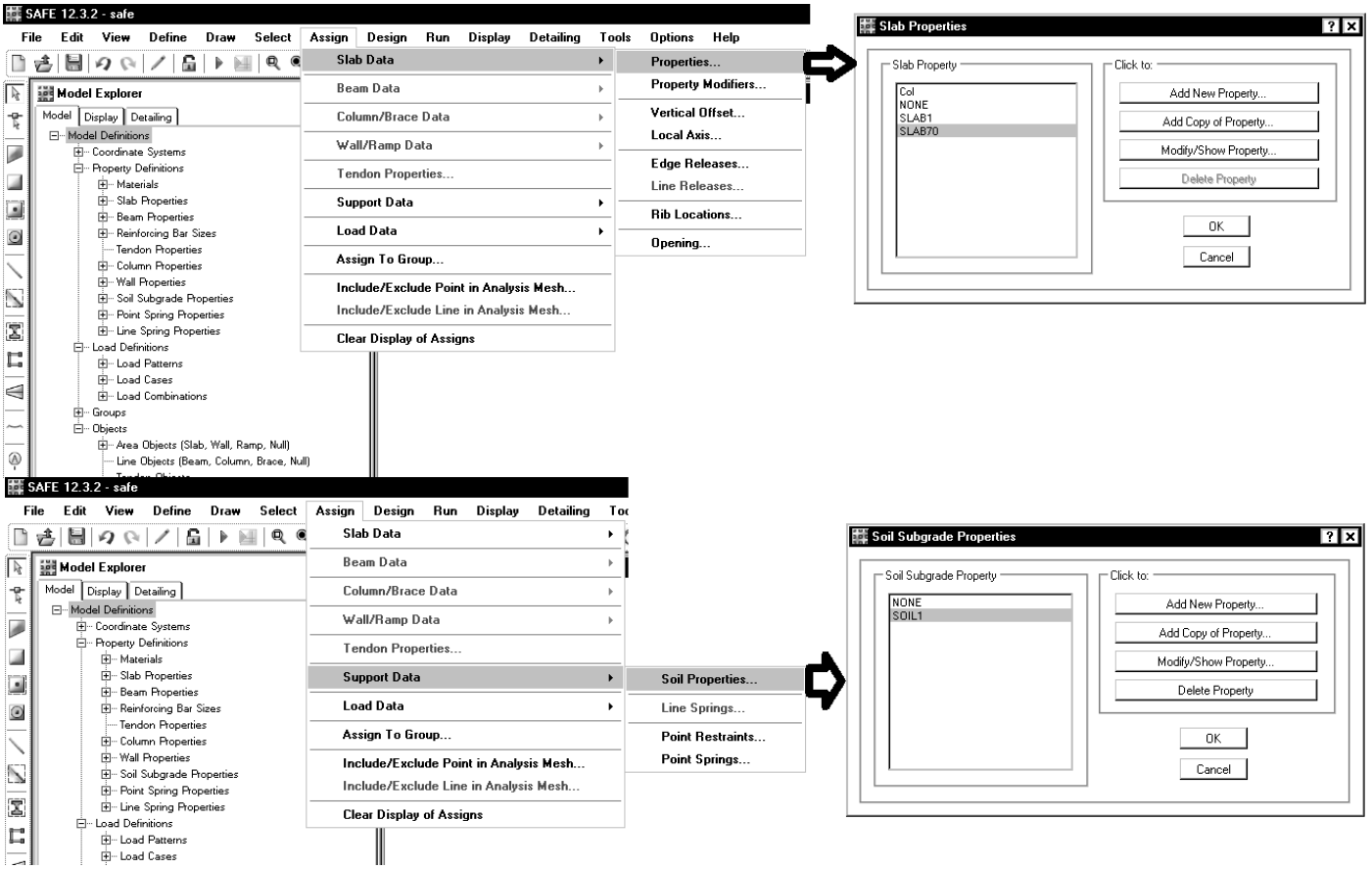


المانهای سطحی رسم شده را با استفاده از ابزار Reshape اصلاح نمایید:

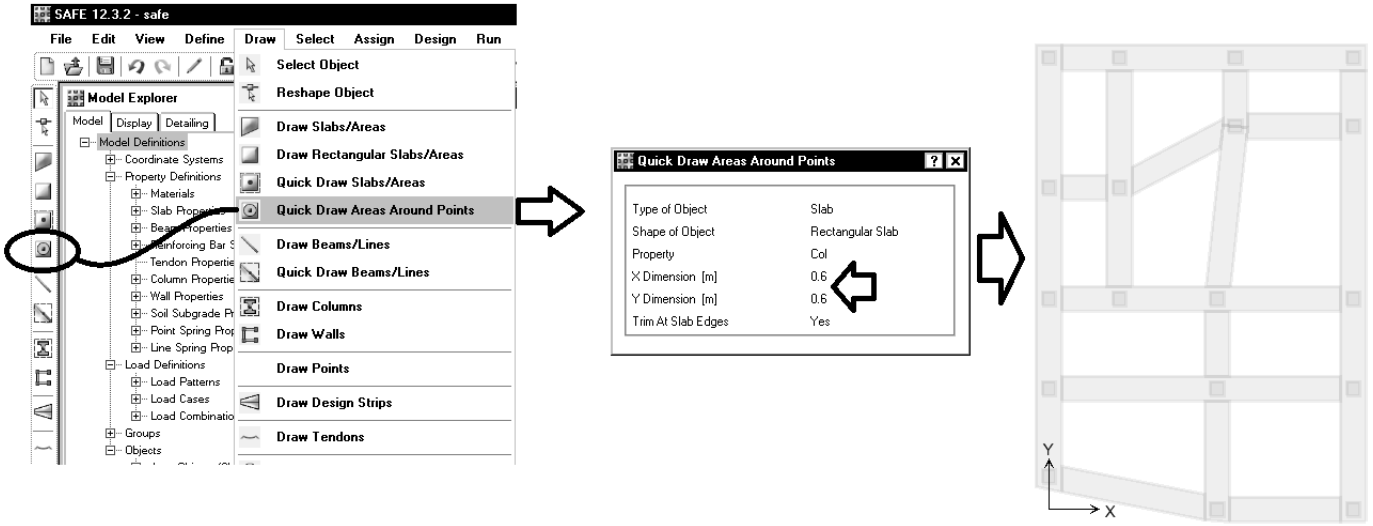


برای رسم پی بهتر است از opening استفاده نشود. استفاده از opening محاسبات مربوط به برش پانچ را تغییر خواهد داد.

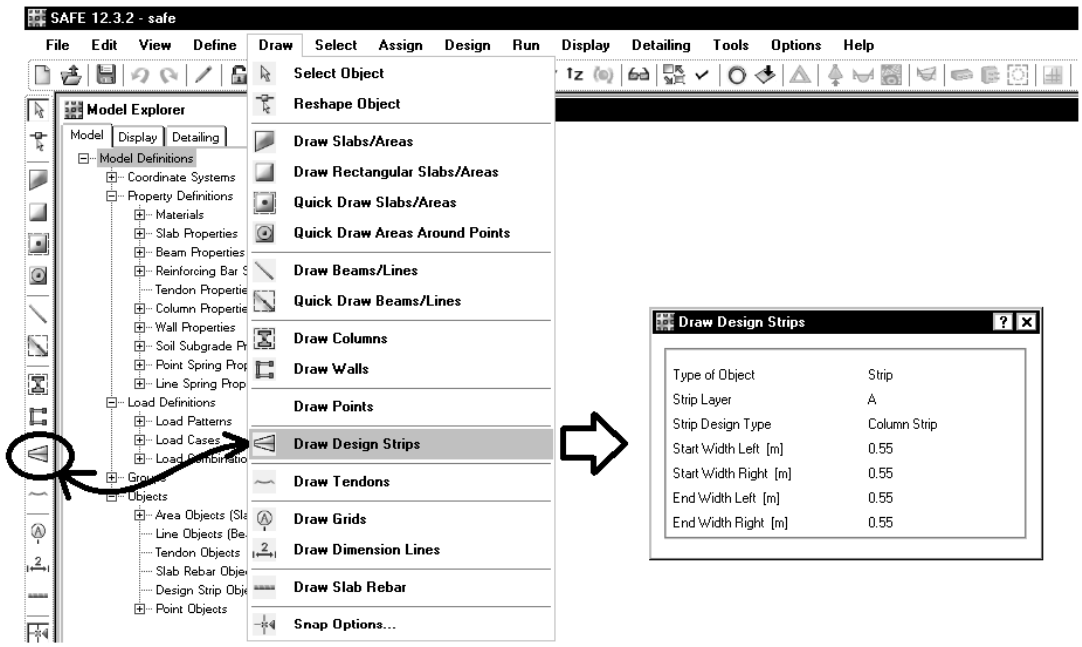
پس از ترسیم پی، تمامی سطوح رسم شده را انتخاب کرده و مقطع آنها و نیز ضریب بستر آنها را مشخص کنید:

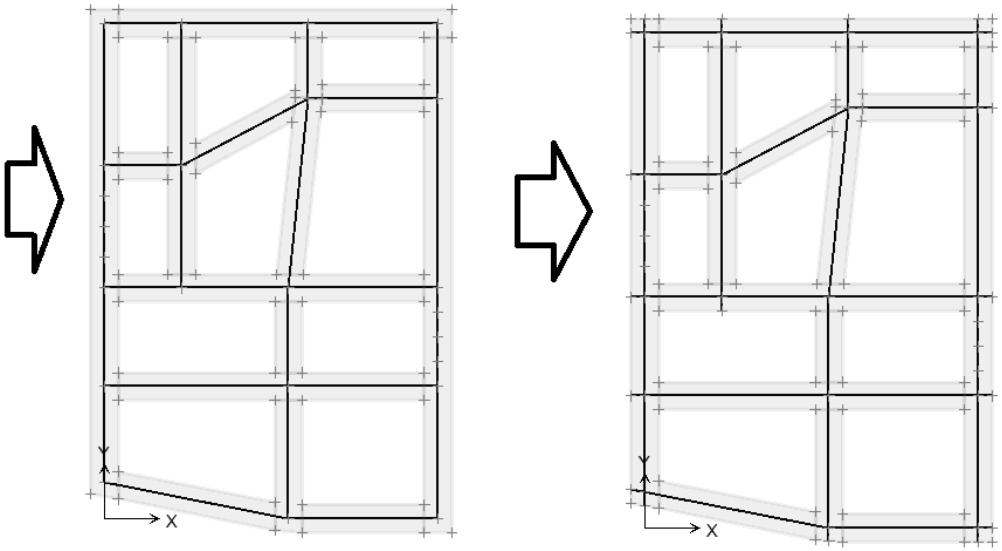


برای ترسیم ستونها (جهت در نظر گرفتن سختی آنها در محاسبه نیروها و تغییرشکلها) با استفاده از ابزار زیر بر روی نقاط اتصال ستونها کلیک نمایید:

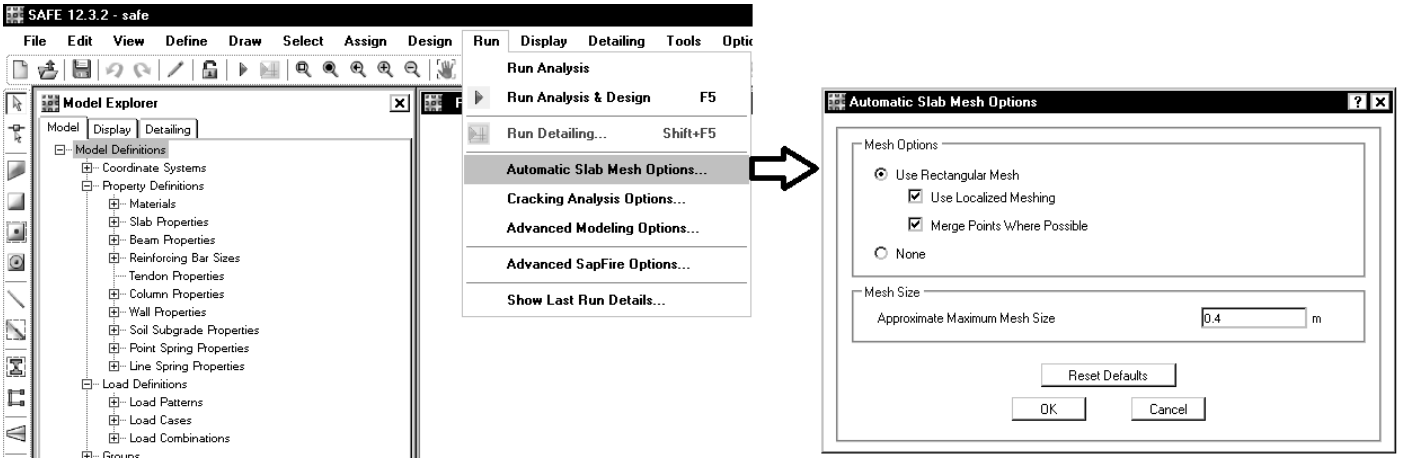


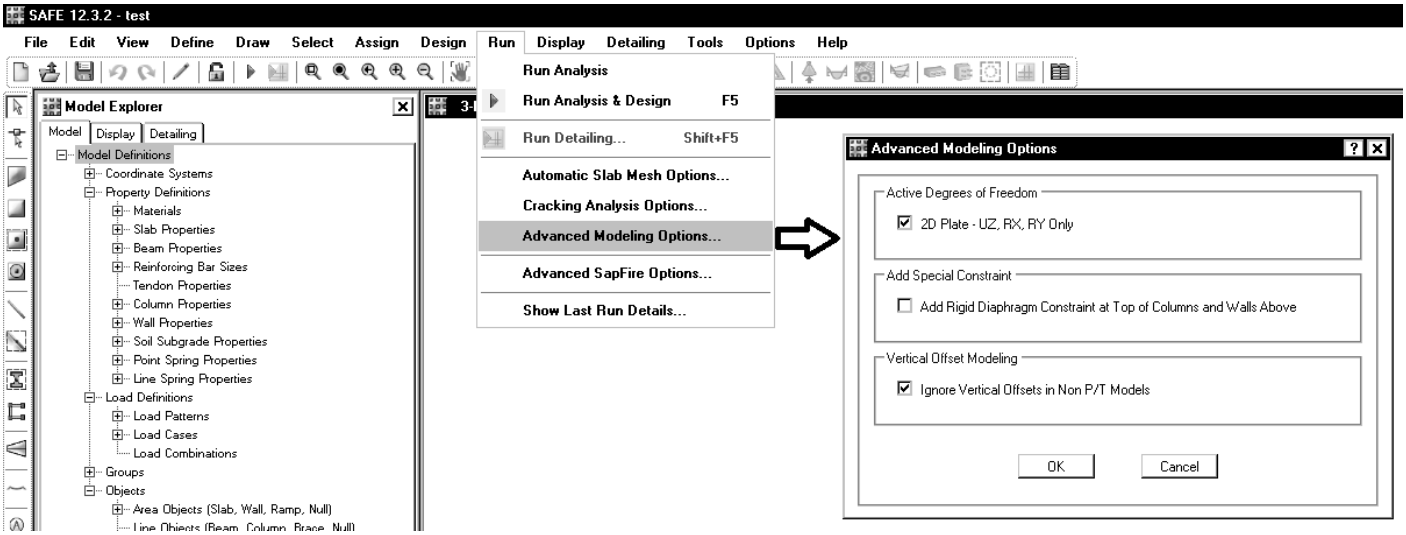
۵-۱۰ ترسیم نوارهای طراحی





۵-۱۱ تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی





جدول ۹ – ۶ – ۵ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلی‌متر)*

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی				
	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۳۵	۴۵	۵۰	۶۵	۷۵
دال‌ها، دیوارها و تیرچه‌ها	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰
پوسته‌ها و صفحات پلیسه‌ای	۲۰	۲۵	۳۰	۴۵	۵۵
شالوده‌ها	۴۰	۵۰	۶۰	۷۵	۹۰

الف) شرایط محیطی ملایم: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن هیچ نوع عامل مهاجم از قبیل رطوبت، تعریق، تَر و خشک شدن متناوب، یخ‌زدن و ذوب شدن، سرد و گرم شدن متناوب، تماس با خاک مهاجم یا غیرمهاجم، مواد خورنده، فرسایش شدید، عبور وسایل نقلیه یا ضربه موجود نباشد، یا قطعه در مقابل این‌گونه عوامل مهاجم به‌نحوی مطلوب محافظت شده باشد.

ب) شرایط محیطی متوسط: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی، در معرض رطوبت و گاهی تعریق قرار می‌گیرند.
قطعاتی که به‌طور دایم با خاک‌های غیرمهاجم یا آب تماس دارند یا زیر آب با pH بزرگتر از ۵ قرار می‌گیرند، دارای شرایط محیطی متوسط تلقی می‌شوند.

پ) شرایط محیطی شدید: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض رطوبت یا تعریق شدید یا تر و خشک شدن متناوب یا یخ زدن و آب شدن و سرد و گرم شدن متناوب نه‌چندان شدید قرار می‌گیرند.
قطعاتی که در معرض پاشش آب دریا باشند یا در آب غوطه‌ور شوند، طوری‌که یک‌وجه آنها در تماس با هوا قرار گیرد، قطعات واقع در هوای دارای یون کلر و نیز قطعاتی که سطح آنها در معرض خوردگی ناشی از مصرف مواد یخزدا قرار می‌گیرد دارای شرایط محیطی شدید محسوب می‌شوند.

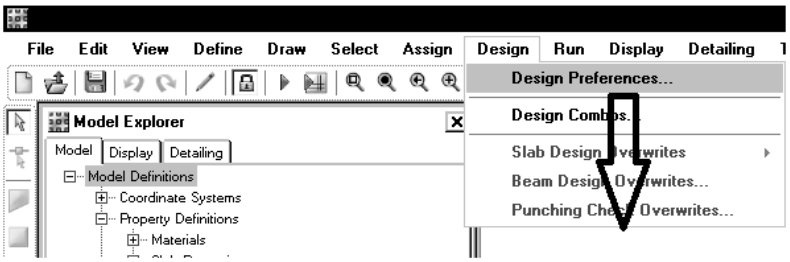
ت) شرایط محیطی بسیار شدید: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض گازها، آب و فاضلاب ساکن با pH حداکثر ۵ ، مواد خورنده، یا رطوبت همراه با یخ زدن و آب شدن شدید قرار می‌گیرند، از قبیل نمونه‌های ذکرشده در مورد شرایط محیطی شدید، در صورتی‌که عوامل مذکور حادتر باشند.

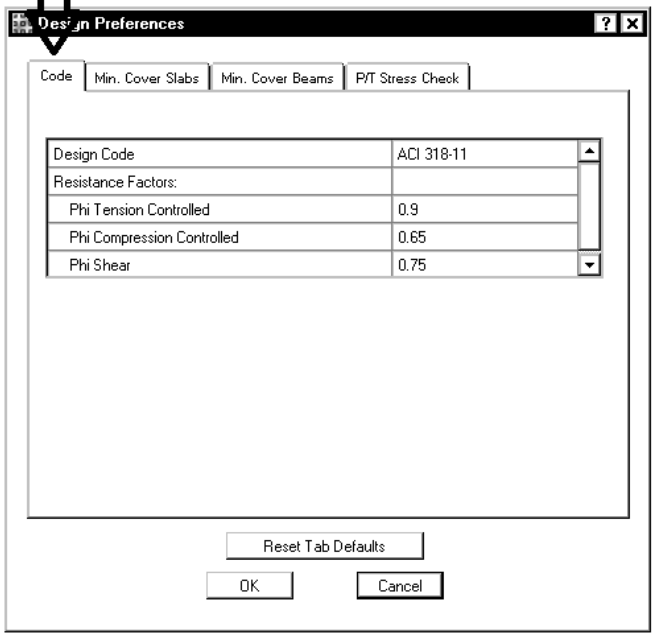
ث) شرایط محیطی فوق‌العاده شدید: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض فرسایش شدید، عبور وسایل نقلیه، یا آب و فاضلاب جاری با pH حداکثر ۵ قرار می‌گیرند. رویه بتن محافظت‌نشده پارکینگ‌ها و قطعات موجود در آبی که اجسام صلبی را با خود جابه‌جا می‌کند، دارای شرایط محیطی فوق‌العاده شدید تلقی می‌شوند. شرایط محیط جزایر و حاشیه خلیج‌فارس و دریای عمان به‌طور عمده جزو این شرایط محیطی قرار می‌گیرند.

7.7.1 — Cast-in-place concrete (nonprestressed)

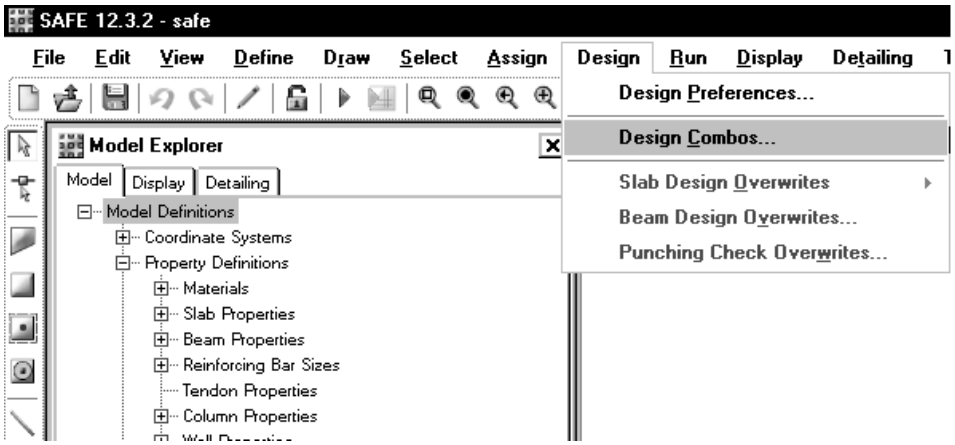
The following minimum concrete cover shall be provided for reinforcement, but shall not be less than required by 7.7.5 and 7.7.7:

	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

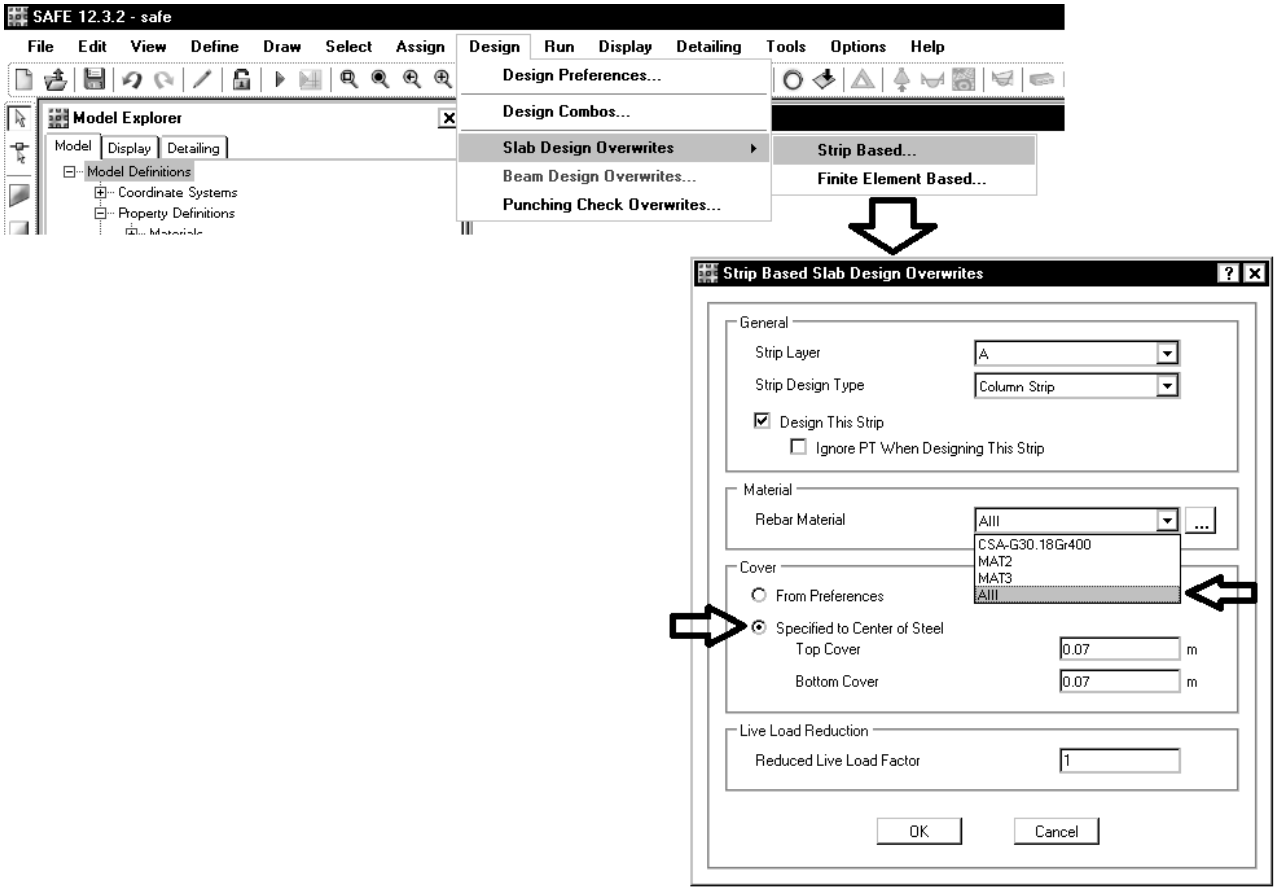




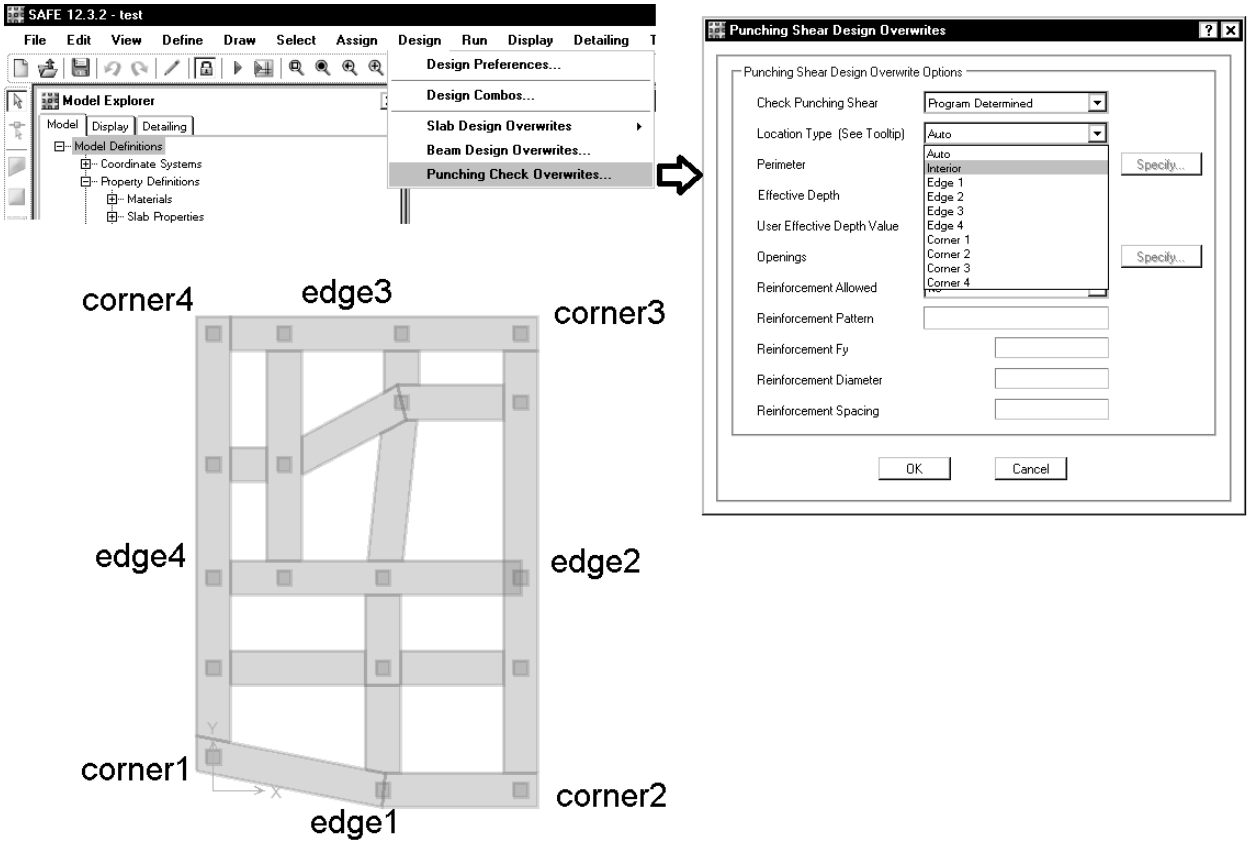
با توجه به اینکه از ترکیب بارهای پیش فرض خود برنامه استفاده شده است، نیازی به تغییر خاصی نمی باشد. ترکیب بارها را می توان از طریق زیر مشاهده نمود:



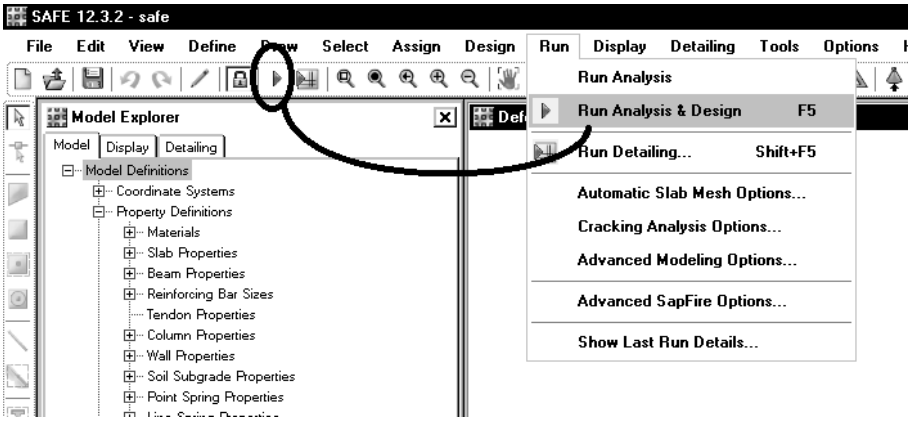
برای تنظیم مشخصات نوارهای طراحی از منوی زیر استفاده می شود. با فرض اینکه قطر میلگردها ۲۰ باشد، و با فرض شرایط محیطی معمولی (پوشش ۵ سانتیمتر) پوشش بتن تا مرکز آرماتور لایه اول برابر 6cm و پوشش بتن تا مرکز لایه دوم برابر 8cm خواهد بود که به صورت میانگین می توان 7cm وارد کرد:



تعیین موقعیت ستونها برای کنترل برش پانچ:

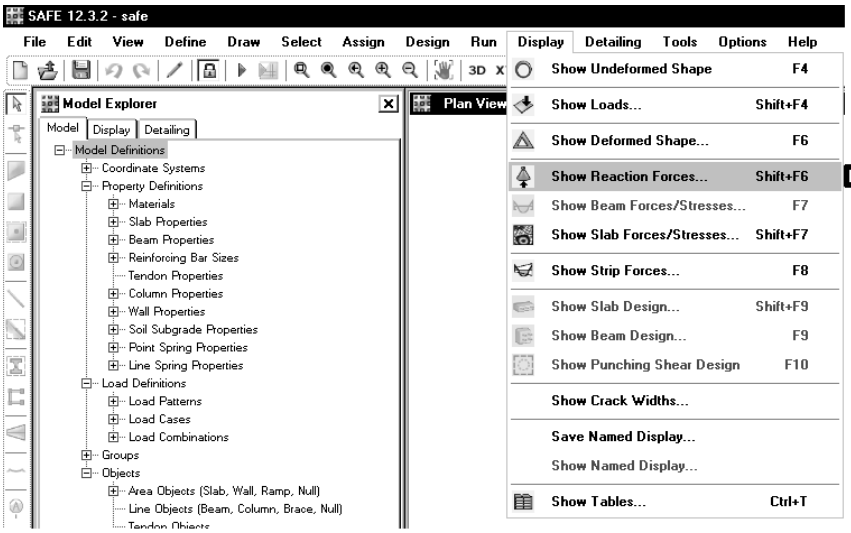


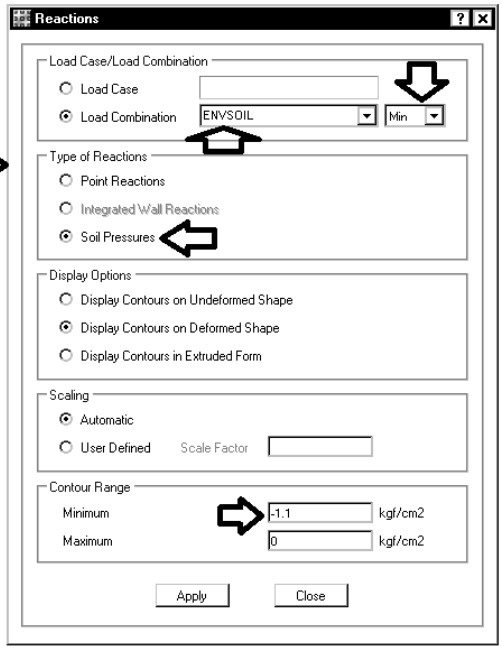
۵-۱۲ تحلیل سازه و کنترل نتایج



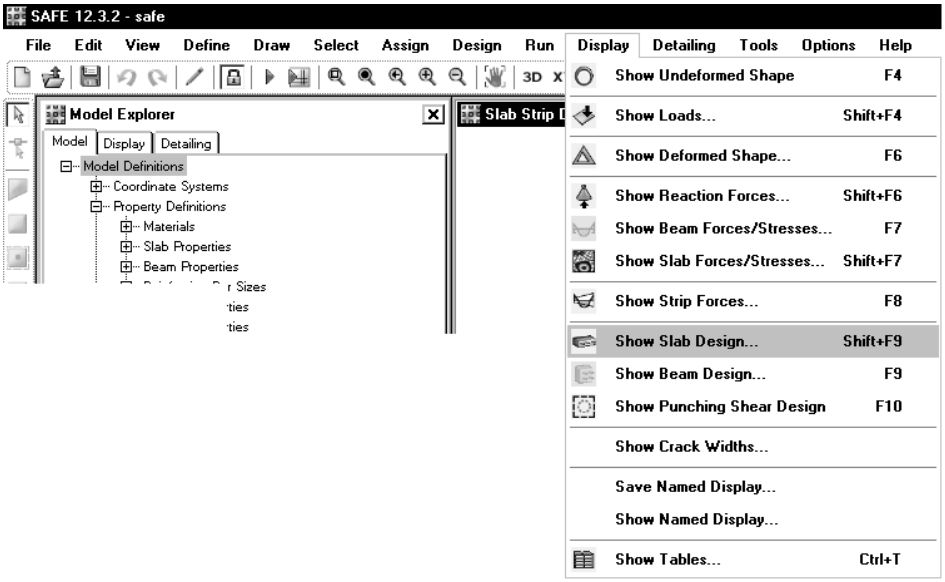
۵-۱۳ کنترل تنش زیر خاک

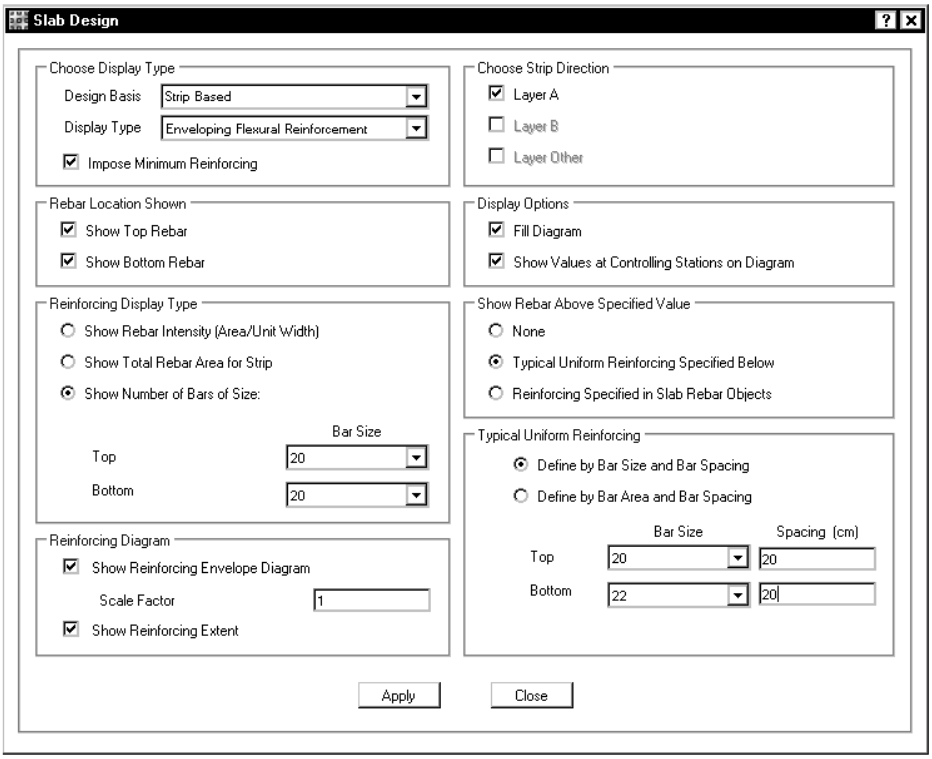
تنش زیر خاک تحت اثر ترکیب بارهای تعریف شده در بند ۵-۷ باید کمتر از تنش مجاز خاک باشد. اگر برای مثال تنش مجاز خاک برابر $1.1\ kg/cm^2$ باشد برای مشاهده تنش خاک به صورت زیر عمل کنید:



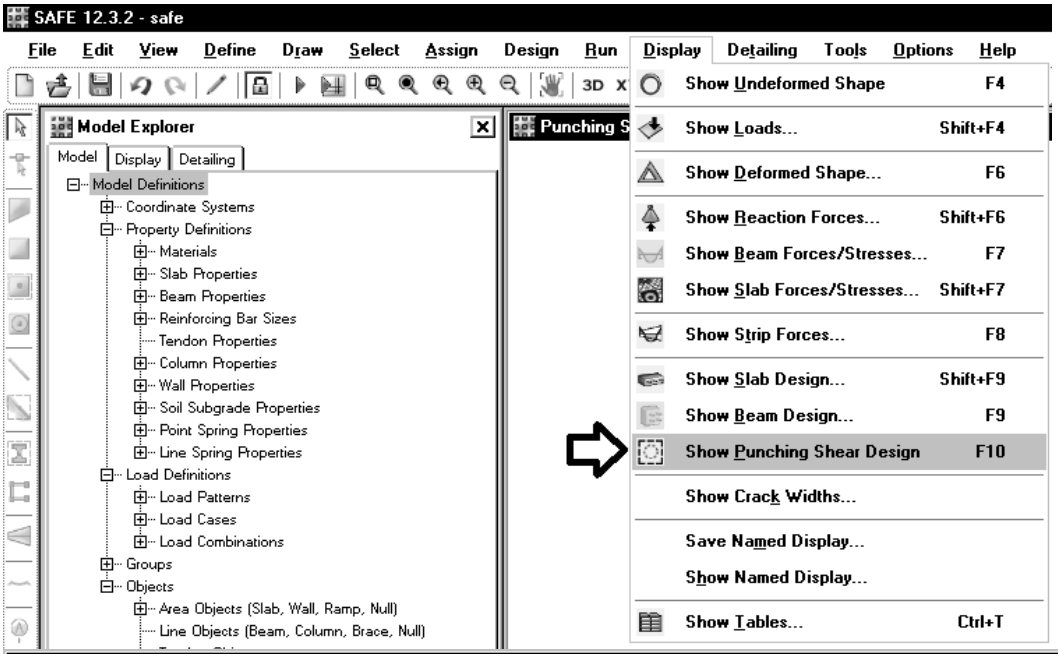


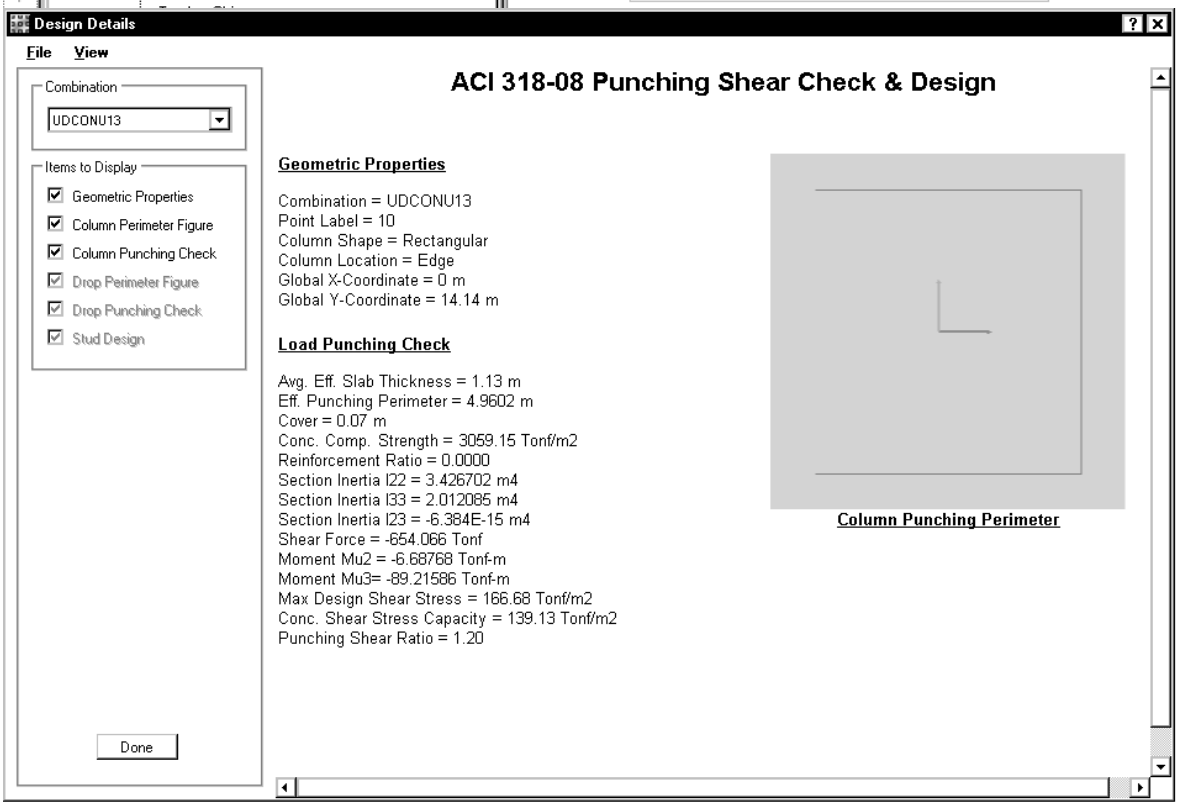
۱۴-۵ بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی



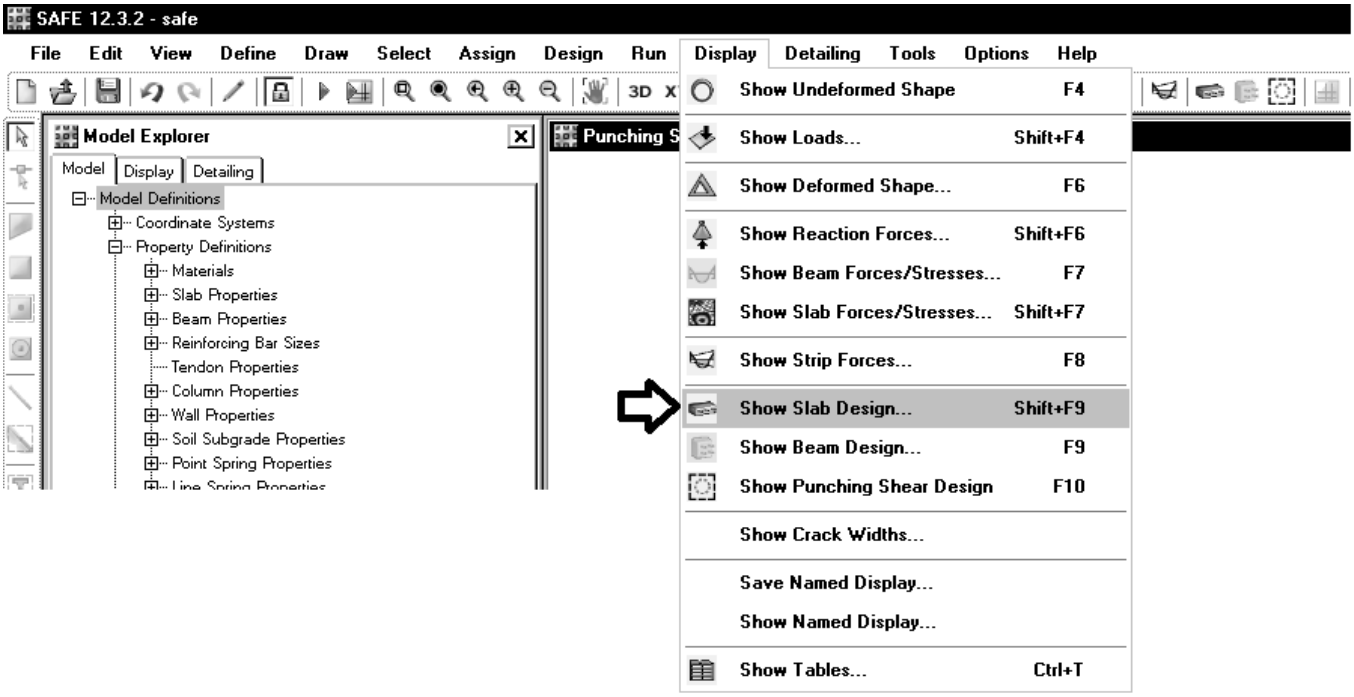


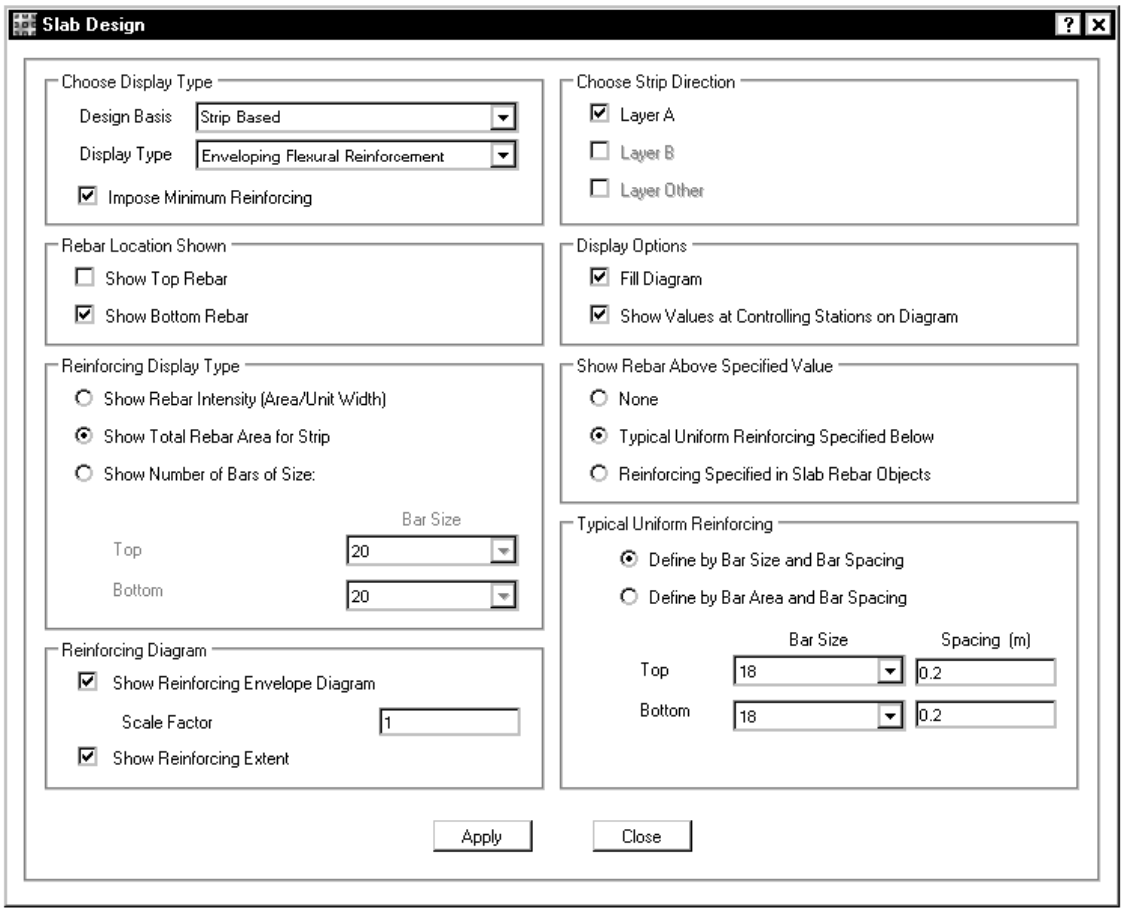
۱۵-۵ بررسی برش پانچ





۱۶-۵ نمایش آرماتورهای خمشی





۹-۱۷-۵ 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:

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

$$A_{s,min}=\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w d \geq \frac{200}{f_y}b_w d\text{, psi}\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w d\text{, MPa}\right) \qquad (16.6)$$

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.

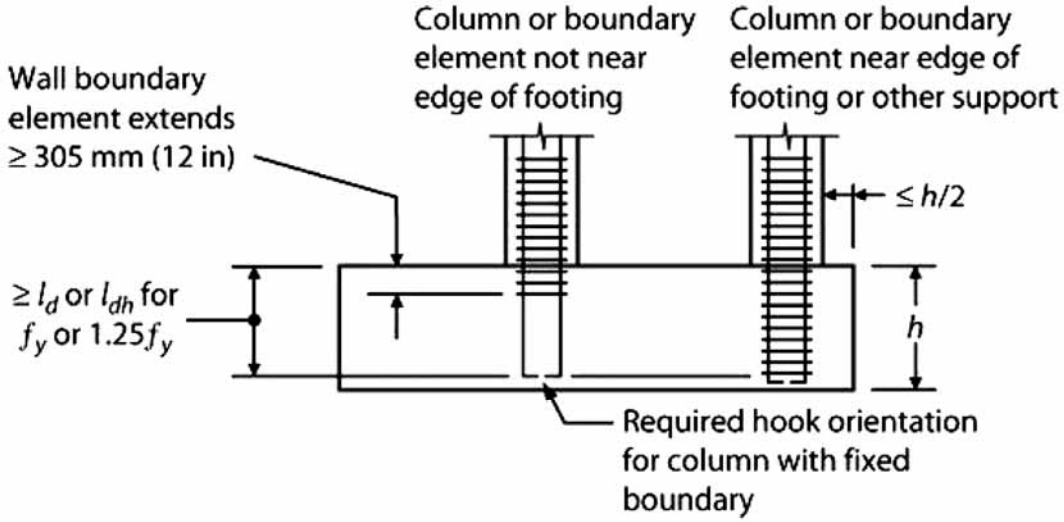
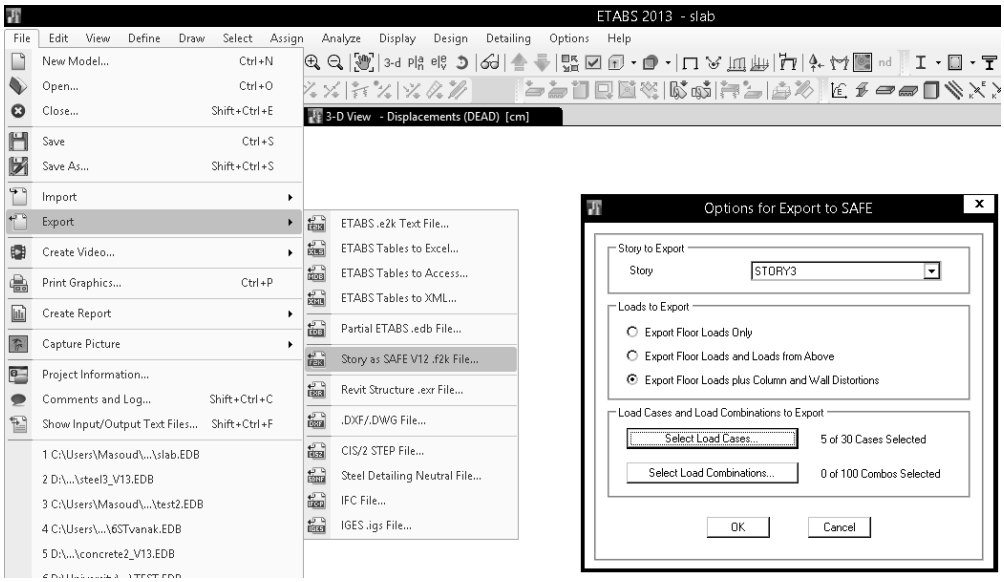


FIGURE 16.10 Required extensions of column and boundary element reinforcement into footings, mat foundations, and pile caps.

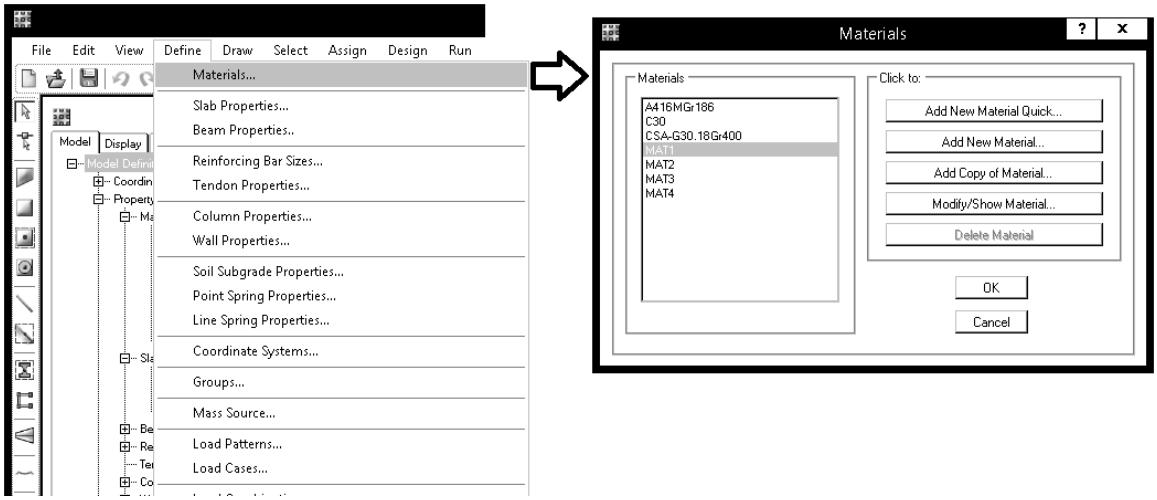
طراحی دال بتنی

۶-۱ انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS

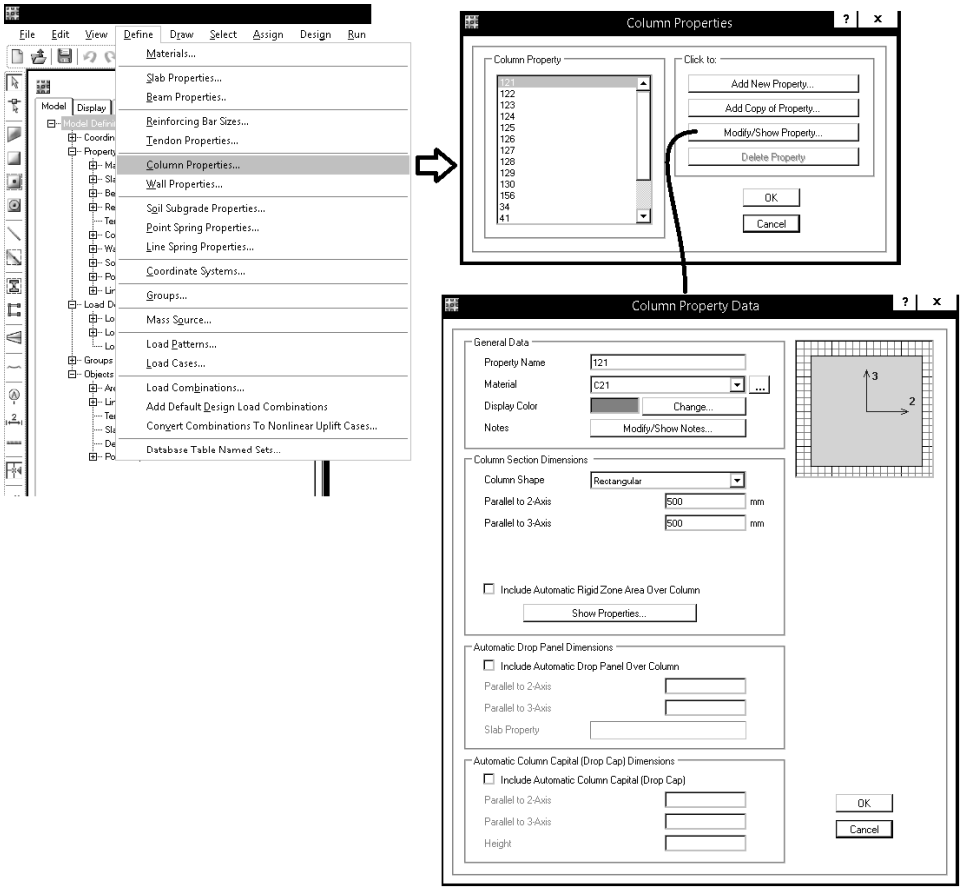


۶-۲ اصلاح مصالح و مقاطع

مصالح import شده از ETABS تغییر نام داده شده اند. بهتر است نام آنها را اصلاح کنید.



۶-۳ بررسی مقطع ستونها



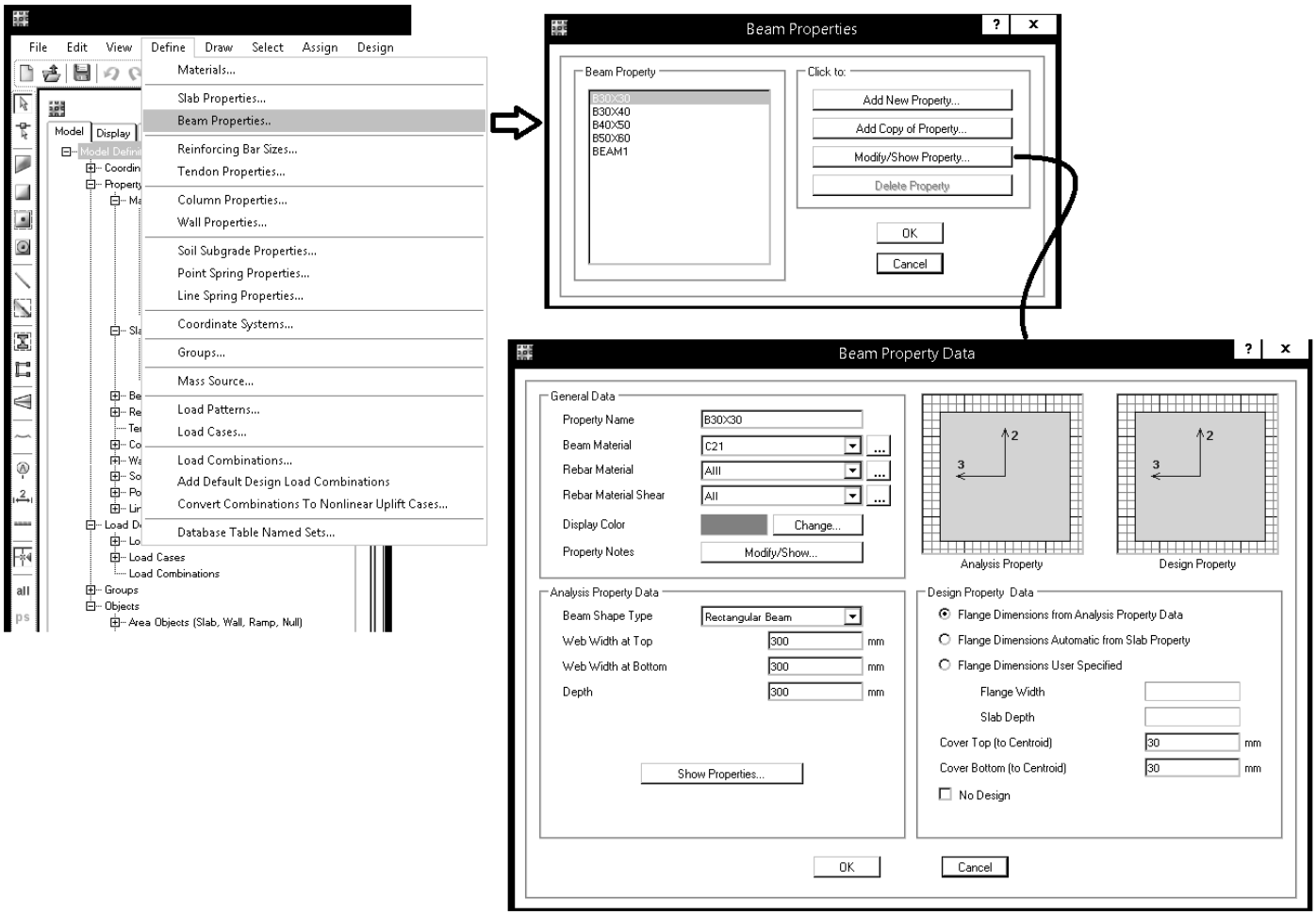
Extended Question: When we import a section of our ETABS model into SAFE using the Floor Loads and Loads Above option, the "Col_Stiff" category automatically appears under Slab Properties. The effect on punching-shear results is significant. What is "Col_Stiff" and why does it appear?

Answer: In real structures, there is an extremely stiff region within the connections which join columns and walls to slabs. The "Col_Stiff" elements are stiff area elements in which the software amplifies moment of inertia by 100 times to capture the increased stiffness of these connections.

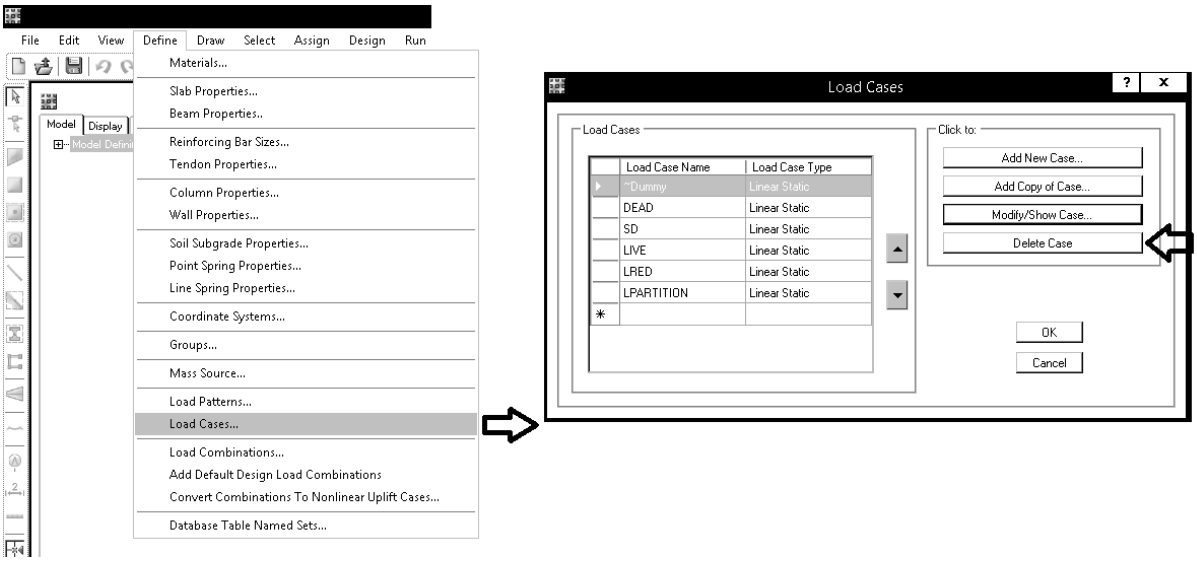
The effects associated with modeling these increased stiffness properties within connections include the following:

- **Deflections** are more realistic and less conservative in magnitude.
- **Rebar design** is also less conservative since reinforcement is designed according to response at the face of the column, and not at the centerline of the support.
- **Punching-shear** results will change since the stiffness of the areas around the punching-shear perimeter change.

۶-۴ بررسی مقطع تیرها



۶-۵ تعریف بارهای لازم برای محاسبه تغییرشکل



۹-۱۷-۲-۴ محاسبه تغییر شکل در تیرها و دال‌های یکطرفه

۹-۱۷-۲-۴-۱ تغییر شکل آنی اجزای بتن آرمه را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط مقدار E_c باید بر طبق رابطه (۹-۱۳-۱) و ممان اینرسی مؤثر قطعه باید طبق ضوابط بند ۹-۱۷-۲-۴-۲ در نظر گرفته شوند.

۹-۱۷-۲-۴-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹-۱۷-۱) محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \qquad (۹-۱۷-۱)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r . I_g}{y_t} \qquad (۹-۱۷-۲)$$

مقدار f_r نیز با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۳) محاسبه می‌شود:

$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۷-۳)$$

مقدار I_e در هیچ حالت نباید بیشتر از I_g در نظر گرفته شود.

ب) در قطعات یکسره، ممان اینرسی مؤثر برابر با مقدار متوسط ممان اینرسی مؤثر قطعه که براساس مشخصات مقاطع بحرانی در وسط دهانه و بر روی تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۴) محاسبه شده باشد، در نظر گرفته می‌شود. در اعضای یکسره میله‌ای ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر با مقدار این ممان اینرسی در مقطع بحرانی، در وسط دهانه منظور کرد.

$$I_e = \frac{۱}{۴}(I_{eL} + ۲I_{em} + I_{eR}) \qquad (۹-۱۷-۴)$$

۹-۱۷-۲-۴-۳ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی درازمدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصلضرب تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۹-۱۷-۵) مشخص شده است، به دست آورد:

$$\lambda = \frac{\xi}{۱ + ۵۰\rho'} \qquad (۹-۱۷-۵)$$

در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۰ مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

زمان ۵ سال یا بیشتر	۲/۰
زمان ۱۲ ماه	۱/۴
زمان ۶ ماه	۱/۲
زمان ۳ ماه	۱/۰

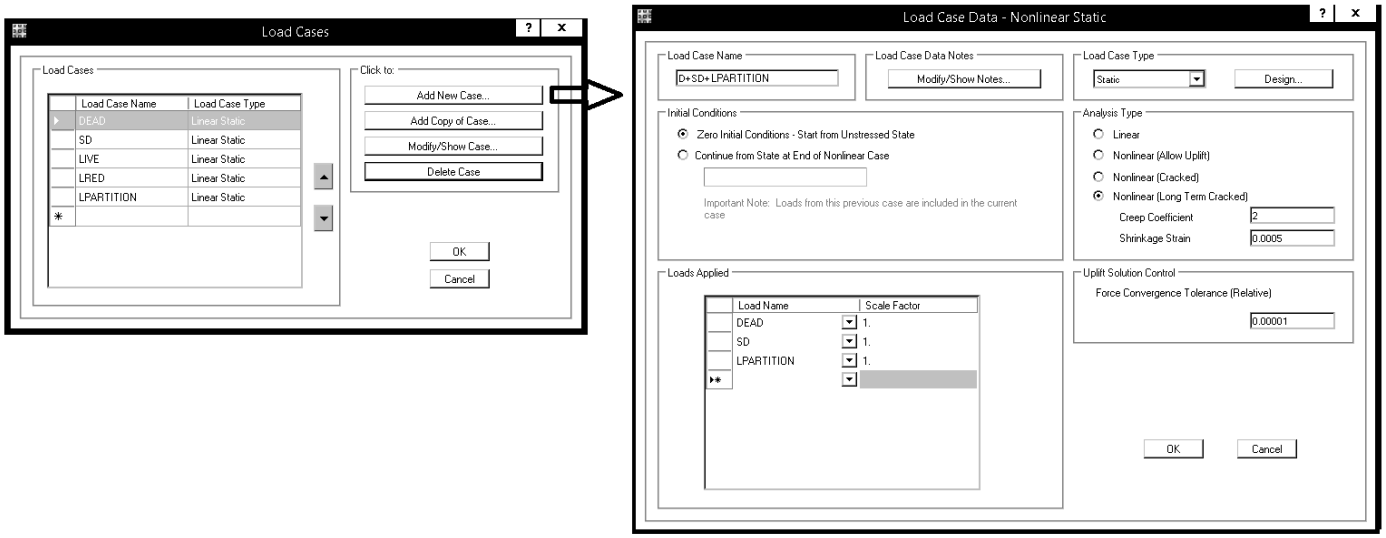
جدول ۹-۱۷-۱ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

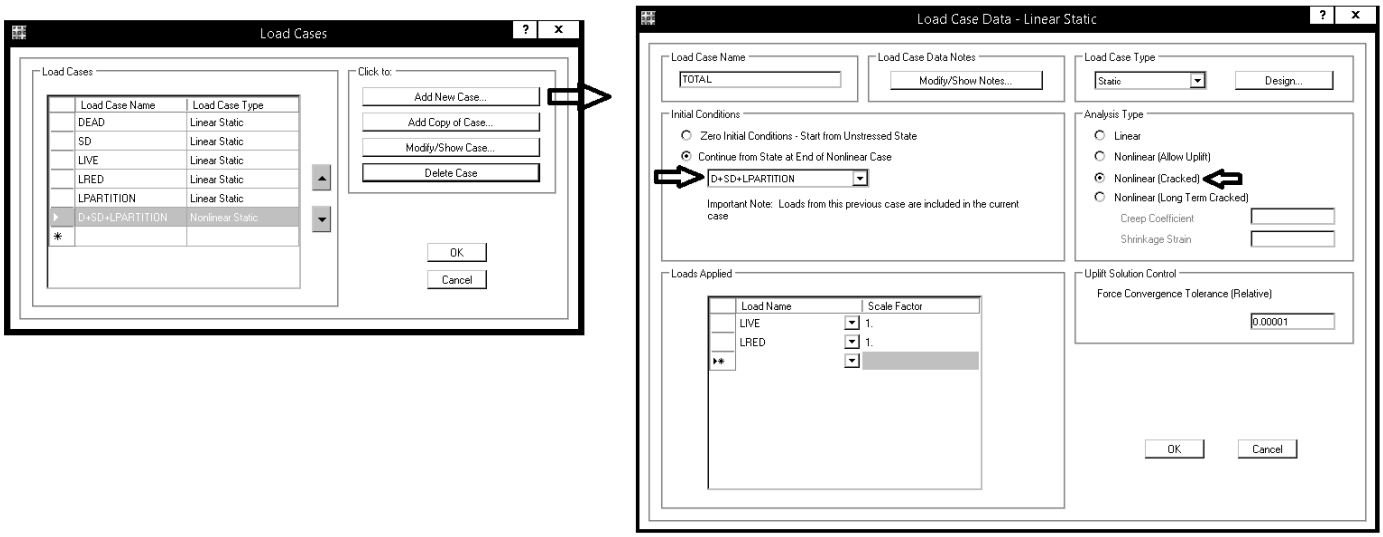
انواع قطعه	تغییرشکل مورد نظر	محدودیت تغییرشکل	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییرشکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{۱۸۰}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{l}{۳۶۰}$	-
۳- بام‌ها یا کف‌هایی‌که 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 افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرشکل آنی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{l}{۴۸۰}$	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.		$\frac{l}{۲۴۰}$	تبصره ۲ و تبصره ۳

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.

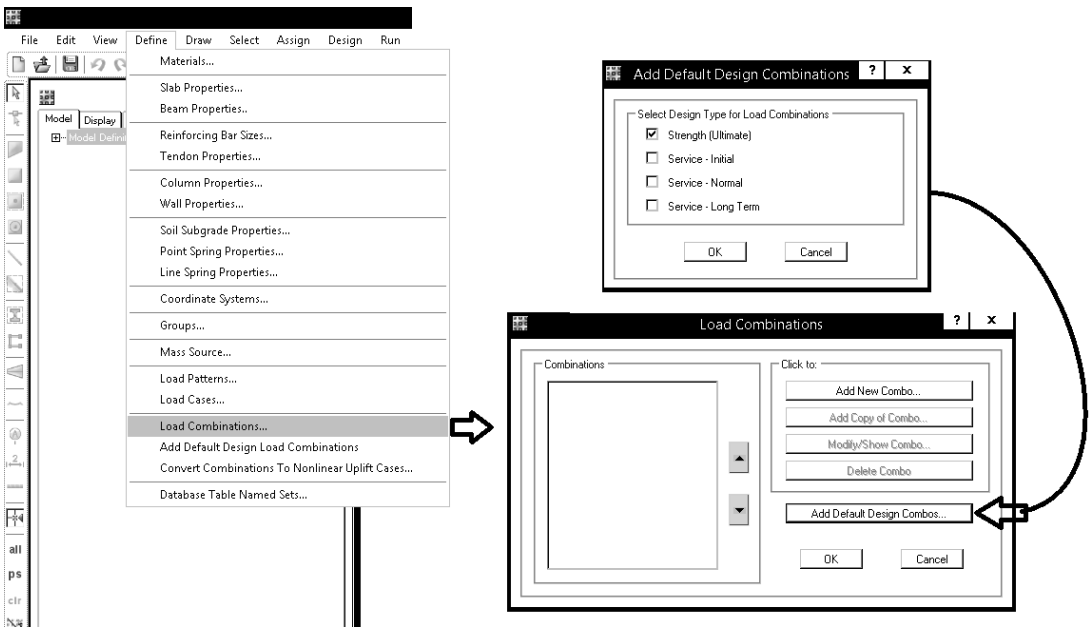
تبصره۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۹-۱۷-۲-۴-۳ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییرشکل درازمدت کاست. در محاسبات تغییر-شکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.





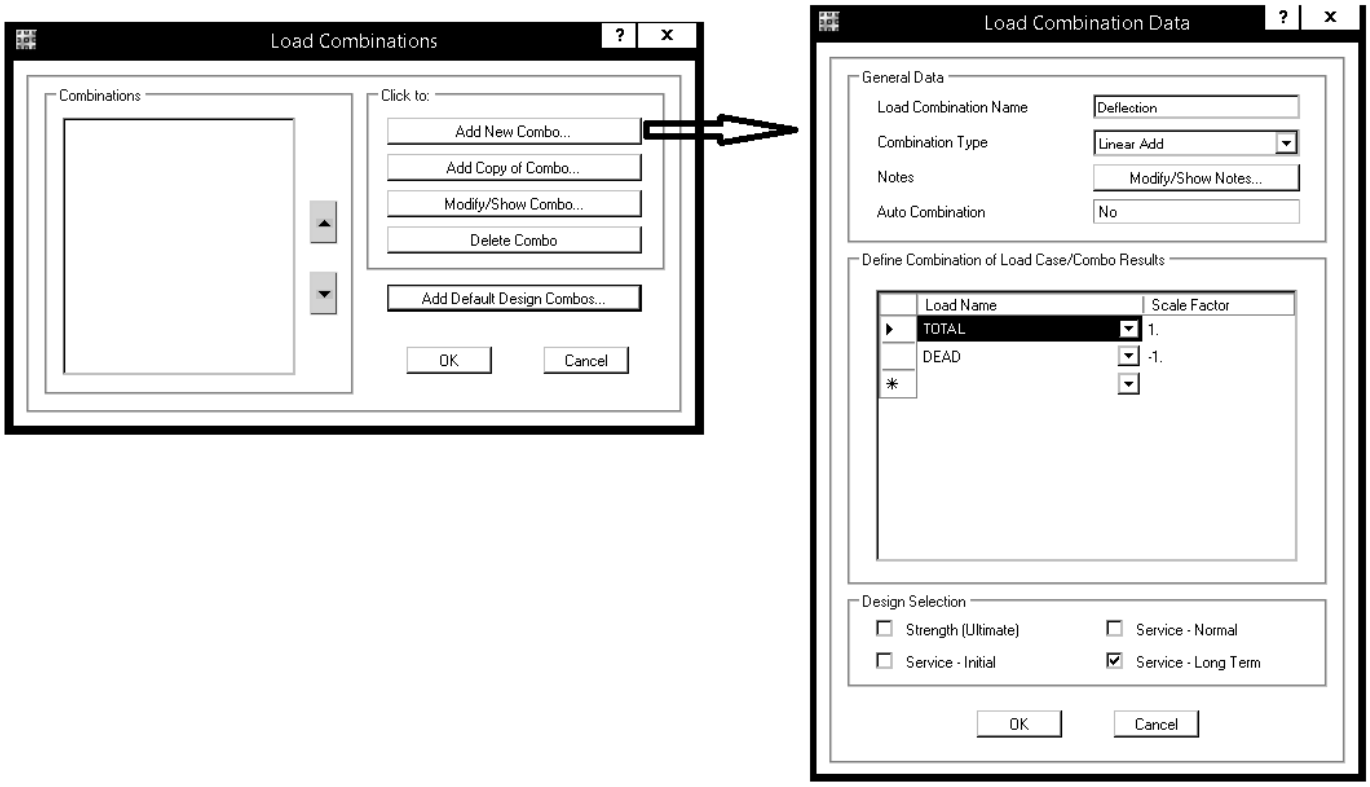
۶-۶ ترکیب بارها

در صورت طراحی دال پیش تنیده، ترکیب بارهای سرویس که توسط نرم افزار ایجاد می شوند، لازم خواهد بود.

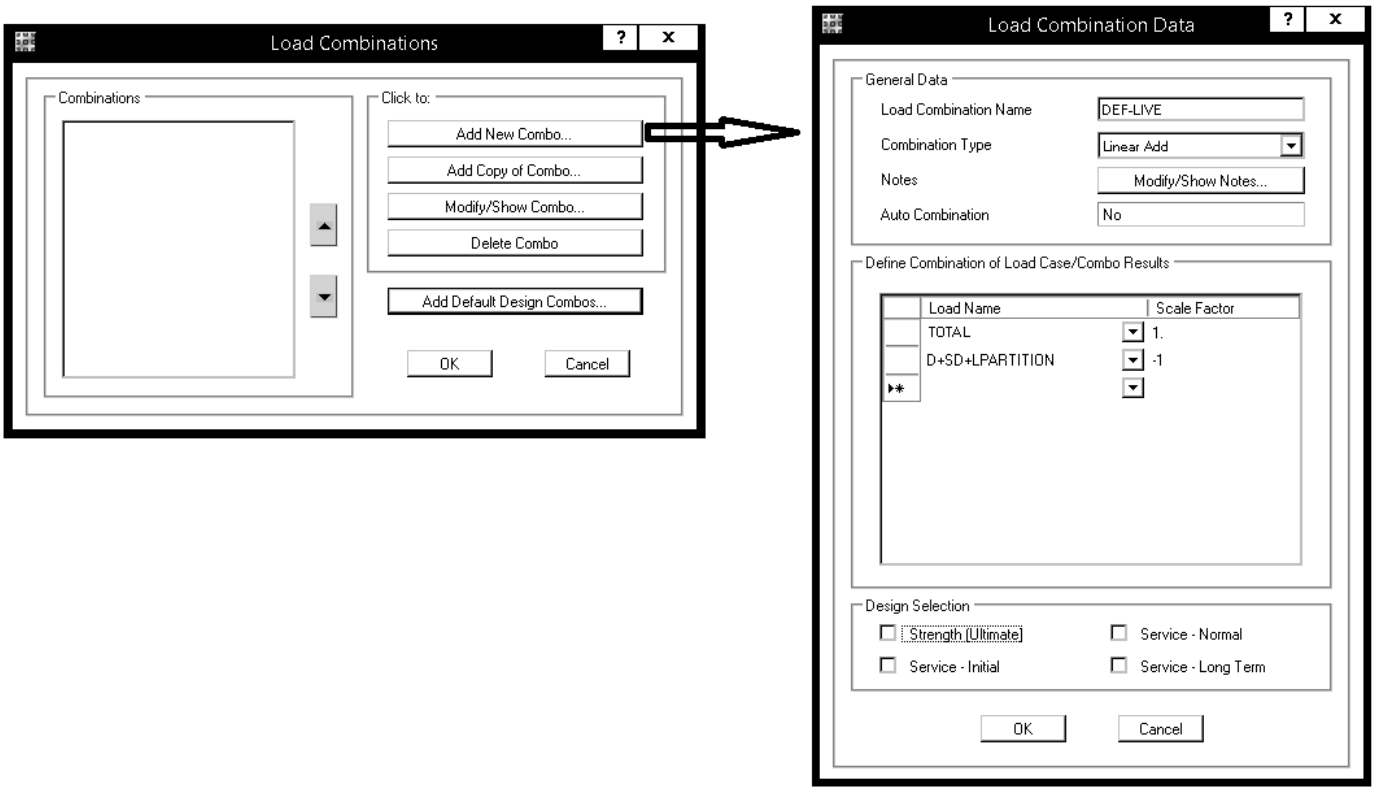


برای کنترل تغییر شکل ناشی از بارهای مرده و زنده طبق تعریف آیین نامه می توان عمل کرد:

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.

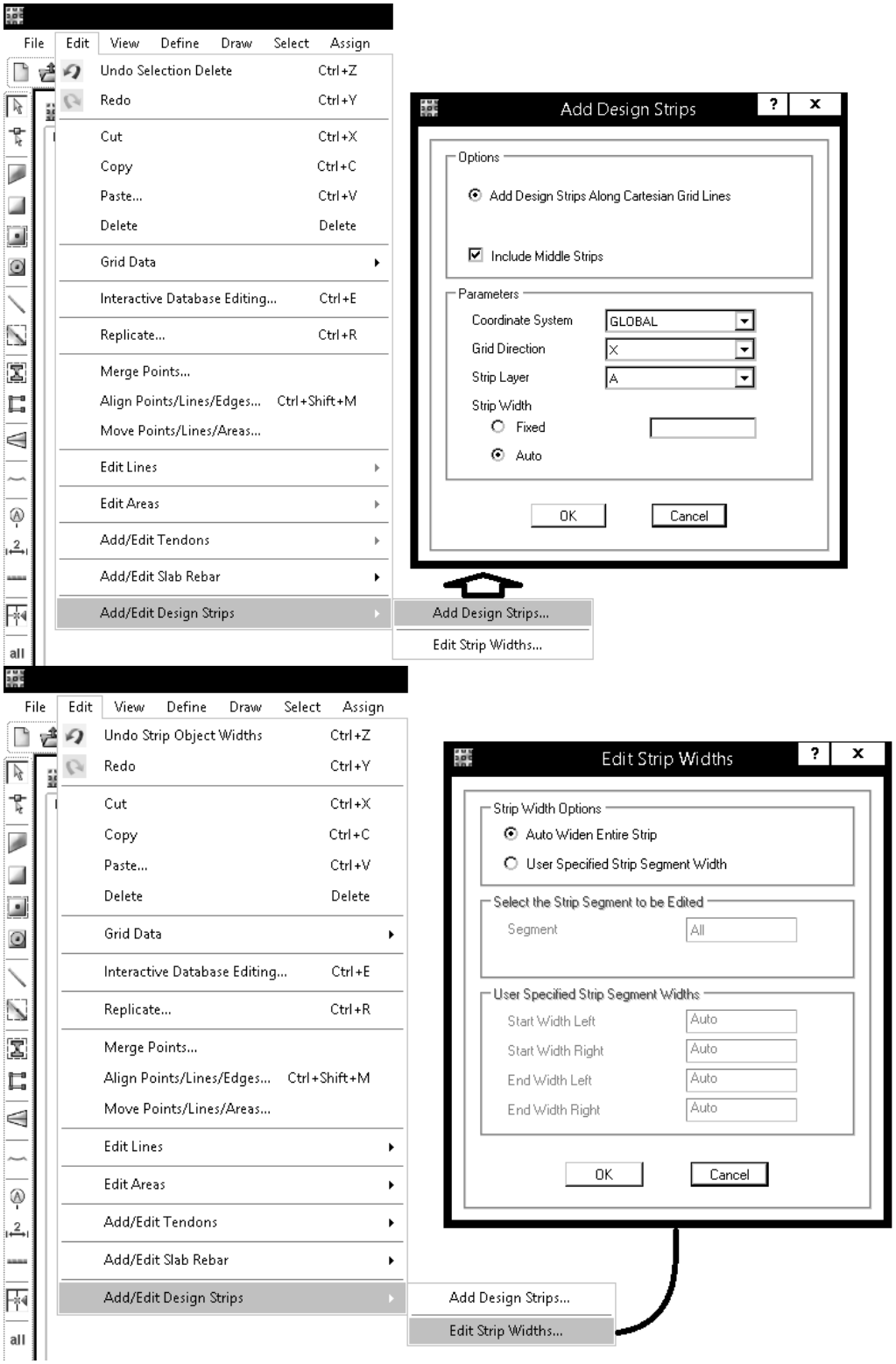


برای محاسبه تغییرشکل ناشی از بارهای زنده می توان از تعریف زیر استفاده کرد:



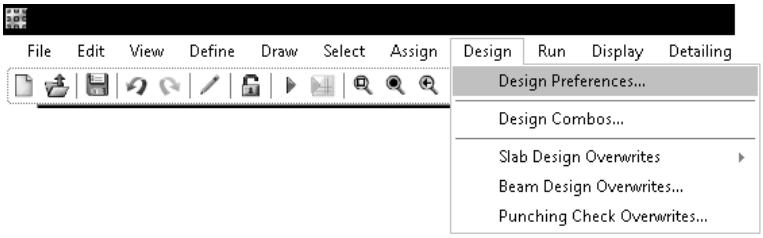
۶-۷ ایجاد نوارهای طراحی

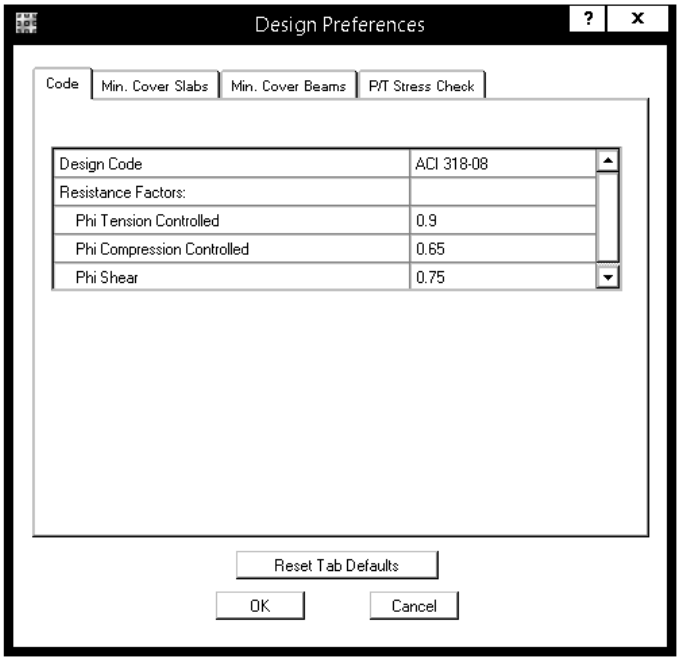
- در صورت استفاده از روش اتوماتیک برای ایجاد نوارها، این نوارها بر اساس آکس های مدل اینجاد می شوند. بنابراین باید ابتدا آکسهایی که در آنها ستون نداریم از مدل حذف کنیم.

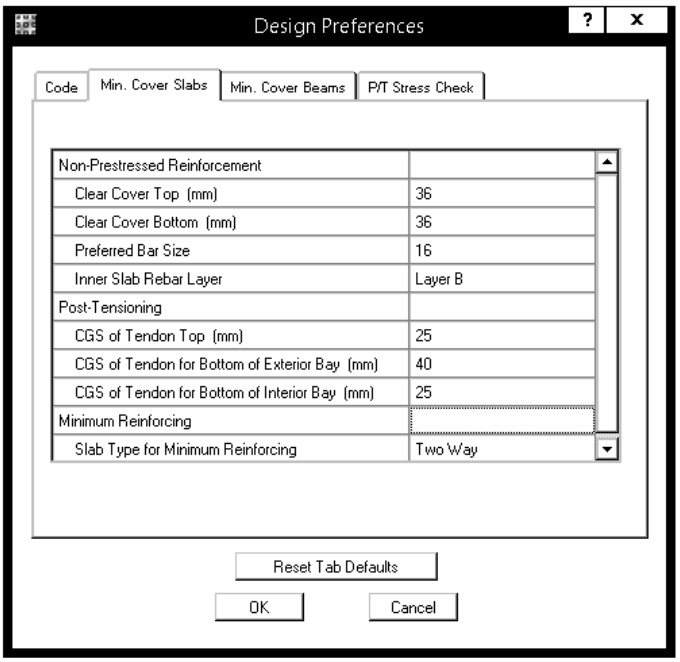


۸-۶ منوی design

اگر در قسمت Slab Design Overwrites پوشش نوارها تعیین شود، وارد کردن پوشش در قسمت Design preferences توسط نرم افزار نادیده گرفته خواهد شد.

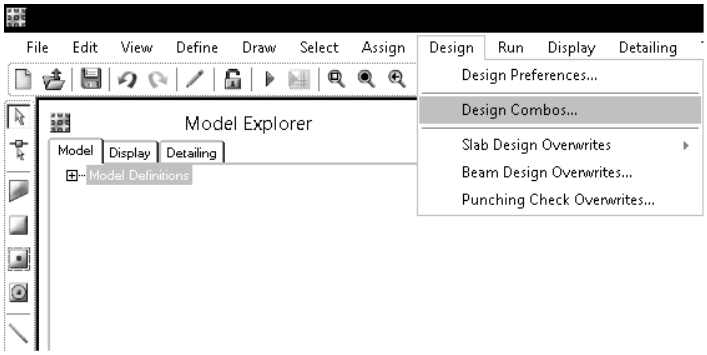


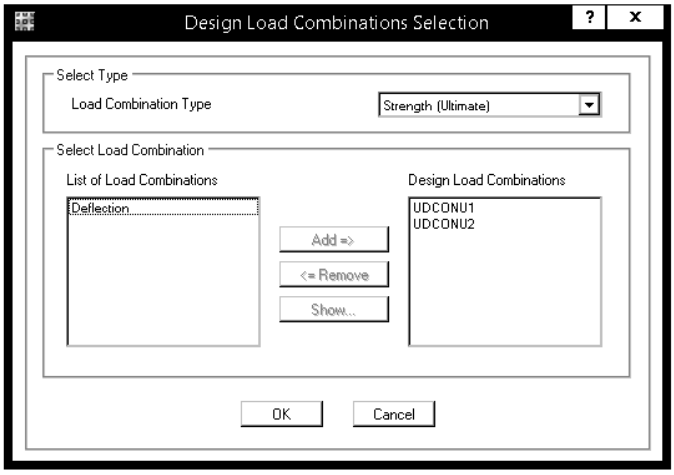




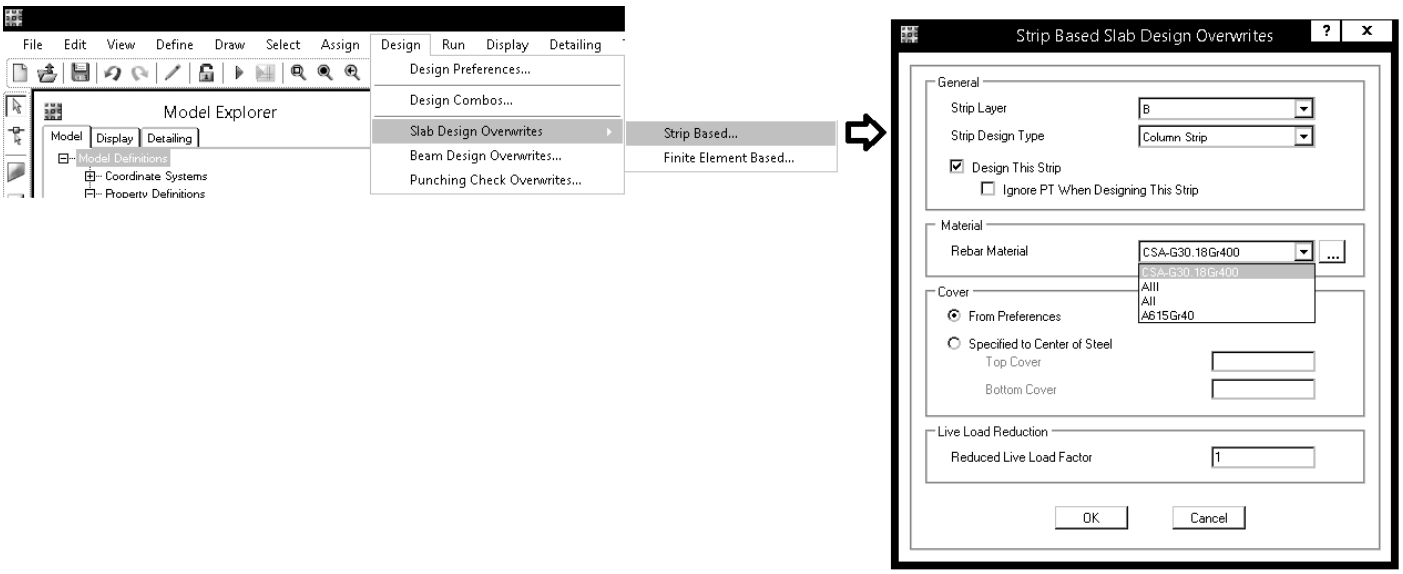
از آنجا که کنترل خیز دستی انجام خواهد شد، تنها ترکیب بارهای Strength مهم هستند که به صورت اتوماتیک در لیست قرار دارند و لازم به انجام تنظیم خاصی نمی باشد.

در صورتی که دال پیش تنیده باشد، ترکیب بارهای سرویس (که توسط نرم افزار ایجاد می شوند) لازم خواهد بود.



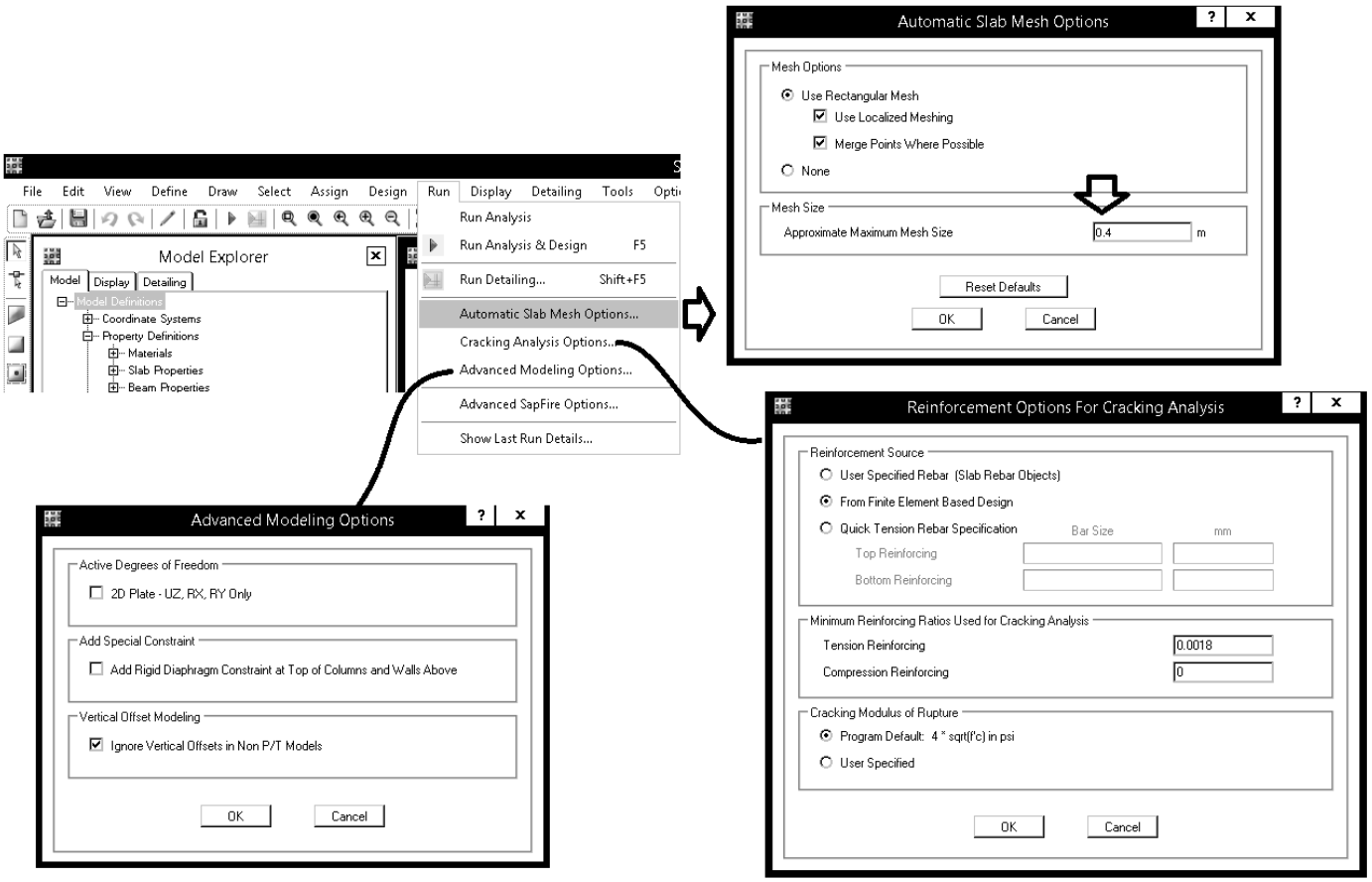


مشخصات نوارهای طراحی (پوشش بتن آنها و نوع میلگرد) را می توان پس از انتخاب آنها تغییر داد:

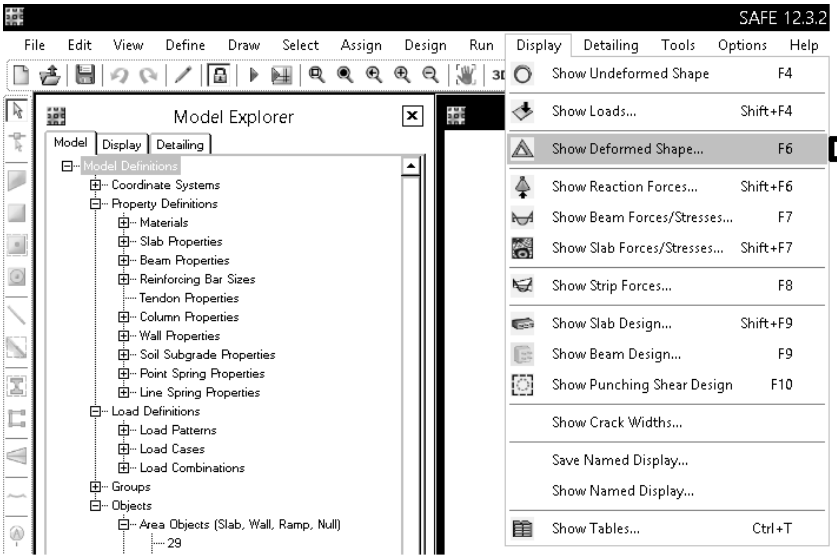


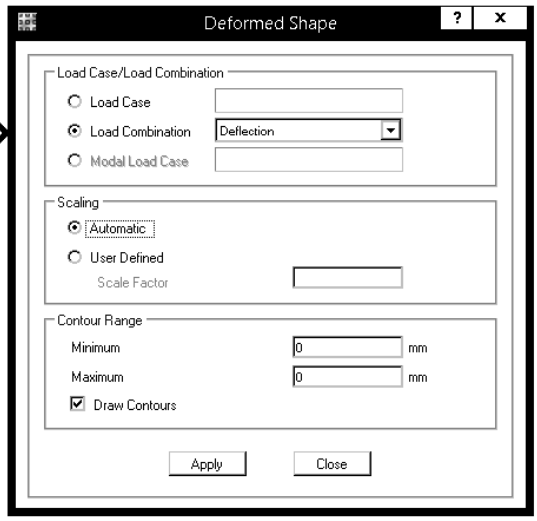
- برای استفاده از منوی فوق باید نوارهای ستونی و میانی جداگانه انتخاب شوند.
- در صورتی که نخواهیم از منوی فوق استفاده کنیم، باید در قسمت تعریف مصالح میلگرد استفاده شده در نوارها را بررسی و اصلاح کنیم.

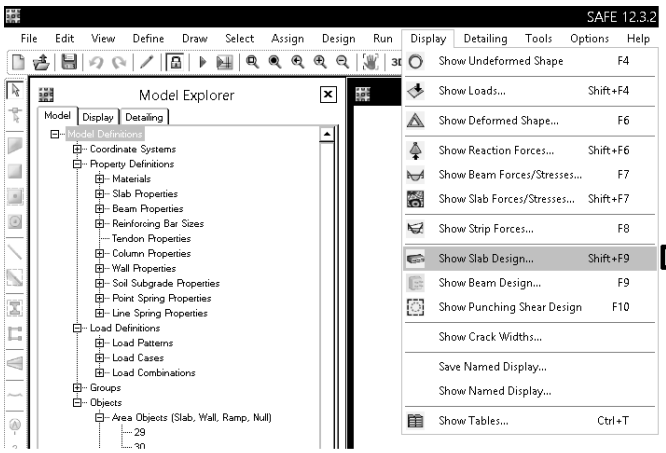
۹-۶ منوی Run

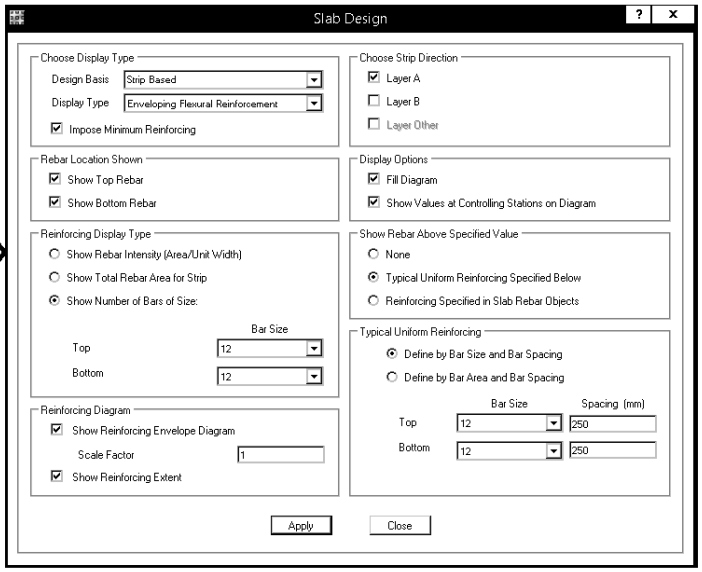


۱۰-۶ تحلیل دال و بررسی نتایج









۶-۱۱ نکات طراحی دالهای تخت بدون تیر

۶-۱۱-۱ الزامات سقف کوبیاکس

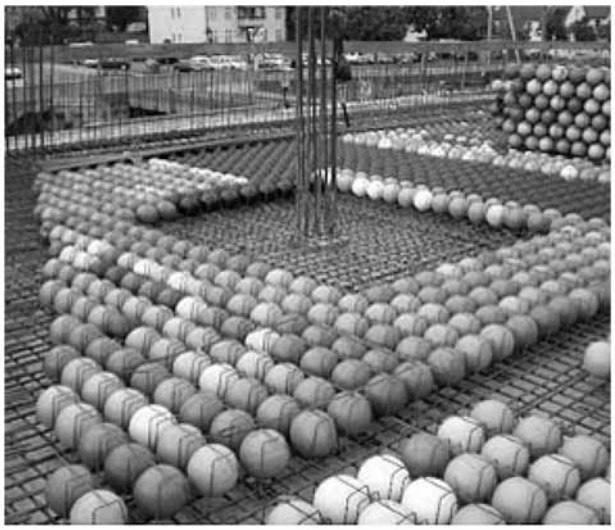
مرجع: http://www.bhrc.ac.ir/tabid/349/Default.aspx

٤-۳-۲- سیستم سقف مجوف بتن مسلح با گوی‌های توخالی کروی

سقف‌های بتن‌مسلح به دلیل نیاز به کنترل تغییرشکل‌ها و ترک‌ها، بسیار مورد توجه و گاه محدود به دهانه‌های کوچک می‌شوند. حال اگر بتوان مقطع سقف‌های بتن‌مسلح، به ویژه دال‌ها را به نحوی بهبود بخشید که بتواند علاوه بر تامین ضوابط کنترلی، در مقایسه با دال‌های مشابه از وزن کمتری برخودار باشند، می‌توان به شیوه جدیدی در روش اجرای دال‌های بتن مسلح دست یافت.

با توجه به آنکه در دال‌های بتنی دو طرفه، معمولاً از نظر تحمل نیروی برشی مشکلی وجود ندارد، اصول طراحی این نوع سقف، بر مبنای حذف قسمتی از بتن میانی و ایفای عملکرد دال دو طرفه می‌باشد به نحوی که یک دال بتنی حاوی حفره‌های ناشی از حضور گوی‌های کروی توخالی فراهم می‌شود. سیستم سقف مجوف بتن مسلح با گوی‌های توخالی کروی، از دولایه بتن مسلح تشکیل شده است که در بالا و پایین دال و بطور گسترده قرار می‌گیرد و حد فاصل این دو لایه با گوی‌های کروی شکل از جنس پلی پروپیلن پر می‌شود. که با توجه به نیاز پروژه و محاسبات طراحی، ابعاد مختلفی دارند.

در روند اجرای این سیستم سقف، ابتدا پس از آرماتورگذاری لایه زیرین، قفسه‌هایی از گوی‌های کروی شکل با فاصله کنار هم روی شبکه آرماتور زیرین قرار گرفته و پس از آرماتوربندی لایه فوقانی، بتن روئی ریخته



می‌شود. در نهایت مقطع دال به صورت I شکل با جان با ضخامت متغیر در می‌آید.

این نوع سقف در زمینه‌های سازه، انرژی، حریق و آکوستیک در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن بررسی شده و کاربرد آن در حیطه الزامات تدوین شده مورد تایید می‌باشد.

الزامات سیستم سقف مجوف بتن‌مسلح با گوی‌های توخالی کروی

۱- استفاده از این نوع سقف به شرط رعایت ضوابط و محدودیت‌های ذکر شده در ذیل و مباحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان ایران، در ساختمان‌های دارای دیوار برشی بتن مسلح مجاز است.

۲- این ضوابط تنها برای سقف‌های کوبیاکس با گوی‌های کروی شکل کاربرد داشته و سقف با گوی با اشکال غیرکروی را شامل نمی‌شود.

۳- مجموع بار مرده غیرسازه‌ای روی این سقف‌ها شامل پارتیشن، کف‌سازی و نازک‌کاری محدود به ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مربع بوده ضمن آنکه کاربرد این سقف تنها جهت پارکینگ‌هایی که محل عبور اتومبیل سواری با حداکثر وزن ۲/۵ تن با بار متمرکز ۱ تن می‌باشد، مجاز است.

۴- لازم است حداقل ضخامت بتن در اطراف گوی‌ها شامل بالا و پایین گوی حداقل ۵ سانتی‌متر و مابین دو گوی متوالی حداقل ۴ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.

۵- در طراحی از ظرفیت برشی فولاد مورد استفاده در قفسه گوی‌ها صرفنظر شود، با این حال میزان فولاد با امتداد قائم در این قفسه باید مطابق بند ۹-۱۲-۶-۳-۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران با فرض b_w برابر با حداقل فاصله بین دو گوی متوالی در هر جهت دال تامین شود.

۶- در طراحی برای برش در هر جهت دال، مقاومت برشی نهایی بتن (V_c) باید حداکثر ۵۰ درصد مقدار محاسبه شده طبق رابطه ۹-۱۲-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران و با فرض مقطع تمام پر بتنی محاسبه شود. در تمام نقاط دال که نیروی برشی نهایی (V_u) بیش از مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن (V_c) باشد، دال باید به صورت توپر و بدون گوی اجرا شود.

۷- در طراحی و کنترل برش در حالت حدی نهایی برای عملکرد

دو طرفه در حوالی بارهای متمرکز و تکیه‌گاه‌ها، مقاومت برشی نهایی بتن نباید حداکثر از ۵۰ درصد مقداری که از بند ۹-۱۲-۱۷-۲-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران حاصل می‌شود، بیشتر منظور شود.

۸- طراحی دال برای خمش در هر جهت بنا بر جزئیات اجرایی و با منظور نمودن حفره‌ها با مقطع دایره، در ضعیف‌ترین مقطع دال انجام گیرد.

۹- محاسبات تغییرشکل دال بر پایه بند ۹-۱۴-۲-۶-۱ و با محاسبه دقیق ممان اینرسی موثر دال سوراخ‌دار انجام گیرد. اضافه افتادگی دراز مدت بر پایه بند ۹-۱۴-۲-۴-۳ محاسبه شود.

۱۰- ایجاد هر گونه بازشو در این نوع دال تابع ضوابط بند ۹-۱۵-۳-۵ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران می‌باشد.

۹ – ۱۲ – ۱۷ – ۲ – ۴ در دال‌ها و پی‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نمی‌شود مقدار V_c، برابر با کمترین مقادیر به‌دست آمده از سه رابطه (۹ – ۱۲ – ۳۴) الی (۹ – ۱۲ – ۳۶) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = (1+\frac{2}{\beta_c})v_c b_o d \left(\frac{\pi}{2}-\theta\right) \qquad (۹ - ۱۲ - ۳۴)$$

$$V_c = (\frac{\alpha_s d}{b_o}+1)v_c b_o d \qquad (۹ - ۱۲ - ۳۵)$$

$$V_c = 2v_c b_o d \qquad (۹ - ۱۲ - ۳۶)$$

α_s عددی است که برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵ و برای ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

۶-۱۱-۲ مدلسازی در ETABS

سوال: دالهای تخت را در ETABS به صورت shell مدل کنیم یا membrane؟

سوال: در مواردی که باید shell مدل شوند، ضریب سختی آنها را چقدر بگیریم؟

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		$0.25I_g$	

۱-۱-۱-تعیین محدوده گوی ها در سقف

مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن:

۶- در طراحی برای برش در هر جهت دال، مقاومت برشی نهایی بتن (V_c) باید حداکثر ۵۰ درصد مقدار محاسبه شده طبق رابطه ۹-۱۲-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران و با فرض مقطع تمام پر بتنی محاسبه شود. در تمام نقاط دال که نیروی برشی نهایی (V_u) بیش از مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن (V_c) باشد، دال باید به صورت توپر و بدون گوی اجرا شود.

۹ – ۱۲ – ۳ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۹ – ۱۲ – ۳ – ۱ V_c را می‌توان براساس ضوابط بندهای ۹-۱۲-۳-۱-۱ تا ۹ – ۱۲ – ۳ – ۱ – ۳ و یا با جزییات دقیق‌تر مطابق بند ۹ – ۱۲ – ۳ – ۲ محاسبه نمود.

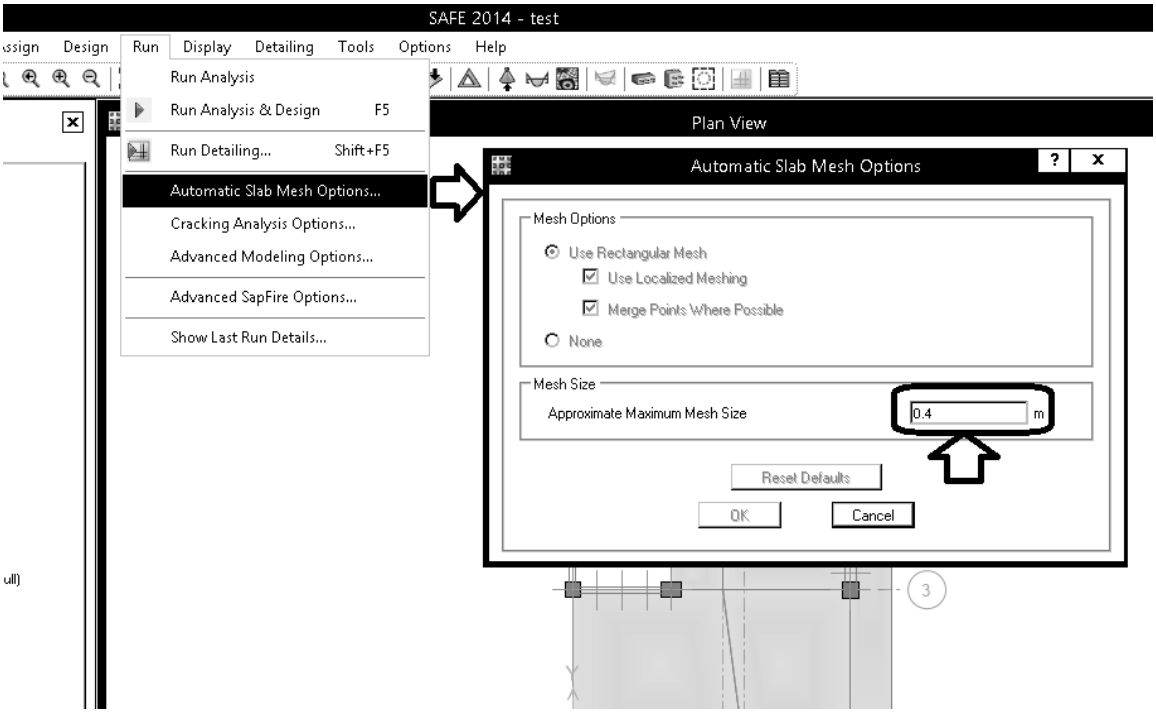
۹ – ۱۲ – ۳ – ۱ – ۱ برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

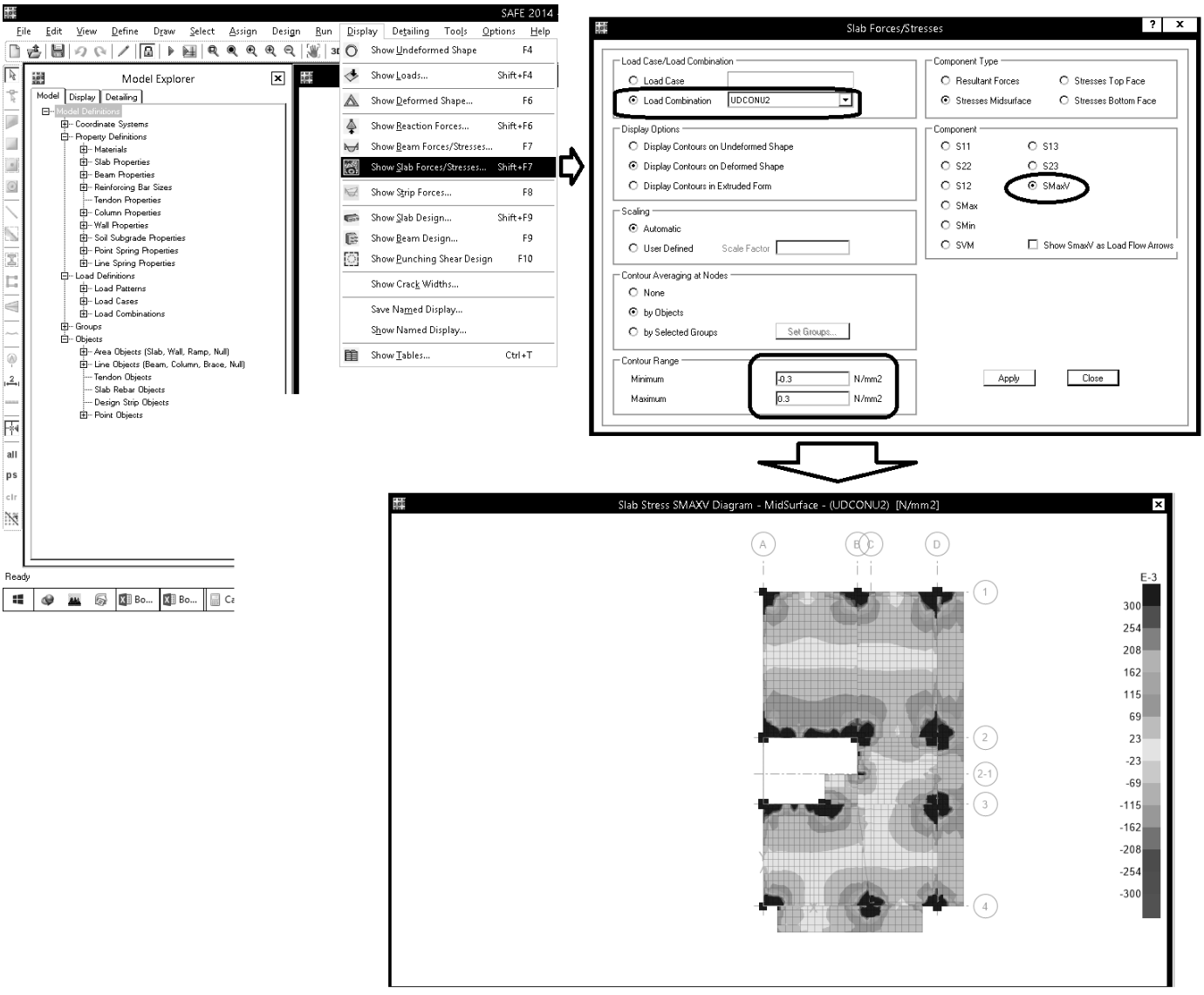
$$V_c = v_c b_w d \qquad (۹ – ۱۲ – ۳)$$

در این رابطه v_C با استفاده از رابطه (۹ - ۱۲ - ۴) محاسبه می‌شود:

$$v_c = ۰/۲\phi_c\sqrt{f_c} \qquad (۹ – ۱۲ – ۴)$$

$$f_c' = 21MPa \rightarrow \ v_c = \frac{1}{2}\left(0.2 \times 0.65 \times \sqrt{21}\right) = 0.3\ MPa$$


SAFE 2014 - test
Design
Run
Display
Detailing
Tools
Options
Help
Run Analysis
Run Analysis & Design F5
Run Detailing... Shift+F5
Automatic Slab Mesh Options...
Cracking Analysis Options...
Advanced Modeling Options...
Advanced SapFire Options...
Show Last Run Details...
Plan View
Automatic Slab Mesh Options
Mesh Options
Use Rectangular Mesh
Use Localized Meshing
Merge Points Where Possible
None
Mesh Size
Approximate Maximum Mesh Size
0.4
m
Reset Defaults
OK
Cancel
3


SAFE 2014
File Edit View Define Draw Select Assign Design Run Display Detailing Tools Options Help
Model Explorer
Model Definitions
Coordinate Systems
Property Definitions
Materials
Slab Properties
Beam Properties
Reinforcing Bar Sizes
Tendon Properties
Column Properties
Wall Properties
Soil Subgrade Properties
Point Spring Properties
Line Spring Properties
Load Definitions
Load Patterns
Load Cases
Load Combinations
Groups
Objects
Area Objects (Slab, Wall, Ramp, Null)
Line Objects (Beam, Column, Brace, Null)
Tendon Objects
Slab Rebar Objects
Design Strip Objects
Point Objects
Show Undeformed Shape F4
Show Loads... Shift+F4
Show Deformed Shape... F6
Show Reaction Forces... Shift+F6
Show Beam Forces/Stresses... F7
Show Slab Forces/Stresses... Shift+F7
Show Strip Forces... F8
Show Slab Design... Shift+F9
Show Beam Design... F9
Show Punching Shear Design F10
Show Crack Widths...
Save Named Display...
Show Named Display...
Show Tables... Ctrl+T
Ready
Slab Forces/Stresses
Load Case/Load Combination
Load Case
Load Combination
UDCONU2
Component Type
Resultant Forces
Stresses Midsurface
Stresses Top Face
Stresses Bottom Face
Display Options
Display Contours on Undeformed Shape
Display Contours on Deformed Shape
Display Contours in Extruded Form
Component
S11
S22
S12
SMax
SMin
SVM
S13
S23
SMaxV
Show SmaxV as Load Flow Arrows
Scaling
Automatic
User Defined
Scale Factor
Contour Averaging at Nodes
None
by Objects
by Selected Groups
Set Groups...
Contour Range
Minimum
-0.3
N/mm2
Maximum
0.3
N/mm2
Apply
Close
Slab Stress SMAXV Diagram - MidSurface - (UDCONU2) [N/mm2]
A
B
C
D
1
2
2-1
3
4
E-3
300
254
208
162
115
69
23
-23
-69
-115
-162
-208
-254
-300

۶-۱۱-۳ کنترل برش پانچ در اطراف ستونها

- در سقف های کوبیاکس و یوبوت معمولا دالهای تخت بدون تیر داریم. در این نوع دالها مهمترین نکته کنترل پانچ دالها می باشد.

- Jack Moehle:

Slab shear reinforcement can be provided around the columns to improve shear strength and lateral displacement capacity. Shear reinforcement can be in the form of *stud rails*, *shearbands*, *stirrups*, or *shearheads*.

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	$2d$

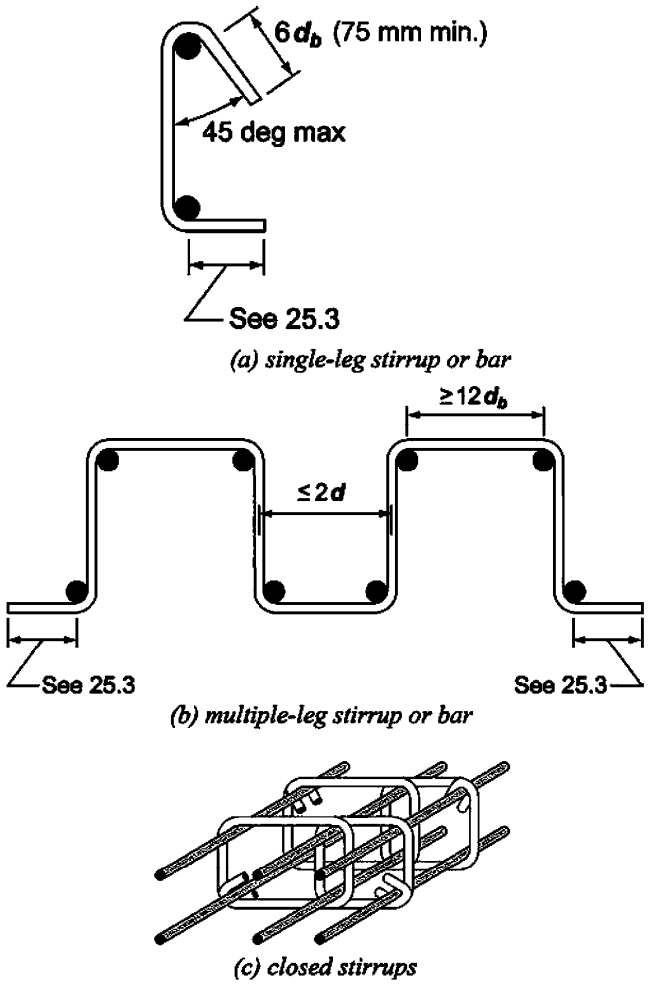


Fig. R8.7.6(a)-(c)*—Single- or multiple-leg stirrup-type slab shear reinforcement.*

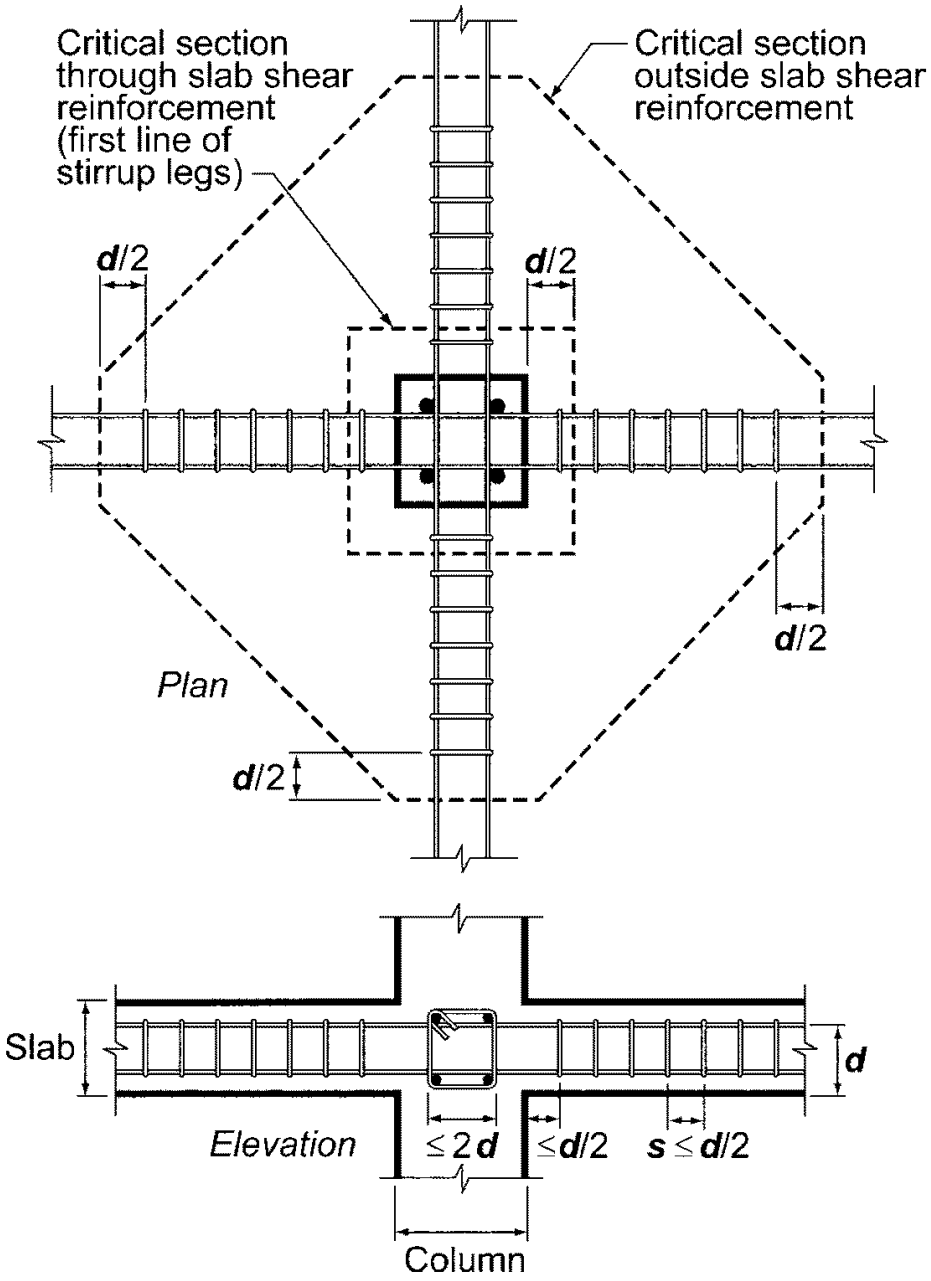


***Fig.R8.7.6d**—Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.*

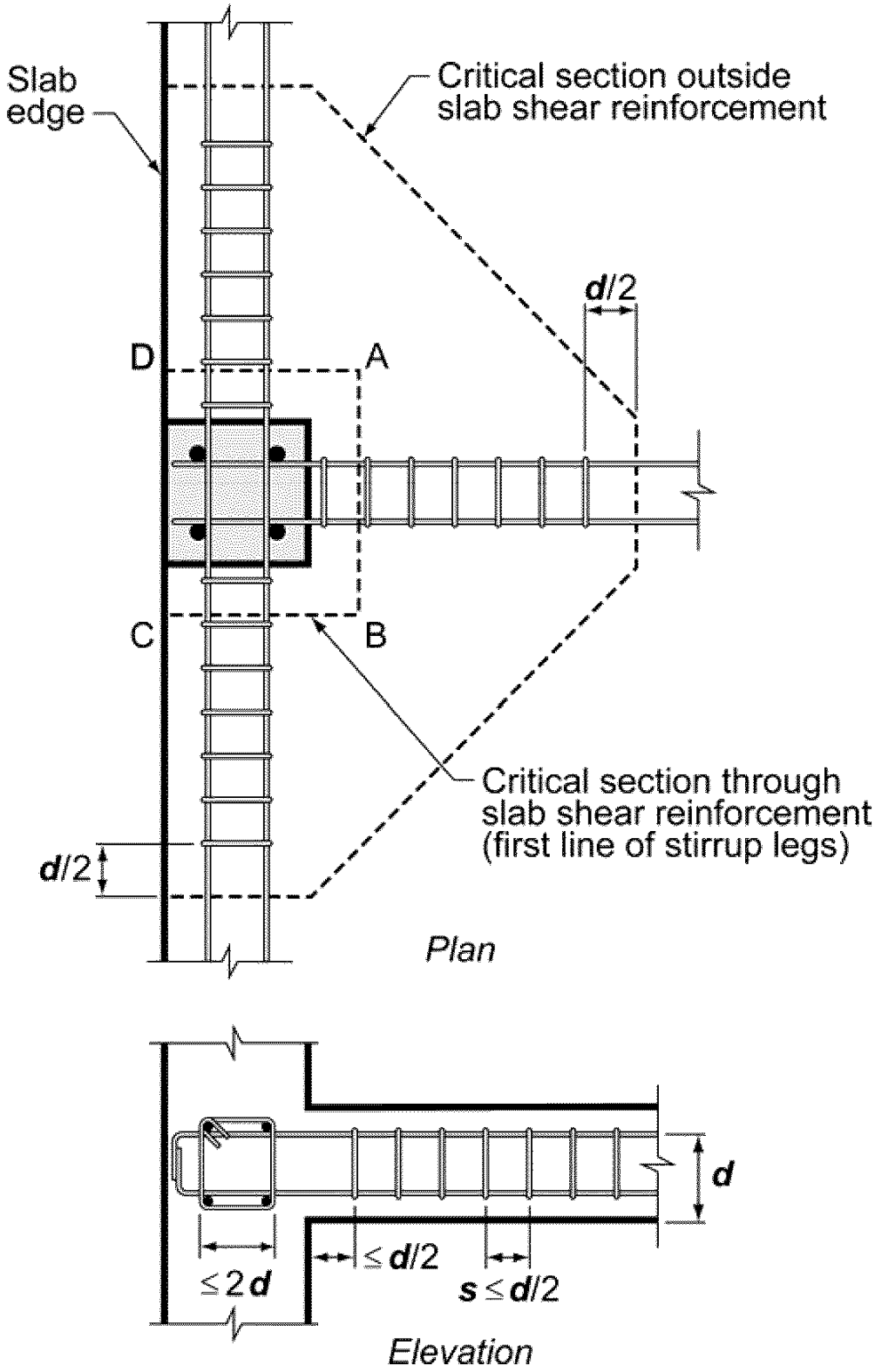


***Fig. R8.7.6e**—Arrangement of stirrup shear reinforcement, edge column.*

ACI-421.2R-10:

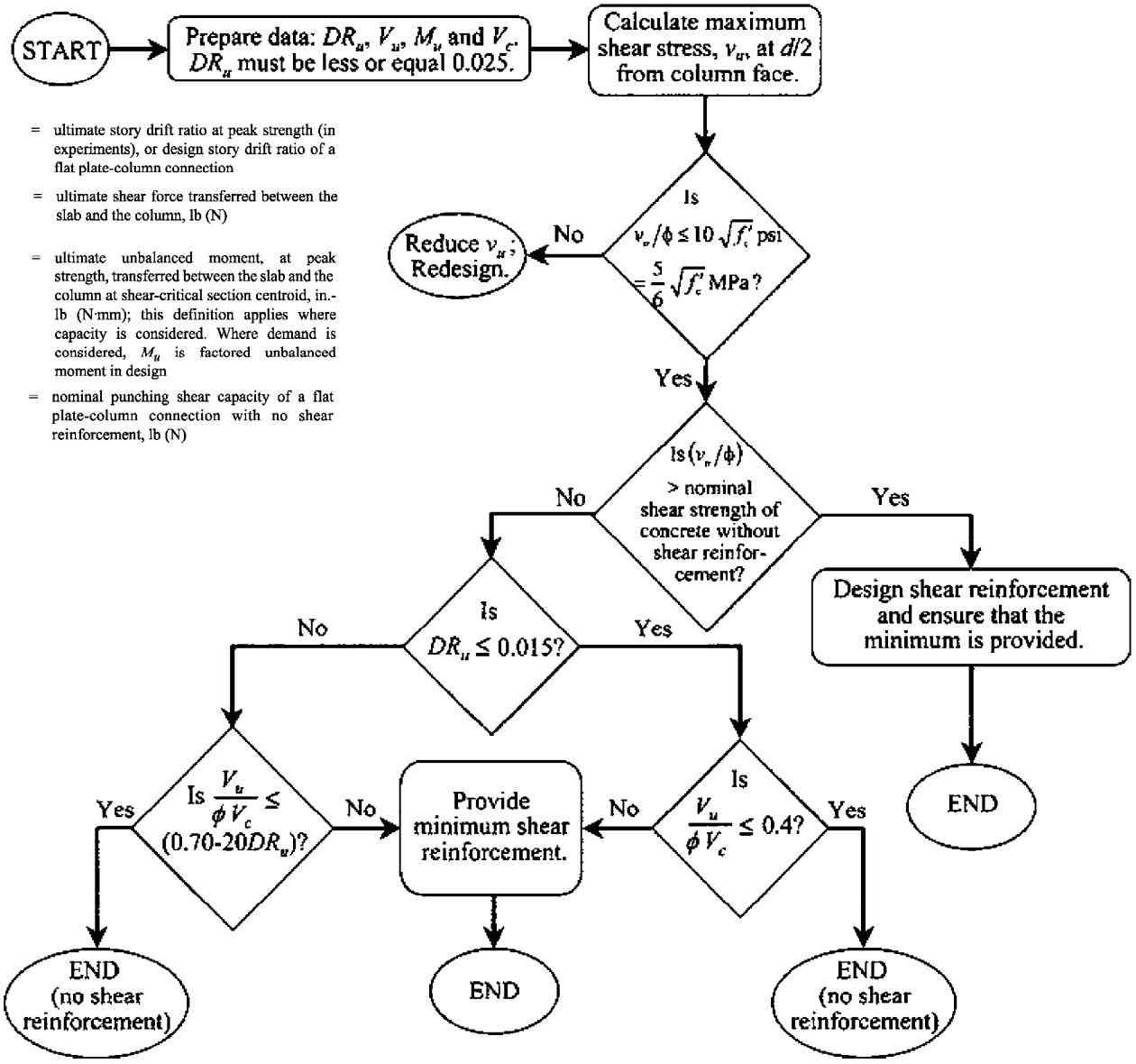
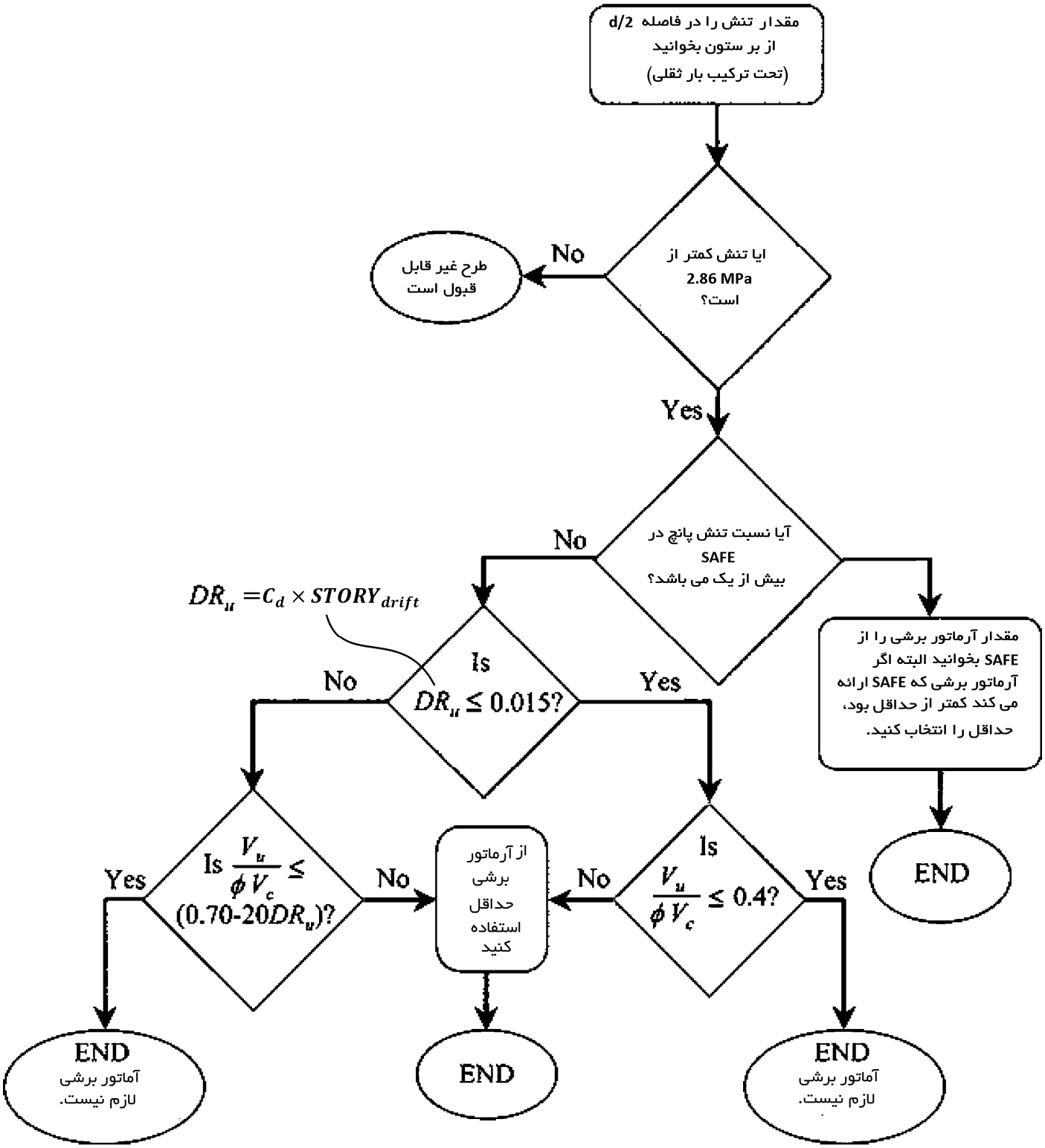


Fig. 7.1—Steps for punching shear design of earthquake-resistant flat plate-column connections.


مقدار تنش را در فاصله d/2 از بر ستون بخوانید (تحت ترکیب بار ثقلی)
ایا تنش کمتر از 2.86 MPa است؟
No
طرح غیر قابل قبول است
Yes
آیا نسبت تنش پانچ در SAFE بیش از یک می باشد؟
No
Yes
مقدار آرماتور برشی را از SAFE بخوانید البته اگر آرماتور برشی که SAFE ارائه می کند کمتر از حداقل بود، حداقل را انتخاب کنید.
END
$DR_u = C_d \times STORY_{drift}$
Is $DR_u \le 0.015$?
No
Yes
Is $\frac{V_u}{\phi V_c} \le (0.70\text{-}20DR_u)$?
Yes
No
از آرماتور برشی حداقل استفاده کنید
Is $\frac{V_u}{\phi V_c} \le 0.4$?
No
Yes
END
آماتور برشی لازم نیست.
END
END
آماتور برشی لازم نیست.

ACI-318-2014:

18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system

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.

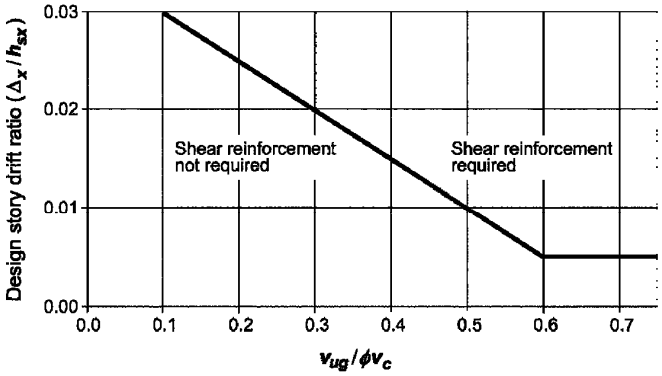


***Fig. R18.14.5.1**—Illustration of the criterion of 18.14.5.1.*

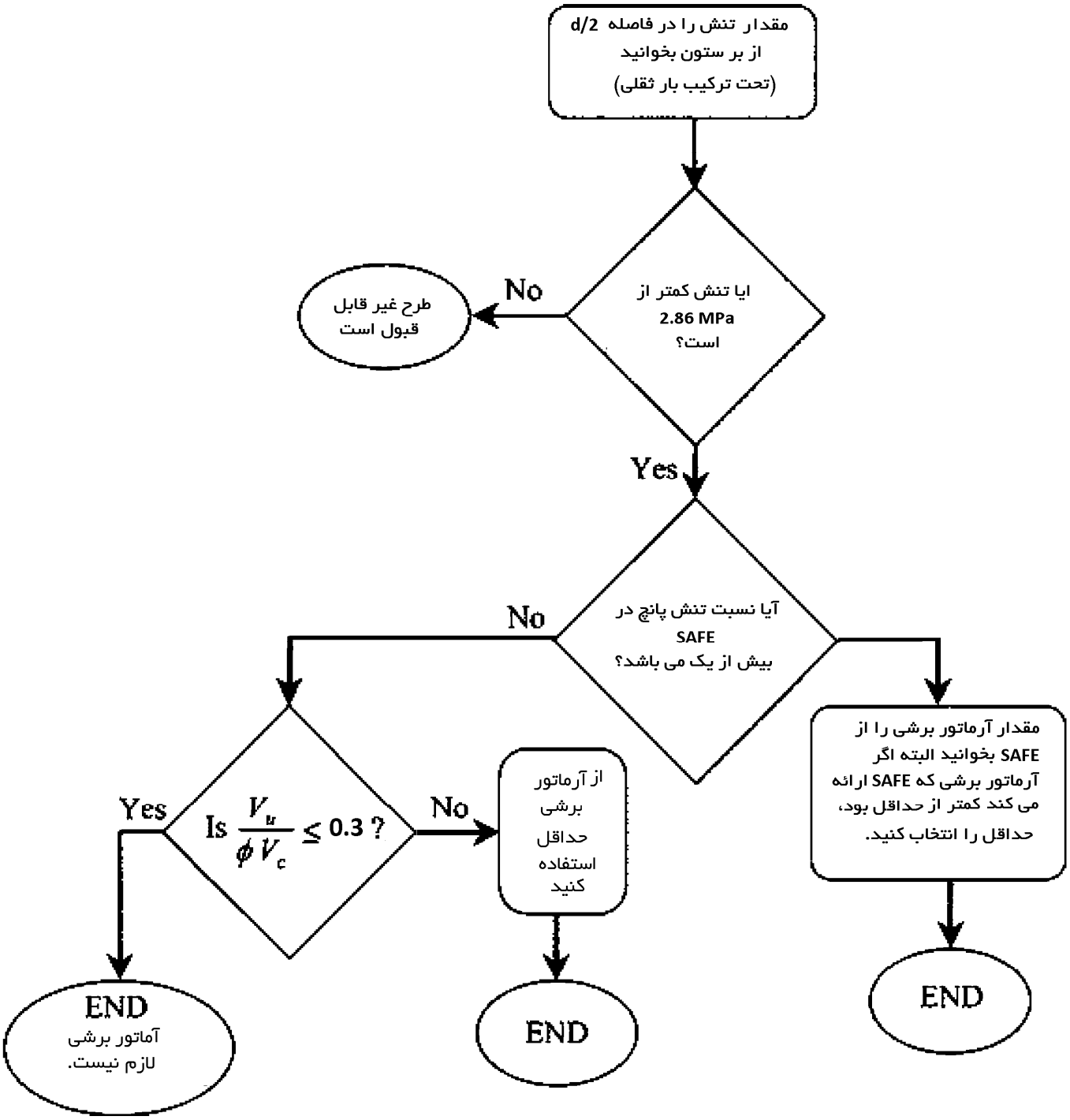
- آرماتور حداقل برشی برای پانچ طبق بند فوق:

$$v_s > 0.29\sqrt{f_c'} = 0.29\sqrt{21} = 1.33\ MPa$$

$$\frac{A_v}{S} dF_{yt} > 1.33\ MPa$$

در سازه های بالای ۵ طبقه با فرض اینکه به صورت محافظه کارانه، $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} = 0.02$ باشد:

$$\left(\frac{\Delta_x}{h_{sx}} = 0.02\right) > 0.035 - \frac{1}{20}\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \qquad \rightarrow \frac{v_{ug}}{\varphi v_c} > 0.3$$



۶-۱۱-۴ میلگردگذاری خمشی در دالهای بدون تیر

- Jack Moehle:
  If the slab has shear reinforcement or appropriately detailed flexural reinforcement, the failure may be localized at the punched connection. Otherwise, vertical movement at the punched connection can result in load being redistributed to adjacent connections, with the possibility of additional punching failures and even complete progressive collapse. The following discussion illustrates some of these aspects of behavior for a slab-column frame tested.

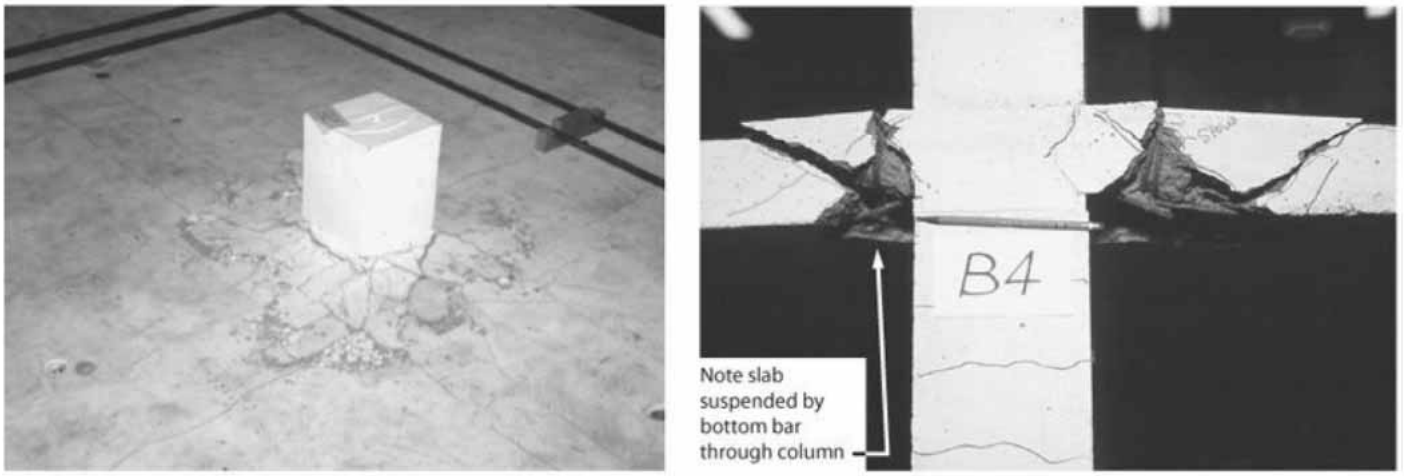


FIGURE 10.3 Punching shear failures at (*a*) interior and (*b*) exterior connections. (*After Hwang and Moehle, 2000a.*)

Although the connections were heavily cracked and had displaced noticeably downward, the structural integrity reinforcement enabled them to maintain gravity load support.