مسعود حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشکده عمران دانشگاه تبریز

عضو کارگروه تحلیل استاندارد ۲۸۰۰

بنام خدا

فهرست مطالب

۱ مشارکت دالها در باربری جانبی لرزه ای ۱

۱-۱ جمع بندی در مورد سیستم باربر جانبی ۴

۲ نکات طراحی سقف وافل ۱۱

۲-۱ تعریف هندسه سقف وافل در ایتبس ۱۲

۲-۲ ضرایب سختی دالها ۱۲

۲-۳ فایلهای مورد نیاز در ETABS ۱۳

۲-۱ ضرایب اصلاح سختی خمشی تیرهای اصلی ۱۴

۲-۱ طراحی میلگردهای خمشی سقف وافل ۱۵

۲-۱-۱ کنترل مشخصات میلگرد خمشی سقف ۱۶

۲-۱-۲ تنظیمات طراحی ۱۸

۲-۱-۱ انتخاب سایز مش مناسب ۲۰

۲-۱-۲ اختصاص ناحیه صلب به ناحیه مشترک ستون و دال ۲۱

۲-۱-۱ وافل یک طرفه ۲۲

۲-۱-۲ استخراج آرماتورهای خمشی دال ۲۳

۲-۱-۱ آرماتور حداقل تیرچه ها ۲۴

۲-۲ استخراج آرماتورهای برشی تیرچه ها ۲۵

۲-۳ کنترل خیز سقف وافل ۲۶

۲-۳-۱ مشخص نمودن کف هایی که باید در تحلیل اثرات ترک خوردگی در آنها منظور شود. ۲۶

۲-۳-۲ حذف ضرایب ترک خوردگی دالها ۲۶

۲-۳-۳ اصلاح ضرایب ترک خوردگی تیرها و ستونها در فایل کنترل خیز ۲۷

۲-۳-۴ کنترل بارگذاری ۲۸

۲-۳-۵ تنظیم حداقل میلگرد دال جهت محاسبه ترک خوردگی ۲۹

۲-۳-۶ مدول گسیختگی بتن ۳۰

۲-۳-۷ تعریف بارهای غیر خطی ۳۱

۲-۳-۱ انجام طراحی اولیه قبل از استخراج خیز دال ۳۷

۲-۴ کنترل لرزش در سقف وافل ۳۹

۲-۵ روش تقریبی کنترل لرزش ۴۰

۲-۶ روش محاسباتی کنترل لرزش سقف وافل ۴۱

۲-۶-۱ انتقال نیروها از ETABS به SAFE ۴۱

۲-۶-۲ تعریف و اعمال بارها ۴۳

۳ دالهای بتنی فاقد تیر ۴۷

۳-۱ تیر مخفی یا تیر با ارتفاع کم ۴۷

۳-۲ کنترل پانچ در دال بدون تیر ۴۸

۳-۲-۱ برش پانچ ستونهای متصل به تیر کناری ۵۲

۳-۲-۲ کنترل برش پانچ در دال متصل به دیوارهای برشی (بدون تیر) ۵۳

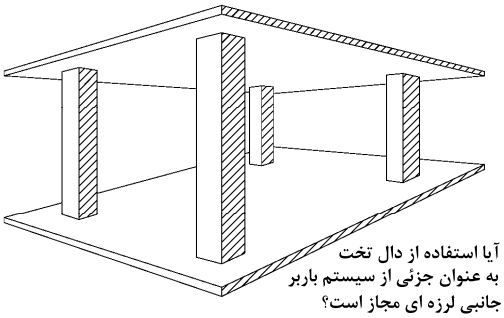
۳-۳ ستونها در دالهای بدون تیر ۵۶

۳-۳-۱ کنترل ستونهای غیر باربر جانبی لرزه ای برای تغییرمکان جانبی غیرخطی طرح ۵۷

۱ مشارکت دالها در باربری جانبی لرزه ای

استاندارد ۲۸۰۰

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



آیا استفاده از دال تخت به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای مجاز است؟

مبحث نهم (ویرایش ۹۹)

۹-۲۰-۵ قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۱ ضوابط بند ۹-۲۰-۵ باید در قاب‌های با شکل پذیری متوسط، شامل دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله را تشکیل می‌دهند، به کار برده شوند.

۹-۲۰-۵-۵ دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۱ لنگرهای ضریب‌دار دال‌ها در تکیه گاه‌ها باید برای ترکیب‌های بارگذاری، شامل اثرات زلزله، محاسبه گردند. آرماتور مورد نیاز برای تحمل M_{sc} باید در عرض نوار ستون تعریف شده در بند ۹-۱۰-۲-۵ قرار داده شوند.

۹-۲۰-۵-۵-۲ آرماتورهایی که در عرض موثرتعریف شده در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ قرار داده می‌شوند، باید برای لنگر $\gamma_f M_{sc}$ طراحی شوند. عرض موثر برای نواحی اتصال واقع در لبه‌های خارجی و گوشه‌های دال نباید فراتر از اندازه‌ی c_t، که در جهت عمود بر امتداد دهانه‌ی دال اندازه‌گیری می‌شود، از بر ستون ادامه داده شود.

۹-۲۰-۵-۵-۳ حداقل نصف آرماتورهای نوار ستون در تکیه گاه‌ها، باید در محدوده‌ی عرض موثر دال که در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ تعیین شده است، قرار داده شوند.

۹-۲۰-۵-۵-۴ حداقل یک چهارم آرماتورهای فوقانی نوار ستونی در تکیه گاه باید در تمام طول دهانه دال به صورت ممتد ادامه داده شوند.

۹-۲۰-۵-۵-۵ مقدار آرماتورهای پیوسته‌ی تحتانی نوار ستونی، نباید از یک سوم مقدار آرماتور فوقانی این نوار در تکیه گاه کم‌تر باشند.

۹-۲۰-۵-۵-۶ حداقل نصف آرماتورهای تحتانی نوار میانی و نیز کل آرماتورهای تحتانی نوار ستونی در وسط دهانه باید به صورت سراسری ادامه داشته، و در تکیه گاه طوری مهار شوند که قادر به تحمل تنش تسلیم مطابق ضوابط بند ۹-۱۰-۹-۶-۲ باشند.

۹-۲۰-۵-۵-۷ در لبه‌های خارجی دال، کلیه‌ی آرماتورهای فوقانی و تحتانی در تکیه گاه باید مطابق ضوابط بند ۹-۱۰-۹-۶-۲ در بر تکیه گاه برای تحمل تنش f_y مهار شوند .

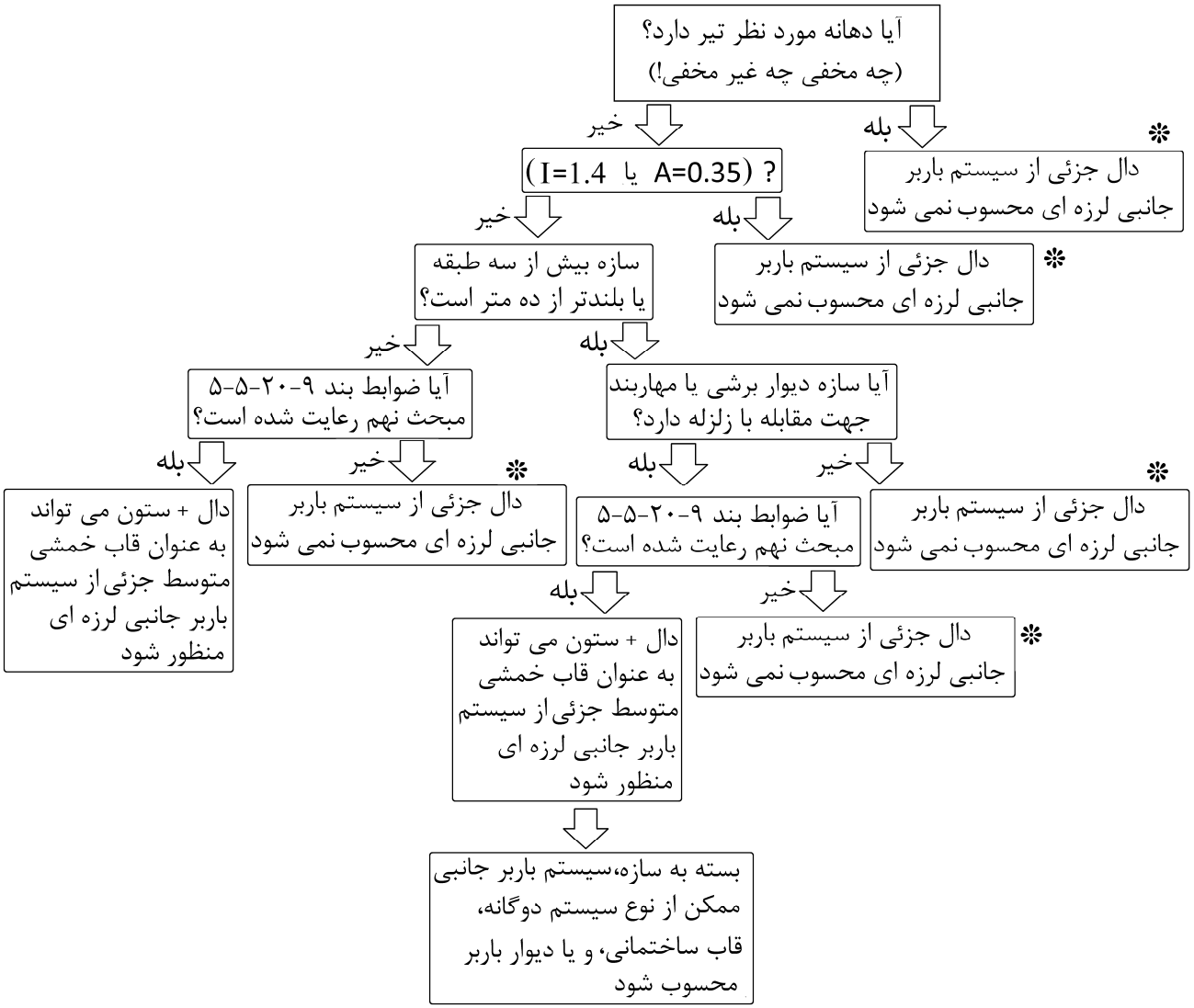
۹-۲۰-۵-۵-۸ در مقاطع بحرانی برای ستون‌هایی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده‌اند، تنش برشی دو طرفه‌ی ایجاد شده در اثر بارهای قائم ضریب‌دار نباید از $0.4\phi V_c$ تجاوز نماید. V_c از بند ۹-۸-۵-۳ محاسبه می‌شود. در صورتی که در دال ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴ رعایت شده باشند، نیازی به منظور نمودن ضابطه‌ی این بند نیست.

۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه‌های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله‌ی بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون به صورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی‌باشد.

با توجه به متن استاندارد ۲۸۰۰ و نیز مبحث نهم، در صورتی که تمامی شرایط زیر مهیا شود، می توان از ترکیب دال- ستون بدون تیر به عنوان **قاب خمشی متوسط** استفاده کرد:

۱- در دهانه مورد نظر تیر نداشته باشیم (دال دوطرفه بدون تیر)
۲- اگر سیستم قاب خمشی هست (دوگانه نیست) سازه حداکثر سه طبقه باشد و یا ارتفاع آن حداکثر ۱۰ متر باشد.
۳- سازه در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد نباشد (A<0.35).
۴- درجه اهمیت سازه بسیار زیاد نباشد (I<1.4).
۵- ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۵ مبحث نهم رعایت گردد.

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net



❊ دو مدل مجزا باید کنترل شود:

مدل اول: با مشارکت دال در باربری جانبی (با سختی واقعی)

مدل دوم: با حذف مشارکت دال در باربری جانبی (با سختی نزدیک به صفر)

کفایت سیستم باربرجانبی لرزه ای در هر دو مدل باید کنترل شود.

طراحی خود دال تنها در مدل اول انجام می شود.

سوال: با اجزایی از سازه که در باربری جانبی مشارکت دارند ولی جزئی از سیستم **لرزه ای** محسوب نمی شوند چگونه باید برخورد شود؟ برای مثال رمپ راه پله، رمپ پارکینگ، دال بتنی سقف، سنگ نما، ... از جمله این موارد هستند. این اجزا در زلزله مشارکت میکنند ولی جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای (با شکل پذیری مد نظر آیین نامه) نیستند.

پاسخ:

سیستم لرزه ای باید به تنهایی (بدون مشارکت اجزای غیر لرزه ای) توانایی تحمل کل زلزله را داشته باشد.

از طرفی اثرات منفی اجزا غیر لرزه ای (مثلا اثر ستون کوتاه، اثر پیچش ناشی از دال روی تیرهای اصلی و ...) باید در طراحی سازه لحاظ شود.

بنابراین بهتر است دو مدل مجزا ساخته شود (با و بدون حضور این اجزا)

در این رابطه به بند زیر از ASCE7-2022 توجه کنید:

> **12.7.4 Interaction Effects** Moment-resisting frames that are enclosed or adjoined by elements that are more rigid and not considered to be part of the seismic force-resisting system shall be designed so that the action or failure of those elements will not impair the vertical load and seismic force-resisting capability of the frame. The design shall provide for the effect of these rigid elements on the structural system at structural deformations corresponding to the design story drift (Δ) as determined in Section 12.8.6. In addition, the effects of these elements shall be considered where determining whether a structure has one or more of the irregularities defined in Section 12.3.2.

- اگر المانهایی که جزئی از سیستم باربر لرزه ای محسوب نمی شود، سختی قابل توجهی داشته باشند، بهتر است تاثیر بود و نبودشان (action or failure) بر روی سیستم باربر جانبی منظور شود. برای مثال درمورد راه پله اگر متصل به سازه اجرا شود به طوریکه در باربری جانبی مشارکت و تاثیر داشته باشد، بهتر است دو مدل مجزا ساخته شود (مدل اول با مدلسازی راه پله و مدل دوم بدون مدلسازی راه پله) و کفایت سیستم باربر جانبی سازه در هر دو مدل کنترل گردد. در مدل اول به خصوص اثر ستون کوتاه و نیز طراحی خود رمپ پله تحت زلزله می تواند بررسی شود. در مورد دال بتنی نیز اگر جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای محسوب نشود، همین مورد صادق است و **باید دو مدل مجزا ساخته شود** (مدل اول با مشارکت و تاثیر دال در باربری جانبی سازه و مدل دوم بدون منظور کردن اثر مشارکت دال).
- جهت حذف مشارکت دالهایی که از نوع shell تعریف شده اند، در مدل دوم میتوان ضرایب سختی m11=m22=m12 را عددی نزدیک به صفر (0.01) وارد کرد.
- توجه شود که در مدلی که از مشارکت دال بتنی در باربری جانبی صرف نظر میشود، میتوان تیرها را به صورت T شکل در نظر گرفت.

سوال: در مواردی سختی تیرها و قاب خمشی و یا دیوارهای برشی نسبت به دال بتنی بالا بوده و عملا دالها مشارکت ناچیزی در باربری جانبی دارند. آیا در این موارد نیز لازم است دو مجزا ساخته و کنترل شود.

پاسخ: اگر به تشخیص طراح **حذف سختی خمشی دال تاثیر ناچیزی بر نتایج طراحی سیستم باربر جانبی لرزه ای داشته باشد**، میتوان تمام مراحل طراحی را بر اساس مدل اول (مدلی که سختی خمشی دال در آن منظور شده است) انجام داد. در سازه هایی که دارای تیرهای با ابعاد مناسب و نسبتا بزرگ (سختی تیر نسبت به دال دارای اهمیت است) ممکن است مشارکت دال ناچیز باشد.

۱-۱ جمع بندی در مورد سیستم باربر جانبی

کلا در تمامی سازه هایی که در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد (A=0.35) هستند و یا تمام سازه هایی که ضریب اهمیت آنها بسیار زیاد است (I=1.4) در هیچ حالتی نمی توان دال بتنی را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای دانست.

در موارد زیر فرض بر این است که A<0.35 و I<1.4 میباشد.

- دال + ستون (بدون تیر): این سیستم قاب خمشی متوسط تلقی شده و تنها تا سه طبقه و یا ۱۰ متر مجاز می باشد.

- دال+ تیر+ ستون:

توجه شود که در مبحث نهم دال دو طرفه "بدون تیر" همراه با ستون را میتوان به عنوان قاب خمشی متوسط منظور نمود. در صورتی که سازه همراه با دال دارای تیر به عنوان بخشی از قاب خمشی باشد، در دهانه هایی که تیر داریم، اجازه نداریم دال را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای منظور کنیم.

بنابراین در این سازه ها قاب متشکل از تیر+ ستون (بدون مشارکت دال در باربری جانبی) باید قادر به تحمل زلزله باشد.

- دال+ ستون + دیوار (بدون تیر):

در صورتی که ترکیب دال+ستون بتواند ۲۵ درصد زلزله را به تنهایی تحمل کند، می توان سیستم را دوگانه در نظر گرفت و دال را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای دانست.

در صورتی که ترکیب دال+ستون نتواند ۲۵ درصد زلزله را به تنهایی تحمل کند، در این صورت سیستم قاب ساختمانی و یا سیستم دیوار باربر خواهیم داشت و اجازه نداریم دال را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای بدانیم.

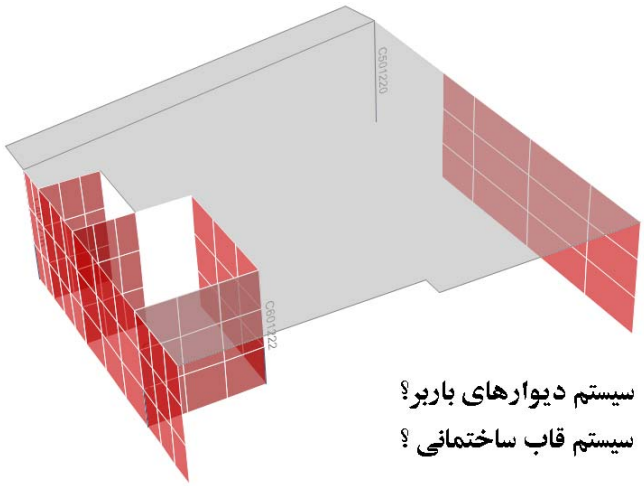
- دال+ ستون + دیوار+ تیر:

در مبحث نهم دال دو طرفه "بدون تیر" همراه با ستون را میتوان به عنوان قاب خمشی متوسط منظور نمود. در صورتی که سازه همراه با دال دارای تیر به عنوان بخشی زا قاب خمشی باشد، در دهانه هایی که تیر داریم، اجازه نداریم دال را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای منظور کنیم.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

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 ؟

نظر استاندارد ۲۸۰۰ در رابطه با تعریف "دیوار باربر" و "قاب ساختمانی"

۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

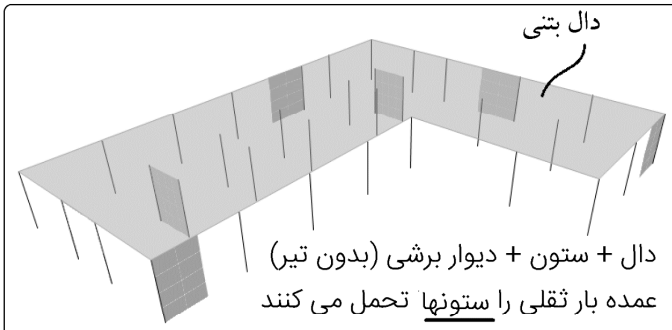
نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم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

۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

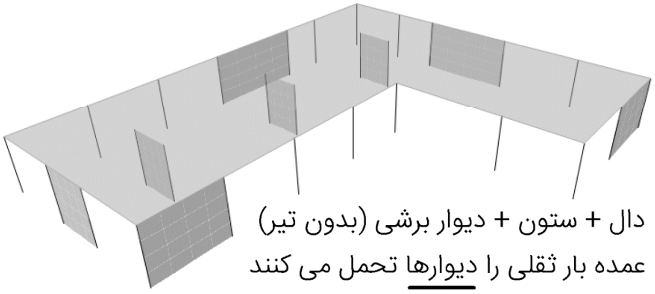
نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار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

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

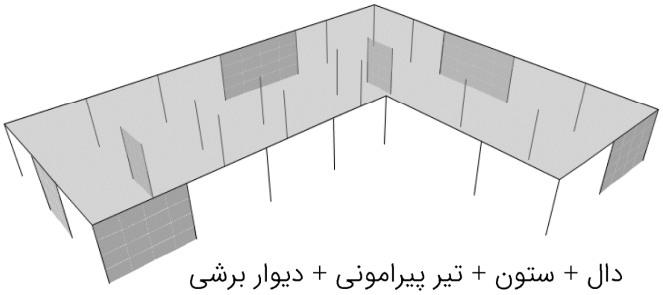
در مثالهای زیر فرض شده است که طراح از دال به عنوان سیستم باربر جانبی استفاده نمی کند



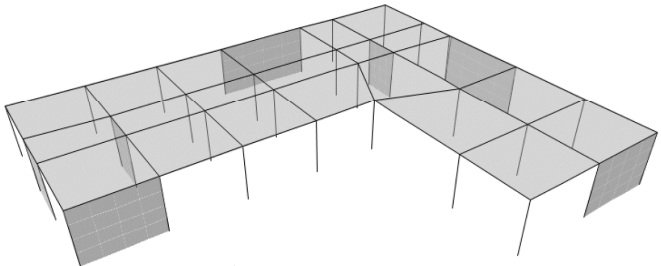
دال + ستون + دیوار برشی (بدون تیر)
عمده بار ثقلی را ستونها تحمل می کنند
قاب ساختمانی با دیوار برشی ویژه R=6



دال + ستون + دیوار برشی (بدون تیر)
عمده بار ثقلی را دیوارها تحمل می کنند
دیوار باربر با دیوار برشی ویژه R=5



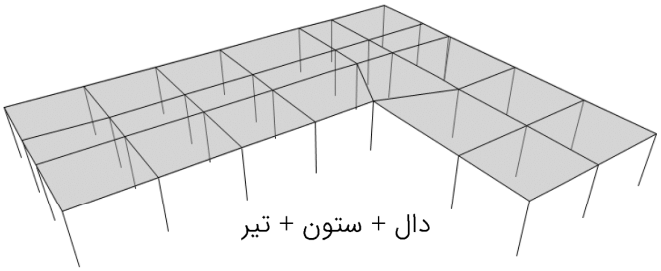
دال + ستون + تیر پیرامونی + دیوار برشی



دال + ستون + تیر + دیوار برشی

قاب به تنهایی بتواند 25 درصد زلزله را تحمل کند ⇦ دوگانه ⇦ قاب خمشی متوسط + دیوار برشی ویژه R=6.5

قاب به تنهایی نتواند 25 درصد زلزله را تحمل کند ⇦ قاب ساختمانی ⇦ قاب ساختمانی با دیوار برشی ویژه R=6



دال + ستون + تیر

قاب خمشی متوسط R=5

قاب خمشی ویژه R=7.5

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

موارد مطرح شده در صفحات قبل بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث نهم می باشند. در ادامه نظر ACI و نیز ASCE7 بیان شده است.

ACI-318-2019:

طبق بند زیر در ACI، می توان دال تخت همراه با ستون را به عنوان قاب خمشی متوسط در نظر گرفت:

18.4—Intermediate moment frames

18.4.1 *Scope*

18.4.1.1 This section shall apply to intermediate moment frames including two-way slabs without beams forming part of the seismic-force-resisting system.

از طرفی طبق توضیحات زیر در ACI-318-2019 استفاده از سیستم "قاب خمشی متوسط" و یا سیستم دوگانه با قاب خمشی متوسط در مناطق با دسته بندی لرزه ای D، E و یا E مناسب نمی باشد.

یعنی تنها در مناطق A, B, C استفاده از قاب خمشی متوسط را مجاز می داند:

ACI-318-2019

R18.2—General

Structures assigned to SDC D, E, or F may be subjected to strong ground motion. It is the intent of ACI Committee 318 that the seismic-force-resisting system of structural concrete buildings assigned to SDC D, E, or F be provided by special moment frames, special structural walls, or a combination of the two. In addition to 18.2.2 through 18.2.8, these structures also are required to satisfy requirements for continuous inspection (26.13.1.3), diaphragms and trusses (18.12), foundations (18.13), and gravity-load-resisting elements that are not designated as part of the seismic-force-resisting system (18.14). These provisions have been developed to provide the structure with adequate deformation capacity for the high demands expected for these seismic design categories.

The general building code may also permit the use of intermediate moment frames as part of dual systems for some buildings assigned to SDC D, E, or F. It is not the intent of ACI Committee 318 to recommend the use of intermediate moment frames as part of moment-resisting frame or dual systems in SDC D, E, or F. The general building code may also permit substantiated alternative or nonprescriptive designs or, with various supplementary provisions, the use of ordinary or intermediate systems for nonbuilding structures in the higher seismic design categories. These are not the typical applications that were considered in the writing of this chapter, but wherever the term "ordinary or intermediate moment frame" is used in reference to reinforced concrete, 18.3 or 18.4 apply.

ASCE-7-2016

TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter

	Risk Category	
Value of S_{DS}	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \le S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \le S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \le S_{DS}$	D	D

طبق نمونه محاسبات زیر تمامی

شهرهای ایران منطقه D محسوب میشود

$S_{DS} = A \times (S+1)$

A=0.2, خاک II ==> $S_{DS} = 0.2 \times 2.5 = 0.5$

A=0.2, خاک III ==> $S_{DS} = 0.2 \times 2.75 = 0.55$

A=0.3, خاک II ==> $S_{DS} = 0.3 \times 2.5 = 0.75$

A=0.35, خاک III ==> $S_{DS} = 0.35 \times 2.75 = 0.9625$

با توجه به مطالب فوق تقریبا تمامی شهرهای ایران جزو مناطق D محسوب می شوند و بنابراین طبق نظر ACI در کلیه مناطق ایران توصیه نمی شود از سیستم دال + ستون به عنوان سیستم باربر جانبی لرزه ای استفاده شود.

:ASCE-7-2016

طبق جدول زیر از ASCE-7-2016 ،

- استفاده از قاب خمشی متوسط در مناطق D غیر مجاز (NP) می باشد.
- استفاده از سیستم دوگانه "قاب خمشی متوسط +دیوار برشی ویژه" در مناطق D مجاز است (با حداکثر ارتفاع مجاز 160 ft=49 m)

Table 12.2-1 Design

Seismic Force-Resisting System	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[d] — Seismic Design Category B	C	D[e]	E[e]	F[f]
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS					
1. Steel special moment frames	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	NL	NL	35[k]	NP[k]	NP[k]
4. Steel ordinary moment frames	NL	NL	NP[j]	NP[j]	NP[j]
5. Special reinforced concrete moment frames[m]	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	NL	NL	NP	NP	NP
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES					
1. Steel special concentrically braced frames[p]	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls[g,h]	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	NL	NL	NP	NP	NP

NL = Not Limited
NP = Not Permitted

تقریبا تمامی شهرهای ایران جزو مناطق D محسوب می شوند. طبق نظر ASCE-7-2016 می توان از ترکیب "دال – ستون و دیوار برشی بتنی ویژه" به عنوان سیستم دوگانه استفاده کرد.

توجه کنید که دراین حالت سازه باید فاقد تیر باشد (دال بدون تیر) و علاوه بر آن دال+ستون باید توانایی تامین ضابطه ۲۵ درصد را داشته باشد و همچنین ضوابط مربوط به دالهای قاب خمشی متوسط در ACI نیز رعایت شود (فصل ۱۸ در ACI-319).

بنابراین اگر دهانه های مورد نظر دارای تیر باشند، نمی توان آنرا جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای دانست. از طرفی اگر سازه فاقد تیر باشد، شاید تامین ضابطه ۲۵ درصد کمی چالش برانگیز باشد.

نظر پروفسور Moehle 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.

طبق توضیحات زیر که از طرف دفتر تدوین ارائه شده است، برای صرف نظر کردن از مشارکت دال بتنی در تحمل زلزله پیشنهاد شده است که ضریب ترک خوردگی دال بتنی عددی نزدیک به صفر منظور شود.

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 نسخهٔ موجود استاندارد 2800، استفاده از سیستم توام دال تخت و ستون به همراه دیوار برشي به عنوان سیستم دوگانه فقط براي ساختمان‌هاي حداکثر تا 3 طبقه و یا با ارتفاع تا 10 متر مجاز است. در این حالت مي‌توان اجزاي دال تخت را با یک ضریب ترک خوردگي مناسب که در آیین نامه‌هاي معتبر ذکر شده است (مثلا با ضریب 0/25) تحت بارهاي قائم و جانبي مدل نمود.
براي ساختمان‌هاي بلندتر، مي‌توان در بارگذاري قائم دال تخت را بر اساس ضریب ترک خوردگي مذکور در بند قبلي مدل سازي کرد؛ ولي در مقابل بار جانبي منطقي است که ضریب ترک خوردگي دال را عددي نزدیک به صفر در نظر گرفت.

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

تعریف "سیستم قاب ساختمانی"، "سیستم دیوار باربر" و "دیوار باربر" در ASCE-7-2016:

Building Frame System: A structural system with an essentially complete space frame providing support for vertical loads. Seismic force resistance is provided by shear walls or braced frames.

WALL SYSTEM, BEARING: A structural system with bearing walls providing support for all or major portions of the vertical loads. Shear walls or braced frames provide seismic force resistance.

Bearing Wall: Any wall meeting either of the following classifications:

1. Any metal or wood stud wall that supports more than 100 lb/linear ft (1,459 N/m) of vertical load in addition to its own weight.
2. Any concrete or masonry wall that supports more than 200 lb/linear ft (2,919 N/m) of vertical load in addition to its own weight.

- توجه شود که در تعریف فوق بین "BEARING WALL SYSTEM" و "Bearing Wall" تفاوت هست.
- از بندهای فوق چنین استنباط میشود که اگر "عمده" بارهای ثقلی توسط دیوارها تحمل شود و نیروی جانبی زلزله نیز توسط دیوار ها تحمل شوند، "سیستم دیوار باربر" خواهیم داشت.

۲ نکات طراحی سقف وافل

نکات مهمی که در طراحی این سقف ها باید در نظر گرفت:

۱- مدلسازی صحیح سقف و ضرایب اصلاح سختی خمشی آن (m11, m22, m12). این ضرایب توزیع لنگر خمشی در طول سقف را تحت تاثیر قرار میدهد و بر نتایج میلگردهای خمشی سقف تاثیر گذار است.

۲- منظور کردن ضریب صحیح سختی پیچشی (J) برای تیرهای تکیه گاهی سقف. این ضریب شرایط تکیه گاهی لبه های سقف را تحت تاثیر قرار داده و بر نتایج میلگردهای خمشی سقف تاثیر گذار است.

۳- طراحی خمشی تیرچه های سقف و کنترل حداقل و حداکثر آرماتور خمشی تیرچه ها

۴- کنترل برش تیرچه ها و ضوابط آرماتورهای عرضی

۵- کنترل خیز و لرزش سقف

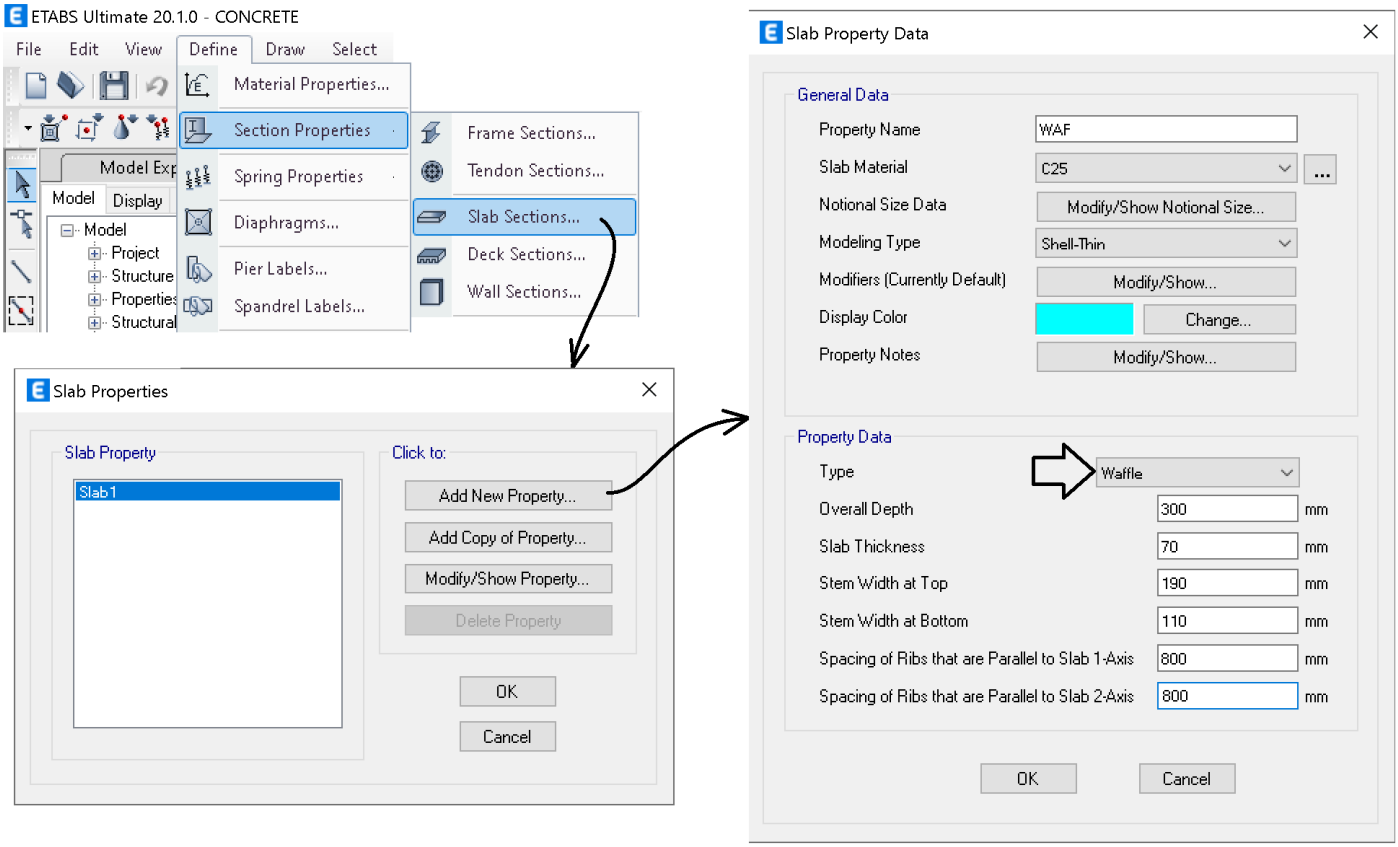
۶- نکات مربوط به طراحی

در ادامه موارد فوق با جزئیات بیشتر مورد بررسی قرار میگیرد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۲-۱ تعریف هندسه سقف وافل در ایتبس

- در ایتبس های ورژن جدید می توان سقف وافل با ابعاد مورد نظر را مطابق شکل زیر تعریف نمود.
- در این حالت نرم افزار وزن مربوط به بتن سقف را صحیح محاسبه کرده و نیازی به اصلاح ضرایب جرم و سختی نمی باشد.



- ابعاد مقطع تیرچه ها وابسته به هندسه قالبهای وافل دارد و متغیر است.

۲-۲ ضرایب سختی دالها

- مطابق جدول زیر از مبحث نهم، ضرایب اصلاح سختی خمشی **دالها** و **تیرها** بهتر است به ترتیب برابر 0.25 و 0.35 وارد شود.
- سقف وافل با ابعاد رایج در کشور عموما جزو دالها محسوب میشود و بهتر است ضوابط مربوط به دالها (از جمله ضرایب ترک خوردگی) در مورد آنها منظور شود. در این مورد در بند بعدی توضیحات بیشتر ارائه شده است.
- هنگام کنترل کفایت سیستم باربر جانبی لرزه ای شاید لازم باشد ضرایب سختی دال در یک فایل مجزا عددی نزدیک به صفر وارد شود که در این مورد در ادامه توضیح داده خواهد شد.

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

توجه: سقف تیرچه بلوک هنگام تعریف از نوع membrane تعریف می شود و در نتیجه لبه های دال در اتصال به سازه به صورت مفصلی عمل میکنند و بنابراین در باربری جانبی مشارکت نمی کند.

سقف وافل بر خلاف سقف تیرچه بلوک در قسمت دال تعریف شده و از نوع shell تعریف میشود. در این حالت لبه های دال پیوسته عمل کرده و همانند تیرها به صورت المان خمشی در باربری جانبی مشارکت میکند.

ابعاد تیرچه ها در سقف وافل عموما به گونه است که این سقف ها جزو سیستم تیرچه دوطرفه محسوب شده و بهتر است مشابه دالهای دوطرفه عمل شود و در نتیجه ضرایب سختی خمشی این دالها را می توان مطابق شکل فوق تعریف نمود.

۲-۳ فایلهای مورد نیاز در ETABS

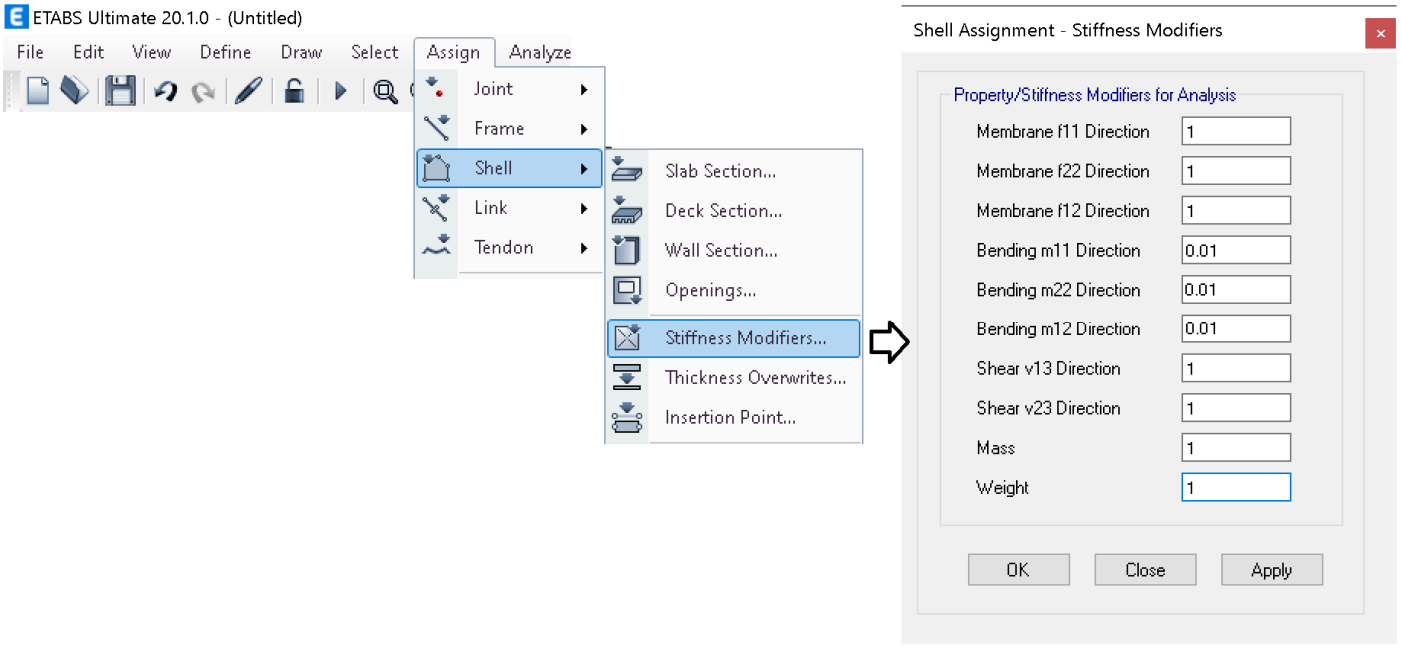
۱- فایل MAIN: در این فایل رفتار واقعی سازه بررسی می شود. سقف از نوع shell و با سختی واقعی (با اعمال ضریب کاهش سختی m11=m22=m12=0.25) مدل خواهد شد.

- مواردی که توصیه می شود طراح در فایل Main.edb کنترل نماید:
  - کنترل کفایت تمامی اجزای باربر شامل تیر، ستون و دیوار
  - طراحی اجزای دال و از جمله طراحی کولکتورها و کوردها. بدین منظور باید دیافراگم از نوع semi-rigid تعریف شود.
  - کنترل دریفت و نامنظمی پیچشی (در رابطه با اینکه دریفت در کدامیک از دو فایل Main و یا Lateral کنترل شود اختلاف نظر هست).
  - توصیه میشود استخراج نیرو ها و ارسال آنها به نرم افزار SAFE جهت طراحی پی از طریق این فایل انجام شود (در این مورد نیز بین محاسبین اختلاف نظر هست).

۲- فایل Lateral: در این فایل از مشارکت دال بتنی صرف نظر می شود. بدین منظور سختی خمشی المانهای shell عددی نزدیک به صفر (m11=m22=m12=0.01) وارد خواهد شد (و یا از المان membrane استفاده خواهد شد).

- **<u>این فایل تنها زمانی لازم است که دال جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای محسوب نشود.</u>**
- آنچه که طراح در فایل Lateral.edb کنترل می نماید:

  کنترل سیستم باربر جانبی شامل تیر، ستون و یا دیوار برشی
- توجه: طراحی خود دال نباید در این فایل انجام شود. همچنین طراحی پیچشی تیرها به جهت غیرواقعی بودن مدلسازی لازم نیست در این فایل کنترل شود.
- توجه شود که سیستم باربر جانبی لرزه ای باید **<u>در هر دو مدل</u>** (Main و Lateral) کنترل شود.



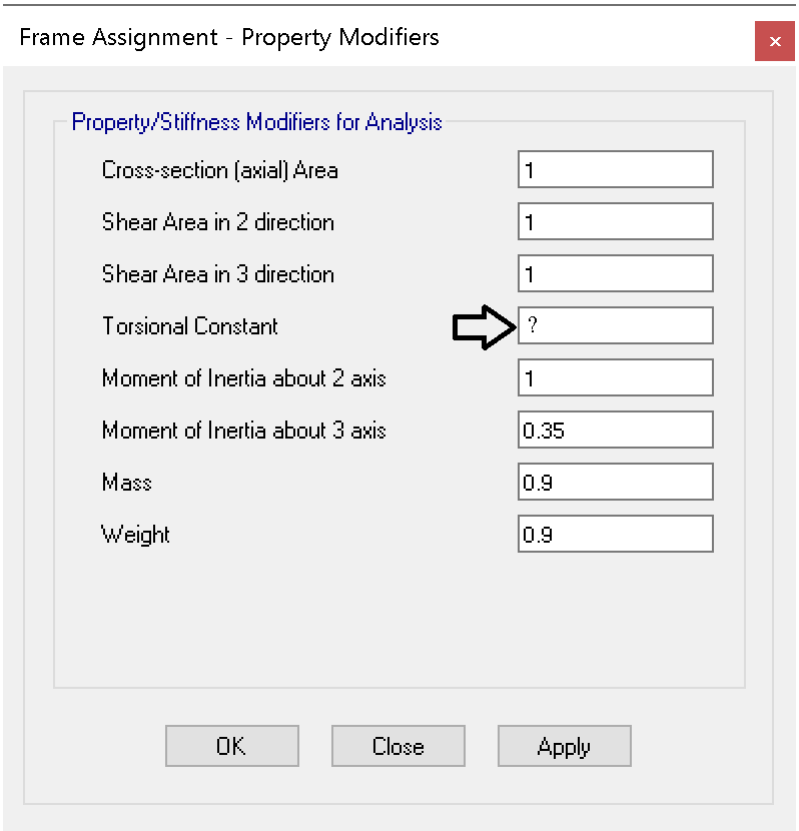
۳- فایل Deflection: در این فایل خیز دال کنترل می گردد. ضرایب سختی دال در این فایل توسط نرم افزار محاسبه میشود و بنابراین لازم نیست کاربر ضرایب سختی برای دال اعمال کند. توضیحات کاملتر در مورد این فایل در قسمت کنترل خیز تشریح شده است.

۴- فایل Period: در این فایل دوره تناوب تحلیلی سازه محاسبه میشود و توصیه میشود ضرایب سختی دال در این فایل برابر m11=m22=m12=0.35 وارد شود.

۲-۱ ضرایب اصلاح سختی خمشی تیرهای اصلی

در فایل Main، مدلی از سازه که در آنها سختی خمشی دالها منظور شده است (m11=m12=m12=0.25)، اتصال دالها به تیرها به صورت صلب خواهد بود. در این حالت ضرایب سختی پیچشی تیرهای تکیه گاهی دارای اهمیت خواهد بود. در این مدل بهتر است به جای استفاده از مقادیر تقریبی مانند j=0.15 مقادیر دقیق محاسبه و اعمال شود. برای توضیحات بیشتر در مورد نحوه محاسبه مقدار ضریب J به بند Error! Reference source not found. مراجعه کنید.

همچنین در این زمینه پلاگین هایی نوشته شده اند که می توانند این ضریب را اعمال کنند.



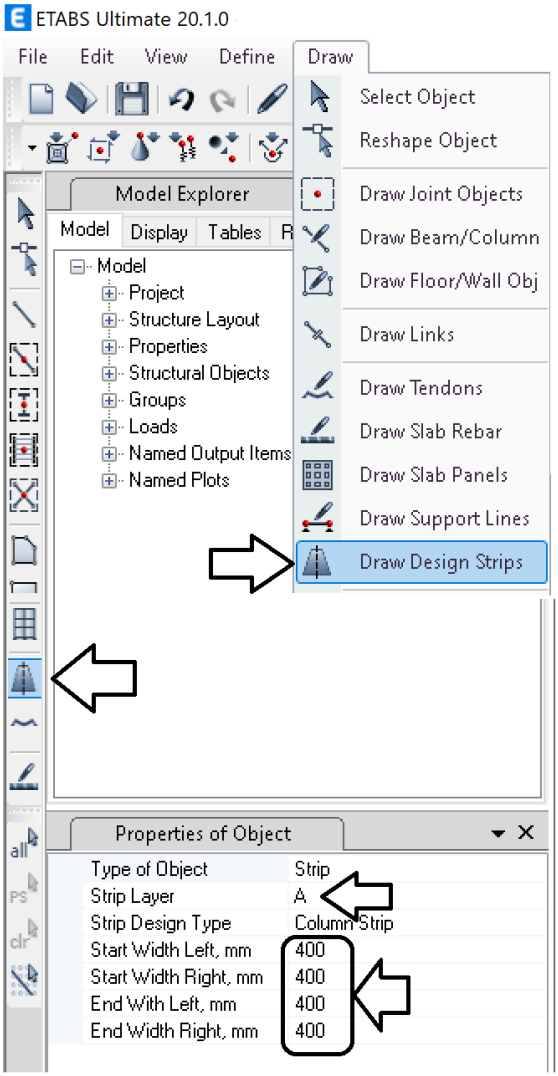
- در فایل Lateral توصیه می شود ضریب سختی پیچشی عددی نزدیک به صفر (0.01) وارد شود در غیر این صورت ممکن است مقادیر پیچش نامتعارف در تیرها ایجاد شود. توجه شود که طراحی و کنترل پیچشی تیرها در فایل Main انجام شده است.

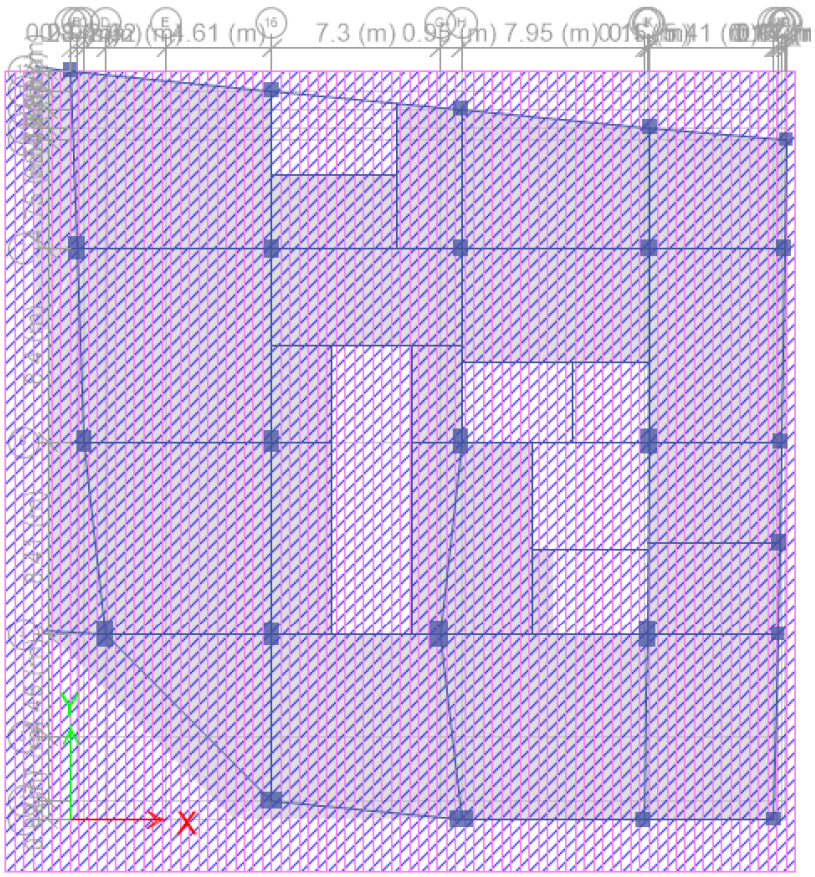
۲-۱ طراحی میلگردهای خمشی سقف وافل

- طراحی میلگردهای خمشی دال در فایل Main انجام خواهد شد.
- نرم افزار ایتبس تنها در ورژن ETABS 20.1.0 قادر به طراحی صحیح میلگرد خمشی سقف وافل می باشد.
- ورژنهای پایین تر ایتبس قادر به طراحی صحیح میلگردهای خمشی سقف وافل نیستند (پیغام Failure صادر میکنند).
- ورژنهای اخیر نرم افزار SAFE (برای مثال ورژنهای ۱۶ و بالاتر) نیز قادر هستند میلگردهای خمشی سقف وافل را محاسبه کنند.

در این نوشتار نحوه طراحی میلگردهای خمشی سقف وافل در ورژن 20.1.0 تشریح شده است (طراحی در SAFE هم به مشابه همین روند است).

جهت طراحی ابتدا مطابق شکل زیر نوارهای طراحی در طبقه مورد نظر ترسیم شوند. **بهتر است عرض نوارهای طراحی برای فاصله تیرچه ها منظور شود** تا استخراج نتایج آسان شود. برای مثال اگر فاصله تیرچه های سقف وافل از هم برابر 800mm باشد، میتوان مطابق شکل زیر عرض هر طرف نوار را برابر 400mm وارد نمود. پس از ترسیم یکی از نوارها میتوان با استفاده از ابزار کپی (replicate) بقیه را ترسیم نمود. بهتر است لایه (strip layer) یکی از جهت ها A و دیگری B انتخاب شود تا موقع نمایش میلگرد بتوان به صورت مجزا نمایش داد.

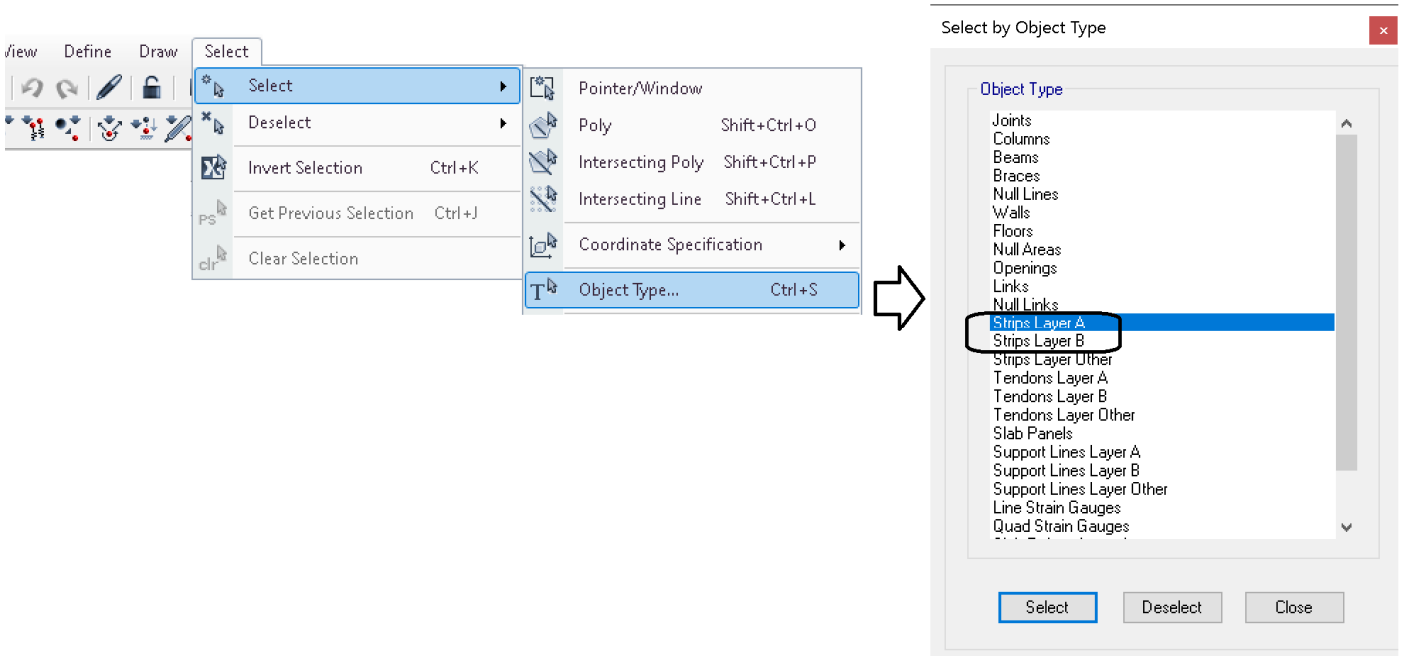




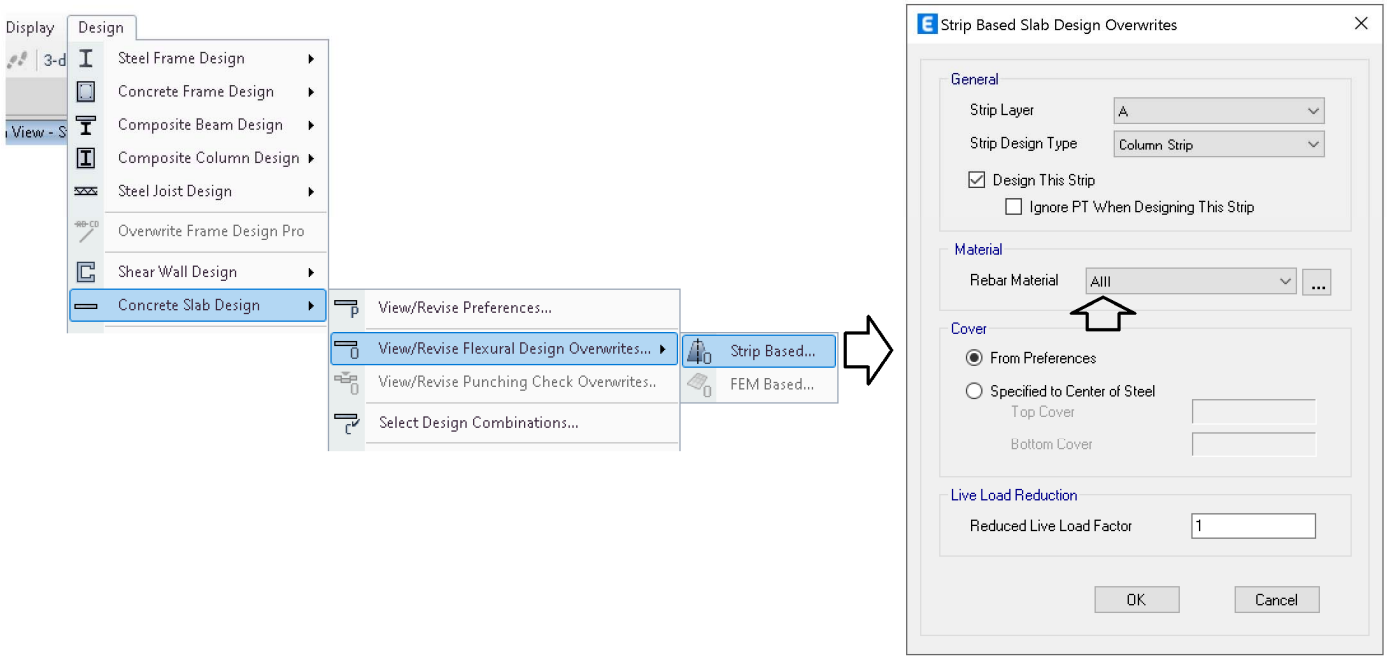
توجه شود که محاسبه میلگردهای دال توسط نرم افزار بر اساس نتایج اجزا محدود می باشد و لازم نیست مطابق روشهای مربوط به محاسبات دستی نوارهای ستونی و میانی با ابعاد توصیه شده در کتب طراحی استفاده شود.

۲-۱-۱ کنترل مشخصات میلگرد خمشی سقف

مطابق شکل زیر می توان نوارهای طراحی رسم شده را انتخاب نمود.



پس از انتخاب نوارهای طراحی مطابق شکل زیر کنترل نمایید که میلگردهای طراحی نوارهای انتخاب شده صحیح انتخاب شده باشد.



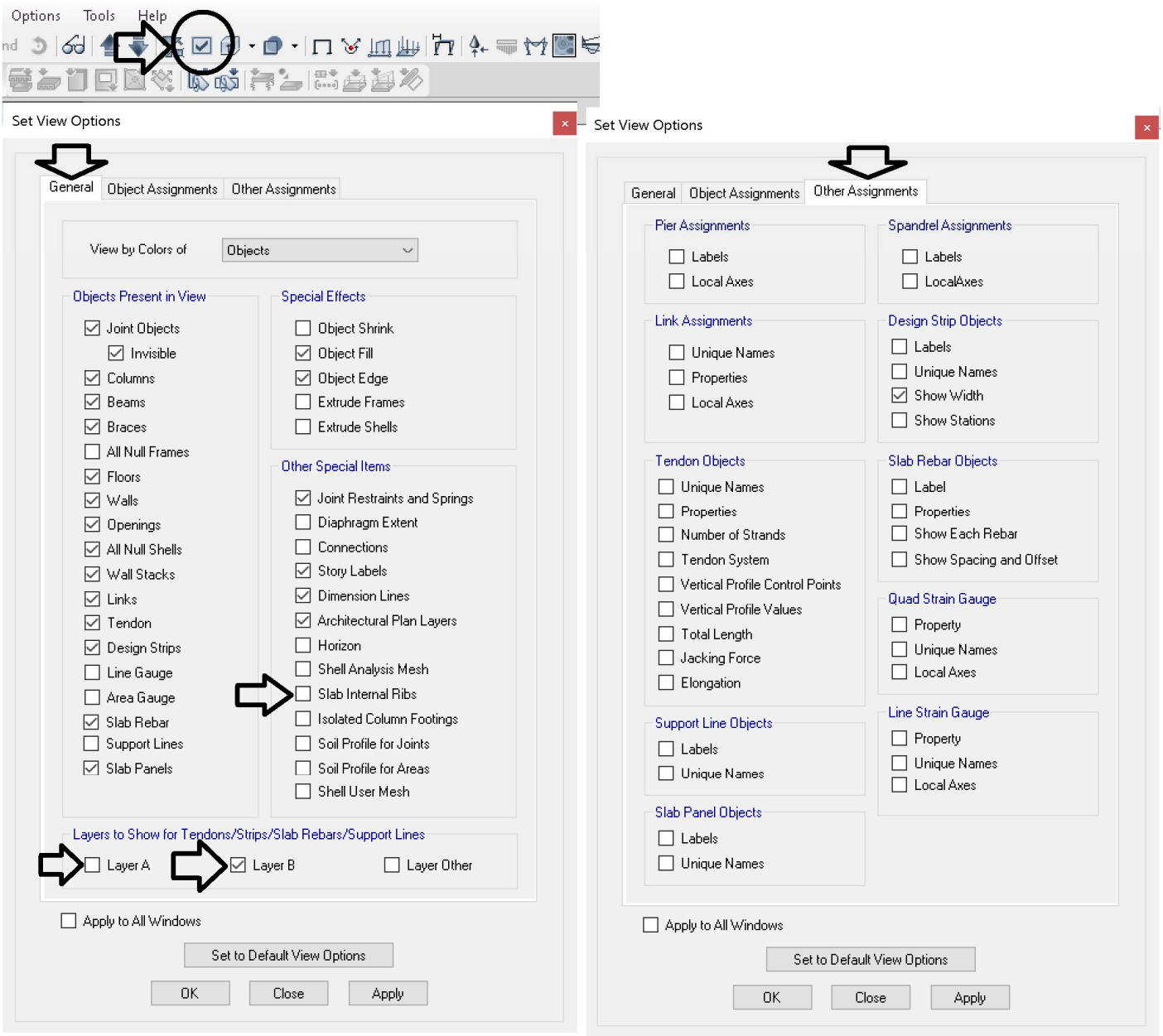
- نوع نوار (Column strip یا Middle Strip) تاثیری در نتایج ندارد.

از طریق گزینه های زیر میتوان موارد زیر را نمایش داد:

Slab internal ribs: نمایش شماتیک ابعاد تیرچه ها در سقف وافل

Layer A وLayer B: نمایش نوارهای طراحی ترسیم شده

Show width: نمایش عرض نوار طراحی ترسیم شده

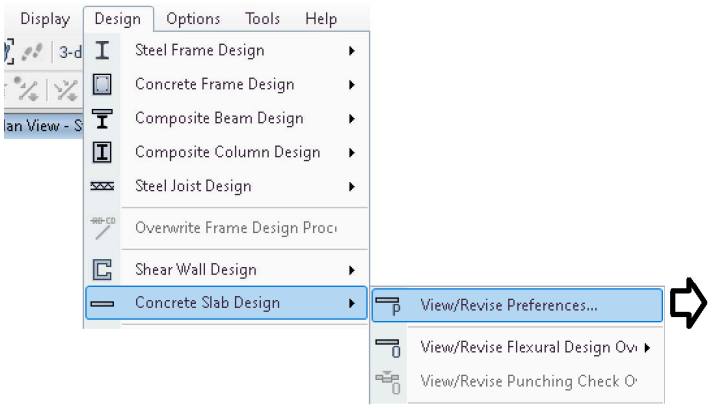


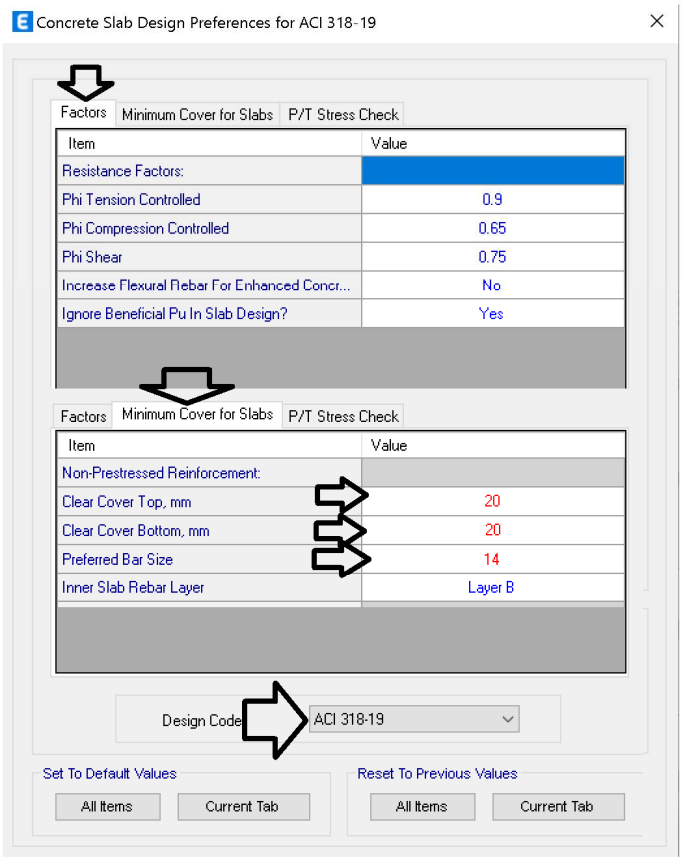
۲-۱-۲ تنظیمات طراحی

قبل از طراحی دال وافل بهتر است تنظیمات طراحی دال مطابق شکل زیر کنترل گردد.

در شکل زیر آیین نامه ACI-318-19 انتخاب شده است که مبحث نهم نیز برگرفته از این آیین نامه میباشد.

همچنین پوشش "خالص" و سایز احتمالی میلگرد مورد استفاده مشخص گردد. توجه شود که نرم افزار مشابه دالها یکی از لایه ها را داخلی و دیگری را خارجی فرض میکند. بنابراین بسته به این ترسیم نوارهای طراحی با نام لایه A باشد یا B پوشش میلگرد فرق خواهد کرد که میتوان از این تقریب صرف نظر کرد.

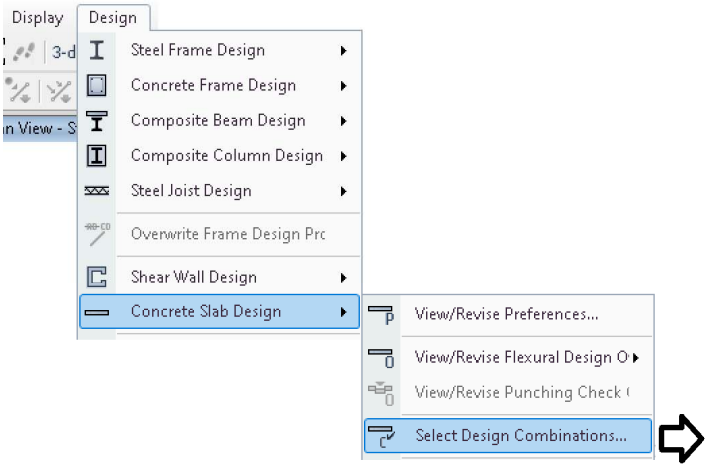


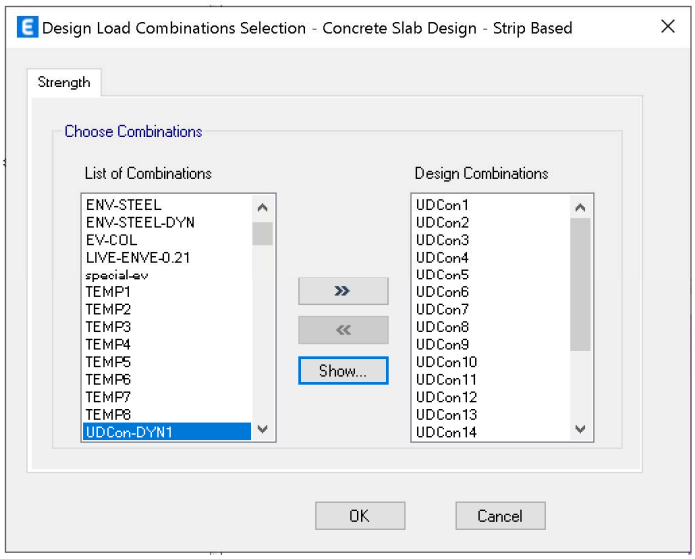


ترکیب بارهای طراحی دال را مطابق شکل زیر انتخاب نمایید.

سوال: اگر دال بتنی سقف جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای منظور نشده باشد، آیا طراحی خمشی سقف تنها تحت ترکیب بارهای ثقلی کفایت می کند؟

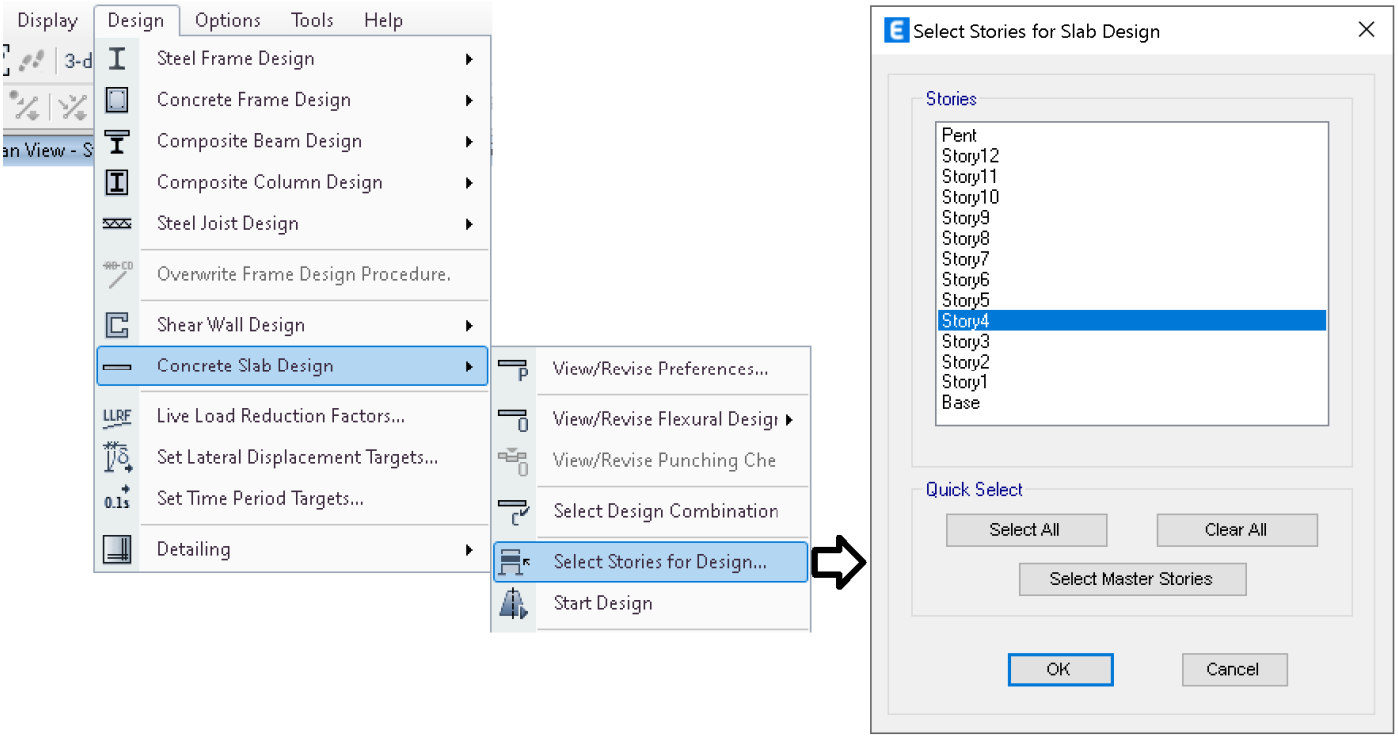
پاسخ: توجه شود که تمامی اجزای سازه ای (چه آنهایی که جزئی از سیستم لرزه ای هستند و چه آنهایی که نیستند) باید برای بارهای لرزه ای کنترل شوند. بنابراین توصیه می شود طراحی دال تحت تمامی ترکیب بارها انجام شود. برای طراحی می توان از همان ترکیب بارهایی که برای طراحی اسکلت بتنی استفاده شده است (استاتیکی و یا دینامیکی) استفاده کرد.



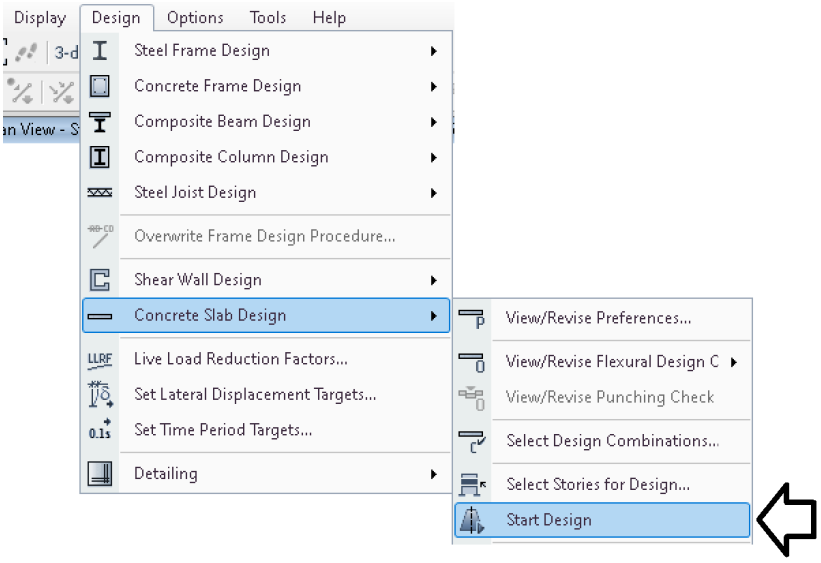


 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

در نرم افزار EATBS بر خلاف نرم افزار SAFE، سازه شامل چندین طبقه میباشد و با توجه به زمان بر بودن طراحی دلها در کل سازه، در مورد طراحی دالها باید طبقه (یا طبقاتی) که لازم است نرم افزار طراحی کند، می توان مطابق شکل زیر انتخاب کرد:

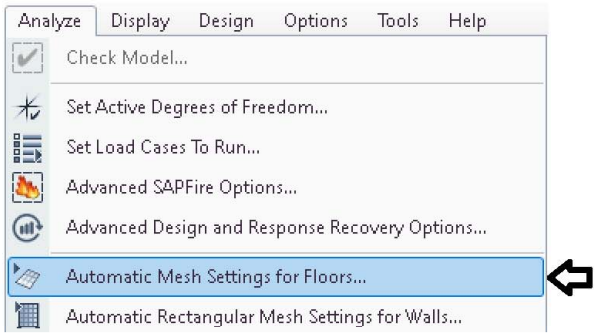


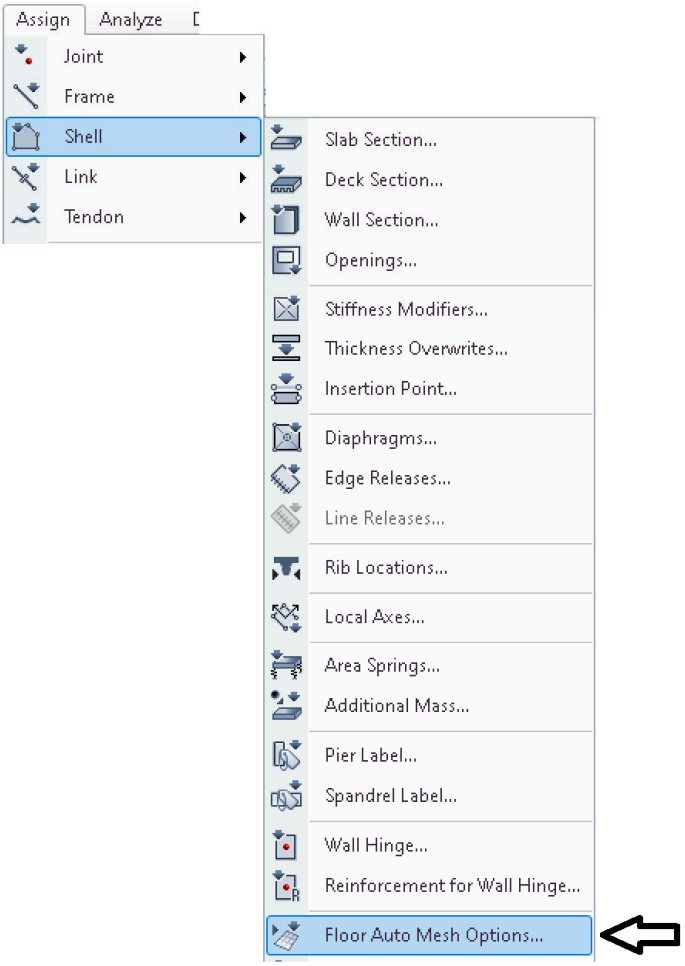
پس از تنظیمات فوق، مطابق شکل میتوان طراحی را انجام داد:



۲-۱-۱ انتخاب سایز مش مناسب

سایز مش بندی دال می تواند در نتایج طراحی دال تاثیرگذار باشد. این تاثیر بر تحلیل و طراحی دال بیشتر از اسکلت اصلی سازه میباشد. بنابراین اگر سایز مش درشت هست بهتر است کاهش دهیم. در صورت انتخاب مش اتوماتیک (پیش فرض برنامه)، برای انتخاب سایز مش بندی هم میتوان برای کل سازه از طریق منوی Analyze اقدام کرد و هم میتوان کف مورد نظر را انتخاب کرده و از طریق منوی Assign سایز مش برای کف ها تعیین کرد (شکل زیر):

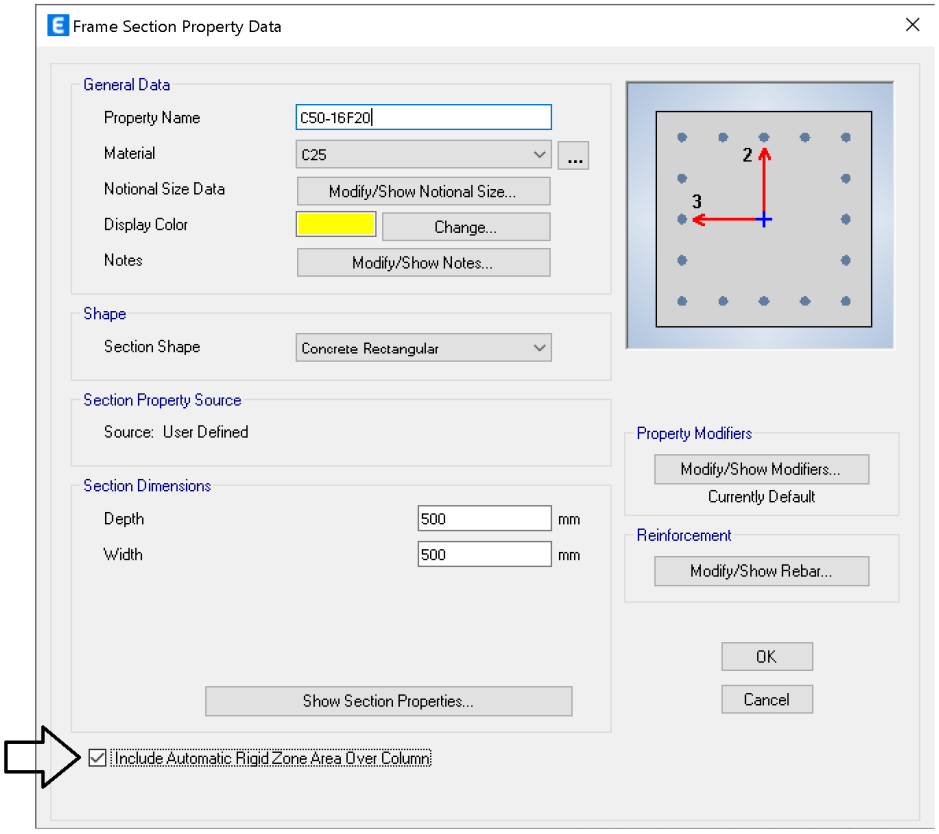




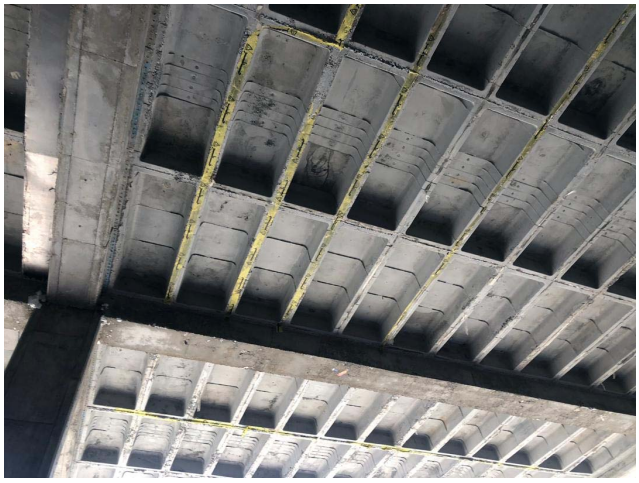
۲-۱-۲ اختصاص ناحیه صلب به ناحیه مشترک ستون و دال

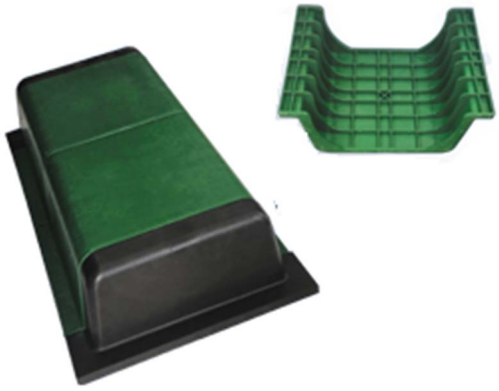
در ورژنهای جدید ETABS میتوان همانند نرم افزار SAFE در سر ستونها یک کف صلب تعریف کرد. بدین منظور می توان مطابق شکل زیر هنگام تعریف ستونها گزینه …. include را انتخاب نمایید.

- فعال کردن این گزینه به ویژه در طراحی سقف هایی که فاقد تیر هستند، توصیه میشود.
- فعال کردن این گزینه بر خیز دالها می تواند تاثیرگذار باشد.
- در طراحی خود سازه توصیه نمی شود از این گزینه استفاده شود.



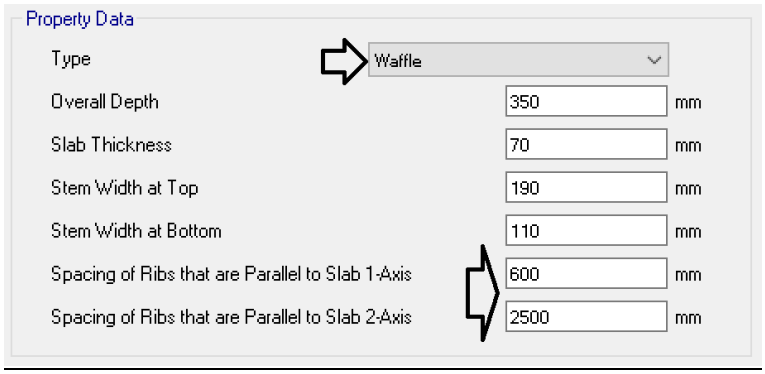
۲-۱-۱ وافل یک طرفه



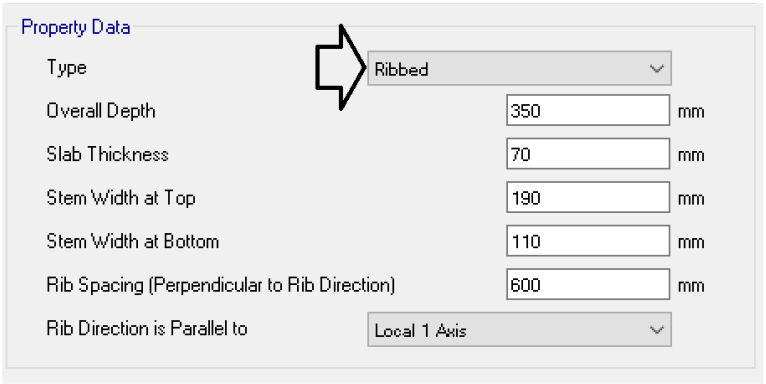


در صورت استفاده از قالب مستطیلی سقف وافل ممکن است رفتار یک طرفه داشته باشد.

- در عمل در هر صورت بخشی بار در راستای عرضی نیز از طریق کلافهای متعامد منتقل خواهد شد و رفتار واقعی کاملا یک طرفه نخواهد بود.
- در صورتی که رفتار یک طرفه برای این نوع سقف "فرض" شود، تیرچه های فرعی نقش کلاف عرضی را خواهند داشت (مشابه کلافهای عرضی در سقف تیرچه بلوک). در این حالت فرض می شود کل وزن سقف به صورت یک طرفه منتقل می شود و از طریق کلاف های عرضی باری منتقل نمی شود.
- اگر برای تعریف این نوع سقف مطابق شکل زیر از المان سطحی waffle (از نوع shell) استفاده شود، در نرم افزار عملا بار به صورت دو طرفه (به نسبت سختی دو راستا) منتقل میشود که با فرض یک طرفه برای سقف همخوانی ندارد و بنابراین صحیح نخواهد.



- حتی در صورت انتخاب المان سطحی Ribbed (از نوع shell) نیز انتقال بار به صورت دو طرفه انجام خواهد شد. در این حالت نرم افزار به نسبت سختی معادل در دو راستا بار را منتقل می کند که با فرض یک طرفه برای سقف همخوانی ندارد و بنابراین صحیح نخواهد.

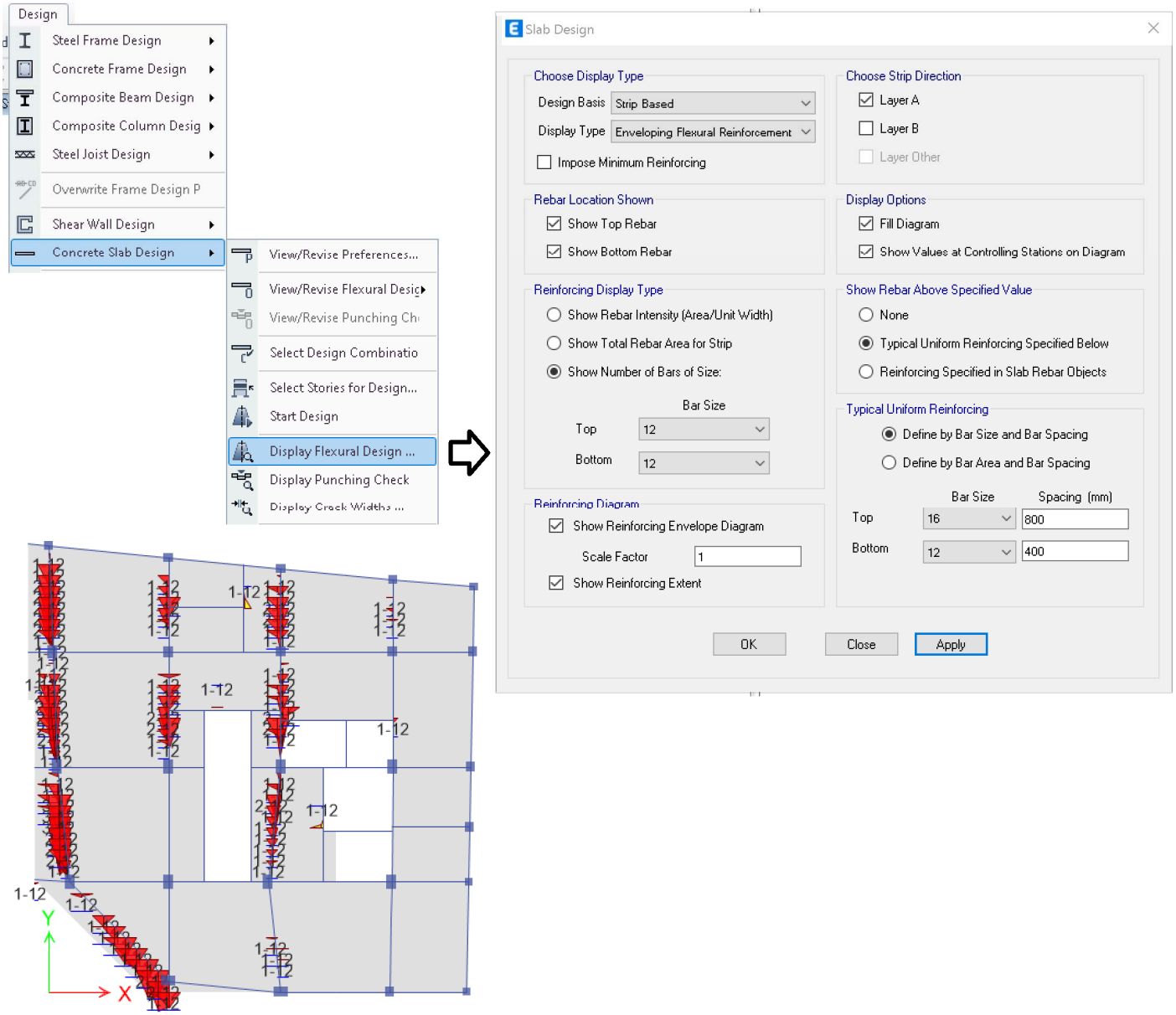


- در صورت تعریف سطح ribbed (مطابق شکل فوق) میتوان پس از ترسیم سطوح سختی m22=m12=v13 را عددی ناچیز (0.01) وارد نمود. در این صورت عمده بار به صورت یک طرفه (در راستای تیرچه ها) منتقل میشود و با تقریب می توان قبل کرد.
- به جای روش فوق میتوان پس از ترسیم می توان لبه هایی را که لازم نیست بار را منتقل کنند، از طریق edge releases در منوی Assign/shell آزاد کرد (تمامی نیروها در دو لبه ای که بار منتقل نمی کنند باید آزاد شود).

۲-۱-۲ استخراج آرماتورهای خمشی دال

استخراج میلگردهای خمشی تیرچه ها مشابه نرم افزار SAFE و طراحی پی می باشد.

- دقت شود که عرض نوارهای طراحی برابر فاصله تیرچه ها تعریف شده است.
- اعداد وارد شده در شکل زیر با این فرض است که فواصل تیرچه ها 800mm بوده و تیرچه شامل میلگرد سراسری تحتانی 2 φ12 و میلگرد فوقانی سراسری 1φ16 می باشد. و میلگردهای تقویتی با قطر ۱۲ میلیمتر فرض شده است.



- توجه: اعداد نمایش داده شده در شکل فوق مقدار میلگرد تقویتی منفی را روی آکس تیر نشان میدهد. طراح میتواند موقع خواندن میلگردهای تقویتی، مقدار میلگرد را در بر تیر بخواند که در این صورت ممکن است اندکی کمتر از مقدار نمایش داده شده باشد.

۲-۱-۱ آرماتور حداقل تیرچه ها

همانطور که قبلا در ابتدای این فصل اشاره شد، سقف های وافل با ابعاد متعارف عموما جزوه دالهای دوطرفه محسوب میشوند. بنابراین به لحاظ حداقل میلگرد خمشی لازم باید مطابق دالهای دوطرفه با آنها برخورد شود.

در دالهای دوطرفه در وجه کششی باید حداقل به میزان 0.0018 برابر سطح مقطع دال میلگرد قرار داده شود. سطح مقطع دال در سقف وافل متغیر هست. در محل تقاطع تیرچه ها مقطع توپر محسوب شده و در خارج از محل تقاطع تیرچه ها مقطع تنها شامل مقطع تیرچه و بتن رویه میباشد.

توصیه میشود برای محاسبه آرماتور حداقل خمشی در این سقف ها از "ضخامت معادل" استفاده شود. وزن هر مترمربع دال توپر با ضخامت معادل برابر وزن هر مترمربع سقف وافل می باشد. بنابراین ضخامت معادل سقف وافل برابر است با:

$$t_{\text{معادل}} = \frac{\text{وزن یک متر مربع سقف وافل}}{\text{وزن مخصوص بتن آرمه}}$$

برای مثال اگر وزن هر متر مربع سقف وافل برابر $390\frac{kg}{m^2}$ باشد، ضخامت معادل سقف برابر $t_{\text{معادل}} = \frac{390\frac{kg}{m^2}}{2500\frac{kg}{m^3}} = 0.156\,m = 156\,mm$ خواهد بود.

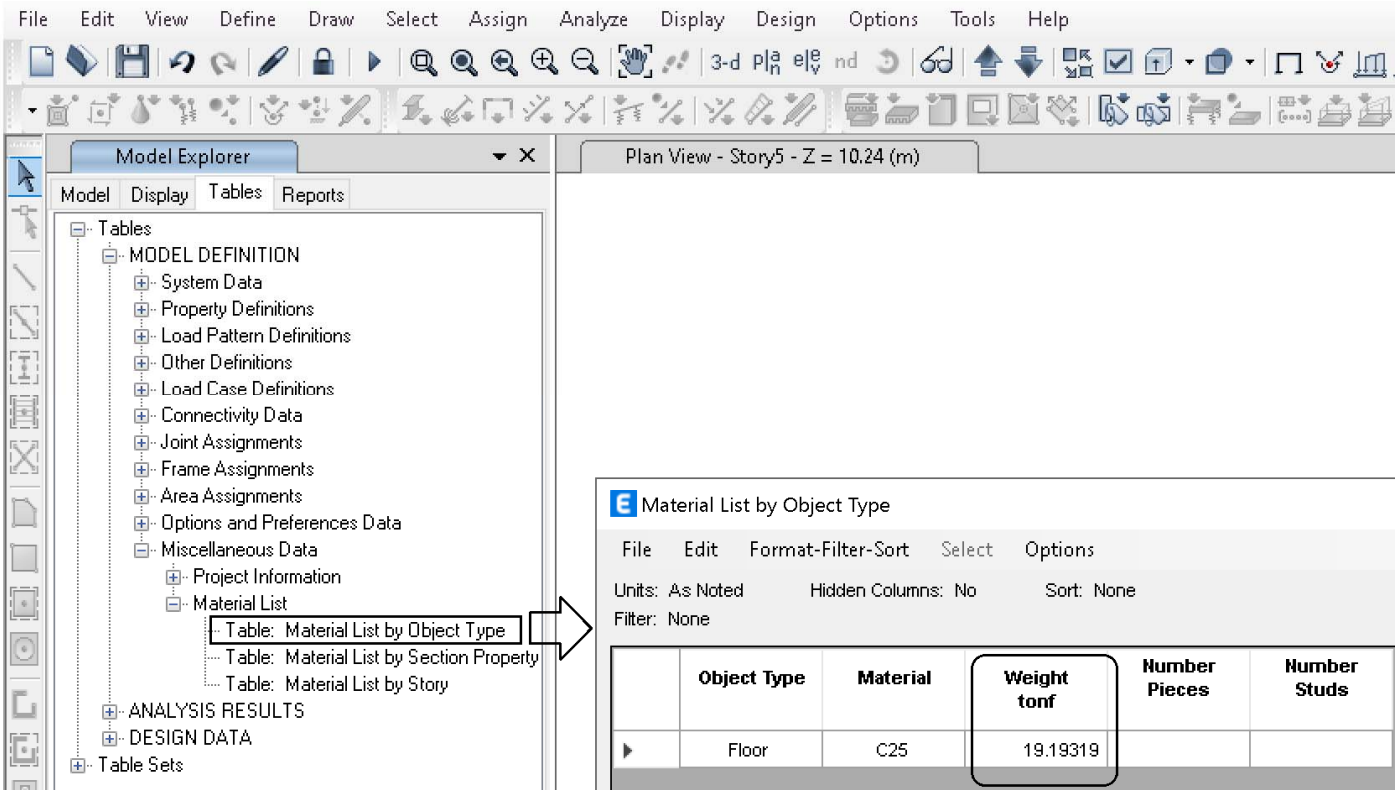
در این حالت اگر فاصله تیرچه ها از هم برابر $800\,mm$ باشد، مساحت آرماتور حداقل تحتانی هر کدام از تیرچه ها برابر خواه بود با:

$$A_{s-min} = 0.0018(156\,mm \times 800\,mm) = 224\,mm^2$$

که معادل حدودا $2\varphi 12$ می باشد.

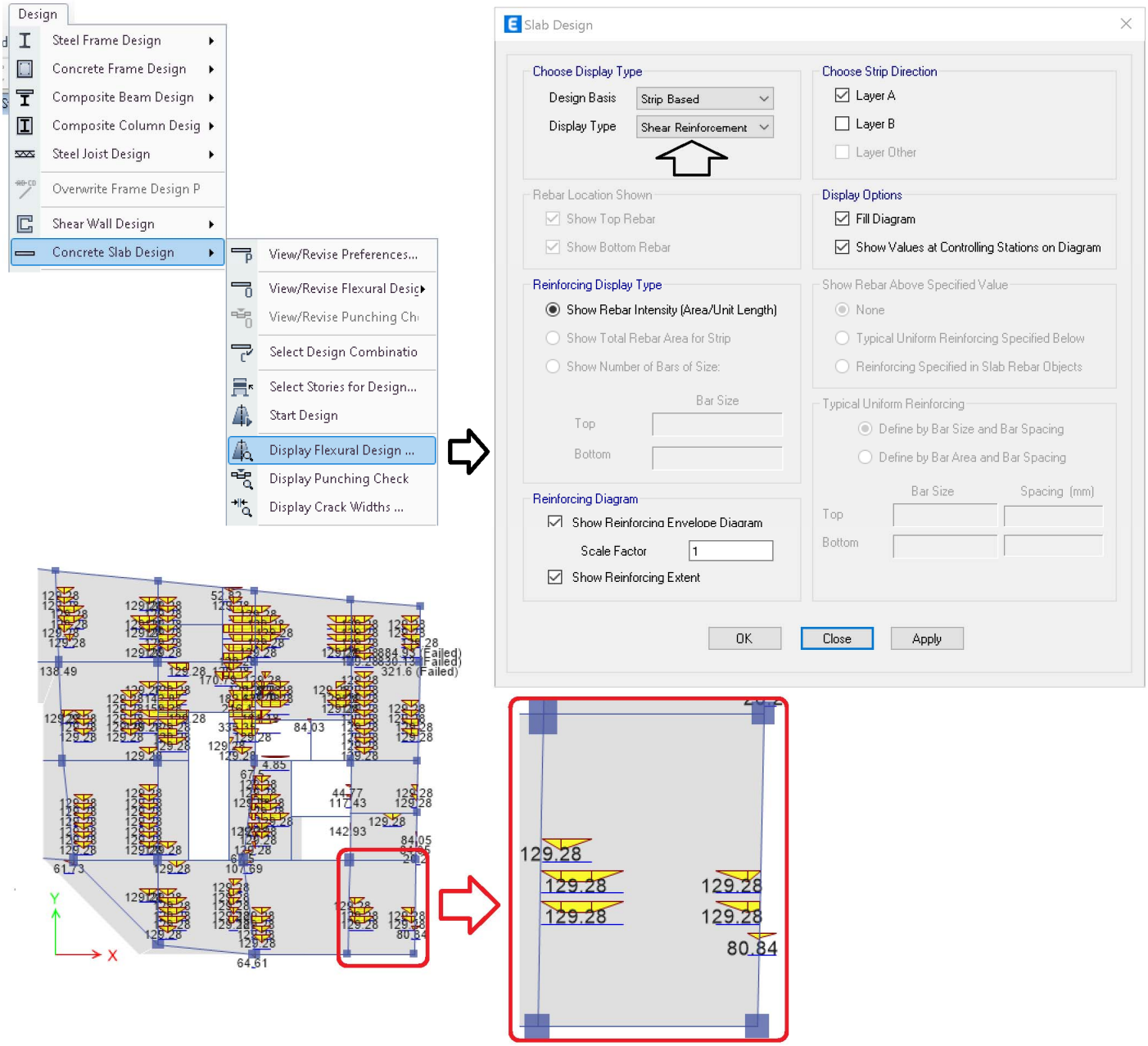
مجموع مساحت میلگرد فوقانی و میلگرد افت و حرارت که در بتن رویه قرار می گیرد نیز باید برابر همان مقدار فوق باشد. بنابراین اگر بین تیرچه ها یک میلگرد افت و حرارت $\varphi 8$ استفاده شود، مساحت حداقل میلگرد فوقانی برابر خواهد بود با $224 - 50 = 174\,mm^2$.

نکته: در ایتبس می توان یکی از سقف های ترسیم شده را انتخاب کرد و سپس مطابق شکل زیر وزن سقف انتخاب شده (وزن بتن مربوط به سقف وافل) را بدست آورد و سپس با تقسیم وزن کل سقف به مساحت سقف انتخاب شده، وزن هر مترمربع سقف وافل را بدست آورد.



۲-۲ استخراج آرماتورهای برشی تیرچه ها

نرم افزار ETABS 20.1.0 قادر است به درستی مقاومت برشی تیرچه ها را کنترل کند و در صورتی که بتن تیرچه به تنهایی مقاومت کافی جهت تحمل برش نداشته باشد، برای تیرچه آرماتور برشی طراحی میکند. در قسمت هایی که آرماتور برشی لازم نیست، میلگرد برشی نمایش داده نمی شود. مطابق شکل زیر می توان نقاطی از دال که نیاز به آرماتور برشی دارد را مشاهده کرد:



در شکل فوق در دو انتهای تیرچه ها عموما نیاز به آرماتور برشی می باشد و عموما هم مقدار حداقل آرماتور برشی ($129.28\frac{mm^2}{m}$) لازم شده است. واحد اعداد نشان داده در شکل mm^2/m می باشد. برای مثال در صورت استفاده از یک تک ساق $\varphi 8$ به عنوان آرماتور برشی، فاصله سنجاق ها از هم در طول تیرچه به صورت زیر محاسبه میشود:

$$\frac{A_v}{s} = 129.28 \quad \rightarrow \frac{1\varphi 8}{s} = 129.28 \quad \rightarrow \frac{50\ mm^2}{s} = 129.28 \quad \rightarrow \quad s = 0.386\ m$$

توجه: فواصل سنجاق ها باید حداقل فواصل را رعایت کند. در صورتی که عمق موثر تیرچه ها برابر 270 mm باشد، داریم:

$$s_{max} = \frac{d}{2} = \frac{270}{2} = 135\ mm$$

بنابراین فواصل سنجاقی ها در نقاطی که نیاز به آرماتور برشی هست حداکثر باید برابر 135 mm انتخاب شود.

توجه: در نقاطی که نیاز به آرماتور برشی نیست، از نظر محاسباتی نیازی به آرماتور برشی نیست. ولی از نظر اجرایی بهتر است با فواصل مناسب میلگرد برشی قرار داده شود. این فواصل میتواند بیش از مقدار 135 mm انتخاب شود و برای مثال برابر 300mm انتخاب شود. و یا می توان در جهت اطمینان در کل طول تیرچه از $\varphi 8@135mm$ استفاده نمود.

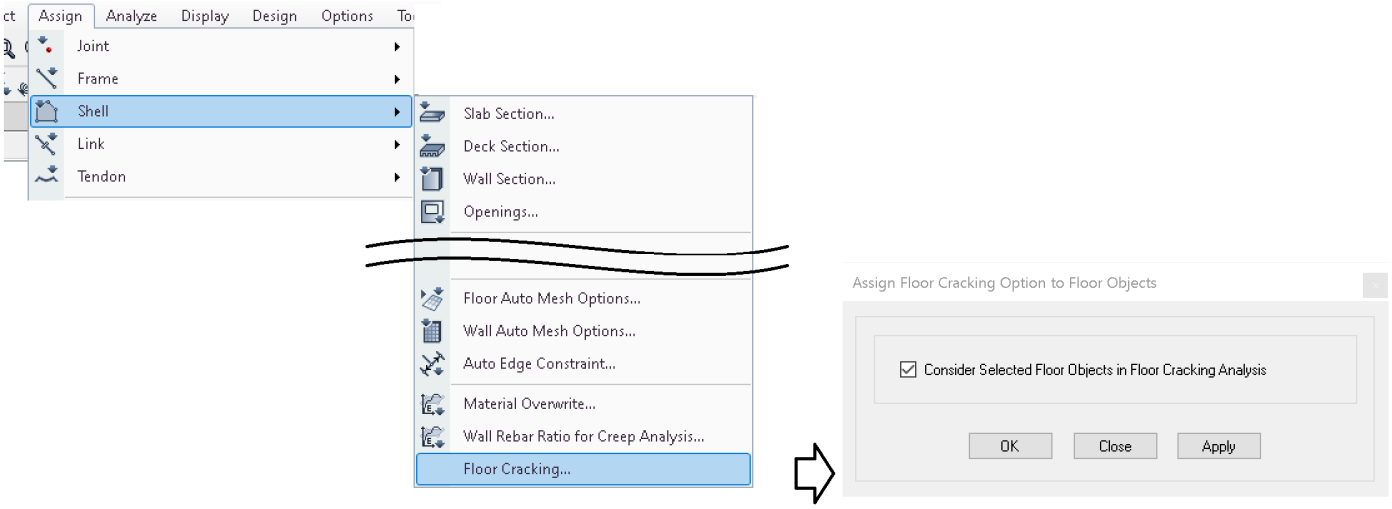
۲-۳ کنترل خیز سقف وافل

جهت کنترل خیز بهتر راست از فایل اصلی یک فایل جدید save as بگیرید. در فایلی که خیز کنترل خواهد شد، ضرایب ترک خوردگی بر اساس حالت بهره برداری اعمال خواهد شد که با فایل اصلی طراحی متفاوت است.

۲-۳-۱ مشخص نمودن کف هایی که باید در تحلیل اثرات ترک خوردگی در آنها منظور شود.

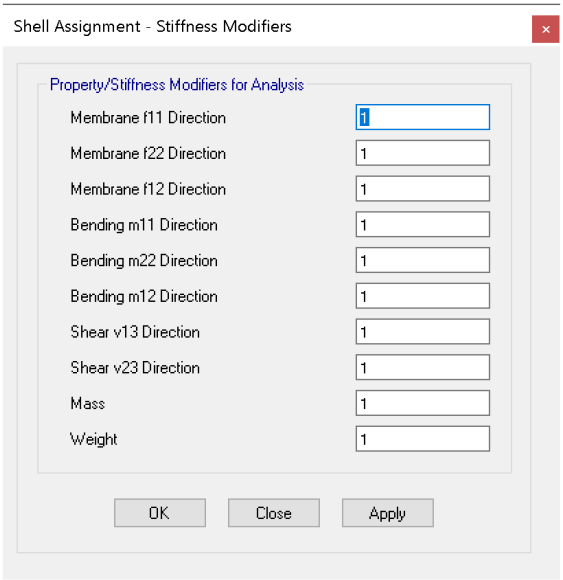
با توجه به بالا بودن تعداد طبقات و کف ها در ایتبس (در مقایسه با SAFE که تنها یک طبقه تحلیل میشود) جهت کاهش زمان تحلیل تنها تعداد محدودی از کف در تحلیل ترک خوردگی بررسی میشوند.

مطابق شکل زیر تمامی کف های طبقه مورد نظر را انتخاب کرده و گزینه floor cracking را به آنها نسبت دهید.



۲-۳-۲ حذف ضرایب ترک خوردگی دالها

در فایل کنترل خیز اثرات ترک خوردگی دالها مستقیما توسط نرم افزار منظور میشود. بنابراین ضرایب ترک خوردگی که از قبل به دالها اعمال شده (ضریب 0.25) باید حذف شود و برابر یک وارد شود:



۲-۳-۳ اصلاح ضرایب ترک خوردگی تیرها و ستونها در فایل کنترل خیز

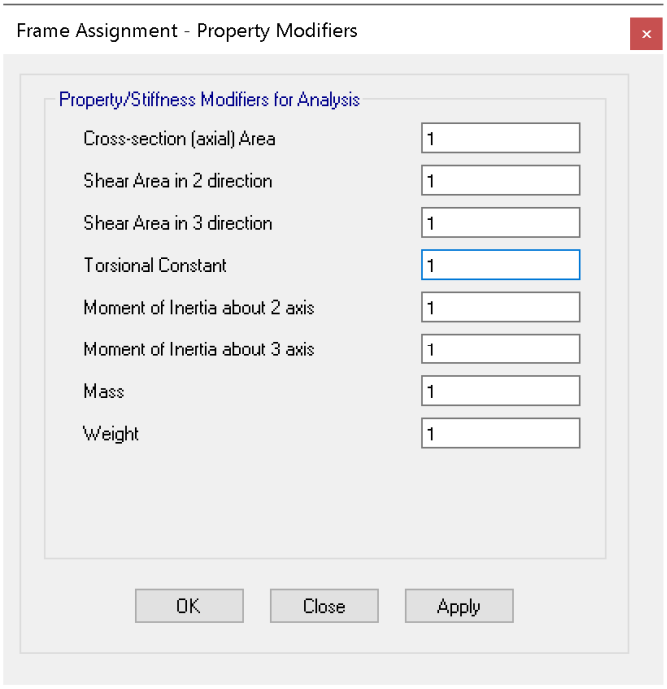
نرم افزار ETABS برخلاف نرم افزار SAFE قادر به منظور کردن اثرات ترک خوردگی تیرها تحت تحلیل غیرخطی را ندارد. بنابراین بهتر است ضرایب ترک خوردگی سطح بهره برداری مطابق شکل زیر به تیرها و ستونها اعمال شود.

در شکل زیر ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر 0.15 وارد شده است. این مقدار تقریبی می باشد.

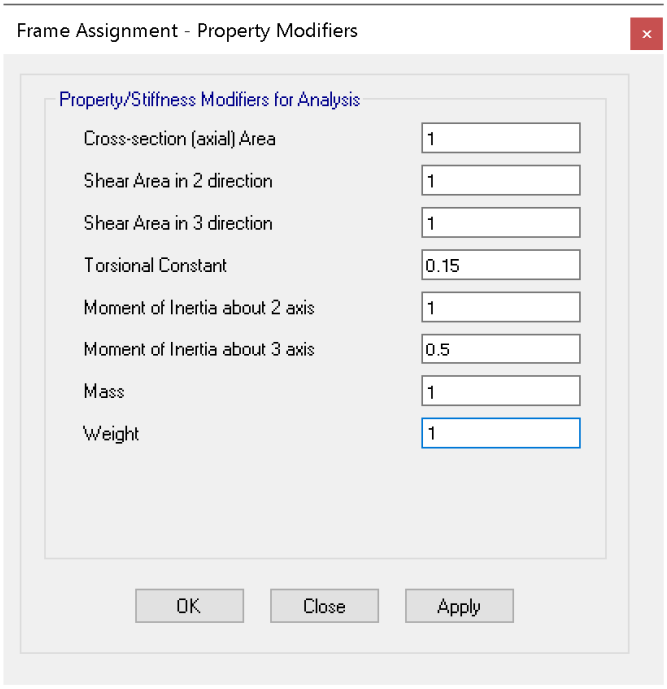
- توجه: آیین نامه مقدار مشخصی را برای سختی پیچشی تیرها ارائه نکرده. بلکه مقدار این ضریب باید برای تک تک تیرها محاسبه شود و برای هر تیر مقدار متفاوتی خواهد داشت. نحوه محاسبه دقیق این ضریب در فصل طراحی سازه های بتنی ارائه شده است.
- مقدار 0.15 یک مقدار تقریبی می باشد که تا حدودی میتواند نتایج نزدیک به مقدار واقعی را تخمین بزند و می توان جهت سهولت از آن استفاده کرد. در مورد کنترل خیز موارد خاص (مثلا یک دهانه بلند) بهتر است مقدار دقیق محاسبه و وارد شود.
- نرم افزار SAFE به صورت اتوماتیک (بدون اطلاع کاربر) ضریب سختی پیچشی تیرها را برابر 0.1 منظور میکند. بنابراین در صورتی که خیز را در نرم افزار SAFE محاسبه می کنید نیازی به اعمال ضریب پیچش نخواهد بود و ضریب تقریبی 0.1 کفایت میکند.

ضریب اصلاح سختی خمشی تیرها در حد سرویس برابر 0.5 وارد شده است. این ضریب بر اساس بند زیر از مبحث نهم انتخاب شده است. ضریب سختی خمشی تیرها در حالت بهره برداری را می توان برابر $0.5 = 0.35 \times 1.4$ در نظر گرفت.

۹-۶-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره برداری، باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. هم‌چنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی ۱/۴ برابر مقدار I که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیق‌تر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگ‌تر از I_g در نظر گرفته شود.



ضریب کاهش سختی ستونها



ضریب کاهش سختی تیرها

- در سقف های وافل هنگام قالب چینی ممکن است نتوان قالب ها را تا لبه تیر ادامه داد و بنابراین عملا قسمتی از سقف در نزدیکی تیر ممکن است توپر اجرا شود. در سازه های دارای تیر معمولا این قسمت های توپر در مدلسازی در نظر گرفته نمی شود. بنابراین برای جبراین این افزایش وزن بهتر است از اعمال ضریب کاهش وزن در تیرها در جهت اطمینان صرف نظر شود.

- توجه: با توجه به اینکه در فایل کنترل خیز، اثرات دال با سختی واقعی منظور شده است، نمی توان تیرها را به صورت T شکل مدل کرد.

۲-۳-۴ کنترل بارگذاری

برای کنترل دقیق خیز لازم است بارهای مرده ای که پس از نصب اجزای غیر سازه ای اعمال می شود از نوع Supper dead وارد شود. برای مثال می توان بار مرده مربوط به وزن بتن دال را از نوع Dead و بقیه بارهای مرده (کف سازی، دیوارها و تیغه ها) را از نوع Supper dead در نظر گرفت.

بنابراین اگر در مدل اول بار کف سازی و یا تیغه ها از نوع Dead اعمال شده باشد، باید آنها را به Supper dead تغییر داد (بارگذاری قبلی را حذف و مجددا بار مرده را از نوع Supper dead وارد نمود).

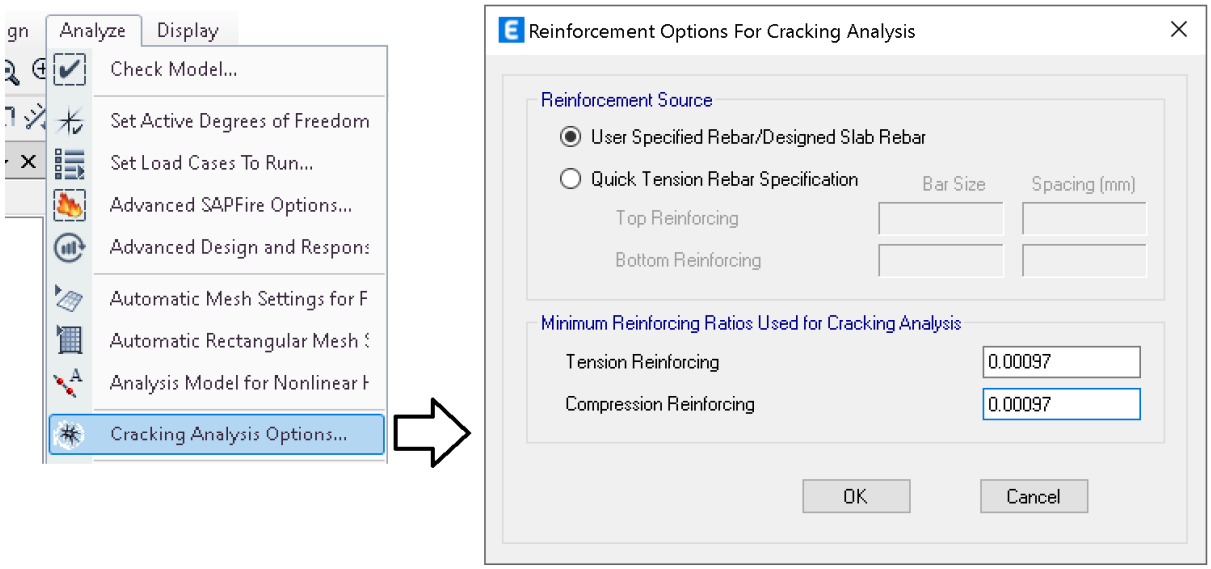
تشخیص این موضوع که چه بخشی از بار مرده قبل (Dead) و بعد (Supper Dead) از اتصال اجزای غیرسازه ای وارد میشود به عهده مهندس طراح است.
توصیه میشود به طور تقریبی فرض شود که وزن بتن سقف و اسکلت از نوع Dead و وزن کفسازی، دیوارها و تیغه ها از نوع Supper dead می باشد. در این حالت می توان سه نوع بار را در نظر گرفت:

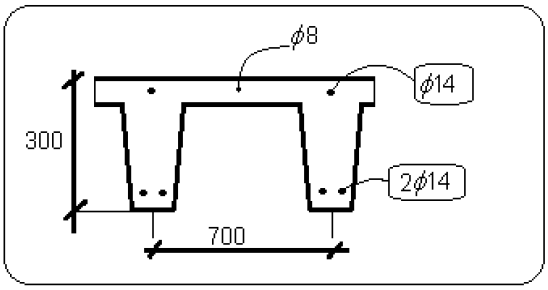
Dead: بار مرده مربوط به وزن بتن که توسط خود نرم افزار محاسبه میشود.
بار S-DEAD :بار مرده مربوط به "کف سازی" + "تیغه بندی" + "دیوارها" و یا هر بار مرده ای که علاوه بر وزن خود بتن به کف وارد می شود.
Live: بار زنده (نیازی به تعریف بار زنده کاهش یافته نیست)

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۲-۳-۵ تنظیم حداقل میلگرد دال جهت محاسبه ترک خوردگی

- ممان اینرسی دال و میزان ترک خوردگی آن بستگی به مساحت میلگرد کششی و فشاری آن دارد. در صورتی که مطابق شکل زیر گزینه user specified rebar/design slab rebar انتخاب شود، نرم افزار ممان اینرسی ترک خورده دال را بر اساس مساحت میلگرد خمشی که خود محاسبه (طراحی) کرده برآورد می کند. در این حالت در نقاطی که میلگرد محاسباتی ناچیز یا صفر بدست آمده (برای مثال تحت لنگر مثبت میلگرد فوقانی به لحاظ محاسباتی لازم نیست و مقدار آن صفر گزارش میشود)، به جای مقدار محاسباتی از مقدار حداقل که در قسمت پایین شکل تعریف شده است استفاده میکند.
- در رابطه با سقف وافل دقت نمایید که نرم افزار آنرا با یک دال کامل معادلسازی می کند. برای مثال در شکل زیر یک دال توپر با ضخامت 300 mm در نظر میگیرد و سپس ضرایب اصلاح سختی خمشی، سختی برشی، اصلاح وزن و .... بدان اعمال میکند. به همین جهت در معرفی درصد میلگرد آن باید دقت شود که درصد میلگرد به صورت نسبت مساحت میلگرد به مساحت دال توپر محاسبه شود. در شکل زیر یک نمونه محاسبه نشان داده شده است.
- از طرفی با توجه به اینکه هم لنگر مثبت داریم و هم لنگر منفی، در برخی نقاط از دال میلگردهای تحتانی نقش میلگرد فشاری را دارند و در برخی نقاط نقش میلگرد کششی و بنابراین بهتر است در جهت اطمینان مطابق شکل زیر کمترین مقدار از دو مقدار $\rho(top)$ و $\rho(bot)$ در قسمت درصد حداقل درج شود.





ρ(top)= (154+50)/700/300 =0.00097
ρ(bot)=2x154/700/300 =0.001466

۲-۳-۶ مدول گسیختگی بتن

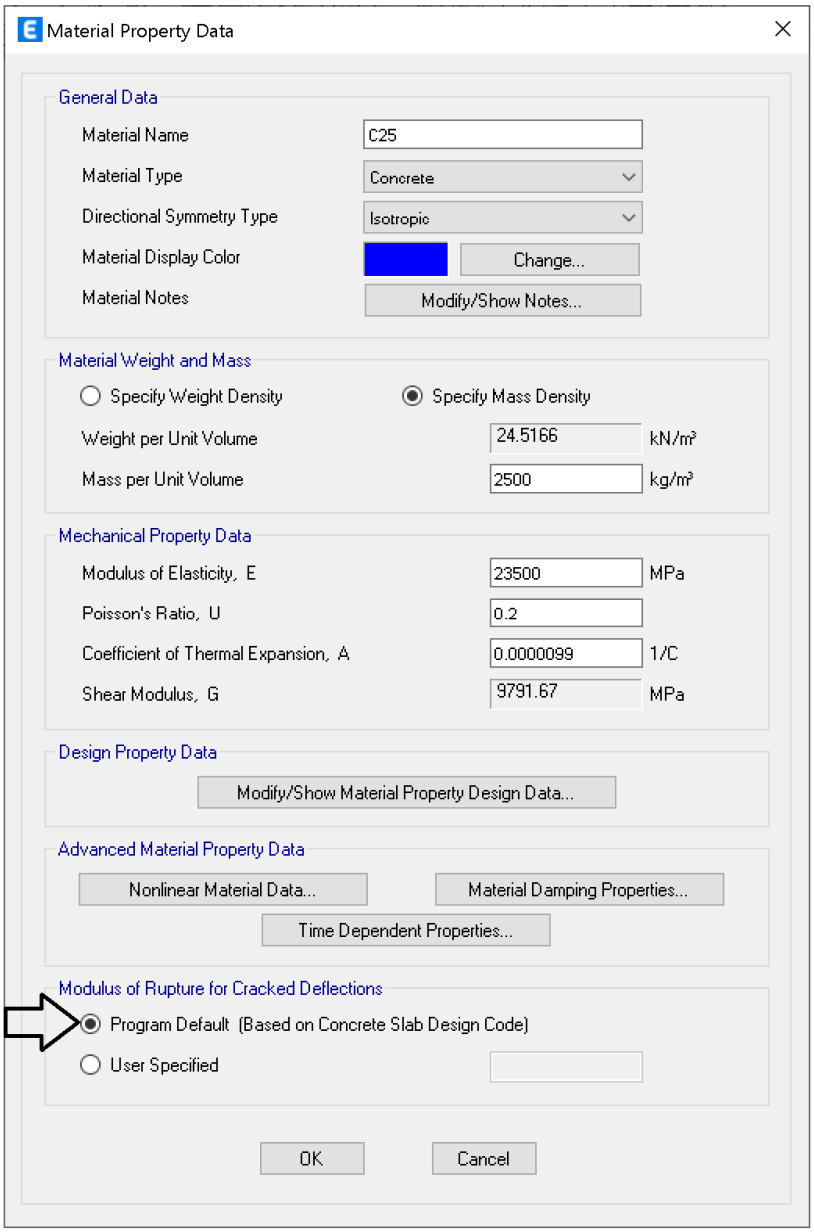
- توجه شود که مبنای محاسبه تغییرشکل در ETABS با آنچه در ACI-318-19 پیشنهاد شده متفاوت است. نرم افزار از مراجع زیر در محاسبه تغییر شکلها استفاده میکند:

Ghali, A., Favre, R., Elbadry, M. (2002)."Concrete Structures: Stresses and Deformations", (3rd ed.). London, England: Spon Press.

ACI 435R-95. (1995) " Control of Deflection in Concrete Structures", Reported by ACI Committee 435

ACI 209R-92 (Reapproved 2008). (2008) " Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures", Reported by ACI Committee 209.

- در مراجع فوق مدول گسیختگی بتن برای دالها برابر $f_r = 0.33\sqrt{f_c}$ پیشنهاد شده است. در حالیکه در ACI-318-19 مقدار مدول گسیختگی برابر $f_r = 0.62\sqrt{f_c}$ پیشنهاد شده است. توجه شود که اگر تغییر شکلها بر مبنای روش پیشنهادی در ACI-318-19 انجام شود میتوان در شکل فوق مقدار مدول را اصلاح کرده و بر مبنای ACI-318-19 وارد نمود.



۷-۳-۲ تعریف بارهای غیر خطی

نرم افزار ETABS جهت محاسبه تغییر شکل بلند مدت (ناشی از خزش و جمع شدگی) از روش پیشنهاد شده در ACI-209 استفاده میکند. این روش با روش ارائه شده در ACI-318 تفاوت دارد. خلاصه روش ACI-209 در فلوچارت زیر نمایش داده شده است. جهت اطلاعات بیشتر میتوانید به کتاب محاسب حرفه ای نوشته آقای مهندس آقازاده مراجعه نمایید.

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t, t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$$

زمان بارگذاری (روز)

$\varphi_u = 2.35\gamma_c$

$\gamma_c = \gamma_{la} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\Psi \cdot \gamma_a$

$$\text{Shrinkage strain} = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$$

زمان بارگذاری (روز)

$(\varepsilon_{sh})_u = 780\times10^{-6}\gamma_{sh}$

$\gamma_{sh} = \gamma_{cp} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\Psi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_a$

در جهت اطمینان میتوان γ_{la} را برابر یک در نظر گرفت

Loading age = 7 days $\Rightarrow \gamma_{la}=1$

Loading age > 7 days $\Rightarrow \gamma_{la}=1.25(t_{la})^{-0.118}$

Moist cured during a period of 7 days $\Rightarrow \gamma_{cp}=1$

Table 2.5.3 Shrinkage Correction Factors for Initial Moist Curing

Moist curing duration, days	Shrinkage γ_{cp}
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Relative humidity in percent

$\lambda = 40$ percent $\Rightarrow \gamma_\lambda=1$

$\lambda > 40$ percent $\Rightarrow \gamma_\lambda=1.27-0.0067\lambda$

در اکثر موارد رطوبت نسبی حداقل ۴۰ درصد میباشد و در جهت اطمینان میتوان γ_λ را برابر یک گرفت

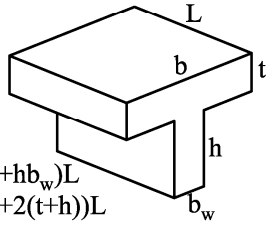
Relative humidity in percent

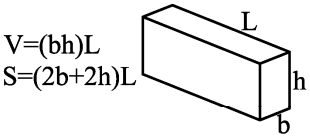
$40\le\lambda\le80 \Rightarrow \gamma_\lambda=1.4-0.0102\lambda$

$80\le\lambda\le100 \Rightarrow \gamma_\lambda=3-0.030\lambda$

Size effect :

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\ V/S))$





$V=(bh)L$
$S=(2b+2h)L$

$V=(bt+hb_w)L$
$S=(2b+2(t+h))L$

Size effect : $\gamma_{vs}=1.2\ (\exp(-0.00472\ V/S))$

Slump: $\gamma_s=0.89+0.041s$ (Observed slump in mm)

Slump: $\gamma_s=0.82+0.00264s$ (Observed slump in mm)

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

$\Psi\le50$ percent $\Rightarrow \gamma_\Psi=0.3+0.014\Psi$

$\Psi>50$ percent $\Rightarrow \gamma_\Psi=0.9+0.002\Psi$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

Fine aggregate percentage: $\gamma_\Psi=0.88+0.0024\Psi$

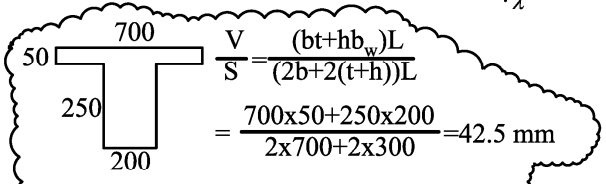
Cement content: $\gamma_c=0.75+0.00061c$ (Cement content in kg/m³)

Air content: $\gamma_\alpha=0.46+0.09\alpha \ge1$ (air content in percent)

Air content: $\gamma_\alpha=0.95+0.008\alpha \ge1$ (air content in percent)

زمان شروع بارگذاری = ۷ روز $\Rightarrow \gamma_{la}=1$

رطوبت نسبی هوا = ۴۰ درصد $\Rightarrow \gamma_\lambda=1$



$\frac{V}{S}=\frac{(bt+hb_w)L}{(2b+2(t+h))L}$

$=\frac{700\times50+250\times200}{2\times700+2\times300}=42.5$ mm

creep:

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\ V/S))\cong1$

Shrinkage:

$\gamma_{vs}=1.2\ (\exp(-0.00472\ V/S))\cong1$

فرض $\Rightarrow \gamma_s=1$ فرض $\Rightarrow \gamma_c=1$

فرض $\Rightarrow \gamma_\Psi=1$ فرض $\Rightarrow \gamma_a=1$

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t, t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$$

$$(t=\infty)\ \text{ضریب خزش بلند مدت} = \frac{(\infty)^{0.6}}{10+(\infty)^{0.6}}2.35=2.35$$

$$(t=90)\ \text{ضریب خزش ۳ ماهه} = \frac{(90)^{0.6}}{10+(90)^{0.6}}2.35=1.4$$

$$\text{Shrinkage strain} = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$$

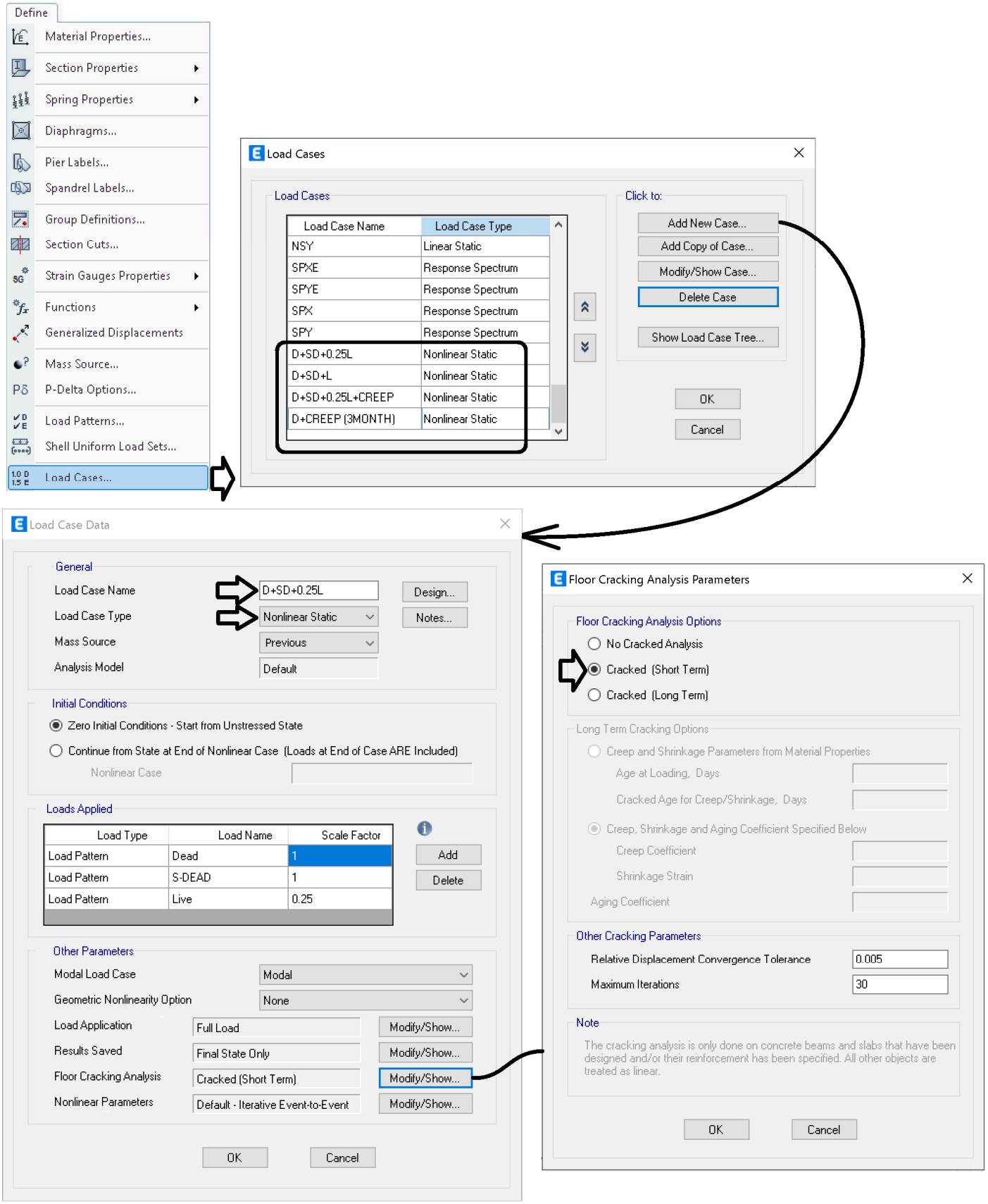
$$(t=\infty)\ \text{ضریب جمع شدگی بلند مدت} = \frac{(\infty)}{35+(\infty)}780\times10^{-6}=780\times10^{-6}$$

$$(t=90)\ \text{ضریب جمع شدگی ۳ ماهه} = \frac{(90)}{35+(90)}780\times10^{-6}=562\times10^{-6}$$

مطابق شکل زیر می توان بار غیر خطی لازم جهت محاسبه خیز را تعریف نمود.

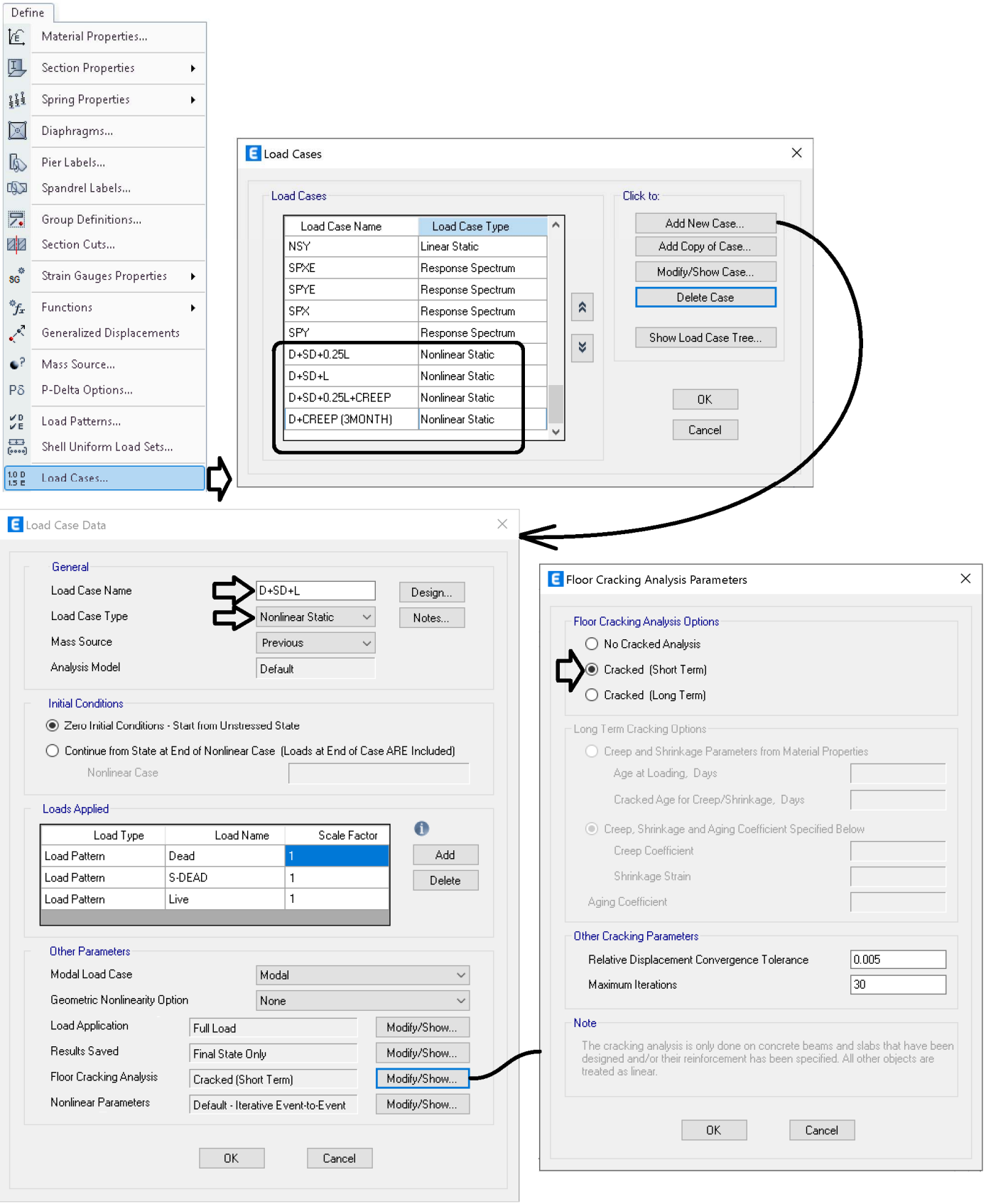
برای این منظور می توان ۴ نوع بار غیر خطی تعریف نمود که در شکل زیر و شکل های بعدی نشان داده شده است.

- در شکل زیر بار D+SD+0.25L جهت محاسبه تغییرشکل تحت اثر بارهای دائمی و بدون لحاظ کردن اثرات خزش تعریف شده است.

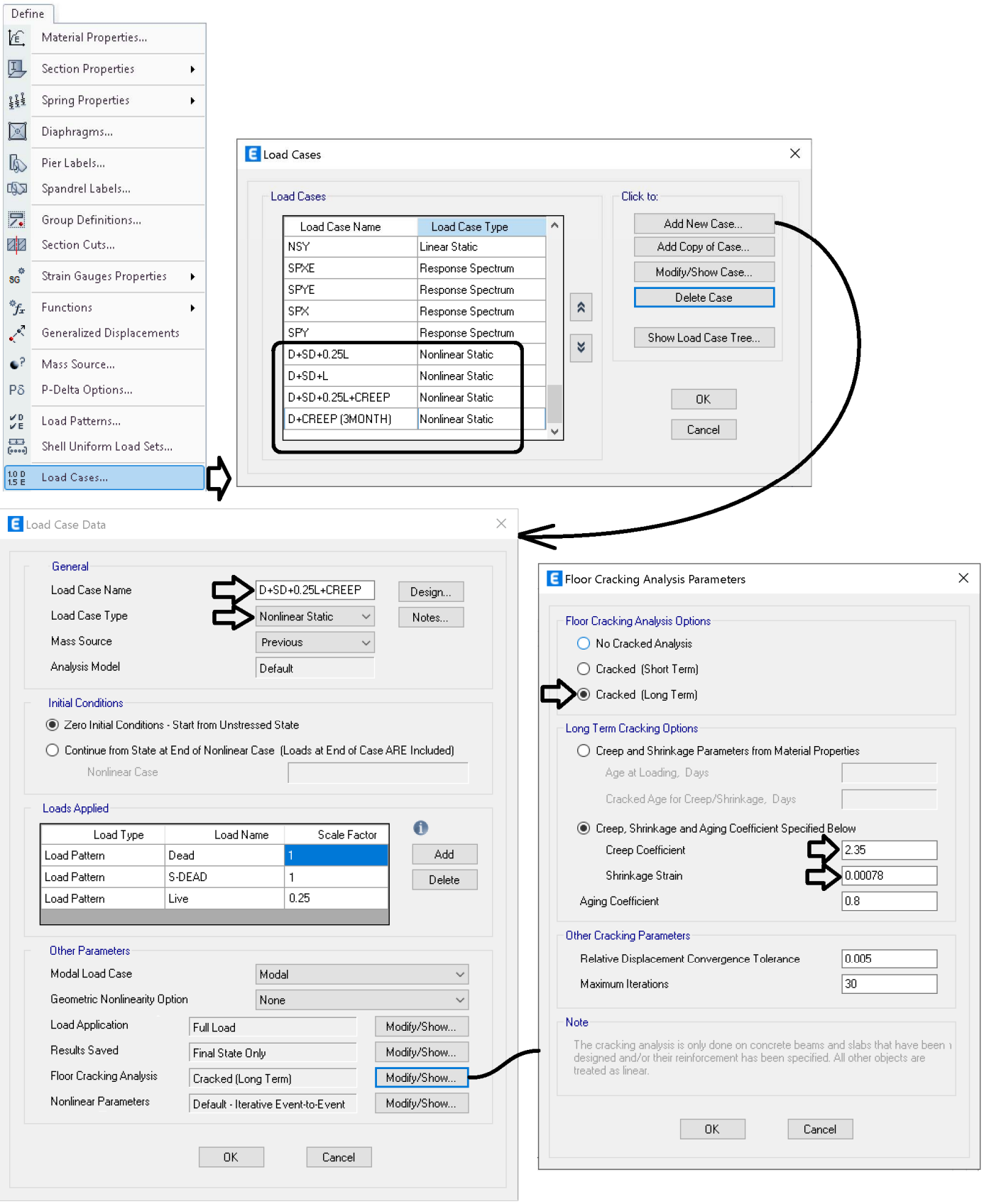


- درصدی از بارهای زنده حالت ماندگار دارند و همانند بارهای مرده موجب ایجاد خزش می شوند. مثلا در شکل فوق فرض شده است ۲۵ درصد بار زنده از نوع بار زنده ماندگار خواهد بود. در متن آیین نامه ها مقدار این درصد مشخص نشده است و طراح بر اساس قضاوت مهندسی و با توجه به کاربری سازه درصدی را می تواند منظور کند.

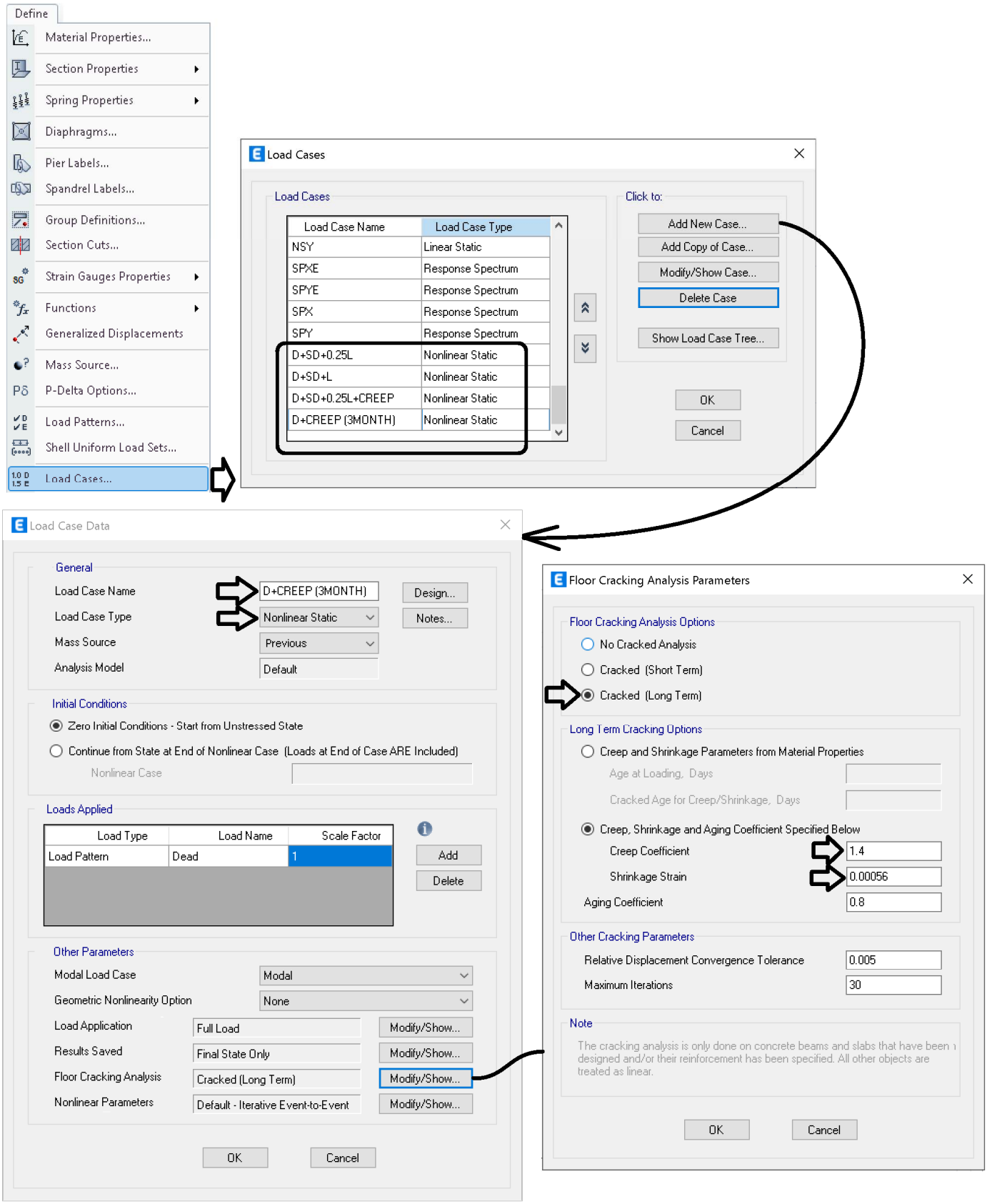
- در شکل زیر بار D+SD+L جهت محاسبه تغییرشکل تحت اثر کل بارها و بدون لحاظ کردن اثرات خزش تعریف شده است.



- در شکل زیر بار D+SD+0.25L+CREEP جهت محاسبه تغییرشکل تحت اثر بارهای دائمی و با لحاظ کردن اثرات خزش تعریف شده است.
- ضرایب خزش در شکل زیر بر اساس محاسبات تقریبی که قبلا در این نوشتار ارائه شده، انتخاب شده است و مربوط به خزش بلند مدت می باشد.



- در شکل زیر بار D+CREEP (3month) جهت محاسبه تغییرشکل تحت اثر مرده و با لحاظ کردن اثرات خزش در سه ماه اول تعریف شده است.



- درصدی از بار مرده کف سازی قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای وارد می شود که بسته به نوع سازه و نحوه اجرای آن متغییر است. بنابراین در تعریف بار $(D + 3MONTH.CREEP)$ می توان بخشی از بار SD را نیز منظور کرد. در شکل فوق در جهت اطمینان فرض شده است تنها بار مرده مربوط به بتن سازه قبل از اتصال ازجزای غیر سازه ای وارد میشود.

- کنترل خیز بر اساس جدول زیر انجام می شود:

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز 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 غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن ها را نگه‌داری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمیکند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

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

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای 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؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

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

۲-۳-۱ انجام طراحی اولیه قبل از استخراج خیز دال

مقدار خیز محاسبه شده به ممان اینرسی موثر سقف بستگی دارد.

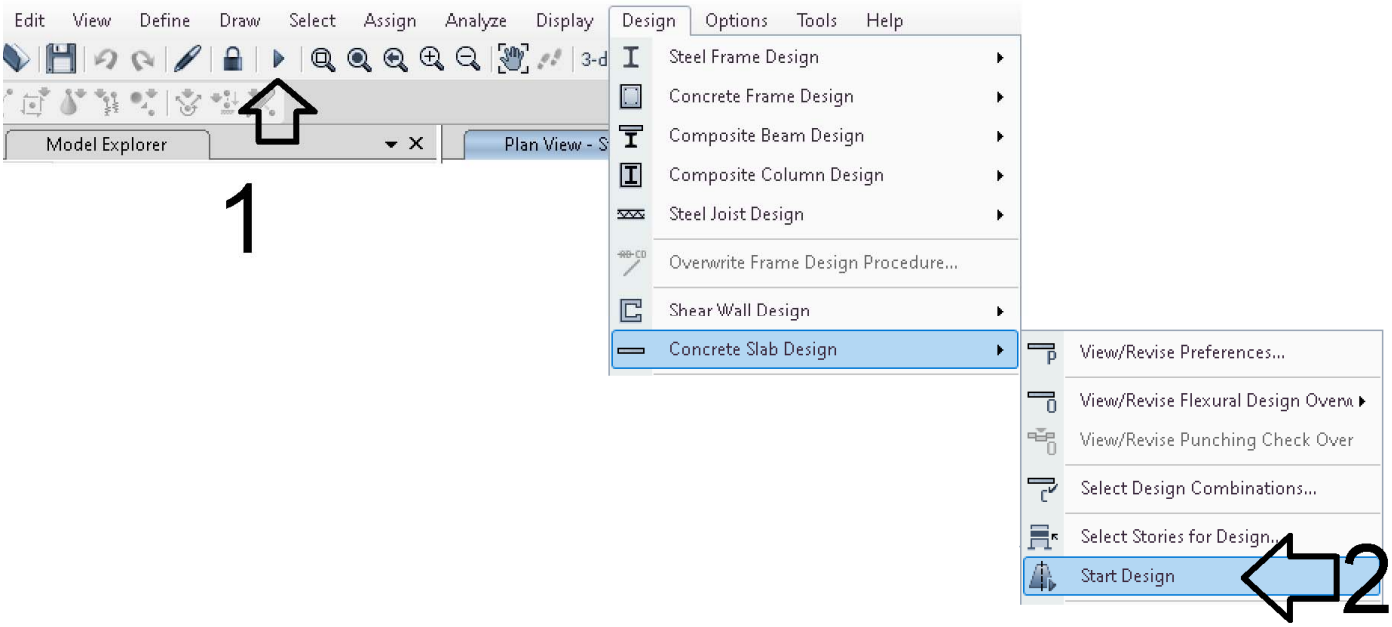
ممان اینرسی موثر تابع ممان اینرسی ترک خورده دال می باشد.

ممان اینرسی ترک خورده نیز تابعی از مساحت میلگردهای کششی میباشد.

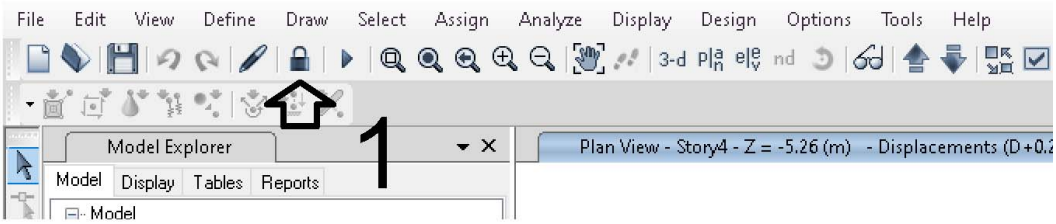
- نتیجه: قبل از محاسبه خیز دقیق دال باید مساحت میلگردهای کششی دال مشخص شود.

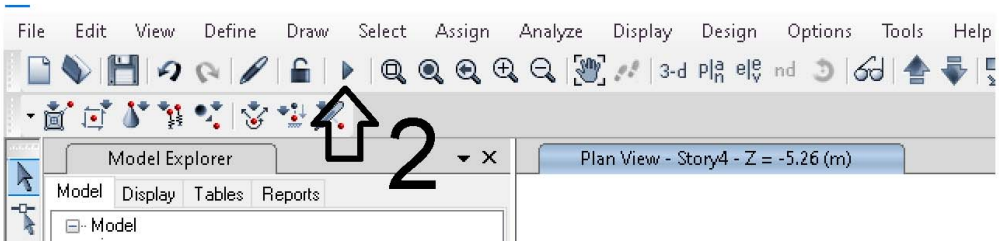
بنابراین قبل از استخراج تغییر شکلهای غیر خطی مربوط به دالها در ایتبس بهتر است مراحل زیر تکرار شود تا تغییرشکلها بر اساس میلگردهای خمشی محاسبه شده آپدیت شوند.

۱- ابتدا مدل را تحلیل و طراحی (دال) کنید.



۲- پس از طراحی و بروز شدن میلگردهای طراحی دالها مطابق شکل زیر قفل تحلیل را شکسته و مجددا سازه را تحلیل کنید تا تغییرشکل ها بروز شوند:





- توجه: با توجه به اینکه در فایل مربوط به کنترل خیز سختی خمشی دالها برابر 1 و تیرها برابر 0.5 وارد شده است، نتایج میلگردهای طراحی در این فایل ممکن است اندکی با فایل اصلی (دالها 0.25 و تیرها 0.35) تفاوت داشته باشد. این تفاوت تاثیر کمی بر نتایج خیز دارد و می توان از تقریب اتفاق افتاده چشم پوشی کرد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

کنترل خیز بار زنده:

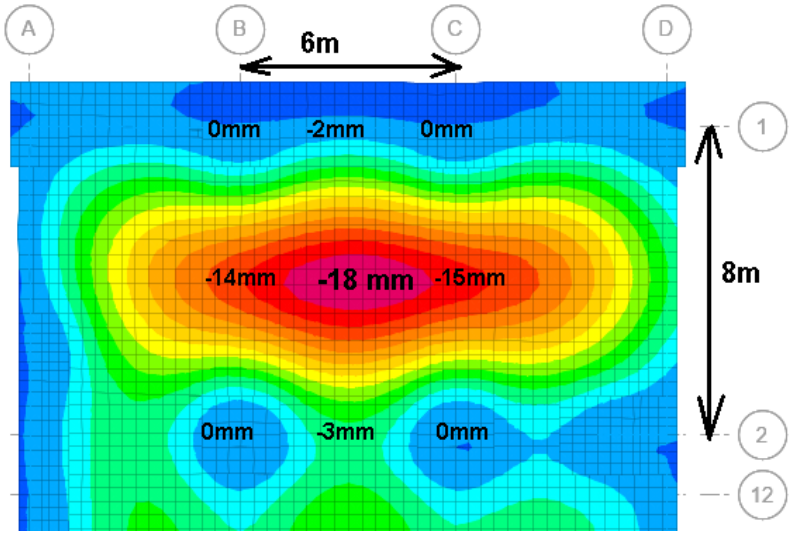
$$(D+SD+L)-(D+SD+0.25L)<\frac{L}{360}$$

کنترل خیز بلند مدت:

$$(D+SD+L)-(D+SD+0.25L)+(D+SD+0.25L+CREEP)-(D+CREEP-3month)$$
$$<\begin{cases}\frac{L}{240} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد نمیکند}\\ \frac{L}{480} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد میکند}\end{cases}$$

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

شکل زیر نمونه ای از تغییرشکل دال را نشان میدهد:



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

- **توصیه مهم:**

بر اساس تجربه توصیه میشود در محاسبه خیز کل، خیز اولیه مربوط به سه ماهه اول از مقدار خیز کاسته نشود و برای کاربری های متعارف خیز محاسبه شده با L/240 محاسبه گردد:

$$(D+SD+L)-(D+SD+0.25L)+(D+SD+0.25L+CREEP)<\frac{L}{240}$$

-

۲-۴ کنترل لرزش در سقف وافل

۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید.

حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۴ کم‌تر باشد:

جدول ۹-۱۹-۴ حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz

در محاسبه‌ی فرکانس دوره ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن ۱/۲۵ برابر مقدار E_c منظور می‌گردد.

برای محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای، f، می‌توان از رابطه‌ی (۹-۱۹-۶) استفاده نمود.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \qquad (۹-۱۹-۶)$$

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود (بر حسب میلی متر)، و f فرکانس دورهای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشد. در صورتی که به مطالعات جامع تر برای ارتعاش کف ها نیاز باشد می توان از مراجع معتبر بین‌المللی دیگر بجای رابطه ۹-۱۹-۶ و جدول ۹-۱۹-۴ استفاده نمود.

۲-۵ روش تقریبی کنترل لرزش

برای کنترل تقریبی لرزش میتوان مراحل زیر را انجام داد:

۱- از فایل موجود یک save as… گرفته شود.

۲- مدول الاستیسیته بتن 1.25 برابر شود.

۳- ضریب سختی ترک خوردگی اعضا با فرض حالت سرویس (بهره برداری) اعمال شود. برای این منظور ضریب سختی تیرها 0.5، ستونها 1، دیوارها 1، و دالها برابر 0.375 وارد شود.

۴- یک ترکیب بار شامل بارهای دائمی تعریف شود. ترکیب بار دائمی شامل بارهای مرده همراه با بخشی از بارهای زنده میباشد. برای کاربری های متعارف مسکونی، اداری و تجاری میتوان از ترکیب بار Dead+Partition+0.25Live استفاده نمود. ضریب 0.25 نشان دهنده درصدی از بارهای زنده است که دائمی محسوب میشود و بر اساس قضاوت مهندسی و نوع کاربری تعیین میشود.

۵- سازه تحلیل شود و خیز تیر یا دال مورد نظر (نسبت به دو انتهای آن) تحت ترکیب بار تعریف شده در گام قبلی محاسبه گردد و کنترل شود که مقدار خیز از مقدار زیر فراتر نرود:

$$\frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \geq f_{all} \quad \rightarrow \quad \Delta_{is} \leq \frac{324}{f_{all}^2}$$

برای کاربری مسکونی، اداری و تجاری مقدار $f_{all} = 5\ Hz$ میباشد و بنابراین داریم:

مسکونی اداری تجاری : $\Delta_{is} \leq \frac{324}{5^2} = 12.96\ mm$

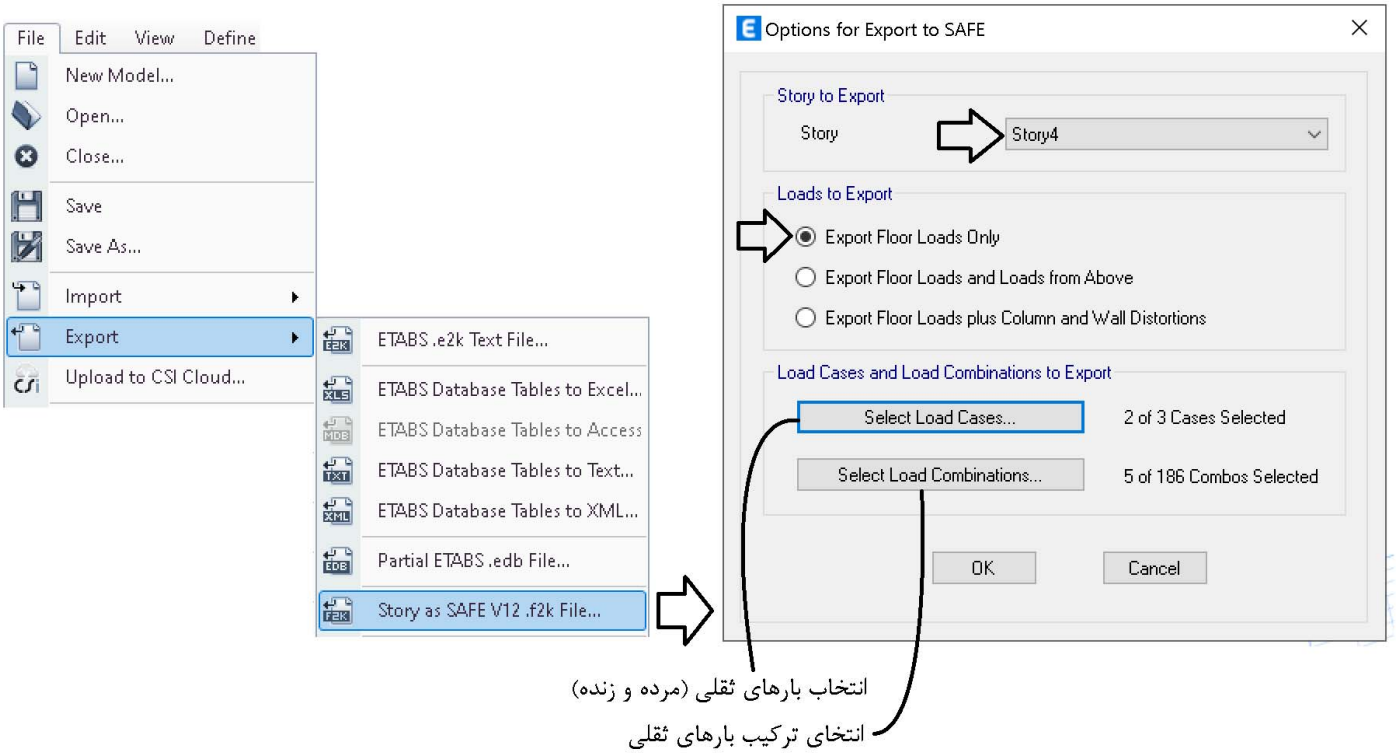
- توجه شود که مقدار فوق یک مقدار مطلق میباشد و تابعی از طول دهانه نیست. بنابراین در دهانه های بلند کنترل ارتعاش در حقیقت کنترل کننده خیز تیر یا دال خواهد بود.

۲-۶ روش محاسباتی کنترل لرزش سقف وافل

متاسفانه در ورژن های فعلی نرم افزار ETABS در صورت تعریف آنالیز مودال بر اساس موقعیت ترک خورده تیرها به درستی انجام نمی شود. بنابراین توصیه میشود جهت محاسبه فرکانس سقف و کنترل لرزش از نرم افزار SAFE استفاده شود.

۲-۶-۱ انتقال نیروها از ETABS به SAFE

- در کنترل خیز یا لرزش 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.
- 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 کلا بارها از ETABS به SAFE انتقال داده نشود و در عوض در خود نرم افزار SAFE بارهای مرده و زنده تعریف و اعمال شوند.

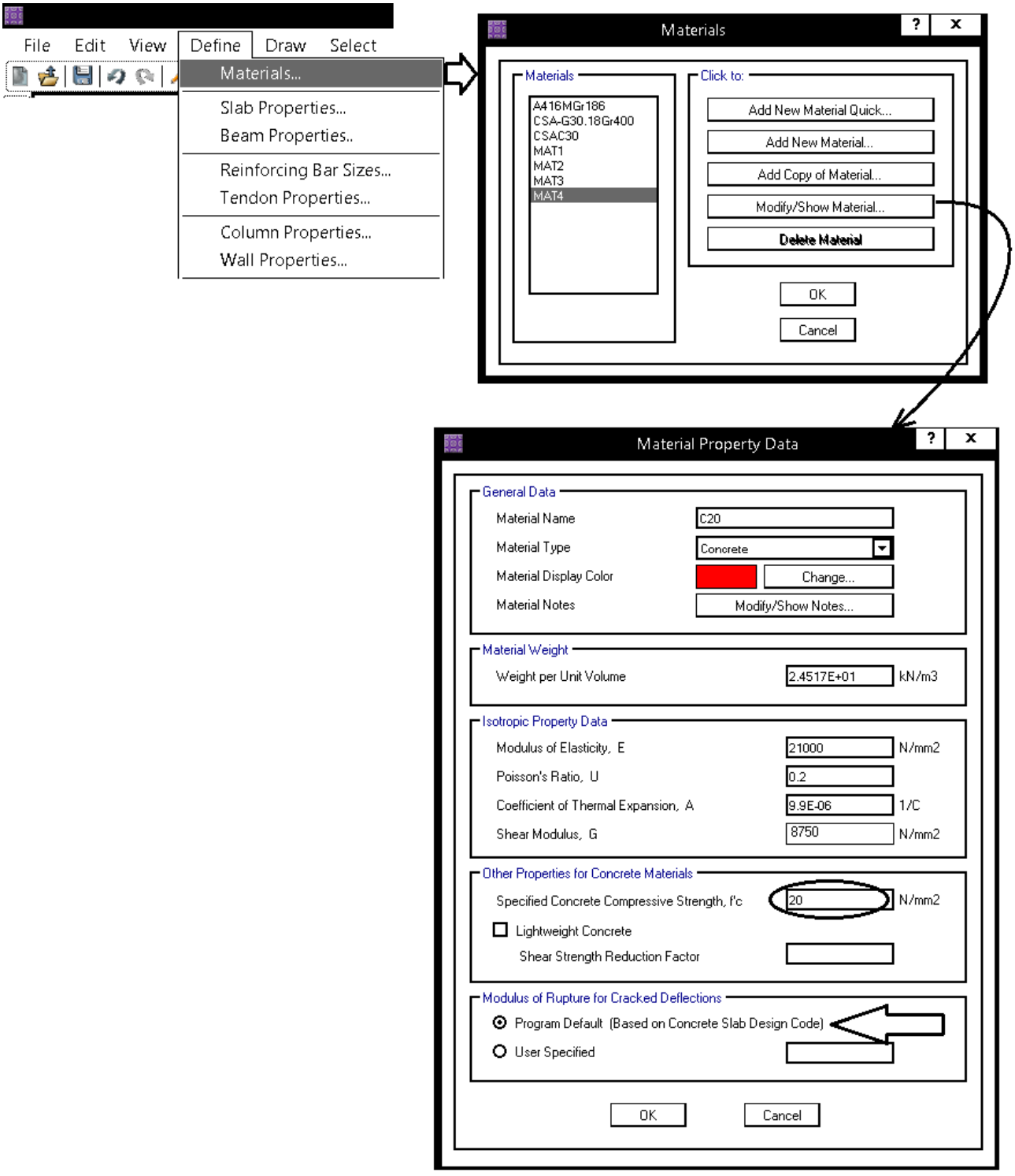


- توجه: در صورتی که بارهای کف در ایتبس از طریق Shell uniform load set تعریف شده باشد، بار کف به نرم افزار Safe منتقل نخواهد شد و کاربر باید کف ها را مستقیما در SAFE مجددا بارگذاری کند.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

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:



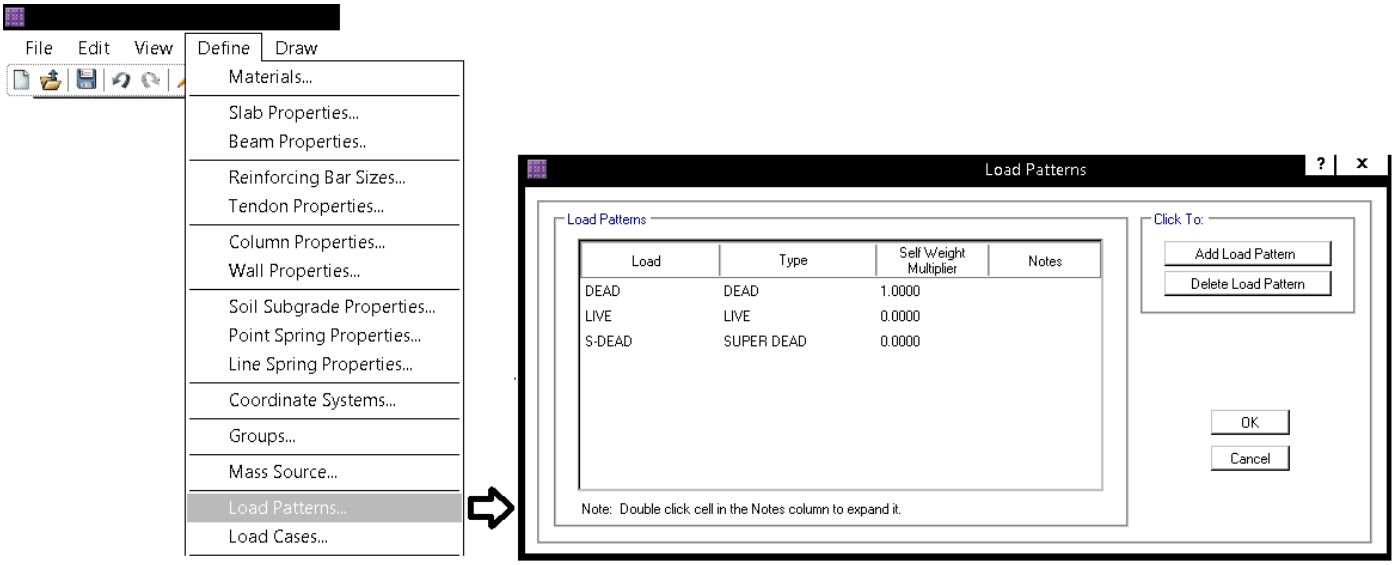
۲-۶-۲ تعریف و اعمال بارها

در صورتی که بارهای کف از طریق ایتبس منتقل نشده باشد، می توان مطابق شکلهای زیر در نرم افزار SAFE بارهای مرده و زنده را تعریف کرده و به کف ها اعمال نمود.

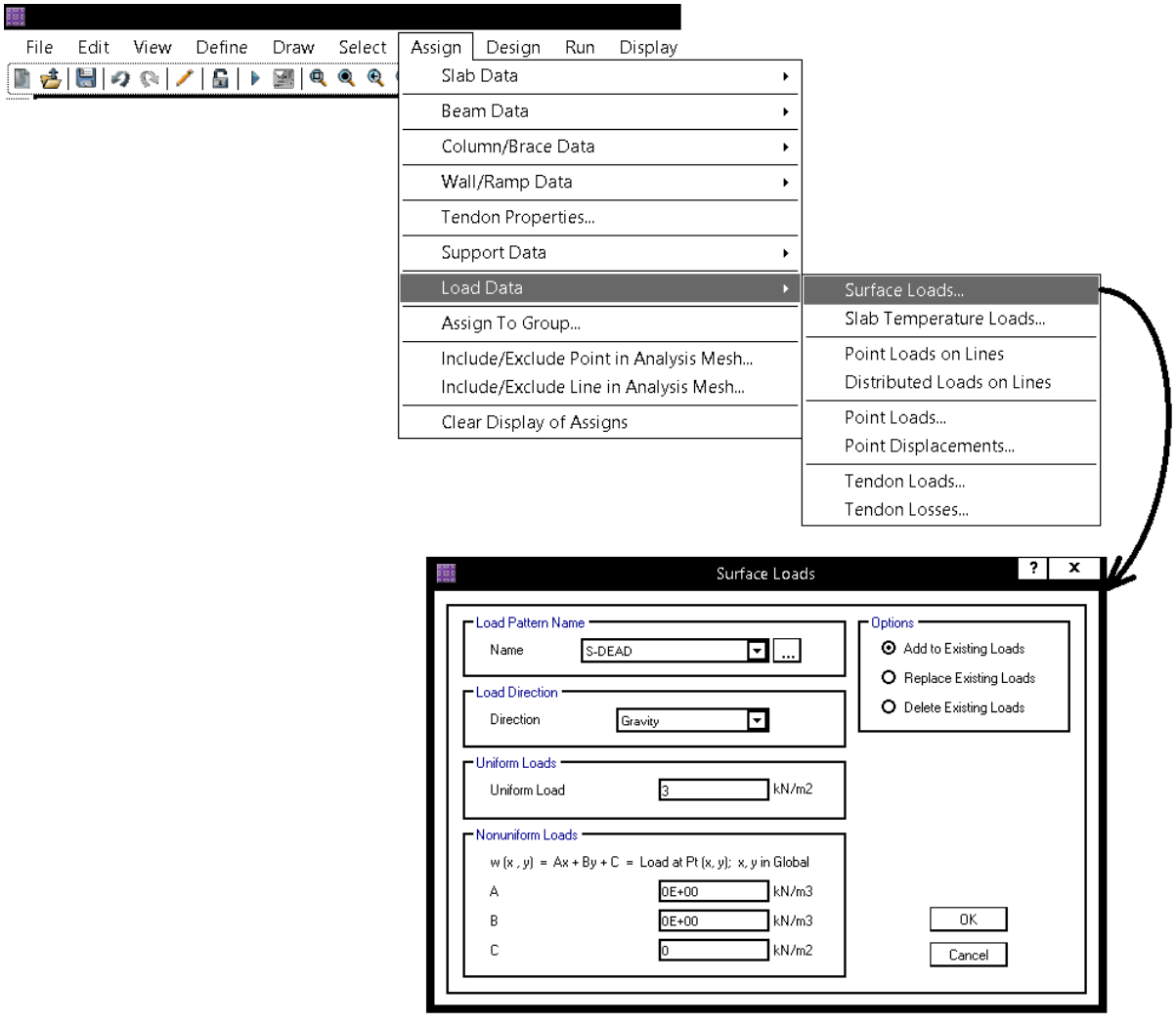
بار DEAD: وزن بتن دال می باشد.

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

بار LIVE: بار زنده کف می باشد.

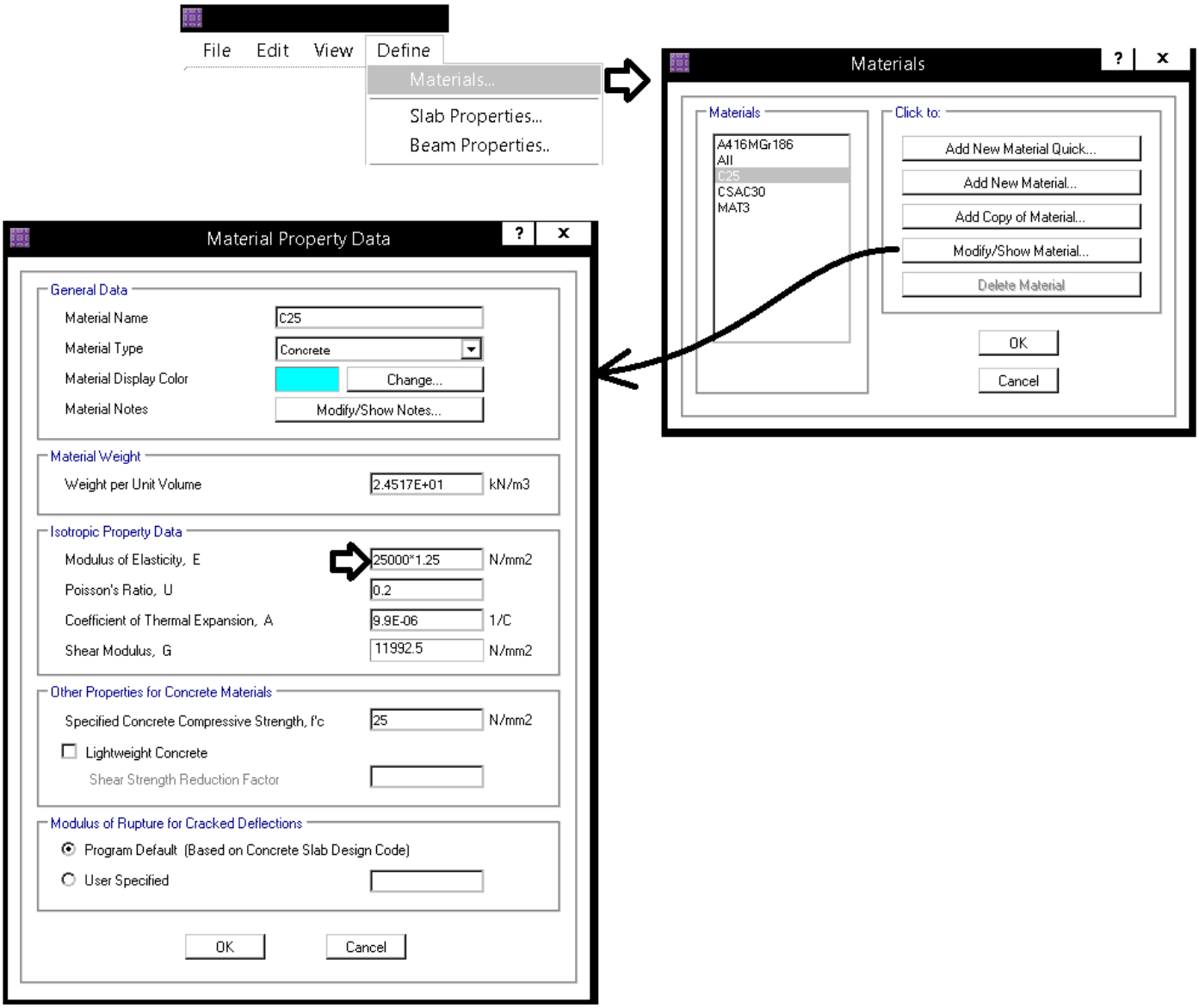


از طریق منوی زیر، پس از انتخاب کف ها، باید بارهای S-Dead و Live اعمال شوند:

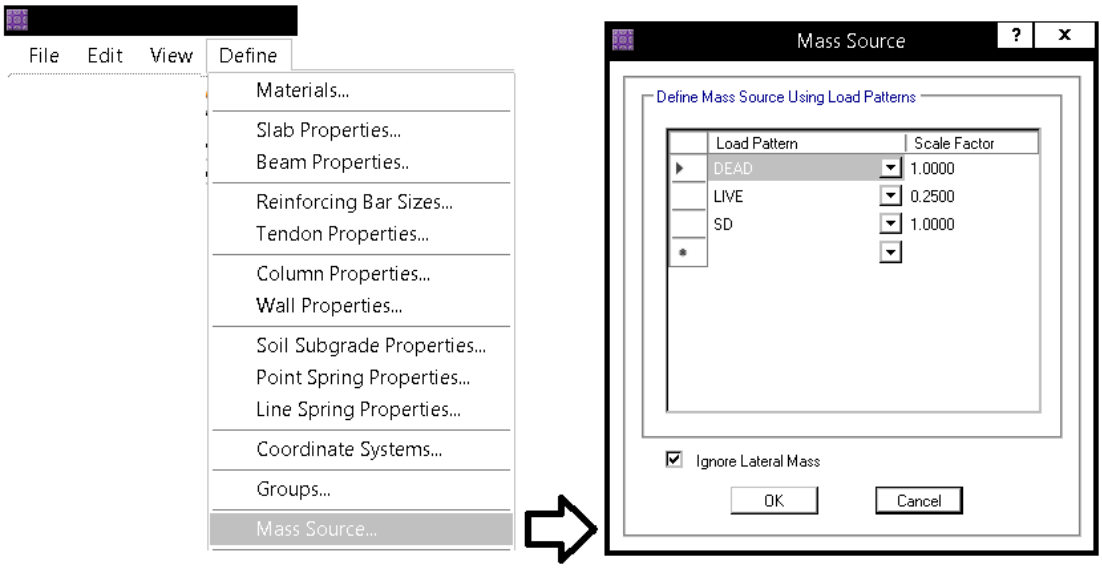


 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

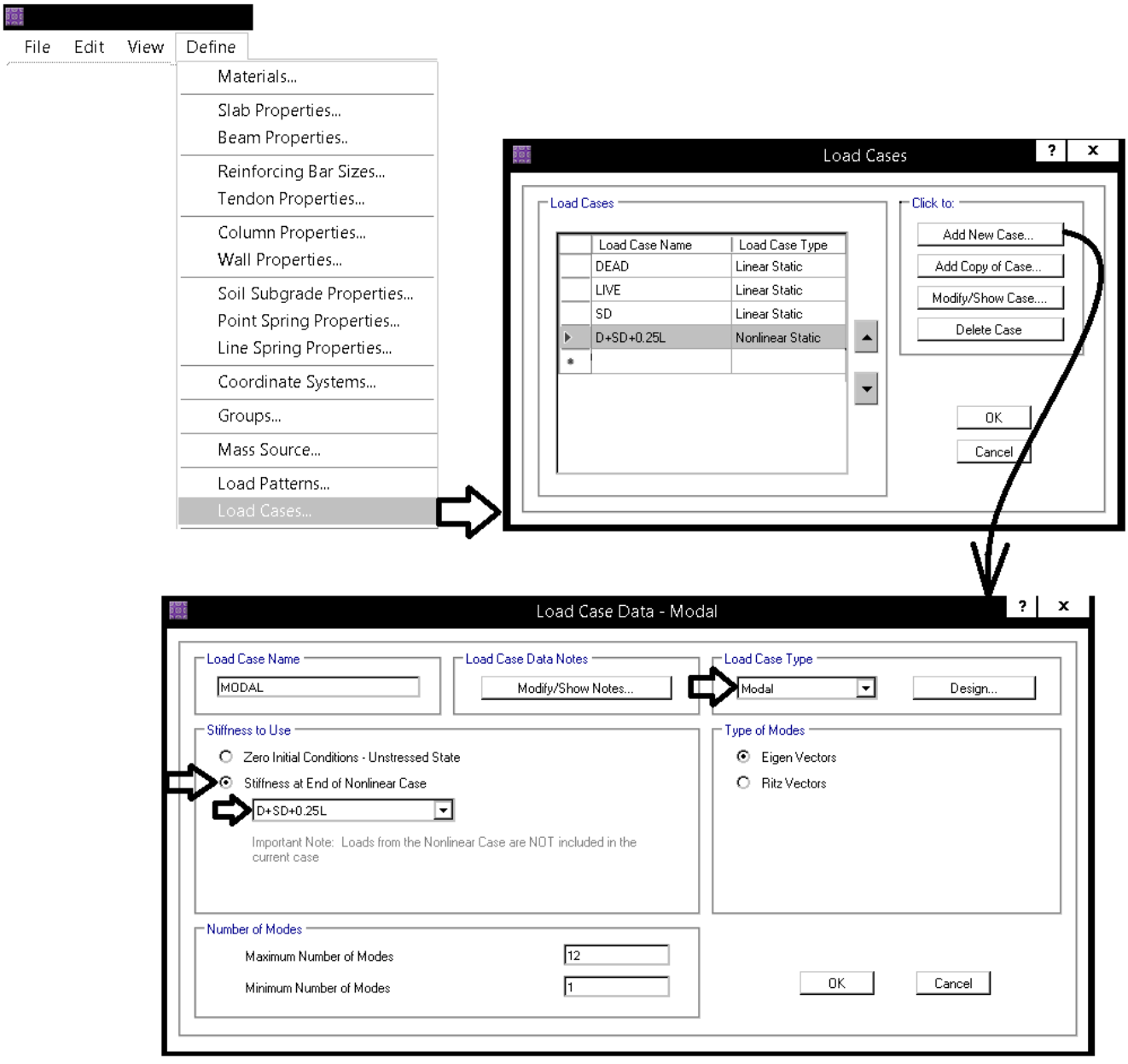
- اثرات ترک خوردگی دال از طریق آنالیز غیر خطی منظور می شود و نیازی به کاهش سختی به جهت ترک خوردگی در دال نمی باشد.
- در صورت استفاده از آنالیز غیر خطی (مطابق صفحات بعدی این نوشتار) نرم افزار SAFE اثر ترک خوردگی دالها را منظور میکند.
- در مورد تیرها نیز مطابق شکل زیر به صورت پیش فرض تیرها در حالت طراحی قرار دارند (تیک مربوط به NO Design غیر فعال است). در این حالت نرم افزار میلگرد خمشی طولی تیر را بر اساس بارگذاری و نتایج تحلیل در نرم افزار SAFE محاسبه و بر اساس میلگرد محاسبه شده برای تیرها، ترک خوردگی آنرا در طول تیر منظور میکند. توجه شود که میلگرد خمشی محاسبه در نرم افزار SAFE کمتر از نرم افزار ETABS بدست می اید (ضوابط لرزه ای کنترل نمی شود و لنگرهای ناشی از بارها کمتر از مقادیر متناظر در ETABS میباشد). بنابراین محاسبات مربوط به ترک خوردگی تیرها محافظه کارانه بوده و می توان با اطمینان استفاده نمود.
- به عنوان روش جایگزین می توان مقطع تیرها را در حالت No design قرار داده و ضرایب ترک خوردگی خمشی تیرها را برابر 0.5 اعمال نمود.
- مطابق آیین نامه و مطابق شکل زیر مدول الاستیسیته بتن را ۲۵ درصد افزایش دهید.



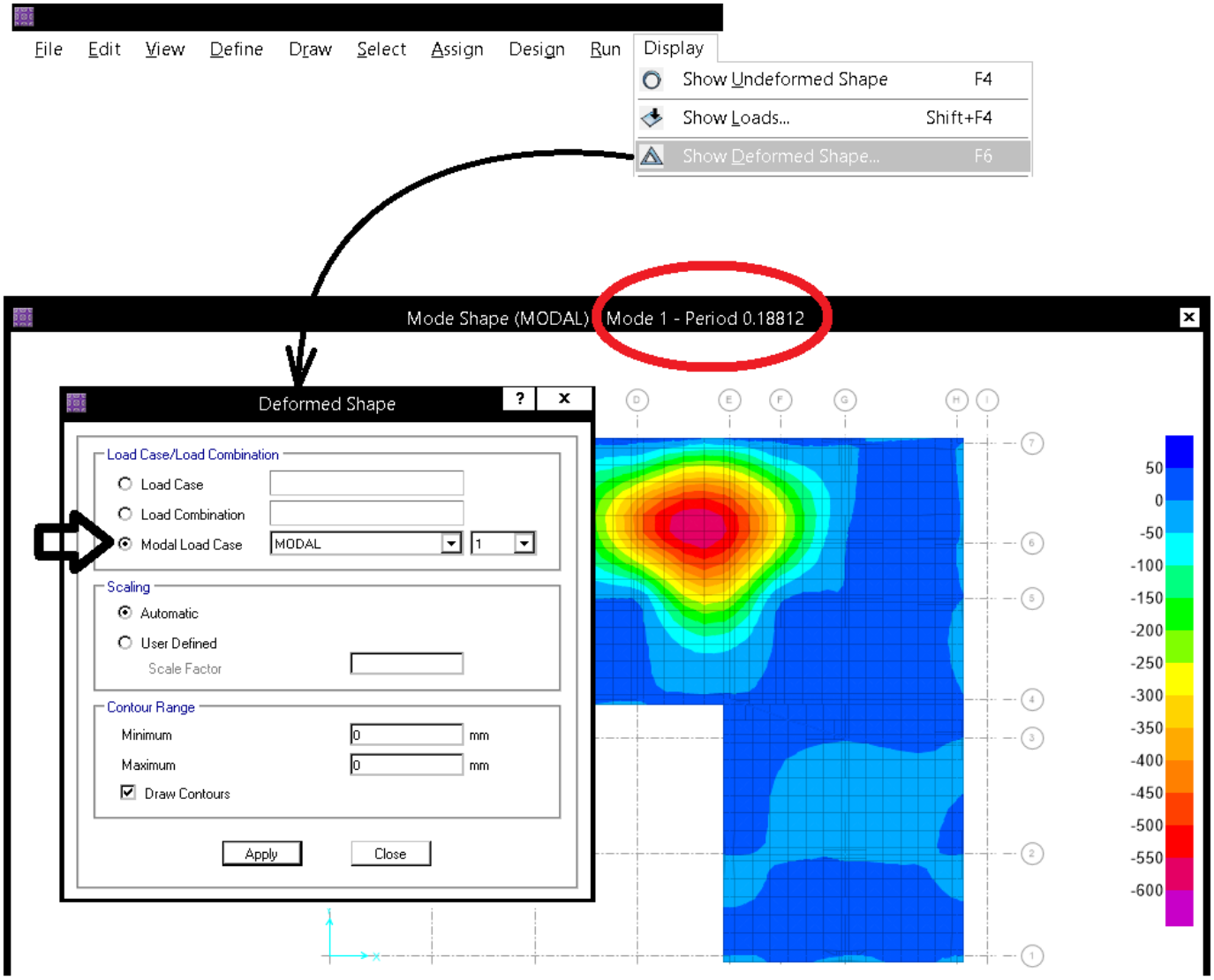
- برای انجام آنالیز مودال باید جرم لرزه ای تعریف شود. با فرض اینکه 25 درصد بار زنده، بار دائمی محسوب شود، جرم لرزه ای مطابق شکل زیر تعریف شود:



- جهت انجام آنالیز مودال و استخراج دوره تناوب سازه، باید یک بار از نوع مودال به صورت زیر تعریف شود:



- سازه را تحلیل کرده و دوره تناوب سازه را استخراج کنید.



با توجه به شکل فوق میتوان دوره تناوب مربوط به نوسان دال را بدست آورد. در شکل فوق T=0.18812 میباشد.

$$T = 0.18812 \quad \rightarrow \quad f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.18812} = 5.13 > 5 \quad OK$$

۳ دالهای بتنی فاقد تیر

در صورتی که در کل پلان و یا در برخی دهانه ها تیر وجود نداشته باشد، تمهیداتی باید در نظر گرفته شود.

۳-۱ تیر مخفی یا تیر با ارتفاع کم

در برخی موارد محاسبین ارتفاع تیر را در دهانه های خاصی (عمدتا به لحاظ معماری) کاهش میدهند و یا هم ضخامت دال بتنی تیر در نظر می گیرند. برای مثال اگر ضخامت سقف وافل برابر 35 سانتیمتر باشد (قسمت بتنی سقف) تیری با ارتفاع 35 سانتیمتر در نظر میگیرند.

- توجه: طبق مبحث نهم، دالهای دوطرفه "بدون تیر" می توانند به عنوان قاب خمشی متوسط و جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای در نظر گرفته شود.

نتیجه: اگر در دهانه ای تیر در نظر گرفته شده باشد، دیگر دال بتنی متصل به آن تیر جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای محسوب نخواهد شد حتی اگر $A<0.35$ و $I<1.4$ و ارتفاع سازه کمتر از ۱۰ متر و سه طبقه باشد.

بنابراین: در این حالت باید دو مدل مجزا ساخته شود (مدل اول با منظور کردن سختی دال و مدل دوم با صرف نظر کردن از مشارکت دال در باربری جانبی) و کفایت تیر مورد نظر در هر دو مدل کنترل گردد (طراحی خود دال تنها در مدل اول انجام میشود ولی سیستم باربر جانبی لرزه ای در هر دو مدل کنترل می شود). در این حالت در مدل دوم در دهانه ها و بارگذاری های متعارف **عموما تیر با ارتفاع کم قادر به تحمل بارها (بدون مشارکت دال) نخواهد بود**.

اگر تیر مورد نظر در مدل دوم (پس از حذف سختی دال) پاسخگوی نیازها نبود یا باید ابعاد آنرا افزایش داد تا تبدیل به یک تیر با ابعاد متعارف گردد و یا اینکه طراح فرض کند تیری وجود ندارد. به عبارت دیگر تیر رسم شده را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای منظور نکند.

ولی اگر تیر مورد نظر با ابعاد کم (در هر دو مدل با و بدون مشارکت دال) پاسخگو بود، طراح میتواند آنرا جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای منظور کند.

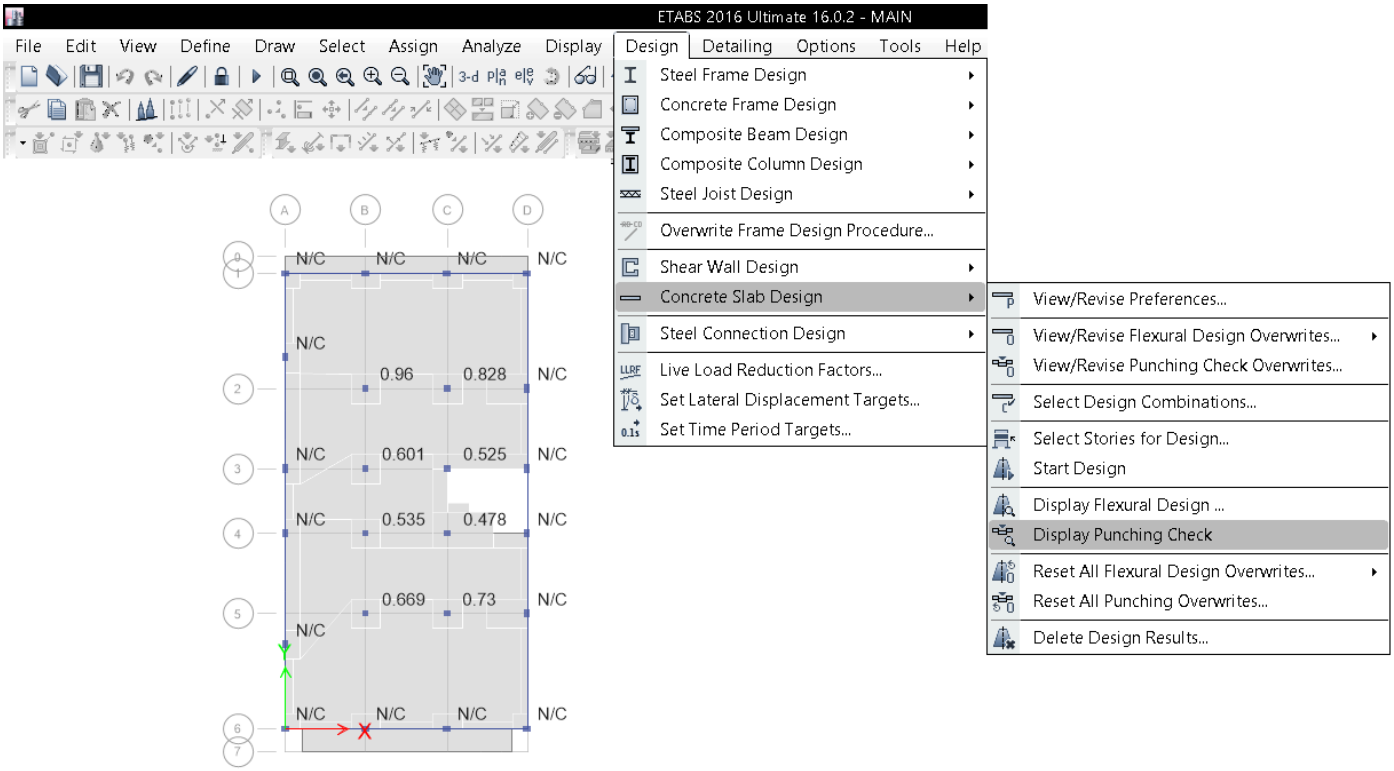
- توجه: برخی از محاسبین جهت تعیین تکلیف در رابطه با اینکه در سازه هایی که سقف از نوع دال دارند، یک تیر با ارتفاع کم می تواند به عنوان بخشی از قاب خمشی منظور شود یا نه ضریب α_f (نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی دال متصل به آن) را محاسبه و مبنای تصمیم گیری قرار میدهند. این ضریب در بند و در صورتی که این ضریب بیش از 0.8 باشد، آن تیر را به عنوان بخشی از قاب خمشی لحاظ میکنند.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۲-۳ کنترل پانچ در دال بدون تیر

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

توجه شود که کلیه مراحل طراحی و کنترل دال در فایل Main انجام میشود.



علاوه بر کنترل برش پانچ بر اساس روابط متعارف (که توسط ایتبس انجام میشود)، رعایت بند زیر الزامی می باشد.

- کنترل بند زیر هم برای دالهایی که جزئی از سیستم باربر لرزه ای هست و هم برای دالهایی که غیر باربر لرزه ای فرض شده اند الزامی است.
- توجه شود که حتی اگر نسبت برش پانچ (در نرم افزار) کمتر از یک باشد، باید بند زیر کنترل شود:

۹-۲۰-۱۰-۴ اتصالات دال به ستون

۹-۲۰-۱۰-۴-۱ در اتصالات دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر به ستون، باید در کلیه‌ی مقاطع بحرانی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده‌اند، در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20}\left(\frac{V_{uv}}{\varphi V_c}\right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ و یکی از دو بند ۹-۱۰-۷-۴ و ۹-۱۰-۷-۵ استفاده شود. در محاسبه‌ی v_{uv} فقط ترکیب‌های باری که شامل E هستند، باید منظور گردند. مقدار $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ باید برای بزرگ‌ترین مقداری که در طبقات فوقانی و تحتانی مجاور طبقه‌ی مورد نظر هستند، محاسبه شود. مقدار v_c باید بر اساس بند ۹-۸-۵ محاسبه شود.

۹-۲۰-۱۰-۴-۲ در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد، نیازی به محاسبه‌ی آرماتور برشی مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ نمی‌باشد.

۹-۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه‌ی $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

۹-۲۰-۵-۵ دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۸ در مقاطع بحرانی برای ستون‌هایی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده‌اند، تنش برشی دو طرفه‌ی ایجاد شده در اثر بارهای قائم ضریب‌دار نباید از $0.4\phi V_c$ تجاوز نماید. V_c از بند ۹-۸-۵-۳ محاسبه می‌شود. در صورتی که در دال ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴ رعایت شده باشند، نیازی به منظور نمودن ضابطه‌ی این بند نیست.

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

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

با توجه به بند ها و محاسبات فوق:

دال جزئی از باربر جانبی لرزه ای نیست
- $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} < 0.3 \rightarrow$ استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی نیست
- $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \geq 0.3 \rightarrow$ استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی است

دال جزئی از باربر جانبی لرزه ای نیست
- $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} < 0.4 \rightarrow$ استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی نیست
- $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \geq 0.4 \rightarrow$ استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی است

- جهت راحتی کار میتوان فرض کرد که برش ناشی از بارهای ثقلی ضریب دار بیش از مقدار مشخص شده می باشد و در جهت اطمینان آرماتور برشی حداقل پانچ را مطابق محاسبات زیر منظور کرد.

میزان آرماتور برشی (در صورت لزوم) از رابطه زیر بدست می آید:

$$v_s \geq 0.29\sqrt{f_c'} \quad \rightarrow \quad V_s \geq 0.29\sqrt{f_c'}b_0 d \rightarrow \quad \frac{A_v}{S} dF_{yt} \geq 0.29\sqrt{f_c'}b_0 d$$

$$\frac{A_v}{S} > 0.29\frac{\sqrt{f_c'}}{F_{yt}}b_0$$

- مقدار آرماتور برشی که از رابطه فوق محاسبه میشود، حداقل لازم می باشد. در صورتی که مقدار آرماتور محاسباتی توسط نرم افزار پیش از مقدار فوق باشد (عموما این اتفاق نمی افتد) باید به جای آرماتور حداقل، آرماتور محاسباتی قرار داده شود.

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(خاموت پانچ): φ12 و از نوع AII

بتن: $f'_c = 25\ MPa$

$$\frac{A_v}{S} > 0.29\frac{\sqrt{f'_c}}{F_{yt}}b_0$$

$$\frac{A_v}{S} \geq 0.0048 \times \left(4 \times (450 + 227)\right)$$

$$\frac{A_v}{S} \geq 13\ mm$$

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

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

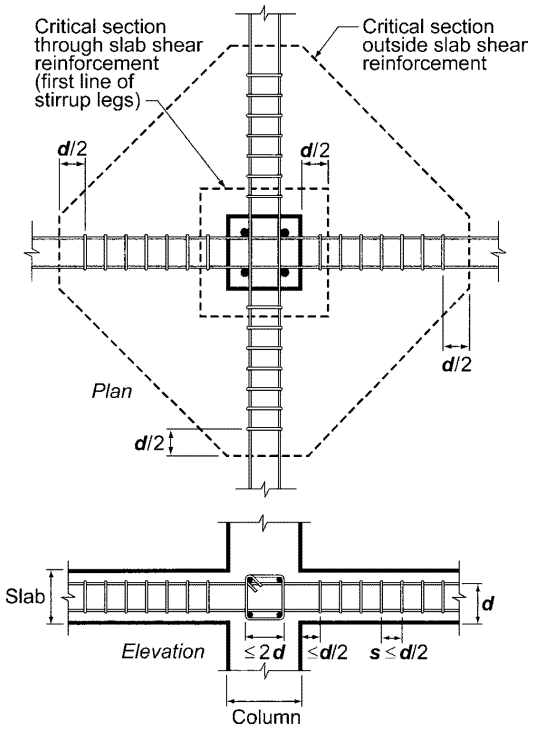
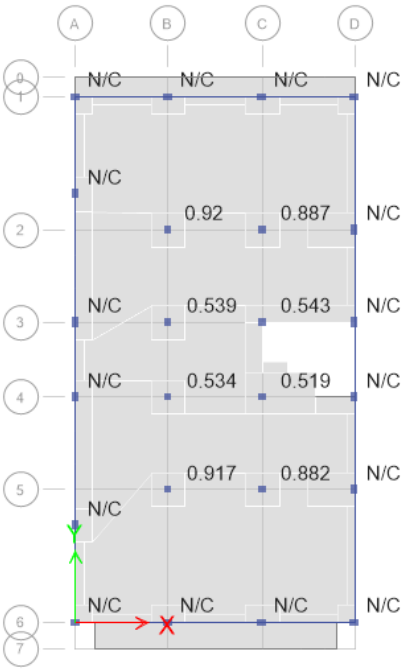


***Fig.R8.7.6d**—Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.*

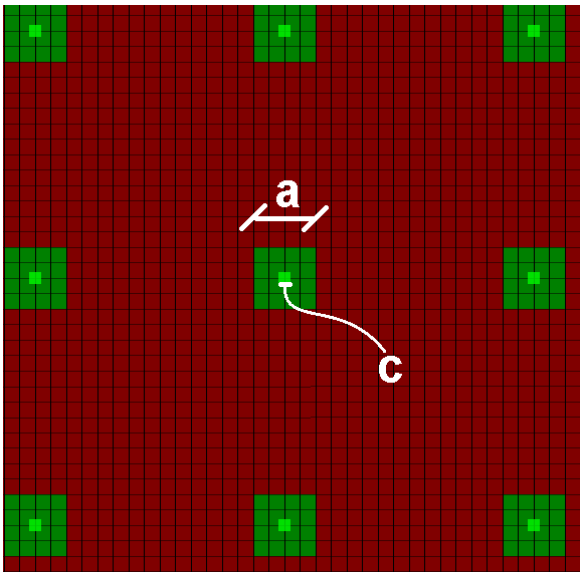


۹-۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه‌ی $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

- مطابق بند فوق، در دالهای بدون تیر، آرماتور ویژه پانچ باید تا ۴ برابر ضخامت دال ادامه یابد. با توجه به اهمیت پانچ در این دالها، توصیه میشود در این ناحیه دال به صورت توپر در نظر گرفته شود. در این حالت ابعاد ناحیه توپر مطابق شکل و رابطه زیر خواهد بود:

$$a > c + 8t$$

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



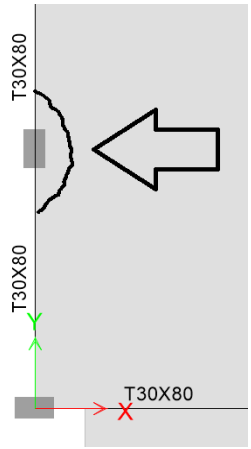
- گرچه آیین نامه الزامات پانچ را تنها برای دال-ستون مطرح کرده است، توصیه میشود در رابطه با دیوار برشی که بدون تیر مستقیما به دال وصل میشوند نیز مشابه ستونها آرماتور پانچ قرار داده شود و ناحیه توپر در نظر گرفته شود (به خصوص در دو انتهای دیوار برشی در قسمت المانهای مرزی)

۳-۲-۱ برش پانچ ستونهای متصل به تیر کناری

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

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

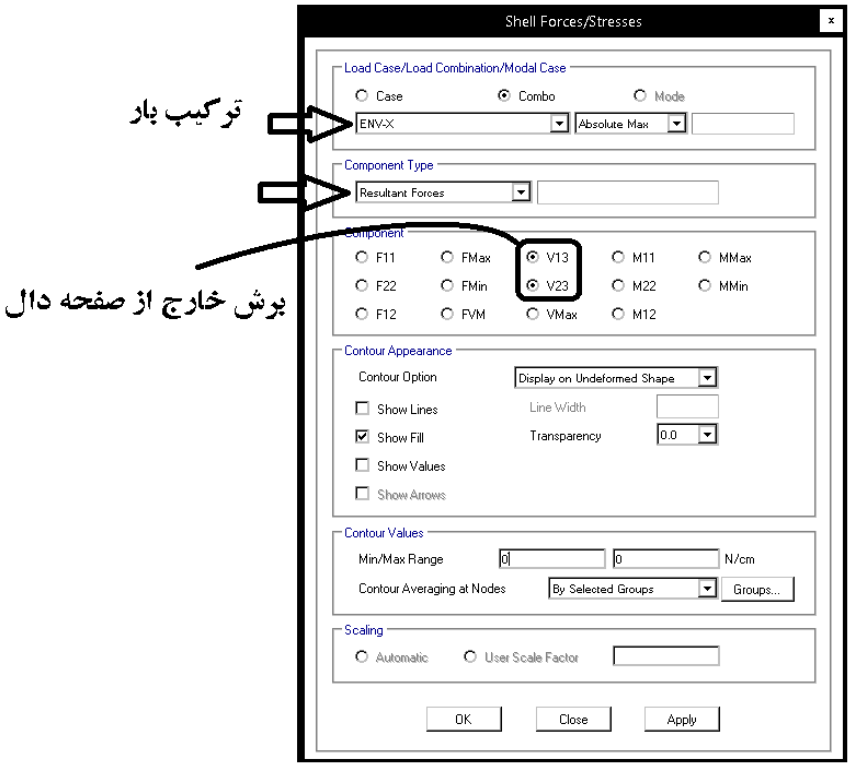
در مواردی که ابعاد تیر کناری کوچک باشد (سختی پیچشی و خمشی تیر پایین باشد)، جریان نیرو به صورت متمرکز مستقیما از طریق دال وارد ستون می شود و احتمال پارگی در دال وجود دارد.



نحوه کنترل:

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

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



- 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.

۳-۲-۲ کنترل برش پانچ در دال متصل به دیوارهای برشی (بدون تیر)

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

مطالب زیر مربوط برگرفته از کتاب پروفسور Moehle می باشد:

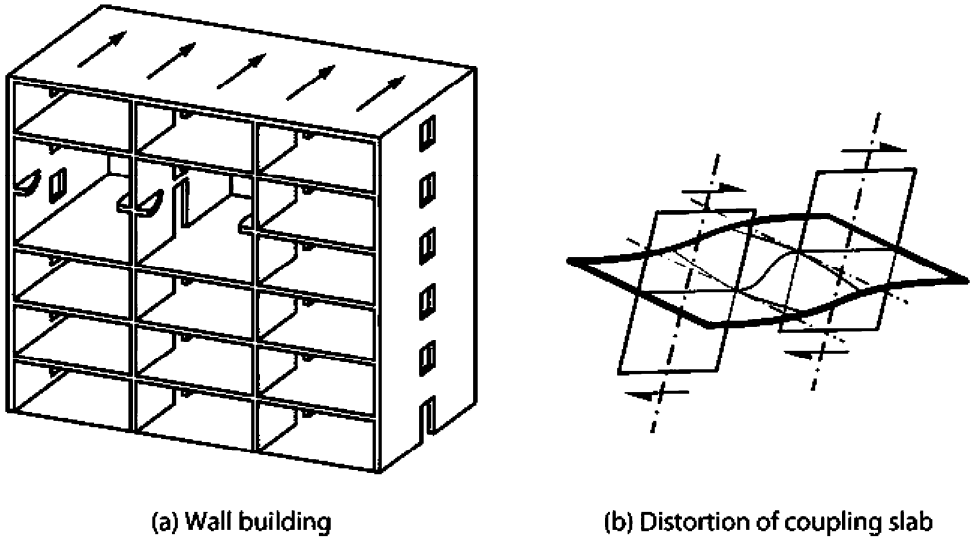
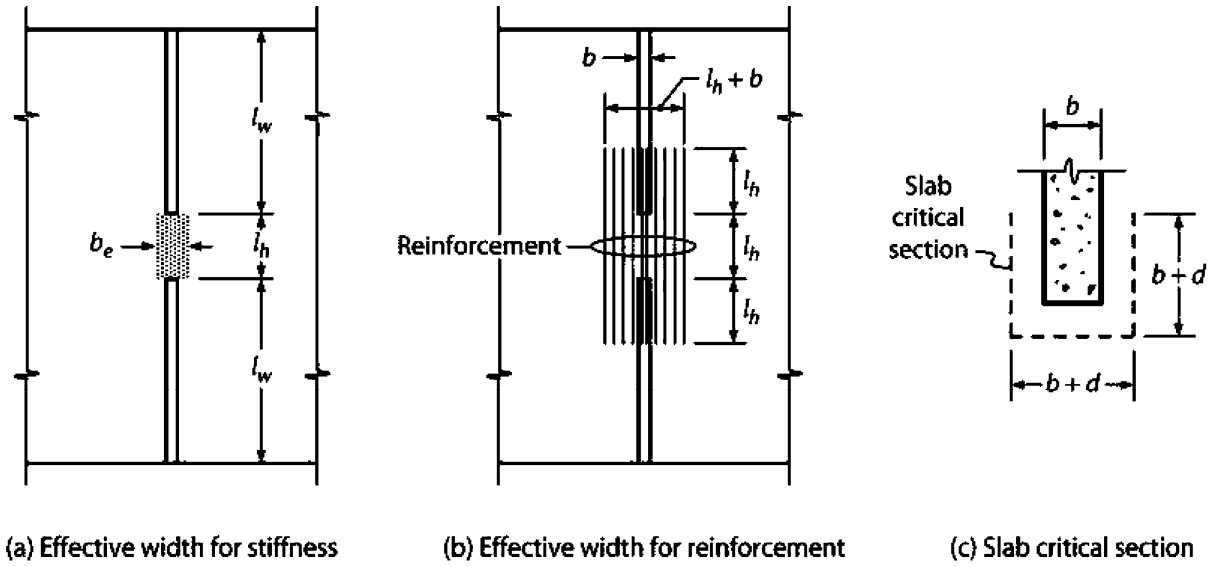


FIGURE 10.30 Slab-wall coupling.

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



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

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

در متن فوق نکاتی در رابطه با اندرکنش دال با دیوار ذکر شده است که می تواند مفید باشد.

ماهیت پانچ در اطراف دیوار برشی با پانچ اطراف ستون تفاوت دارد و نمی توان از ضوابط ارائه شده برای ستونها استفاده کرد. به متن زیر از ACI352 توجه نمایید:

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

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

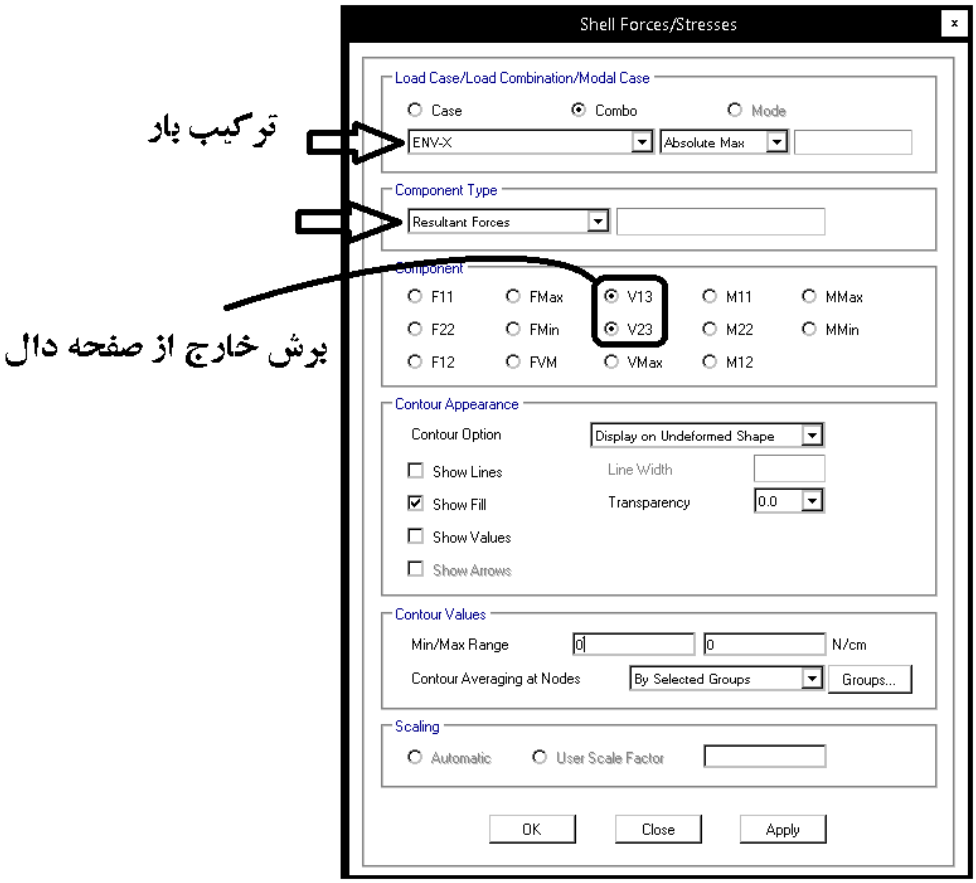
1- J. SCHWAIGHOFER and M. P. COLLINS, “Experimental Study of the Behavior of Reinforced Concrete Coupling Slabs”, ACI JOURNAL, March 1977, pp.123-127.
2- "T. Paulay and R. G. Taylor, “Slab Coupling of Earthquake-Resisting Shear walls”, Technical Paper, ACI JOURNAL, March-April 1981, pp.130-140.

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

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

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

- استخراج 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:

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

- توصیه می شود آرماتور برشی حداقل که برای اتصال دال بدن تیر به ستون توسط آیین نامه ارائه شده است، برای اتصال دال بدون تیر به دیوار نیز رعایت شود.

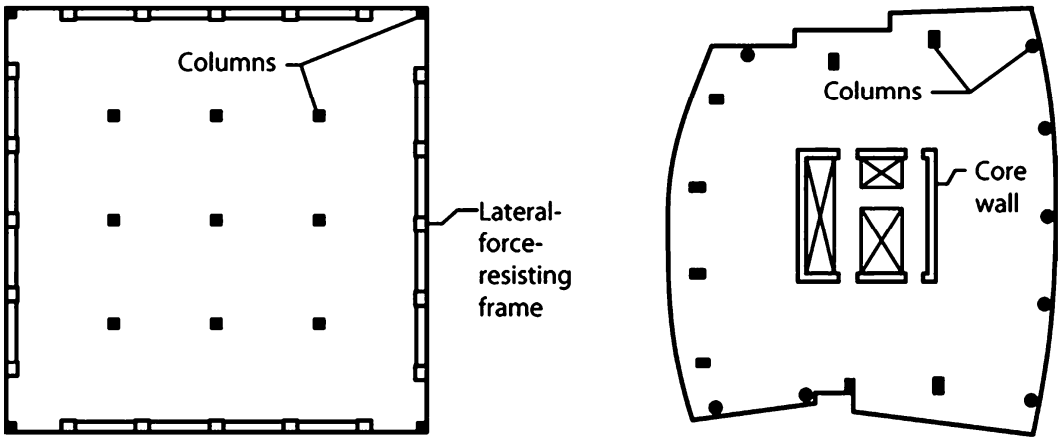
۳-۳ ستونها در دالهای بدون تیر

با توجه به متن استاندارد ۲۸۰۰ و نیز مبحث نهم، در صورتی که تمامی شرایط زیر مهیا شود، می توان از ترکیب دال- ستون بدون تیر به عنوان **قاب خمشی متوسط** استفاده کرد:

۱- در دهانه مورد نظر تیر نداشته باشیم (دال دوطرفه بدون تیر)
۲- اگر سیستم قاب خمشی هست (دوگانه نیست) سازه حداکثر سه طبقه باشد و یا ارتفاع آن حداکثر ۱۰ متر باشد.
۳- سازه در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد نباشد (A<0.35).
۴- درجه اهمیت سازه بسیار زیاد نباشد (I<1.4).
۵- ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۵ مبحث نهم رعایت گردد.

در صورتی که تمامی شرایط فوق مهیا نشود، دالهای بدون تیر و نیز ستونهای متصل به دالهای بدون تیر جز سیستم باربر جانبی لرزه ای محسوب نمی شوند و در فایل LATERAL که هدف بررسی کفایت سیستم باربر جانبی است، این ستونها نباید در تحمل بار جانبی مشارکت داشته باشند. برای این منظور می توان در فایل LATERAL تکیه گاه این ستونها را از حالت گیردار به مفصلی ثابت تبدیل کرد. در این حالت با توجه به اینکه سختی خمشی دال تخت سقف نیز نزدیک به صفر وارد شده است، مشارکت ستونهای غیر بار جانبی در بار جانبی به حداقل خواهد رسید.

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 لرزه ای**
  - این ستونها هم در فایل MAIN و هم در فایل LATERAL کنترل می شوند.

- **ستونهای غیر باربر جانبی لرزه ای**
  - این ستونها تنها در فایل MAIN کنترل می شوند.
  - این ستونها در فایل Lateral کنترل نمی شوند. در فایل Lateral هدف تنها کنترل کفایت سیستم باربر جانبی لرزه ای است.
  - این ستونها باید برای اثر ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه نیز کنترل شوند.

۳-۳-۱ کنترل ستونهای غیر باربر جانبی لرزه ای برای تغییرمکان جانبی غیرخطی طرح

استاندارد ۲۸۰۰

۳-۱۰ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

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

مبحث نهم

۹-۲۰-۱۰ اعضایی از سازه که جزیی از سیستم مقاوم دربرابر زلزله منظور نمی‌شوند

۹-۲۰-۱۰-۱ در سازه‌های با شکل پذیری زیاد یا متوسط می‌توان در صورت لزوم برخی از اعضای سازه‌ای (تیرها، ستون‌ها، دال‌ها و دیوار پایه‌ها) را به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی منظور ننمود. در چنین حالتی باید از سختی و مقاومت این اعضا در برابر بارهای جانبی صرف نظر شود؛ ولی این اعضا و اتصالات آن‌ها باید طوری طراحی شوند که بتوانند به صورت مناسب بارهای قائم وارده بر آن‌ها که شامل اثرات هم‌زمان مولفه قائم زلزله نیز می‌شود، را تحت اثر تغییر مکان‌های جانبی ایجاد شده به واسطه‌ی بحرانی‌ترین اثر زلزله تحمل نمایند. در این اعضا باید اثرات ثانویه‌ی $(P-\Delta)$ نیز منظور گردند. بند ۹-۲۰-۱۰ ضوابط طراحی این اعضا را مشخص می‌کند.

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

۹-۲۰-۱۰-۳-۱ 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 ۹-۲۰-۱۰-۳-۲ و یا ۹-۲۰-۱۰-۳-۳، انجام شود. در صورتی که اثرات δ_u در محاسبات به صورت مستقیم منظور نگردد، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ تامین گردند.

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

الف- مشخصات مصالح، باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۲-۵-۱و ۹-۲۰-۲-۵-۲ و وصله‌های مکانیکی و جوشی باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۲-۶ تا ۹-۲۰-۶-۲-۲-۹ برای قاب‌های ویژه باشند.

ضوابط ستونهای ویژه

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

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

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

- مطابق بندهای فوق، ستون متصل به دال بتنی (غیر باربر جانبی) باید قادر باشد همراه با بارهای ثقلی، تغییر مکان غیر خطی طرح ($\delta_u = C_d \times \Delta_e$) را نیز تحمل کند. انجام این کنترل نیازمند انجام تحلیل غیر خطی است.

به جای انجام تحلیل غیر خطی می توان از روشی که مبحث نهم پیشنهاد کرده استفاده نمود:

طبق مبحث نهم در رابطه با ستونهای غیر باربر جانبی (متصل به دال) دو دسته متفاوت می توان متصور شد:

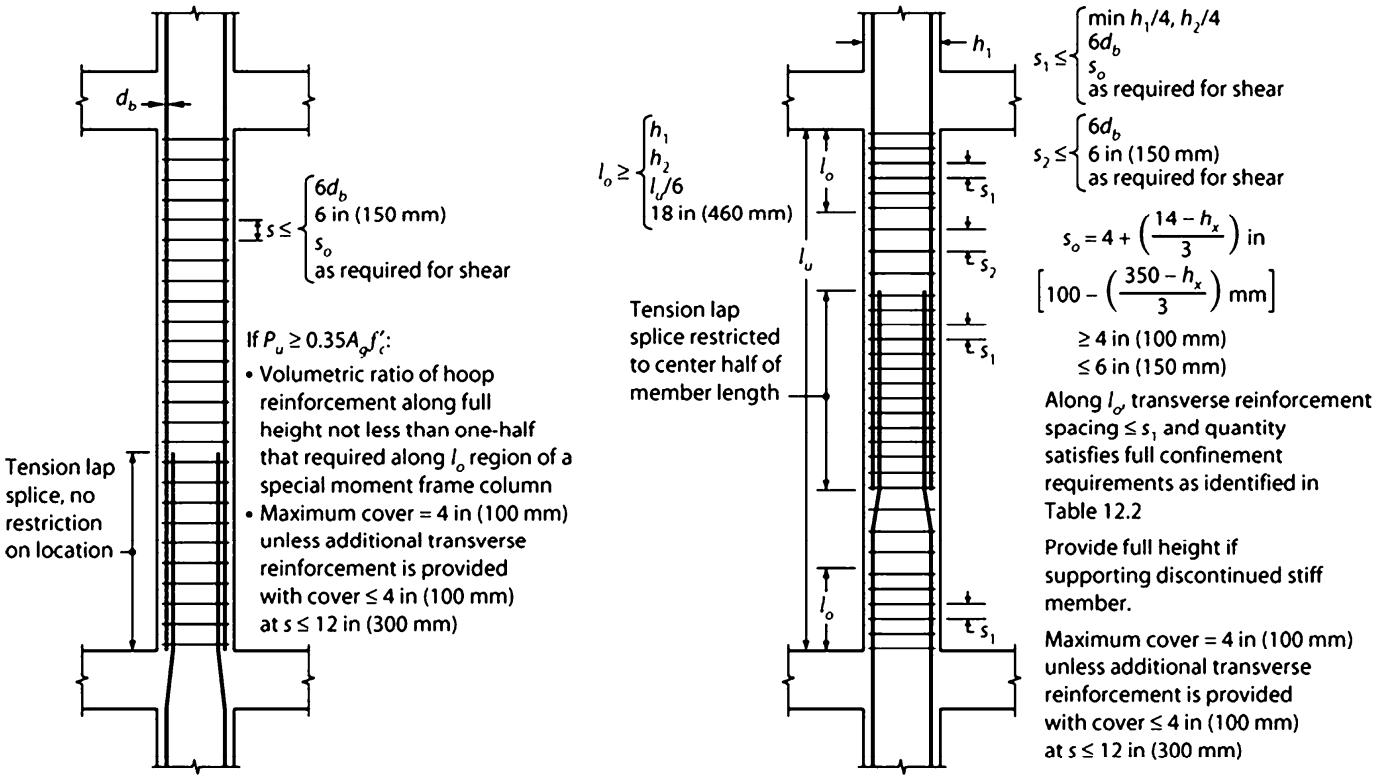
۱- ستونها تحت اثرات $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ مستقیما کنترل شوند.

۲- اثرات $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ در محاسبات به صورت مستقیم منظور نگردد و در عوض ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ تامین گردد.

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

بنابراین در صورتی که طراح در ستونهای غیر بار جانبی ضوابط ستونهای ویژه (از جمله محل وصله در میانه ستون، تنگ گذاری خاص ستون ویژه) استفاده کند، نیازی به کنترل ستونها برای $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ نخواهد بود.

- نتیجه: با توجه به زمان بر بودن آنالیز غیر خطی، محاسبین معمولا ترجیح می دهند به جای انجام آنالیز غیر خطی، در تمامی ستونهایی که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند، ضوابط ستونهای قابهای خمشی ویژه را رعایت کنند.
- شکل زیر برگرفته از کتاب Moehle می باشد که بیانگر جزئیات آرماتورگذاری ستونهای غیر باربر جانبی در دو حالت می باشد:
- در ستونهایی که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند (ستونهای متصل به دال) توصیه میشود از جزئیات شکل سمت راست باید استفاده شود



(a) Demands do not exceed design strengths

(b) Demands exceed design strengths

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