

کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی

کارگروه بتن

نشریه شماره ۲
تیر ۱۴۰۳




نظام فنی و اجرایی کشور

وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



پیش گفتار

امروزه نرم افزارهای مهندسی به عنوان یک ابزار کارآمد در ارائه سریع و دقیق خدمات مهندسی، نقش محوری ایفا نموده و لذا پاسخ به نیاز مهندسين در استفاده صحيح از اين نرم افزارها ضرورت يافته است. در راستای پاسخ به این نیاز مهم، امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور در قالب تفاهم نامه مشترک و تعامل با مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ساماندهی استفاده از نرم افزارهای مهندسی را در دستور کار خود قرار داده است.

دفتر تدوین ضوابط و استانداردهای مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی به عنوان مسئول این امر مهم، در ارتباط مستقیم با امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور و به پشتوانه حضور افراد صاحب نظر و مجرب این حوزه، در حال ساختارسازی و عملیاتی نمودن فعالیت های مربوطه می باشد. از گام های مهم زیرساختی در اجرای این سیاست، تشکیل کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی است که اهداف و فعالیت های جاری آن در سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی به نشانی <https://iesc.bhrc.ac.ir> ارائه می گردد.

ساماندهی استفاده از نرم افزارهای مهندسی، هدف کلان این کمیته بوده و کلیه سیاست ها و برنامه ها بر مبنای این هدف، تنظیم و اجرا می گردد. نحوه اعمال ضوابط آیین نامه ای در روند طراحی نرم افزارها و پاسخ گویی به ابهامات جامعه مهندسی در حوزه نرم افزار، ساختار اصلی فعالیت ها را تشکیل می دهد. لازم به ذکر است همواره ضوابط آیین نامه ای و مقررات ملی به عنوان سند بالادستی برای این کمیته تلقی می گردد. انتقال دانش افراد صاحب نظر در این حوزه به مهندسين، علی الخصوص طراحان از ديگر اهداف اين کمیته بوده که از طریق ارجاع پرسش های مهندسين به کمیته های تخصصی در دستور کار قرار گرفته است.

در این راستا، کارگروه بتن کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی با هدف پاسخگویی به پرسش ها و ابهامات نرم افزاری مرتبط با طراحی سازه های بتن آرمه، از مرداد ۱۳۹۹ تشکیل و آغاز به کار نموده است.

معرفی اعضای کارگروه بتن (به ترتیب حروف الفبا)

- ۱- مهندس صمد آقازاده
- ۲- دکتر فرهاد بهنام‌فر
- ۳- دکتر عاطفه جهان‌محمدی
- ۴- دکتر مسعود حسین‌زاده اصل
- ۵- مهندس صمد دهقانی
- ۶- دکتر رضا سلطان‌آبادی
- ۷- دکتر امیرحسین شجاع
- ۸- دکتر مهدی علیرضایی
- ۹- مهندس رضا غفاری (مسئول کارگروه)
- ۱۰- دکتر علیرضا فاروقی
- ۱۱- دکتر کامیار کرباسی

فهرست مطالب

صفحه	موضوع
۱	فصل ۱ پرسش‌های مربوط به تیرها و ستون‌ها
۱	۱-۱) در مواردی که تیرها متحمل نیروی محوری می‌شوند (مانند طراحی دیافراگم‌ها، تیرهای زیرزمین، آنالیز حرارتی و ...)، چگونه می‌توان اثر این نیروی محوری را در طراحی تیرها منظور نمود؟
۱	۲-۱) آیا معرفی ضریب ترک‌خوردگی پیش‌بینی برابر با ۰/۱۵ برای تمامی تیرها مجاز است؟
۱	۳-۱) آیا تیرهای با ارتفاع بیش از ضخامت سقف در سقف‌های متشکل از دال‌های مجوف دو پوش را می‌توان همواره به‌عنوان یک تیر مستقل (با عملکرد مجزا از دال) محسوب نمود؟
۲	۴-۱) آیا تیرهای هم‌ضخامت با سقف (تیر مخفی) در سقف‌های متشکل از دال‌های مجوف دو پوش را می‌توان به‌عنوان یک تیر مستقل در نظر گرفت؟
۲	۵-۱) معرفی آرماتورهای طولی (خمشی) تیرها در نرم‌افزارهای متداول طراحی سازه همانند ETABS، در چه مواردی کاربرد داشته و الزامی است؟
۳	۶-۱) آیا Divide کردن ستون‌های طرفین تیر نیم‌طبقه پله، در محل تیرهای مذکور ضرورت دارد؟
۳	۷-۱) در مواردی که مطابق شکل ۱-۲، کنسولی بتنی در سقف وجود داشته باشد چه نکاتی باید مدنظر قرار گیرد؟
۴	۸-۱) چگونه می‌توان در نرم‌افزار ETABS، ضابطهٔ بند ۳-۱-۴ (ب) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ را برای ستون‌های بتن‌آرمه کنترل نمود؟
۶	۹-۱) آیا نرم‌افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی متوسط را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟
۶	۱۰-۱) آیا نرم‌افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی ویژه را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟
۶	۱۱-۱) آیا نرم‌افزار ETABS، طراحی آرماتورهای برشی تیرهای بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟
۸	۱۲-۱) به‌منظور مدل‌سازی ستون‌های مورب در ETABS، چه نکات نرم‌افزاری باید رعایت شود؟
۸	۱۳-۱) در صورت اجرای کنسول به‌صورت دال بتن‌آرمهٔ طره‌ای، مدل‌سازی آن در نرم‌افزار ETABS چگونه بوده و ضریب اصلاح سختی پیش‌بینی تیر تکیه‌گاهی آن چه مقدار می‌باشد؟

فصل ۲ پرسش‌های مربوط به دیوارها (برشی، حائل) ۱۱

۱۱-۲) جهت مش‌بندی دیوارهای برشی، ابعاد مش‌ها چگونه اختیار گردد؟ آیا نسبت ابعادی مش‌ها مهم است؟

۲-۲) ضرایب ترک‌خوردگی مربوط به سختی‌های درون‌صفحه و عمود بر صفحه دیوارهای برشی چه مقدار است و چگونه به دیوار تخصیص یابد؟

۳-۲) آیا لازم است در دو انتهای دیوارهای برشی، المان ستون مدل شود؟

۴-۲) در صورتی که دیوار برشی دارای اجزای مرزی (المان مرزی) باشد، آیا لازم است اجزای مرزی دیوار توسط المان ستون مدل شوند؟

۵-۲) در صورتی که دیوار برشی، دارای المان ستون در دو انتهای خود باشد (ستون‌های مرزی)، ضرایب اصلاح سختی این ستون‌های مرزی چه مقدار است و چگونه معرفی می‌شود؟

۶-۲) در صورتی که دیوار برشی، دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود باشد آیا لازم است این ستون‌ها به صورت مستقل طراحی شوند؟

۷-۲) در دیوارهای برشی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، جهت بررسی اندرکنش دیوار با قاب‌هایی که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل می‌شوند، ابعاد ستون‌های فرضی و ضریب اصلاح سختی آنها چگونه در نظر گرفته شود؟

۸-۲) آیا لازم است در دیوارهای برشی، المان تیر مدل شود؟

۹-۲) در دیوارهای برشی دمبلی شکل که نواحی تعریض شده انتهای دیوار از طریق المان ستون (ستون‌های مرزی) مدل می‌شوند، آیا نیازی به لحاظ نمودن ضریب اصلاح، به دلیل هم‌پوشانی دیوار و ستون‌های مرزی وجود دارد؟

۱۰-۲) با توجه به عدم وجود پردازنده خاص طراحی دیوارهای حائل در نرم‌افزار ETABS، آیا معرفی Pier Label به دیوارهای حائل و طراحی آنها به‌مانند دیوارهای برشی صحیح است؟

۱۱-۲) آیا در مدل‌سازی دیوارهای حائل لازم است ستون‌های بتن‌آرمه، بین پنل‌های دیوارهای حائل مدل شوند؟

۱۲-۲) آرماتورهای افقی دیوارهای حائل چگونه باید طراحی شوند و آیا ETABS قادر است این آرماتورها را طراحی نماید؟

۱۳-۲) نام‌گذاری دیوارهای برشی هم‌بسته (هم‌بند، بازشودار) در نرم‌افزار ETABS چگونه انجام می‌شود؟

موضوع	صفحه
۱۴-۲ آیا به منظور مدل سازی تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن آرمه در نرم افزار ETABS می توان از المان Frame استفاده نمود؟	۱۷
۱۵-۲ آیا طراحی آرماتورهای برشی تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن آرمه در نرم افزار ETABS صحیح می باشد؟	۱۷
۱۶-۲ مقدار ضریب اصلاح سختی تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن آرمه در نرم افزار، چه میزان در نظر گرفته شود؟	۱۸
۱۷-۲ تقسیم بندی اجزای دیوارهای برشی بال دار و تعریف برچسب ساق های آن در نرم افزار ETABS چگونه انجام شود؟	۱۹

فصل ۳ پرسش های مربوط به دال ها و دیافراگم ها ۲۳

- ۱-۳ جهت محاسبه خیزهای آنی و دراز مدت دال ها در نرم افزار SAFE آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک خوردگی اعضا معرفی شود؟ ۲۳
- ۲-۳ در مواردی که در SAFE یا ETABS قصد طراحی آرماتورهای دال و محاسبات مربوط به خمش و برش، تحت بارهای ثقلی و جانبی دال را داریم آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک خوردگی اعضا معرفی شود؟ ۲۳
- ۳-۳ به منظور طراحی آرماتور دال های بتن آرمه از نرم افزار ETABS استفاده شود یا SAFE؟ ۲۴
- ۴-۳ در سیستم های متشکل از سقف های دال بتن آرمه از نوع دال-تیر، آیا سختی های خارج صفحه دال در طراحی سیستم قائم مقاوم لرزه ای مشارکت داده شود و آیا لازم است این دال ها تحت اثر تلاش های خارج صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه طراحی شوند؟ ۲۴
- ۵-۳ در سیستم های متشکل از سقف های دال بتن آرمه از نوع دال های تخت آیا لازم است دال ها تحت اثر تلاش های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه، طراحی شوند؟ ۲۹
- ۶-۳ در صورتی که طراح قصد داشته باشد طراحی آرماتورهای دال، تحت اثر تلاش های خارج از صفحه دال را در SAFE انجام دهد (مستقل از مبحث طراحی دیافراگم)، ارسال اطلاعات از ETABS به SAFE بر اساس کدام یک از گزینه های مربوط به ارسال انجام شود؟ ۳۱
- ۷-۳ در صورتی که سازه ای در ETABS به روش دینامیکی تحلیل شده باشد و طراح قصد داشته باشد طراحی آرماتورهای دال، تحت اثر تلاش های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه را در SAFE انجام دهد آیا استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی ETABS برای این منظور قابل قبول است؟ ۳۱

موضوع	صفحه
۳-۸) در سازه‌های متشکل از سقف‌های دال بتن‌آرمه، اعم از دال‌های تخت یا سیستم دال-تیر، تعیین زمان تناوب تحلیلی سازه چگونه باید انجام شود؟	۳۱
۳-۹) در صورتی که سقف‌ها از نوع دال مجوف دو پوش باشند، ضریب اصلاح سختی خمشی و برشی خارج صفحه آنها چه مقدار تعریف شود؟	۳۱
۳-۱۰) در سقف‌هایی که از نوع دال‌های مجوف می‌باشند آیا لازم است طراح، آرماتور حداقل دال را صرف‌نظر از محاسبات نرم‌افزار بررسی نماید؟	۳۲
۳-۱۱) اختصاص دیافراگم به کف‌ها به چند روش ممکن است و تفاوت بین آنها چیست؟	۳۴
۳-۱۲) در مواردی که مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، دیافراگم کف، صلب محسوب شده باشد آیا می‌توان آن را به‌صورت نیمه‌صلب مدل‌سازی نمود؟	۳۵

فصل ۴ پرسش‌های مربوط به شالوده‌ها ۳۶

۴-۱) به‌منظور تحلیل شالوده‌های انعطاف‌پذیر در نرم‌افزار SAFE، آیا می‌توان از یک مقدار ثابت برای ضریب بستر (k_s) در کل سطح زیر شالوده استفاده نمود؟	۳۶
۴-۲) آیا به‌منظور تحلیل و طراحی شالوده‌ها در نرم‌افزار، نیاز به استفاده از ضرایب اصلاح سختی برای شالوده می‌باشد؟	۳۸
۴-۳) آیا جهت مدل‌سازی شالوده‌ها در نرم‌افزار SAFE، مدل کردن المان Stiff ضرورت دارد؟	۳۹
۴-۴) آیا در مدل‌سازی شالوده‌ها در نرم‌افزار SAFE، مدل‌سازی ستون‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه بر روی شالوده ضرورت دارد؟	۴۰
۴-۵) در نرم‌افزار SAFE و هنگام طراحی شالوده‌ها، هدف از کنترل تغییرشکل‌ها و دوران‌های پی چیست؟	۴۳
۴-۶) مدل‌سازی چاله آسانسور و استخر در نرم‌افزار SAFE چگونه انجام می‌شود؟	۴۴
۴-۷) به‌منظور طراحی شالوده‌های گسترده در نرم‌افزار SAFE به روش Strip Based، نوارهای طراحی (strips) چگونه تعریف می‌شوند؟	۴۵
۴-۸) در طراحی شالوده‌های شبکه‌ای آیا ترسیم نوار طراحی (strip) به‌منظور طراحی آرماتور عرضی نوارها ضرورت دارد؟	۴۵

فصل ۵ پرسش‌های مربوط به سایر موضوعات ۴۷

۵-۱) به‌منظور تحلیل سازه‌های بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS، چه زمان می‌توان از اثرات $P-\Delta$ صرف‌نظر نمود؟	۴۷
---	----

موضوع	صفحه
۲-۵) در صورتی که مقاومت فشاری بتن تیر، کمتر از مقاومت فشاری بتن ستون باشد، جهت طراحی گره اتصال (چشمه اتصال)، کدام یک از مقاومت‌های فشاری بتن تیر یا ستون باید مدنظر قرار گیرد و نحوه اعمال آن در نرم‌افزار ETABS چگونه می‌باشد؟	۴۷
۳-۵) در سازه‌های بتن‌آرمه در صورتی که عرض تیر، کمتر از عرض ستونی باشد که به آن متصل می‌شود و محور تیر از مرکز ستون عبور نکند ممکن است ETABS در محاسبات مقاومت برشی گره اتصال نادرست عمل کند. روش اصلاح این موضوع در روند طراحی نرم‌افزاری چگونه است؟	۴۸
۴-۵) کنترل برش گره اتصال در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط بتنی در نرم‌افزار ETABS چگونه انجام می‌شود؟	۴۸
۵-۵) در صورت وجود اختلاف تراز در کف طبقه (کف، دارای اختلاف سطح در دو تراز باشد) مدل‌سازی این کف و تیر در مرز مشترک اختلاف تراز چگونه انجام شود؟	۵۰
پیوست ۱ روش‌های کنترل ضابطه ۲۵ درصد استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های متشکل از سیستم دوگانه با دیوار برشی بتن‌آرمه	۵۴
پیوست ۲ نکات طراحی دیوارهای برشی تحت برش لرزه‌ای در نرم‌افزار ETABS	۵۹
پیوست ۳ راهنمای طراحی دال بتن‌آرمه بر روی ستون‌های فولادی	۶۷
پیوست ۴ بررسی نیاز به المان مرزی و محاسبه عمق تار خنثی پلاستیک مقطع دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار	۷۴

تغییرات این نشریه نسبت به نشریه شماره ۱ (دی‌ماه ۱۴۰۲):

۱- پرسش‌های ۱-۱۲، ۱-۱۳، ۲-۱۷، ۴-۸ و ۵-۵ اضافه شده است.

۲- پیوست ۴ اضافه شده است.

۳- پاسخ پرسش‌های ۲-۱۳، ۳-۴، ۳-۵، ۴-۲، ۴-۴ و ۴-۵ تغییر یا اصلاحاتی داشته است.

فصل ۱: پرسش‌های مربوط به تیرها و ستون‌ها

۱-۱ در مواردی که تیرها متحمل نیروی محوری می‌شوند (مانند طراحی دیافراگم‌ها، تیرهای زیرزمین، آنالیز حرارتی و ...)، چگونه می‌توان اثر این نیروی محوری را در طراحی تیرها منظور نمود؟

مطابق با بند ۹-۱۱-۲-۳ مبحث نهم مقررات ملی، در صورت وجود نیروی محوری در تیر، چنانچه مقدار آن از $0.1f_c'A_g$ بیشتر باشد باید اثر نیروی محوری در نظر گرفته شود. در نرم افزارهای متداول، طراحی تیرهای بتنی به‌طور معمول صرفاً تحت خمش حول محور ۳ آنها انجام می‌شود. به منظور لحاظ نمودن اثر نیروی محوری در طرح تیرها می‌توان در مدل جداگانه‌ای این اعضا را به‌عنوان ستون مدل نمود تا اثرات خمش توأم با نیروی محوری در طراحی آنها در نظر گرفته شود. متذکر می‌گردد به منظور لحاظ شدن اثر نیروی محوری در طراحی تیرها لازم است دیافراگم‌ها نیز از نوع نیمه‌صلب (Semi Rigid) مدل شوند.

۲-۱ آیا معرفی ضریب ترک‌خوردگی پیچشی برابر با ۰/۱۵ برای تمامی تیرها مجاز است؟

خیر. در صورتی که تیر نامعین باشد و پیچش آن از نوع پیچش همسازی باشد (تعادلی نباشد)، ضریب اصلاح سختی پیچشی (بر مبنای بازپخش نیروهای داخلی) بر اساس روش آزمون و خطا تعیین می‌شود. بند ۹-۸-۶-۱ مبحث نهم عنوان می‌کند "اجازه داده می‌شود پیچش ضریب‌دار طرح (T_u) تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد". بدین منظور ابتدا برای کلیه تیرها مقدار ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود. پس از تحلیل و با معلوم شدن پیچش ضریب‌دار تیر، در صورتی که $T_u < \phi T_{cr}$ باشد برای آن تیر نیاز به کاهش سختی پیچشی نبوده، ضریب مذکور برابر ۱/۰ باقی می‌ماند. لیکن در صورتی که $T_u > \phi T_{cr}$ باشد لازم است ضریب

اصلاح سختی پیچشی تیر موردنظر کاهش داده شود و سپس با انجام تحلیل، مجدداً بررسی صورت گیرد. در این حالت اگر با کاهش ضریب اصلاح سختی پیچشی، $T_u < \phi T_{cr}$ گردد لازم است ضریب مذکور افزایش داده شود؛ به گونه‌ای که $T_u < \phi T_{cr}$ نشود.

مقدار ϕT_{cr} را می‌توان بر مبنای بند ۹-۸-۶-۲ مبحث نهم محاسبه نمود و یا جهت سهولت کار می‌توان پس از انجام عملیات طراحی قاب بتنی، بر روی تیر موردنظر کلیک راست و سپس گزینه Shear انتخاب شود. در پنجره‌ای که باز خواهد شد، جدول Torsion Capacity وجود دارد که در آن مقدار ϕT_{cr} گزارش شده است.

۳-۱ آیا تیرهای با ارتفاع بیش از ضخامت سقف در سقف‌های متشکل از دال‌های مجوف دو پوش* را می‌توان همواره به‌عنوان یک تیر مستقل (با عملکرد مجزا از دال) محسوب نمود؟

* انواع دال‌های مجوف در ابتدای فصل ۳ معرفی شده‌اند. مبحث نهم در این خصوص به‌طور صریح ضابطه‌ای ندارد. لذا پیشنهاد می‌گردد با توجه به مشخصات تیر، تصمیم‌گیری در این مورد بر مبنای ضابطه بندهای ۹-۱۰-۱۱-۲ و ۹-۱۰-۱۱-۳ مبحث نهم به شرح ذیل انجام شود.

در صورتی که $\alpha_{fl.l2/l1}$ تیر، حداقل برابر با ۱/۰ باشد، برش مستقیماً از دال به ستون‌ها وارد نمی‌شود. در این حالت می‌توان تیر را به‌عنوان یک عضو مستقل در نظر گرفت.

در صورتی که $\alpha_{fl.l2/l1}$ تیر، کوچکتر از ۱/۰ باشد، بخشی از برش دال به‌طور مستقیم به ستون‌ها وارد می‌شود و تأثیر حضور تیر به‌طور نسبی کاهش می‌یابد. در این حالت نمی‌توان انتظار رفتار تیری کامل و مستقل را داشت.

بر این اساس و علی‌رغم آنکه معیار فوق مربوط به بحث طراحی دال‌ها می‌باشد، اگر طراح قصد به‌کارگیری تیرها و لحاظ نمودن مشارکت مستقل آنها در باربری جانبی را

پیش‌فرض، محاسبه ظرفیت‌های خمشی اسمی و محتمل تیرها را بر مبنای آرماتورهای خمشی طراحی شده تحت لنگرهای حاصل از ترکیب‌های بارگذاری انجام می‌دهد. در حالی که در عمل، طراح پس از مشاهده آرماتورهای خمشی طراحی شده برای تیرها، اقدام به تعیین مقادیر آرماتورهای سراسری و تقویت نموده و بدین ترتیب، مقادیر نهایی یا اجرایی آرماتور طولی تیرها تعیین می‌شود که بعضاً متفاوت از مقدار اولیه آرماتورهای خمشی طراحی شده در نرم‌افزار است. بر این اساس، ظرفیت‌های خمشی اسمی و محتمل تیرها نیز باید بر مبنای مقادیر اجرایی آرماتور طولی تیرها محاسبه شود. لذا لازم است طراح، مقادیر اجرایی آرماتورهای خمشی تیرها در مقطع اتصال به ستون‌ها را جهت محاسبات M_n و M_{pr} تیرها و انجام صحیح ضوابط بندهای مذکور به برنامه معرفی نماید. بدین منظور، پس از طراحی آرماتورهای خمشی تیرها در نرم‌افزار لازم است به ازای هر تیر، مقطع جدیدی تعریف شود که در پنجره معرفی اطلاعات آرماتورهای تیر مذکور، مقادیر اجرایی آرماتورهای فوقانی و تحتانی در دو انتهای آن تیر به برنامه معرفی شود (شکل ۱-۱) و سپس این مقطع جدید به تیر موردنظر تخصیص یابد. نظر به تعدد و تنوع گسترده مقاطع و آرماتورهای خمشی فوقانی و تحتانی تیرها، این تعریف و تخصیص می‌تواند بسیار زمان‌بر باشد. جهت سهولت نسبی کار و صرفاً در موضوع کنترل برش

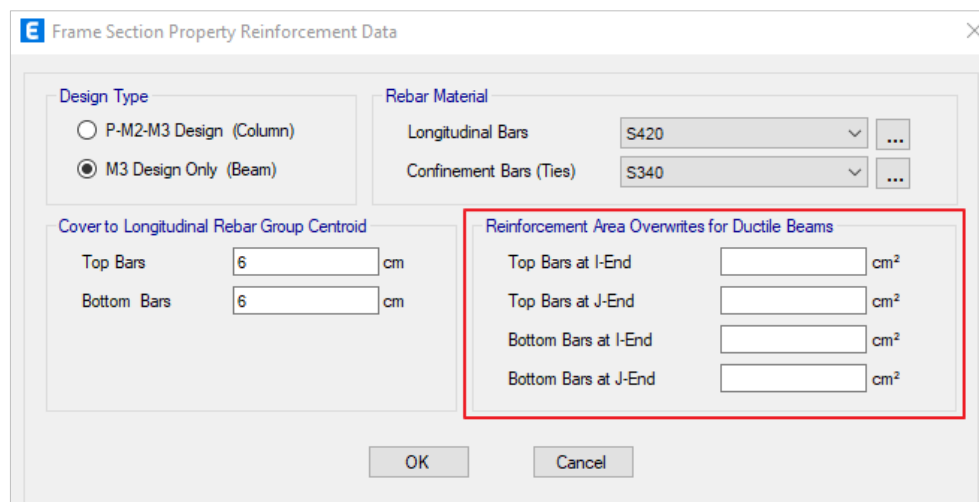
دارد، مؤکداً توصیه می‌شود ابعاد تمامی تیرها به گونه‌ای اختیار گردد که $\alpha_{f1.l2/l1}$ آنها حداقل برابر ۱/۰ باشد.

۴-۱ آیا تیرهای هم‌ضخامت با سقف (تیر مخفی) در سقف‌های متشکل از دال‌های مجوف دو پوش را می‌توان به عنوان یک تیر مستقل در نظر گرفت؟

خیر. با توجه به پاسخ مربوط به پرسش شماره ۳-۱، چنین تیرهایی بخشی از دال محسوب گشته و عملاً نمی‌توان از آنها انتظار رفتار مستقل تیری را داشت. لذا چنین تیرهایی در مدل‌سازی نباید مدل شوند.

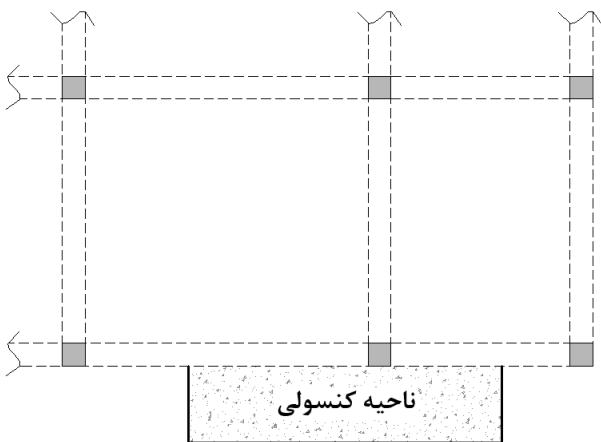
۵-۱ معرفی آرماتورهای طولی (خمشی) تیرها در نرم‌افزارهای متداول طراحی سازه همانند ETABS در چه مواردی کاربرد داشته و الزامی است؟

در اجرای ضوابط بندهای ۴-۲-۵-۲۰-۹ و ۴-۵-۲۰-۹-۴ که به ترتیب مربوط به برش در تیرهای با شکل‌پذیری متوسط و برش در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط می‌باشند و همچنین در اجرای ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲۰-۴ با موضوع برش در تیرهای با شکل‌پذیری زیاد، بند ۹-۶-۲۰-۴ با موضوع حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها (ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی) و بند ۹-۲۰-۶-۵-۴ با موضوع مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون، نیاز به ظرفیت خمشی اسمی تیر (M_n) یا ظرفیت خمشی محتمل تیر (M_{pr}) می‌باشد. نرم‌افزار به‌طور



شکل ۱-۱: پنجره معرفی مشخصات مقطع تیرهای بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS

۷-۱ در مواردی که مطابق شکل ۱-۲، کنسولی بتنی در سقف وجود داشته باشد چه نکاتی باید مدنظر قرار گیرد؟



شکل ۱-۲: اجرای کنسول به صورت دال بتنی طره‌ای

به منظور اجرای سازه ناحیه کنسول توصیه می‌شود به جای تیرهای طره از یک دال بتن آرمه طره‌ای استفاده شود تا از طریق دال مذکور، انتقال بارهای ناحیه کنسول به تیرهای تکیه‌گاهی به صورت یکنواخت انجام شود و حتی‌الامکان از ایجاد بارهای متمرکز در تیرهای اصلی تکیه‌گاهی ممانعت شود.

در صورتی که به هر دلیل، جهت تأمین پایداری ناحیه کنسول و انتقال بار آن به تیرهای تکیه‌گاهی، به جای دال طره‌ای از تیرهای طره‌ای، مشابه تیرهای A و B استفاده می‌شود (شکل ۱-۳)، باید تیرهای اصلی C و D برای لنگر پیچشی متمرکزی که به واسطه تیرهای طره‌ای مذکور ایجاد می‌شود، طراحی شوند. در این حالت، با هدف کاهش اثرات لنگر پیچشی ناشی از عملکرد تیرهای طره‌ای می‌توان در امتداد تیرهای طره، تیرهای فرعی E و F را در داخل سقف دهانه مجاور ادامه داد. اگرچه تیرهای فرعی مذکور می‌توانند موجب کاهش بخشی از لنگرهای پیچشی متمرکز ایجاد شده در تیرهای اصلی C و D شوند، لیکن لزوماً موجب حذف کامل لنگرهای پیچشی مذکور نمی‌شوند. مقدار نهایی این لنگرهای پیچشی متمرکز به عوامل مختلفی از جمله طول طره، میزان بارهای ناحیه کنسول، سختی پیچشی تیرهای اصلی C و D، سختی خمشی تیرهای فرعی E و F و

گره اتصال (چشمه اتصال) می‌توان از یک روش تقریبی استفاده نمود که در آن، جهت تعریف مقطع جدید تیرها فقط آرماتورهای تحتانی معرفی می‌شوند. بدین صورت که در هر گره محل ستون و در هر امتداد، بیشترین مقدار آرماتورهای تحتانی تیرهای متصل به آن گره تعیین شود و پس از تبدیل آن به مقدار نهایی اجرایی، این مقدار به عنوان آرماتور تحتانی در محل آن گره، برای تیرهای متصل به گره مذکور در امتداد موردنظر تعریف شود. در این حالت، در محاسباتی که نرم‌افزار انجام می‌دهد، آرماتورهای تحتانی تیرهای متصل به ستون مشترک تکیه‌گاهی با یکدیگر برابر خواهند بود و در نتیجه، مجموع لنگرهای مقاوم اسمی یا محتمل نظیر با آرماتور فوقانی حداکثر و آرماتور تحتانی حداکثر، مبنای محاسبات قرار خواهد گرفت. برای راحت‌تر شدن مجدد کار می‌توان به طور محافظه کارانه ابتدا بیشترین مقدار آرماتور تحتانی در بین کلیه تیرهای با مقطع مشابه در هر طبقه را برای تمامی تیرهای آن طبقه تعریف و سپس در گره‌هایی که احیاناً مشکل برش ناحیه اتصال تیر به ستون در آنها مشاهده می‌شود، آرماتورهای مربوط به تیرهای متصل به ستون در محل آن گره را اصلاح نموده و برابر با مقادیر دقیق اجرایی آنها تعریف کرد.

تبصره: در صورتی که ارتفاع تیر متصل به ستون در امتداد عمود بر راستای مورد بررسی، کوچکتر یا مساوی نصف ارتفاع تیر با ارتفاع بیشتر، در راستای مورد بررسی باشد توصیه می‌شود در محاسبات برش گره اتصال، حضور آن تیر در امتداد عمود بر راستای مورد بررسی نادیده گرفته شود.

۶-۱ آیا Divide کردن ستون‌های طرفین تیر نیم طبقه پله، در محل تیرهای مذکور ضرورت دارد؟

بله. به منظور برآورد صحیح پاسخ‌های سیستم و نیروهای داخلی اعضا مقتضی است ستون‌های طرفین تیر نیم طبقه پله از محل تیرهای مذکور، دو قطعه شود.

ناحیه کنسول نیز افزایش می‌یابد. صلبیت پیچشی تیر تکیه‌گاهی تابع ابعاد این تیر و نیز ضریب اصلاح سختی پیچشی آن است که مؤکداً متذکر می‌شود باید این ضریب به درستی محاسبه شود.

۸-۱ چگونه می‌توان در نرم‌افزار ETABS، ضابطه بند ۳-۱-۴(ب) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ را برای ستون‌های بتن آرمه کنترل نمود؟

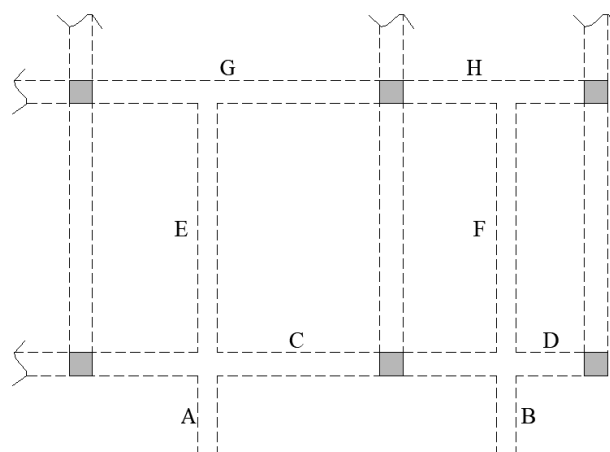
مطابق بند ۳-۱-۴(ب) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان‌های منظم در پلان، ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی باید تحت اثر ۱۰۰ درصد نیروی زلزله یک امتداد و ۳۰ درصد نیروی زلزله محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد موردنظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد آن ستون، معاف از ضابطه ۳۰-۱۰۰ خواهد بود. این بررسی باید برای هر دو نیروی محوری کششی و فشاری ستون انجام شود. متذکر می‌گردد در صورتی که ساختمان، نامنظم در پلان محسوب شود این معافیت مصداق نداشته و لازم است سازه و شالوده ساختمان، تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ طراحی شوند. در سازه‌های بتن آرمه عملاً تمامی ستون‌ها، ستون‌های محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی هستند؛ مگر آنکه در امتدادی از سازه، ستون یا ستون‌هایی غیر باربر لرزه‌ای محسوب شده باشند.

جهت تسهیل چگونگی انجام بررسی این معافیت، جزئیات آن در قالب عملیات گام به گام به شرح ذیل ارائه می‌گردد:

گام اول: لازم است ترکیب بارهایی ایجاد شوند که صرفاً شامل بارهای زلزله مطابق جدول ۱-۱ است.

تذکر: عبارت $(0.6AI)D$ در ترکیب بارهای جدول ۱-۱ مربوط به اثر نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر کل سازه ساختمان در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد است که باید در تعیین نیروی محوری ناشی از زلزله در ستون‌ها

باربر بودن یا نبودن آنها بستگی دارد. با توجه به مقادیر نهایی پیچش در تیرهای اصلی C و D، آرماتورهای پیچشی لازم برای این تیرها توسط نرم‌افزار قابل محاسبه است. به‌منظور محاسبه صحیح آرماتورهای پیچشی مذکور، ضریب ترک‌خوردگی پیچشی تیرها حائز اهمیت بوده و لذا باید این ضریب برای هریک از تیرها به درستی محاسبه شود. جزئیات محاسبه ضریب ترک‌خوردگی پیچشی تیرها در پرسش شماره ۱-۲ ارائه شده است.



شکل ۳-۱: اجرای کنسول از طریق تیرهای بتنی طره‌ای

تذکر ۱: در صورتی که از روش تیرهای طره‌ای استفاده می‌شود و خصوصاً زمانی که تیرهای فرعی E و F، باربر نیز باشند لازم است تدابیر مقتضی جهت کنترل برش ایجاد شده در تیرهای اصلی C و D و همچنین تیرهای اصلی G و H اتخاذ گردد. در این حالت و البته در مواردی که اتصال تیر فرعی به تیر اصلی به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شود، به تفسیر بند ۱۱-۶-۵-۲ آبا (آیین‌نامه بتن ایران؛ تجدیدنظر دوم؛ جلد اول؛ نشریه شماره ۱-۱۲۰ سازمان برنامه و بودجه کشور؛ ویرایش ۱۴۰۰) مراجعه شود.

تذکر ۲: در مواردی که همانند شکل‌های ۲-۱ و ۳-۱، تیری به‌عنوان تکیه‌گاه دال طره‌ای یا تیرهای طره‌ای عمل می‌کند لازم است به کنترل خیز و لرزش ناحیه کنسول توجه ویژه شود. در این موارد، صلبیت پیچشی تیر تکیه‌گاهی نقش قابل توجهی در میزان خیز و وضعیت لرزش ناحیه کنسول دارد. هرچه صلبیت پیچشی این تیر، کمتر و دوران پیچشی آن بیشتر باشد، خیز و لرزش

ایجاد شده در گام اول، آنهایی که شامل نیروی زلزله افقی مربوط به یکی از دو امتداد متعامد سازه است را فعال و سایر ترکیب‌های بارگذاری را غیرفعال نمایید. سپس تمامی ستون‌های محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی انتخاب شوند و دستور طراحی اجرا گردد. ستون‌هایی که DCR آنها کمتر از ۰/۲ باشد از ضابطه ۳۰-۱۰۰ معاف هستند و نیازی به بررسی آنها تحت اثر زلزله امتداد دیگر سازه نیست؛ لیکن ستون‌هایی که DCR آنها برابر یا بیش از ۰/۲ باشد باید تحت اثر زلزله امتداد دیگر سازه نیز بررسی شوند. برای این منظور، این ستون‌ها انتخاب شوند و سپس ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول، آنهایی که شامل نیروی زلزله افقی امتداد دیگر سازه است فعال و سایر ترکیب‌بارها غیرفعال شوند. با اجرای مجدد دستور طراحی، از بین ستون‌هایی که برای بررسی زلزله امتداد دوم انتخاب شده‌اند، آنهایی که DCR کمتر از ۰/۲ داشته باشند از ضابطه ۳۰-۱۰۰ معاف خواهند شد؛ لیکن ستون‌هایی که DCR آنها کماکان برابر یا بیش از ۰/۲ باشد همان‌هایی هستند که تحت اثر زلزله هر دو امتداد، دارای DCR برابر یا بیش از ۰/۲ هستند و لذا باید تحت شرایط ۳۰-۱۰۰ طراحی شوند.

پی‌نوشت: استاندارد ASCE7 در نسخ مختلف خود (۲۰۱۶، ۲۰۱۰ و ۲۰۲۲) مقرر می‌نماید در صورتی که نیروی محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هر دو امتداد متعامد ساختمان (و نه صرفاً یک امتداد) کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، آن ستون، معاف از ضابطه ۳۰-۱۰۰ خواهد بود. توصیه این کارگروه آن است که به جای ضابطه مذکور در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، از ضابطه استاندارد ASCE7 استفاده شود. در این حالت، روش بررسی نیز ساده‌تر خواهد بود. بدین صورت که در گام سوم، نیازی به بررسی ستون‌های محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی، تحت زلزله هر امتداد به صورت جداگانه نخواهد بود. به عبارتی، کلیه ترکیب‌بارهای ایجاد شده در گام اول، همگی فعال و سایر

لحاظ گردد. در سایر نواحی لرزه‌خیزی، عبارت مذکور از ترکیب‌بارهای فوق حذف می‌گردد. توجه شود، در بررسی این ضابطه عنوان گردیده، "نیروی محوری ناشی از زلزله" که مطابق ضابطه بند ۶-۱۱-۱۲-۲ بحث ششم، نیروی زلزله طرح، E ، ترکیبی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان (E_h) و اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان (E_v) به صورت $E = \rho E_h \pm E_v$ است. همچنین علامت $\pm$ در عبارت $(0.6AI)D$ مربوط به لحاظ نمودن اثر نیروی قائم ناشی از زلزله در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین است تا ستون‌ها تحت حداکثر نیروهای محوری فشاری و کششی بررسی شوند.

ترکیب‌بارهای مربوط به تحلیل استاتیکی	$\pm (0.6AI)D \pm \rho_x EX$ $\pm (0.6AI)D \pm \rho_y EY$
ترکیب‌بارهای مربوط به تحلیل دینامیکی	$\pm (0.6AI)D + \rho_x SPX$ $\pm (0.6AI)D + \rho_y SPY$

جدول ۱-۱: ترکیب‌بارهای لازم جهت بررسی معاف یا عدم معاف بودن ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی از ضابطه ۳۰-۱۰۰

گام دوم: تمامی ستون‌های محل تقاطع سیستم‌های مقاوم باربر جانبی انتخاب و در منوی تنظیمات طراحی قاب بتنی، پنجره دستور View/Revise Overwrites، ضرایب Sway Moment و NonSway Moment عدد بسیار کوچکی نظیر ۰/۰۰۰۰۱ معرفی شوند (شکل ۱-۴). همچنین Consider Minimum Eccentricity در حالت No تنظیم شود تا نرم‌افزار از لنگر خمشی نظیر با خروج از مرکزیت حداقل، صرف‌نظر نموده و بررسی مربوطه صرفاً تحت نیروی محوری تنها انجام شود.

08	Moment Coefficient (Cm Major)	1
09	Moment Coefficient (Cm Minor)	1
10	NonSway Moment Factor (Dns Major)	0.00001
11	NonSway Moment Factor (Dns Minor)	0.00001
12	Sway Moment Factor (Ds Major)	0.00001
13	Sway Moment Factor (Ds Minor)	0.00001
14	Consider Minimum Eccentricity?	No

شکل ۱-۴: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛

ETABS در View/Revise Overwrites

گام سوم: در بخش منوی طراحی قاب بتنی، در پنجره دستور Select Design Combinations، ترکیب‌بارهای

غیر خطی با استفاده از مقادیر مورد انتظار مشخصات مصالح، امکان ایجاد در عضو را دارد بیشتر در نظر گرفته شود. بدیهی است در صورت انجام تحلیل‌های مذکور اگر برشی کمتر از برش مقرر در بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۴-۱- الف و ب حاصل شود می‌توان آن را مبنای طراحی قرار داد، لیکن برش نظیر با M_n تیرهای متصل به ستون که آن‌هم بر مبنای مشخصات اسمی و نه مورد انتظار مصالح مصرفی تعیین می‌شود را نمی‌توان لزوماً برش حاصل از تحلیل ظرفیتی سازه تلقی نمود.

تذکر ۲: به منظور محاسبه برش حاصل از ترکیب بارهای تشدید یافته لازم است طراح در پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) را نظیر با سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه معرفی نماید (شکل ۱-۶).

۱۰-۱ آیا نرم افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های بتن آرمه در قاب‌های خمشی ویژه را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟

بله. نرم افزار ETABS به‌طور خودکار نیروی برشی طرح ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه را مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۴-۱ مبحث نهم تعیین و در طراحی آرماتورهای برشی منظور می‌نماید. لیکن ضوابط آرماتورهای عرضی مقرر در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳ مبحث ۹ توسط برنامه اعمال نمی‌گردد. لذا لازم است هنگام تعیین جزئیات نهایی آرماتورهای عرضی ستون‌های ویژه، ضوابط مذکور توسط طراح رعایت گردد.

۱۱-۱ آیا نرم افزار ETABS، طراحی آرماتورهای برشی تیرهای بتن آرمه در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟

در قاب‌های خمشی متوسط، ETABS تعیین نیروی برشی طرح و طراحی آرماتورهای برشی را بر مبنای ضابطه بند ۹-۲۰-۵-۲-۴-۱ الف مبحث نهم انجام می‌دهد. نظر به آنکه بند ۹-۲۰-۵-۲-۴-۱، کوچکترین مقدار حاصل از موارد الف و ب ذیل آن بند را به عنوان

ترکیب‌های بارگذاری غیر فعال می‌شوند. سپس تمامی ستون‌های قرار گرفته در محل تقاطع سیستم‌های مقاوم برابر جانبی انتخاب شوند و دستور طراحی اجرا گردد. ستون‌هایی که DCR آنها کمتر از ۰/۲ باشد از ضابطه ۳۰-۱۰۰ معاف هستند و ستون‌هایی که DCR آنها برابر یا بیش از ۰/۲ باشد مشمول طراحی تحت ضابطه ۳۰-۱۰۰ خواهند شد.

۹-۱ آیا نرم افزار ETABS طراحی آرماتورهای برشی ستون‌های بتن آرمه در قاب‌های خمشی متوسط را به‌طور صحیح انجام می‌دهد؟

نیروی برش طرح ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط، مطابق بند ۹-۲۰-۵-۳-۴ مبحث نهم تعیین می‌شود. نرم افزار ETABS به‌طور خودکار نیروی برشی مقرر در بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ الف و ب را محاسبه می‌کند. لیکن علاوه بر موارد مذکور، برش نظیر با لنگر خمشی اسمی (M_n) تیرهای متصل به ستون را نیز تعیین و کوچکترین سه مقدار مذکور را مبنای طراحی قرار می‌دهد؛ درحالی‌که مبحث ۹ و ACI318 صرفاً برش حاصل از بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ الف و ب، هر کدام کوچکتر باشد را به‌عنوان برش طرح ستون‌های مذکور مقرر می‌نمایند. به منظور حذف برش نظیر با M_n تیرهای متصل به ستون لازم است از مدل نهایی شده سازه، یک کپی تهیه و در فایل کپی مقدار آرماتور فوقانی و تحتانی کلیه تیرها در پنجره معرفی اطلاعات آرماتور تیرها (شکل ۱-۵) مقدار بزرگی نظیر ۱۰۰ سانتی‌متر مربع معرفی شود. با این کار، M_n تیرها و به تبع آن برش ستون نظیر با این مقادیر M_n ، عدد بسیار بزرگی خواهد شد و هنگامی که نرم افزار، کوچکترین سه مقدار مذکور را تعیین می‌کند، برش نظیر با M_n تیرها حذف خواهد گردید.

تذکر ۱: مبحث ۶ مقررات ملی در بند ۶-۱۱-۱۲-۳ عنوان می‌کند مقدار نیروی تشدید یافته در هر عضو لازم نیست از نیرویی که بر اساس تحلیل ظرفیتی یا تحلیل

شکل ۱-۵: پنجره معرفی اطلاعات آرماتور تیرها در نرم‌افزار ETABS

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Seismic Design Category	D
07	Design System Omega0	3
08	Design System Rho	1

شکل ۱-۶: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Preferences در ETABS

قاب بتنی معرفی شده است (شکل ۱-۷). مقدار این ضریب در پیش‌فرض برنامه برابر ۰/۶ است.

11	Phi (Tension Controlled)	0.9
12	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15	Phi (Shear Seismic)	0.6
16	Phi (Joint Shear)	0.85

شکل ۱-۷: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛

View/Revise Preferences در ETABS

مبحث ۹ در بند ۹-۷-۴-۵-الف، شرایطی را معرفی نموده که در صورت وقوع آن باید ضریب کاهش مقاومت برشی برابر ۰/۶ منظور گردد، لیکن عملاً برای تیرهای عضو قاب خمشی ویژه، این شرایط هیچ‌گاه مصداق نیافته و لذا ضریب مذکور همواره ۰/۷۵ می‌باشد. بدین ترتیب، آنچه برنامه بر اساس مورد ۲ انجام می‌دهد صحیح نیست. جهت برطرف ساختن خطای مشروح باید هنگام طراحی آرماتور برشی تیرهای ویژه، مقدار ضریب Phi (Shear Seismic) نیز برابر ۰/۷۵ معرفی گردد.

مبنای طراحی، مقرر می‌دارد، روش کار ETABS بسته به شرایط، ممکن است صحیح یا محافظه‌کارانه باشد؛ بنابراین قابل قبول محسوب می‌گردد. در قاب‌های خمشی ویژه، ETABS طراحی آرماتورهای برشی را بر مبنای موارد ۱ و ۲ ذیل، هرکدام A_v/S بیشتری ارائه دهد انجام می‌دهد:

(۱) طراحی آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۴ و ۲-۶ با لحاظ شدن ضریب کاهش مقاومت برشی، برابر با مقداری که برای Phi (Shear and/or Torsion) در پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی معرفی شده است (شکل ۱-۷). مقدار این ضریب در مبحث نهم، ACI318 و پیش‌فرض برنامه برابر ۰/۷۵ است.

(۲) طراحی آرماتورهای برشی تحت بزرگترین برش حاصل از ترکیب‌های بارگذاری و با در نظر گرفتن ضریب کاهش مقاومت برشی، برابر با مقداری که برای Phi (Shear Seismic) در پنجره تنظیمات طراحی

می‌تواند ناشی از بارهای ثقلی و جانبی ایجاد شده در ستون‌های مذکور باشد. بدیهی است در طراحی دیافراگم و اجزای آن و نیز اتصال ستون به دیافراگم، تأثیر این نیروها باید در نظر گرفته شود. مقدار این نیروهای افقی، تابع میزان مورب بودن ستون است. توصیه می‌شود زاویه ستون نسبت به امتداد قائم از ۱۵ درجه بیشتر نباشد. در زوایای بزرگتر و به‌طور کلی در مواردی که انتظار تشکیل نیروهای افقی قابل‌ملاحظه در صفحه دیافراگم وجود دارد ممکن است استفاده از تیر جهت تحمل و انتقال این نیروهای افقی ضروری باشد.^۱

1. NIST GCR 10-917-4; Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors

همچنین به‌منظور تعیین دقیق‌تر پاسخ‌های سازه و سیستم مقاوم لرزه‌ای توصیه می‌شود در سازه‌های متشکل از ستون‌های مورب، دیافراگم‌ها به‌صورت نیمه‌صلب (Semi Rigid) مدل شوند.

۱۳-۱ در صورت اجرای کنسول به‌صورت دال بتن‌آرمه طره‌ای، مدل‌سازی آن در نرم‌افزار ETABS چگونه بوده و ضریب اصلاح سختی پیچشی تیر تکیه‌گاهی آن چه مقدار می‌باشد؟

هنگامی که طراح قصد دارد مطابق شکل ۱-۹، کنسول (پیش‌آمدگی) را به‌صورت دال طره‌ای اجرا نماید لازم است دال از نوع Shell مدل‌سازی و الزاماً مش‌بندی شود. مدل‌سازی دال‌های طره‌ای به‌صورت Membrane صحیح نمی‌باشد؛ چراکه در این حالت، لنگر انتهای دال طره و به تبع آن پیچش ایجاد شده در تیر تکیه‌گاهی دال طره به‌طور صحیح محاسبه نمی‌شوند. پیشنهاد می‌گردد اندازه‌های برابر با ضخامت دال یا حداکثر ۱/۵ برابر ضخامت دال در نظر گرفته شود.

معرفی مقدار ضریب اصلاح سختی پیچشی تیر تکیه‌گاهی دال طره متأثر از آن است که پیچش این تیر از نوع تعادلی است یا همساز. در صورتی که پیچش از نوع تعادلی باشد باید ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود و در صورتی که از نوع همساز

۱۲-۱ به‌منظور مدل‌سازی ستون‌های مورب در ETABS، چه نکات نرم‌افزاری باید رعایت شود؟

هنگامی که ستونی به‌طور مورب مدل می‌شود، برنامه در پیش‌فرض خود آن را به‌عنوان عضو قطری محسوب نموده و با نماد D که معرف اعضای قطری (Diagonal) است نمایش می‌دهد. در این حالت، طراحی عضو به‌عنوان ستون، تحت اثرات بار محوری، خمش و برش حاصل از ترکیب‌های بارگذاری به‌طور صحیح انجام می‌شود، لیکن طراحی‌های مرتبط با ضوابط شکل‌پذیری که برنامه قادر به انجام آنها می‌باشد (نظیر طراحی تحت برش لرزه‌ای، کنترل برش گره اتصال و ...) برای این ستون‌ها انجام نخواهد شد. ضمناً در این حالت، برنامه نواحی صلب انتهایی را برای اعضای مذکور در نظر نمی‌گیرد که این موضوع می‌تواند تأثیر نادرستی بر نتایج تحلیل داشته باشد. به‌منظور برطرف نمودن مشکلات مذکور باید از طریق دستور Options > Tolerances، زاویه‌ای بر حسب درجه نسبت به امتداد قائم به برنامه معرفی شود (شکل ۱-۸) که به موجب آن، تمامی ستون‌های مورب که زاویه آنها نسبت به امتداد قائم، کمتر از زاویه معرفی شده کاربر است در دسته‌بندی ستون‌ها قرار گرفته و با نماد C که معرف ستون (Column) است نمایش داده شوند. در این حالت تمامی ضوابط طراحی ستون‌ها که برنامه قادر به انجام آنها می‌باشد در طراحی ستون‌های مذکور لحاظ می‌گردد و نواحی صلب انتهایی تعریف شده برای این ستون‌های مورب نیز در نظر گرفته خواهد شد.

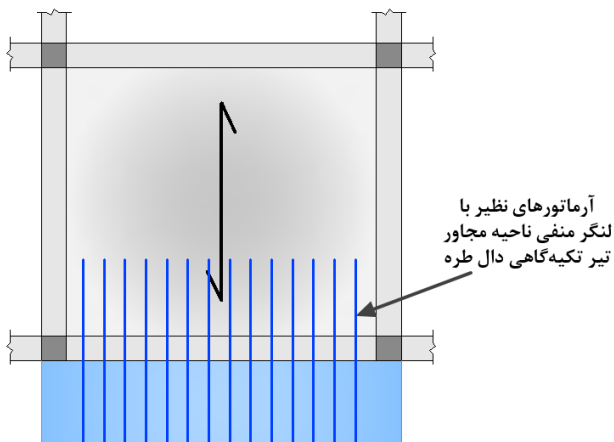
Auto Merge Tolerance for Joints	1	mm
Maximum Inclination from Vertical for Columns	1	deg
Maximum Inclination from Horizontal for Beams and Floors	20	deg

شکل ۱-۸: پنجره تنظیمات دستور

Tolerances در نرم‌افزار ETABS

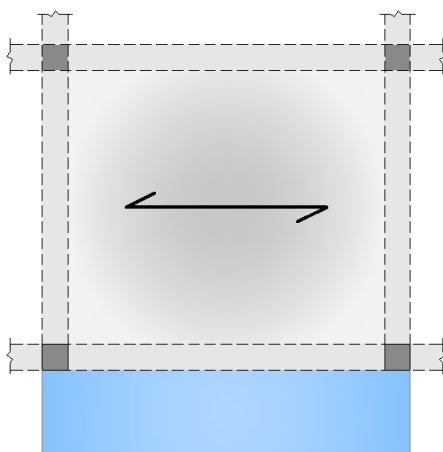
تذکر: استفاده از ستون‌های مورب به اقتضای معماری طرح ممکن است غیر قابل اجتناب باشد. این نوع ستون‌ها موجب تشکیل نیروهای افقی کششی و فشاری بعضاً قابل‌توجهی در صفحه دیافراگم می‌شوند که

آرماتورهای نظیر با لنگر منفی ایجاد شده در ناحیه مجاور تیر تکیه‌گاهی دال طره (و البته آرماتورهای تحتانی نظیر با لنگر مثبت حاصل از اثر نیروی قائم زلزله رو به بالا) و نیز تأمین طول مهاری لازم برای این آرماتورها اهمیت فراوانی در حفظ تعادل طره دارد.



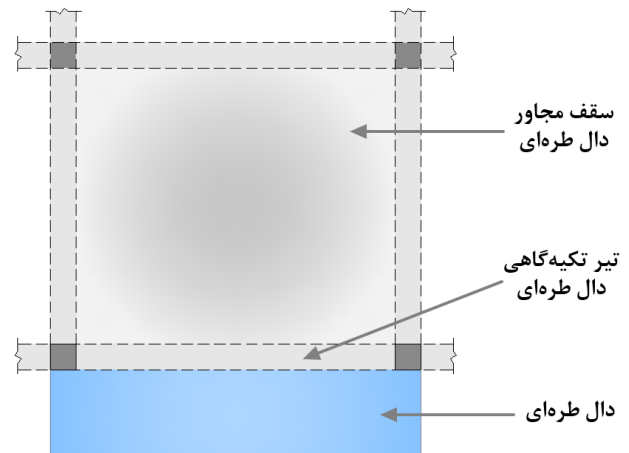
شکل ۱۰-۱: اجرای کنسول بتنی به صورت دال طره؛ سقف مجاور از نوع تیرچه و بلوک، تیرچه‌ها در امتداد طول طره

۲-۲) اگر امتداد قرارگیری تیرچه‌ها مطابق شکل ۱۱-۱ باشد، پیچش تیر تکیه‌گاهی عملاً از نوع تعادلی خواهد بود. در این حالت، نظر اعضای این کارگروه آن است که دال فوقانی تیرچه‌ها و بعضاً آرماتورگذاری آن قادر نخواهد بود تعادل پیچشی تیر تکیه‌گاهی را تأمین نماید. هرچه طول طره و بار آن بیشتر باشد این عدم توانایی تشدید خواهد شد.



شکل ۱۱-۱: اجرای کنسول بتنی به صورت دال طره؛ سقف مجاور از نوع تیرچه و بلوک، تیرچه‌ها در امتداد عمود بر طول طره

باشد باید ضریب مذکور، مطابق پاسخ مشروح در پرسش ۲-۱ محاسبه گردد.



شکل ۹-۱: اجرای کنسول بتنی به صورت دال طره

توضیحات تکمیلی: نوع پیچش تیر تکیه‌گاهی دال طره تابع نوع سقف در دهانه مجاورش می‌باشد. در این خصوص می‌توان چند حالت را به شرح ذیل بیان نمود.

۱- اگر سقف مجاور دال طره از انواع دال‌های بتن‌آرمه باشد، پیچش تیر تکیه‌گاهی از نوع همسازی خواهد بود؛ چراکه در این حالت، با فرض حذف سختی پیچشی تیر مذکور، دال طره دچار ناپایداری نخواهد شد و دال سقف دهانه مجاور طره، تعادل پیچشی تیر تکیه‌گاهی و طره را تأمین خواهد نمود.

۲- اگر سقف مجاور دال طره از نوع تیرچه و بلوک باشد، نوع پیچش تیر تکیه‌گاهی، تابع جهت تیرچه‌ها به شرح زیر است.

۱-۲) در صورتی که امتداد قرارگیری تیرچه‌ها مطابق شکل ۱۰-۱ باشد، پیچش تیر تکیه‌گاهی از نوع همسازی محسوب می‌شود. در این حالت، تیرچه‌ها می‌توانند تعادل پیچشی تیر تکیه‌گاهی و دال طره را تأمین نمایند، مشروط بر آنکه برای تلاش‌های محتمل طراحی شوند. توضیح آنکه در این حالت، طراحی تیرچه‌های دهانه مذکور به صورت تیرچه مفصلی یا با استفاده از جداول طراحی تیرچه مجاز نبوده لازم است این تیرچه‌ها به صورت دال Ribbed مدل و با در نظر گرفتن بارهای وارده و نیز لنگر انتقالی از طره، طراحی شوند. طراحی

تذکر: در مواردی که پیچش تیر تکیه‌گاهی دال طره از نوع تعادلی باشد ممکن است ابعاد تیر مذکور در برخی موارد به میزان قابل توجهی بزرگ شود که به دلایل مختلف از جمله ملاحظات معماری، مطلوب یا مقبول طراح نباشد. در این حالت می‌توان شرایطی ایجاد نمود که نوع عملکرد پیچشی تیر مذکور، پیچش تعادلی نباشد و شرایط پیچش همسازی برقرار گردد. بدین ترتیب، امکان معرفی ضریب اصلاح سختی پیچشی کمتر از ۱/۰ و کاهش نسبی ابعاد تیر فراهم خواهد شد.

فصل ۲: پرش‌های مربوط به دیوارهای بتن آرمه (برشی، حائل)

۱-۲ جهت مش‌بندی دیوارهای برشی، ابعاد مش‌ها چگونه اختیار گردد؟ آیا نسبت ابعادی مش‌ها مهم است؟

در تحلیل با استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود، جهت اجرای مش‌بندی باید ابعاد مش‌ها به اندازه‌ای کوچک باشد که در صورت کوچکتر شدن مجدد این ابعاد، تغییر محسوسی در نتایج ایجاد نشود. بدین منظور توصیه می‌شود ابعاد مش‌ها برای دیوار در هر دهانه، برابر با یک‌پنجم تا یک‌دهم طول دیوار در دهانه موردنظر اختیار گردد؛ مضافاً آنکه مش‌بندی به‌گونه‌ای انجام شود که دیوار در هر دهانه و در هر یک از دو راستای طولی و ارتفاعی خود حداقل به سه جزء مش تقسیم شده باشد. درخصوص نسبت ابعادی مش‌ها نیز پیشنهاد می‌شود مش‌بندی به‌گونه‌ای انجام شود که مش‌ها حتی‌المقدور مربعی باشند. به عبارتی نسبت ابعادی آنها برابر یا نزدیک به ۱ و حداکثر برابر ۲ در نظر گرفته شود. برای مش‌های مثلی این نسبت به‌صورت نسبت بزرگترین به کوچکترین ضلع اندازه‌گیری می‌شود.

۲-۲ ضرایب ترک‌خوردگی مربوط به سختی‌های درون‌صفحه و عمود بر صفحه دیوارهای برشی چه مقدار است و چگونه به دیوار تخصیص یابد؟

مطابق جدول ۹-۶-۲-الف مبحث نهم، ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی، نظیر با سختی درون صفحه دیوار در حالت ترک‌خورده و ترک‌نخورده به ترتیب برابر با ۰/۳۵ و ۰/۷ مقرر گردیده است. همچنین می‌توان به‌جای استفاده از ضرایب مذکور، ضریب اصلاح سختی دیوارها را بر مبنای جدول ۹-۶-۲-ب تعیین نمود. در پنجره معرفی ضرایب اصلاح سختی دیوارها، ضرایب فوق از طریق گزینه f22 به دیوار تخصیص می‌یابد (مشروط

بر آنکه محورهای محلی دیوار، توسط کاربر دوران داده نشده باشد).

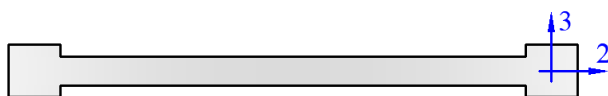
درخصوص ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوارهای برشی توصیه می‌شود مطابق آنچه در TBI (Tall Buildings Initiative) بیان گردیده، مقدار ضریب اصلاح سختی برابر با ۰/۲۵ معرفی شود. در پنجره معرفی ضرایب اصلاح سختی دیوارها این ضریب توسط گزینه‌های m11، m22 و m12 به دیوار معرفی می‌شود.

۳-۲ آیا لازم است در دو انتهای دیوارهای برشی، المان ستون مدل شود؟
خیر.

۴-۲ در صورتی که دیوار برشی دارای اجزای مرزی (المان مرزی) باشد، آیا لازم است اجزای مرزی دیوار توسط المان ستون مدل شوند؟
خیر.

۵-۲ در صورتی که دیوار برشی، دارای المان ستون در دو انتهای خود باشد (ستون‌های مرزی)، ضرایب اصلاح سختی این ستون‌های مرزی چه مقدار است و چگونه معرفی می‌شود؟

دیوار برشی دمبلی شکل، مطابق شکل ۲-۱ را در نظر می‌گیریم. فرض شود نحوه قرارگیری ستون‌های مرزی دو انتهای دیوار به‌گونه‌ای است که محورهای محلی ۲ و ۳ آنها، مطابق شکل ۲-۱ است.



شکل ۲-۱: محورهای محلی ستون‌های مرزی دیوار

در شکل ۲-۱، سختی خمشی حول محور ۳ ستون، نظیر با سختی درون‌صفحه دیوار می‌باشد. در این حالت لازم است، هر ضریبی که جهت اصلاح سختی درون‌صفحه دیوار از طریق گزینه f22 به آن معرفی شده است بر روی I33 و نیز A ستون‌های دو انتهای دیوار (گزینه اصلاح

صفحه دیوار نیست. لیکن در صورتی که ضریب مذکور، مشابه ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها، برابر با ۰/۷ منظور شده باشد لازم است جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل‌پذیری سیستم مقاوم لرزه‌ای در راستای عمود بر صفحه دیوار نیز رعایت گردد.

۲-۷ در دیوارهای برشی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، جهت بررسی اندرکنش دیوار با قاب‌هایی که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل می‌شوند، ابعاد ستون‌های فرضی و ضریب اصلاح سختی آنها چگونه در نظر گرفته شود؟

در این نوع دیوارها، جهت تحلیل و بررسی سازه در امتداد صفحه دیوار، ستونی در دو انتهای دیوار مدل نخواهد شد؛ لیکن جهت بررسی اندرکنش دیوار با قاب‌هایی که عمود بر صفحه دیوار به آن متصل می‌شوند لازم است در دو انتهای دیوار، ستون‌هایی فرضی مدل شود (این کار ممکن است در فایل جداگانه‌ای انجام گردد). پیشنهاد می‌شود عرض این ستون‌ها برابر با ضخامت دیوار و طول آنها بر مبنای کوچکترین مقدار حاصل از موارد زیر تعیین شود:

(الف) طول المان مرزی در صورت وجود؛

(ب) بیشترین دو مقدار ۲۵ سانتی‌متر و ۳/۳۳ برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب متوسط باشد؛

(پ) ۲/۵ برابر ضخامت دیوار، اگر قاب عمود بر صفحه دیوار، قاب ویژه باشد؛

(ت) عرض تیر متصل به دیوار بعلاوه دو برابر ضخامت دیوار در هر سمت تیر که از لبه تیر محاسبه می‌شود.

در خصوص ضریب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی، نظیر با سختی خارج صفحه دیوار، برخی از طراحان معتقدند به دلیل آنکه در عمل، ستونی در محل مذکور وجود ندارد لازم است از همان ضریب اصلاح سختی خمشی عمود بر صفحه دیوار، برابر با ۰/۲۵ استفاده شود. لیکن نظر برخی دیگر آن است که اگر در

سختی محوری) نیز معرفی شود. سختی خمشی حول محور ۲ ستون، متناظر با سختی خارج صفحه دیوار است. مقدار ضریب اصلاح سختی خمشی مذکور که بر روی I22 ستون‌های دو انتهای دیوار معرفی می‌شود به عوامل متعددی از جمله وجود یا عدم وجود قاب خمشی در راستای متعامد دیوار و جزئیات آرماتورگذاری موردنظر در این ستون‌های مرزی وابسته است. لذا انتخاب این ضریب بر عهده مهندس طراح است. به عنوان مثال ممکن است طراح این ضریب را مشابه ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار، برابر با ۰/۲۵ و یا این ضریب را مشابه ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها برابر با ۰/۷ منظور نماید. در صورتی که این ضریب، مشابه ستون‌ها در نظر گرفته می‌شود لازم است جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل‌پذیری سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه در راستای عمود بر صفحه دیوار رعایت گردد.

۲-۶ در صورتی که دیوار برشی، دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود باشد آیا لازم است این ستون‌ها به صورت مستقل طراحی شوند؟

ستون‌های مرزی دیوارهای برشی در عملکرد درون صفحه دیوار، بخشی از دیوار محسوب گشته و با دیوار کاملاً یکپارچه می‌باشند و نمی‌توان آنها را ستون‌هایی مستقل در نظر گرفت. لذا تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای زلزله در امتداد صفحه دیوار، این ستون‌ها نباید به صورت مستقل طراحی شوند؛ لیکن تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای زلزله در راستای خارج صفحه دیوار باید این ستون‌ها طراحی شوند. در این حالت اگر طراح، ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌های مرزی حول محور نظیر با سختی عمود بر صفحه دیوار را مشابه ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار (مثلاً ۰/۲۵) در نظر گرفته باشد الزامی به رعایت جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل‌پذیری سیستم مقاوم لرزه‌ای در راستای عمود بر

تعریض شده انتهای دیوار از طریق المان ستون (ستون های مرزی) مدل می شوند، آیا نیازی به لحاظ نمودن ضریب اصلاح، به دلیل هم پوشانی دیوار و ستون های مرزی وجود دارد؟

مطابق با پاسخ مربوط به پرسش ۲-۲، ضریب اصلاح سختی درون صفحه دیوار از طریق گزینه f22 به دیوار معرفی می شود و به صورت توأم، هر دو سختی خمشی و محوری دیوار را کاهش می دهد؛ درحالی که مبحث نهم و دیگر آیین نامه های معتبر، صرفاً اصلاح سختی خمشی دیوار را مقرر نموده اند. نظر به آنکه در نرم افزار به طور ناخواسته و غیر ضروری، سختی محوری دیوار نیز بعضاً به میزان قابل توجهی کاهش می یابد، اعمال یک ضریب کاهش دیگر که ناشی از هم پوشانی بخشی از دیوار و ستون است، ضرورت ندارد.

درخصوص سختی خمشی خارج صفحه دیوار نیز مطابق با پاسخ مربوط به سوال ۲-۶، در صورتی که ضریب اصلاح سختی خمشی ستون های مرزی دو انتهای دیوارهای دمبلی، نظیر با سختی خارج صفحه دیوار، برابر ۰/۲۵ در نظر گرفته می شود نیاز به اعمال ضریب کاهش مضاعف، ناشی از هم پوشانی بخشی از دیوار و ستون نمی باشد؛ لیکن در صورتی که ضریب اصلاح سختی خمشی ستون های مرزی، برابر ۰/۷ در نظر گرفته می شود باید ضریب کاهش ناشی از هم پوشانی بخشی از دیوار و ستون نیز اعمال گردد. همچنین بسته به ابعاد ناحیه هم پوشانی می توان برای ستون های مذکور، ضریب اصلاح جرم و وزن نیز معرفی نمود.

۲-۱۰ با توجه به عدم وجود پردازنده خاص طراحی دیوارهای حائل در نرم افزار ETABS، آیا معرفی Pier Label به دیوارهای حائل و طراحی آنها به مانند دیوارهای برشی صحیح است؟

نرم افزار ETABS جهت طراحی دیوارهای بتن آرمه صرفاً نیروهای داخلی دیوار در مقطع فوقانی و تحتانی هر Pier در هر طبقه را مبنای طراحی قرار می دهد. نظر به آن که

محدوده مذکور، شرایط آرماتورگذاری ستون ها به طور کامل رعایت شده باشد می توان این ضریب را مشابه ستون ها برابر با ۰/۷ و در غیر این صورت، مشابه سختی خارج صفحه دیوار، برابر ۰/۲۵ در نظر گرفت.

۲-۸ آیا لازم است در دیوارهای برشی، المان تیر مدل شود؟

بین المان های دیوار برشی عملاً تیری وجود نداشته و با اجرای آرماتورگذاری مشابه تیرها یا بعضاً افزودن آرماتور در این ناحیه، رفتار ناحیه مذکور، مشابه تیرها نخواهد شد. از این رو توصیه می شود تا حد امکان از مدل سازی این تیرها بین المان ها یا پنل های دیوار خودداری شود؛ خصوصاً آنکه مدل سازی المان تیر غیر مفصلی در این نواحی موجب تشکیل سختی مضاعف در ناحیه مذکور می گردد. لیکن در مواردی که به تشخیص طراح، نیاز به مدل سازی این تیرها باشد ضرورتی به طراحی این تیرها، تأمین ضوابط شکل پذیری و اجرای آرماتورهای عرضی مربوط به تیرها در ناحیه مذکور نیست. متذکر می گردد جهت بررسی ضابطه ۲۵ درصد سیستم های دوگانه (ضابطه استاندارد ۲۸۰۰) الزامی مبنی بر مدل کردن و حضور این تیر نمی باشد.

تذکر: در مواردی که یک عضو جمع کننده (collector) در امتداد صفحه دیوار به آن متصل می شود، تأمین طول مهاري مستقیم یا قلاب کردن آرماتورهای عضو مذکور در المان مرزی (در صورت وجود) یا ناحیه انتهایی دیوار کافی نبوده و باید حداقل برخی از آرماتورهای عضو مذکور تا انتهای دیوار ادامه یابند. اگرچه قطع برخی آرماتورهای عضو جمع کننده در داخل دیوار امکان پذیر است، لیکن نظر به آنکه محاسبه محل قطع آرماتورهای مذکور در داخل دیوار دشوار است، توصیه این کارگروه آن است که بدون بررسی بیشتر، تمامی آرماتورهای عضو جمع کننده تا انتهای دیوار ادامه یابند.

۲-۹ در دیوارهای برشی دمبلی شکل که نواحی

۲-۱۱ آیا در مدل سازی دیوارهای حائل لازم است ستون های بتن آرمه، بین پنل های دیوارهای حائل مدل شوند؟

در صورتی که ستون، هم ضخامت با دیوار حائل باشد و به صورت کامل در دیوار مدفون باشد عملاً بخشی از دیوار محسوب گشته و لذا در این حالت، المان ستون مدل نخواهد شد؛ لیکن در صورتی که بُعد ستون، عمود بر سطح دیوار، بیش از ضخامت دیوار باشد لازم است المان ستون مدل شود. در این حالت با توجه به ابعاد ناحیه مشترک ستون و دیوار لازم است وزن المان ستون و نیز در برخی حالات، سختی ستون به شرح ذیل اصلاح گردد.

الف) ضریب اصلاح سختی خمشی نظیر با خمش خارج صفحه دیوار: این ضریب را می توان مشابه با ضریب اصلاح سختی خارج صفحه دیوار، برابر 0.25 یا مشابه با ضریب اصلاح سختی ستون ها، برابر 0.7 در نظر گرفت. در صورتی که ضریب اصلاح سختی خمشی ستون های بین پنل های دیوار، برابر 0.25 در نظر گرفته می شود، نیاز به اعمال ضریب کاهش مضاعف ناشی از هم پوشانی بخشی از دیوار و ستون نمی باشد. لیکن در صورتی که ضریب اصلاح سختی خمشی ستون های مذکور، برابر 0.7 منظور می گردد باید ضریب کاهش ناشی از هم پوشانی بخشی از دیوار و ستون نیز اعمال گردد. در این حالت، ضریب اصلاح سختی نهایی از حاصل ضرب ضریب 0.7 در ضریب کاهش ناشی از هم پوشانی بخشی از دیوار و ستون تعیین می گردد.

ب) ضریب اصلاح سختی خمشی نظیر با خمش داخل صفحه دیوار: نظر به آنکه ضریب اصلاح سختی درون صفحه دیوار از طریق گزینه f22 به دیوار معرفی می شود و همان طور که پیش تر بیان شد، این ضریب به صورت توأم، هر دو سختی خمشی و محوری را کاهش می دهد، به طور ناخواسته و غیر ضروری، سختی محوری دیوار نیز بعضاً به میزان قابل توجهی کاهش می یابد؛ در حالی که مبحث نهم و دیگر آیین نامه های معتبر صرفاً

حداکثر لنگر طرح در دیوارهای حائل، اغلب در وسط ارتفاع دیوار ایجاد می گردد توصیه می شود برای دیوارهای حائل در هر طبقه، حداقل از دو نام Pier متفاوت برای نیمه فوقانی و تحتانی دیوار استفاده شود؛ به عبارتی نام Pier، از وسط ارتفاع طبقه تغییر یابد (شکل ۲-۲-ب). در خصوص چگونگی تعیین نام Pier ها برای دیوارهای حائلی که در یک طبقه، در دهانه های مجاور یکدیگر قرار دارند به طور معمول می توان برای هر دهانه از نام Pier مستقل استفاده نمود؛ به عبارتی نام Pier ها را برای هر دهانه تغییر داد و لذا دیوارها در دهانه های متوالی و مجاور، دارای نام Pier های متفاوت و مختص به خود باشند. لیکن با توجه به آنکه نرم افزار برای کلیه اجزای با نام Pier مشترک، جمع جبری کل نیروها در امتداد طول دیوار را مبنای طراحی قرار می دهد، در شرایطی که مقادیر نیروها در طول دیوار، تغییرات قابل توجه داشته باشد، انتخاب نام Pier مشابه برای کل طول دیوار در یک دهانه مناسب نبوده و لازم است بسته به شرایط، در طول یک دهانه نیز از دو یا چند نام Pier جداگانه استفاده شود.

P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1

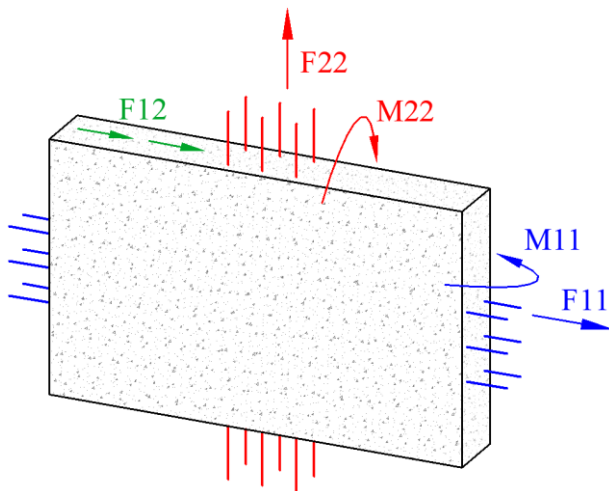
(الف): استفاده از یک نام Pier واحد برای کل ارتفاع دیوار بین دو طبقه متوالی

P12	P12	P12	P12	P12	P12	P12	P12	P12
P12	P12	P12	P12	P12	P12	P12	P12	P12
P11	P11	P11	P11	P11	P11	P11	P11	P11
P11	P11	P11	P11	P11	P11	P11	P11	P11

(ب): تغییر نام Pier از وسط ارتفاع طبقه

شکل ۲-۲: نام گذاری Pier ها در دیوارهای حائل

اثر اندرکنش دیوارهای متقاطع بر روی یکدیگر)،
لنگرهای پیچشی M12 ایجاد می‌گردد.



شکل ۲-۳: مؤلفه‌های نیرو و لنگر در المان دیوار

در صورتی که طراحی آرماتورهای افقی و قائم دیوارهای حائل، صرفاً تحت لنگرهای M11 و M22 انجام شود، اثرات نیروهای محوری قائم و اندرکنش آن با لنگر دیوار در طراحی آرماتورهای قائم، و اثرات ناشی از F11، F12 و M12 در طراحی آرماتورهای افقی دیوارهای حائل، نادیده گرفته خواهد شد. با استفاده از قابلیت طراحی Pier ها می‌توان آرماتورهای قائم دیوارهای حائل را با احتساب کلیه تلاش‌های ایجاد شده در دیوار طراحی نمود؛ لیکن طراحی آرماتورهای افقی دیوارهای حائل توسط برنامه انجام نمی‌شود و لازم است طراح، تحت کلیه تلاش‌های ایجاد شده، آرماتورهای افقی دیوار را طراحی نماید. بدین منظور می‌توان از روش مشروح در راهنمای نرم‌افزار SAP نیز استفاده نمود.

تذکر: با توجه به آنکه رفتار دیوارهای حائل تحت فشار جانبی خاک به نوعی مشابه با رفتار دال‌ها تحت بارهای قائم است مؤکداً توصیه می‌شود حداقل آرماتورهای افقی و قائم دیوار، مشابه با دال‌ها منظور گردد.

۲-۱۳ نام‌گذاری دیوارهای برشی هم‌بسته (هم‌بند، بازشودار) در نرم افزار ETABS چگونه انجام می‌شود؟

دیوارهای برشی هم‌بسته، مجموعه‌ای متشکل از دو یا چند قطعه دیواری هستند که توسط اعضای افقی به نام

اصلاح سختی خمشی دیوار را مقرر نموده‌اند. بر این اساس، اعمال یک ضریب کاهش مضاعف که ناشی از هم‌پوشانی بخشی از دیوار و ستون است ضرورت ندارد.

تذکر ۱: با توجه به نوع عملکرد دیوارهای حائل و شباهت رفتار آنها تحت فشار جانبی خاک، به رفتار دال‌ها تحت بارهای ثقلی، توصیه می‌شود دیوارهای حائل، همانند دال‌ها مش‌بندی شوند. همچنین توصیه می‌شود از مش‌بندی با ابعاد کوچکتر استفاده شود.

تذکر ۲: در مواردی که بین پنل‌های دیوار، المان ستون مدل می‌شود نیازی به معرفی Pier Label برای این ستون‌ها نمی‌باشد.

۲-۱۲ آرماتورهای افقی دیوارهای حائل چگونه باید طراحی شوند و آیا ETABS قادر است این آرماتورها را طراحی نماید؟

نظر به آنکه نرم‌افزار ETABS، فاقد پردازنده طراحی دیوارهای حائل است و با توجه به آنکه آرماتورهای برشی افقی Pier ها صرفاً بر مبنای برش ایجاد شده در امتداد طولی دیوار طراحی می‌شوند، اثرات ناشی از فشار جانبی خاک عمود بر سطح دیوار و نیز برخی دیگر از تلاش‌هایی که لازم است در طراحی آرماتورهای افقی دیوارهای حائل مدنظر قرار گیرد، در روند طراحی ETABS در نظر گرفته نمی‌شود.

نرم‌افزار ETABS جهت محاسبه برش دیوار، از مجموع مقادیر F12 در طول Pier استفاده می‌کند (شکل ۲-۳). لذا اثرات ناشی از لنگر طولی (M11)، لنگر پیچشی (M12) و نیز نیروهای محوری در راستای طولی دیوار (F11) نادیده گرفته می‌شود. عوامل مختلفی می‌توانند موجب ایجاد نیروهای محوری افقی در دیوار شوند. به‌عنوان مثال، در دیوارهای متقاطع، عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی ناشی از اندرکنش دیوارها بر روی یکدیگر موجب تشکیل نیروهای محوری افقی در آنها می‌شود. همچنین در صورت تفاوت در مقادیر بارهای خارج صفحه دیوار در ارتفاع یا طول آن (اعم از فشار جانبی خاک یا

تأسیساتی کوچکی پیش‌بینی شده باشد. به‌طور معمول در این موارد، دیوار عملاً در ردیف دیوارهای هم‌بسته قرار نمی‌گیرد و یک دیوار واحد محسوب می‌شود. لذا برای تمامی اجزای آن از یک نام‌گذاری واحد استفاده می‌گردد (شکل ۲-۶). تشخیص شرایط مذکور، از جمله کوچک بودن ابعاد بازشوها تابع نظر طراح است.

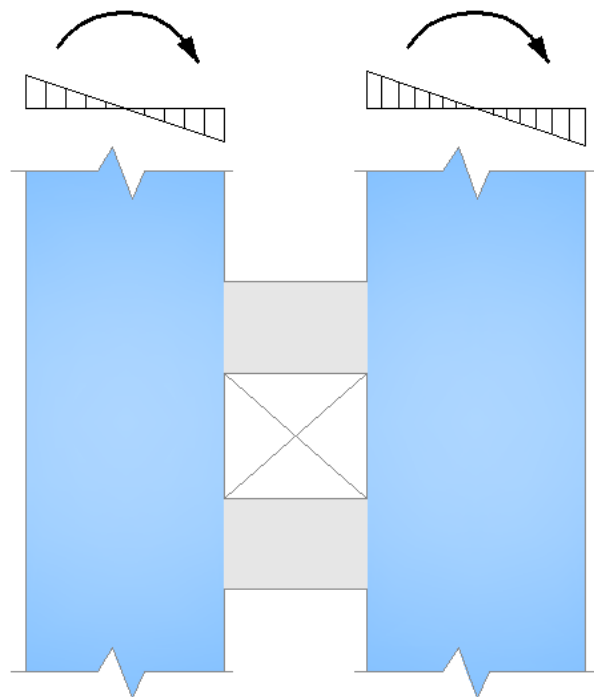
P1	P1				P2	P2	P2	P2		P3	P3
P50	P50	S1	S1	S1	P51	P51	P51	P51	S2	S2	S2
P50	P50	S1	S1	S1	P51	P51	P51	P51	S2	S2	S2
P1	P1				P2	P2	P2	P2		P3	P3
P1	P1				P2	P2	P2	P2		P3	P3
P50	P50	S1	S1	S1	P51	P51	P51	P51	S2	S2	S2
P50	P50	S1	S1	S1	P51	P51	P51	P51	S2	S2	S2
P1	P1				P2	P2	P2	P2		P3	P3
P1	P1				P2	P2	P2	P2		P3	P3
P50	P50	S1	S1	S1	P51	P51	P51	P51	S2	S2	S2
P50	P50	S1	S1	S1	P51	P51	P51	P51	S2	S2	S2
P1	P1				P2	P2	P2	P2		P3	P3
P1	P1				P2	P2	P2	P2		P3	P3
P1	P1				P2	P2	P2	P2		P3	P3

شکل ۲-۵: معرفی برجسب‌های Pier Label و Spandrel Label در دیوارهای برشی هم‌بند

P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1		P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1		P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P1	P1	P1		P1	P1	P1
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1

شکل ۲-۶: معرفی برجسب Pier Label در دیوارهای با بازشوهای تأسیساتی کوچک

تیر هم‌بند (Spandrel, Coupling Beam) به یکدیگر متصل و به‌صورت هم‌بسته عمل می‌کنند. اگرچه این دیوارها به‌واسطه حضور تیر هم‌بند، عملکردی هم‌بسته دارند، لیکن هر یک از دیوارها در این مجموعه، نیروهای داخلی مستقلی داشته که باید تحت این نیروها طراحی شوند (شکل ۲-۴). سهم نیروی هریک از دیوارها به ابعاد آنها و نیز سختی تیر هم‌بند بستگی دارد. در مواردی ممکن است به‌دلیل سختی قابل ملاحظه تیر هم‌بند و البته میزان سختی دیوارها شرایطی ایجاد شود که نتوان برای دیوارها عملکرد مستقلی قائل شد. در این حالت، کل مجموعه، یک دیوار واحد تلقی می‌گردد.



شکل ۲-۴: لنگرهای مستقل هر یک از دیوارپایه‌ها در یک دیوار هم‌بسته

جهت نام‌گذاری و معرفی Pier Label برای دیوارپایه‌ها باید برای هر یک از دیوارهای طرفین بازشوها از Label هایی با نام‌های متفاوت استفاده شود (شکل ۲-۵). در بررسی وضعیت ترک‌خوردگی هر یک از اجزای دیوارهای هم‌بسته، هر یک از اجزا در هر طبقه ممکن است ضرایب اصلاح سختی متفاوتی بسته به شرایط ترک‌خوردگی خود داشته باشند.

تذکر: ممکن است در یک دیوار برشی، بازشوهای

۲-۱۴ آیا به منظور مدل سازی تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن آرمه در نرم افزار ETABS می توان از المان Frame استفاده نمود؟

۲-۱۵ آیا طراحی آرماتورهای برشی تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن آرمه در نرم افزار ETABS صحیح انجام می شود؟

مطابق با بند ۹-۲۰-۷-۵ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، جهت تأمین مقاومت برشی تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن آرمه، بسته به شرایط تیر همبند، ممکن است از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع یا از آرماتورهای برشی قائم، مشابه آرماتور برشی تیرها استفاده شود.

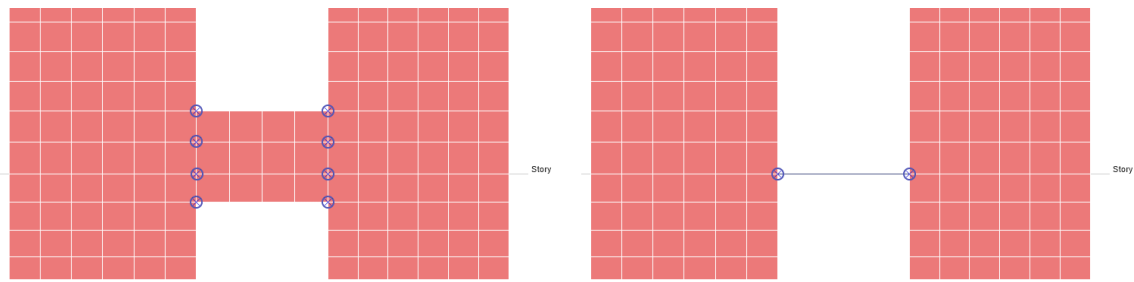
نرم افزار ETABS بدون اطلاع از این که بر مبنای کدام یک از روش های فوق، تیر همبند در برابر برش مسلح می شود هر دو نوع آرماتورهای قطری متقاطع و آرماتورهای برشی قائم را جداگانه تحت برش ضریب دار تیر همبند طراحی می کند؛ در حالی که صرفاً بر اساس یکی از این دو روش و نه هر دو به صورت توأم، ظرفیت برشی مقطع تأمین می گردد. در این خصوص لازم است طراح، موارد زیر را مدنظر داشته باشد:

الف) در مواردی که تیر همبند، مشمول شرایط بند ۹-۲۰-۷-۵-۱ مبحث نهم می شود و باید مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قائم تأمین گردد، آرماتور برشی ارائه شده ETABS (خروجی دستور Spandrel Shear Reinforcing) صحیح نبوده لازم است طراحی آرماتورهای برشی قائم تیرهای همبند مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۶-۲ مبحث نهم توسط طراح انجام شود. همچنین در این حالت، آرماتور برشی قطری و خروجی مربوط به دستور Spandrel Diagonal Shear Reinforcing کاربرد ندارد (شکل ۲-۹).

ب) در مواردی که تیر همبند، مشمول شرایط بند ۹-۲۰-۷-۵-۲ مبحث نهم بوده و باید مقاومت برشی آن از طریق آرماتورهای برشی قطری تأمین گردد، آرماتورهای مذکور بر مبنای حداکثر برش حاصل از ترکیب بارها محاسبه می شوند و مقدار آنها از خروجی دستور Spandrel Diagonal Shear Reinforcing قابل مشاهده است. در این حالت، تعیین مقدار آرماتورهای قائم تیر

همان طور که در پرسش ۲-۱۳ اشاره شد، منظور از تیر همبند، قطعه ای افقی است که دو دیوار برشی بتن آرمه را به یکدیگر متصل و موجب عملکرد همبسته آن دو دیوار می گردد. در صورتی که جهت مدل سازی تیر همبند از المان Frame استفاده شود، انتقال لنگر بین تیر همبند و دیوارهای طرفین به طور صحیح انجام نشده و این موضوع می تواند بر روی پاسخ های سیستم از جمله مقادیر لنگر ایجاد شده در تیر همبند و نیز لنگرهای دیوار، تأثیر نادرست داشته باشد؛ لذا دقت نتایج، کاهش می یابد. دلیل اصلی این موضوع آن است که اگر تیر همبند از طریق المان Frame مدل شود صرفاً به واسطه یک گره به دیوار متصل شده و گیرداری کامل بین تیر همبند و دیوار، آن گونه که باید و انتظار می رود ایجاد نخواهد شد (شکل ۲-۷-الف). در صورتی که اگر تیر همبند از طریق المان Shell مدل شود، بسته به ارتفاع تیر همبند، اتصال و انتقال لنگر به دیوارهای طرفین از طریق چند گره برقرار خواهد بود (شکل ۲-۷-ب). بر این اساس لازم است مدل سازی تیر همبند از طریق المان Shell انجام شود.

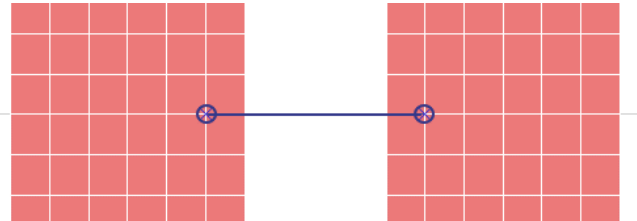
تذکر: در مواردی که به دلیل برخی ملاحظات، نیاز به مدل سازی تیر همبند از طریق المان Frame باشد (از جمله بررسی رفتار غیر ارتجاعی تیر همبند در تحلیل های غیر خطی و معرفی Hinge های آن)، یا بعضاً استفاده از المان Frame اجتناب ناپذیر باشد، به کارگیری المان Frame بلامانع است. در این حالت توصیه می شود به منظور کاهش خطای مدل سازی ناشی از اتصال تیر همبند از طریق صرفاً یک گره به المان دیوار، در صورتی که در محل اتصال، ستون های مرزی (نواحی پهن شده در انتهای دیوار که به طور معمول از طریق المان ستون مدل می شوند) وجود ندارند، المان Frame معرف تیر همبند، به اندازه یک مش وارد دیوار شود (شکل ۲-۸).



شکل ۲-۷: مدل کردن تیر همبند دیوارهای برشی

(الف): از طریق المان Frame: روش نادرست

(ب): از طریق المان Shell



شکل ۲-۸: مدل کردن تیر همبند از طریق المان Frame و وارد شدن آن به اندازه یک مش به داخل دیوارهای طرفین

تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قطری تأمین می‌گردد، روش کار عیناً مشابه توضیحات مشروح در بند ب می‌باشد.

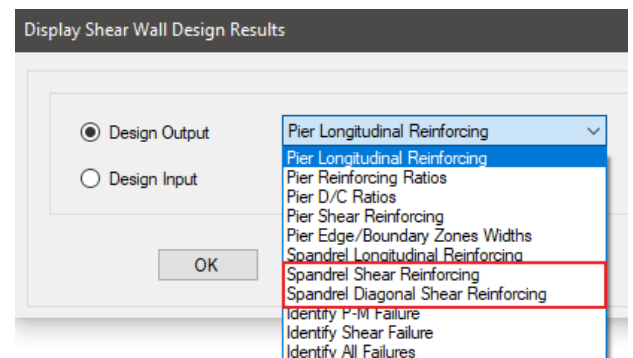
بنابراین، خروجی دستور Spandrel Shear Reinforcing در هیچ‌یک از حالات فوق کاربرد نداشته و قابل قبول نمی‌باشد.

همبند، مستقل از مقدار برش این تیر بوده و لذا خروجی دستور Spandrel Shear Reinforcing کاربرد ندارد. متذکر می‌گردد هنگامی که مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قطری تأمین می‌گردد، مطابق بند ۹-۷-۴-۵-ت، ضریب کاهش مقاومت برشی باید برابر ۰/۸۵ در نظر گرفته شود.

۲-۱۶ مقدار ضریب اصلاح سختی تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار، چه میزان در نظر گرفته شود؟

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای تیرهای همبند دیوارهای برشی بتن‌آرمه، ضریب اصلاح سختی یا ضریب ترک‌خوردگی معرفی نکرده است؛ لیکن همانند دیوارپایه‌ها، معرفی ضریب اصلاح سختی برای اجزای افقی دیوار یا همان تیرهای همبند نیز ضرورت دارد. این ضریب را می‌توان همانند سایر تیرهای بتنی، برابر با ۰/۳۵ در نظر گرفت و یا بر مبنای مقادیر ارائه شده و پیشنهادی در سایر مراجع عمل نمود.

ATC72-1(2010) درخصوص سختی مؤثر تیرهای همبند دیوارهای برشی عنوان می‌کند، در تیرهای همبند با شرایط $L_n/h \geq 2$ ، تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی، ناشی از خمش بوده و استفاده از $I_{eff} \approx 0.15I_g$ و $G \approx 0.4E$ را



شکل ۲-۹: پنجره درخواست نمایش نتایج طراحی دیوارهای برشی بتن‌آرمه در نرم‌افزار ETABS

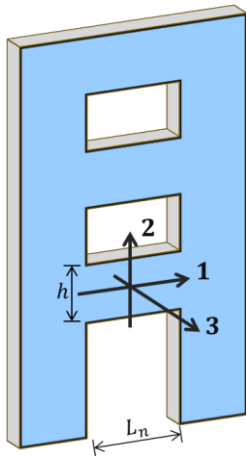
(پ) در مواردی که تیر همبند، مشمول شرایط بند ۹-۲۰-۷-۵-۳ مبحث نهم می‌شود مقاومت برشی تیر همبند را می‌توان از طریق آرماتورهای برشی قطری یا آرماتورهای برشی قائم، بسته به نظر طراح تأمین نمود. در این حالت اگر مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قائم تأمین می‌گردد، روش کار عیناً مشابه توضیحات مشروح در بند الف و اگر مقاومت برشی

برشی، ضریب f_{11} ، برابر با مقدار $0.07(L_n/h) \leq 0.3$ و ضرایب f_{12} و f_{22} ، برابر با $1/0$ معرفی شوند.

سختی مؤثر برشی	سختی مؤثر خمشی
$0.4E_c A_g$	$0.07 \left(\frac{l_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g$

جدول ۲-۲: ضرایب پیشنهادی TBI برای سختی مؤثر تیرهای همبند دیوارهای برشی

تذکره ۱: معرفی ضرایب اصلاح سختی تیر همبند به شرح فوق در نرم افزار، مبتنی بر آن است که کاربر، محورهای محلی تیر همبند را دوران ندهد و امتداد آنها مطابق پیش فرض برنامه باقی بماند (شکل ۲-۱۰).



شکل ۲-۱۰: محورهای محلی تیر همبند دیوارهای برشی، مطابق پیش فرض نرم افزار ETABS

تذکره ۲: ضرایب اصلاح سختی عمود بر صفحه تیرهای همبند دیوارهای برشی (m_{11} ، m_{22} و m_{12}) مشابه ضرایب اصلاح سختی عمود بر صفحه اجزای قائم دیوار در طرفین تیر همبند، معرفی شود.

۲-۱۷ تقسیم بندی اجزای دیوارهای برشی بال دار و تعریف برچسب ساق های آن در نرم افزار ETABS چگونه انجام شود؟

در دیوارهای برشی بال دار یا اصطلاحاً سه بعدی، با فرض آنکه نیروهای زلزله در امتدادهای اصلی مدل (محورهای سراسری X و Y) به سازه اعمال می شوند و ساق های دیوارها نیز در همین امتدادها قرار دارند، اجزایی از مقطع که در امتداد نیروهای غالب زلزله هستند به عنوان جان

پیشنهاد نموده است. در تیرهای همبند که $L_n/h \leq 1.4$ است، تغییر شکل های ناشی از خمش و برش حدوداً یکسان بوده، رفتار غیر ارتجاعی تیر، عمدتاً ناشی از برش است. در این حالت، استفاده از $I_{eff} \approx 0.15 I_g$ و $G \approx 0.1 E$ پیشنهاد شده است (مدول برشی در این حالت، معادل 0.25 مدول برشی در حالت معمول است). در روابط مذکور، L_n طول دهانه خالص تیر همبند و h ارتفاع آن می باشد (شکل ۲-۱۰).

به منظور اصلاح سختی خمشی داخل صفحه تیرهای همبند لازم است از محل دستور زیر، ضریب f_{11} آنها برابر با مقدار مورد نظر معرفی شود.

Assign > Shell > Stiffness Modifiers ...

همچنین نظر به آنکه در مدل سازی، مقدار مدول برشی بتن برای تمامی اعضا یکسان در نظر گرفته می شود، اصلاح سختی برشی نیز از طریق ضریب f_{12} لحاظ گردد. مطابق توضیحات مشروح، ضرایب پیشنهادی ATC72-1 در خصوص سختی مؤثر تیرهای همبند دیوارهای برشی به شرح جدول ۲-۱ است.

$L_n/h \geq 2$	$I_{eff} \approx 0.15 I_g$ $G = 0.4 E$	$f_{11} = 0.15$ $f_{22} = f_{12} = 1$
$L_n/h \leq 1.4$	$I_{eff} \approx 0.15 I_g$ $G = 0.1 E$	$f_{11} = 0.15$ $f_{22} = 1$ $f_{12} = 0.25$

جدول ۲-۱: ضرایب پیشنهادی ATC72-1 برای سختی مؤثر تیرهای همبند دیوارهای برشی

برای تیرهای همبند با نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع، بین $1/4$ تا 2 ، از درون یابی خطی استفاده شود. در این حالت، ضرایب $f_{11} = 0.15$ و $f_{22} = 1$ ثابت بوده، صرفاً ضریب f_{12} ، بین مقادیر 0.25 و $1/0$ درون یابی خطی می شود. متذکر می گردد در تیرهای همبند، ضریب اصلاح مربوط به f_{22} در تمامی حالات، برابر $1/0$ است. TBI (Tall Building Initiative)، راهنمای طراحی بر اساس عملکرد ساختمان های بلند، سختی مؤثر تیرهای همبند دیوارهای برشی را برای تمامی حالات به شرح جدول ۲-۲ معرفی می کند. بر این اساس لازم است برای تیرهای همبند دیوارهای

برچسب ساق‌ها بسته به امتداد اعمال نیروهای زلزله غالب، در شکل ۲-۱۲ و ۲-۱۳ نمایش داده شده است. با توجه به آنکه بر اساس جهت اعمال نیروهای زلزله غالب، الگوی تقسیم‌بندی اجزای دیوار و معرفی برچسب‌ها متفاوت است باید طراحی دیوارهای برشی تحت اثرات P-M-M و نیز محاسبات c مقطع آنها در دو فایل جداگانه انجام شود؛ فایلی که نیروهای زلزله غالب وارد بر دیوارها، در امتداد محور سراسری X مدل می‌باشند و فایل دیگری که نیروهای زلزله غالب وارد بر دیوارها، در امتداد محور سراسری Y مدل قرار دارند.

تذکر: درخصوص جزئیات و روش‌های محاسبه c مقطع دیوارها به پیوست ۴ مراجعه شود.

پی‌نوشت: ACI318-19 و مبحث ۹ در یکی از دو ضابطه مربوط به تعیین عرض مؤثر بال، نصف فاصله تا جان دیوار مجاور را مبنا قرار داده‌اند. در بسیاری از دیوارهای بال‌دار، بسته به هندسه و شکل مقطع ممکن است جان مجاور وجود نداشته باشد. به‌عنوان مثال در دیوار بال‌دار شکل ۲-۱۴، هنگامی که نیروهای زلزله غالب در امتداد Y به دیوار اعمال می‌شوند ساق‌های ۱ و ۳ نقش بال را دارند، لیکن جان مجاور برای تعیین عرض مؤثر وجود ندارد. اغلب طراحان معتقدند بیان ACI318-19 و مبحث ۹ به‌گونه‌ای است که در این موارد به‌دلیل عدم وجود جان مجاور می‌توان کل بال را مؤثر محسوب نمود؛ درحالی‌که در برخی حالات ممکن است با توجه به طول ساق‌ها، بررسی وضعیت توزیع تنش در بال یا بال‌ها بگونه‌ای باشد که فرض مؤثر بودن کل بال چندان صحیح نباشد؛ به‌عبارتی هرچه فاصله از جان دیوار بیشتر می‌شود، وضعیت تنش در نواحی دورتر بال نشان می‌دهد این نواحی، عملکرد یکپارچه با جان ندارند. در این موارد شاید بهتر باشد طراح بر مبنای وضعیت توزیع تنش در مقطع و بعضاً قضاوت مهندسی، عرض مؤثر بال را تعیین نماید. انتخاب عرض مؤثر کوچکتر برای بال اغلب می‌تواند در جهت اطمینان باشد. استفاده از ضابطه تعیین عرض مؤثر بال در آیین‌نامه نیوزیلند که در ادامه

و اجزای عمود بر آن به‌عنوان بال عمل می‌کنند. منظور از امتداد نیروی زلزله غالب امتدادی است که در طراحی تحت اثر ۱۰۰ درصد زلزله یک راستا و ۳۰ درصد زلزله راستای دیگر، نیروهای ۱۰۰ درصدی به دیوار اعمال می‌شود. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و ACI318 مقرر می‌دارند بخشی از بال که در محدوده عرض مؤثر قرار دارد باید در محاسبات مربوط به ظرفیت P-M-M دیوار (اثر توأم بار محوری و لنگرهای خمشی) در نظر گرفته شود. همچنین نظر به آنکه محاسبات مربوط به عمق تار خنثی پلاستیک مقطع (بیشترین فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری بتن، c) نیز وابسته به مقاومت خمشی اسمی مقطع و نیروی محوری ضریب‌دار وارد بر دیوار است باید در محاسبات c نیز ضابطه عرض مؤثر بال رعایت شود.

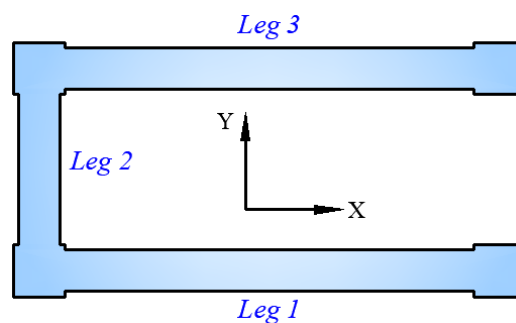
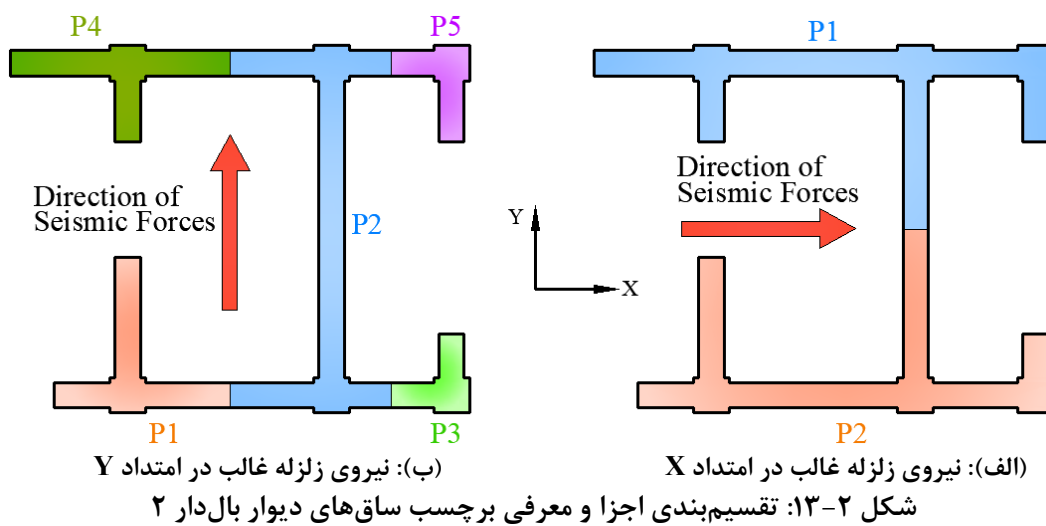
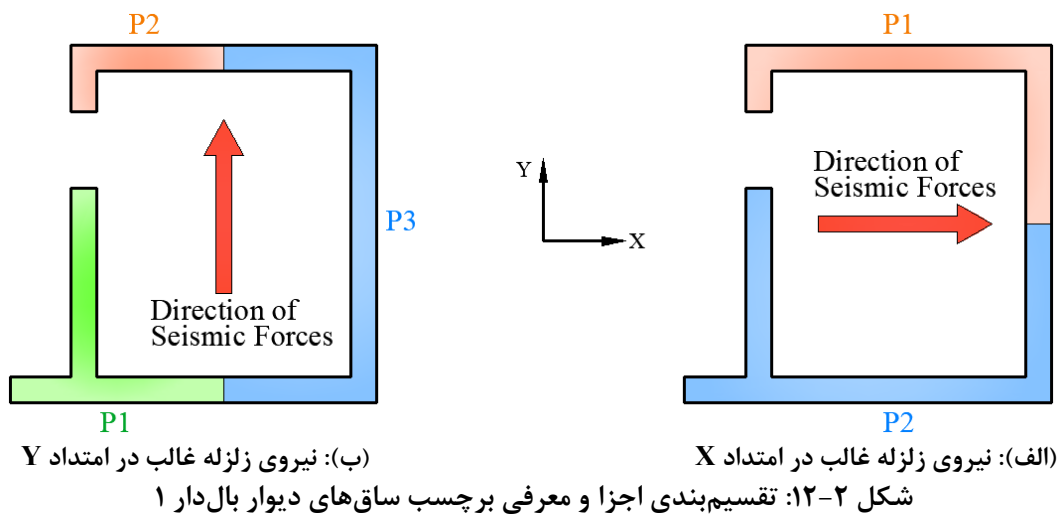
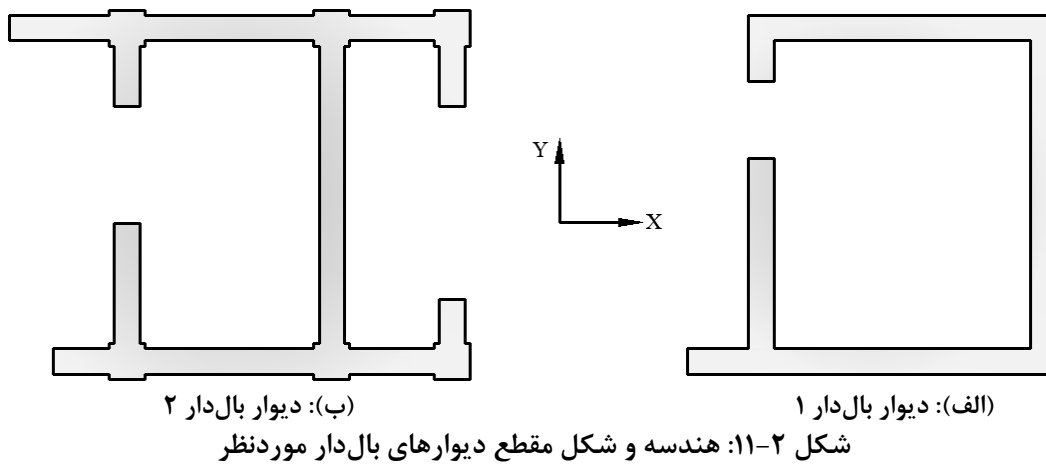
مبحث ۹ در بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ مقرر می‌دارد در غیاب تحلیل‌های دقیق‌تر، عرض مؤثر بال از بر جان، کوچکترین دو مقدار زیر در نظر گرفته شود:

الف) نصف فاصله تا جان دیوار مجاور؛

ب) یک‌چهارم ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع موردنظر (مقطعی که عرض مؤثر برای آن محاسبه می‌شود).

در پنل‌هایی از دیوار که در طبقات بالاتر قرار دارند ممکن است بند ب تعیین‌کننده باشد، لیکن در اغلب طبقات که ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع موردنظر عمده‌تأثیر زیاد است، بند الف تعیین‌کننده خواهد بود.

عرض مؤثر بال نقش مهمی در چگونگی تقسیم‌بندی اجزای دیوار به لحاظ تعریف برچسب ساق‌های دیوار (Label) دارد و لذا همان‌طور که پیش‌تر نیز بیان گردید نتایج طراحی P-M-M و محاسبات مربوط به c و بعضاً المان مرزی دیوارها متأثر از این تقسیم‌بندی خواهد بود. جهت شرح موضوع، دو دیوار بال‌دار شکل ۲-۱۱ را در نظر می‌گیریم. با فرض آنکه عرض مؤثر بال بر مبنای ضابطه الف بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ مبحث ۹، یعنی نصف فاصله تا جان دیوار مجاور تعیین می‌شود، برای هریک از دو دیوار مذکور، تقسیم‌بندی اجزای دیوار و معرفی



به آن اشاره شده است نیز برای این موارد قابل تأمل است.

مرروی بر ضابطه تعیین عرض مؤثر بال در برخی آیین‌نامه‌های بتن:

در آیین‌نامه بتن کانادا، ضابطه تعیین عرض مؤثر بال عیناً مشابه ACI318-19 و مبحث ۹ است. در آیین‌نامه بتن نیوزیلند مقرر گردیده است عرض مؤثر بال در هر سمت جان، کوچکترین مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

(الف) نصف ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع موردنظر؛

(ب) ۴ برابر ضخامت بال دیوار.

یوروکد (Eurocode) نیز عرض مؤثر بال را در هر سمت جان و از بر جان، برابر کوچکترین مقادیر زیر مقرر می‌دارد:

(الف) عرض واقعی بال (عرض کامل)؛

(ب) نصف فاصله تا جان دیوار مجاور.

فصل ۳: پرسش‌های مربوط به دال‌ها و دیافراگم‌ها

و تیرها ناشی از ترک خوردگی آنها به طور دقیق محاسبه می‌شود نباید به دال‌ها و تیرها ضریب اصلاح سختی تخصیص داده شود، لیکن درخصوص اصلاح سختی ستون‌ها و دیوارهای برشی باید مطابق بند ۹-۶-۶-۲-۲ مبحث نهم عمل شود. متذکر می‌گردد سختی عمود بر صفحه دیوارها و به تبع آن، ضریب اصلاح سختی که برای آنها در نظر گرفته می‌شود حائز اهمیت فراوان بوده و نقش مؤثری در نتایج این تحلیل خواهد داشت.

همچنین لازم است موارد زیر رعایت گردد:

۱- در صورتی که دال موردنظر از نوع دال‌های مجوف دو پوش باشد که توسط یک دال تو پر مدل می‌شود، معرفی ضرایب تبدیل سختی مقطع تو پر به مقطع تو خالی ضرورت دارد.

۲- در تعریف مشخصات تیرها در پنجره دستور مربوطه نباید گزینه No Design فعال شود.

۳- نظر به آنکه آرما توره‌های خمشی دال در روند تحلیل غیر خطی و محاسبه سختی مؤثر دال نقش دارند، معرفی ترکیب بارهای مربوط به طراحی آرما توره‌های دال و نیز انجام تنظیمات مربوط به طراحی دال ضرورت دارد.

به منظور مدل‌سازی تیرها در تحلیل ترک خوردگی و محاسبه خیز دال‌ها می‌توان به دو روش عمل نمود. روش اول آن است که تیرها توسط المان خطی مدل شوند. در این حالت، نظر به هم‌پوشانی تیرها و دال لازم است بر روی ممان اینرسی و وزن تیر، ضریب اصلاح معرفی شود. روش دیگر آن است که به جای استفاده از المان خطی، از المان سطحی با عرض و ضخامت تیر استفاده شود. در این حالت نیاز به اصلاح سختی و وزن تیر به دلیل هم‌پوشانی تیر و دال نمی‌باشد.

۲-۳ در مواردی که در SAFE یا ETABS قصد طراحی آرما توره‌های دال و محاسبات مربوط به خمش و برش، تحت بارهای ثقلی و جانبی دال را داریم آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک خوردگی اعضا معرفی شود؟

پیش از پرداختن به پرسش‌های مرتبط با مبحث دال‌ها ابتدا اصطلاحات زیر معرفی می‌گردد:

دال مجوف یک پوش: آن دسته از دال‌های مجوف هستند که صرفاً دارای دال پوششی فوقانی (top slab) بوده و به طور معمول، حفره‌ها در زیر سقف، قابل مشاهده می‌باشند (شکل ۱-۳).

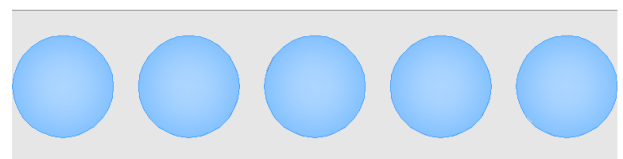


شکل ۱-۳: دال مجوف یک پوش

دال مجوف دو پوش: آن دسته از دال‌های مجوف هستند که دارای هر دو دال پوششی فوقانی (top slab) و تحتانی (bottom slab) بوده و حفره‌ها در داخل سقف قرار می‌گیرند (شکل ۲-۳).



(الف): دال مجوف دو پوش با قالب‌های مکعبی



(ب): دال مجوف دو پوش با قالب‌های کروی

شکل ۲-۳: دال مجوف دو پوش

۱-۳ جهت محاسبه خیزهای آنی و دراز مدت دال‌ها در نرم افزار SAFE آیا لازم است ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک خوردگی اعضا معرفی شود؟

با توجه به آنکه محاسبه خیزهای آنی و دراز مدت دال‌ها بر مبنای تحلیل‌های غیر خطی در نرم افزار SAFE انجام می‌شود و در تحلیل‌های غیر خطی، سختی مؤثر دال‌ها

دال ها در ETABS انجام شود.

استثناء: درخصوص دال های متشکل از تیرچه های یک طرفه (Ribbed Slab) و دال های مجوف یک پوش، نرم افزار ETABS 16 این نوع دال ها را به دالی تو پُر با ضخامت یکنواخت و برابر با ضخامت معادل دال مذکور تبدیل می کند و لذا طراحی این نوع دال ها را نادرست انجام می دهد. این مشکل در نسخه های ۲۰ و بالاتر نرم افزار ETABS برطرف شده است. بنابراین جهت طراحی دال های مذکور باید از نرم افزار ETABS 20 و بالاتر یا از نرم افزار SAFE استفاده شود.

تذکر: مدل سازی ناحیه صلب مشترک بین دال و ستون یا دیوار می تواند در نتایج طراحی دال ها (عمدتاً دال های تخت) تأثیرگذار باشد. SAFE، قابلیت مدل سازی این نواحی صلب را دارد، لیکن ETABS صرفاً در نسخه های ۱۸ و بالاتر، این قابلیت را دارا می باشد.

۳-۴ در سیستم های متشکل از سقف های دال بتن آرمه از نوع دال-تیر، آیا سختی های خارج صفحه دال در طراحی سیستم قائم مقاوم لرزه ای مشارکت داده شود و آیا لازم است این دال ها تحت اثر تلاش های خارج صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه طراحی شوند؟

نظر به آنکه لازم است سیستم قائم مقاوم لرزه ای سازه (سیستم متشکل از تیرها، ستون ها، مهاربندها و دیوارهای برشی) به تنهایی قادر به تحمل کل نیروهای زلزله و اقناع الزامات و محدودیت های مربوط به جابجایی های جانبی سازه باشد و با توجه به آنکه دال طبقات، بخشی از سیستم قائم مقاوم لرزه ای محسوب نمی شود لازم است جهت طراحی سیستم قائم مقاوم لرزه ای از اثر سختی خمشی خارج صفحه دال صرف نظر گردد؛ مگر در مواردی که مطابق توضیحاتی که در ادامه ارائه شده است، سختی مذکور موجب کاهش سهم سیستم قائم مقاوم لرزه ای از بارهای جانبی نشود. در مواردی که از سختی خمشی خارج صفحه دال صرف نظر

هنگامی که تحلیل بر مبنای روش های غیر خطی مربوط به تحلیل ترک خوردگی و محاسبه خیز دال نمی باشد لازم است ضرایب اصلاح سختی خمشی کلیه اعضا معرفی شود. در این حالت، ضریب اصلاح سختی دال ها برابر ۰/۲۵، تیرها برابر ۰/۳۵ و ستون ها برابر ۰/۷ می باشد. همچنین می توان ضرایب مذکور را مطابق جدول ۹-۶-۲ ب مبحث ۹ تعیین نمود. درخصوص ضریب اصلاح سختی داخل صفحه و عمود بر صفحه دیوارهای بتن آرمه به پرسش ۲-۲ مراجعه شود. در صورتی که دال مورد نظر از نوع دال های مجوف دو پوش باشد که توسط یک دال تو پُر مدل می شود لازم است ضرایب تبدیل سختی مقطع تو پُر به مقطع تو خالی نیز اعمال گردد.

تذکر: نرم افزار ETABS 16 به صورت خودکار بر روی سختی پیچشی تیرها ضریب ۰/۱ اعمال می کند. بر این اساس لازم است هنگام طراحی دال ها در SAFE، ضریب اصلاح سختی پیچشی، عددی تعریف شود که حاصل ضرب آن در ۰/۱، برابر با مقدار نهایی مورد نظر شود. مثلاً اگر قرار است برای تیری ضریب اصلاح سختی پیچشی در هنگام تحلیل، برابر ۰/۳۵ در نظر گرفته شود باید این ضریب برای تیر مورد نظر ۳/۵ معرفی شود.

۳-۳ به منظور طراحی آرماتور دال های بتن آرمه از نرم افزار ETABS استفاده شود یا SAFE ؟

در صورت استفاده از نرم افزار ETABS نسخه ۱۶ و بالاتر که قابلیت طراحی آرماتور دال ها را دارا می باشند، می توان دال کلیه طبقات را در یک فایل ETABS طراحی نمود. حال آنکه در صورت تمایل به طراحی دال ها در SAFE، اول آنکه لازم است با توجه به تعداد طبقات، مقادیر بارهای کف و الگوهای تیپ بندی، چندین مدل جهت طراحی دال طبقات ایجاد شود و دوم آنکه در ارسال دال به SAFE، برخی از اطلاعات مدل، حذف یا تغییر می یابد و لذا لازم است در مدل SAFE اصلاحاتی صورت گیرد. از این رو پیشنهاد می گردد طراحی آرماتور

نظر به آنکه جهت تشخیص میزان مشارکت دال در باربری جانبی و تشخیص رفتار دال-ستونی ضابطه و دستورالعملی در آیین‌نامه ارائه نشده است، این کارگروه نیز در ارائه پاسخ مربوط به پرسش اخیر، ناگزیر ضوابط بندهای ۹-۱۰-۹-۱۱-۲ و ۹-۱۰-۹-۱۱-۳-۱۱ مبحث ۹ را مبنای تشخیص مشارکت لرزه‌ای دال‌ها قرار داده است.

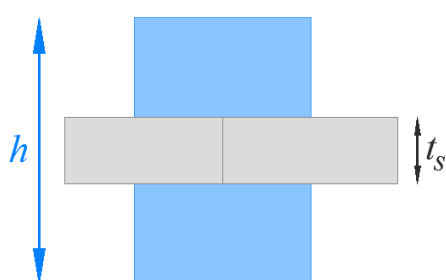
در سیستم‌های متشکل از سقف‌های دال-تیر، بخشی از دال در مجاورت تیرها و در محدوده عرض مؤثر، به‌عنوان بال تیر عمل نموده، سختی و مقاومت تیر را افزایش می‌دهد که مطابق با ضوابط مبحث ۹ و ACI318 لازم است این موضوع در روند محاسبات لحاظ گردد. با فرض استفاده از ضوابط بندهای ۹-۱۰-۹-۱۱-۲ و ۹-۱۰-۹-۱۱-۳، در مواردی که ارتفاع تیرها در مقایسه با ضخامت دال به‌گونه‌ای باشد که رابطه $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1 < 1$ برقرار گردد می‌توان انتظار تشکیل قاب‌های دال-ستونی و به تبع آن کاهش نسبی عملکرد قاب‌های تیر-ستونی را داشت. α_{f1} ، L_1 و L_2 در مبحث ۹ معرفی شده‌اند (در مثال ۳-۱، نحوه محاسبه $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1$ ارائه گردیده است). در مقابل، اگر ارتفاع تیرها به‌گونه‌ای اختیار گردد که رابطه $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1 \geq 1$ برقرار باشد، مشارکت دال در باربری جانبی، قابل توجه نبوده و تشکیل قاب‌های دال-ستونی مورد انتظار نیست. لذا حتی اگر در مدل‌سازی از سختی خمشی دال‌ها صرف‌نظر نشود، عملاً کاهش سهم باربری جانبی سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای ایجاد نخواهد شد. در این حالت، نتایج حاصل از مدلی که در آن تیرها به‌صورت مستطیلی مدل می‌شوند و از سختی خمشی دال صرف‌نظر نمی‌شود و نیز نتایج مدلی که در آن تیرها با مقطع T و L (یا مستطیل معادل آنها؛ مطابق توضیحات مشروح ذیل بند ب) مدل می‌شوند و از سختی خمشی دال صرف‌نظر می‌شود را می‌توان قابل قبول محسوب نمود. بر این اساس و با توجه به توضیحات فوق، جزئیات مدل‌سازی و طراحی به شرح ذیل می‌باشد.

الف) تمامی تیرها شرط $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1 \geq 1$ را اقلان می‌نمایند

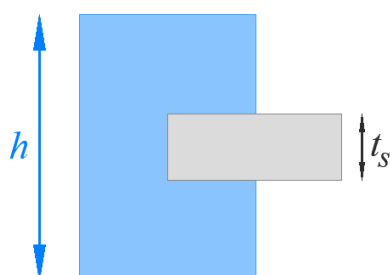
می‌شود الزامی بر طراحی دال تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه وجود ندارد. صرفاً لازم است دال‌ها تحت اثر بارهای ثقلی، اثرات ناشی از نیروی قائم زلزله و نیز برای اثرات درون‌صفحه‌ناشی از نیروهای زلزله مربوط به طراحی دیافراگم، طراحی شوند.

تبصره: در سیستم‌های دال-تیر بسته به ارتفاع تیرها نسبت به ضخامت دال، هنگامی که سختی خمشی تیرها نسبت به سختی خمشی دال در دهانه‌های مجاور قابل توجه نباشد ممکن است شرایطی ایجاد شود که علی‌رغم وجود تیرها، عملکرد سیستم دال-تیر به‌نوعی مشابه سیستم دال‌های بدون تیر باشد. در این حالت، دال در باربری جانبی مشارکت نموده و می‌توان انتظار داشت رفتار این سیستم تحت بارهای جانبی عملاً مشابه سیستم دال‌های بدون تیر و عملکرد دال-ستونی باشد. در این شرایط اگر مطابق ضوابط مبحث ۹ و ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰، لحاظ نمودن سختی دال-ستون مجاز باشد می‌توان سختی دال را در تحلیل منظور نمود و اگر لحاظ نمودن سختی دال-ستون مجاز نباشد باید از سختی دال صرف‌نظر گردد (به پرسش ۳-۵ مراجعه شود). در مبحث ۹ و ACI318 ضابطه‌ای جهت تشخیص این موضوع که در سیستم‌ها دال-تیر چه زمان مشارکت دال در باربری جانبی قابل توجه است وجود ندارد. از این رو برخی از طراحان با استناد به ضوابط بندهای ۹-۱۰-۹-۱۱-۲ و ۹-۱۰-۹-۱۱-۳ مبحث ۹ این موضوع را بررسی می‌کنند. این در حالیست که بندهای مذکور مربوط به استفاده از روش طراحی مستقیم دال‌های دوطرفه، موضوع بند ۹-۱۰-۹ مبحث ۹ است که در بخش کلیات آن، بند ۹-۱۰-۹-۱ نیز عنوان نموده که این روش را می‌توان برای طراحی دال‌ها تحت اثر بارهای قائم به‌کار برد. بر این اساس، عملاً استفاده از این روش جهت تشخیص میزان مشارکت دال‌ها در باربری جانبی و تحت اثر بارهای دینامیکی و لرزه‌ای صحیح نبوده و قابل استناد نمی‌باشد. با این حال،

نظیر با لنگر خمشی مقاوم محتمل (M_{pr}) دو انتهای تیر انجام می‌شود. به منظور محاسبه M_n و M_{pr} ، اثر بال تیر و آرماتورهای موجود در این ناحیه در نظر گرفته می‌شود. از این رو با هدف طراحی آرماتور برشی تیرها از مدلی استفاده شود که در آن تیرها با مقطع T و L، یا مستطیل معادل آنها مدل می‌شوند. در این حالت، دال‌ها نیز باید یا به صورت Membrane مدل شوند و یا اگر از نوع Shell مدل می‌شوند، ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی گردد.



(الف): تیرهای میانی



(ب): تیرهای کناری

شکل ۳-۳: موقعیت قرارگیری تیر و دال نسبت به یکدیگر برای تیرهای میانی و کناری، مطابق پیش فرض ETABS مربوط به روابط ۱-۳ و ۲-۳

(۲) کنترل برش گره اتصال: محاسبه برش گره اتصال در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه به ترتیب، مبتنی بر M_n و M_{pr} مقطع تیرها در مجاورت گره اتصال است. از این رو برای انجام این کنترل از مدل مشروح در بند الف-۱ استفاده شود، با این توضیح که در این کنترل باید تیرها با مقطع مستطیل معادل، مدل‌سازی شوند. علت آن است که معرفی مقطع تیرها به صورت T و L موجب می‌شود نرم‌افزار در تشخیص وضعیت محصورشدگی گره اتصال، دچار

در این حالت، مشارکت دال در باربری جانبی می‌تواند قابل توجه نباشد. لذا دال‌ها را می‌توان از نوع Shell مدل نمود و ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها برابر ۰/۲۵ معرفی گردد. نظر به آنکه اثر سختی دال به طور مستقیم لحاظ می‌گردد باید تیرها را با مقطع مستطیلی مدل نمود (عملکرد بال‌های تیر از طریق لحاظ نمودن سختی دال منظور می‌گردد). در این حالت به دلیل هم‌پوشانی دال و تیر در محدوده عرض جان تیر، یک‌بار سختی تیر و یک‌بار سختی دال، به طور مضاعف محاسبه می‌شود که لازم است طراح در تعیین ضریب اصلاح سختی خمشی تیر، اثر این موضوع را لحاظ نماید. متذکر می‌گردد نرم‌افزار ETABS به صورت پیش‌فرض، دال را در وسط ارتفاع تیر و نه در محل واقعی آن در نظر می‌گیرد و لذا باید در محاسبه ضریب اصلاح سختی ناشی از هم‌پوشانی به این موضوع توجه شود. با فرض استفاده از ضریب ۰/۳۵ جهت اصلاح سختی خمشی تیرها و ضریب ۰/۲۵ جهت اصلاح سختی خمشی دال، ضریب اصلاح سختی خمشی نهایی تیرها با در نظر گرفتن اثر هم‌پوشانی مذکور، مطابق روابط ۱-۳ و ۲-۳ قابل تعیین است.

$$(۱-۳) \quad \text{ضریب اصلاح تیرهای میانی (شکل ۳-۳ الف)} \quad 0.35 - 0.25 \left(\frac{t_s}{h} \right)^3$$

$$(۲-۳) \quad \text{ضریب اصلاح تیرهای کناری (شکل ۳-۳ ب)} \quad 0.35 - 0.125 \left(\frac{t_s}{h} \right)^3$$

طراحی تمامی اعضای سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای غیر از موارد زیر و نیز طراحی دال‌ها در همین مدل انجام می‌شود، لیکن برای موارد زیر باید از مدل دیگری استفاده نمود.

(۱) طراحی آرماتور برشی تیرها: در قاب‌های خمشی متوسط، مطابق بند ۹-۲۰-۵-۲-۴-۱ الف مبحث نهم، طراحی آرماتورهای برشی بر مبنای برش نظیر با لنگر خمشی مقاوم اسمی (M_n) دو انتهای تیر و در قاب‌های خمشی ویژه، مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ آن مبحث، طراحی آرماتورهای برشی بر مبنای برش

روش دوم؛ معرفی مقطع تیرها به صورت مستطیل معادل: تیرها با مقطع مستطیلی مدل می شوند، لیکن لازم است ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع مستطیلی به مقطع T و L بر روی آنها اعمال گردد. متذکر می گردد این ضریب باید علاوه بر ضریب اصلاح سختی خمشی ناشی از ترک خوردگی اعمال شود. لذا در استفاده از این روش، ضریب اصلاح سختی خمشی نهایی از حاصل ضرب ضریب اصلاح سختی خمشی ناشی از اثرات ترک خوردگی، در ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع مستطیلی به مقطع T یا L تعیین می شود.

ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع برای کلیه تیرها یکسان نبوده و به ازای مقاطع مختلف، متفاوت است. نظر به آنکه محاسبه و معرفی این ضریب برای هر یک از تیرها به صورت متفاوت، دشوار و زمان بر است می توان ضریب نهایی اصلاح سختی خمشی (حاصل ضرب ضریب نظیر با ترک خوردگی و ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع مستطیلی به مقاطع T و L) را برای تمامی تیرهای مستطیلی معادل T، برابر با ۰/۵ و برای تمامی تیرهای مستطیلی معادل L، برابر با ۰/۴۵ در نظر گرفت. توضیح آنکه مطابق تفسیر بند R6.6.3.1.1 استاندارد ACI318-19 می توان ممان اینرسی مقطع T شکل را دو برابر ممان اینرسی مقطع مستطیلی جان آنها در نظر گرفت. بند 24.2.3.6 استاندارد مذکور نیز عنوان می کند ممان اینرسی مؤثر مقطع بر مبنای میانگین ممان اینرسی نظیر با لنگرهای مثبت و منفی مقطع در نظر گرفته شود که به دلیل نوع ترک خوردگی مقطع تحت لنگرهای مثبت و منفی، مقطع تحت لنگر مثبت به صورت T و مقطع تحت لنگر منفی، به صورت مستطیلی به عرض جان عمل می کند. بر این اساس، تحت لنگر مثبت، ضریب ۲ و تحت لنگر منفی ضریب ۱/۰ مصداق می یابد که متوسط آن، ضریب ۱/۵ خواهد بود. با اعمال این ضریب بر روی ضریب ترک خوردگی معمول که برابر ۰/۳۵ است، برای مقاطع T، ضریب نهایی تقریبی بر روی مقطع مستطیل معادل آنها برابر ۰/۵ خواهد شد

خطا شود و لذا کنترل برش گره اتصال نیز به طور صحیح انجام نشود.

۳) کنترل حداقل مقاومت خمشی ستون ها (تیرضعیف- ستون قوی)؛ موضوع بند ۹-۲۰-۶-۴ مبحث ۹: در جهت انجام این کنترل نیز به دلیل نیاز به محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی دو انتهای تیر و ستون لازم است از مدل مشروح در بند الف-۱ استفاده شود.

تذکر ۱: در انجام موارد الف-۱ تا الف-۳ باید نکات مشروح در پرسش ۱-۵ نیز مدنظر قرار گیرد.

تذکر ۲: حتی در مواردی که شرایط بند الف برقرار باشد می توان از روش مشروح در بند ب استفاده نمود.

ب) تمامی یا برخی از تیرها شرط $\alpha_{f1} L_2 / L_1 \geq 1$ را اقناع نمی نمایند

در این حالت، مشارکت دال در باربری جانبی می تواند قابل توجه باشد. بر این اساس می توان دو حالت را به شرح ذیل بیان نمود:

۱- در صورتی که مطابق ضوابط مبحث ۹ و ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰، لحاظ نمودن سختی سیستم دال-ستون مجاز نباشد، با هدف جلوگیری از مشارکت سختی خمشی خارج صفحه دال در باربری جانبی لازم است دال ها به صورت Membrane مدل شوند و یا اگر از نوع Shell مدل می شوند، ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی گردد؛ لیکن نظر به آنکه مطابق ضوابط مبحث نهم، بخشی از دال در مجاورت تیرها و در محدوده عرض مؤثر، به عنوان بال تیر عمل نموده و سختی تیر را افزایش می دهد باید اثرات این بخش از دال در مشخصات تیرها منظور گردد. بدین منظور لازم است تیرها بر اساس یکی از دو روش زیر مدل شوند.

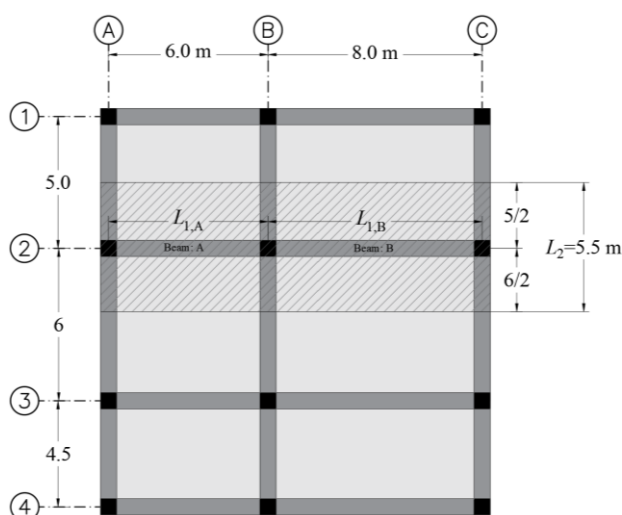
روش اول؛ معرفی مقطع تیرها به صورت T و L: تیرها بسته به شکل مقطعشان، عیناً با مقطع T و L مدل می شوند. توجه شود که در تعریف مقاطع T و L در نرم افزار، بال مقطع در ناحیه فوقانی تیر قرار گرفته باشد.

کنترل تغییر مکان‌های جانبی سازه در مدلی انجام شود که در آن تیرها با مقطع T و L یا مستطیل معادل آنها معرفی می‌شوند.

۲- در صورتی که مطابق ضوابط مبحث ۹ و ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰، لحاظ نمودن سختی سیستم دال-ستون مجاز باشد می‌توان سختی دال را در مدل در نظر گرفت. در این حالت، دال‌ها از نوع Shell مدل شوند و ضرایب اصلاح سختی مربوط به $m11$ ، $m22$ و $m12$ آنها برابر 0.25 معرفی گردد. سایر جزئیات مدل‌سازی و طراحی همانند حالت الف می‌باشد (اگرچه حالت الف مربوط به شرایطی است که مشارکت دال در باربری جانبی قابل توجه نیست، لیکن به دلیل لحاظ نمودن سختی دال در این حالت و نیز در حالت الف، جزئیات مدل‌سازی مشابه حالت الف است). همچنین در این حالت به دلیل مشارکت دال در باربری جانبی لازم است دال‌ها تحت اثرات ناشی از نیروهای زلزله طراحی شوند.

مثال ۳-۱: نحوه محاسبه $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1$

در سقف شکل ۳-۴ قصد داریم نسبت $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1$ را برای تیر B محاسبه نماییم. علت انتخاب تیر B آن است که عمده‌تأثیرهای با دهانه‌های بلندتر، بحرانی‌تر از سایر تیرها می‌باشند و چنانچه ابعاد تمامی تیرها یکسان باشد، تیرهای دارای طول بیشتر، نسبت $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1$ کمتری خواهند داشت.



شکل ۳-۴: پلان سقف مربوط به مثال ۳-۱

ضخامت دال موردنظر برابر ۲۰، عرض تیر B برابر ۴۵ و

$(1.5 \times 0.35 = 0.525 \approx 0.5)$. به همین منوال برای مقاطع L تحت لنگر مثبت، ضریب $1/5$ و تحت لنگر منفی همان ضریب $1/10$ مصداق می‌یابد که متوسط آن ضریب $1/25$ است. با اعمال این ضریب بر روی ضریب ترک خوردگی معمول که برابر 0.35 است، ضریب نهایی تقریبی بر روی مقطع مستطیل معادل آنها برابر 0.45 خواهد شد $(1.25 \times 0.35 = 0.437 \approx 0.45)$.

تذکر ۱: بر اساس مدل بند ب و معرفی تیرها بر اساس هر یک از روش‌های مشروح در این بند، طراحی تمامی اعضای سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای در همین مدل انجام می‌شود، لیکن جهت طراحی آرماتورهای خمشی و البته پیچشی تیرها باید از مدل دیگری استفاده نمود. توضیح آنکه با مدل کردن تیرها بر اساس روش بند ب، اثر قسمتی از دال که در عرض مؤثر تیر قرار گرفته و به عنوان بال تیر عمل می‌کند به طور مستقیم در طراحی آرماتورهای خمشی تیر لحاظ می‌گردد و از طرفی آرماتورهای خمشی دال که جداگانه بر مبنای طراحی دال تعیین می‌شوند و در محدوده بال تیر قرار می‌گیرند نیز عملاً به آرماتورهای خمشی تیر اضافه شده و منجر به افزایش ناخواسته ظرفیت خمشی تیر خواهند شد. با هدف طراحی صحیح‌تر آرماتورهای خمشی و البته آرماتورهای پیچشی تیرها لازم است صرف نظر از مقدار $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1$ تیرها، از مدلی به شرح روش بند الف استفاده شود. طراحی دال‌ها نیز باید بر اساس مدل مشروح در بند الف انجام شود.

تذکر ۲: به منظور طراحی آرماتور برشی تیرها، کنترل برش گره اتصال و نیز کنترل تیر ضعیف-ستون قوی باید مطابق بندهای الف-۱ تا الف-۳ و با رعایت توضیحات مشروح در پرسش ۱-۵ عمل شود.

در استفاده از روش بندهای الف و ب، به دلیل هم‌پوشانی بخشی از سقف با تیر، وزن این بخش، هم از طریق تیر و هم از طریق دال، عملاً دوبار محاسبه می‌شود. بنابراین در معرفی مقطع تیرها لازم است با استفاده از ضریب اصلاح جرم و وزن، خطای مذکور اصلاح گردد. ضمناً

مربوط به دیافراگم‌ها را اقناع نمایند.

الف) مطابق بند ۳-۳-۵-۵ ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰، سازه متشکل از سقف دال تخت یا قارچی، بدون دیوارهای برشی و بدون تیرهای محیطی، به‌عنوان سیستم قاب خمشی در ساختمان‌های حداکثر تا ۳ طبقه یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. مبحث نهم در بند ۹-۲۰-۵-۱، این سیستم را قاب خمشی متوسط معرفی می‌کند. در این شرایط، دال تخت طبقات به‌عنوان بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه محسوب می‌گردد که لازم است به‌صورت Shell مدل شوند و ضرایب اصلاح سختی خمشی آنها شامل m_{11} ، m_{22} و m_{12} ، برابر با ۰/۲۵ یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب معرفی گردد. با توجه به آنکه دال‌ها از نوع Shell مدل می‌شوند مش‌بندی آنها ضرورت دارد. لازم به ذکر است مطابق بند ۹-۲۰-۵-۵-۹ مبحث نهم، در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و همچنین در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از این سیستم، مجاز نمی‌باشد.

تذکره ۱: بند ۹-۶-۵-۳-۱-۳ مبحث نهم مقرر می‌دارد برای دال‌های دوطرفه بدون تیر که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه محسوب می‌گردند، ضریب اصلاح سختی خمشی دال باید بر مبنای مدلی که با نتایج آزمایش‌ها و تحلیل‌ها مطابقت قابل قبولی داشته باشد تعیین گردد. نظر به آنکه تعیین ضریب اصلاح سختی بدین شیوه برای اغلب طراحان به سادگی امکان‌پذیر نیست و بعضاً می‌تواند منجر به استفاده از ضرایب نادرست شود، این کارگروه پیشنهاد می‌نماید ضریب مذکور برابر با ۰/۲۵ در نظر گرفته شود؛ یا بر اساس جدول ۹-۶-۲-ب تعیین گردد.

تذکره ۲: در صورتی که دال تخت موردنظر، از نوع دال مجوف دو پوش باشد لازم است اثر ضریب تبدیل مقطع توپُر به مقطع تو خالی نیز باید در محاسبات منظور شود.

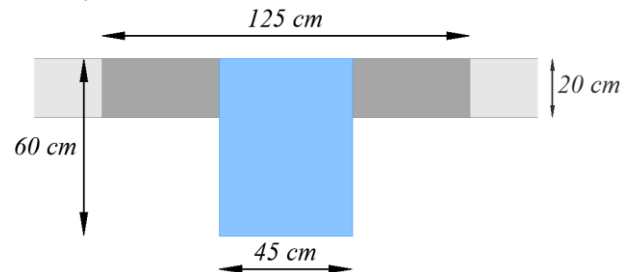
ب) در ساختمان‌های بیش از ۳ طبقه و بلندتر از ۱۰ متر و نیز در مواردی که به‌دلیل محدودیت‌های بند ۹-۲۰-۵-۵-۹ مبحث نهم، استفاده از سیستم متشکل از سقف

ارتفاع آن برابر ۶۰ سانتی‌متر فرض می‌شود (شکل ۳-۵). عرض مؤثر تیر B برابر است با:

$$b_w + 2h = 45 + 2(60 - 20) = 125 \text{ cm}$$

$$\leq b_w + 8t_s = 45 + 8 \times 20 = 205 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_e = 125 \text{ cm}$$



شکل ۳-۵: ابعاد تیر B مربوط به مثال ۱-۳

ممان اینرسی تیر B (با مقطع T شکل) و ممان اینرسی دال مجاور آن به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$I_b (\text{beam B}) = 1265194 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{L_2 t_s^3}{12} = \frac{550 \times 20^3}{12} = 366666.67 \text{ cm}^4$$

و در نهایت، مقدار $\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1$ برای تیر B به شرح زیر خواهد بود:

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{1265194}{366666.67} = 3.45$$

$$\alpha_{f1} \cdot L_2 / L_1 = 3.45 \times \frac{550}{800} = 2.37 \geq 1.0$$

۳-۵ در سیستم‌های متشکل از سقف‌های دال بتن‌آرمه از نوع دال‌های تخت آیا لازم است دال‌ها تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه، طراحی شوند؟

در این خصوص، بر اساس تعداد طبقات و ارتفاع سازه از روی تراز پایه می‌توان دو حالت، به شرح ذیل را بیان نمود. در ابتدا متذکر می‌گردد، آنچه در ادامه بیان گردیده، صرفاً مربوط به اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه است که در طراحی سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای، مورد استفاده قرار می‌گیرد. بدیهی است همواره باید دال‌ها به‌عنوان دیافراگم، تحت نیروهایی که استاندارد ۲۸۰۰ جهت طراحی دیافراگم‌ها مقرر نموده، طراحی شوند و ضوابط

کنترل مقاومت دیوارها و در صورت لزوم، اصلاح مقاومت آنها، بررسی نامنظمی سازه و همچنین طراحی ستون‌ها (تحت ترکیب بارهای ثقلی و ترکیب بارهای شامل اثر نیروی قائم زلزله) می‌باشد. لازم به ذکر است، بر مبنای نیروهای ایجاد شده در ستون‌ها در این فایل، جزئیات آرماتورگذاری آنها مطابق با ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳ تعیین شود.

تذکره ۱: در صورتی که دال تخت موردنظر، از نوع دال مجوف دو پوش باشد لازم است اثر ضریب تبدیل مقطع تو پر به مقطع تو خالی نیز در محاسبات منظور گردد.

تذکره ۲: جهت طراحی شالوده ساختمان لازم است طراحی تحت نتایج یکی از دو فایل مذکور انجام و تحت نتایج حاصل از فایل دیگر، بررسی و در صورت لزوم اصلاح گردد.

بسیاری از طراحان معتقدند، صرف نظر از آنکه در سیستم فوق، دال طبقات و ستون‌ها اعضای غیر مقاوم لرزه‌ای محسوب می‌شوند، علی‌رغم رعایت ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ مبحث ۹ و با توجه به وقوع تلاش‌های ناشی از زلزله در ستون‌ها و نیز در دال طبقات (علی‌الخصوص در محل اتصال دال به دیوارها و ستون‌ها)، ترجیح دارد به‌طور محافظه‌کارانه این اعضا در فایل دوم تحت کلیه ترکیب بارهای شامل نیروهای افقی و قائم زلزله طراحی شوند. به‌عنوان مثال در ستون‌های ابتدا و انتهای قاب‌ها ممکن است نیروهای محوری کششی ناشی از اثر نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه موجب وقوع آسیب‌هایی در این ستون‌ها شود و یا به‌واسطه اثر نیروی زلزله افقی وارد بر سازه، لنگرهای خمشی بعضاً قابل ملاحظه‌ای در محل اتصال دال به ستون‌ها و دیوارها ایجاد شود که می‌تواند موجب وقوع آسیب‌هایی در این نواحی دال گردد. البته با توجه به آنکه مبحث ۹ الزامی بر طراحی این اعضا تحت نیروهای افقی ناشی از زلزله وارد بر سازه ندارد، انجام این کار الزامی نیست.

دال تخت یا قارچی همراه با ستون‌ها به‌عنوان سیستم قاب خمشی مجاز نمی‌باشد، سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌گردد. در این حالت، دال طبقات و همچنین ستون‌ها عضوی از سیستم مقاوم لرزه‌ای محسوب نمی‌شوند. لذا جهت تحلیل و طراحی سازه به شرح زیر عمل شود:

۱- دال طبقات و ستون‌ها صرفاً تحت بارهای ثقلی و اثرات ناشی از نیروی قائم زلزله طراحی می‌شوند، لیکن لازم است ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ مبحث نهم درخصوص آنها رعایت شود.

۲- طراحی سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه در قالب دو فایل به شرح ذیل انجام شود:

فایل اول: از اثر سختی خمشی دال در طراحی سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه صرف نظر گردد. بدین منظور می‌توان دال‌ها را به‌صورت Membrane مدل نمود و یا در صورتی که از نوع Shell مدل می‌شوند ضرایب اصلاح سختی مربوط به m_{11} ، m_{22} و m_{12} آنها مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی شود. ضمناً لازم است از سختی خمشی ستون‌ها (غیر از ستون‌های مرزی دیوارها در صورت وجود) صرف نظر گردد. بدین منظور، ضرایب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها (ضرایب مربوط به I_{22} و I_{33}) مقدار کوچکی نظیر ۰/۰۱ معرفی شود و اتصال پای ستون‌ها به Base نیز مفصلی مدل شود. سپس، سازه تحلیل و دیوارهای برشی طراحی شوند.

فایل دوم: با هدف بررسی اثر اندرکنش دال با اعضای مقاوم لرزه‌ای سازه و به‌طور کلی لحاظ نمودن تأثیر دال بر عملکرد سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه، دال‌ها از نوع Shell مدل شوند و ضرایب اصلاح سختی مربوط به m_{11} ، m_{22} و m_{12} آنها برابر با ۰/۲۵ یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب معرفی شود. همچنین ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها برابر با ۰/۷ یا مطابق جدول ۹-۶-۲-ب معرفی شود. اتصال پای ستون‌ها به Base نیز گیردار مدل شود. هدف از این فایل،

اعم از دال‌های تخت یا سیستم دال-تیر، تعیین زمان تناوب تحلیلی سازه چگونه باید انجام شود؟

صرف‌نظر از آنکه دال‌ها و البته دیگر اعضای سازه‌ای، عضو سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه هستند یا خیر، لازم است تأثیر مشارکت سختی آنها در تعیین زمان تناوب تحلیلی سازه لحاظ گردد. بدین منظور، دال‌ها از نوع Shell مدل می‌شوند و ضرایب اصلاح سختی مربوط به m11، m22 و m12 آنها برابر با ۰/۳۵ معرفی می‌گردد (۱/۴ برابر ضریب ۰/۲۵) که البته اگر دال موردنظر از نوع دال‌های مجوف دو پوش باشد (که به‌صورت یک دال تو پُر مدل می‌شود) لازم است ضرایب تبدیل سختی مقطع تو پُر به مقطع تو خالی نیز اعمال گردد. با توجه به آنکه دال‌ها از نوع Shell مدل می‌شوند مش‌بندی آنها ضرورت دارد. ضریب اصلاح سختی خمشی ستون‌ها و نیز دیوارهای برشی در صورت وجود، برابر با ۱/۰ معرفی شود. ضریب اصلاح سختی خمشی تیرها نیز در صورت وجود، برابر با ۰/۵ معرفی گردد. این ضرایب بر مبنای ضابطه بند ۳-۳-۳-۳ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

۳-۹ در صورتی که سقف‌ها از نوع دال مجوف دو پوش باشند، ضریب اصلاح سختی خمشی و برشی خارج صفحه آنها چه مقدار تعریف شود؟

مدل‌سازی دال‌های مجوف دو پوش در نرم‌افزار به‌صورت یک دال تو پُر انجام می‌شود، لیکن لازم است سختی‌های آن اصلاح گردد. سختی خمشی خارج صفحه دال‌ها باید توسط ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع تو پُر به مقطع مجوف اصلاح گردد. همچنین لازم است سختی برشی خارج صفحه آنها توسط ضریب تبدیل سطح مقطع کل مقطع تو پُر، به سطح مقطع جانِ مقطع مجوف (حاصل ضرب ارتفاع کامل مقطع در ضخامت جان) اصلاح گردد. متذکر می‌گردد علاوه بر اصلاحات فوق لازم است وزن (و جرم) دال نیز از طریق ضرایب تبدیل جرم و وزن مقطع تو پُر به مقطع مجوف اصلاح گردد.

ضریب اصلاح سختی خمشی خارج صفحه دال‌ها از

۳-۶ در صورتی که طراح قصد داشته باشد طراحی آرماتورهای دال، تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه دال را در SAFE انجام دهد (مستقل از مبحث طراحی دیافراگم)، ارسال اطلاعات از ETABS به SAFE بر اساس کدام‌یک از گزینه‌های مربوط به ارسال انجام شود؟

استناد به پاسخ پرسش‌های شماره ۳-۴ و ۳-۵ و البته با در نظر گرفتن نکات پرسش ۳-۳، در صورتی که طراح قصد داشته باشد دال طبقات را صرفاً تحت اثر ترکیب بارهای ثقلی و ترکیب بارهای شامل اثر نیروی قائم زلزله طراحی نماید می‌تواند جهت ارسال اطلاعات دال به SAFE از گزینه Export Floor Loads and Loads from above استفاده نماید؛ لیکن اگر طراح قصد داشته باشد دال طبقات را تحت اثر کلیه ترکیب‌های بارگذاری و اثرات ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه طراحی نماید لازم است ارسال اطلاعات دال به SAFE توسط گزینه Export Floor Loads Plus Column and Wall Distorsion انجام شود. در این حالت، جهت ارسال اطلاعات دال به SAFE لازم است در ETABS، دیافراگم‌ها از نوع Semi Rigid در نظر گرفته شوند.

تذکر: هنگام تحلیل مدل دال در SAFE، گزینه 2D Plate در بخش تنظیمات تحلیل، تیک نشود. به عبارتی مدل باید در حالت سه بعدی تحلیل شود.

۳-۷ در صورتی که سازه‌ای در ETABS به روش دینامیکی تحلیل شده باشد و طراح قصد داشته باشد طراحی آرماتورهای دال، تحت اثر تلاش‌های خارج از صفحه ناشی از نیروهای زلزله افقی وارد بر سازه را در SAFE انجام دهد آیا استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی ETABS برای این منظور قابل قبول است؟

خیر. به‌منظور طراحی آرماتورهای دال در SAFE باید از نتایج تحلیل استاتیکی سازه در ETABS استفاده شود.

۳-۸ در سازه‌های متشکل از سقف‌های دال بتن آرمه،

۳-۱۰ در سقف‌هایی که از نوع دال‌های مجوف می‌باشند آیا لازم است طراح، آرماتور حداقل دال را صرف نظر از محاسبات نرم افزار بررسی نماید؟

الف) دال‌های مجوف دو پوش: در صورتی که عملکرد این دال‌ها به صورت دوطرفه باشد و به عنوان دال دوطرفه محسوب شوند مشمول رعایت حداقل آرماتور خمشی بر طبق بند ۹-۱۰-۷-۱-۲، برابر با $0.0018A_g$ می‌باشند. در شرایط خاصی که به تشخیص طراح، دال به صورت یک طرفه عمل می‌کند، نیازی به رعایت حداقل آرماتور خمشی در راستایی که لنگر ناچیز است نبوده و صرفاً لازم است در راستای مذکور، آرماتور حداقل حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۹-۴ رعایت گردد که می‌توان نیمی از آرماتور حرارت و جمع‌شدگی را در وجه فوقانی و نیم دیگر را در وجه تحتانی قرار داد. متذکر می‌گردد شرط نسبت ۲ به ۱ ابعاد دهانه‌های دال که در اغلب کتب و مراجع بتن به عنوان یک روش جهت تشخیص یک یا دوطرفه بودن دال پیشنهاد می‌شود، صراحت آیین‌نامه‌ای نداشته و الزاماً نمی‌تواند به عنوان یک معیار قطعی جهت تشخیص نوع رفتار دال، مدنظر قرار گیرد. عوامل متعددی از جمله سختی نسبی دال و تیرها نیز می‌تواند در تعیین رفتار دال، مؤثر باشد. از این رو توصیه می‌شود در دال‌ها همواره در هر دو امتداد دهانه دال، آرماتور خمشی حداقل، مطابق بند ۹-۱۰-۷-۲ برای هر دو آرماتور فوقانی و تحتانی رعایت شود. مبحث نهم و ACI318، چگونگی تعیین آرماتور خمشی حداقل دال‌های مجوف را به صراحت بیان نکرده‌اند. اغلب مراجع بتن عنوان می‌کنند، آرماتور خمشی حداقل در دال‌ها با هدف برقراری رابطه $M_n > M_{cr}$ و جلوگیری از گسیختگی تُرد به کار گرفته می‌شود که در این رابطه، M_n مقاومت خمشی اسمی مقطع، نظیر با آرماتور خمشی حداقل و M_{cr} لنگر ترک خوردگی مقطع است. بر مبنای بررسی شرایط مذکور در دال‌های مجوف دو پوش، آرماتور خمشی حداقل از رابطه $0.0018A_g$ تعیین می‌شود که در این رابطه باید A_g سطح مقطع دال، بدون

طریق گزینه‌های $m11$ ، $m22$ و $m12$ و ضریب اصلاح سختی برشی خارج صفحه آنها از طریق گزینه‌های V13 و V23 به نرم افزار معرفی می‌شود. علاوه بر این ضرایب، اثر کاهش سختی ناشی از ترک خوردگی نیز باید در نظر گرفته شود. متذکر می‌گردد در صورتی که این دال‌ها در نرم افزار SAFE و با هدف انجام تحلیل‌های ترک خوردگی به منظور تعیین خیز مدل می‌شوند، صرفاً ضرایب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع مجوف تعریف می‌گردد و نباید ضرایب ترک خوردگی معرفی شوند (به پرسش ۳-۱ مراجعه شود).

در ساختمان‌های حداکثر تا ۳ طبقه و ۱۰ متر ارتفاع که مطابق بند ۳-۳-۵-۵ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، استفاده از دال تخت و قارچی به عنوان قاب خمشی مجاز می‌باشد لازم است ضریب اصلاح سختی خمشی خارج صفحه دال بر اساس حاصل ضرب ضریب ترک خوردگی در ضریب تبدیل ممان اینرسی مقطع تو پُر به مقطع مجوف تعیین شود. ضریب اصلاح سختی خمشی دال، ناشی از ترک خوردگی، برابر 0.25 می‌باشد که البته می‌توان آن را بر مبنای جدول ۹-۶-۲-ب نیز تعیین نمود. در خصوص ضریب اصلاح سختی برشی خارج صفحه دال، مبحث نهم ضریبی جهت کاهش سختی ناشی از ترک خوردگی معرفی نکرده است، لذا صرفاً ضریب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع مجوف معرفی شود. در مورد سایر ساختمان‌ها که در آنها دال طبقات، عضو غیر مقاوم لرزه‌ای محسوب می‌شود، در حالتی که با هدف طراحی اعضای مقاوم لرزه‌ای سازه از سختی و مشارکت دال صرف نظر می‌شود لازم است ضریب اصلاح سختی مربوط به گزینه‌های $m11$ ، $m22$ و $m12$ دال، مقدار کوچکی نظیر 0.01 معرفی شود. لیکن، زمانی که قصد طراحی آرماتورهای دال (تحت بارهای ثقیلی و نیروی قائم ناشی از زلزله) را داشته باشیم لازم است ضرایب اصلاح سختی خمشی و برشی خارج صفحه دال، مشابه آنچه در مورد ساختمان‌های حداکثر تا ۳ طبقه و ۱۰ متر بیان گردید، به دال تخصیص یابد.

تحتانی و فوقانی تیرچه‌ها (Ribs) بر مبنای مقادیر حاصل از روابط ۹-۱۱-۱-الف و ب مبحث ۹، هر کدام بیشتر باشد تعیین شود.

تذکر: آرماتور خمشی حداقل، نظیر با لنگر منفی، شامل کلیه آرماتورهایی است که در ناحیه فوقانی جان و عرض مؤثر بال قرار دارند. در بخش‌هایی از دال که محتمل به وقوع لنگر منفی نمی‌باشند (مبتنی بر تمامی ترکیب‌های بارگذاری، شامل نیروهای زلزله)، می‌توان به جای آرماتور خمشی حداقل بر مبنای روابط فوق، آرماتور حداقل را بر مبنای رابطه $0.0018A_g$ تعیین نمود که در این رابطه، A_g سطح مقطع دال فوقانی (top slab) است.

مثال ۳-۳: برای دال مجوف یک پوش شکل ۳-۷، حداقل آرماتور خمشی تیرچه‌ها و آرماتور حداقل دال فوقانی را تعیین نمایید. آرماتورهای مصرفی از نوع S400 و بتن مصرفی از رده C30 می‌باشد. پوشش تا مرکز آرماتورهای خمشی تیرچه‌ها $\frac{3}{5}$ سانتی‌متر و متوسط عرض جان تیرچه‌ها نیز برابر $\frac{12}{5}$ سانتی‌متر است. حداقل آرماتور خمشی تحتانی تیرچه‌ها، به شرح زیر تعیین می‌گردد.

$$\frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{400} = 0.0034$$

$$\rho_{\min} = \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}\right) = 0.0035$$

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

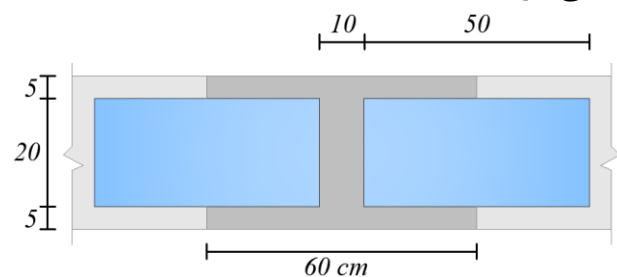
$$A_{s,\min} = 0.0035 \times 12.5 \times 28.5 = 1.25 \text{ cm}^2 \approx 2\Phi 10$$

در نواحی محتمل به وقوع لنگر منفی لازم است برای بخش فوقانی دال نیز آرماتور حداقل به میزان $\frac{1}{25}$ سانتی‌متر مربع تأمین گردد. این میزان آرماتور باید در محدوده جان و عرض مؤثر بال، مجموعاً برابر با ۶۰ سانتی‌متر اجرا شود (شکل ۳-۷-الف). فواصل این آرماتورها مطابق بند ۹-۱۰-۷-۳-۲ مبحث ۹، به شرح زیر تعیین می‌گردد.

کاهش مساحت حفره‌ها در نظر گرفته شود. $CRSI^1$ نیز در راهنمای طراحی خود، آرماتور خمشی حداقل دال‌های مذکور را همین‌طور محاسبه نموده است. نظر به آنکه مدل‌سازی دال‌های مجوف دو پوش در نرم‌افزار به صورت یک دال توپر به ارتفاع کل دال انجام می‌شود و صرفاً با اعمال ضرایب اصلاح سختی و وزن، اثر حفره‌ها منظور می‌گردد (به پرسش شماره ۳-۹ مراجعه شود)، محاسبه آرماتور خمشی حداقل این دال‌ها توسط نرم‌افزار، قابل قبول است.

1. Concrete Reinforcing Steel Institute; Design Guide on the ACI318 (Based on ACI318-19)

مثال ۳-۲: حداقل آرماتور خمشی دال مجوف دو پوش شکل ۳-۶ چه مقدار می‌باشد؟ ابعاد قالب‌ها $50 \times 50 \times 20$ سانتی‌متر است.



شکل ۳-۶: دال مجوف دو پوش مربوط به مثال ۳-۲

برای عرض ۶۰ سانتی‌متر دال مجوف مذکور، محاسبه آرماتور خمشی حداقل به شرح زیر است:

$$A_{s,\min} = 0.0018A_g = 0.0018 \times (60 \times 30)$$

$$A_{s,\min} = 3.24 \text{ cm}^2 @ 60 \text{ cm} \approx \Phi 12 @ 20 \text{ cm}$$

(ب) **دال‌های مجوف یک‌پوش:** نرم‌افزار SAFE، آرماتور حداقل دال‌های مذکور را بر اساس مساحت جان و بر اساس رابطه $0.0018A_g$ محاسبه می‌کند که برای این دال‌ها صحیح نمی‌باشد. لذا آرماتور حداقل این دال‌ها باید توسط طراح محاسبه شود. همان‌طور که پیش‌تر عنوان گردید، مبحث ۹ و ACI318 درخصوص چگونگی تعیین آرماتور حداقل دال‌های مجوف به‌طور مشخص ضابطه‌ای ندارند. اگر مبنای تعیین آرماتور خمشی حداقل دال‌ها، برقراری رابطه $M_n > M_{cr}$ در نظر گرفته شود لازم است آرماتور خمشی حداقل در هر دو وجه

درون صفحه المان‌های سطحی و سختی محوری تیرهای داخل دیافراگم، بینهایت در نظر گرفته می‌شود و از تغییر شکل‌های نسبی درون صفحه سقف و عناصر آن صرف نظر می‌شود. همچنین توزیع نیروهای جانبی بر مبنای سختی جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای انجام می‌شود. نرم افزار در این حالت، اثر پیچش تصادفی تعریف شده کاربر را در محاسبات منظور خواهد نمود.

در صورتی که دیافراگم کف از نوع Semi Rigid باشد، سختی درون صفحه المان‌های سطحی و سختی محوری تیرهای افقی و به تبع آنها تغییر شکل‌های نسبی درون صفحه کف و اجزای آن، در روند تحلیل در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس، توزیع نیروهای جانبی، مبتنی بر عوامل مختلف از جمله سختی جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای و همچنین سختی و تغییر شکل‌های درون صفحه دیافراگم خواهد بود. در این حالت نیز نرم افزار، اثر پیچش تصادفی تعریف شده کاربر را در محاسبات منظور خواهد نمود.

حالت دیگر آن است که دیافراگمی به کفها اختصاص داده نشده است. در این حالت، شرایط عیناً مشابه دیافراگم‌های Semi Rigid خواهد بود، با این تفاوت که نرم افزار، اثر پیچش تصادفی تعریف شده کاربر را نادیده می‌گیرد.

تذکر ۱: در مواردی که دیافراگم از نوع Rigid نباشد جهت محاسبه سختی درون صفحه دیافراگم و اجزای کف و همچنین تأثیر آن بر توزیع نیروهای جانبی، مدل سازی عنصر سطحی کف و تعریف مشخصات صحیح آن ضرورت دارد.

تذکر ۲: در خصوص ضریب اصلاح سختی درون صفحه دیافراگم‌ها ضابطه‌ای در مبحث نهم مقرر نشده است. لذا با توجه به عدم صراحت آیین نامه، انتخاب این ضریب بر عهده طراح است. برخی مراجع نظیر TBI این ضریب را بین ۰/۱۵ تا ۰/۵ معرفی می‌کنند. در مواردی که هدف، صرفاً تحلیل مدل سازه و طراحی اعضای مقاوم لرزه‌ای سازه است (منظور آنکه هدف، طراحی دیافراگم نیست)،

$$S_{\max} = \min(3h, 35\text{cm}) = \min(3 \times 7, 35)$$

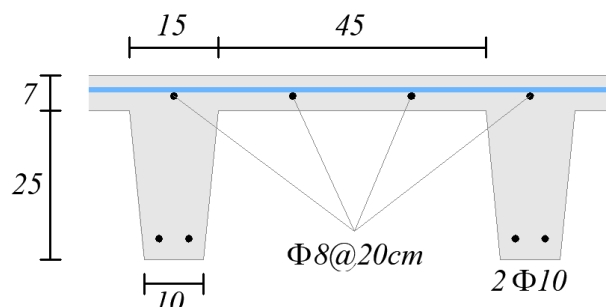
$$\rightarrow S = 20\text{cm}$$

در بخش‌هایی از دال که محتمل به وقوع لنگر منفی نمی‌باشد می‌توان برای بخش فوقانی دال، آرماتور حداقل را به میزان حاصل از رابطه زیر را تأمین نمود که معادل آرماتور افت و حرارت است (شکل ۳-۷-ب). در این حالت، فواصل آرماتورها نیز باید مطابق بند ۹-۱۹-۴-۵ مبحث ۹ تعیین گردد.

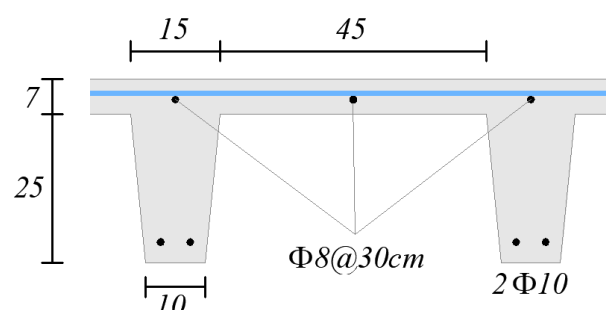
$$A_{s,\min} = 0.0018 \times 60 \times 7 = 0.76\text{cm}^2 \approx \Phi 8 @ 30\text{cm}$$

$$S_{\max} = \min(5h, 35\text{cm}) = \min(5 \times 7, 35)$$

$$\rightarrow S = 30\text{cm}$$



(الف): آرماتور حداقل فوقانی و تحتانی در نواحی محتمل به وقوع لنگر منفی



(ب): آرماتور حداقل فوقانی و تحتانی در نواحی عدم محتمل به وقوع لنگر منفی

شکل ۳-۷: دال مجوف یک پوش مربوط به مثال ۳-۳

۳-۱۱ اختصاص دیافراگم به کفها به چند روش ممکن است و تفاوت بین آنها چیست؟

در نرم افزار ETABS می‌توان دیافراگم‌ها را به صورت Rigid یا Semi Rigid مدل نمود. یک حالت نیز آن است که دیافراگمی به کفها تخصیص داده نشود. در صورتی که دیافراگم کف از نوع Rigid باشد سختی

برخی طراحان، این ضریب را برای دیافراگم طبقات، برابر ۰/۵ و برای دیافراگم محصور بین دیوارهای حائل، برابر ۱/۰ در نظر می‌گیرند.

۳-۱۲ در مواردی که مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، دیافراگم کف، صلب محسوب شده باشد آیا می‌توان آن را به صورت نیمه‌صلب مدل‌سازی نمود؟

بله. حتی در مواردی که مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، دیافراگم کف از نوع صلب محسوب شده باشد، مدل‌سازی آنها به صورت Semi Rigid بلامانع است. به عبارتی در این حالت می‌توان دیافراگم‌ها را به هر دو صورت Rigid یا Semi Rigid مدل نمود.

تذکر: در صورتی که طراح، قصد طراحی یا کنترل صلبیت دیافراگم را داشته باشد الزاماً باید دیافراگم به صورت Semi Rigid مدل شود. علت آن است که در صورت مدل‌سازی دیافراگم‌ها به صورت صلب، تغییرشکل‌های درون صفحه دیافراگم محاسبه نخواهد شد. همچنین در صورت صلب بودن دیافراگم کف، برنامه قادر نخواهد بود نیروهای داخلی دیافراگم را که جهت طراحی اجزای آن مورد نیاز است محاسبه نماید.

فصل ۴: پرسش‌های مربوط به شالوده‌ها

۴-۱ به منظور تحلیل شالوده‌های انعطاف‌پذیر در نرم‌افزار SAFE، آیا می‌توان از یک مقدار ثابت برای ضریب بستر (k_s) در کل سطح زیر شالوده استفاده نمود؟

ضریب عکس‌العمل بستر (k_s)، رابطه بین فشار وارد بر خاک و تغییر شکل خاک، ناشی از این فشار است که در طراحی انواع شالوده‌ها نقش مهمی دارد. مطابق با ضابطه بند ۷-۴-۶-۲-ب مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، انتخاب یک مقدار یکنواخت برای ضریب بستر در تمام سطح زیر شالوده صحیح نبوده، لازم است این ضریب، متناسب با نشست ایجاد شده تغییر یابد. این ضابطه در ادامه، افزایش سختی در لبه‌ها را توصیه می‌نماید. افزایش سختی در کناره‌ها نسبت به نواحی میانی، رفتار واقع‌بینانه‌تری از عملکرد شالوده ارائه می‌دهد.

مقادیر ضریب بستر در نواحی مختلف سطح زیر شالوده باید توسط آزمایشگاه مکانیک خاک و مطابق بررسی‌های ژئوتکنیکی ارائه شود. در صورت عدم وجود اطلاعات کافی توصیه می‌شود با انجام مدل‌سازی عددی ژئوتکنیکی (دو بعدی یا سه بعدی) از طریق برخی نرم‌افزارهای مرتبط، مقدار ضریب بستر برای هر بخش از سطح زیر شالوده به صورت مجزا تعیین شود. در غیر این صورت، ناگزیر باید مطابق موارد پیشنهادی در کتب و مراجع معتبر عمل نمود. در کتاب طراحی شالوده Donald P. Coduto پیشنهاد شده است سطح زیر شالوده به سه ناحیه تقسیم و مقدار ضریب بستر هر ناحیه، مطابق شکل ۴-۱ منظور گردد.

در برخی گزارش‌های ژئوتکنیک، مقدار k_s در لبه‌ها و مرکز به طراح داده می‌شود. در این حالت توصیه می‌شود مقدار k_s لبه‌ها به عنوان ضریب بستر ناحیه C و مقدار k_s مرکز به عنوان ضریب بستر ناحیه A در نظر گرفته شود و مقدار متوسط وزنی آنها به عنوان k_s ناحیه B، مورد استفاده قرار گیرد.

در مواردی که رفتار شالوده شبکه‌ای، همانند شالوده گسترده محسوب می‌شود می‌توان از روش پیشنهادی Donald P. Coduto استفاده نمود و یا جهت سهولت کار، سطح شالوده را به دو ناحیه تقسیم نموده و سختی لبه‌ها را در حدود ۲ برابر سختی ناحیه میانی در نظر گرفت (شکل ۴-۲).

تذکر ۱: بهتر آن است که مقدار ضریب بستر به صورت تدریجی از ناحیه میانی به سمت کناره‌ها افزایش یابد، لیکن به طور معمول و با هدف سهولت انجام کار، مقدار ضریب بستر به صورت پلکانی در نواحی تقسیم‌بندی شده تغییر داده می‌شود.

تذکر ۲: ضریب بستر تحت اثر بارهای دینامیکی (لرزه‌ای) با ضریب بستر در حالت استاتیکی که متناسب با نشست‌های درازمدت محاسبه می‌گردد متفاوت بوده (مقدار آن بیشتر است) و لازم است این مقادیر به تفکیک توسط مشاور ژئوتکنیک ارائه گردد. بر این اساس، هنگام بررسی پی تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای لرزه‌ای باید تحلیل بر مبنای ضریب بستر نظیر با بارهای لرزه‌ای انجام شود.

مثال ۴-۱: برای یک شالوده گسترده به ابعاد 50×30 متر، تنش فشاری متوسط زیر شالوده، 120 کیلوپاسکال است (شکل ۴-۳). با فرض میانگین نشست برابر 30 میلی‌متر، مقدار k_s در نواحی مختلف به شرح زیر تعیین می‌شود.

مقدار متوسط ضریب بستر برابر است با:

$$k_{s,avg} = \frac{q}{\delta} = \frac{120}{0.03} = 4000 \frac{KN}{m^3}$$

شالوده به سه ناحیه تقسیم و مقدار k_s برای هر بخش مطابق محاسبات ذیل شکل ۴-۳ تعیین می‌شود.

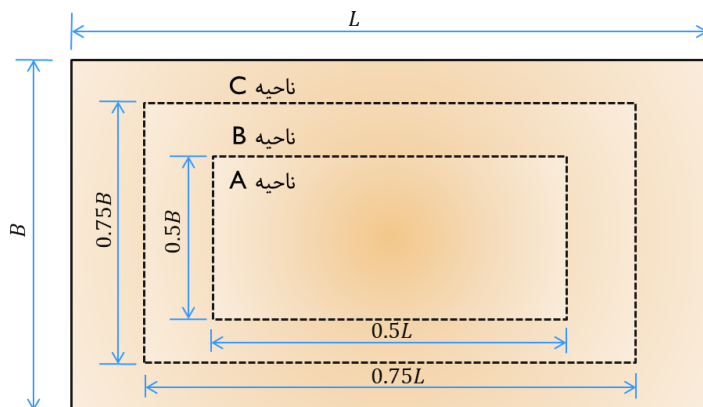
در نرم‌افزار SAFE، به منظور معرفی مقادیر مختلف k_s در زیر شالوده می‌توان بر اساس یکی از دو روشی که در ادامه بیان می‌گردد عمل نمود.

روش اول: از محل دستور *Define > Soil Subgrade Properties*، به تعداد موردنظر، مقادیر k_s معرفی شود.

سپس با انتخاب هر بخش از شالوده و استفاده از دستور *Assign > Slab Data > Properties*، مقطع None به آنها اختصاص یابد. این المان‌های Null، با هدف تخصیص k_s های متفاوت، به چند قطعه تقسیم (Devide) و سپس k_s هر قسمت به آن قسمت تخصیص یابد. پس از اتمام کار، این المان‌های Null انتخاب و با همان مقدار جابجایی قبلی و البته در جهت عکس، دقیقاً روی شالوده اصلی قرار داده شوند. در این حالت، برای شالوده اصلی نیاز به تعریف k_s نیست، چراکه نرم‌افزار بر اساس عملیات مذکور، k_s المان‌های Null را بر روی شالوده اصلی اعمال نموده و روند محاسبات به درستی انجام می‌شود. جهت عدم نمایش این المان‌های Null و کاهش تعداد نمایش جزئیات تعریف شده در مدل می‌توان از محل دستور *View > Set Display Options*، تیک Null Area را برداشت.

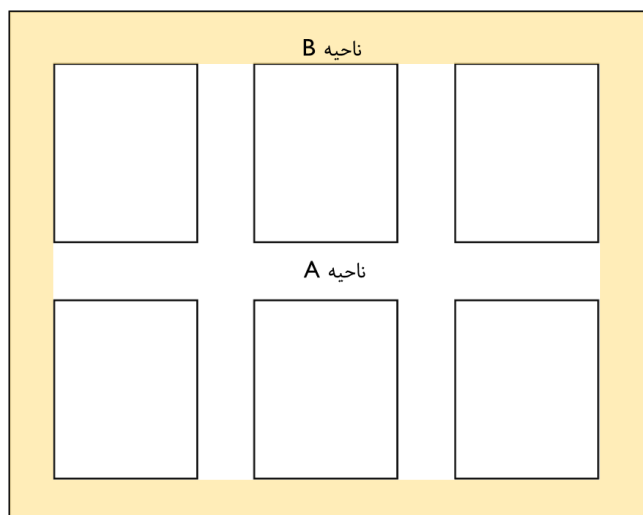
سپس با انتخاب هر بخش از شالوده و استفاده از دستور *Assign > Support Data > Soil Properties*، ضریب بستر هر ناحیه، به آن ناحیه اختصاص داده شود.

روش دوم: نرم‌افزار SAFE، المان‌های سطحی را که روی هم ترسیم می‌شوند به صورت هوشمند تشخیص می‌دهد. از این ویژگی می‌توان در تخصیص k_s های متفاوت به نواحی مختلف شالوده استفاده نمود. بدین صورت که پس از تکمیل مدل‌سازی شالوده، المان‌های سطحی شالوده انتخاب و با فاصله‌ای بیش از عرض یا طول شالوده (مثلاً دو برابر عرض یا طول شالوده) از طریق دستور *Edit > Replicate*، در جهت X یا Y کپی شوند (هدف آن است که المان‌های جدید، روی المان‌های قبلی قرار نگیرند). سپس با انتخاب این المان‌های سطحی جدید (که عیناً مشابه هندسه شالوده اصلی است) و استفاده از دستور



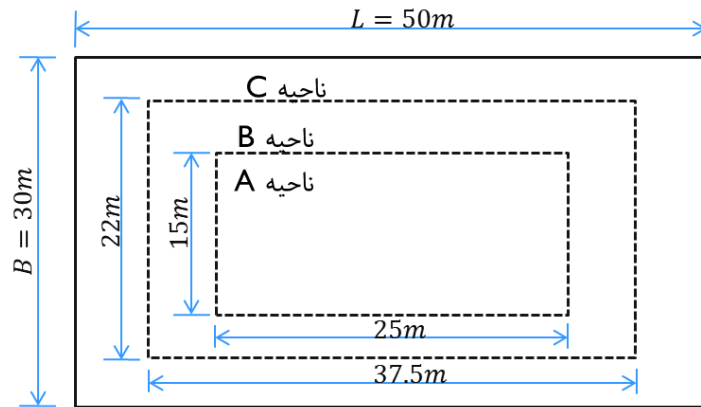
$$\begin{aligned}(k_s)_A & \text{ ضریب بستر ناحیه A} \\ (k_s)_B &= 1.5(k_s)_A \text{ ضریب بستر ناحیه B} \\ (k_s)_C &= 2.0(k_s)_A \text{ ضریب بستر ناحیه C}\end{aligned}$$

شکل ۴-۱: تقسیم شالوده گسترده به نواحی مختلف و اختصاص ضریب بستر متفاوت به هر ناحیه



$$\begin{aligned}(k_s)_A & \text{ ضریب بستر ناحیه A} \\ (k_s)_B &= 2(k_s)_A \text{ ضریب بستر ناحیه B}\end{aligned}$$

شکل ۴-۲: تقسیم شالوده شبکه‌ای (با رفتار شالوده گسترده) به نواحی مختلف و اختصاص ضریب بستر متفاوت به هر ناحیه



شکل ۴-۳: نحوه تخصیص ضریب بسترهای متفاوت به نواحی مختلف شالوده گسترده مربوط به مثال ۴-۱

$$A_A = 25 \times 15 = 375 \text{ m}^2 ; A_B = 37.5 \times 22.5 - 25 \times 15 = 469 \text{ m}^2 ; A_C = 50 \times 30 - 37.5 \times 22.5 = 656 \text{ m}^2$$

$$A_A(k_s)_A + A_B(k_s)_B + A_C(k_s)_C = (A_A + A_B + A_C)k_{s,avg} = 375(k_s)_A + 469 \times 1.5(k_s)_A + 656 \times 2(k_s)_A = 1500k_{s,avg}$$

$$\rightarrow 2390(k_s)_A = 1500k_{s,avg} \rightarrow (k_s)_A = 0.627k_{s,avg}$$

$$(k_s)_A = 0.627 \times 4000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 2510 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$(k_s)_B = 1.5(k_s)_A = 3765 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} ; (k_s)_C = 2(k_s)_A = 5020 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

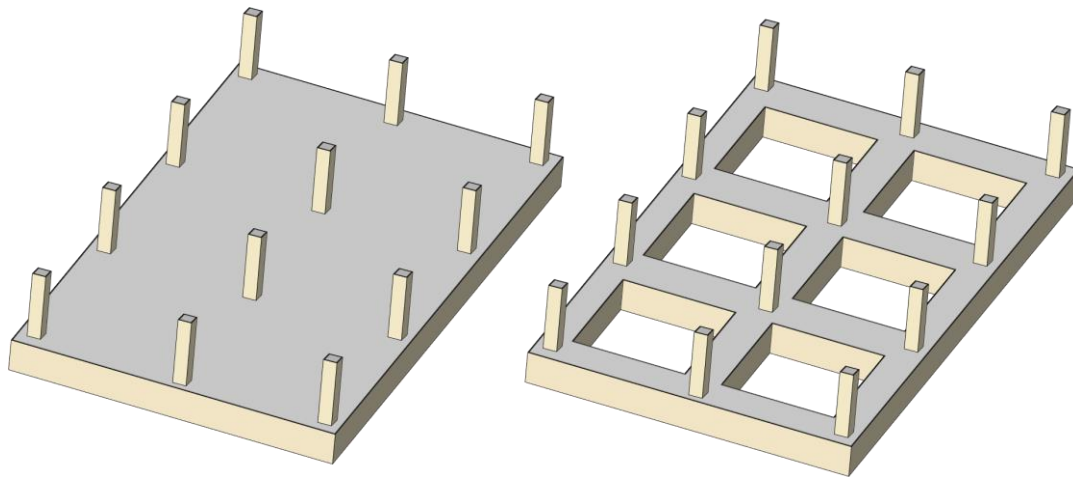
البته این ضوابط، مربوط به تشخیص نوع رفتار شالوده‌ها نمی‌باشد، لیکن برخی از مهندسين با تعمیم این ضوابط به نوع رفتار و عملکرد شالوده‌ها معتقدند که می‌توان از این ضوابط در جهت تشخیص نوع رفتار شالوده‌ها نیز استفاده نمود. بر این اساس و مطابق بند ۷-۲-۳-۳-۵، مبحث ۷، اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور در هر دو امتداد، بیشتر از ۱/۵ برابر مجموع عرض آنها باشد، B، عرض یک نوار محسوب گشته و به عبارتی رفتار نواری حاکم است. در غیر اینصورت، عرض کل ساختمان به عنوان B تلقی گشته و می‌توان رفتار شالوده را مشابه شالوده گسترده در نظر گرفت (شکل ۴-۵). به هر حال، تشخیص نهایی این موضوع، مبتنی بر شرایط و مشخصات پی و نظر مهندس طراح است.

۴-۲ آیا به منظور تحلیل و طراحی شالوده‌ها در نرم‌افزار، نیاز به استفاده از ضرایب اصلاح سختی برای شالوده می‌باشد؟

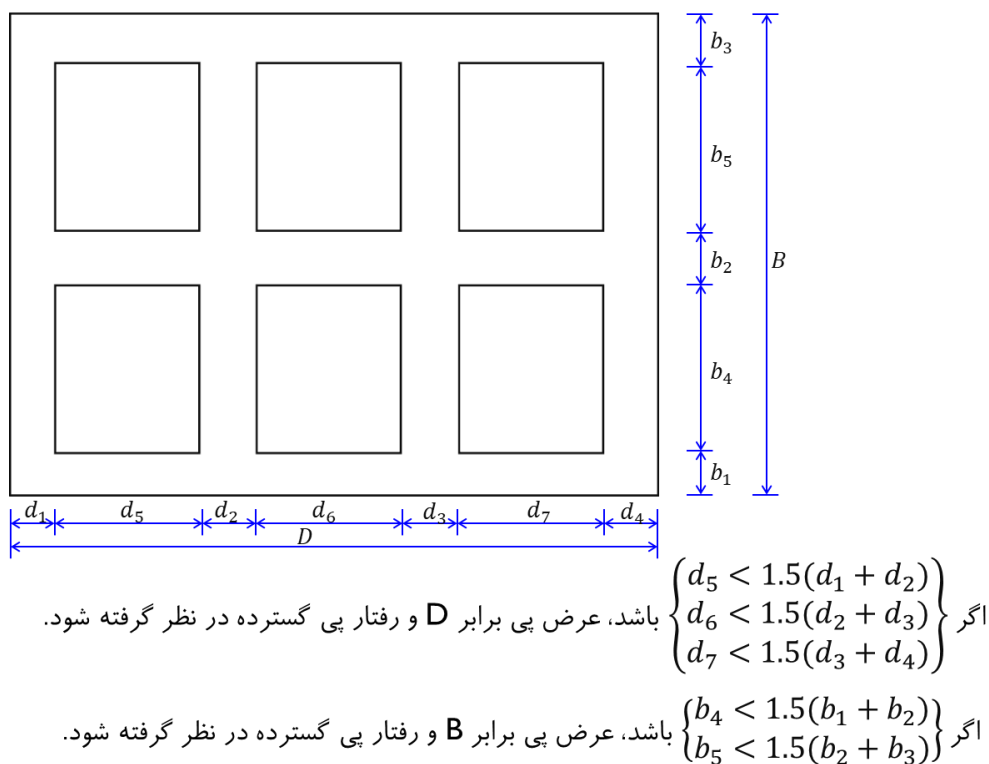
استفاده از ضرایب ترک‌خوردگی در تحلیل و طراحی شالوده‌ها موضوعی است که در برخی منابع و مراجع

توضیحات تکمیلی: مطابق بند ۹-۱۵-۱-۲ مبحث ۹، شالوده‌های سطحی به انواع مختلفی تقسیم می‌شوند که در این بین، شالوده‌های نواری، شبکه‌ای و گسترده (شکل ۴-۴)، استفاده و کاربرد بیشتری دارند. در شالوده‌های نواری، بخش عمده تغییر شکل پی و خمش آن، در امتداد محور طولی می‌باشد. به عنوان مثال می‌توان از شالوده‌های زیر دیوار به عنوان نمونه‌ای از این دسته یاد نمود.

شالوده شبکه‌ای، حاصل ترکیب و ادغام پی‌های مرکب در جهت‌های مختلف می‌باشد، به طوری که مجموعه ایجاد شده معمولاً رفتاری مشابه شالوده گسترده دارد. در خصوص تشخیص این موضوع که چه زمان، شالوده شبکه‌ای را می‌توان به عنوان شالوده گسترده محسوب نمود ضابطه و دستورالعمل صریحی وجود ندارد. ACI336.2 توصیه می‌کند در صورتی که مساحت خالص شالوده شبکه‌ای بیش از ۷۵ درصد سطح کل باشد، رفتار آن شالوده همانند شالوده‌های گسترده محسوب می‌گردد. مبحث هفتم نیز در بند ۷-۲-۳-۵ ضوابطی در خصوص تعیین عمق گمانه‌ها مقرر نموده است که



شکل ۴-۴: شالوده شبکه‌ای و گسترده



شکل ۴-۵: شرایط در نظر گرفتن رفتار شالوده شبکه‌ای، مشابه با رفتار شالوده گسترده

مقررات ملی ساختمان، ضابطه و الزامی جهت اصلاح سختی شالوده‌ها مقرر و الزام نداشته و ضریب اصلاحی نیز ارائه نکرده است، طراحی شالوده‌ها، بدون اعمال ضریب ترک‌خوردگی و مبتنی بر مقاطع ترک‌نخورده انجام شود.

معتبر به آن پرداخته شده و مقادیری نیز به‌عنوان ضرایب اصلاح سختی ناشی از ترک‌خوردگی، ارائه گردیده است. همچنین در این مراجع به نکاتی درخصوص چگونگی به‌کارگیری و استفاده از ضرایب ترک‌خوردگی نیز اشاره شده است. لیکن نظر به آنکه اعمال ضرایب ترک‌خوردگی در طراحی شالوده‌ها مستلزم توجه ویژه به برخی ملاحظات و جزئیات حائز اهمیت بوده که می‌تواند تأثیر بعضاً قابل‌توجهی در نتایج طرح داشته باشد، پیشنهاد این کارگروه آن است که با توجه به آنکه مبحث نهم

۳-۴ آیا جهت مدل‌سازی شالوده‌ها در نرم‌افزار SAFE، مدل کردن المان Stiff ضرورت دارد؟

در محل اتصال ستون‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه به شالوده،

به صورت صحیح بیان نماید. لذا لازم است المان خطی تیر که به صورت پیش فرض ایجاد گردیده حذف و به جای آن در محل مذکور، المان Stiff به ابعاد مقطع دیوار مورد نظر مدل شود. به عنوان یک روش دیگر یا راه ساده تر می توان به جای حذف المان های خطی تیر، این المان ها انتخاب و از طریق دستور *Edit > Edit Lines > Convert Beams to Slab Areas* به المان سطحی تبدیل شوند. در این حالت، برنامه در بخش تعریف مقاطع عناصر سطحی، یک Slab جدید به ضخامت برابر با ارتفاع دیوار مذکور ایجاد می کند. لازم است در پنجره مشخصات Slab مذکور، ضخامت آن اصلاح و برابر با ضخامت شالوده تعریف شود. همچنین می توان کلیه عناصر سطحی با ماهیت Slab که ناشی از عملیات Convert به شرح فوق می باشند را انتخاب و دال با مقطع Stiff را که پیش تر معرفی گردیده به آنها اختصاص داد.

۴-۴ آیا در مدل سازی شالوده ها در نرم افزار SAFE، مدل سازی ستون ها و دیوارهای بتن آرمه بر روی شالوده ضرورت دارد؟

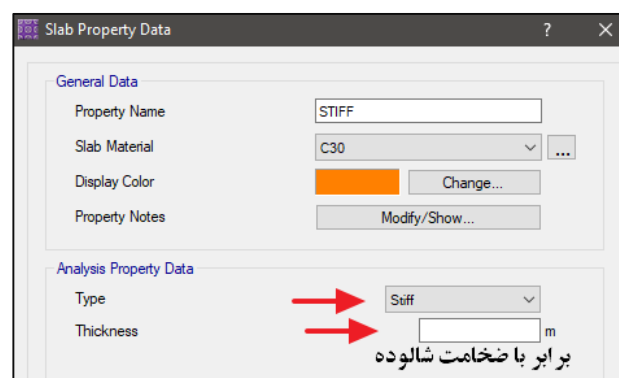
به منظور تحلیل و طراحی شالوده ها می توان مدل سازی را بر اساس هر یک از دو روشی که در ادامه ارائه می شوند انجام داد. اگرچه نتایج این دو روش با یکدیگر تفاوت هایی دارد، لیکن هر دو روش و نتایج آنها را می توان قابل قبول محسوب نمود.

روش اول: در این روش که از گذشته نیز متداول بوده، فقط شالوده مدل می گردد و هیچ گونه المان ستون یا دیوار بتن آرمه بر روی شالوده ترسیم نمی شود. صرفاً لنگرها و نیروهای ایجاد شده در محل اتصال ستون ها و دیوارهای بتن آرمه به شالوده، از طریق گره ها و بارگذاری گره ای بر روی شالوده معرفی می شود (همان نیروهای تراز شالوده که از نرم افزار ETABS ارسال شده است).

روش دوم: تأثیر عملکرد دیافراگم اولین طبقه بالای شالوده بر ستون ها و دیوارهای بتن آرمه موجب می شود شالوده، ستون ها و دیوارها، همراه با اولین سقف بالای

ناحیه ای با سختی قابل ملاحظه ایجاد می شود. معرفی این ناحیه بسیار سخت در مدل سازی شالوده می تواند بر نتایج تحلیل و طراحی، از جمله فرم و مقادیر تغییر شکل ها، مقادیر تنش های ایجاد شده بر روی خاک، مقادیر تلاش ها و نیز مقدار آرماتورهای مورد نیاز شالوده تأثیرگذار باشد و رفتار شالوده را به صورت واقع بینانه تر بیان نماید. لذا معرفی آن مؤکداً توصیه می شود.

به منظور معرفی این ناحیه سخت در نرم افزار SAFE، از المان Stiff استفاده می شود. بدین صورت که در بخش تعریف مقاطع دال ها، یک Slab با ماهیت Stiff و با ضخامت برابر با ضخامت شالوده تعریف می شود (شکل ۴-۶). هنگام ترسیم اجزای مدل، در محل اتصال ستون ها و دیوارهای بتن آرمه به شالوده، المان سطحی با ماهیت Stiff ترسیم می گردد. در خصوص دیوارها و ستون های بتن آرمه، ابعاد سطحی المان Stiff مذکور، برابر با ابعاد مقطع دیوار یا ستون مورد نظر لحاظ گردد. در صورتی که ستون روی شالوده، ستون فولادی باشد، در صورت تمایل طراح به تعریف المان Stiff لازم است ابعاد سطحی این المان، مطابق جدول ۹-۱۵-۱ مبحث نهم در نظر گرفته شود.



شکل ۴-۶: پنجره معرفی مشخصات دال ها؛ تعریف دال با ماهیت Stiff در نرم افزار SAFE

تذکر: در سازه های دارای دیوارهای بتن آرمه، پس از تحلیل مدل در نرم افزار ETABS و ارسال نتایج به نرم افزار SAFE، سختی دیوار در SAFE به صورت پیش فرض از طریق المان خطی تیر با سختی بسیار زیاد شبیه سازی می شود، لیکن این المان خطی تیر قادر نیست تأثیر سختی ناحیه اتصال دیوار به شالوده را

Assign > Column/Brace Data > Property Modifiers...

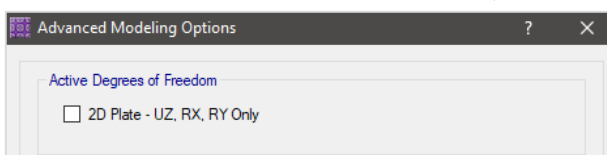
۴- در صورت وجود دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه لازم است کلیه دیوارهای مذکور انتخاب و از طریق دستور زیر، ضرایب اصلاح سختی خمشی داخل صفحه و نیز خارج صفحه آنها مشابه با آنچه در مدل سازه در ETABS تعریف گردیده معرفی شود.

Assign > Wall/Ramp Data > Property Modifiers...

تذکر ۱: نظر به آنکه هنگام ارسال نتایج تحلیل از ETABS به SAFE، وزن ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای بتنی در قالب الگوی بار مرده منتقل شده است، لازم است وزن این اعضا در مدل SAFE برابر با صفر معرفی گردد تا از محاسبه مضاعف اثرات وزن جلوگیری شود. بدین منظور می‌توان هنگامی که ستون‌ها و دیوارها جهت تخصیص ضرایب اصلاح سختی انتخاب می‌شوند، در همان پنجره دستور Property Modifiers، ضریب مربوط به گزینه Weight آنها نیز برابر صفر معرفی شود. روش دیگر آن است که در تعریف جزئیات مقطع ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای از یک ماده بتنی با وزن واحد حجم صفر استفاده شود.

تذکر ۲: ترسیم المان‌های Stiff به شرح مذکور در پرسش شماره ۴-۳ ارتباطی با استفاده از روش اول یا دوم نداشته و در هر دو روش، معرفی و به‌کارگیری المان‌های Stiff توصیه می‌شود.

تذکر ۳: در استفاده از روش دوم، الزاماً باید تحلیل مدل به‌صورت سه بعدی انجام گردد. بدین منظور در تنظیمات مربوط به دستور Advanced Modeling Options منوی Run، لازم است گزینه 2D Plate تیک نداشته باشد (شکل ۴-۸). در مقابل، در صورت استفاده از روش اول، این گزینه، فعال (تیک) شود و تحلیل به‌صورت دو بعدی انجام گردد.



شکل ۴-۸: پنجره تنظیم دو یا سه بعدی بودن روش تحلیل در نرم‌افزار SAFE

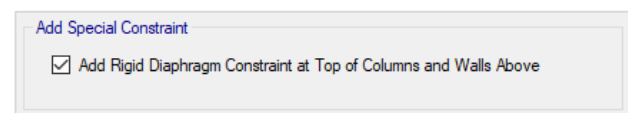
شالوده مجموعاً یک قاب‌بندی و اصطلاحاً یک سیستم قوطی‌شکل تشکیل دهند که می‌تواند بر روی تغییرشکل‌های ایجاد شده در شالوده و به تبع آن، توزیع تنش‌های روی خاک و نیز تلاش‌های ایجاد شده در مقاطع مختلف شالوده تأثیرگذار باشد. در این روش، ستون‌ها و در صورت وجود، دیوارهای بتن‌آرمه بر روی شالوده ترسیم می‌شوند (شکل ۴-۹) و در تراز فوقانی ستون‌ها و دیوارها، دیافراگم ایجاد می‌شود. جزئیات انجام کار در این روش به شرح ذیل است.

۱- گره‌های فوقانی کلیه ستون‌ها انتخاب و از طریق دستور زیر، تقید پیش‌فرض ایجاد شده برای آنها برداشته و تمامی درجات آزادی انتقالی و دورانی آنها آزاد می‌گردد.

Assign > Support Data > Point Restraints

درخصوص دیوارهای سازه‌ای، گره‌های فوقانی آنها فاقد تقید پیش‌فرض بوده و لذا نیاز به اصلاح وضعیت درجات آزادی آنها نیست.

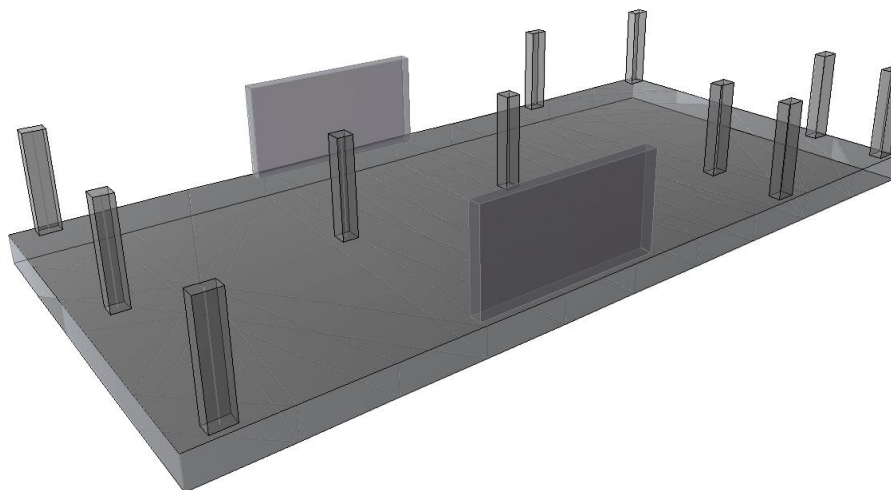
۲- از طریق دستور Run > Advanced Modeling Options و تیک کردن گزینه ایجاد دیافراگم در پنجره این دستور (شکل ۴-۷)، در تراز فوقانی ستون‌ها و دیوارها، دیافراگم صلب ایجاد می‌شود.



شکل ۴-۷: پنجره معرفی تقید دیافراگمی در گره‌های فوقانی ستون‌ها و دیوارها در نرم‌افزار SAFE

در این حالت، برنامه در تراز فوقانی ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم ایجاد می‌کند، لیکن ممکن است با توجه به معماری طرح و مدل سازه، ستون یا ستون‌هایی به دیافراگم متصل نباشند. به‌منظور جلوگیری از اتصال این ستون‌ها به دیافراگم لازم است از مدل کردن ستون‌های مذکور در SAFE خودداری شود.

۳- تمامی ستون‌ها انتخاب و از طریق دستور زیر، ضرایب اصلاح سختی خمشی آنها، مشابه با آنچه در مدل سازه در ETABS تعریف گردیده، معرفی شود.



شکل ۴-۹: مدل سازی ستون ها و دیوارهای سازه ای بتن آرمه بر روی شالوده

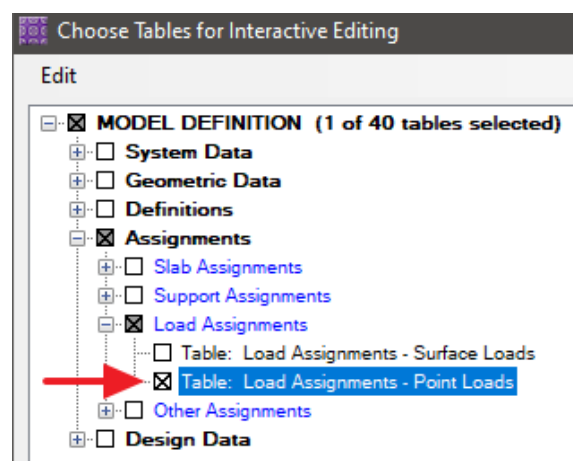
وجود دارد درخواست شوند. بدین ترتیب، SAFE، جدول مربوط به Database درخواستی کاربر را ارائه خواهد داد. سپس لازم است در این جدول، محتوای ستون های F_x ، F_y و M_z انتخاب و حذف گردند.

توضیح تکمیلی در خصوص گام ۵: همان طور که پیش تر بیان گردید، در صورت استفاده از روش دوم لازم است مدل شالوده (شامل ستون ها و دیوارهای بتن آرمه روی آن) در SAFE به صورت سه بعدی تحلیل و طراحی شود (استفاده از تحلیل دو بعدی و فعال کردن گزینه 2D-Plate در تنظیمات تحلیل در این روش مجاز نیست). در این حالت، نظر به آنکه فنرهای سطحی اعمال شده در زیر شالوده (به واسطه تخصیص k_s) صرفاً شرط تعادل در امتداد قائم (امتداد Z) را تأمین می کنند، مدل موردنظر، فاقد قید جانبی در برابر اثرات ناشی از نیروهای برشی F_x ، F_y و نیز لنگر پیچشی M_z است که در گره پای ستون ها و دیوارها وجود داشته و به شالوده اعمال می گردند. بر این اساس، هنگام انجام تحلیل غیرخطی شالوده با هدف حذف فنرهای کششی در SAFE، ممکن است در تحلیل عددی نرم افزار، همگرایی حاصل نشود و تحلیل مدل با مشکل ناپایداری مواجه گردد. به منظور رفع این مشکل می توان از دو راه کار استفاده نمود. یک روش، استفاده از فنرهای افقی است که مشخصات این فنرها باید بر اساس مطالعات

۵- لازم است نیروهای برشی F_x ، F_y و نیز لنگر پیچشی M_z گره های پای ستون و پای دیوار حذف گردند. برای این منظور می توان از قابلیت ویرایش Interactive Database نرم افزار SAFE استفاده نمود. بدین صورت که از محل دستور زیر، Database مربوط به بارهای تخصیص یافته به گره ها به صورت جدول در اختیار کاربر قرار می گیرد.

Edit > Interactive Database Editing

در پنجره دستور مذکور باید گزینه مربوط به بارهای گره ای انتخاب شود (شکل ۴-۱۰).



شکل ۴-۱۰: پنجره درخواست جدول Database موردنظر در نرم افزار SAFE؛ انتخاب جدول Database مربوط به بارهای گره ای تخصیص یافته به گره ها

همچنین لازم است در پنجره مذکور، از طریق گزینه Select Load Patterns، تمامی الگوهای بار که تحت آنها بارگذاری گره ای در پای ستون ها و پای دیوارها

گروه ترکیب‌های بارگذاری به شرح ذیل کنترل گردد:

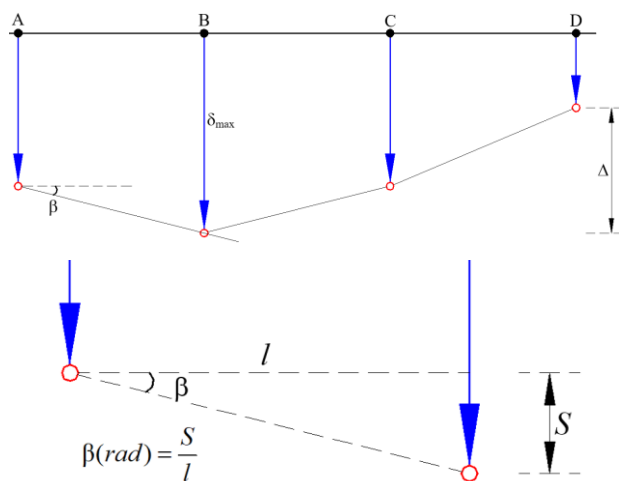
۱- محدود نمودن دوران‌های پی به مقدار 0.033 رادیان تحت بارهای حد سرویس (سطح تنش مجاز یا مقاومت مجاز) و بدون حضور زلزله.

۲- محدود نمودن دوران‌های پی به مقدار 0.067 رادیان تحت بارهای حد نهایی (بارهای ضریب‌دار) و با حضور زلزله.

نشست غیر یکنواخت و چرخش نسبی پی در شکل ۴-۱۱ نمایش داده شده است که در آن، منظور از نقاط A تا D، محل قرارگیری ستون‌ها یا دیوارهای سازه‌ای است. سایر متغیرهای به کار رفته در شکل ۴-۱۱ عبارتند از: Δ : نشست غیر یکنواخت پی؛

δ_{max} : حداکثر نشست یکنواخت پی؛

β : دوران یا چرخش نسبی پی در حد فاصل بین دو تکیه‌گاه مجاور (ستون یا دیوار سازه‌ای)، برحسب رادیان. همچنین، S نشست تفاضلی یا نسبی بین دو تکیه‌گاه مجاور و l فاصله بین آن دو تکیه‌گاه است.



شکل ۴-۱۱: نشست غیر یکنواخت و چرخش نسبی پی در حد فاصل بین دو تکیه‌گاه مجاور

از طریق دستور زیر، امکان دریافت مقادیر دوران گره‌ها در هر ترکیب‌بار در نرم‌افزار SAFE وجود دارد، لیکن این دوران گره‌ها، متفاوت از دوران یا چرخش نسبی پی در حد فاصل بین دو تکیه‌گاه مجاور (β) است.

Display > Show Table > Analysis Results > Nodal Results > Nodal Displacements (Rx,Ry)

به منظور سهولت کنترل می‌توان ابتدا مقادیر دوران کلیه

ژئوتکنیکی، یا بر اساس روش‌های ارائه شده در مراجع معتبر نظیر ASCE 41 و NIST GCR 12-917-21 تعیین گردد. روش دوم، حذف عوامل ناپایداری مدل شالوده است. اگرچه استفاده از روش اول مناسب‌تر است، لیکن استفاده از آن ممکن است به سادگی امکان‌پذیر نباشد. به‌طور کلی نیروهای برشی F_y ، F_x و لنگر پیچشی M_z عملاً برای کنترل لغزش شالوده مورد استفاده قرار می‌گیرند و برای طرح خمشی و برشی پی و کنترل تنش‌های فشاری ایجادشده بر روی خاک تأثیر زیادی ندارند. لذا می‌توان این تلاش‌ها را از مدل شالوده در SAFE حذف نمود تا تحلیل عددی، دچار مشکل عدم همگرایی نشود. برای حذف تلاش‌های ذکر شده در گره پای ستون‌ها و دیوارها روش‌های مختلفی وجود دارد که شاید یکی از ساده‌ترین روش‌ها استفاده از قابلیت ویرایش Interactive Database نرم‌افزار SAFE است.

۴-۵ در نرم‌افزار SAFE و هنگام طراحی شالوده‌ها، هدف از کنترل تغییرشکل‌ها و دوران‌های پی چیست؟

تغییرشکل‌ها و دوران‌های ایجاد شده در پی ممکن است موجب ایجاد آسیب‌هایی در اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای شود. مبحث هفتم در بند ۷-۴-۲-ب، ضوابطی در خصوص نشست‌های غیر یکنواخت و دوران‌های نسبی پی‌ها مقرر نموده و مقادیر مجاز اولیه برای نشست‌های یکنواخت و غیر یکنواخت و نیز مقادیر مجاز اولیه برای چرخش را به ترتیب در جداول ۷-۴-۲ و ۷-۴-۳ ارائه نموده است. کنترل دوران‌های پی و محدود نمودن آن به مقادیر مجاز در جدول ۷-۴-۳ با هدف کنترل خرابی اجزای سازه‌ای و کنترل ترک در اجزای غیرسازه‌ای انجام می‌شود. چنانچه دوران‌های پی از مقادیر مجاز بیشتر باشد باید با اتخاذ تدابیری از جمله افزایش سختی شالوده (افزایش ارتفاع شالوده، افزایش عرض نوارها و ...) مقدار دوران‌ها را کاهش داد.

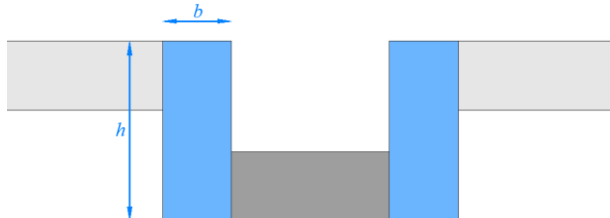
دوران‌های پی باید در دو سطح نیرویی و در قالب دو

اگر سختی و مقاومت خمشی چاله در طراحی حائز اهمیت نباشد می‌توان چاله را به صورت باز شو (opening) نیز مدل نمود.



شکل ۴-۱۳: کف چاله، پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار دارد؛ بتن کف چاله و دیوار چاله دارای ضخامت قابل توجهی نمی‌باشند

پ) در صورتی که تراز کف چاله، پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار گرفته باشد، لیکن شالوده کف چاله و دیوار چاله دارای ضخامت قابل توجهی باشند (ضخامتی در حدود ضخامت شالوده ساختمان)، بین شالوده اصلی ساختمان و شالوده کف چاله، علاوه بر انتقال برش، انتقال خمش نیز وجود دارد (شکل ۴-۱۴). در این حالت در محل چاله، دالی به ضخامت شالوده ناحیه چاله مدل می‌شود. همچنین باید اثر سختی دیوار ضخیم چاله در روند محاسبات در نظر گرفته شود.



شکل ۴-۱۴: کف چاله، پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار دارد؛ بتن کف چاله و دیوار چاله دارای ضخامت قابل توجهی می‌باشند

بدین منظور می‌توان بر اساس هریک از روش‌های زیر عمل نمود:

(۱) در محل دیوار مذکور، تیرهایی به ارتفاع مقطع h و عرض مقطع b مدل شود. لازم است این تیرها در طول خود به قطعات کوچکتری (مثلاً حدود ۱ متر) Divide شوند.

(۲) در محل دیوار مذکور از دال‌هایی به ضخامت h استفاده شود که به عرض b مدل می‌شوند. ماهیت این دال‌ها Drop در نظر گرفته شود.

(۳) در محل دیوار مذکور، دیوارهایی به ضخامت b و با

گره‌ها از جمله گره‌های بین تکیه‌گاه‌ها را بر مبنای خروجی SAFE، تحت ترکیب بارهای مختلف بررسی نمود. در صورتی که این مقادیر از حدود مجاز بیشتر نباشند دوران‌های پی را می‌توان قابل قبول تلقی نمود. لیکن چنانچه دوران گره‌ها به شرح فوق، از حدود مجاز بیشتر باشد لازم است طراح، مقدار β را در حد فاصل تکیه‌گاه‌ها در تمامی ترکیب بارها تعیین و با مقادیر مجاز کنترل نماید.

۴-۶ مدل‌سازی چاله آسانسور و استخر در نرم‌افزار SAFE چگونه انجام می‌شود؟

در این خصوص، بسته به موقعیت بتن کف چاله نسبت به شالوده و نیز ضخامت دیواره چاله، مدل‌سازی به شرح زیر انجام می‌شود:

الف) در صورتی که چاله در داخل شالوده قرار داشته و تراز کف چاله و شالوده یکسان باشد (شکل ۴-۱۲) مانند آن است که قسمتی از شالوده، ضخامتی متفاوت از سایر نواحی آن دارد. در این حالت صرفاً لازم است در محل چاله، دالی به ضخامت شالوده ناحیه چاله مدل شود.



شکل ۴-۱۲: چاله در داخل شالوده قرار داشته و تراز زیرین چاله و شالوده یکسان است

ب) در صورتی که تراز کف چاله، پایین‌تر از تراز کف شالوده قرار داشته و شالوده کف چاله و دیوار چاله دارای ضخامت قابل توجهی نباشند (به‌طور معمول، ضخامتی به مراتب کمتر از ضخامت شالوده ساختمان) بین شالوده اصلی ساختمان و شالوده کف چاله، صرفاً انتقال برش وجود داشته و عملاً انتقال خمش نداریم (شکل ۴-۱۳). در این حالت لازم است در محل چاله، دالی به ضخامت شالوده ناحیه چاله مدل شود. سپس با اجرای دستور Edge Releases بر روی دال ناحیه چاله، از انتقال خمش در لبه‌های آن ممانعت شود. در چنین مواردی

ارتفاع h مدل شود.

تذکر: در حالت خاص که ضخامت بتن کف چاله و شالوده ساختمان یکسان باشد می‌توان شالوده را به صورت یکپارچه مدل نمود (مانند آنکه چاله‌ای وجود ندارد). البته لحاظ نمودن اثر سختی دیوار ضخیم چاله بر مبنای یکی از روش‌های فوق، الزامی است.

۷-۴ به منظور طراحی شالوده‌های گسترده در نرم‌افزار SAFE به روش Strip Based، نوارهای طراحی (strips) چگونه تعریف می‌شوند؟

در طراحی به روش Strip Based لازم است برای طراحی خمشی و برش یک‌طرفه، نوارهایی به برنامه معرفی شود. تعیین عرض این نوارها به عوامل مختلفی بستگی داشته و تابع نظر طراح است. در اغلب موارد از نوارهای متفاوتی برای خمش و برش یک‌طرفه استفاده می‌شود. در ادامه، روش‌هایی جهت تعیین عرض نوارها ارائه گردیده است.

الف) نوارهای طراحی خمشی: تعیین عرض این نوارها دستورالعمل ثابت و مشخصی ندارد. بررسی دیاگرام لنگر خمشی و وضعیت توزیع خمش در شالوده و به تبع آن، تعریف نوارهای هر امتداد، متناسب با ترکیب بارهای مؤثر در آن امتداد ممکن است بهترین روش برای تعیین عرض نوارهای هر امتداد باشد. لیکن به دلیل زمان‌بر بودن و شاید صعوبت نسبی این بررسی، استفاده از روش‌های ساده متداول برای طراحان مطلوب‌تر است. بدین منظور می‌توان نوارهای طراحی خمشی را بر مبنای روش‌های پیشنهادی زیر تعریف نمود:

۱- در هر امتداد، از دو دسته نوارهای ستونی و میانی استفاده می‌گردد که عرض نوارهای ستونی در هر طرف ستون، برابر با ضخامت شالوده از بر ستون در نظر گرفته می‌شود. به عبارتی برای هر محور، عرض نوار ستونی، برابر عرض ستون‌ها بعلاوه دو برابر ضخامت شالوده می‌باشد. در مواردی که ستون‌ها هم‌محور نیستند، اگر دو محور ستون نزدیک به هم وجود داشته باشد می‌توان برای هر دو محور، یک نوار

ستونی واحد معرفی نمود و اگر فاصله دو محور چندان نزدیک نباشد، دو نوار ستونی مجزا و مجاور هم تعریف شود. با مشخص شدن عرض نوارهای ستونی، نوارهای میانی نیز بین نوارهای ستونی مجاور معرفی خواهند شد.

۲- همانند روش اول در هر امتداد از دو دسته نوارهای ستونی و میانی استفاده می‌شود؛ با این تفاوت که عرض نوارهای ستونی مطابق ضابطه بند ۹-۱۰-۲-۵ مبحث ۹ تعیین می‌گردد. در مواردی که ستون‌ها هم‌محور نیستند انتخاب عرض نوار تابع نظر طراح بوده، می‌توان مشابه آنچه در روش اول بیان گردید عمل نمود. با مشخص شدن عرض نوارهای ستونی، نوارهای میانی نیز بین نوارهای ستونی مجاور معرفی می‌شوند.

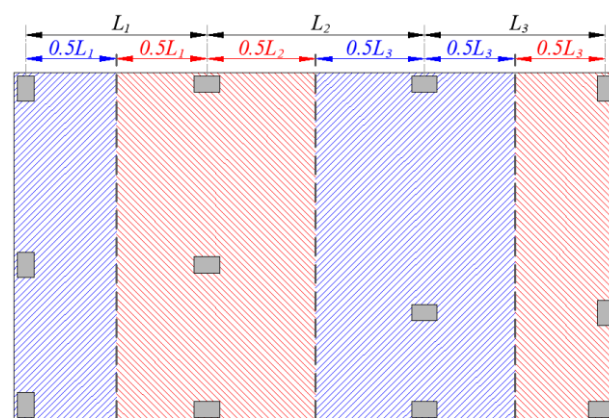
ب) **نوارهای بررسی برش یک‌طرفه:** مطابق بند ۹-۱۰-۶-۵-۳-ب مبحث نهم می‌توان جهت بررسی برش یک‌طرفه در هر امتداد، نواری به عرض کل شالوده معرفی نمود. البته در مواردی که از دیوارهای برشی استفاده شده است مؤکداً توصیه می‌شود در محدوده دیوارها از نوارهای جداگانه‌ای استفاده شود. در این حالت می‌توان جهت تعیین عرض نوار محدوده دیوار از دیاگرام خمش و وضعیت توزیع خمش در شالوده استفاده نمود، یا نواری تعریف شود که عرض آن در هر سمت دیوار، برابر ضخامت شالوده از بر دیوار باشد.

برخی طراحان ممکن است به‌طور محافظه‌کارانه ترجیح دهند به‌جای استفاده از نواری به عرض کل شالوده از چند نوار با عرض کمتر استفاده نمایند. به‌عنوان مثال ممکن است در هر امتداد شالوده از نوارهایی استفاده شود که عرض آنها مطابق شکل ۴-۱۵ می‌باشد. در این حالت نیز هنگامی که ستون‌ها در یک محور قرار ندارند تعیین عرض نوار، مبتنی بر نظر طراح است.

۸-۴ در طراحی شالوده‌های شبکه‌ای آیا ترسیم نوار طراحی (strip) به منظور طراحی آرماتور عرضی نوارها

ضرورت دارد؟

نظر به آنکه ممکن است در امتداد عرضی نوارها خمش قابل توجهی ایجاد شده باشد، ترسیم strip با هدف طراحی آرماتورهای عرضی و تأمین مقاومت لازم جهت تحمل خمش عرضی نوارها ضرورت دارد.



شکل ۴-۱۵: عرض نوارهای طراحی شالوده، مربوط به برش یک طرفه در امتداد شمالی-جنوبی

کافی خواهد بود. در این حالت می‌توان نصف مقدار $0.0018A_g$ را در وجه موردنظر قرار داد. در تحلیل شالوده‌ها در SAFE که به روش اجزای محدود انجام می‌شود ممکن است بعضاً در بخشی از نوارها، خمش عرضی ناچیزی مشاهده و به تبع آن، وجهی از مقطع، تحت کشش اندکی قرار گیرد که شاید تأمین حداقل آرماتور خمشی به میزان $0.0018A_g$ برای آن غیر ضروری باشد. نظر این کارگروه بر آن است که اگر آرماتور خمشی عرضی طراحی شده در نرم‌افزار برای هریک از وجوه فوقانی و تحتانی از نصف $0.0018A_g$ کمتر باشد، کشش حاصل از خمش عرضی در وجه موردنظر را می‌توان قابل اغماض تلقی نمود و بسته به شرایط پی و نظر طراح، اگر خمش عرضی مذکور تعیین‌کننده نباشد، آرماتور خمشی عرضی برای وجه موردنظر، برابر با نصف $0.0018A_g$ منظور گردد.

مطابق بند ۹-۱۵-۳-۱-۷ مبحث ۹، حداقل آرماتور خمشی شالوده‌های سطحی با عملکرد دوطرفه (نظیر شالوده‌های گسترده و شبکه‌ای) مشابه دال‌های دوطرفه تعیین می‌شود. حداقل آرماتور خمشی دال‌های دوطرفه مطابق بند ۹-۱۰-۷-۱-۲ آن مبحث، برابر $0.0018A_g$ مقرر گردیده که باید در مجاورت وجه کششی تأمین شود. بر این اساس، در صورتی که مقدار آرماتور عرضی طراحی شده نوارهای شالوده تحت خمش عرضی، کمتر از $0.0018A_g$ باشد لازم است آرماتور حداقل، برابر با مقدار $0.0018A_g$ در وجه موردنظر قرار داده شود.

تذکر: آرماتورهای خمشی عرضی باید در هر یک از وجوه فوقانی و تحتانی به‌طور پیوسته اجرا شوند، یا حداقل طول هم‌پوشانی برای آنها رعایت گردد. همچنین در صورتی که از ساق‌های قائم این آرماتورها به‌عنوان آرماتور برشی استفاده می‌شود، این ساق‌ها نیز باید به‌طور پیوسته، یا با رعایت حداقل طول هم‌پوشانی اجرا گردند. پی‌نوشت: در صورتی که خمش عرضی به‌گونه‌ای باشد که موجب ایجاد کشش در هریک از وجوه فوقانی یا تحتانی نشود، صرفاً تأمین آرماتور افت و حرارت در وجه موردنظر

فصل ۵: پرسش‌های مربوط به سایر موضوعات

۱-۵ به منظور تحلیل سازه‌های بتن آرمه در نرم افزار ETABS، چه زمان می توان از اثرات P-Δ صرف نظر نمود؟

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در بند ۹-۶-۲-۱، روش‌های مجاز تحلیل سازه‌های بتن آرمه را معرفی نموده است که در این بین، روش تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول و روش تحلیل الاستیک مرتبه دوم به طور معمول کاربرد بیشتری در نزد طراحان دارد. در روش تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول، به منظور لحاظ نمودن اثرات لاغری در اعضای تحت فشار و خمش، لنگر این اعضا حاصل از تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول سازه، در قالب روش تشدید لنگرها مطابق با ضوابط بندهای ۹-۶-۵-۳ و ۹-۶-۵-۴ آن مبحث افزایش داده می شود. هدف از تشدید لنگرها بر طبق ضوابط بند ۹-۶-۵-۴، لحاظ نمودن اثرات P-Δ می باشد. در تحلیل الاستیک مرتبه دوم، نیازی به تشدید لنگرها بر طبق بند ۹-۶-۵-۴ نبوده و مطابق بند ۹-۶-۵-۴-۲-پ، لنگرهای طراحی به طور مستقیم از تحلیل تعیین می شوند.

نرم افزار ETABS در طراحی ستون‌های بتنی قادر نیست ضرایب تشدید لنگر مربوط به اثرات P-Δ، موضوع بند ۹-۶-۵-۴ را به طور خودکار محاسبه نماید. لذا در مواردی که مطابق با ضوابط مبحث نهم، لحاظ نمودن اثرات P-Δ ضرورت داشته باشد لازم است با فعال نمودن تحلیل P-Δ در نرم افزار و انجام تحلیل مرتبه دوم، اثرات مذکور در نظر گرفته شود.

موارد معاف از اثر P-Δ مطابق ضوابط مبحث نهم: مطابق بند ۹-۶-۵-۴-۱-۲ مبحث نهم در صورتی که شاخص پایداری (Q) در طبقه‌ای از ۵ درصد بیشتر نباشد می توان ستون‌های آن طبقه را مهار شده تلقی نمود و از اثر P-Δ

در طراحی ستون‌های آن طبقه صرف نظر کرد. همچنین صرف نظر از مقدار شاخص پایداری، اگر مطابق بند ۹-۶-۲-۱-الف مبحث نهم، ضریب لاغری ستون‌های مهار نشده (Kl_u/r) بیش از ۲۲ نباشد می توان از اثرات لاغری و P-Δ در همان ستون‌ها صرف نظر نمود.

نرم افزار ETABS، ضریب طول موثر ستون‌های بتنی را محاسبه نمی کند. لذا در صورتی که طراح، قصد بررسی شرط Kl_u/r را داشته باشد باید این بررسی را برای هر یک از ستون‌ها به صورت دستی و خارج از روند محاسبات نرم افزار انجام دهد. همچنین به منظور بررسی شرط مربوط به شاخص پایداری، لازم است کنترل آن در کلیه ترکیب‌های بارگذاری و در کلیه طبقات، در هر دو امتداد متعامد سازه انجام شود. بر این اساس ممکن است ستون‌ها در طبقه‌ای و در امتدادی از سازه، مهار شده محسوب شوند و معاف از اثرات P-Δ باشند و در همان طبقه و امتداد دیگر سازه یا در طبقه‌ای دیگر، مشمول اثرات P-Δ شوند. همچنین بر مبنای کنترل Kl_u/r ممکن است در طبقه‌ای و در امتدادی از سازه، ستونی معاف از P-Δ و ستون مجاورش در همان طبقه، مشمول اثر P-Δ شود. نظر به صعوبت بررسی شروط مذکور و تفکیک ستون‌های مشمول و معاف از P-Δ و نیز با هدف حصول نتایج واقع بینانه تر، پیشنهاد می شود برای کلیه سازه‌های بتن آرمه همواره تحلیل P-Δ در نرم افزار انجام شود.

۵-۲ در صورتی که مقاومت فشاری بتن تیر، کمتر از مقاومت فشاری بتن ستون باشد، جهت طراحی گره اتصال (چشمه اتصال)، کدام یک از مقاومت‌های فشاری بتن تیر یا ستون باید مدنظر قرار گیرد و نحوه اعمال آن در نرم افزار ETABS چگونه می باشد؟

در این حالت می توان جهت طراحی گره اتصال، از بتن با f'_c کمتر استفاده نمود. بدین منظور، در پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی، ضریب کاهش مقاومت برشی گره اتصال، برابر $0.85\sqrt{\left(\sqrt{f'_{c,Beam}}/\sqrt{f'_{c,Column}}\right)}$ معرفی گردد (شکل ۵-۱).

04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Seismic Design Category	D
07	Design System Omega0	
08	Design System Rho	
09	Design System Sds	
10	Consider ICC_ESR 2017	No
11	Phi (Tension Controlled)	0.9
12	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15	Phi (Shear Seismic)	0.6
16	Phi (Joint Shear)	
17	Pattern Live Load Factor	0.75
18	Utilization Factor Limit	1

$$0.85 \sqrt{\frac{f'_{c,Beam}}{f'_{c,Column}}}$$

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value

شکل ۵-۱: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛ View/Revise Prefrences در ETABS

سانتی‌متر، عرض تیرهای عرضی باید حداقل برابر ۴۵ سانتی‌متر باشد تا یکی از شروط محصورشدگی گره اتصال احراز گردد. نظر به آنکه نرم‌افزار ETABS در محاسبات خود، واحدهای متریک یا SI را به FPS تبدیل می‌کند، در مواردی که نسبت مذکور برابر ۰/۷۵ باشد این کنترل دچار خطا می‌شود. به‌عنوان یک روش پیشنهادی جهت اصلاح این خطا می‌توان هنگام کنترل برش گره اتصال، عرض تیرها به میزان ۰/۰۱ بیشتر تعریف گردد. مثلاً تیر با عرض ۴۵ سانتی‌متر را ۴۵/۰۱ سانتی‌متر معرفی نمود.

۵-۴ کنترل برش گره اتصال در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط بتنی در نرم‌افزار ETABS چگونه انجام می‌شود؟

در خصوص کنترل برش گره اتصال در ETABS لازم است ابتدا به اشکالات نرم‌افزار به شرح ذیل اشاره گردد: (۱) کنترل برش گره اتصال در ETABS نسخه ۱۶ و بعد از آن، بر مبنای ACI318-14 انجام می‌شود. به‌عبارتی حتی در نسخه‌هایی از نرم‌افزار که امکان طراحی بر مبنای ACI318-19 وجود دارد نیز اگر آیین‌نامه طراحی قاب بتنی، ACI318-19 انتخاب شود، نرم‌افزار کنترل برش گره اتصال را بر مبنای ACI318-14 انجام می‌دهد. اگرچه در اغلب موارد،

۵-۳ در سازه‌های بتن‌آرمه در صورتی که عرض تیر، کمتر از عرض ستونی باشد که به آن متصل می‌شود و محور تیر از مرکز ستون عبور نکند ممکن است ETABS در محاسبات مقاومت برشی گره اتصال نادرست عمل کند. روش اصلاح این موضوع در روند طراحی نرم‌افزاری چگونه است؟

اگرچه نرم‌افزار ETABS در محاسبات مقاومت برشی گره اتصال، مقدار A_z را مطابق بند ۹-۱۶-۴-۲-۳ مبحث نهم محاسبه می‌کند، لیکن در صورتی که محور تیر از مرکز ستون عبور نکند، بسته به عرض تیر و فاصله محور تیر تا مرکز ستون ممکن است نرم‌افزار در محاسبه مقدار صحیح A_z دچار خطا شود. جهت برطرف نمودن خطای مذکور لازم است طراح، نسبت A_z محاسبه شده ETABS به A_z محاسبه شده (دستی) بر مبنای مبحث نهم را تعیین و این مقدار را در نسبت مقاومت گره اتصال که ETABS گزارش نموده ضرب نماید. متذکر می‌گردد در مواردی که محور تیر از مرکز ستون عبور نمی‌کند، اصلاح وضعیت اتصال اعضا از طریق دستور Insertion Point تأثیری بر اصلاح خطای مذکور ندارد.

تذکر: مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ مبحث ۹، یکی از شروط محصورشدگی گره اتصال آن است که عرض هر یک از تیرهای عرضی، حداقل سه‌چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد. به‌عنوان مثال برای ستونی به عرض ۶۰

به گره و مقاومت برشی گره اتصال (V_n) را بر مبنای ACI318-14 (و نه طبق جدول ۹-۲۰-۲ مبحث نهم) محاسبه می‌کند.

Concrete Frame Design Overwrites for ACI 318-14

	Item	Value
01	Current Design Section	C50X50_16T22
02	Framing Type	Sway Special
03	Live Load Reduction Factor	1

شکل ۵-۲: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛
ETABS در View/Revise Overwrites

Concrete Frame Design Overwrites for ACI 318-14

	Item	Value
1	Current Design Section	B 50X50
2	Framing Type	Sway Intermediate
3	Live Load Reduction Factor	1

شکل ۵-۳: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛
ETABS در View/Revise Overwrites

11	Phi (Tension Controlled)	0.9
12	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
13	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15	Phi (Shear Seismic)	0.6
16	Phi (Joint Shear)	0.75

شکل ۵-۴: پنجره تنظیمات طراحی قاب بتنی؛
ETABS در View/Revise Preferences

در هر دو حالت قاب ویژه و متوسط بتنی، نرم‌افزار نتیجه کنترل برش گره اتصال را به صورت نسبت V_u ایجاد شده در گره به ϕV_n گره اتصال گزارش می‌کند که اگر این نسبت بیش از $1/0$ باشد، پیغام N/C گزارش می‌شود. در این حالت اگر طراح قصد داشته باشد مقدار DCR مذکور را مشاهده نماید باید با کلیک راست بر روی ستون تحتانی گره موردنظر و ورود به پنجره نمایش جزئیات محاسبه برش گره اتصال، نسبت مذکور را برای هر امتداد مشاهده نماید. به منظور سهولت کار و اجتناب از فرآیند مشاهده به شرح فوق، کافی است مقدار ضریب کاهش مقاومت برشی گره اتصال (شکل ۵-۴)، دو برابر مقدار اصلی آن معرفی شود ($1/7$ و $1/5$ به ترتیب برای قاب‌های ویژه و متوسط). در ادامه لازم است کنترل شود نسبت مذکور از $0/5$ بیشتر نباشد. مقادیر بیشتر از $0/5$ ، همان

نتایج این کنترل قابل قبول است (غیر از ستون‌های بالاترین طبقه)، لیکن لازم است طراح نیز همواره وضعیت برش گره اتصال را حداقل در گره‌های بحرانی کنترل نماید.

۲) هنگامی که نیروی محوری فشاری قابل ملاحظه (نیروی بیش از $0.1 f'_c A_g$) در مجاورت گره اتصال در تیر وجود داشته باشد، DCR گزارش شده برنامه مربوط به وضعیت برش گره اتصال، خلاف اطمینان بوده، لازم است در این موارد، کنترل برش مذکور توسط طراح انجام شود.

۳) شرایط پیوستگی تیر و ستون در ناحیه اتصال که باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۱۶-۲ الی ۹-۱۶-۸ مبحث نهم بررسی گردد، متفاوت از ضوابطی است که ACI318-14 مقرر نموده بود. بر این اساس باید شرایط پیوستگی نیز توسط طراح بررسی گردد.

در ادامه، چگونگی کنترل برش گره اتصال در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط در ETABS ارائه گردیده است.

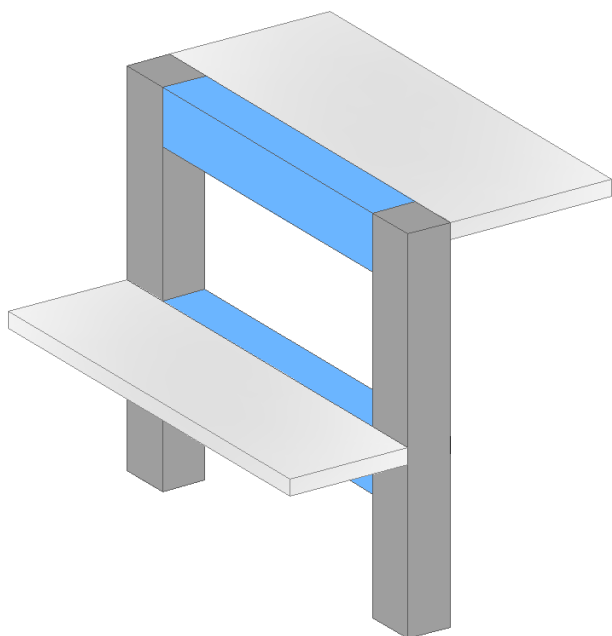
الف) قاب‌های خمشی ویژه: در این حالت، ETABS برش ضریب‌دار گره اتصال را بر مبنای M_{pr} تیرهای متصل به گره تعیین و ضریب کاهش مقاومت برشی را برابر $0/85$ در نظر می‌گیرد که صحیح است. لیکن مقاومت برشی گره اتصال (V_n) را همان‌طور که پیش‌تر عنوان شد، بر مبنای ACI318-14 (و نه طبق جدول ۹-۲۰-۲ مبحث نهم) محاسبه می‌کند.

ب) قاب‌های خمشی متوسط: در این حالت باید ابتدا تنظیمات طراحی زیر توسط طراح انجام شود:

- ۱- تمامی ستون‌ها انتخاب و طراحی آنها در حالت قاب ویژه (Sway Special) قرار داده شود (شکل ۵-۲).
- ۲- تیرها انتخاب و طراحی آنها در حالت قاب متوسط (Sway Intermediate) قرار داده شود (شکل ۵-۳).
- ۳- ضریب کاهش مقاومت برشی گره اتصال (ϕ) برابر با $0/75$ معرفی شود (شکل ۵-۴).

با انجام تنظیمات فوق و اجرای دستور طراحی، ETABS برش ضریب‌دار گره اتصال را بر مبنای M_n تیرهای متصل

مرز مشترک مناسب نبوده ممکن است ارتفاع این دو تیر با یکدیگر تداخل داشته باشد (شکل ۵-۷-۱)، یا فاصله بین آنها به حدی کم باشد که اجرای مستقل دو تیر به دلایل مختلف اجرایی و محاسباتی، مقبول طراح نباشد (شکل ۵-۷-۲). در این حالت می‌توان کف‌های فوقانی و تحتانی را از طریق یک تیر واحد به یکدیگر متصل نمود (شکل ۵-۸) و مدل‌سازی را مطابق یکی از روش‌های مشروح در بندهای ۱ یا ۲ که در ادامه به آنها اشاره می‌شود انجام داد. متذکر می‌گردد با توجه به ارتفاع تیر مذکور ممکن است این تیر مشمول ضوابط تیرهای عمیق شده باشد که در این صورت باید ضوابط مربوطه در آیین‌نامه رعایت شود.



شکل ۵-۶: اختلاف تراز قابل ملاحظه کف‌ها و وجود تیر مستقل برای هر کف در محل اختلاف سطح

۱) استفاده از المان Shell:

در این روش، یک تیر با عمق زیاد از طریق المان shell مدل‌سازی و کف‌های دو تراز را به یکدیگر متصل می‌نماید. عمق این تیر باید بگونه‌ای باشد که از بالای کف فوقانی تا زیر کف تحتانی ادامه یابد (شکل ۵-۸). در این روش نباید در محل اختلاف تراز یا همان مرز مشترک کف‌ها (محل المان shell)، المان خطی frame مدل شود. ضرایب اصلاح سختی تیر مدل‌شده از طریق المان shell نیز باید مشابه ضرایب اصلاح سختی خمشی

مقادیر بیشتر از یک در حالت قبل از دو برابر کردن ضریب ϕ است که حال می‌توان به‌سادگی آنها را نیز مشاهده نمود.

۵-۵ در صورت وجود اختلاف تراز در کف طبقه (کف)، دارای اختلاف سطح در دو تراز باشد) مدل‌سازی این کف و تیر در مرز مشترک اختلاف تراز چگونه انجام شود؟

جزئیات مدل‌سازی در کف‌های دارای اختلاف تراز را می‌توان بر حسب میزان اختلاف تراز سطوح، در سه حالت به شرح ذیل بیان نمود.

الف) در صورتی که اختلاف تراز، کوچک محسوب گردد می‌توان در مدل‌سازی از آن صرف‌نظر نموده، کل کف را در یک تراز مدل نمود. صرفاً لازم است در نقشه‌های اجرایی، اختلاف سطح موجود، منعکس گردد. منظور از اختلاف تراز کوچک حالتی است که ارتفاع از تراز بالای کف فوقانی تا تراز زیر کف تحتانی (ارتفاع h در شکل ۵-۵) در حد ارتفاع معمول تیرها نظیر با شرایط سازه موردنظر باشد.



شکل ۵-۵: اختلاف تراز در یک کف و تعریف متغیر h

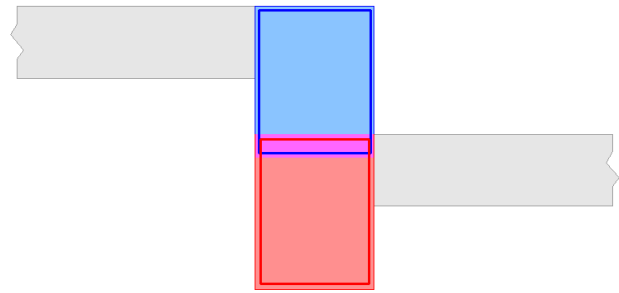
ب) در صورتی که اختلاف تراز بین کف‌ها قابل ملاحظه باشد باید هر یک از کف‌ها عیناً در تراز خود مدل‌سازی شوند. در این حالت هر یک از کف‌ها در محل اختلاف سطح، دارای تیر مستقل می‌باشند (شکل ۵-۶). در این حالت لازم است به هریک از کف‌ها دیافراگم جداگانه‌ای تخصیص یابد.

پ) در صورتی که اختلاف تراز، قابل ملاحظه نباشد لیکن مطابق با تعریف مذکور در حالت الف نتوان اختلاف سطح را ناچیز محسوب نمود لازم است هر یک از کف‌ها عیناً در تراز خود مدل‌سازی شوند؛ لیکن با توجه به میزان اختلاف سطح، استفاده از تیر مستقل برای هر تراز در

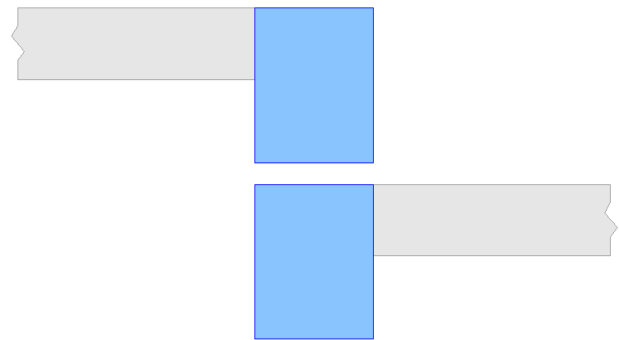
معرفی شوند. به منظور طراحی تیر مدل شده توسط المان shell لازم است اجزای این المان shell از طریق دستور Spandrel Label برچسب گذاری شود (در هر دهانه با نام های مختلف؛ شکل ۵-۹). اگرچه استفاده از این روش دقت بالایی جهت تحلیل کل سازه فراهم می نماید لیکن نظر به آنکه تیر به صورت shell مدل شده است و نرم افزار قادر به تشخیص صحیح مقاطع بحرانی خمشی برای المان shell یا همان spandrel نمی باشد، طراحی آرماتورهای خمشی را بر مبنای لنگرهای مقاطع ابتدا و انتهای دهانه انجام می دهد. همچنین نرم افزار قادر نیست در طراحی تیری که توسط المان shell مدل شده است ضوابط آیین نامه را تأمین نماید؛ به عبارتی کنترل حداقل درصد آرماتورهای خمشی، حداقل مقاومت خمشی لازم در تکیه گاه ها و وسط دهانه، طراحی آرماتورهای برشی نظیر با مقاومت خمشی اسمی و محتمل در مقاطع انتهایی، کنترل ترکیب برش و پیچش، کنترل برش چشمه اتصال و همچنین ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی توسط نرم افزار انجام نخواهند شد. لذا لازم است این موارد توسط طراح، بررسی و محاسبه گردند. متذکر می گردد اختصاص نواحی صلب انتهایی به المان های shell مقدور نمی باشد. همچنین برای ستون های متصل به این المان shell لازم است ضریب ناحیه صلب انتهایی (Rigid Zone Factor) برابر صفر معرفی گردد تا تحلیل سازه به درستی انجام شود.

۲) استفاده توأم از المان های *Frame* و *Shell*:

در این روش، تیر مورد نظر که دارای عمق زیاد می باشد از طریق المان frame در تراز کف فوقانی مدل گشته و همزمان از المان shell با سختی کاهش یافته و عرضی برابر با عرض تیر جهت اتصال کف های فوقانی و تحتانی استفاده می شود (شکل ۵-۱۰). هدف از مدل سازی المان shell، انتقال صحیح بار از کف تحتانی به تیر مذکور و همچنین لحاظ نمودن شرایط مرزی لبه های دال در دو تراز است تا اندرکنش لبه های دال فوقانی و تحتانی بر روی یکدیگر منظور شود. با توجه به آنکه این المان shell

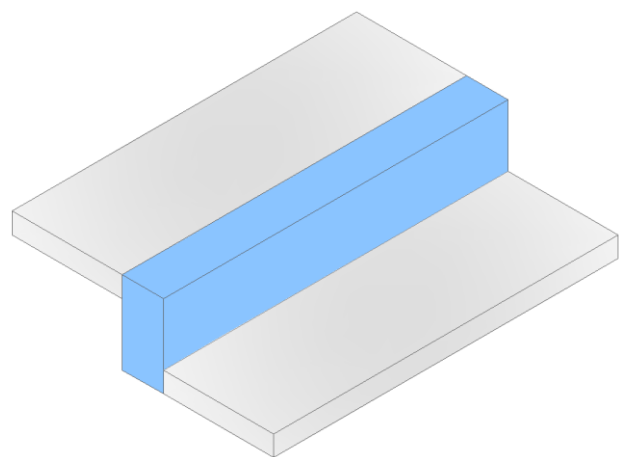


(۱): تداخل تیرهای کف های فوقانی و تحتانی



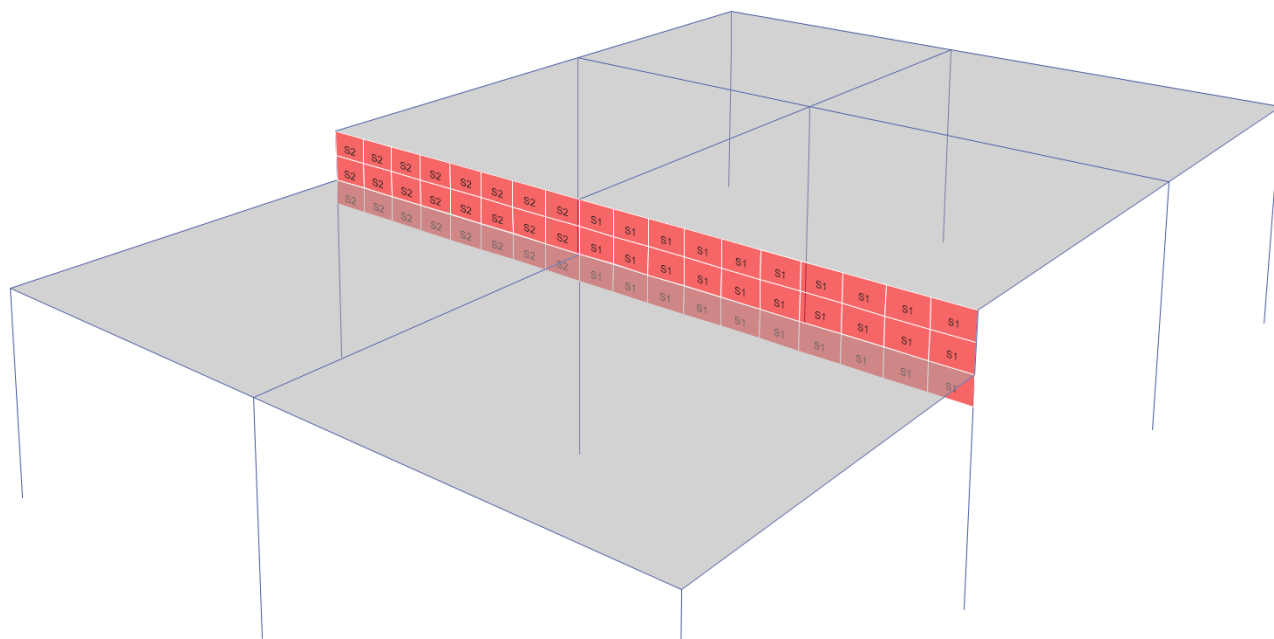
(۲): وجود فاصله کم بین تیرهای کف های فوقانی و تحتانی

شکل ۵-۷: اختلاف تراز نظیر با شرایط بند پ که اجرای دو تیر مستقل، مناسب نمی باشد

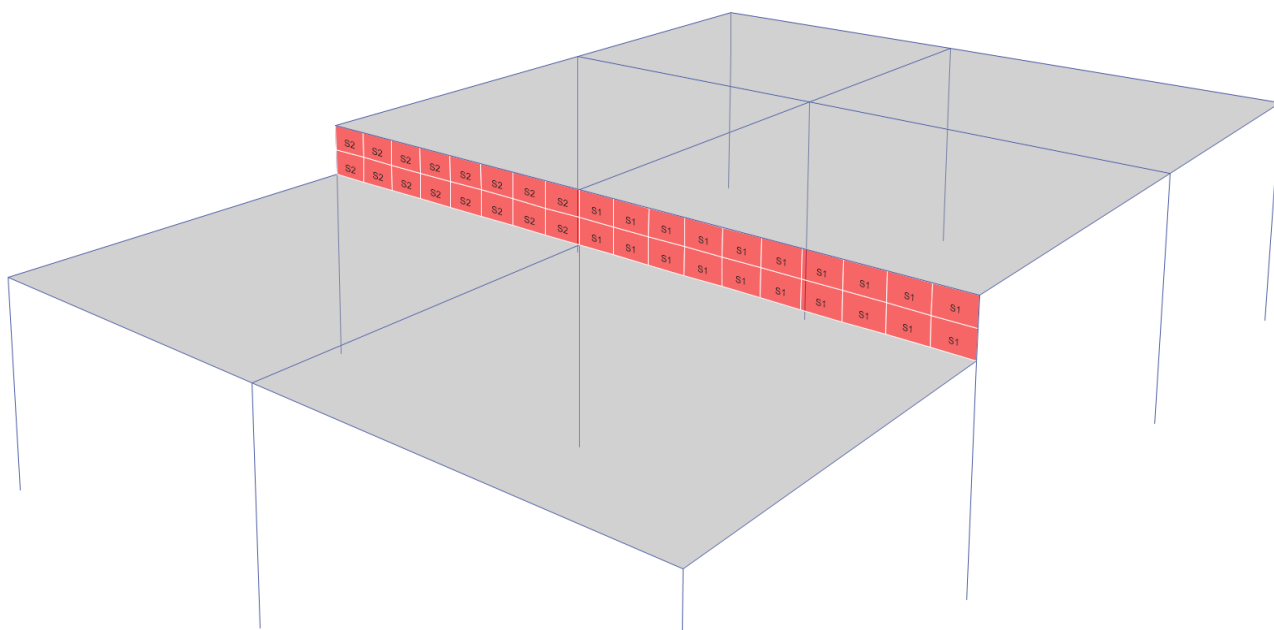


شکل ۵-۸: اتصال کف های فوقانی و تحتانی توسط یک تیر واحد با عمق زیاد

تیرها معرفی گردد. بدین منظور، ضرایب اصلاح سختی مربوط به سختی های درون صفحه $f11$ و $f22$ برابر با 0.35 و ضریب $f12$ برابر با $1/0$ معرفی شوند. ضرایب اصلاح سختی مربوط به سختی های خارج صفحه $m11$ ، $m22$ و $m12$ نیز باید بر مبنای روش تعیین ضریب اصلاح سختی پیچشی تیرها تعیین گردد (رجوع شود به پرسش شماره ۱-۲) و ضرایب اصلاح سختی برشی خارج از صفحه $v13$ و $v23$ و ضرایب وزن و جرم نیز برابر $1/0$



شکل ۵-۹: مدل سازی تیر در محل اختلاف تراز از طریق spandrel و تخصیص برچسب های متفاوت به اجزای spandrel ها در هر دهانه



شکل ۵-۱۰: مدل سازی تیر در محل اختلاف تراز از طریق المان frame و spandrel با سختی کاهش یافته به طور توأم و تخصیص برچسب های متفاوت به اجزای spandrel ها در هر دهانه

صفحه v13 و v23 باید برابر ۰/۰۰۱ و ضرایب اصلاح جرم و وزن، برابر صفر معرفی شوند. نظر به آنکه تیر در محل مرز مشترک کف های فوقانی و تحتانی توسط المان frame مدل می شود، نرم افزار قادر خواهد بود ضوابط آیین نامه در خصوص طراحی تیرها نظیر کنترل حداقل درصد آرماتورهای طولی، طراحی آرماتورهای برشی نظیر با مقاومت خمشی اسمی و محتمل در مقاطع

نباید سختی کاذب در مدل ایجاد نماید لازم است ضرایب اصلاح سختی نظیر با سختی های درون صفحه f11 و f12 عدد کوچکی مانند ۰/۰۰۱ معرفی شوند. ضریب f22 برابر ۱/۰ و ضرایب اصلاح سختی خارج صفحه m11، m22 و m12 باید بر مبنای روش تعیین ضریب اصلاح سختی پیچشی تیرها تعیین گردد (رجوع شود به سوال شماره ۲-۱). همچنین ضرایب اصلاح سختی برشی خارج از

انتهایی، کنترل حداقل مقاومت موردنیاز تیر در تکیه‌گاه‌ها و وسط دهانه، کنترل برش گره اتصال و کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی را انجام دهد. با این حال در این روش به دلیل لحاظ نمودن سختی خارج صفحه برای مولفه‌های m22 و m12 المان shell، لنگر پیچشی بین المان frame و المان shell توزیع می‌شود و لذا لازم است جهت تعیین مقدار صحیح ضریب اصلاح سختی پیچشی تیر مذکور (المان frame) و طراحی پیچشی آن، مجموع پیچش ایجادشده در المان frame و المان shell را مبنای محاسبات پیچشی قرار داد.

تذکر: در مدل‌سازی به روش بندهای پ-۱ و پ-۲ لازم است دیافراگم‌های جداگانه‌ای به کف‌ها در هر تراز تخصیص یابد. همچنین توصیه می‌شود دیافراگم‌ها به صورت نیمه‌صلب (Semi Rigid) مدل شوند تا اثر تغییرشکل‌های درون صفحه دیافراگم‌ها در فرآیند تحلیل و تعیین پاسخ‌ها لحاظ شده باشد.

پیوست ۱

روش‌های کنترل ضابطه ۲۵ درصد استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های متشکل از سیستم دوگانه با دیوار برشی بتن آرمه

پ ۱-۱ کلیات

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در بند ۱-۸-۴-پ مقرر می‌دارد در سیستم دوگانه، قاب‌های خمشی باید قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی وارد بر سازه باشند. در این پیوست، چهار روش جهت انجام این کنترل در نرم‌افزار ETABS ارائه شده که در ادامه به شرح آنها خواهیم پرداخت.

پ ۱-۲ روش‌های بررسی ضابطه ۲۵ درصد در نرم‌افزار ETABS

ابتدا لازم است سهم قاب و دیوار، به‌طور مجزا در طبقات بررسی شود تا معلوم گردد در کدام طبقات، سهم قاب از برش زلزله طبقه، کمتر از ۲۵ درصد می‌باشد. سپس طراح می‌تواند جهت اقناع ضابطه مذکور، صرفاً به انجام اصلاحات در طبقاتی بپردازد که سهم قاب در آن طبقات کمتر از ۲۵ درصد برش طبقه است. در طبقاتی که سهم قاب، بیش از ۲۵ درصد برش طبقه باشد می‌توان اطمینان حاصل نمود که قاب، قادر به تحمل ۲۵ درصد برش زلزله طبقه بوده و لذا قاب در آن طبقه و در امتداد موردنظر، الزام سیستم‌های دوگانه را اقناع نموده است؛ بنابراین نیازی به طراحی مجدد اعضای قاب در آن طبقه، تحت نیروی زلزله امتداد موردنظر نمی‌باشد. متذکر می‌گردد در این بررسی، مقاومت جانبی قاب در هر طبقه مشخص نمی‌شود، بلکه سهم باربری آن از بار جانبی تعیین می‌گردد. لیکن در صورتی که در طبقه‌ای سهم باربری قاب از نیروهای جانبی زلزله، حداقل ۲۵ درصد برش طبقه باشد و تحت این میزان نیرو طراحی شده باشد، مقاومت جانبی آن نیز حداقل به اندازه ۲۵ درصد نیروهای جانبی خواهد بود.

به منظور تعیین سهم قاب و دیوار در هر طبقه، بدون آنکه تغییری در مدل اصلی ایجاد شود با استفاده از چند روش می‌توان سهم قاب و دیوار را در هر طبقه تعیین نمود. به‌عنوان مثال، یک روش آن است که طراح مقدار مجموع برش زلزله سهم دیوارهای طبقه موردنظر در یک امتداد سازه را از خروجی مربوط به نتایج تحلیل استخراج نماید. از تقسیم این برش به برش طبقه، سهم دیوارهای آن طبقه از برش طبقه در امتداد موردنظر تعیین شده و بر این اساس، سهم قاب در آن طبقه نیز معلوم خواهد شد. روش دیگر آن است که به‌جای مشاهده سهم دیوارهای هر طبقه از خروجی مربوط به نتایج تحلیل، از دستور Section Cut استفاده شود. به هر حال، طراح می‌تواند به شیوه‌های مختلف، سهم قاب از برش طبقه در هر امتداد را محاسبه نماید. در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند این ستون‌های مرزی در امتداد صفحه دیوار، بخشی از دیوار برشی محسوب گشته و برش آن‌ها از زلزله طبقه به‌عنوان برش سهم قاب محسوب نمی‌گردد. از این رو در فرآیند طراحی قاب، تحت ۲۵ درصد برش طبقه نباید این ستون‌های مرزی طراحی شوند. متذکر می‌گردد ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی شکل، لزوماً اجزای مرزی (المان‌های

مرزی) دیوار نمی‌باشند.

با معلوم شدن طبقاتی که در آن‌ها سهم برش قاب، کمتر از ۲۵ درصد برش زلزله طبقه است می‌توان طراحی اعضای قاب در آن طبقات تحت ۲۵ درصد برش طبقه را بر اساس روش‌هایی که در ادامه ارائه می‌گردد، انجام داد.

تذکر ۱: با توجه به چگونگی روند محاسبه برش طبقات و برش اعضا در تحلیل‌های طیفی، مجموع برش اعضای قائم مقاوم لرزه‌ای، متفاوت از برش طبقه است (که در تحلیل استاتیکی، برابر هستند). لذا لازم است بررسی سهم قاب و دیوار از برش طبقه که در بالا به آن اشاره شد، بر مبنای روش تحلیل استاتیکی انجام شود.

تذکر ۲: با توجه به ساختار مدل‌سازی در روش‌های دوم الی چهارم، به دلیل حذف سختی دیوار از مدل، ویژگی مودهای ارتعاشی سازه دچار تغییر قابل ملاحظه‌ای گشته و لذا نتایج تحلیل دینامیکی در مدل مربوط به کنترل ضابطه ۲۵ درصد، با نتایج مدل سازه اصلی مطابقت ندارد. از این رو در مدل ۲۵ درصد، در صورتی که طراحی اعضای قاب بر اساس روش‌های دوم الی چهارم انجام می‌شود، تحلیل مدل باید به روش استاتیکی انجام شود. در این حالت به منظور توزیع برش پایه می‌توان از توزیع به روش استاتیکی معادل یا توزیع برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی مدل اصلی استفاده نمود. لیکن در صورتی که طراحی اعضای قاب بر اساس روش اول انجام می‌شود می‌توان از هر دو نوع تحلیل استاتیکی معادل یا تحلیل دینامیکی طیفی استفاده نمود. متذکر می‌گردد در صورتی که توزیع به روش استاتیکی معادل انجام می‌شود لازم است ضریب K در رابطه توزیع برش پایه استاتیکی، بر اساس زمان تناوب اصلی نوسان مربوط به سازه اصلی تعیین شود.

پ۱-۲-۱ روش افزایش نیروی زلزله در مدل، بدون حذف دیوارها

در این روش، سختی دیوارها حذف نشده و هیچ‌گونه تغییری در سختی آنها اعمال نمی‌گردد. بدین صورت که با حفظ سختی دیوارها، نیروی جانبی طبقه موردنظر تا آنجا افزایش داده می‌شود که برش سهم قاب در طبقه موردنظر، برابر با ۲۵ درصد برش طبقه در مدل اصلی شود. اگر فرض شود سهم قاب از برش زلزله در طبقه i ام، a_i درصد باشد، برای طراحی مجدد اعضای قاب در آن طبقه لازم است نیروهای زلزله در ضریب $25/a_i$ ضرب شوند. نظر به آنکه سهم قاب از برش طبقه در طبقات مختلف متفاوت است لازم است به ازای a_i هر طبقه، هر بار، نیروهای زلزله در ضریب $25/a_i$ همان طبقه ضرب شود و اعضای قاب در آن طبقه طراحی مجدد شوند و یا به دلیل زمان‌بر بودن این کار، بحرانی‌ترین طبقه که دارای کوچکترین a_i می‌باشد مبنا قرار گرفته و طراحی قاب در کلیه طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقلان نکرده‌اند، تحت ضریب $25/a_i$ مربوط به طبقه بحرانی انجام شود.

تذکر: نتایج استفاده از این روش حتی در صورتی که برای هر طبقه از ضریب نظیر a_i همان طبقه استفاده شود به طور معمول نسبت به سایر روش‌ها تا حدی دست بالا می‌باشد که در صورت استفاده از a_i طبقه بحرانی برای کلیه طبقات، این وضعیت، تشدید نیز خواهد شد.

پ۱-۲-۲ روش حذف سختی خمشی و برشی دیوارها

در این روش، باربری محوری دیوارها حفظ می‌گردد. لذا در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های

مرزی در دو انتهای دیوار هستند مشکلی از بابت باربری ثقلی ایجاد نشده و نیاز به تمهیدات اضافی جهت تأمین باربری ثقلی در محل دیوار نخواهد بود. جزئیات کار در این روش به شرح زیر می‌باشد:

۱- برای کلیه دیوارها در کلیه طبقات، ضریب اصلاح سختی برشی یا همان f_{12} ، برابر صفر معرفی شود. همچنین ضرایب اصلاح سختی خمشی مربوط به گزینه‌های m_{11} ، m_{22} و m_{12} برابر با ۰/۰۰۱ معرفی شود. ضرایب اصلاح مربوط به f_{11} و f_{22} بدون تغییر و برابر همان مقادیر موجود در مدل اصلی باقی می‌ماند.

۲- درخصوص دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند، ضرایب اصلاح سختی خمشی ستون‌های مرزی (I_{22} و I_{33}) عدد کوچکی نظیر ۰/۱ معرفی شود تا میزان مشارکت آنها در باربری جانبی به حداقل برسد.

۳- گره‌های اتصال پای دیوار در تراز شالوده، مفصلی شوند.

۴- لازم است نیروهای زلزله وارد بر سازه به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند، لیکن با توجه به آنکه علیرغم کاهش سختی دیوارها کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط دیوارها جذب می‌شود مقتضی است با معلوم بودن سهم دیوارها و قاب از برش هر طبقه، به‌جای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد خواهد شد. همان‌طور که پیش‌تر نیز اشاره شد، سهم ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی به‌عنوان بخشی از سهم دیوار محسوب گشته و نباید به‌عنوان سهم قاب در نظر گرفته شود.

نهایتاً اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقلان نکرده‌اند تحت نیروهای زلزله افزایش یافته به شرح مذکور در بند ۴ فوق، بررسی و در صورت لزوم، مجدد طراحی شوند.

پ۱-۲-۳ روش حذف کلیه سختی‌های دیوارها

در این روش، جهت حذف باربری جانبی دیوارها، کلیه سختی‌های دیوار کاهش داده می‌شود. بنابراین درخصوص دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند لازم است جهت برطرف نمودن مشکل باربری ثقلی آنها تمهیداتی لحاظ گردد. جزئیات کار در این روش به شرح زیر می‌باشد:

۱- برای کلیه دیوارها در تمامی طبقات، کلیه ضرایب اصلاح سختی (f_{11} ، f_{12} ، m_{11} ، m_{22} ، v_{13} و v_{23}) برابر با ۰/۰۰۱ معرفی شود.

۲- در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های مرزی (I_{22} و I_{33})، مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. در دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند لازم است ستون‌هایی فرضی در طرفین دیوار مدل شود. ابعاد این ستون‌های فرضی را می‌توان مشابه با ابعاد ستون‌های قاب که در مجاورت دیوار قرار دارند و یا مطابق توضیحات ذیل پرسش ۲-۷ در نظر گرفت. ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی (I_{22} و I_{33}) نیز مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. آرماتور موجود در این ستون‌های فرضی در بررسی ضابطه ۲۵ درصد حائز

اهمیت نمی‌باشد؛ چراکه قرار نیست این ستون‌های فرضی در فرآیند طراحی قاب، طراحی شوند. ۳- لازم است نیروهای زلزله وارد بر سازه به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند. لیکن با توجه به آنکه علیرغم کاهش سختی دیوارها کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط آن‌ها جذب می‌شود مقتضی است با معلوم بودن سهم دیوارها و قاب از برش هر طبقه، به‌جای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد خواهد شد. همان‌طور که پیش‌تر نیز اشاره شد سهم ستون‌های مرزی در دیوارهای دمبلی و نیز ستون‌های فرضی مدل‌شده در دو انتهای دیوارهای غیر دمبلی (موضوع بند ۲ فوق) به‌عنوان بخشی از سهم دیوار محسوب گشته و نباید به‌عنوان سهم قاب در نظر گرفته شود.

نهایتاً اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقلان نکرده‌اند تحت نیروهای زلزله افزایش یافته به شرح مذکور در بند ۳ فوق بررسی و در صورت لزوم، مجدد طراحی شوند.

پ۱-۲-۴ روش تبدیل دیوار به ستون معادل و حذف سختی جانبی آن

در این روش، دیوارها به‌صورت المان Frame و همانند یک ستون فرضی معادل با مقطع دیوار، مدل می‌شوند. سپس مشارکت آن‌ها از باربری جانبی حذف می‌گردد. نظر به آنکه این ستون‌های معادل، قادر به تحمل بارهای ثقلی (به صورت محوری) می‌باشند نیاز به تمهیدات اضافی جهت تأمین باربری ثقلی در محل دیوار در مدل نخواهد بود. جزئیات این روش به شرح زیر است:

۱- به‌ازای هر دیوار، یک مقطع ستون به ابعاد مشابه با ابعاد مقطع دیوار معرفی شود.

۲- تیرهایی با وزن صفر و سختی بالا (Rigid Beam) تعریف شود.

۳- در کلیه طبقات، دیوارها از مدل حذف و به‌جای هر دیوار، ستون معادل نظیر با آن مدل می‌شود. لازم است این ستون‌های معادل، به‌صورت دو سر مفصل مدل شوند تا در باربری جانبی مشارکت نداشته باشند. توجه شود که وزن ستون‌های معادل نباید صفر شود تا تأثیر وزنی دیوارها در مدل باقی بماند.

۴- ستون‌های معادل توسط تیرهای با سختی بالا (Rigid Beam) که در بند ۲ به آن اشاره گردید در طول دهانه دیوار، به سازه متصل شوند. این تیرهای صلب در کلیه طبقات به‌صورت دو سر مفصل مدل شوند. در دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستون‌های مرزی در دو انتهای خود می‌باشند این ستون‌های مرزی، حذف نشده و ضرایب اصلاح سختی خمشی آن‌ها مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. درخصوص دیوارهای غیر دمبلی که فاقد ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار هستند لازم است ستون‌هایی فرضی در طرفین دیوار مدل شود. ابعاد این ستون‌های فرضی را می‌توان مشابه با ابعاد ستون‌های قاب که در مجاورت دیوار قرار دارند و یا مطابق توضیحات ذیل پرسش ۲-۷ در نظر گرفت. ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستون‌های فرضی (I_{22} و I_{33}) نیز مشابه با ستون‌های قاب معرفی گردد. آرماتور موجود در این ستون‌های فرضی در بررسی ضابطه ۲۵ درصد حائز اهمیت نمی‌باشد؛ چراکه قرار نیست این ستون‌های فرضی در فرآیند طراحی قاب، طراحی شوند.

۵- لازم است نیروهای زلزله وارد بر سازه به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند. لیکن با توجه به آنکه علیرغم حذف سختی دیوارها کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط ستون‌های مرزی یا فرضی مدل شده در دو انتهای دیوارها (موضوع بند ۵) جذب می‌شود مقتضی است با معلوم بودن سهم این ستون‌ها و قاب از برش هر طبقه، به جای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد خواهد شد.

نهایتاً اعضای قاب در طبقاتی که ضابطه ۲۵ درصد را اقلان نکرده‌اند، تحت نیروهای زلزله افزایش یافته به شرح بند ۶ فوق بررسی و در صورت لزوم، مجدد طراحی شوند.

پ ۱-۳ نکات تکمیلی

۱- در مدل ۲۵ درصد، لحاظ نمودن اثر ۳۰ درصدی زلزله راستای متعامد و استفاده از ترکیب بارهای دارای زلزله مذکور ضرورت ندارد.

۲- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به کنترل تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات نمی‌باشد.

۳- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به بررسی نامنظمی پیچشی و اعمال ضریب تشدید پیچش تصادفی نمی‌باشد.

۴- در مدل ۲۵ درصد، نیازی به لحاظ نمودن اثر $P-\Delta$ نمی‌باشد.

۵- در صورتی که سازه اصلی در راستای سیستم دوگانه، مشمول اعمال ضریب نامعینی شده باشد لازم است اثر این ضریب در مدل ۲۵ درصد نیز برای آن راستا در نظر گرفته شود.

۶- در دیوارهای دمبلی، نظر به آنکه ستون‌های مرزی دیوار، بخشی از دیوار محسوب می‌گردند لازم نیست این ستون‌های مرزی در مدل ۲۵ درصد، طراحی شوند (همچنین مراجعه شود به پرسش ۲-۶).

۷- در صورت وجود تیر بین المان‌های دیوار لازم است این تیر به صورت دو سر مفصل مدل شود تا در سهم ۲۵ درصد قاب، مشارکت نداشته باشد (همچنین مراجعه شود به پرسش ۲-۸).

پیوست ۲

نکات طراحی دیوارهای برشی بتن آرمه تحت برش لرزه‌ای در نرم‌افزار ETABS

پ ۱-۲ کلیات

به منظور طراحی برشی دیوارهای برشی بتن آرمه مطابق ضوابط بند ۹-۷-۲۰-۹ مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان، می‌توان در نسخه‌های مختلف نرم‌افزار ETABS بر اساس روش‌هایی که در ادامه ارائه شده است عمل نمود.

بند ۹-۷-۲۰-۹-۱ مبحث ۹ مقرر می‌دارد نیروی برشی طرح دیوارهای سازه‌ای باید از رابطه پ ۲-۱ تعیین گردد.

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (\text{رابطه پ ۱-۲})$$

در رابطه فوق، Ω_v ضریب اضافه مقاومت و ω_v ضریب تشدید برش دینامیکی به دلیل اثر مودهای بالاتر است که نرم‌افزار ETABS قادر به محاسبه هیچ‌کدام از ضرایب مذکور نیست. از سوی دیگر، طبق ضابطه بند ۹-۷-۲۰-۹ مبحث ۹، مقاومت برشی اسمی دیوار (V_n) باید از رابطه پ ۲-۲ تعیین گردد.

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad (\text{رابطه پ ۲-۲})$$

در رابطه فوق، α_c ضریبی است که مقدار آن تابع مقدار h_w/l_w است. ارتفاع دیوار از مقطع بحرانی (مقطع محتمل به تشکیل مفصل پلاستیک در دیوار) تا بالاترین تراز دیوار و l_w طول دیوار است. نرم‌افزار ETABS قادر به محاسبه صحیح h_w نیست و این ارتفاع را برابر با ارتفاع طبقه از طبقه زیرین در نظر می‌گیرد. لذا مقدار α_c را نیز به اشتباه، برابر ۰/۲۵ لحاظ می‌کند. این در حالی است که به‌طور معمول، مقدار h_w/l_w بیشتر از ۲ بوده که در این حالت مقدار α_c برابر ۰/۱۷ خواهد بود. بدین ترتیب، مقاومت برشی دیوار، بیش از مقدار صحیح آن تعیین می‌شود (مشکل عدم تشخیص صحیح h_w و محاسبه نادرست α_c در نسخه ETABS 20.1 برطرف گردیده و لذا مقدار α_c در این نسخه از نرم‌افزار به درستی محاسبه می‌شود).

بر مبنای توضیحات فوق، ETABS به‌طور خودکار قادر به محاسبه برش طراحی (V_e) و مقاومت برشی (V_n) نبوده، این موارد باید توسط طراح در محاسبات، مدنظر قرارگیرد. در بند پ ۲-۲، روش‌های اصلاح خطاهای مشروح و تعیین مقدار صحیح آرما توره‌های برشی مورد نیاز ارائه شده است.

پ ۲-۲ روش‌های اصلاح خطاهای طراحی برشی دیوارهای برشی در نرم‌افزار ETABS

پ ۱-۲-۲ روش اول

در استفاده از این روش، فرضیات زیر، مبنای کار قرار گرفته‌اند:

۱- مقدار h_w/l_w برابر یا بیشتر از ۲ بوده و لذا مقدار α_c برابر ۰/۱۷ در نظر گرفته می‌شود؛

۲- جهت سهولت کار و البته در جهت اطمینان، حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ ، برابر با مقدار حداکثر آن که عدد ۳ است در نظر گرفته می‌شود؛

۳- ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، به جای ۰/۶، برابر ۰/۷۵ در نظر گرفته می‌شود؛

۴- به جای افزایش سه برابری V_u ، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای، بر ۳ تقسیم خواهد شد.

تذکر: در صورتی که طراح، به جای فرض شماره ۲، حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ را به طور دقیق محاسبه کند و مقدار دقیق حاصل ضرب مذکور، از ۳ بزرگتر نباشد، در فرض شماره ۴ باید ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای به جای عدد ۳ بر مقدار دقیق حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ تقسیم شود. در بندهای پ ۱-۱-۲-۲ الی پ ۳-۱-۲-۲، جزئیات انجام کار در ویرایش‌های مختلف نرم افزار ETABS بیان گردیده است.

پ ۱-۱-۲-۲ روش کار در ETABS 2016: به منظور شرح روش کار لازم است ابتدا به جزئیات رابطه V_n بپردازیم.

$$V_u \leq \phi V_n \quad ; \quad \phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \right) + \phi \left(\frac{A_v}{S} f_{yt} l_w \right)$$

مطابق آنچه در فرض ۳ و ۴ بیان گردید، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای از تقسیم ۰/۷۵ بر ۳، برابر با ۰/۲۵ منظور می‌گردد؛ لیکن در صورت استفاده از ضریب ۰/۲۵، ایراد مربوط به استفاده نرم افزار از α_c نادرست، کماکان باقی می‌ماند. نظر به آنکه نرم افزار، مقاومت برشی بتن دیوار را با فرض α_c برابر با ۰/۲۵ محاسبه می‌کند و این مقدار، ۱/۵ برابر مقدار واقعی آن بر مبنای $\alpha_c = 0.17$ است، ضریب کاهش مقاومت برشی بتن باید یک‌بار هم، بر ۱/۵ تقسیم شود و لذا مقدار این ضریب، برابر ۰/۱۶۷ خواهد شد. بدین ترتیب اگر قصد داشته باشیم رابطه فوق را در نرم افزار اصلاح نماییم باید ضریب ϕ مربوط به مقاومت بتن را برابر ۰/۱۶۷ و ضریب ϕ مربوط به مقاومت آرماتورهای برشی را برابر ۰/۲۵ معرفی کنیم. با توجه به آنکه در نرم افزار، جهت محاسبه مقاومت برشی مقطع دیوار، صرفاً می‌توان از یک ضریب برای اصلاح هر دو مقاومت بتن و آرماتورهای برشی استفاده نمود، ناگزیر در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic) برابر با ۰/۱۶۷ معرفی شود؛ لیکن پس از محاسبه مقدار A_v/S توسط برنامه، باید اصلاحی بر روی آن صورت گیرد.

$$V_u = \phi (V_c + V_s) = \phi V_c + \phi \left(\frac{A_v}{S} f_{yt} l_w \right)$$

$$\rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} l_w} \quad (\text{رابطه پ ۲-۳})$$

همان طور که در رابطه پ ۲-۳ مشاهده می‌شود، ضریب ۰/۱۶۷ برای ϕ در صورت کسر فوق، صحیح است؛ لیکن ضریب ϕ مربوط به مخرج کسر باید ۰/۲۵ باشد که برنامه آن را نیز، ۰/۱۶۷ لحاظ می‌نماید. لذا باید مقدار A_v/S ارائه شده برنامه، بر مقدار $(0/167)/(0/25)$ ، یعنی ۱/۵ تقسیم شود تا

مقدار صحیح حاصل گردد.

بنابراین به‌طور خلاصه، روش کار این‌گونه خواهد بود که ابتدا در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، برابر با ۰/۱۶۷ معرفی شود. سپس، بعد از انجام فرایند طراحی دیوارها، مقدار A_w/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ تقسیم شود.

تذکر ۱: به منظور مشاهده مقدار آرماتور برشی دیوارها، قاب دارای دیوار موردنظر، در حالت نمایش دو بعدی (Elevation) قرار داده شود. سپس از طریق دستور زیر، مقدار A_w/S ارائه شده برای دیوارها مطابق توضیحات فوق بر ۱/۵ تقسیم شود تا مقدار نهایی جهت ارائه در نقشه‌های اجرایی حاصل گردد.

Design → Shear Wall Design Display → Design Info → Design output → Pier Shear Reinforcing

متذکر می‌گردد جهت مشاهده آرماتور برشی محاسبه شده برای دیوارها از روش کلیک راست بر روی دیوار و جداول گزارش جزئیات محاسباتی دیوار استفاده نشود؛ چراکه در اغلب موارد ممکن است در جداول مذکور، پیغام O/S گزارش شده باشد.

تذکر ۲: مقدار A_w/S ارائه شده برنامه که البته باید بر ۱/۵ تقسیم شود، بدون بررسی و کنترل ضابطه بند ۹-۱۳-۵-۳-۲ مبحث ۹ تعیین شده است. بند مذکور مقرر می‌دارد در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید از $0.66\sqrt{f'_c} A_{cv}$ بیشتر در نظر گرفته شود. به‌منظور اقناع این ضابطه لازم است کنترل شود، A_w/S ارائه شده برنامه پس از تقسیم شدن بر ۱/۵، از $0.5\sqrt{f'_c} t_w / f_{yt}$ بیشتر نباشد (رابطه پ ۲-۴). در صورت عدم برقراری این شرایط لازم است با اتخاذ تدابیری از جمله افزایش ضخامت دیوار، ضابطه مذکور اقناع شود. t_w ضخامت جان دیوار و f_{yt} مقاومت تسلیم آرماتورهای برشی دیوار است.

$$\begin{aligned} V_n &\leq (4/6)\sqrt{f'_c} A_{cv} ; V_n = V_c + V_s ; V_c = (1/6)\sqrt{f'_c} A_{cv} \\ (1/6)\sqrt{f'_c} A_{cv} + V_s &\leq (4/6)\sqrt{f'_c} A_{cv} \rightarrow V_s \leq 0.5\sqrt{f'_c} A_{cv} \\ V_s = \frac{A_v}{S} f_{yt} l_w &\leq 0.5\sqrt{f'_c} t_w l_w \\ \rightarrow \left(\frac{A_v}{S} \right)_{\max} &\leq 0.5 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} t_w \quad (\text{رابطه پ ۲-۴}) \end{aligned}$$

تذکر ۳: مطابق ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ مبحث ۹، در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیوار قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، مقدار V_n هر یک از قطعات دیوارها به تنهایی نباید از $0.83\sqrt{f'_c} A_{cw}$ بیشتر باشد. به منظور اقناع این ضابطه در نرم‌افزار لازم است مقدار A_w/S ارائه شده برنامه، پس از تقسیم بر ۱/۵ از $(2/3)\sqrt{f'_c} t_w / f_{yt}$ بیشتر نباشد (رابطه پ ۲-۵).

$$\begin{aligned} V_n &\leq (5/6)\sqrt{f'_c} A_{cw} ; V_n = V_c + V_s ; V_c = (1/6)\sqrt{f'_c} A_{cw} \\ (1/6)\sqrt{f'_c} A_{cw} + V_s &\leq (5/6)\sqrt{f'_c} A_{cw} \rightarrow V_s \leq (2/3)\sqrt{f'_c} A_{cw} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{A_v}{S} f_{yt} l_w \leq \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{f'_c} t_w l_w$$

$$\rightarrow \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max} \leq \left(\frac{2}{3}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} t_w \quad (\text{رابطه پ ۲-۵})$$

همچنین بند مذکور، ضابطه دیگری نیز دارد که مقرر می‌دارد مقدار V_n نباید از $0.66\sqrt{f'_c} A_{cv}$ بیشتر باشد که در این رابطه، A_{cv} ، سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول مقاطع دیوارها است. به منظور اقناع این ضابطه لازم است مجموع $(A_v/S)_i \times l_{wi}$ محاسبه شده برای دیوارها (که البته باید مقدار A_v/S ارائه شده برنامه برای هر دیوار بر ۱/۵ تقسیم شود) کمتر از مجموع $(A_v/S)_{\max(i)} \times l_{wi}$ باشد (رابطه پ ۲-۶). بر اساس تذکر ۲ محاسبه می‌شود.

$$\frac{\sum V_{si}}{f_y \sum l_{wi}} = \frac{\sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_i \times l_{wi} \times f_y}{f_y \sum l_{wi}} = \frac{\sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_i \times l_{wi}}{\sum l_{wi}} \leq \frac{\sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(i)} \times l_{wi}}{\sum l_{wi}}$$

$$\rightarrow \sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_i \times l_{wi} \leq \sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(i)} \times l_{wi} \quad (\text{رابطه پ ۲-۶})$$

اگر طول دیوارها برابر باشد، رابطه پ ۲-۶ را می‌توان به صورت رابطه پ ۲-۷ بیان نمود.

$$\sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_i \leq \sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(i)} \quad (\text{رابطه پ ۲-۷})$$

به عنوان مثال، اگر دو دیوار که نیروی برشی ناشی از زلزله را به صورت مشترک تحمل می‌کنند، یکی دارای ضخامت ۳۰۰ میلی‌متر، طول ۵۰۰۰ میلی‌متر و A_v/S برابر با $2.1 \text{ mm}^2/\text{mm}$ و دیوار دیگر دارای ضخامت ۴۰۰ میلی‌متر، طول ۴۰۰۰ میلی‌متر و A_v/S برابر با $2.3 \text{ mm}^2/\text{mm}$ باشد، با فرض استفاده از بتن رده C25 و آرماتورهای برشی رده S400 برای دیوار، کنترل فوق به صورت زیر انجام می‌شود:

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(30)} = 0.5 \times \frac{\sqrt{25}}{400} \times 300 = 1.875 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(40)} = 0.5 \times \frac{\sqrt{25}}{400} \times 400 = 2.5 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_i \times l_{wi} \leq \sum \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\max(i)} \times l_{wi}$$

$$(2.1 \times 300 + 2.3 \times 400) \leq 1.875 \times 300 + 2.5 \times 400$$

$$\rightarrow 1550 \leq 1562.5 \quad (OK) \checkmark$$

پ ۲-۱-۲-۲ روش کار در ETABS 19: در این نسخه و نسخ بعد از آن که در لیست آیین‌نامه‌های طراحی بتن، ACI318-19 نیز وجود دارد می‌توان در پنجره معرفی اطلاعات بتن موردنظر، ضریب λ را که مربوط به بتن‌های سبک است برابر با $(1/15)/(1)$ ، یعنی ۰/۶۶۷ معرفی نمود. همچنین در

پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic) برابر با ۰/۲۵ معرفی شود. در این حالت نیازی به تقسیم کردن A_w/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ نیز نخواهد بود. متذکر می‌گردد در صورتی که طراح، حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ را به‌طور دقیق محاسبه می‌کند و مقدار حاصل ضرب دقیق مذکور، کوچکتر از عدد ۳ است باید ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای، به‌جای عدد ۳، بر مقدار دقیق حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ تقسیم شود.

به‌منظور اقناع ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ مبحث ۹، به تذکر ۳ ذیل بند پ ۲-۲-۱-۱ (روش کار در ETABS2016) مراجعه شود؛ با این تفاوت که در این حالت، جهت انجام کنترل‌های مذکور نباید A_w/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ تقسیم شود.

پ ۲-۲-۱-۳ روش کار در ETABS 20.1: در این نسخه از نرم‌افزار، h_w به‌درستی محاسبه می‌شود و بدین ترتیب، یکی از مهمترین اشکالات نسخه‌های پیشین برطرف گردیده است. لذا صرفاً لازم است در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، برابر با ۰/۲۵ معرفی شود. متذکر می‌گردد در صورتی که طراح، حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ را به‌طور دقیق محاسبه می‌کند و مقدار دقیق حاصل ضرب مذکور، کوچکتر از عدد ۳ است باید ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای، به‌جای عدد ۳، بر مقدار دقیق حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ تقسیم شود.

در این نسخه از نرم‌افزار نیز به‌منظور اقناع ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ مبحث ۹، به تذکر ۳ ذیل بند پ ۲-۲-۱-۱ (روش کار در ETABS2016) مراجعه شود؛ با این تفاوت که در این حالت نیز جهت انجام کنترل‌های مذکور نباید A_w/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ تقسیم شود.

تذکر: معیار تشخیص h_w در برنامه به نحوه معرفی Pier Label ها بستگی دارد. لذا لازم است در محل هر دیوار در پلان، تمامی پنل‌های دیوار، شامل پنلی که مقطع بحرانی در آن قرار می‌گیرد تا پنل بالاترین طبقه، دارای Pier Label های مشابه باشند.

پ ۲-۲-۲ روش دوم

این روش مربوط به زمانی است که از نسخه‌های قبل از ETABS 20.1 استفاده می‌شود. همان‌طور که در روش اول بیان شد، نرم‌افزار در نسخه‌های ماقبل ETABS 20.1 مقدار α_c را به اشتباه، برابر ۰/۲۵ در نظر می‌گیرد؛ در حالی که به‌طور معمول، مقدار h_w/l_w بیش از ۲ بوده که در این صورت باید مقدار α_c ، برابر ۰/۱۷ منظور گردد.

$$V_n = A_{cv} \left((1/6) \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt} \right) \quad (\text{رابطه پ ۸-۲})$$

رابطه صحیح مقاومت برشی دیوار

$$V_n = A_{cv} \left((1/4) \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt} \right) \quad (\text{رابطه پ ۹-۲})$$

رابطه‌ای که نرم‌افزار جهت محاسبه مقاومت برشی دیوار استفاده می‌کند

جهت افزایش دقت کار، در رابطه پ ۸-۲، به‌جای ۰/۱۷ از مقدار صحیح‌تر آن که یک‌ششم است و در رابطه پ ۹-۲ نیز به‌جای ۰/۲۵ از مقدار معادل آن که یک‌چهارم است استفاده شده است. اگر دو

رابطه فوق را معادل هم قرار دهیم، روابط پ ۲-۱۰ و پ ۲-۱۱ حاصل می گردند.

$$A_{cv} \left((1/6) \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_{t-Real} f_{yt} \right) = A_{cv} \left((1/4) \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_{t-ETABS} f_{yt} \right)$$

$$\rightarrow (\rho_{t-Real} - \rho_{t-ETABS}) f_{yt} = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{6} \right) \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$\rightarrow \rho_{t-Real} = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12 f_{yt}} + \rho_{t-ETABS} \quad (\text{رابطه پ ۲-۱۰})$$

جهت سهولت کار می توان رابطه پ ۲-۱۰ را به صورت رابطه پ ۲-۱۱ بازنویسی نمود.

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_{Real} = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12 f_{yt}} t_w + \left(\frac{A_v}{S} \right)_{ETABS} \quad (\text{رابطه پ ۲-۱۱})$$

در رابطه فوق، t_w ضخامت جان دیوار است. بدین ترتیب کافی است به A_v/S ارائه شده برنامه، $\lambda \sqrt{f'_c} \cdot t_w / (12 f_{yt})$ اضافه شود.

به عنوان مثال، در صورتی که بتن دیوار از رده C25 و آرماتورهای برشی دیوار از رده S400 باشند و با فرض آنکه ضخامت دیوار، برابر 450mm و λ برابر ۱/۰ باشد، لازم است به مقدار $0.0469 \text{ cm}^2/\text{cm}$ به A_v/S ارائه شده برنامه اضافه شود که جزئیات آن به شرح زیر است:

$$\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12 f_{yt}} t_w = \frac{1 \sqrt{25}}{12 \times 400} \times 450 = 0.469 \text{ mm}^2/\text{mm} = 0.0469 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

تذکر ۱: در استفاده از این روش نیز فرضیات اول تا چهارم مشروح در روش اول برقرار است. لذا باید در پنجره تنظیمات طراحی دیوارهای برشی، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، برابر با ۰/۲۵ معرفی شود. متذکر می گردد در صورتی که طراح، حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ را به طور دقیق محاسبه می کند و مقدار دقیق حاصل ضرب مذکور، کوچکتر از عدد ۳ است باید ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای، به جای عدد ۳، بر مقدار دقیق حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$ تقسیم شود.

تذکر ۲: به منظور کنترل ضابطه بند ۹-۱۳-۵-۳-۲ مبحث ۹ که مقرر می دارد در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید از $0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ بیشتر در نظر گرفته شود، در صورتی که طبق فرضیات دوم الی چهارم مشروح در روش اول، ضریب کاهش مقاومت برشی دیوارها در حالت لرزه‌ای (Phi Shear Seismic)، برابر با ۰/۲۵ (یا مقدار حاصل از تقسیم ۰/۷۵ بر مقدار دقیق حاصل ضرب $\Omega_v \omega_v$) معرفی می شود، نرم افزار ETABS برش حداکثر بر مبنای رابطه $V_{n,max} = 0.66 \sqrt{f'_c} A_{cw}$ را به درستی کنترل نموده و در مواردی که برش وارد بر دیوار از مقدار حداکثری فوق بیشتر باشد پیغام O/S گزارش می کند. لذا نیازی به محاسبات دستی برای کنترل این ضابطه نخواهد بود.

تذکر ۳: در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می کنند، ETABS مقدار حداکثر V_n را در تمامی حالات با رابطه $0.66 \sqrt{f'_c} A_{cw}$ کنترل می کند که مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ مبحث ۹ در خصوص دیوارهای متشکل از تعدادی

قطعه دیواری قائم، نمی باشد. به منظور اقتناع ضوابط بند مذکور به تذکر شماره ۳ ذیل بند پ ۲-۲-۱-۱ مراجعه شود، با این تفاوت که جهت انجام کنترل های مذکور نباید A_v/S ارائه شده برنامه بر ۱/۵ تقسیم شود.

پ ۲-۳ تذکرات و ملاحظات عمومی

۱- در تحلیل های خطی که وضعیت توزیع خرابی در سیستم، نامعلوم است نمی توان در مورد تعیین محل مقطع بحرانی دیوارها به صورت قطعی اظهار نظر نمود و بررسی این موضوع، نیاز به قضاوت طراح دارد. لیکن طراح در تحلیل های خطی، ناگزیر به استفاده از برخی راه کارها جهت تعیین محل مقطع بحرانی است. بدین منظور دو روش به شرح مذکور در بندهای الف و ب ذیل پیشنهاد می گردد.

الف) بررسی گردد در هر مجموعه دیوار (از روی شالوده تا بالاترین تراز دیوار) تحت ترکیب بارهای شامل نیروهای زلزله تشدید یافته، حداکثر مقدار DCR در کدام پنل اتفاق افتاده است و نهایتاً مقطع بحرانی، در پنل مذکور در نظر گرفته شود. علت استفاده از ترکیب بارهای شامل نیروهای زلزله تشدید یافته آن است که اگر فرض شود تسلیم خمشی دیوار موردنظر به تأخیر افتد و سطح نیروهای زلزله محتمل در دیوار، تا حد Ω_0 برابر، افزایش یابد، DCR فرضی در کدام پنل دیوار بیشتر خواهد بود. البته این نوع نگرش در تحلیل خطی کاملاً فرضی می باشد. چراکه در عملکرد غیر خطی سازه، پس از تسلیم برخی از اعضای مقاوم لرزه ای ساختمان و از جمله برخی دیوارها، روند توزیع نیرو بین سایر اعضای مقاوم لرزه ای و وضعیت توزیع خرابی دچار تغییر گشته که این موضوع می تواند محل مقطع بحرانی را نیز متأثر نماید.

ب) این روش، مبتنی بر بررسی دیاگرام لنگر ناشی از نیروهای زلزله در دیوارها است. مقطعی که متحمل حداکثر لنگر مذکور می شود مقطع بحرانی در نظر گرفته خواهد شد.

ممکن است طراح از روش های دیگری جهت تشخیص محل مقطع بحرانی استفاده نماید. متذکر می گردد هیچ کدام از این روش ها الزاماً قطعیت نداشته و لازم است طراح با کمک گرفتن از روش های پیشنهادی یا هر روش دیگر و نهایتاً قضاوت خود، محل مقطع بحرانی را تعیین نماید.

تذکر: در مواردی که دیوارهای حائل بتن آرمه زیرزمین را داشته باشیم، صرف نظر از آن که تراز پایه در روی شالوده یا بالای دیوارهای حائل قرار می گیرد، محتمل آن است که برای دیوارهایی که در بالای دیوارهای حائل قرار دارند، مقطع بحرانی، پایین ترین مقطع اولین پنل دیوار در روی دیوارهای حائل زیرزمین باشد. در این حالت برای اولین پنل دیوار در روی دیوارهای زیرزمین تا بالاترین طبقه، Pier Label های مشابه تعریف گردد. لیکن باید برای دیوارهای زیرزمین که در امتداد قائم این دیوارها تا شالوده ادامه می یابند، Pier Label هایی متفاوت تعریف شود.

۲- طراحی برشی دیوارهایی که پایین تر از مقطع بحرانی قرار گرفته اند، تحت برش حاصل از رابطه ۹-۲۰-۱۸ انجام شود؛ با این تفاوت که در رابطه مذکور فقط ضریب اضافه مقاومت Ω_v مدنظر قرار گیرد. در این حالت، نیاز به استفاده از ضریب ω_v که مربوط به تشدید برش دینامیکی به دلیل اثر مودهای بالاتر است نمی باشد؛ به عبارتی ضریب ω_v ، برابر ۱/۰ منظور گردد.

۳- موكداً توصیه می‌شود در طبقاتی كه دیوارهای حائل بتن آرمه اجرا و به كف این طبقات متصل می‌گردند، دیافراگم‌ها به صورت نیمه صلب (Semi Rigid) مدل شوند. اگرچه در مواردی كه اثرات رانش معكوس (Backstay Effects) محتمل باشد، مدل سازی دیافراگم طبقات مذکور به صورت نیمه صلب ضرورت دارد.

۴- در مواردی كه در يك تركيب بارگذاری، نیروی محوری ضریب دار دیوار، كششی باشد، به منظور محاسبه V_n باید بر اساس رابطه ۹-۱۳-۲ مبحث ۹ عمل شود و مقدار α_c نیز از رابطه ۹-۱۳-۳ مبحث ۹ (كه همواره كوچكتر از ۰/۱۷ است) تعیین شود. در این حالت، نرم افزار ETABS عملکرد صحیحی نداشته و لازم است کاربر، محاسبات مربوطه را خود انجام دهد.

۵- در طراحی برشی دیوارهای برشی بازشودار (دیوارهای همبند) باید موارد الف و ب به شرح ذیل رعایت گردد:

الف) مطابق بند ۹-۲۰-۷-۶-۱-الف مبحث ۹، در دیوارپایه‌هایی كه در آنها $l_w/b_w > 2.5$ است لازم نیست برش طراحی آنها از Ω_0 برابر برش ناشی از زلزله كه از تحلیل سازه حاصل شده است بیشتر در نظر گرفته شود.

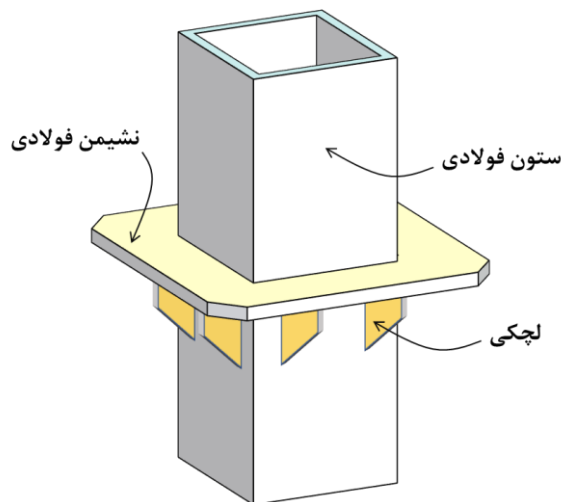
ب) در طراحی برشی تیرهای همبند نباید برش تیرهای مذکور تشدید گردد. توضیح آنكه اگر مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قائم تأمین می‌گردد، طراحی این آرماتورهای برشی مطابق الزامات بند ۹-۲۰-۶-۲ مبحث ۹ و مبتنی بر برش نظیر با لنگر خمشی مقاوم محتمل (M_{pr}) مقطع دو انتهای تیر همبند است و اگر مقاومت برشی تیر همبند از طریق آرماتورهای برشی قطری تأمین می‌گردد، آرماتورهای مذکور بر مبنای حداكثر برش حاصل از تركيبهای بار محاسبه می‌شوند (به پرسش شماره ۲-۱۵ مراجعه شود).

پیوست ۳

راهنمای مدل‌سازی و طراحی دال‌های تخت بتن آرمه بر روی ستون‌های فولادی

پ ۱-۳ کلیات

استفاده از دال تخت بتنی همراه با ستون‌ها و دیوارهای برشی بتن آرمه یکی از سیستم‌های سازه‌ای متداول است که مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، به کارگیری آن تا ارتفاع ۵۰ متر از تراز پایه و در شرایط خاص تا ۷۵ متر از تراز پایه مجاز می‌باشد. ضوابط کلی و نحوه آرماتورگذاری این نوع سقف‌ها نیز در بند ۹-۱۰-۷ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است. لیکن در صورتی که طراح قصد اجرای دال بتنی بر روی ستون‌های فولادی را داشته باشد، ضوابط بند مذکور در مبحث ۹ قادر به پوشش برخی از جزئیات طراحی و اجرای این سیستم نمی‌باشد. در این سیستم، ستون‌های فولادی همراه با نشیمن سخت‌شده فولادی به عنوان تکیه‌گاه دال بتنی در نظر گرفته می‌شود (شکل پ ۱-۳). بین دال و ستون یکپارچگی وجود ندارد.



شکل پ ۱-۳: مثالی از نشیمن فولادی سخت‌شده به عنوان تکیه‌گاه دال بتنی

در مدل‌سازی این سیستم سقف در نرم‌افزارهای SAFE یا ETABS باید مواردی از جمله شرایط تکیه‌گاهی، اتصال دال به نشیمن سخت‌شده فولادی و عدم یکپارچگی دال در محل ستون فولادی به طور صحیح لحاظ شود. در این راهنما، برخی از نکات مدل‌سازی و طراحی این نوع سیستم‌ها ارائه گردیده است.

تذکر: با توجه به اینکه مدارک و مستندات زیادی برای این نوع سیستم وجود ندارد، نکات ارائه شده در این راهنما بر مبنای تجربیات طراحی و اجرایی اعضای این کارگروه بوده که البته اکثر توصیه‌های پیشنهادی در جهت اطمینان ارائه شده است. بدیهی است در صورت انجام آزمایش یا بررسی‌های بیشتر در خصوص این نوع سقف‌ها ممکن است برخی از مطالب ارائه شده نیاز به اصلاح یا تکمیل داشته باشند.

پ ۳-۲ نکات مدل سازی و طراحی

۱- استفاده از این نوع سیستم فقط در زیرزمین هایی که تقریباً در تمامی محیط آنها دیوارهای حائل بتن آرمه اجرا و این سقف ها به دیوارهای مذکور کلاف می شوند توصیه می شود. نظر اعضای این کارگروه آن است که مؤکداً از اجرای چنین سیستمی در طبقات بالای زیرزمین اجتناب گردد.

۲- در صورتی که پس از طراحی سازه در نرم افزار ETABS، طراح قصد دارد طراحی دال را در نرم افزار SAFE انجام دهد لازم است مشخصات فنی و هندسه دال به نرم افزار SAFE منتقل گردد (EXPORT). در این حالت باید سختی ناحیه مشترک دال و ستون فولادی اصلاح شود. توضیح آنکه در نرم افزار SAFE به منظور معرفی سختی ناحیه اتصال دال به ستون، یک دال با ماهیت Stiff و با نام ColStiff در ناحیه مشترک دال و ستون به صورت خودکار ایجاد می شود. لیکن این سختی قابل ملاحظه ناحیه مذکور، در اتصال دال بتنی و ستون فولادی وجود ندارد. بر این اساس و با هدف مدل سازی صحیح شرایط دال در محل ستون فولادی پیشنهاد می گردد ضرایب اصلاح سختی m11، m22، m12، f11، f22 و برای ColStiff مذکور عدد کوچکی نظیر ۰/۰۰۱ معرفی گردد (و یا از طریق دستور Release، سختی خمشی المان Stiff حذف شود). متذکر می گردد هرگاه دالی با ماهیت Stiff بر روی دال دیگری با ماهیت Slab مدل شود نرم افزار فقط دال با ماهیت Stiff را مدنظر قرار داده و دال با ماهیت Slab را در آن محل، نادیده می گیرد. بدین ترتیب با قرار گرفتن ColStiff اصلاح شده به شرح فوق در محل ستون فولادی، عدم وجود دال در محدوده داخلی ستون فولادی به برنامه تفهیم خواهد شد.

تذکر: در صورتی که از نرم افزار ETABS نسخه ۲۰ یا بالاتر استفاده می شود نیاز به طراحی دال در SAFE نبوده و مؤکداً توصیه می شود طراحی دال ها نیز در ETABS انجام شود؛ چرا که نیروهای داخل و خارج صفحه دال و نیز نیروهای انتقالی در دال (در نقش دیافراگم) در ETABS دقیق تر تعیین می شوند. همچنین متذکر می گردد نرم افزار ETABS نسخه ۱۶ قادر به طراحی صحیح دال های مشبک نیست، لیکن این مشکل در ETABS نسخه ۲۰ برطرف گردیده است.

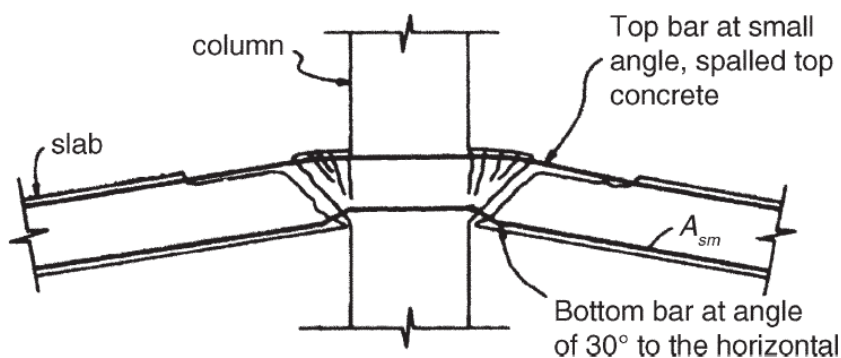
۳- به منظور کنترل تغییر شکل های دال، با توجه به عدم گیرداری اتصال دال به ستون فولادی، ضرایب اصلاح سختی خمشی ستون ها حول هر دو محور اصلی آنها (ضرایب مربوط به I_{22} و I_{33}) عدد کوچکی نظیر ۰/۰۰۱ معرفی شود؛ لیکن نباید ضریب اصلاح سختی خمشی برای دال معرفی گردد (غیر از ضرایب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع تو خالی در دال های مجوف دو پوش، در صورت استفاده از این نوع دال). همچنین نظر به آنکه پس از ارسال دال به SAFE، ستون های فولادی به صورت یک ستون تو پُر به ابعاد ستون فولادی نظیر و با مدول الاستیسیته فولاد معرفی می شوند باید سختی محوری این ستون ها نیز اصلاح گردد (به عنوان مثال، یک ستون فولادی با مقطع قوطی به یک ستون تو پُر فولادی تبدیل می شود و لذا لازم است ضریب اصلاح سختی محوری آن در SAFE برابر با نسبت سطح مقطع واقعی ستون مذکور به سطح مقطع حالت تو پُر شده آن معرفی گردد).

۴- به منظور طراحی آرماتورهای دال، ضریبی جهت اصلاح سختی خمشی ستون های فولادی معرفی نشود؛ لیکن ضریب اصلاح سختی خمشی دال ها برابر با ۰/۲۵ یا بر مبنای جدول ۹-۶-۲-ب

مبحث ۹ معرفی گردد. در صورت استفاده از دال های مجوف دو پوش باید اثر ضرایب تبدیل مقطع تو پُر به مقطع تو خالی نیز در نظر گرفته شود.

۵- به منظور محاسبه برش سوراخ کننده (پانچ)، همانند ستون های دارای سرستون عمل شود. ابعاد لازم جهت محاسبه محیط پانچ، برابر با ابعاد نشیمن فولادی معرفی شود (نرم افزار به طور پیش فرض در محاسبه محیط پانچ، ابعاد ستون را مبنا قرار می دهد). توصیه می شود جهت جلوگیری از پانچ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز، بدون توجه به میزان تغییر مکان های جانبی نسبی طبقات یا مقدار نیروی برشی، رابطه $V_s > 0.29\sqrt{f'_c}$ را ا قناع نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه یابند.

۶- در سیستم دال-ستون چنانچه تمهیداتی جهت تأمین ظرفیت پس از پانچ پیش بینی نشده باشد، خرابی یک اتصال ممکن است منجر به وقوع خرابی پیش رونده و بعضاً فروریزش کل سازه شود. لذا تأمین ظرفیت پس از پانچ حائز اهمیت فراوان است. اگرچه آرماتورهای برشی دال (در صورت وجود) می توانند با ایجاد مقاومت محدود پس از پانچ، در جلوگیری از خرابی پیش رونده مؤثر باشند، لیکن استفاده از آرماتورهای تحتانی دال (که از مخروط شکست عبور می کنند) برای این منظور مؤثرترند. لازم به ذکر است آرماتورهای فوقانی دال به دلیل ناچیز بودن پوشش بتن، تأثیر چندانی در تأمین ظرفیت پس از پانچ ندارند و باید از طریق تعبیه آرماتورهای تحتانی، ظرفیت پس از پانچ کافی تأمین گردد (شکل پ ۳-۲).



شکل پ ۳-۲: وضعیت اتصال در هنگام گسیختگی پانچ در سازه های بتنی

بنا بر توضیحات فوق توصیه می شود مطابق رابطه ارائه شده در استاندارد ACI 352.1R-11، آرماتور تحتانی، حداقل به مقدار حاصل از رابطه پ ۳-۱ در دال تعبیه شود.

$$A_{sm} = \frac{0.5 w_u l_1 l_2}{\phi f_y} \quad (\text{رابطه پ ۳-۱})$$

در رابطه فوق:

A_{sm} : حداقل آرماتور تحتانی دال که باید به صورت پیوسته در محل اتصال اجرا شود، بر حسب mm^2

w_u : بار گسترده یکنواخت ضریب دار کف بر حسب N/mm^2 . مقدار این بار نباید کمتر از دو برابر بار مرده کف در نظر گرفته شود؛

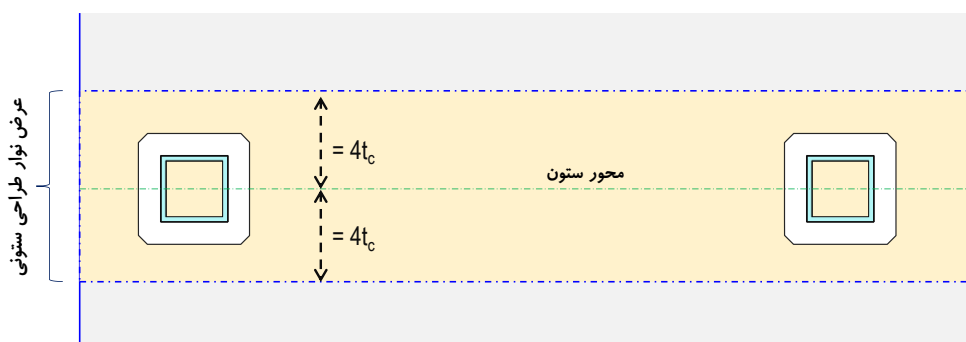
ϕ : ضریبی که مقدار آن برابر با ۰/۹ در نظر گرفته می شود؛

l_1 و l_2 : طول دهانه‌های طرفین ستون در یک امتداد که به صورت محور تا محور، برحسب mm تعیین می‌شوند؛

f_y : تنش تسلیم آرماتورهای موردنظر، برحسب N/mm^2 .

در ستون‌های فولادی که با براکت (نشیمن سخت‌شده) اجرا می‌شوند می‌توان بر مبنای ضابطه بند 8.9 استاندارد ACI318-19، آرماتورهای انسجام (A_{sm}) را به جای هسته ستون از روی براکت‌ها عبور داد. لازم به ذکر است این آرماتورها باید در هر دو جهت پیوسته باشند و در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

۷- عرض نوارهای طراحی نباید مانند نوارهای ستونی و میانی در سازه‌های بتنی معرفی شود. در این حالت، عرض نوار ستونی در هر سمت محور ستون فولادی، برابر با $4t_c$ در نظر گرفته شود (شکل پ ۳-۳). t_c ضخامت دال توپُر در هر طرف مرکز ستون است و در دال‌های مجوف، اعم از یک پوش و دو پوش نیز برابر ضخامت نواحی توپُر مجاور ستون‌ها می‌باشد. بر همین اساس، عرض نوارهای میانی نیز تعیین خواهد شد.



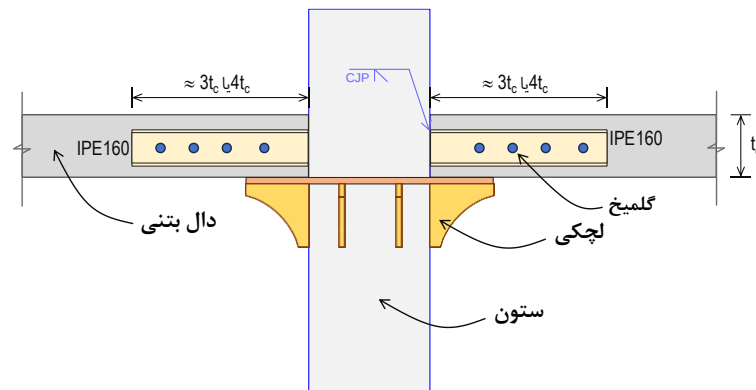
شکل پ ۳-۳: عرض نوار طراحی؛ نوار ستونی

پ ۳-۲-۱ نکات تکمیلی

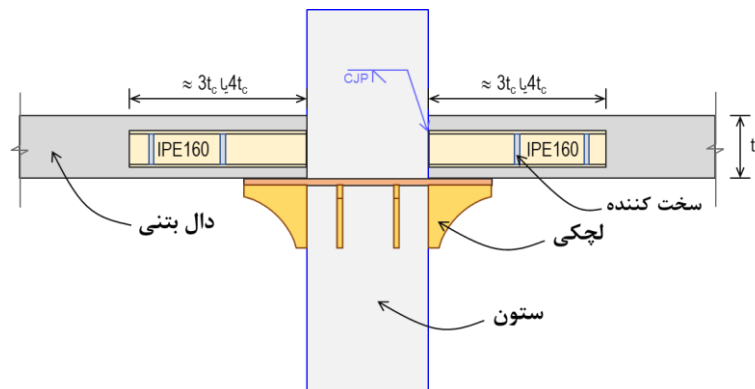
۱- در هر وجه ستون که دال بتنی وجود دارد بر مبنای ضخامت دال از یک یا دو پروفیل نوردشده (IPE16,18,..) یا از مقاطع ساخته‌شده از ورق به طول حدود ۳ تا ۴ برابر ضخامت دال استفاده شود که با جوش نفوذی کامل (CJP) به ستون جوش می‌شوند (شکل پ ۳-۴). بدین منظور، استفاده از اتصال پیچی که قادر به انتقال نیروی نظیر با مقاومت محوری اسمی تیر باشد نیز بلامانع است. توصیه می‌شود در طرفین جان این تیرهای فولادی از برشگیر به صورت گل‌میخ (شکل پ ۳-۴ الف)، ناودانی یا از ورق‌های سخت‌کننده (شکل پ ۳-۴ ب) استفاده شود. دلیل اصلی اجرای این تیرهای فولادی، ایجاد یکپارچگی بین دال بتنی و ستون فولادی است تا به نوعی نقش ضوابط بندهای ۹-۱۰-۷-۳-۶-ب و پ مبحث ۹ در سازه‌های بتنی (که باید حداقل دو آرماتور زیرین از هسته مرکزی ستون بتنی عبور کند) برای این نوع سقف‌ها تأمین گردد.

۲- یکی از روش‌های طراحی ورق نشیمن آن است که همانند یک کف‌ستون وارونه در نظر گرفته شود. سخت‌کننده‌هایی که در زیر نشیمن فولادی جوش می‌شوند، سطح ورق یا کف‌ستون معادل را به نواحی دو، سه یا چهارطرف اتکا تقسیم می‌کنند و لذا همان روابطی که در طراحی کف‌ستون‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد در این حالت نیز مصداق می‌یابد (روابط مربوط به طراحی

ضخامت کف‌ستون و ضخامت و ارتفاع سخت‌کننده‌ها). در این حالت جهت محاسبه تنش فشاری ایجادشده بر روی ورق نشیمن با توجه به پخش‌زدن گوشه‌های ورق مذکور، به‌طور محافظه‌کارانه از مساحت ناحیه هاشورخورده در شکل پ ۳-۵ استفاده شود. همچنین جهت طراحی ورق نشیمن می‌توان از روابط مربوط به طراحی اتصال مفصلی از نوع نشیمن سخت‌شده نیز استفاده نمود.

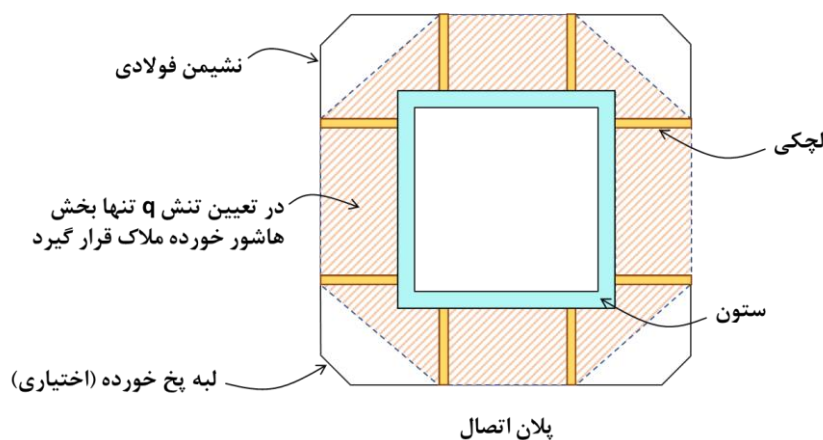


(الف): استفاده از برش‌گیرها در جان تیر



(ب): استفاده از سخت‌کننده‌ها در جان تیر

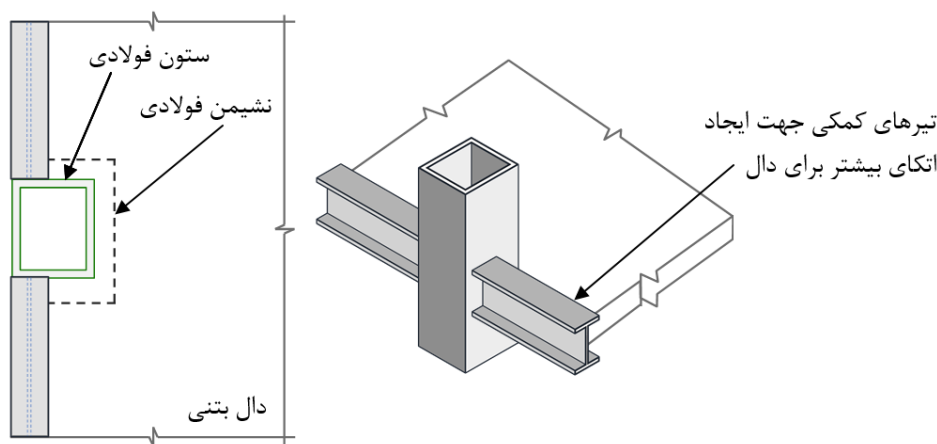
شکل پ ۳-۴: نمای اتصال مربوط به اجرای تیر فولادی در طرفین ستون فولادی به‌منظور ایجاد یکپارچگی بین دال بتنی و ستون فولادی



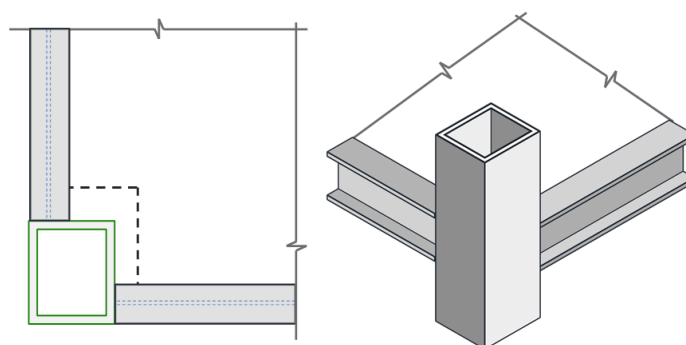
شکل پ ۳-۵: نمای ورق نشیمن و سخت‌کننده‌های زیر آن

۳- در صورتی که دال بتنی صرفاً از دو یا سه طرف به ستون فولادی متصل می‌شود مؤکداً توصیه

می‌گردد در جوهی از ستون فولادی که دال به آن متصل است از دیوار بتنی یا تیر فولادی استفاده شود (شکل پ ۳-۶). این حالت ممکن است برای ستون‌های اطراف دستگاه پله، آسانسور، رمپ‌ها و ... رخ دهد.



(الف): حالتی که دال از سه طرف به ستون فولادی متصل است



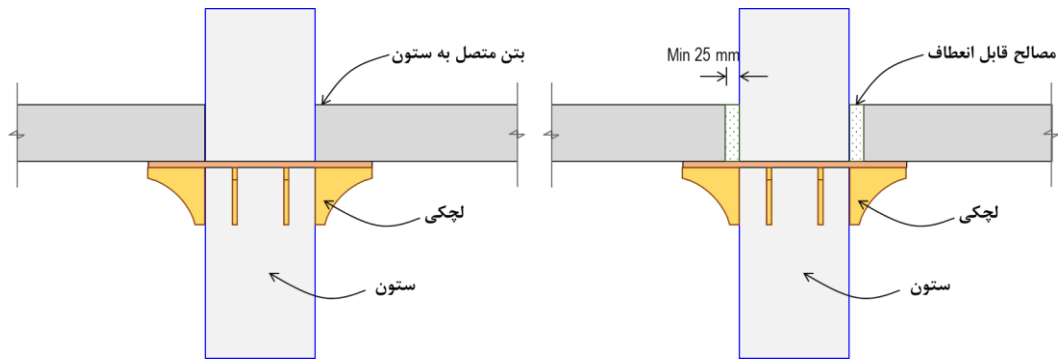
(ب): حالتی که دال از دو طرف به ستون فولادی متصل است

شکل پ ۳-۶: حالت‌هایی که دال بتنی صرفاً از دو یا سه طرف به ستون فولادی متصل می‌شود

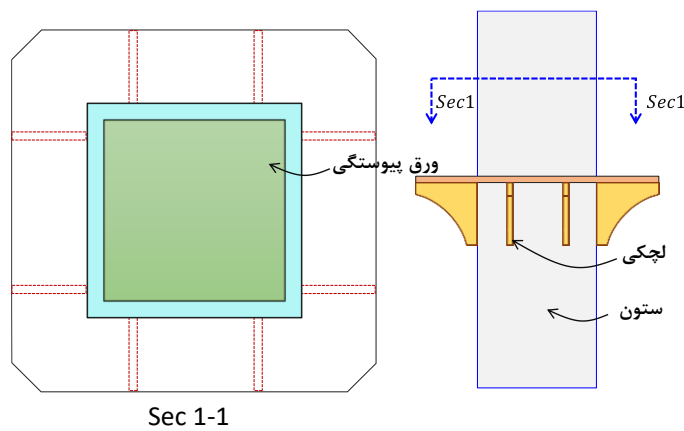
۴- در خصوص اتصال دال بتنی به بال‌های ستون فولادی، نظراتی به شرح ذیل وجود دارد:

۱) قراردادن یونولیت به ضخامت حداقل $\frac{2}{5}$ سانتی‌متر در حد فاصل دال بتنی و بال ستون به منظور عدم پیوستگی بین دال و ستون. در این حالت باید طراح، مسیر انتقال نیروها از دال به ستون و برعکس را مشخص و برای آن، راه‌کار مناسبی در نظر گیرد (شکل پ ۳-۷-الف).
 ۲) بین دال بتنی و بال ستون فولادی هیچ فاصله‌ای ایجاد نشود (در تماس با یکدیگر باشند؛ شکل پ ۳-۷-ب). هدف از این کار، جلوگیری از انتقال نیروهای افقی ایجاد شده در دال (در نقش دیافراگم) به ستون‌ها به‌ویژه در تراز تغییر سیستم فوقانی و تحتانی است. این نیروها باید توسط توزیع‌کننده‌های دیافراگم (Distributors) به دیوارهای برشی و دیوارهای پیرامونی انتقال یابد.

۵- با هدف جلوگیری از تغییر شکل و اعوجاج مقطع ستون توصیه می‌شود در داخل ستون و در مجاورت نشیمن از سخت‌کننده‌های افقی استفاده شود. همچنین می‌توان از ورق‌هایی مشابه ورق پیوستگی استفاده نمود. اتصال این ورق‌ها به جدار داخلی مقطع ستون می‌تواند از طریق جوش گوشه اجرا شود.



(الف): عدم اتصال دال بتنی به ستون فولادی (ب): دال بتنی متصل به ستون فولادی
 شکل پ ۳-۷: اجرای دال بتنی در دو حالت تماس و عدم تماس دال با ستون فولادی



شکل پ ۳-۸: اجرای ورق یا ورق‌های سخت‌کننده افقی در داخل ستون فولادی (با مقطع قوطی) در تراز ورق نشیمن

پیوست ۴

بررسی نیاز به المان مرزی و محاسبه عمق تار خنثی پلاستیک مقطع دیوارهای برشی بتن آرمه در نرم افزار

پ ۴-۱ کلیات و معرفی المان مرزی

ناحیه‌ای در امتداد لبه دیوار و لبه بازشوها که توسط آرماتورهای طولی و عرضی تقویت می‌شود. هنگامی که ترکیب اثر بارهای ثقلی و لرزه‌ای، موجب وقوع تلاش‌های فشاری قابل ملاحظه در لبه‌های دیوار می‌شود، ACI318 و مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان، اجرای المان مرزی ویژه را الزام می‌دارند. بدین صورت که با اجرای آرماتورهای عرضی با فواصل اندک و ایجاد محصورشدگی در این نواحی، ظرفیت تحمل کرنش‌های فشاری بتن افزایش داده شده و از کماتش آرماتورهای طولی دیوار جلوگیری می‌شود.

به منظور بررسی نیاز به اجرای المان مرزی ویژه، دو روش در آیین‌نامه‌های مذکور ارائه گردیده است که در بند پ ۴-۲ به معرفی آنها خواهیم پرداخت.

تذکر ۱: در دیوارهایی که امکان بررسی نیاز به المان مرزی ویژه بر اساس هر دو روش مذکور در بندهای پ ۴-۲-۱ و پ ۴-۲-۲ وجود دارد، اگر یکی از این دو روش، الزام اجرای المان مرزی ویژه را منتفی بداند نیاز به اجرای آن نخواهد بود.

تذکر ۲: نکات و ضوابط مورد اشاره در بند پ ۴-۲ صرفاً بخشی از ضوابط مربوط به اجرای المان مرزی در دیوارهای برشی بوده، لازم است ضوابط بند ۹-۲۰-۴-۷-۴ مبحث ۹ به طور کامل توسط طراح، بررسی و رعایت گردد.

پ ۴-۲ روش‌های بررسی نیاز به اجرای المان مرزی ویژه

پ ۴-۲-۱ روش مبتنی بر جابجایی (*Displacement-based Approach*): در این روش، بررسی نیاز به اجرای المان مرزی ویژه مبتنی بر میزان کرنش بتن مقطع دیوار در شرایطی است که دیوار تا حد قابل انتظار، دچار تغییر مکان جانبی شده است. هنگامی که تغییر مکان جانبی در بالاترین مقطع دیوار نسبت به مقطع بحرانی (مقطع محتمل به تشکیل مفصل پلاستیک در دیوار) به $1/5$ برابر تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی خود (δ_u) می‌رسد، اگر کرنش در دورترین تار فشاری بتن مقطع از یک حد کنترل کننده فراتر رود لازم است برای آن دیوار، المان مرزی ویژه اجرا شود. به منظور بررسی این موضوع، مبحث ۹ در بند ۹-۲۰-۴-۷-۲-۴ الف مقرر می‌دارد اگر رابطه پ ۴-۱ برقرار باشد، المان مرزی ویژه مورد نیاز خواهد بود. مقطع بحرانی دیوارها در بند پ ۴-۲ (۱) پیوست ۲ معرفی شده است.

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \quad (\text{پ ۴-۱})$$

در رابطه پ ۴-۱:

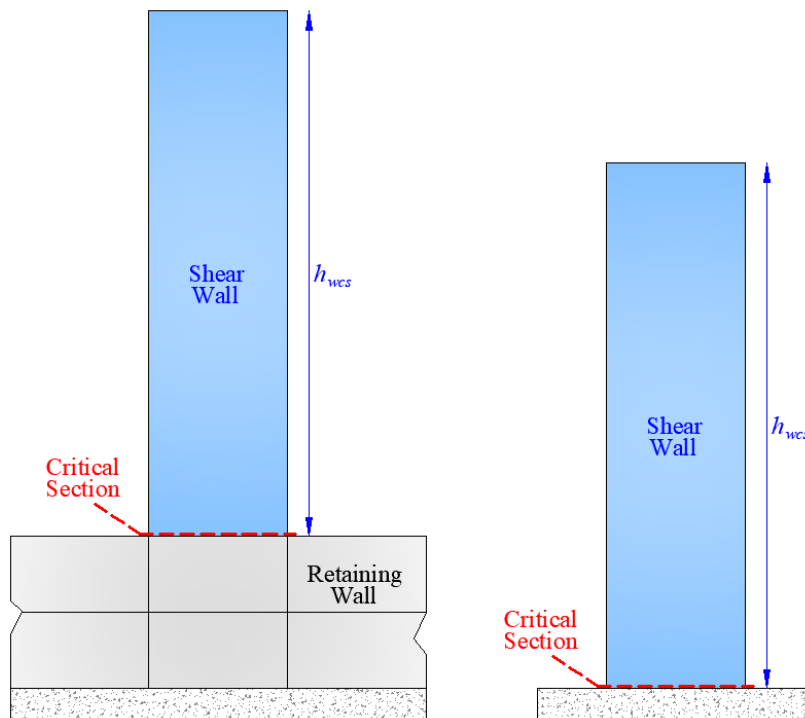
c : بزرگترین فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری در مقطع بحرانی دیوار که تحت نیروی محوری

ضریب دار و مقاومت خمشی اسمی مقطع، نظیر با امتدادی که δ_u تعیین شده است محاسبه می شود؛ δ_u : تغییرمکان جانبی طرح در در بالاترین مقطع دیوار نسبت به مقطع بحرانی که از حاصل ضرب تغییرمکان جانبی ارتجاعی بالاترین مقطع دیوار (نسبت به مقطع بحرانی) در ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی (C_d) تعیین می گردد؛

l_w : طول کامل مقطع افقی دیوار شامل نواحی پهن شده دو انتها در صورت وجود؛

h_{wcs} : ارتفاع دیوار از مقطع بحرانی تا بالاترین مقطع دیوار (شکل پ ۴-۱).

در رابطه پ ۴-۱ مقدار δ_u/h_{wcs} نباید کمتر از ۰/۰۰۵ در نظر گرفته شود.



(الف): دیوار برشی بر روی شالوده، بدون دیوار حائل (ب): حالتی که دیوارهای حائل نیز وجود دارند

شکل پ ۴-۱: معرفی h_{wcs} دیوارهای برشی

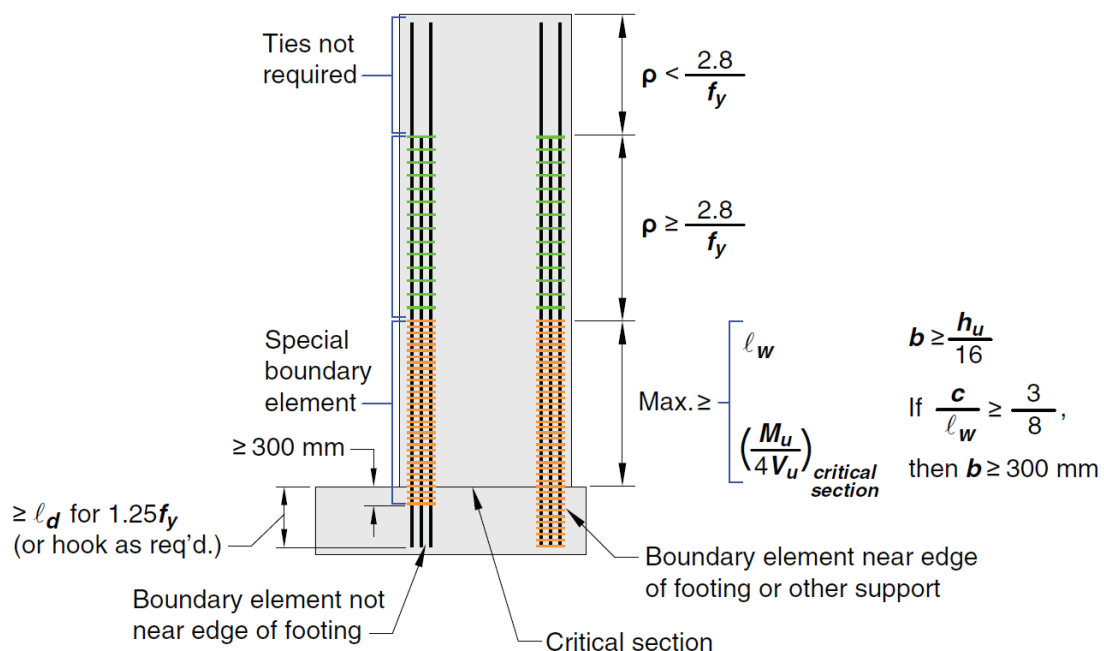
تذکر ۱: مقادیر δ_u و C در رابطه پ ۴-۱ باید مربوط به یک ترکیب بار واحد باشند؛ به عبارتی مقدار C باید تحت نیروی محوری حاصل از همان ترکیب باری محاسبه شود که δ_u نیز تحت همان ترکیب بار تعیین شده است. همچنین در صورتی که دیوار، نیاز به المان مرزی ویژه داشته باشد لازم است جهت تعیین طول افقی المان مرزی در مقطع دیوار، بزرگترین C در بین تمامی ترکیب بارهایی که طبق رابطه پ ۴-۱، دیوار را ملزم به اجرای المان مرزی ویژه نموده اند مبنای کار قرار گیرد. با توجه به تعدد ترکیب های بارگذاری و نیز تعداد دیوارها، بررسی نیاز به المان مرزی ویژه تحت تمامی ترکیب بارهایی که نیروی زلزله غالب آنها در امتداد دیوار مورد نظر است مستلزم محاسبه δ_u و C تحت تمامی ترکیب بارهای مذکور بوده که این موضوع بسیار وقت گیر خواهد بود؛ به ویژه آنکه نرم افزار در محاسبه خود کار C مشکلاتی دارد که لازم است طراح با انجام اقدامات و ترفندهایی، مقدار C را تعیین نماید و بعضاً این اقدامات نیز زمان بر است (روش های محاسبه C در بند پ ۴-۵ به تفصیل ارائه شده است). بر این اساس و به منظور تسریع و تسهیل کار و البته در جهت اطمینان می توان بزرگترین مقدار δ_u و نیز بزرگترین مقدار P_u (که بیشترین C را ایجاد می نماید) در بین ترکیب بارهایی که زلزله

غالب آنها در امتداد دیوار موردنظر است، ولو آنکه مربوط به یک ترکیب بار واحد نباشند، تعیین و در روند محاسبات، مورد استفاده قرار گیرند.

بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ مبحث ۹ مقرر می دارد استفاده از این روش صرفاً در دیوارها یا دیوار پایه هایی که در آنها شرط $h_{wcs}/l_w \geq 2$ برقرار بوده، دیوار از شالوده تا بالاترین مقطع خود به طور پیوسته ادامه دارد و صرفاً دارای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری است قابل استفاده می باشد. دیوارهای با $h_{wcs}/l_w \geq 2$ که اصطلاحاً دیوارهای لاغر محسوب می شوند عملاً همانند یک طره خمشی عمل نموده، مود رفتار غیرارتجاعی مطلوب در آنها تسلیم خمشی شکل پذیر است.

تذکر ۲: استفاده از روش مبتنی بر تغییر مکان نسبت به روش مشروح در بند پ ۴-۲-۲ (روش مبتنی بر تنش) که در ادامه به معرفی آن می پردازیم مبنای علمی مناسب تری داشته، توصیه می شود برای دیوارهایی که شرایط استفاده از روش مبتنی بر تغییر مکان را مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴-۲ مبحث ۹ احراز می نمایند بررسی نیاز به المان مرزی ویژه بر مبنای روش مبتنی بر تغییر مکان و رابطه پ ۴-۱ انجام شود.

در صورت نیاز به المان مرزی ویژه لازم است این المان مرزی به صورت افقی به اندازه بیشترین دو مقدار $0.5c$ و $c - 0.1l_w$ از دورترین تار فشاری مقطع به سمت مرکز مقطع دیوار ادامه یابد. المان مرزی ویژه باید در امتداد قائم (در ارتفاع دیوار) در بالا و پایین مقطع بحرانی مطابق بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ ب و ۹-۲۰-۷-۴-۴ د مبحث ۹ ادامه یابد (شکل پ ۴-۲). مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۵ الف مبحث ۹، در مقطعی از دیوار که نیاز به المان مرزی ویژه نمی باشد، لیکن نسبت آرماتورهای طولی ناحیه مرزی دیوار از $2.8/f_y$ بیشتر است باید آرماتورهای عرضی ناحیه مرزی، ضوابط بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۳ الف تا ۹-۲۰-۷-۴-۳ ج مبحث ۹ را ا قناع نمایند. فواصل این آرماتورهای عرضی نیز باید مطابق جدول ۹-۲۰-۷-۳ مبحث ۹ در نظر گرفته شود (جهت سهولت در بیان مطالب، این حالت از اجرای آرماتورهای عرضی در نواحی مرزی دیوارها را اصطلاحاً المان مرزی غیر ویژه می نامیم).



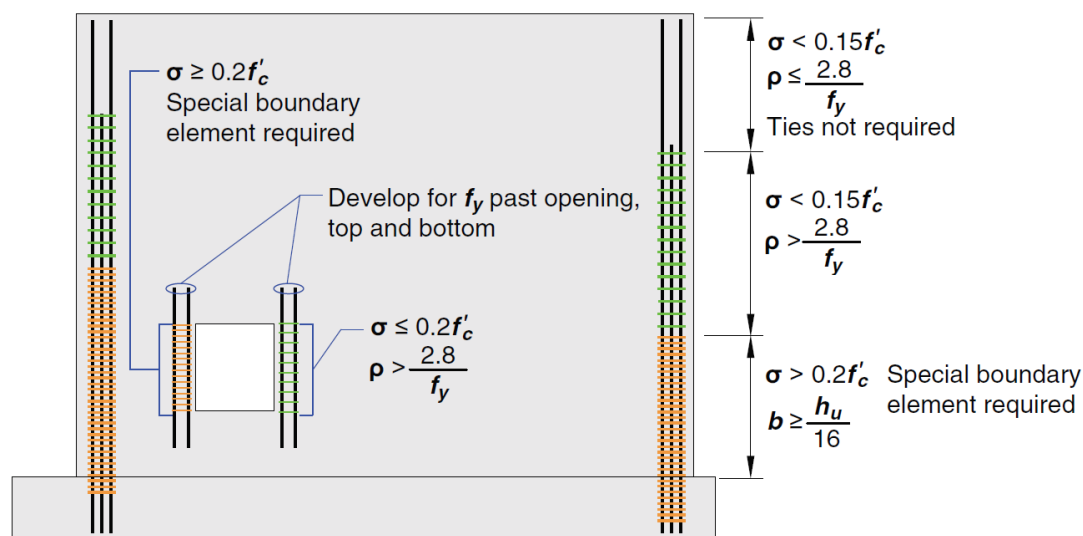
شکل پ ۴-۲: جزئیات اجرای المان مرزی ویژه و غیر ویژه دیوارهای برشی در بررسی به روش مبتنی بر تغییر مکان

تذکر ۳: در ارتفاعی از دیوار که لازم است المان مرزی اجرا شود، طول افقی المان مرزی در مقطع دیوار ثابت بوده و تغییر نمی‌کند.

پ ۲-۲-۴ روش مبتنی بر تنش: این روش مشابه روشی است که پیش‌تر در ACI318-95 نیز ابلاغ گردیده بود. با توجه به محافظه‌کارانه بودن این روش و البته عدم امکان استفاده از روش مبتنی بر جابجایی برای برخی از دیوارها، روش مبتنی بر تنش کماکان در ACI318-19 و مبحث ۹ جهت بررسی نیاز به اجرای المان مرزی ویژه ارائه شده است. استفاده از این روش برای تمامی دیوارها مجاز است، لیکن همان‌طور که پیش‌تر نیز عنوان گردید، برای دیوارهایی که شرایط استفاده از روش مبتنی بر تغییرمکان را احراز می‌نمایند توصیه می‌شود بررسی نیاز به المان مرزی ویژه بر مبنای آن روش انجام شود و استفاده از روش مبتنی بر تنش صرفاً به دیوارهایی محدود شود که مجاز به استفاده از روش مبتنی بر تغییرمکان نمی‌باشند (نظیر دیوارهای دارای بازشوهای نامنظم).

مبحث ۹ در بند ۹-۲۰-۷-۴-۳، ضابطه استفاده از روش مبتنی بر تنش را ارائه نموده است. مطابق ضابطه بند مذکور، در مواردی که تنش فشاری در دورترین تار فشاری بتن مقطع دیوار، تحت اثر ترکیب بارهای ضریب‌دار شامل اثرات زلزله، از $0.2f'_c$ بیشتر باشد باید المان مرزی ویژه اجرا گردد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می‌شود.

در صورتی که بر مبنای این روش، نیاز به المان مرزی ویژه باشد باید عیناً مشابه روش مبتنی بر تغییرمکان، این المان مرزی به صورت افقی به اندازه بیشترین دو مقدار $0.1l_w - c$ و $0.5c$ از دورترین تار فشاری مقطع به سمت مرکز مقطع دیوار ادامه یابد (c باید برای مقطع بحرانی دیوار محاسبه شود)، لیکن اجرای المان مرزی ویژه در امتداد قائم در این روش متفاوت از روش مبتنی بر تغییرمکان است. بدین صورت که اگر بر اساس این روش، نیاز به المان مرزی ویژه باشد باید المان مرزی ویژه در امتداد قائم و در راستای ارتفاع دیوار تا مقطعی که در آن حداکثر تنش فشاری بتن، برابر یا بیش از $0.15f'_c$ است ادامه یابد. همچنین در خصوص ادامه یافتن اجرای المان مرزی ویژه در تکیه‌گاه دیوار لازم است ضابطه بند ۹-۲۰-۷-۴-۴-د مبحث ۹ رعایت شود (شکل پ ۴-۳).



شکل پ ۴-۳: جزئیات اجرای المان مرزی ویژه و غیر ویژه دیوارهای برشی در روش مبتنی بر تنش

در صورت استفاده از این روش نیز باید مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۵-الف مبحث ۹، در مقاطعی از دیوار که نیاز به المان مرزی ویژه نمی باشد لیکن نسبت آرماتورهای طولی ناحیه مرزی دیوار از $2.8/f_y$ بیشتر است، آرماتورهای عرضی ناحیه مرزی، ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲-الف تا ث مبحث ۹ را اقلان نمایند. فواصل این آرماتورهای عرضی نیز باید مطابق جدول ۹-۲۰-۳ آن مبحث در نظر گرفته شود (المان مرزی غیر ویژه).

تذکر: در ارتفاعی از دیوار که لازم است المان مرزی اجرا شود، طول افقی المان مرزی در مقطع دیوار ثابت بوده و تغییر نمی کند.

پ ۴-۳ خطاها و اشکالات نرم افزار ETABS در محاسبات المان مرزی ویژه

۱- نرم افزار ETABS در روش مبتنی بر تغییر مکان، بررسی نیاز به المان مرزی ویژه را برای دیوار در هر طبقه به طور مستقل انجام می دهد؛ در حالی که این بررسی باید صرفاً در محل مقطع بحرانی دیوار انجام شود.

۲- در روش مبتنی بر تغییر مکان، نرم افزار در استفاده از رابطه پ ۴-۱، مقدار h_{wcs} را به جای ارتفاع کل دیوار از مقطع بحرانی تا بالاترین مقطع دیوار، برابر ارتفاع طبقه (از طبقه تحتانی) در نظر می گیرد و لذا نتیجه بررسی بر مبنای رابطه مذکور در خصوص نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی ویژه، نادرست خواهد بود. نرم افزار مقدار δ_{II} را نیز در رابطه مذکور برای هر طبقه برابر با تغییر مکان جانبی نسبی همان طبقه در نظر می گیرد؛ حال آنکه مطابق ضوابط آیین نامه، تغییر مکان جانبی مذکور باید برای بالاترین مقطع دیوار نسبت به مقطع بحرانی محاسبه شود (آیین نامه در این بررسی، کل دیوار را از مقطع بحرانی تا بالاترین طبقه به صورت یک عضو واحد در نظر می گیرد).

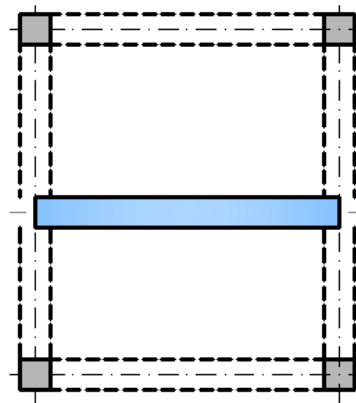
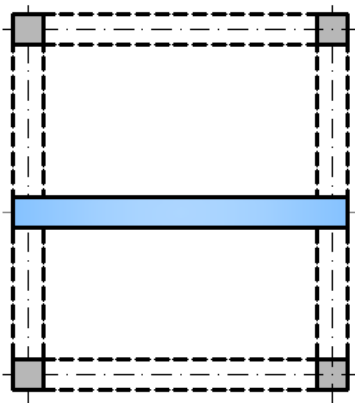
۳- مطابق ضوابط آیین نامه در استفاده از روش مبتنی بر تنش، هرگاه تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار، تحت اثر ترکیب بارهای ضریب دار شامل اثرات زلزله، از $0.2 f'_c$ بیشتر باشد باید المان مرزی ویژه اجرا گردد؛ لیکن نرم افزار ETABS، هرگاه تنش فشاری حداکثر، بیش از $0.15 f'_c$ باشد نیاز به المان مرزی ویژه را گزارش می کند. بدین ترتیب ممکن است در حالی که نیاز به المان مرزی ویژه نمی باشد، برنامه به صورت محافظه کارانه، نیاز به اجرای آن را اعلام نماید.

۴- نرم افزار ETABS در دیوارهای دارای ستون های مرزی در دو انتها (دیوارهای دمبلی) وجود اعضای خطی را نادیده می گیرد؛ به عبارتی فقط نیروهای اجزای Shell را در محاسبات خود منظور نموده و طول دیوار را نیز برابر طول جزء Shell لحاظ می نماید. ETABS همچنین در استفاده از روش مبتنی بر تنش، حداکثر تنش فشاری ایجاد شده در دیوار را در انتهای اجزای Shell بررسی می کند. لذا در صورت وجود ستون های مرزی در دو انتهای دیوار، اگر ستون های مرزی از طریق اعضای خطی مدل شده باشند محاسبات مذکور در نرم افزار خصوصاً برای دیوارهای فشار-کنترل ممکن است دارای خطاهای قابل توجهی در خلاف اطمینان باشد.

۵- در روش مبتنی بر تغییر مکان به منظور بررسی نیاز به المان مرزی ویژه بر اساس رابطه پ ۴-۱ و نیز در هر دو روش در صورت نیاز به المان مرزی ویژه، تعیین طول افقی المان مرزی ویژه مبتنی

بر مقدار c است. ETABS در تمامی نسخه‌های خود، محاسبه c برای دیوارهای بال‌دار (سه بعدی) را نادرست انجام می‌دهد و در محاسبه c برای دیوارهای دو بعدی نیز اشکالاتی وجود دارد که جهت برطرف شدن آن، تمهیداتی موردنیاز است (که در بند پ ۴-۵ به آن اشاره خواهد شد).

۶- در دیوارهای فاقد ستون‌های مرزی، مدل‌سازی دیوار با طولی برابر با فاصله آکس‌های طرفین (شکل پ ۴-۴ الف) موجب خطا در تعیین مقدار نیروهای داخلی دیوار، خطا در محاسبه ظرفیت‌های باربری دیوار و نیز خطا در محاسبه c خواهد شد. لذا لازم است دیوار با طول حقیقی (طول دقیق اجرایی) خود مدل شود (شکل پ ۴-۴ ب)؛ البته این مورد جزء خطاهای نرم‌افزار محسوب نشده و موضوعی است که باید طراح به آن توجه داشته باشد.



(ب): مدل‌سازی دیوار نظیر با طول اجرایی

(الف): مدل‌سازی طول دیوار، محدود به آکس‌های طرفین

شکل پ ۴-۴: ترسیم طول دیوارهای برشی در مدل‌سازی

بنابراین استفاده از هریک از روش‌های بررسی نیاز به المان مرزی ویژه مستلزم انجام اقداماتی از سوی طراح است تا نتیجه صحیح حاصل گردد. بند پ ۴-۴ به بیان این اقدامات پرداخته است.

پ ۴-۴ اقدامات لازم جهت تصحیح انجام محاسبات المان مرزی ویژه در نرم‌افزار

۱- در صورتی که طراح قصد دارد بررسی نیاز به المان مرزی ویژه را بر مبنای روش مبتنی بر تغییرمکان و رابطه پ ۴-۱ انجام دهد باید تغییرمکان جانبی یکی از گره‌های موجود در بالاترین مقطع دیوار موردنظر را نسبت به مقطع بحرانی از نرم‌افزار دریافت و از حاصل ضرب این تغییرمکان در ضریب بزرگ‌نمایی C_d ، مقدار δ_u را محاسبه نماید. مقدار h_{wcs} نیز به سادگی قابل تعیین است. در ادامه باید مقدار c در مقطع بحرانی تعیین شود که در بند پ ۴-۵، چگونگی محاسبه آن در دیوارهای دو و سه بعدی به تفصیل بیان گردیده است. نهایتاً با معلوم شدن مقادیر δ_u ، h_{wcs} و c می‌توان رابطه پ ۴-۱ و نیاز به اجرای المان مرزی ویژه را بررسی نمود.

۲- در صورتی که طراح قصد دارد بررسی نیاز به المان مرزی ویژه را بر مبنای روش مبتنی بر تنش انجام دهد به منظور محاسبه حداکثر تنش ایجادشده در دیوار و مقایسه آن با $0.2f'_c$ نیاز به محاسبه جداگانه تنش توسط طراح نمی‌باشد. کافی است هنگام نمایش نتایج طراحی دیوارها، بر روی دیوار موردنظر کلیک راست شود تا در پنجره ارائه جزئیات طراحی دیوار، مقدار تنش حداکثر در ستون اطلاعاتی Stress Comp نمایش داده می‌شود. همچنین در صورتی که دیوار نیاز

به المان مرزی ویژه داشته باشد، به همین منوال می‌توان مقایسه تنش حداکثر با $0.15 f'_c$ جهت تعیین ارتفاعی از دیوار که باید المان مرزی ویژه تا آنجا ادامه یابد انجام شود.

۳- به منظور برطرف نمودن خطای موضوع شماره ۴ بند پ ۳-۴ باید از مدل اصلی سازه یک کپی تهیه شود و در فایل کپی، ستون‌های مرزی دو انتهای دیوار از طریق المان Shell مدل شوند.

پ ۴-۵ روش محاسبه حداکثر عمق تار خنثی مقطع دیوار، c

پ ۴-۵-۱ محاسبه خودکار نرم‌افزار

پ ۴-۵-۱-۱ دیوارهای صفحه‌ای (دو بعدی)

ETABS قادر است برای دیوارهای دو بعدی مقدار c را محاسبه نماید؛ گرچه همان‌طور که در بند پ ۴-۴ (۳) نیز عنوان گردید، در صورت وجود ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار و مدل کردن آنها از طریق اعضای خطی، نرم‌افزار در برخی محاسبات از جمله در محاسبه c نادرست عمل می‌کند. بنابراین در صورت وجود ستون‌های مرزی در دو انتهای دیوار باید جهت محاسبه c به یکی از دو روش زیر عمل نمود:

۱) از مدل اصلی سازه یک کپی تهیه شود و در فایل کپی، ستون‌های مرزی دو انتهای دیوار نیز از طریق المان Shell مدل شوند. با اجرای دستور تحلیل و سپس اجرای دستور طراحی دیوار، هنگامی که نتایج طراحی دیوارها نمایش داده می‌شود با کلیک راست بر روی پنلی از دیوار که مقطع بحرانی در آن قرار گرفته است، مقدار c در پنجره نمایش جزئیات طراحی، در ستون اطلاعاتی C Depth ارائه خواهد شد. متذکر می‌گردد مقطع موردنظر دیوار، همراه با جزئیات آرماتورهای طولی آن باید در Section Designer ایجاد و به دیوار تخصیص یافته باشد.

تذکر: هنگامی که ستون‌های مرزی دو انتهای دیوار از طریق المان Shell مدل می‌شوند باید نکات مربوط به نحوه اتصال تیرهای طرفین به دیوار مدنظر قرار گیرد.

۲) از روش مشروح در بند پ ۴-۵-۱-۲ استفاده شود. این روش ساده‌تر بوده و لذا استفاده از آن پیشنهاد می‌گردد.

پ ۴-۵-۱-۲ دیوارهای بال‌دار (سه بعدی)

برای دیوارهای سه بعدی که طبعاً دارای بیش از یک ساق (leg) هستند اگر ساق‌ها دارای برچسب‌های (Label) مشابه باشند (شکل پ ۴-۶-الف) ETABS در تعیین مقدار نیروهای محوری و لنگرهای دیوار به درستی عمل نموده و هنگامی که مقطع دیوار در Section Designer ترسیم و به دیوار سه بعدی موردنظر تخصیص داده می‌شود، تعیین ظرفیت و محاسبه DCR دیوار تحت اثرات P-M-M (اثرات توأم نیروی محوری و لنگرهای خمشی) را نیز به‌طور صحیح انجام می‌دهد، لیکن در محاسبه c ، نادرست عمل می‌کند. نظر به آنکه علت خطا در محاسبه c ، داشتن بیش از یک ساق برای دیوار و مشابه بودن برچسب ساق‌ها است می‌توان از طریق مدل کردن یک دیوار سه بعدی به صورت دیوار دو بعدی، لیکن اختصاص مقطع دیوار سه بعدی به آن، خطای محاسبه c را برطرف نمود. بدین ترتیب محاسبه c در این روش عملاً مطابق روش پ ۴-۵-۱-۱ است که صرفاً با انجام ترفندهایی امکان محاسبه c برای دیوارهای سه بعدی فراهم می‌گردد.

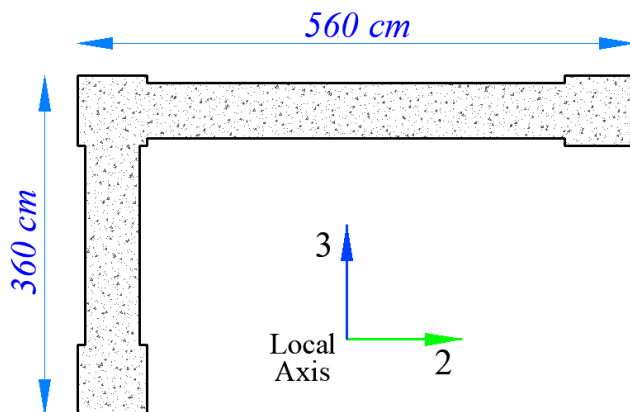
تذکر ۱: روش بند پ ۴-۵-۱-۲ برای دیوارهای دو بعدی نیز قابل استفاده می‌باشد.

تذکر ۲: درخصوص چگونگی تعیین عرض مؤثر بال که باید در طراحی هر بخش از یک دیوار بال‌دار مدنظر قرارگیرد به پرسش شماره ۲-۱۷ مراجعه شود.

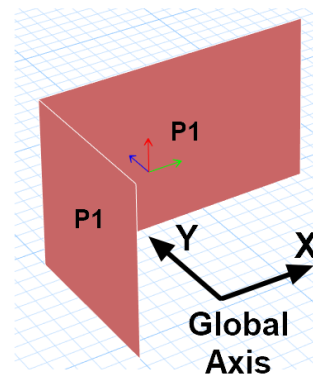
مراحل انجام کار در این روش به شرح ذیل است. جهت سهولت در بیان چگونگی استفاده از این روش از یک مثال بهره گرفته شده است. بدین منظور، دیوار سه بعدی شکل پ ۴-۵ مدنظر می‌باشد.

گام ۱: نیروی محوری مقطع بحرانی دیوار سه بعدی موردنظر (در این مثال، مجموعه دیوار P1 در شکل پ ۴-۵) تحت ترکیب‌بارهای ضریب‌دار از برنامه دریافت شود. جهت تسریع و تسهیل کار می‌توان از بین تمامی ترکیب‌بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X، هر کدام بزرگترین نیروی محوری فشاری را ایجاد نموده‌اند مدنظر قرار گیرد. به همین منوال، یک‌بار هم بزرگترین نیروی محوری فشاری ایجادشده در بین تمامی ترکیب‌بارهای شامل نیروی زلزله امتداد Y از برنامه دریافت شود.

تذکر: منظور از ترکیب‌بارهای شامل نیروهای زلزله امتداد X، ترکیب‌بارهایی هستند که زلزله اصلی یا غالب آنها در امتداد X است. به‌عنوان مثال در ترکیب‌بارهای شامل اثر ۳۰-۱۰۰، زلزله ۱۰۰ آنها مربوط به امتداد X است. به همین منوال، منظور از ترکیب‌بارهای شامل نیروهای زلزله امتداد Y نیز مشخص و قابل تعریف خواهد بود.



(ب): شکل مقطع دیوار و ابعاد هر ساق



(الف): مدل دیوار در نرم‌افزار

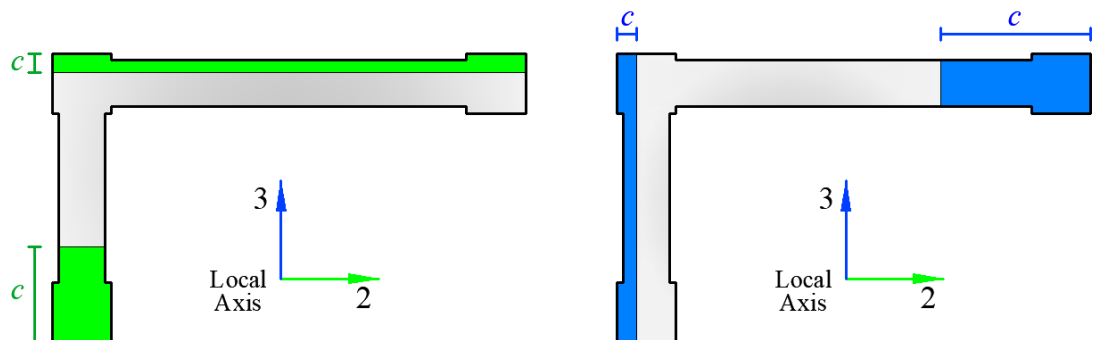
شکل پ ۴-۵: هندسی دیوار برشی سه بعدی موردنظر، نمایش محوره‌های سراسری مدل سازه و محوره‌های محلی دیوار سه بعدی، هنگامی که ساق‌ها دارای برچسب‌های مشابه هستند

مطابق هندسه دیوار در شکل پ ۴-۵، لنگر غالب تحت ترکیب‌بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X، حول محور محلی ۳ دیوار سه بعدی ایجاد می‌شود و لذا عمق تار خنثی پلاستیک مقطع (c) تحت نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب‌بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X هنگامی که بردار لنگر خمشی یک‌بار در جهت محور محلی ۳ و بار دیگر در جهت خلاف محور مذکور باشد مطابق شکل پ ۴-۶-الف خواهد بود. به همین منوال، مقدار c تحت نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب‌بارهای شامل نیروی زلزله امتداد Y نیز هنگامی که بردار لنگر یک‌بار در جهت و بار دیگر در خلاف جهت محور محلی ۲ باشد مطابق شکل پ ۴-۶-ب خواهد بود.

به‌منظور تعیین نیروی محوری دیوار تحت ترکیب‌بارهای موردنظر، ابتدا باید پنلی از دیوار که مقطع بحرانی در آن قرار گرفته است انتخاب شود. سپس از طریق دستور زیر و گزینه Select Combos در پنجره مربوطه، یک‌بار ترکیب‌بارهای شامل نیروهای زلزله امتداد X و یک‌بار هم جداگانه

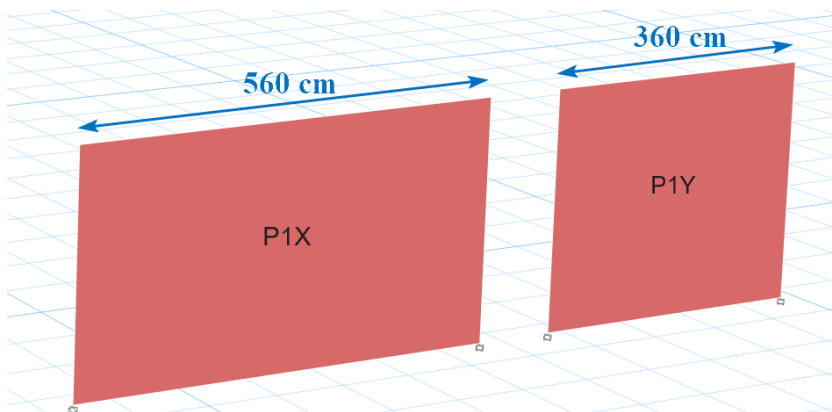
ترکیب بارهای شامل نیروهای زلزله امتداد Y درخواست شود تا بزرگترین نیروی محوری فشاری ضریب دار در مقطع بحرانی دیوار تحت ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله هر امتداد به صورت مستقل از برنامه دریافت شود. در این خروجی، نیروهای محوری فشاری با علامت منفی ارائه می شوند.

Display > Show Tables >>> Analysis Results → Element Output → Wall Output → Pier Forces



(الف): عمق تار خنثی پلاستیک، هنگامی که لنگر خمشی مقطع، حول محور محلی ۳ می باشد
(ب): عمق تار خنثی پلاستیک، هنگامی که لنگر خمشی مقطع، حول محور محلی ۲ می باشد
شکل پ ۴-۶: موقعیت عمق تار خنثی پلاستیک مقطع دیوار بر اساس لنگر خمشی دیوار

گام ۲: از مدل اصلی سازه یک کپی تهیه شود. در فایل کپی که مقطع دیوار موردنظر نیز در Section Designer آن موجود است، در کنار مدل اصلی سازه، امکان ترسیم و مدل کردن چند دیوار دو بعدی فراهم شود (بعضاً با توسعه Grid Lines). سپس تک دیوارهایی دو بعدی (که از این پس آنها را دیوار مجازی می نامیم) به تعداد ساق های دیوار سه بعدی موردنظر و با طولی حداقل برابر با طول ساق های دیوار سه بعدی، به طور مجزا و صرفاً به صورت یک طبقه (نیازی به ادامه یافتن در طبقات بالاتر نیست) بر روی Base مدل سازی شوند و به هر کدام برچسب های متفاوتی تخصیص یابد. به عنوان مثال، برای دیوار شکل پ ۴-۵، دو دیوار مجازی با طول های 560cm و 360cm مدل سازی می شوند. مطابق شکل پ ۴-۷، دیوار با طول 560cm و برچسب P1X، مربوط به محاسبه c تحت نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X و دیوار با طول 360cm و برچسب P1Y، مربوط به محاسبه c تحت نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد Y است. متذکر می گردد در دیوارهای دارای ستون های مرزی در دو انتها، طول دیوار باید با احتساب ابعاد ستون های مرزی محاسبه شود (شکل پ ۴-۵ ب).

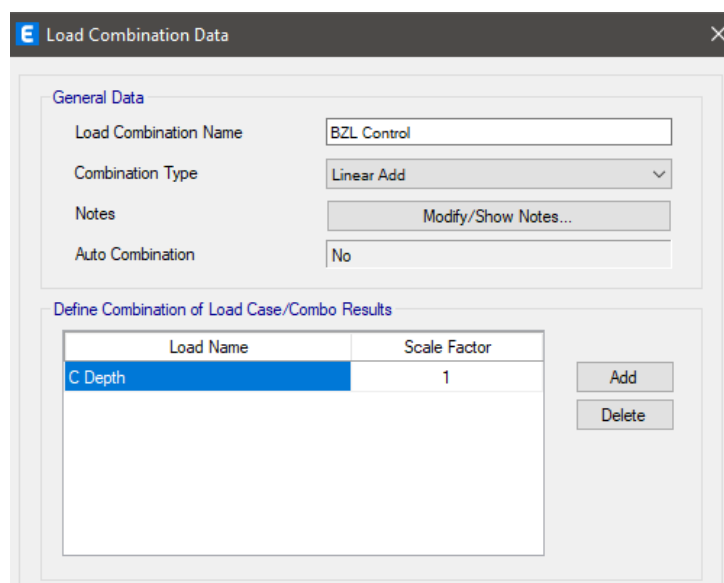


شکل پ ۴-۷: مدل سازی دیوارهای مجازی نظیر با هر یک از ساق های دیوار سه بعدی مربوط به مثال موردنظر، جهت محاسبه عمق تار خنثی پلاستیک در هر امتداد دیوار سه بعدی

تذکر ۱: طول دیوارهای مجازی می‌تواند کوچکتر از ساق موردنظر دیوار سه بعدی باشد، لیکن اگر c محاسبه شده برای مقطع سه بعدی در امتداد موردنظر از طول دیوار مجازی بیشتر باشد، برنامه c را به اشتباه، برابر با طول دیوار مجازی گزارش می‌کند. از این رو، جهت پرهیز از این وقوع این خطا ترجیح دارد طول دیوار مجازی نظیر با هر ساق دیوار سه بعدی، برابر یا بیشتر از طول آن ساق (طول کامل اجرایی؛ پشت تا پشت دیوار، نه محور تا محور) در نظر گرفته شود.

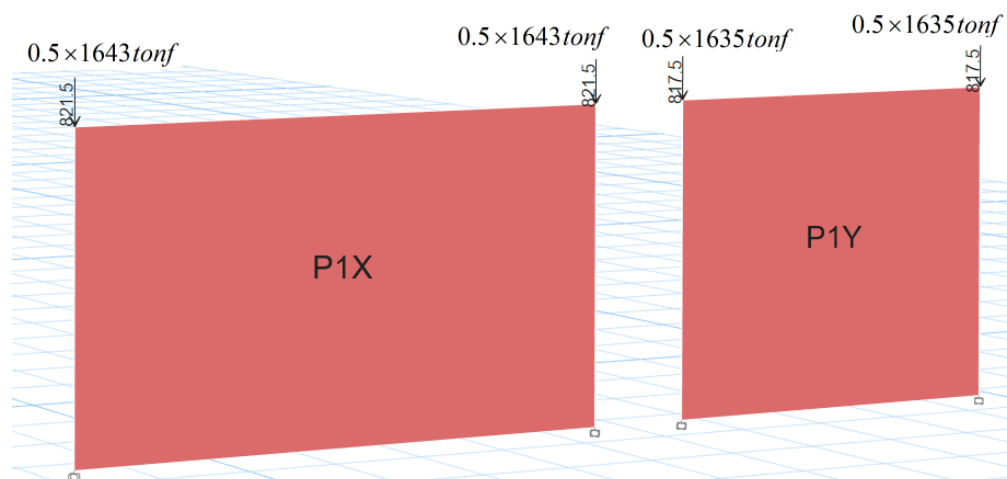
تذکر ۲: درخصوص دیوارهای بال دار که دارای بیش از دو ساق بوده و با توجه به جهت اعمال نیروهای زلزله، موقعیت بال‌ها و عرض مؤثر آنها تغییر می‌کند لازم است معرفی برچسب ساق‌ها تحت اثر زلزله هر امتداد به صورت متفاوت انجام شود و لذا نیروهای وارد بر اجزای دیوار باید از دو فایل مختلف که معرفی برچسب دیوارها متفاوت انجام شده است حاصل گردد (به پرسش شماره مراجعه شود). تعداد دیوارهای مجازی نیز بر همین اساس تعیین خواهد شد.

گام ۳: در قسمت معرفی الگوهای بار (Load Patterns) در نرم‌افزار، یک الگوی بار با نام اختیاری نظیر C Depth معرفی شود که ماهیت آن Seismic باشد. در ستون Auto Lateral Load نیز برای آن، گزینه None انتخاب شود. از این الگوی بار جهت اعمال نیروی محوری فشاری به دیوارهای مجازی استفاده خواهد شد. سپس در قسمت معرفی ترکیب‌های بارگذاری، یک ترکیب‌بار با نام دلخواه (مثلاً C Calc یا BZL Control) ایجاد شود که محتوای آن فقط شامل الگوی بار C Depth با ضریب ۱/۰ است (شکل پ ۴-۸).



شکل پ ۴-۸: پنجره معرفی ترکیب‌بار در نرم‌افزار ETABS؛ ترکیب‌بار مذکور در گام ۳ جهت محاسبات مقدار c مقطع دیوار

گام ۴: برای هر یک از دیوارهای مجازی، نیمی از نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب‌بار مربوط به آن دیوار را به هر یک از دو گره ابتدایی و انتهایی، تحت الگوی بار C Depth اعمال می‌کنیم. در این مثال، اگر برای دیوار P1X (شکل پ ۴-۷)، بزرگترین نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب‌بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X برابر 1643 tonf و برای دیوار P1Y، بزرگترین نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب‌بارهای شامل نیروی زلزله امتداد Y برابر 1635 tonf باشد، اعمال نصف این مقادیر به گره‌های ابتدا و انتهای دیوارهای مذکور مطابق شکل پ ۴-۹ خواهد بود.



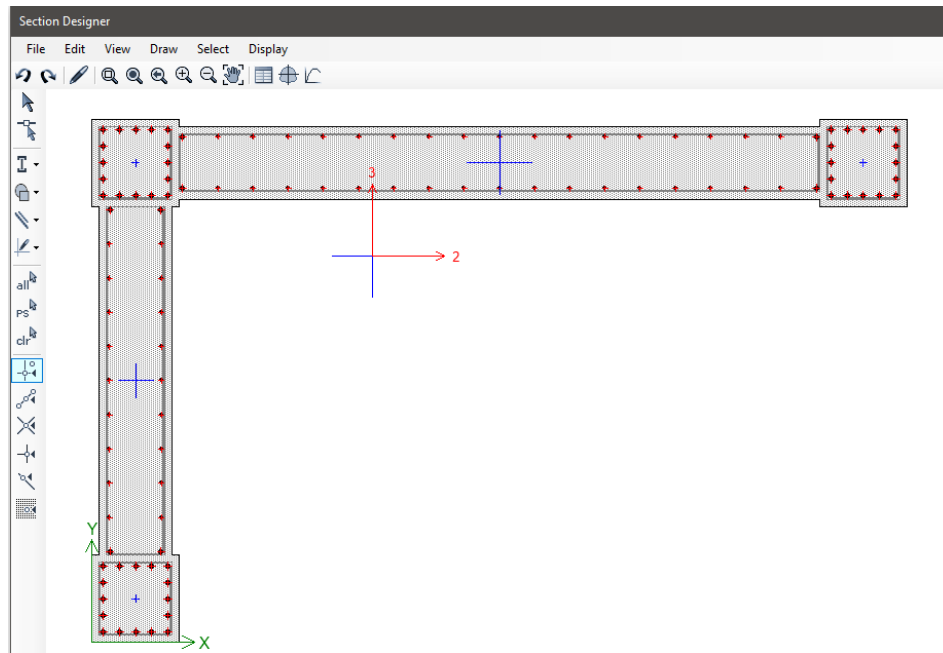
شکل پ ۴-۹: اعمال نیروهای محوری فشاری نظیر با هر دیوار مجازی به گره‌های دو انتهای آن دیوار، تحت الگوی بار C Depth، در نرم‌افزار ETABS

گام ۵: حال باید مقطع اصلی دیوار سه بعدی که پیش‌تر و در همان فایل اصلی، در Section Designer برای دیوار ترسیم شده بود به دیوارهای مجازی اختصاص داده شود. نکته حائز اهمیت در این کار، هماهنگ نمودن محورهای محلی مقطع ترسیم‌شده برای دیوار سه بعدی در Section Designer با هریک از دیوارهای مجازی است. علت لزوم این هماهنگی آن است که نرم‌افزار، محاسبات عمق تار خنثی پلاستیک مقطع (c) را صرفاً برای حالتی که لنگر خمشی، حول محور محلی ۳ مقطع باشد انجام می‌دهد. در مثال فعلی، مقطعی که به دیوار مجازی P1X اختصاص داده می‌شود باید بگونه‌ای باشد که لنگر نظیر با زلزله امتداد X، حول محور محلی ۳ مقطع قرار گیرد (شکل پ ۴-۱۰ الف). لیکن مقطعی که به دیوار مجازی P1Y اختصاص داده می‌شود باید بگونه‌ای باشد که این بار لنگر نظیر با زلزله امتداد Y، حول محور محلی ۳ مقطع قرار گیرد که لازم است مقطع دیوار سه بعدی موردنظر در Section Designer به اندازه ۹۰ درجه دوران داده شود (شکل پ ۴-۱۰ ب). به‌منظور دوران دادن مقطع در پنجره Section Designer باید مقطع و تمامی اجزای آن انتخاب و سپس از طریق دستور Edit > Replicate در پنجره مذکور، دوران موردنظر اعمال گردد (شکل پ ۴-۱۱).

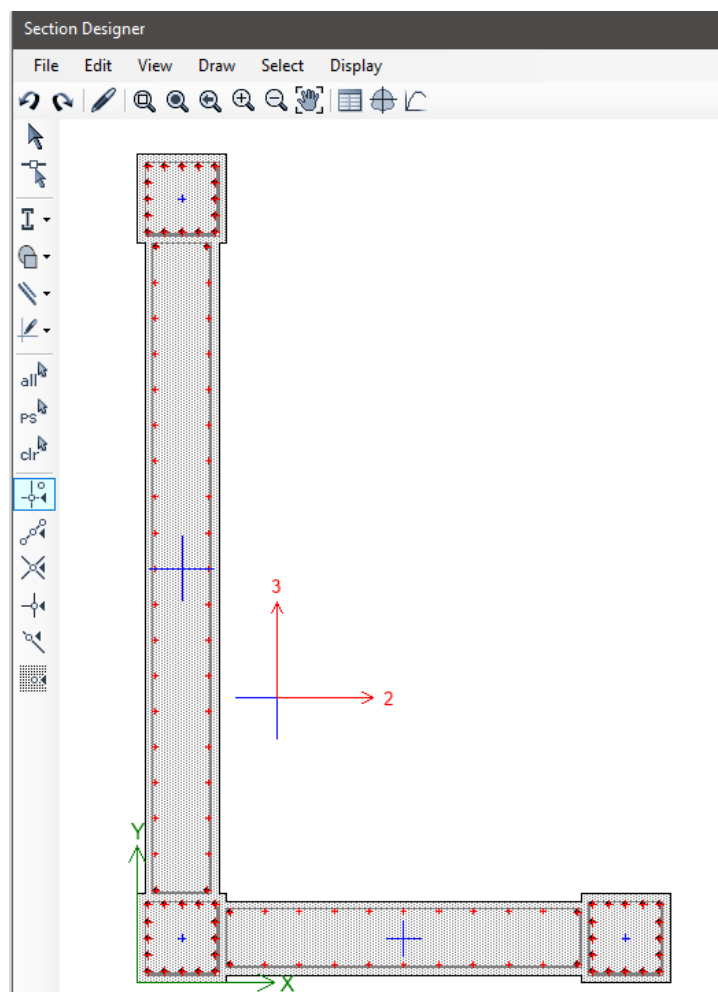
گام ۶: بعد از اجرای دستور تحلیل، دیوارهای مجازی موردنظر، تحت ترکیب بار ایجادشده در گام ۳ طراحی شوند. با کلیک راست بر روی هر یک از دیوارهای مجازی، گزارش جزئیات طراحی دیوار مربوطه و از جمله c محاسبه‌شده ارائه می‌شود. برای این مثال، گزارش مذکور به شرح جداول شکل پ ۴-۱۲ است. مقطع بحرانی در بخش تحتانی دیوار قرار دارد؛ لذا باید از ستون C Depth، مقدار c مربوط به Bottom دیوار قرائت شود. منظور از Right در این جداول، لبه‌ای از دیوار است که هنگامی که بردار لنگر در جهت مثبت محور محلی ۳ باشد، آن لبه تحت فشار قرار دارد و منظور از Left، لبه مقابل Right است (شکل پ ۴-۱۳).

پ ۴-۵-۲ استفاده از منحنی لنگر خمشی - انحنای (Moment-Curvature)

از این روش برای هر دو نوع دیوارهای دو بعدی و دیوارهای بال‌دار (سه بعدی) می‌توان استفاده نمود. به‌منظور ترسیم منحنی لنگر-انحنای می‌توان از هر یک از دو نرم‌افزار ETABS و SAP2000 استفاده نمود که در ادامه به چگونگی انجام کار در هر یک از دو نرم‌افزار مذکور می‌پردازیم.

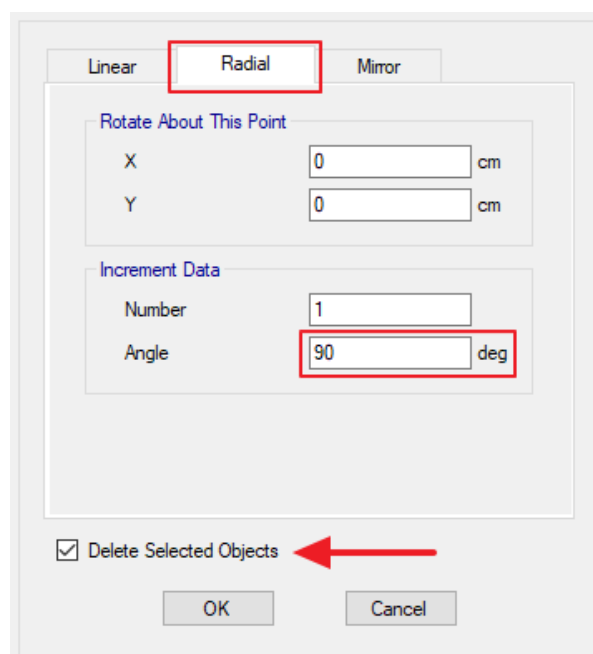


(الف): مقطعی که محورهای محلی آن با دیوار مجازی P1X هماهنگ است.



(ب): مقطعی که محورهای محلی آن با دیوار مجازی P1Y هماهنگ است.

شکل پ ۴-۱۰: حالت قرارگیری مقطع دیوار سه بعدی مورد نظر جهت تخصیص دادن به دیوارهای مجازی به منظور محاسبه C در هر امتداد



شکل پ ۴-۱۱: پنجره دستور Replicate در صفحه Section Designer در نرم افزار ETABS

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	18.651	BZL Control	1643	0	0.059	0.06	37.302	124.444
Top-Right	Leg 1	193.719	BZL Control	1643	0	0.059	0.06	249.719	124.444
Bottom-Left	Leg 1	18.651	BZL Control	1643	0	0.059	0.06	37.302	124.444
Bottom-Right	Leg 1	193.719	BZL Control	1643	0	0.059	0.06	249.719	124.444

(الف): مقدار C محاسبه شده برای دیوار مجازی P1X

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	12.491	BZL Control	1635	0	0.091	0.06	24.983	80
Top-Right	Leg 1	206.212	BZL Control	1635	0	0.091	0.06	242.212	80
Bottom-Left	Leg 1	12.491	BZL Control	1635	0	0.091	0.06	24.983	80
Bottom-Right	Leg 1	206.212	BZL Control	1635	0	0.091	0.06	242.212	80

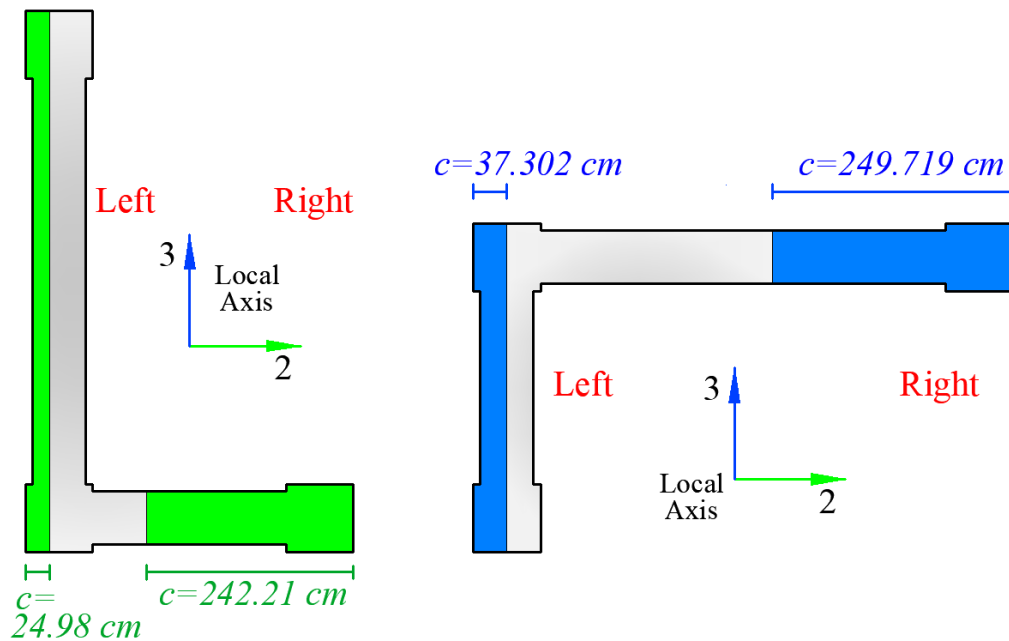
(ب): مقدار C محاسبه شده برای دیوار مجازی P1Y

شکل پ ۴-۱۲: جداول خروجی مربوط به مقادیر C محاسبه شده برای دیوار سه بعدی شکل پ ۴-۵ در هر امتداد؛ نرم افزار ETABS

پ ۴-۵-۱-۲ استفاده از منحنی لنگر خمشی - انحنای نرم افزار ETABS

در این حالت باید از روش Fiber، منحنی لنگر-انحنا استخراج شود و با استفاده از آن C محاسبه گردد. با توجه به آنکه روش Fiber، مبتنی بر مشخصات مکانیکی دقیق مصالح بتن و آرماتور است باید مشخصات مکانیکی این مصالح به نحوی تعریف شوند که ظرفیت دیوار تا حد امکان مشابه ضوابط و فرضیات مبحث ۹ باشد. ازجمله این ضوابط می توان به حداکثر کرنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع (ϵ_{cu}) برابر 0.003 و عدم استفاده از افزایش ظرفیت آرماتورها ناشی از پدیده سخت شوندگی کرنشی (*Strain Hardening*) اشاره نمود. لذا باید اصلاحاتی بر روی مشخصات مصالح بتن و آرماتورها اعمال گردد.

در شرح چگونگی استفاده از این روش نیز از همان مثال مورد اشاره در روش بند پ ۴-۵-۱ بهره گرفته شده است. مراحل انجام کار در این روش به قرار زیر است.



شکل پ ۴-۱۳: نمایش جزئیات محاسبات c بر اساس خروجی نرم‌افزار ETABS مطابق جداول شکل پ ۴-۱۲، مربوط به دیوار سه بعدی P1 (شکل پ ۴-۵)

گام ۱: از دستور Material Properties و در پنجره مشخصات بتن دیوار، از طریق گزینه Nonlinear Material Data، کرنش نظیر حداکثر تنش فشاری برابر 0.002 ، کرنش نهایی بتن مطابق ضوابط مبحث ۹ برابر 0.003 و ضریب تغییر شیب ناحیه پس از کرنش نهایی برابر منفی 10 معرفی شود (شکل پ ۴-۱۴ الف). همچنین، مشخصات مکانیکی آرماتورهای طولی دیوار نیز باید اصلاح شود تا هنگام محاسبه ظرفیت حاصل از آرماتورهای طولی دیوار، نرم‌افزار از اضافه ظرفیت ناشی از پدیده سخت‌شوندگی کرنشی آرماتورها استفاده نکند. بدین‌منظور باید برای کلیه گزینه‌های مقاومت تسلیم و نهایی آرماتورهای طولی دیوار، مقداری یکسان و برابر با f_y معرفی شود (شکل پ ۴-۱۴ ب).

گام ۲: این گام عیناً مشابه گام اول روش مذکور در بند پ ۴-۵-۱-۲ است که از بیان مجدد آن صرف‌نظر می‌شود. در مثال مذکور در روش بند پ ۴-۵-۱-۲، بزرگترین نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X برابر 1643 tonf و بزرگترین نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد Y برابر 1635 tonf تعیین گردید.

گام ۳: واحد طولی برنامه بر روی میلی‌متر تنظیم شود. همچنین در پنجره دستور Options > Display Units، در بخش تنظیمات مربوط به Displacements، برای گزینه Gen Displ Rad/L مقدار Zero Tolerance را برابر $5E-10$ معرفی نمایید. علت انجام این تنظیمات آن است که برنامه قادر به نمایش مقادیر بسیار کوچک انحنا نیز باشد و آنها را رُند نکند.

گام ۴: مقطع بحرانی دیوار موردنظر را که پیش‌تر طراحی آن برای نیروی برشی و اثرات P-M-M انجام شده است در Section Designer باز نمایید (شکل پ ۴-۱۵). سپس در پنجره مربوطه بر روی گزینه Moment-Curvature کلیک شود تا منحنی لنگر-انحنای مقطع مذکور ارائه گردد.

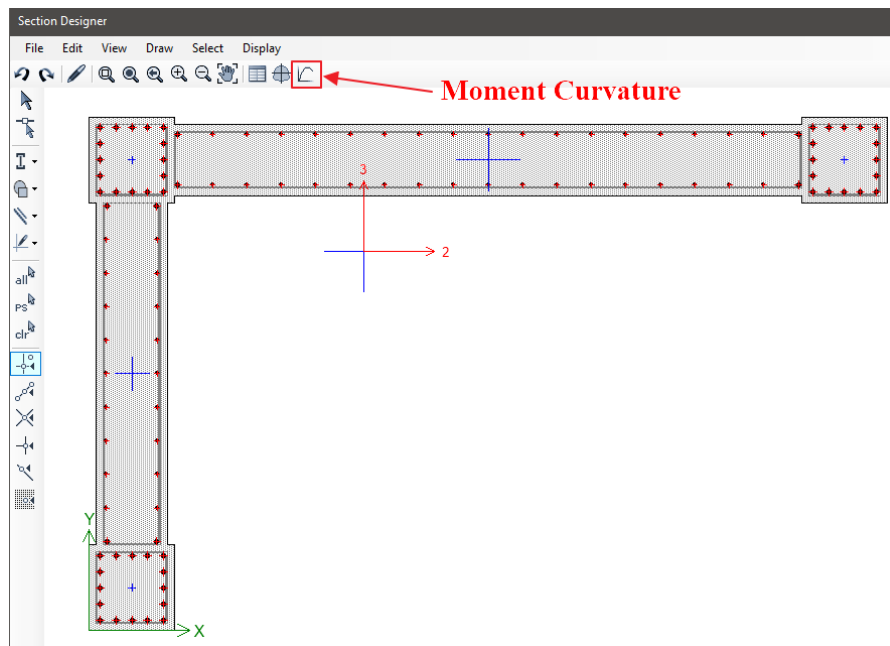
در پنجره نمایش نمودار لنگر-انحنا (شکل پ ۴-۱۷)، در بخش Settings باید نیروی محوری فشاری که در گام ۲ استخراج گردید، مقابل گزینه Axial Force, P معرفی گردد (با علامت منفی که معرف فشار است) و زاویه نظیر با نیروی محوری فشاری تعریف شده نیز مقابل گزینه Angle تعریف گردد.

برای دیوار سه بعدی مثال موردنظر، هنگامی که نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X در تنظیمات پنجره نمودار لنگر-انحنای معرفی می‌شود، با توجه به لبه‌های کششی و فشاری دیوار تحت اثرات زلزله امتداد X لازم است بردار لنگر در امتداد محور محلی ۳ مقطع قرار گیرد. بدین منظور لازم است یک بار Angle، برابر صفر و بار دیگر برابر ۱۸۰ درجه معرفی شود (شکل پ ۴-۱۶-الف و ب). به همین منوال، هنگامی که نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد Y در تنظیمات پنجره نمودار لنگر-انحنای معرفی می‌شود، با توجه به لبه‌های کششی و فشاری دیوار تحت اثرات زلزله امتداد Y لازم است بردار لنگر در امتداد محور محلی ۲ مقطع قرار گیرد. بدین منظور باید زاویه مذکور یک بار برابر ۹۰ و بار دیگر برابر ۲۷۰ درجه معرفی گردد (شکل پ ۴-۱۶-پ و ت). بدین ترتیب مقدار C برای هر یک از حالت‌هایی که یکی از چهار وجه مقطع، تحت حداکثر فشار محتمل قرار می‌گیرد محاسبه خواهد شد.

(الف): اصلاح مشخصات بتن مقطع

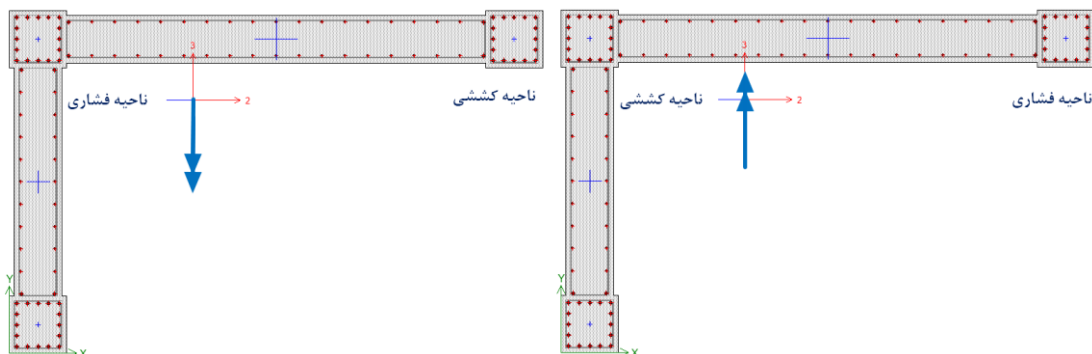
(ب): اصلاح مشخصات آرماتورهای طولی مقطع

شکل پ ۴-۱۴: بخشی از پنجره معرفی مشخصات مکانیکی بتن و آرماتورهای طولی مورد استفاده در دیوار به منظور استفاده از روش منحنی لنگر-انحنای جهت محاسبه C مقطع دیوار، در نرم‌افزار ETABS



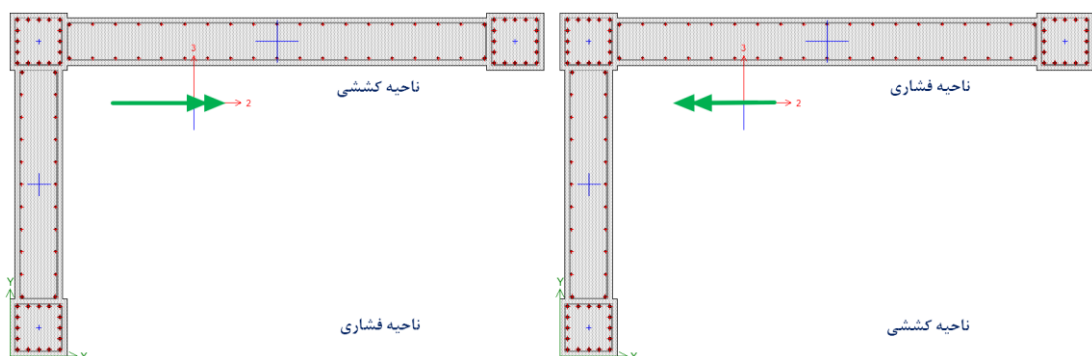
شکل پ ۴-۱۵: مقطع موردنظر دیوار در پنجره Section Designer نرم‌افزار ETABS

تذکر: تعیین زاویه بحرانی یکی از ابهامات اصلی در تعیین c و طول المان مرزی دیوارهای بال‌دار است. نیروهای زلزله ممکن است عیناً در راستای محورهای محلی ۲ و ۳ دیوار به آن اعمال نشوند. ضابطه‌ای در آیین‌نامه جهت تعیین زاویه بحرانی ارائه نشده است. از این رو جهت سهولت کار می‌توان محاسبه c و طول المان مرزی ویژه را عملاً در امتدادهای موازی با امتدادهای اصلی سازه (امتدادهای X و Y که نیروهای زلزله نیز به‌طور معمول در این دو امتداد به سازه اعمال می‌شوند) انجام داد.



(ب): $Angle=180$

(الف): $Angle=0$



(ت): $Angle=270$

(پ): $Angle=90$

شکل پ ۴-۱۶: معرفی زاویه بردار لنگر نظیر با نیروهای زلزله هر امتداد به‌منظور محاسبه مقدار c مقطع دیوار، در نرم‌افزار ETABS

پس از معرفی مقدار نیروی محوری فشاری و زاویه موردنظر، نقطه‌ای در منحنی که بیشترین لنگر خمشی را معرفی می‌کند مدنظر می‌باشد. این نقطه، معرف مقاومت خمشی اسمی مقطع دیوار (M_n) و انحنای متناسب با آن (ϕ_u) است که نظیر با نیروی محوری فشاری و زاویه درخواست شده می‌باشد. برای دیوار سه بعدی که موضوع مثال این بحث است، بزرگترین نیروی محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X برابر 1643 tonf است که اگر در تنظیمات پنجره نمایش منحنی لنگر-انحنا، این نیروی محوری با علامت منفی، همراه با زاویه صفر معرفی شود حداکثر ظرفیت خمشی اسمی مقطع برابر $M_n = 9946418113 \text{ kgf.mm}$ و میزان انحنای متناظر با آن برابر $\phi_u = 1.29 \times 10^{-6} (1/mm)$ ارائه گردیده است (شکل پ ۴-۱۷).

گام ۵: نظر به آنکه انحنای یک مقطع، زاویه شیب تغییرات کرنش است، قابل اثبات است که مقدار عمق تار خنثی از دورترین تار فشاری مقطع (c) را می‌توان از رابطه پ ۴-۲ محاسبه نمود.

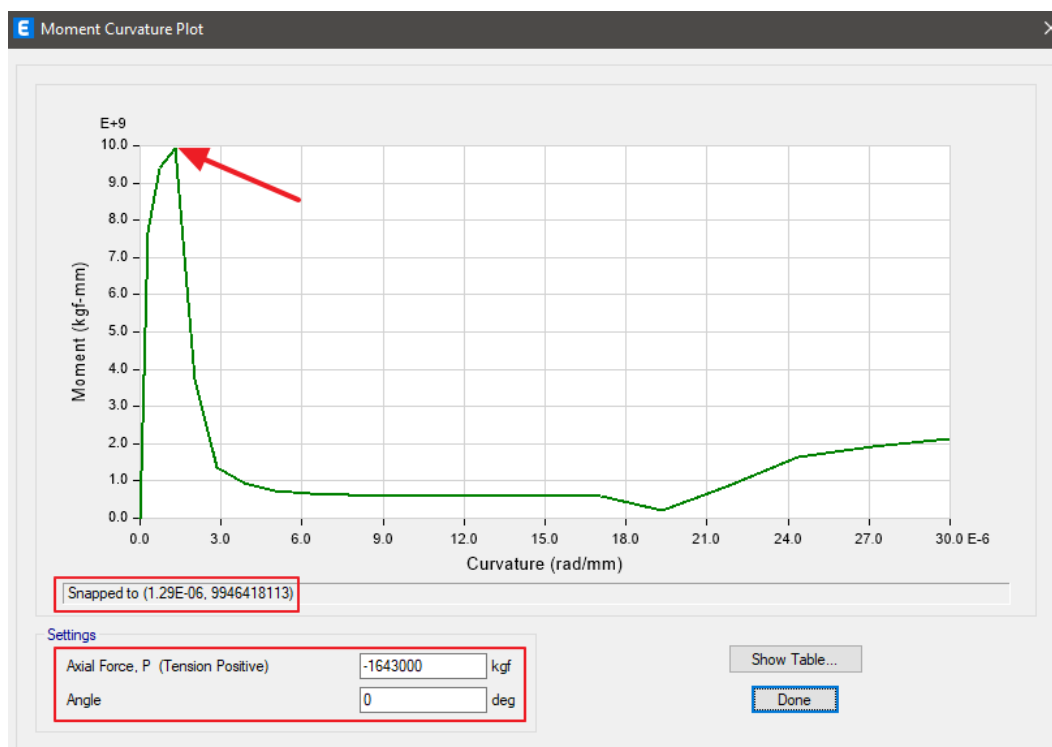
$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\phi_u} \quad (\text{پ ۴-۲})$$

در رابطه پ ۴-۲:

ϕ_u : انحنای متناظر با حداکثر ظرفیت خمشی اسمی مقطع؛
 ε_{cu} : کرنش نهایی بتن که برابر با 0.003 در نظر گرفته می‌شود.

برای مثال فوق که انحنای نظیر با حداکثر نیروی محوری فشاری و حداکثر ظرفیت خمشی اسمی مقطع، $\phi_u = 1.29 \times 10^{-6} (1/mm)$ تعیین گردید، مقدار c به شرح زیر خواهد بود:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\phi_u} = \frac{0.003}{1.29 \times 10^{-6}} = 2325.58 \text{ mm} = 232.56 \text{ cm}$$



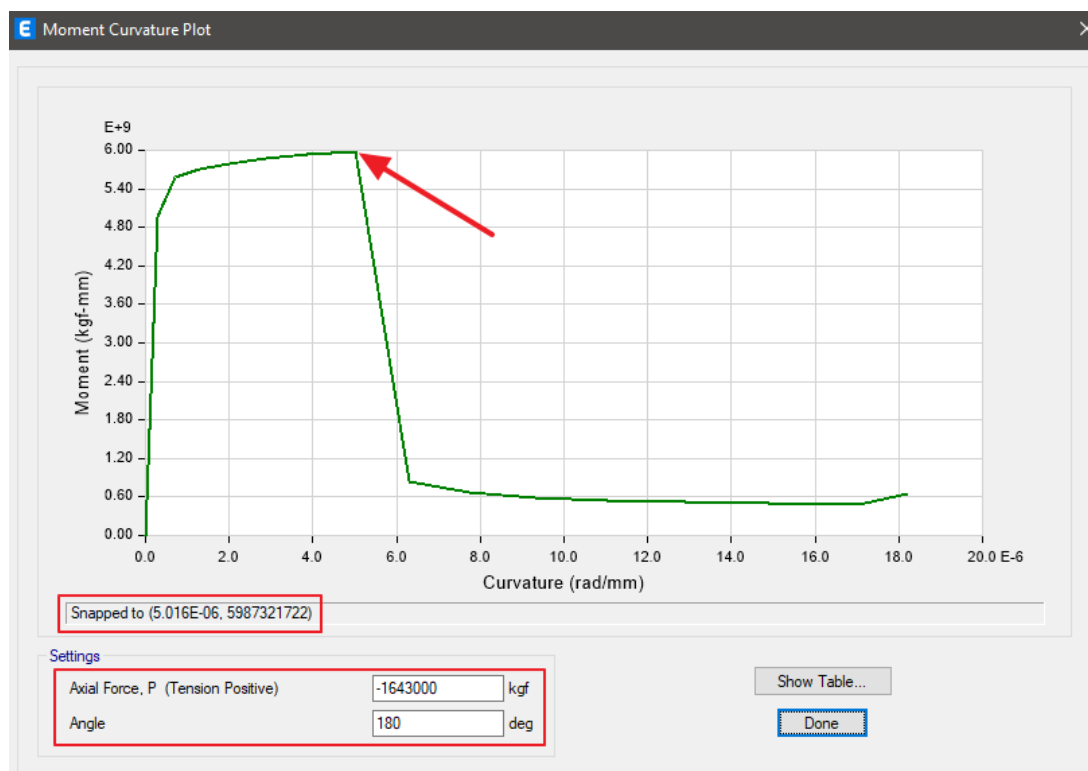
شکل پ ۴-۱۷: نمودار لنگر-انحنای دیوار، تحت بار محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X و زاویه بردار لنگر برابر با صفر، در نرم افزار ETABS

تحت همان نیروی محوری فشاری 1643 tonf حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X و با زاویه 180° درجه (شکل پ ۴-۱۶-ب)، حداکثر ظرفیت خمشی اسمی مقطع برابر $M_n = 5987321722 \text{ kgf.mm}$ و میزان انحنای متناظر با آن برابر $\phi_u = 5.016 \times 10^{-6} (1/\text{mm})$ می‌باشد (شکل پ ۴-۱۸). بر این اساس مقدار c در این حالت به شرح زیر خواهد بود:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\phi_u} = \frac{0.003}{5.016 \times 10^{-6}} = 598.086 \text{ mm} = 59.809 \text{ cm}$$

به همین منوال، تحت نیروی محوری فشاری 1635 tonf حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد Y و در زوایای 90° و 270° درجه (شکل پ ۴-۱۶-پ و ت)، حداکثر ظرفیت خمشی اسمی مقطع و میزان انحنای متناظر با آن (شکل پ ۴-۱۹) و نیز مقدار c محاسبه شده بر مبنای انحنای به شرح زیر خواهد بود:

$P_u (\text{tonf})$	Angle	$M_n (\text{kgf.mm})$	$\phi_u (1/\text{mm})$	c (mm)
1635	90	3093204428	1.296×10^{-5}	231.48
	270	5649712407	9.966×10^{-7}	3010.24



شکل پ ۴-۱۸: نمودار لنگر-انحنای دیوار، تحت بار محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X و زاویه بردار لنگر برابر با 180° درجه، در نرم‌افزار ETABS

پ ۴-۵-۲-۲ استفاده از منحنی لنگر خمشی-انحنای نرم‌افزار SAP2000
نرم‌افزار SAP نمودار لنگر-انحنای مقاطع دیوارهای بتن آرمه را با دقت بسیار بالاتری نسبت به نرم‌افزار ETABS ارائه می‌دهد. علت آن است که نرم‌افزار ETABS به‌طور پیش‌فرض از ۲۰ نقطه برای محاسبه و ترسیم نمودار لنگر-انحنای استفاده می‌کند و کاربر نیز قادر به تغییر این نقاط نیست؛ این

در حالی است که در نرم افزار SAP2000 می توان تعداد نقاط مذکور را به دلخواه انتخاب نمود تا منحنی لنگر-انحنا با دقت بالاتری ترسیم گردد. عدم امکان تغییر تعداد نقاط انتگرال گیری در نرم افزار ETABS می تواند در برخی حالات، منجر به کاهش دقت ترسیم نمودار لنگر-انحنا خصوصاً در بخش ابتدایی نمودار (شاخه صعودی) شود.

مراحل کار در SAP عیناً مشابه همان است که در بند پ ۴-۵-۲-۱ برای ETABS بیان گردید. برای دیوار سه بعدی مورد بحث در این بخش، مقطع دیوار، شامل جزئیات هندسی دیوار و الگوی آرماتور گذاری قائم عیناً مشابه آنچه در ETABS ترسیم شده بود در محیط Section Designer نرم افزار SAP نیز ترسیم می گردد. با کلیک بر روی آیکن Show Moment Curvature Curve می توان نمودار لنگر-انحنای مقطع دیوار را مشاهده نمود. تفاوت مهم نرم افزار SAP با ETABS، جهت محور محلی ۲ مقطع است. با مقایسه شکل پ ۴-۲۰-الف و ب مشاهده می شود که محورهای محلی دیوار در محیط Section Designer نرم افزار SAP نسبت به نرم افزار ETABS به میزان ۹۰ درجه در جهت مثبت مثلثاتی (خلاف عقربه های ساعت) دوران یافته است. بدین ترتیب در نرم افزار SAP، برای زاویه صفر درجه، بردار لنگر در راستای مثبت محور محلی ۳ و برای زاویه ۱۸۰ درجه در راستای منفی محور محلی ۳ قرار دارد که نواحی فشاری و کششی نظیر با آن مطابق شکل پ ۴-۲۱ خواهد بود. به همین منوال، در زاویه ۹۰ درجه، بردار لنگر در راستای منفی محور محلی ۲ قرار گرفته که وجه سمت چپ مقطع را تحت فشار قرار می دهد و در زاویه ۲۷۰ درجه، بردار لنگر در راستای مثبت محور محلی ۲ قرار می گیرد و وجه سمت راست مقطع را تحت فشار قرار خواهد داد.

پنجره نمایش منحنی لنگر-انحنا در SAP مطابق شکل پ ۴-۲۲ می باشد. در بخش P[Tension +ve] باید نیروی محوری فشاری را با علامت منفی وارد نمود و در مقابل گزینه Angle (Deg) نیز باید زاویه موردنظر بر حسب درجه معرفی شود. همچنین، در مقابل گزینه No. of Points تعداد نقاطی که برای ترسیم نمودار لنگر-انحنا مدنظر است معرفی می شود. تعداد نقاط به صورت پیش فرض، همانند نرم افزار ETABS برابر ۲۰ است که پیشنهاد می شود جهت افزایش دقت ترسیم منحنی، تعداد نقاط، حداقل برابر ۱۰۰ معرفی گردد.

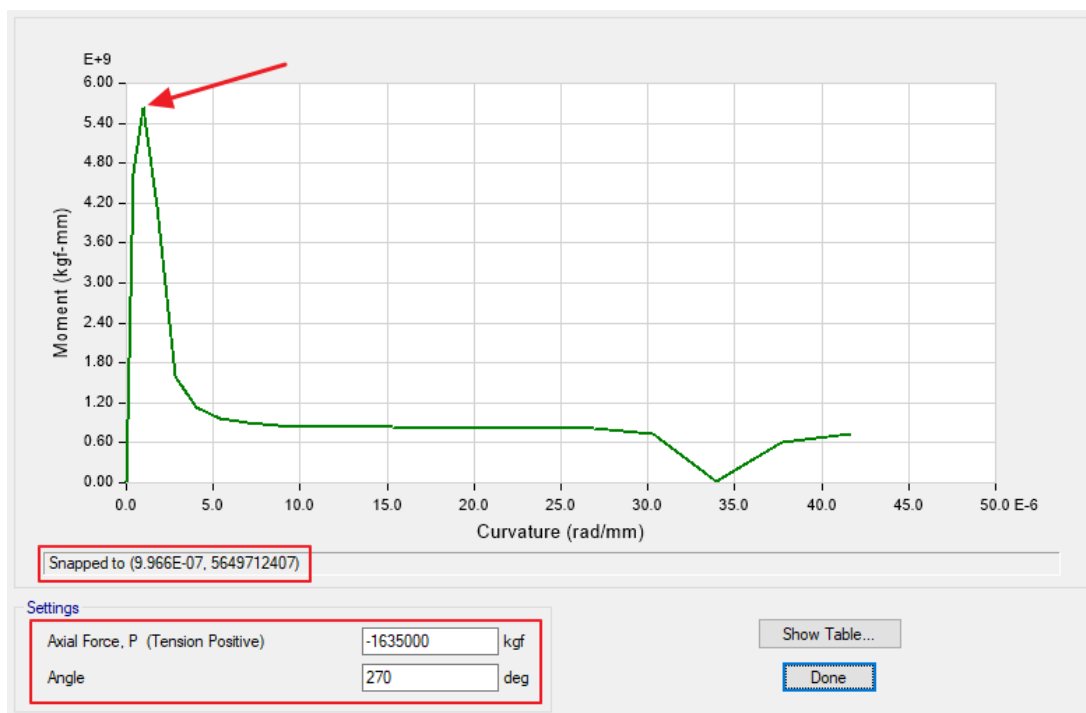
همان طور که در شکل پ ۴-۲۲ مشاهده می شود، برای زاویه ۲۷۰ درجه که مربوط به ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X بوده و نیروی محوری فشاری این حالت برابر 1643 tonf دریافت شده بود، مقدار M-Conc که معرف ظرفیت خمشی اسمی دیوار است برابر 970158620.167 kg.cm و Phi-Conc که معرف انحنای نظیر حداکثر مقاومت خمشی اسمی مقطع است برابر $1.435 \times 10^5 \text{ cm}$ ارائه شده است. بنابراین مقدار c نظیر با این حالت به شرح زیر محاسبه خواهد شد:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\phi_u} = \frac{0.003}{1.435 \times 10^{-5}} = 209.06 \text{ cm}$$

برای سایر لبه ها نیز عیناً به همین ترتیب می توان عمق ناحیه فشاری از دورترین تار فشاری مقطع دیوار را محاسبه نمود.

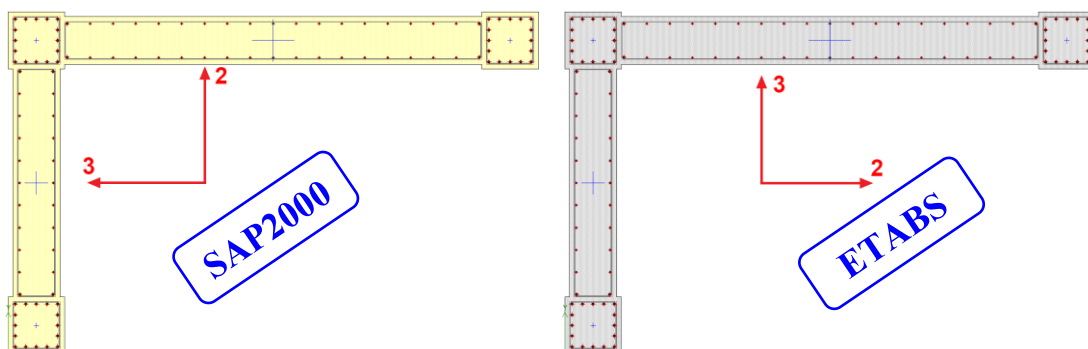


(الف): زاویه ۹۰ درجه نظیر با شکل پ ۴-۱۶



(ب): زاویه ۲۷۰ درجه نظیر با شکل پ ۴-۱۶

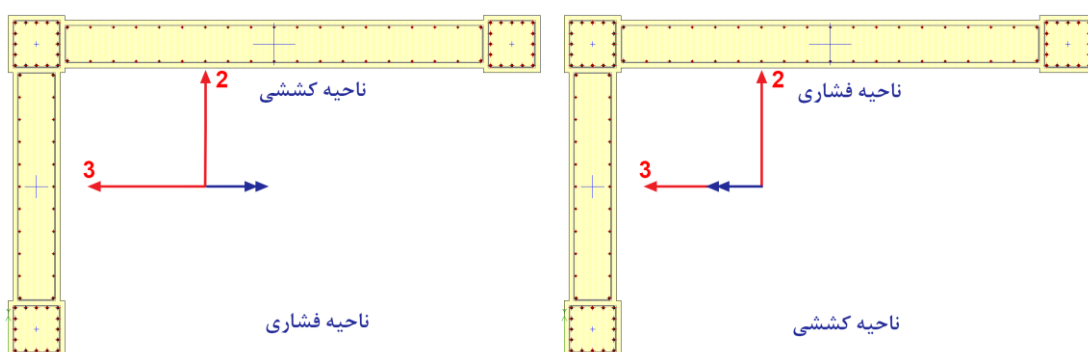
شکل پ ۴-۱۹: نمودار لنگر-انحنای دیوار، تحت بار محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد Y، در نرم‌افزار ETABS



شکل پ ۴-۲۰: مقایسه محورهای محلی مقطع دیوار در نرم افزارهای ETABS و SAP2000

(الف): نرم افزار ETABS

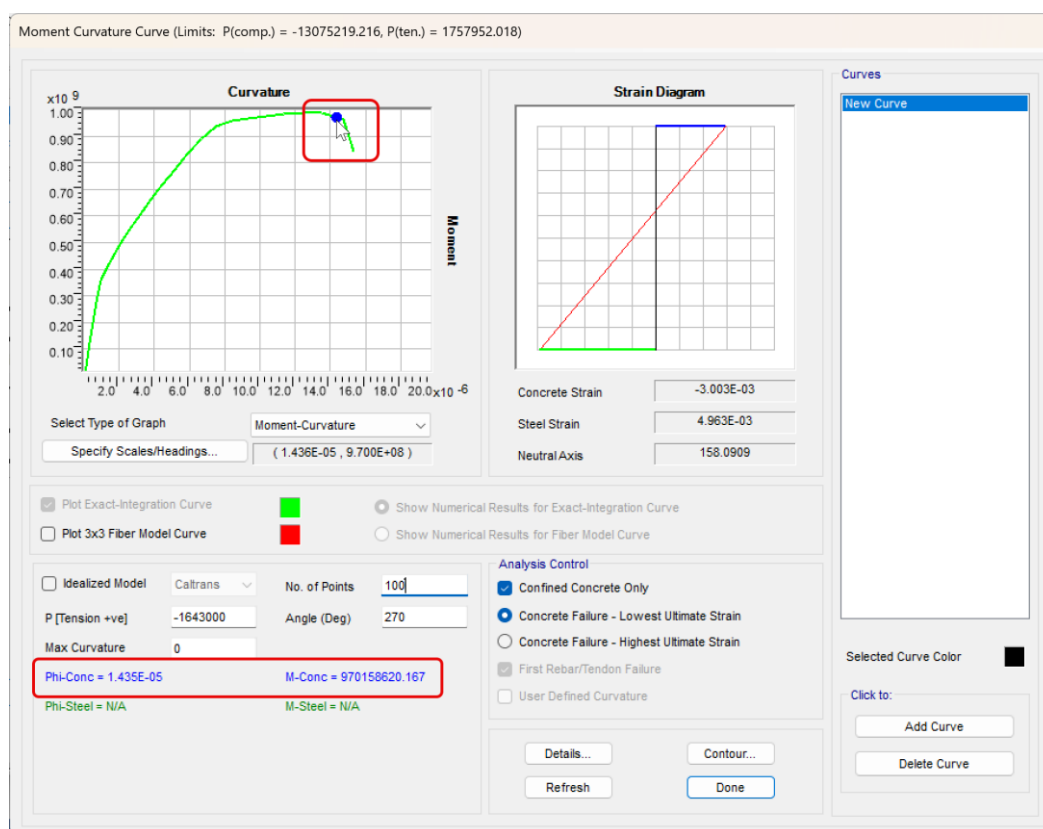
(ب): نرم افزار SAP2000



شکل پ ۴-۲۱: معرفی زاویه بردار لنگر به منظور محاسبه مقدار c مقطع دیوار، نظیر با نیروهای زلزله امتداد Y ، در نرم افزار SAP2000

(الف): $Angle=0$

(ب): $Angle=180$



شکل پ ۴-۲۲: نمودار لنگر-انحنای دیوار، تحت بار محوری فشاری حاصل از ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله امتداد X و زاویه بردار لنگر برابر با 270° درجه، در نرم افزار SAP2000

پ ۴-۵-۳ محاسبات مبتنی بر روابط تعادل نیروها در مقطع

استفاده از این روش، دقت بسیار بالایی جهت محاسبه عمق ناحیه فشاری از دورترین تار فشاری مقطع دیوار (C) دارد، لیکن انجام آن به صورت دستی زمان‌بر است. هدف از ارائه این روش، بیان جزئیات محاسبات مذکور علی‌الخصوص برای طراحانی است که تمایل دارند از طریق برنامه‌نویسی، محاسبه C را با دقت بالاتری انجام دهند.

اساس این محاسبات مبتنی بر آن است که با فرض توزیع خطی کرنش در عمق مقطع دیوار، رابطه پ ۴-۳ باید برقرار باشد.

$$P_u + \sum_{i=1}^n T_{s,i} - C_c - \sum_{j=1}^n C_{s,j} = 0 \quad (\text{پ ۴-۳})$$

در رابطه پ ۴-۳:

P_u : نیروی محوری فشاری ضریب‌دار مقطع؛

$T_{s,i}$: نیروی کششی در آرماتورهای طولی دیوار (در ناحیه کششی مقطع) که از طریق رابطه

$$A_{s,i} E_s \varepsilon_{s,i} \leq A_{s,i} f_y$$

تعیین می‌شود؛

C_c : نیروی فشاری بتن در ناحیه فشاری مقطع؛

$C_{s,j}$: نیروی فشاری در آرماتورهای طولی دیوار (در ناحیه فشاری مقطع) که از طریق رابطه

$$A_{s,j} E_s \varepsilon_{s,j} \leq A_{s,j} f_y$$

تعیین می‌شود.

همچنین E_s مدول الاستیسیته فولاد، f_y تنش تسلیم آرماتورهای طولی دیوار و $\varepsilon_{s,i}$ و $\varepsilon_{s,j}$ به ترتیب، کرنش در آرماتورهای ردیف i ام ناحیه کششی و ردیف j ام ناحیه فشاری مقطع دیوار است که با فرض توزیع کرنش به صورت خطی در مقطع دیوار محاسبه می‌شوند. برای محاسبه رابطه پ ۴-۳ باید ابتدا یک مقدار اولیه برای C فرض شود. با این فرض باید جمع جبری مقادیر سمت چپ معادله مذکور در رابطه پ ۴-۳ برابر صفر شود (یا بعضاً صفر حدی). در غیر این صورت لازم است فرض اولیه در نظر گرفته شده برای C اصلاح و رابطه پ ۴-۳ مجدداً بررسی شود. فرآیند آزمون و خطا تا جایی ادامه می‌یابد که رابطه پ ۴-۳ برقرار گردد. لازم به ذکر است در محاسبه C و تشخیص نواحی کششی و فشاری باید به علامت لنگر خمشی توجه شود؛ به عبارتی بسته به آنکه C برای کدام لبه دیوار محاسبه می‌شود، نواحی کششی و فشاری تغییر خواهند کرد.

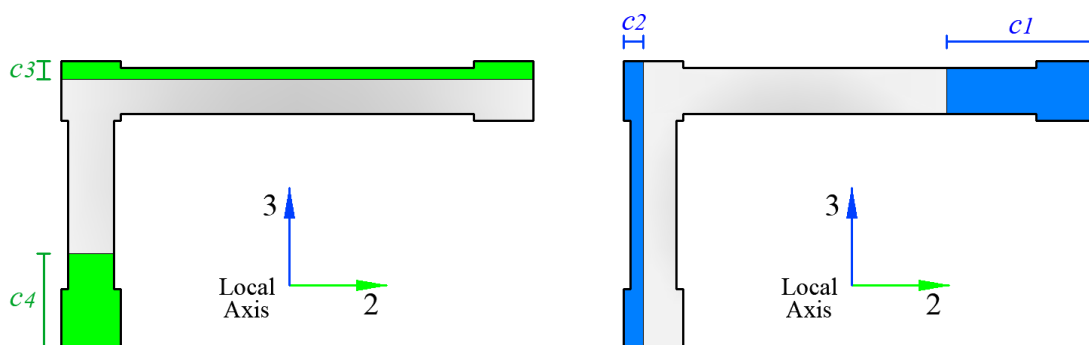
پ ۴-۵-۴ مقایسه مقادیر C محاسبه شده بر اساس روش‌های مذکور در بند پ ۴-۵

در جدول پ ۴-۱، مقدار C محاسبه شده به روش‌های مشروح در بند پ ۴-۵ ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر حاصل از منحنی لنگر-انحنای نرم‌افزار SAP نسبت به سایر روش‌ها به مقادیر دقیق حاصل از حل معادلات تعادل مقطع (روش بند پ ۴-۵-۳) نزدیک‌تر، لیکن در حد قابل اغماض کوچکتر است. استفاده از روش‌های مرتبط با نرم‌افزار ETABS نتایج را به طور محافظه کارانه بیشتر از مقدار واقعی ارائه می‌دهند.

با معلوم شدن مقدار C می‌توان نیاز به المان مرزی ویژه در روش مبتنی بر تغییر مکان را بررسی نمود. همچنین در هر دو روش مبتنی بر تغییر مکان و تنش اگر نیاز به اجرای المان مرزی ویژه باشد باید طول افقی المان مرزی ویژه بر مبنای این C محاسبه شود.

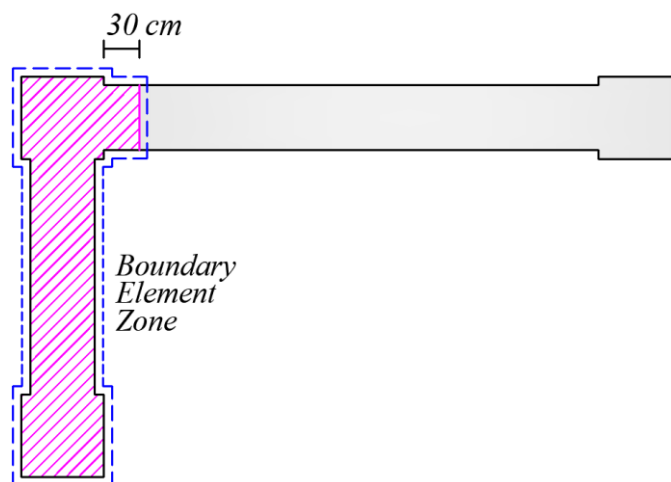
جدول پ ۴-۱: مقایسه مقادیر c محاسبه شده به روش‌های مشروح در بند پ ۴-۵؛ بر حسب cm

موقعیت c مطابق شکل پ ۴-۲۳	روش بند پ ۴-۵-۱	روش بند پ ۴-۵-۲؛ لنگر-انحنای ETABS	روش بند پ ۴-۵-۲؛ لنگر-انحنای SAP	روش بند پ ۴-۵-۳؛ روش دقیق
$c1$	249.72	232.56	209.06	215.50
$c2$	37.302	59.809	33.59	34.25
$c3$	24.98	23.148	24	24.41
$c4$	242.21	301.02	199.86	205.60



(الف): لنگر خمشی مقطع، حول محور محلی ۳ می‌باشد (ب): لنگر خمشی مقطع، حول محور محلی ۲ می‌باشد
شکل پ ۴-۲۳: موقعیت عمق تار خنثی پلاستیک مقطع دیوار (c) بر اساس لنگر خمشی دیوار

تذکره: ACI318-19 در بند 18.10.6.4(d) و متناظر با آن، مبحث ۹ در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴-ت مقرر می‌دارند در دیوارهای بال‌دار، المان مرزی باید در کل عرض مؤثر بال تحت فشار اجرا شود و حداقل تا ۳۰ سانتی‌متر داخل جان نیز ادامه یابد. بر این اساس، اگر فرض شود از روش مبتنی بر تغییر مکان جهت بررسی نیاز به المان مرزی ویژه استفاده می‌شود و عمق تار خنثی پلاستیک محاسبه شده برای دیوار در ناحیه بال ($c2$ و $c3$ در شکل پ ۴-۲۳) طبق رابطه پ ۴-۱ نشان دهد دیوار نیاز به المان مرزی ویژه دارد، باید در کل عرض مؤثر آن بال و حداقل ۳۰ سانتی‌متر از جان، المان مرزی ویژه اجرا شود. به‌عنوان مثال اگر بر اساس مقدار $c2$ در شکل پ ۴-۲۳-الف، نیاز به المان مرزی ویژه باشد لازم است در محدوده نمایش داده‌شده در شکل پ ۴-۲۴، المان مرزی ویژه اجرا گردد.



شکل پ ۴-۲۴: ناحیه ملزم به اجرای المان مرزی ویژه، نظیر با $c2$ در شکل پ ۴-۲۳-الف