

نکات طراحی سازه های با دال بتنی توپر و مجوف (کوبیاکس و یوبوت)



Masoud Hoseinzadeh Asl

www.hoseinzadeh.net

مسعود حسین زاده اصل
ویرایش بهار ۱۳۹۸

۱	مقدمه	۱
۲	استفاده از دال بتنی سقف به عنوان قاب خمشی؟	۲
۵	فایلهای مورد نیاز در ETABS	۳
۵	فایل Main.edb	۳-۱
۹	فایل LATERAL.edb	۳-۲
۱۲	کنترل ستونها	۴
۱۲	کنترل سازه برای تغییرمکان جانبی غیرخطی طرح	۴-۱
۱۵	کنترل کفایت دیوارهای برشی	۵
۱۶	طراحی دیافراگم	۶
۱۷	اجزای دیافراگم	۶-۱
۱۷	اجزای لبه (chord)	۶-۱-۱
۱۹	جمع کننده (Collector)	۶-۱-۲
۲۱	پخش کننده (Distributer)	۶-۱-۳
۲۲	نیروی داخل صفحه در دیافراگم	۶-۳
۲۴	ضریب کاهش مقاومت برشی	۶-۴
۲۵	نحوه استخراج نیروها در نرم افزار ETABS	۶-۵
۲۶	مش بندی سقف و مدل اجزا محدود آن	۶-۶
۲۷	جزئیات میلگرد گذاری	۶-۷
۲۸	In-plane shear reinforcement	۶-۸
۳۰	Chord reinforcement	۶-۹
۳۱	Collector reinforcement	۶-۱۰
۳۴	Opening reinforcement	۶-۱۱
۳۵	Shear-friction reinforcement	۶-۱۲
۳۶	مثال کاربردی	۶-۱۳
۳۶	Collector	۶-۱۳-۱
۳۸	Shear reinforcement	۶-۱۳-۱
۴۰	Shear friction	۶-۱۳-۲
۴۲	میلگردهای خمش (خارج از صفحه دال)	۶-۱۴
۴۳	خلاصه مراحل استخراج میلگردهای خمشی در ETABS	۶-۱۴-۱
۴۵	کنترل برش پانچ دال متصل به ستون (در SAFE)	۶-۱۵
۴۶	نظر ACI 318-14 در رابطه با کنترل پانچ دال متصل به ستون	۶-۱۵-۱
۴۸	جزئیات آرماتورگذاری برش پانچ در دال	۶-۱۵-۲
۵۰	برش پانچ ستونهای متصل به تیر کناری	۶-۱۵-۳
۵۱	کنترل برش پانچ در دال متصل به دیوارهای برشی	۶-۱۵-۴
۵۴	دوره تناوب تحلیلی سازه	۷

۵۵	۸ محاسبه کنترل جابجایی نسبی طبقات (DRIFT).....
۵۶	۹ تعیین محدوده گوی ها در سقف.....
۵۶	۹-۱ تعیین ضریب کاهش برشی.....
۶۰	۱۰ کنترل خیز دال در دالها.....
۶۰	۱۰-۱ انتقال نیروها از ETABS به SAFE.....
۶۲	۱۰-۲ تعریف و اعمال بارها.....

۱ مقدمه

با توجه به استفاده از دالهای مجوف در برخی از طرحهای کشور، برخی نکته نظرات در رابطه با طراحی این نوع از سقف را در فصل حاضر جمع آوری کرده ام. مسلماً مطالب خالی از اشتباه نیستند. از محاسبین و اساتید محترم خواهشمندم نظرات تکمیلی خود را در رابطه با این فصل از طریق ایمیل مطرح نمایند تا در ویرایشهای بعدی اصلاح نمایم.

تشکر ویژه:

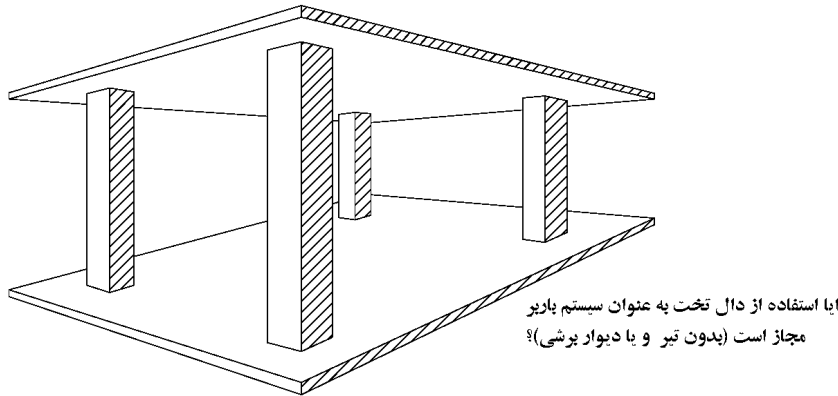
از استاد گرامی جناب آقای دکتر مسعود فرزاد، عضو هیات علمی دانشگاه تبریز، به جهت راهنمایی جامع در رابطه با این نوع سقف ها تشکر می نمایم.
از جناب آقای دکتر محمد جلال پور به جهت مطالعه اولیه این متن و اطلاعات ارزنده ای که در این زمینه در اختیار بنده قرار دادند، تشکر می کنم.

مسعود حسین زاده اصل

hoseinzadeh.m@gmail.com

hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

۲ استفاده از دال بتنی سقف به عنوان قاب خمشی؟



استاندارد ۲۸۰۰

۳-۳-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

دفتر تدوین ضوابط و استانداردها (www.std2800.ir):

آیا استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون با توجه به بند ۳-۳-۵ برای ساختمان‌های سه طبقه و کمتر، به عنوان قاب خمشی بتنی معمولی ($R=3$) تلقی می‌گردد یا قاب خمشی بتنی متوسط ($R=5$)؟

استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون برای ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر، به عنوان قاب خمشی بتنی معمولی ($R=3$) در نظر گرفته می‌شود.

مشاهده: ۳۴ مرتبه تاریخ نمایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ آخرین ویرایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳

دقت شود که استفاده از قاب خمشی معمولی تنها در مناطق با لرزه خیزی ۳ و ۴ ($A=0.2$ and $A=0.25$) و با اهمیت متوسط مجاز است. در مناطق با لرزه خیزی ۱ و ۲ استفاده از قاب خمشی معمولی غیر مجاز است.

نظر پروفیسور Mohleh در رابطه با استفاده از دال تخت به عنوان سیستم باربر جانبی:

Slab-column framing and slab-wall framing generally are not used as part of the seismic-force-resisting system in regions of high seismicity. Such framing is, however, used to support gravity loads. As such, its design must ensure that it is capable of supporting the gravity loads as the building sways under earthquake motions. This latter subject is the main focus of this chapter. In regions of lower seismic risk, slab-column frames may be used to provide resistance to lateral forces, including forces due to wind and earthquake loading. This latter application is not considered directly in this book.

دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان ایران (http://nbri.ir/tabid/1005/Default.aspx):

چنانچه از ترکیب دال تخت، ستون و دیوار برشی بتنی به عنوان سیستم سازه‌ای استفاده شود، ضریب ترک خوردگی دال چقدر باید در نظر گرفته شود؟

در حال حاضر بر اساس نسخه موجود استاندارد 2800، استفاده از سیستم توام دال تخت و ستون به همراه دیوار برشی به عنوان سیستم دوگانه فقط برای ساختمان‌های حداکثر تا 3 طبقه و یا با ارتفاع تا 10 متر مجاز است. در این حالت می‌توان اجزای دال تخت را با یک ضریب ترک خوردگی مناسب که در آیین نامه‌های معتبر ذکر شده است (مثلاً با ضریب 0/25) تحت بارهای قائم و جانبی مدل نمود. برای ساختمان‌های بلندتر، می‌توان در بارگذاری قائم دال تخت را بر اساس ضریب ترک خوردگی مذکور در بند قبلی مدل سازی کرد؛ ولی در مقابل بار جانبی منطقی است که ضریب ترک خوردگی دال را عددی نزدیک به صفر در نظر گرفت.

مشاهده: 178 مرتبه تاریخ نمایش: 1395/02/14 آخرین ویرایش: 1395/02/14

پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷):

۹-۲۰-۵-۵ در سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون بصورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی باشد.

سوال: آیا می توان از دال تخت به عنوان قاب خمشی در شهر تهران استفاده کرد؟

پاسخ:

طبق پرسش و پاسخ ارائه شده توسط دفتر تدوین ضوابط و استانداردها دال تخت قاب خمشی معمولی محسوب می شود و قاب خمشی معمولی در تهران (منطقه با لرزه خیزی ۱) غیر مجاز است.

طبق پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷) در تهران (منطقه با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد) استفاده از سیستم دال-ستون به عنوان قاب خمشی غیر مجاز است.

سوال: آیا می توان از دال تخت به عنوان قاب خمشی در شهر اهواز ($A=0.25$) استفاده کرد؟

پاسخ:

طبق پرسش و پاسخ ارائه شده توسط دفتر تدوین ضوابط و استانداردها در صورتی می توان استفاده کرد که:

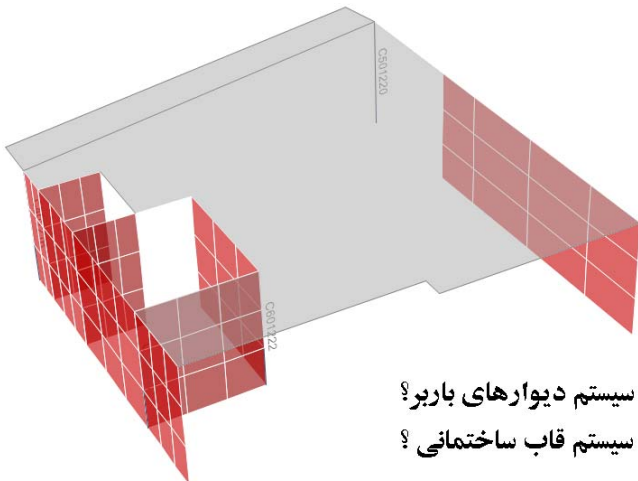
- ۱- ارتفاع سازه از تراز پایه کمتر از ۱۵ متر باشد (محدودیت سازه با شکل پذیری معمولی)
 - ۲- سازه حداکثر سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر باشد (محدودیت استفاده از دال تخت به عنوان قاب خمشی).
 - ۳- کاربری سازه با اهمیت خیلی زیاد یا زیاد نباشد.
 - ۴- سیستم باربر جانبی سازه قاب خمشی باشد. برای مثال نمی توان دال تخت را همراه با دیوار برشی بتنی (به صورت سیستم دوگانه) استفاده کرد. در سیستم های دوگانه قاب خمشی تنها می تواند متوسط و یا ویژه انتخاب شود.
 - ۵- ضریب رفتار سازه باید برابر $R_u=3$ منظور شود (این امر موجب افزایش قابل توجه نیروی زلزله خواهد شد).
 - ۶- المانهای سقف برای بارهای ناشی از زلزله کنترل شوند.
- در صورت احراز شرایط فوق می توان از دال تخت به عنوان قاب خمشی استفاده کرد. در این صورت در تمامی مراحل طراحی المان های سقف از نوع shell و با ضرایب سختی آیین نامه تعریف خواهند شد.

طبق پیشنویس مبحث نهم (۱۳۹۷) در صورتی می توان استفاده کرد که:

- ۱- سازه حداکثر سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر باشد (محدودیت استاندارد ۲۸۰۰).
 - ۲- کاربری سازه با اهمیت خیلی زیاد نباشد (محدودیت پیش نویس مبحث نهم).
 - ۳- دال بتنی سقف الزامات لرزه ای قید شده در پیش نویس مبحث نهم را ارضا کند.
- در صورت احراز شرایط فوق می توان از دال تخت به عنوان قاب خمشی استفاده کرد. در این صورت در تمامی مراحل طراحی المان های سقف از نوع shell و با ضرایب سختی آیین نامه تعریف خواهند شد.

سوال: سیستم باربر جانبی سازه شکل زیر چیست؟

پاسخ: در این سازه یک تک ستون داریم و بنابراین سازه دوگانه محسوب نمی شود (نمی تواند ضوابط مربوط به ۲۵ درصد را ارضا کند). از طرفی "عمده" بارهای قائم توسط دیوار بتنی تحمل می شود. بنابراین بنا به بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰، سازه دارای سیستم "دیوارهای باربر" می باشد.



سیستم دیوارهای باربر؟
سیستم قاب ساختمانی؟

۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

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

۲-۸-۱ سیستم قاب ساختمانی

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

۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	←	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	←	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]		
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح		
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی		
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی		
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی		
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	←	ب- سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	←	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]		
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح		
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]		
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کماتش تاب		
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی		
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]		

۳ فایل‌های مورد نیاز در ETABS

جهت بررسی سازه پیشنهاد میشود فایل‌های زیر ساخته شوند:

- ۱- فایل MAIN.edb: در این فایل رفتار واقعی سازه بررسی می شود. سقف از نوع shell و با سختی واقعی مدل خواهد شد. اتصال لبه های دال تخت به سازه در واقعیت یک اتصال صلب می باشد.
- ۲- فایل LATERAL.edb: در این فایل از مشارکت اجزای غیر باربر جانبی (مانند دال تخت سقف و ستونهای متصل به دال تخت) صرف نظر می شود. بدین منظور سختی خمشی المانهای shell عددی نزدیک به صفر وارد خواهد شد. همچنین پای ستونهای غیر باربر جانبی مفصلی خواهد شد.
- ۳- فایل PERIOD.edb: هدف از این فایل استخراج دوره تناوب تحلیلی می باشد. در این فایل طبق آیین نامه ضریب سختی خمشی تیرها برابر 0.5، دیوارها برابر 1، ستونها برابر 1 و ضریب سختی خمشی دال در قسمت توپر برابر 0.375 و در قسمت مجوف نیز ضریبی از 0.375 خواهد بود.
- ۴- فایل مربوط به نرم افزار SAFE: در نرم افزار SAFE خیز دقیق دال بر اساس آنالیز غیر خطی کنترل خواهد شد.

۳-۱ فایل Main.edb

- هدف از فایل Main.edb:
 - بررسی کفایت ستونهای غیر باربرجانبی (ستون متصل به دال تخت و بدون تیر)
 - کنترل دریافت
 - کنترل نامنظمی پیچشی
 - کنترل نیروهای داخلی دیافراگم، کولکتورها و کوردها
 - کنترل کفایت دیوارهای برشی
- در این فایل دیافراگم باید از نوع Semi-rigid تعریف شود تا امکان بررسی تنشهای داخل صفحه دال وجود داشته باشد.
- از نظر اینجانب کنترل نامنظمی پیچشی تنها در فایل MAIN کفایت میکند.

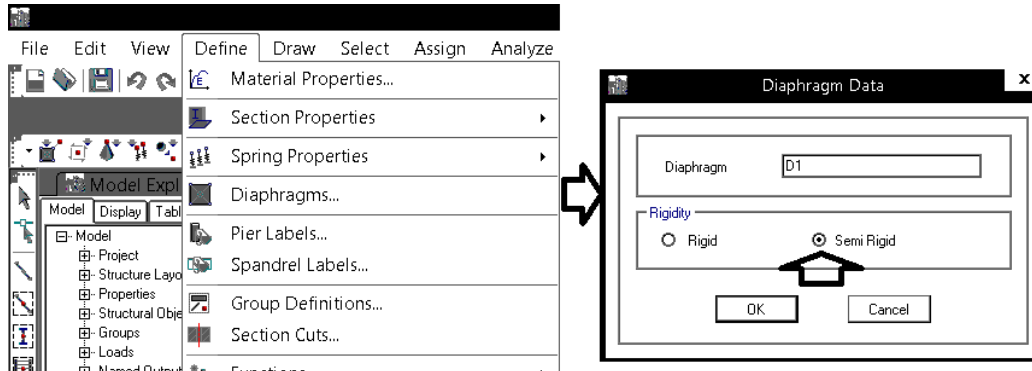
دال در مدل MAIN

سقف از نوع shell و با سختی واقعی مدل خواهد شد. مطابق بند زیر ضریب سختی خمشی دال بتنی توپر باید برابر 0.25 منظور شود.

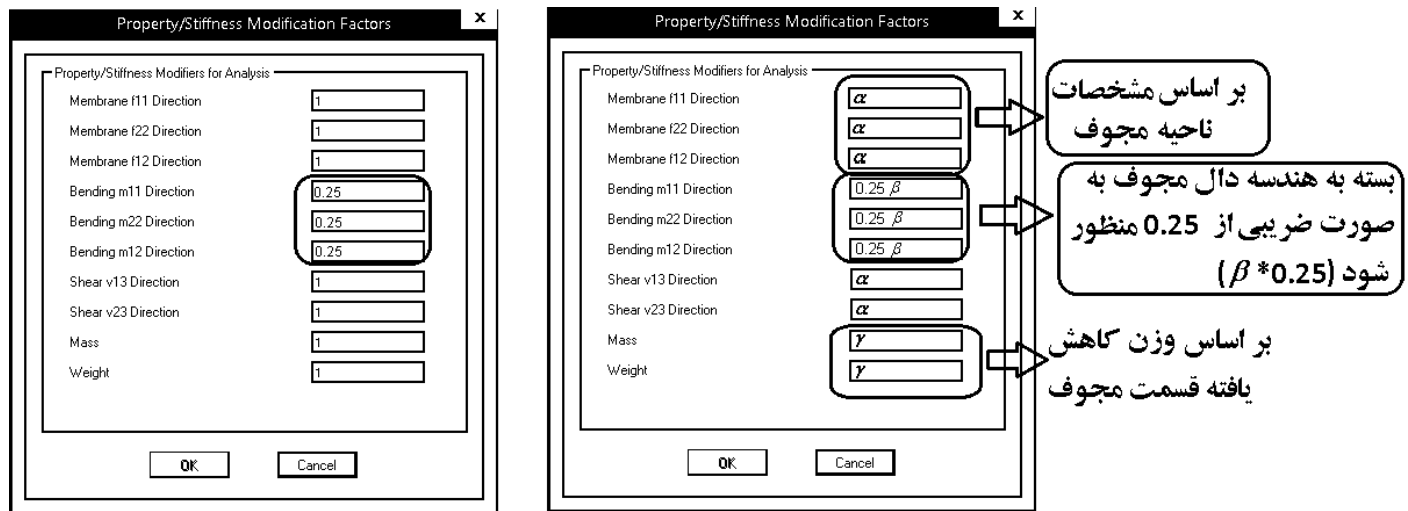
Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

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

- دیافراگم سقف از نوع semi-rigid باید تعریف شود تا بتوان تنشهای دال را در ETABS بررسی کرد:



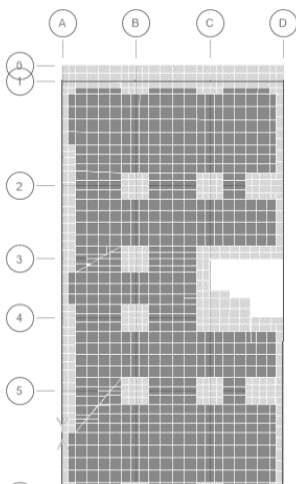
ضریب سختی خمشی المان های SHELL سقف در مدل MAIN به صورت زیر پیشنهاد می شود:



قسمت های توپر دال

قسمت های مجوف دال

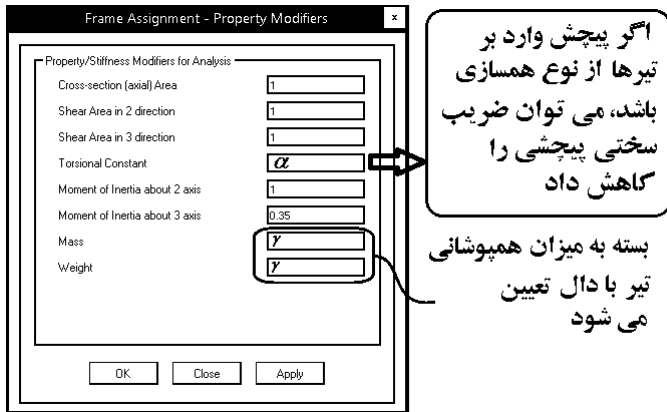
- در شکل فوق ضریب β ضریب کاهش ممان اینرسی دال در قسمت مجوف می باشد.
- ضریب γ ضریب کاهش وزن می باشد. این ضریب اهمیت بالایی دارد و بهتر است طراح شخصا مقدار این ضریب را محاسبه کرده و با ضرایب پیشنهاد شده از طرف شرکت سازنده کنترل نماید.



در مدل سازه ای بهتر است دو نوع مقطع مختلف برای دال تعریف شود و هنگام ترسیم نیز مطابق شکل مقابل قسمت های توپر و مجوف مجزا ترسیم شوند. در این شکل قسمت های توپر با رنگ روشن و قسمت های مجوف با رنگ تیره نشان داده شده است.

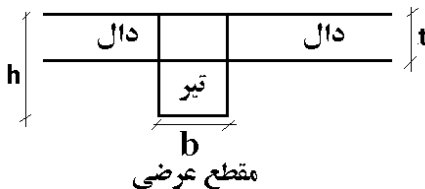
تیرها در مدل MAIN

- تمامی تیرها (در صورت وجود) به صورت پیوسته مدل می شوند (دوسرمفصل نیستند).
- تیرها به صورت مستطیلی مدل می شوند. در فایل MAIN لازم نیست تیرها به صورت T شکل مدل شوند. در این فایل سختی خمشی دال به صورت واقعی در مدل منظور شده است و نیازی به منظور کردن اثر دال سقف به صورت بالهای تیر T شکل نیست.
- ضرایب سختی تیرها به صورت زیر پیشنهاد می شود:



- در تیرهای کناری متصل به دال بتنی (در صورت وجود) پیش‌پیش‌قابل توجهی ایجاد داشت. طبق بند زیر با تغییر و محاسبه ضریب J می‌توان پیش‌پیش‌وارد بر تیر را به ϕT_{cr} کاهش داد. نحوه محاسبه ضریب کاهش پیش‌پیش‌در فصل Error! Reference source not found. این کتاب تشریح شده است.

- ضریب γ ضریب کاهش وزن تیر به جهت همپوشانی تیر با دال می‌باشد.
- با توجه به همپوشانی دال و تیر، در مواردی که ارتفاع تیر کم باشد، بهتر است سختی خمشی تیر به جای 0.35α برابر 0.35 وارد شود. برای مثال ضریب α برای تیرهای داخلی به صورت زیر محاسبه می‌شود:



$$0.35 \frac{bh^3}{12} = \left(0.25 \frac{bt^3}{12} + 0.35\alpha \frac{bh^3}{12} \right) \rightarrow \alpha = \frac{(0.35h^3 - 0.25t^3)}{0.35h^3}$$

- در صورتی که ارتفاع تیر هم ضخامت دال باشد (تیر مخفی)، در مدل MAIN عملاً نیازی به مدلسازی تیر نخواهد بود. علت: در مدل MAIN دال تخت با سختی واقعی مدل شده است و اثرات وزن تیر و نیز سختی تیر در المانهای shell منظور شده است.

نکته مهم: برخی از طراحان در دالهای تخت از تیر مخفی استفاده می‌کنند و آنرا در مدل سازه ای ترسیم می‌کنند. در این صورت با توجه به اینکه در مدل MAIN سختی دال به صورت واقعی مدل شده است لنگر و برش کمی در تیرها ایجاد می‌شود و میلگرد خمشی ناچیزی توسط نرم افزار برای آن محاسبه می‌شود. در این حالت این تصور ایجاد می‌شود که تیری با ضخامت کم (هم ضخامت دال) قادر است بار یک دهانه بزرگ را تحمل کند!

دقت شود که اگر قصد استفاده از تیر مخفی داریم باید این تیر در فایل سازه ای LATERAL که در آن سختی خمشی دال تخت نزدیک به صفر وارد می‌شود قادر به تحمل بارها باشد. در فایل LATERAL دال در تحمل بار جانبی مشارکت ندارد و تیر مدل شده باید به تنهایی بارها را تحمل کند (مشخصات فایل LATERAL در فصل بعدی آمده است).

ضرایب سختی ستونها:

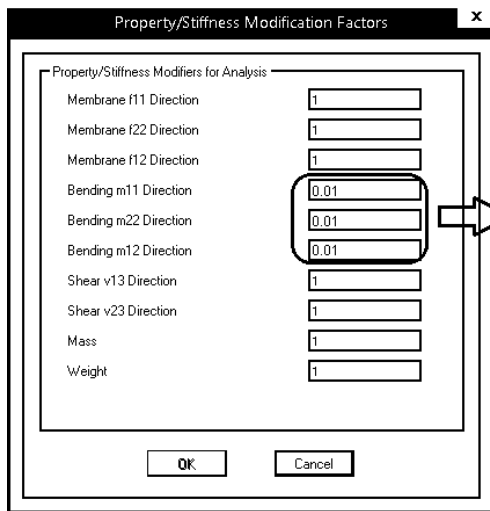
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK Close Apply

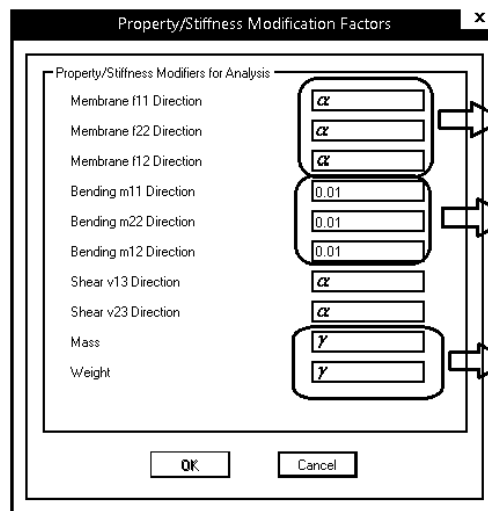
- توجه شود که در پیش نویس مبحث نهم ویرایش سال ۹۷، برای تمامی سازه ها (مهارشده و یا مهار نشده) ضریب کاهش سختی خمشی تیرها و ستونها به ترتیب برابر 0.35 و 0.7 می باشد.

۲-۳ فایل LATERAL.edb

- نکته: طراح می تواند از دال تخت سقف به عنوان قاب خمشی استفاده کند. در این صورت نیازی به ساخت و کنترل فایل LATERAL نخواهد بود.
 - در فایل LATEARL فرض بر این است که ۱۰۰٪ نیروی زلزله توسط دیوار و یا قاب تحمل می شود و المانهای سقف در تحمل بار جانبی مشارکت ندارند.
 - در این فایل از مشارکت دال تخت در تحمل بار جانبی زلزله صرف نظر می شود.
 - در این فایل از مشارکت ستونهای متصل به دال تخت در تحمل بار جانبی زلزله صرف نظر می شود.
 - هدف کنترل اجزای باربر جانبی می باشد:
 - کنترل دیوارهای برشی (در صورت وجود)
 - کنترل ستونهای قاب خمشی (در صورت وجود)
 - کنترل تیرهای قاب خمشی (در صورت وجود)
- نکته: اگر در سیستم سازه ای از "دیوار برشی همراه با دال تخت" استفاده شده باشد منتها علاوه بر دیوارها، ستونهای متصل به دال هم داشته باشیم به طوریکه بارهای قائم عمدتاً توسط ستونها تحمل شوند، با توجه به بند زیر دیوارهای برشی در این سیستم باید به تنهایی توانایی تحمل ۱۰۰ درصد بار جانبی زلزله را داشته باشند.



قسمت های توپر دال



قسمت های مجوف دال

ضرایب 0.01 بر اساس توصیه دفتر تدوین (عددی نزدیک به صفر) پیشنهاد می شود تا دال در تحمل بار جانبی مشارکت نداشته باشد.

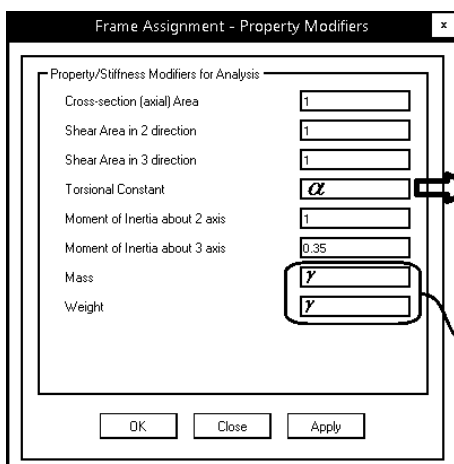
- ضریب کاهش وزن اهمیت بالایی دارد و بهتر است طراح شخصا مقدار این ضریب را محاسبه کرده و با ضرایب پیشنهاد شده از طرف شرکت سازنده کنترل نماید.
- ضرایب $f_{11}=f_{22}=f_{12}$ سختی داخل صفحه دال را نشان میدهد (سختی محوری و برشی داخل صفحه). در صورتی که برای مدلسازی از دیافراگم صلب استفاده شده باشد، این ضرایب بی تاثیر می باشند.

تیرها در مدل LATERAL

در فایل LATERAL می توان تیرها به صورت T شکل مدل کرد.

علت: در فایل LATERAL ضریب سختی خمشی دال را نزدیک به صفر وارد خواهیم کرد تا از مقاومت خمشی دال در تحمل بار جانبی صرف نظر شود، در حالیکه قسمتی از دال به عنوان بال تیر عمل کرده و جزئی از تیر محسوب می شود. برای منظور کردن سختی واقعی تیر می توان آنرا به صورت T شکل مدل کنیم.

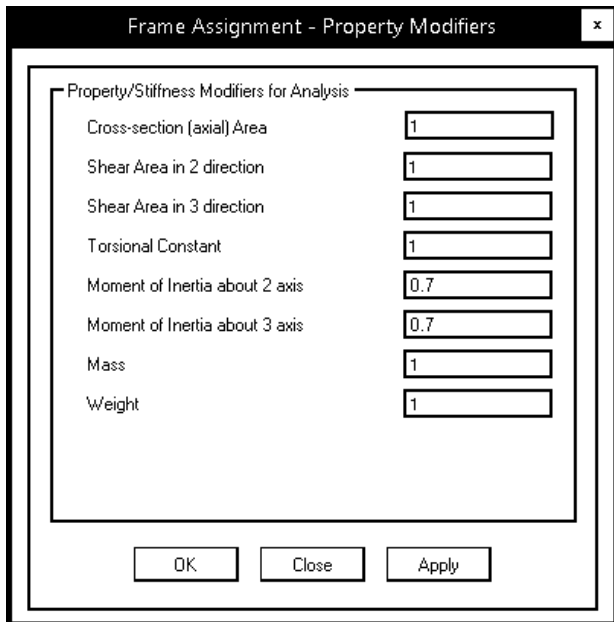
ضریب سختی تیرها را در فایل LATERAL می توان به صورت زیر منظور کرد:



اگر پیش وارد بر تیرها از نوع همسازی باشد، می توان ضریب سختی پیچشی را کاهش داد

بسته به میزان همپوشانی تیر T شکل با دال تعیین می شود

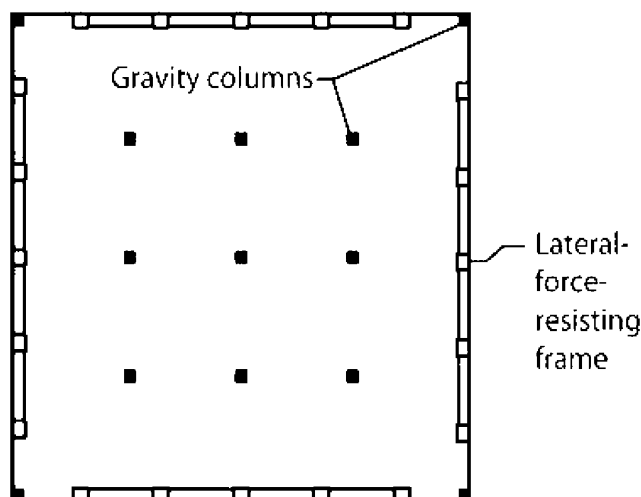
0 سختی خمشی ستونهای باربر جانبی:



ستونهای غیر باربر جانبی:

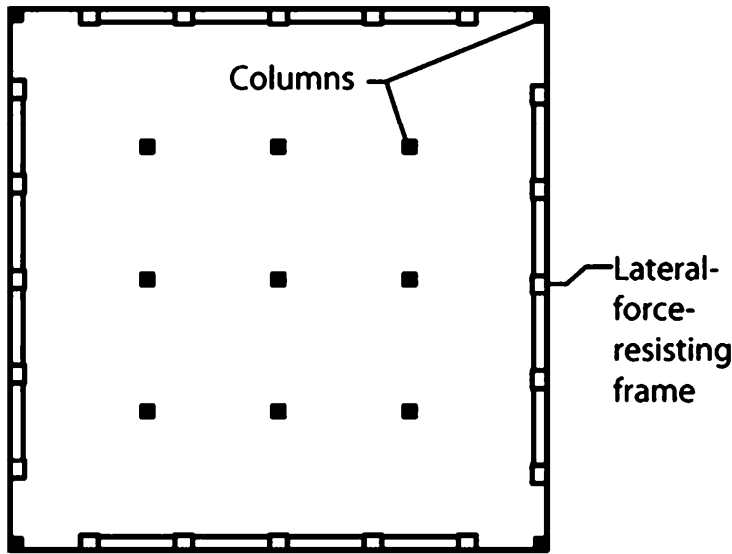
مطابق شکل زیر ستونهای متصل به دال تخت، غیر باربر جانبی محسوب می شوند. این ستونها تنها در تحمل بار ثقلی مشارکت دارند. در فایل LATERAL که هدف بررسی کفایت سیستم باربر جانبی است، این ستونها نباید در تحمل بار جانبی مشارکت داشته باشند (مگر در مواردی که بتوان دال تخت را به عنوان قاب خمشی با شکل پذیری معمولی در نظر گرفت).

0 در فایل LATERAL تکیه گاه این ستونها باید از حالت گیردار به مفصلی ثابت تبدیل شود. با توجه به اینکه سختی خمشی دال تخت سقف نزدیک به صفر وارد شده است، مشارکت ستونهای غیر بار جانبی به حداقل خواهد رسید. سختی ستونهای غیر باربر جانبی را می توان مشابه ستونهای باربر جانبی در نظر گرفت.

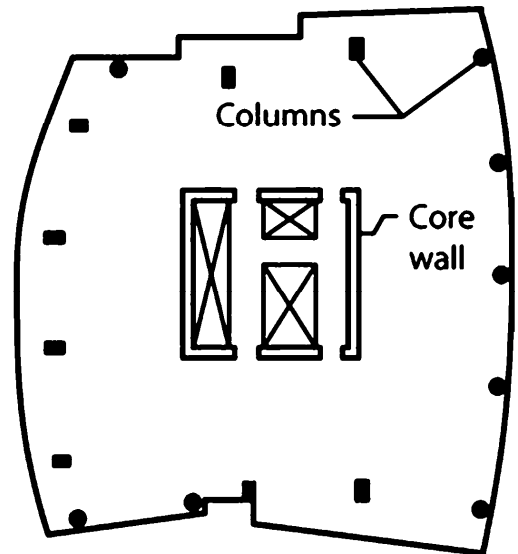


۴ کنترل ستونها

شکل زیر نمونه ای از سیستم دال تخت و ستونهای متصل به دال را نشان میدهد (شکل از کتاب Moehle).



(b) Building braced by exterior frames



(c) Building braced by core wall

- ستونهای باربر جانبی
 - این ستونها هم در فایل MAIN و هم در فایل LATERAL کنترل می شوند و نسبت تنش آنها در هر دو فایل باید کمتر از یک باشد.

- ستونهای غیر باربر جانبی
 - این ستونها تنها در فایل MAIN کنترل می شوند.
 - این ستونها باید برای اثر ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه نیز کنترل شوند.

۱-۴ کنترل سازه برای تغییرمکان جانبی غیرخطی طرح

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۱۰ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند
در ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم‌های کف‌ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه، بند (۳-۵-۲)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر $P-\Delta$ باید منظور گردد.

ACI 318-2014:

18.14.2.1 Members not designated as part of the seismic-force-resisting system shall be evaluated for gravity load combinations of $(1.2D + 1.0L + 0.2S)$ or $0.9D$, whichever is critical, acting simultaneously with the design displacement δ_u . The load factor on the live load, L , shall be permitted to be reduced to 0.5 except for garages, areas occupied as places of public assembly, and all areas where L is greater than 4.8 kN/m^2 .

- مطابق بند فوق، ستون متصل به دال بتنی (غیرباربر جانبی) باید قادر باشد همراه با بارهای ثقلی، تغییر مکان غیر خطی طرح $(C_d \times \Delta_e)$ را نیز تحمل کند. انجام این کنترل نیازمند انجام تحلیل غیر خطی است.
- به جای انجام تحلیل غیر خطی می توان از روشی که ACI31814 پیشنهاد کرده استفاده نمود:

بند زیر از ACI318-2014، ستونهای غیر باربر جانبی (متصل به دال) را به دو دسته تقسیم کرده است.

۱- ستونهای ثقلی که قادر به تحمل تغییر شکل $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ هستند

۲- ستونهای ثقلی که قادر به تحمل تغییر شکل $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ نیستند

در هر دو حالت ضوابطی برای خاموت گذاری این ستونها و وصله آنها ارائه شده است.

در حالت دوم باید خاموت گذاری و وصله ستونها مشابه ستونهای سازه های ویژه طرح شوند (خاموت با تراکم زیاد و وصله ها در وسط ستونها).

۲-۱۰-۲۰-۹ نیروهای طراحی

۲-۱۰-۲۰-۹ اعضای ازسازه که برای تحمل نیروهای زلزله به کار گرفته نمی شوند باید برای ترکیبات بارهای قائم، مطابق فصل ۷-۹ هم زمان با تغییر مکان های جانبی طرح، δ_u عمل می کنند طراحی شوند.

۳-۱۰-۲۰-۹ تیرها، ستونها و اتصالات تیر به ستون درجا ریخته

۳-۱۰-۲۰-۹ طراحی تیرها، ستونها و اتصالات تیر به ستون باید بر اساس مقدار لنگر خمشی و برش ایجاد شده در آنها وقتی تحت تاثیر تغییر مکان جانبی طرح، δ_u ، قرار گیرند، مطابق بندهای ۲-۳-۱۰-۲۰-۹ و ۳-۳-۱۰-۲۰-۹، انجام شود. در صورتی که اثرات δ_u در محاسبات بصورت مستقیم منظور نگردد، باید ضوابط بند ۳-۳-۱۰-۲۰-۹ اقناع گردد.

۳-۱۰-۲۰-۹ چنانچه لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در عضو قاب کمتر از لنگر خمشی و نیروی برشی مقاوم آن باشد، موارد (الف)، (ب) و (پ) باید رعایت شوند:

الف- آرماتورهای طولی در تیرها باید بر طبق ضوابط بند ۲-۲-۲۰-۹ در نظر گرفته شوند. در سرتاسر طول تیر باید از آرماتورهای عرضی به فاصله حداکثر $0.5d$ استفاده شود. در صورتی که نیروی محوری ضریب دار در تیر از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، آرماتور عرضی باید از دورگیرهایی مطابق بند ۲-۳-۲۰-۹ که به فاصله کم ترین دو مقدار برای کوچکترین قطر آرماتورهای طولی و 150 میلیمتر از یکدیگر قرار دارند استفاده شود.

ب- در ستونها آرماتورها باید بر طبق ضوابط بندهای ۱-۲-۳-۲۰-۹ و ۴-۶-۲۰-۹ در نظر گرفته شوند. برای آرماتورهای عرضی باید از آرماتورهای دورپیچ مطابق بند ۳-۶-۲۱-۹ و دورگیر مطابق بند ۴-۶-۲۱-۹ با فاصله ای که از کمترین دو مقدار $6d_b$ آرماتور طولی محاط شده و 150 میلیمتر بیشتر نباشد در تمام طول استفاده شود. همچنین، آرماتورهای عرضی نیز مطابق بند ۲-۳-۳-۲۰-۹ (الف) تا (ج) باید در طول l_0 بر اساس بند ۱-۳-۳-۲۰-۹ از هر اتصال تیر به ستون قرار داده شود.

پ- در ستونهایی که نیروهای محوری ضریب دار در اثر بارهای قائم در آنها از $0.35P_0$ تجاوز میکند باید ضوابط بند ۲-۳-۳-۲۰-۹ و قسمت (ب) بند حاضر رعایت شوند. مقدار آرماتورهای عرضی در این ستونها باید حد اقل برابر با نصف مقداری که از بندهای ۴-۳-۳-۲۰-۹ و ۵-۳-۳-۲۰-۹ بدست می آید و در طول l_0 که در بند ۳-۶-۲۰-۹ تعریف شده است از بر اتصالات تیر به ستون در بالا و پائین ستون قرار داده شود.

ت- اتصالات تیر به ستون باید مطابق فصل ۱۶-۹ باشند.

۳-۳-۱۰-۲۰-۹ چنانچه لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در عضو قاب بیشتر از ϕM_n یا ϕV_n باشد و یا در صورتی که مقادیر لنگر خمشی یا برش مطابق بند ۱-۲-۱۰-۲۰-۹ محاسبه نشده باشند، باید ضوابط (الف) الی (ت) این بند رعایت شوند:

الف- مشخصات مصالح، باید مطابق ضوابط بندهای ۱-۵-۲-۲۰-۹ و ۲-۵-۲-۲۰-۹ و وصله های مکانیکی و جوشی

باید مطابق ضوابط بندهای ۶-۲-۲-۲۰-۹ الی ۹-۲-۲-۲۰-۹ برای قابهای ویژه باشد.

ب- در تیرها باید ضوابط بندهای ۲-۳-۱۰-۲۰-۹ و (الف) ۱-۴-۶-۲۰-۹ رعایت شوند.

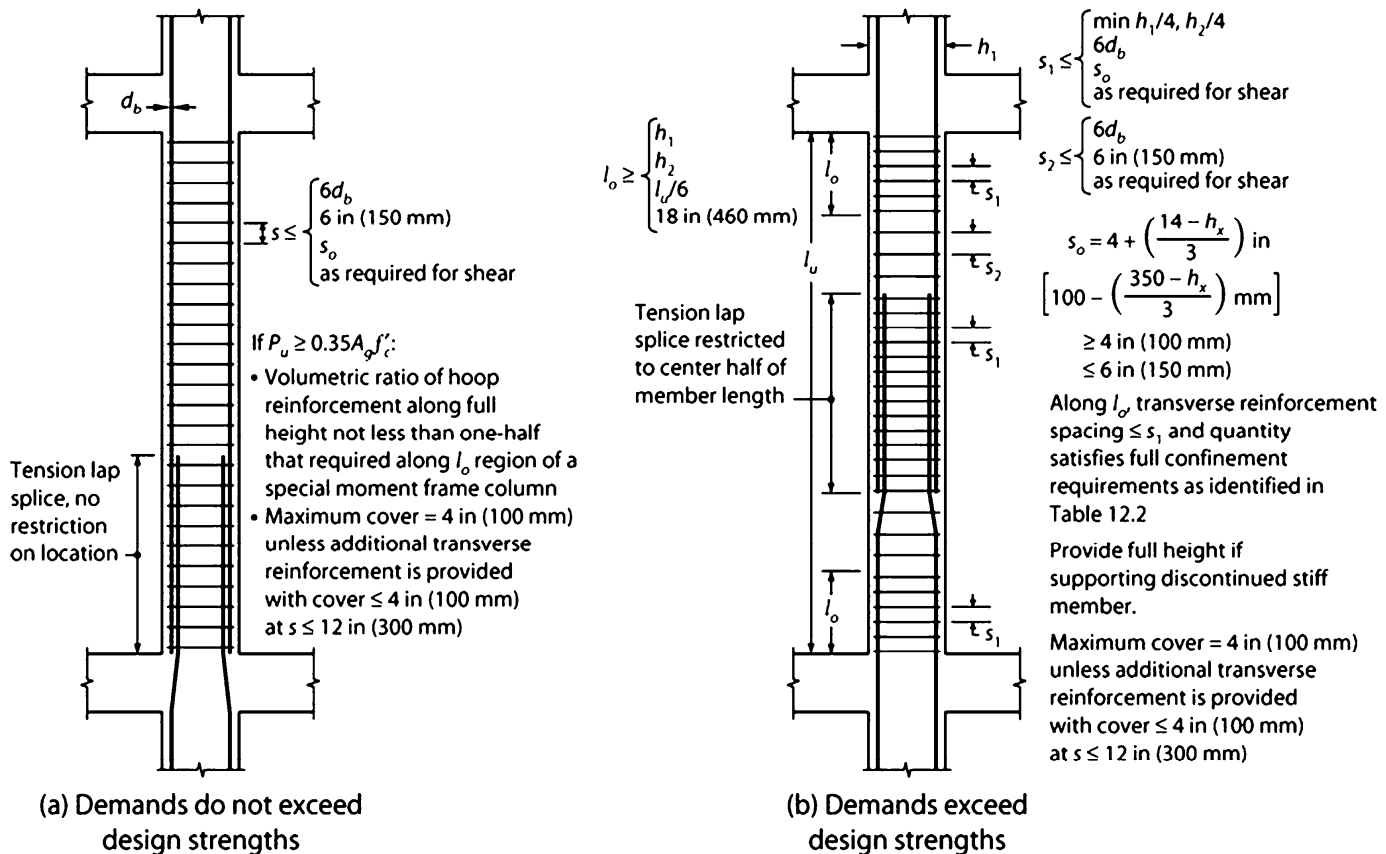
پ- در ستونها باید ضوابط بندهای ۲-۳-۳-۲۰-۹ و ۳-۳-۳-۲۰-۹ و ۲-۴-۶-۲۰-۹ رعایت شوند.

ت- در اتصالات تیر به ستون باید ضوابط بند ۱-۳-۶-۲۰-۹ رعایت شود.

بخشی از ضوابط مربوط به ستونهای قاب خمشی ویژه

- در صورتی که طراح در ستونهای غیربار جانبی از تنگ گذاری مشابه ستونهای ویژه استفاده کند، نیازی به کنترل ستونها برای $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ نیست.

• شکل زیر برگرفته از کتاب Moehle می باشد که بیانگر جزئیات آرماتورگذاری ستونهای غیر باربر جانبی در دو حالت می باشد:



- در صورت عدم انجام تحلیل غیرخطی و عدم کنترل کفایت ستونهای غیرباربر جانبی برای δ_u جزئیات آرماتورگذاری تمامی ستونهای غیرباربر جانبی باید مطابق شکل b باشد.

۵ کنترل کفایت دیوارهای برشی

در صورتی که سازه دارای دیوار برشی باشد، کفایت دیوارها در هر دو فایل MAIN و LATERAL باید کنترل شود.

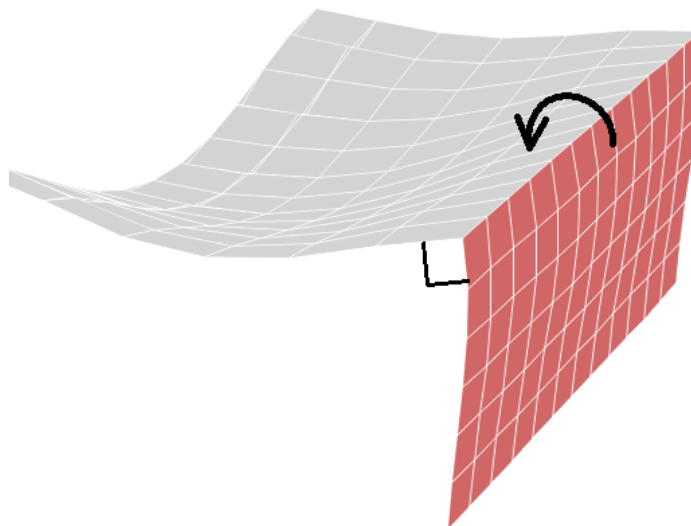
علت کنترل دیوار در فایل LATERAL:

سیستم باربر جانبی سازه باید به تنهایی و بدون کمک اجزای غیر باربر جانبی بتواند ۱۰۰ درصد زلزله را تحمل کند.

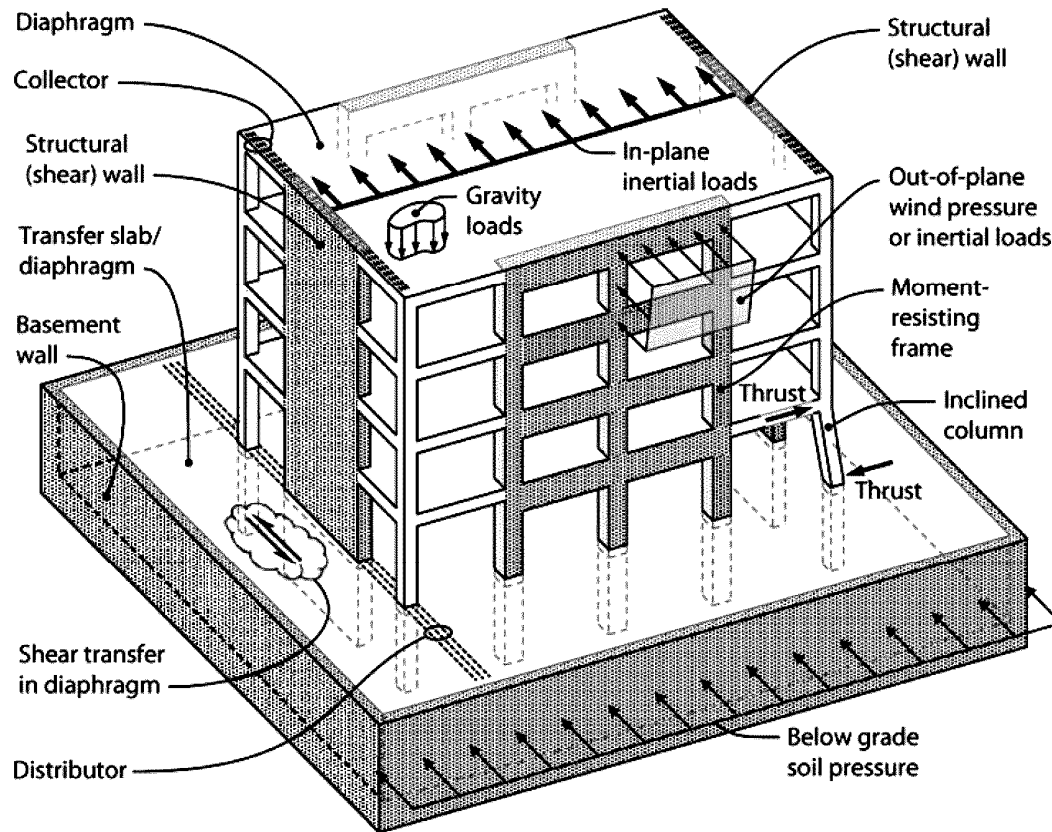
علت کنترل دیوار در فایل MAIN:

- در فایل MAIN برخلاف فایل LATERAL، سختی خمشی دال به صورت واقعی بوده و در نتیجه دال بتنی متصل به دیوار می تواند در دیوار لنگر خمشی (حول محور ضعیف) ایجاد کند.
در حالیکه در فایل LATERAL سختی خمشی دال تقریباً برابر صفر وارد شده است و بنابراین لنگر ناشی از بار جانبی که از دال به دیوار منتقل می شود تقریباً صفر می شود.
بنابراین برای کنترل کفایت دیوار تحت لنگر ناشی از دال، کفایت دیوار در فایل MAIN نیز باید بررسی شود.

کنترل دیوار تحت لنگرهای خارج از صفحه ناشی از دال توسط دکتر جلال پور به اینجانب یادآوری شد. با تشکر از ایشان.



۶ طراحی دیافراگم



انواع نیروهایی که ممکن است در دیافراگم ها ایجاد شود:

- **Diaphragm in-plane forces:** ترکیب بارهایی که شامل بارهای جانبی مانند زلزله، باد و یا فشار خاک می باشند می توانند در دیافراگم سقف نیروهای محوری، برشی و خمشی "داخل صفحه" ایجاد کنند. دیافراگم ها نیروهای داخل صفحه را به اجزای باربر جانبی قائم منتقل می کنند. برای نمونه به In-plane Inertial loads در شکل فوق توجه نمایید که نیروهای اینرسی داخل صفحه را در دیافراگم سقف نشان می دهد.
- **Diaphragm transfer forces:** در سازه ها ممکن است مشخصات سیستم باربر جانبی در ارتفاع تغییر کند. به خصوص ممکن است صفحه مقاوم در برابر بار جانبی از یک طبقه به طبقه دیگر تغییر کند. یکی از مواردی که معمولاً اتفاق می افتد، قطع ناگهانی دیوارهای حائل بتنی در طبقه همکف می باشد. مطابق شکل فوق در طبقات زیرین که دورتادور دیوار حائل بتنی با سختی بالا داریم، صفحه مقاوم باربر جانبی عمدتاً در محیط سازه قرار دارد. بنابراین دیافراگم در تراز همکف تحت اثر نیروهای داخل صفحه قابل توجهی قرار خواهد گرفت (به Shear transfer in diaphragm در شکل فوق توجه نمایید).
- **Diaphragm out-of-plane forces:** نیروهای ثقلی (از جمله وزن خود دیافراگم) موجب ایجاد نیروهای خارج از صفحه در دیافراگم می شود.

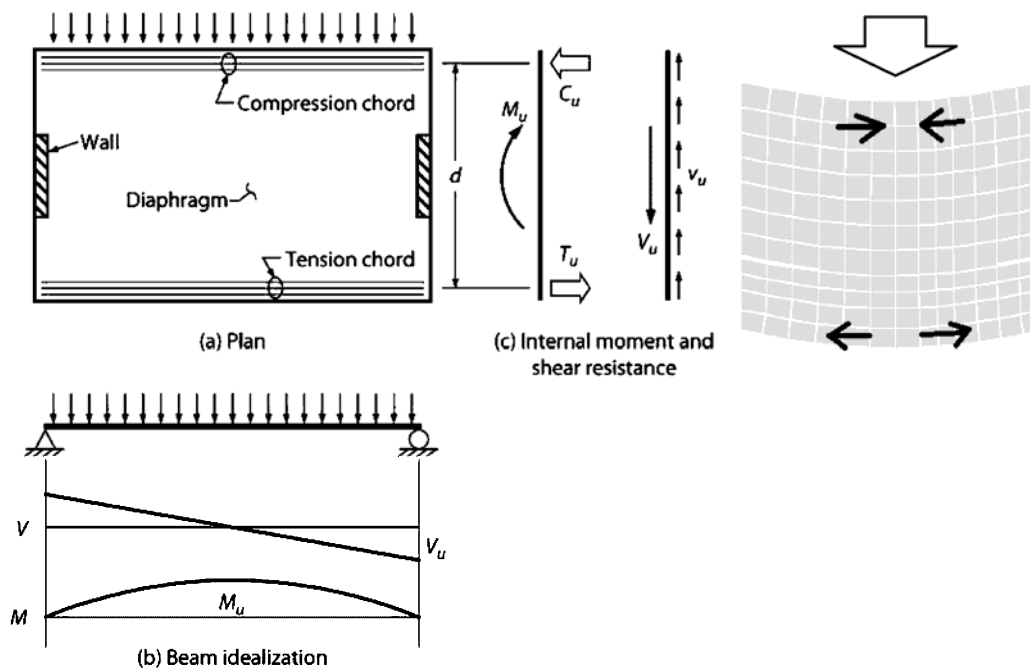
۱-۶ اجزای دیافراگم

اجزای مختلف تشکیل دهنده دیافراگم:

- ۱- دال تخت (diaphragm slab)
- ۲- اجزای لبه (chords)
- ۳- جمع کننده ها (collectors)
- ۴- اتصالات به اجزای قائم

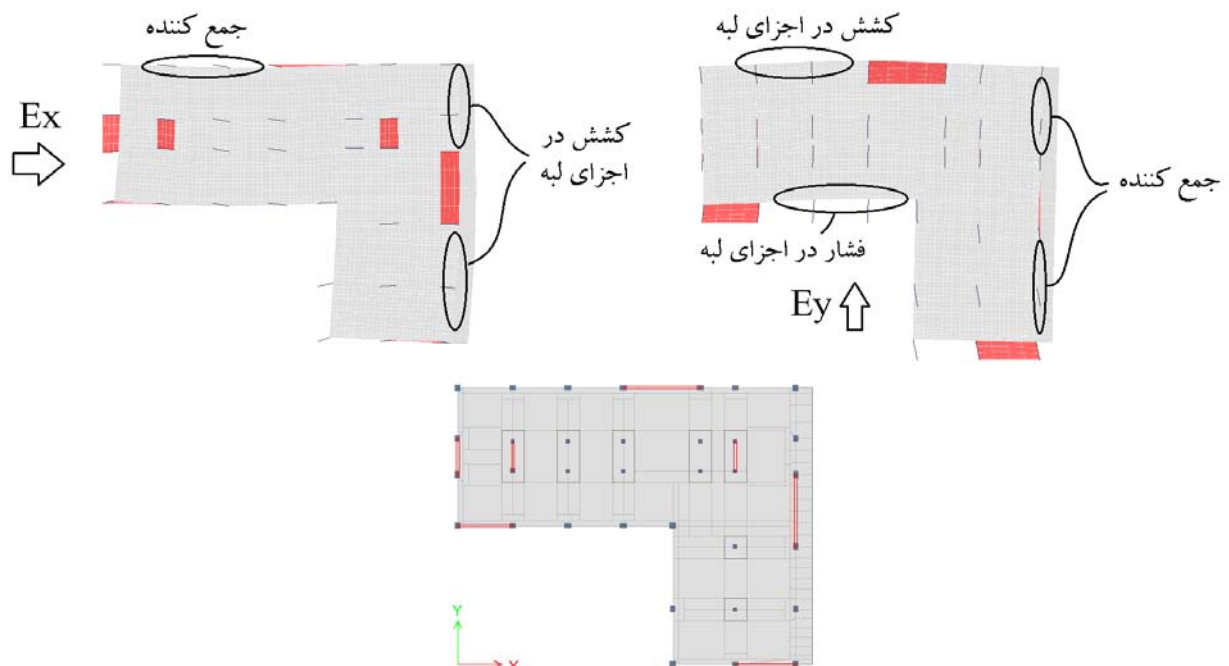
۱-۱-۶ اجزای لبه (chord)

شکل زیر یک دال تخت را نشان می دهد که در دو انتها بر روی دیوار برشی قرار گرفته است. در این شکل تنها نیروهای "داخل صفحه" تحت اثر نیروی اینرسی ناشی از زلزله نمایش داده شده است. این نیروها موجب ایجاد کشش و فشار در "اجزای لبه" می شود (به tension chord و compression chord در شکل زیر توجه نمایید). در شکل c مقادیر این کشش و فشار با T_u و C_u نشان داده شده است.

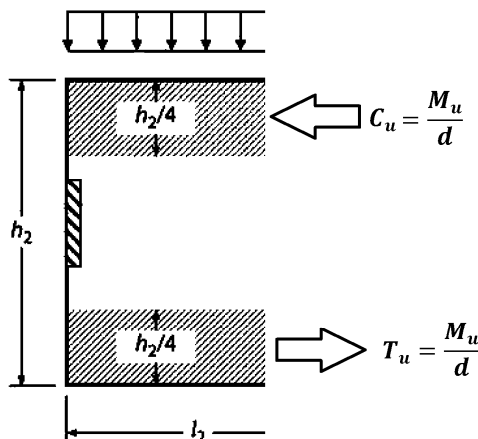
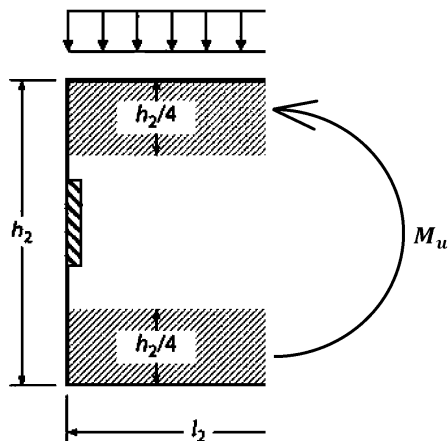
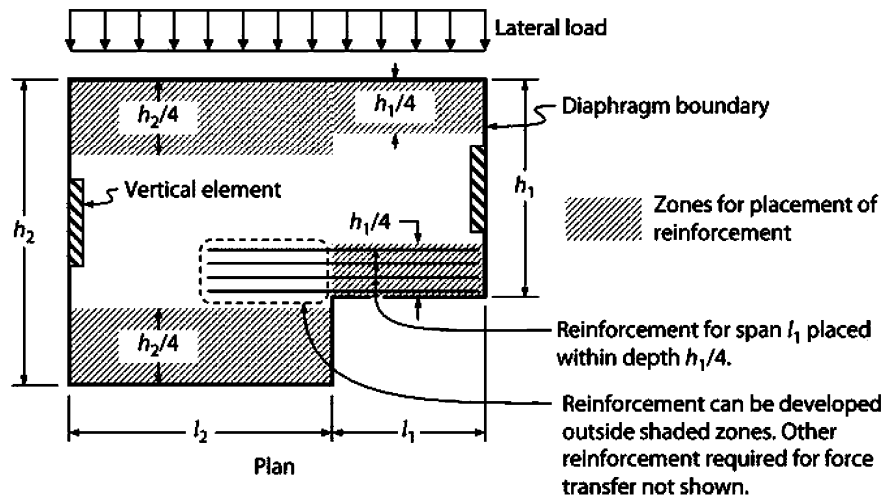


نیروهای اینرسی در دال در دو انتهای آن به صورت نیروهای برشی (داخل صفحه) ظاهر می شوند. در حقیقت مطابق شکل b کل دال را می توان به صورت یک تیر معادل در نظر گرفت که در وسط آن خمش حداکثر خواهیم داشت. و در دو انتهای دال (که به دیوار برشی متصل می شود) نیروی برشی ایجاد خواهد شد.

- در صورتی که دیافراگم از نوع rigid تعریف شده باشد، این تغییرشکلها و نیروها در لبه دیافراگم قابل استخراج خواهند بود.

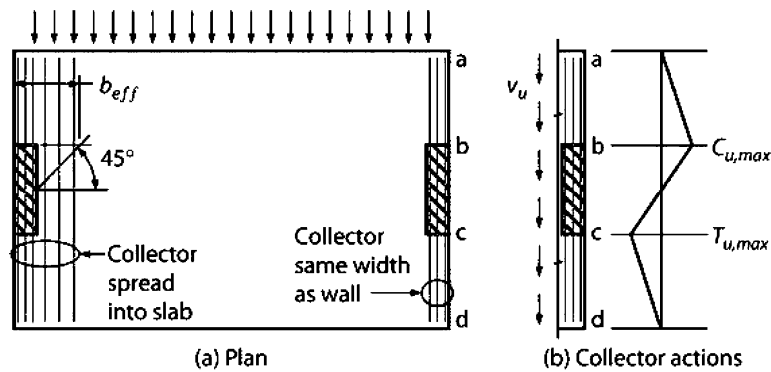


- در شکل زیر نیروی اینرسی به صورت یک بار گسترده (Lateral load) نشان داده شده است
- در دیافراگم لنگر ایجاد می شود (M_u در شکل دوم). لنگر تبدیل به کشش و فشار داخل صفحه در "اجزای لبه" می شود.
($C_u = T_u = \frac{M_u}{d}$)
- در مواردی که محاسبه دستی انجام می شود، یک روش مناسب این است که یک عرض موثر برابر با $\frac{1}{4}$ عرض دیافراگم در نظر گرفته شود و فرض شود که کشش و فشار ناشی از خمش توسط قسمت های هاشور خورده در شکل زیر تحمل می شود. در این صورت کل آرماتور کششی (خمشی) باید در عرض یک چهارم قرار گیرد. دقت شود که این میلگردها مربوط به "خمش داخل صفحه" ناشی از نیروهای اینرسی زلزله می باشند و باید به میلگردهای مربوط به "خمش خارج از صفحه" ناشی از بارهای ثقلی اضافه شوند.
- متمرکز کردن میلگردهای خمش در لبه های دیافراگم (chord) موجب توزیع یکنواخت نیروی برشی نیز می شود. به طوریکه می توان فرض کرد برش داخل صفحه در دیافراگم در نزدیکی تکیه گاهها (دیوار برشی) برابر $\frac{V_u}{h_2 t}$ می باشد.



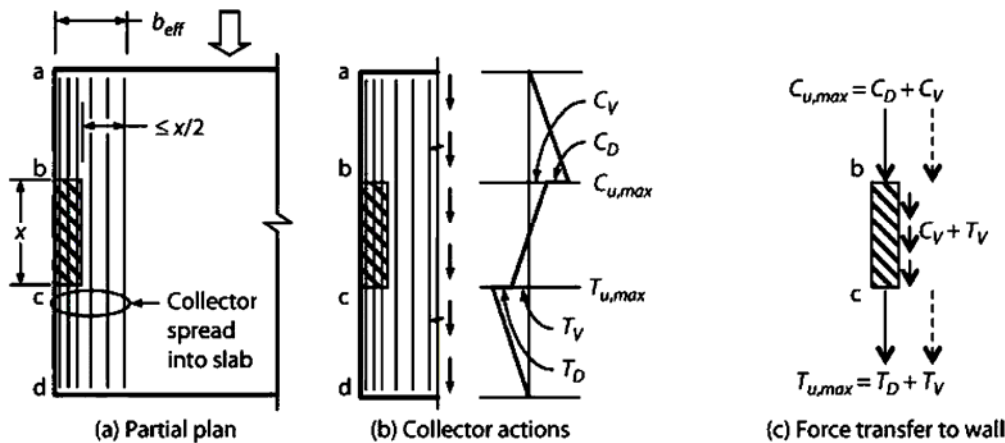
۲-۱-۶ جمع کننده (Collector)

به شکل زیر توجه کنید. در امتداد دیوارهای برشی جمع کننده (Collector) لازم است تا برش یکنواخت در لبه سازه را به دیوار برشی منتقل کند. شکل b در زیر نشان می دهد که جمع کننده تحت نیروهای کششی و فشاری قرار گرفته است. اگر دیوار برشی در کل عرض دال ادامه داشت، نیازی به جمع کننده نبود. جمع کننده به تدریج در طول ضلع ab و در پایین در طول ضلع cd برش در دال تخت را جمع می کند به طوریکه به تدریج و به صورت خطی نیروی محوری آن افزایش می یابد. سپس در طول ضلع bc نیرو را به دیوار برشی منتقل می کند. عرض جمع کننده را می توان مطابق سمت راست شکل a هم عرض دیوار فرض کرد و یا اینکه مطابق سمت چپ شکل a برای آن یک عرض موثر منظور کرد.

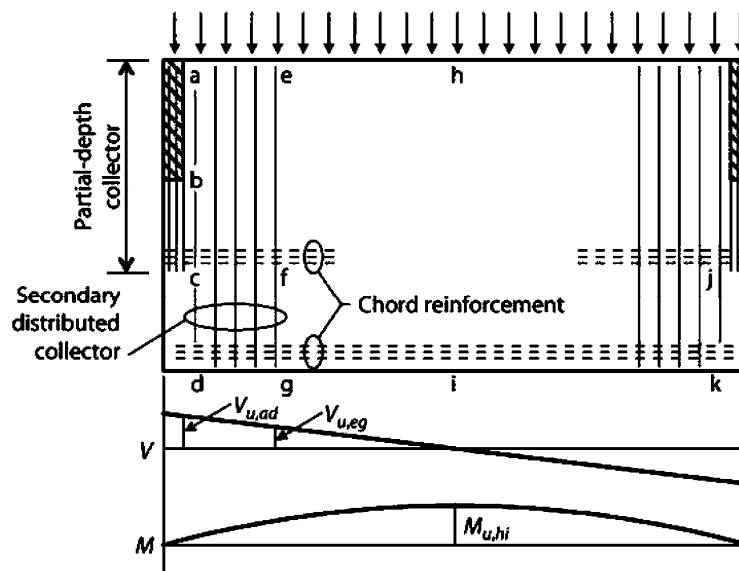


- جمع کننده ها (collector) اعضای کششی و یا فشاری هستند که نیروی برشی را در دیافراگم جمع کرده و به اجزای باربر جانبی مانند دیوار برشی و یا ستونها منتقل می کنند.
- جمع کننده می تواند به صورت تیر بتنی یا فولادی باشد. در سقف های که تیر نداریم، جمع کننده می تواند قسمتی از دال (مسلح به میلگردهای طولی) باشد.
- در برخی موارد کل میلگردهای لازم را می توان در عرضی برابر با عرض دیوار برشی و یا ستون قرار داد. در این حالت کل نیروی کششی و یا فشاری مستقیماً وارد سیستم باربر جانبی (دیوار یا ستون) می شود. بنابراین برش قابل توجهی در لبه دیوار (طول bc) ایجاد نخواهد شد.

- در برخی موارد مجبور هستیم عرض موثر جمع کننده (b_{eff}) را بزرگتر از عرض دیوار در نظر بگیریم (شکل زیر). در این حالت قسمتی از نیرو به صورت مستقیم به اجزای مرزی دیوار وارد می شود (C_D و T_D در شکل زیر) و قسمتی از آن به صورت برش اصطکاک وارد دیوار می شود (C_V و T_V در شکل زیر). در این حالت در جمع کننده سه ناحیه خواهیم داشت: ناحیه کششی (cd)، ناحیه فشاری (ab)، و ناحیه برشی (bc)



- در رابطه با عرض موثر b_{eff} آیین نامه صحتی نکرده است ولی SEAOC توصیه کرده است عرض موثر در هر طرف دیوار برشی نباید بیش از نصف طول دیوار منظور شود ($x/2$ در شکل فوق).
- میلگردهای جمع کننده می تواند مانند شکل بالا تا انتهای دیافراگم ادامه یابد و یا اینکه مانند شکل زیر می توان آنها را تا قسمتی از طول ادامه داد و سپس قطع نمود. در این حالت در عرض دیافراگم برش یکنواخت نخواهد بود و قسمت بیشتری از نیروی سقف به صورت برش اصطکاک به دیوار منتقل خواهد شد. هر چه طول جمع کننده کمتر باشد، برش کمتری را جمع خواهد کرد و نیروی کششی و فشاری در جمع کننده نیز کمتر خواهد بود. در عوض به جای اینکه برش توسط جمع کننده مستقیماً به المانهای مرزی دیوار منتقل شود، به صورت برش اصطکاک در طول دیوار منتقل خواهد شد. حتی اگر نیروها کم باشند، از نظر تئوریک می توان فرض کرد که کل برش به صورت برش اصطکاک منتقل می شود و نیازی به جمع کننده نیست ولی از نظر عملی به جهت کنترل ترکها در دو انتهای دیوار توصیه می شود جمع کننده ها حداقل به اندازه عرض یک دهانه و یا ۸ متر (هر کدام که بزرگ تر است) داخل دیافراگم ادامه یابند.

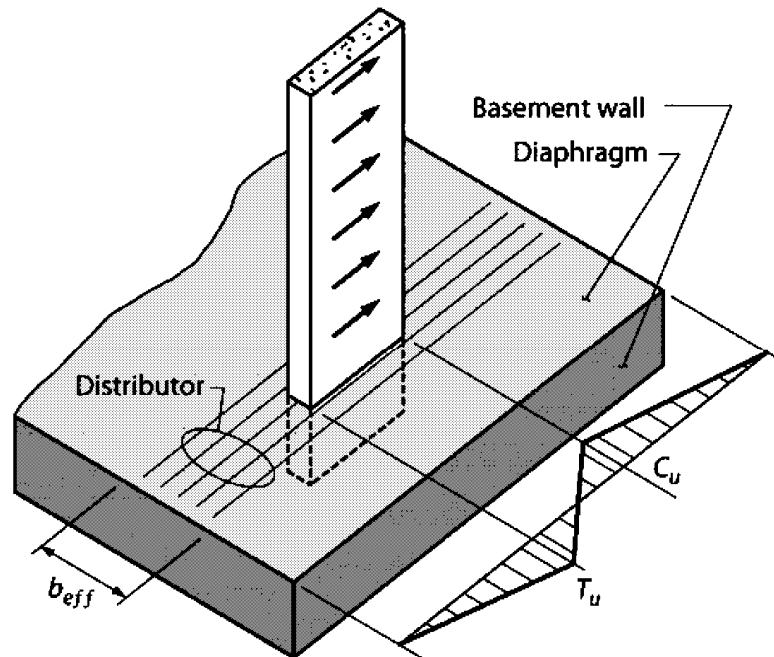


۶-۲ پخش کننده (Distributor)

از جمله مواردی که نیروهای داخل صفحه قابل توجهی در دیافراگم ایجاد می شود، طبقات زیرزمین است. در طبقات زیرزمین که دورتادور سازه دیوار حائل بتنی با سختی بالا داریم (Basement wall در شکل زیر)، در صورتی که مابین دیوار برشی و دیوارهای اطراف دال تخت داشته باشیم، تحت نیروهای زلزله نیروی قابل توجهی در دال تخت ایجاد می شود. در حقیقت دال تخت بخشی از نیروی جانبی دیوار برشی داخلی را به دیوارهای بتنی اطراف منتقل می کند. قسمتی از دال که این نیروها را منتقل می کند نیز جمع کننده محسوب می شود. این نوع از جمع کننده که نیرو را بین دو جز باربر جانبی منتقل می کند گاهی Distributor نیز نامیده می شود (شکل زیر را ببینید).

تفاوت بین distributor و collector:

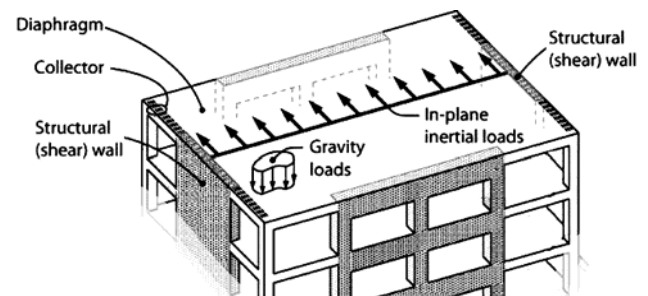
Collector بار را از دیافراگم به اجزای باربر جانبی (مانند دیوار برشی) منتقل می کند.
Distributor بار را از یک جز باربر جانبی تحویل گرفته و به داخل دیافراگم پخش می کند.



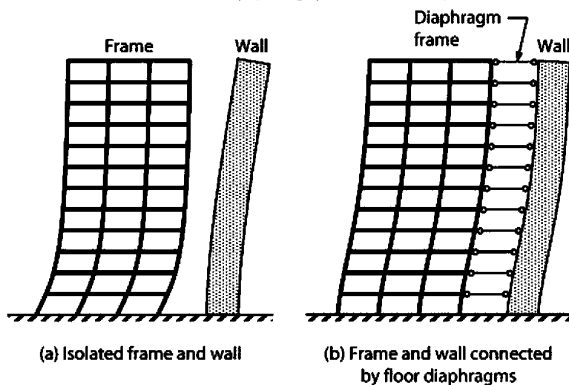
۳-۶ نیروی داخل صفحه در دیافراگم

با توجه به بحث های فوق، عامل ایجاد نیروی داخل صفحه در دیافراگم را می توان به دو اثر متفاوت تقسیم کرد:

۱- اینرسی دیافراگم (به علت جرم دیافراگم)



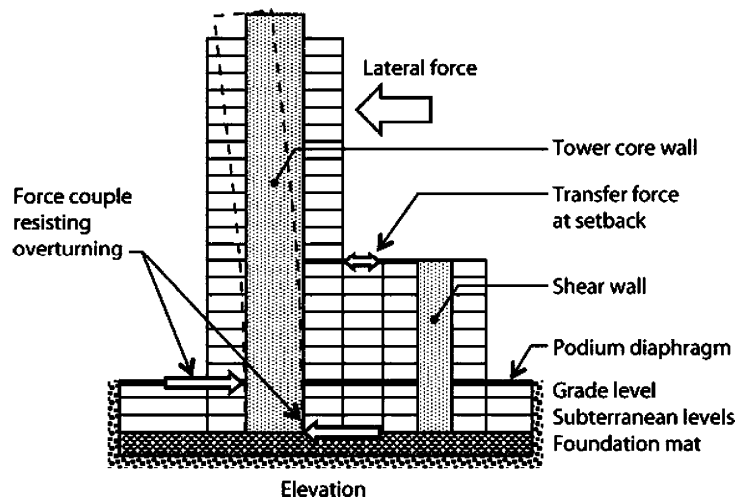
۲- دیافراگم به صورت رابط بین اجزای باربر جانبی عمل می کند



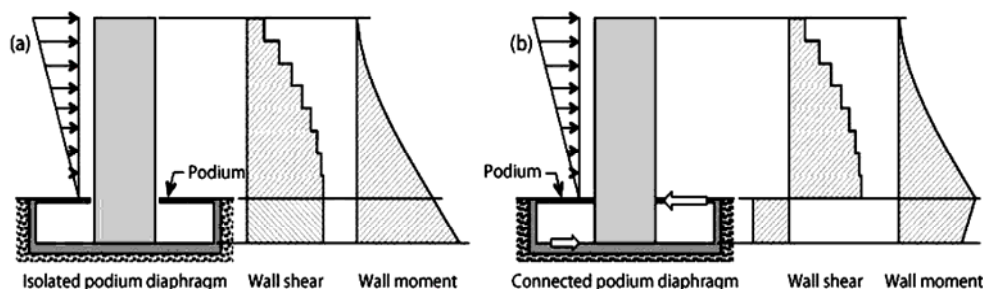
- مورد دوم از اهمیت ویژه ای برخوردار است.
- مورد دوم را نمی توان به صورت دقیق در نرم افزار SAFE کنترل کرد ولی در نرم افزار ETABS می توان نیروی داخل صفحه ایجاد شده در دیافراگم ها را مشاهده کرد.

شکل زیر نمونه هایی دیگر از مورد دوم را نشان می دهد:

- قطع ناگهانی سیستم باربرجانبی در ارتفاع. برای مثال دیوار سمت راست در ارتفاع قطع شده و موجب ایجاد نیروی داخل صفحه در دیافراگم شده است.
- در ترازی که دیوار حائل بتنی قطع می شود. برای مثال در شکل زیر در قسمت Podium diaphragm نیروهای داخل صفحه قابل توجهی ایجاد خواهد شد. در این طبقات باید به موقعیت بازشوها در دال تخت دقت ویژه ای شود و میزان نیروهای داخل صفحه در نرم افزار ETABS مورد بررسی دقیق قرار گیرد (در فایل MAIN.edb).

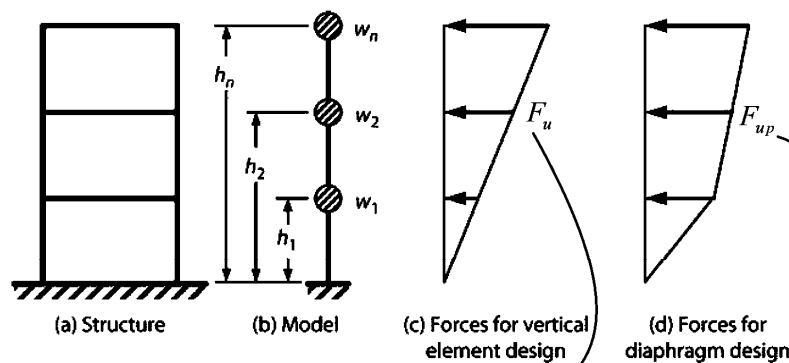


- نیرو در تراز Podium به حدی بالاست که می تواند موجب تغییر جهت برش در دیوار برشی در طبقه زیرین شود (شکل زیر)



با توجه به طبقه بندی فوق دو نوع نیرو در استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل دیافراگم می توان متصور شد:

- ۱- نیروی F_{up} جهت منظور کردن اثر مورد اول (اینرسی خود دیافراگم)
- ۲- نیروی F_u جهت منظور کردن اثر مورد دوم (وقتی دیافراگم به صورت رابط بین اجزای باربر قائم عمل می کند).



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

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

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

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید

برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n F_{uj}}{\sum_{j=i}^n W_j} \right) W_i \quad (۳-۱۵)$$

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 A I W_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $A I W_i$ در نظر گرفته شود.

- نیروی F_u همان زلزله طرح $\left(\frac{A B I}{R_{u1}} \right)$ است که توسط نرم افزار به صورت اتوماتیک به طبقات وارد می شود و در فایل MAIN قابل بررسی است.
- نیروی F_{up} باید بر اساس رابطه ۳-۱۵ استاندارد ۲۸۰۰ برای هر طبقه مجزا محاسبه گردد. این نیرو تنها به طبقه مورد نظر وارد میشود و نیروی بقیه طبقات برابر صفر وارد خواهد شد. مسلماً کنترل کفایت دیافراگم تحت این نیرو نیز باید در فایل MAIN انجام شود.
- با توجه به روابط مسلماً نیروی F_{up} در هر طبقه بزرگتر و یا مساوی F_u خواهد بود ولی با توجه به اینکه F_u به کل طبقات وارد می شود، نمی توان گفت که کدامیک در طراحی دیافراگم حاکم خواهد شد.

۶-۴ ضریب کاهش مقاومت برشی

به بندهای زیر از پیش‌نویس مبحث ۹ (۱۳۹۷) توجه نمایید:

۹-۴-۵ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق لرزه‌ای شدید، در مقابل تأثیرات زلزله، E ، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E ، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کم‌تر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی مورد اشاره باید مقدار حداکثر محاسبه شده با منظور کردن بارهای محوری با ضریب از آن ترکیب‌های بارگذاری که شامل E است، در نظر گرفته شود.

ب- برای دیافراگم‌ها، ϕ در برش نباید از کم‌ترین ϕ برشی که برای اجزای قائم سیستم اولیه‌ی مقاوم در برابر نیروهای لرزه‌ای استفاده شده است، بیش‌تر شود.

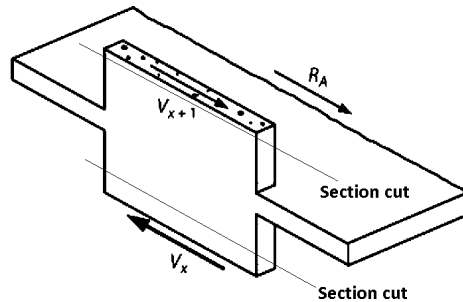
در صورتی که در سازه از سیستم‌های با شکل‌پذیری ویژه استفاده شده باشد، در طرای برش داخل صفحه دیافراگم ضریب کاهش مقاومت برشی به جای ۰.۷۵ باید برابر ۰.۶ در نظر گرفته شود.

۵-۶ نحوه استخراج نیروها در نرم افزار ETABS

به روش های مختلف می توان نیروهای ایجاد شده در دیافراگم را استخراج کرد:

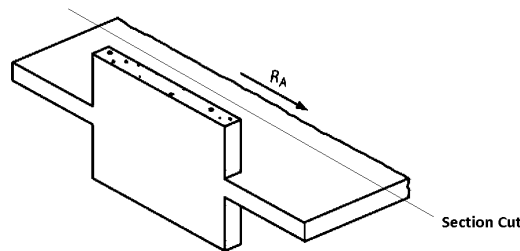
روش اول:

یکی از روشها استفاده از Section Cut می باشد. به شکل زیر توجه کنید. می توان در نرم افزار با استفاده از ابزار Section Cut نیروی دیوار برشی در طبقه پایین و نیز طبقه بالا (V_x و V_{x+1}) را تحت اثر نیروی زلزله استخراج کرد. اختلاف این دو برابر نیروی R_A خواهد بود. نیروی R_A همان نیروی عبور کننده از دیافراگم است که وارد دیوار برشی می شود. مسلما در صورتی که به دیوار برشی تیر متصل باشد (در دو انتهای دیوار)، قسمتی از نیروی R_A از طریق تیر به دیوار منتقل می شود. ولی اگر تیر نداشته باشیم، کل نیروی R_A به دیافراگم اثر می کند.



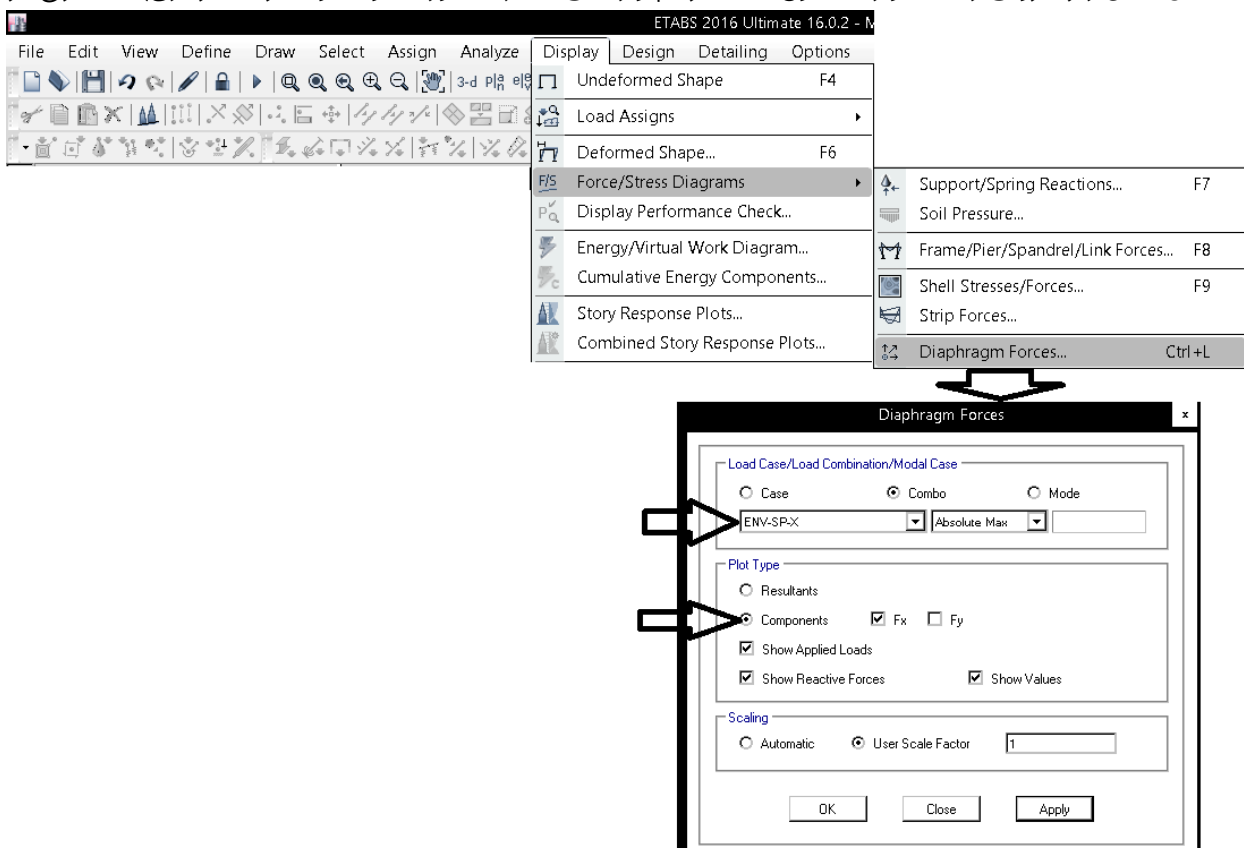
روش دوم:

می توان مستقیما توسط Section Cut نیروهای عبور کننده از دیافراگم را استخراج کرد. در این حالت باید دیافراگم از نوع semi-rigid تعریف شده باشد و ضریب سختی خمشی سقف نیز طبق آیین نامه (0.25 برای دال توپر) به المانهای shell سقف اعمال شده باشد (فایل MAIN.edb).



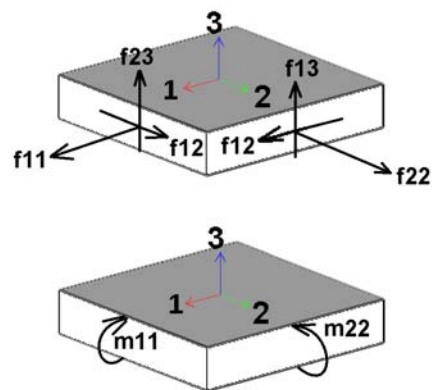
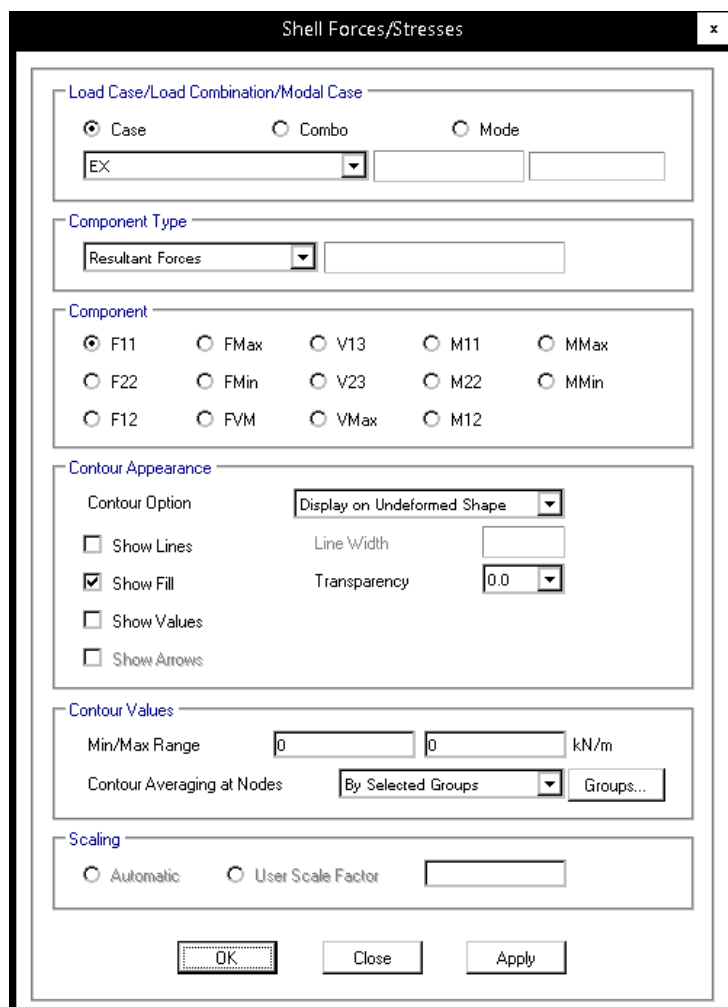
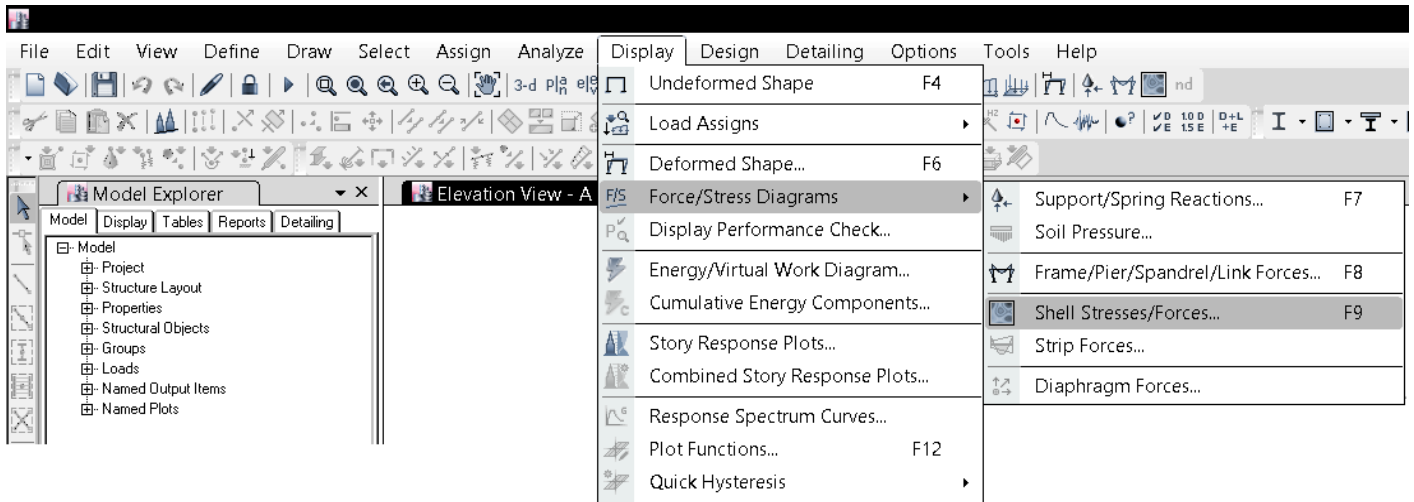
روش سوم:

می توان مطابق شکل زیر نیرویی را که دیوار یا ستون به دیافراگم وارد می کند (به صورت مولفه و یا برآیند برداری) استخراج کرد:



روش چهارم:

می توان از طریق منوی زیر نیروهای ایجاد شده در دیافراگم را مشاهده کرد:



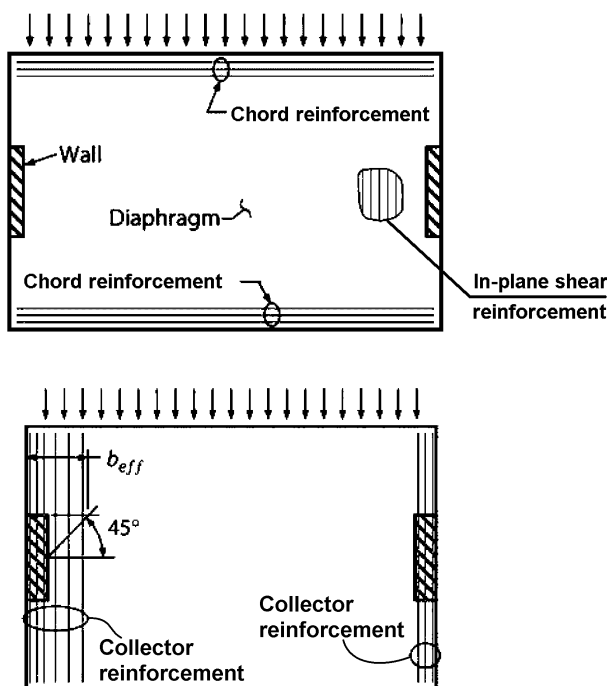
۶-۶ مش بندی سقف و مدل اجزا محدود آن

در رابطه با سازه مش بندی سقف برای استخراج نیرو ها توصیه هایی در کتاب پروفیسور Mehleh آمده است که لازم دیدم بدانها اشاره کنم.

برای مدلسازی کل سازه و برای اینکه صلبیت دیافراگم به صورت مناسبی در تحلیل سازه منظور شود، بهتر است سازه مش ها بین $\frac{1}{5}$ تا $\frac{1}{10}$ طول دهانه سقف و یا دیوار برشی انتخاب شود. در صورتی که طراح قصد استفاده از section cut و یا استخراج نیروها در نقاط خاصی را داشته باشد، سازه مشها بهتر است ریز باشد.

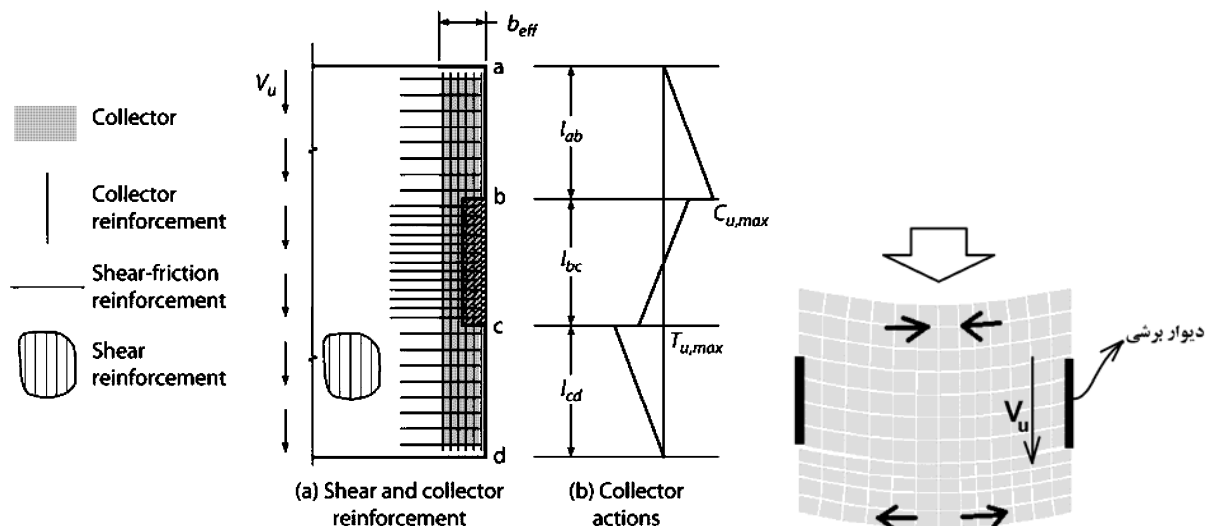
۶-۷ جزئیات میلگرد گذاری

به شکل زیر توجه کنید. در این شکل در انتهای دال یک دیوار برشی قرار دارد. بر خلاف سازه های معمولی در محیط پیرامونی سقف تیر نداریم. بنابراین انتقال نیروها به عهده دال بتنی سقف خواهد بود.



نیروهای داخل صفحه (in plane):

- **In-plane shear reinforcement:** اگر برش V_u در شکل بیش از مقاومت طراحی برشی بتن سقف باشد، میلگردهای برشی لازم خواهد بود. این میلگردها به موازات برش قرار داده خواهند شد. این میلگردها بر اساس f_{t2} محاسبه می شوند.
- **Chord reinforcement:** این میلگردها مطابق شکل برای مقابله با کشش و فشار ناشی از خمش دیافراگم قرار داده می شوند و بر اساس f_{22} و یا f_{11} تعیین می شوند.
- **Collector reinforcement:** تحت T_u و C_u (کشش و فشار در جمع کننده ها) میلگرد طولی به موازات دیوار لازم خواهد بود. این میلگردها بر اساس $f_{22} \times \Omega_0$ و یا $f_{11} \times \Omega_0$ تعیین می شوند.
- **Shear-friction reinforcement:** این میلگردها عمود بر دیوار مطابق شکل زیر قرار داده می شوند. میلگردهای برش اصطکاک علاوه بر آرماتورهای برشی به موازات دیوار، قرار داده خواهند شد و بر اساس مقدار f_{t2} در لبه دیوار تعیین می شوند.



نیروهای خارج صفحه (Out-of-plane):

- **Flexural reinforcement:** تحت خمش خارج از صفحه (تحت بارهای ثقلی) میلگردهای خمشی A_{s-top} و A_{s-bot} لازم خواهد بود. این میلگردها بر اساس $m11$ و $m22$ تعیین می شوند که با رسم نوارهای طراحی در ETABS و یا SAFE بدست می آیند.
- **Out-of-plane shear reinforcement:** تحت برش خارج از صفحه که عمدتاً به صورت برش پانچ عمل می کند، آرماتورهای برشی قائم (عمود بر صفحه دال) لازم خواهد بود. این خاموت ها بر اساس $v13$ و $v23$ تعیین می شوند.

نکته زیر از طرف دکتر جلال پور به بنده یادآوری شد:

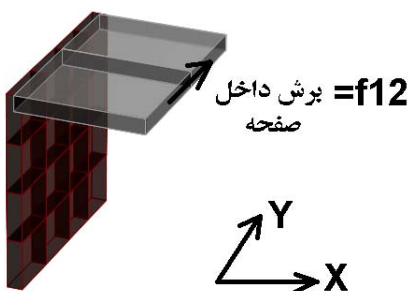
تمامی میلگردهای فوق پس از محاسبه باید با هم جمع شوند

۸-۶ In-plane shear reinforcement

نیروهای داخل صفحه باید تحت اثر بحرانی ترین ترکیب بار استخراج شود. بنابراین می توان یک ترکیب بار Envelope تعریف کرد و مقادیر f_{12} را تحت اثر ترکیب بار پوش بررسی کرد. توصیه می شود برای شفافیت بیشتر ترکیب بار به دو دسته به صورت زیر تقسیم شوند:

ENV-X	$1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV$
ENV-Y	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV$

در ترکیب بارهای فوق نیروهای زلزله ممکن است از دو حالت متفاوت (مطابق بند ۳-۶) بدست آیند.
برای مثال برای استخراج نیروی برشی در شکل زیر باید از ENV-Y استفاده شود.



- پس از استخراج نیروی برشی باید مقاومت مقطع مطابق بند زیر از پیش نویس مبحث نهم (۱۳۹۷) محاسبه شود:

۸-۲۰-۹ دیافراگم ها و خراباها (شکل پذیری متوسط و زیاد)

۹-۲۰-۹ مقاومت برشی

۹-۲۰-۸-۱ در طراحی دیافراگم ها برای برش مقدار V_n نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۲۰-۹) بیشتر باشد:

$$V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (۹-۲۰-۲۰)$$

در دیافراگم های بتنی که از دالهای رویه بر روی قطعات پیش ساخته کف یا سقف تشکیل شده اند A_{cv} باید با منظور نمودن ضخامت دال رویه به تنهایی، برای دیافراگم های غیر مرکب، و ضخامت مجموع دال درجا ریخته شده و قطعات پیش ساخته، برای دیافراگم های مرکب، محاسبه گردد. در دیافراگم های با دال رویه مرکب، برای محاسبه V_n باید از کوچکترین مقدار f'_c برای بتن رویه و قطعه پیش ساخته استفاده شود.

۹-۲۰-۸-۲ در دیافراگم ها نباید از $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ بیشتر باشد.

مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $f'_c = 25MPa$, $F_y = 300MPa$ می باشد. نیروی برشی برابر با $f_{12}=250$ KN/m بدست آمده است. در این صورت مقدار آرماتور برشی (In-plane shear reinforcement) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_u \leq \phi A_{cv} 0.17 \sqrt{f'_c} + \phi A_{cv} \rho_t f_y \rightarrow 250 \text{ kN} < 0.6 \times 260 \times 1000 \times 0.17 \sqrt{25} + 0.6 \times 260 \times 1000 \times \rho_t \times 300$$

$$250 \text{ kN} < 132.6 \text{ kN} + 0.6 \times 260 \times 1000 \times \rho_t \times 300 \rightarrow \rho_t = 0.0025$$

بنابراین در هر یک متر از عرض دال $A_s = \rho_t \times 1000 \times 260 = 0.0025 \times 1000 \times 260 = 650 \text{ mm}^2$ خواهد بود.

- در محاسبات فوق با فرض اینکه سیستم باربر جانبی شامل دیوارهای برشی ویژه می باشد، ضریب کاهش مقاومت برشی بتن به جای 0.75 برابر 0.6 منظور شده است (بند ۴-۶ را ببینید).
- در نقاطی از دال که f_{12} از 132.6 kN/m فراتر رود، آرماتور برشی لازم خواهد بود.
- مقدار f_{12} در هیچ نقطه ای نباید از $\phi \times 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ فراتر رود. در غیر این صورت باید ضخامت دال افزایش یابد.

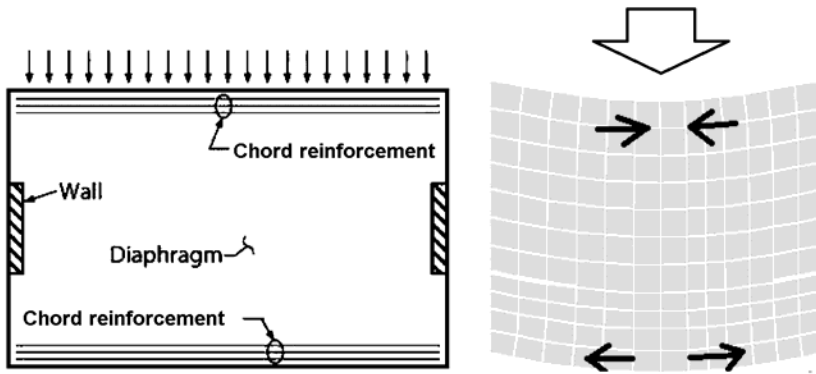
در قسمت "مجوف سقف" اگر ضخامت دال برابر 260mm و $f'_c = 25MPa$ باشد، با فرض عدم وجود میلگرد برشی طولی (ρ_t) مقاومت برشی واحد طول برابر است با:

$$\phi V_n = \alpha (\phi A_{cv} \times 0.17 \sqrt{25}) = \alpha \times 0.6 \times 260 \times 1000 \times 0.17 \sqrt{25} = 132.8 \times \alpha \frac{kN}{m}$$

در رابطه فوق α ضریب کاهش مقاومت برشی می باشد که بسته به هندسه قسمت مجوف تعیین می شود.

Chord reinforcement ۹-۶

- در لبه های دال کشش و فشار ایجاد می شود (به خصوص در مواردی که تیر پیرامونی نداریم):



مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $f'_c = 25MPa$, $F_y = 400MPa$ می باشد. نیروی کششی در لبه دال برابر با $f_{l1} = 300 \text{ KN/m}$ بدست آمده است. در این صورت مقدار آرماتور کششی (Chord reinforcement) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_u = 300 \text{ kN} < [\phi T_n = 0.9(A_s F_y) = 0.9 \times A_s \times 400]$$

$$A_s = 833 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

بنابراین در هر یک متر از عرض دال در لبه آن 833 mm^2 میلگرد لازم خواهد بود. مساحت این میلگردها به مساحت میلگردهای خمشی و دیگر میلگردهای لازم اضافه خواهد شد.

- محاسبات فوق برای لبه کششی انجام شد. در لبه فشاری بتن همراه با میلگرد به صورت یک عضو فشاری عمل می کند. بنابراین میلگردهای محاسباتی بهتر است توسط آرماتورهای عرضی (تنگ) مهار شوند. با توجه به اینکه جهت زلزله رفت و برگشتی است، لبه ها هم تحت فشار باید طراحی شوند و هم تحت کشش. گرچه در آیین نامه ضوابط صریحی برای آرماتورهای عرضی اجزای لبه (chord) ارائه نشده است ولی بهتر است در تمامی لبه ها اجزای مرزی مشابه شکلهای زیر اجرا شود. فواصل آرماتورهای عرضی را می توان بر اساس ضوابط آرماتورهای عرضی در خارج از ناحیه بحرانی ستونهای با شکل پذیری متوسط در نظر گرفت:

$$S < \text{Min} \{ 300\text{mm}, 48 \text{ برابر قطر تنگ}, 16 \text{ برابر قطر میلگرد طول}, \text{ ضخامت دال} \}$$

در شکلهای زیر آرماتورهای خمشی دال نمایش داده نشده اند:



- در رابطه با آرماتور عرضی "جمع کننده ها" و نیز اجزای مرزی اطراف بازو باید طبق ضوابط آیین نامه عمل کرد که در ادامه آورده شده است.
- نیروهای داخل صفحه باید تحت اثر بحرانی ترین ترکیب بار استخراج شود. بنابراین می توان یک ترکیب بار Envelope تعریف کرد و مقادیر f_{l1} و f_{l2} را تحت اثر ترکیب بار پوش بررسی کرد. توصیه می شود ترکیب بار پوش به دو دسته به صورت زیر تقسیم شوند:

ENV-X	$1.41D+L+LRED+0.5LRED+0.5+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED+0.5+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED+0.5+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED+0.5+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV$
ENV-Y	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED+0.5+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED+0.5+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED+0.5+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV$
	$1.41D+Live+LRED+0.5LRED+0.5+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV$

- در ترکیب بارهای فوق به جای E باید دو حالت متفاوت از نیروهای زلزله مطابق بند ۳-۶ باید در نظر گرفته شود.
- معمولا بارهای ثقلی تاثیر کمی در مقدار نیروهای داخل صفحه دارند و عمدتا نیروهای زلزله (افقی) تعیین کننده خواهند بود.

Collector reinforcement ۱۰-۶

طبق بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰، جمع کننده ها باید برای $\Omega_0 E$ طراحی شوند:

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

در متن ACI نیز اشاره شده است که جمع کننده ها باید برای $\Omega_0 E$ طراحی شوند:

CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

18.12—Diaphragms and trusses

18.12.2 Design forces

18.12.2.1 The earthquake design forces for diaphragms shall be obtained from the general building code using the applicable provisions and load combinations.

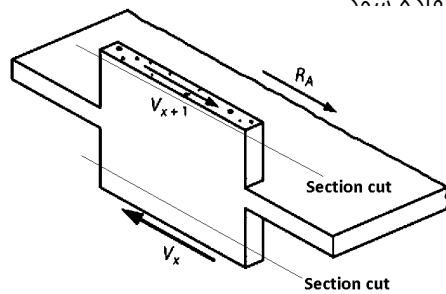
R18.12.2 Design forces

R18.12.2.1

For collector elements, the general building code in the United States specifies load combinations that amplify earthquake forces by a factor Ω_0 . The forces amplified by Ω_0 are also used for the local diaphragm shear forces resulting from the transfer of collector forces, and for local diaphragm flexural moments resulting from any eccentricity of collector forces. The specific requirements for earthquake design forces for diaphragms and collectors depend on which edition of the general building code is used. The requirements may also vary according to the SDC.

مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $F_y = 400MPa$ ، $f'_c = 25MPa$ باشد. برای استخراج نیروی جمع کننده مطابق

شکل زیر از Section cut استفاده شده است. باید از ترکیب بارهای ویژه مطابق جدول زیر استفاده شود.



اختلاف نیرو در بالا و پایین دیوار (تحت ترکیب بار ویژه) برابر 1500 kN بدست آمده است.

$R_A = 1500 kN$ می باشد. با توجه به تقارن دیوار مقدار کشش و فشار در دو انتهای دیوار

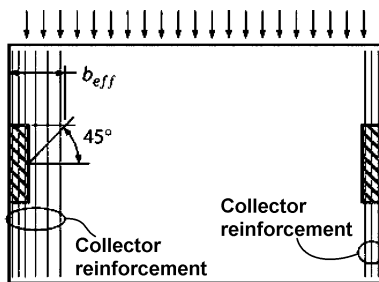
750 kN فرض می شود. به جای استفاده از Section cut می توان مقادیر f11 و یا f22 را

در امتداد دیوار بررسی کرد.

مقدار آرماتور کششی (Collector reinforcement) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_u = 750 kN < [\phi T_n = 0.9(A_s F_y) = 0.9 \times A_s \times 400]$$

$$A_s = 2082 mm^2$$



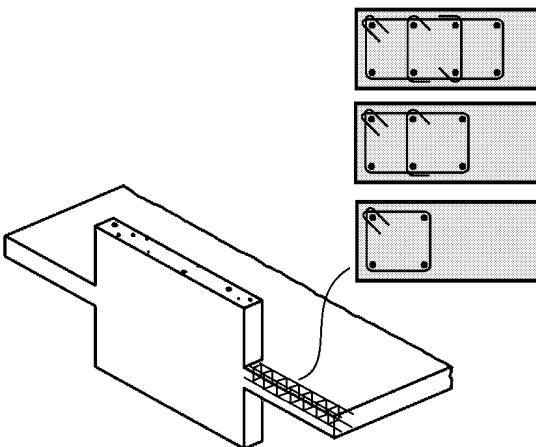
- مساحت محاسبه شده را می توان مطابق دیوار سمت راست در شکل در عرضی برابر با عرض دیوار قرار داد و یا اینکه مطابق دیوار سمت چپ در عرض موثری برابر با b_{eff} قرار

ENV-SP-X	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+ Ω_0 (EXALL+0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+ Ω_0 (EXALL+0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+ Ω_0 (EXALL-0.3EY)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+ Ω_0 (EXALL-0.3EY)+EV
ENV-SP-Y	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+ Ω_0 (EYALL+0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+ Ω_0 (EYALL+0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+ Ω_0 (EYALL-0.3EX)+EV
	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2S+ Ω_0 (EYALL-0.3EX)+EV

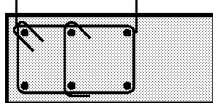
- معمولاً بارهای ثقلی تاثیر کمی در مقدار نیروهای داخل صفحه دارند و عمدتاً نیروهای زلزله (افقی) تعیین کننده خواهند بود. می توان به صورت تقریبی به جای استفاده از ترکیب بارهای فوق، تنها از زلزله تشدید یافته برای استخراج نیروها استفاده کرد.

الف - در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/s_b برابر با $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب - در صورت استفاده از دور پیچ ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیشترین مقدار $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) \quad (1-2-9)$$

$$S < \text{Min} \left\{ \frac{260}{3}, 6 \times 20, s_0 \right\} = 87 \text{ mm} \rightarrow \text{Use } 75 \text{ mm}$$
$$b_c = 300 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{b_c S} \geq 0.09 \frac{f'_c}{F_{yt}} \rightarrow \frac{3 \times 3.14 \times 5^2}{300 \times S} \geq 0.09 \frac{25}{300} \rightarrow S \leq 105 \text{ mm}$$



- مهار آرماتورهای جمع کننده داخل دیوار برشی

توصیه می شود آرماتورهای طولی جمع کننده داخل دیوار ادامه یابند ولی اگر بخواهیم آنها را قطع کنیم باید نکات زیر را در نظر بگیریم:

A collector parallel to a shear wall has its critical connection at the face of the shear wall. Collector longitudinal bars must extend deep enough into the shear wall to develop and transfer the lateral force to wall reinforcement (Fig. 8.6b). The collector reinforcement is in addition to the horizontal diaphragm reinforcement required to resist the shear force (Moehle et al. 2010).

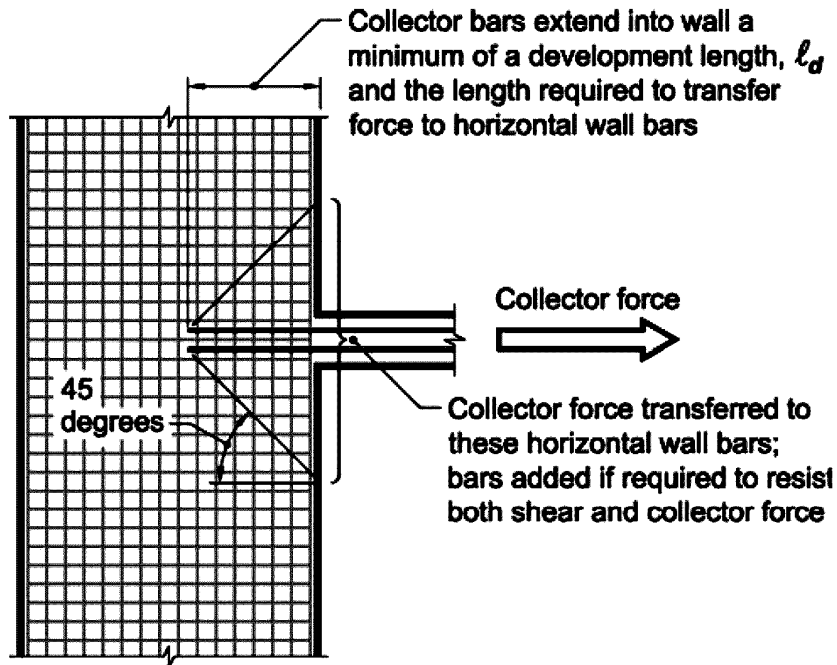


Fig. 8.6b—Collector reinforcement extended into shear wall.

Opening reinforcement ۱۱-۶

- نقاطی از دیافراگم که تحت تنش های محوری قرار دارند و وظیفه انتقال نیروهای خمشی و برشی را در اطراف بازشوها دارند، باید مشابه جمع کننده ها توسط ارماتورهای عرضی محصور شوند. به بند زیر که مربوط به ACI-318-14 می باشد توجه نمایید:

18.12—Diaphragms and trusses

18.12.3 Seismic load path

18.12.3.2 Elements of a structural diaphragm system that are subjected primarily to axial forces and used to transfer diaphragm shear or flexural forces around openings or other discontinuities shall satisfy the requirements for collectors in 18.12.7.5 and 18.12.7.6.

R18.12.3.2 This provision applies to strut-like elements that occur around openings, diaphragm edges, or other discontinuities in diaphragms. Figure R18.12.3.2 shows an example. Such elements can be subjected to earthquake axial forces in combination with bending and shear from earthquake or gravity loads.

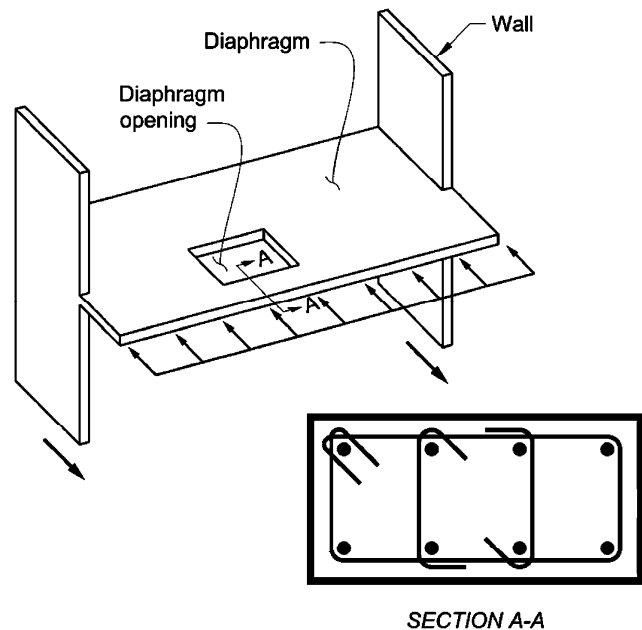
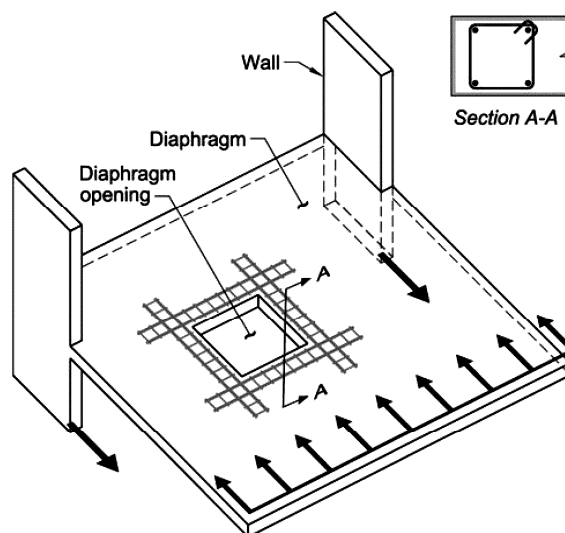


Fig. R18.12.3.2—Example of diaphragm subject to the requirements of 18.12.3.2 and showing an element having confinement as required by 18.12.7.5.

- در صورتی که ابعاد بازشو بزرگتر از حدودا دوبرابر ضخامت دال باشد (بازشوی بزرگ) باید مطابق شکل زیر اجزای کششی همراه با تنگ بسته قرار داده شود. ولی برای بازشوهای کوچکتر معمولا تنها به اندازه میلگردهای قطع شده (ادامه نیافته) میلگرد جانبی قرار داده می شود.



Shear-friction reinforcement ۱۲-۶

انتقال نیرو از دیافراگم به اجزای باربر قائم (مانند دیوار برشی) معمولاً توسط ترکیبی از اجزای جمع کننده (شامل اتصالات آنها) و برش اصطکاک انجام می شود. قسمتی از نیروی دیافراگم توسط آرماتورهای برش اصطکاک به دیوار برشی منتقل می شوند (Shear friction reinforcement در شکل سمت چپ و Dowels در شکل سمت راست). نیرویی که به صورت برش اصطکاک منتقل می شود را می توان بر اساس f_{12} وارد بر دال تخت تعیین کرد.

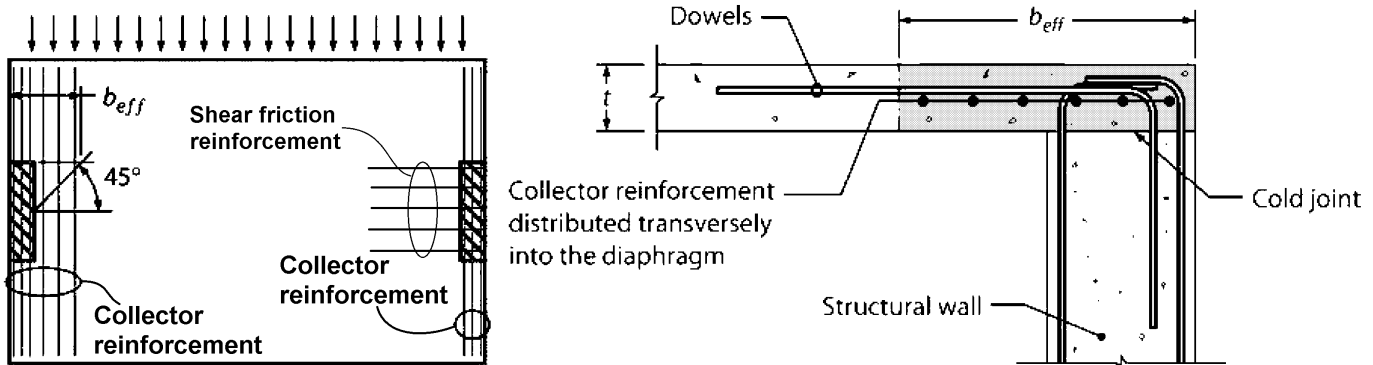
در مورد شکل زیر، با توجه به اینکه دیوار در راستای Y قرار دارد، نیروی f_{12} باید تحت ENV-Y (ترکیب بارهای عادی شامل زلزله اصلی در راستای Y) خوانده می شود.

در شکل سمت راست فرض شده است که در انتهای دیوار بتن ریزی قطع شده است (Cold joint). بنابراین بتن متصل کننده سقف به دیوار پیوسته می باشد. در این حالت مقاومت برش اصطکاک در محل اتصال سقف به دیوار برابر خواهد بود با:

$$\phi V_n = \phi \times \mu A_{vf} F_y$$

که در آن A_{vf} مجموع مساحت میلگردهای برش اصطکاک می باشد. با توجه به اینکه بتن سقف و دیوار همزمان ریخته می شود، می توان مقدار μ را برابر 1.4 در نظر گرفت (به بند زیر از ACI318-14 توجه نمایید).

در صفحه داخلی خود دیوار (Cold joint در شکل زیر) نیز باید برش اصطکاک کنترل شود. در این صفحه مجموع نیروی برشی اصطکاک (بار ترکیب بار عادی) + نیروی کششی و فشاری ناشی از جمع کننده ها (با زلزله تشدید یافته) اثر خواهد کرد.



22.9.4.2 If shear-friction reinforcement is perpendicular to the shear plane, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (22.9.4.2)$$

where A_{vf} is the area of reinforcement crossing the assumed shear plane to resist shear, and μ is the coefficient of friction in accordance with Table 22.9.4.2.

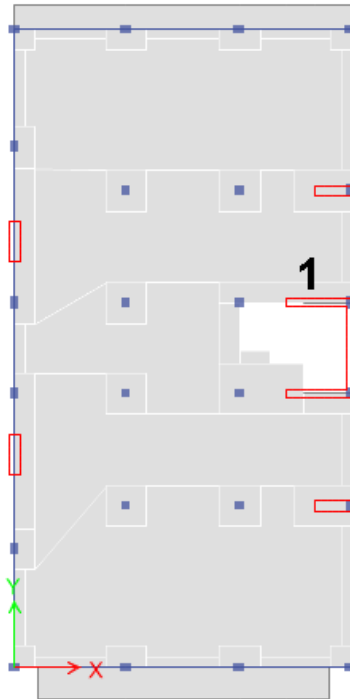
Table 22.9.4.2—Coefficients of friction

Contact surface condition	Coefficient of friction $\mu^{(1)}$	
Concrete placed monolithically	1.4 λ	(a)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	1.0 λ	(b)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and not intentionally roughened	0.6 λ	(c)
Concrete placed against as-rolled structural steel that is clean, free of paint, and with shear transferred across the contact surface by headed studs or by welded deformed bars or wires.	0.7 λ	(d)

⁽¹⁾ $\lambda = 1.0$ for normalweight concrete; $\lambda = 0.75$ for all lightweight concrete. Otherwise, λ is calculated based on volumetric proportions of lightweight and normalweight aggregate as given in 19.2.4, but shall not exceed 0.85.

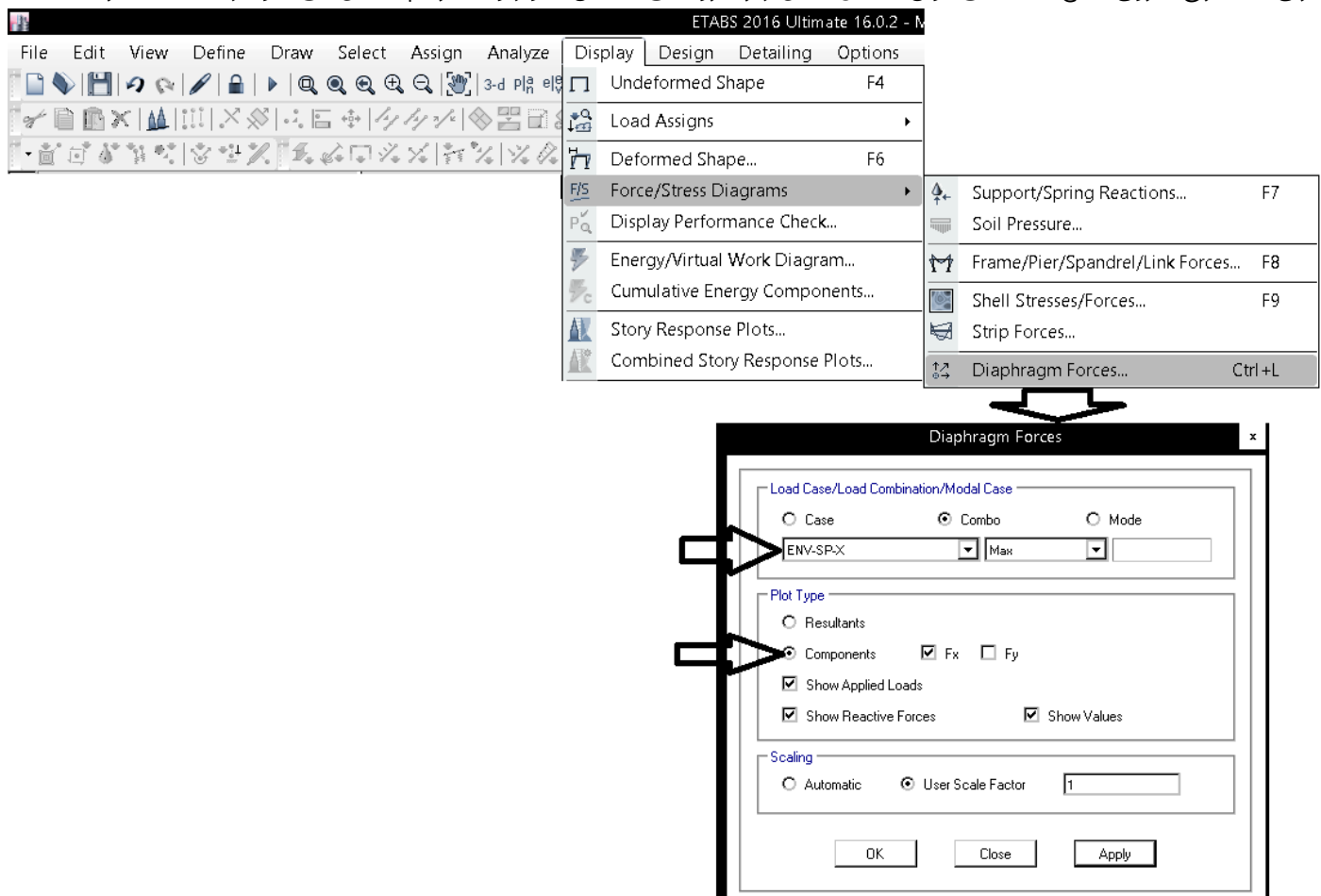
۱۳-۶ مثال کاربردی

در شکل زیر در پیرامون سازه تیرهای بتنی (B40X60) قرار داده شده است. ستونهای کناری به صورت کتابی می باشند. ستونهای داخلی مربعی هستند. سیستم دوگانه می باشد. هدف تعیین میلگردهای دیافراگم در اطراف دیوار 1 می باشد.



Collector ۱-۱۳-۶

برای استخراج نیروی جمع کننده می توان مطابق شکل زیر نیروهایی که بین دیوار و دیافراگم منتقل می شود را مشاهده کرد:

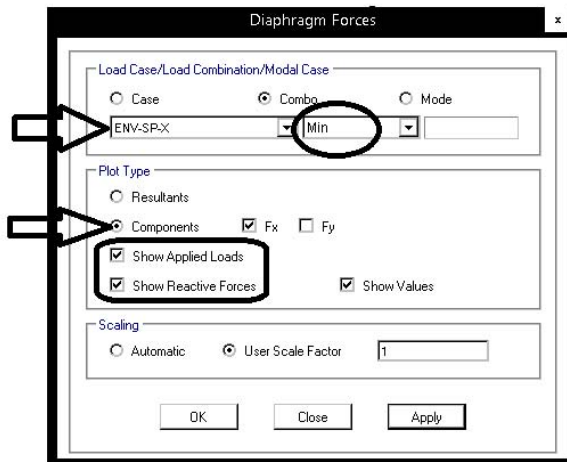


کل نیرویی که از طرف دیوار برشی به دیافراگم وارد می شود (تحت ENV-SP-X)، برابر است با:

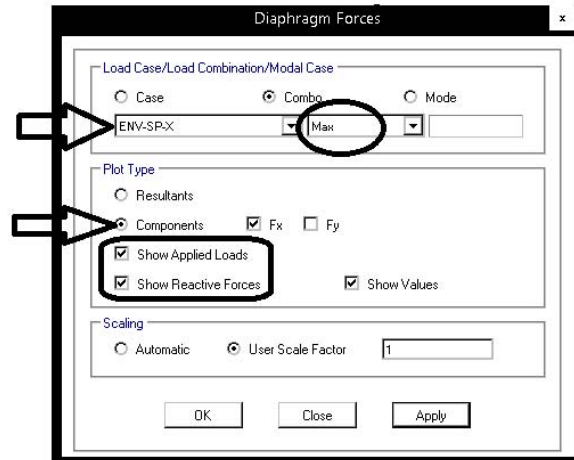
$$F_{11} = \text{Max}(1180, 1173) = 1180 \text{ kN}$$



$$F = 217 + 395 + 321 + 212 + 35 = 1180 \text{ kN}$$



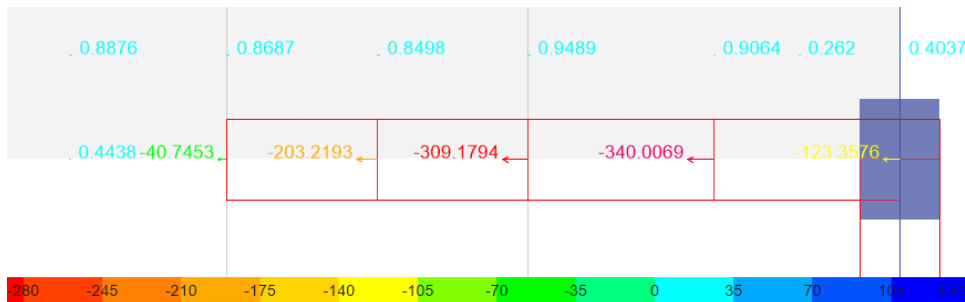
$$F = 96 + 224 + 311 + 366 + 176 = 1173 \text{ kN}$$



- دقت شود که بارهای فوق مربوط به ترکیب بار پوش می باشد و بنابراین همزمان اتفاق نمی افتند و مجموع آنها (F11) در رابطه فوق) اندکی کمتر از مقدار فوق خواهد بود. در مواردی که کاربر مایل باشد می تواند به جای استفاده از ترکیب بار پوش، تمامی ترکیب بارها را مورد به مورد بررسی کند. برای مثال تحت ترکیب بار

$$\text{UDCON6-SP} = 1.41\text{D} + \text{Live} + \text{LRED} + 0.5\text{LRED} + 0.5 + 0.2\text{S} - \Omega_0(\text{EXALL} + 0.3\text{EY}) + \text{EV}$$

نیروها به شکل می باشد:

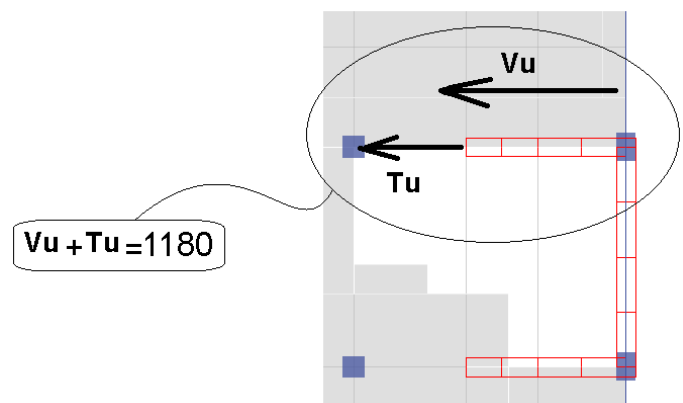


- بخشی از بار فوق (1180 kN) به صورت برشی در طول دیوار منتقل می شود و بخشی دیگر به صورت نیروی کششی یا فشاری در انتهای دو انتهای دیوار به آن منتقل می شود.

چه درصدی از نیروی 1180 kN با برش به صورت مستقیم (V_u) و چه درصدی از آن به صورت کشش یا فشار از طریق جمع کننده (T_u) منتقل می شود؟ تعیین این سهم می تواند بر اساس هندسه سقف و با فرض تنش برشی یکنواخت در طول سقف و نیز بر اساس قضاوت مهندسی تعیین می شود. در این مثال اگر فرض کنیم که نصف بار به صورت کششی به دیوار

منتقل می شود خواهیم داشت:

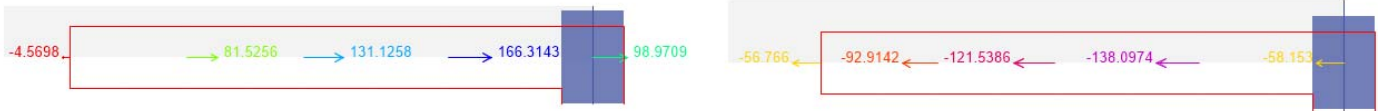
$$T_u = \frac{1180}{2} \text{ kN} < (\phi A_s F_y = 0.9 A_s \times 400) \rightarrow (A_s)_{\text{collector}} = 1639 \text{ mm}^2$$



۶-۱۳-۱ Shear reinforcement

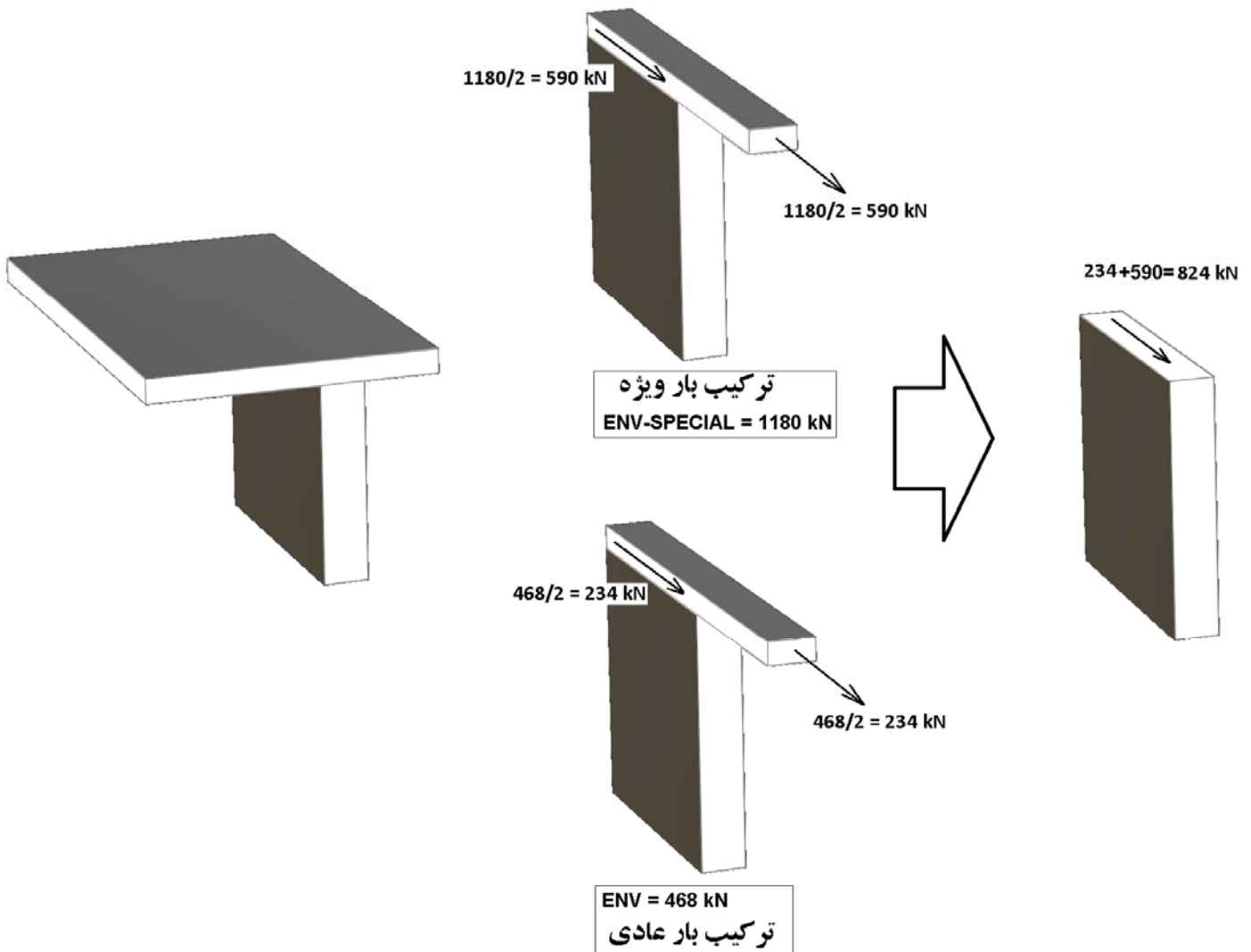
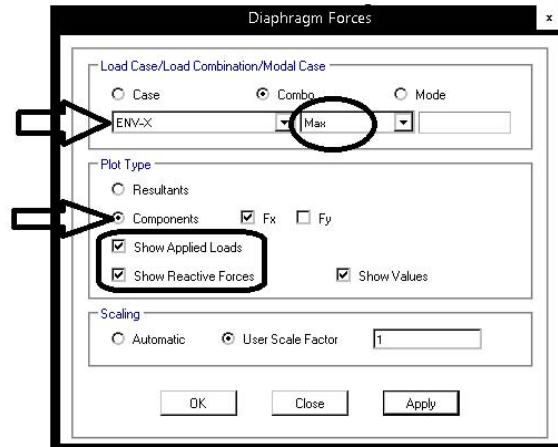
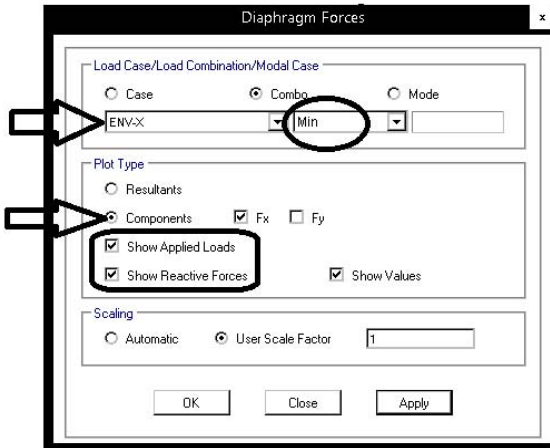
کل نیرویی که از طرف دیوار برشی به دیافراگم وارد می شود (تحت ENV-X)، برابر است با:

$$F_{11} = \text{Max}(468, 473) = 468 \text{ kN}$$



$$F = 99 + 166 + 131 + 82 - 5 = 473 \text{ kN}$$

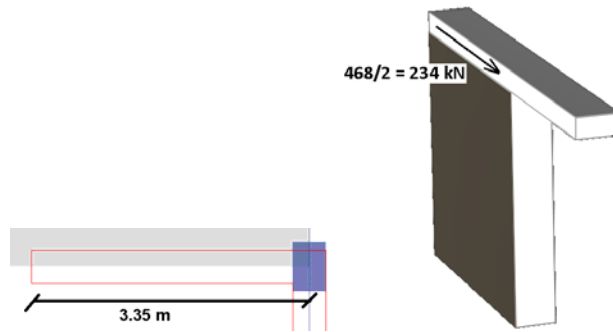
$$F = 58 + 138 + 122 + 93 + 57 = 468 \text{ kN}$$



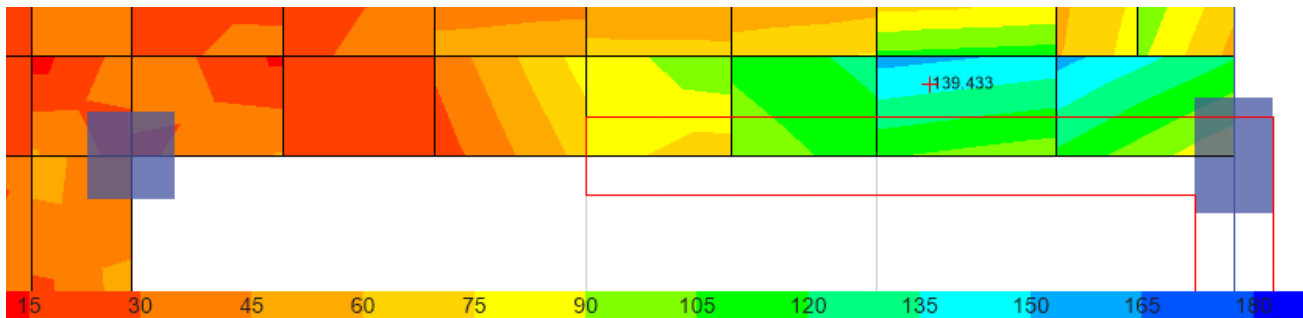
بخشی از بار فوق (468 kN) به صورت برشی در طول دیوار منتقل می شود و بخشی دیگر به صورت نیروی کششی یا فشاری در انتهای دو انتهای دیوار به آن منتقل می شود. در این مثال فرض شده که نصف بار به صورت برشی به دیوار منتقل می شود.

با توجه به اینکه کل طول دیوار برابر 3.35 m است (اگر برش را در طول دیوار یکنواخت فرض کنیم)، برش در واحد طول دیوار برابر خواهد بود با:

$$V_u = \frac{\left(\frac{468}{2}\right)}{3.35} = 70 \frac{kN}{m}$$



در شکل زیر مقدار f12 تحت اثر ترکیب بار ENV-X نمایش داده شده است. در قسمت های میانی دیوار برش در دال از 100kN/m نیز فراتر می رود. ولی مقدار میانگین تنش کمتر از 100 kN/m می باشد و با مقدار تقریبی که در بالا بدست آمد، همخوانی دارد. در جهت اطمینان بهتر است حداکثر مقداری که به عنوان برش حاصل می شود، در نظر گرفته شود.



- به جای استفاده از نیروی برشی میانگین (70 kN) در جهت اطمینان از برش 140 kN استفاده می شود:

$$V_u = 140 \frac{kN}{m} < \left(\phi V_n = 0.6(A_{cv} \times 0.17\sqrt{25} + A_{cv} \times \rho_t \times 300) \right)$$

$$V_u = 140 \frac{kN}{m} < 132 \frac{kN}{m} + 0.6A_{cv} \times \rho_t \times 300$$

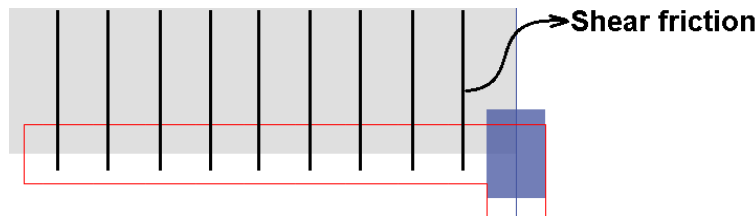
$$\rho_t = 0.00017$$

در محاسبات فوق فرض شده است ضخامت دال t=260 mm می باشد.

- با توجه به کم بودن نیروی برشی، مقدار ρ_t ناچیز بدست آمد. این میلگردها باید به موازات برش (موازات طول دیوار) قرار بگیرند. بنابراین هم راستا با میلگردهای لازم برای جمع کننده خواهند بود. در این مثال به دلیل پایین بودن مقدار برش، عملاً نیازی به میلگرد برشی نیست.
- میلگردهای برشی (در صورت وجود) باید با میلگردهای جمع کننده ها و نیز میلگردهای خمشی دال جمع شوند. میلگردهای برشی در نقاطی اضافه می شوند که برش f12 در دال از مقاومت برشی بتن (V_c) فراتر رود.

۲-۱۳-۶ Shear friction

علاوه بر کنترل برش عادی در طول دیوار، آرماتورهای برش اصطکاک نیز محاسبه شوند. در محل اتصال دال به دیوار برشی، برای انتقال برش به دیوار، نیاز به آرماتور برش اصطکاک می باشد.

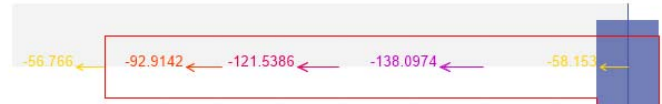


کل نیرویی که از طرف دیوار برشی به دیافراگم وارد می شود (تحت ENV-X)، برابر است با:

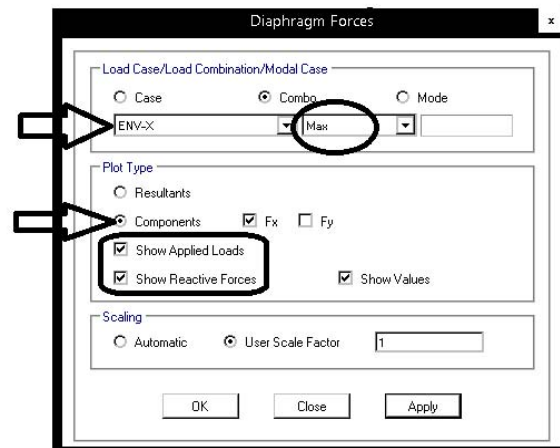
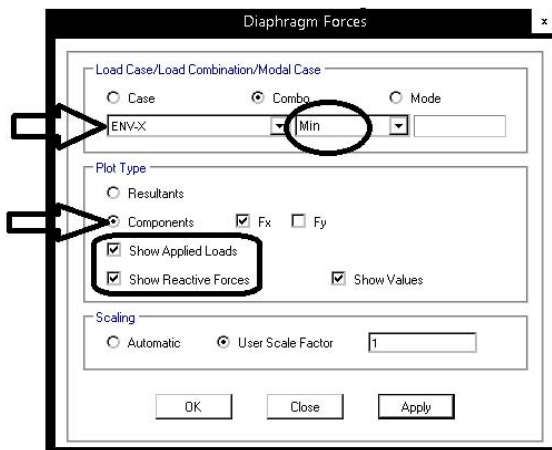
$$V_u = \text{Max}(468, 473) = 468 \text{ kN}$$



$$F = 99 + 166 + 131 + 82 - 5 = 473 \text{ kN}$$



$$F = 58 + 138 + 122 + 93 + 57 = 468 \text{ kN}$$

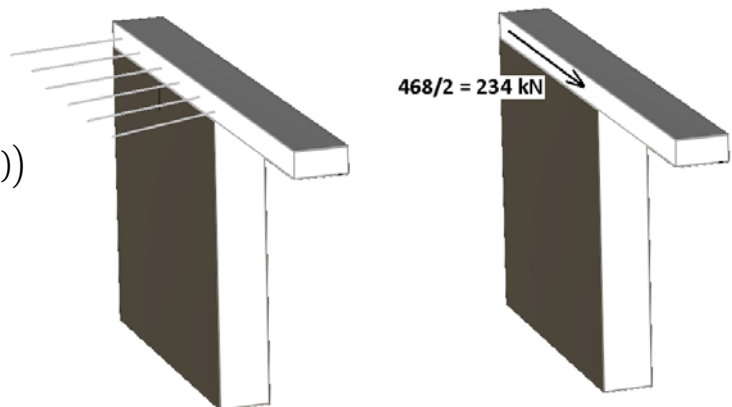


بخشی از بار فوق (468 kN) به صورت برشی در طول دیوار منتقل می شود و بخشی دیگر به صورت نیروی کششی یا فشاری در انتهای دو انتهای دیوار به آن منتقل می شود. در این مثال فرض کنیم که نصف بار به صورت برشی به دیوار منتقل می شود.

با توجه به اینکه بتن سقف یکپارچه ریخته می شود، ضریب اصطکاک برابر 1.4 فرض می شود:

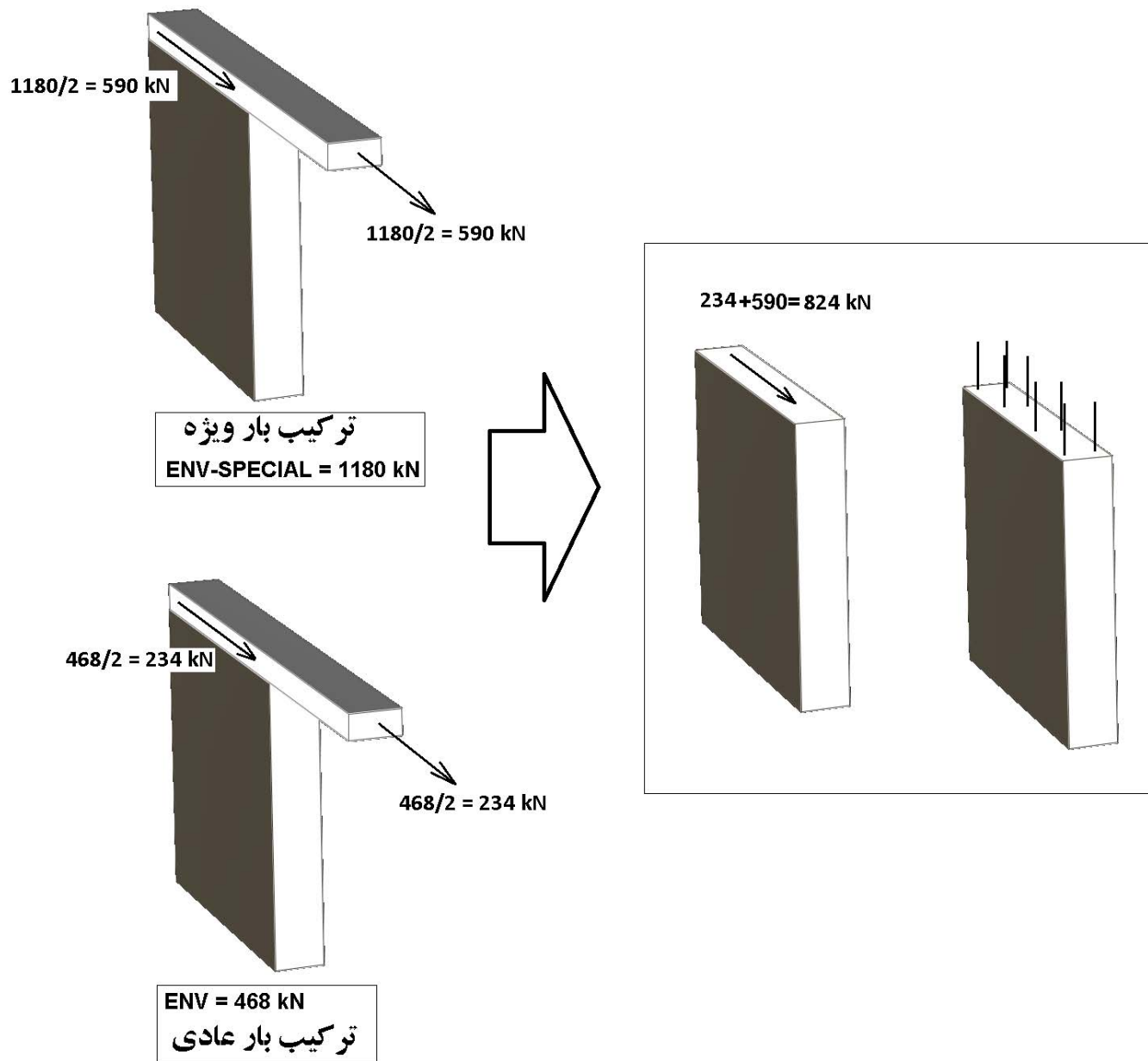
$$(V_u = 234 \text{ kN}) < (\phi V_n = 0.6(\mu A_{vf} F_y) = 0.6(1.4 A_{vf} \times 400))$$

$$696 \text{ mm}^2 \leq A_{vf}$$



این میلگردها (با مساحت کل 696 mm^2) باید عمود بر دیوار برشی مطابق شکل بالا قرار گیرند.

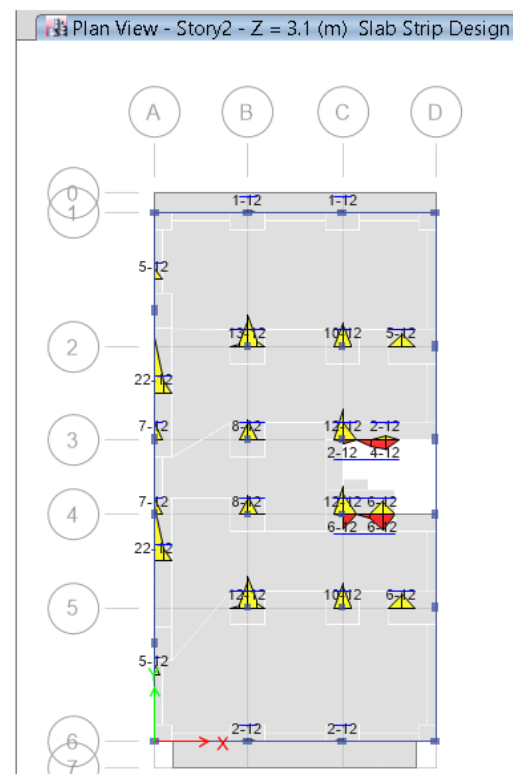
با توجه به اینکه بین بتن دیوار و بتن سقف در زمانهای متفاوت ریخته می شود، ضریب اصطکاک برابر 0.6 فرض می شود:



$$(V_u = 824 \text{ kN}) < (\phi V_n = 0.6(\mu A_{vf} F_y) = 0.6(0.6 A_{vf} \times 400))$$

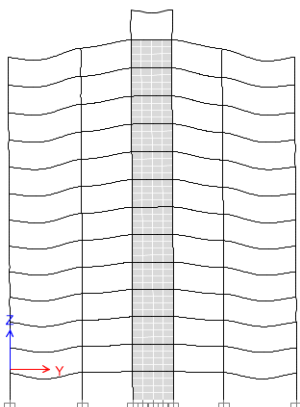
$$5722 \text{ mm}^2 \leq A_{vf}$$

مساحت میلگردهای قائم دیوار برشی باید حداقل برابر 5722 mm^2 باشد.

ETABS 2016

- توصیه می شود از ETABS برای استخراج میلگردهای خمشی (خارج از صفحه) استفاده شود.

سختی محوری دیوار و ستون متفاوت است. دیوارها به علت سطح بیشتر سختی محوری بیشتری دارند. به طوریکه تحت بار ثقلی مطابق شکل زیر، تغییرشکل غیر متوازن در دال خواهیم داشت. این اثرات (تغییرشکل نامتوازن) به علت ساخت مرحله به مرحله سازه و نیز به علت بحث خزش کمتر از مقداری خواهد بود که از تحلیل خطی سازه حاصل میشود. با این حال توصیه می شود کنترل



- مورد فوق را دکتر مسعود فرزام به بنده یادآور شده اند.

در SAFE تنها یک طبقه مدل می شود و پای ستونها نیز در آن یک طبقه گیردار فرض می شود. در حالیکه در طبقات فوقانی به علت حرکت جانبی سازه عملا در پای ستونهای هر طبقه دوران داریم. بنابراین تحلیل سازه در ETABS دقیق تر می باشد.

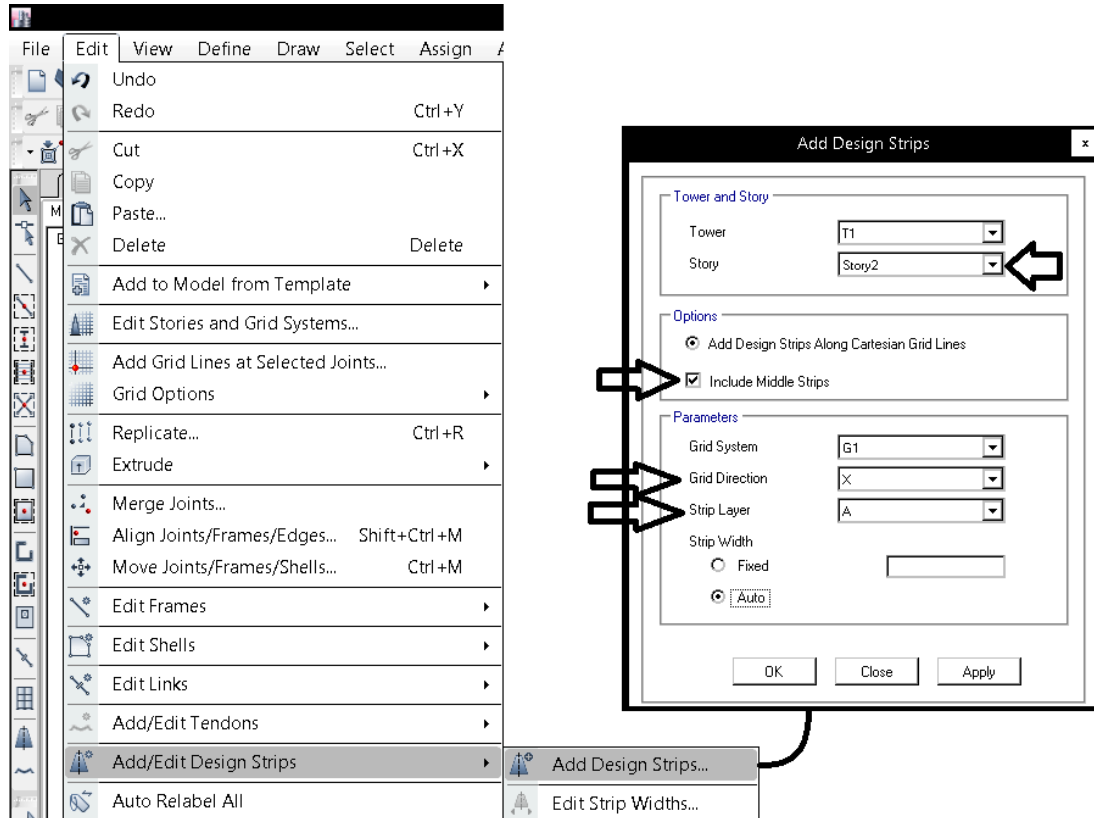
در ETABS این امکان وجود دارد که تمامی طبقات همزمان طراحی و بررسی شوند و به لحاظ تیپ بندی آرماتورگذاری طبقات بهتر می باشد.

۱-۱۴-۶ خلاصه مراحل استخراج میلگردهای خمشی در ETABS

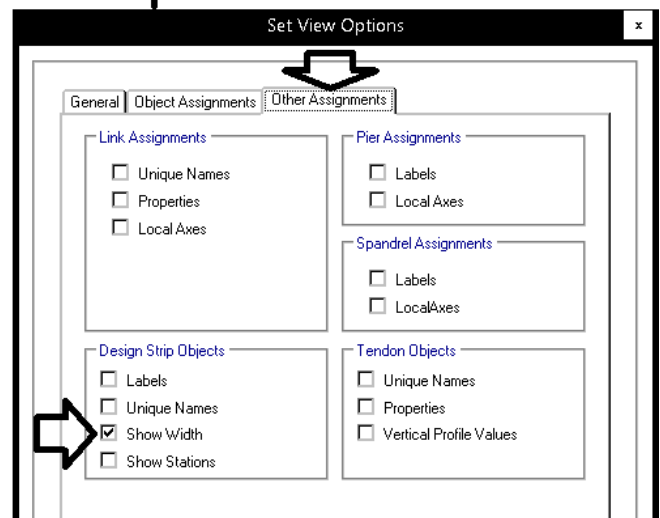
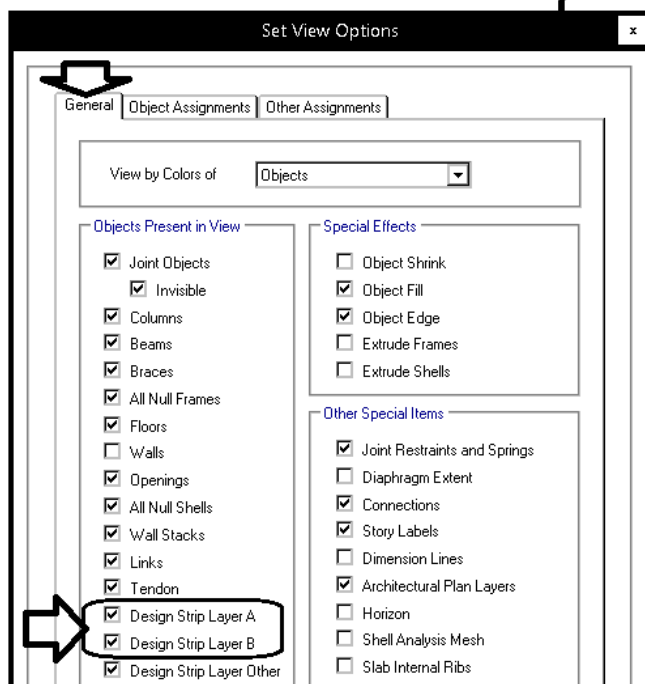
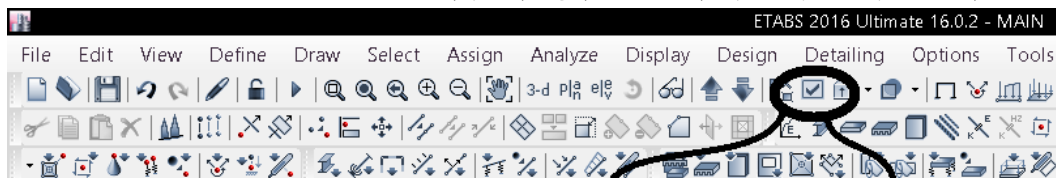
در فایل MAIN که در آن سختی دیافراگم به صورت واقعی و با ضرایب پیشنهادی آیین نامه تنظیم شده است. مطابق مراحل زیر نوارهای طراحی را ترسیم و طراحی کنید:

گام ۱: آکس های (grid) اضافی را حذف کنید. تنها آکس هایی را نگاه دارید که نشان دهنده موقعیت ستونها هستند. ایتبس نوارهای طراحی دالها (نوار ستونی و نوار میانی) را بر اساس موقعیت آکس ها ترسیم می کند.

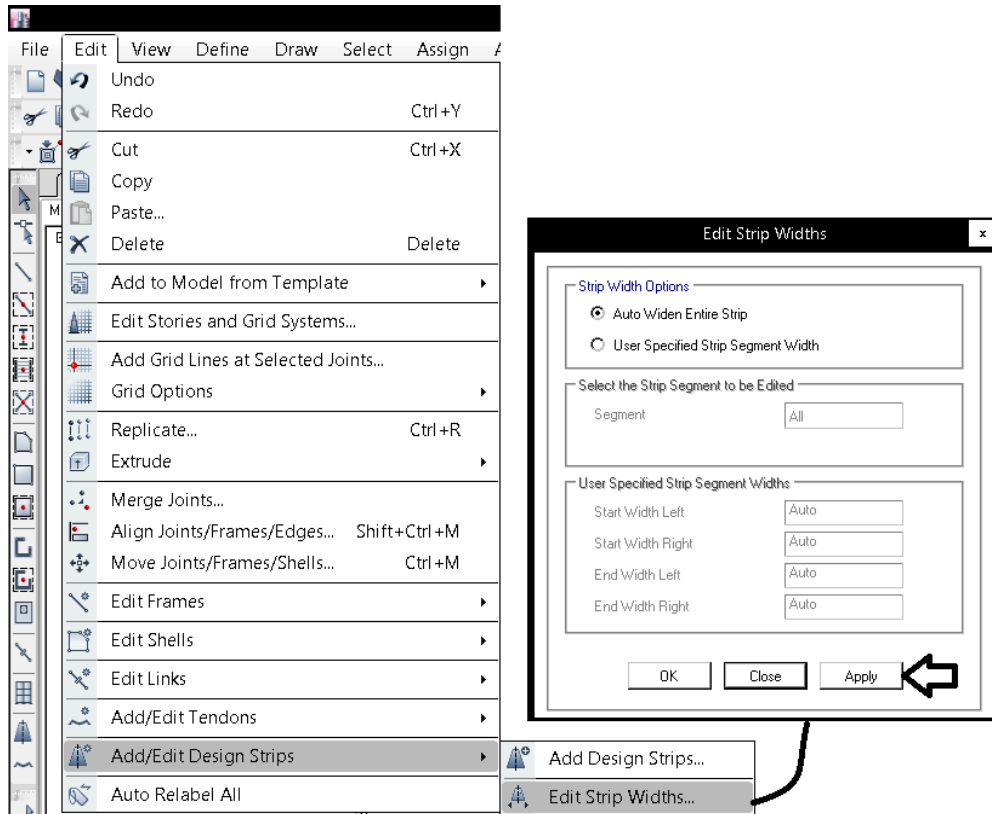
گام ۲: با استفاده از ابزار زیر نوارهای طراحی را در طبقه مورد نظر و در دو راستای X و Y با برچسب های متفاوت (مثلا X با برچسب Layer A و جهت Y با برچسب B) ترسیم نمایید:



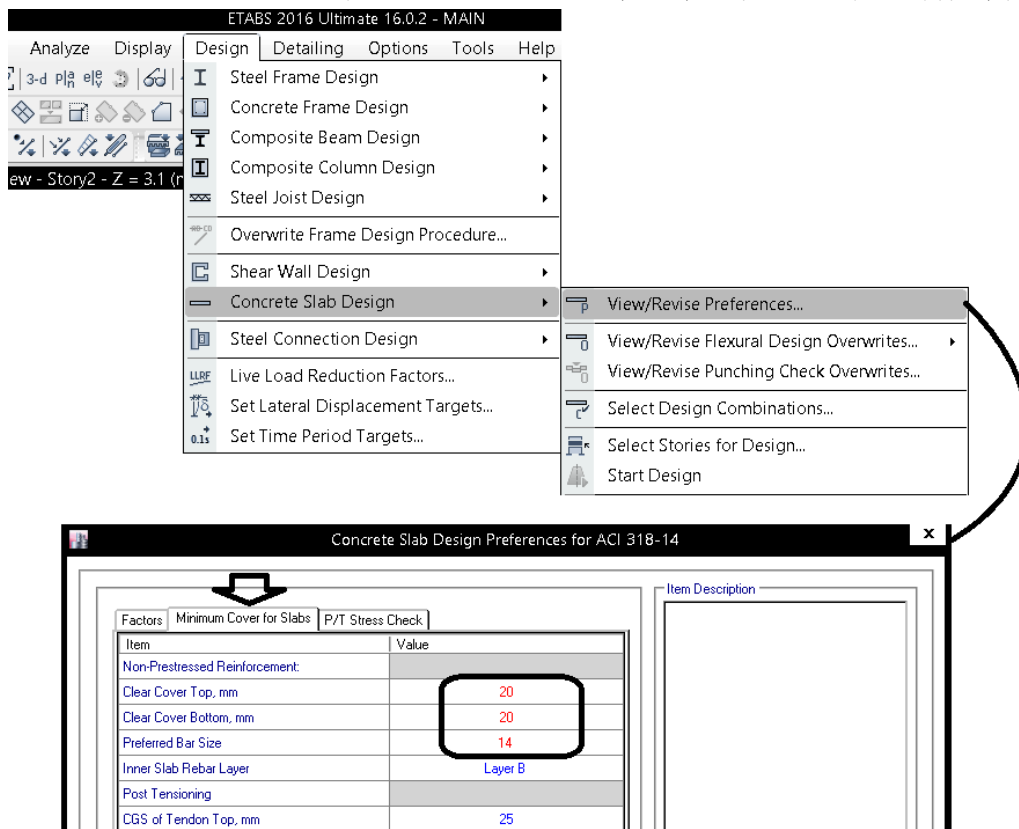
گام ۳: پس از ترسیم نوارهای طراحی، عرض آنها را می توانید از طریق فعال کردن گزینه زیر نمایش دهید:



گام ۴: پس از ترسیم اولیه نوارها، عرض آنها را تنظیم نمایید. برای این منظور در صفحه نمایش تمامی نوارها را انتخاب کرده و از گزینه زیر استفاده نمایید:

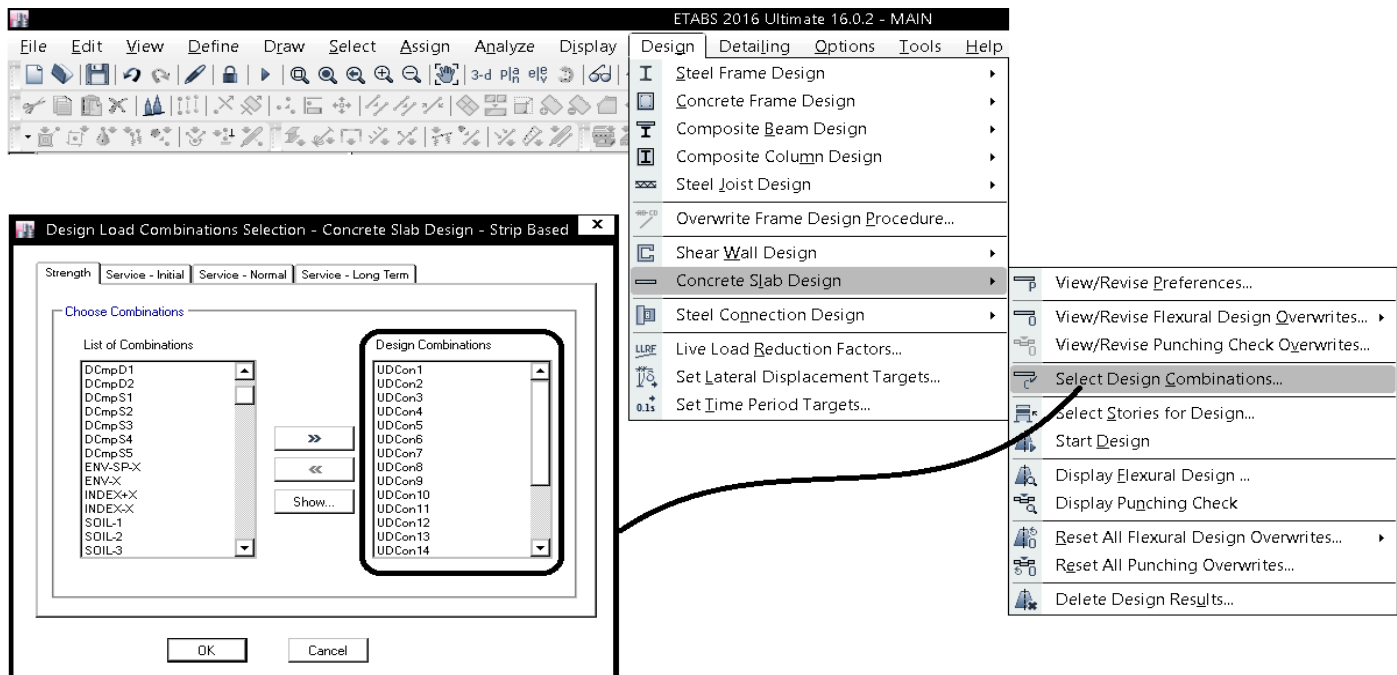


گام ۵: مطابق شکل زیر کاور (خالص) مناسب و سائز میله‌گرد احتمالی دال انتخاب شود:

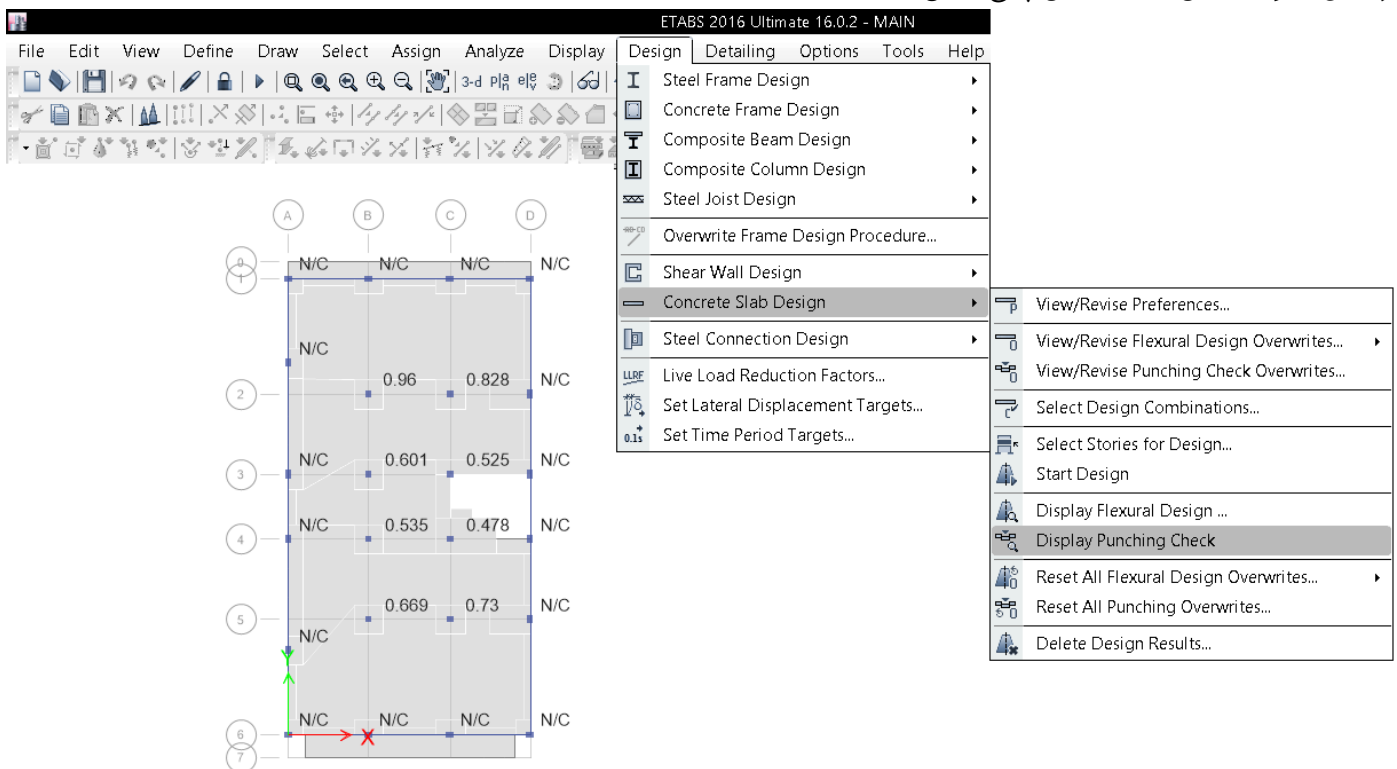


۱۵-۶ کنترل برش پانچ دال متصل به ستون (در SAFE)

برای کنترل برش پانچ همانند نرم افزار SAFE می توان براحتی در نرم افزار ETABS نسبت پانچ را کنترل کرد. قبل از نمایش نسبت تنش ها باید اطمینان حاصل شود که ترکیب بارها به صورت مناسب تعریف شده باشند. می توان از ترکیب بارهای طراحی بتن (UDCON) استفاده کرد:



در شکل نحوه نمایش نسبت تنش پانچ نشان داده شده است:



۱-۱۵-۶ نظر ACI 318-14 در رابطه با کنترل پانچ دال متصل به ستون

در ACI-318 عنوان شده است که در صورتی که دریافت جانبی طبقه بیش از یک حد باشد، باید از آرماتور برشی حداقل بر اساس رابطه خاصی که در بند زیر ارائه شده است، استفاده شود. لازم به تاکید است که

- کنترل بند زیر حتی برای دالهایی که غیر باربر جانبی فرض شده اند نیز الزامی است.
- حتی اگر نسبت برش پانچ (در بند قبل) کمتر از یک باشد، باید بند زیر کنترل شود:

18.14.5 Slab-column connections

18.14.5.1 For slab-column connections of two-way slabs without beams, slab shear reinforcement satisfying the requirements of 8.7.6 or 8.7.7 shall be provided at any slab critical section defined in 22.6.4.1 if $\Delta_x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{ug}/\phi v_c)$. Required slab shear reinforcement shall provide $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ at the slab critical section and shall extend at least four times the slab thickness from the face of the support adjacent to the slab critical section. The shear reinforcement requirements of this provision shall not apply if $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$.

The value of (Δ_x/h_{sx}) shall be taken as the greater of the values of the adjacent stories above and below the slab-column connection. v_c shall be calculated in accordance with 22.6.5. v_{ug} is the factored shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment transfer.

R18.14.5 Slab-column connections

R18.14.5.1 Provisions for shear reinforcement at slab-column connections are intended to reduce the likelihood of slab punching shear failure if the design story drift ratio exceeds the value specified.

No calculation of induced moments is required, based on research (Megally and Ghali 2002; Moehle 1996) that identifies the likelihood of punching shear failure considering the story drift ratio and shear stress due to gravity loads without moment about the slab critical section. Figure R18.14.5.1 illustrates the requirement. The requirement can be satisfied by adding slab shear reinforcement, increasing slab thickness, changing the design to reduce the design story drift ratio, or a combination of these.

If column capitals, drop panels, shear caps, or other changes in slab thickness are used, the requirements of 18.14.5 are evaluated at all potential critical sections, as required by 22.6.5.1.

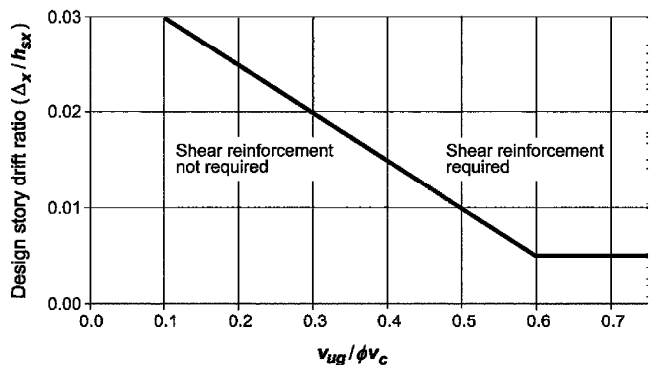


Fig. R18.14.5.1—Illustration of the criterion of 18.14.5.1.

در سازه های بالای ۵ طبقه اگر در جهت اطمینان $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} = 0.02$ فرض شود، داریم:

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

برای بدست آوردن $\frac{v_{ug}}{\phi v_c}$ می توان از نمودار شکل بالا استفاده نماییم. در این شکل برای دریافت 0.02 مقدار $\frac{v_{ug}}{\phi v_c}$ برابر 0.3 بدست می آید:

$$\frac{v_{ug}}{\phi v_c} < 0.3 \rightarrow \text{استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی نیست}$$

$$\frac{v_{ug}}{\phi v_c} \geq 0.3 \rightarrow \text{استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی است}$$

- در رابطه فوق معمولاً حالت دوم اتفاق می افتد و باید از آرماتور برشی توصیه شده توسط ACI استفاده شود. میزان آرماتور برشی (در صورت لزوم) از رابطه زیر بدست می آید:

$$v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c} = 0.29\sqrt{21} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_v}{S} dF_{yt} > (1.33 \text{ MPa}) \times b_0 d$$

با توجه به حساسیت موضوع پانچ حتی اگر $\frac{v_{ug}}{\phi v_c} < 0.3$ باشد، سعی نمایید آرماتور برشی حداقل ارائه شده توسط ACI را قرار دهید. مثال: در ستونهای داخلی سازه شکل زیر با فرض اینکه آرماتور برشی حداقل لازم باشد، مقدار آن به صورت زیر محاسبه می شود:

ابعاد ستونهای داخلی: C450x450 mm

عمق موثر دال: 227 mm

آرماتورهای عرضی: $\phi 12$ و از نوع AII

بتن: $f'_c = 25 \text{ MPa}$

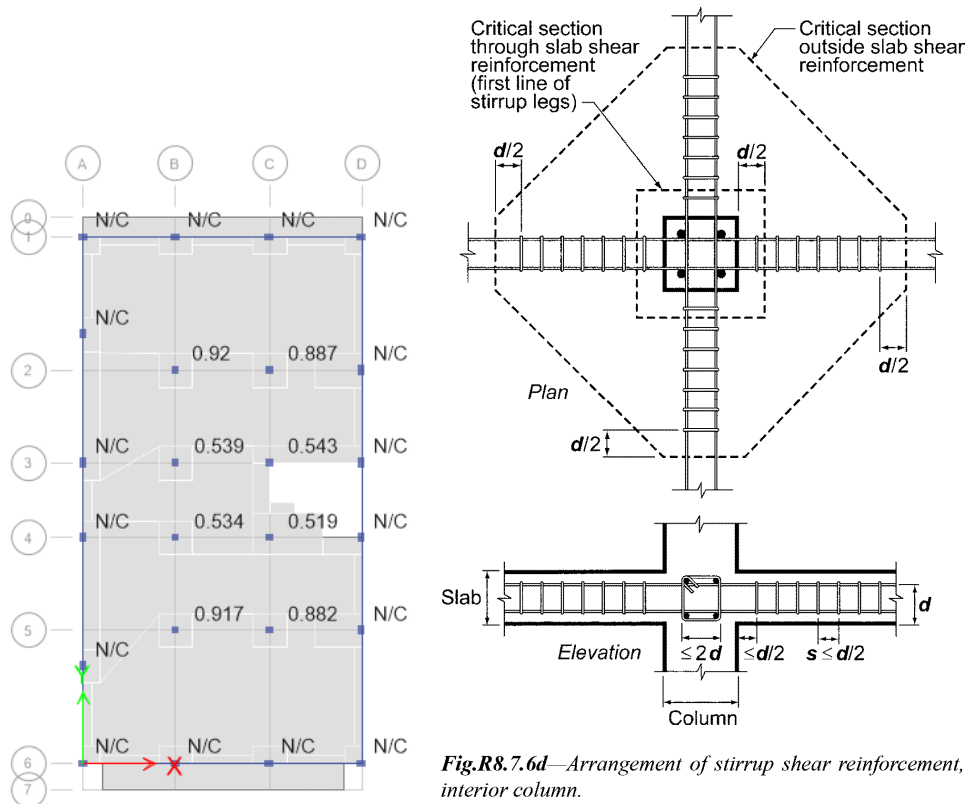
$$\frac{A_v}{S} d F_{yt} > (0.29 \sqrt{f'_c}) \times b_o d$$

$$\frac{A_v}{S} \times 227 \times 300 > (1.45 \text{ MPa}) \times (4 \times (450 + 227)) \times 227$$

$$\frac{A_v}{S} = 13.08 \text{ mm}$$

با فرض اینکه فواصل آرماتورهای عرضی برابر $S=75 \text{ mm}$ باشد، مقدار $A_v = 981 \text{ mm}^2$ خواهد بود که معادل $9 \times \phi 12$ خواهد بود.

در صورتیکه از جزئیات میلگردگذاری زیر استفاده شود، تعداد آرماتور عرضی در هر ردیف در محیط برابر ۸ عدد خواهد بود که کمتر از تعداد لازم (۹ عدد) می باشد. بنابراین یا باید به جای میلگرد AII از میلگرد AIII استفاده شود و یا اینکه به جای یک کادر بسته در هر شاخه از یک کادر بسته همراه با سنجاق استفاده شود (در این صورت تعداد ساقها در محیط به ۱۲ عدد افزایش می یابد).



میلگردهای عرضی در داخل دال باید حداقل به اندازه ۴ برابر ضخامت دال در داخل آن ادامه یابد (از بر ستون).

۲-۱۵-۶ جزئیات آرماتورگذاری برش پانچ در دال

جزئیات زیر مربوط به آرماتورگذاری در داخل دال می باشد.

ACI-318-14:

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.7—Reinforcement detailing

8.7.6 Shear reinforcement – stirrups

8.7.6.1 Single-leg, simple-U, multiple-U, and closed stirrups shall be permitted as shear reinforcement.

8.7.6.2 Stirrup anchorage and geometry shall be in accordance with 25.7.1.

8.7.6.3 If stirrups are provided, location and spacing shall be in accordance with Table 8.7.6.3.

Table 8.7.6.3—First stirrup location and spacing limits

Direction of measurement	Description of measurement	Maximum distance or spacing, mm
Perpendicular to column face	Distance from column face to first stirrup	$d/2$
	Spacing between stirrups	$d/2$
Parallel to column face	Spacing between vertical legs of stirrups	$2d$

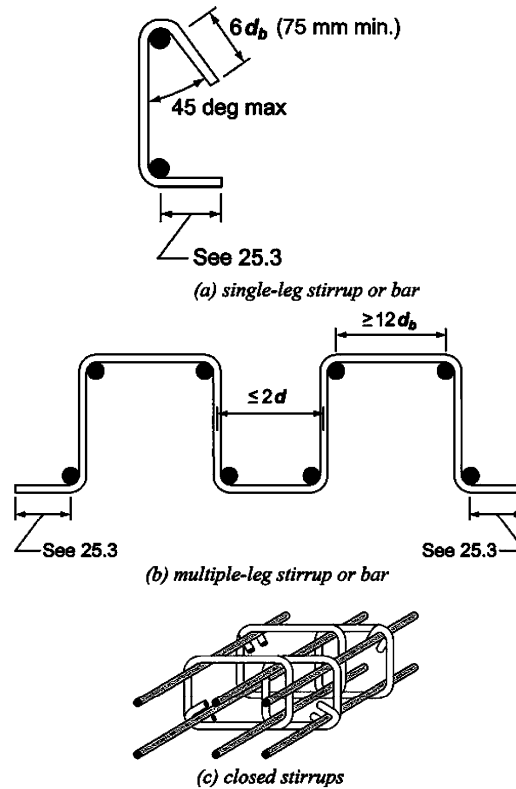


Fig. R8.7.6(a)-(c)—Single- or multiple-leg stirrup-type slab shear reinforcement.

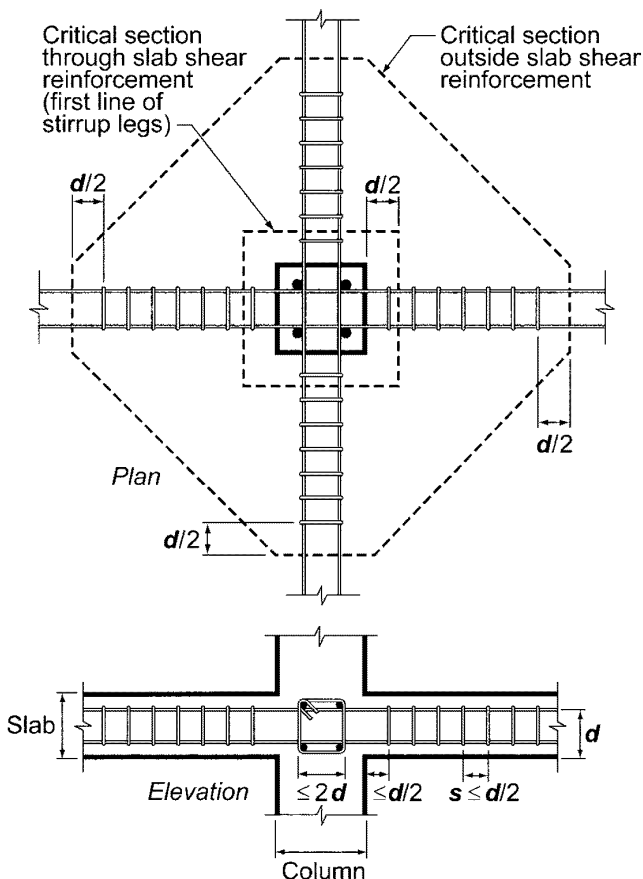


Fig. R8.7.6d—Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.

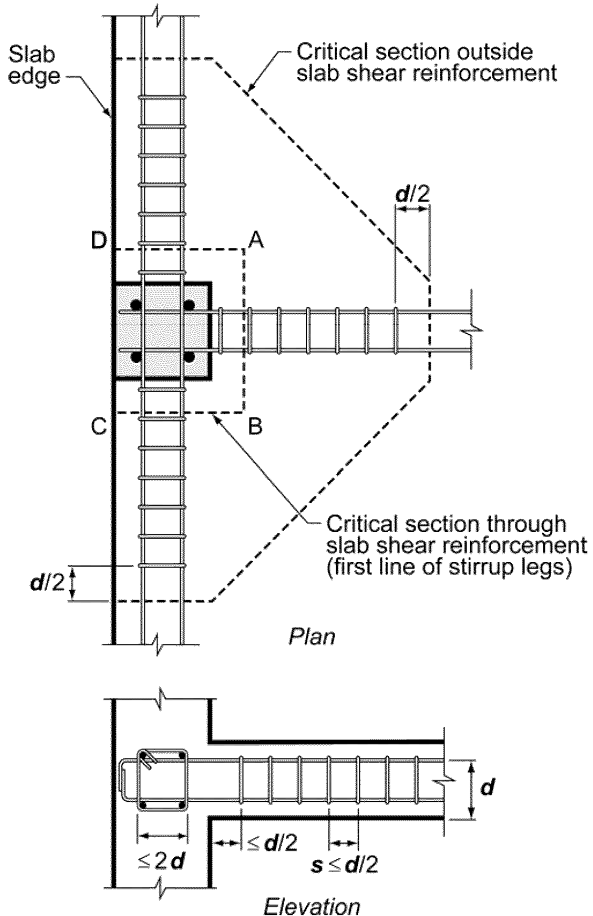


Fig. R8.7.6e—Arrangement of stirrup shear reinforcement, edge column.

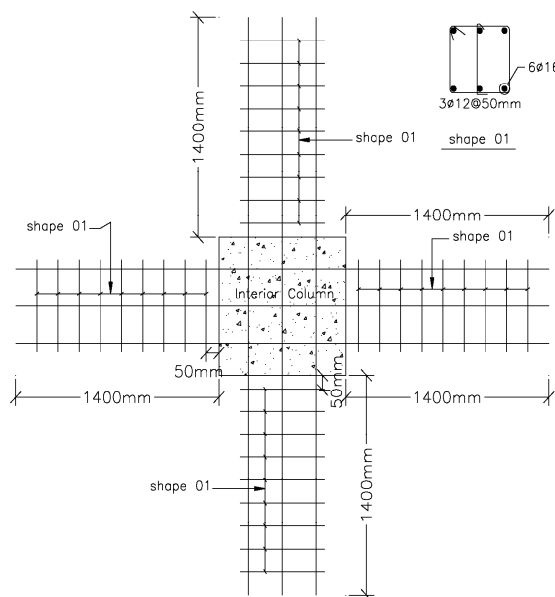
در رابطه با آرماتور برشی حداقل در اتصال دال- ستون راهنمای نظام مهندسی تهران الزامات زیر را بیان کرده است:

ویرایش سوم اسفند ۱۳۹۶	واحد کنترل نقشه نظام مهندسی استان تهران	
ISO:WI/D.C/01.01	دفترچه راهنمای نکات حائز اهمیت در محاسبات و نقشه های سازه	
صفحه ۳۱		

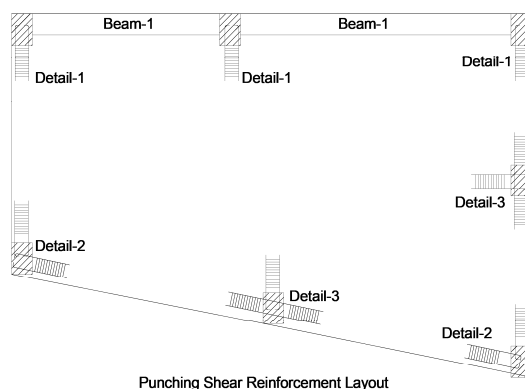
۳) در اتصال مستقیم دال به ستون، آرماتورهای برشی باید دارای حداقل مقاومت $V_s = 0.29 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$ (واحد N.mm) باشند، و در طولی معادل ۴ برابر ضخامت دال از وجه ستون امتداد یابند. به مثال زیر توجه شود.
مطلوبست محاسبه حداقل میلگرد عرضی (پانچ)، برای ستون میانی به ابعاد 500x500mm که بصورت مستقیم به یک دال با ضخامت ۳۵ سانتی متر متصل می باشد (مقاومت فشاری بتن 25 Mpa):

$f'_c = 25 \text{ Mpa}$	مقاومت فشاری بتن
$d = 350 - 50 = 300 \text{ mm}$	ارتفاع موثر مقطع
$b_0 = 4 \times (500 + 300) = 3200 \text{ mm}$	محیط بحرانی پانچ
$V_s = 0.29 \sqrt{25} \times 3200 \times 300 = 1392 \text{ KN}$	مقاومت برشی کل مورد نیاز توسط میلگرد عرضی در چهار طرف ستون
$V_{s2} = 1392 / 4 = 348 \text{ KN}$	مقاومت برشی مورد نیاز در هر وجه ستون
$V_r = \phi \cdot f_y \cdot A_v \cdot d / s$	مقاومت برشی تامین شده توسط میلگرد عرضی
$2\Phi 12 @ 50 \text{ mm} \rightarrow V_r = 0.75 \times 300 \times (2 \times 113) \times 300 / 50 = 305 \text{ KN}$	$\rightarrow \text{Not OK } \times$
$3\Phi 12 @ 50 \text{ mm} \rightarrow V_r = 0.75 \times 300 \times (3 \times 113) \times 300 / 50 = 457 \text{ KN}$	$\rightarrow \text{OK } \checkmark$

لذا مقاومت پانچ در هر وجه ستون بوسیله یک خاموت بسته به همراه یک عدد سنجاقی شماره ۱۲ در فواصل ۵۰ میلیمتر که تا طول ۱۴۰۰ میلیمتر از هر وجه ستون امتداد می یابد، تامین می گردد (توجه شود که این مقدار صرفا میلگرد حداقلی بوده و در صورت نیاز، طبق محاسبات، باید مقاومت برشی را افزایش داد).
جهت تامین ضوابط اختصاصی دالهای تخت، میلگردهای طولی تکیه گاهی که به عنوان تکیه گاهی جانبی خاموت ها و سنجاقی ها در نظر گرفته می شوند، از سایز ۱۶ و بیشتر انتخاب گردند.



۴) لازم است هر یک وجوه ستون که نیاز به میلگرد پانچ می باشد، در پلان هر سقف مشخص شده (مطابق شکل زیر) و جزئیات میلگردگذاری آن در دتایل مربوطه بصورت دقیق نمایش داده شود.

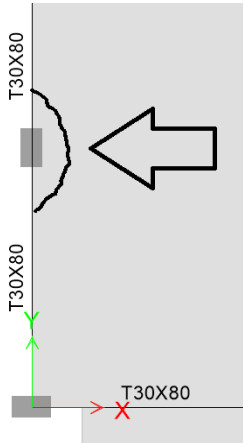


۳-۱۵-۶ برش پانچ ستونهای متصل به تیر کناری

طی صحبتی که با استاد ارجمند دکتر فرزام داشتیم ایشان اشاره به اهمیت کنترل برش پانچ در ستونهای کناری متصل به تیر داشتند که در ادامه توضیحاتی قرار میدهم:

- در مواردی که مطابق شکل تیر کناری به ستون کناری متصل است، نرم افزارهای ETABS و SAFE برش پانچ در دال را کنترل نمی کنند.

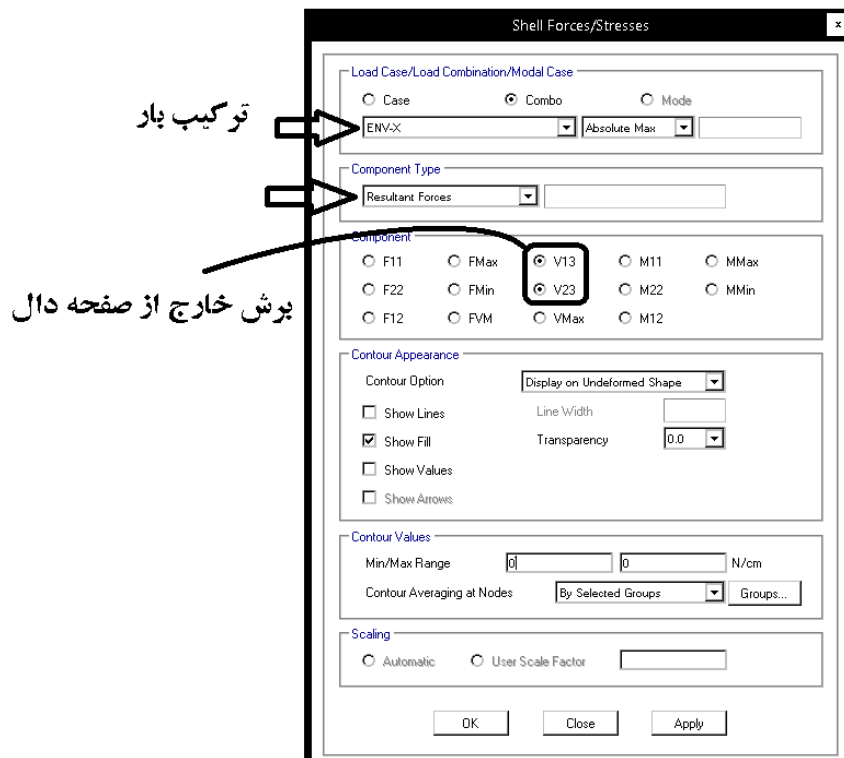
در مواردی که ابعاد تیر کناری کوچک باشد (سختی پیچشی و خمشی تیر پایین باشد)، جریان نیرو به صورت متمرکز مستقیماً از طریق دال وارد ستون می شود و احتمال پارگی در دال وجود دارد.



نحوه کنترل:

توصیه می شود در نرم افزار ETABS در فایل MAIN.edb تنشهای برشی مطابق شکل زیر بررسی شود و با مقاومت برشی دال مقایسه شود. مقاومت برشی هر یک متر (1000 mm) از طول دال در نزدیکی ستون برابر مقدار زیر خواهد بود:

$$\varphi V_n = \varphi (V_c + V_s) = 0.75 \left(0.17 \sqrt{f'_c} \right) \times 1000 \times t_{slab} + 0.75 \frac{A_v}{S} d F_y \quad (N)$$



- تذکر از دکتر جلال پور در این مورد: مقاومت برشی در این حالت بر اساس مقاومت برشی یک طرفه باید محاسبه شود. علاوه بر انتقال برش در دال، انتقال خمش از دال به ستون نیز دارای اهمیت می باشد. خمش به دو شکل ممکن است منتقل شود: انتقال مستقیم از دال به ستون و انتقال از دال به تیر و سپس از تیر به صورت لنگر پیچشی به ستون. برای اطلاعات بیشتر می توانید به ACI 352.1R-11، بند 5.3 مراجعه نمایید.

۴-۱۵-۶ کنترل برش پانچ در دال متصل به دیوارهای برشی

متاسفانه برای کنترل پانچ دیوار برشی متصل به دال ضوابطی در آیین نامه ها ارائه نشده است (اینجانب نیافتم).

مطالب زیر مربوط برگرفته از کتاب پروفیسور Moehle می باشد:

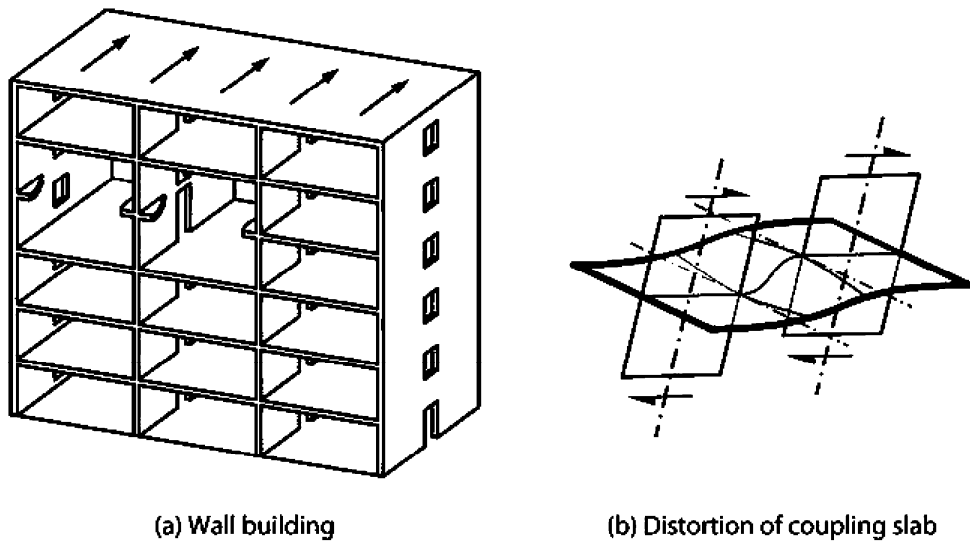
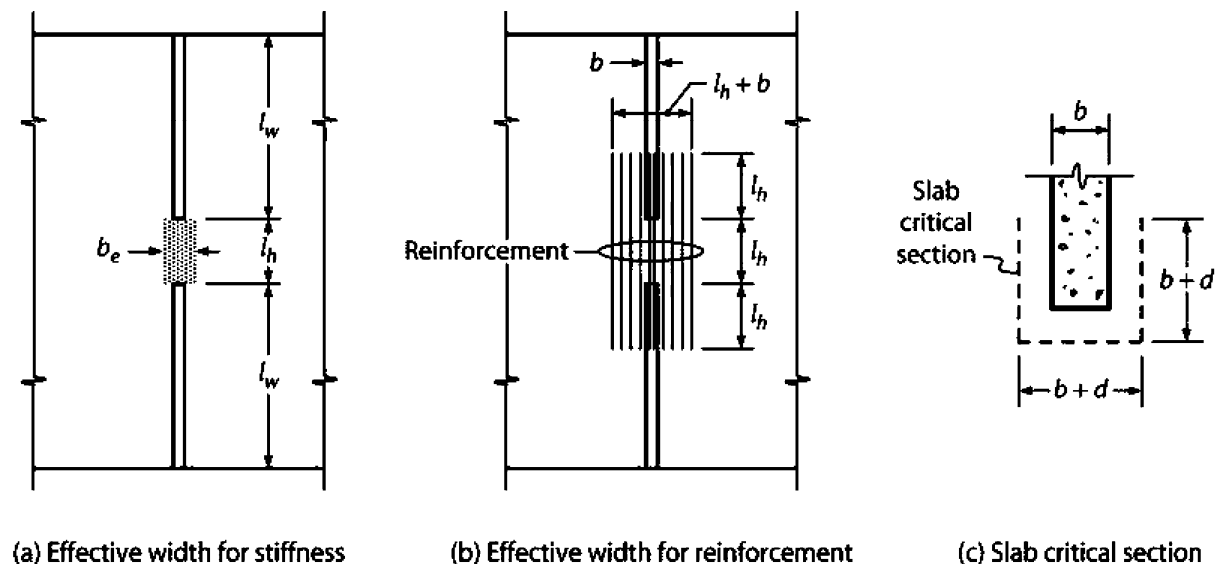


FIGURE 10.30 Slab-wall coupling.

Lateral loading of walls coupled by thin slabs results in out-of-plane distortion of the slab, both along the framing direction and perpendicular to it (Figure 10.30b). Thus, the effective width of the slab is reduced from the total width. Paulay and Taylor (1981) and Schwaighofer and Collins (1972) report that the initial stiffness can be approximated by using an effective width b_e equal to one-half of the corridor opening width l_h (Figure 10.31a). As cracking progresses, the effective moment of inertia should be reduced to the cracked section moment of inertia. Furthermore, Schwaighofer and Collins (1972) recommend that the effective span should be increased to $l_h + b$ because of damage that progresses beyond the length of the corridor opening l_h . In this application, b is the width of the wall at the edge of the opening.



(a) Effective width for stiffness

(b) Effective width for reinforcement

(c) Slab critical section

The contribution of longitudinal reinforcement to moment transfer strength decreases with transverse distance from the wall. At large lateral drift ratios, it may be possible to develop flexural strength of the full transverse width (Paulay and Taylor, 1981). The reinforcement located closest to the walls, however, is most effective in transferring moment. Schwaighofer and Collins (1972) recommend that reinforcement provided for moment transfer should be placed in width $l_h + b$ and length $3l_h$, centered on the corridor opening (Figure 10.31b).

Coupling action may be limited by punching shear strength at the wall boundary. Schwaighofer and Collins (1972) recommend defining a three-sided slab critical section having dimensions $b + d$ on each side (Figure 10.31c), resulting in critical section area equal to $3(b + d)d$. Shear transfer strength can be estimated by assuming a uniform limiting shear stress on the critical section, resulting in $V_n = 4\sqrt{f'_c}[3(b + d)d]$ psi $\{0.33\sqrt{f'_c}[3(b + d)d], \text{MPa}\}$.

در متن فوق نکاتی در رابطه با اندرکنش دال با دیوار ذکر شده است که می تواند مفید باشد. ماهیت پانچ در اطراف دیوار برشی با پانچ اطراف ستون تفاوت دارد و نمی توان از ضوابط ارائه شده برای ستونها استفاده کرد. به متن زیر از ACI352 توجه نمایید:

The limitation on the aspect ratio of the column cross-section dimensions is illustrated in Fig. 3.1c. As the aspect ratio increases, behavior deviates from a column-slab connection behavior to a slab-wall connection behavior (Schwaighofer and Collins 1977). No recommendations for such connections are made in this guide. For more information about slab-wall connections, refer to Schwaighofer and Collins (1977), Paulay and Taylor (1981), and Klemencic et al. (2006).

با توجه به عدم وجود ضوابط مشخص در ACI، مراجع مفیدی را دکتر جلال پور برایم ارسال کردند که علاقه مندان می توانند به آنها مراجعه نمایند:

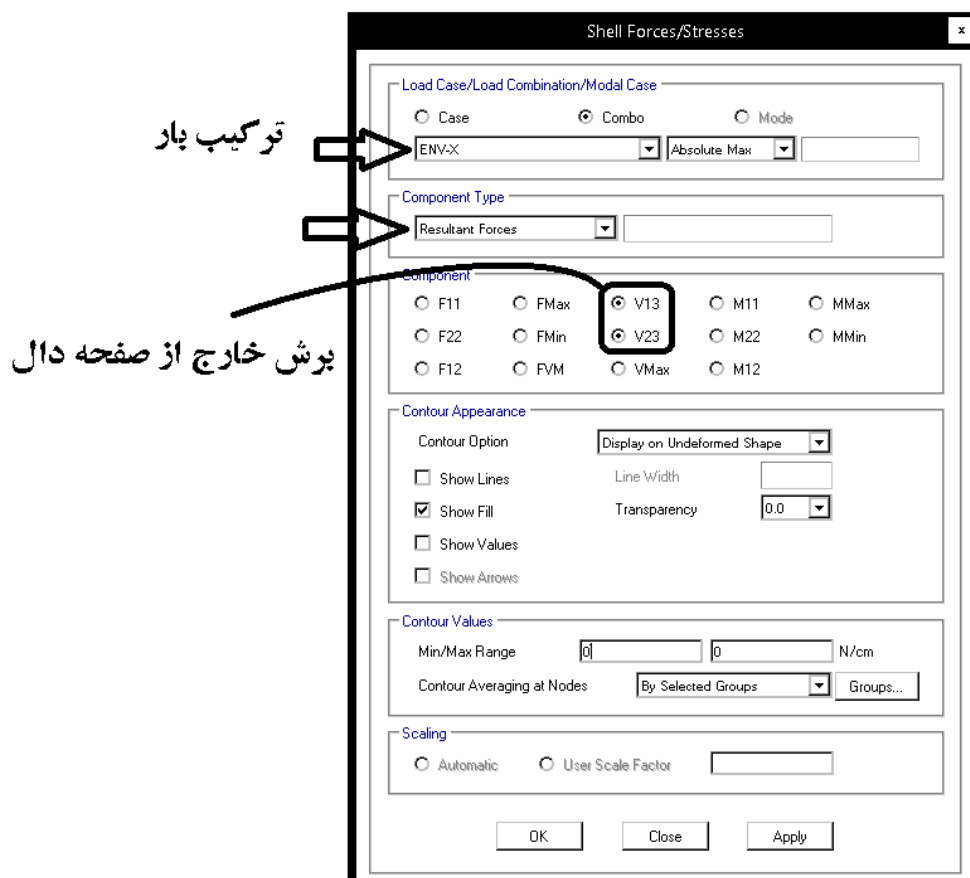
- 1- J. SCHWAIGHOFER and M. P. COLLINS, "Experimental Study of the Behavior of Reinforced Concrete Coupling Slabs", ACI JOURNAL, March 1977, pp.123-127.
- 2- "T. Paulay and R. G. Taylor, "Slab Coupling of Earthquake-Resisting Shear walls", Technical Paper, ACI JOURNAL, March-April 1981, pp.130-140.

به گفته ایشان در کتاب بتن JAMES G. MACGREGOR نیز اطلاعات مفیدی در این زمینه آمده است. به متن زیر از این کتاب توجه نمایید:

Floor slabs may serve as soft coupling beams. Their stiffness can be based on a slab with a width perpendicular to the wall equal to the wall thickness plus half of the width of the opening, $\ell_b/2$, between the walls, added on each side of the opening [18-11], [18-12], [18-13]. In tests of shear walls coupled by slabs, the specimens failed by punching-shear failures in the slab around the ends of the walls. Under cyclic loads, the stiffness of slabs serving as coupling beams decreased rapidly.

پیشنهاد می شود به عنوان حداقل در نرم افزار ETABS نیز در مدل MAIN.edb برش دال متصل به دیوار بررسی شود:

- استخراج برش دال متصل به دیوار تحت اثر زلزله:



برش فوق باید با مقاومت برشی دال در انتهای دیوار مقایسه می شود.

مقاومت برشی (واحد طول) بر اساس مقاومت برشی بتن و خاموت داخل دال تعیین می شود:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 0.75 \left(0.17 \sqrt{f'_c} \right) \times 1000 \times t_{slab} + 0.75 \frac{A_v}{S} d F_y \quad (N)$$

۷ دوره تناوب تحلیلی سازه

مشخصات فایل Period.edb جهت محاسبه دوره تناوب:

- ضرایب سختی دالها ۱.۵ برابر مقادیر ضرایب سختی دالها در فایل MAIN می باشد. یعنی برای قسمتهای توپر ضریب سختی خمشی برابر $0.25 \times 1.5 = 0.375$ و برای قسمت های مجوف برابر $0.25\beta \times 1.5 = 0.375\beta$ خواهد بود.

قسمت های توپر دال

بر اساس مشخصات ناحیه مجوف

بر اساس وزن کاهش یافته قسمت مجوف

قسمت های مجوف دال

- ضرایب سختی تمامی ستونها برابر "یک" خواهد بود.
- ضرایب سختی خمشی تمامی تیرها برابر "0.5" خواهد شد.
- ضرایب سختی دیوارها برابر "یک" خواهد بود.
- دیافراگم می تواند از نوع rigid باشد.

۸ محاسبه کنترل جابجایی نسبی طبقات (drift)

کنترل دررفت را می توان در فایل MAIN.edb انجام داد. برای راحتی کار می توان هنگام کنترل دررفت دیافراگم از نوع rigid در نظر گرفت.

- برخی از محاسبین معتقدند کنترل دررفت باید در سازه ای انجام شود که سختی خمشی دالها ناچیز فرض شده است. به نظر نگارنده، با توجه به اینکه دوره تناوب سازه در مدلی محاسبه شده است که سختی خمشی دالها در آن منظور شده است، در کنترل دررفت نیز می توان از سختی خمشی دالها استفاده کرد.
- در ACI عنوان شده است که ضرایب سختی خمشی پیشنهادی برای اعضا (از جمله 0.25 برای دال بتنی توپر) مربوط به نقطه ای است که سازه تا نقطه تسلیم و یا بیش از آن بارگذاری شده باشد. بنابراین از نظر نگارنده در کنترل سازه برای دررفت می توان از سختی خمشی دال استفاده کرد.
- تنها در مواردی که لازم است مقاومت و تحمل اعضا تحت بار جانبی کنترل شود و آیین نامه به طور صریح اشاره کرده است، باید از مقاومت و مشارکت اجزای غیر باربر جانبی صرف نظر کرد.

6.6.3 Section properties

6.6.3.1 Factored load analysis

6.6.3.1.1 Moment of inertia and cross-sectional area
of members shall be calculated in accordance with Tables 6.6.3.1.1(a) or 6.6.3.1.1(b), unless a more rigorous analysis is used.

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

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

R6.6.3.1 Factored load analysis—For lateral load analysis, either the stiffnesses presented in 6.6.3.1.1 or 6.6.3.1.2 can be used. These provisions both use values that approximate the stiffness for reinforced concrete building systems loaded to near or beyond the yield level, and have been shown to produce reasonable correlation with both experimental and detailed analytical results (Moeble 1992; Lepage 1998).

۹ تعیین محدوده گوی ها در سقف

- طول ناحیه توپر بر اساس مقاومت برشی قسمت مجوف دال تعیین می شود.

- تنش مقاوم برشی ناحیه مجوف از رابطه زیر محاسبه می شود:

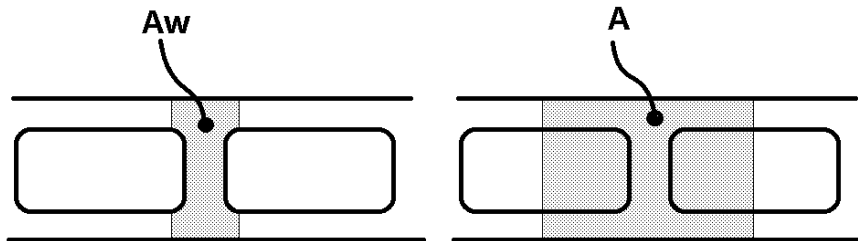
$$\varphi v_c = \alpha (\varphi \times 0.17 \sqrt{f'_c}) = \alpha (0.75 \times 0.17 \sqrt{f'_c}) \quad MPa$$

0 α ضریب کاهش مقاومت برشی در ناحیه مجوف می باشد. برای مثال اگر $\alpha = 0.5$ باشد و $f'_c = 25 MPa$ باشد، تنش

$$\varphi v_c = 0.5 (0.75 \times 0.17 \sqrt{25}) = 0.32 MPa \text{ مقاوم برابر خواهد بود با:}$$

۹-۱ تعیین ضریب کاهش برشی

ضریب کاهش مقاومت برشی α باید بر اساس نتایج آزمایش گاهی معتبر برای هندسه های مختلف تعیین شود. در صورت عدم وجود نتایج آزمایشگاهی معتبر و یا در مواردی که طراح به ضرایب ارائه شده توسط شرکت سازنده اعتماد کافی نداشته باشد، پیشنهاد می شود این ضریب به شرح زیر تعیین شود:

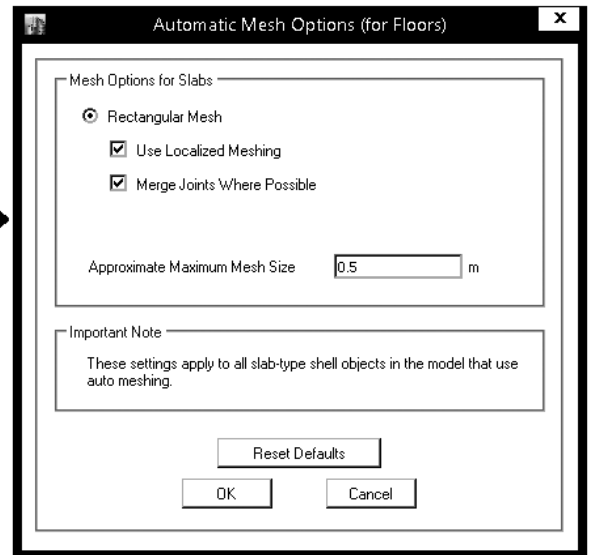
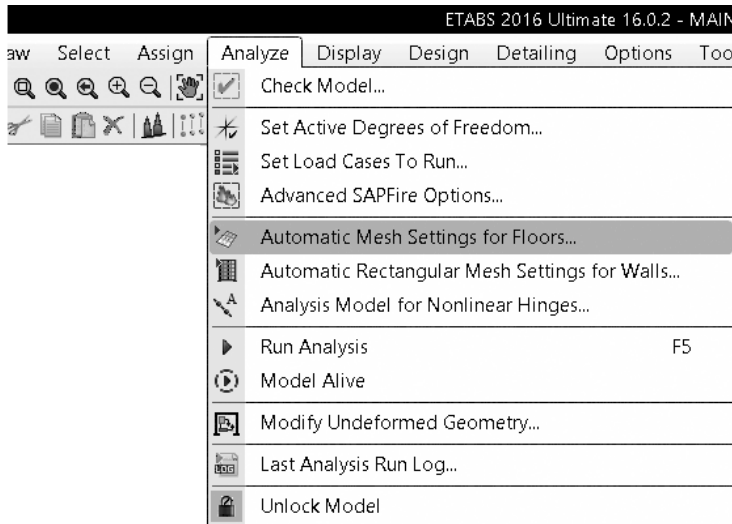


$$\alpha = 1.1 \frac{A_w}{A}$$

ضریب 1.1 بر اساس توصیه مربوط به سقف های تیرچه بلوک می باشد که به جهت منظور کردن اثرات دال متصل به جان پیشنهاد می شود.

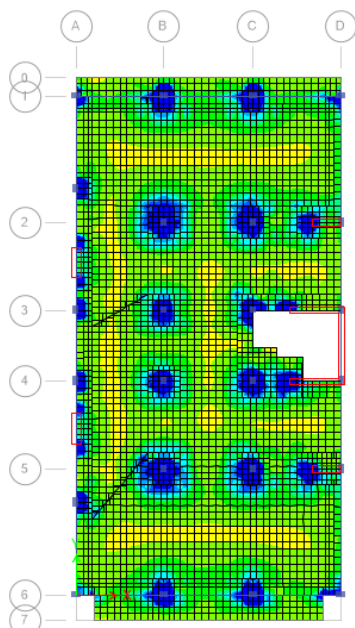
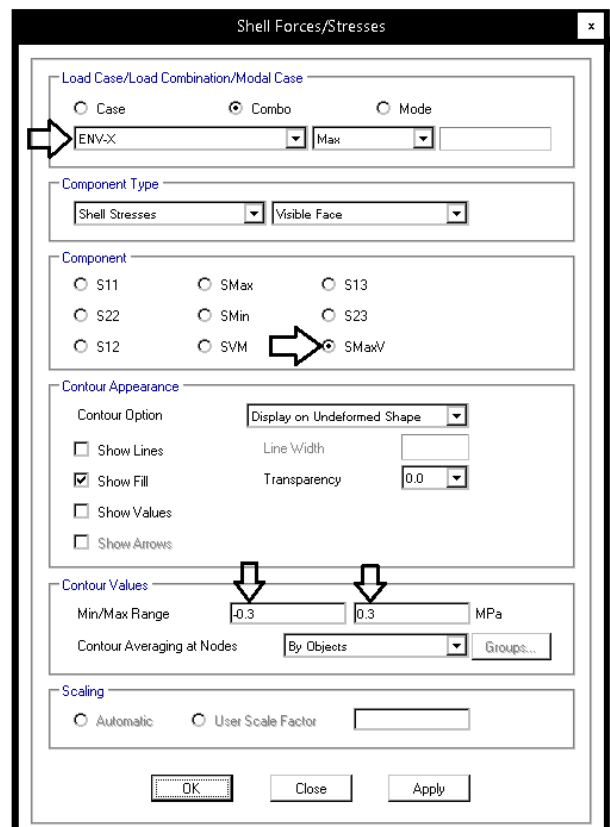
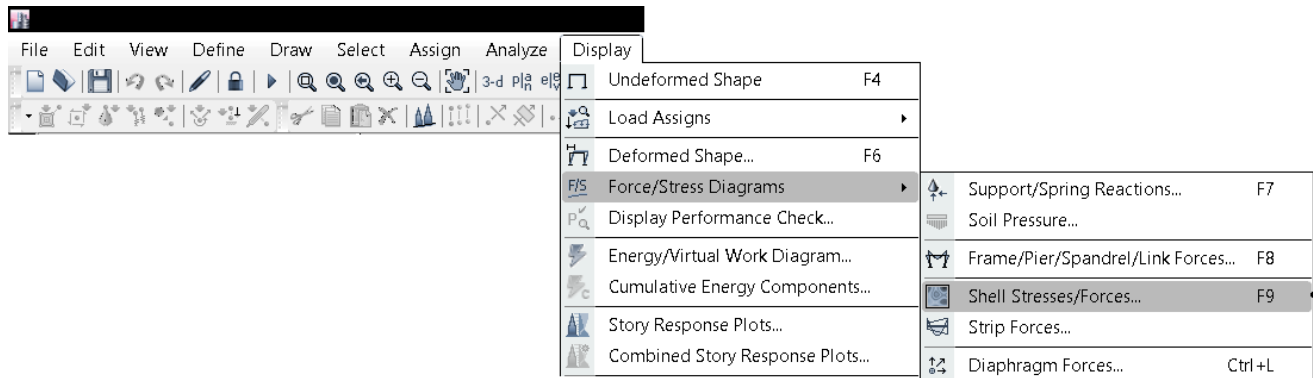
- رابطه فوق نظر شخصی می باشد و مبنای آیین نامه ای ندارد.

برای تعیین محدوده گوی ها بهتر است ابتدا سایز مش بندی کاهش داده شود:



ضریب 0.5 برای مش بندی بر اساس ضخامت سقف و طول دهانه ها می تواند تغییر کند و بر اساس قضاوت مهندسی طراحی تعیین می شود.

در صورتی که تنش مقاوم برشی بتن در قسمت مجوف برابر 0.3MPa باشد، می توان محدوده گوی ها را مطابق شکل زیر تعیین کرد:



- نقاطی که تنش برشی بیش از 0.3MPa می باشد، باید توپر اجرا شوند
- تعیین محدوده تنشها باید تحت تمامی ترکیب بارها از جمله ترکیب بارهای شامل زلزله انجام شود.
- علاوه بر محدوده محاسباتی در شکل صفحه قبل، توصیه می شود محدودیت های زیر رعایت شود:

$$a > c + 8t$$

$$a > \frac{L}{3}$$

در رابطه فوق:

a طول قسمت توپر، L طول دهانه، c بعد ستون، t ضخامت دال بتنی می باشد.

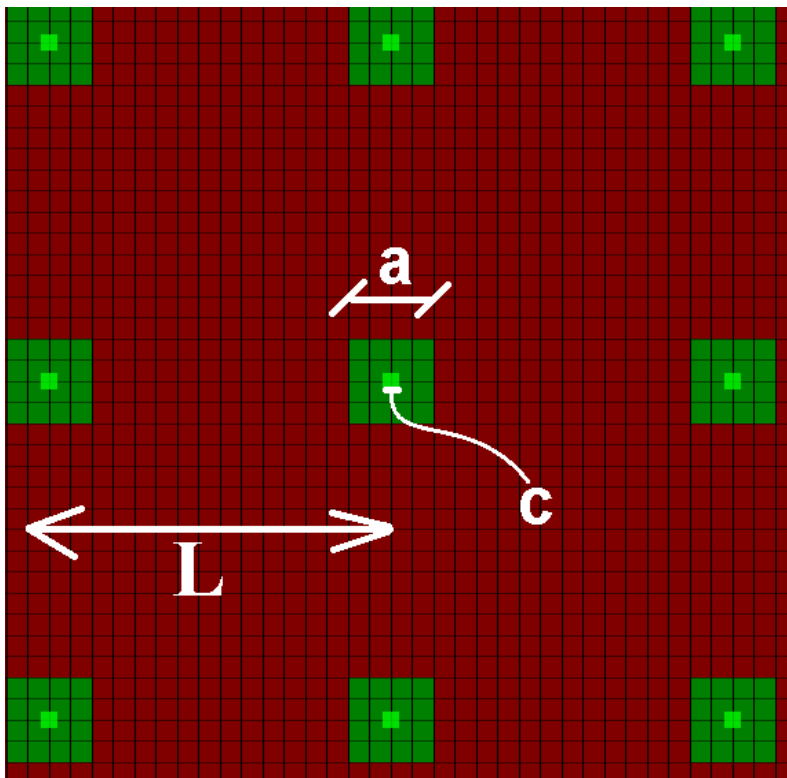
علت کنترل رابطه اول: آرماتورهای عرضی حداقل که برای پانچ لازم است باید حداقل به اندازه 4t در هر طرف در داخل دال ادامه یابد. دال باید در این ناحیه توپر باشد.

علت کنترل رابطه دوم: در مبحث نهم (ویرایش ۹۲) برای کتیبه های دالهای تخت پیشنهاد شده است:

۹-۱۸-۳-۴-۲ بعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا

مرکز تکیه گاهها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

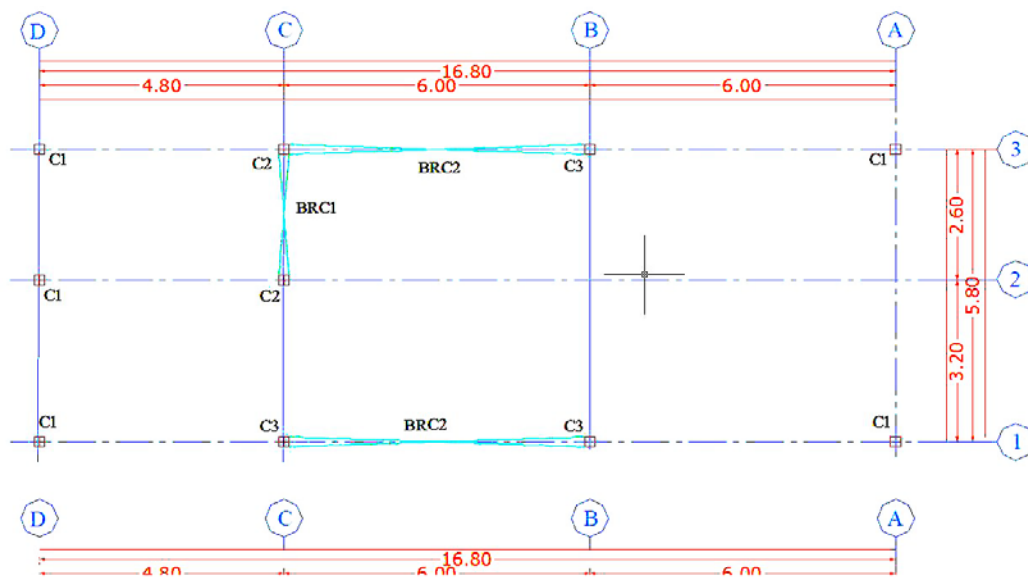
- گرچه ضوابط فوق برای کتیبه می باشد، منتها رعایت آنها برای قسمت توپر مناسب به نظر می رسد. این توصیه را به پیشنهاد استاد گرامی دکتر فرزام قرار دادم.



تلگرام:

با سلام و تشکر از زحمات فراوان حضرتعالی :

ایا استفاده از فقط یک دهانه بادبندی در یک طرف مرکز جرم در یک راستا (در راستای عمود دیگر دو دهانه بادبندی در طرفین مرکز جرم داریم) در صورت کفایت دریافت مانعی دارد ؟ . مانند پلان ذیل :



با سلام، مسلما توصیه نمی شود از چنین پلانی استفاده نمایید.

تک مهاربند راستای قائم تنها قادر است برش ناشی از زلزله EY را تحمل کنید. پیچش ناشی از زلزله EY را مسلما باید توسط مهاربندهای افقی تحمل کنند که موجب افزایش نیروی آنها خواهد شد (غیر اقتصادی می شود). استفاده از این طرح منع آیین نامه ای ندارد.

منتها:

احتمالا پیچش شدید خواهید داشت. و در نتیجه زلزله را ۲۰ درصد باید افزایش دهید (ضریب نامعینی)

احتمالا ضریب از A بالا خواهد بود و خروج از مرکزیت زلزله ها را باید افزایش دهید.

دیافراگم سقف باید کنترل شود ممکن است برش در دیافراگم بالا باشد و لازم باشد بتن سقف تقویت شود. یعنی اگر تیرچه بلوک باشد، ضخامت ۵ سانتی بتن تیرچه ناکافی باشد و لازم شود ضخامت بتن سقف افزایش یافته و همچنین میلگرد تقویتی برشی (افقی) در بتن سقف محاسبه شود. همچنین دقت کنید که طبق استاندارد ۲۸۰۰ جمع کننده های داخل سقف باید برای زلزله omega برابر کنترل شوند. بنابراین تیرها و یا بتن سقف که نیروهای اینرسی سقف را به بادبند منتقل می کنند باید برای زلزله تشدید یافته طراحی شود. در این حالت باید دیافراگم را semi rigid کرده و نیروی داخلی در بتن سقف و نیز محوری حتمالی در تیرها را بررسی کنید. این بررسی بهتر است تحت زلزله ویژه دیافراگم که در بند ۳-۸-۳ استاندارد ۲۸۰۰ آمده انجام شود.

دقت نمایید که نرم افزار ETABS دیافراگم سقف را کنترل نمی کند و باید خودتان انجام دهید.

از آنجا که برخی از طراحان با نحوه کنترل سقف برای نیروهای لرزه ای آشنا نیستند، کنترل کننده پروژه ممکن است چنین طرحی را قبول نکند.

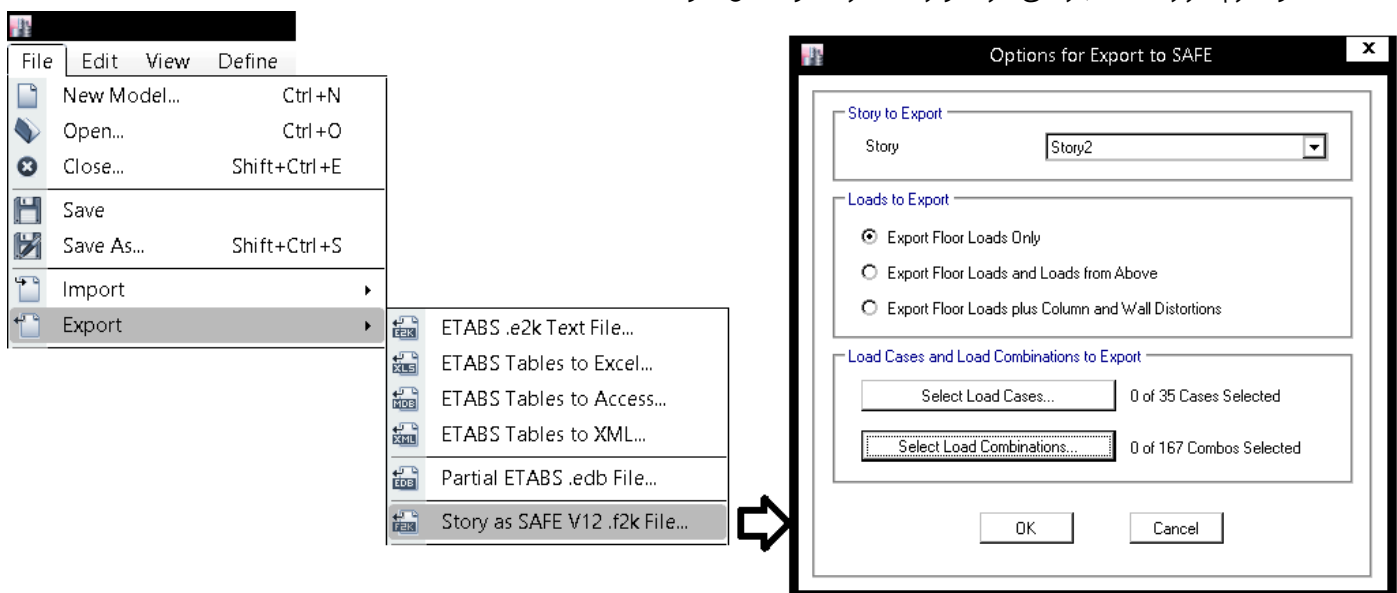
کنترل خیز تیرها، دالهای یکطرفه و یا دالهای دو طرفه (غیر پیش تنیده) در آیین نامه به دو صورت می تواند انجام می شود:

- ۱- محاسبه مستقیم خیز و کنترل آن با مقادیر مجاز
- ۲- کنترل ضخامت اعضا بر اساس جداول آیین نامه

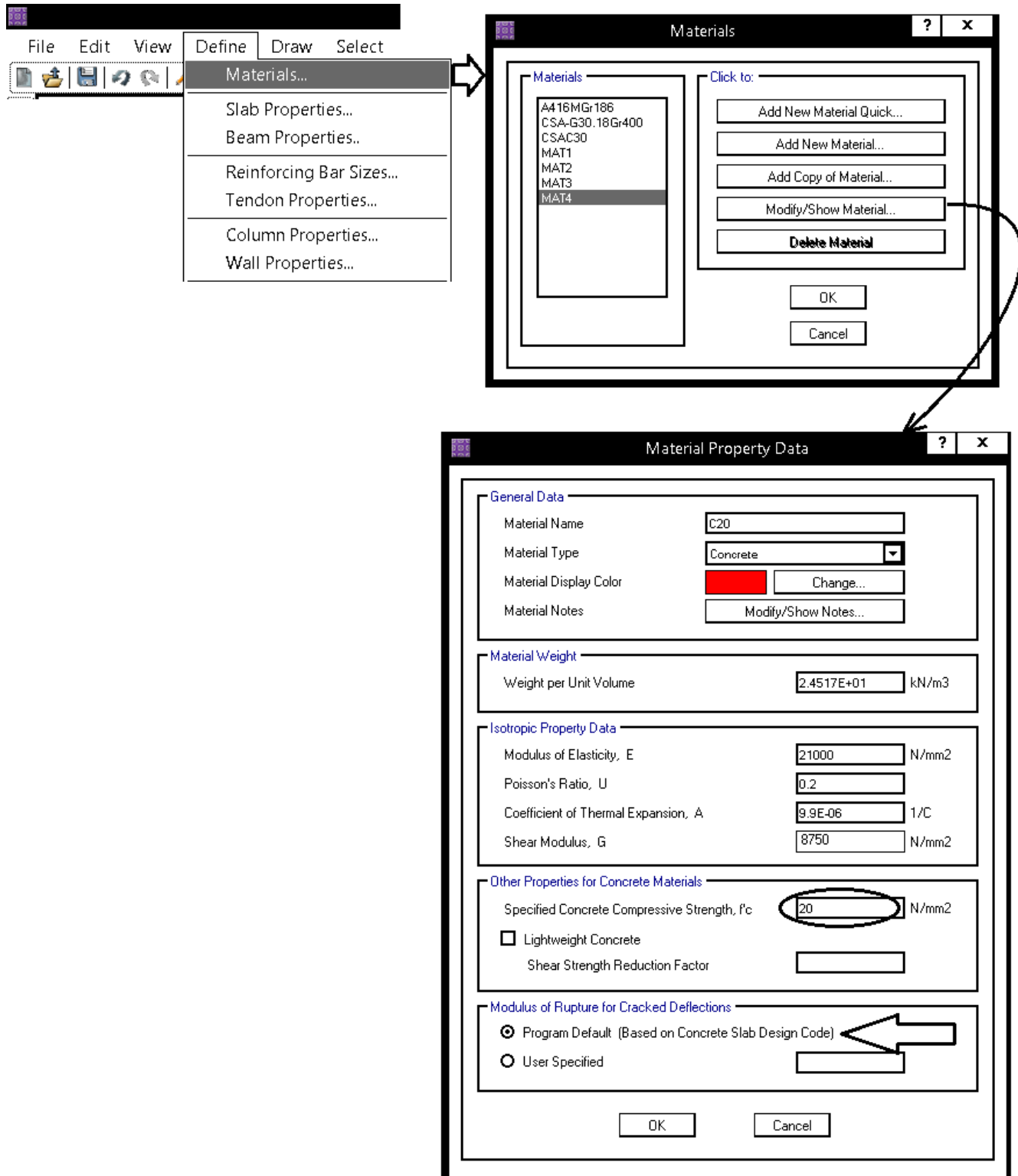
در ادامه این بخش محاسبه خیز به صورت دقیق (بر اساس روش اول) تشریح خواهد شد.

۱-۱۰ انتقال نیروها از ETABS به SAFE

- در کنترل خیز دال لازم نیست اثر نیروی زلزله منظور شود. بنابراین اگر هدف تنها کنترل خیز دال باشد نیازی به ارسال نیروهای زلزله به نرم افزار SAFE نخواهد بود.
- دقت شود که ETABS2016 قادر است مانند نرم افزار SAFE میلگردهای خمشی و برشی دال را طراحی و کنترل کند. بنابراین بهتر است تمامی مراحل طراحی (استخراج میلگردهای خمشی دال، کنترل برش پانچ، کنترل برش یک طرفه) در ETABS2016 انجام شود. متأسفانه امکان محاسبه تغییر شکل غیر خطی دقیق (با احتساب خزش و محاسبه دقیق ترک خوردگی دال) در ETABS2016 امکان پذیر نیست و برای کنترل خیز دقیق کماکان باید از SAFE استفاده شود.
- برای کنترل خیز دقیق در SAFE باید بارهای مرده به صورت تفکیک شده (Dead and Super dead) تعریف شود. اگر بارها در ETABS به صورت تفکیک شده تعریف نشده است، بهتر است کلاً بارها از ETABS به SAFE انتقال داده نشود و در عوض در خود نرم افزار SAFE بارهای مرده و زنده تعریف و اعمال شوند.



پس از انتقال به SAFE در قسمت material بهتر است اسامی مواد (material) ارسال شده از ETABS را اصلاح کنید. مشخصات فولاد و بتن که در ایتبس تعریف شده است با اسامی MAT1, MAT2, ... به نرم افزار SAFE ارسال می شود:



در تعریف بتن مطابق شکل فوق در انتهای پنجره قسمتی به نام modulus of Rupture for Cracked Deflections قرار داده شده است. در این قسمت مدول گسیختگی (مقاومت کششی بتن) تعریف می شود. طبق ACI مقاومت کششی بتن برابر است با:

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$$

مقاومت کششی بتن تاثیر قابل توجهی در محاسبه مقدار خیز دارد. نرم افزار SAFE به صورت پیش فرض مدول گسیختگی را کمتر از مقدار ارائه شده توسط ACI318 منظور می کند. کاهش در مقدار f_r به جهت منظور کردن اثرات قیدهای پیرامونی دال و ایجاد ترک در آن می باشد (Restraint cracking).

۲-۱۰ تعریف و اعمال بارها

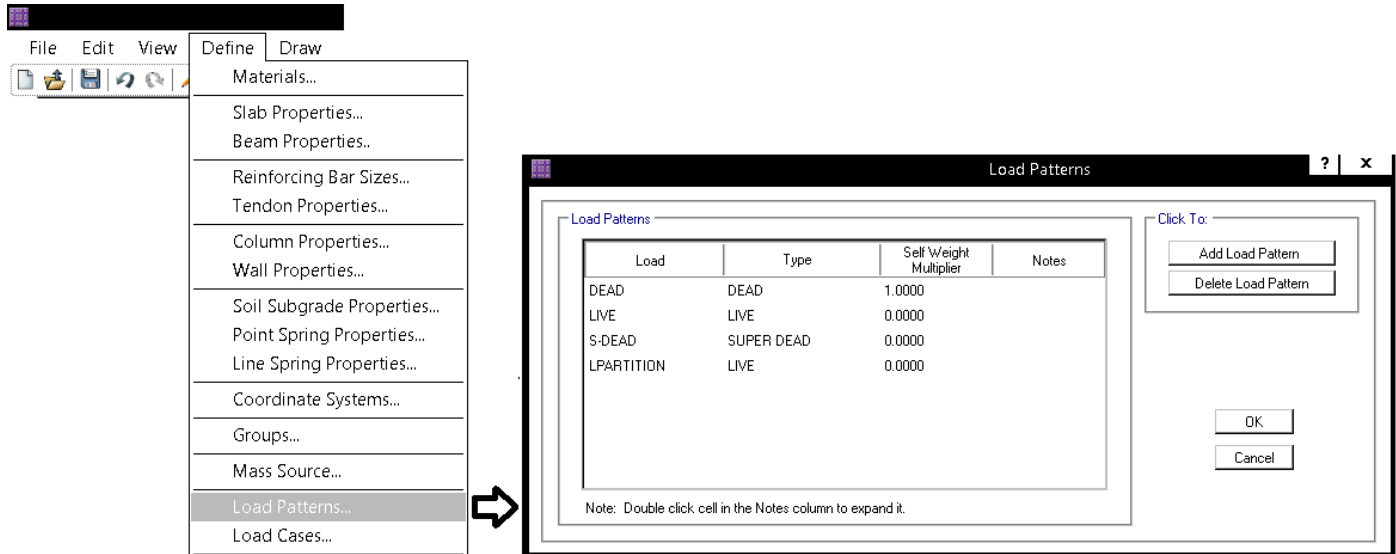
برای کنترل خیز چهار بار مختلف باید تعریف شوند.

بار DEAD: وزن بتن دال می باشد.

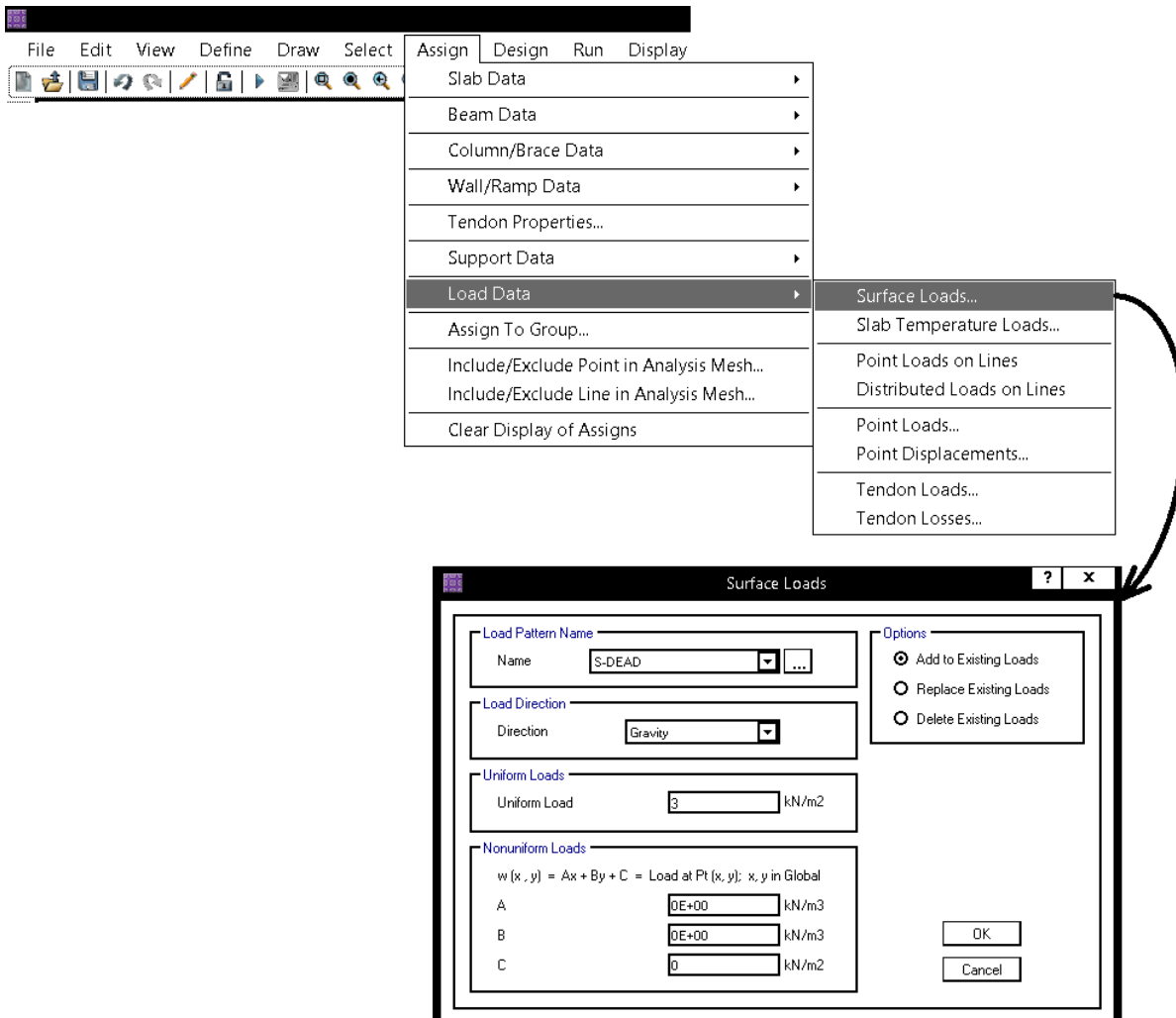
بار S-DEAD: بار مربوط به "کف سازی" و یا هر بار مرده ای که علاوه بر وزن خود بتن به کف وارد می شود.

بار LIVE: بار زنده کف می باشد.

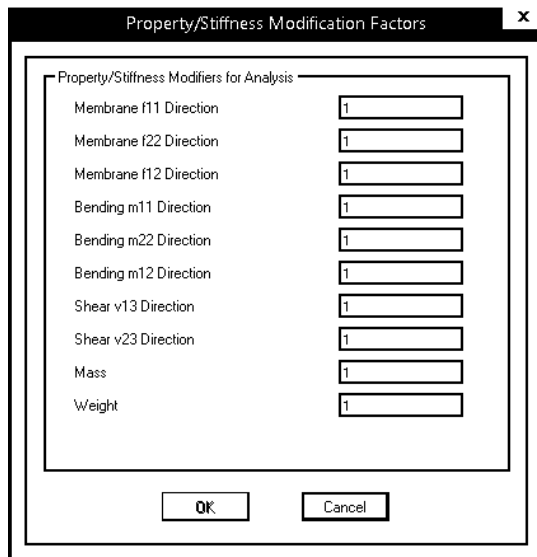
بار LPARTITION: بار زنده مربوط به تیغه بندی می باشد.



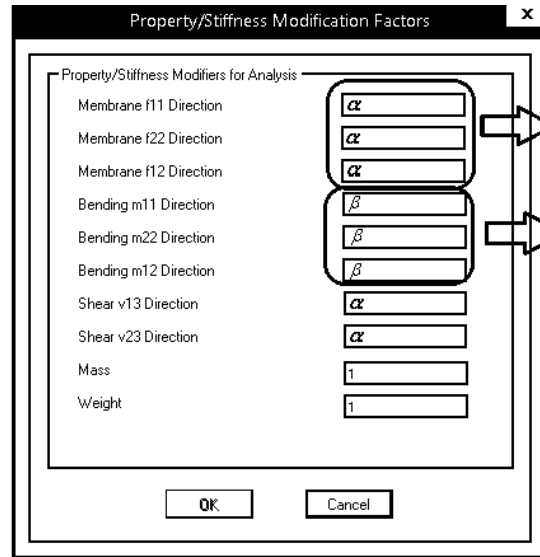
از طریق منوی زیر، پس از انتخاب کف ها، باید بارهای S-Dead و Live اعمال شوند:



- اثرات ترک خوردگی دال از طریق انالیز غیر خطی منظور می شود و نیازی به کاهش سختی به جهت ترک خوردگی در دال نمی باشد.
- در صورتی که دال مجوف داشته باشیم، ضریب سختی خمشی قسمتهای توپر برابر "یک" و قسمت های مجوف برابر $\beta = 0.9$ وارد شود (ضریب β بر اساس ممان اینرسی مقطع کاهش یافته تعیین می شود و ممکن است کمتر یا بیشتر از این مقدار باشد). همچنین سختی محوری دال نیز بهتر است بر اساس مشخصات قسمت مجوف کاهش داده شود (ضریب α در شکل زیر). بنابراین دال مربوط به قسمت های مجوف را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر ضریب سختی خمشی آنها را کاهش دهید:



قسمت های توپر دال



قسمت های مجوف دال

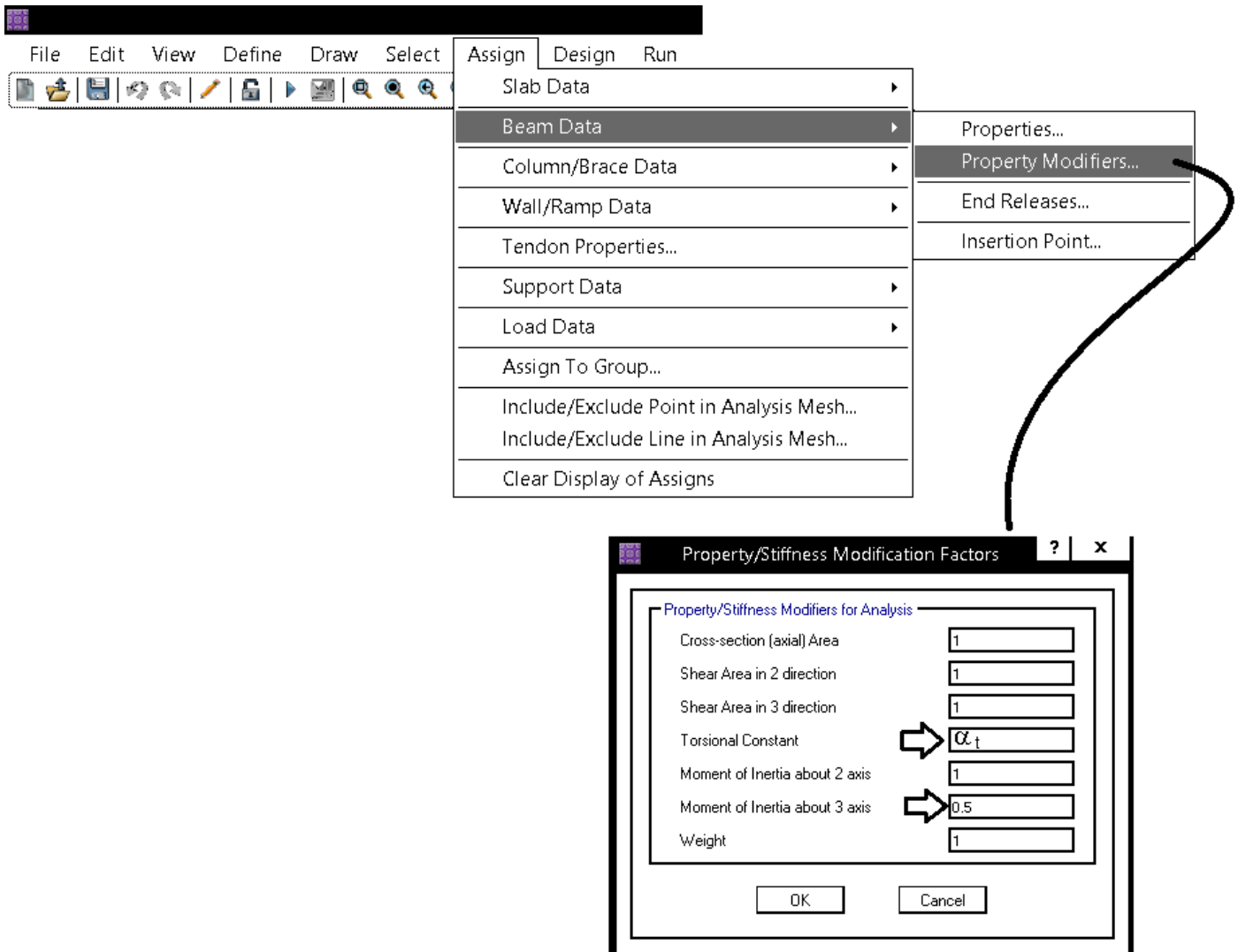
- با توجه به اینکه سختی خمشی دال در محاسبات منظور می شود، تیرها (در صورت وجود) باید به صورت مستطیلی مدل شده باشند (اجازه نداریم آنها را به صورت T شکل مدل کنیم).
- در صورت استفاده از آنالیز غیر خطی (nonlinear cracked) نرم افزار SAFE تنها ترک خوردگی دالها را منظور می کند ولی سختی خمشی تیرها (beam) و ستونها (column) را کاهش نمی دهد. بنابراین همانند نرم افزار ETABS که سختی خمشی تیرها کاهش داده می شوند، در نرم افزار SAFE نیز باید سختی خمشی تیرها کاهش یابد. به بند زیر از پیش نویس مبحث نهم (۱۳۹۷) توجه نمایید:

۹-۶-۵-۳-۲ برای بارهای بهره برداری

۹-۶-۵-۳-۱ برای محاسبه ی خیزهای آنی و دراز مدت اعضا تحت اثر بارهای قائم باید ضوابط فصل ۱۹ رعایت شوند.

۹-۶-۵-۳-۲ برای محاسبه ی تغییر مکان آنی ناشی از بارهای جانبی می توان ممان اینرسی اعضا را $1/4$ برابر مقادیر بند ۹-۶-۵-۳-۱ در نظر گرفت. همچنین می توان ممان اینرسی را از تحلیل های دقیق تری به دست آورد؛ به شرط آن که مقادیر آن از I_g تجاوز ننماید.

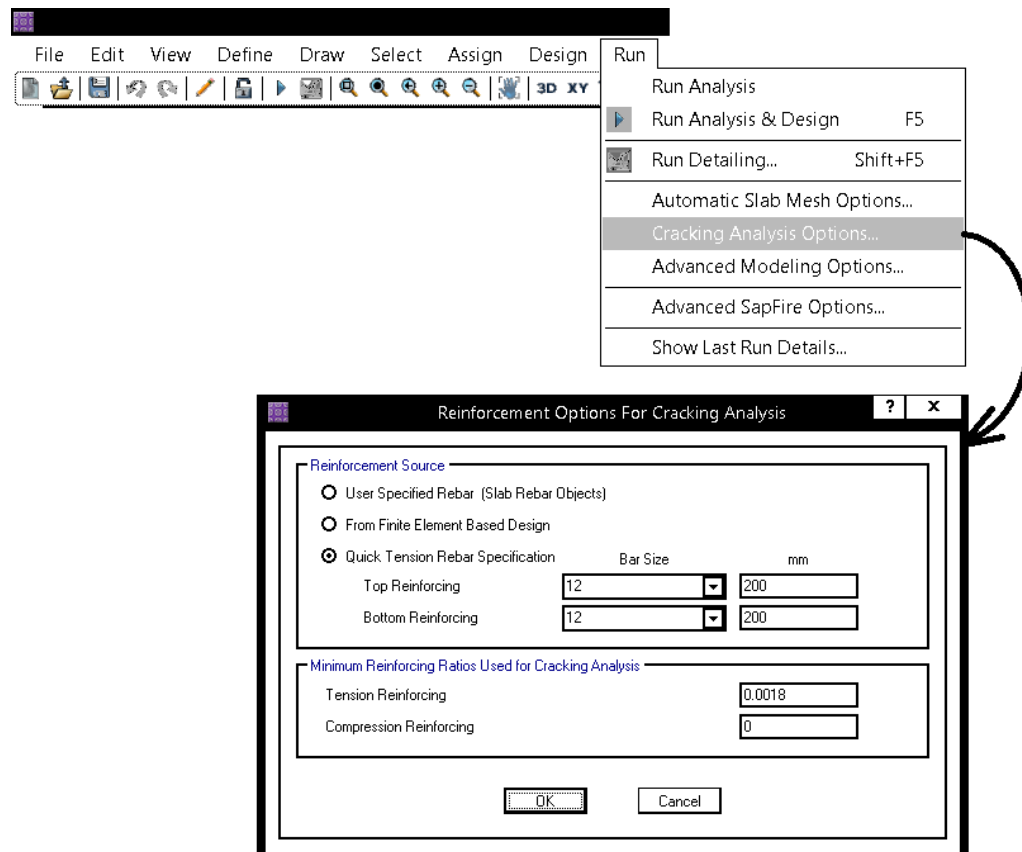
- مطابق بند فوق برای کنترل خیز می توان به صورت تقریبی سختی خمشی تیرها را برابر $I_g = 0.5I_g = (0.35 \times 1.4)$ در نظر گرفت. سختی خمشی ستونها نیز برابر $I_g = (0.7 \times 1.4)I_g$ منظور می شود.
- بنابراین تمامی تیرها (در صورت وجود) را در نرم افزار SAFE انتخاب کرده مطابق شکل زیر ضریب سختی خمشی آنها را برابر ۰.۵ وارد نمایید:



- ضریب α_t در شکل فوق مربوط به ضریب کاهش سختی پیچشی می باشد که می توان ۱.۴ برابر مقداری را که در نرم افزار ETABS محاسبه شده است، وارد کرد. برای مثال اگر در نرم افزار ETABS ضریب کاهش سختی پیچشی برابر ۰.۱۵ منظور شده باشد، خواهیم داشت:

$$\alpha_t = 1.4 \times 0.15 = 0.21$$

جهت محاسبه صحیح ضرایب ترک خوردگی باید میلگردهای خمشی دال از طریق شکل زیر مشخص گردد.
برای مثال اگر فرض کنیم میلگرد های سراسری دال ۱۲@۲۰۰ باشد، با صرف نظر از میلگردهای تقویتی می توان به صورت شکل زیر عمل کرد:



برای کنترل خیز توصیه می شود از روندی که CSI برای نرم افزار SAFE ارائه کرده استفاده شود. در متن زیر دو روش برای کنترل دقیق خیز ارائه شده است که توصیه می شود از روش اول استفاده شود:

Cracked-section analysis is run in SAFE using either of the following **two methods**:

1. All load patterns are applied in a single load case which uses either immediate or long-term cracked deflection, discussed as follows:

Immediate cracked deflection, in which all loads (DEAD + SDEAD + LIVE) are applied in a single load pattern, then analysis is run with the Crack Analysis option.

Long-term cracked deflection, in which analysis is divided into the following two categories:

Non-sustained portion, in which cracked-section analysis considers only the non-sustained portion of LIVE load, solving for incremental deflection.

Sustained portion, in which long-term cracked analysis considers the sustained loading from DEAD, SDEAD, and a portion of the LIVE load. Creep and shrinkage are included only in this sustained portion of analysis because these effects are only applicable under sustained loading.

NOTE: Short-term concrete modulus = Elastic concrete modulus $E_c(t_0)$

NOTE: Long-term concrete modulus = Age-adjusted concrete modulus $E_c(t, t_0)$, given

$$\bar{E}_C(t, t_0) = \frac{E_C(t_0)}{1 + \chi \phi(t, t_0)}$$

- For example, assume that 25% of the LIVE load is sustained. Analysis proceeds as follows:
- Case 1:** Cracked analysis for short-term load with short-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_s LIVE, in which $\Psi_s = 1.0$
- Case 2:** Cracked analysis for permanent load with short-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_L LIVE, in which $\Psi_L = 0.25$ ($\Psi_L = 0$ if 100% of the LIVE load is non-sustained)
- Case 3:** Long-term cracked analysis (with creep and shrinkage) for permanent load with long-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_L LIVE, in which $\Psi_L = 0.25$

The value of total long-term deflection is then the combination of Case 3 + (Case 1- Case 2). The difference between Case 1 and Case 2 represents the incremental deflection (without creep and shrinkage) due to non-sustained loading on a cracked structure.

The procedure indicated above results on total long term deflection over time. Most engineers simply check this values against ACI 318 Table 24.2.2, since this will always result in safe and conservative design. In order to remove portion of dead load deflection occurring before attachment of nonstructural elements, the following procedure can also be used:

Case 4= Cracked analysis for permanent load with short-term concrete modulus is given as DEAD + Ψ_D SDEAD, in which Ψ_D = percentage of super imposed dead load present before attachment of non structural elements
Or Case 4= Cracked analysis for permanent load with long-term concrete modulus creep and shrinkage is given as DEAD + Ψ_D SDEAD, in which Ψ_D = percentage of super imposed dead load present before attachment of non structural elements, and say using a creep factor for 3 months.

The value of total long term deflection to occur after attachment of nonstructural elements is then the combination of Case 3 + (Case 1- Case 2)- Case 4.

We recommend this method, though an alternative is available, described as follows:

2. A single load pattern is applied in a load case, then another case is set to continue From State at End of Nonlinear Case.

For example:

- Add a DEAD load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting with a Zero Initial Condition.
- Add a SDEAD load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting From State at End of Nonlinear Case DEAD.
- Add a LIVE load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting From State at End of Nonlinear Case SDEAD.

The DEAD load case predicts cracking from a zero initial condition, in which no load is present, then computes cracking due to DEAD load-pattern application. Adding SDEAD then uses the stiffness at the end of DEAD load case, and contributes additional deflection. Deflection reports the total deflection from both DEAD and SDEAD cases, however, the increase in DEAD load deflection due to additional cracking from SDEAD load application is not recognized, therefore we do not recommend this method.

<https://wiki.csiamerica.com/display/safe/Cracked-section+analysis>

مرجع:

- بار CASE1 به صورت زیر تعریف شود:

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CASE1

Load Case Data Notes: Modify/Show Notes...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

☐ Linear

☐ Nonlinear (Allow Uplift)

☒ Nonlinear (Cracked)

☐ Nonlinear (Long Term Cracked)

Creep Coefficient:

Shrinkage Strain:

Uplift Solution Control:

Force Convergence Tolerance (Relative): 0.00001

Loads Applied:

Load Name	Scale Factor
DEAD	1.0000
SUPER-DEAD	1.0000
LPARTITION	1.0000
LIVE	1.0000
►*	

OK Cancel

- بار CASE2 به صورت زیر تعریف شود:

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CASE2

Load Case Data Notes: Modify/Show Notes...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

☐ Linear

☐ Nonlinear (Allow Uplift)

☒ Nonlinear (Cracked)

☐ Nonlinear (Long Term Cracked)

Creep Coefficient:

Shrinkage Strain:

Uplift Solution Control:

Force Convergence Tolerance (Relative): 0.00001

Loads Applied:

Load Name	Scale Factor
DEAD	1.0000
SUPER-DEAD	1.0000
LPARTITION	1
LIVE	.25
►*	

OK Cancel

- بار CASE3 به صورت زیر تعریف شود:

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CASE3

Load Case Data Notes: Modify/Show Notes...

Load Case Type: Static

Design...

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☐ Nonlinear (Allow Uplift)
- ☐ Nonlinear (Cracked)
- ☒ Nonlinear (Long Term Cracked)

Creep Coefficient: 1.91

Shrinkage Strain: 0.0005

Uplift Solution Control:

Force Convergence Tolerance (Relative): 0.00001

Loads Applied:

Load Name	Scale Factor
DEAD	1.0000
SUPER-DEAD	1.0000
LIVE	0.2500
LPARTITION	1.0000
**	

OK Cancel

در شکل فوق ضریب 1.91 با فرض $\rho' = 0.0009$ وارد شده است و بسته به میزان میلگرد فشاری دال می تواند تغییر کند. دقت کنید که اگر حداقل آرماتور افت و حرارت در دال 0.0018 باشد و فرض کنیم در هر وجه دال حداقل نصف این مقدار قرار گرفته باشد، مقدار ρ' حداقل برابر 0.009 خواهد بود.

- درصدی از بارهای زنده حالت ماندگار دارند و همانند بارهای مرده موجب ایجاد خزش می شوند. مثلا در شکل فوق فرض شده است ۲۵ درصد بار زنده از نوع بار زنده ماندگار خواهد بود. در متن آیین نامه ها مقدار این درصد مشخص نشده است و طراح بر اساس قضاوت مهندسی و با توجه به کاربری سازه درصدی را می تواند منظور کند.

بار CASE4 به صورت زیر تعریف شود:

- در شکل زیر ضریب 0.96 با فرض سه ماه خزش و $\rho' = 0.0009$ وارد شده است و بسته به میزان میلگرد فشاری دال می تواند تغییر کند. یعنی فرض شده است که "اتصال قطعات غیرسازه ای" پس از گذر سه ماه اجرای اسکلت انجام خواهد شد. این فرض بسته به نحوه مراحل زمانی اجرای سازه تغییر کند. می توان در جهت اطمینان از خزش سه ماهه صرف نظر کرد. در این صورت در شکل زیر باید از گزینه Nonlinear (Cracked) استفاده شود.
- α درصدی از بار مرده کف سازی و تیغه بندی می باشد که قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای می باشد وارد می شود و بست به نوع سازه و نحوه اجرای آن تعیین می شود.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CASE4

Load Case Data Notes: Modify/Show Notes...

Load Case Type: Static

Design...

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☐ Nonlinear (Allow Uplift)
- ☐ Nonlinear (Cracked)
- ☒ Nonlinear (Long Term Cracked)

Creep Coefficient: 0.96

Shrinkage Strain: 0.0005

Uplift Solution Control:

Force Convergence Tolerance (Relative): 0.00001

Loads Applied:

Load Name	Scale Factor
DEAD	1.0000
SUPER-DEAD	α
**	

OK Cancel

- کنترل خیز بر اساس جدول زیر انجام می شود:

۹-۲-۴ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دالها

۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجزیه کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به اعضای غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییر مکان زیاد آسیمی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده	$\frac{L}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{L}{360}$	
۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیمی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیرسازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر مکان درازمدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{L}{480}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر مکان زیاد آسیمی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.		$\frac{L}{240}$	تبصره ۲ و ۳

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود. اضافه تغییر مکان مورد نظر تفاضل این دو، قبل و بعد از اتصال این اعضا، می‌باشد.

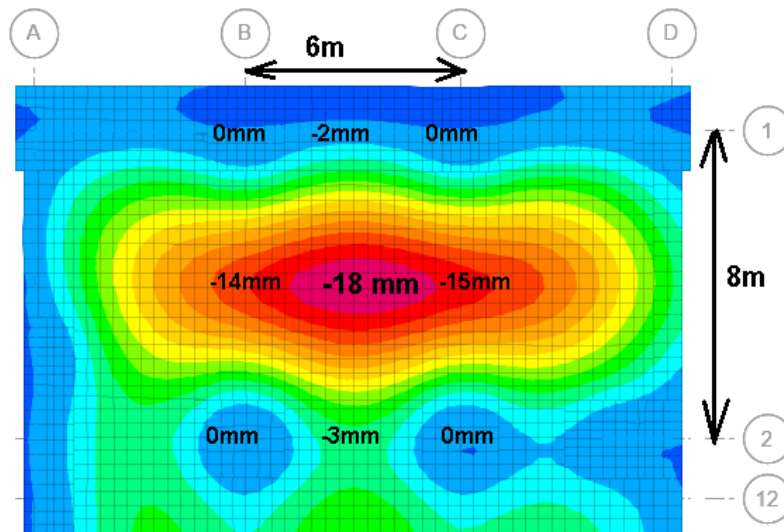
۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی می‌شود.

کنترل خیز بلند مدت:

$$(\Delta_{CASE1} - \Delta_{CASE2}) + (\Delta_{CASE3} - \Delta_{CASE4}) < \begin{cases} \frac{L}{240} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد نمیکند} \\ \frac{L}{480} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد میکند} \end{cases}$$

- در سازه های با کاربری متعارف معمولاً مقدار بار زنده در مقایسه با بار مرده کف کم بوده و بنابراین خیز ناشی از بار زنده حاکم نمی شود. در صورتی که مقدار بار زنده قابل توجه باشد، باید یک load case مجزا برای کنترل آن تعریف کرد.

سوال: آیا با استفاده از پیش خیز می توان مقدار فوق را کاهش داده و در نتیجه مشکل خیز دال را برطرف کرد؟
 پاسخ: خیر. هدف اصلی از کنترل خیز جلوگیری از آسیب به اجزای غیر سازه ای است. پیش خیز نمی تواند تغییرشکلهایی که اجزای غیر سازه ای تجربه می کنند را کاهش دهد. این موضوع (عدم کنترل خیز به بهانه استفاده از پیش خیز) توسط دکتر محمد جلال پور به بنده یادآوری گردید تا به متن این نوشتار اضافه کنم.
 شکل زیر نمونه ای از تغییرشکل دال را نشان میدهد:



$$\begin{aligned} \left(18 - \left(\frac{2+3}{2}\right)\right) &< \left(\frac{L=8000}{480}\right) OK \\ \left(18 - \left(\frac{14+15}{2}\right)\right) &< \left(\frac{L=6000mm}{480}\right) OK \\ (18 - 0) &< \left(\frac{L=\sqrt{8000^2 + 6000^2}}{480}\right) OK \end{aligned}$$