ETABS (Part2)

www.SoftGozar.com

فهرست مطالب

۱- تحلیل دینامیکی ۴
۱-۱- نامنظمی سازه ها ۴
۱-۲- ضوابط آیین نامه ۶
۱-۳- نحوه تعریف طیف طرح ۷
۱-۴- همپایه کردن برش استاتیکی و دینامیکی ۱۳
۲- سقف کامپوزیت ۱۶
۲-۱- ترسیم تیرچه ها و کف ها ۱۶
۲-۲- تنظیم پارامترهای طراحی به روش LRFD ۱۹
۲-۳- طراحی تیرها و بررسی نتایج ۲۶
۳- دیوار برشی ۲۹
۳-۱- ترسیم دیوارها ۲۹
۳-۲- برچسب دیوار ۳۱
۳-۳- تنظیم پارامترهای طراحی ۳۳
۳-۴- تعریف ترکیب بارها ۳۵
۴- کنترل ترک خوردگی دیوار ۳۶
۴-۱- انتخاب روش طراحی ۳۹
۴-۲- طراحی به روش Simplified C and T Section ۴۰
۴-۲-۱- طراحی آرماتورهای خمشی ۴۰
۴-۲-۲- طراحی آرماتورهای برشی ۴۲
۴-۲-۳- استخراج نتایج در روش Simplified ۴۲
۴-۲-۴- المان های مرزی در روش Simplified ۴۳
۴-۲-۵- مشاهده خلاصه نتایج ۴۵
۴-۳- طراحی به روش Uniform Reinforcing Pier Section ۴۷
۴-۴- استخراج نتایج در روش Uniform ۴۸
۴-۵- طراحی به روش General Reinforcing Pier Section ۴۹
۴-۶- ضوابط سیستم دوگانه ۵۱
۵- طراحی فونداسیون ۵۲
۵-۱- انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS ۵۲
۵-۲- تنظیمات اولیه ۵۳
۵-۳- منوی Define ۵۶
۵-۳-۱- تعریف مصالح ۵۶
۵-۴- تعریف مقاطع پی و ستون ۵۷
۵-۴-۱- تعریف مقطع تیر ۵۸
۵-۴-۲- تعریف مدول عکس العمل بستر خاک ۵۸
۵-۵- بارها ۵۹
۵-۶- ترکیب بارهای طراحی ۵۹
۵-۶-۱- روش دستی تعریف ترکیب بار ۵۹
۵-۷- تعریف ترکیب بارهای کنترل تنش خاک ۵۹
۵-۸- تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی ۶۲
۵-۹- ترسیم پی و ستونها ۶۳
۵-۱۰- ترسیم نوارهای طراحی ۶۸
۵-۱۱- تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی ۶۹

۵-۱۲- تحلیل سازه و کنترل نتایج ۷۲
۵-۱۳- کنترل تنش زیر خاک ۷۲
۵-۱۴- بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی ۷۳
۵-۱۵- بررسی برش پانچ ۷۴
۵-۱۶- نمایش آرماتورهای خمشی ۷۵
۶- طراحی دال بتنی ۷۶
۶-۱- انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS ۷۶
۶-۲- اصلاح مصالح و مقاطع ۷۷
۶-۳- بررسی مقطع ستونها ۷۷
۶-۴- بررسی مقطع تیرها ۷۸
۶-۵- تعریف بارهای لازم برای محاسبه تغییرشکل ۷۸
۶-۶- ترکیب بارها ۸۰
۶-۷- ایجاد نوارهای طراحی ۸۱
۶-۸- منوی design ۸۲
۶-۹- منوی Run ۸۴
۶-۱۰- تحلیل دال و بررسی نتایج ۸۴
۷- طراحی اتصال گیردار جوشی تیرورق به ستون برای یک سازه با شکل پذیری متوسط ۸۶
۷-۱- محاسبه لنگر پلاستیک محتمل تیر(Mpr) ۸۶
۷-۲- محاسبه برش محتمل در محل مفصل Vpr ۸۷
۷-۳- محاسبه برش طراحی در بر ستون (Vu) ۸۷
۷-۴- محاسبه لنگر طراحی در بر ستون(MU) ۸۸
۷-۵- ضخامت ورق زیر سری ۸۸
۷-۶- بعد جوش ورق زیرسری به بال تیر ۸۹
۷-۷- تعیین طول ورق زیر سری (Lpb) ۸۹
۷-۸- ضخامت ورق روسری ۹۰
۷-۹- بعد جوش ورق روسری به تیر ۹۰
۷-۱۰- تعیین طول ورق رو سری (Lpt) ۹۰
۷-۱۱- عرض انتهایی(قسمت عریض تر) ورق رو سری (bpt') ۹۱
۷-۱۲- تعیین ارتفاع، عرض و ضخامت ورق اتصال جان ۹۲
۷-۱۳- تعیین بعد جوش اتصال ورق به جان تیر ورق ۹۳
۷-۱۴- تعیین بعد جوش اتصال ورق جان به ستون ۹۴
۷-۱۵- کنترل خمش موضعی در بال ستون در مقابل بال کششی (بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱ مبحث ۱۰) ۹۴
۷-۱۶- مثال ۹۵
۸- طراحی دستی تیرچه بلوک ۹۹
۸-۱- محدودیت ها ۹۹
۸-۲- کنترل خیز ۱۰۰
۸-۳- محاسبه بار مرده و زنده سقف ۱۰۰
۸-۴- کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری ۱۰۰
۸-۵- مساحت آرماتورهای کششی ۱۰۱
۸-۶- آرماتور فوقانی ۱۰۱
۸-۷- آرماتور افت حرارت ۱۰۲
۸-۸- آرماتور منفی ۱۰۲
۸-۹- کلاف میانی ۱۰۲
۹- اتصالات ۱۰۴

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 نویس 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

www.SoftGozar.com

۱-تحلیل دینامیکی

۱-۱-نامنظمی سازه ها

۶-۱۱-۷ گروه بندی ساختمان برحسب نظم سازه ای

ساختمان‌هایی که به لحاظ سازه‌ای دارای یکی از خصوصیات زیر باشند، نامنظم محسوب می‌شوند، در غیر این‌صورت منظم می‌باشند.

۶-۱۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که پیش‌رفتگی یا پس‌رفتگی هم زمان در دو جهت در یک گوشه از پلان ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد.

در مواردی که این اختلاف از ۴۰ درصد تجاوز کند، اثرش نسبتاً زیاد بوده و نامنظمی پیچشی شدید نامیده می‌شود.

نامنظمی پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم کف صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد دارد.

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

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

ث- نامنظمی سیستم‌های باربر جانبی غیرموازی: در مواردی که اجزای سیستم باربر جانبی قائم به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نبوده و یا نسبت به آن‌ها متقارن نباشد.

۶-۱۱-۷-۲ نامنظمی در ارتفاع

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

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

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنی هستند.

پ- نامنظمی سیستم باربر جانبی: در مواردی که اجزاء سیستم باربر جانبی در ارتفاع جابجایی درون صفحه‌ای بیشتر از یک دهانه در طبقه داشته باشد و یا با کاهشی در سختی جانبی در طبقه زیرین روبرو باشد.

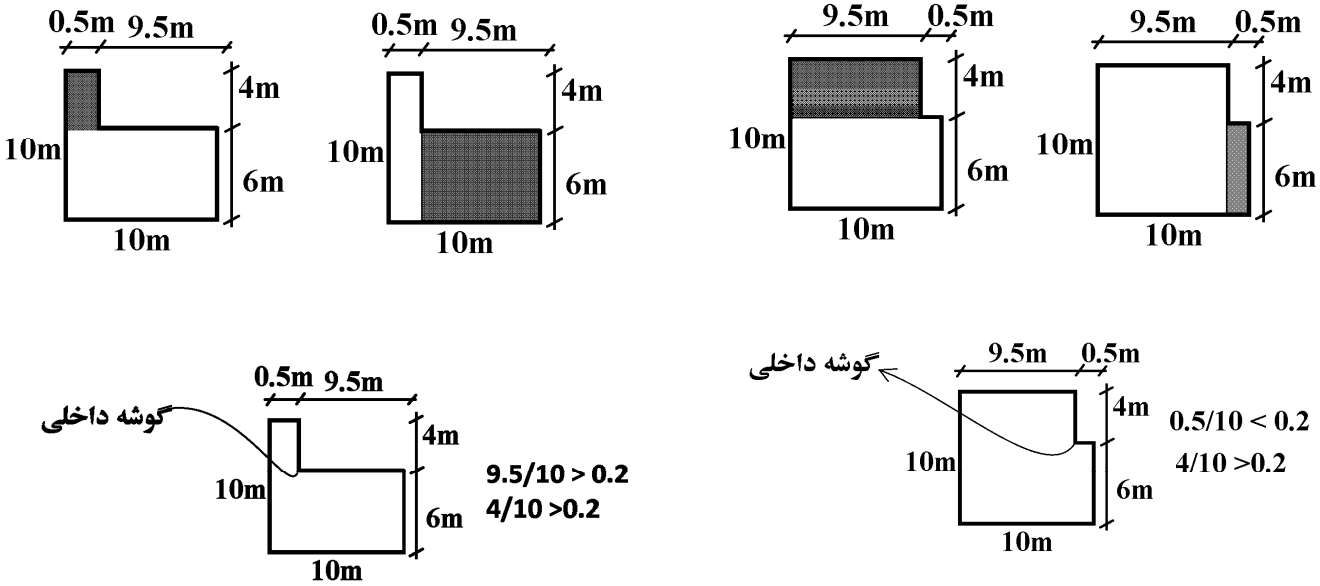
ت- نامنظمی تغییرات سختی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد، چنین طبقه‌ای را طبقه نرم نامند.

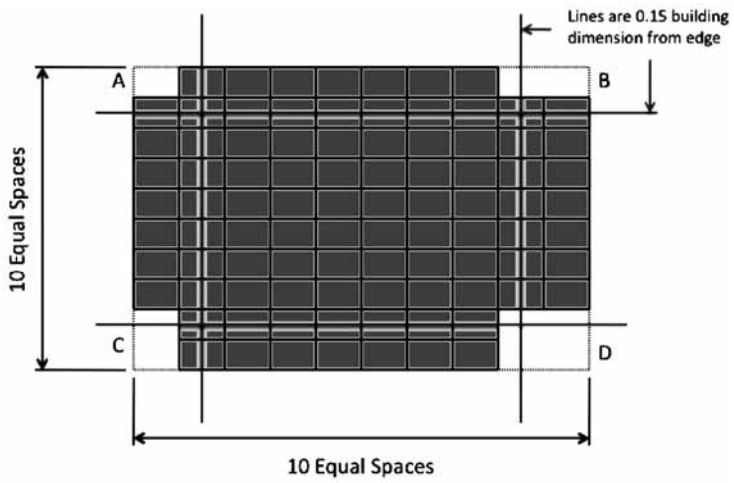
در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، آن طبقه را طبقه خیلی نرم می‌نامند.

ث- نامنظمی تغییرات مقاومت: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای را طبقه ضعیف می‌نامند.

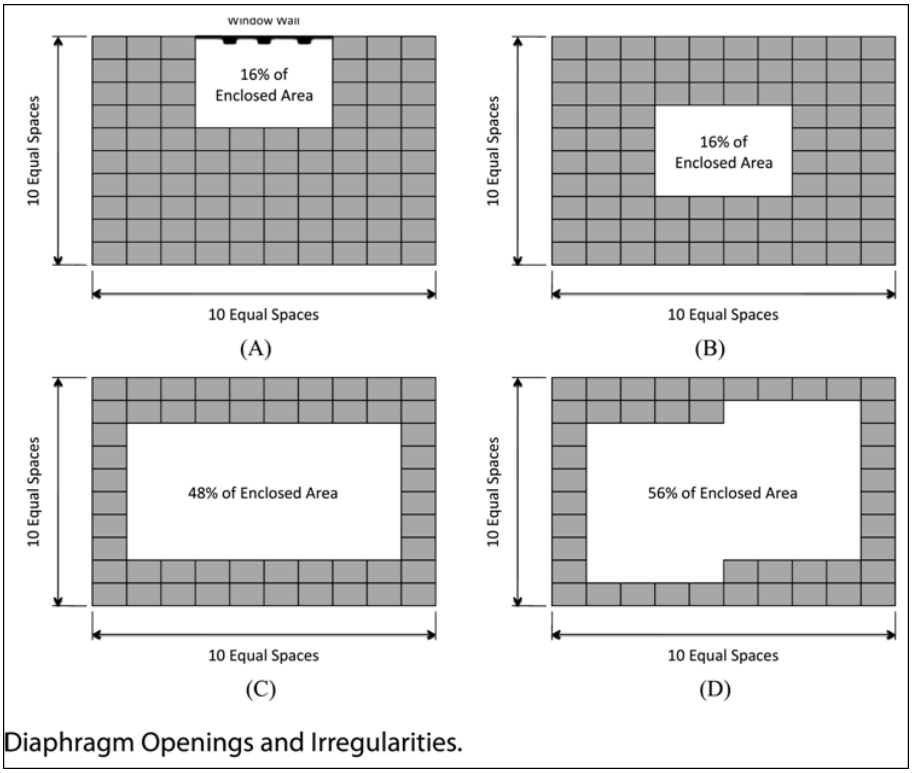
در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد آن طبقه را طبقه خیلی ضعیف نامند.

مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی اجزای باربر جانبی در آن طبقه است.

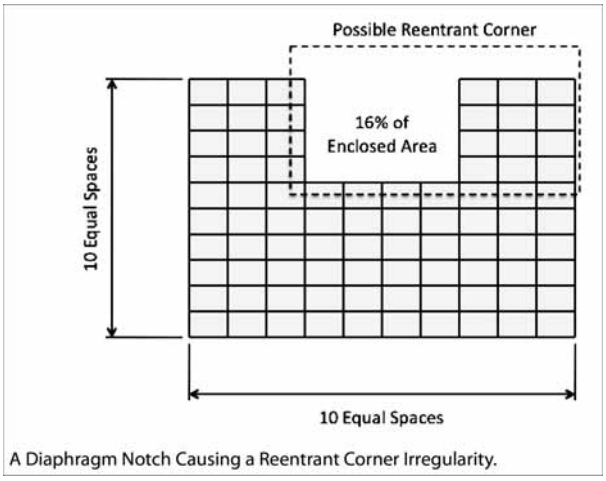




Building with Four Reentrant Corners and with a Reentrant Irregularity.



Diaphragm Openings and Irregularities.



A Diaphragm Notch Causing a Reentrant Corner Irregularity.

۱-۲-ضوابط آیین نامه

۳-۲ روش‌های تحلیل سازه

۳-۲-۱ اثرهای زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیر خطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و"تحلیل دینامیکی" می‌باشد. تحلیل‌های دینامیکی به دو نوع "طیفی" و "تاریخچه زمانی" قابل انجام می‌باشند. موارد کاربرد هر یک از روش‌های خطی در بند ۳-۲-۲ و جزئیات آن‌ها در بندهای ۳-۳ و ۳-۴ توضیح داده شده است. موارد کاربرد و جزئیات روش‌های غیر خطی تحلیل سازه ها در بند ۳-۲-۳ و پیوست ۲ ارائه شده است. در ساختمان‌هایی که شرایط بند ۳-۱۳ را دارا باشند، می‌توان از روش ساده شده تحلیل مطابق ضوابط آن بند استفاده کرد.

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

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

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

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

www.SoftGozar.com

۱-۳-نحوه تعریف طیف طرح

۲-۵-۱ طیف طرح استاندارد

این طیف منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین نامه است و از حاصلضرب مقادیر بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۲) بدست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرائی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگیهای زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه های مختلف ساختگاه، و با بکارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می گردد. در صورتیکه نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می توان آنرا مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

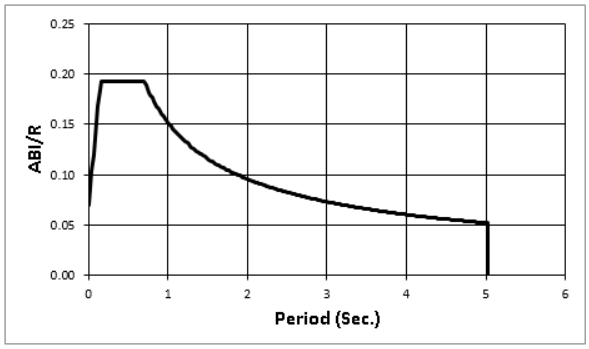
مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

استفاده از هر یک از این طیفها برای کلیه ساختمان‌ها اختیاری است. تنها در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند ۳-۲-۲ مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آن‌ها یکی از شرایط زیر موجود است، بکارگیری طیف طرح ویژه ساختگاه الزامی است.

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

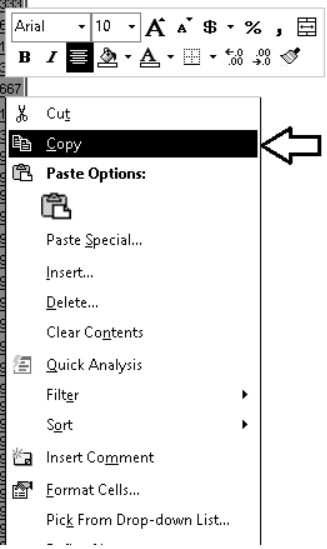
www.hoseinzadeh.net

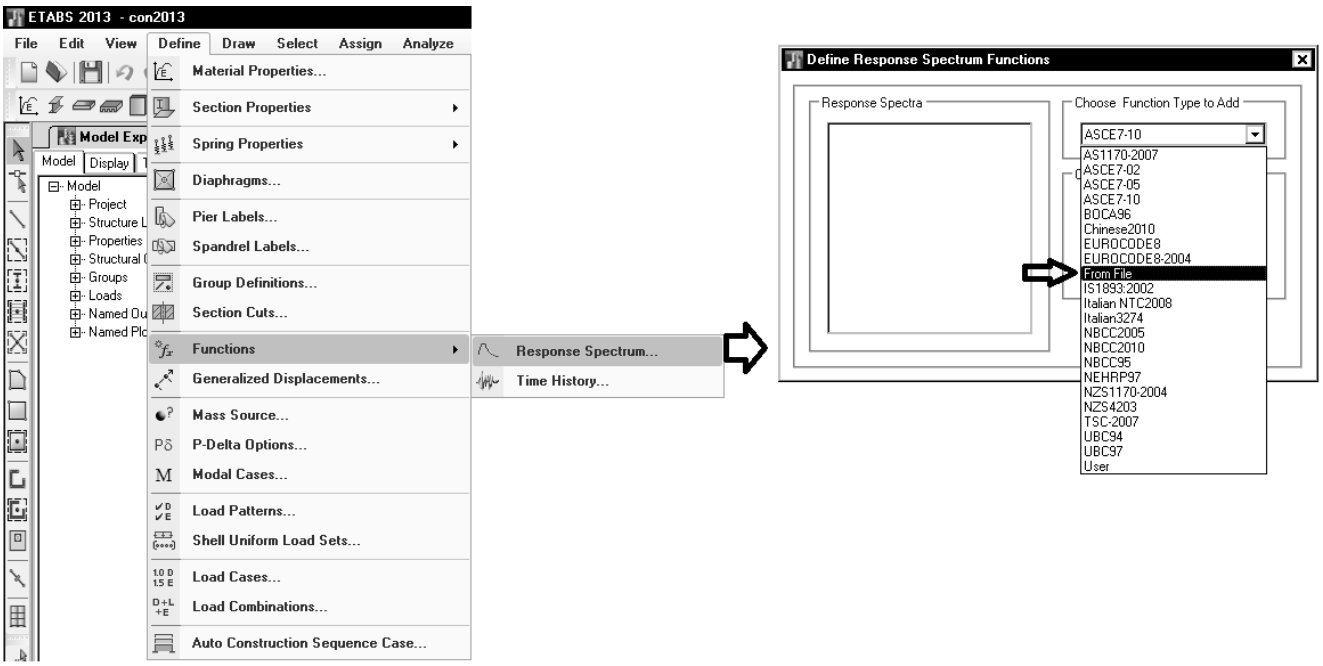
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	22.9
درجه اهمیت سازه	I=1
ضریب A	A=0.35
نوع زمین	III
نوع اسکلت	فولادی
سیستم سازه	قاب خمشی
Ru=	5
To=	0.15
Ts=	0.7
S0=	1.1
S=	1.75

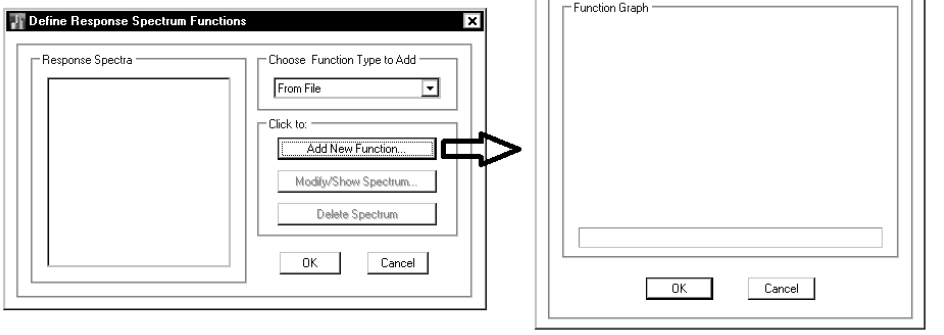


Period (Sec)	B
0.00	1.00000
0.02	1.23333
0.04	1.46667
0.06	1.70000
0.08	1.93333
0.10	2.16667
0.12	2.40000
0.14	2.63333
0.16	2.75000
0.18	2.75000
0.20	2.75000
0.22	2.75000
0.24	2.75000
0.26	2.75000
0.28	2.75000
0.30	2.75000
0.32	2.75000
0.34	2.75000
0.36	2.75000
0.38	2.75000
0.40	2.75000
0.42	2.75000
0.44	2.75000
0.46	2.75000
0.48	2.75000
0.50	2.75000
0.52	2.75000
0.54	2.75000

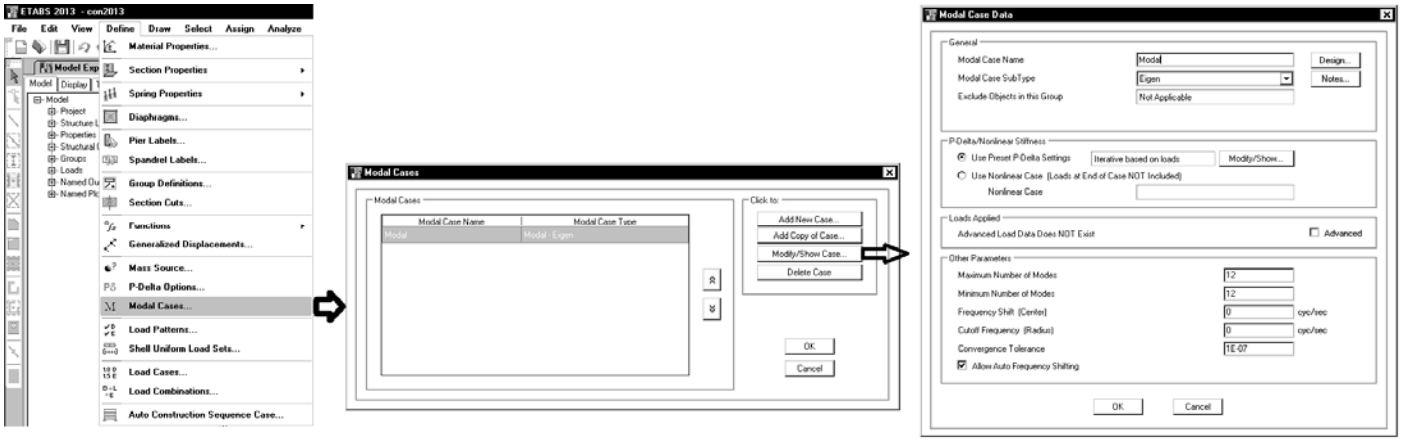
Period (Sec)	ABI / R
0.00	0.07
0.02	0.086333
0.04	0.1026
0.06	0.1
0.08	0.1353
0.10	0.151667
0.12	0.1
0.14	0.184
0.16	0.19
0.18	0.19
0.20	0.19
0.22	0.19
0.24	0.19
0.26	0.19
0.28	0.19
0.30	0.19
0.32	0.19
0.34	0.19
0.36	0.19
0.38	0.19
0.40	0.19
0.42	0.19
0.44	0.19
0.46	0.19
0.48	0.19
0.50	0.19
0.52	0.19
0.54	0.19



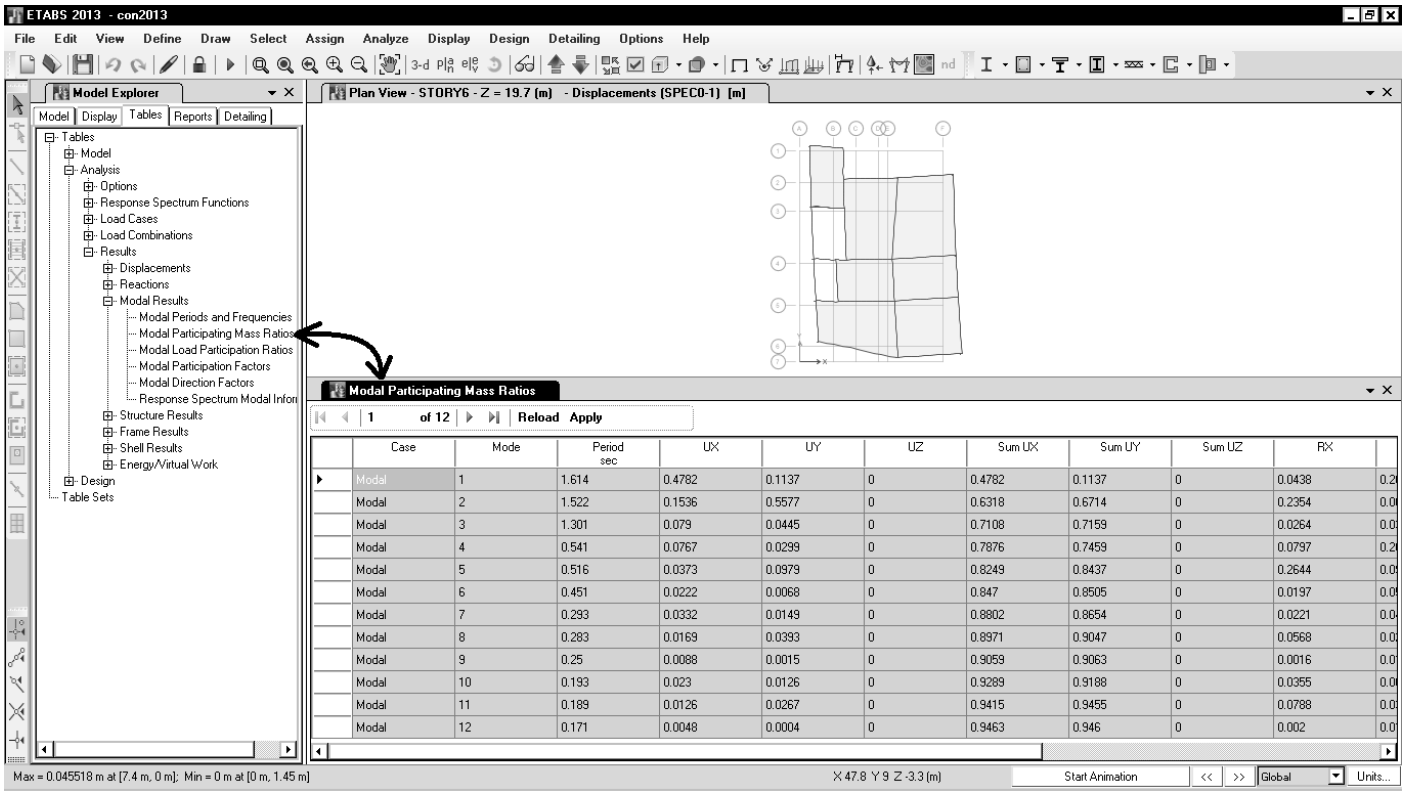

ETABS 2013 - con2013
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
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


Define Response Spectrum Functions
Response Spectra
Choose Function Type to Add
From File
Click to:
Add New Function...
Modify/Show Spectrum...
Delete Spectrum
OK
Cancel
Response Spectrum Function Definition - From File
Function Name
2800
Function Damping Ratio
0.05
Values are:
Frequency vs Value
Period vs Value
Function File
Browse...
File Name
Header Lines to Skip
0
Convert to User Defined
View File
Function Graph
OK
Cancel

تنظیم نحوه انجام آنالیز دینامیکی



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



تا مود ششم دوره تناوب (period) بزرگتر از 0.4 می باشد.

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.

پس از تعریف تابع طیف، نحوه اعمال آن به سازه و راستای اعمال آنرا از طریق منوی زیر مشخص می کنیم.

۳-۴-۱ روش تحلیل طیفی

۳-۴-۱-۱ در این روش، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه شده است، انجام شده و مشخصات مدهای طبیعی نوسان آن تعیین می‌گردد. سپس حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح بدست آورده شده و با ترکیب آماری آن‌ها بازتاب کلی سازه تعیین می‌گردد.
در این روش تحلیل، الزامات بندهای ۳-۴-۲-۲ تا ۳-۴-۲-۸ باید رعایت شود.

www.SoftGozar.com

۳-۴-۱-۳ ترکیب اثرات مدها

حداکثر بارتابهای دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آن‌ها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرنده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

٤- ترکیب اثر مدها

در روش تحلیل مدی که در قسمت قبل توضیح داده شد، حداکثر بازتاب‌های مختلف سازه (نیروها، تلاش‌ها و یا تغییر مکانها) هنگامی که در یکی از مدهای طبیعی با اهمیت خود ارتعاش می‌کند، به دست می‌آید. از آنجا که این حداکثر بازتابها برای مدهای مختلف در یک زلزله، به طور همزمان اتفاق نمی‌افتد، لازم است با روشهای آماری مقداری بازتاب‌های کلی حداکثر در اعضای مختلف سازه تخمین زده شود. این چنین روش آماری باید بر اساس ترکیبی از حداکثر بازتابهای مدهای مختلف بوده و آثار اندرکنش احتمالی بین بازتابهای مختلف نزدیک به یکدیگر حاصل از مدهای مختلف را در بر بگیرد. یکی از روشهای آماری ترکیب مدها با یکدیگر روش جذر مجموع مربعات یا روش (SRSS)[1] است. در این روش بازتاب کلی، U، در امتداد هر درجه آزادی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$U = \left(\sum_{n=1}^{N} u_n^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

در رابطه فوق، u_n بازتاب درجه آزادی مورد نظر برای مد n بوده و N جمع تعداد مدهای تحت بررسی است. از این روش می توان در مواردی استفاده نمود که زمان تناوب مدهای مختلف با یکدیگر متفاوت بوده و از یکدیگر فاصله کافی داشته باشند به نحوی که رابطه زیر صادق باشد:

$$r = \frac{T_m}{T_n} \le ۰/۶۷ \quad (T_n > T_m)$$

در رابطه فوق، نسبت میرایی برابر ۵٪ فرض شده و T_n و T_m به ترتیب زمان‌های تناوب طبیعی برای مدهای n و m است.

در صورتی که رابطه فوق صادق نباشد، جوابهای به دست آمده از ترکیب جذر مجموع مربعات قابل اعتماد نبوده و بهتر است از روش دیگری که به نام ترکیب مربعی کامل یا روش (CQC)[1] موسوم است استفاده شود. این روش قابلیت کاربرد عمومی برای اکثر حالتها را دارد.

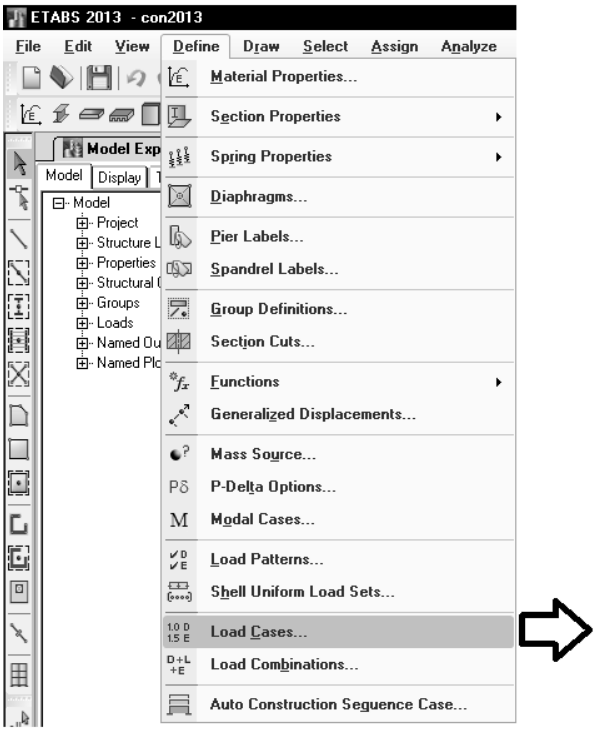
در روش ترکیب مربعی کامل بازتاب کلی ترکیبی، U از رابطه زیر به دست می‌آید:

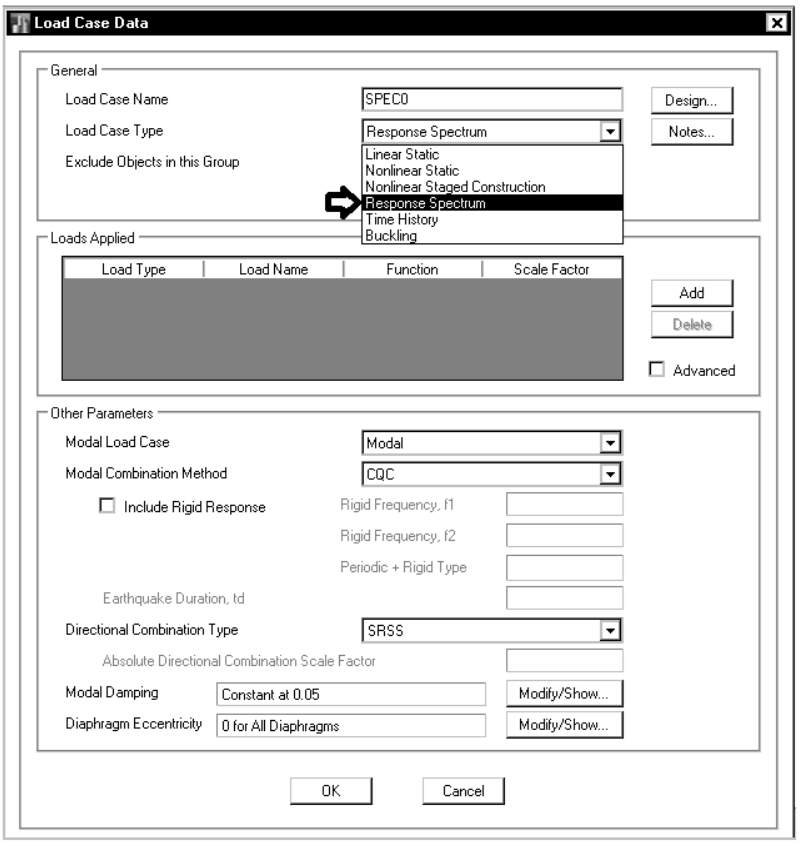
$$U = \left(\sum_{n=1}^{N} u_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^{N} \rho_{nm} u_n u_m \right)^{\frac{1}{2}}$$

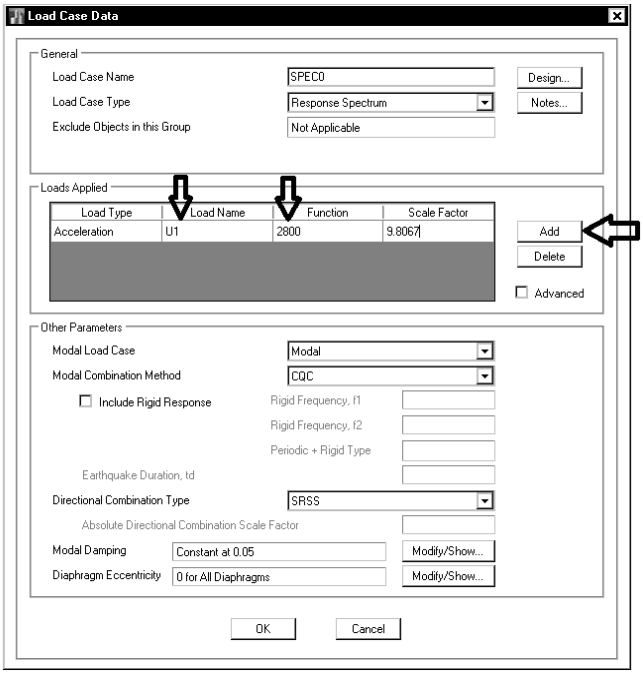
در رابطه فوق، مقادیر u_n و u_m حداکثر بازتابهای سازه در درجه آزادی مورد نظر به هنگام ارتعاش سازه به ترتیب در مدهای n و m بوده و ρ_{nm} ضریب بین مدی است که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد. همچنین باید توجه داشت که در محاسبه U طبق رابطه بالا علامتهای u_n و u_m باید رعایت شود.

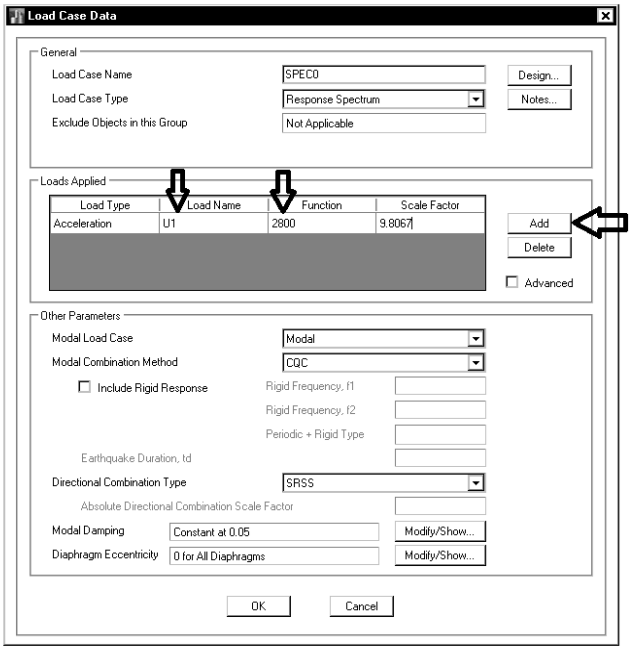
$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2 (1+r) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r (1+r)^2}$$

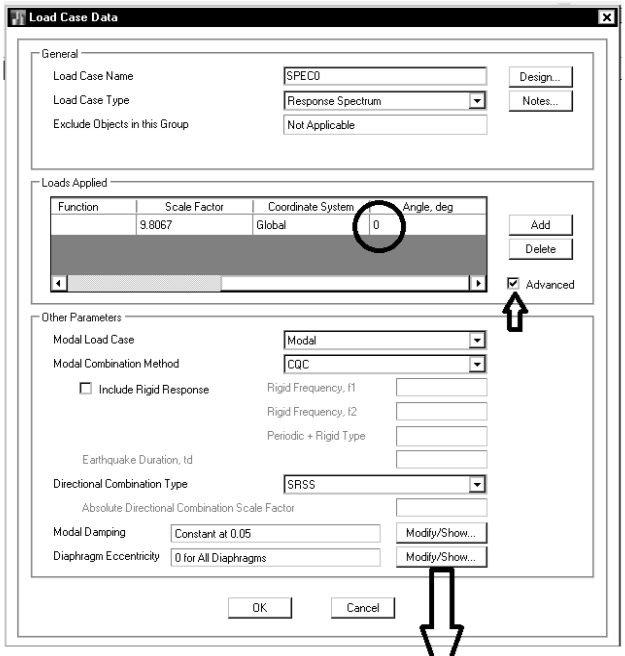
در رابطه فوق، ξ =۰/۰۵ منظور می‌شود.

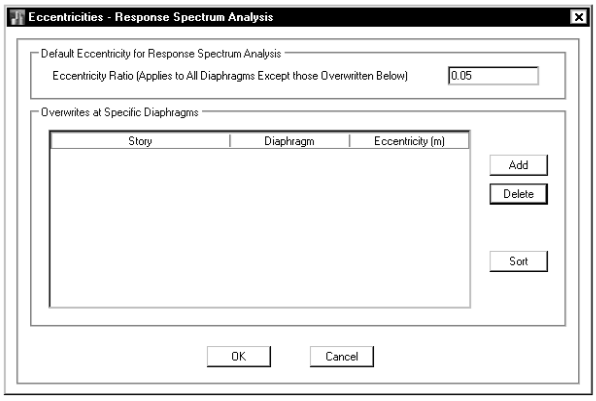





Load Case Data
General
Load Case Name
SPEC0
Design...
Load Case Type
Response Spectrum
Notes...
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Acceleration
U1
2800
9.8067
Add
Delete
Advanced
Other Parameters
Modal Load Case
Modal
Modal Combination 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 for All Diaphragms
Modify/Show...
OK
Cancel


Load Case Data
General
Load Case Name
SPEC0
Design...
Load Case Type
Response Spectrum
Notes...
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Acceleration
U1
2800
9.8067
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 for All Diaphragms
Modify/Show...
OK
Cancel


Load Case Data
General
Load Case Name
SPEC0
Design...
Load Case Type
Response Spectrum
Notes...
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Loads Applied
Function
Scale Factor
Coordinate System
Angle, deg
9.8067
Global
0
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 for All Diaphragms
Modify/Show...
OK
Cancel


Eccentricities - Response Spectrum Analysis
Default Eccentricity for Response Spectrum Analysis
Eccentricity Ratio (Applies to All Diaphragms Except those Overwritten Below)
0.05
Overwrites at Specific Diaphragms
Story
Diaphragm
Eccentricity (m)
Add
Delete
Sort
OK
Cancel

۲-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه درهر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌شود:

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

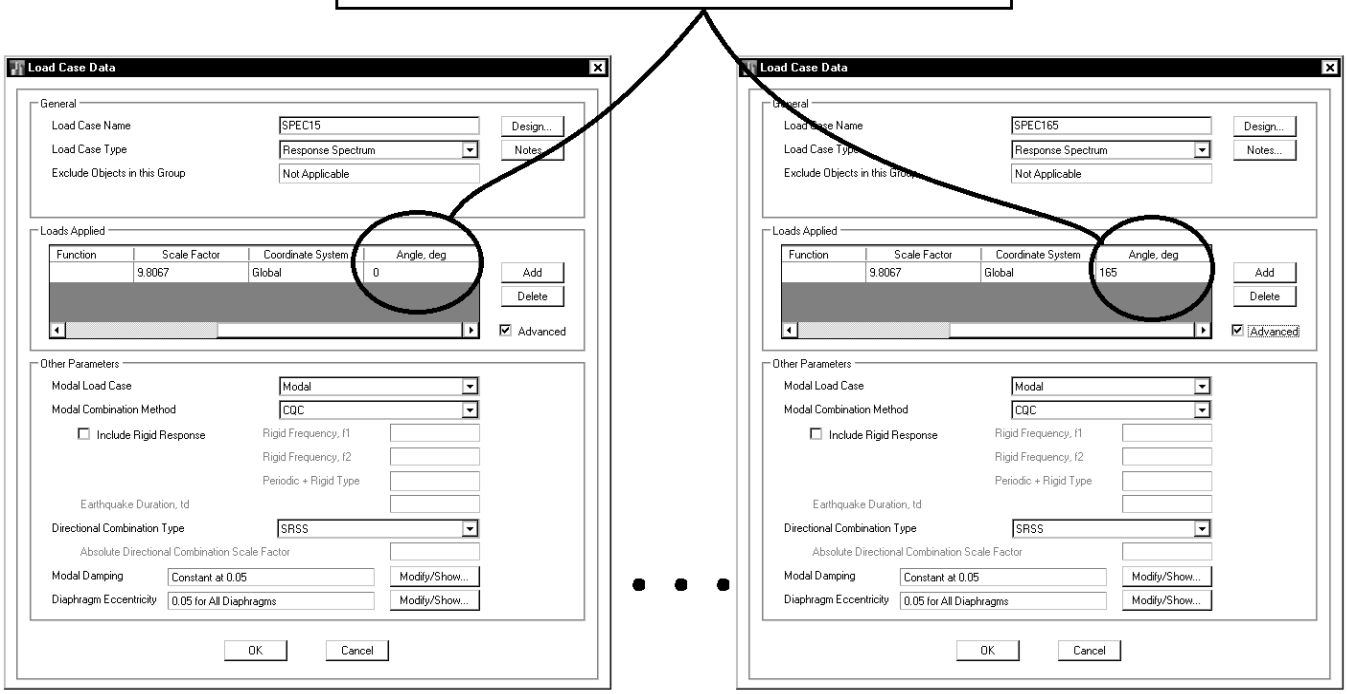
ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

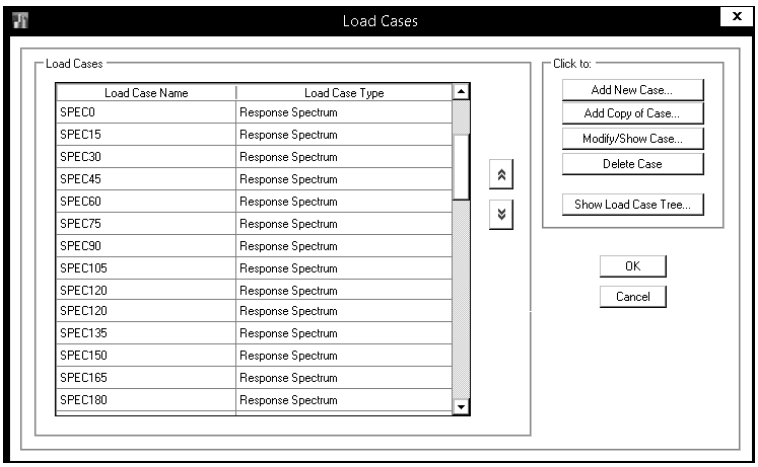
در موارد الف و ب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله، می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ در صد نیروی زلزله در امتداد عمود بر

آن ترکیب کرد. در طراحی اجزا، بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند.

در آنالیز دینامیکی امکان اعمال نیروی زلزله در جهت های مختلف امکان پذیر است. بنابراین جهت اقتصادی تر شدن سازه به جای اعمال نیروی زلزله ۳۰ درصد متعامد، نیروی دینامیکی را در جهات مختلف وارد می کنیم (از صفر درجه تا ۱۶۵ درجه):

0, 15, 30, 45, 60, 75, 90, 105, 120, 135, 150, 165





دقت شود در آنالیز دینامیکی تعریف خروج از مرکزیت اتفاقی منفی لازم نیست. با تعریف خروج از مرکزیت مثبت، عملا خروج از مرکزیت منفی هم منظور می شود.

۱-۴-همپایه کردن برش استاتیکی و دینامیکی

۳-۴-۱ روش تحلیل طیفی

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی‌که برش پایه بدست 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 یا استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

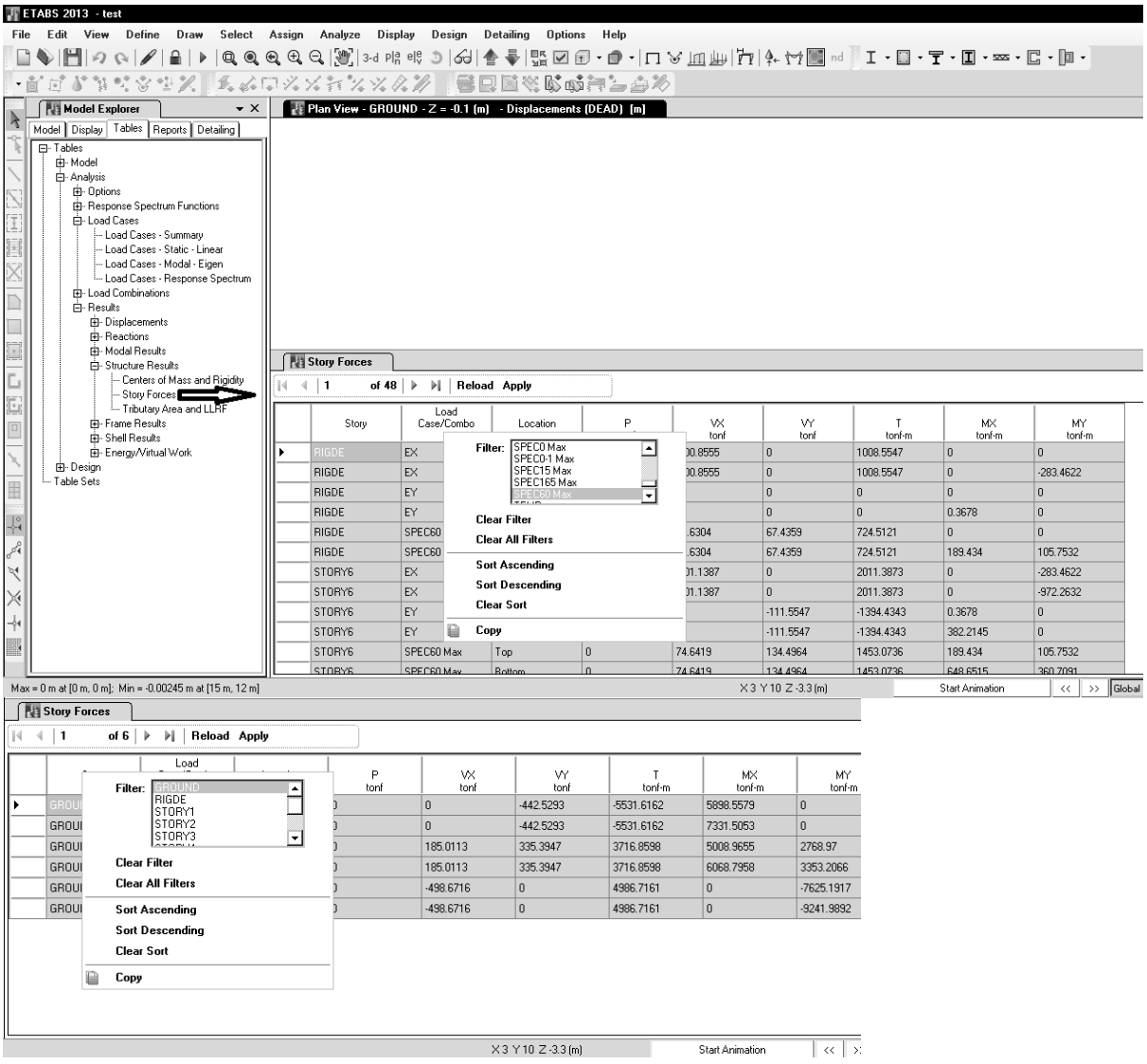
الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآن‌ها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آن‌ها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها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

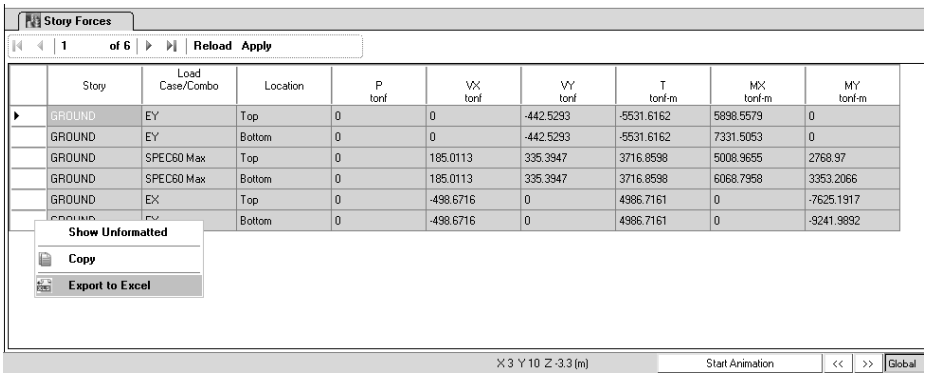
ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

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

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:





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

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

$$\mathrm{SPEC60N-X} = 185.0113\ \mathrm{ton}$$
$$\mathrm{SPEC60N-Y} = 335.3947\ \mathrm{ton}$$

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

$$\mathrm{EX} = 498.6716\ \mathrm{ton}$$
$$\mathrm{EY} = 442.5293\ \mathrm{ton}$$

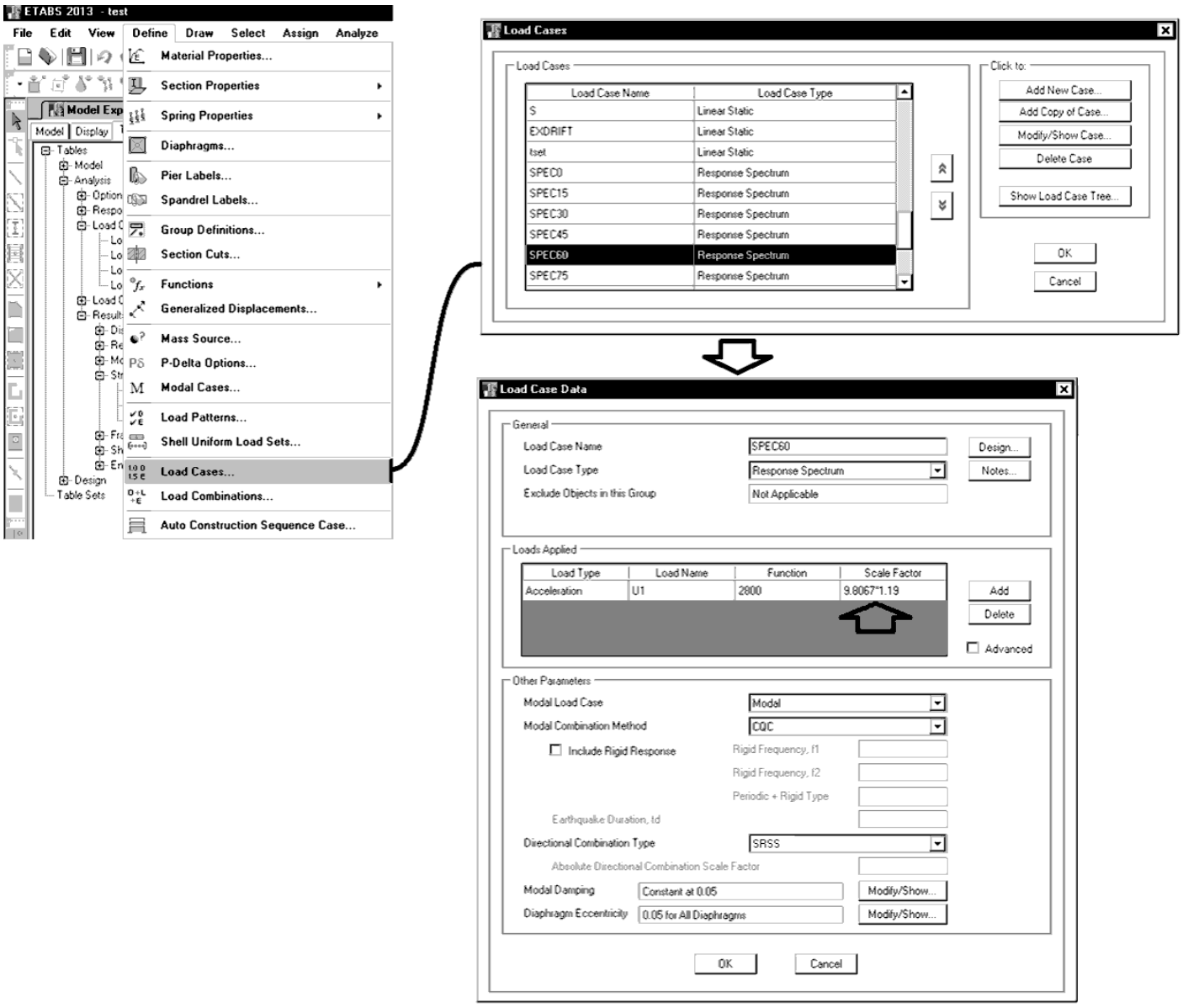
نسبت $\frac{\text{استاتیکی پایه دینامیکی}}{\text{استاتیکی پایه برش}}$ به صورت زیر محاسبه می شود:

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

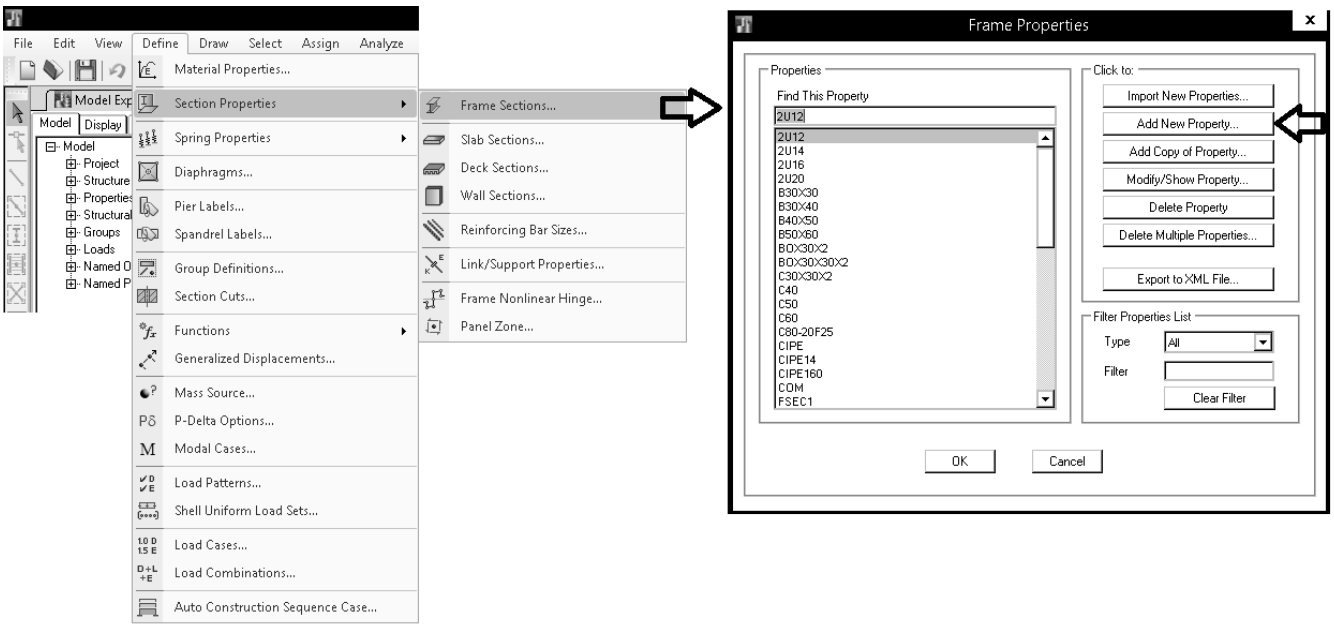
مقدار فوق نشان میدهد که برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی کمتر از برش پایه استاتیکی می باشد. این نسبت در سازه های منظم نباید کمتر از 0.9 باشد. در سازه های نامنظم نیز این نسبت نباید کمتر از ۱ باشد.

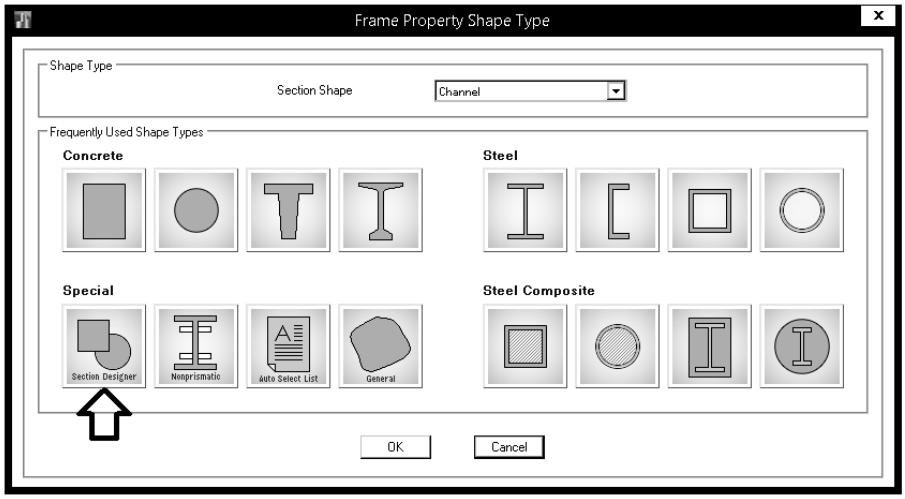
بنابراین باید برش پایه دینامیکی را افزایش دهیم. با فرض اینکه سازه نامنظم باشد، برش پایه دینامیکی به مقدار زیر باید افزایش یابد:

$$\frac{1}{0.84} = 1.19$$


ETABS 2013 - test
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze
Material Properties...
Section Properties
Spring Properties
Diaphragms...
Pier Labels...
Spandrel Labels...
Group Definitions...
Section Cuts...
Functions
Generalized Displacements...
Mass Source...
P-Delta Options...
Modal Cases...
Load Patterns...
Shell Uniform Load Sets...
Load Cases...
Load Combinations...
Auto Construction Sequence Case...
Load Cases
Load Case Name
Load Case Type
S
Linear Static
EXDRIFT
Linear Static
tset
Linear Static
SPEC0
Response Spectrum
SPEC15
Response Spectrum
SPEC30
Response Spectrum
SPEC45
Response Spectrum
SPEC60
Response Spectrum
SPEC75
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
SPEC60
Load Case Type
Response Spectrum
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Design...
Notes...
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Acceleration
U1
2800
9.8067*1.19
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

۲-سقف کامپوزیت



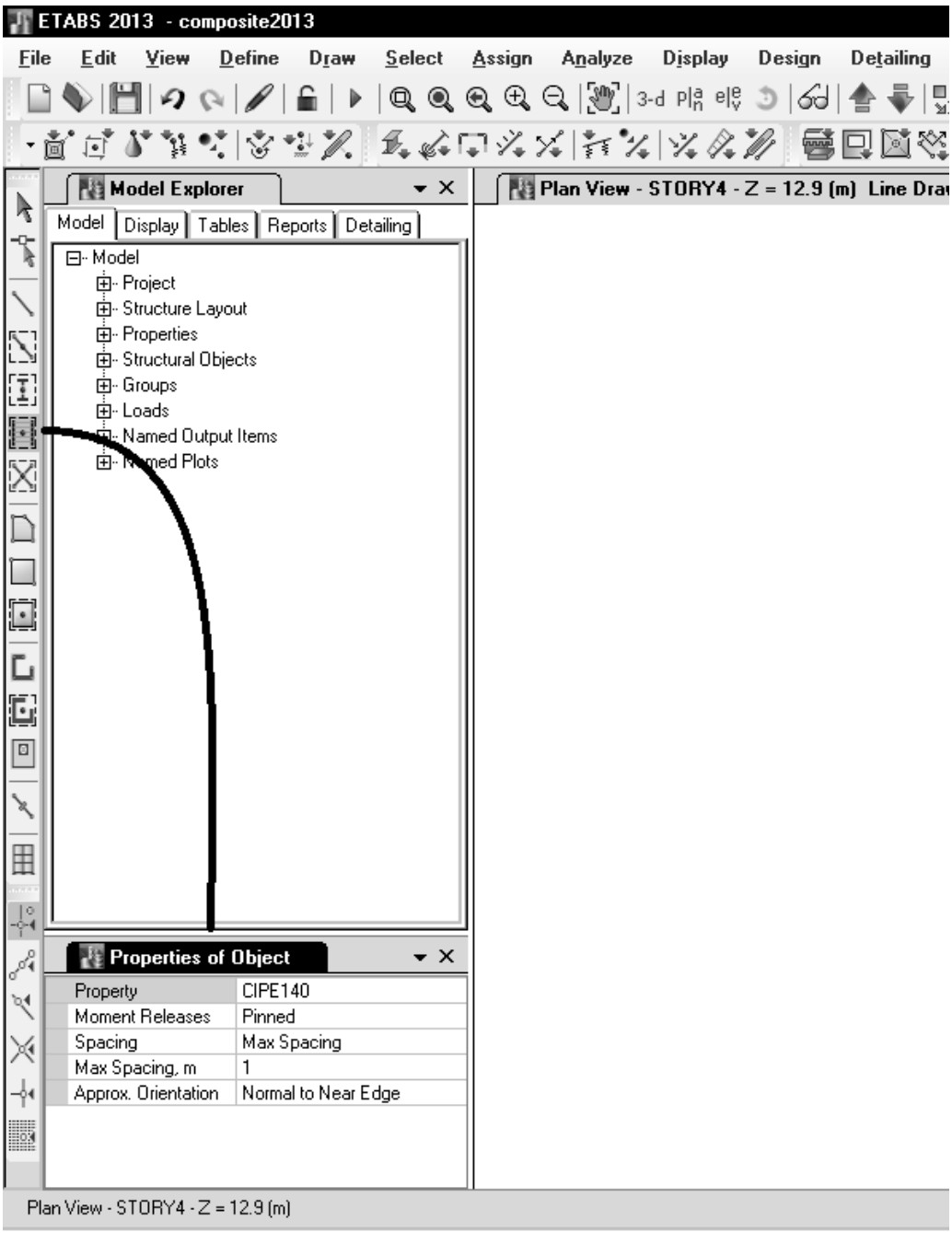


۲-۱-ترسیم تیرچه ها و کف ها

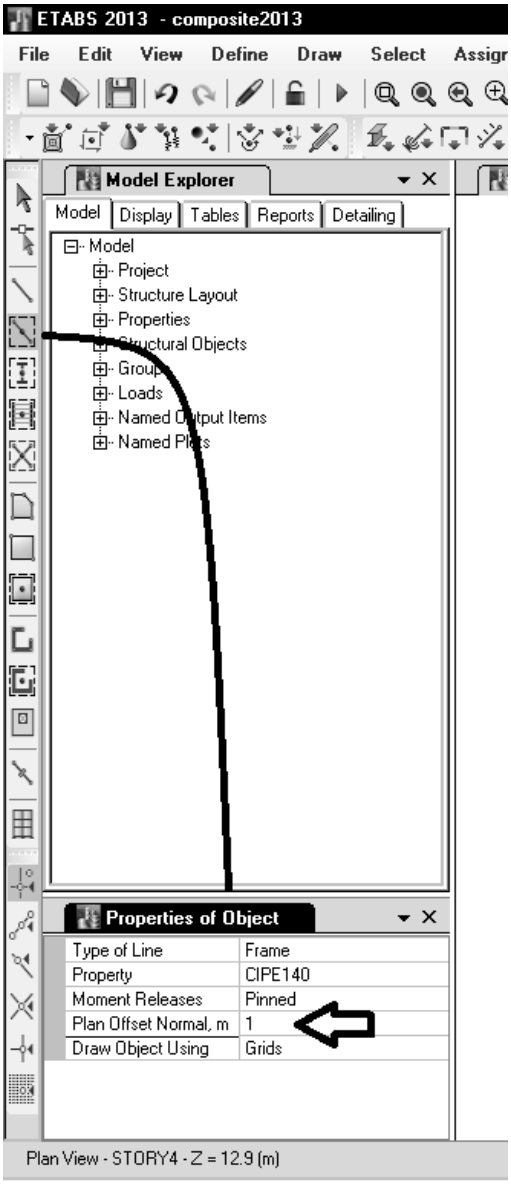
Note that beam sections that are defined in Section Designer are always treated as general sections. Thus, if you define an I-type or channel-type section in Section Designer, the program will consider it as a general section, not an I-shaped or channel-shaped section, and will *not* allow it to be designed 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:

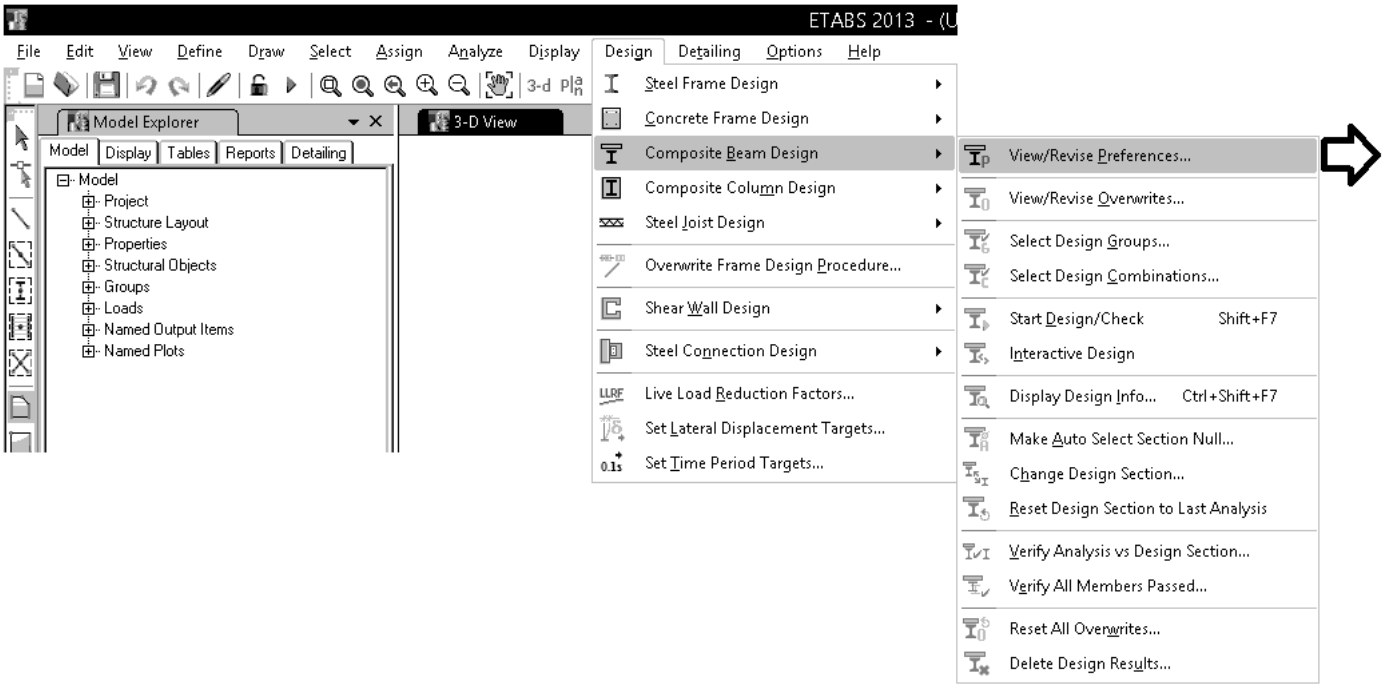
پس از تعریف تیرها به صورت I شکل آنها را به صورت زیر ترسیم می کنیم:

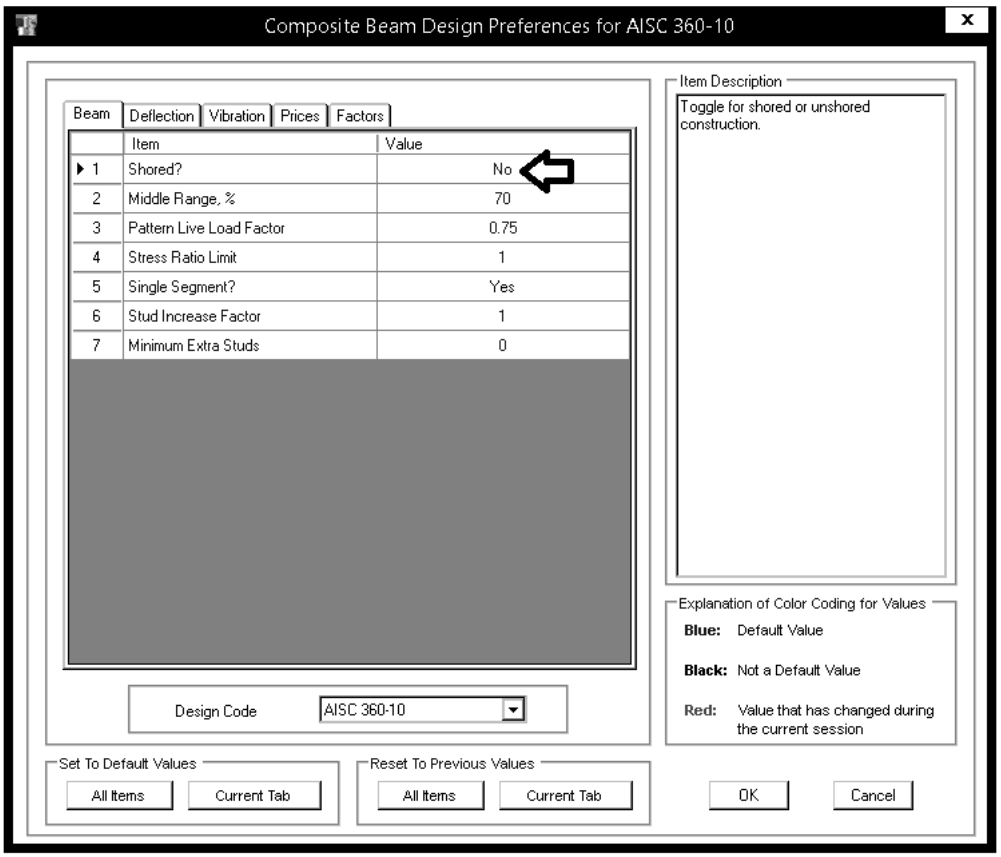


در دهانه های نامنظم و دهانه هایی که خطوط شبکه متقاطع دارند از روش زیر نیز می توان استفاده کرد:



۲-۲-تنظیم پارامترهای طراحی به روش LRFD





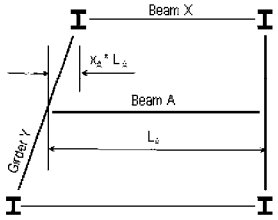
۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در حین اجرا

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.

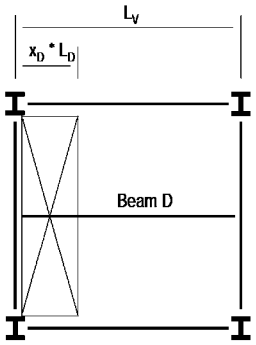
Middle Range:

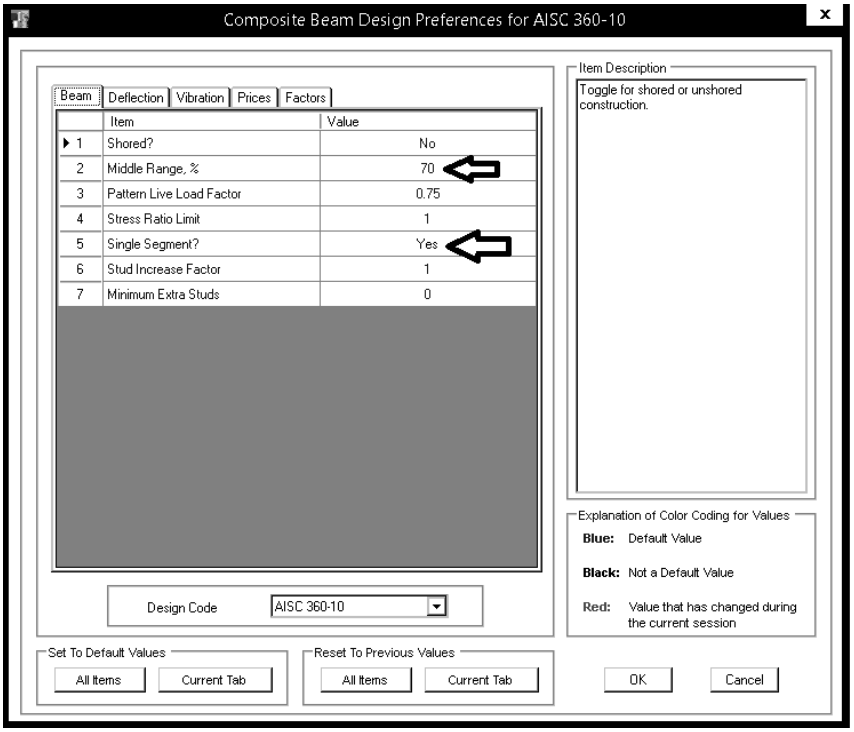
Length in the middle of the beam over which the program checks the effective width on each side of the beam, expressed as a percentage of the total beam length.

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.



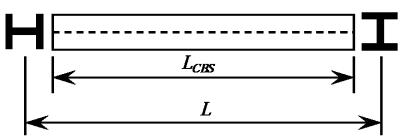
length. If the width of the opening, $x_D * L_D$ is less than $0.15L_D$, the program bases the effective width of the concrete slab on the distance to the adjacent beams. On the other hand, if $x_D * L_D$ exceeds $0.15L_D$, the program assumes the effective concrete slab width for Beam D to be zero; that is, it assumes a noncomposite beam.



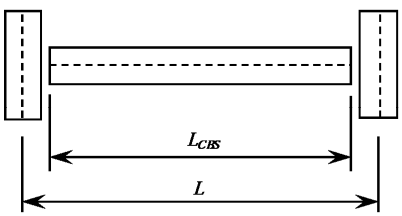


Single Segment for studs:

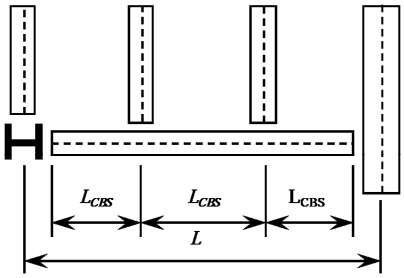
Toggle to indicate if the shear connector layout pattern is uniformly spaced over the whole beam length. If the value is Yes, the whole length of the beam is assumed to be a single segment.



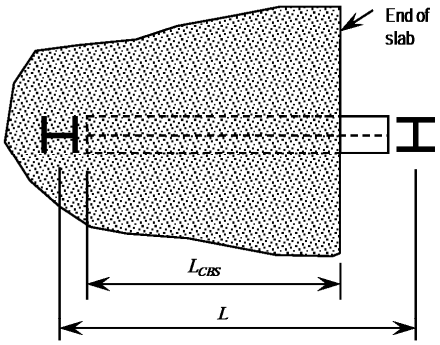
a) L_{CBS} for Beam Between Two Columns



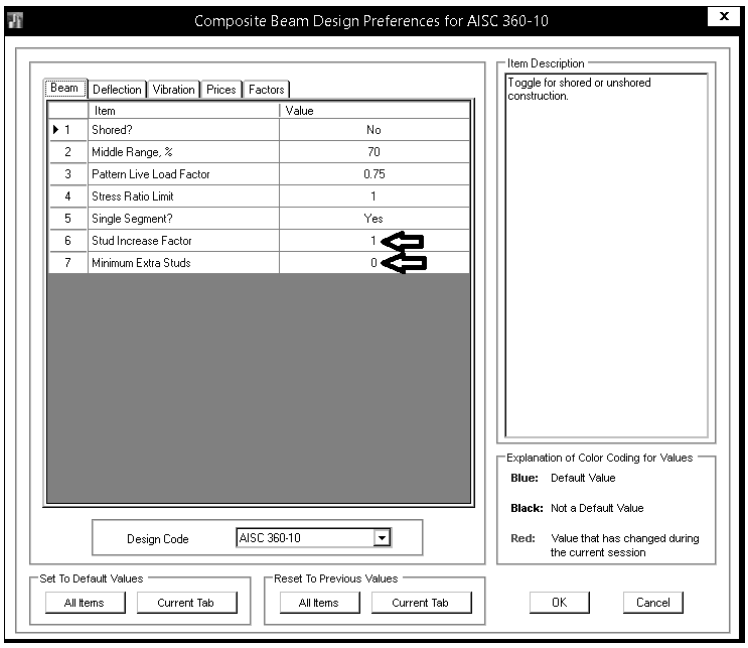
b) L_{CBS} for Beam Between Two Girders



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



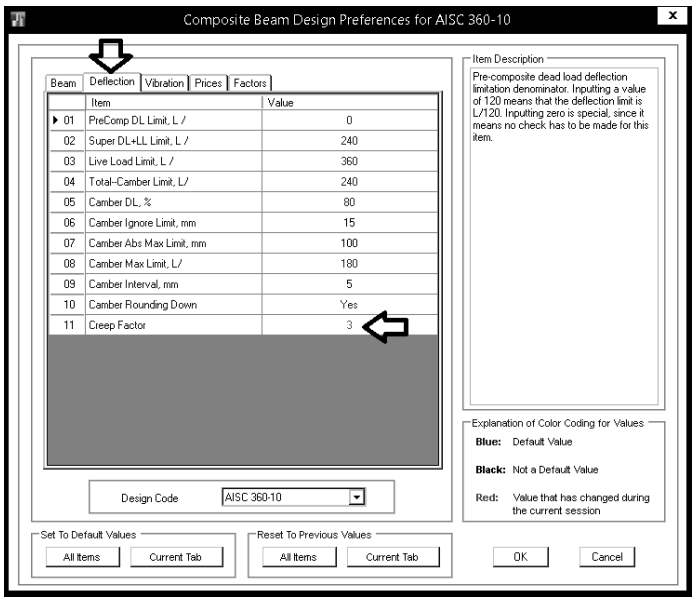
d) L_{CBS} when Slab Ends in Beam Span



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.

Additional minimum studs: Minimum number of stud shear connectors which is to be added to the calculated required number of shear stud connectors for composite beams with no user-defined studs. This number does not affect the calculation of the required PCC. It only affects the reported number of studs. In multi-segment stud layout, all segments are considered separately. Spacing adequacy is not checked for additional studs.

$$Number\ of\ studs = Max\{Calculated\ No. + Additional\ minmum\ studs\ ,\quad Calculated\ No.\ \times \text{Stud increase factor}\}$$



۱۰ـ۱ـ۹ـ۲ـ۱ مقطع تبدیل‌یافته

مشخصات هندسی مقطع مختلط باید طبق تئوری ارتجاعی محاسبه و از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر گردد. در محاسبات تنش، در هنگام تعیین مشخصات هندسی مقطع، ناحیهٔ فشاری بتن (با وزن مخصوص معمولی و یا بتن سبک سازه‌ای) باید با سطح فولادی معادل جایگزین گردد که عرض آن از تقسیم عرض مؤثر بر n به‌دست می‌آید که $n = E_s / E_c$ (E_s و E_c به‌ترتیب ضریب الاستیسیتهٔ فولاد و بتن) می‌باشد. در محاسبات تغییرشکل، در تعیین n باید اثرات خزش نیز منظور گردد. در غیاب محاسبات دقیق‌تر، برای ملحوظ کردن اثر تغییرشکل‌های درازمدت، می‌توان از ضریب تبدیل n ۳ استفاده نمود.

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 ($g=9/81\ m/s^2$)

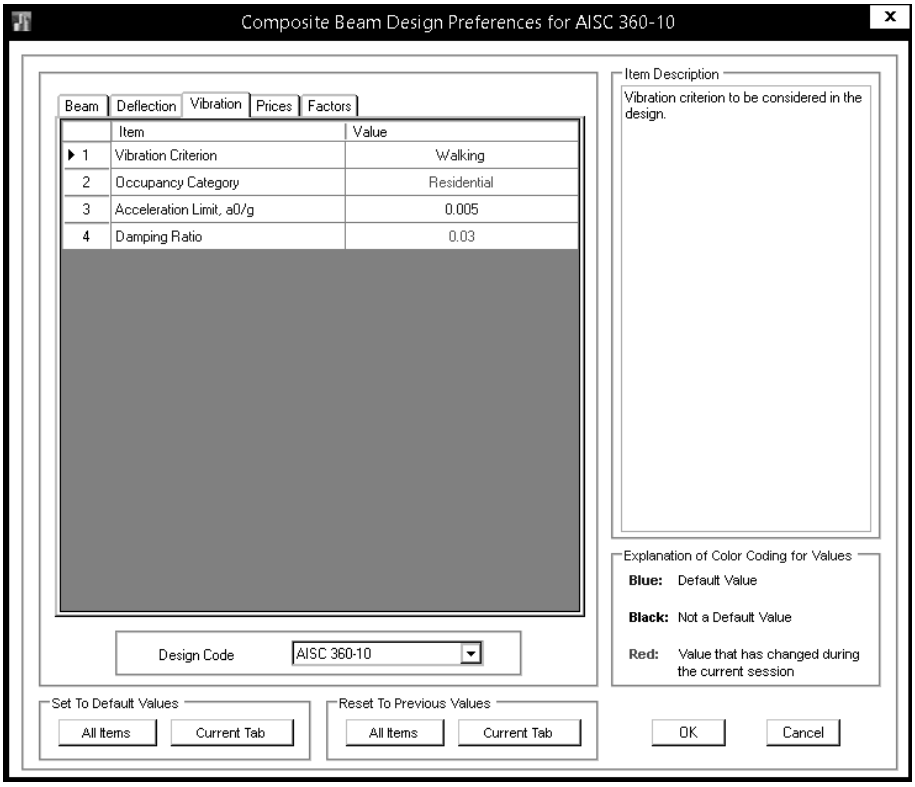
q_D = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

L = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

f = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز

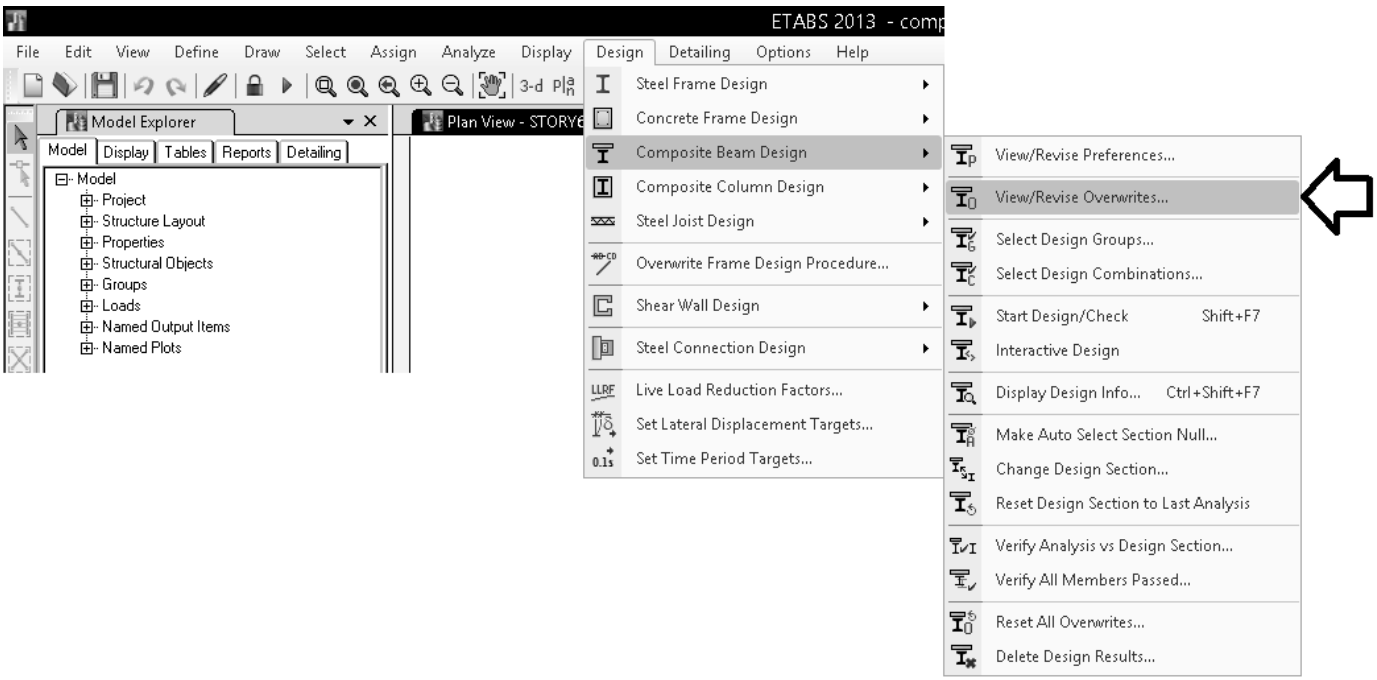
2.15 Floor Vibration

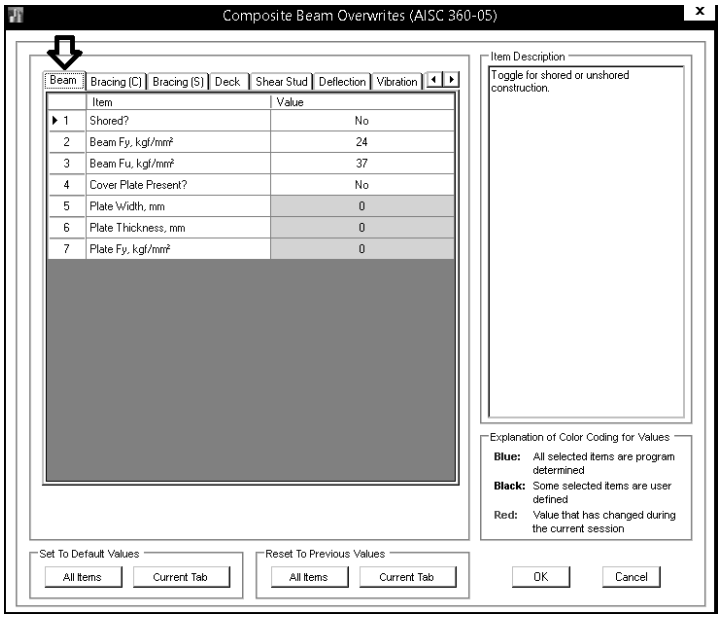
For AISC 360-10, by default the program performs the floor vibration check in accordance with AISC Steel Design Guide 11 (DG11). The program calculates the first natural vibration frequency, estimated peak acceleration (in units of g), a_p/g, and acceleration limit, a_o/g, for each beam and reports this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

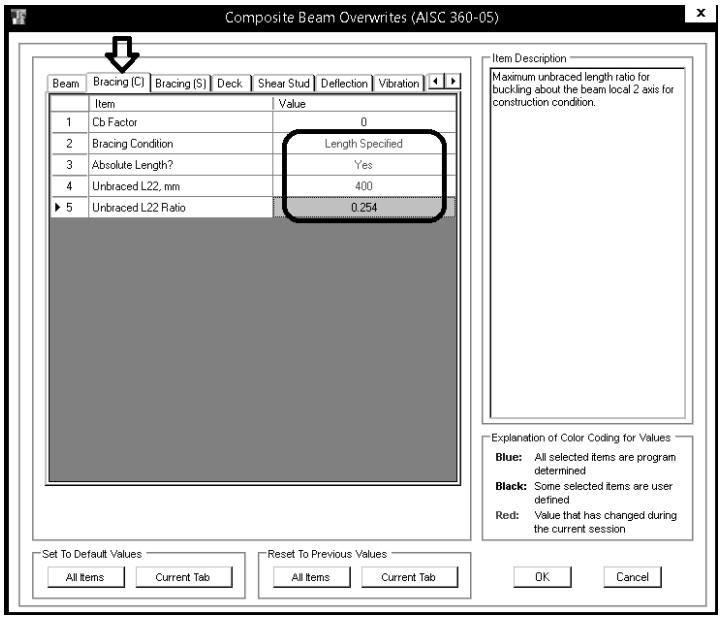


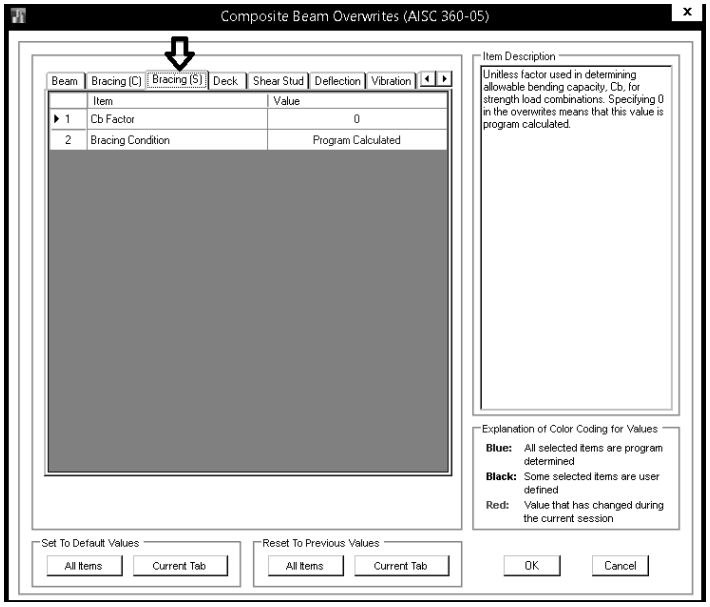
www.SoftGozar.com

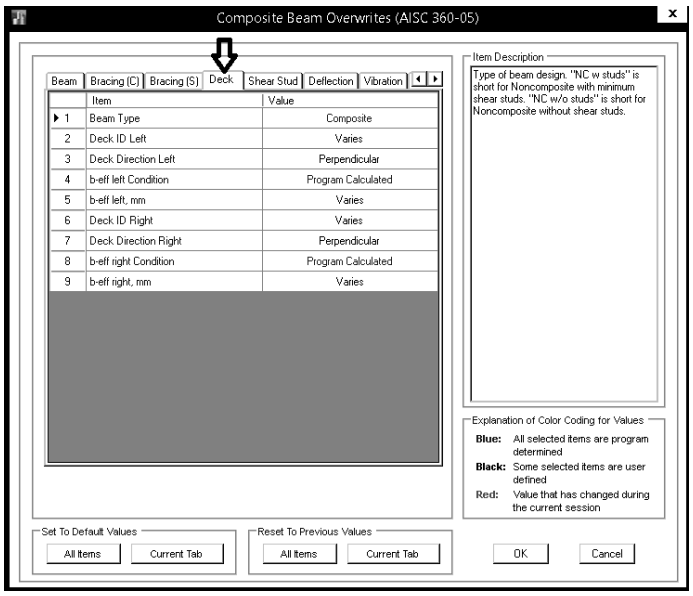
پس از تعیین آیین نامه و تنظیم اولیه، تمامی تیرهای کامپوزیت را انتخاب کرده و به طریق زیر عمل نمایید:

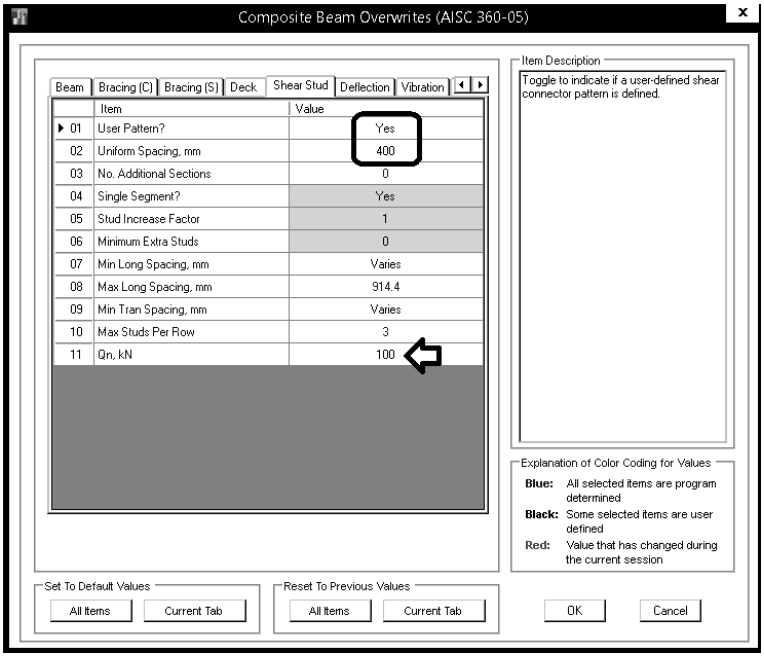












ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

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.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w) L_a \sqrt{f'_c E_c} \qquad (۱۰-۲-۸-۳۴)$$

که در آن:

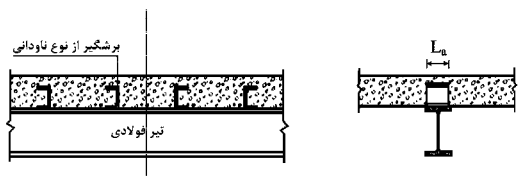
t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

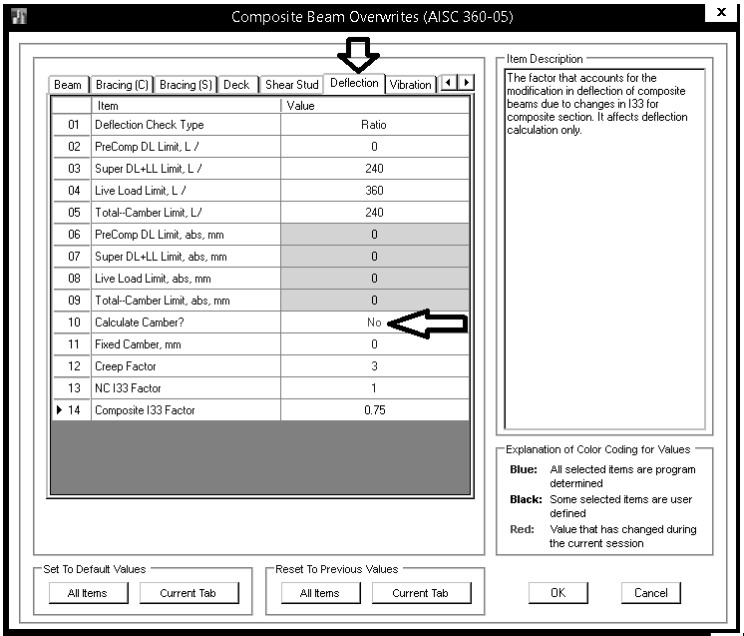
L_a= طول ناودانی

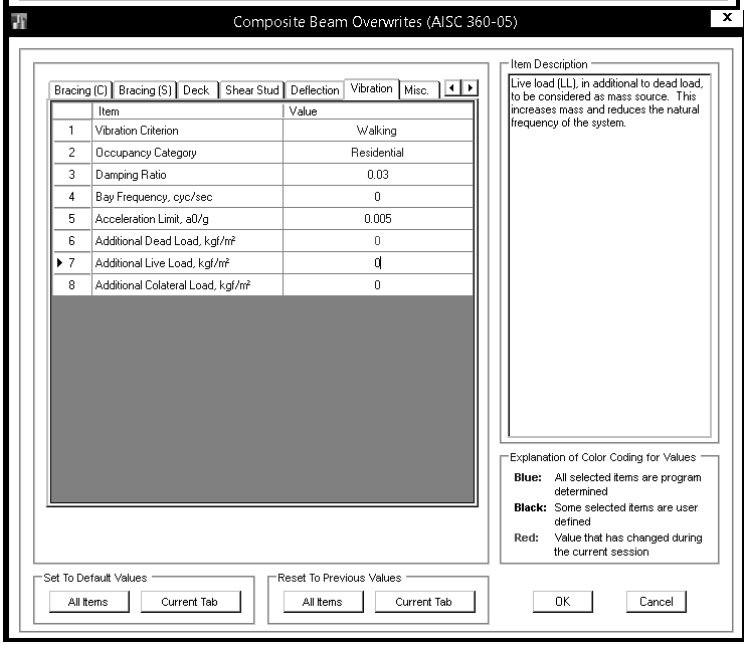
f'_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

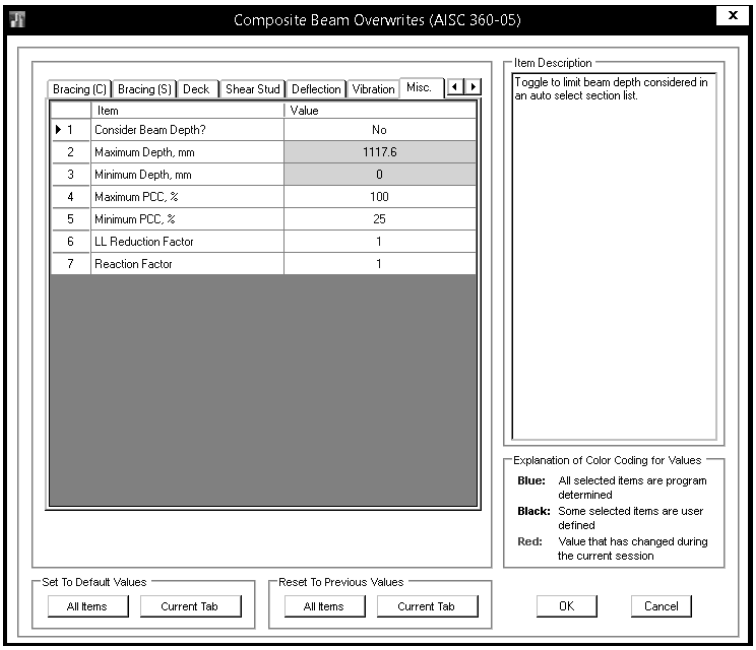
E_c = مدول الاستیسیته بتن



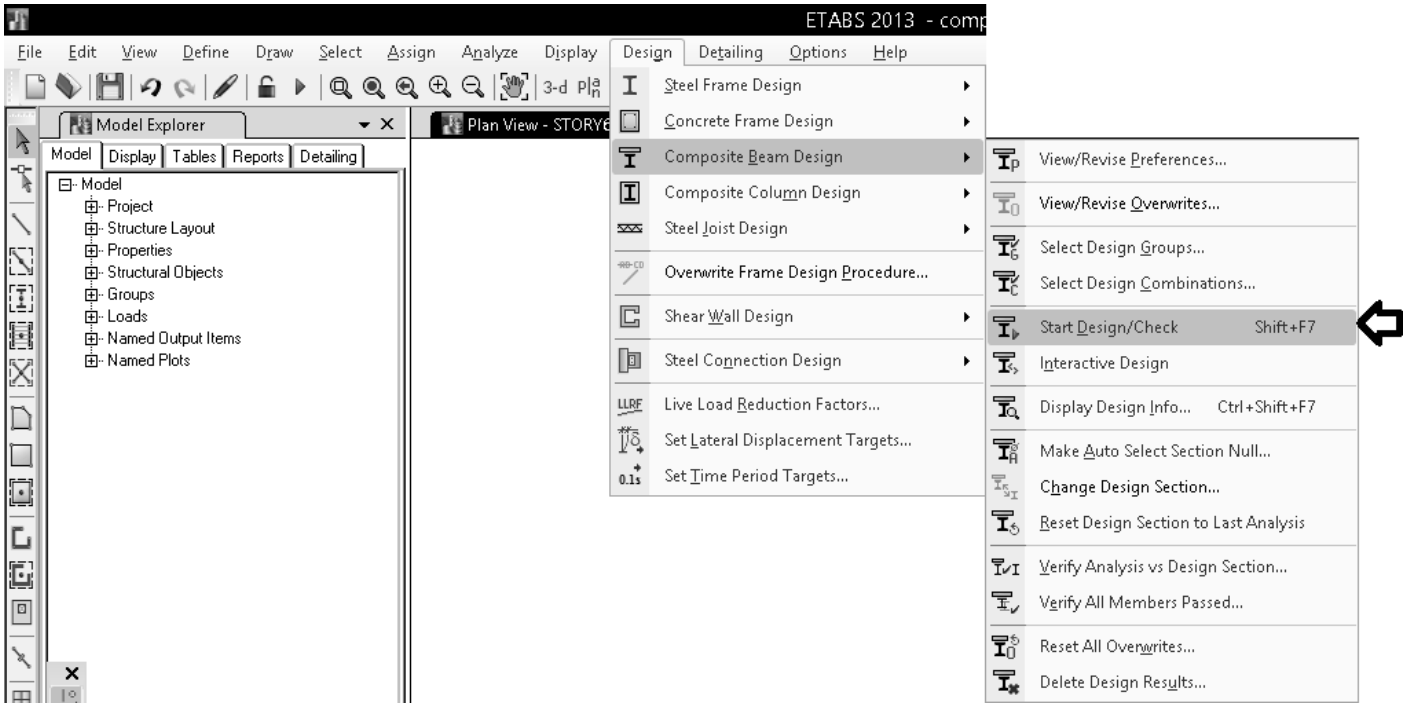
شکل ۱۰ ـ ۲ ـ ۹ ـ ۷ برشگیرهای از نوع ناودانی.


Composite Beam Overwrites (AISC 360-05)
Beam
Bracing (C)
Bracing (S)
Deck
Shear Stud
Deflection
Vibration
Item
Value
01 Deflection Check Type Ratio
02 PreComp DL Limit, L /
03 Super DL+LL Limit, L /
04 Live Load Limit, L /
05 Total--Camber Limit, L/
06 PreComp DL Limit, abs, mm
07 Super DL+LL Limit, abs, mm
08 Live Load Limit, abs, mm
09 Total--Camber Limit, abs, mm
10 Calculate Camber? No
11 Fixed Camber, mm
12 Creep Factor
13 NC I33 Factor
14 Composite I33 Factor
Item Description
The factor that accounts for the modification in deflection of composite beams due to changes in I33 for composite section. It affects deflection calculation only.
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

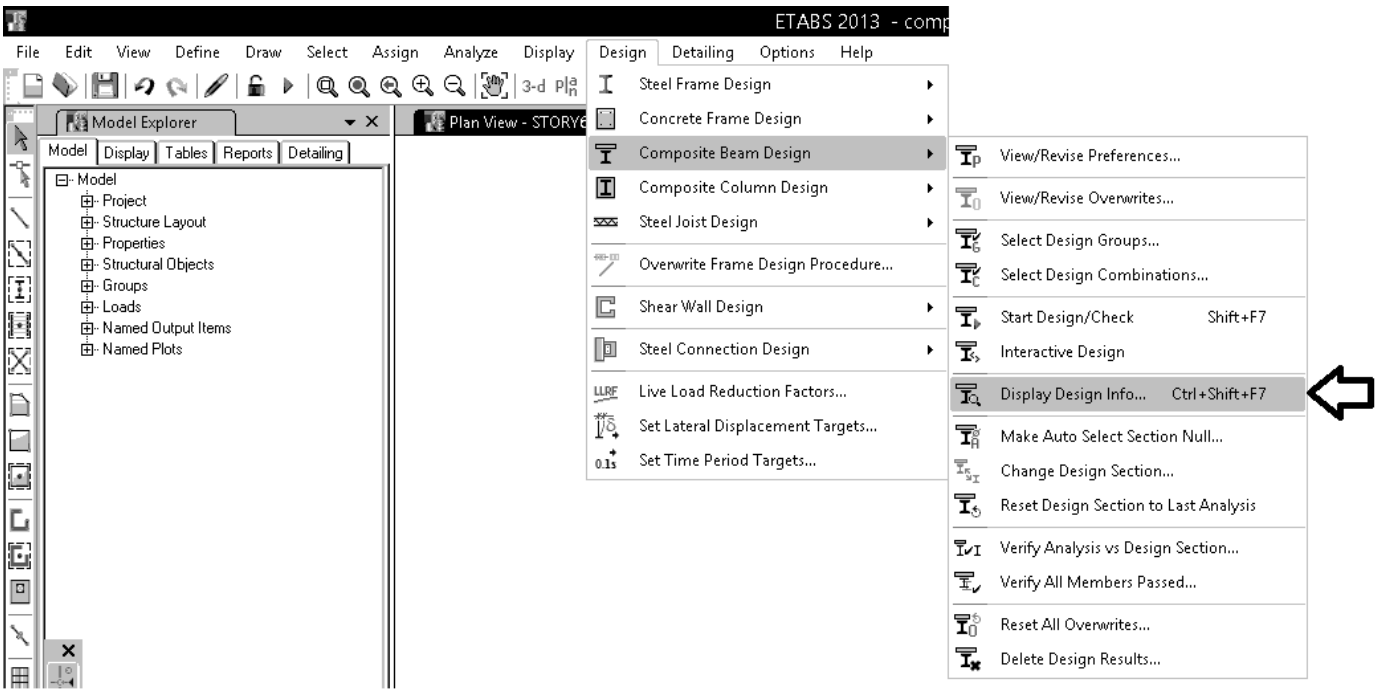

Composite Beam Overwrites (AISC 360-05)
Bracing (C)
Bracing (S)
Deck
Shear Stud
Deflection
Vibration
Misc.
Item
Value
1 Vibration Criterion Walking
2 Occupancy Category Residential
3 Damping Ratio 0.03
4 Bay Frequency, cyc/sec 0
5 Acceleration Limit, a0/g 0.005
6 Additional Dead Load, kgf/m²
7 Additional Live Load, kgf/m²
8 Additional Colateral Load, kgf/m²
Item Description
Live load (LL), in additional to dead load, to be considered as mass source. This increases mass and reduces the natural frequency of the system.
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

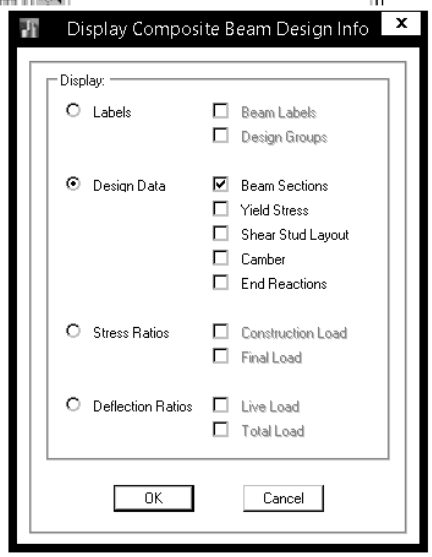

Composite Beam Overwrites (AISC 360-05)
Bracing (C)
Bracing (S)
Deck
Shear Stud
Deflection
Vibration
Misc.
Item
Value
1 Consider Beam Depth? No
2 Maximum Depth, mm 1117.6
3 Minimum Depth, mm 0
4 Maximum PCC, % 100
5 Minimum PCC, % 25
6 LL Reduction Factor 1
7 Reaction Factor 1
Item Description
Toggle to limit beam depth considered in an auto select section list.
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

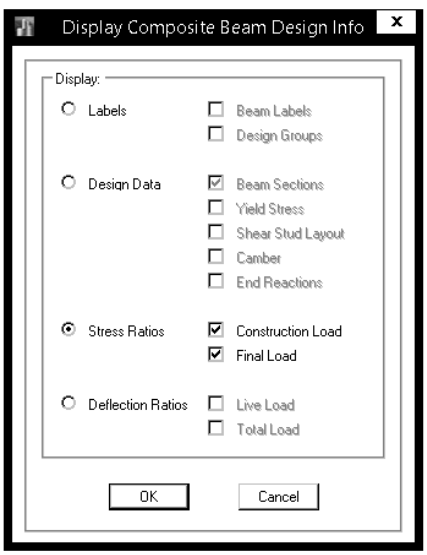
۲-۳-طراحی تیرها و بررسی نتایج

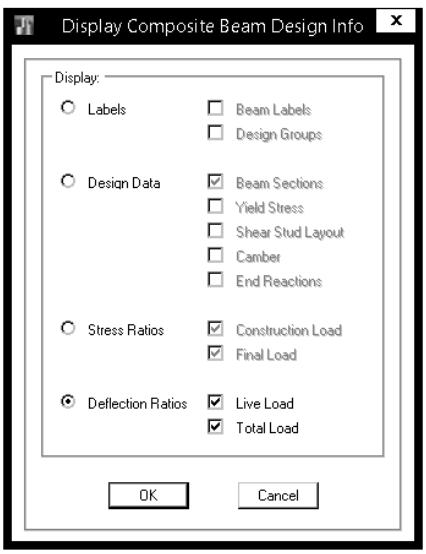


پس از انجام طراحی، نتایج را به شرح زیر می توان مشاهده نمود:

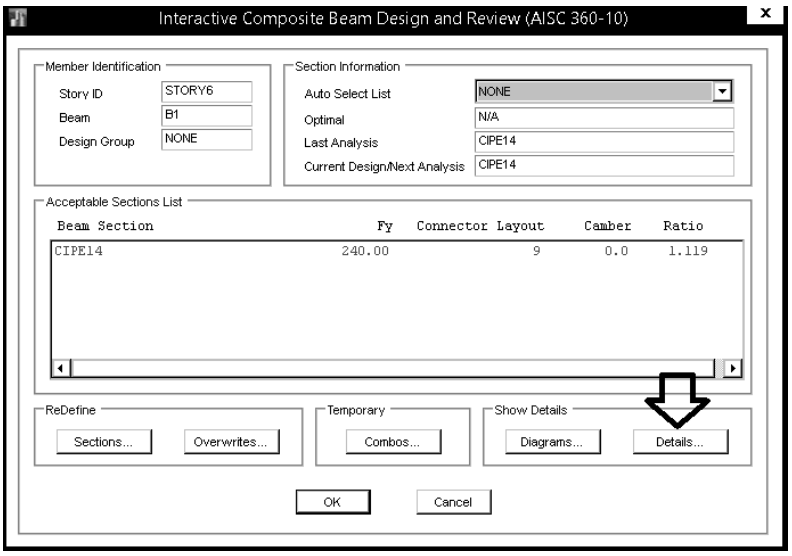








با کلیک کردن بر روی عضو طراحی شده، می توان جزئیات طراحی را مشاهده کرد:



Beam Information

Story	Beam Label	Section	Length mm	Group	Shored	Tributary Area m^2	LLRF	Location X mm	Location Y mm
STORY6	B1	CIPE14	3940	None	No	3.94	1	12400	7270

Design Criteria

F_y MPa	F_u MPa	Stud Dia mm	Stud Capacity kN	Overwrites	Camber mm	Cover Plate	Designed As
240	370	20	92.4255	No	0	No	Composite

Composite Deck Properties

	Deck	Deck Direction	f'_c MPa	Deck Width, b_{eff} mm	E_c (S) MPa	E_c (D) MPa	E_c (V) MPa	C_{Top} mm	C_{Bottom} mm
Left	SLAB8	N/A	25	492.5	24820.63	8273.54	33507.85	21.4	0
Right	SLAB8	N/A	25	492.5	24820.63	8273.54	33507.85	21.4	0

Demand/Capacity Ratio

PCC	Stud Layout	Segment Length (mm)	Stud Ratio	Strength Ratio	Deflection Ratio	Vibration Ratio	Governing Ratio	Utilization Limit
100	9	3714.6	0.3	1.044	1.119	0.595	1.119	1

Moment Capacities for PCC

Type	Percent	PNA mm	ΦM_n kN-m
PCC	100	140	38.8522
Full	100	140	38.8522

Moment Design

Type	Combo	L_b mm	C_b	M_u kN-m	ΦM_n kN-m	Ratio
Construction Positive	DCMPC2	400	1	16.921	16.2012	1.044
Strength Positive	DCMPS2	3.94E-03	1	16.5727	38.8522	0.427

Shear Design

Type	Combo	Block	V_u kN	ΦV_n kN	Ratio
Construction Left	DCMPC2	OK	17.1786	30.7541	0.559
Construction Right	DCMPC2	OK	17.1786	30.7541	0.559
Final Left	DCMPS2	OK	16.8251	30.7541	0.547
Final Right	DCMPS2	OK	16.8251	30.7541	0.547

End Reactions

Left Combo	Left Reaction kN	Right Combo	Right Reaction kN
DCMPC2	17.1786	DCMPC2	17.1786

Shear Stud Details (PCC Provided=100%)

Location	Distance mm	Combo	L1 Left mm	L1 Right mm	V_h Reqd. kN
Max Moment	1970	DCMPS2	1857.3	1857.3	302.352

Deflection Design

Type	Consider	Combo	Deflection mm	Limit mm	Ratio	OK
PreComp DL	No	DCMPD2	16.6	0	0	Yes
Super Loads	Yes	DCMPD2	1.7	16.4	0.106	Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	1.7	10.9	0.158	Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	18.4	16.4	1.119	No

DG11 Vibration Design

Type	Consider	Mode	Actual	Target	Ratio	OK
Walking	Yes	a0/g	0.003	0.005	0.595	Yes

Frequency and Effective Weight Parameters

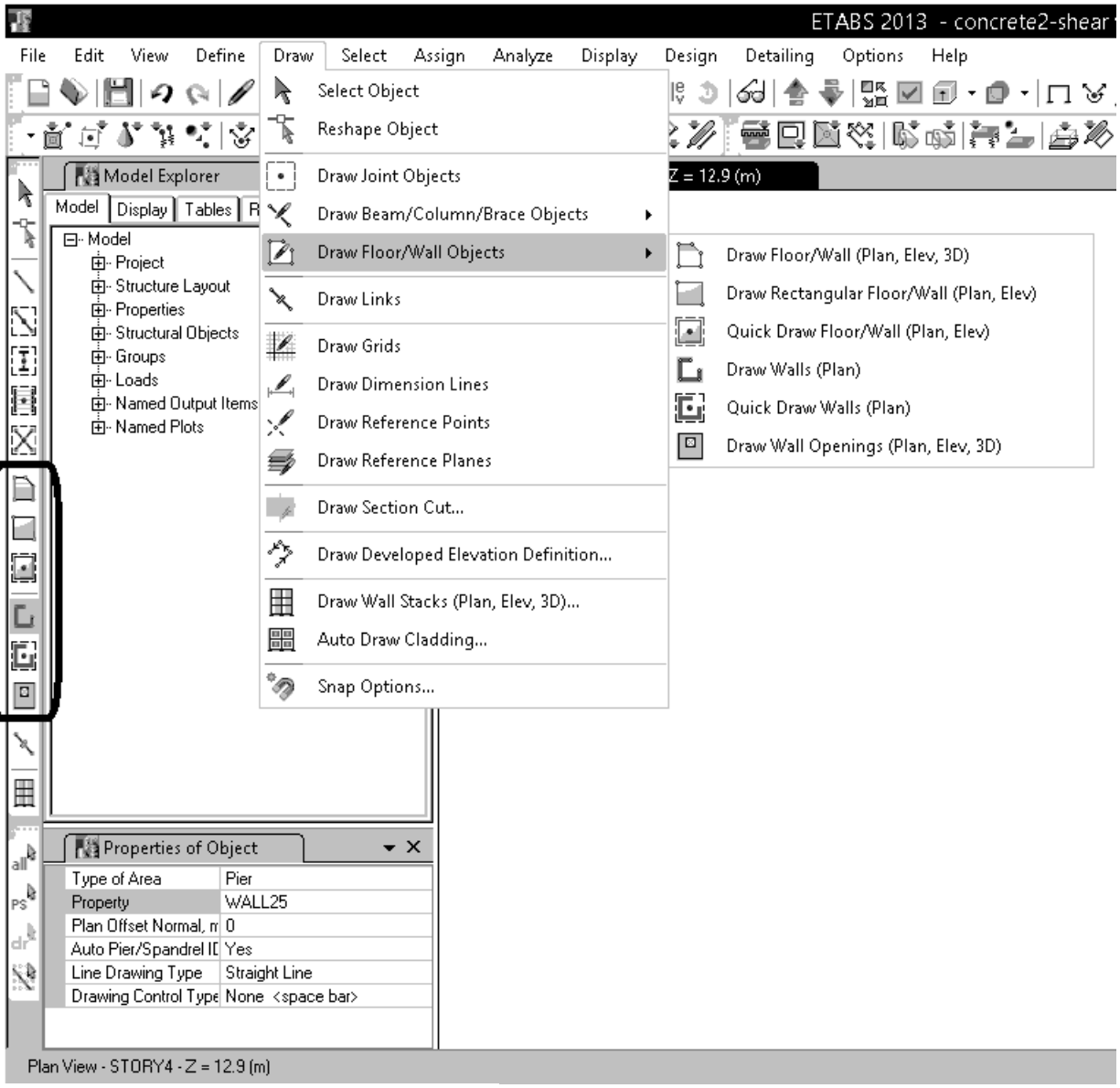
Element	C, Factor	EI_{eff} kN-m²	D cm³	L mm	B mm	W kN	Δ mm	f_n cyc/sec
Slab		1429.6684	7.1					
Beam	2, 1.5	5175.8352	25.9	3940	5712.7	198.3205	3.5	9.509
Girder	1.8, 1	32483.1117	41.2	6000	7880	292.2252	1.2	15.95
Panel						222.9451	4.8	8.168

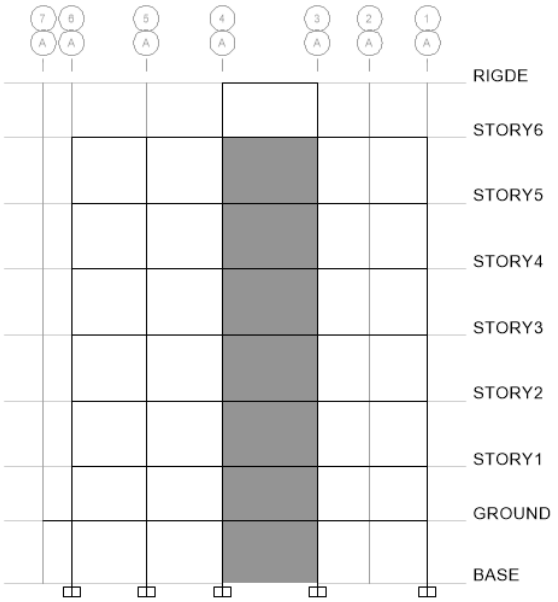
Walking Acceleration Calculation

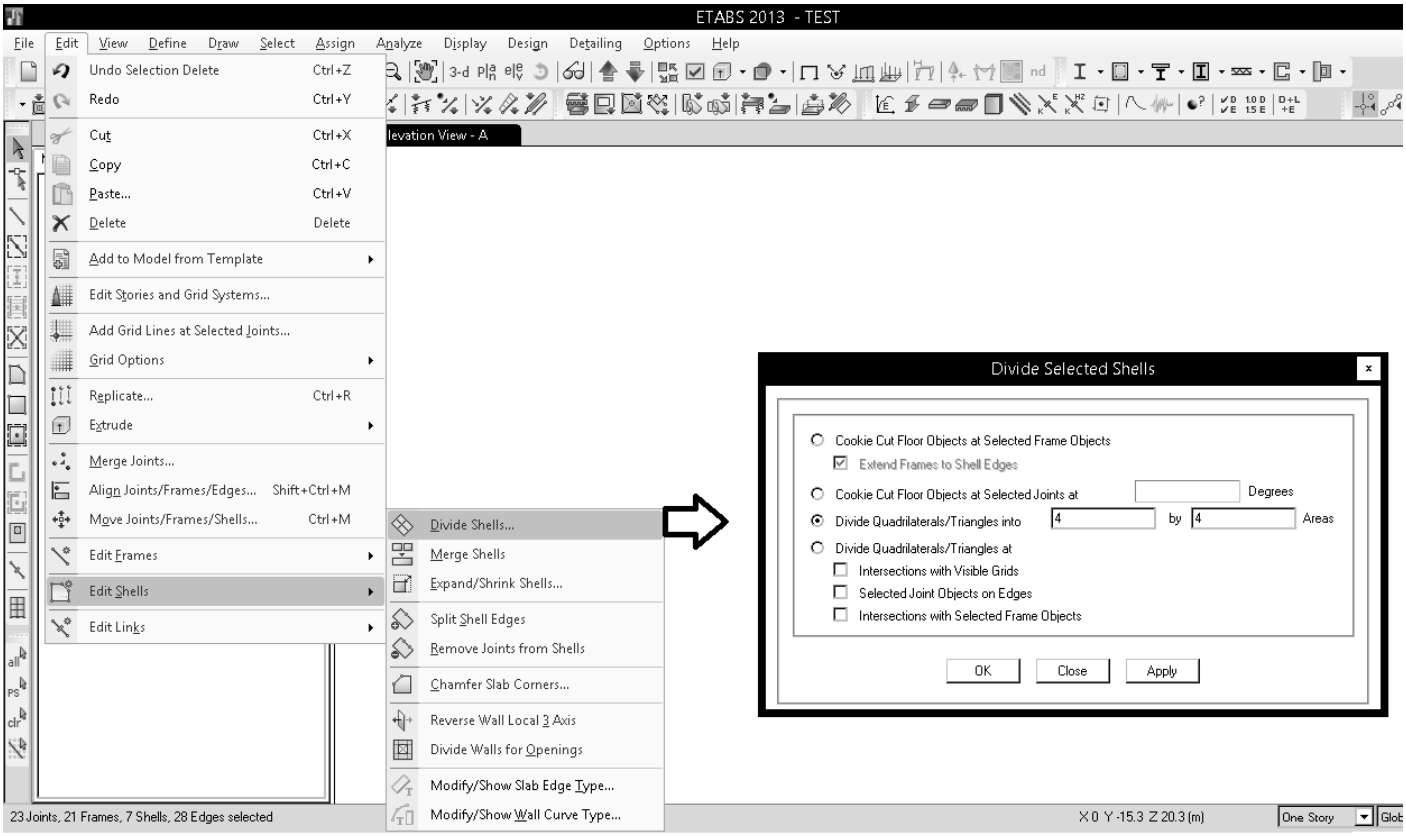
f_n cyc/sec	β Unitless	W kN	P_o kN	a_p/g Unitless	a_0/g Unitless
8.168	0.025	222.9451	0.2891	0.003	0.005

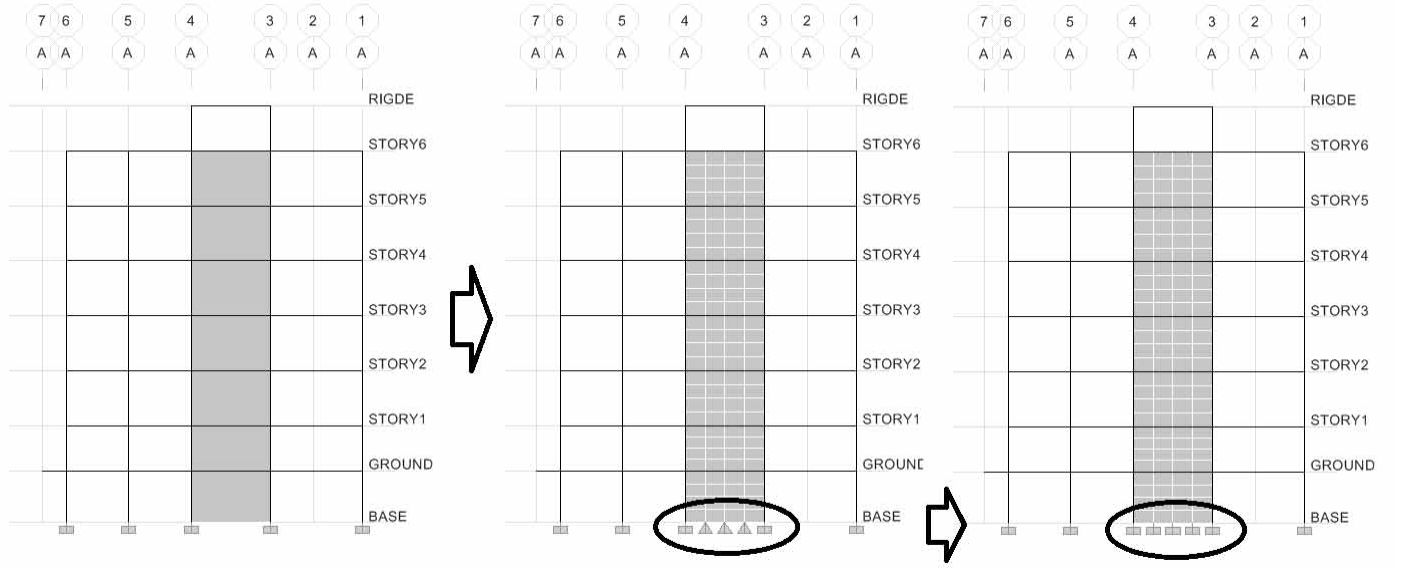
۳-دیوار برشی

۳-۱-ترسیم دیوارها



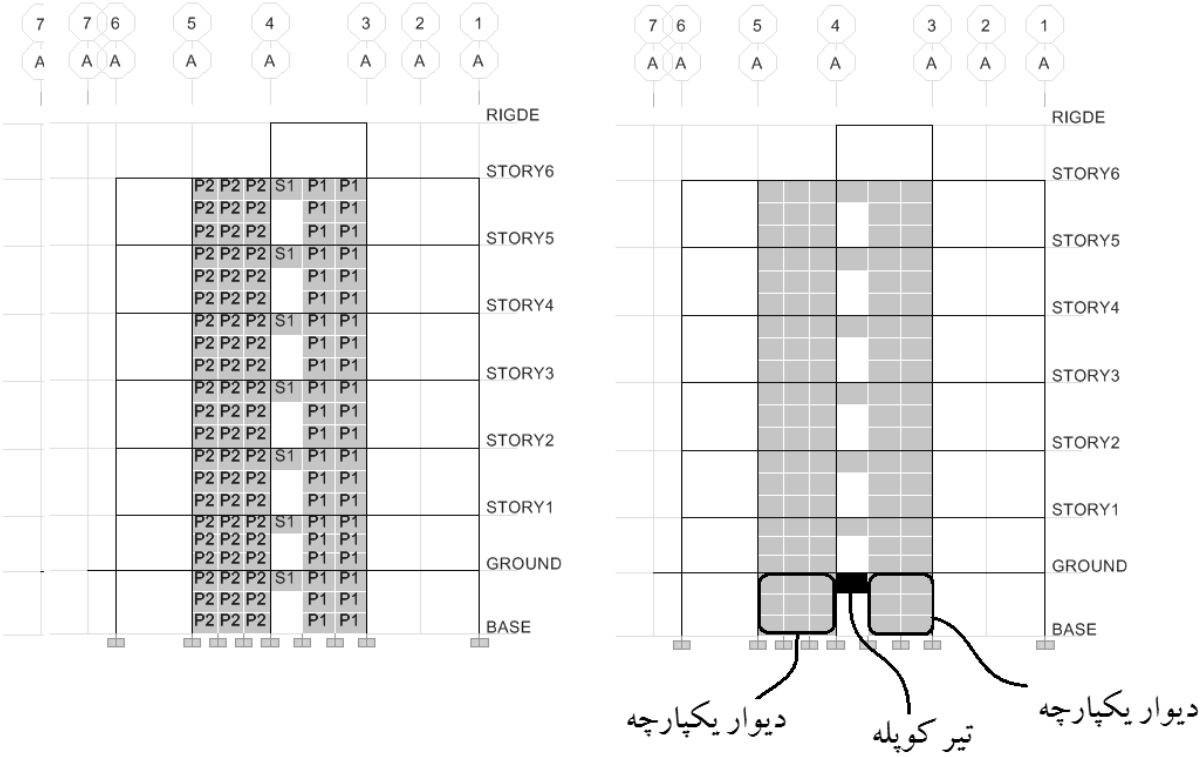


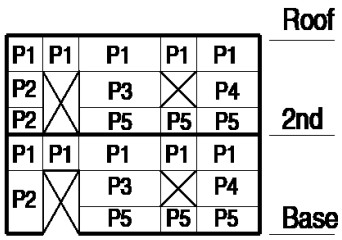

ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Undo Selection Delete Ctrl+Z
Redo Ctrl+Y
Cut Ctrl+X
Copy Ctrl+C
Paste... Ctrl+V
Delete Delete
Add to Model from Template
Edit Stories and Grid Systems...
Add Grid Lines at Selected Joints...
Grid 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.





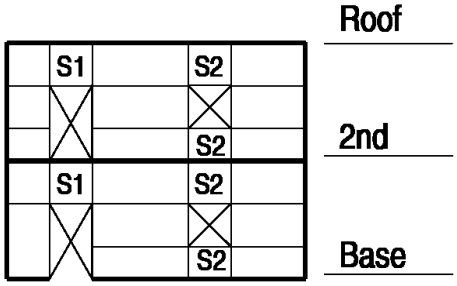
Wall Pier Labeling

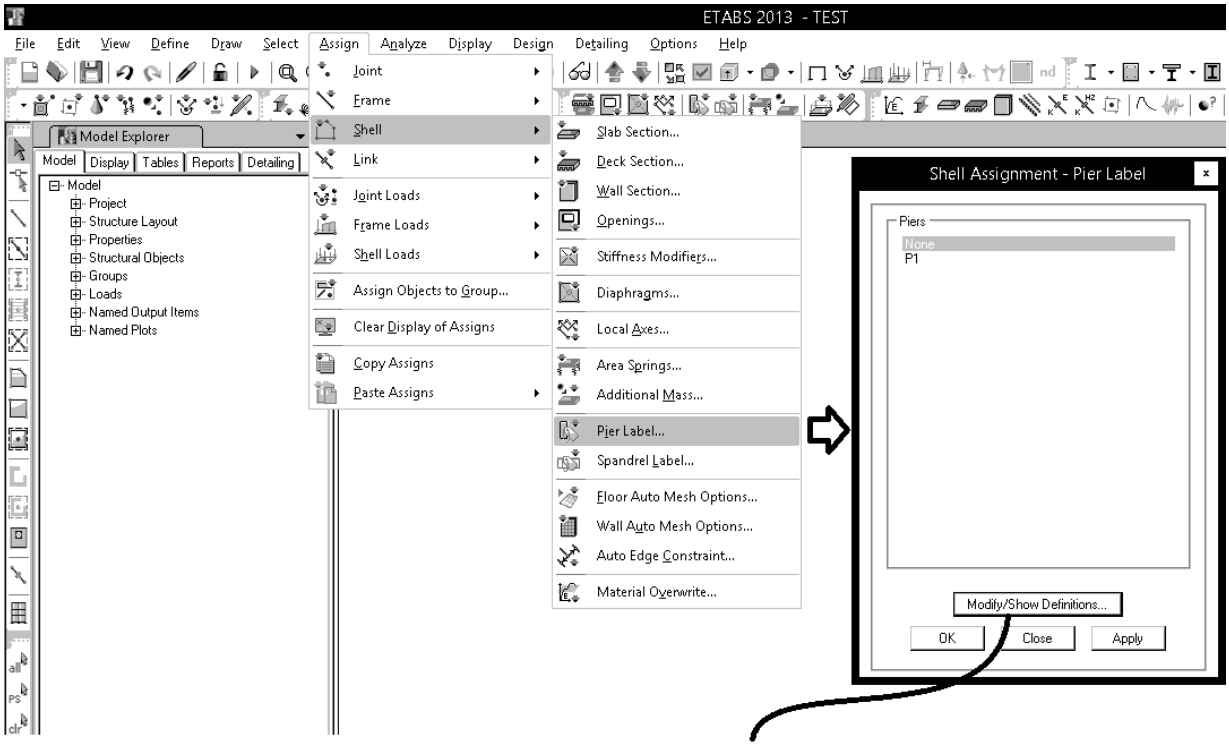
- Wall pier forces are output at the top and bottom of wall pier elements. Also, wall pier design is only performed at stations located at the top and bottom of wall pier elements.

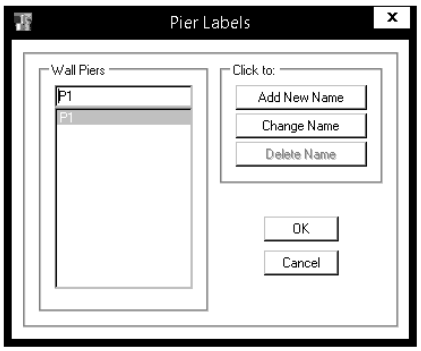
- Because the wall piers are associated with story levels, wall pier labels can repeat at different levels, as shown in the figure.

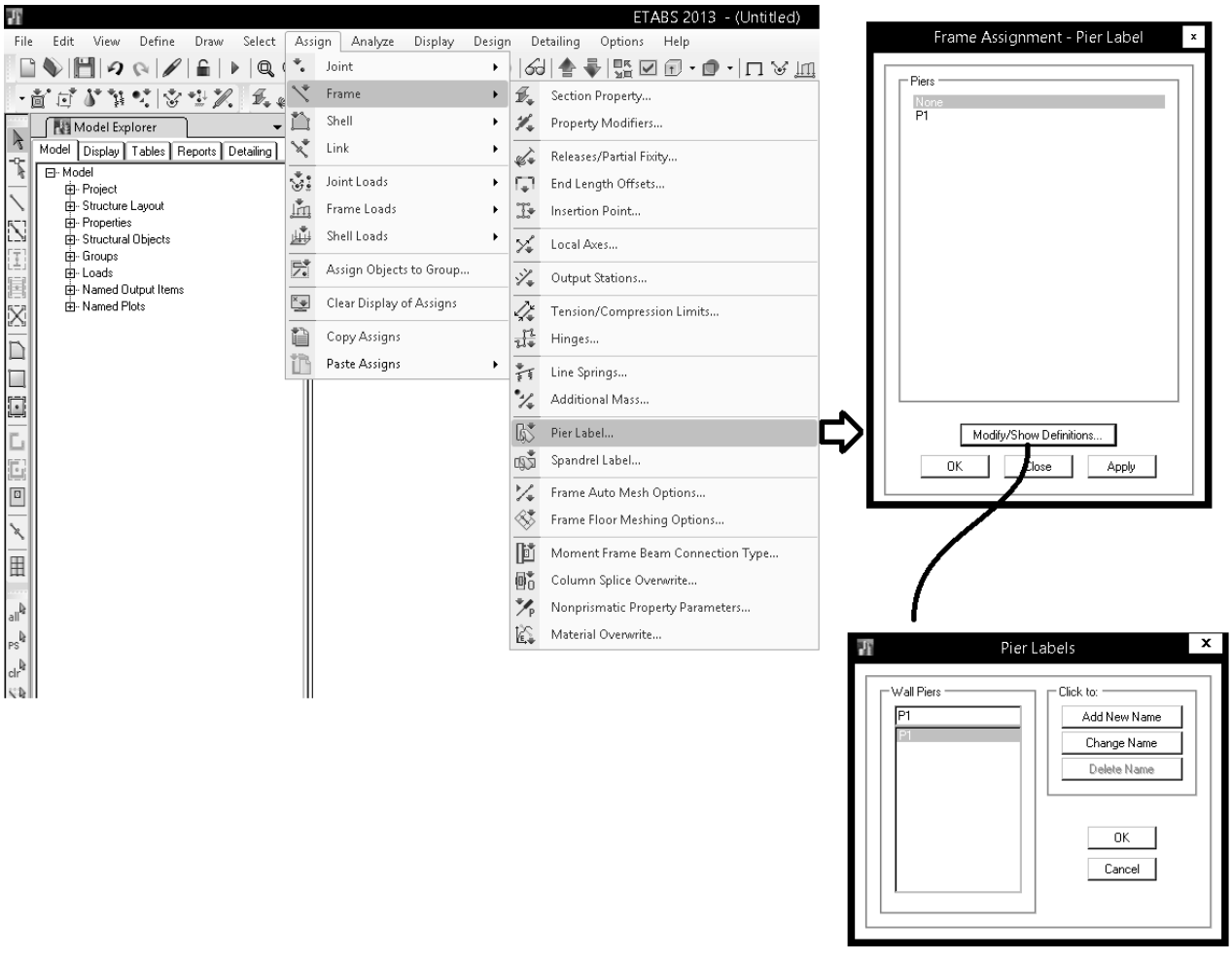
Wall Spandrel Labeling

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.



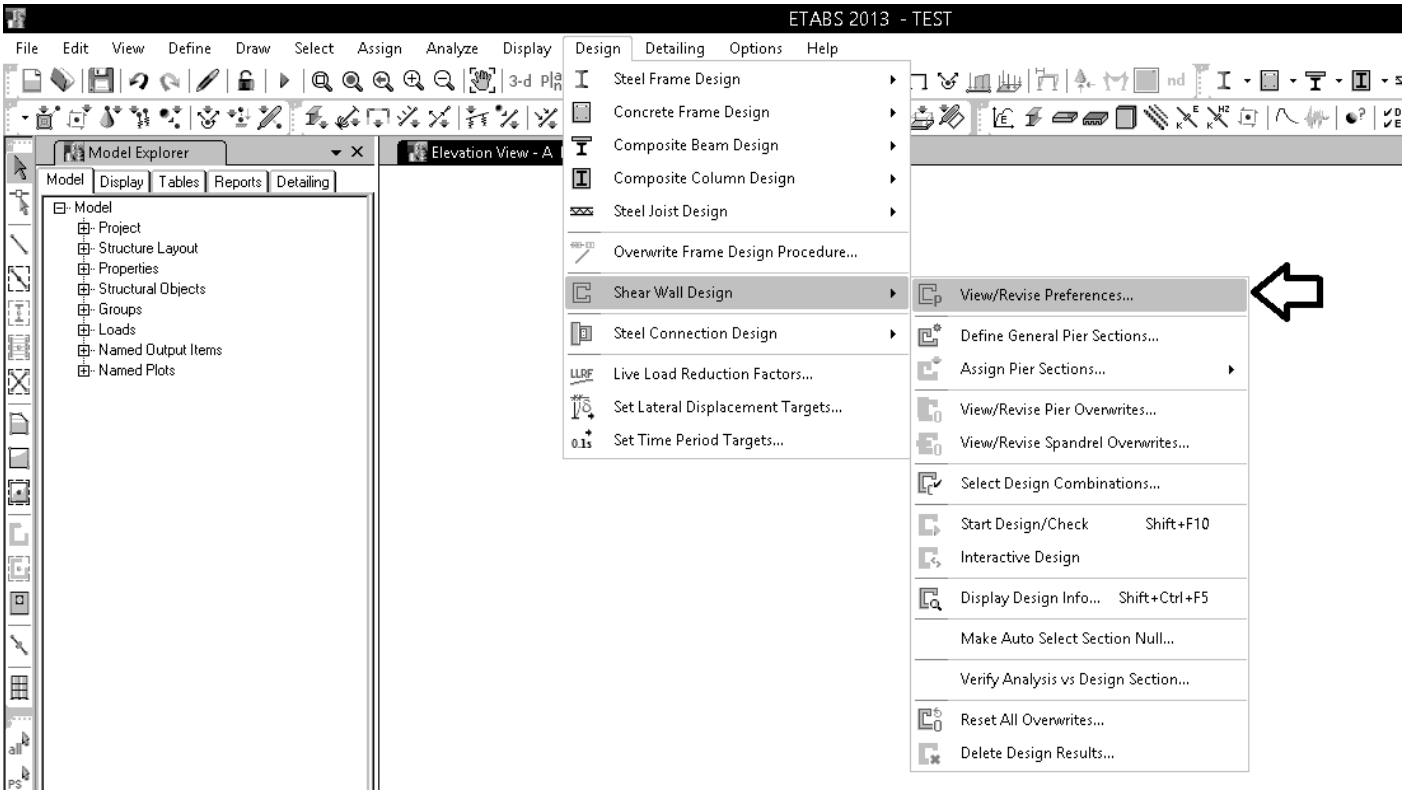

ETABS 2013 - TEST
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help
Joint
Frame
Shell
Link
Joint Loads
Frame Loads
Shell Loads
Assign Objects to Group...
Clear Display of Assigns
Copy Assigns
Paste Assigns
Slab Section...
Deck Section...
Wall Section...
Openings...
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

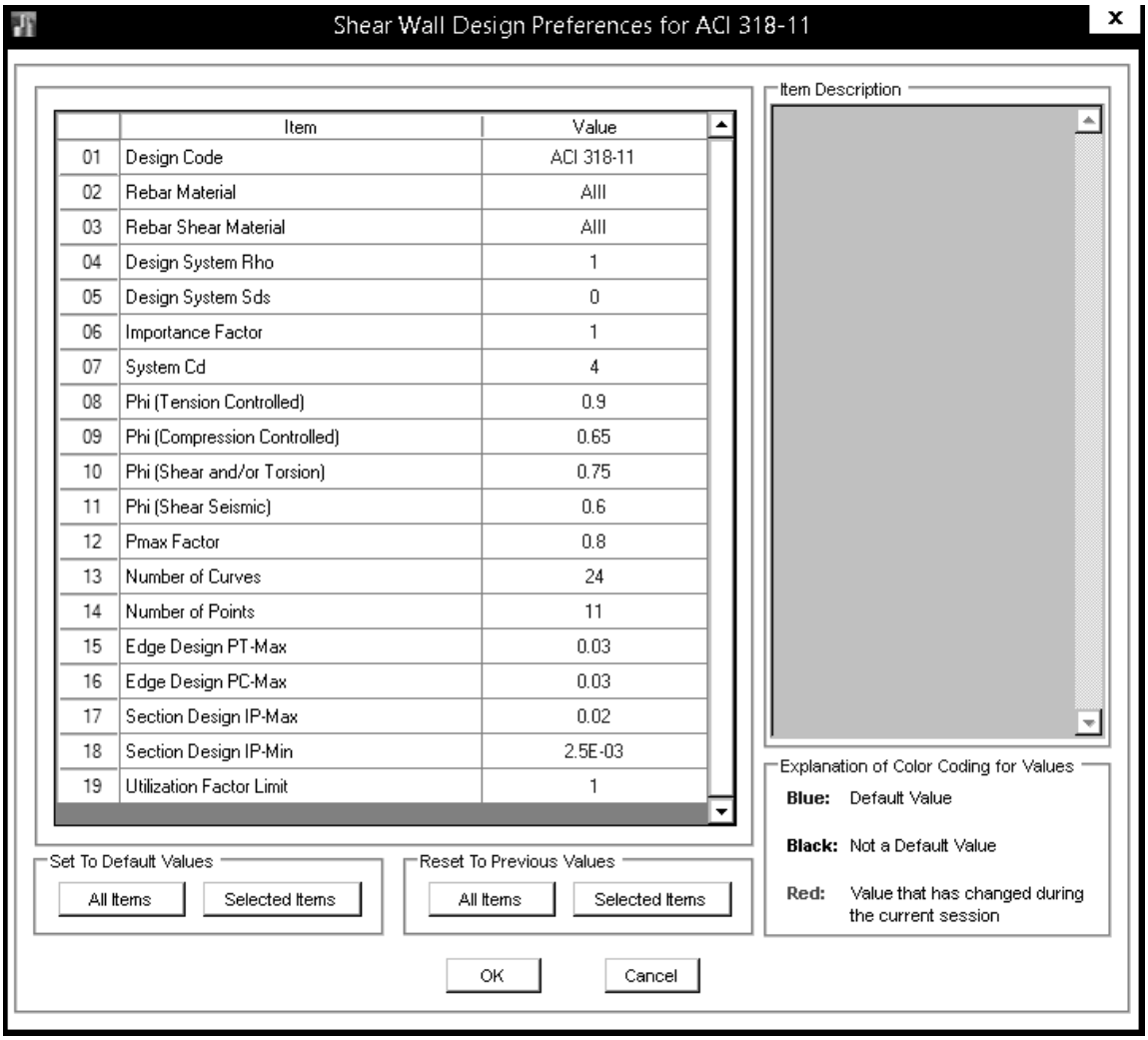

Pier Labels
Wall Piers
P1
Click to:
Add New Name
Change Name
Delete Name
OK
Cancel


ETABS 2013 - (Untitled)
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
Section Property...
Property Modifiers...
Releases/Partial Fixity...
End Length Offsets...
Insertion Point...
Local Axes...
Output Stations...
Tension/Compression Limits...
Hinges...
Line Springs...
Additional Mass...
Pier Label...
Spandrel Label...
Frame Auto Mesh Options...
Frame Floor Meshing Options...
Moment Frame Beam Connection Type...
Column Splice Overwrite...
Nonprismatic Property Parameters...
Material Overwrite...
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Model
Project
Structure Layout
Properties
Structural Objects
Groups
Loads
Named Output Items
Named Plots
Frame Assignment - Pier Label
Piers
None
P1
Modify/Show Definitions...
OK
Close
Apply

Pier Labels
Wall Piers
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 دیوار نباید 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

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

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 برش‌لازم 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:

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

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.

ACI 2011:

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

11.9.9.1 — Where V_u exceeds ϕV_c, horizontal shear reinforcement shall be provided to satisfy Eq. (11-1) and (11-2), where V_s shall be computed by

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \qquad (11\text{-}29)$$

where A_v is area of horizontal shear reinforcement within spacing s, and d is determined in accordance with 11.9.4. Vertical shear reinforcement shall be provided in accordance with 11.9.9.4.

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.

۹-۲۳-۳ 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

۹-۲۳-۴-۳-۱ 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.

۹-۲۳-۴-۳-۲ آرماتورهای قائم و افقی

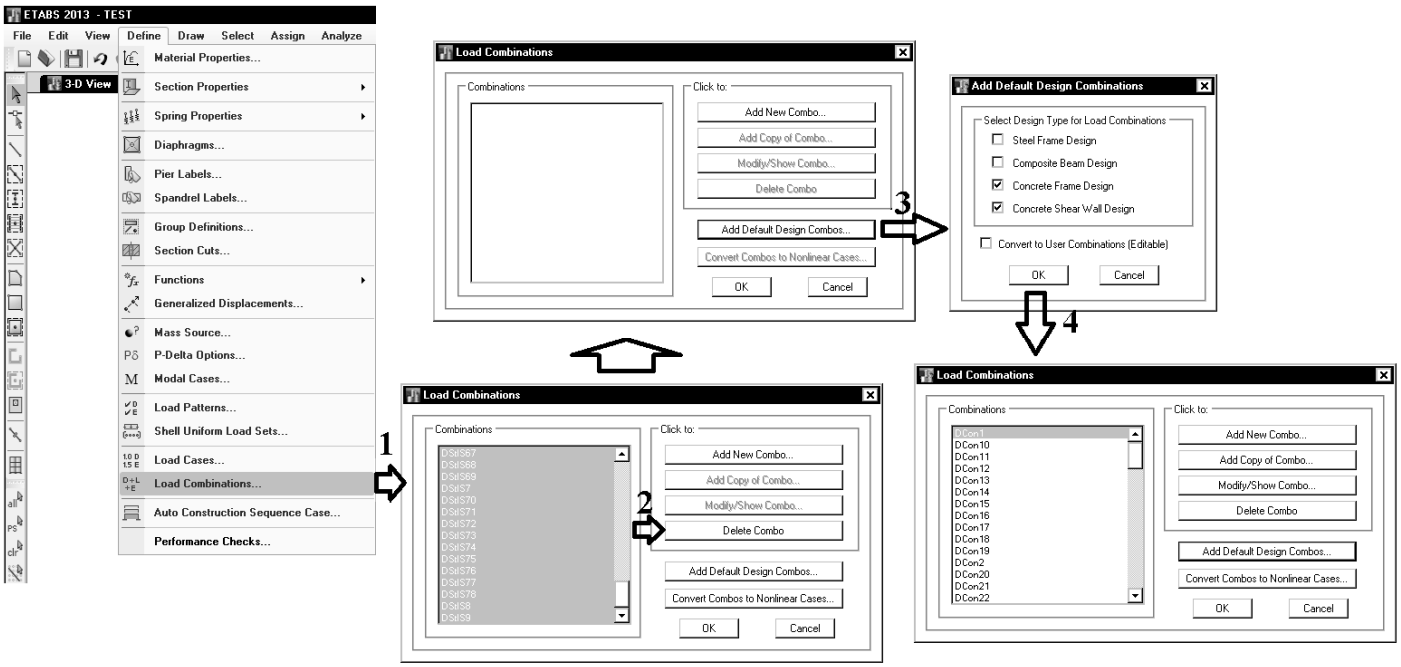
۹-۲۳-۴-۳-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از $0/5A_{cv}v_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹-۴ رعایت شود.

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 و میلگردهای افقی باید داخل آرماتورهای قائم قرار گیرند. 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.

۳-۴-تعریف ترکیب بارها



۴- 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 با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت باید محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک‌خوردگی می‌توان:

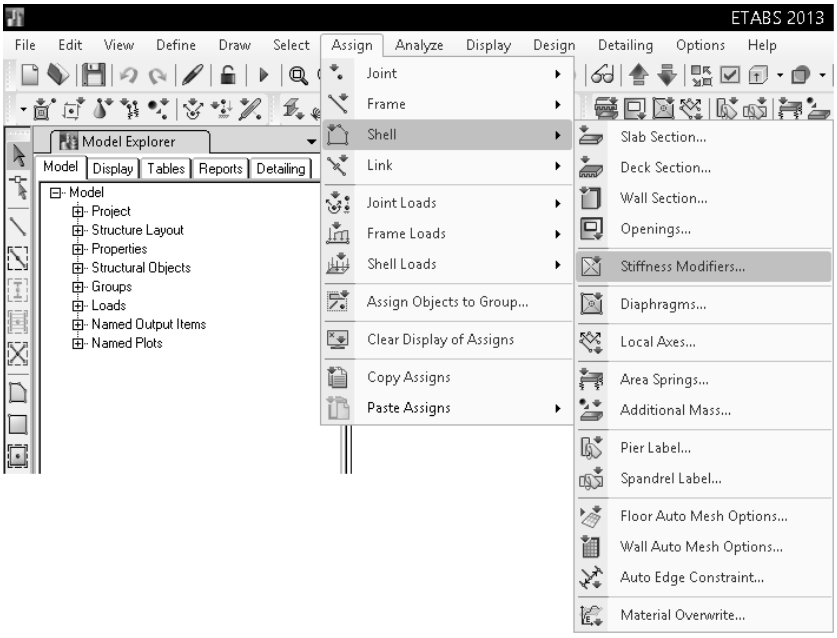
- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

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

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:



پس از آنالیز سازه باید ترک خوردگی دیوار بر اساس میزان تنش های کششی دیوارها کنترل شود.

مقدار تنش کششی که موجب ترک خوردن بتن می شود، طبق رابطه زیر (از مبحث ۹) محاسبه می شود:

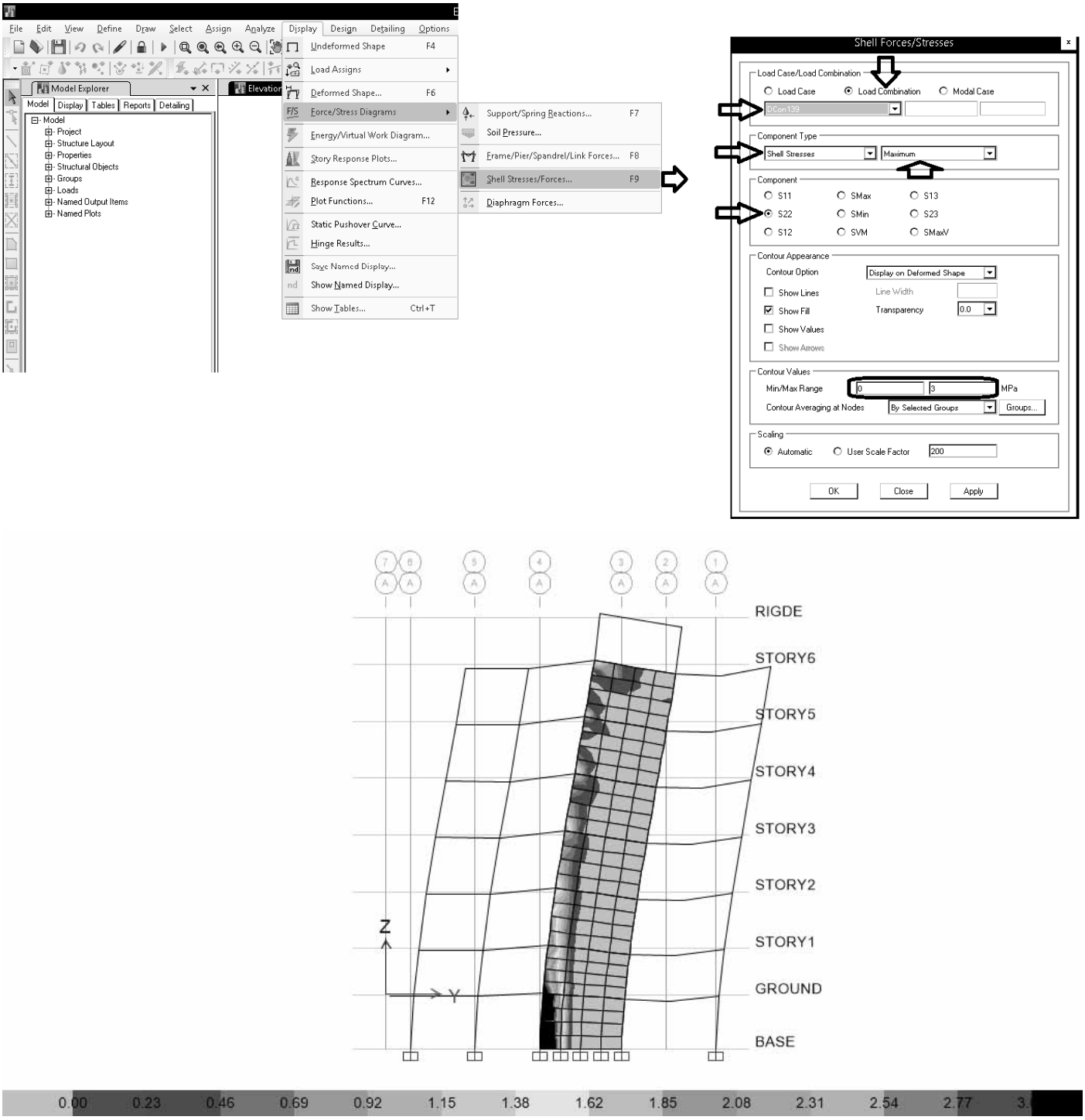
$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۷-۳)$$

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

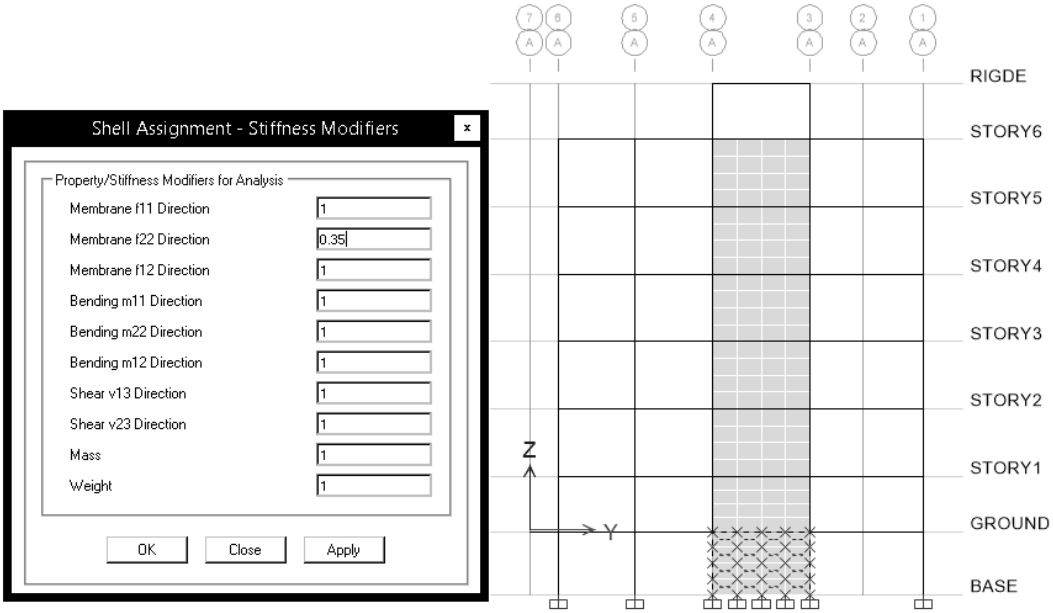
برای این منظور باید ترکیب بارهایی را احتمال می رود، تحت اثر لنگر ناشی از آنها، دیوار ترک می خورد انتخاب شده و تنشهای کششی دیوار کنترل شود. برای مثال می توان ترکیب بارهای زیر را کنترل نمود:

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:

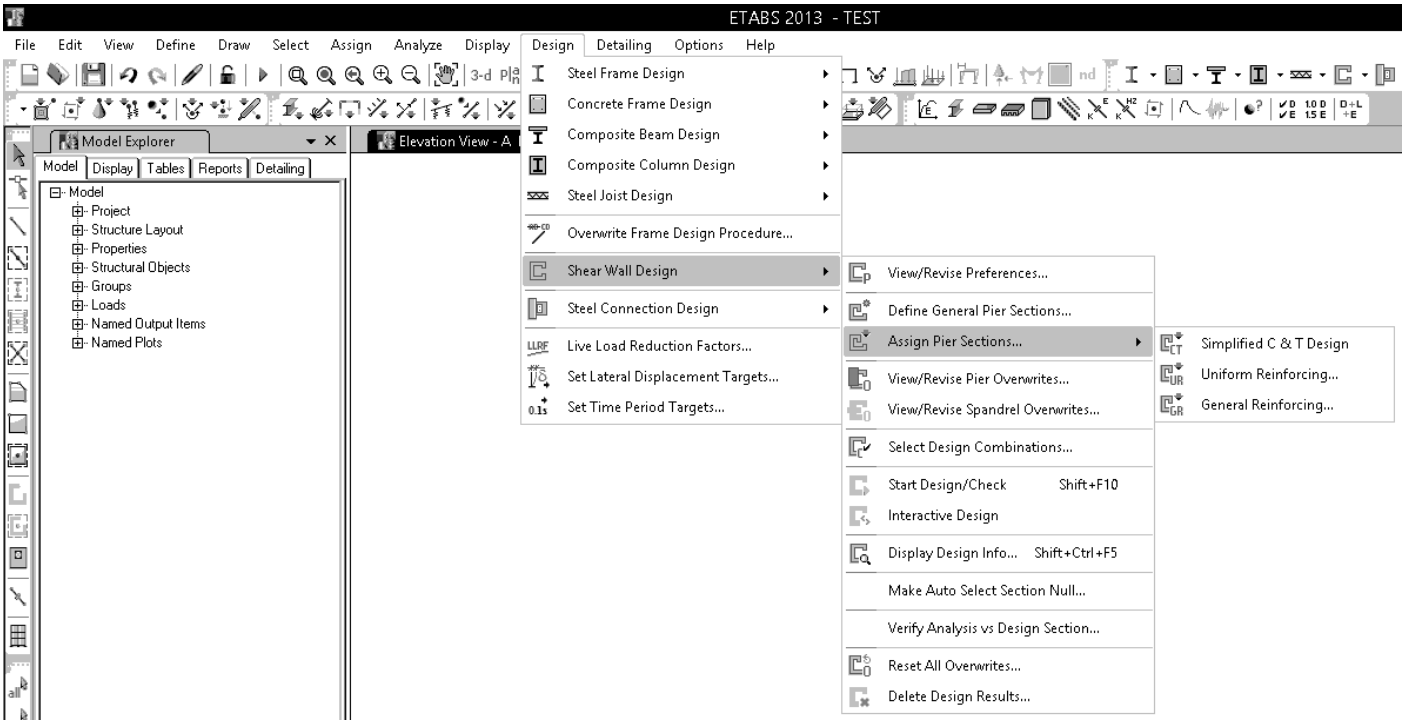

Shell Assignment - Stiffness Modifiers
Property/Stiffness Modifiers for Analysis
Membrane f11 Direction 1
Membrane f22 Direction 0.35
Membrane f12 Direction 1
Bending m11 Direction 1
Bending m22 Direction 1
Bending m12 Direction 1
Shear v13 Direction 1
Shear v23 Direction 1
Mass 1
Weight 1
OK
Close
Apply
RIGDE
STORY6
STORY5
STORY4
STORY3
STORY2
STORY1
GROUND
BASE
Z
Y

۴-۱-انتخاب روش طراحی

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

1- Simplified C and T Section
2- Uniform Reinforcing Pier Section
3- General Reinforcing Pier Section

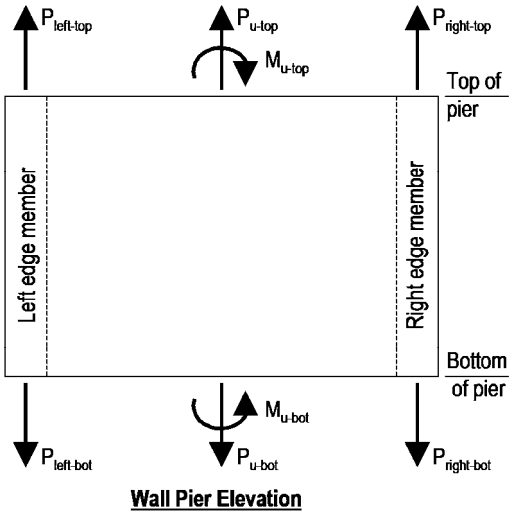
برای انجام طراحی باید المانهای دیوار را انتخاب کرده و سپس از طریق منوی زیر یکی از این سه گزینه را انتخاب نماییم:



۴-۲-طراحی به روش Simplified C and T Section

۴-۲-۱-طراحی آرماتورهای خمشی

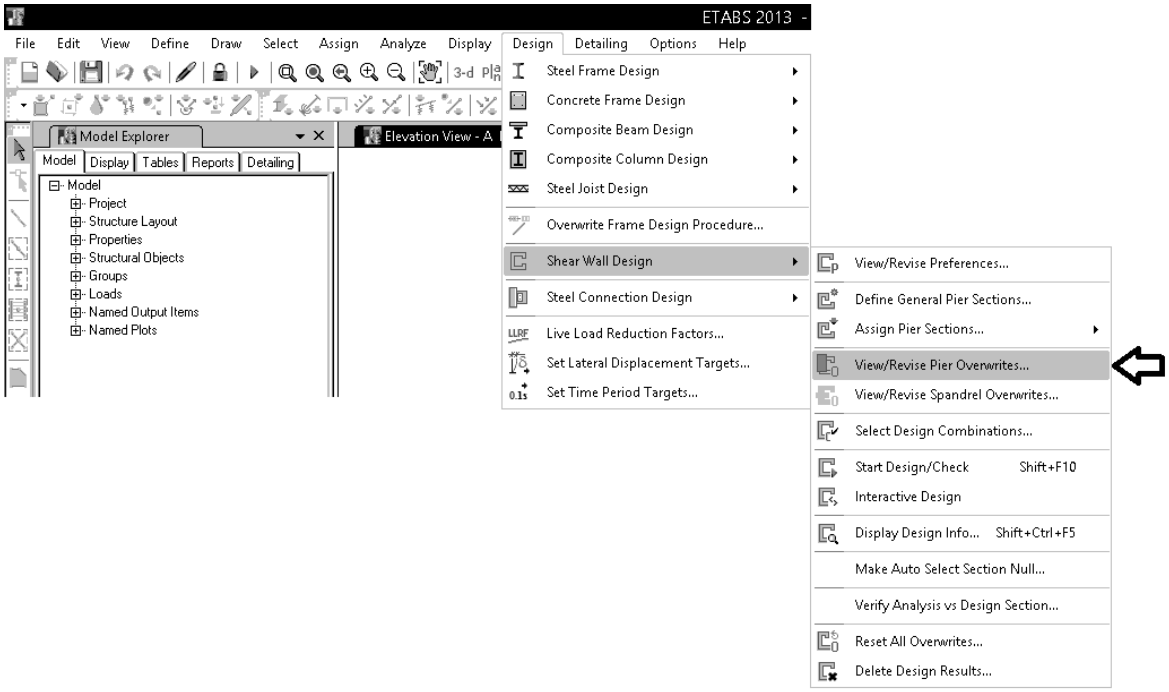
در این روش ابتدا مقدار لنگر و نیروی محوری برآیند در ابتدا و انتهای دیوار محاسبه می شود (P_{u-top} و M_{u-top} در بالای دیوار و P_{u-bot} و M_{u-bot} در پایین دیوار). سپس بر اساس رابطه زیر مقدار نیروی محوری در المانهای مرزی مشخص می شود. بر اساس نیروی محوری المانهای مرزی، مقدار آرماتور طولی لازم برای آنها محاسبه می شود.

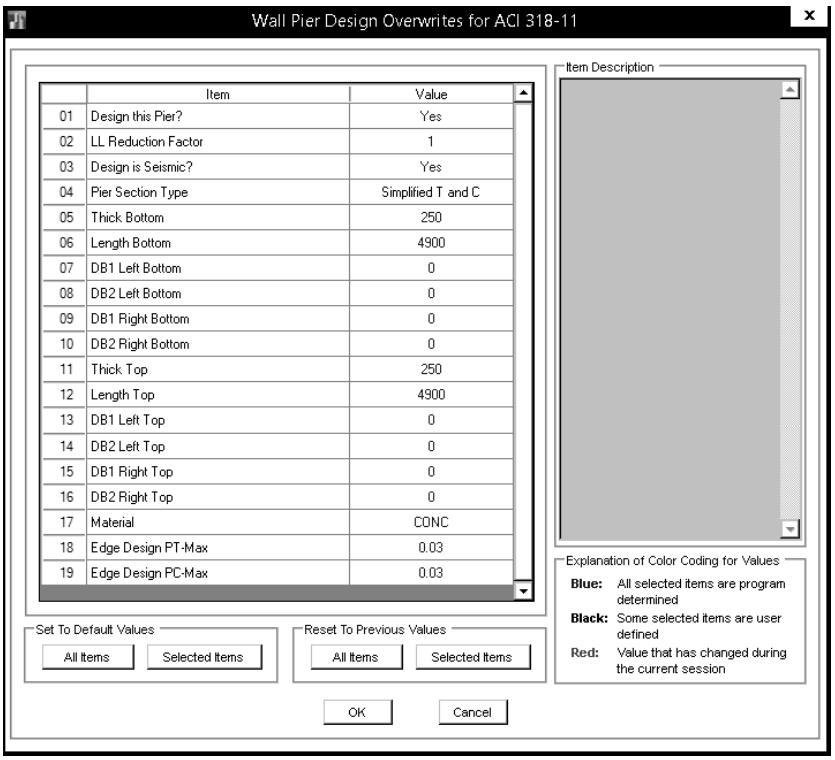


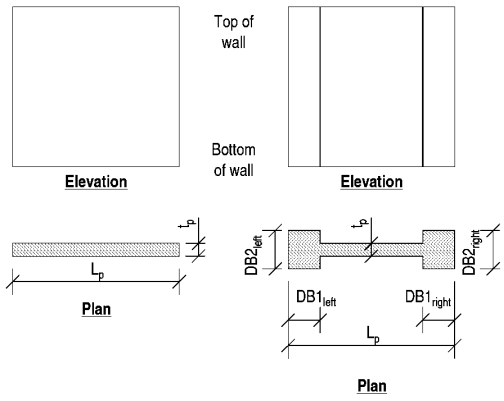
$$P_{left-top} = \frac{P_{u-top}}{2} + \frac{M_{u-top}}{(L_p - 0.5B_{left} - 0.5B_{right})}$$

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

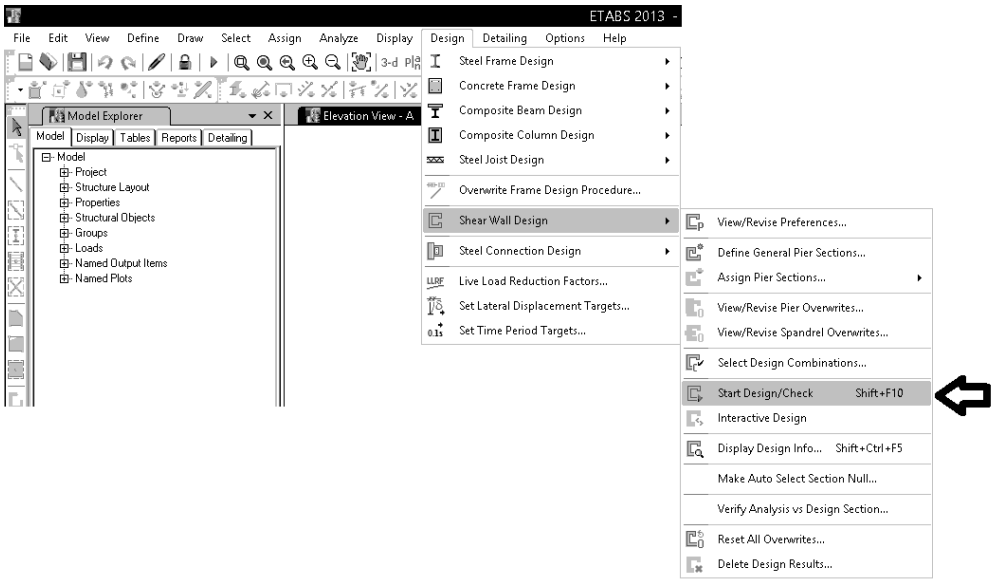
جهت معرفی مشخصات دیوار، پس از انتخاب المانهای دیوار از منوی زیر استفاده کنید:







پس از تعریف مشخصات دیوار، از طریق منوی زیر طراحی انجام می شود:



If no specific edge member dimensions have been specified by the user, the program assumes that the edge member thickness is the same as the thickness of the wall, and the program determines the required length of the edge member.

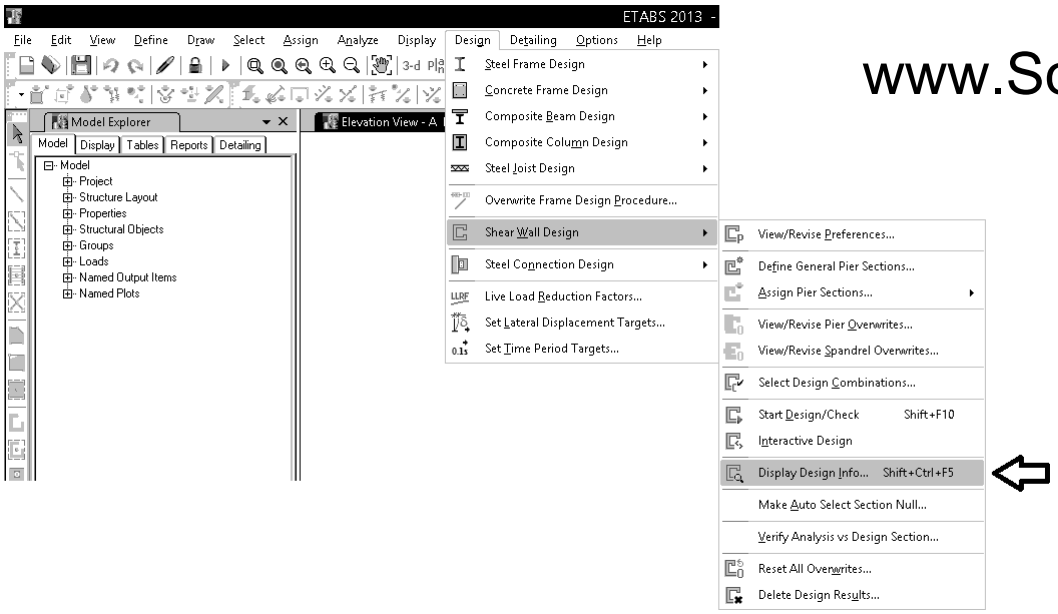
- در این روش از میلگردهای خمشی در جان دیوار صرف نظر می شود (حداقل مقدار آیین نامه ای باید قرار داده شود) و تنها برای المان های لبه ای میلگرد خمشی طراحی می شود.
- طول DB1 در شکل فوق طول المان مرزی نیست. بلکه طولی از دیوار است که میلگردهای خمشی قائم برای تحمل خمش و نیروی محوری در آن قرار می گیرد.

۴-۲-۲-طراحی آرماتورهای برشی

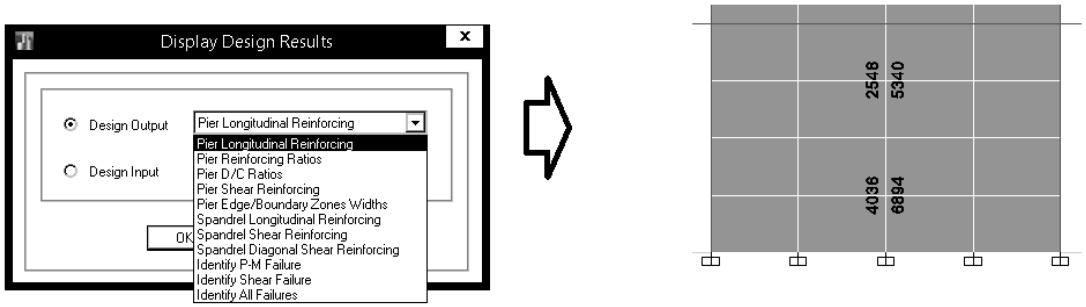
آرماتورهای برشی بر اساس ضوابط فصل برش محاسبه می شوند و ساده سازی خاصی انجام نمی پذیرد.

۴-۲-۳-استخراج نتایج در روش Simplified

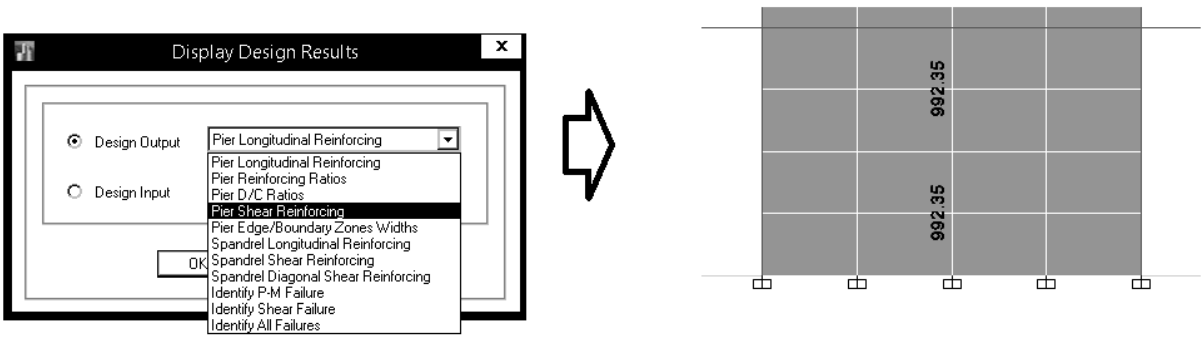
پس از انجام طراحی از طریق منوی زیر مشخصات طراحی نمایش داده می شود:



www.SoftGozar.com



اعداد فوق مربوط به مساحت آرماتورهای طولی المانهای لبه می باشد. برای مثال در لبه سمت راست دیوار مساحت کل آرماتورهای طولی ستون در پایین برابر $6894\ mm^2$ می باشد.



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.

۴-۲-۴-المان های مرزی در روش Simplified

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 یکی از موارد زیر را کنترل میکنیم:

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 و در محاسبات مربوط به c عبارت Not Required درج می شود.

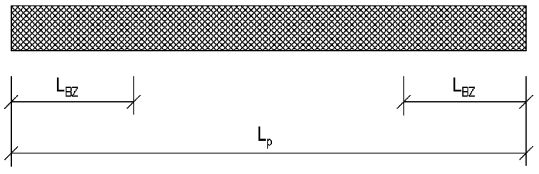
When the extreme fiber compressive stress, b_c, exceeds$0.2\ f'_c$, boundary elements are required (ACI 21.9.6.3), or when the neutral axial depth calculated from the factored axial force and nominal moment strength are consistent with design displacement, δ_u, and exceed the following limit:

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

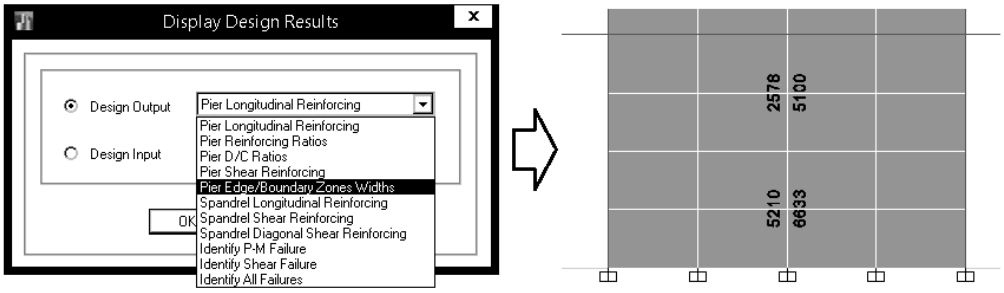
boundary elements are required (ACI 21.9.6.2).

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.

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 بند۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برد.

متوسط

۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ آماتور عرضی مورد نیاز در طول ℓ_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹-۴ تعیین گردد. فواصل آماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

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

۴-۲-۵- مشاهده خلاصه نتایج

برای مشاهده خلاصه نتایج می توان بر روی دیوار طراحی شده کلیک راست کرد:

ETABS 2013 Shear Wall Design

ACI 318-11 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
GROUND	P5	0	11690	4900	396.9	1

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
24820.63	22	1	413.69	413.69

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.02	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X_1 mm	Left Y_1 mm	Right X_2 mm	Right Y_2 mm	Length mm	Thickness mm
Top	Leg 1	0	9240	0	14140	4900	250
Bottom	Leg 1	0	9240	0	14140	4900	250

کنترل کشش و فشار در دو انتهای دیوار و تعیین آرماتور لازم در دو انتها:

Flexural Design for P and M_3 —Tension Reinforcement

Station Location	Edge Length mm	Rebar Area mm²	Tension Combo	P_u kN	M_{u3} kN-m
Left Top	600	2578	DWal65	2553.325	9400.3663
Right Top	600	2505	DWal62	2388.7449	-8939.858
Left Bot	600	4054	DWal63	2714.8992	12327.5081
Right Bot	600	3953	DWal64	2553.6395	-11819.7227

Flexural Design for P and M_3 —Compression Reinforcement

Station Location	Edge Length mm	Rebar Area mm²	Compression Combo	P_u kN	M_{u3} kN-m
Left Top		1648	DWal38	3504.9236	-8770.1954
Right Top	600	5100	DWal33	3669.5037	9570.0289
Left Bot	600	5210	DWal36	3737.5633	-11618.6627
Right Bot	600	6633	DWal35	3898.8229	12528.5681

مقادیر Edge Length همان DB1 ها می باشند که اگر توسط کاربر وارد نشود، نرم افزار ابتدا مقدار آن را برابر t دیوار فرض می کند ودر صورتی که آرماتور محاسبه شده با این فرض بیش از PT-Max باشد، مقدار DB1 را به اندازه 0.5t افزایش داده و مجددا چک می کند.

تعیین آرماتورها افقی دیوار بر اساس میزان برش در دیوار:

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm²/m	Shear Combo	P_u kN	M_u kN-m	V_u kN	ΦV_c kN	ΦV_n kN
Top	Leg 1	992.35	DWal36	3504.9236	-8770.1954	930.5915	773.889	1739.4309
Bottom	Leg 1	992.35	DWal36	3737.5633	-11618.6627	930.3123	615.1401	1580.682

کنترل نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی:

Stress limit =0.2*f'c

Stress Comp تنش حداکثر حاصل از تحلیل سازه می باشد که باید کمتر از stress limit باشد، در غیر این صورت المان مرزی لازم خواهد بود.

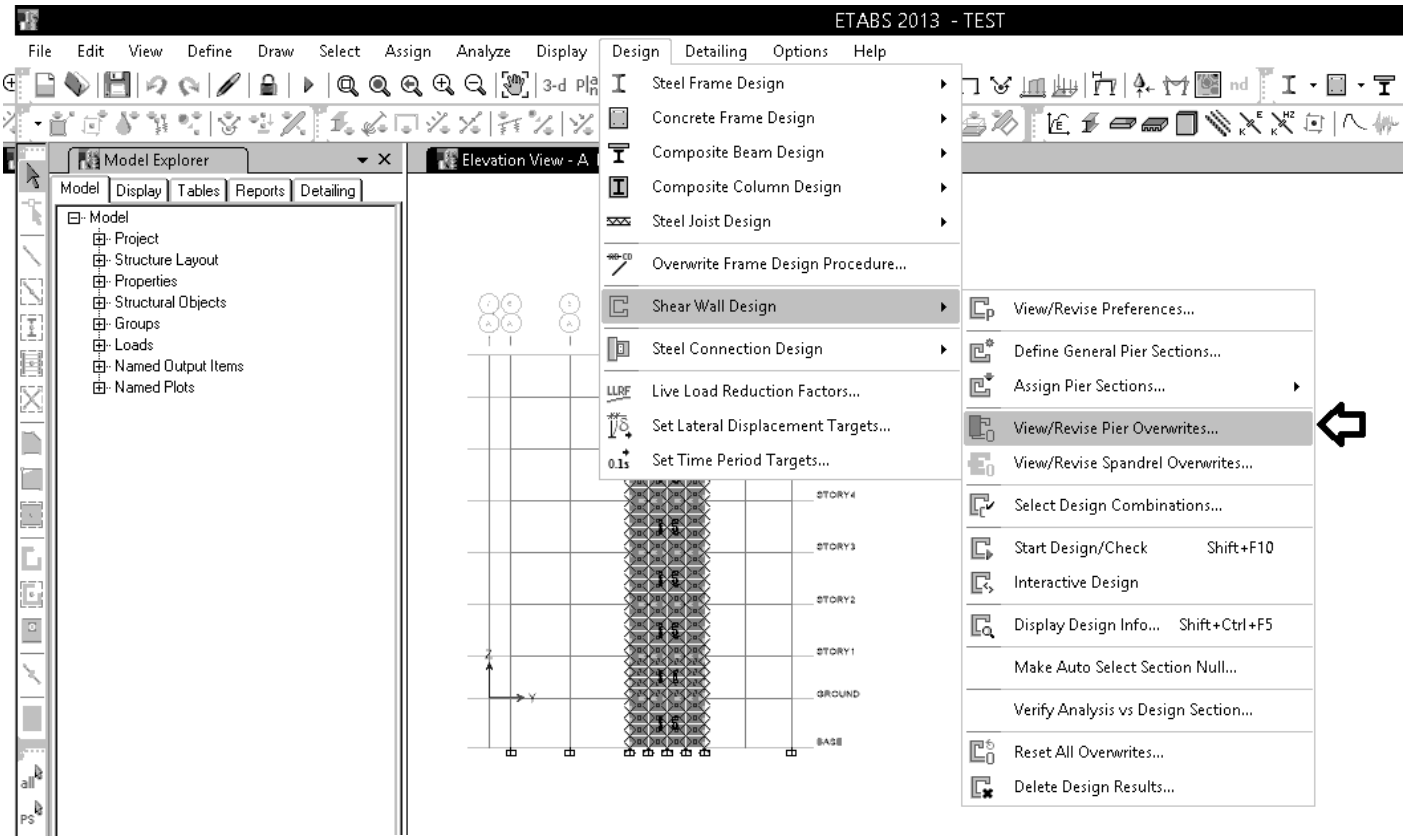
در صورتی که stress Comp بیشتر از Stress Limit باشد و یا اینکه C Depth بزرگتر از C Limit باشد، المان مرزی ضروری می باشد. طول المان مرزی (در صورت نیاز) محاسبه شده و در قسمت Edge Length ارائه می شود. این طول بر اساس رابطه Edge Length = Max(C/2 , C-0.1*Lw) محاسبه می شود.

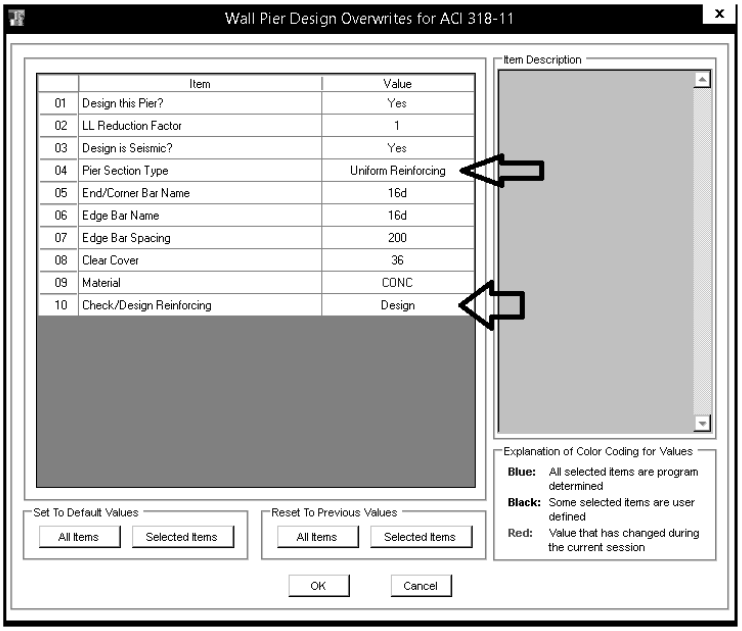
Boundary Element Check

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Top–Left	Leg 1	300	DWal36	3504.9236	-8770.1954	6.3	4.4	600	1166.7
Top–Right	Leg 1	300	DWal36	5869.4935	2271.2936	4.16	4.4	600	1166.7
Bottom–Left	Leg 1	300	DWal38	3737.5633	-11618.6627	7.37	4.4	600	1166.7
Botttom–Right	Leg 1	300	DWal38	6136.1708	3131.0753	4.33	4.4	600	1166.7

۴-۳-طراحی به روش Uniform Reinforcing Pier Section

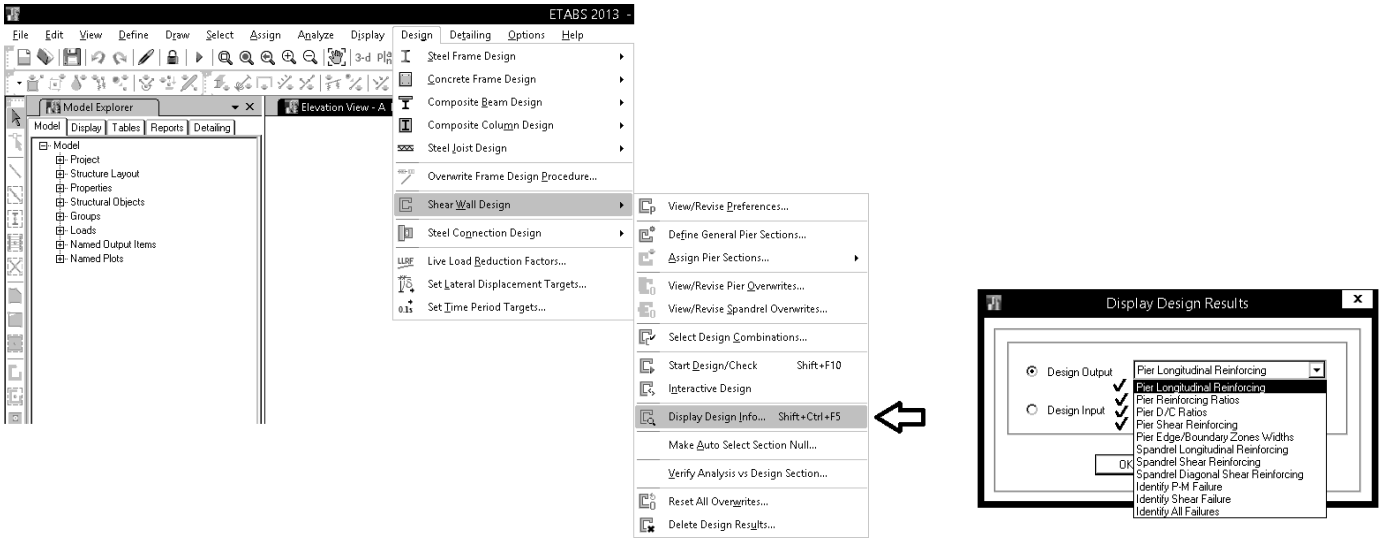
المانهای دیوار را انتخاب کرده و از طریق منوی زیر روش طراحی آنها مشخص می شود:





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.

۴-۴-استخراج نتایج در روش Uniform



برای مشاهده خلاصه نتایج می توان بر روی دیوار طراحی شده کلیک راست کرد:

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
GROUND	P5	0	11690	4900	396.9	1

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
24820.63	22	1	413.69	413.69

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.02	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X_1 mm	Left Y_1 mm	Right X_2 mm	Right Y_2 mm	Length mm	Thickness mm
Top	Leg 1	0	9240	0	14140	4900	250
Bottom	Leg 1	0	9240	0	14140	4900	250

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u kN	M_{u2} kN-m	M_{u3} kN-m
Top	0.381	DWal37	3669.5037	-26.7602	9570.0289
Bottom	0.985	DWal59	316.2916	-922.044	-2422.2299

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm^2/m	Shear Combo	P_u kN	M_u kN-m	V_u kN	ΦV_c kN	ΦV_n kN
Top	Leg 1	625	DWal36	2187.2498	-2980.0229	876.4585	858.7751	1618.9222
Bottom	Leg 1	625	DWal36	2321.0851	-4267.4811	781.7683	966.4861	1574.6038

Boundary Element Check

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Top–Left	Leg 1	0	DWal36	2187.2498	-2980.0229	4.76	4.4	642.3	1166.7
Top–Right	Leg 1	0	DWal36	3629.2142	768.5816	3.73	4.4	893.6	1166.7
Bottom–Left	Leg 1	0	DWal36	2321.0851	-4267.4811	6.16	4.4	662.6	1166.7

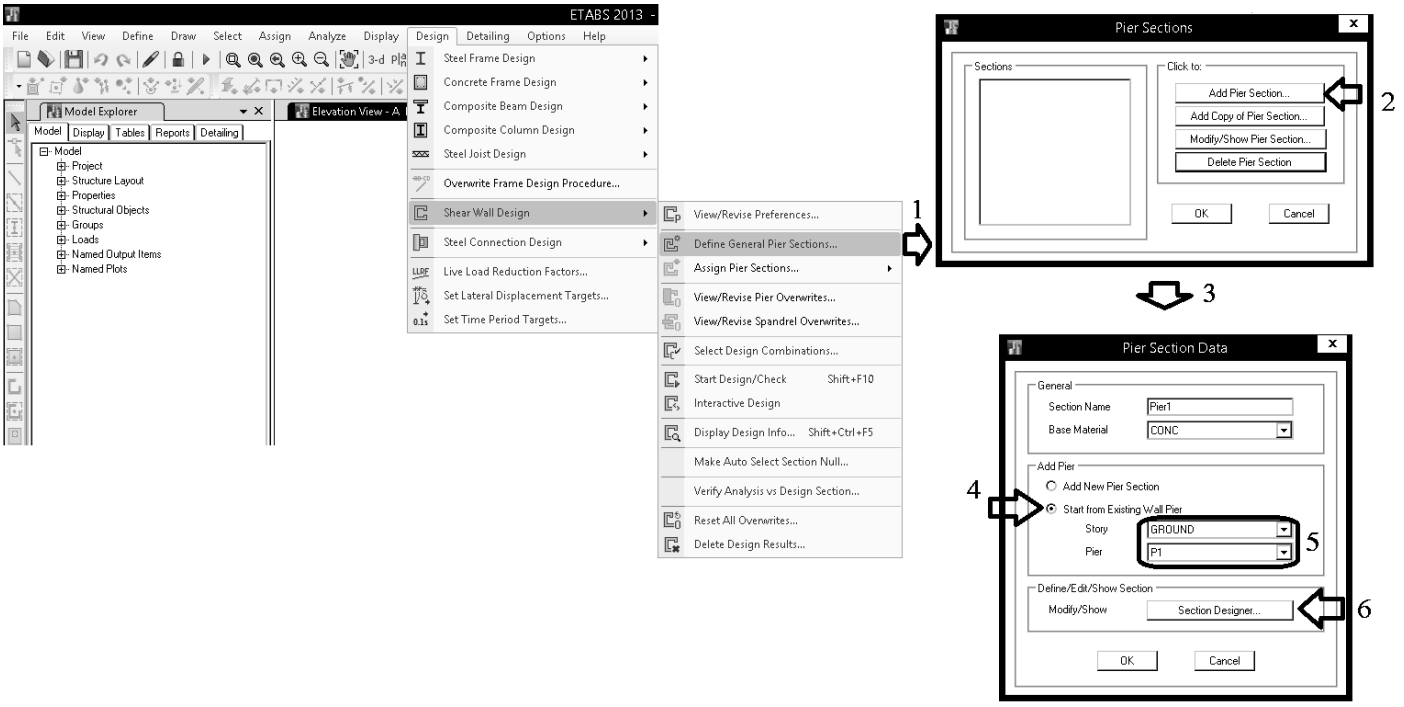
Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Botttom–Right	Leg 1	0	DWal36	3797.8125	1138.6303	4.24	4.4	923.3	1166.7

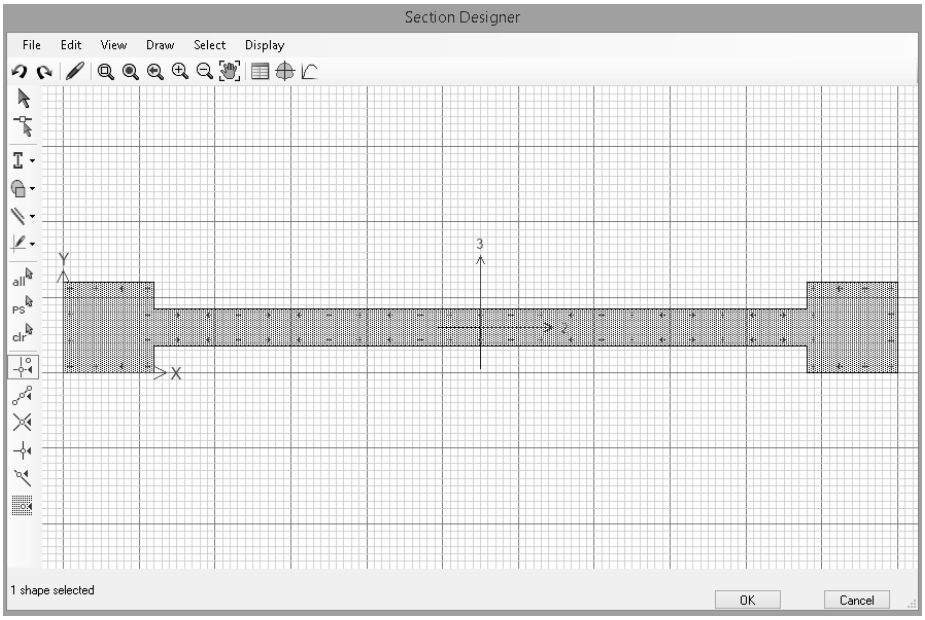
۴-۵-طراحی به روش General Reinforcing Pier Section

در این روش مقطع دیوار به صورت دقیق در قسمت Section designer مدل می شود و نرم افزار بر اساس آرایش آرماتورها در مقطع دیوار، آنرا کنترل می کند.

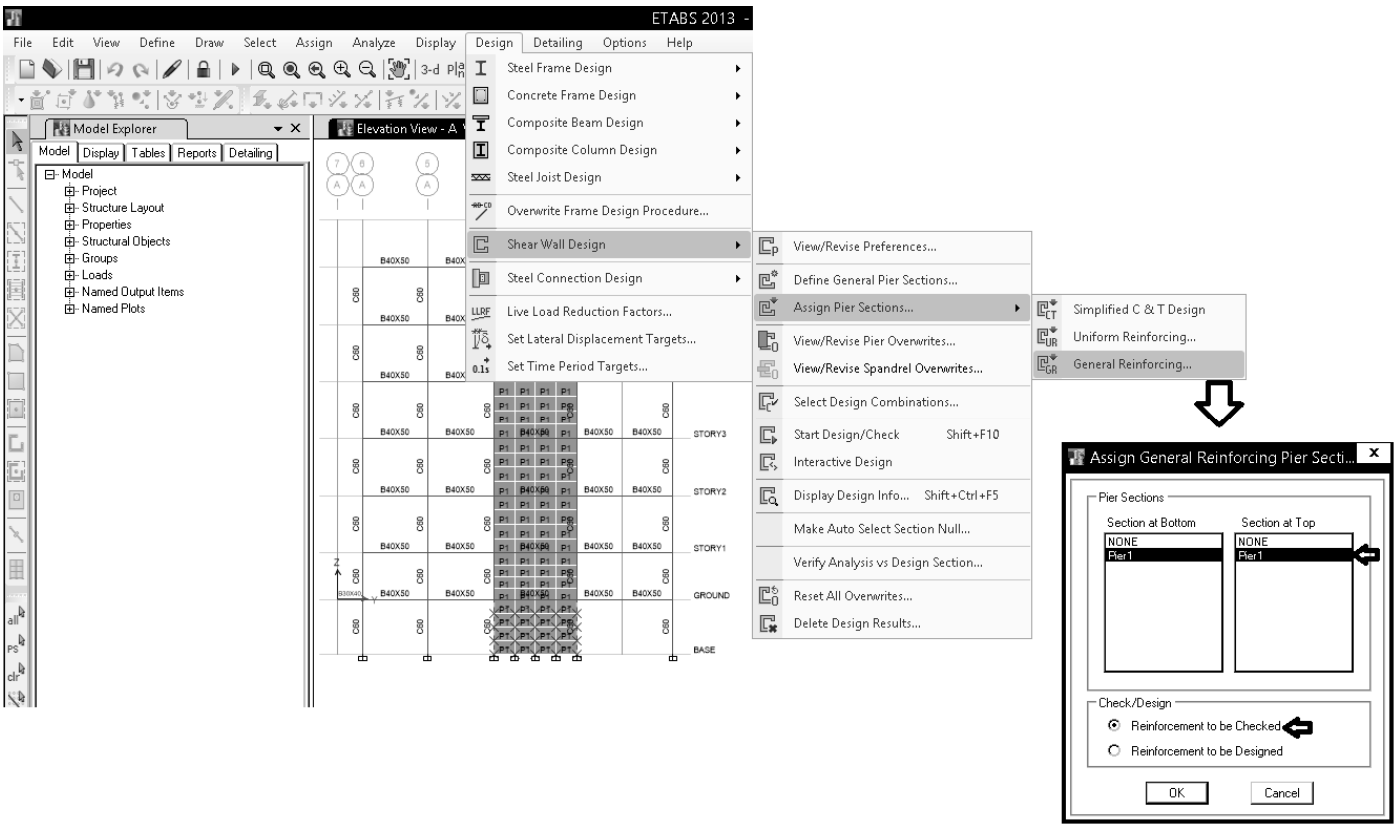
دقت شود که قبل از تعریف مقطع باید برچسب گذاری دیوار ها انجام شده باشد.

بنابراین ابتدا باید مقطع دیوار همراه با موقعیت دقیق آرماتورها رسم شود:

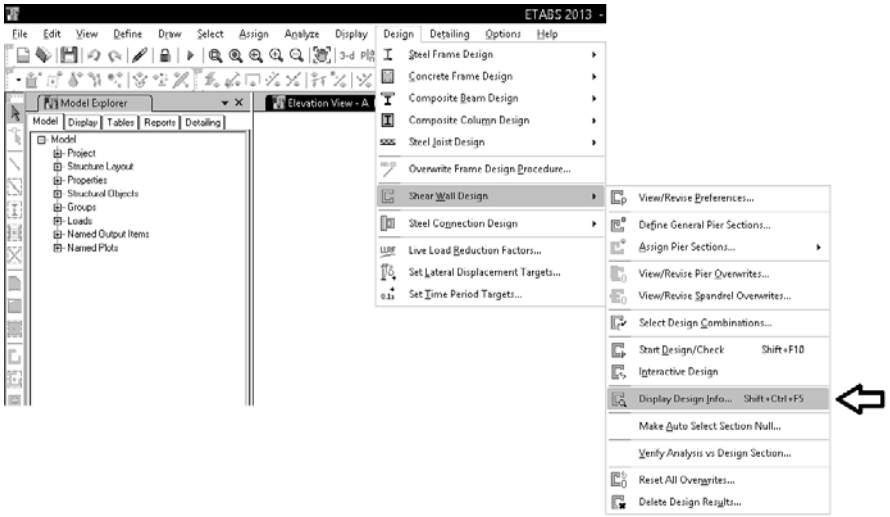


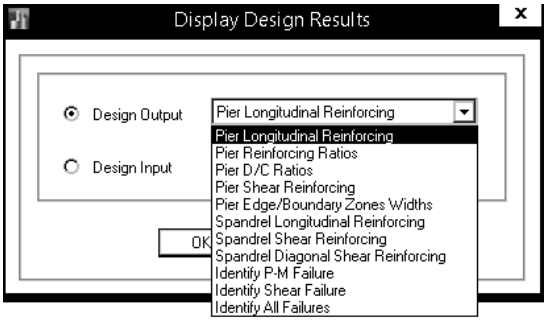


پس از تعریف مقاطع المانهای دیوار را انتخاب کرده و از منوی زیر نوع طراحی را General Reinforcing Pier Section انتخاب کرده و مقطع تعریف شده را به دیوار مورد نظر نسبت می دهیم:



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





۴-۶-ضوابط سیستم دوگانه

۶-۷-۱-۹-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی تحمل می شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا قابهای مهار بندی شده همراه با مجموعه ای از قابهای خمشی صورت می گیرد. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات تعیین می شود.

در این سیستم، قابهای مهار بندی شده و قابهای خمشی را می توان به صورتهایی که در سیستم های بندهای ۶-۷-۱-۹-۲ و ۶-۷-۱-۹-۳ عنوان شده، به کار برد و دیوارهای برشی بتن آرمه را نیز به صورت متوسط یا ویژه به کار گرفت.

پ- قابهای خمشی مستقلاً قادرند حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند.

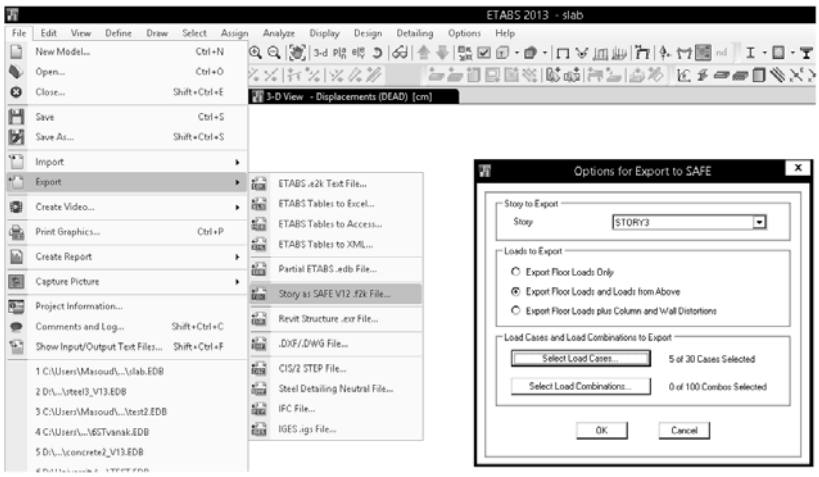
تبصره ۱: در ساختمان های کوتاهتر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر، به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می توان دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده را برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموعه قابهای خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: به کارگیری قابهای خمشی بتنی و فولادی معمولی برای باربری جانبی در این سیستم مجاز نمی باشد و در صورت استفاده از این نوع قاب، سیستم از نوع قاب ساختمانی ساده ، بند ۶-۷-۱-۹-۲، محسوب خواهد شد.

تبصره ۳: در صورتی که سیستمی ضابطه ردیف پ را برآورده نکند، سیستم دوگانه محسوب نشده و جزو سیستم قاب ساختمانی ساده ، بند ۶-۷-۱-۹-۲، منظور می گردد.

۵-طراحی فونداسیون

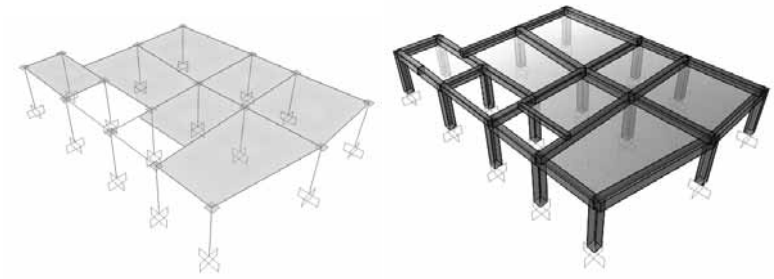
۵-۱-انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS



Export Floor Loads Only:

- نیروی انتهای ستونها منتقل نمی شود. بنابراین نیروی زلزله نیز منتقل نمی شوند.
- در انتهای ستونها المانهای slab از نوع stiff به صورت اتوماتیک ایجاد می شود و نیازی به تعریف دستی آنها نیست.
- خود ستونها (تنها ستونهای زیر دال) مدل می شوند و بنابراین سختی ستونها در تغییر شکلها منظور می شود.
- دیوارهای زیرین به صورت wall مدل می شوند و دیوارهای فوقانی نیز (بر خلاف ستونها) به صورت تیر عمیق از نوع beam مدل می شوند.

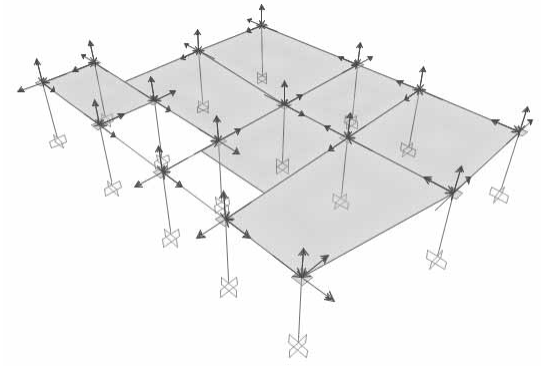
در صورتی که مابین ستونها تیر داشته باشیم، تحمل نیروی زلزله به عهده تیرها خواهد بود و دالها لرزه گیر نیستند و بنابراین برای دالهای (با تیر مابین ستونها) توصیه می شود از این گزینه استفاده شود.



Export Floor Loads and loads from above:

- مشابه گزینه بالا می باشد با این تفاوت که نیروی انتهای ستونهای فوقانی به صورت نیروهای گرهی و با پسوند Above وارد می شوند.

برای طراحی فونداسیون توصیه می شود از این گزینه استفاده شود.

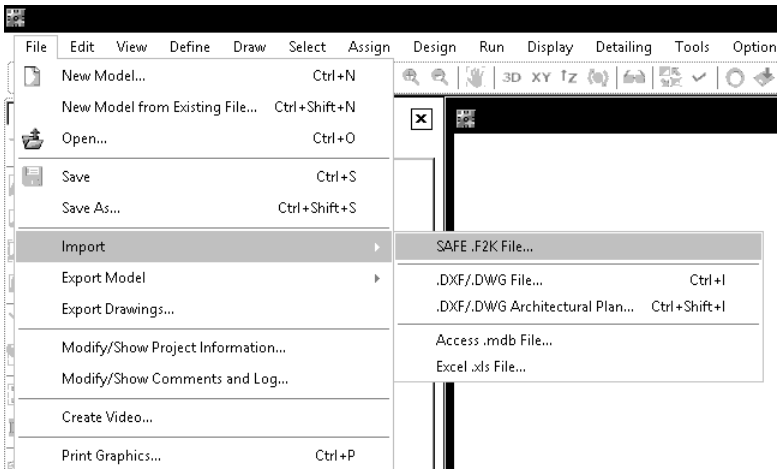


:Export Floor Loads plus column and wall distorsions

- در انتهای ستونها علاوه بر نیروهای وارد از طبقات بالا، تغییر مکان و جابجایی ناشی از انواع بارها که توسط ETABS محاسبه شده است نیز منتقل می شوند.
- ستونها در مدل ترسیم نمی شوند. علت: با توجه به اعمال تغییر مکانها در گرهها نیازی به مدل کردن ستونها و دیوارها جهت منظور کردن سختی آنها در محاسبه تغییر شکلها نیست.
- در انتهای ستونها المانهای slab از نوع stiff به صورت اتوماتیک ایجاد نمی شود و باید به صورت دستی آنها را تعریف کرد.

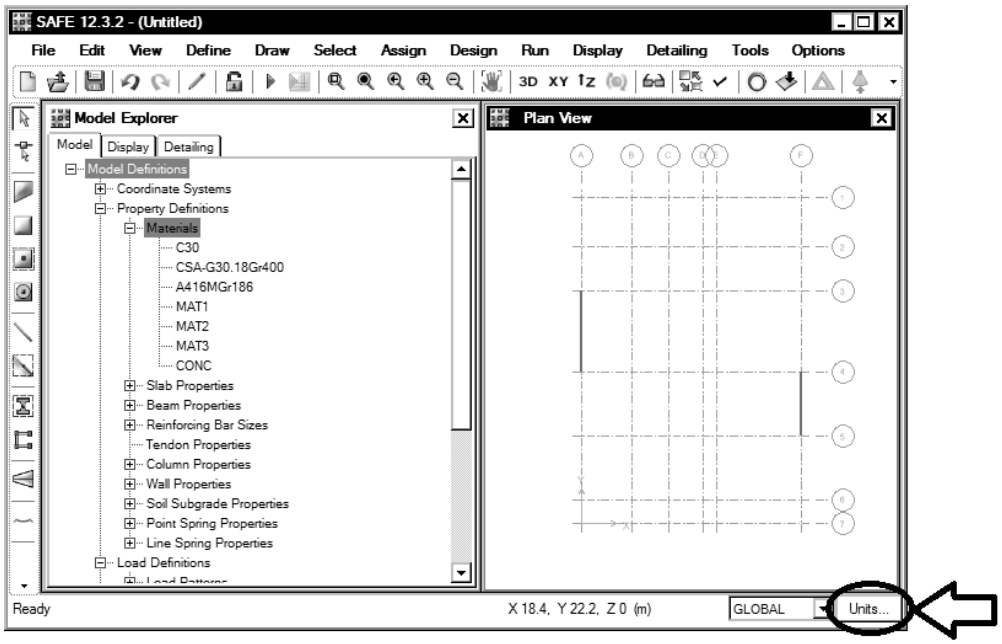
در دالهایی که مابین ستونها تیر نداریم و از طرفی مایل هستیم تاثیر نیروهای لرزه ای را بر دالها بررسی کنیم، می توان از این گزینه استفاده کرد.

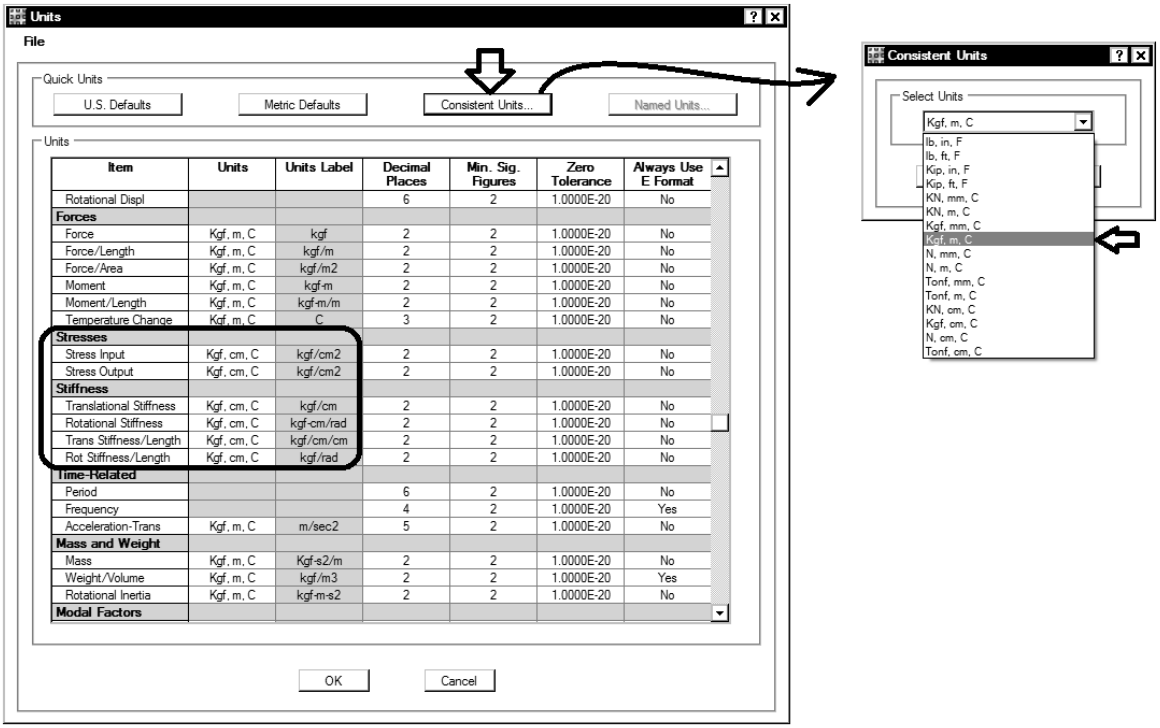
پس از export کردن عکس العملهای تکیه گاهی، در نرم افزار SAFE باید فایل ایجاد شده از طریق منوی زیر فراخوانی شود:



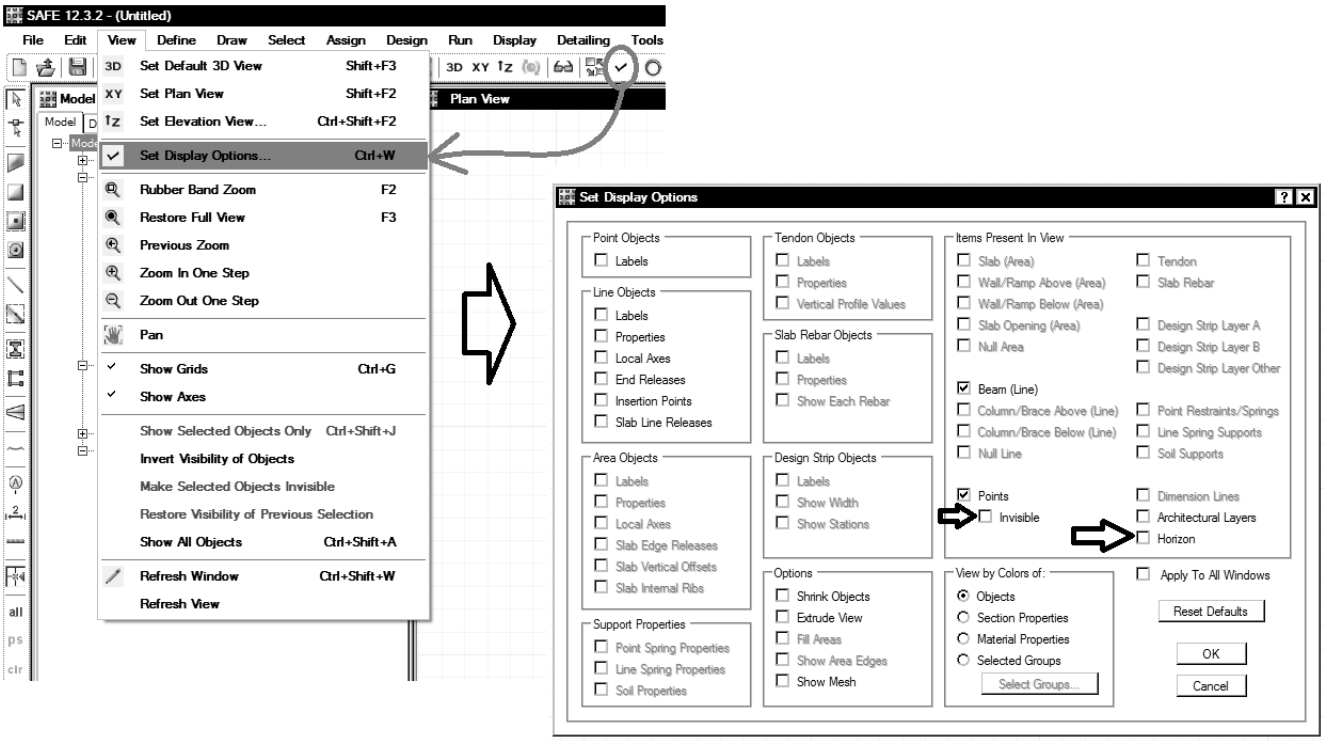
۵-۲-تنظیمات اولیه

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

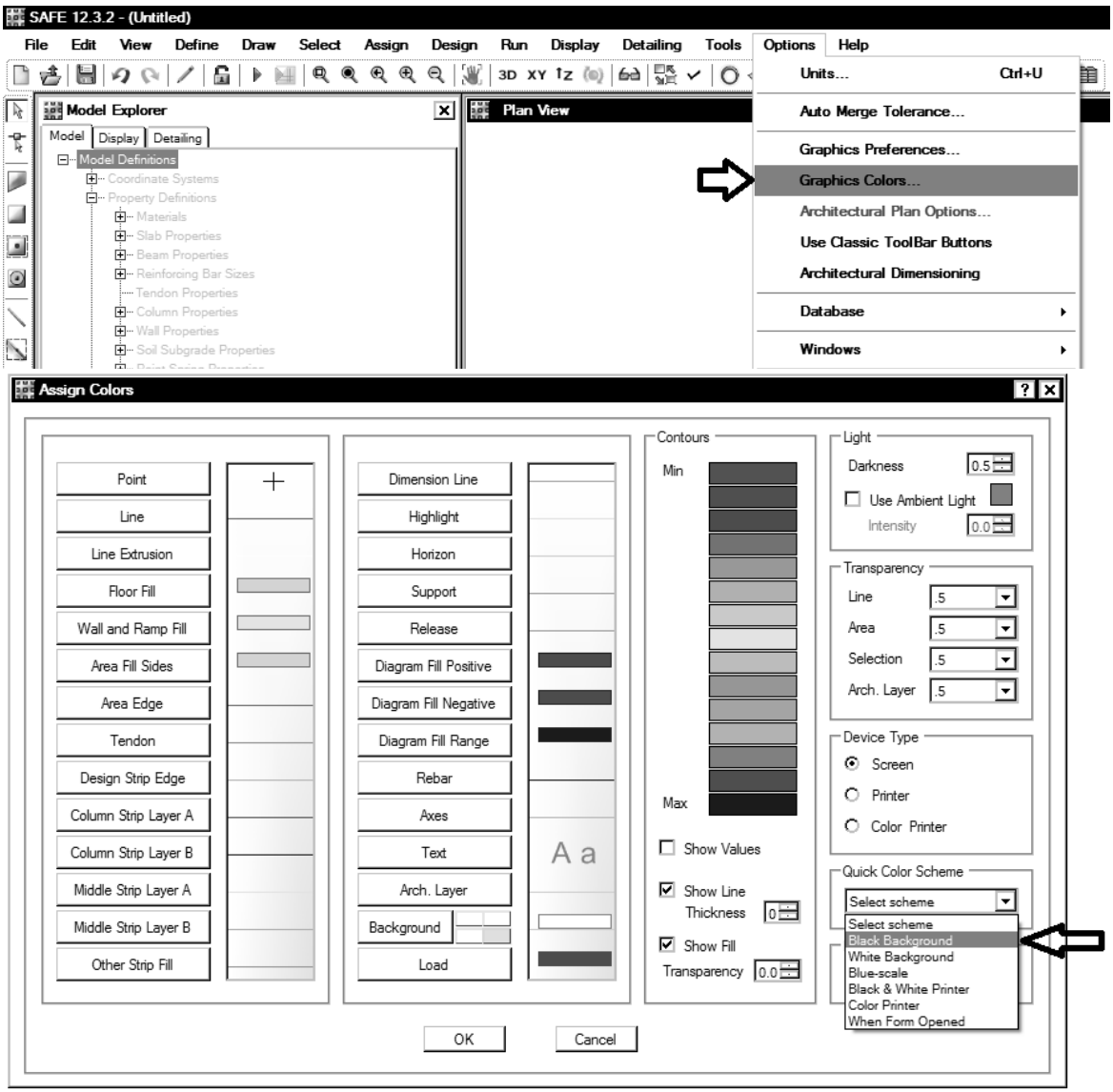




برای نمایش بهتر می توان خطوط مشبک صفحه را به طریق زیر حذف کرده و نقاط را از حالت پنهان خارج نمود:

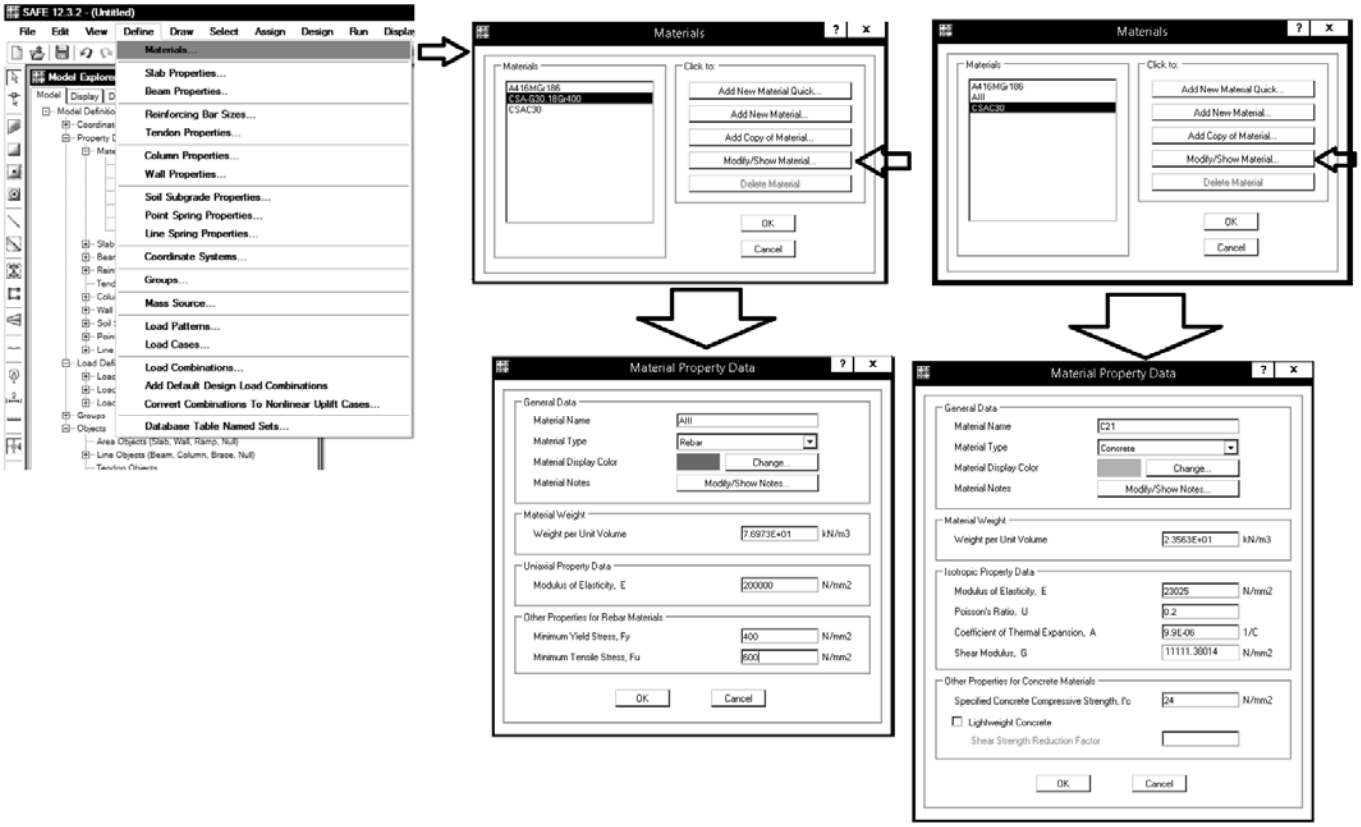


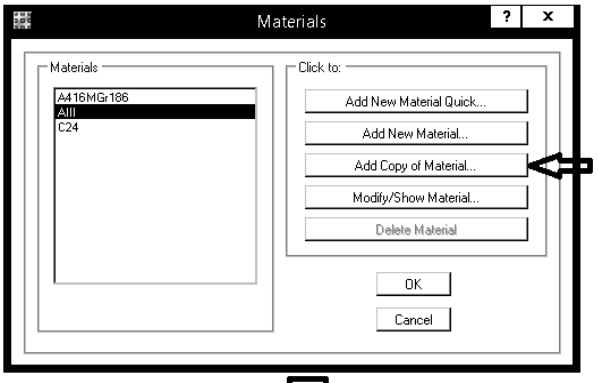
رنگ زمینه را نیز به طریق زیر به رنگ مشکی تغییر داد:

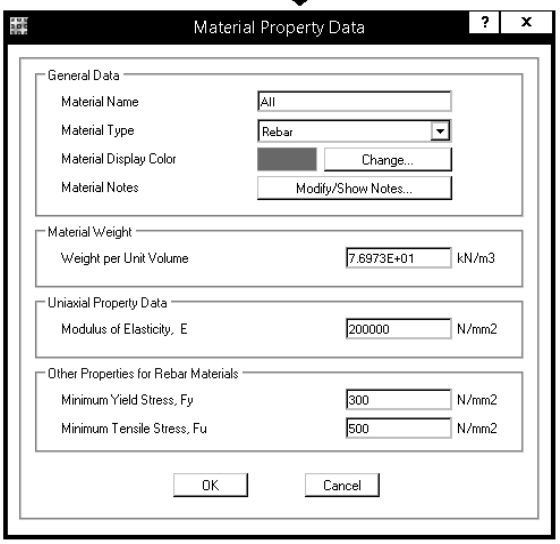


۵-۳-منوی Define

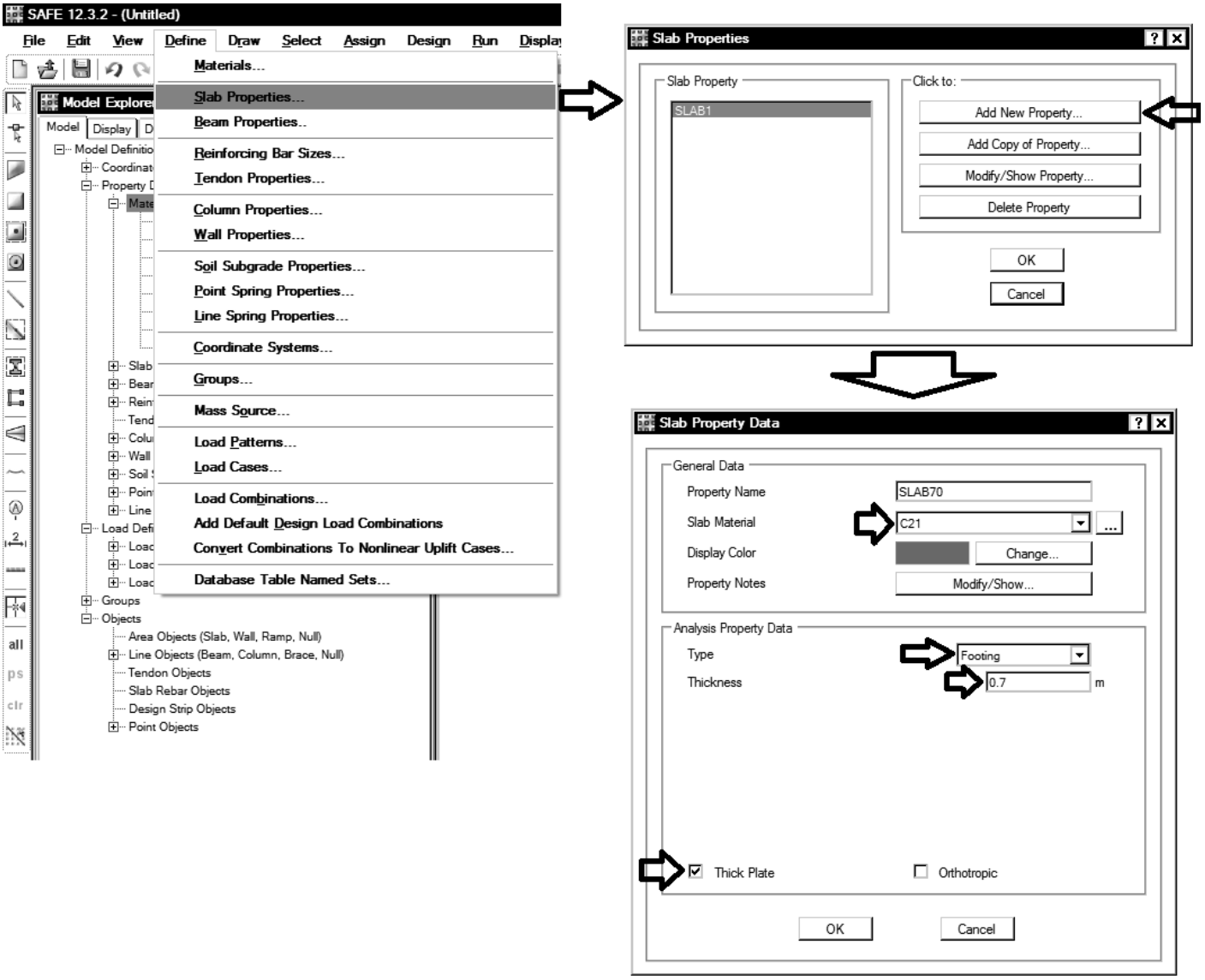
۵-۳-۱-تعریف مصالح



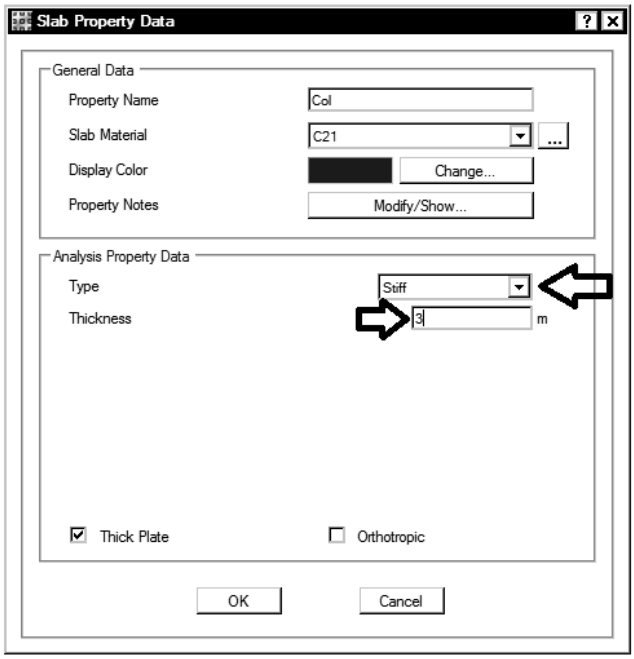




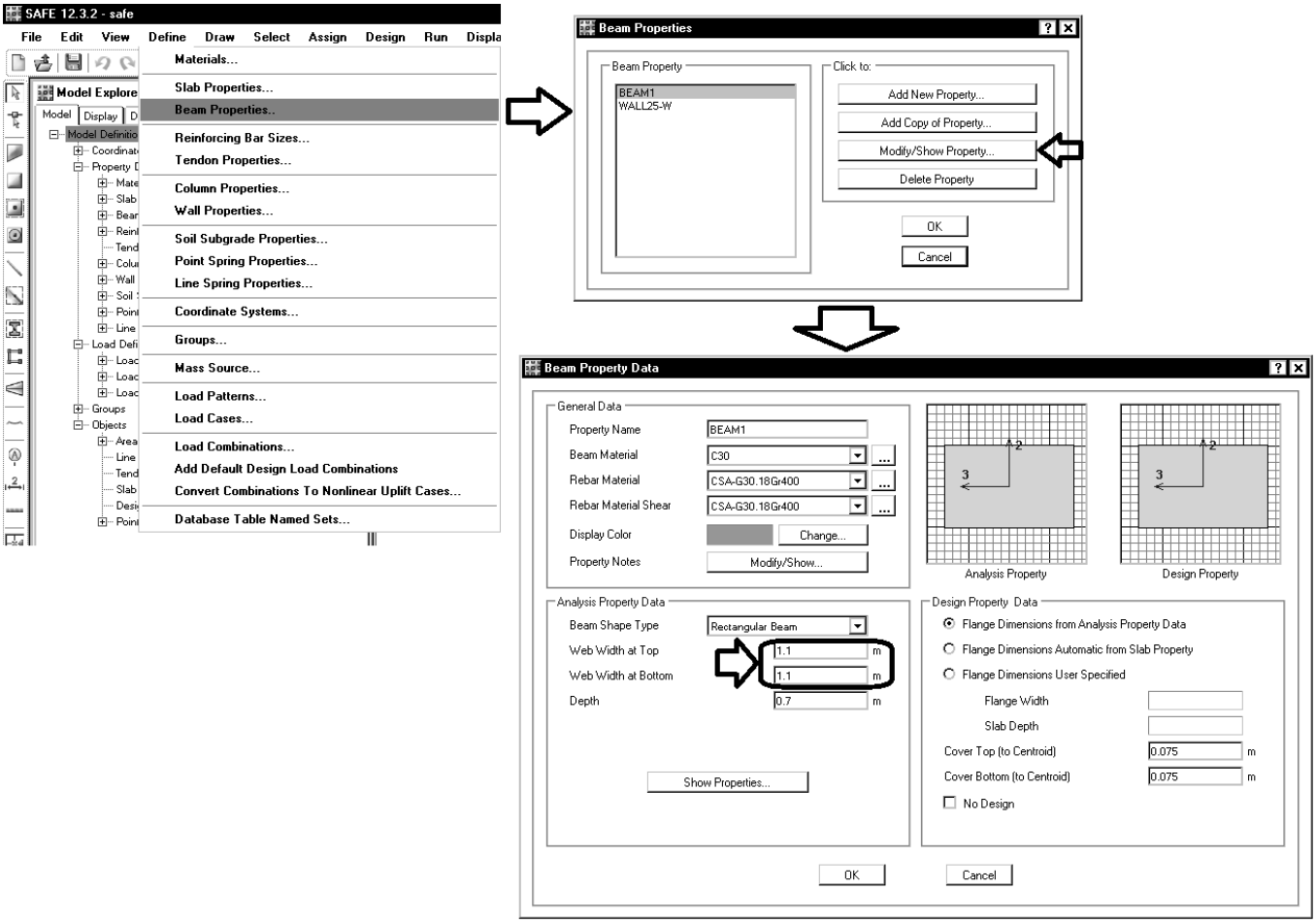
۵-۴-تعریف مقاطع پی و ستون



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:



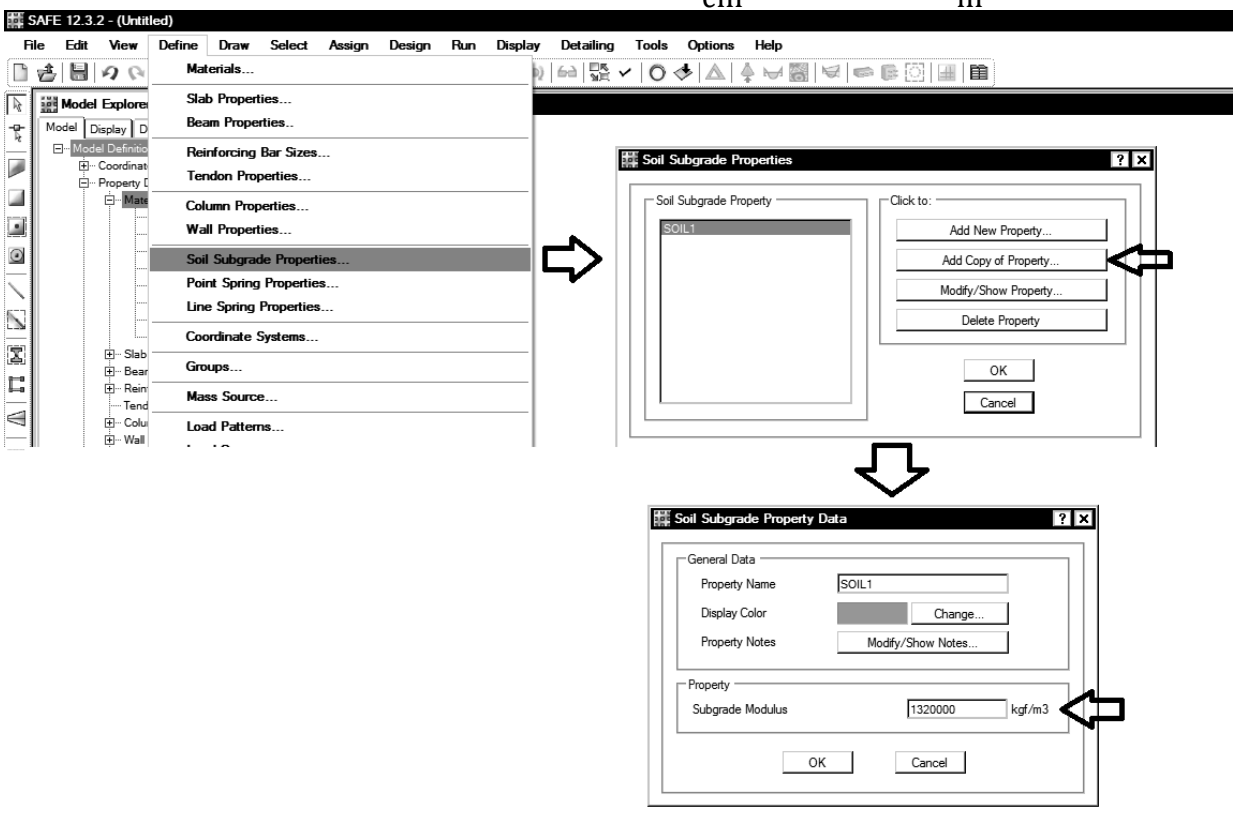
۵-۴-۱-تعریف مقطع تیر



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:

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



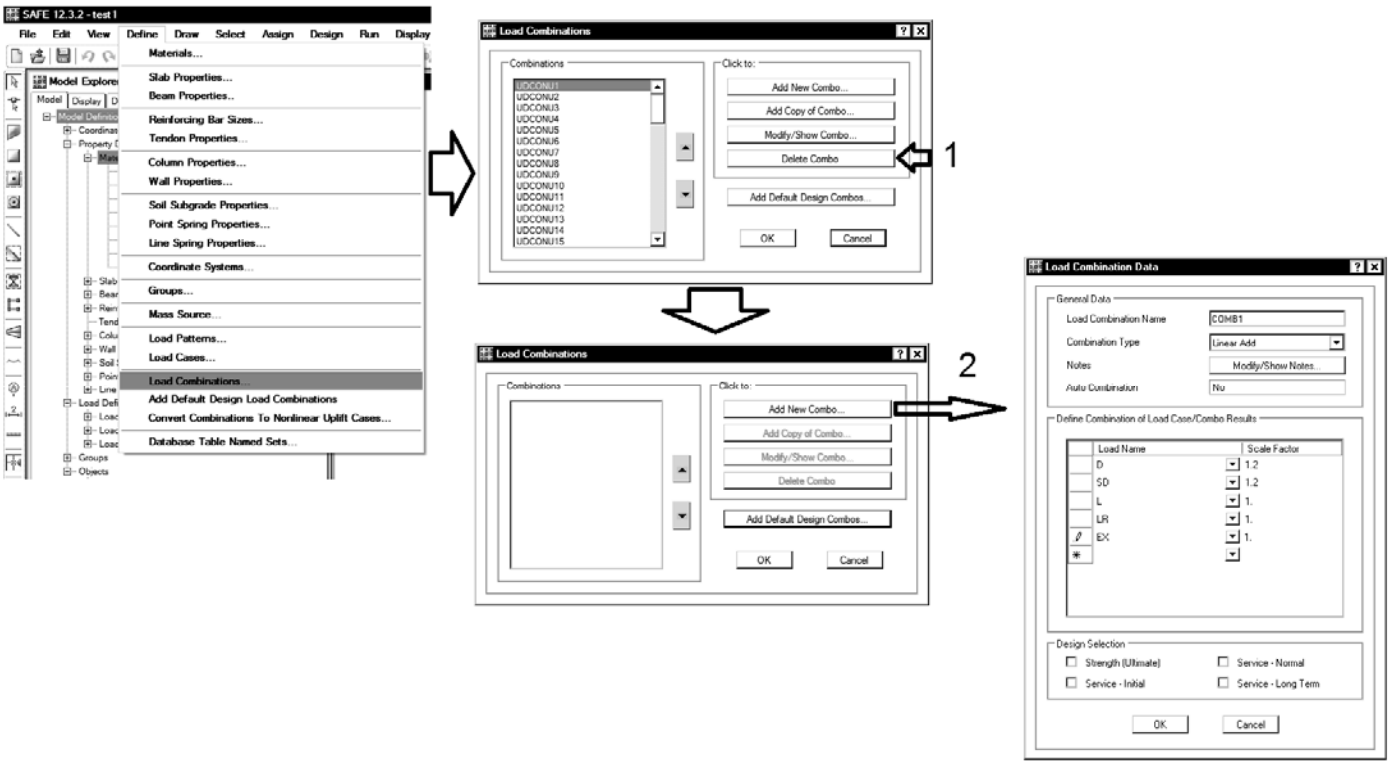
۵-۵-بارها

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.

۵-۶-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؟

۵-۶-۱-روش دستی تعریف ترکیب بار



۵-۷-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.

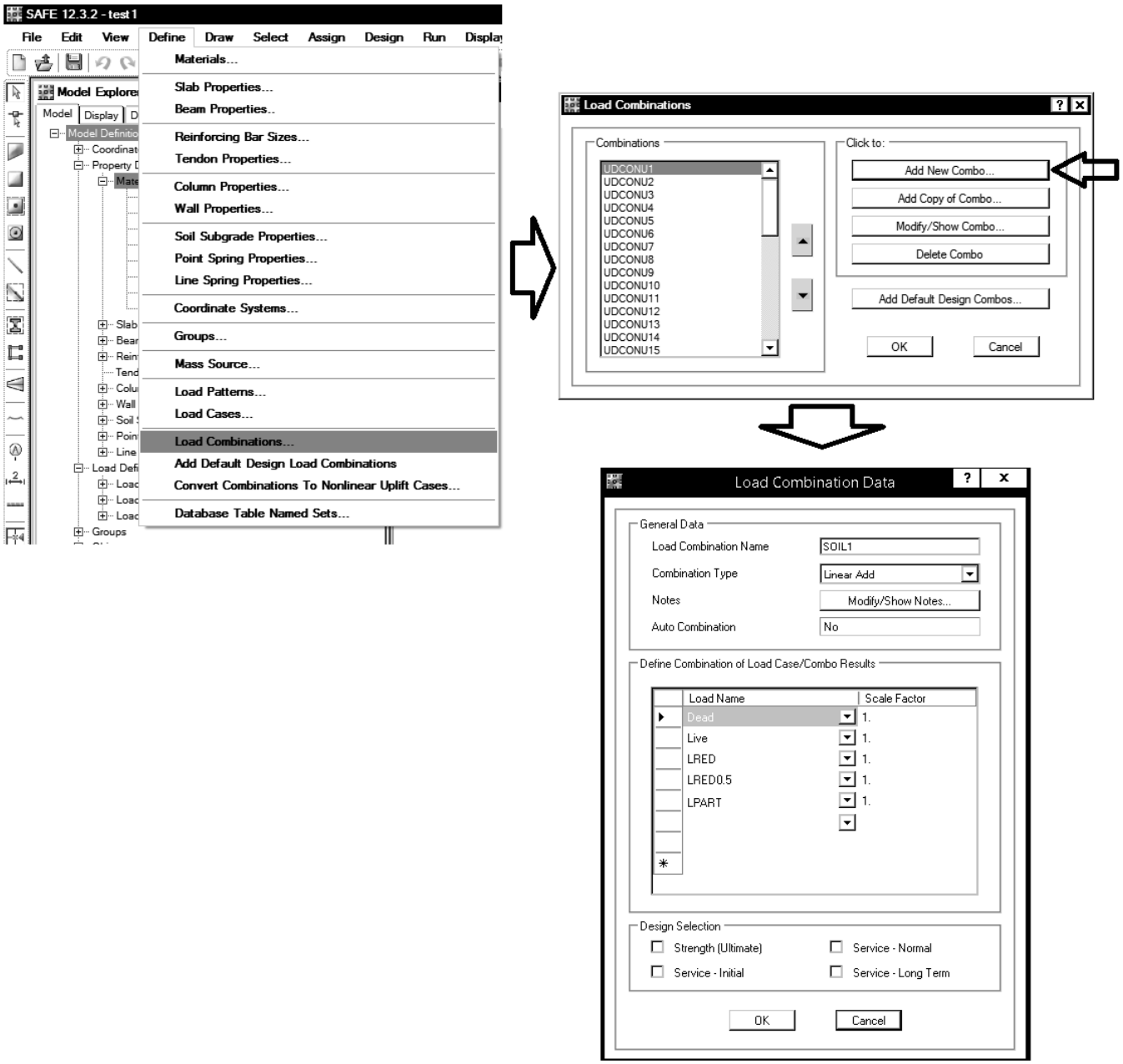
۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D+[۰/۶(۱/۴W) یا ۰/۷E]
۶) D+۰/۷۵L+۰/۷۵[۰/۶(۱/۴W)]+ ۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۷) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(۰/۷E)+ ۰/۷۵S
۸) ۰/۶D+۰/۶(۱/۴W)
۹) ۰/۶D+۰/۷E
۱۰) ۱/۰D+۱/۰T
۱۱) ۱/۰D+۰/۷۵[L+(L_r یا S)+T]

مطابق شکل فوق باید ترکیب بارهای زیر تعریف شوند:

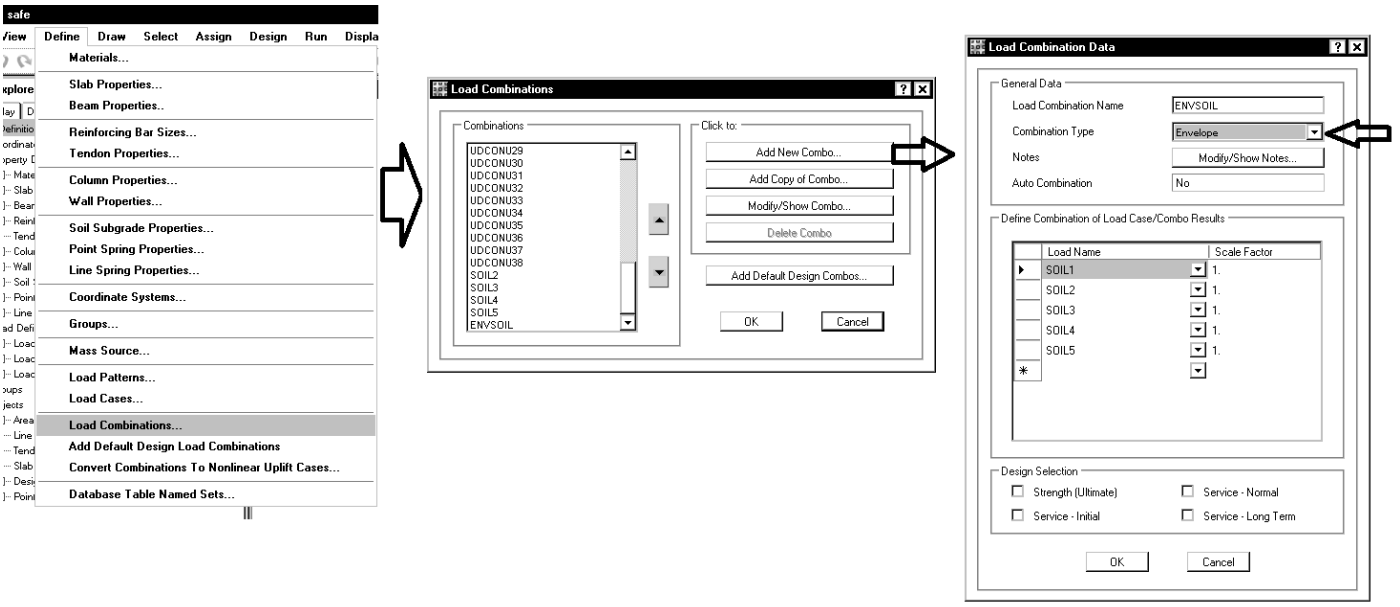
- فرض: بار برف کمتر از 1.5kPa است.
- در بارهای زیر به جای E باید تمامی بارهای لرزه ای (شامل بارهای لرزه ای مربوط به زلزله متعامد) باید جایگزین شود.

SOIL1: D + L
SOIL2: D + 0.75L ± 0.525E + 0.75S
SOIL3: 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.

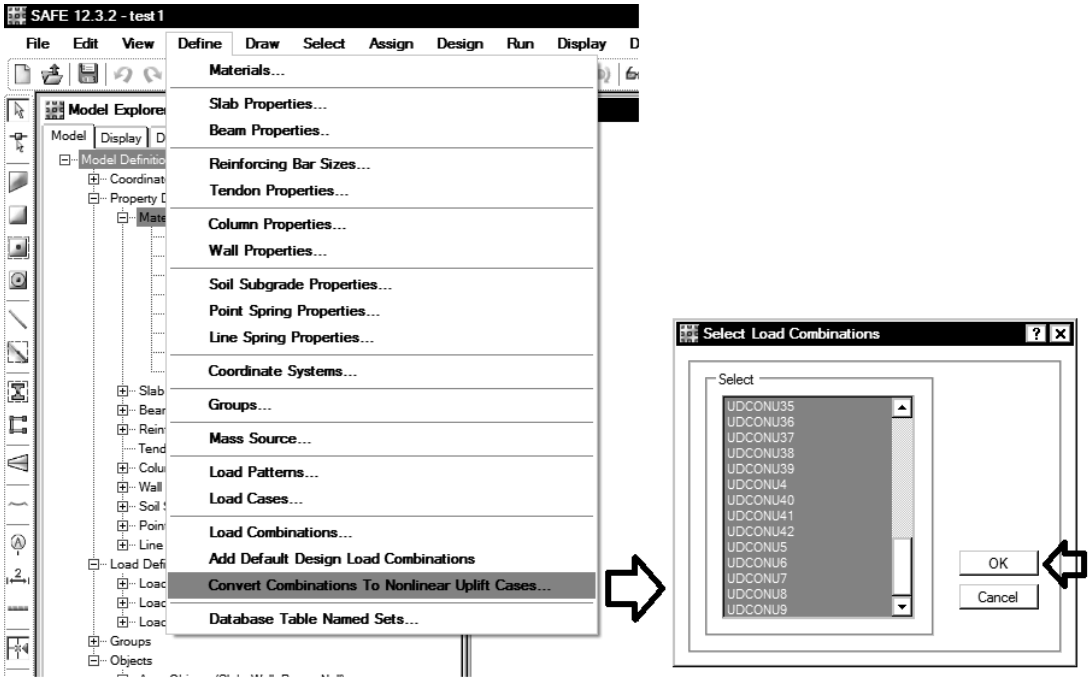


جهت کنترل تنش زیر خاک می توان یک ترکیب بار پوش تعریف کرد. به طوریکه حداکثر و حداکثر مقدار تنش زیر خاک تحت اثر تمامی بارهای فوق را بتوان به صورت یکجا مشاهده نمود:

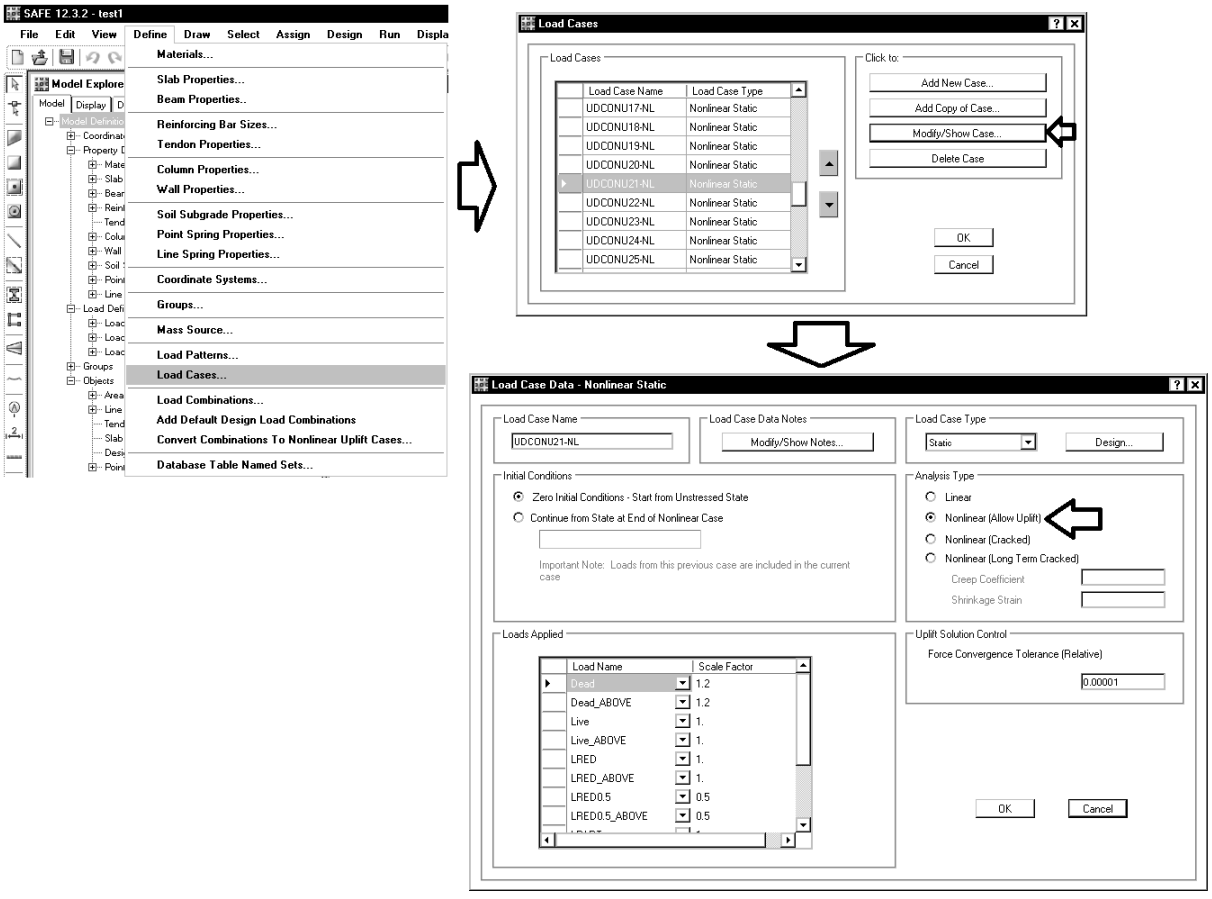


۵-۸-تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی

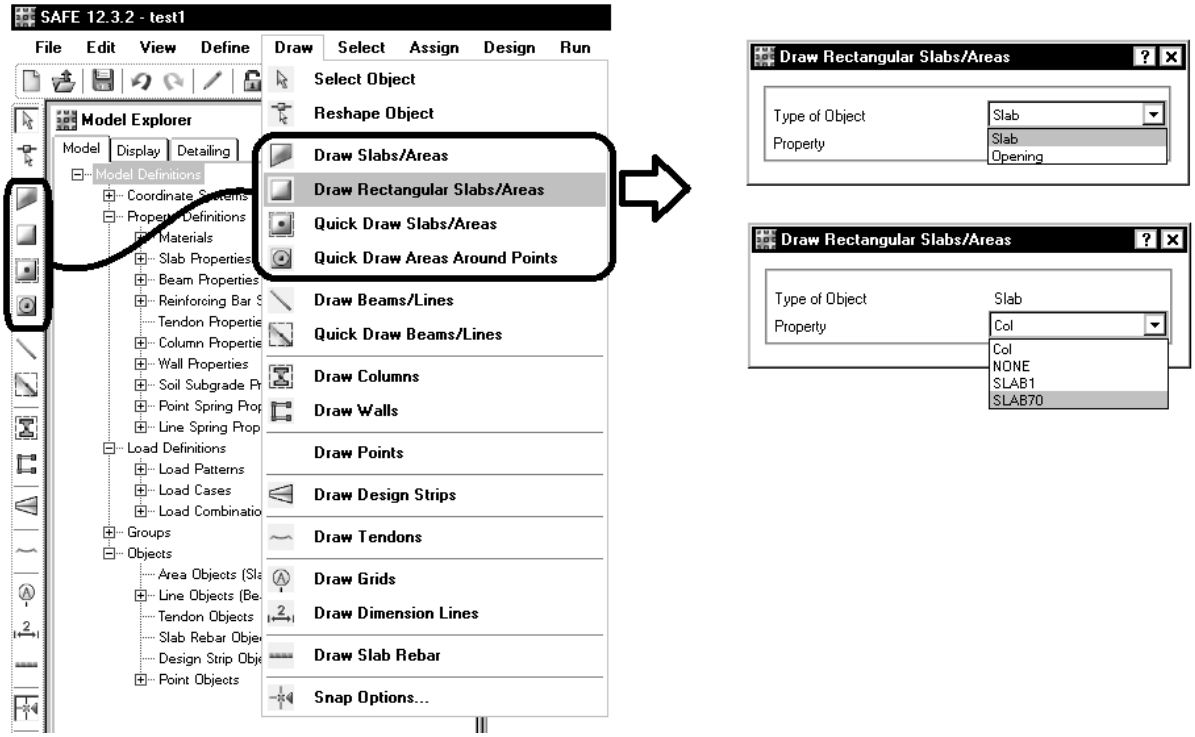
پس از ایجاد ترکیب بارهای طراحی، باید آنها را به ترکیب بارهای غیرخطی تبدیل نمایید. به خصوص در مواردی که احتمال uplift در پی وجود دارد این کار الزامی می باشد. از طریق منوی زیر تمامی ترکیب بارها را انتخاب نمایید:

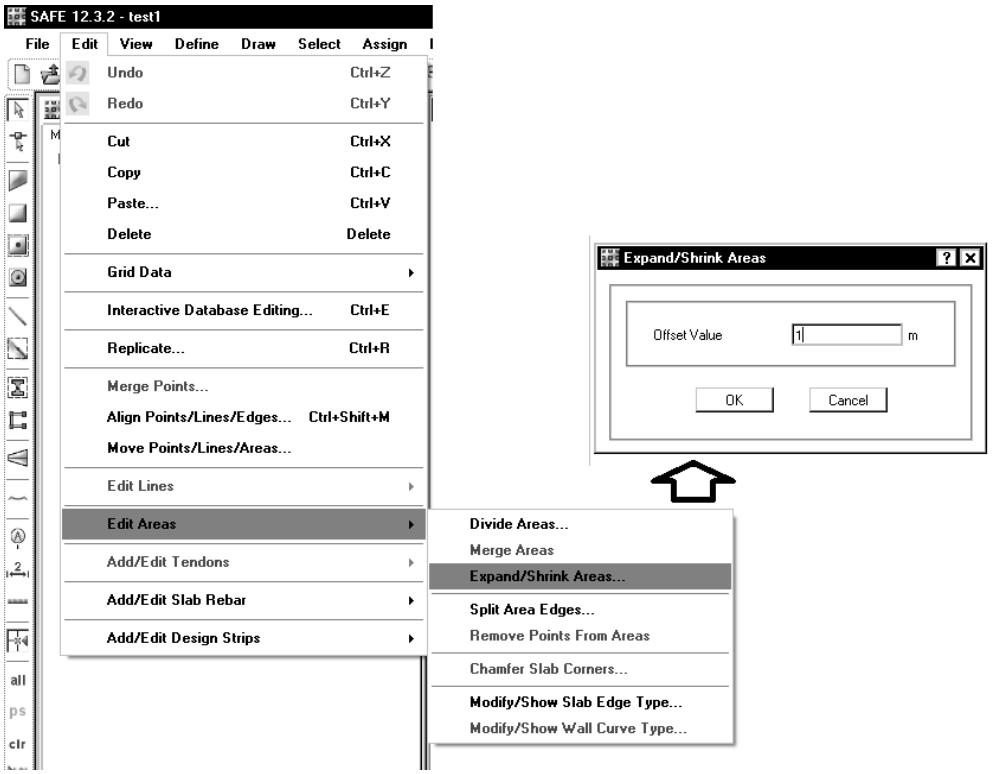


بارهای غیر خطی ایجاد شده را می توانید به طریق زیر مشاهده نمایید:



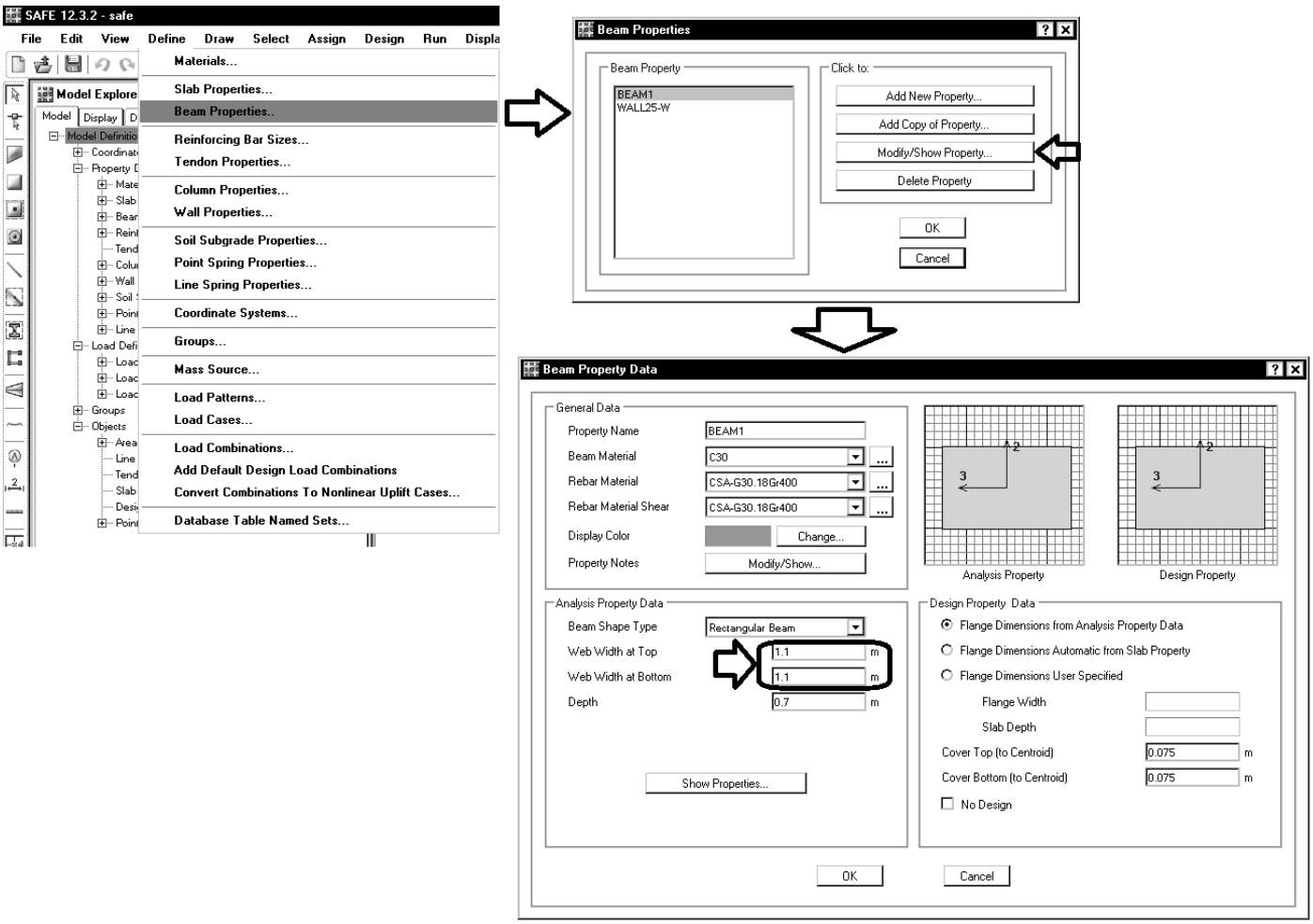
۵-۹-ترسیم پی و ستونها



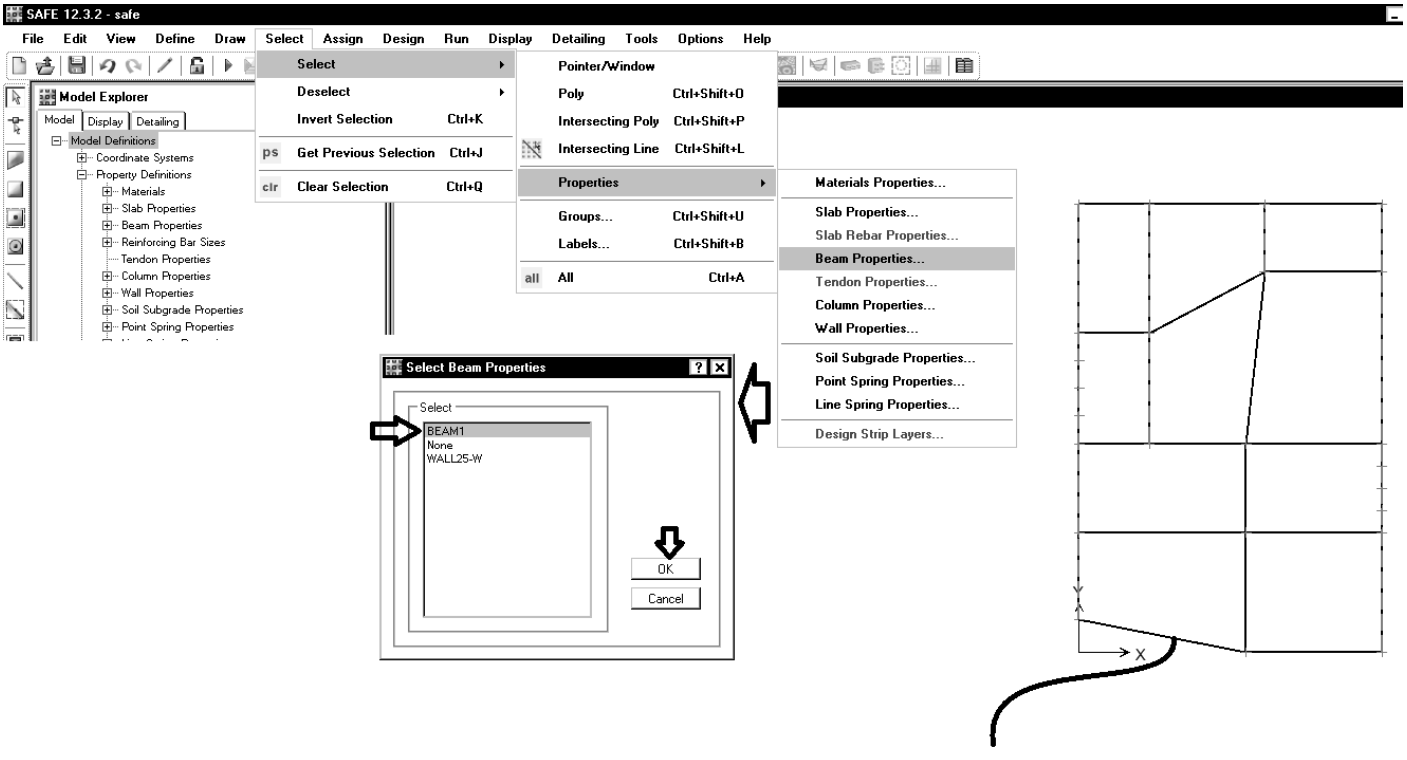


در پی های نواری می توان برای رسم پی های نواری به شرح زیر عمل کرد

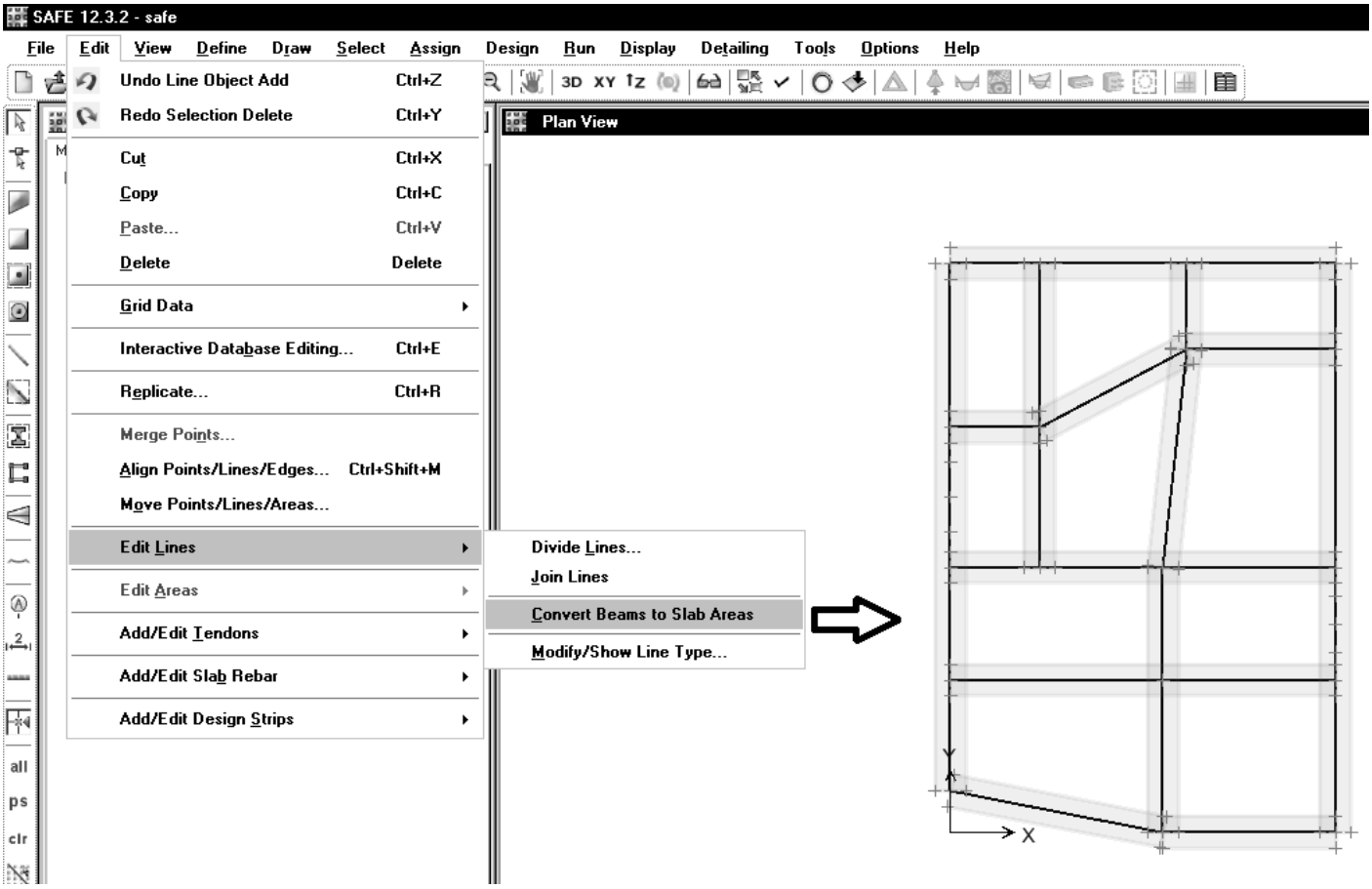
یک تیر به عرضی برابر با عرض پی تعریف نمایید:



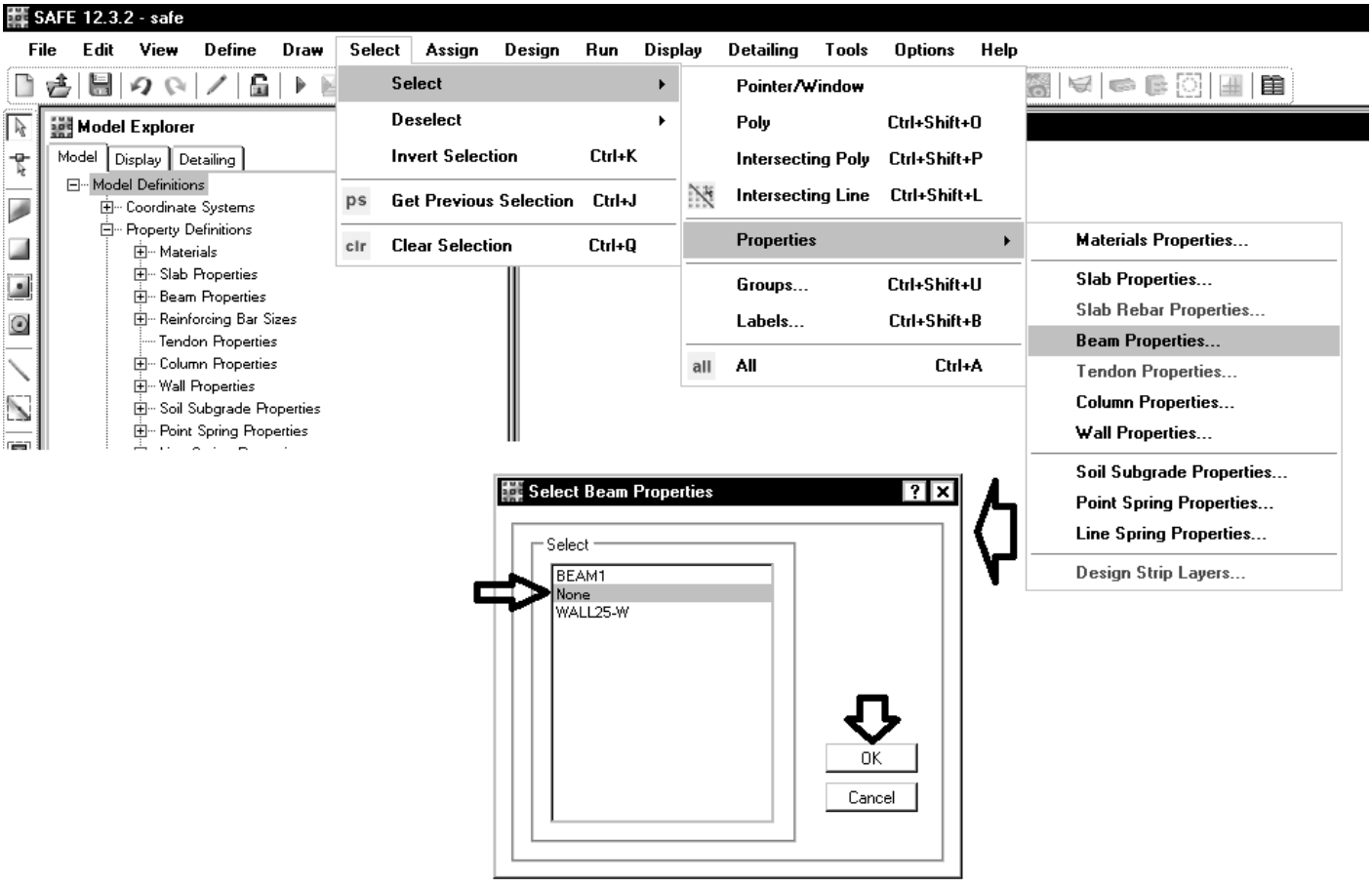
سپس بین ستونها تیر رسم کرده و تما می آنها را انتخاب نمایید:



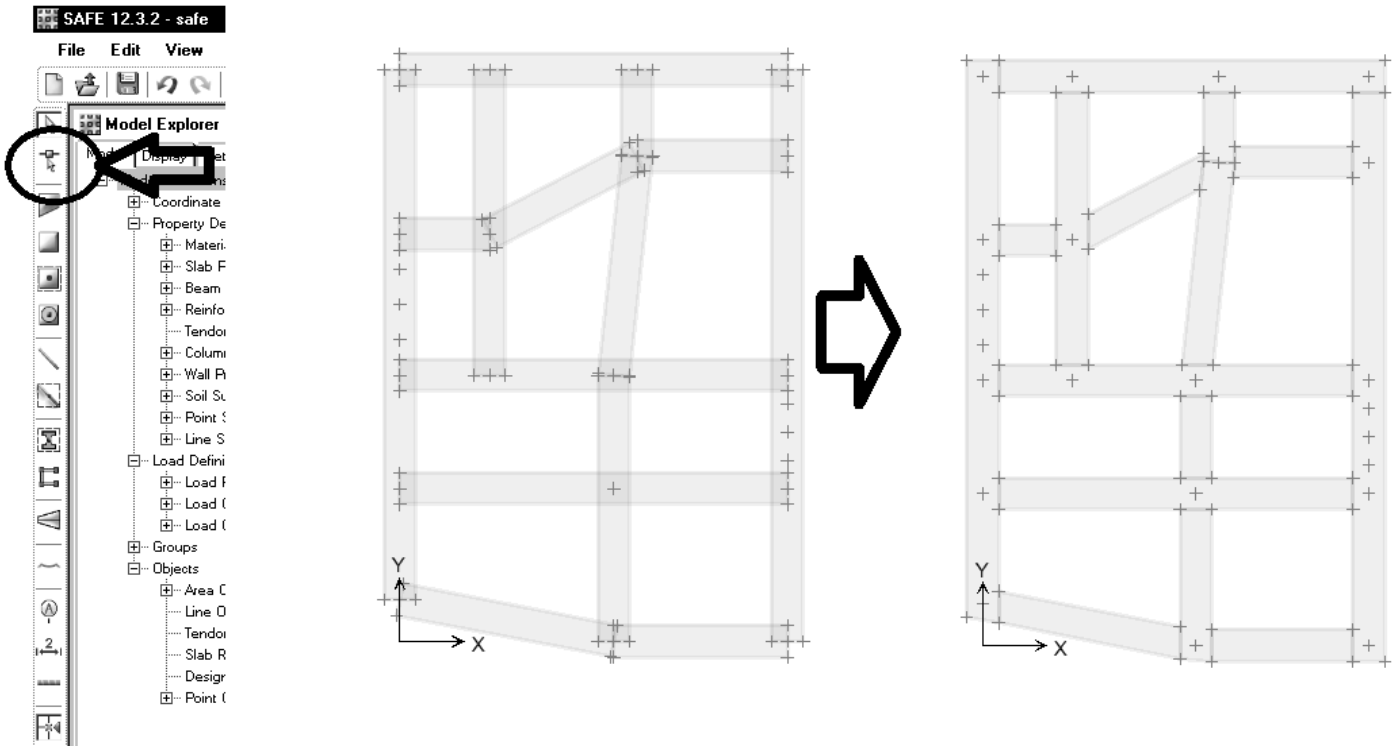
بین ستونها تیر رسم شده است



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

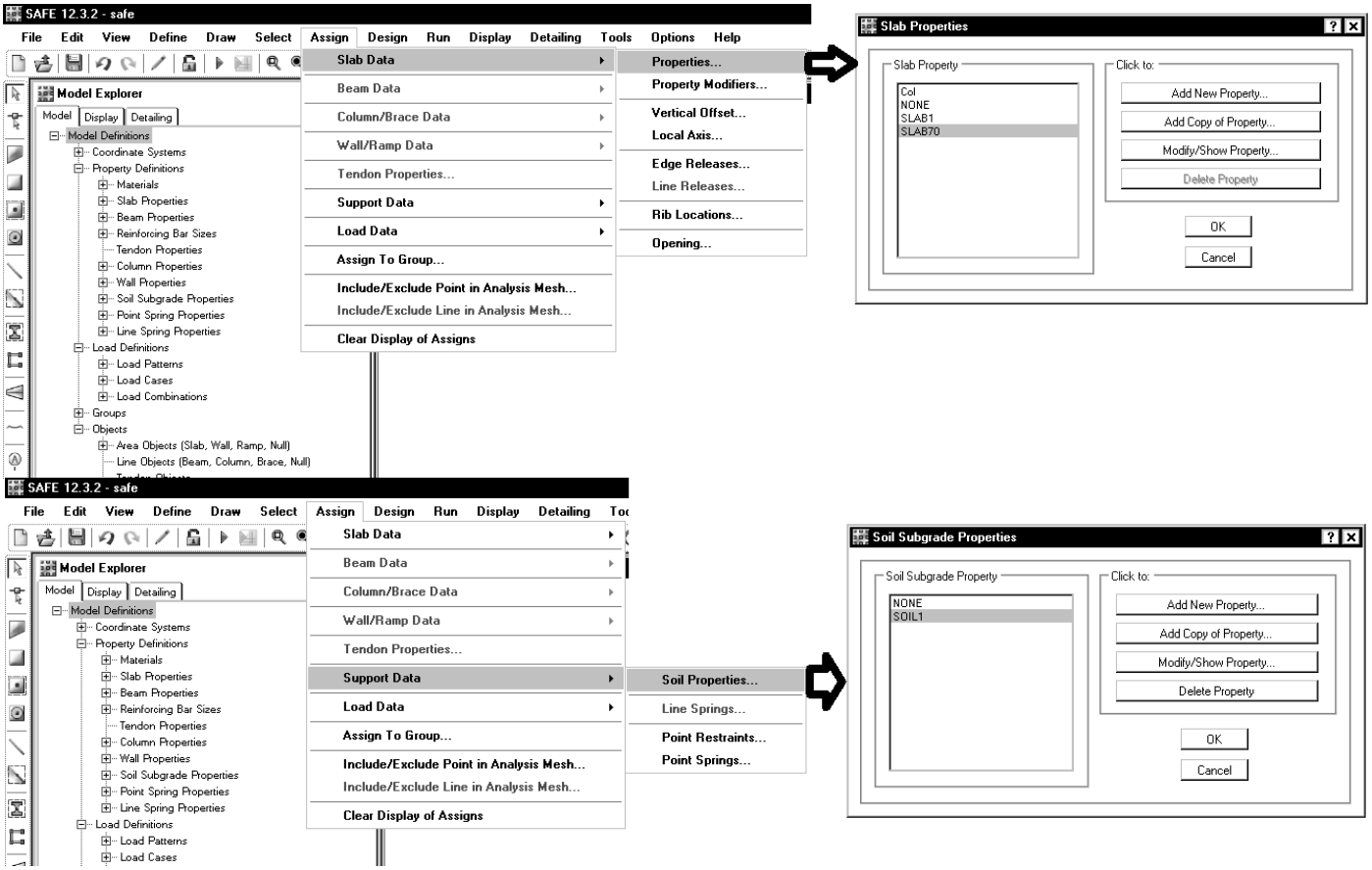


المانهای سطحی رسم شده را با استفاده از ابزار Reshape اصلاح نمایید:



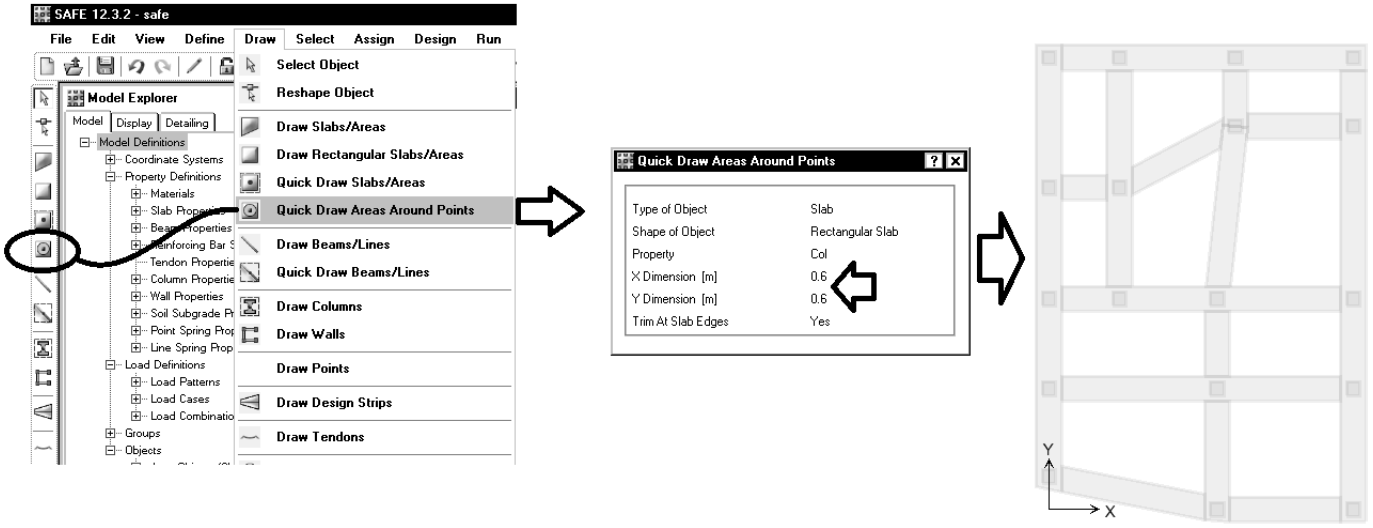
برای رسم پی بهتر است از opening استفاده نشود. استفاده از opening محاسبات مربوط به برش پانچ را تغییر خواهد داد.

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



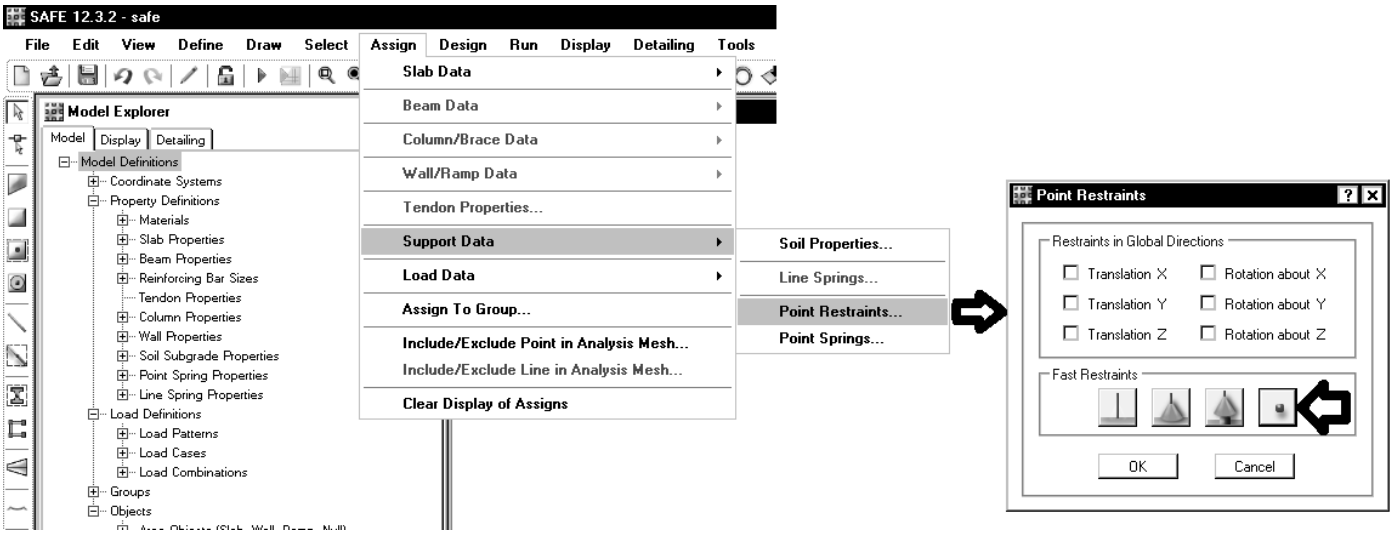
www.SoftGozar.com

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:

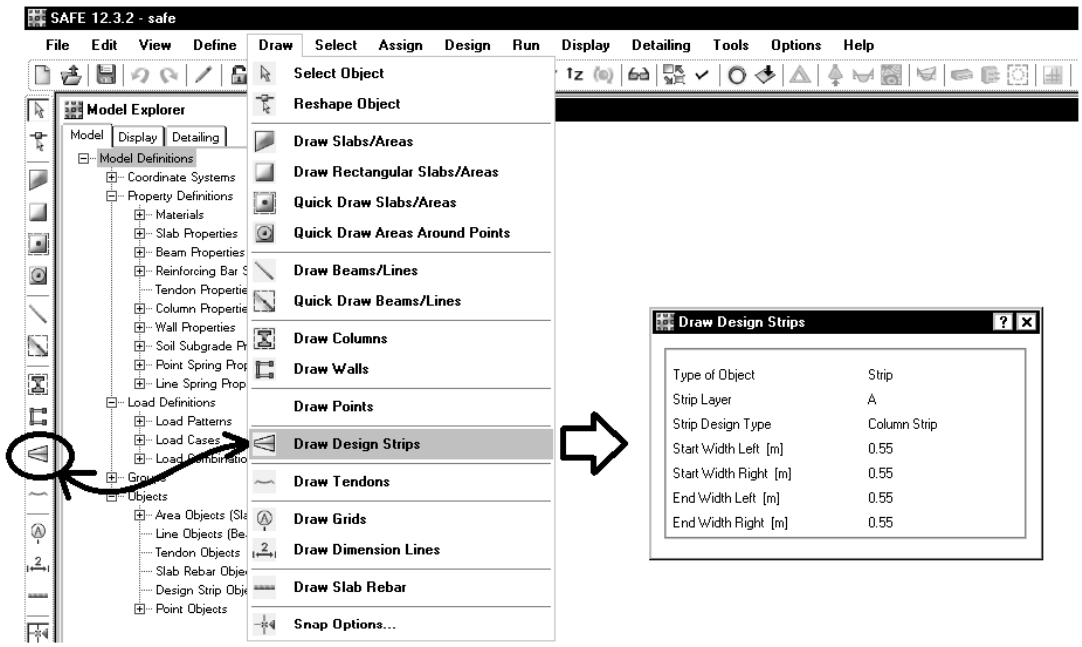


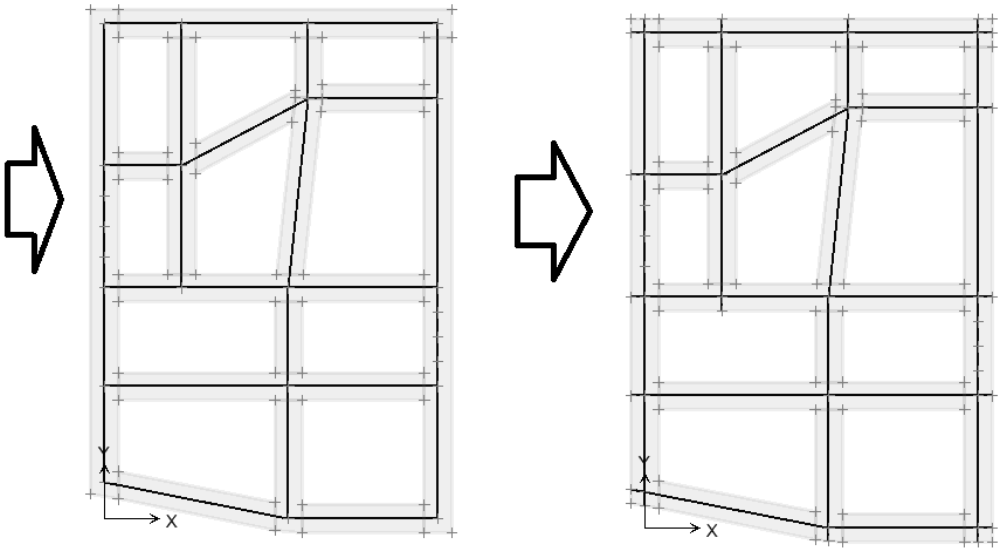
در انتقال اطلاعات از ETABS به SAFE، به صورت اتوماتیک در محل قرار گیری ستونها، تکیه گاه قرار داده شده است.

باید این تکیه گاهها را حذف کنید:

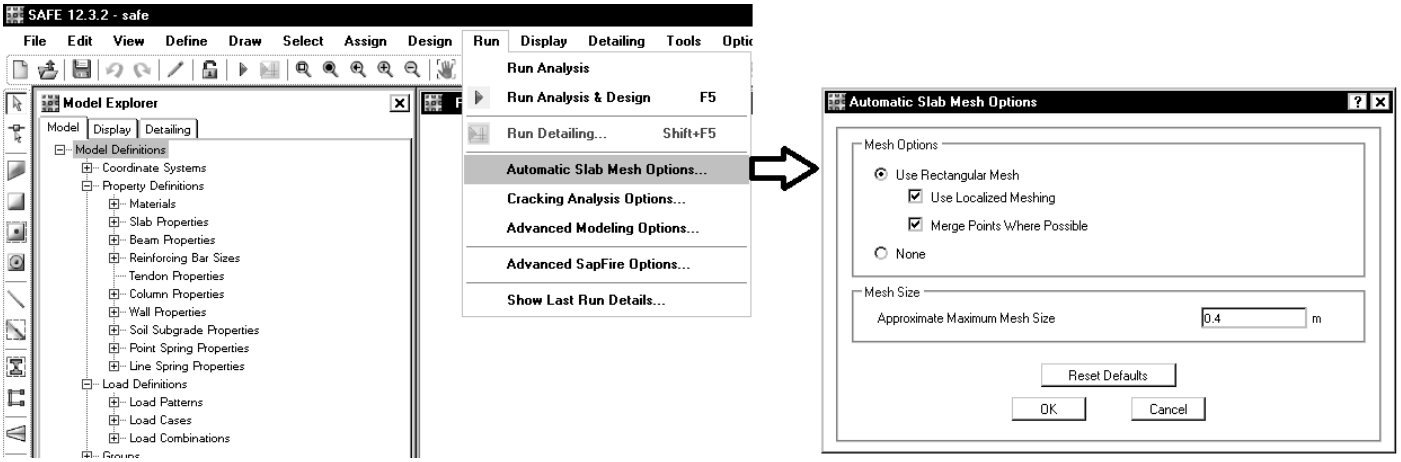


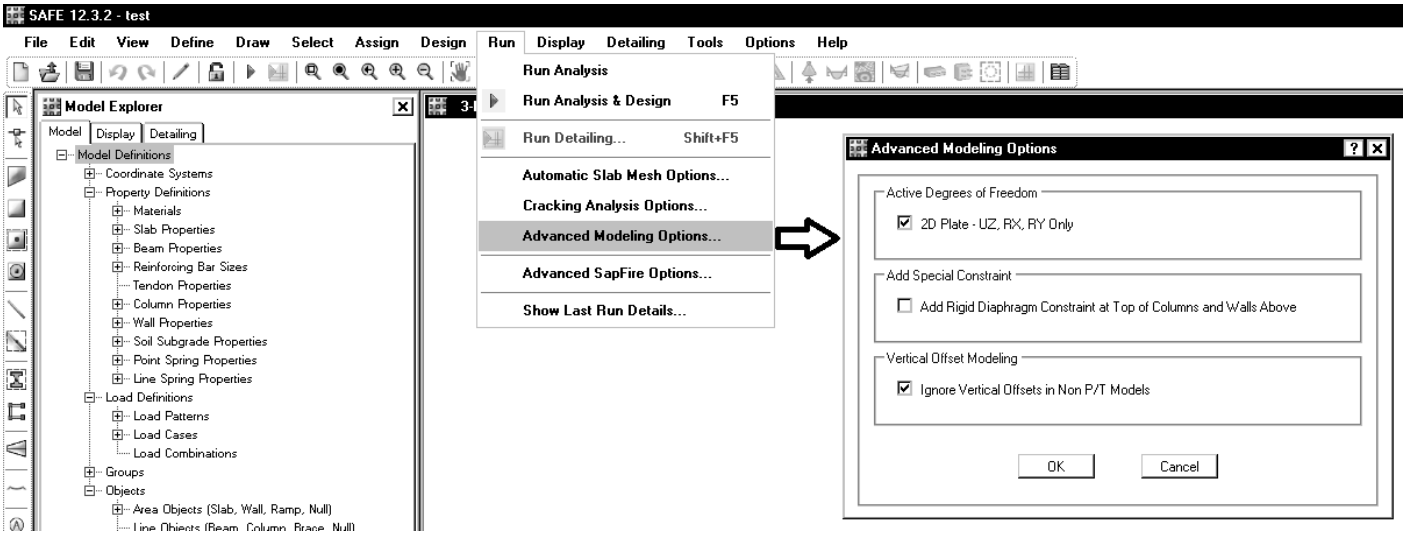
۵-۱۰-ترسیم نوارهای طراحی





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.

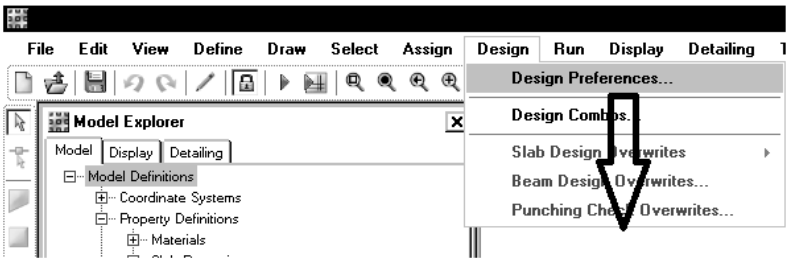
ت) شرایط محیطی بسیار شدید: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض گازها، آب و فاضلاب ساکن با pH حداکثر ۵ ، مواد خورنده، یا رطوبت همراه با یخ زدن و آب شدن شدید قرار می‌گیرند، از قبیل نمونه‌های ذکرشده در مورد شرایط محیطی شدید، در صورتی‌که عوامل مذکور حادتر باشند.

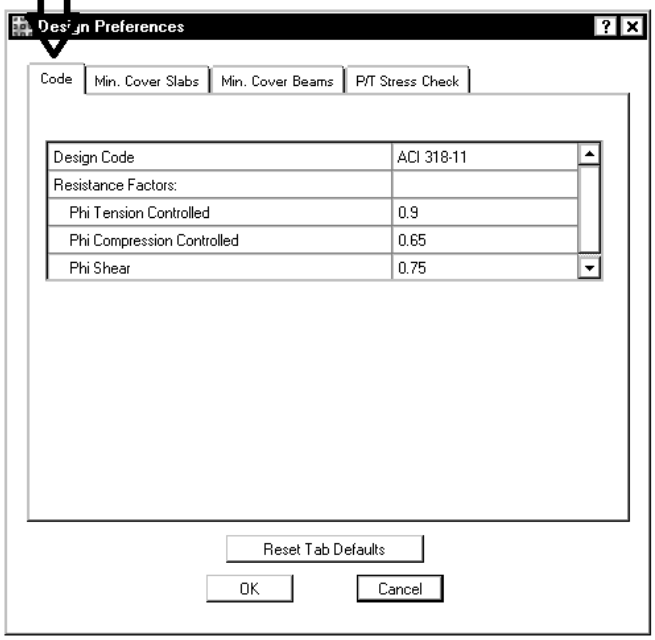
ث) شرایط محیطی فوق‌العاده شدید: به‌شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض فرسایش شدید، عبور وسایل نقلیه، یا آب و فاضلاب جاری با pH حداکثر ۵ قرار می‌گیرند. رویه بتن محافظت‌نشده پارکینگ‌ها و قطعات موجود در آبی که اجسام صلبی را با خود جابه‌جا می‌کند، دارای شرایط محیطی فوق‌العاده شدید تلقی می‌شوند.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

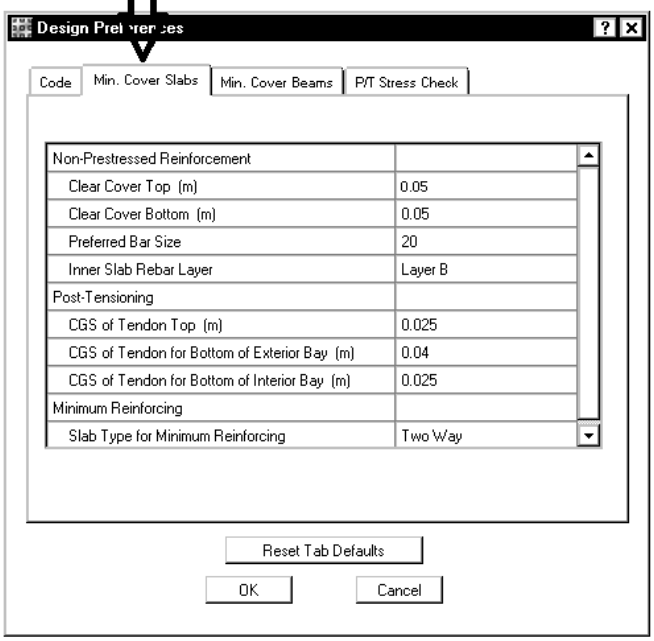
7.7.1 — Cast-in-place concrete (nonprestressed)

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:

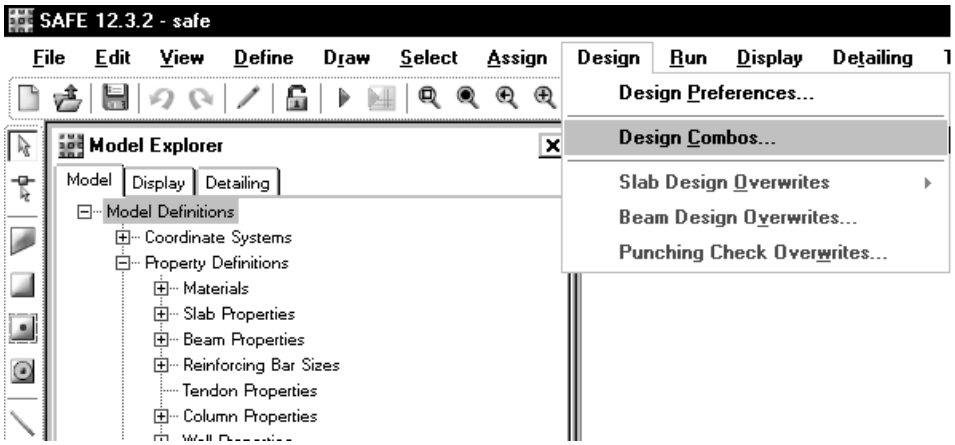
	Minimum cover, mm
(a) Concrete cast against and permanently exposed to earth	75
(b) Concrete exposed to earth or weather:	
No. 19 through No. 57 bars	50
No. 16 bar, MW 200 or MD 200 wire, and smaller	40
(c) Concrete not exposed to weather or in contact with ground:	
Slabs, walls, joists:	
No. 43 and 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



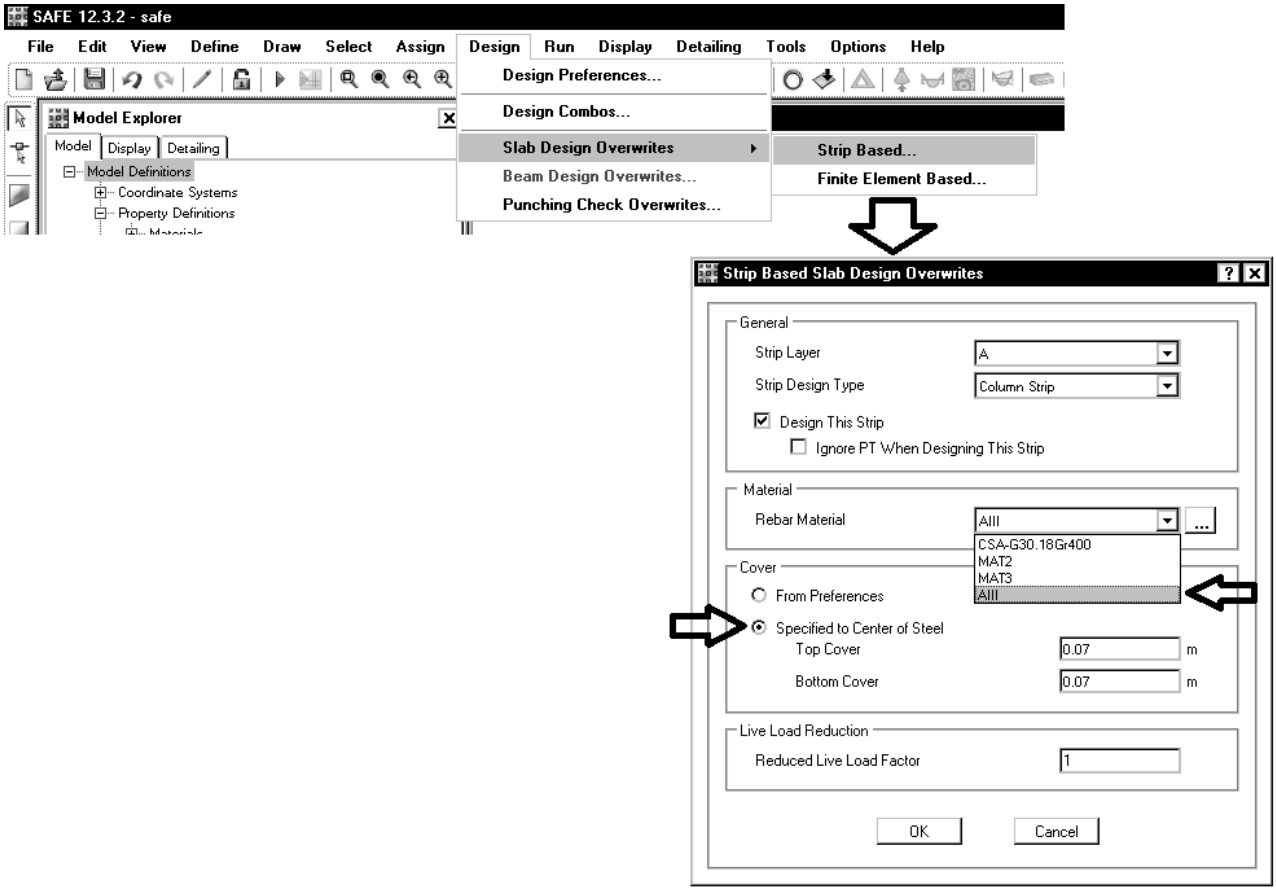




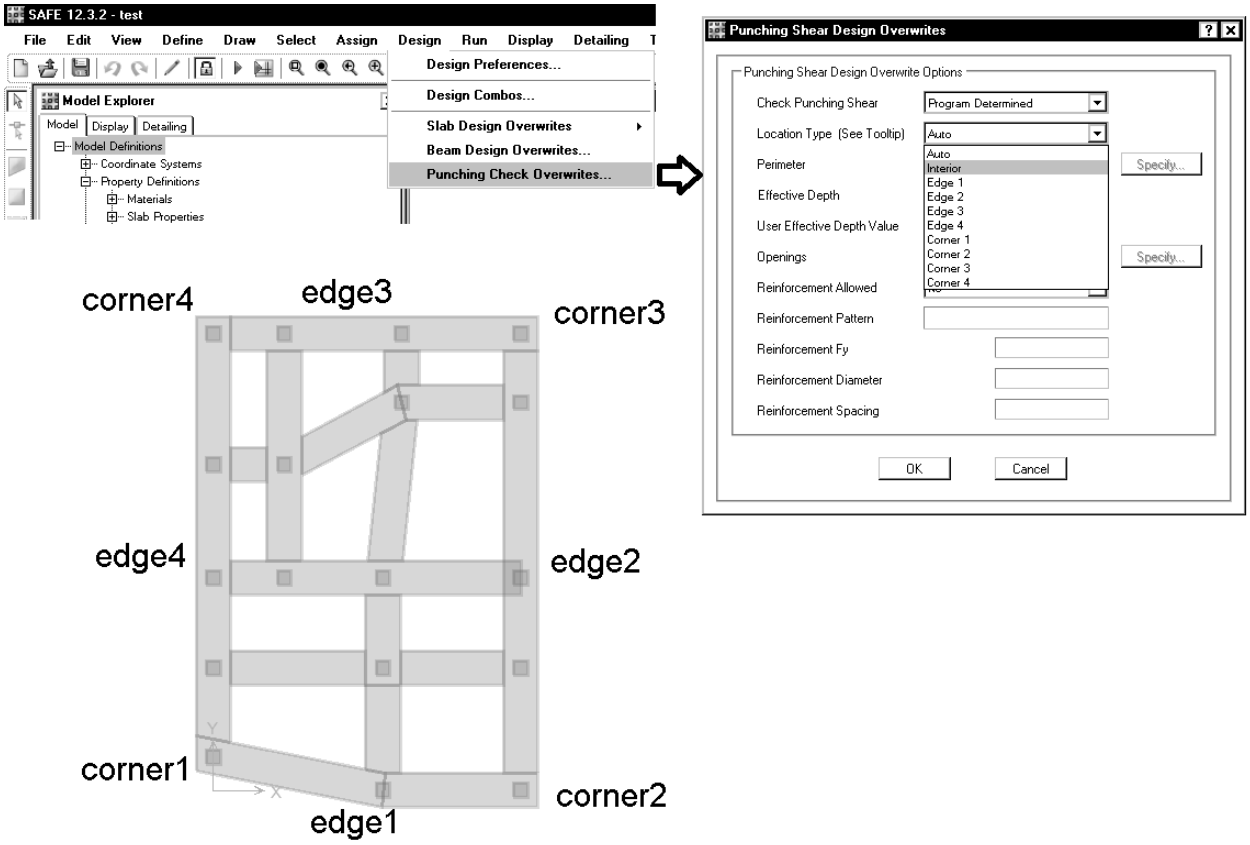
با توجه به اینکه از ترکیب بارهای پیش فرض خود برنامه استفاده شده است، نیازی به تغییر خاصی نمی باشد. ترکیب بارها را می توان از طریق زیر مشاهده نمود:



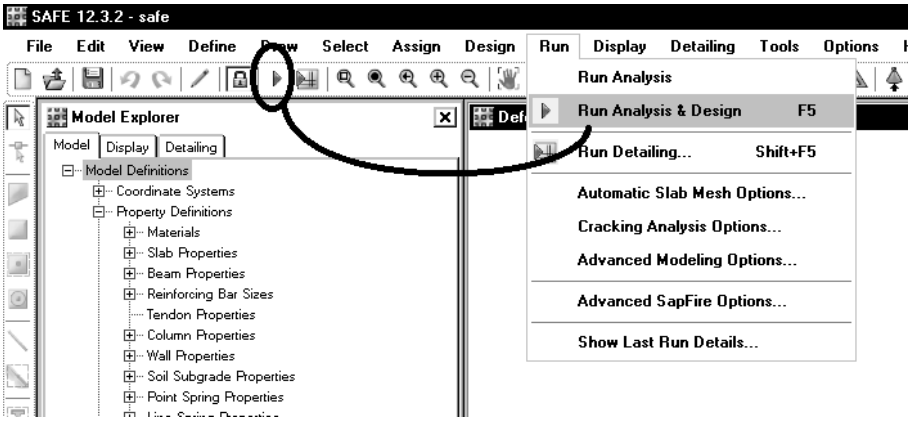
برای تنظیم مشخصات نوارهای طراحی از منوی زیر استفاده می شود. با فرض اینکه قطر میلگردها ۲۰ باشد، و با فرض شرایط محیطی معمولی (پوشش ۵ سانتیمتر) پوشش بتن تا مرکز آرماتور لایه اول برابر 6cm و پوشش بتن تا مرکز لایه دوم برابر 8cm خواهد بود که به صورت میانگین می توان 7cm وارد کرد:



تعیین موقعیت ستونها برای کنترل برش پانچ:

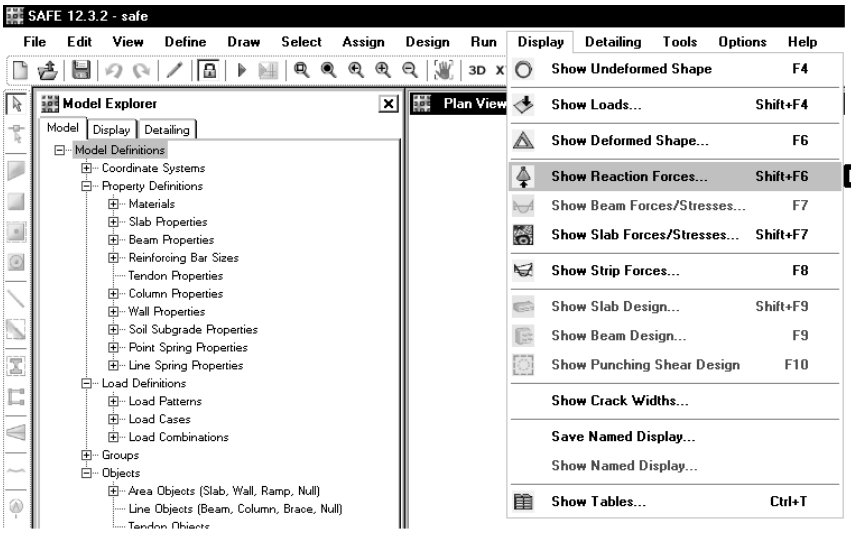


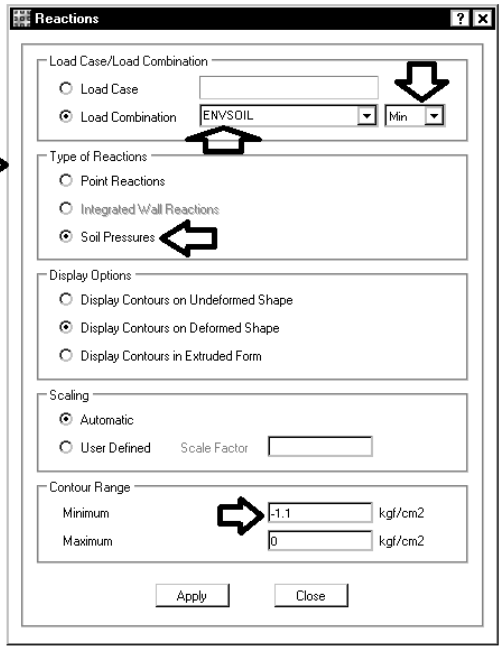
۵-۱۲-تحلیل سازه و کنترل نتایج



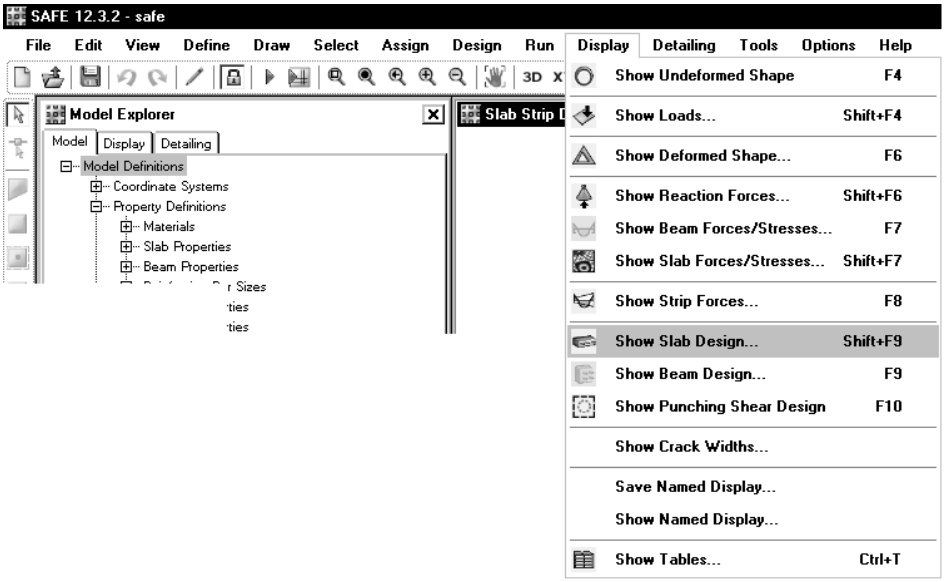
۵-۱۳-کنترل تنش زیر خاک

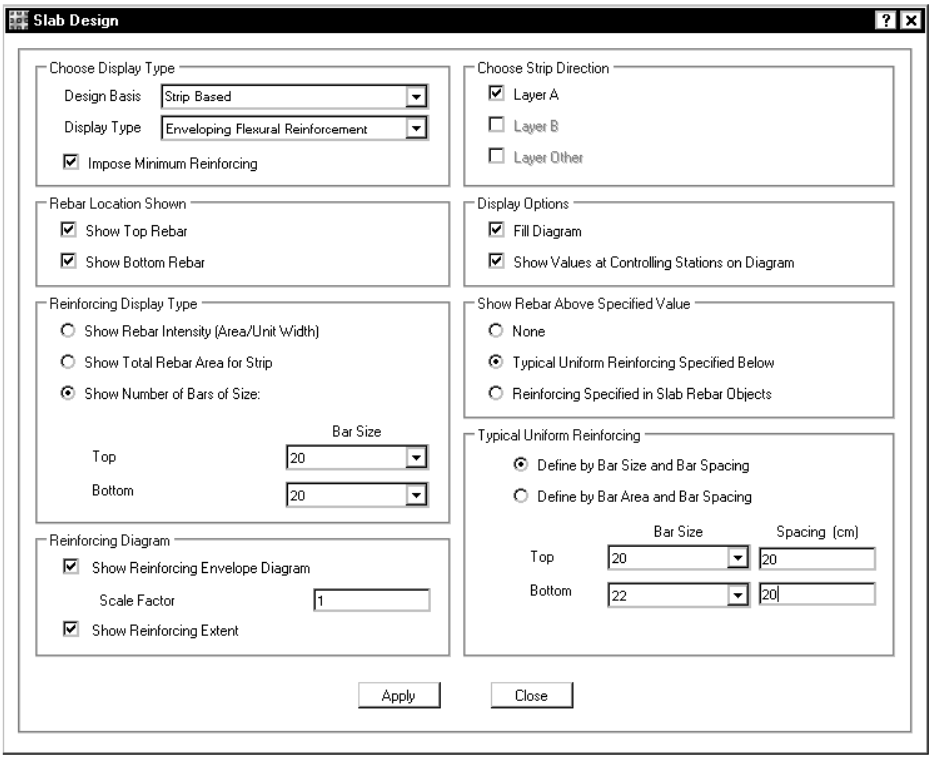
تنش زیر خاک تحت اثر ترکیب بارهای تعریف شده در بند ۰ باید کمتر از تنش مجاز خاک باشد. اگر برای مثال تنش مجاز خاک برابر $1.1\ kg/cm^2$ باشد برای مشاهده تنش خاک به صورت زیر عمل کنید:



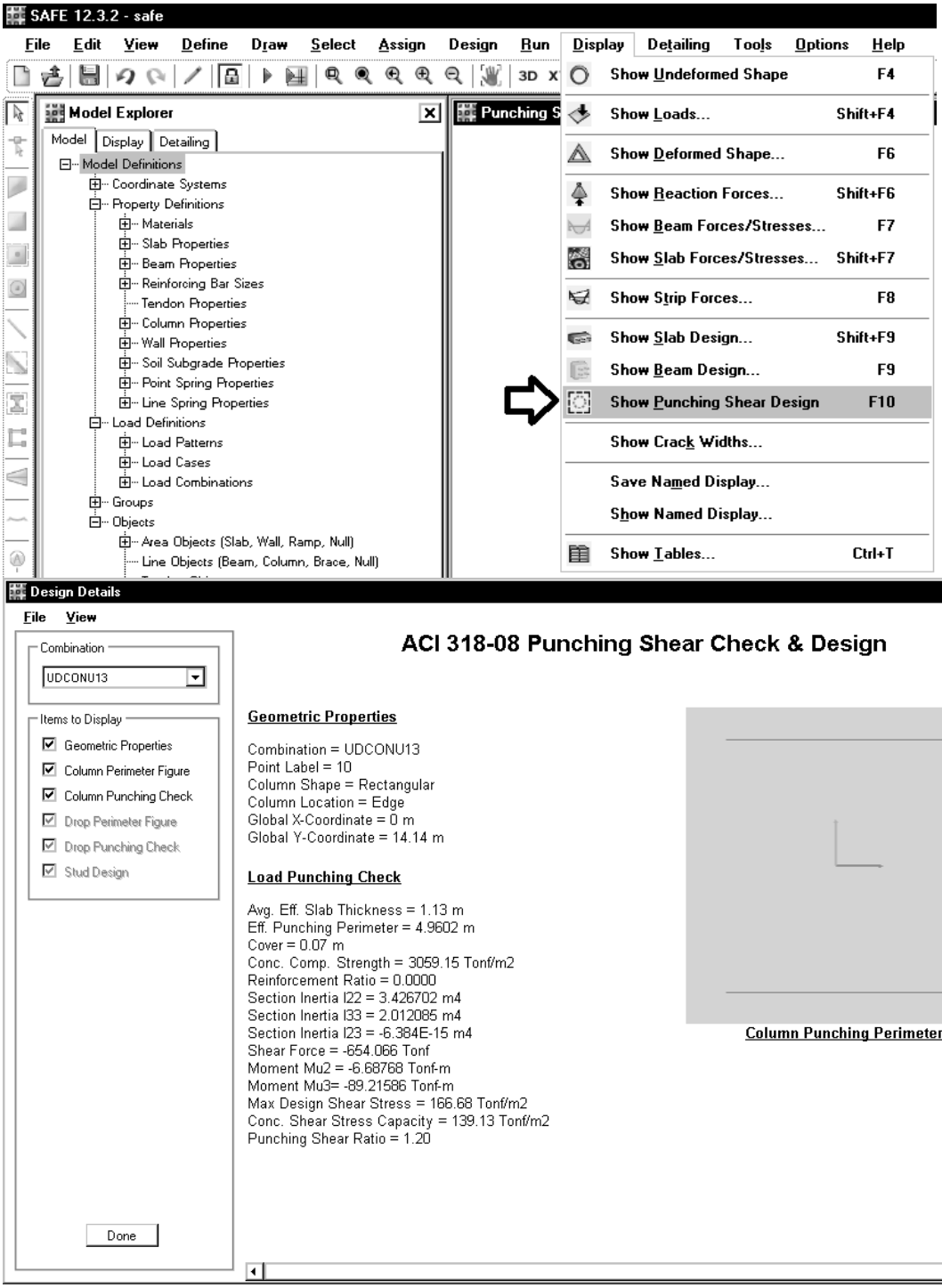


۵-۱۴-بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی

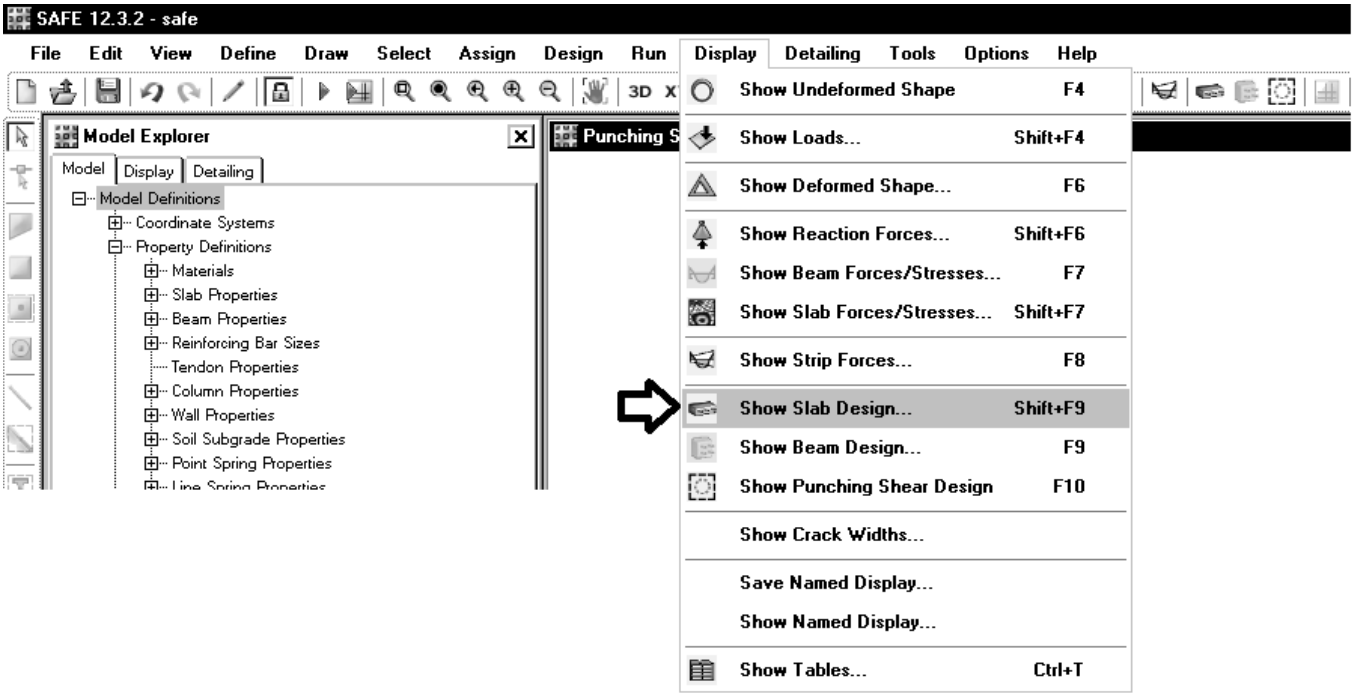


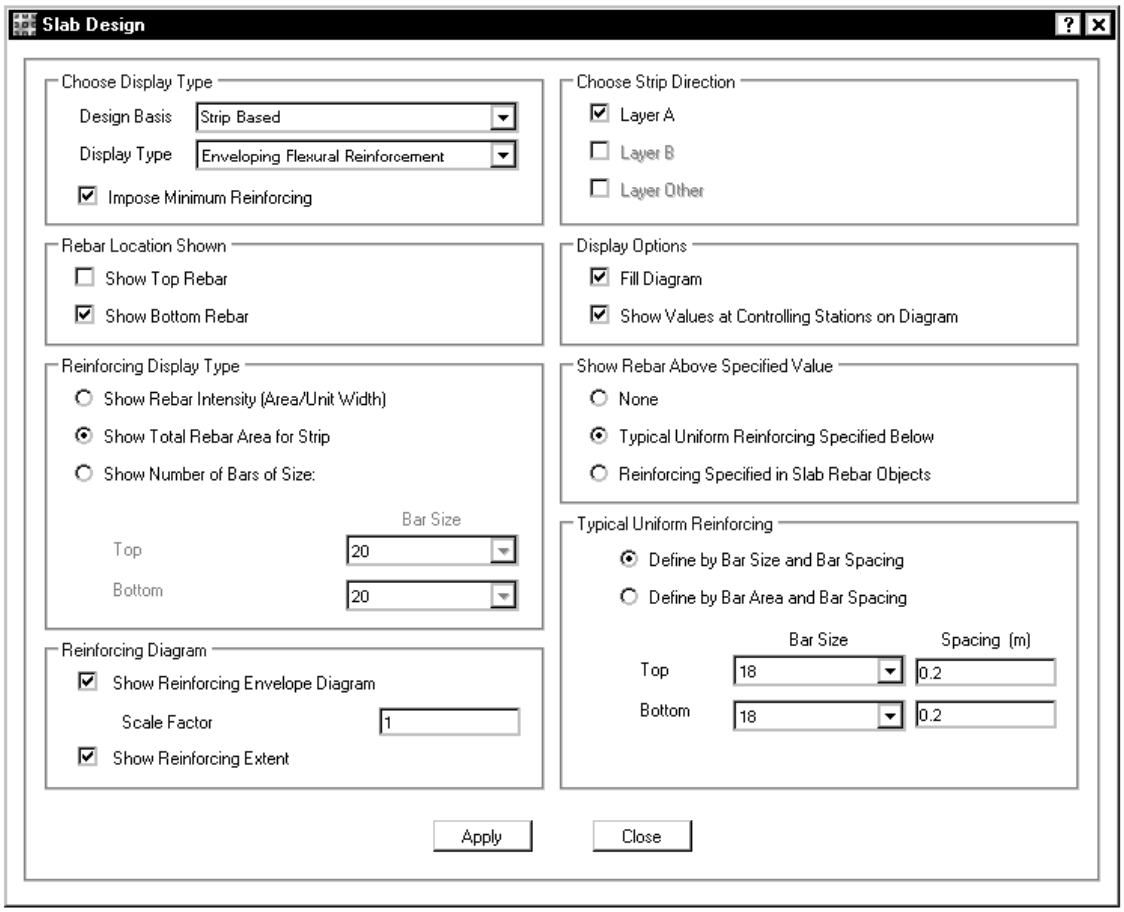


۵-۱۵-بررسی برش پانچ



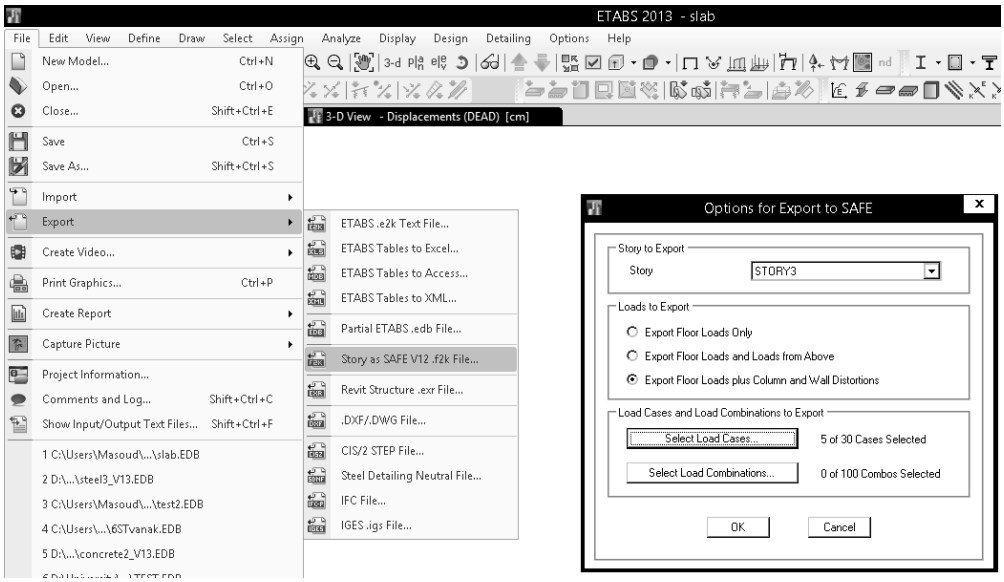
۵-۱۶-نمایش آرماتورهای خمشی





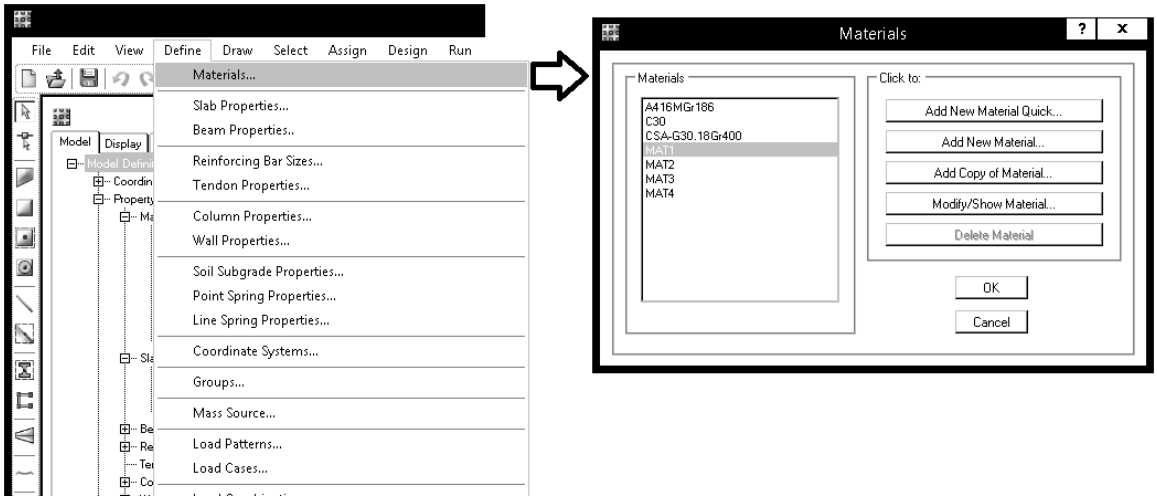
۶-طراحی دال بتنی

۶-۱-انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS

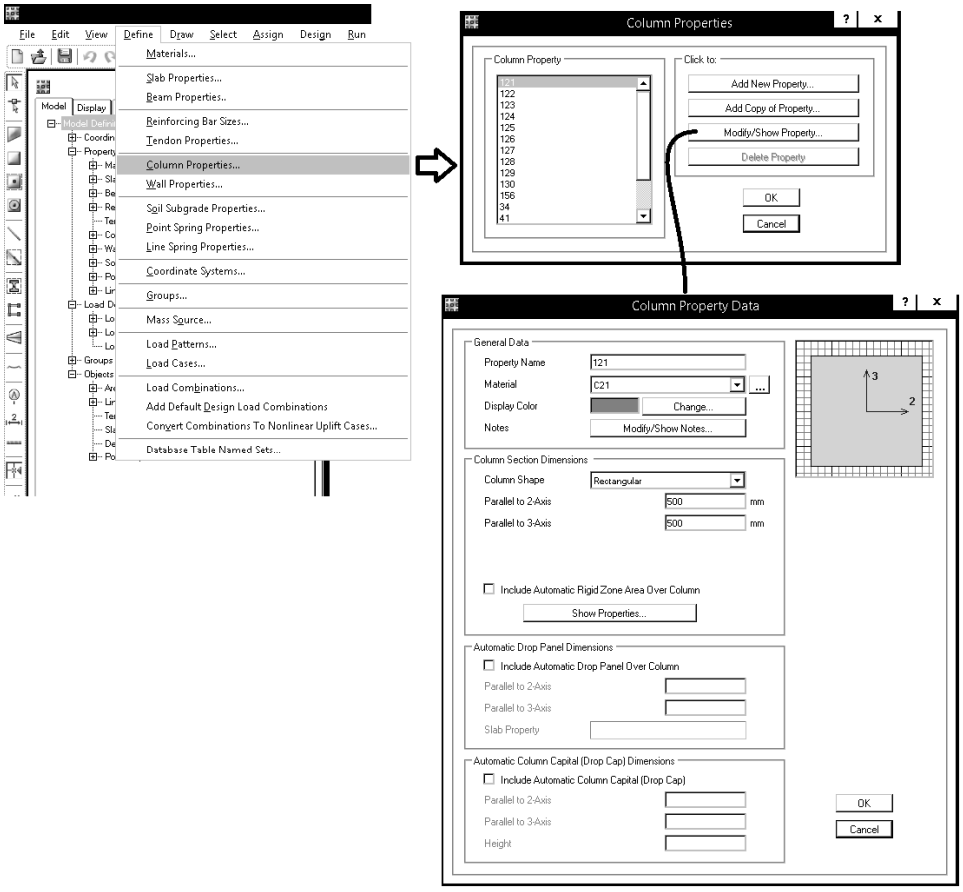


۶-۲-اصلاح مصالح و مقاطع

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



۶-۳-بررسی مقطع ستونها



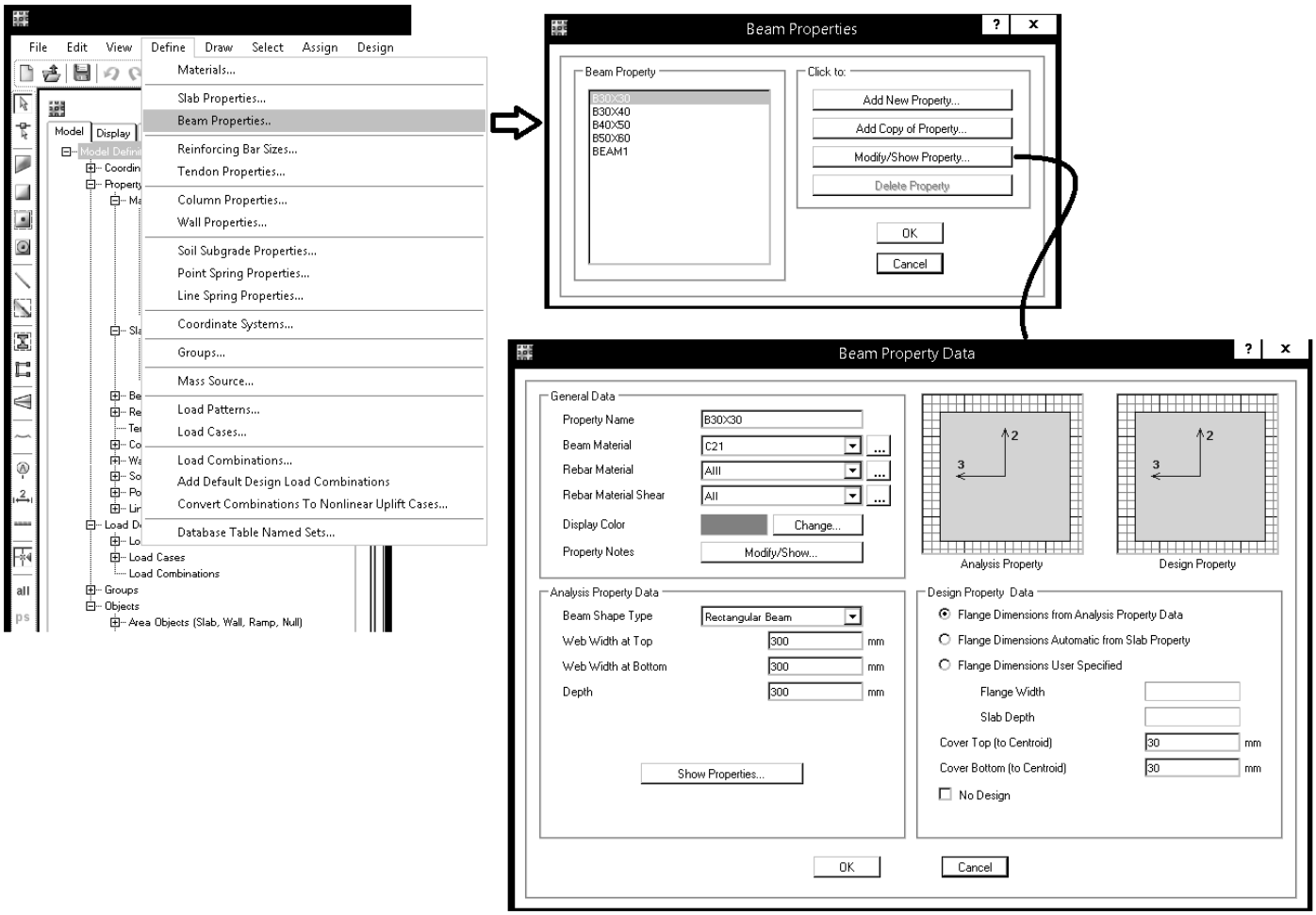
Extended Question: When we import a section of our ETABS model into SAFE using the Floor Loads and Loads Above option, the "Col_Stiff" category automatically appears under Slab Properties. The effect on punching-shear results is significant. What is "Col_Stiff" and why does it appear?

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.

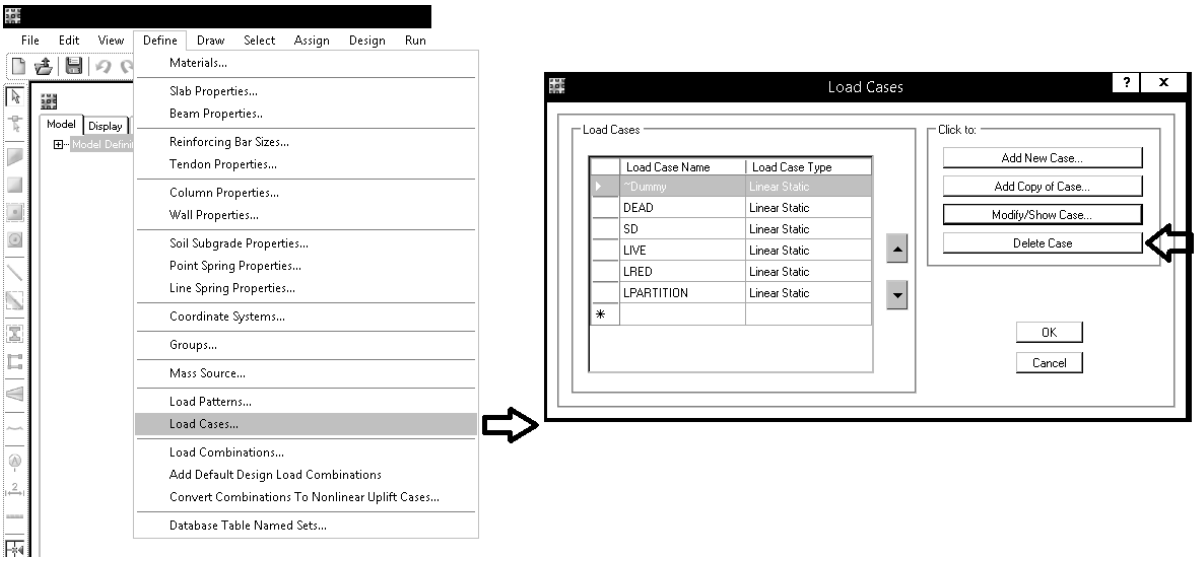
The effects associated with modeling these increased stiffness properties within connections include the following:

- **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:

$$f_r = 0/6\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۷-۳)$$

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.

$$I_e = \frac{1}{4}(I_{eL} + 2I_{em} + I_{eR}) \qquad (۹-۱۷-۴)$$

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:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \qquad (۹-۱۷-۵)$$

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

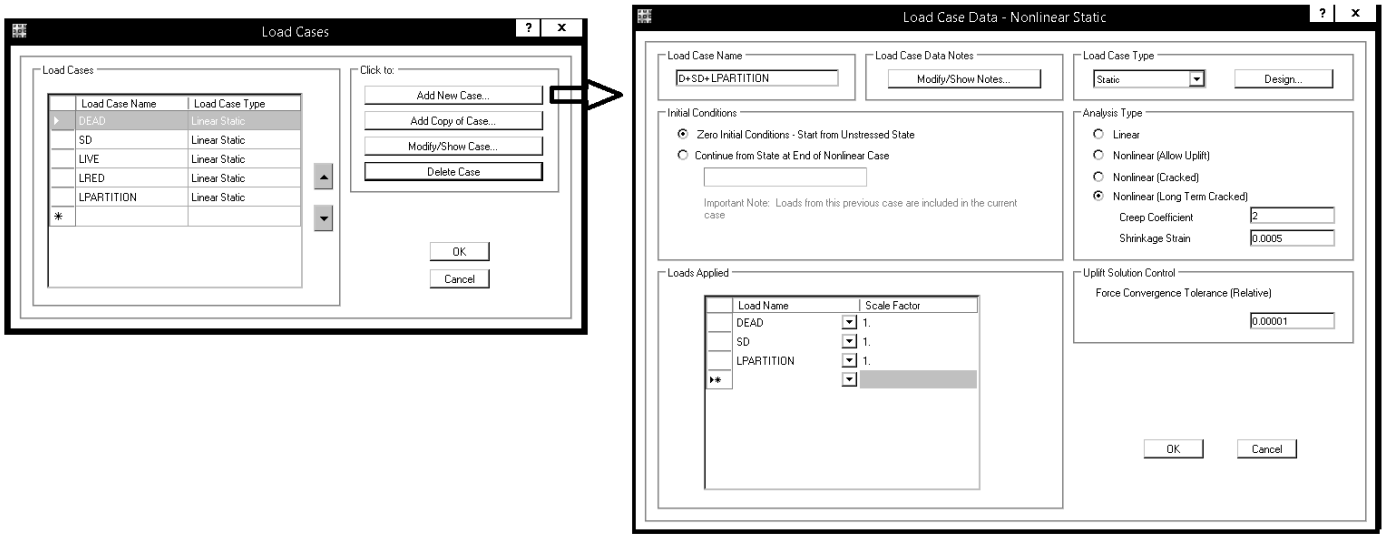
جدول ۹-۱۷-۱ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

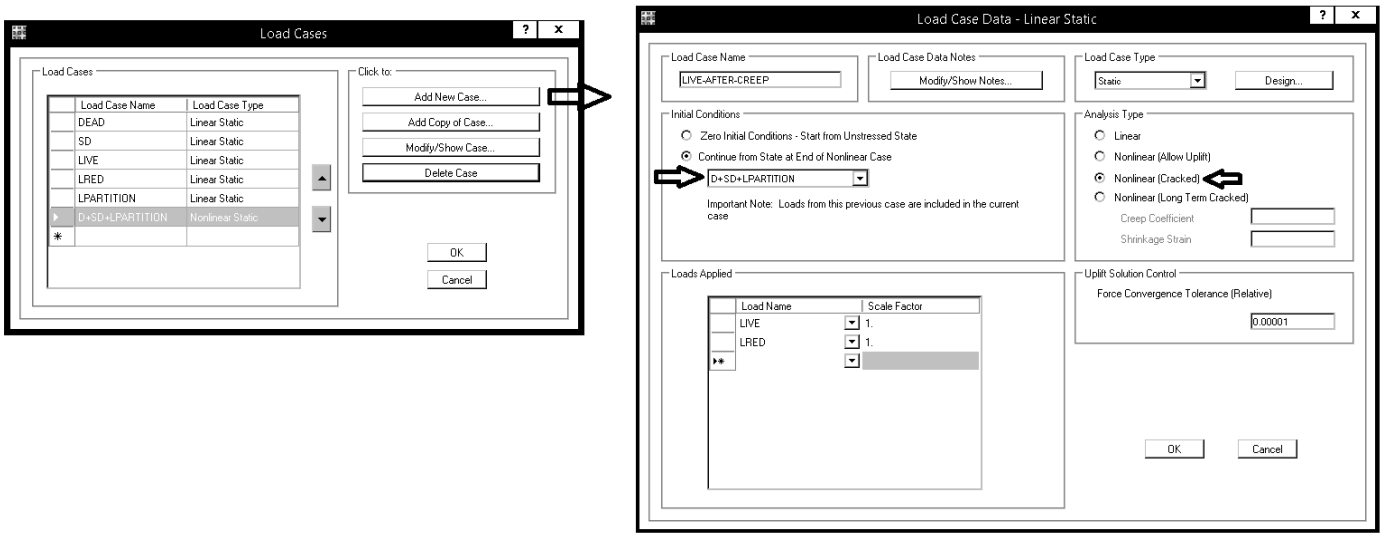
انواع قطعه	تغییرشکل مورد نظر	محدودیت تغییرشکل	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییرشکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{l}{360}$	-
۳- بام‌ها یا کف‌هایی‌که 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.	$\frac{l}{480}$	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.		$\frac{l}{240}$	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.

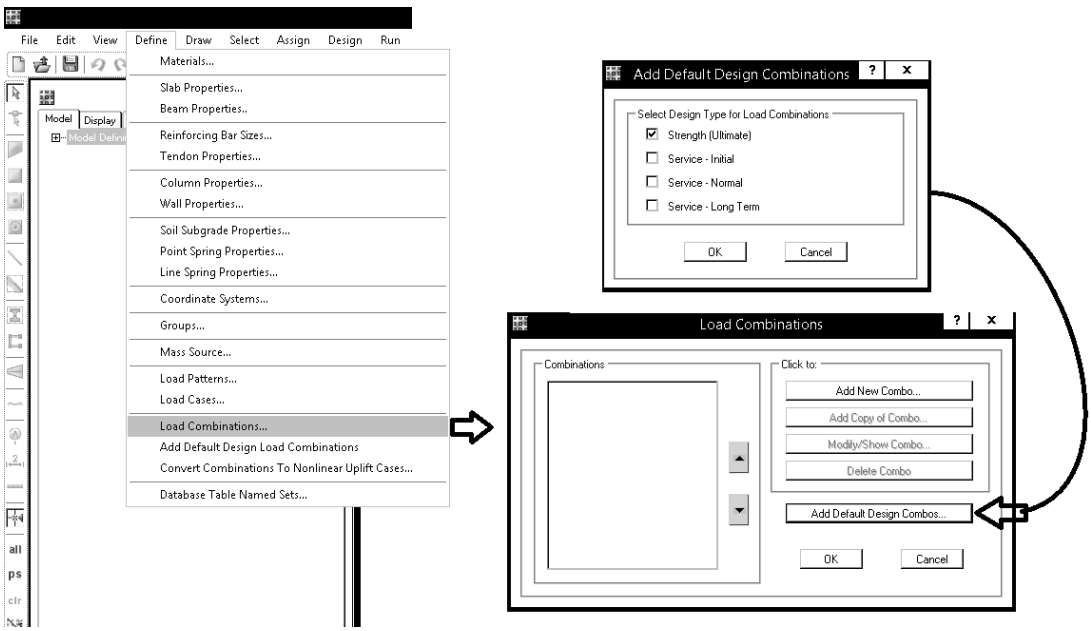
تبصره۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۹-۱۷-۲-۴-۳ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییرشکل درازمدت کاست. در محاسبات تغییر-شکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

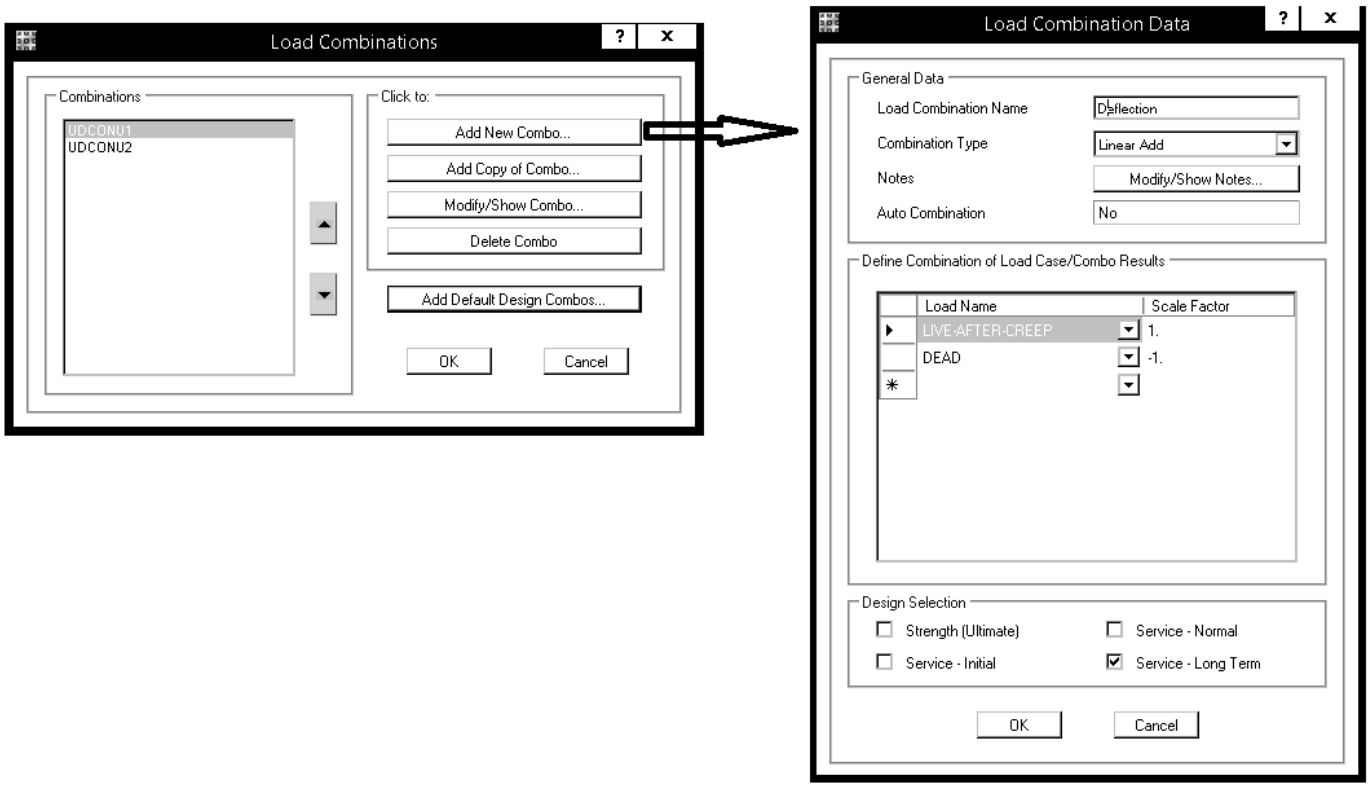




۶-۶- ترکیب بارها

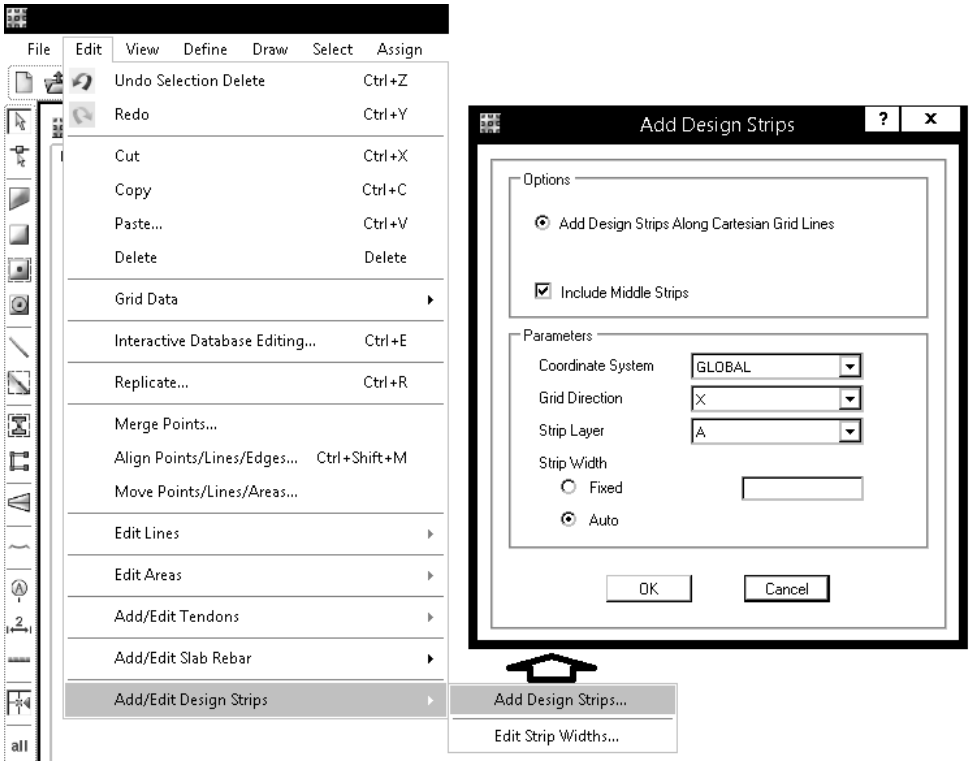
در صورت طراحی دال پیش تنیده، ترکیب بارهای سرویس که توسط نرم افزار ایجاد می شوند، لازم خواهد بود.

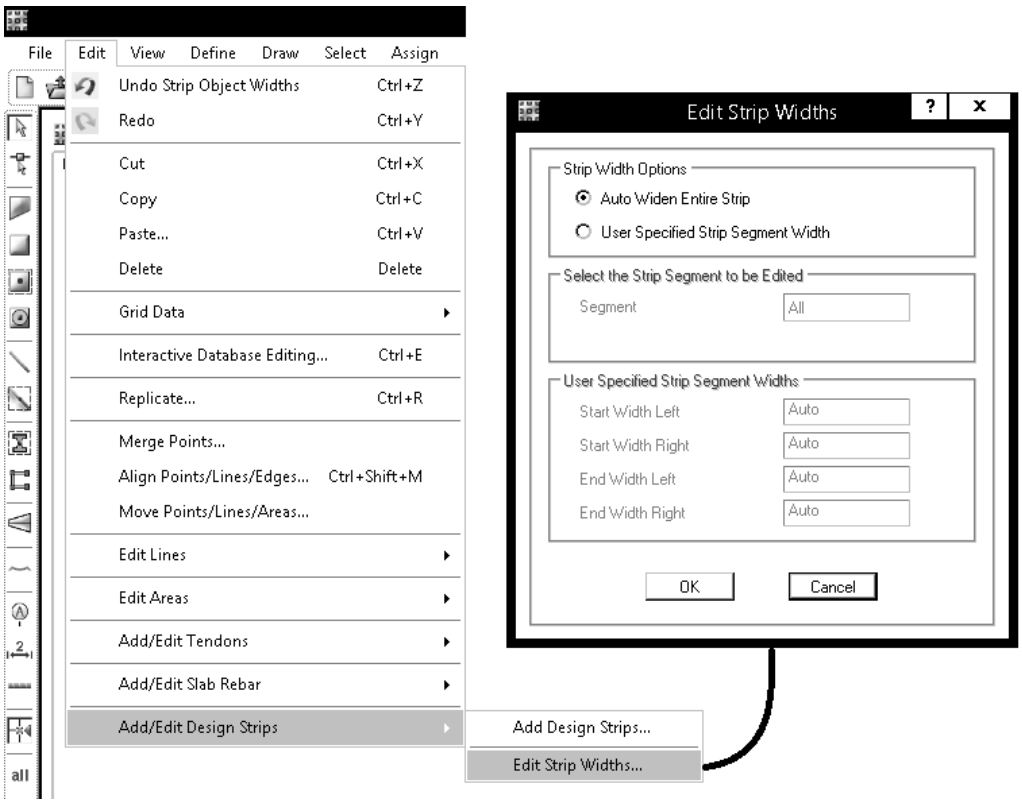




۶-۷-ایجاد نوارهای طراحی

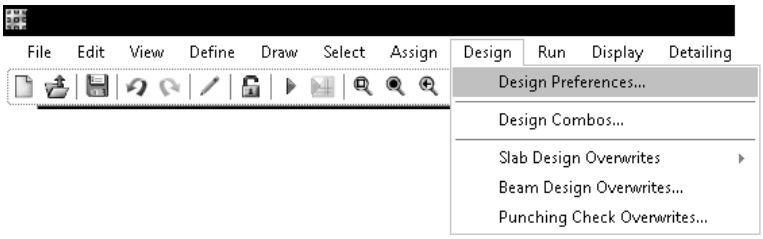
- در صورت استفاده از روش اتوماتیک برای ایجاد نوارها، این نوارها بر اساس آکس های مدل اینجاد می شوند. بنابراین باید ابتدا آکسهایی که در آنها ستون نداریم از مدل حذف کنیم.

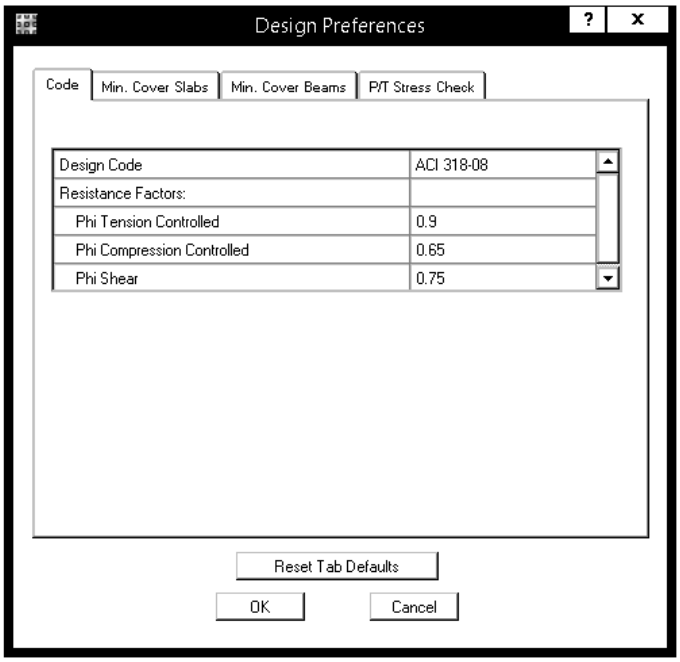


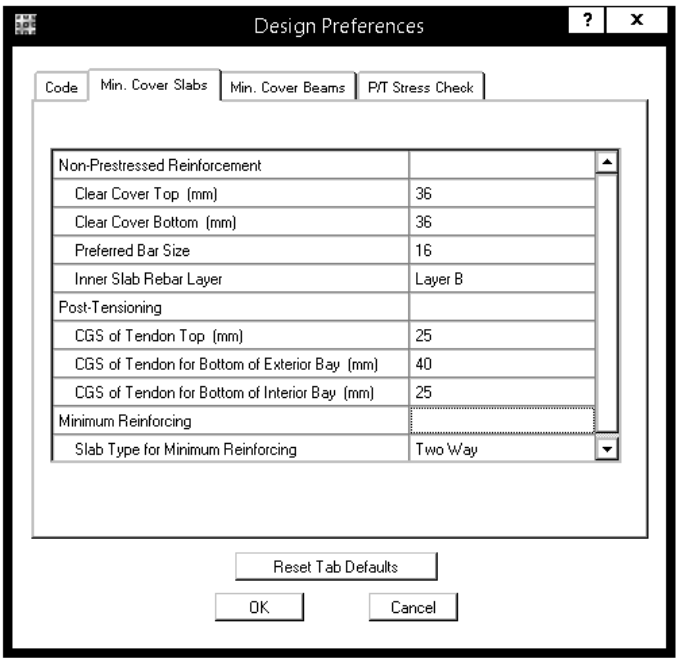


۶-۸-منوی design

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

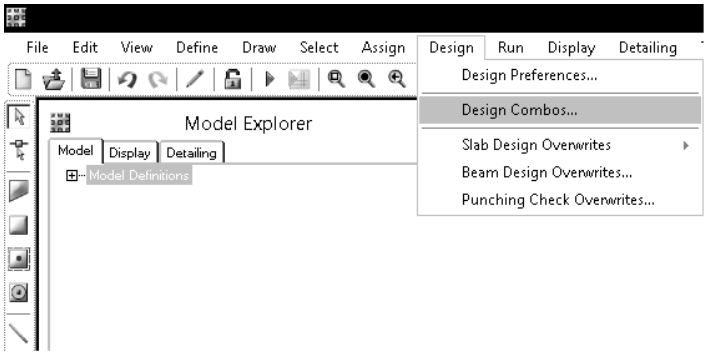


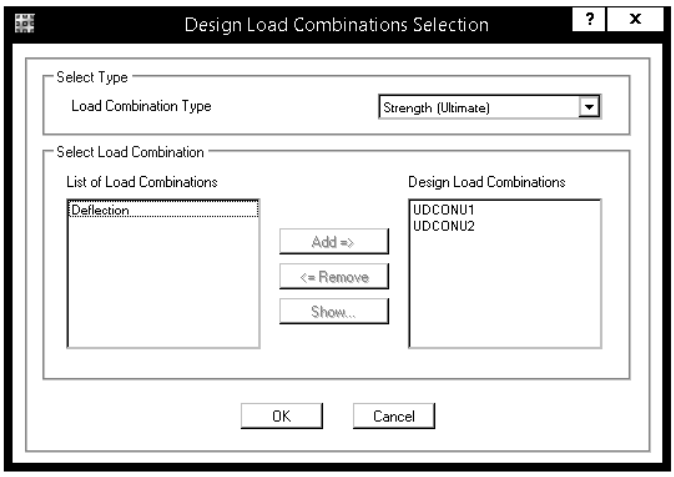




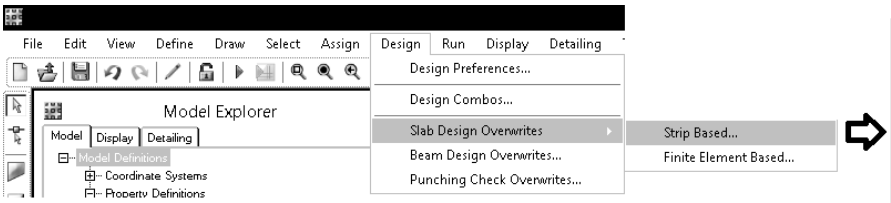
از آنجا که کنترل خیز دستی انجام خواهد شد، تنها ترکیب بارهای Strength مهم هستند که به صورت اتوماتیک در لیست قرار دارند و لازم به انجام تنظیم خاصی نمی باشد.

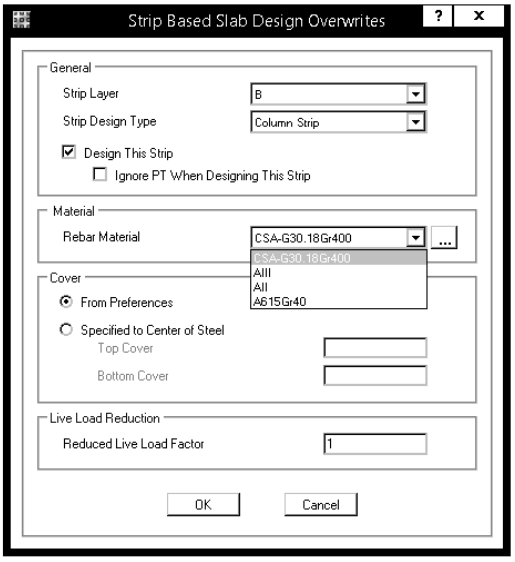
در صورتی که دال پیش تنیده باشد، ترکیب بارهای سرویس (که توسط نرم افزار ایجاد می شوند) لازم خواهد بود.





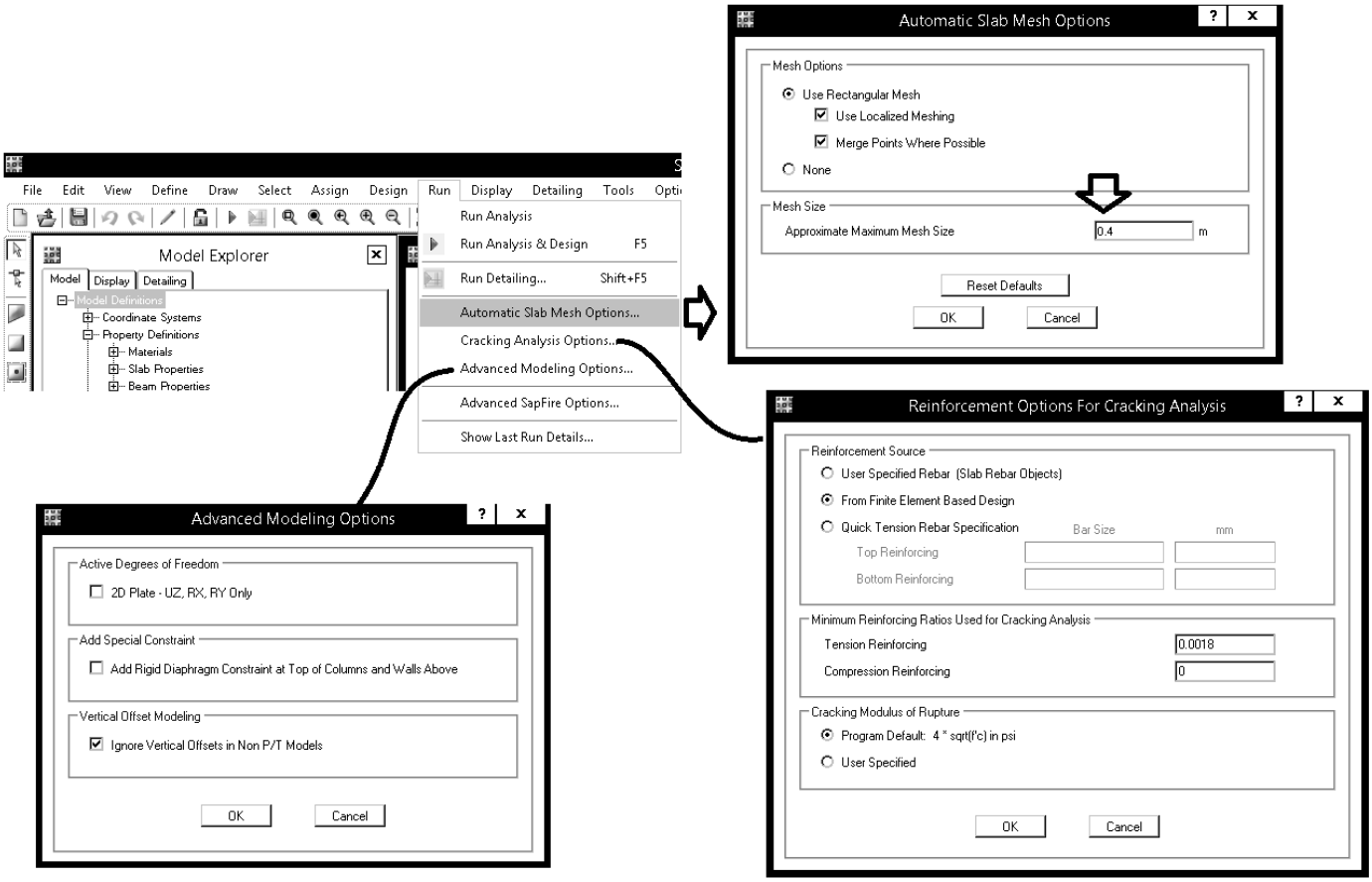
مشخصات نوارهای طراحی (پوشش بتن آنها و نوع میلگرد) را می توان پس از انتخاب آنها تغییر داد:



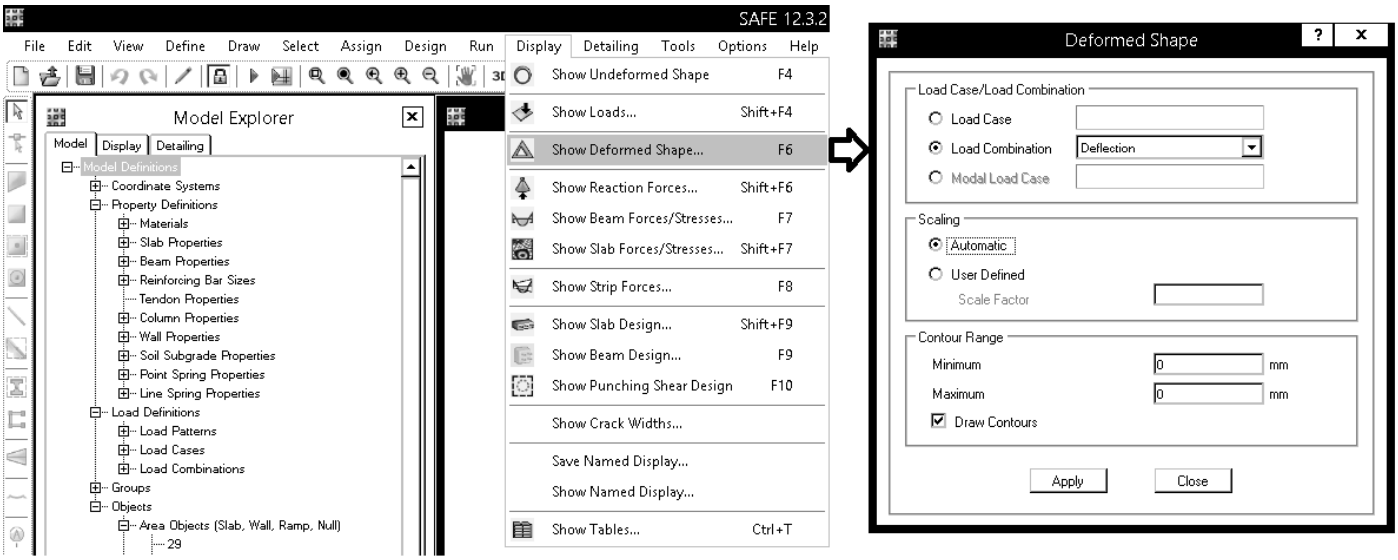


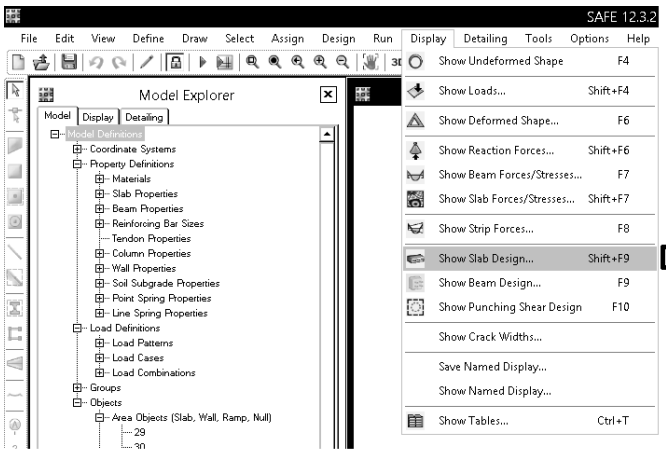
- برای استفاده از منوی فوق باید نوارهای ستونی و میانی جداگانه انتخاب شوند.
- در صورتی که نخواهیم از منوی فوق استفاده کنیم، باید در قسمت تعریف مصالح میلگرد استفاده شده در نوارها را بررسی و اصلاح کنیم.

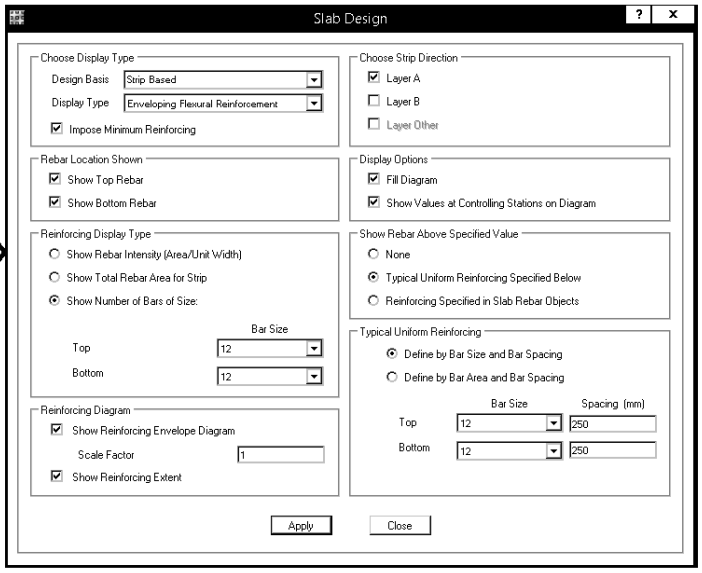
۶-۹-منوی Run



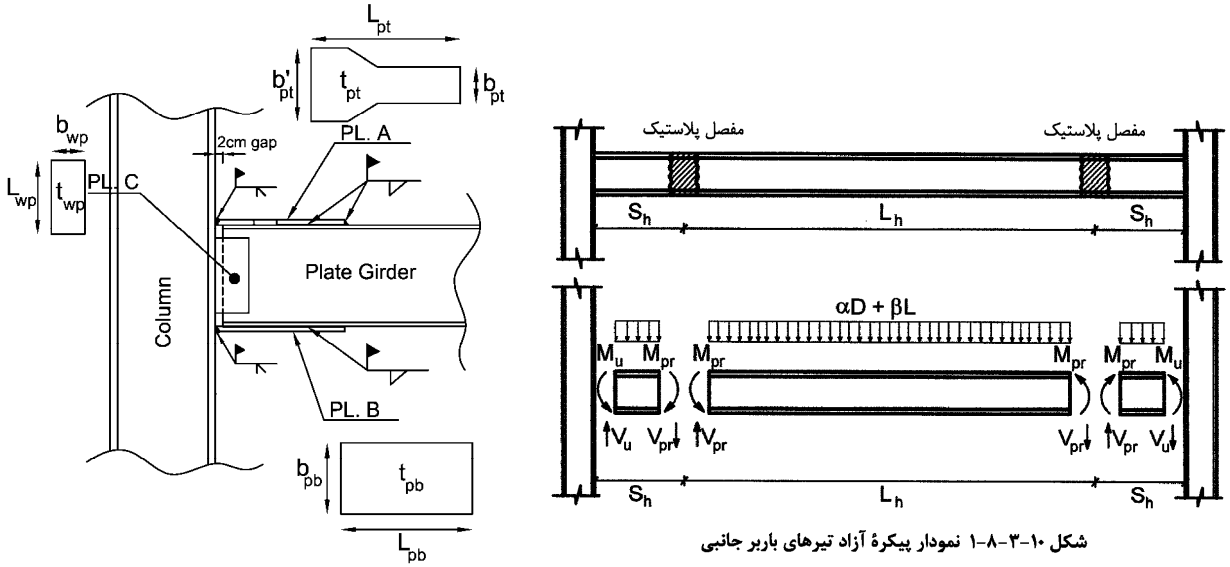
۶-۱۰-تحلیل دال و بررسی نتایج




SAFE 12.3.2
File Edit View Define Draw Select Assign Design Run Display Detailing Tools Options Help
Model Explorer
Model Display Detailing
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)
29
30
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


Slab Design
Choose Display Type
Design Basis Strip Based
Display Type Enveloping Flexural Reinforcement
Impose Minimum Reinforcing
Choose Strip Direction
Layer A
Layer B
Layer Other
Rebar Location Shown
Show Top Rebar
Show Bottom Rebar
Display Options
Fill Diagram
Show Values at Controlling Stations on Diagram
Reinforcing Display Type
Show Rebar Intensity (Area/Unit Width)
Show Total Rebar Area for Strip
Show Number of Bars of Size:
Bar Size
Top 12
Bottom 12
Show Rebar Above Specified Value
None
Typical Uniform Reinforcing Specified Below
Reinforcing Specified in Slab Rebar Objects
Typical Uniform Reinforcing
Define by Bar Size and Bar Spacing
Define by Bar Area and Bar Spacing
Bar Size Spacing (mm)
Top 12 250
Bottom 12 250
Reinforcing Diagram
Show Reinforcing Envelope Diagram
Scale Factor 1
Show Reinforcing Extent
Apply
Close

۷-طراحی اتصال گیردار جوشی تیرورق به ستون برای یک سازه با شکل پذیری متوسط



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

۷-۱-محاسبه لنگر پلاستیک محتمل تیر(M_{pr})

مطابق بند ۱۰-۳-۸-۲ مقدار Mpr به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yM_p = C_{pr}R_yZ_bF_y = 1.2 \times 1.15\frac{Z_bF_y}{10^5}\ kN.m \quad (۱)$$

Z_b اساس پلاستیک مقطع می باشد (بر حسب mm^3). در نرم افزار Etabs، پس از تعریف مقطع تیر ورق، در قسمت Section properties، مقدار Plastic modoulus about 3axis همان اساس پلاستیک مقطع می باشد.

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

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

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

مقدار C_{pr} با توجه به بند ۱۰-۳-۸-۲ برابر $C_{pr} = Min\left(\frac{240+370}{2\times240}, 1.2\right) = 1.2$ می باشد:

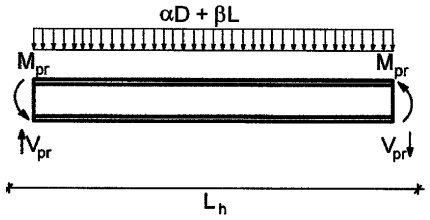
۱۰-۳-۸-۲ مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر

C_{pr}= ضریبی است که دربرگیرندهٔ آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به‌کار گرفته می‌شود. به‌جز در موردی‌که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود

$$۱/۱ \le C_{pr} = \frac{(F_y+F_u)}{۲F_y} \le ۱/۲ \qquad (۱۰-۳-۸-۱)$$

۷-۲-محاسبه برش محتمل در محل مفصل (V_{pr})

برش کل موجود در محل تشکیل مفصل (به فاصله Sh از بر ستون) را محاسبه می کنیم:



$$V_{pr} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u W L_h}{2} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{(\alpha D+\beta L) W L_h}{2} \qquad (۲)$$

Mpr در گام ۱ محاسبه شده است.

Lh: فاصله بین دو مفصل بر حسب متر

q_u: وزن ضریب دار واحد سطح سقف می باشد که بر اساس ترکیب بار لرزه ای باید انتخاب شود با توجه به اینکه ترکیب بار لرزه ای 1.2D+L+0.2S+E می باشد، مقدار $q_u = \alpha D + \beta L$ برابر kN/m^2 (1.2Dead+Live+0.2Snow) باید اختیار شود.

تحت شرایط خاصی به جای Live می توان از 0.5Live استفاده کرد (جهت مشاهده شرایط استفاده از ضریب 0.5 برای بار زنده به مبحث ششم مراجعه نمایید).

W: عرض بارگیر تیر بر حسب متر.

۷-۳-محاسبه برش طراحی در بر ستون (V_u)

نکته: طبق بند ۱۰-۳-۱۳-۵ مقدار Sh برابر طول ورق زیرسری یا روسری (هرکدام بزرگتر) می باشد:

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

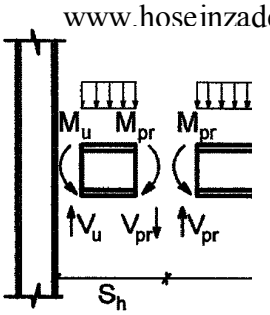
(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هرکدام که بزرگتر است)، در نظر گرفته شود.

در شروع طراحی هنوز طول ورقهای روسری و زیرسری مشخص نیست و برای شروع طراحی به عنوان یک تقریب اولیه می توان آنرا برابر عمق مقطع تیرورق درنظر گرفت.

مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN مطابق بند ۱۰-۳-۸-۱-۲-۲ برابر است با:

$$V_U = V_{pr} + q_u W S_h \qquad (۳)$$

www.SoftGozar.com



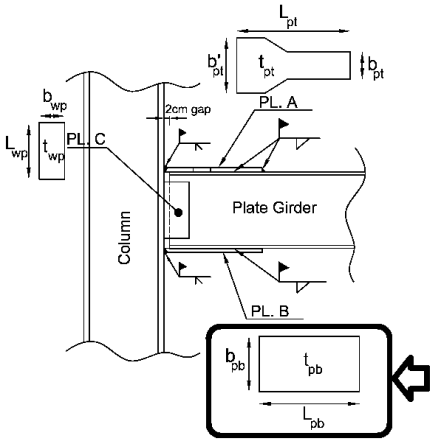
۷-۴-محاسبه لنگر طراحی در بر ستون(M_U)

مطابق بند ۱۰-۳-۸-۱-۳-۲ مقدار M_U در بر ستون بر حسب kN.m بدست می آید:

$$M_U = M_{pr} + V_{pr}S_h + \frac{q_u W {S_h}^2}{2} \qquad (۴)$$

پس از محاسبه M_U و V_Uدر بر ستون (گامهای ۳ و ۴) باید ورقهای روسری و زیر سری را بر اساس این نیروها طراحی می کنیم.

۷-۵-ضخامت ورق زیر سری



عرض ورق زیر سری (b_{pb}) بر اساس عرض بال تیر (b_{bf})تعیین می شود به طوریکه فضای کافی برای جوش داشته باشیم:

$$b_{pb} = b_{bf} + 50\ mm \qquad (۵)$$

در این صورت در هر طرف ورق 25 mm فضای جوش خواهیم داشت.

ضخامت ورق زیر سری (t_{pb}) براساس نیروی کششی ناشی از لنگر M_Uکه در گامهای قبل محاسبه شد، بدست می آید:

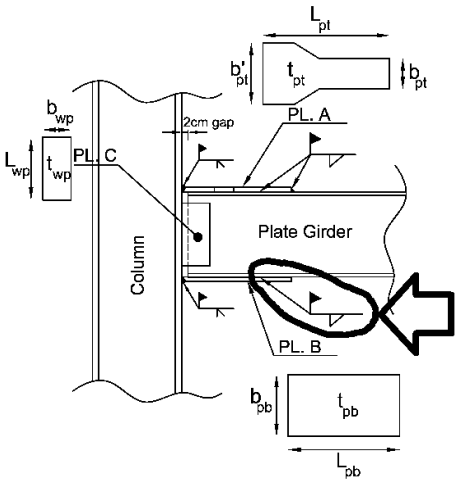
$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y} \qquad (۶)$$

که در آن d عمق فاصله مرکز تا مرکز ورقهای روسری و زیرسری می باشد و φ ضریب کاهش مقاومت است که طبق بند زیر برابر 1.0 در نظر می گیریم:

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

(۱۲)ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آنها به بال‌های تیر باید بر اساس مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی بر اساس الزامات فصل ۲-۱۰، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را برای تعیین مشخصات جوش می‌توان برابر ۰/۹ و برای تعیین ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری برابر یک در نظر گرفت.

۷-۶-بعد جوش ورق زیرسری به بال تیر



در تعیین بعد جوش باید حداقل و حداکثر مقادیر را بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ مبحث دهم کنترل نمایید.

جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

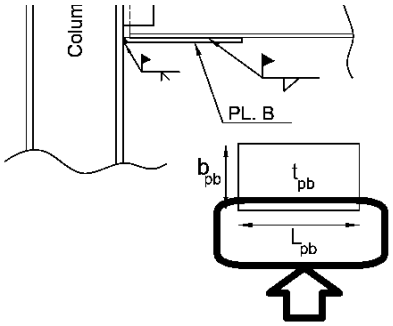
حداقل بعد جوش بر اساس جدول فوق و با توجه به اینکه ضخامت بال تیر نازک تر از ضخامت ورق روسری خواهد بود، بر اساس ضخامت بال تیر تعیین می شود.

البته باید توجه داشت که در اتصالات لرزه ای بعد جوش نباید کمتر از 5mm باشد.

حداکثر بعد جوش نیز بر اساس ضخامت بال تیر (t_{bf}) تعیین می شود: $a_{max} = t_{bf} - 2mm$

برای کاهش طول ورق زیر سری می توان مقدار حداکثر را انتخاب کرد.

۷-۷-تعیین طول ورق زیر سری (L_{pb})



$$L_w = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (120 \times a)} \qquad (۷)$$

$$L_{pb} = \frac{L_w}{2} + 20\ mm \qquad (۸)$$

- a بعد جوش می باشد.
- 20mm که در انتها اضافه شده است، فاصله بادخور تیر می باشد.
- عدد 120 MPa در رابطه فوق تنش مقاوم طراحی جوش است که بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ و با فرض استفاده از الکترود E60 و بازرسی چشمی وجوش در محل بدست آمده است:

$$\varphi R_n = \varphi\beta F_{nw} A_{we} = \varphi\beta(0.6F_{ue})\left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 0.9 \times 0.75 \times (0.6 \times 420) \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 120A_w$$

- طبق بند زیر در صورتی که ضخامت ورق ها بیش از 15mm باشد، باید از الکترود E70 استفاده کرد که در این صورت تنش مقاوم طراحی جوش نیز افزایش یافته و طول ورق لازم کاهش می یابد:

۱۰-۲-۹-۲-۶ الکترودهای سازگار با مصالح فلز پایه

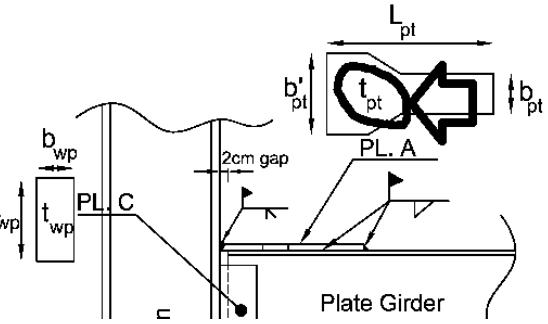
فلز جوش (الکترود مصرفی) باید سازگار با مصالح فلز پایه و مطابق با مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۴ باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۴ الکترودهای سازگار با فلز پایه

تنش تسلیم مصالح فلز پایه (F_y)	مقاومت نهایی کششی فلز الکترود (F_{ue})	نوع الکترود سازگار
تا ۳۰۰ MPa, $t \le 15mm$	۴۲۰ MPa	E۶۰ یا معادل آن
	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
تا ۳۰۰ MPa, $t > 15mm$	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
از ۳۰۰ MPa تا ۳۸۰ MPa	۴۹۰ MPa	E۷۰ یا معادل آن
از ۳۸۰ MPa تا ۴۶۰ MPa	۵۶۰ MPa	E۸۰ یا معادل آن

t = ضخامت فلز پایه

۷-۸-ضخامت ورق روسری



عرض (قسمت باریک تر) ورق رو سری (b_{pt}) بر اساس عرض بال تیر (b_{bf}) تعین می شود به طوریکه فضای کافی برای جوش داشته باشیم:

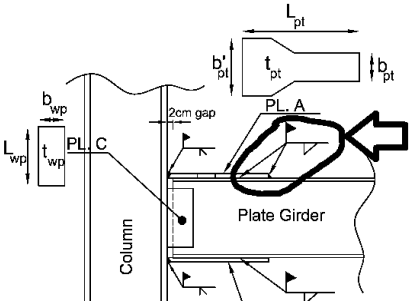
$$b_{pt} = b_{bf} - 50mm \qquad (۹)$$

ضخامت ورق زیر سری (t_{pt}):

$$t_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pt} \times F_y} \qquad (۱۰)$$

مشابه ورق زیرسری مقدار φ را برابر 1.0 در نظر می گیریم.

۷-۹-بعد جوش ورق روسری به تیر



جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

در تعیین بعد جوش باید حداقل و حداکثر مقادیر را بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ کنترل نماییم.

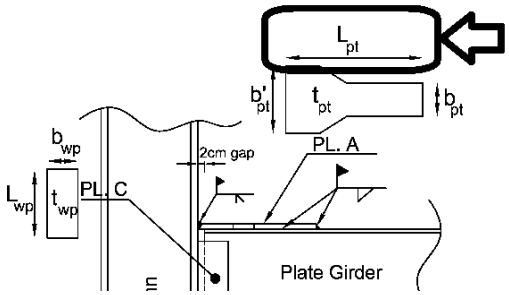
حداقل بعد جوش بر اساس جدول فوق و با توجه به اینکه ضخامت بال تیر نازک تر از ضخامت ورق روسری خواهد بود، بر اساس ضخامت بال تیر تعیین می شود.

البته باید توجه داشت که در اتصالات لرزه ای بعد جوش نباید کمتر از 5mm باشد.

حداکثر بعد جوش نیز بر اساس ضخامت ورق روسری(t_{pt}) تعیین می شود: $a_{max} = t_{pt} - 2mm$

البته بعد جوش نباید بهتر است از ضخامت قطعه نازکتر فراتر نرود و از آنجا که ضخامت بال تیر (t_{bf})کمتر از ضخامت ورق روسری (t_{pt})خواهد بود، توصیه می شود بعد جوش ورق روسری برابر ضخامت بال تیر منظور شود: $a_{max} = t_{bf}$

۷-۱۰-تعیین طول ورق رو سری (L_{pt})



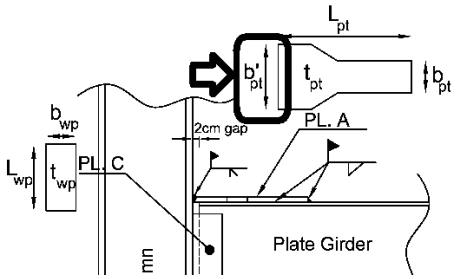
$$L_w = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (120 \times a)} \qquad (۱۱)$$

$$L_{pt} = \frac{L_w}{2} + 20\text{mm} \qquad (۱۲)$$

- در صورتی که از الکترود E70 استفاده شود، به جای 120 در رابطه فوق باید از 140 استفاده شود.
- a بعد جوش می باشد.
- 20mm فاصله بادخور می باشد.

d فاصله مرکز تامرکز ورقهای روسری و زیرسری می باشد.

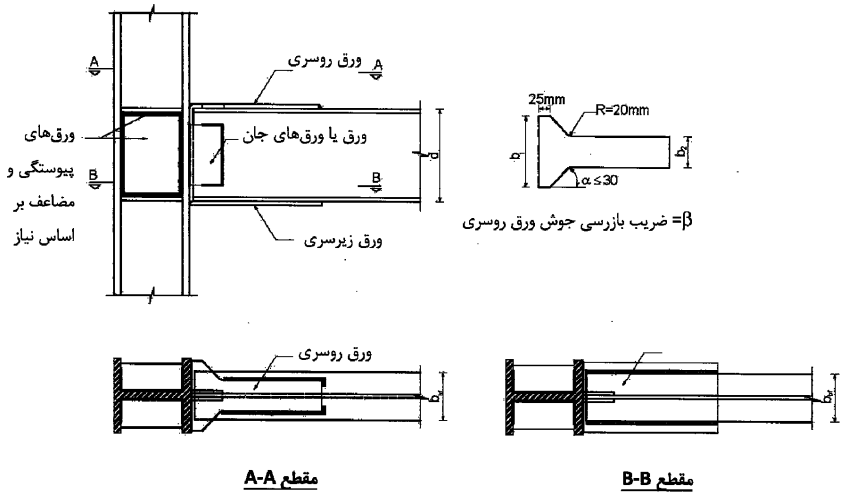
۷-۱۱-عرض انتهایی(قسمت عریض تر) ورق رو سری (b'_{pt})



$$b'_{pt} = \frac{b_{pt}}{\beta} = \frac{b_{pt}}{0.75} \qquad (۱۳)$$

β: ضریب بازرسی جوش مطابق بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ می باشد. در صورتی که جوش نفوذی اتصال بال به ستون توسط آزمایش غیر مخرب مانند رادیوگرافی و یا التراسونیک آزمایش شود، می توان مقدار β را برابر یک در نظر گرفت. در این حالت می توان به جای شکل کله گاوی برای ورق روسری، همانند ورق زیرسری، از شکل مستطیلی استفاده نمود. البته به دلیل کیفیت پایین اجرا و کنترل جوش توصیه می شود که حتی در صورت انجام تست جوش، از شکل کله گاوی استفاده شود.

ابعاد ارائه شده برای ورق روسری در شکل زیر از مبحث دهم باید رعایت شوند:



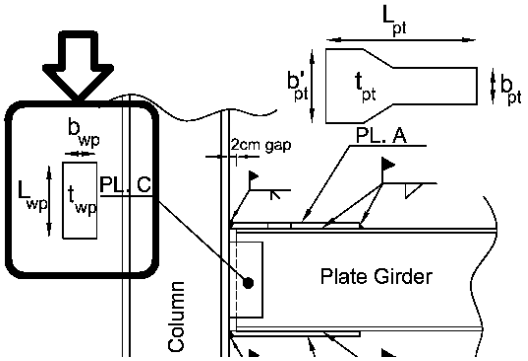
شکل ۱۰-۳-۱۳-۴ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری(WFP)

۷-۱۲-تعیین ارتفاع، عرض و ضخامت ورق اتصال جان

ارتفاع ورق اتصال جان مسلما باید کمتر از ارتفاع کل جان تیرورق باشد. در اتصالات مفصلی، جهت ایجاد امکان دوران بیشتر، ارتفاع ورق جان تقریبا برابر 0.75 ارتفاع جان تیرورق درنظر گرفته می شود. در اتصال گیردار می توان ارتفاع ورق جان را بیشتر در نظر گرفت. ضخامت ورقهای اتصال جان بر اساس برش نهایی تیر تعیین می شود. با توجه به بندهای زیر از مبحث ۱۰، مقاومت برشی طراحی ورق اتصال باید پاسخگوی برش نهایی V_U در بر ستون باشد:

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

(۱۳)ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان) و نیز جوش آن یا آنها به بال ستون و جان تیر باید بر اساس مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۸-۳-پ) تعیین شود. مقاومت‌های اسمی و ضریب کاهش مقاومت ورق (یا ورق‌های) جان و جوش‌های آن (یا آن‌ها) باید بر اساس الزامات فصل ۱۰-۲ تعیین شود.



۱۰-۳-۸-۳ اتصال تیر به ستون

پ) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}= C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱). که در آن، M_p، R_y و C_{pr} مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۸-۲ می‌باشد.

از رابطه زیر ضخامت لازم برای ورق اتصال جان بدست می آید.

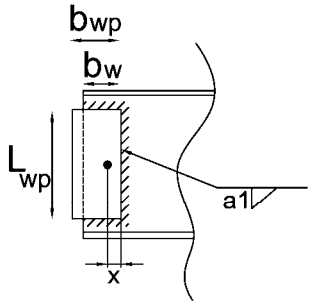
$$V_U \le \left(\varphi R_n = 0.9 \times L_{wp} t_{wp} \times (0.6 \times 2400)\right) \qquad (۱۴)$$

- t_{wp} ضخامت ورق اتصال جان می باشد و در صورتی که برای اتصال جان از ورق دوبل استفاده شود، مقدار t_{wp} برابر مجموع ضخامت دو ورق خواهد بود.
- عرض ورق اتصال (b_{wp}) بر حسب ابعاد تیرورق، معمولا 8 cm، 10 cm، و یا 12 cm در نظر گرفته می شود.

۷-۱۳-تعیین بعد جوش اتصال ورق به جان تیر ورق

جوش اتصال ورق به جان تیر به صورت دورتادور درنظر گرفته می شود. در این جوش ترکیب برش و پیچش خواهیم داشت.

طبق جدول 1-18-5 کتاب سالمون- فصل جوش (این کتاب را می توانید از سایت اینجانب دانلود نمایید)، مقادیر مرکز سطح جوش، ممان قطبی جوش، برش و پیچش در اتصال ورقها به جان تیر برابر است با:



$$x = \frac{b_w^2}{2\times b_w + L_{wp}}$$

$$I_p = \frac{8b_w^3 + 6b_w L_{wp}^2 + L_{wp}^3}{12} - \frac{b_w^4}{2\times b_w + L_{wp}} \qquad (۱۵)$$

$$V = V_U$$

$$T = V_U \times (b_{wp} - x)$$

تعیین بعد جوش ورق به جان تیر:

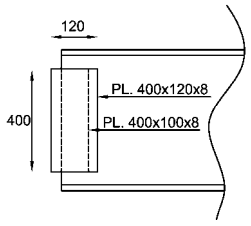
$$\sqrt{\left(\frac{V}{2\times b_w + L_{wp}} + \frac{T(b_w - x)}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_p}\right)^2} \le 100\ a_1 \qquad (۱۶)$$

- عدد 100 در رابطه فوق تنش مقاوم طراحی جوش است که با فرض استفاده از الکترود E60 و بازرسی چشمی و جوش در محل بدست آمده است. a_1 بعد جوش می باشد:

$$\varphi R_n = \varphi\beta F_{nw} A_{we} = \varphi\beta(0.6F_{ue})\left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 0.75 \times 0.75 \times (0.6 \times 420) \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 100A_w$$

- در صورتی که از ورق دوبل استفاده شود، مقدار بدست آمده برای a_1 را نصف می کنیم.

- در مواقعی که بعد جوش نسبت به جان تیر نسبتا بزرگ باشد، در صورت استفاده از ورق دوبل و اجرای جوش در دو سوی جان، ممکن است جان تیر آسیب ببیند. بنابراین بهتر است که عرض b_{wp} برای ورقهای دوبل به صورت متفاوت طرح شوند تا جوشهای دو طرف جان روی هم نیفتند. مانند شکل زیر:



۷-۱۴-تعیین بعد جوش اتصال ورق جان به ستون

در این جوش ترکیب برش و خمش خواهیم داشت که مقدار خمش آن برابر $M = V_U \times (b_{wp} - x)$ و ممان اینرسی جوش برابر $I_x = \frac{L_{wp}^3}{12}$ خواهد بود. بعد جوش اتصال ورق جان به ستون، a2، از رابطه زیر بدست می آید:

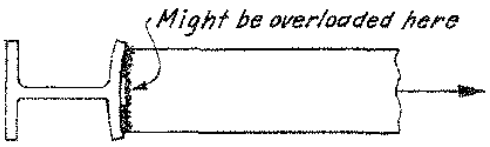
$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{L_{wp}}\right)^2 + \left(\frac{M\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_x}\right)^2} \leq 100 \times 2 \times a_2 \qquad (۱۷)$$

- ضریب 2 در سمت راست رابطه به جهت بند زیر است که در آن استفاده از جوش دوطرفه در ورق جان برای اتصال اجبار شده است:

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

(۶) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان به بال ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان ، جوش‌گوشه باید دو طرفه باشد.

۷-۱۵-کنترل خمش موضعی در بال ستون در مقابل بال کششی (بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱ مبحث ۱۰)



علت کنترل: اگر ضخامت بال ستون کم باشد، صلبیت خمشی آن کاهش یافته و د راثر خمش موضعی بال ستون، جوش نفوذی ورق های روسری و زیرسری به ستون آسیب می بیند.

۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

۱۰-۳-۸-۵ ورق‌های پیوستگی

الف) در ستون‌های H شکل در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۲ و ۱۰-۳-۸-۳ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمهٔ اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ). تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq ۰/۴\sqrt{۱/۸ b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \qquad (۱۰-۸-۳-۲)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{۶} \qquad (۱۰-۸-۳-۳)$$

ب) در ستون‌های جعبه‌ای (قوطی شکل) در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۴ و ۱۰-۳-۸-۵ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمه اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq ۰/۴\sqrt{\left[۱ - \frac{b_{bf}}{b'_{cf}}\left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{۴}\right)\right] ۱/۸ b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \qquad (۱۰-۸-۳-۴)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{۱۲} \qquad (۱۰-۸-۳-۵)$$

پ) طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصلهٔ خالص دو بال ستون باشد.

ت) پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع H شکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

ث) ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

ج) جوش ورق‌های پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. در صورتی‌که ضخامت ورق پیوستگی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دو طرفه نیز مجاز است.

چ) جوش ورق‌های پیوستگی به جان ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه دو طرفه باشد.

ح) نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبهٔ متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $۰/۵۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبهٔ متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $۱/۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ کوچکتر باشد. در این روابط E مدول الاستیسیته فولاد و F_y تنش تسلیم فولاد ورق پیوستگی می‌باشد.

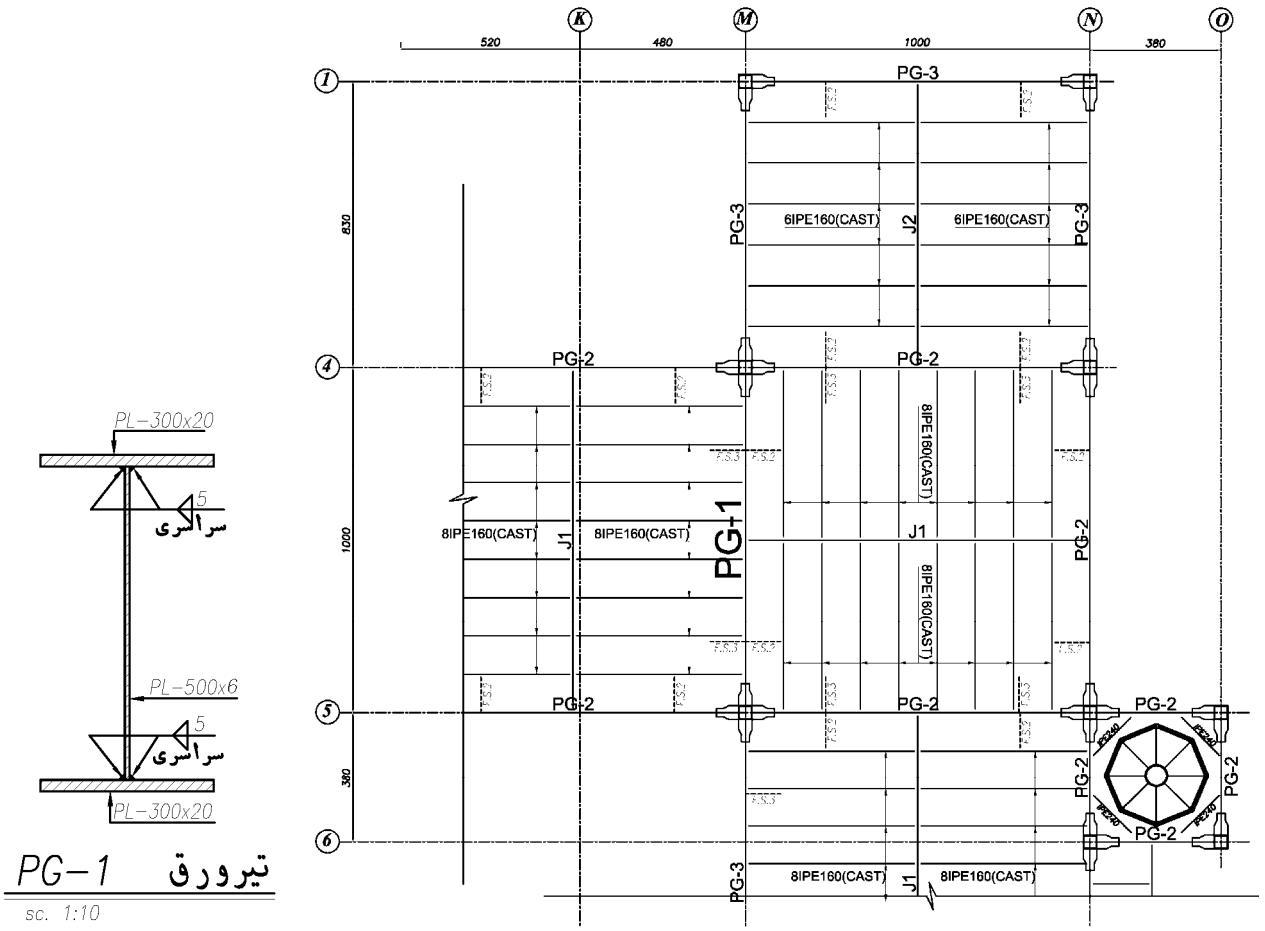
- توصیه می شود حتی در صورت ارضای ضوابط فوق، از ورقهای پیوستگی استفاده شود. در این صورت نیازی به کنترل ادامه بندها (بندهای ۱۵، ۱۶ و ۱۷) نخواهد بود.
- در صورتی که روابط فوق ارضا شوند و نخواهیم از ورق پیوستگی استفاده کنیم، ضوابط بند های ۱۵، ۱۶ و ۱۷ که در ادامه این گزارش آمده است نیز باید کنترل شود.

۷-۱۶-مثال

۱- اتصال گیردار تیر PG-1 به ستون که در شکل زیر نشان داده شده است را طراحی کنید (ابعاد کامل ورقهای روسری و زیرسری؟ ابعاد کامل ورق اتصال جان؟ ابعاد کلیه جوش های اتصال؟).

فرضیات مسئله:

سازه در یک منطقه لرزه خیز بنا شده و دارای شکل پذیری متوسط می باشد. وزن مرده کف برابر $5.7\ kN/m^2$ و وزن زنده آن برابر $6\ kN/m^2$ می باشد. ستون های سازه به صورت باکس به ابعاد $400 \times 400 \times 20\ mm$ می باشند.



محاسبه لنگر پلاستیک محتمل تیر

$$M_{pr} = 1.2 \times 1.15 \frac{Z_b F_y}{10^6} = 1.38 \times \frac{\left(\frac{300\times640^2}{4} - \frac{294\times600^2}{4}\right)(240)}{10^6} = 1198.9\ \ kN.m$$

محاسبه برش طراحی در بر ستون

$$V_{pr} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u W L_h}{2}$$

با توجه به عمق تیر ($d=540mm$) فرض می کنیم که طول ورقهای روسری و زیرسری برابر $550mm$ باشد. در این صورت محل مفصل پلاستیک به فاصله $550mm$ از بر ستون خواهد بود. اگر پس از انجام محاسبات اعداد دیگری برای طول ورقها بدست آمد، باید محاسبات را مجددا تکرار نمایید.

با توجه به اینکه ابعاد ستونها $40x40$ است، فاصله بین دو مفصل در تیر برابر است با $L_h = 10 - 0.40 - 2 \times 0.55 = 8.5m$.

بار گسترده ثقلی ضریب دار سقف برابر است با: $q_u = (5.7 \times 1.2 + 6 \times 1) = 12.84 \frac{kN}{m^2}$

با توجه به وجود تیر فرعی، یک نیروی متمرکز (Pu در شکل) ناشی از بارهای ثقلی خواهیم داشت که مقدار آن با توجه به اینکه سطح بارگیر تیر فرعی برابر $50m^2$ است،برابر خواهد بود با: $P_u = \left(\frac{50\times 12.84}{2} = 321\ kN\right)$

$$V_{pr} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{\mathrm{q_u W} L_h + P_u}{2} = \frac{2\times 1470.5}{8.36} + \frac{12.84\times 2.5\times 8.5 + 321}{2} = 569.3\ kN$$

مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN برابر است با:

$$V_U = V_{pr} + \mathrm{q_u W} S_h = 569.3\ + 12.84 \times 2.5 \times 0.55 = 586.69\ kN$$

محاسبه لنگر طراحی در بر ستون

$$M_U = M_{pr} + V_{pr} S_h + \frac{q_u W {S_h}^2}{2} = 1198.9 + 586.69 \times 0.55 + \frac{12.84\times 2.5\times 0.55^2}{2} = 1475.5\ kN.m$$

طراحی ورق زیر سری

$$b_{pb} = b_{bf} + 50 = 350\ mm$$

- با توجه به اینکه بعد ورق زیرسری برابر 350mm درنظر گرفته شد، بعد ستون باید حداقل 350mm باشد تا ورق زیرسری بتواند به آن متصل شود.

$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y} = \frac{1475.5\ \times 10^6}{1 \times (540 + 40mm) \times 350 \times 240} = 30.3\ \mathrm{mm}\ \rightarrow \mathrm{Use}\ t_{pb} = 35\ mm$$

- عدد 40mm در رابطه فوق با این فرض در نظر گرفته شده است که ضخامت ورق روسری و زیرسری حدود دو برابر ضخامت بال تیر حاصل خواهد شد. با توجه به اینکه ضخامت محاسباتی 35mm بدست آمد، محاسبات با مقدار جدید باید تکرار شود:

$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y} = \frac{1475.5\ \times 10^6}{1 \times (540 + 35mm) \times 350 \times 240} = 30.5\ \mathrm{mm}\ \rightarrow \mathrm{Use}\ t_{pb} = 35\ mm$$

با توجه به اینکه ضخامت ورق زیرسری بیش از 15mm حاصل شده است، باید از الکترود E70 استفاده شود و بنابراین مقاومت طراحی جوش گوشه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varphi R_n = \varphi\beta F_{nw}A_{we} = \varphi\beta(0.6F_{ue})\left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 0.9 \times 0.75 \times (0.6 \times 490) \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 140A_w$$

حداقل بعد جوش ورق به بال تیر با توجه به جدول فوق و با توجه به اینکه ضخامت بال تیر برابر 20mm می باشد، برابر $a_{min} =$ $6mm$ می باشد. از طرفی حداکثر بعد جوش برابر است با $a_{max} = t_{bt} - 2\text{mm} = 18\text{ mm}$.

با فرض a=18 mm برای بعد جوش، طول ورق زیر سری (L_{pb}) لازم برابر است با:

$$L_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (2 \times 140 \times a)} + 20\ mm = \frac{1475.5\ \times 10^6}{540 \times (2 \times 140 \times 18)} + 20\ mm = 554\ mm \ \rightarrow \text{Use}\ L_{pb} = 550\ mm$$

طراحی ورق روسری

$$b_{pt} = b_{bf} - 50mm = 250\ mm$$

$$t_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pt} \times F_y} = \frac{1475.5 \times 10^6}{1 \times (540 + 40mm) \times 250 \times 240} = 4.24\text{ mm} \rightarrow \text{Use}\ t_{pb} = 45\ mm$$

- همانطور که مشاهده می شود، با مبحث دهم جدید ضخامت ورق های روسری و زیرسری برای تیرهای با ابعاد بزرگ اندکی افزایش یافته و بنابراین توصیه می شود برای تیرهای با سایز بالا از انواع دیگر اتصالات گیردار (مثلا اتصال پیچی از نوع درختی) استفاده شود.

حداقل بعد جوش ورق به بال تیر با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۲ مبحث دهم و با توجه به اینکه ضخامت قطعه نازکتر (ضخامت بال تیر) برابر 20mm می باشد، برابر $a_{min} = 6mm$ می باشد. از طرفی حداکثر بعد جوش برابر است با $a_{max} = t_{pt} - 2\text{mm} =$ $45 - 2 = 43$ mm می باشد. بهتر است بعد جوش از ضخامت قطعه نازکتر (بال تیر) بیشتر نشود بنابراین مقدار a=20mm برای جوش ورق روسری به بال تیر انتخاب می شود.

محاسبه طول جوش ورق روسری به بال تیر:

$$L_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (2 \times 140 \times a)} + 20 = 470\ mm \ \rightarrow \text{Use}\ L_{pt} = 500\ mm$$

طراحی ابعاد ورق اتصال جان

با توجه به اینکه ارتفاع جان تیر 50cm می باشد، می توان ارتفاع ورق اتصال جان را برابر $\boldsymbol{L_{wp} = 40cm}$ در نظر گرفت.

ضخامت ورق اتصال از رابطه زیر بدست می آید:

$$V_U \le \left(\varphi R_n = 0.9 \times L_{wp} t_{wp} \times (0.6 \times 2400)\right)$$

$$586.9 \times 10^3 \le \left(0.9 \times 400 \times t_{wp} \times (0.6 \times 2400)\right) \rightarrow \ t_{wp} = 11.3 \text{ mm} \ \rightarrow \text{ Use } \boldsymbol{t_{wp} = 12\ mm}$$

- ضخامت فوق با فرض استفاده از ورق تک بدست آمد. در ادامه خواهیم دید که مجبور به استفاده از ورق دوبل خواهیم بود و در نتیجه ضخامت ورق نیز تغییر خواهد کرد.

عرض ورق جان ($\boldsymbol{b_{wp}}$) نیز برابر 100mm در نظر گرفته می شود.

$$x = \frac{b_w^2}{2 \times b_w + L_{wp}} = 11.4\ mm$$

$$I_p = \frac{8b_w^3 + 6b_w L_{wp}^2 + L_{wp}^3}{12} - \frac{b_w^4}{2 \times b_w + L_{wp}} = 120 \times 10^6 \text{mm}^3$$

$$V = V_U = 586.9 \text{ kN}$$

$$T = V_U \times (b_{wp} - x) = 52 \text{ kN.m}$$

تعیین بعد جوش ورق به جان تیر(با فرض استفاده از ورق جان تک)

$$\sqrt{\left(\frac{V}{2 \times b_w + L_{wp}} + \frac{T(b_w - x)}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_p}\right)^2} \le 116.9\, a_1 \ \rightarrow \sqrt{(1048 + 297)^2 + (866)^2}$$

$$\le 116.9 a_1$$

$$\rightarrow \ a_1 = 13.7\ mm \quad Not\ Good!$$

- عدد 116.9 در رابطه فوق تنش مقاوم طراحی جوش است که با فرض استفاده از الکترود E70 و بازرسی چشمی و جوش در محل بدست آمده است. a_1 بعد جوش می باشد. در صورتی که از ورق دوبل استفاده شود، مقدار بدست آمده برای a_1 را نصف می کنیم.
- حداکثر مقدار مجاز برای جوش ورق به جان تیر برابر $a_{max} = t_{wp} - 2\text{mm} = 10\text{mm}$ می باشد و مقدار a_1=13.7mm غیر قابل قبول است. بنابراین باید از ورق دوبل استفاده کنیم و یا ضخامت ورق جان را افزایش دهیم.

- در صورت استفاده از دو ورق جان در دو طرف، جوش لازم و ضخامت ورقهای اتصال جان به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\sqrt{(1048 + 297)^2 + (866)^2} \le 116.9 \times 2 \times a_1 \rightarrow \ a_1 = 6.85\ mm \ \rightarrow \ Use\ \boldsymbol{a_1 = 7\ mm}$$

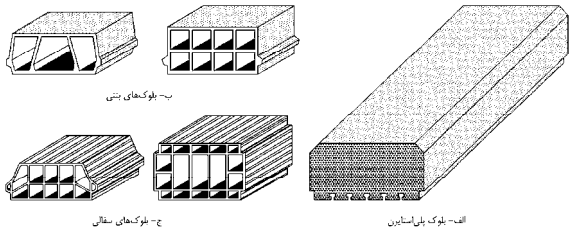
$$\rightarrow \boldsymbol{t_{wp} = 7 + 2 = 9\ mm} \ \rightarrow \ \boldsymbol{Use\ t_{wp} = 10\ mm}$$

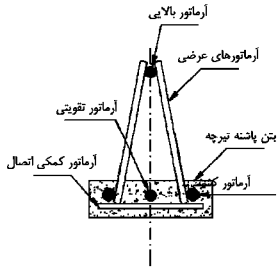
تعیین بعد جوش اتصال ورق جان به بال ستون

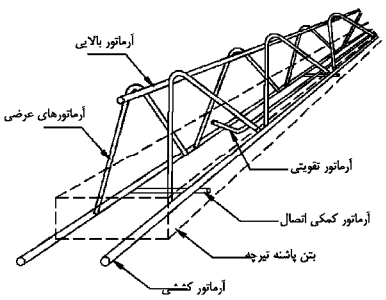
$$\sqrt{\left(\frac{V}{L_{wp}}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_x}\right)^2} \le 116.9 \times 2 \times a_2 \ \rightarrow \ a_2 = 10.4 \text{ mm} \ \rightarrow \ \text{Use } a_2 = 10\text{mm}$$

- عدد 116.9 بر اساس استفاده از الکترود E70 محاسبه شده است.
- ضریب 2 به جهت استفاده از دو ورق جان منظور شده است.

۸-طراحی دستی تیرچه بلوک







اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی

۸-۱-محدودیت ها

۲-۳-۱- ضوابط و محدودیت‌های کلی سقف تیرچه و بلوک

۱) سیستم تیرچه‌ای، شامل ترکیبی یکپارچه از تیرچه‌های متساوی‌الفاصله (قرار گرفته در یک راستا و یا دو راستای عمود برهم) و یک دال فوقانی است.[۱]

۲) فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.[۱]

۳) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از ۳/۵ برابر حداقل عرض آنها باشد.[۱]

۴) حداقل فاصله افقی بین دو سطح قائم بلوک‌های مجاور در طرفین یک تیرچه که در مقابل یکدیگر نصب می‌شوند، نباید کمتر از ۶/۵ سانتی‌متر باشد.

۵) ضخامت دال بتنی فوقانی نباید از $\frac{۱}{۱۲}$ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵ سانتی‌متر کمتر اختیار شود.[۱]

۶) حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت طول تیرچه پیش ساخته خرپایی) با تیرچه‌های منفرد نباید از ۸ متر بیشتر شود. در جهت اطمینان توصیه می‌گردد تا دهانه مورد پوشش بیشتر از ۷ متر نباشد. در صورت وجود سربارهای زیاد و یا دهانه‌های بیش از ۷ متر، مطابق بند ۳-۶-۶- از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.

۷) سقف‌های اجرا شده با تیرچه و بلوک، در مواردی که بار یکنواخت روی سقف عمل نماید، عملکرد بسیار مناسبی دارند. در صورت وجود بار منفرد سنگین یا متحرک و یا مرتعش، بکاربردن سقف تیرچه و بلوک توصیه نمی‌شود.

۸) در سقف‌های تیرچه و بلوک، بار متمرکزی که ممکن است روی کف وجود داشته باشد، بار ناشی از چرخ اتومبیل‌ها در پارکینگ‌ها و یا بار خطی ناشی از وجود تیغه‌های آجری روی تیرچه‌ها است. در مورد پارکینگ‌ها، بکارگیری سیستم تیرچه و بلوک معمول، اساساً توصیه نمی‌شود. در صورتی که الزامی در کار باشد، توصیه می‌شود تا ضخامت دال بتنی (روی بلوک‌ها) حداقل ۸ سانتی‌متر در نظر گرفته شود و مقاومت دال در برش سوراخ‌کننده (برش پانچ) برای بار چرخ کنترل گردد. در محاسبه تیرچه‌ها برای بار متمرکز، یا می‌توان کف را با استفاده از یکی از روش‌های کلاسیک، تحلیل کامل نمود و یا بار را با تقریب خوبی بین سه تیرچه مجاور یکدیگر به طور مساوی توزیع کرد.

۹) در صورتی که طول تیرچه‌ها بیش از ۴ متر باشد، مطابق توضیحات بند ۲-۳-۲-۶- یک یا چند کلاف میانی (تیر عرضی) در جهت عمود بر تیرچه‌ها تعبیه می‌شود.

۱۰) لوله‌ها و مجراهایی که در داخل دال قرار داده می‌شوند، نباید به مقدار قابل توجهی مقاومت سیستم را کاهش دهند. ضخامت دال باید به اندازه حداقل ۲/۵ سانتی‌متر بیشتر از ارتفاع کل لوله‌ها و مجراها باشد.

۱۱) در سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی خرپایی، می‌توان مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را ۱۰ درصد بیشتر از مقاومت برشی اسمی تیرهای بتنی در نظر گرفت.

مثال:

سازه مسکونی

دهانه تیرچه: 6m

نوع سقف: تیرچه فوم

میلگردهای طولی: AII, Fy=300MPa

۸-۲-کنترل خیز

جدول۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{۱۶}$	$\frac{l}{۱۸/۵}$	$\frac{l}{۲۱}$	$\frac{l}{۸}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{۲۰}$	$\frac{l}{۲۴}$	$\frac{l}{۲۸}$	$\frac{l}{۱۰}$

تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع $s۴۰۰$ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در ضریب $(۰/۴+\frac{f_y}{۷۰۰})$ ضرب شوند.

$$t_{min}=\frac{600}{20}\left(0.4+\frac{300}{700}\right)=24.85\ cm \quad \rightarrow \quad h=300\ mm\ is\ OK.$$

۸-۳-محاسبه بار مرده و زنده سقف

بار مرده طبقات:

۱) سنگ	$0.015\times28=0.42kPa$
۲) ۲ سانتیمتر ملات ماسه سیمان	$0.02\times21=0.42\,kPa$
۳ ۵ سانتیمتر بتن با پوکه	$0.05\times13=0.65\,kPa$
۴) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ وخاک	$0.5\ kPa$
۵) وزن یونولیت	$0.1kN$
۵) وزن بتن	$(0.25\times0.1\times2+0.05\times1)25=2.5\ kN$
جمع کل	4.59 kPa

بار زنده: 1 kN (Partition) + 2kN = 3kN

بار ضریب دار: $q_u=1.2\times4.59+1.6\times3=10.3\ kPa$

www.SoftGozar.com

۸-۴-کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری

9.3.5 — In Chapter 22, ϕ shall be 0.60 for flexure, compression, shear, and bearing of structural plain concrete.

$$M_u = \frac{10.3 \times 0.4^2}{12} = 0.137\ kN.m$$

CHAPTER 22 — STRUCTURAL PLAIN CONCRETE

22.5 — Strength design

22.5.1 — Design of cross sections subject to flexure shall be based on

$$\phi M_n \geq M_u \qquad (22\text{-}1)$$

where

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}\,S_m \qquad (22\text{-}2)$$

if tension controls, and

$$M_n = 0.85 f'_c\,S_m \qquad (22\text{-}3)$$

if compression controls, where S_m is the corresponding elastic section modulus.

$$M_n = 0.42\sqrt{21} \times \frac{1000 \times 50^2}{6}$$
$$= 801950\ N.mm = 0.8\ kN.m$$
$$0.137 < 0.6 \times 0.8 \quad OK.$$

۸-۵-مساحت آرماتورهای کششی

$$M_u = \frac{(0.5 \times q_u) \times 6^2}{8} = \frac{(0.5 \times 10.3) \times 6^2}{8} = 23.175\ kN.m$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد $2 \times \varphi 14 + 1 \times \varphi 12$:

$$d = 300 - 20 - 7 = 273\ mm$$

$$M_n = A_s F_y \left(273 - \frac{a}{2}\right) = A_s \times 300 \times \left(273 - \frac{\frac{A_s \times 300}{0.85 \times 21 \times 100}}{2}\right) = 30\ kN.m$$

$$M_u < 0.9 \times M_n \quad OK.$$

۸-۶- آرماتور فوقانی

۲-۳-۲-۱-۳- آرماتور فوقانی

۱) آرماتور فوقانی باید از نوع آجدار باشد.

۲) قطر آن با توجه به نوع فولاد آرماتور، طول دهانه، فاصله تیرچه‌ها، ارتفاع خرپای تیرچه و ضخامت بتن پوششی و همچنین فواصل جوش‌های میلگرد عرضی، از ۶ میلی‌متر تا ۱۲ میلی‌متر متفاوت است. (جدول ۲-۲) به عنوان راهنمای تعیین حداقل قطر میلگرد بالایی تیرچه‌های غیرکارخانه‌ای توصیه می‌شود.

جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی

دهانه	قطر میلگرد بالایی
تا ۴ متر	۸ میلی‌متر
۴ متر تا ۵/۵ متر	۱۰ میلی‌متر
۵/۵ متر تا ۷ متر	۱۲ میلی‌متر

چنانچه تیرچه‌ها در کارخانه و با روش نقطه جوش (جوش مقاومتی) تولید شوند، مقادیر قطر میلگرد بالایی مندرج در (جدول ۲-۲) را می‌توان به میزان ۲ میلی‌متر کاهش داد.

طبق جدول $\varphi 12$ انتخاب می شود.

۸-۷-آرماتور افت حرارت

۲-۳-۲-۵- ضوابط و محدودیت‌های آرماتور افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) و آرماتور منفی

۱) آرماتورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرند.

۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی‌متر می‌باشد.

۳) نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

الف – برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350	**۰/۰۰۲**
ب – برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار	**۰/۰۰۱۸**
ج – برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر	**۰/۰۰۱۵**

۴) حداکثر فاصله‌ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی‌متر است.

۵) آرماتور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می‌تواند به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله‌ی ذکر شده در بند قبل بین آرماتورهای حرارتی باید رعایت گردد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{۱}{۵}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

$$1\varphi 6@\ 250mm \ \rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226$$

۸-۸-آرماتور منفی

مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر $0.46\ cm^2$ باشد. می توان از میلگرد $\varphi 10$ استفاده کرد.

۸-۹-کلاف میانی

سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی دو عدد میلگرد $\varphi 14$ می باشند، می توان از دو عدد میلگرد $\varphi 10$ استفاده کرد.

۱- طراحی میلگردهای برشی

$$V_u = \frac{q_u \times 0.5 \times (L - 2 \times d)}{2} = \frac{11556 \times 0.5 \times (6 - 2 \times 0.273)}{2} = 15756\ N$$

$$\varphi V_c = 1.1 \times 0.75 \frac{\sqrt{21}}{6} (100 \times 273) = 17202\ N$$

$$\varphi V_s = 15756 - 17202 < 0$$

آرماتور برشی حداقل نیاز است. با فرض اینکه آرماتورهای عرضی $\varphi 6$ و با فواصل 15cm باشد:

$$\varphi V_s = 0.75 \times A_v \frac{d(Sin\alpha + Cos\alpha)}{s} F_y = 0.75 \times 28.25 \times \frac{273(0.95 + 0.28)}{150} 300 = 14kN$$

$$A_{v-min} = \frac{0.35 b_w s}{F_y} = 17.5\ mm^2 < 28.25\ OK$$

۲-۳-۲-۱-۱- آرماتورهای کششی

۱) حداقل تعداد میلگردهای کششی دو عدد بوده و سطح مقطع آن‌ها از طریق محاسبه تعیین می‌شود. روش محاسبه در پیوست ۳ این نشریه توضیح داده شده است.

۲) آرماتورهای کششی باید از نوع آجدار باشد. توصیه می‌شود از آرماتورهای با فولاد نوع نیم سخت و سخت استفاده شود.

۳) در عمل باید از تطبیق مقاومت آرماتورهای مورد استفاده با مقاومت قید شده در جداول و محاسبات اطمینان حاصل کرد.

۴) در صورت استفاده از میلگردهای کششی به تعداد بیش از دو عدد، دو میلگرد طولی باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند. طول موردنیاز بقیه میلگردها را می‌توان مطابق ضوابط طول آرماتورهای تقویتی محاسبه نمود و آنها را در مقطعی که مورد نیاز نیستند و با در نظر گرفتن محل قطع تئوریک و محل قطع عملی، قطع کرد.

۵) قطر میلگردهای کششی نباید از ۸ میلی‌متر کمتر و از ۱۶ میلی‌متر بیشتر باشد. چنانچه کارخانه تولیدی از روش نقطه جوش مقاومتی برای اتصال میلگردها استفاده نماید، می‌توان قطر میلگردهای کششی را تا میزان حداقل ۶ میلی‌متر تقلیل داد. در مورد تیرچه‌هایی که ضخامت بتن پاشنه آن‌ها، ۵/۵ سانتی‌متر یا بیشتر باشد، می‌توان حداکثر قطر میلگرد را به ۲۰ میلی‌متر افزایش داد.

۶) مطابق آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، حداقل نسبت آرماتور بکار رفته در تیرچه‌ها از این رابطه بدست می‌آید:

$$\rho_{min} = Max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \qquad (۲-۲۶)$$

محاسبه ρ و ρ_{min} با در نظر گرفتن عرض جان تیرچه محاسبه می‌شود. در این رابطه f_c مقاومت مشخصه بتن بر حسب $MPa\ (N/mm^2)$ و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتور برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

در صورتی که درصد آرماتور کششی حاصل از محاسبه، از ρ_{min} کمتر باشد، می‌توان با قراردادن ۱/۳۳ برابر سطح مقطع آرماتورهای حاصل از محاسبه، از رابطه (۲-۲۶) صرفنظر نمود.

۷) حداکثر آرماتور کششی تیرچه‌ها برابر مقدار ρ_b مطابق روابط عنوان‌شده در پیوست ۳ بدست می‌آید. ولی توصیه می‌شود که سطح مقطع آرماتورهای کششی از ۲/۵ درصد سطح مقطع جان تیرچه بیشتر نشود.

۸) فواصل آزاد بین میلگردهای کششی نباید از هیچ‌یک از سه مقدار قطر میلگرد بزرگتر، ۲۵ میلی‌متر و ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن، کمتر باشد.

۹) ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود.

- قطر میلگردها
- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های تا ۳۲ میلی‌متر، یا ۵ میلی‌متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های بزرگتر از ۳۲ میلی‌متر

علاوه بر آن، ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورهای تیرچه، متناسب با شرایط محیطی، نباید از مقادیر داده شده در (جدول ۲-۱) کمتر باشد.

جدول ۲-۱- مقادیر حداقل پوشش بتن

شرایط محیطی	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق‌العاده شدید
حداقل پوشش بتن برحسب میلی‌متر	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰

۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر $0.35\frac{b_w.s}{f_y}$ می‌باشد که b_w عرض جان تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی متوالی و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرپای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی‌متر و برای خرپای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خرپاهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر استفاده نمود.

۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.

۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.

۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.

۹- اتصالات

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

۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

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

تبصره۱: برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

تبصره۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان ترکیب نیروی زلزلهٔ راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزلهٔ راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

تبصره۳: شالودهٔ ساختمان باید برای نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته نیز مورد محاسبه و کنترل قرار گیرد.

۱۰-۳-۵-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

کف‌ستون کلیهٔ ستون‌های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طورمجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱)بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲)بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳)در هر دو امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا نیروی برشی برابر مجموع مولفه‌های افقی مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی و برش ظرفیتی ستون برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. در محاسبه و طراحی کف ستون این نیروی برشی باید بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴)در هر دو امتداد اصلی ستون و به طور مجزا لنگر خمشی برابر مجموع لنگرهای خمشی زیر و بدون حضور نیروهای برشی و محوری.

الف) برای مهاربندی‌های امتداد مورد نظر مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مهاربند.

ب) برای ستون‌ها کمترین دو مقدار $1/1R_yF_yZ_e$و بیشترین لنگر خمشی (بدون حضور نیروهای محوری و برشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱؛ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده مصالح ستون، F_y تنش تسلیم مصالح ستون و Z_e مدول پلاستیک مقطع ستون است.

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

۱۰-۳-۱۰-۱ الزامات عمومی

الف) پیکربندی مهاربندی‌های مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندی‌های قطری، ضربدری و مهاربندی‌های به شکل ۷و۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های به شکل K در این نوع قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.

ب) در این نوع قاب‌ها نیروی جانبی باید بین کلیهٔ مهاربندی‌های کششی و فشاری توزیع شود و مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها طراحی شوند. طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی به صورت کششی تنها نیز مجاز است.

پ) مقاطع اعضای مهاربندی‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده در مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸ باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع کلیهٔ ستون‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده در مهاربندی‌های از نوع قطری و ضربدری باید فشرده باشند.

۱۰-۳-۱۰-۲ مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷و۸ باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) ضریب لاغری (KL/r) مهاربندی‌های از نوع ۷و ۸ نباید از $4\sqrt{E/F_y}$ تجاوز نماید.

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

پ) مهاربندی‌های به شکل ۷و ۸ ای که در محل اتصال به تیر دارای خروج از مرکزیت کمتر از ارتفاع تیر هستند، به عنوان مهاربندی‌های همگرا محسوب می‌شوند و می‌توانند بر اساس الزامات این بخش طراحی شوند.

ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندی‌ها باشند.

ث) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید در حد فاصل دو ستون پیوسته بوده و دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش پیچشی - جانبی باشند. در هر صورت، وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندی‌ها به تیر الزامی است.

ج) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندی‌های کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبدار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندی‌ها محاسبه شوند.

- نیروی لرزه‌ای مهاربند کششی کمترین دو مقدار $R_yF_yA_g$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته. که در آن، R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی، F_y= تنش تسلیم فولاد مهاربندی و A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.
- نیروی لرزه‌ای مهاربند فشاری برابر $۰/۳P_n$ که در آن P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری است.

Ordinary Concentrically Braced Frames (OCBF)

For this framing system, the following additional requirements are checked or reported (AISC SEISMIC F1.1).

- **When $P_u\phi_c / P_n$ (or $\Omega_c P_a / P_n$ for ASD) in columns due to prescribed loading combinations without consideration of amplified seismic load is greater than 0.4, the axial compressive and tensile strengths are checked in the absence of any applied moment and shear for the *special seismic load combinations* as described previously in the "Special Check for Column" section of this manual (AISC SEISMIC F1.2, B2, D1.4a(2)).**
- **All brace members are checked to be Seismically Compact consistent with moderately ductile members in accordance with Table 4-1 (AISC SEISMIC F1.5a, D1.1, Table D1.1). If the criteria are satisfied, the section is reported as SEISMIC as described earlier in "Classification of Sections for Local Buckling" in this chapter. If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.**
- **The maximum Kl/r ratio of the braces for V or inverted-V configurations is checked not to exceed $4.0\sqrt{E/F_y}$ (AISC SEISMIC F1.5b). If this criterion is not met, an error message is reported in the output.**

Note: Beams intersected by chevron (V or inverted-V) braces are NOT currently checked to have a strength to support loads for the following two conditions (AISC SEISMIC 1):

(a) A beam that is intersected by braces shall be designed to support the effects of all tributary dead and live loads from load combinations stipulated by the code, assuming the bracings are not present (AISC SEISMIC F1.4a(1)).

(b) A beam that is intersected by braces and supporting earthquake load shall be designed to resist the effects of the load combinations stipulated by the code, except the brace forces have to be replaced by their capacities. The forces in all braces in tension shall be assumed to be equal to $R_yF_yA_g$ (AISC SEISMIC F1.4a(1)(i)). The forces in all braces in compression shall be assumed to be equal to $0.3P_n$ (AISC SEISMIC F1.4a(1)(ii)).

۱۰-۳-۱۰-۳ اتصالات مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

الف) مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی برابر $R_yF_yA_g$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند، F_y تنش تسلیم فولاد مهاربند و A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.

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

4.10.5 Evaluation of Brace Connection Forces

For each steel brace in the structure, the program reports the maximum axial force at each end of the brace for the design of the brace-to-beam connections. The brace connection forces reported are the maxima of the factored brace axial forces obtained from the loading combinations.

For special seismic design, the brace connection forces are not taken less than the following special values for different types of framing. The special seismic requirements additionally checked by the program are dependent on the type of framing used.

Bracer axial forces for seismic designs are evaluated for braced frames (SCBF, OCBF, EBF) only. No special checks are performed for moment frames (OMF, IMF, SMF).

- For SCBF, the bracing connection force is taken as the minimum of the two values (AISC SEISMIC F2.6c):

  (a) The expected yield strength in tension of the bracing member, determined as $R_yF_yA_g$ (LFRD) or $R_yF_yA_g/1.5$ (ASD), as appropriate (AISC SEISMIC F2.6c(1)(a)).

  (b) The maximum load effect of the *amplified seismic load combination* (AISC SEISMIC F2.6c(1)(b)).

- For OCBF or OCBFI, the bracing connection force is taken as the minimum of the two values (AISC SEISMIC F1.6a):

  (a) The expected yield strength in tension of the bracing member, determined as $R_yF_yA_g$ (LFRD) or $R_yF_yA_g/1.5$ (ASD), as appropriate (AISC SEISMIC F3.6b(a)).

  (b) The maximum load effect of the amplified seismic load combination (AISC SEISMIC F3.6b(b)(i)).

www.SoftGozar.com

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

۱۰-۳-۱۲-۱ محدودیت تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها

مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها باید دارای شرایط زیر باشند.

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

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

پ) در تیرهای پیوند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش گوشهٔ دو طرفه یا جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.

ت) تیرهای قوطی شکل ساخته‌شده از ورق باید دارای شرایط $I_y > ۰/۶۷I_x$ باشد که در آن I_y ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی در امتداد جان‌های مقطع و I_x ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی عمود بر امتداد جان‌های مقطع می‌باشد.

ث) تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

ج) تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیهٔ پیوند، اگر دارای مقطع متفاوت با مقطع تیر پیوند باشند، باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

چ) مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقطع بقیه ستون‌ها باید از نوع فشرده باشند

ح) مقاطع مهاربندی‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

خ) در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود. این مهارهای جانبی باید برای نیروی P_{bu} مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۱ طراح شوند.

۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p \qquad (۱۰-۳-۱۲-۱)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{۲M_p}{e} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۲)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} ۰/۶F_yA_{lw} & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ ۰/۶F_yA_{lw}\sqrt{۱-\left(\frac{P_u}{P_c}\right)^۲} & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۳)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ F_yZ\left(\frac{۱-P_u/P_c}{۰/۸۵}\right) & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۴)$$

۱۰-۳-۱۲-۴ طول تیر پیوند

تیرهای پیوندی که دارای شرایط $P_u/P_c > ۰/۱۵$ هستند، باید محدودیت زیر را برآورده نمایند.

الف) در صورتی‌که $\rho' \le ۰/۵$ باشد:

$$e \le \frac{۱/۶M_p}{V_p} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۵)$$

ب) در صورتی‌که $\rho' > ۰/۵$ باشد:

$$e \le \frac{۱/۶M_p}{V_p}\ (۱/۱۵ - ۰/۳\rho') \qquad (۱۰-۳-۱۲-۶)$$

در روابط فوق:

$$\rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c} \qquad (۱۰-۳-۱۲-۷)$$

- The shear strength for link beams is taken as follows (AISC SEISMIC 15.2b):

$$V_u \le \phi_v V_n \text{ (LRFD) or} \qquad \text{(AISC SEISMIC F3.5b(2))}$$

$$V_a \le V_n/\Omega_v \text{ (ASD),} \qquad \text{(AISC SEISMIC F3.5b(2))}$$

where,

$$V_n = \min(V_p,\ 2M_p/e) \qquad \text{(AISC SEISMIC F3.5b(2))}$$

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_yA_{lw} & \text{for } P_r/P_c \le 0.15 \\ 0.6F_yA_{lw}\sqrt{1-\left(\frac{P_r}{P_c}\right)^2} & \text{for } P_r/P_c > 0.15 \end{cases} \qquad \text{(AISC SESIMIC F3-2, F3-3)}$$

$$M_p = \begin{cases} F_{yZ} & \text{for } P_r/P_c \le 0.15 \\ F_{yZ}\left(\frac{1-P_r/P_c}{0.85}\right) & \text{for } P_r/P_c > 0.15 \end{cases} \qquad \text{(AISC SEISMIC F3-8, F3-9)}$$

- If $P_r/P_c > 0.15$, the link beam length, e, is checked not to exceed the following:

  - if $\rho' \le 0.5$

$$e \le \left[1.6\frac{M_p}{V_p}\right] \qquad \text{(AISC SEISMIC F3-10)}$$

  - if $\rho' > 0.5$

$$e \le [1.15 - 0.3\rho']\left[1.6\frac{M_p}{V_p}\right] \qquad \text{(AISC SEISMIC F3-11)}$$

where,

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \qquad \text{(AISC SEISMIC F3-5b(3))}$$

$$V_r = V_u \text{ (LRFD)} \qquad \text{(AISC SEISMIC F3-5b(3))}$$

۱۰-۳-۱۲-۹ اتصالات مهاربندی‌ها

اتصالات مهاربندی‌ها باید دارای شرایط زیر باشند.

۱. اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا می‌توانند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند.

۲. در مواردی‌که مهاربندی برای تحمل بخشی از لنگر انتهایی تیر پیوند طراحی می‌شود، اتصال مهاربندی به تیر پیوند باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شود.

۳. مقاومت‌های مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید براساس بزرگترین نیروهای حاصل از ترکیبات بار متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۶ تعیین شوند.

۱۰-۳-۱۲-۶ مهاربندی‌ها، ستون‌ها، تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند و اتصالات آنها

مقاومت طراحی مهاربندی‌ها، ستون‌ها، تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند و اتصالات آنها نباید از نیروهای ناشی از تحلیلی که شامل بارهای ثقلی ضریبدار (ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که موجب ایجاد برشی برابر ۱/۲۵ R_yV_n در تیرهای پیوند با مقطع I شکل و ۱/۴ R_yV_n درتیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل و نیروهای نظیر آنها در دو انتهای تیر پیوند می‌شود، با رعایت استثناهای زیر، کوچکتر در نظر گرفته شود؛ که در آن V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۱۲-۲ و R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیر پیوند مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱ می‌باشد.

استثناها:

(۱) در تحلیل مذکور می‌توان از لنگرهای خمشی ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی طبقه صرف‌نظر نمود.

(۲) در طراحی تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند و نیز ستون‌هایی که دارای سه طبقهٔ مهاربندی شده یا بیشتر هستند، می‌توان اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروی برشی مذکور را در ضریب ۰/۸۸ ضرب نمود.

(۳) در نظر گرفتن مقاومت مورد نیاز ستون‌ها بیشتر از نیروهای حاصل از یک تحلیل غیرالاستیک الزامی نیست.

- **The beam strength outside the link is checked to be at least the beam force corresponding to the amplified controlling link beam shear strength, 1.25 R_yV_n for I-Shapes, and 1.4 R_yV_n for Box shapes (AISC SEISMIC F3.3). The controlling link beam nominal shear strength is taken as follows:**

$$V_n = \min(V_p, 2M_p / e). \qquad \text{(AISC SEISMIC F3.5b(2))}$$

The values of V_p and M_p are calculated following the procedure described previously (AISC SEISMIC F3.5b(2)). The correspondence between brace force and link beam force is obtained from the associated load cases, whichever has the highest link beam force of interest.

For load combinations including seismic effects, a load Q_t is substituted for the term E, where Q_t is defined as the axial forces and moments generated by at least 1.25 R_yV_n for I-Shapes and 1.4 R_yV_n for Box shapes, where V_n is the nominal shear strength of the link beam (ASIC SEISMIC F3.3).

- **All braces are checked to be Seismically Compact for moderately ductile frames in accordance with Table 4-1 (AISC SEISMIC F3.5a, D1.1, Table D1.1). If these criteria are satisfied, the section is reported as SEISMIC as described earlier under the "Classification of Sections for Local Buckling" in this chapter. If these criteria are not satisfied, the program issues an error message.**

- **The brace strength is checked the brace forces corresponding to the amplified controlling link beam nominal shear strength $1.25R_yV_n$ for I-Shapes and $1.4R_yV_n$ for Box shapes (AISC SEISMIC F3.3). The controlling link beam nominal shear strengths are obtained by the process described earlier (AISC SEISMIC F3.5b(1)).**

For load combinations including seismic effects, a load Q_t is substituted for the term E, where Q_t is defined as axial forces and moments generated by at least 1.25 R_yV_n for I-Shapes and 1.4 R_yV_n for Box shapes, where V_n is the nominal shear strength of the link beam (ASIC SEISMIC 15.6a).

www.SoftGozar.com

۱۰-۳-۱۲-۱۰ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند

تیرهای پیوند باید با تعدادی سخت‌کننده در محل اتصال دو انتهای مهاربندی به تیر و نیز تعداد سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند.

۱۰-۳-۱۲-۱۰-۱ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند I شکل

الف) سخت‌کننده‌های انتهایی

سخت‌کننده‌های انتهایی در محل اتصال دو انتهای مهاربندی به تیر پیوند باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای هریک از این سخت‌کننده‌ها نباید از $\frac{1}{2}(b_f - t_w)$ و ضخامت آنها نباید از ۰/۷۵t_w یا ۱۰ میلی‌متر، کمتر اختیار شود. که در آن، b_f پهنای بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان مقطع تیر پیوند است.

ب) سخت‌کننده‌های میانی

سخت‌کننده‌های میانی باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در مواردی‌که طول تیر پیوند از $1/6M_p/V_p$ کوچکتر باشد، فاصلهٔ سخت‌کننده‌های میانی نباید بیشتر از (۳۰t_w-d/۵) برای تیرهای پیوند با زاویه دوران ۰/۰۸ رادیان و (۵۲t_w-d/۵) برای تیرهای پیوند با زاویه دوران ۰/۰۲رادیان در نظر گرفته شود. برای تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران بین دو مقدار ۰/۰۲ و ۰/۰۸ رادیان می‌توان از درون‌یابی‌خطی بین دو مقدار مذکور استفاده نمود.

(۲) در مواردی‌که طول تیر پیوند در محدودهٔ $2/6M_p/V_p \le e \le 5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ یک سخت‌کننده به فاصله ۱/۵b_f در هریک از دو انتهای تیر پیوند الزامی است.

(۳) در مواردی که طول تیر پیوند در محدودهٔ $1/6M_p/V_p \le e \le 2/6M_p/V_p$ باشد، سخت‌کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط (۱) و (۲) در فوق را تأمین نمایند.

(۴) در مواردی‌که طول تیر پیوند بزرگتر از $5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

(۵) سخت‌کننده‌های مورد نیاز در شرایط (۱) تا (۳) در فوق، باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند. این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر و بیشتر باید به صورت جفت و در دو سمت جان تعبیه شوند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به صورت تکی و در یک سمت جان تیر پیوند تعبیه نمود.

(۶) پهنای هریک از سخت‌کننده‌ها نباید از $\frac{1}{2}(b_f - t_w)$ و ضخامت آنها نباید از t_w یا ۱۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

پ) اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی به تیر پیوند

اتصال سخت‌کننده‌ها به جان و بال‌های تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد. مقاومت مورد نیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به جان باید حداقل برابر F_yA_{st} و مقاومت مورد نیاز اتصال سخت کننده‌ها به هر یک از بال‌های تیر پیوند باید حداقل برابر با $\frac{1}{4}F_yA_{st}$ در نظر گرفته شود؛ که در آن، F_y تنش تسلیم فولاد سخت‌کننده‌ها و A_{st} سطح مقطع عرضی هریک از سخت‌کننده‌ها است.

www.SoftGozar.com