

دارد

۱۴۰۴/۱۲/۰۹

۱۴۰۴/۶۶۳۰۷۶

به نام خدا



مدیر کل محترم راه و شهرسازی استان فارس
رئیس محترم سازمان نظام مهندسی ساختمان استان فارس
رئیس محترم انجمن صنفی کارفرمایی مهندسين محاسب استان فارس
با سلام و احترام

پیرو نامه شماره ۱۴۰۴/۴۶۱۷۷۱ مورخ ۱۴۰۴/۰۹/۰۲ در خصوص پیش نویس نشریه ۱۱۲ تحت عنوان
"طراحی دیافراگم های بتن آرمه" به استحضار می رساند: با توجه به بررسی های صورت گرفته در
خصوص نظرات دریافتی صاحب نظران و برگزاری جلسات متعدد با ایشان، بازنگری و اصلاحات لازم در پیش
نویس اعمال و به پیوست نسخه نهایی نشریه ۱۱۲-۰۴ جهت بهره برداری ارسال می گردد. لازم به ذکر است
به منظور ایجاد وحدت رویه، از تاریخ ۱۴۰۵/۰۱/۰۱ این ویرایش از نشریه بعنوان راهنما، جهت کنترل دفترچه
های محاسباتی در شهر شیراز ملاک عمل خواهد بود. ۸۳۰۰۴۷۴

مهدی قلندری
معاون شهرسازی و معماری

رونوشت:

جناب آقای محمدحسن اسدی شهردار محترم شیراز جهت استحضار
جناب آقای محمد امین معاون محترم فنی و عمرانی جهت استحضار
شهرداران محترم مناطق جهت استحضار
جناب آقای مرتضی امینی فر مدیرکل محترم کنترل و نظارت ساختمان جهت اقدام



معاونت شهرسازی و معماری
اداره کل کنترل و نظارت

طراحی دیافراگم‌های بتن آرمه

نشریه: ۴-۱۱۲

کارگروه سازه اداره کل کنترل و نظارت

به نام خدا

پیش گفتار

راهنمای شماره ۱۱۲-۰۴ اداره کل کنترل و نظارت شهرداری شیراز مربوط به «طراحی دیافراگم‌های بتن‌آرمه» است و هدف آن ارائه روش‌های کاربردی خصوصاً با استفاده از نرم افزارهای متعارف برای طراحی دیافراگم‌های بتن‌آرمه بر اساس آخرین ویرایش‌های مباحث مقررات ملی ساختمان ایران، استاندارد ۲۸۰۰ ایران و سایر آیین‌نامه‌های معتبر ملی و بین‌المللی مرجع آورده شده تا با رعایت آن‌ها شرایط ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی دیافراگم‌های بتن‌آرمه متعارف فراهم شود.

با توجه به تجارب و تحقیقات روزافزون و نیز پیشرفت‌های به وجود آمده در همه علوم و فنون مهندسی و همچنین قابلیت‌های نرم‌افزارهای طراحی، امروزه تغییرات پیوسته‌ای در تمام شاخه‌های مهندسی در حال رخداد است. روش‌های مدل‌سازی، بارگذاری و طراحی سازه نیز از این تغییرات بی‌بهره نبوده و همواره نیازمند بازنگری و به‌روزرسانی می‌باشد. این مدیریت امیدوار است با توجه به جامعیت و به‌روز بودن این راهنما و سهولت کاربرد آن در نرم‌افزارهای مهندسی متداول، مدل‌سازی و طراحی سازه‌ها هرچه بیشتر استاندارد و یکنواخت شده و نقش موثری در ارتقای کیفیت طراحی سازه‌های فولادی و بتن‌آرمه داشته باشد. با توجه به روال متداول در طراحی توسط عمده مهندسین طراح سازه، کلیه پارامترها و روابط مندرج در این نشریه، بر اساس واحدهای کیلوگرم و سانتیمتر تنظیم و ارائه شده است. از تمامی اساتید، مهندسان و نیز کلیه دست‌اندرکاران صنعت ساختمان صمیمانه تقاضا می‌شود که در راستای پیشبرد اهداف عالیه قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان، نظرات نگارشی و تخصصی خود را در ارتباط با این راهنما به نشانی الکترونیکی SHIRAZMN.STR@GMAIL.COM ارسال نموده تا از آن‌ها جهت انجام اصلاحات بعدی استفاده شود.

اعضای کارگروه سازه (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس جعفر آزادی (نماینده شهرداری شیراز)

مهندس امیرمحمد ادریسی (مدیر طرح)

دکتر محمدرضا جوانمردی (مدیر طرح)

مهندس سیدعلی‌رضا حکمت‌آرا

دکتر داود صفری

دکتر علی‌رضا فاروقی

مهندس ایمان فروزش‌فر

اداره کل کنترل و نظارت شهرداری شیراز

کارگروه سازه

پاییز ۱۴۰۴

اهم مراجع داخلی مورد استفاده در تدوین این راهنما به شرح زیر می باشد:

- الف-مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، تحت عنوان «بارهای وارد بر ساختمان»، ویرایش چهارم.
- ب-مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، تحت عنوان «طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه»، ویرایش پنجم.
- پ-استاندارد ۲۸۰۰ ایران، تحت عنوان «آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله»، ویرایش چهارم.
- ت - نشریه شماره ۳۶۰ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، تحت عنوان «دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود»، تجدید نظر اول.

همچنین اهم مراجع خارجی مورد استفاده در تدوین این راهنما به شرح زیر می باشد:

- a- ASCE/SEI 7-22 , Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures.
- b- Seismic Loads , Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-16 / Finley A. Charney, Ph.D., P.E., Thomas F. Heausler, P.E., S.E., Justin D. Marshall, Ph.D., P.E.
- c- ACI 318-19 , Building Code Requirements for Structural Concrete.
- d- NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3 , Seismic Design of Composite Steel Deck and Concrete-filled Diaphragms, 2010
- e- NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 5 , Seismic Design of Composite Steel Deck and Concrete-filled Diaphragms
- f- Seismic Design of Reinforced Concrete Budlings, Jack. Moehle, MacGrawHill, 2014.

فهرست

صفحه

عنوان

۱	فصل اول: نقش دیافراگم در ساختمان و وظایف آن
۲	فصل دوم: اجزای تشکیل دهنده دیافراگم
۳	۱-۲- عرشه (Slab)
۳	۲-۲- یال‌ها یا اجزای لبه‌ای (Chords)
۴	۳-۲- جمع‌کننده‌ها (Collectors)
۵	۴-۲- توزیع‌کننده‌ها (نوعی از جمع‌کننده‌ها) (Distributors)
۶	۵-۲- اتصالات به سیستم باربر جانبی قائم (Connections to the vertical elements)
۹	فصل سوم: دیافراگم در طبقات و شرایط بحرانی
۹	۱-۳- طبقه پودیوم (Podium Slab)
۱۱	۲-۳- طبقه عقب‌نشسته (Setback Slab)
۱۱	۳-۳- دیوار برشی یا مهاربند در مجاورت بازشو
۱۲	۴-۳- بازشوهای بزرگ و متوالی در دیافراگم
۱۳	۵-۳- ستون مایل در سازه
۱۳	۶-۳- طبقه بام
۱۴	فصل چهارم: رفتار دیافراگم و نیروهای وارده به آن
۱۴	۱-۴- نیروی موثر وارد بر دیافراگم
۱۵	۲-۴- توزیع نیروی دیافراگم در ارتفاع سازه
۱۵	۳-۴- توزیع نیروی دیافراگم در ارتفاع سازه برای طراحی جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها
۱۶	۴-۴- نحوه اعمال نیروی دیافراگم در نرم‌افزار
۲۰	۵-۴- اعضای که مشمول طراحی با زلزله تشدید می‌شوند
۲۰	۱-۵-۴- جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها
۲۰	۲-۵-۴- نیروی انتقالی ناشی از نامنظمی خارج از صفحه
۲۰	۶-۴- افزایش نیروی وارد بر دیافراگم در سازه‌های نامنظم
۲۲	۷-۴- نکات تکمیلی در بارگذاری دیافراگم‌ها

۲۳	فصل پنجم، مدل سازی دیافراگم در نرم افزار
۲۳	۵-۱- ضریب ترک خوردگی به دیافراگم
۲۴	۵-۲- ابعاد مش بندی در مدل سازی دیافراگم
۲۴	۵-۳- مشاهده نتایج خروجی نرم افزار
۲۵	فصل ششم، طراحی دیافراگم
۲۵	۶-۱- طراحی برشی درون صفحه دیافراگم
۲۵	۶-۲- طراحی یال ها
۲۵	۶-۲-۱ طراحی یال های فشاری
۲۶	۶-۲-۲ طراحی یال های کششی
۲۷	۶-۳- طراحی جمع کننده ها
۲۹	۶-۴- طراحی اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی
۲۹	۶-۵- طراحی آرماتورهای اتصال دیوارها در محل درز سرد
۳۰	۶-۷- مثال موردی کنترل و طراحی دیافراگم
۳۱	۶-۷-۱ کنترل برش در دیافراگم
۳۱	۶-۷-۱-۱ استفاده از ابزار Section-Cut برای کنترل برش در دیافراگم
۳۳	۶-۷-۱-۲ استفاده از دیاگرام نیروی برشی در واحد طول برای کنترل برش در دیافراگم
۳۵	۶-۷-۲ کنترل یال های کششی و فشاری دیافراگم
۳۷	۶-۷-۲-۱ استفاده از ابزار Section-Cut برای طراحی یال کششی
۳۹	۶-۷-۲-۲ استفاده از دیاگرام نیروی محوری در واحد طول برای طراحی یال کششی
۴۰	۶-۷-۳ طراحی جمع کننده ها
۴۲	۶-۷-۳-۱ کنترل جمع کننده کششی
۴۲	۶-۷-۳-۲ کنترل جمع کننده فشاری
۴۲	۶-۷-۴ اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی
۴۵	۶-۷-۵ طراحی آرماتورهای اتصال دیوارها در محل درز سرد
۴۹	فصل هفتم، حالات خاص در طراحی دیافراگم
۴۹	۷-۱- دیوار برشی غیر متصل به دیافراگم
۵۱	۷-۲- دیافراگم در سقف های تیرچه بلوک
۵۵	۷-۳- دیوار برشی تعبیه شده در محل نامناسب
۵۸	۷-۴- دیافراگم منفصل

فصل اول: نقش دیافراگم در ساختمان و وظایف آن

به منظور تامین پایداری کلی سازه‌ها که معمولاً علاوه بر بارهای ثقلی تحت اثر بارهای جانبی نیز قرار دارند، باید با بکارگیری و طراحی یک سیستم باربر جانبی، شرایط انتقال نیروهای وارده را از طبقات فوقانی به فونداسیون فراهم نمود. اجزای هر سیستم باربر جانبی را می‌توان به دو دسته کلی به شرح زیر تقسیم نمود:

الف- اعضای قائم مقاوم در برابر زلزله، که شامل قاب‌های خمشی، دیوارهای برشی، قاب‌های مهاربندی شده و یا ترکیبی از آنها هستند که با عنوان «سیستم باربر جانبی قائم» معرفی می‌شوند.

ب- اعضای افقی مقاوم در برابر زلزله، که شامل سقف‌ها و کف‌های سازه که با عنوان «سیستم باربر جانبی افقی» معرفی می‌شوند.

از آنجا که بیشتر جرم قسمت‌های تشکیل دهنده ساختمان در کف‌ها و سقف‌ها متمرکز است، بخش عمده نیروهای جانبی ناشی از شتاب زمین‌لرزه نیز در آنها ایجاد می‌شود. لذا وظیفه کف‌ها و سقف‌ها به عنوان سیستم باربر جانبی افقی این است که ضمن تحمل نیروهای جانبی ایجاد شده، آنها را به نحو مناسبی به سیستم باربر جانبی قائم انتقال دهند تا در ادامه این نیروها به فونداسیون و نهایتاً به زمین منتقل شوند. این سیستم باربر جانبی افقی که به «دیافراگم» معروف است، علاوه بر نیروهای جانبی (درون‌صفحه)، وظیفه تحمل بارهای ثقلی (خارج از صفحه) را نیز بر عهده داشته و بدین صورت سازه را قادر می‌سازد تا به عنوان یک مجموعه یکپارچه و واحد رفتار نموده و پایدار بماند.

شایان ذکر است، تجربه‌های گذشته حاکی از نقش کلیدی دیافراگم در هنگام وقوع زلزله است. چرا که اگر در یک سازه عملکرد لرزه‌ای دیافراگم مناسب نباشد، بارهای جانبی از کف‌ها به اعضای قائم مقاوم در برابر زلزله منتقل نخواهند شد. لذا فرضیات طراح سازه در عمل به وقوع نپیوسته و علیرغم کفایت ظرفیت سیستم باربر جانبی قائم، ساختمان دچار زوال خواهد شد.

با توجه به توضیحات فوق، دیافراگم باید به منظور تحمل همزمان بارهای ثقلی و جانبی، چندین نقش متفاوت را ایفا کند. اهم وظایف دیافراگم در سازه ساختمان‌های متعارف به شرح زیر می‌باشد:

الف- تحمل بارهای ثقلی (مرده و زنده).

ب- تامین تکیه‌گاه جانبی برای اعضا قائم سازه (ستون‌ها و دیوارهای برشی).

پ- تامین تکیه‌گاه جانبی برای اجزاء غیرسازه‌ای (نظیر دیوارهای جداکننده) و تحمل بارهای جانبی وارده بر آنها.

ت- تحمل نیروهای ناشی از رانش ستون‌های مایل در سازه.

ث- تحمل نیروهای جانبی (نظیر زلزله و باد) و انتقال آنها به سیستم باربر جانبی قائم.

ج- انتقال نیروی برشی از یک عضو قائم لرزه‌بر به عضو قائم لرزه‌بر دیگر.

چ- تامین تکیه‌گاه برای دیوارهای حائل پیرامون زیرزمین و تحمل فشار جانبی خاک وارد بر سازه.

فصل دوم: اجزای تشکیل دهنده دیافراگم

دیافراگم‌ها دارای اجزای مختلفی هستند که هر یک در تحمل نیروهای موجود و انتقال آن به سیستم باربر جانبی قائم وظیفه جداگانه‌ای دارند. از اینرو شناخت هر جزء و نقش آن در مقاومت و رفتار دیافراگم، جهت انجام طراحی و رعایت ضوابط مربوط به هر جزء حائز اهمیت است.

برای سهولت دیافراگم را می‌توان مشابه یک تیر با ضخامت کم و عمق زیاد تصور نمود که بر روی تکیه‌گاه‌هایی که همان اجزای قائم باربر جانبی می‌باشند (قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی) واقع شده است. لیکن باید توجه داشت که به واسطه بزرگی نسبت عرض به دهانه، دیافراگم‌ها به عنوان تیرهای عمیق (تیر تیغه) محسوب شده و فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آن‌ها صادق نیست. لذا در تیر مزبور باید علاوه بر اثرهای تغییرشکل‌های خمشی، اثر تغییرشکل‌های برش نیز منظور گردد.

دیافراگم دارای اجزای مختلفی است که اهم آن در ساختمان‌های متعارف به شرح زیر است:

۱-۲- عرشه. (Slab)

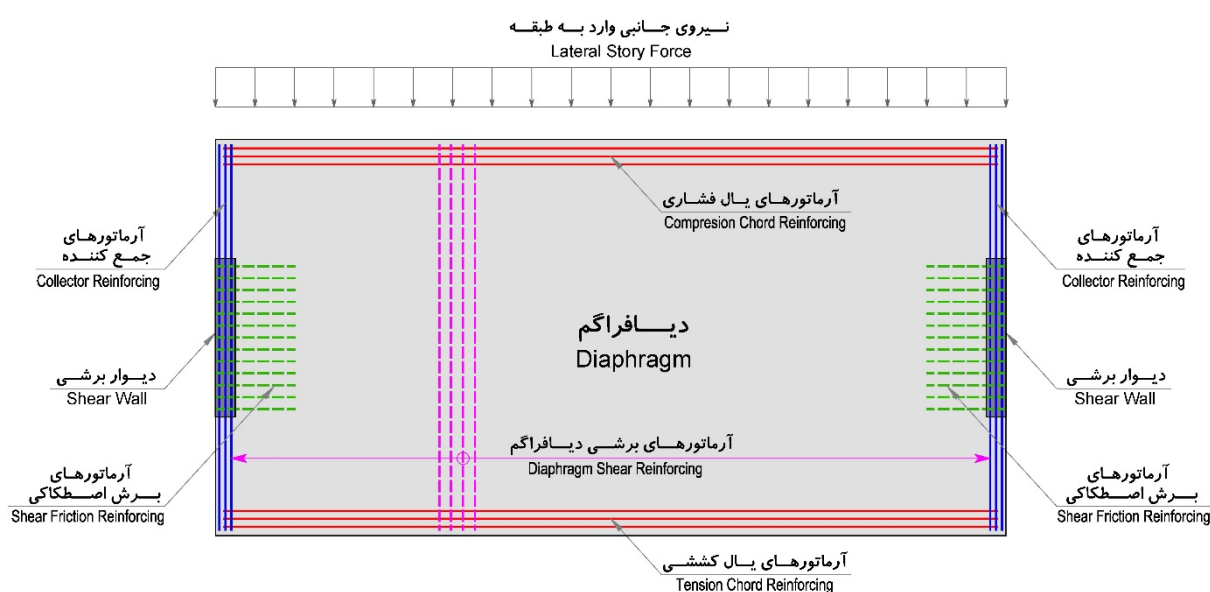
۲-۲- یال‌ها یا اجزای لبه‌ای. (Chords)

۳-۲- جمع‌کننده‌ها. (Collectors)

۴-۲- توزیع‌کننده‌ها. (Distributors)

۵-۲- اتصالات به سیستم باربر جانبی قائم. (Connections to the vertical elements)

در شکل شماره ۱-۲، پلان آرماتورگذاری اجزای مختلف یک دیافراگم مستطیلی متکی به دو دیوار برشی در طرفین، که تحت اثر نیروی جانبی در جهت مشخص شده در بالای شکل قرار دارد ارائه شده است.



شکل ۱-۲- پلان آرماتورگذاری دیافراگم

لازم به ذکر است تلاش‌های ایجاد شده در دیافراگم‌ها به دو دسته تلاش‌های خارج از صفحه و تلاش‌های درون صفحه تقسیم می‌شود. در این راهنما در خصوص تلاش‌های درون صفحه دیافراگم صحبت می‌شود و در خصوص طراحی برای تلاش‌های خارج از صفحه دیافراگم می‌توان به نشریه ۱۰۸ شهرداری شیراز مراجعه کرد.

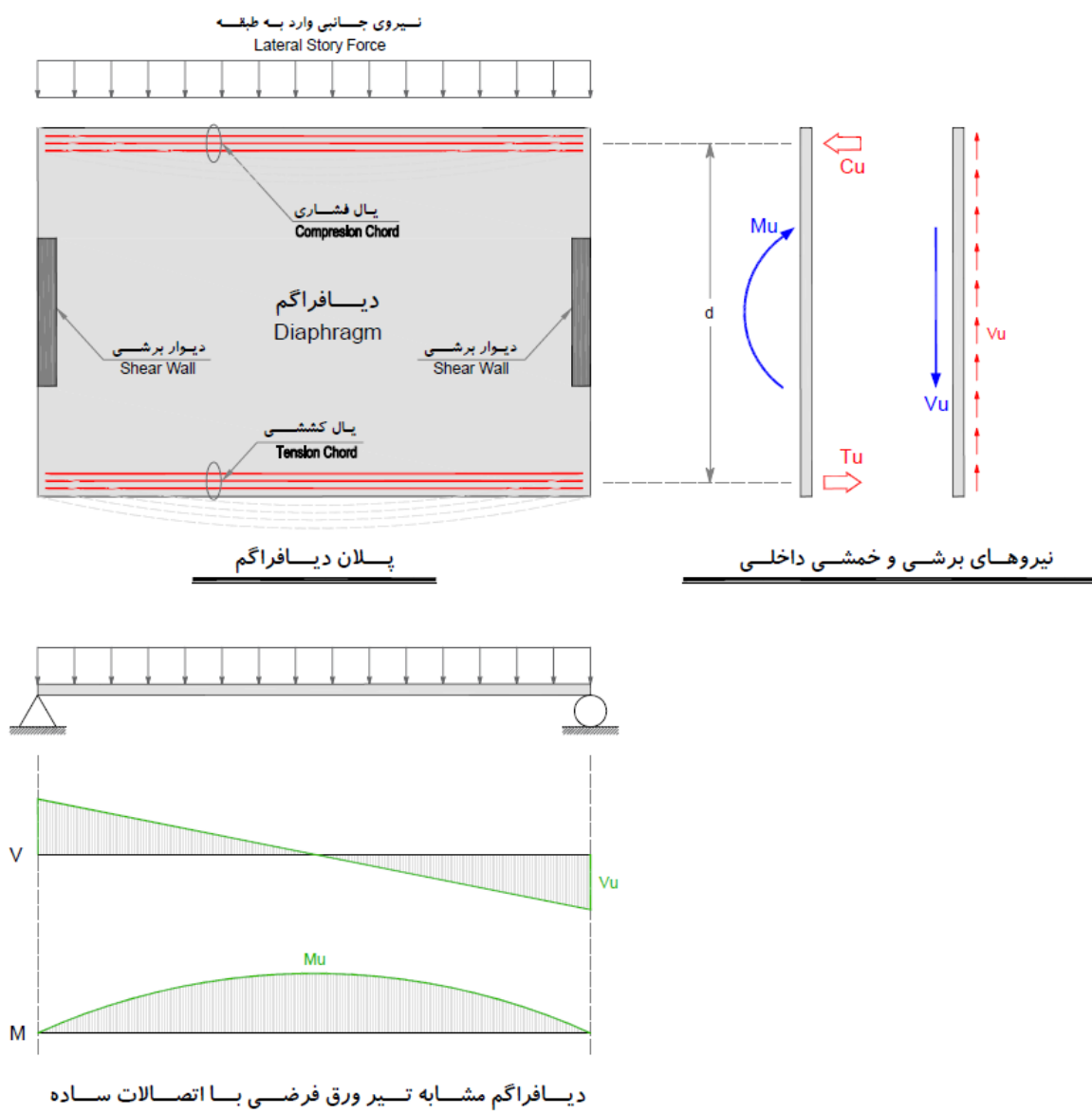
جهت مشخص شدن وظیفه و نقش هر یک اجزاء تشکیل دهنده دیافراگم توضیحات مربوط به هر جزء در ادامه ارائه می‌گردد:

۲-۱- عرشه (Slab)

عرشه در سازه‌های بتن آرمه معمولاً از انواع دال بتن آرمه نظیر دال معمولی، دال مجوف، دال‌های پس کشیده و همچنین بتن رویه در سقف‌های متکی تیرچه و در سازه‌های فولادی از انواع دال مختلط نظیر بتن رویه در سقف‌های کامپوزیت و عرشه فولادی، و یا سایر سقف‌های انعطاف پذیر تقویت شده با مهاربندی سقفی تشکیل می‌شود. به عبارت دیگر عرشه را می‌توان به عنوان جان تیر فرضی مزبور در نظر گرفت، که بدنه اصلی دیافراگم بوده و علاوه بر تحمل بارهای ثقلی خارج از صفحه، وظیفه تحمل نیروهای داخل صفحه ناشی از بارهای جانبی را نیز برعهده دارد.

۲-۲- یال‌ها یا اجزای لبه‌ای (Chords)

مطابق شکل شماره ۲-۲، با در نظر گرفتن دیافراگم به صورت تیر متکی بر تکیه‌گاه‌های ساده در طرفین، لنگر خمشی M_u ایجاد شده در دیافراگم را می‌توان با کوپل دو نیروی کششی T_u و نیروی فشاری C_u عمود بر راستای بار جانبی جایگزین نمود. جزء لبه‌ای دیافراگم که تحت کشش قرار دارد یال کششی و جزء لبه‌ای دیافراگم که تحت فشار واقع شده یال فشاری نامیده می‌شود. به عبارت دیگر، یال‌های دیافراگم را می‌توان به عنوان بال‌های تیر فرضی در نظر گرفت که برای مقاومت در برابر نیروهای کششی یا فشاری ناشی از لنگرهای درون صفحه دیافراگم به کار می‌روند.



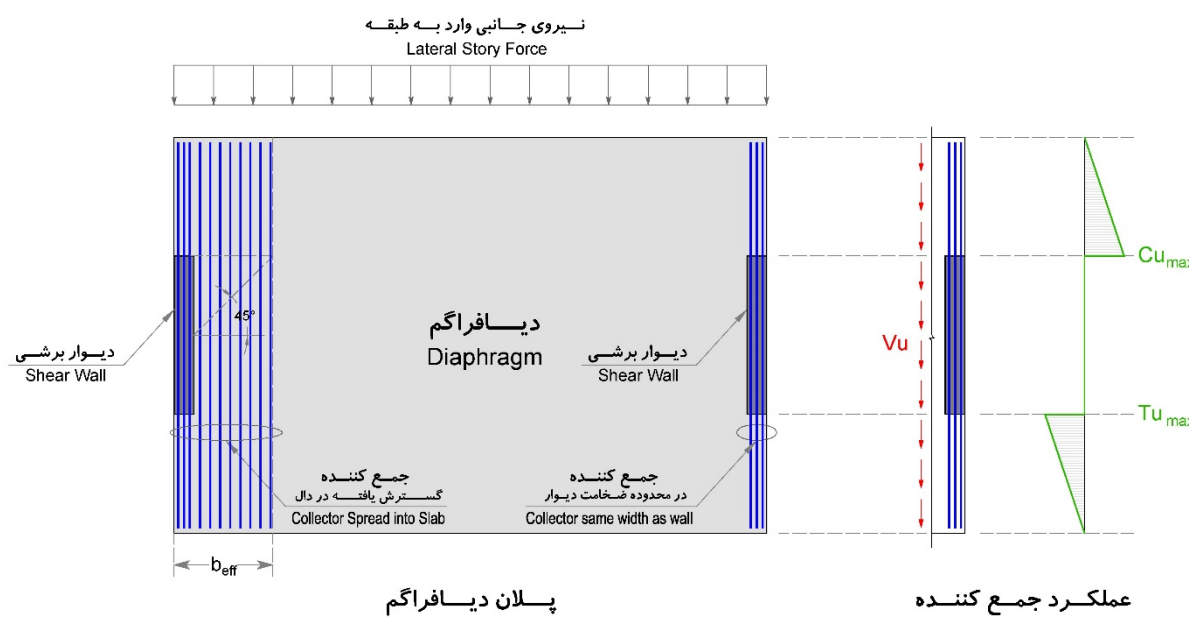
شکل ۲-۲- یال‌ها یا اجزاء لبه‌ای

۳-۲- جمع‌کننده‌ها (Collectors)

با توجه به توضیحات ارائه شده در خصوص یال‌ها، زمانی که لنگر خمشی درون صفحه دیافراگم توسط یال‌های کششی و فشاری در اجزای لبه‌ای تحمل می‌شود، مطابق دیاگرام ارائه شده در شکل شماره ۲-۲، به منظور حفظ پایداری دیافراگم لازم است نیروی برشی در راستای عمق دیافراگم به طور یکنواخت توزیع شود.

مطابق شکل شماره ۲-۳ و دیاگرام مربوطه، لازم است اعضا کششی و فشاری در طرفین دیافراگم و در راستای بار جانبی اعمال شده تعبیه گردند تا نیروی برشی درون صفحه دیافراگم را «جمع» نموده و به سیستم باربر جانبی قائم (دیوارهای برشی در شکل) انتقال دهند. این اجزاء که به «جمع کننده» معروف هستند، در برابر نیروهای برشی درون صفحه دیافراگم مقاومت کرده و با عملکرد محوری وظیفه انتقال نیروهای برشی درون صفحه دیافراگم به اعضای باربر قائم جانبی را بر عهده دارند.

به عبارت دیگر اجزای جمع کننده عبارتند از اجزایی که وظیفه انتقال برش‌های ایجاد شده در تیر فرضی به تکیه گاه‌های آن را دارند. همانطور که در شکل شماره ۲-۳ مشخص شده است، جمع کننده‌ها را می‌توان با اضافه کردن آرماتوری لازم به آرماتورهای طولی موجود در تیرها (بخش سمت راست پلان) و یا ناحیه‌ای از دال (بخش سمت چپ پلان) متصل و هم‌راستا با سیستم باربر جانبی قائم مورد نظر تعبیه نمود. مطابق دیاگرام ارائه شده در شکل، با توجه به انتهای آزاد جمع کننده، نیروی کششی یا فشاری به صورت خطی تا رسیدن به نقطه انتهایی دیوار برشی افزایش می‌یابد.

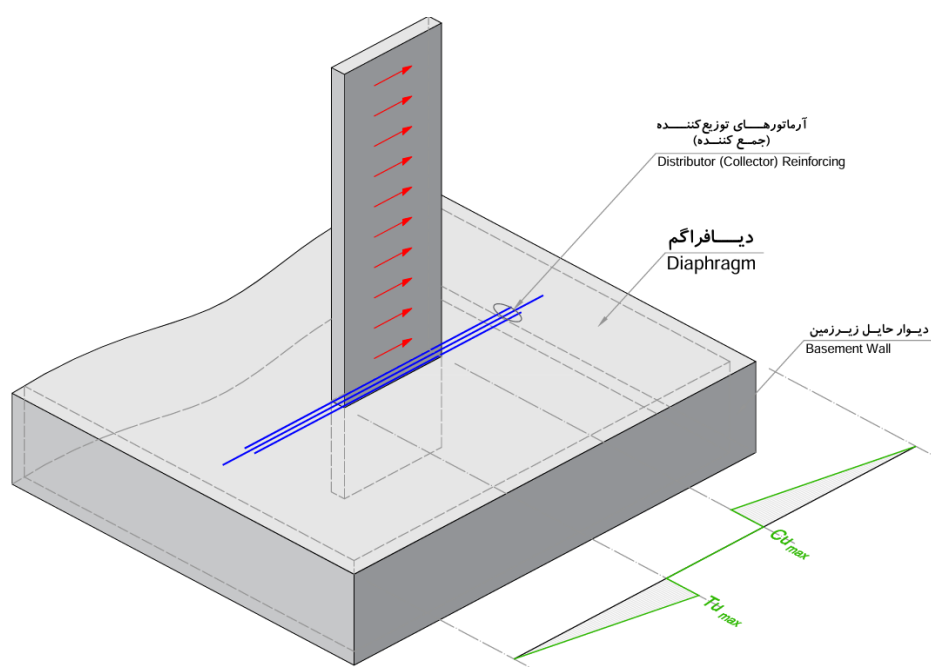


شکل ۲-۳- جمع کننده‌ها

۲-۴- توزیع کننده‌ها (نوعی از جمع کننده‌ها) (Distributors)

یکی دیگر از وظایف دیافراگم، انتقال بار از یک عضو قائم باربر جانبی به یک عضو قائم باربر جانبی دیگر است، نظیر مواردی که ساختمان دچار نامنظی خارج از صفحه به دلیل وجود انقطاع در سیستم باربر جانبی و تغییر صفحه در اجزای باربر جانبی در طبقات باشد (عدم انطباق موقعیت استقرار اعضای باربر جانبی قائم در بالا و پایین یک دیافراگم).

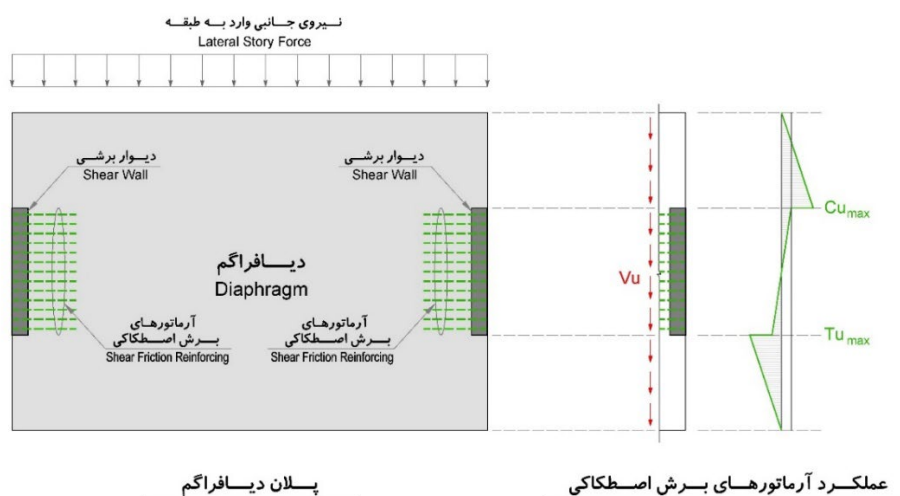
مثال دیگر که بسیار متداول است، مربوط به مواردی است که برخی از دیوارهای برشی موجود در طبقات تحتانی، در طبقات فوقانی امتداد داده نشده باشند (نظیر دیوارهای حائل پیرامونی در زیرزمین‌ها). در این موارد دیافراگم در مسیر انتقال بارهای جانبی از بالا به پایین خود قرار گرفته و باید قادر به تحمل و انتقال این نیروها باشد. لذا در این موارد، اجزاء توزیع کننده وظیفه انتقال نیروی برشی موجود درون دیوار به دیافراگم را بر عهده دارند. مطابق شکل شماره ۲-۴، وظیفه اجزای توزیع کننده گرفتن نیرو از المان قائم و توزیع آن در دیافراگم می‌باشد. لازم به ذکر است آرماتورهای توزیع کننده زیرمجموعه آرماتورهای جمع کننده بوده و ضوابط طراحی جمع کننده‌ها بر آن‌ها حاکم می‌باشد.



شکل ۲-۴- توزیع کننده‌ها (جمع کننده‌ها)

۵-۲- اتصالات به سیستم باربر جانبی قائم (Connections to the vertical elements)

کفایت ظرفیت اتصال دیافراگم به اعضا سیستم باربر جانبی قائم نیز همانند سایر اتصالات در سازه باید مورد بررسی قرار گیرد. از جمله مهم‌ترین اتصالات دیافراگم در سازه‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی یا دیوارهای حائل، آرماتورهای برش اصطکاکی (Shear-Friction Reinforcement) بوده و در سازه‌های فولادی شامل: برشگیرها (Shear Stud) و اتصالات تیرهایی است که نقش اعضا جمع کننده به قاب‌های خمشی یا قاب‌های مهاربندی شده را ایفا می‌کنند. (شکل ۲-۵)



شکل ۲-۵- عملکرد آرماتورهای برش اصطکاکی

در سازه‌های بتن آرمه، معمولاً ابتدا دیوارهای برشی و ستون‌ها بتن‌ریزی شده و سپس بتن‌ریزی سقف در زمان دیگری انجام می‌گردد. بنابراین با توجه به اجرای دو بتن در زمان‌های مختلف و عدم امکان رعایت اصل پیوستگی و تداوم بتن‌ریزی، در محل اتصال دیوار به سقف «درز سرد» (Cold Joint) به وجود می‌آید.

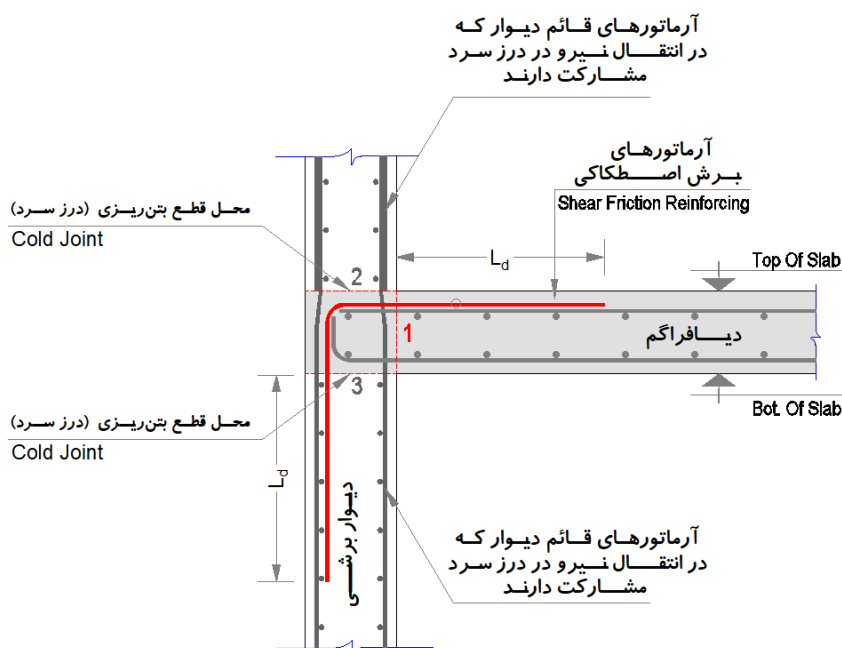
با توجه به شکل شماره ۲-۶ مکانیزم‌های انتقال برش بین دیافراگم، دیوار فوقانی و دیوار تحتانی به شرح زیر می‌باشد:

الف) درز شماره ۱ باید کفایت ظرفیت برشی برای انتقال نیروی دیافراگم به دیوار را داشته باشد، بدین منظور باید آرماتورهای برش اصطکاکی (dowels) در محل درز تعبیه گردد.

ب) درز سرد شماره ۲ باید کفایت ظرفیت برشی برای انتقال نیروی برشی دیوار فوقانی به دیوار تحتانی را داشته باشد، بدین منظور باید ظرفیت آرماتورهای قائم دیوار تحتانی در محل درز سرد محاسبه گردد و در صورت عدم کفایت آرماتور قائم اضافه در درز سرد تعبیه گردد.

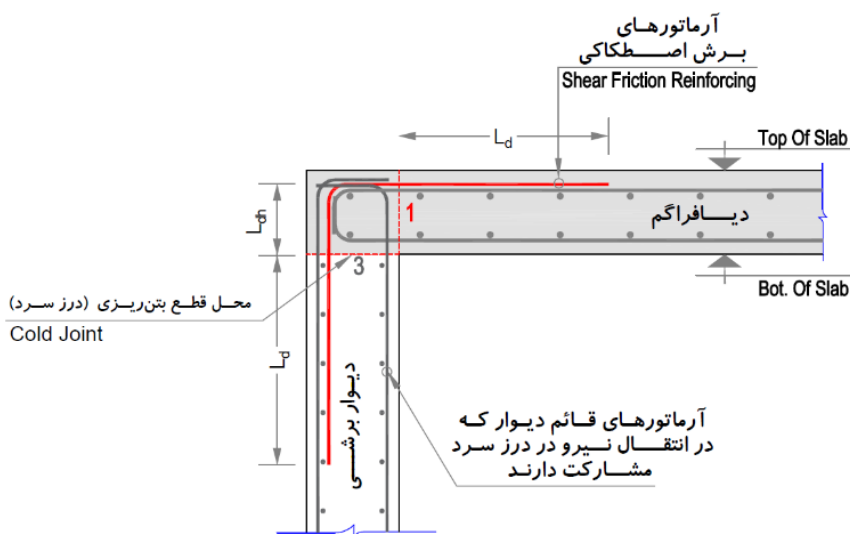
ج) درز سرد شماره ۳ باید کفایت ظرفیت برشی برای انتقال مجموع نیروی برشی دیوار فوقانی و نیروی دیافراگم به دیوار تحتانی را داشته باشد، بدین منظور باید ظرفیت آرماتورهای قائم دیوار تحتانی در محل درز سرد محاسبه شده و در صورت عدم کفایت، آرماتور قائم اضافه در محل درز سرد تعبیه گردد.

لازم به ذکر است نیاز به تعبیه آرماتور برش اصطکاکی در سقف طبقه آخر و همچنین در سقف‌های تیرچه بلوک محتمل‌تر است.



شکل ۲-۶- درزهای اجرایی بین دیوار و دیافراگم

در صورتیکه امکان مهار آرماتورهای قائم دیوار با تامین طول مهاری کافی در سقف طبقه آخر وجود داشته باشد، می‌توان سطح مقطع این آرماتورهای عبوری از درز ۳ را در محاسبات مربوطه بعنوان بخشی از سطح مقطع لازم برای تحمل برش اصطکاکی لحاظ نمود، در غیر اینصورت تنها باید سطح مقطع آرماتورهای اضافی که به منظور تحمل برش اصطکاکی (dowels) تعبیه می‌شوند، در نظر گرفته شود. (شکل ۲-۷)



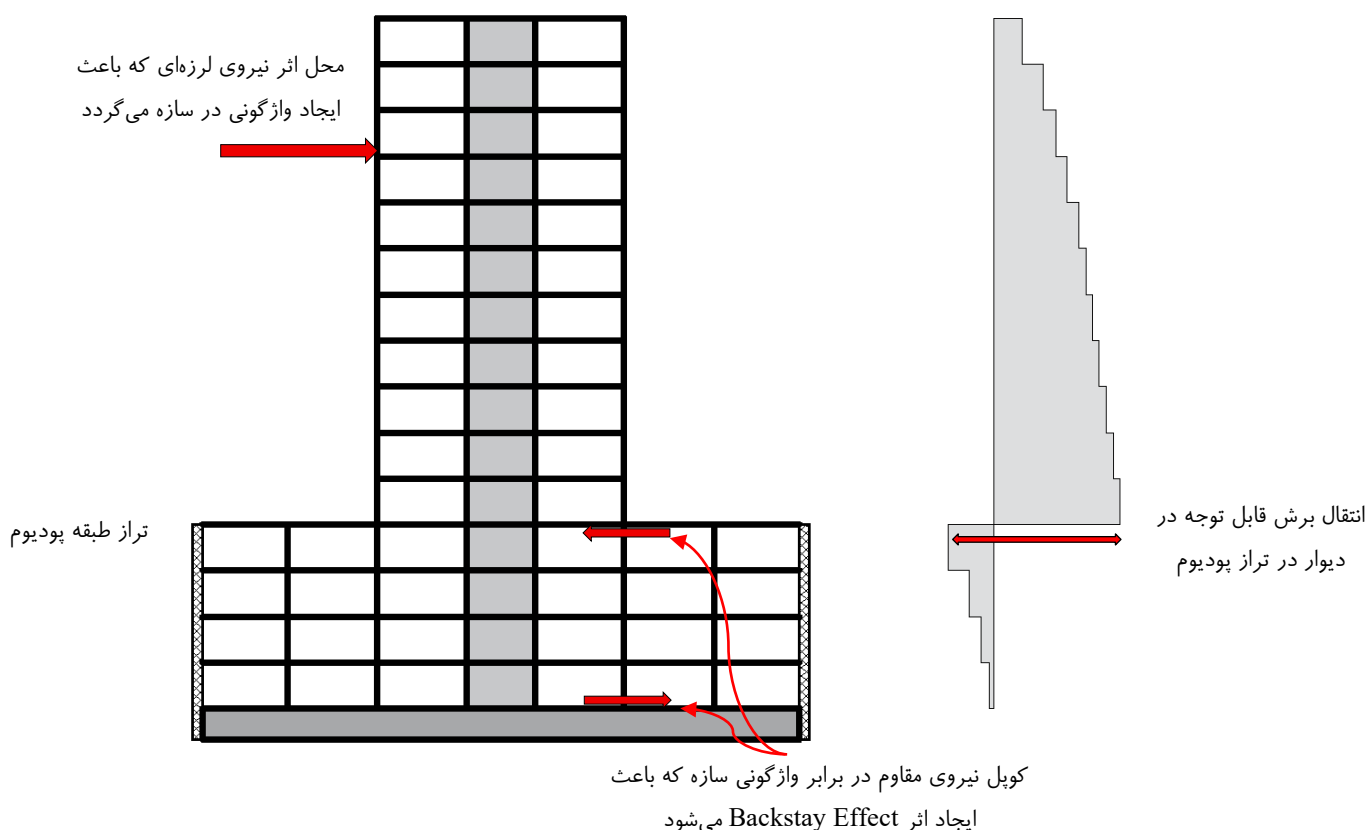
شکل ۲-۷- آرماتورهای برش اصطکاکی در سقف طبقه آخر

فصل سوم: دیافراگم در طبقات و شرایط بحرانی

در تمامی سازه‌ها طراحی کلیه دیافراگم‌ها الزامی می‌باشد، اما در برخی طبقات و موقعیت‌ها، بدلیل شرایط خاص سازه، نیروهای داخلی دیافراگم به طور قابل توجهی بزرگتر از سایر طبقات بوده و طراحی آن‌ها دارای اهمیت بسیار بالاتری می‌باشد که در ادامه به این موارد اشاره شده است، لازم به ذکر است در تمامی مراحل تحلیل و طراحی به منظور محاسبه نیروهای درون‌صفحه‌ای دیافراگم، لازم است همواره دیافراگم‌ها بصورت نیمه صلب مدل‌سازی شده و تحلیل سازه انجام گردد.

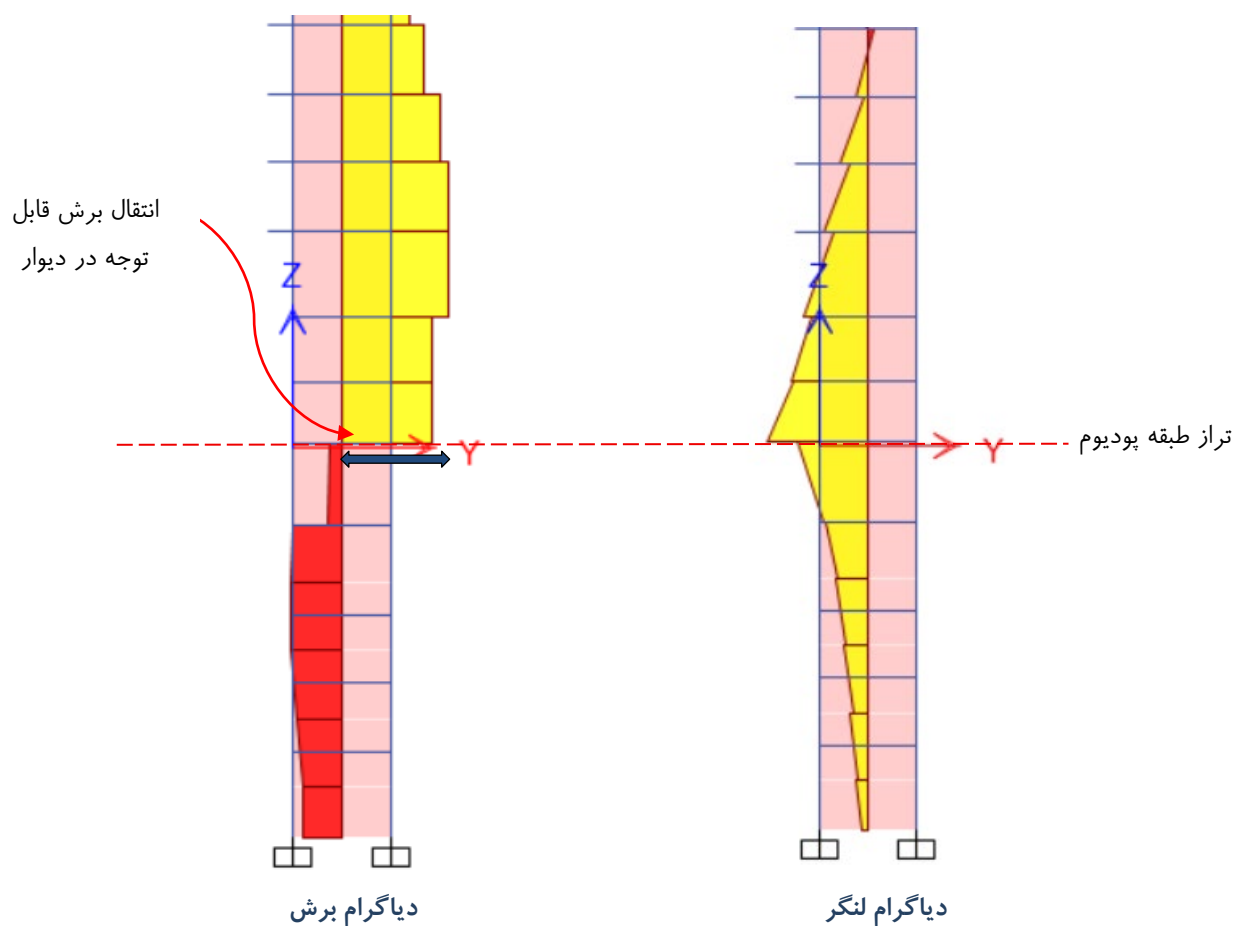
۳-۱- طبقه پودیوم (Podium Slab)

در علم مهندسی، طبقه‌ای که به بالاترین تراز دیوارهای حائل پیرامونی متصل است، «پودیوم» نامیده می‌شود. در این طبقه به دلیل انتقال نیروی جانبی از سیستم باربر لرزه‌ای اصلی ساختمان به دیوارهای حائل پیرامونی، نیروی برشی قابل توجهی در دیافراگم بوجود می‌آید که به Backstay effect معروف است. علت اصلی ایجاد Backstay effect، کوپل نیرویی است که در تراز پودیوم و طبقات پایین‌تر ناشی از مقاومت در برابر واژگونی سازه ناشی از نیروهای لرزه‌ای بوجود می‌آید. برش انتقالی در طبقه پودیوم به دیوارها در برخی موارد ممکن است بیشتر از کل برش لرزه‌ای وارده به دیوار باشد. (شکل ۳-۱)



شکل ۳-۱- انتقال قابل توجه برش در طبقه پودیوم و اثر Backstay effect

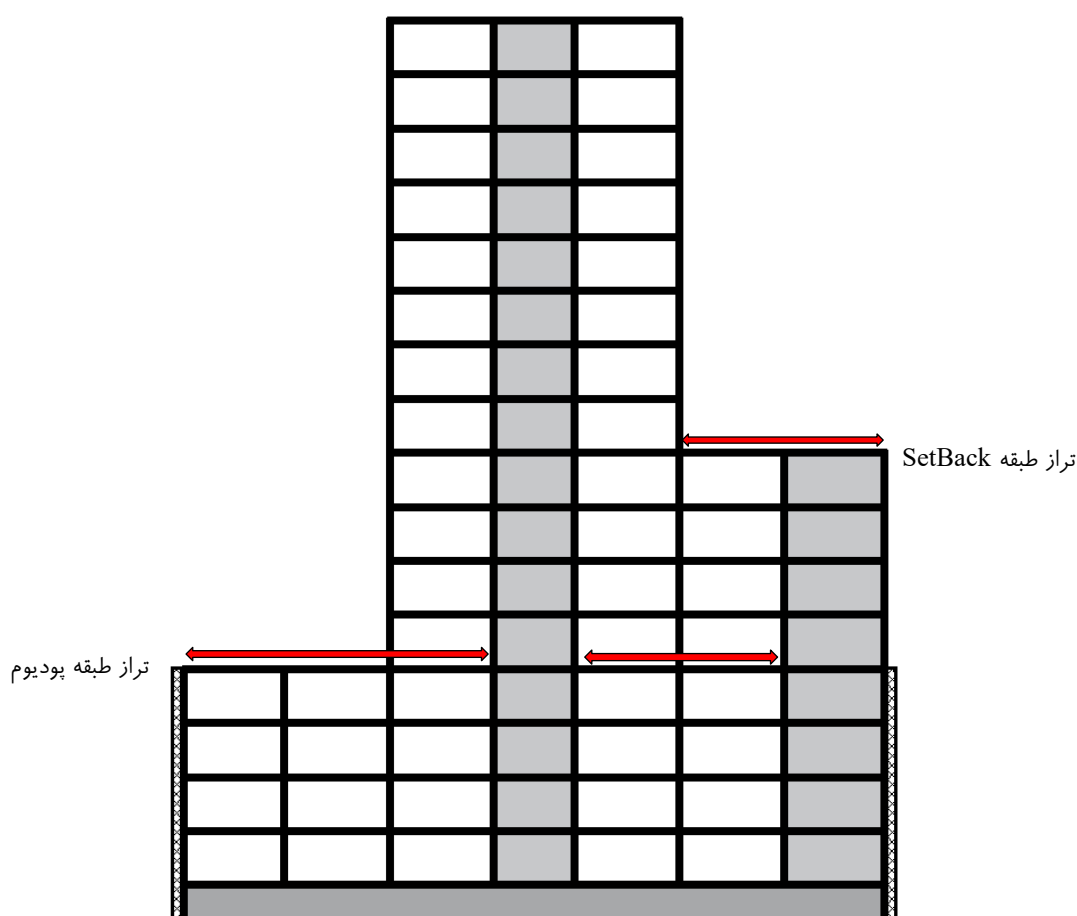
در شکل ۱-۳ نمونه‌ای از دال در طبقه پودיום نمایش داده شده است. در این شکل مشخص است که انتقال برش در این طبقه بسیار قابل توجه می‌باشد. همچنین کوپل نیروی مقاوم در برابر واژگونی ساختمان نمایش داده شده است. در شکل ۲-۳، دیاگرام برش و خمش در یک دیوار مرکزی در طبقه پودיום ترسیم شده است. در شکل مشخص است علاوه بر انتقال قابل توجه برش در تراز پودיום، لنگر در دیوارها نیز کاهش می‌باید، لذا طراحی و بررسی کفایت دیافراگم برای انتقال برش از سیستم لرزه‌بر اصلی به دیوارهای حائل لازم می‌باشد.



شکل ۲-۳- دیاگرام برش و لنگر در طبقه پودיום

۳-۲- طبقه عقب‌نشسته (Setback Slab)

در مواردی که در بالای یکی از طبقات، ابعاد پلان ساختمان نسبت به پایین همان طبقه بطور ناگهانی کاهش داشته باشد به طوریکه منجر به حذف تعدادی از قاب‌ها یا دیوارهای برشی در بخش فوقانی گردد، آن طبقه عقب‌نشسته یا Setback Slab نامیده می‌شود، در این تراز نقش دیافراگم به منظور انتقال نیروی برشی بین سیستم‌های لرزه‌بر پر اهمیت می‌باشد. (شکل ۳-۳)

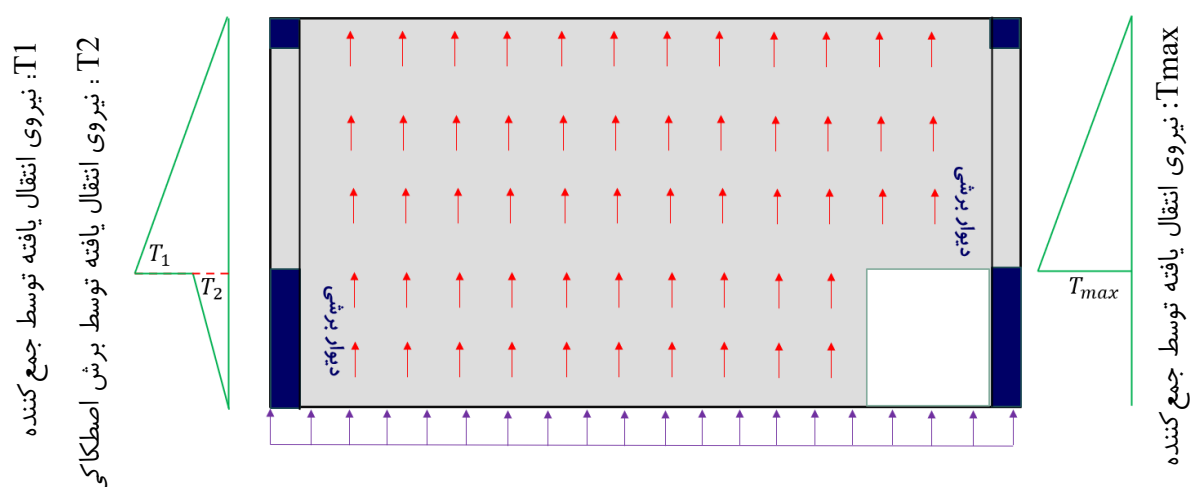


شکل ۳-۳- تراز Setback و Podium

۳-۳- دیوار برشی یا مهاربند در مجاورت بازشو

در این دیافراگم‌ها نیروی جانبی زلزله از تراز سقف به دیوارهای برشی یا مهاربند عمدتاً توسط عناصر جمع‌کننده منتقل می‌شود و لذا طراحی آنها از اهمیت بالایی برخوردار است.

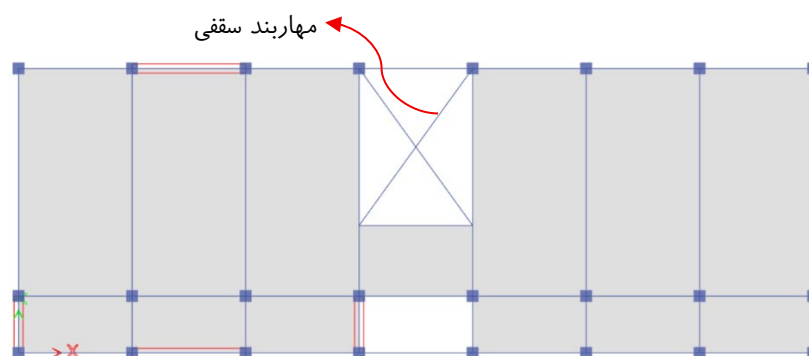
در شکل ۳-۴ یکی از دیوارهای برشی در مجاورت بازشو و دیگری متصل به دیافراگم می‌باشد. در دیوار متصل به دیافراگم، نیروی T_1 توسط جمع‌کننده و نیروی T_2 توسط مکانیزم برش اصطکاکی منتقل می‌شود. در حالی که در دیوار مجاور بازشو کل نیروی انتقالی T_{max} باید توسط جمع‌کننده منتقل شود و این موضوع نشان‌دهنده اهمیت بالاتر طراحی جمع‌کننده برای اینگونه دیافراگم‌ها می‌باشد. هرچند در طراحی سازه توصیه می‌شود تا حد امکان از تعبیه سیستم باربر جانبی غیر متصل به دیافراگم اجتناب گردد.



شکل ۳-۴- دیوار برشی در مجاورت بازشو

۳-۴- بازشوهای بزرگ و متوالی در دیافراگم

در مواردی که بازشوهای بزرگ و متوالی در پلان باعث ایجاد انفصال در دیافراگم می‌شوند، بررسی کفایت ظرفیت عناصر رابط بین دو بخش دیافراگم از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. در شکل ۳-۵ نمونه‌ای از بازشو تعبیه شده در دیافراگم آورده شده است. در این سازه برای حفظ یکپارچگی دیافراگم از مهاربند سقفی بهره‌گیری شده است. در این موارد توصیه می‌گردد، به منظور عملکرد مناسب سازه، سیستم لرزه بر برای هر بخش از دیافراگم به طور مجزا فراهم شود.



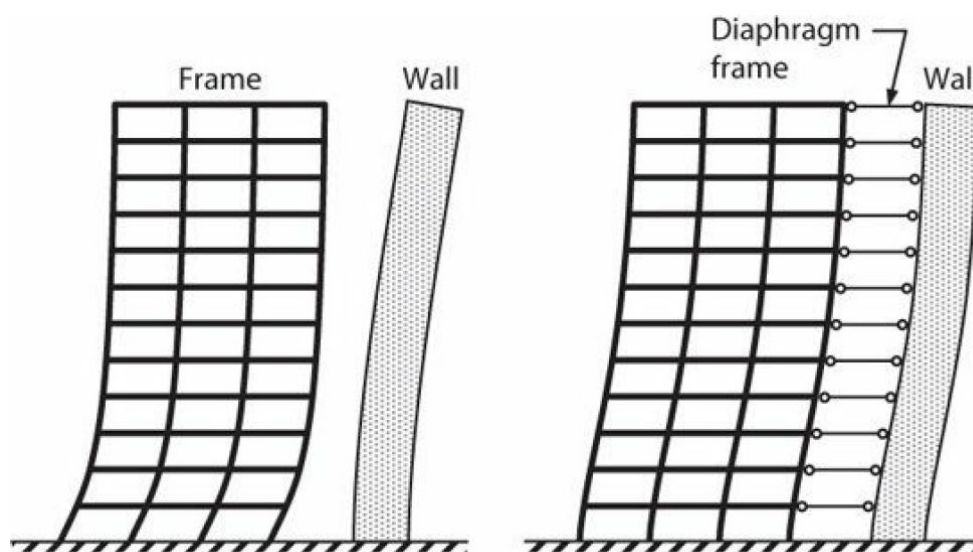
شکل ۳-۵- بازشوهای بزرگ و متوالی در دیافراگم

۳-۵- ستون مایل در سازه

در سازه‌هایی که دارای ستون‌های مایل می‌باشند، علاوه بر بارهای جانبی، تحت بارهای ثقلی نیز نیروهای داخلی قابل توجهی در دیافراگم بوجود می‌آید، بنابراین در این موارد لازم است طراحی اینگونه دیافراگم‌ها خصوصاً در ترازهای که ستون از حالت قائم به مایل تغییر پیدا می‌کند، با دقت ویژه انجام گردد.

۳-۶- طبقه بام

از آنجاکه معمولاً مقدار نیروی جانبی موثر وارد بر تراز بام نسبت به سایر طبقات قابل توجه می‌باشد، طراحی دیافراگم در این تراز نسبت به طبقات مشابه از اهمیت بالاتری برخوردار می‌باشد. این موضوع خصوصاً در سازه‌های با سیستم لرزه‌بر دوگانه به دلیل رفتار متفاوت دیوار برشی و قاب خمشی پراهمیت می‌باشد. در این سازه‌ها دیافراگم وظیفه ایجاد سازگاری در تغییرشکل‌های بین دیوار و قاب را ایفا نموده، در نتیجه نیروی قابل توجهی در آن ایجاد می‌شود. در شکل ۳-۶ تفاوت رفتار دیوار برشی و قاب خمشی تحت بار جانبی نمایش داده شده است.



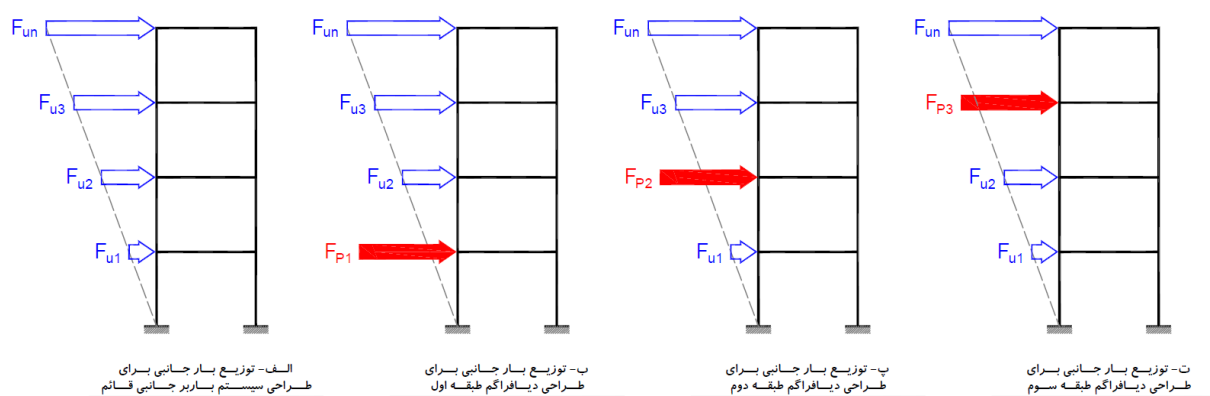
تغییرشکل دیوار برشی و قاب خمشی جداگانه تحت بار جانبی

تغییرشکل سیستم دوگانه تحت بار جانبی

شکل ۳-۶- نیروی دیافراگمی ناشی از سازگاری تغییرشکل در سازه‌های دوگانه

فصل چهارم: رفتار دیافراگم و نیروهای وارده به آن

در سازه‌های چند طبقه به دلیل اثر موده‌های بالای نوسان، حداکثر نیروی جانبی ناشی از شتاب زلزله برای تمام طبقات به طور همزمان اتفاق نمی‌افتد. به عبارت دیگر طراحی همزمان کلیه دیافراگم‌های یک سازه با یک الگوی توزیع بار جانبی ثابت امکان‌پذیر نبوده، و برای طراحی دیافراگم هر طبقه، باید الگوی توزیع بار جانبی متناظر با حداکثر پاسخ شتاب مختص همان طبقه ملاک عمل قرار گیرد. بنابراین بر خلاف اینکه معمولاً برای طراحی کلیه اعضا سیستم باربر جانبی قائم تنها از یک الگوی توزیع بار جانبی زلزله در ارتفاع استفاده می‌شود، برای طراحی دیافراگم‌ها باید به ازاء هر طبقه یک الگوی توزیع بار جانبی جداگانه به سازه اعمال شود.



شکل ۴-۱- الگوهای توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع سازه

در شکل ۴-۱-الف، الگوی توزیع بار جانبی در ارتفاع یک سازه چهار طبقه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران به صورت نمونه ارائه شده است، که جهت طراحی سیستم باربر جانبی قائم مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین در شکل‌های ۴-۱-ب، ۴-۱-پ و ۴-۱-ت الگوی توزیع بار جانبی به ترتیب جهت طراحی دیافراگم‌های طبقات اول تا سوم به صورت شماتیک ارائه شده است. لازم بذکر است معمولاً مقادیر F_p و F_u در بالاترین تراز ساختمان با هم برابر هستند.

۴-۱- نیروی موثر وارد بر دیافراگم

نیروی موثر وارد بر دیافراگم بر اساس حداکثر شتاب افقی ایجاد شده در کف یک طبقه و بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$F_{pi} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_i$$

مقدار این نیرو لازم نیست بیشتر از $(F_{pi})_{max} = AIW_i$ و نباید کمتر از $(F_{pi})_{min} = 0.5pAIW_i$ در نظر گرفته شود.

$$0.5pAIW_i \leq F_{pi} \leq AIW_i$$

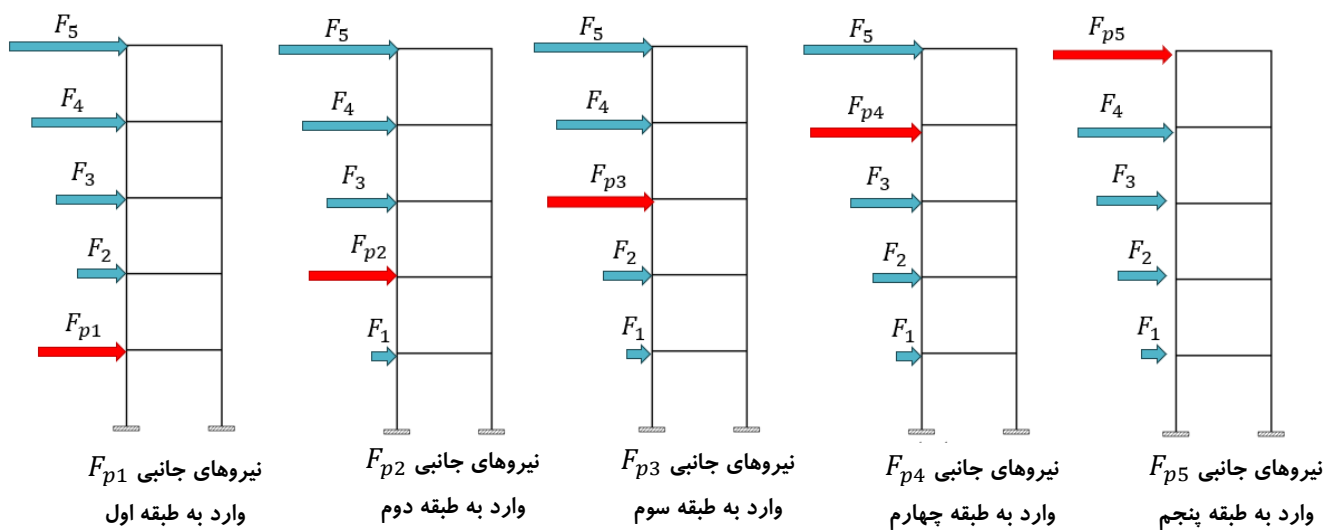
همچنین نیروی موثر در طراحی دیافراگم (F_{pi}) نباید کمتر از مقدار نیروی جانبی ناشی از تحلیل استاتیکی سازه (F_i) در نظر گرفته شود.

اعمال ضریب نامعینی ρ به نیروی F_{pi} لازم نمی‌باشد. لازم به ذکر است ضریب نامعینی ρ باید در محاسبه $(F_{pi})_{min}$ لحاظ گردد اما لازم نیست به $(F_{pi})_{max}$ اعمال شود.

۲-۴- توزیع نیروی دیافراگم در ارتفاع سازه

با توجه به اینکه نیروی موثر دیافراگم (F_{pi}) در تراز هر سقف در یک زمان مشخص از زلزله ممکن است ایجاد شود و احتمال ایجاد همزمان این نیرو در کلیه تراز سقف‌ها وجود ندارد، در طراحی دیافراگم‌ها کافی است در هر مدل تحلیلی نیروی F_{pi} تنها به یکی از ترازها اعمال شود، لازم به ذکر است نیروی جانبی سایر ترازها برابر با (F_i) اعمال شود.

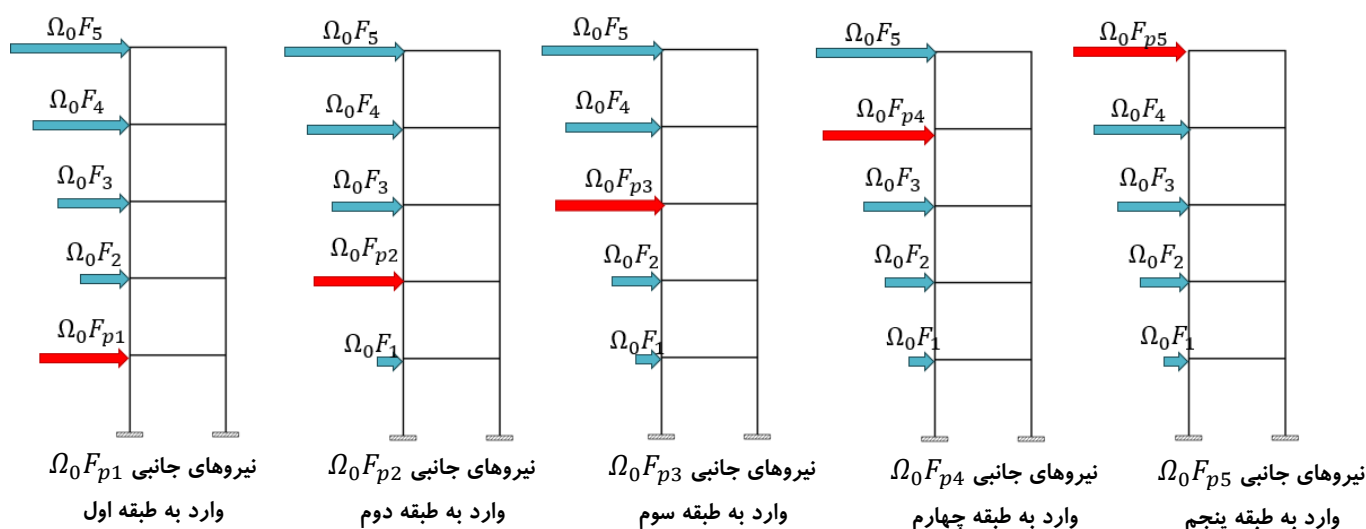
توزیع نیروی دیافراگم برای اعضای که مشمول زلزله تشدید یافته نمی‌شوند در شکل ۲-۴ نمایش داده شده است، لازم به ذکر است نیروی موثر در طراحی دیافراگم (F_{pi}) نباید کمتر از مقدار نیروی جانبی ناشی از تحلیل استاتیکی سازه (F_i) در نظر گرفته شود.



شکل ۲-۴- توزیع نیروی دیافراگم در ارتفاع سازه برای اعضای که مشمول زلزله تشدید یافته نمی‌شوند

۳-۴- توزیع نیروی دیافراگم در ارتفاع سازه برای طراحی جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها

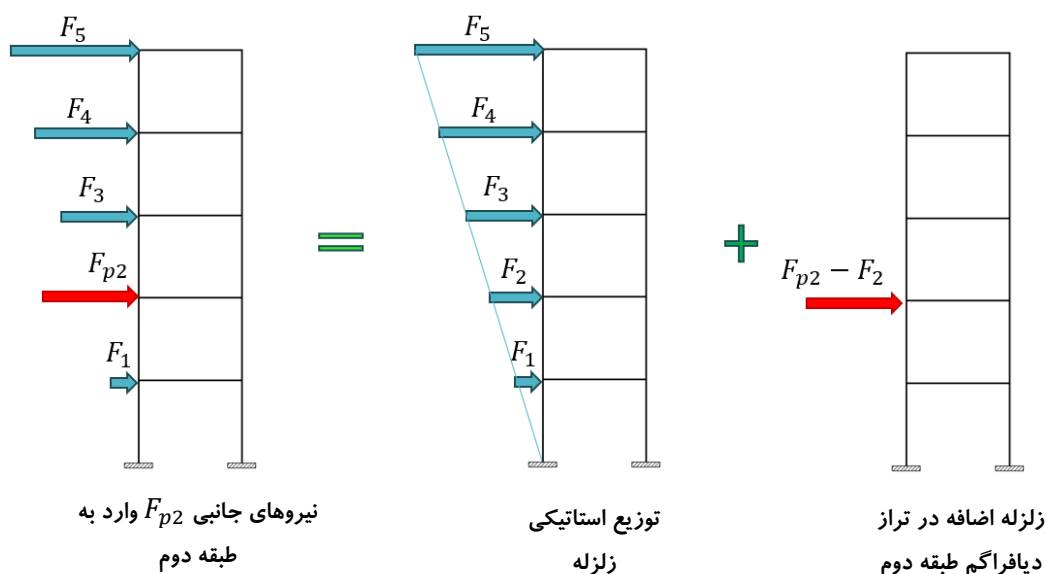
توزیع نیروی دیافراگم برای طراحی جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها و همچنین نیروی انتقالی ناشی از نامنظمی خارج از صفحه بصورت زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 F_{pi}$) به دیافراگم اعمال می‌شود. نحوه توزیع این نیروها در شکل ۳-۴ نمایش داده شده است، لازم به ذکر است نیروی موثر در طراحی دیافراگم ($\Omega_0 F_{pi}$) لازم نیست بیشتر از $(F_{pi})_{max}$ در نظر گرفته شود.



شکل ۴-۳- توزیع نیروی دیافراگم در ارتفاع سازه برای طراحی اعضای که مشمول زلزله تشدید یافته می‌شوند

۴-۴- نحوه اعمال نیروی دیافراگم در نرم‌افزار

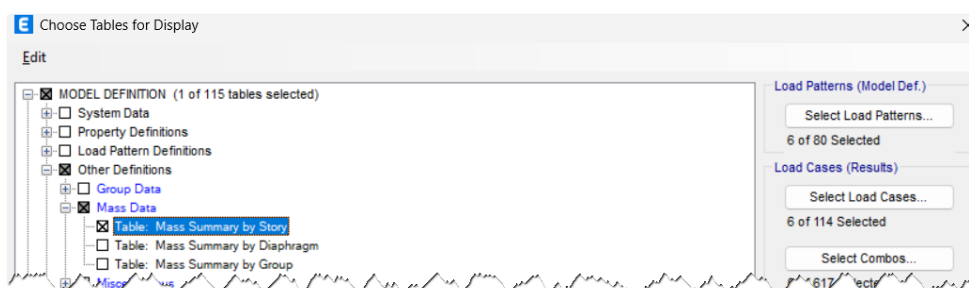
برای اعمال بارهای جانبی دیافراگم می‌توان بارها را با استفاده از گزینه User Coefficient به مدل وارد نمود. (توضیح اینکه اعمال بار بصورت User Load در دیافراگم نیمه‌صلب باعث ایجاد خطا در تحلیل و عدم صحت نتایج توسط نرم‌افزار می‌شود). بطور مثال در مدل تحلیلی که اعمال نیروی F_{pi} در طبقه دوم مد نظر باشد، به عنوان یک راهکار می‌توان نیروی زلزله استاتیکی معادل F_i را در کلیه طبقات اعمال نمود و نیروی اضافه $F_{p2}-F_2$ را به صورت یک زلزله جداگانه با استفاده از گزینه User Coefficient همزمان در همان طبقه دوم اعمال کرد (شکل ۴-۴).



شکل ۴-۴- نحوه اعمال نیروی موثر وارد بر دیافراگم در مدل سازه

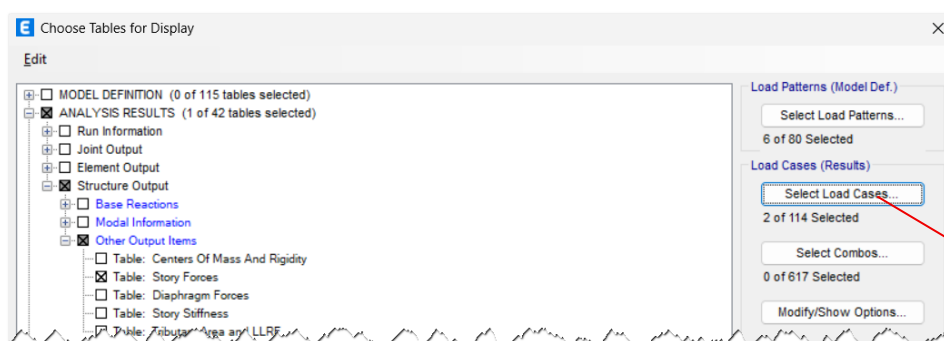
بدین منظور مراحل گام به گام زیر برای اعمال نیروی جانبی دیافراگم در نرم‌افزار ETABS پیشنهاد می‌شود:

گام اول: از منوی **Model Definition > Other Definitions > Mass Data > Mass Summary by Story** جرم لرزه‌ای طبقات را استخراج نموده، با ضرب کردن جرم لرزه‌ای در شتاب جاذبه (g) وزن لرزه‌ای را محاسبه می‌گردد. (شکل ۴-۵)



شکل ۴-۵- استخراج جرم لرزه‌ای طبقات

گام دوم: از منوی **Analysis Results > Other Output Item > Story Forces** مطابق شکل ۴-۶ برش طبقات تحت زلزله EY و EX استخراج می‌گردد. توضیح اینکه نیروی جانبی وارد بر هر طبقه (F_i) از کم کردن برش طبقات متوالی قابل محاسبه است ($F_i = V_{i+1} - V_i$).



EY و EX انتخاب گردد

شکل ۴-۶- استخراج برش طبقات

گام سوم: به منظور سهولت کار، می‌توان از نرم‌افزار Excel برای محاسبه مقادیر F_{pi} حاصل از بند ۴-۱ استفاده نمود. همچنین مقادیر $(F_{pi})_{min}$ و $(F_{pi})_{max}$ بر اساس همین بند محاسبه می‌گردند.

با استفاده از داده‌های موجود، ضریب $C_{pi} = \frac{F_{pi} - F_i}{W_i}$ برای طبقه مورد نظر (مثلاً طبقه چهارم) مشابه جدول ۴-۱ قابل محاسبه خواهد بود. توضیح اینکه C_{pi} ضریب زلزله اضافی در تراز طبقه مورد نظر می‌باشد.

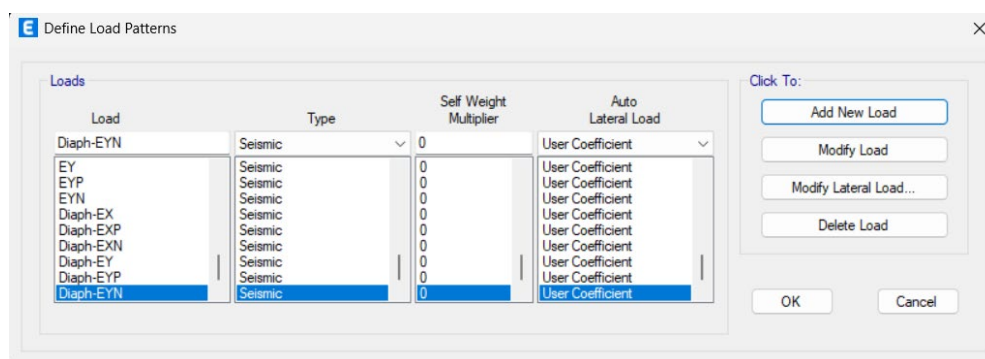
همچنین، مقدار $\Omega_0 F_{pi}$ با رعایت محدودیت مربوط به $(F_{pi})_{max}$ محاسبه شده و در نهایت ضریب $\Omega_0 collector = \frac{\Omega_0 F_{pi} - \Omega_0 F_i}{F_{pi} - F_i}$ بدست خواهد آمد. این ضریب برای زلزله اضافه تشدید برای طراحی عناصر جمع‌کننده لازم است.

تعیین نیروی وارد بر دیافراگم										
Story	hi (m)	Wi (ton)	Fxi (ton)	Fpx min.	Fpx max.	Fpx (ton)	$\Omega_{0x} \cdot Fpx$ (ton)	Fpx (ton)	C_{px}	Ω_{0x} collector
11	32.4	98.3	17.5	17.5	29.5	17.5	29.5	0.0	0.000	0.00
10	29.34	386.9	60.9	60.9	116.1	62.5	116.1	1.6	0.004	0.00
9	26.08	402.1	54.8	60.3	120.6	60.3	120.6	5.6	0.014	0.00
8	22.82	395.2	45.7	59.3	118.6	59.3	118.6	13.6	0.034	0.32
7	19.56	409.2	39.1	61.4	122.8	61.4	122.8	22.2	0.054	1.12
6	16.3	406.9	31.1	61.0	122.1	61.0	120.7	29.9	0.074	1.44
5	13.04	424.8	24.7	63.7	127.4	63.7	115.2	39.0	0.092	1.37
4	10.24	191.0	8.2	28.7	57.3	28.7	49.6	20.4	0.107	1.42
3	8.98	63.8	2.3	9.6	19.1	9.6	16.3	7.2	0.113	1.45
2	7.24	393.7	11.1	59.1	118.1	59.1	91.7	48.0	0.122	1.33
1	4.28	342.5	5.1	51.4	102.8	51.4	73.2	46.3	0.135	1.31

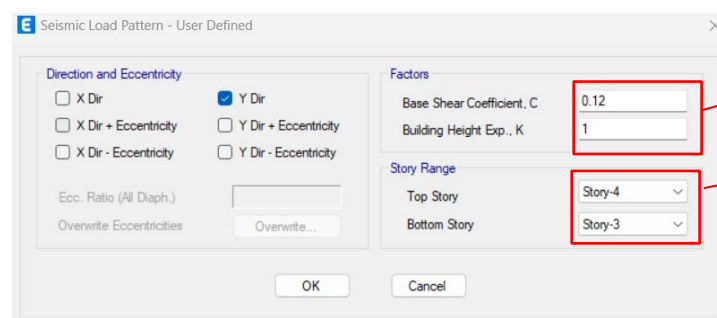
ضریب تشدید برای زلزله
ضریب C_{pi} برای تراز چهارم
اضافه طراحی جمع کننده

جدول ۴-۱- نحوه محاسبه ضریب C_{pi}

گام چهارم: حالات بار Load Pattern برای زلزله اضافی در تراز مورد نظر باید تعریف شود. لازم به ذکر است برای در نظر گرفتن پیشش تصادفی حداقل شش حالت بار در این قسمت لازم خواهد بود. در قسمت Story Range تنها طبقه‌ای که در نظر است دیافراگم آن طراحی می‌شود وارد می‌شود. (شکل ۴-۷ و ۴-۸)



شکل ۴-۷- نحوه تعریف Load Pattern برای زلزله اضافی در تراز دیافراگم

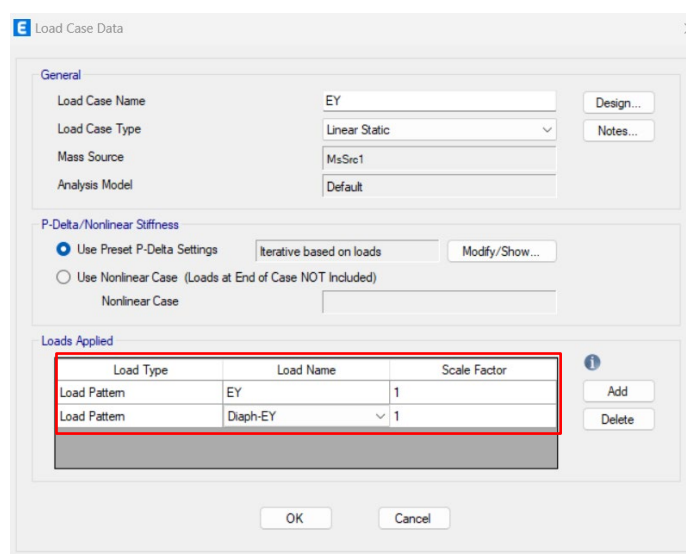


ضریب زلزله C_{p4}
محدوده اعمال نیروی
اضافی زلزله طبقه چهارم

شکل ۴-۸- تنظیمات Load Pattern برای زلزله اضافی در تراز دیافراگم

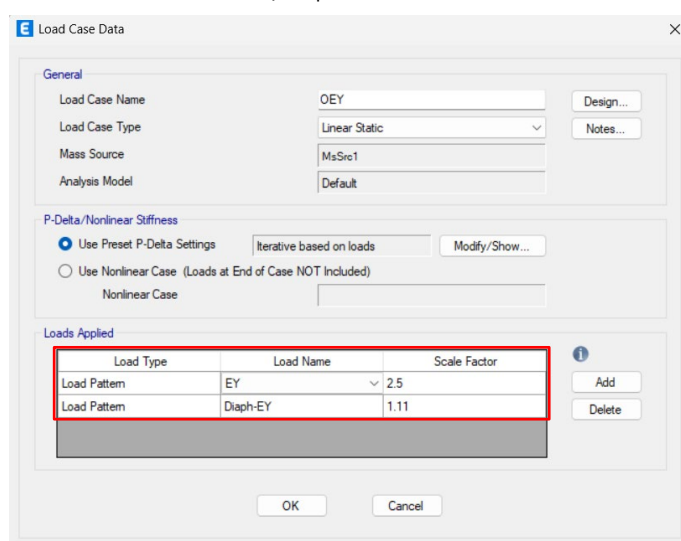
گام پنجم: جمعیت مقادیر زلزله‌های استاتیکی و اضافه زلزله محاسبه شده در بخش Load Case مطابق شکل ۴-۹. توضیح اینکه با این ترکیب نیروی زلزله Fpi در تراز دیافراگم i ام اعمال می‌شود.

لازم به ذکر است در مواردی که سازه مشمول نامنظمی‌های ذکر شده در بند ۴-۶ این نشریه است، لازم است نیروی‌های جانبی در ضریب ۱/۲۵ ضرب شوند. توضیح اینکه در خصوص اعضای که با زلزله تشدید یافته Ω_0 طراحی شده‌اند، نیازی به افزایش ۲۵ درصدی نیروی جانبی نیست.



شکل ۴-۹- نحوه تعریف Load Pattern برای زلزله اضافی در تراز دیافراگم

گام ششم: جمعیت زلزله‌های استاتیکی تشدید یافته و اضافه زلزله تشدید یافته محاسبه شده در قسمت Load Case مطابق شکل ۴-۱۰. توضیح اینکه با این ترکیب نیروی زلزله Fpi در تراز دیافراگم i ام اعمال می‌شود.



شکل ۴-۱۰- نحوه تعریف Load Pattern برای زلزله اضافی در تراز دیافراگم

گام هفتم: طراحی برشی دیافراگم و طراحی یال‌های کششی و فشاری با ترکیبات بار زلزله استاتیکی (ECOMB1-64) نشریه ۱۰۲ شهرداری شیراز.

گام هشتم: طراحی جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها با ترکیبات بار زلزله استاتیکی تشدید یافته (OECOMB1-64) نشریه ۱۰۲ شهرداری شیراز.

۴-۵- اعضایی که مشمول طراحی با زلزله تشدید می‌شوند

۴-۵-۱- جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها

طراحی جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها به سیستم باربر جانبی باید برای حداکثر نیاز ناشی از حالت‌های زیر محاسبه شود:

الف- اعمال نیروی $(\Omega_0 F_i)$ در تراز کلیه طبقات، در این حالت در صورت وجود نیروهای انتقالی آن‌ها نیز باید با ضریب Ω_0 تشدید شوند.

ب- اعمال نیروی $(\Omega_0 F_{pi})$ در تراز دیافراگم مورد نظر به همراه نیروی $(\Omega_0 F_i)$ در کف سایر طبقات، در این حالت در صورت وجود نیروهای انتقالی آن‌ها نیز باید بصورت تشدید یافته در نظر گرفته شوند.

لازم به ذکر است با توجه به اینکه در تراز پودיום، عناصر توزیع‌کننده (جمع‌کننده) وظیفه انتقال نیروی برشی موجود در دیوار به دیافراگم را بر عهده دارند، طراحی این المان‌ها در تراز پودיום نیز باید برای زلزله تشدید یافته به همراه نیروهای انتقالی انجام گردد.

۴-۵-۲- نیروی انتقالی ناشی از نامنظمی خارج از صفحه

در صورت وجود نیروهای انتقالی ناشی از نامنظمی خارج از صفحه و جابجا شدن سیستم باربر جانبی، نیروهای انتقالی که بین اعضای باربر لرزه‌ای جابجا می‌شوند باید در ضریب تشدید ضرب شوند. برای سهولت در محاسبات در صورت وجود اینگونه از نامنظمی، طراحی دیافراگم را می‌توان برای نیروهای تشدید یافته $(\Omega_0 F_i)$ انجام داد.

۴-۶- افزایش نیروی وارد بر دیافراگم در سازه‌های نامنظم

در طراحی اعضای جمع‌کننده و اتصالات اعضای باربر جانبی به دیافراگم‌هایی که داری یکی از انواع نامنظمی‌های به شرح زیر هستند باید نیروهای محاسبه شده در بند ۴-۱ را به میزان ۲۵ درصد افزایش داد $(1.25F_i, 1.25F_{pi})$:

الف) نامنظمی هندسی در پلان.

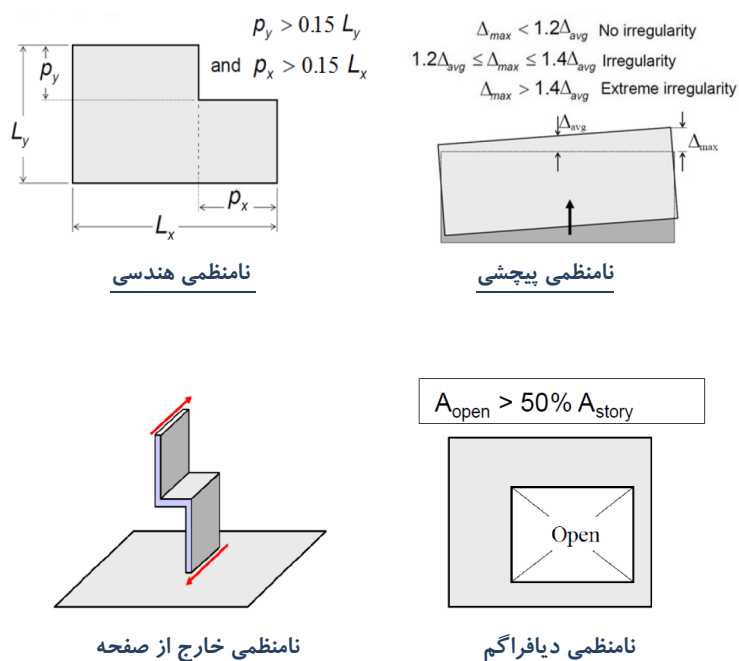
ب) نامنظمی پیچشی در پلان.

پ) نامنظمی دیافراگم در پلان.

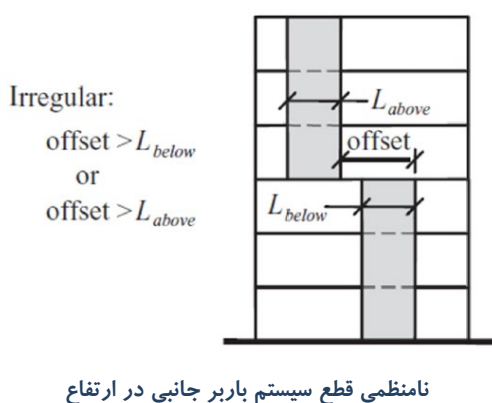
ت) نامنظمی خارج از صفحه در پلان.

ث) نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع.

در (شکل ۱۱-۴) و ۱۲-۴ این نامنظمی‌ها نمایش داده شده است.



شکل ۱۱-۴ - نامنظمی‌های در پلان مشمول افزایش ۲۵ درصدی نیروی دیافراگم

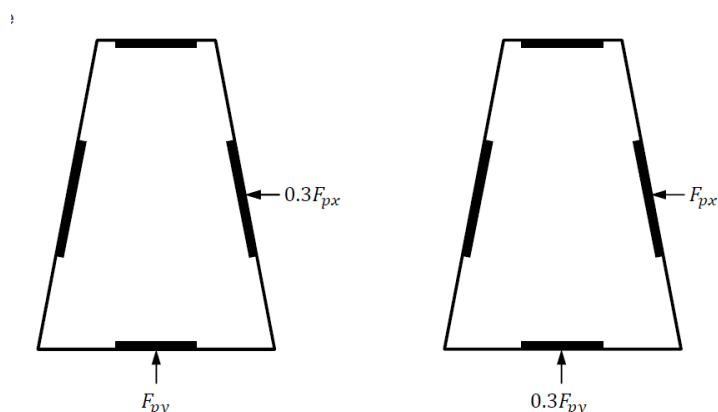


شکل ۱۲-۴ - نامنظمی‌های در ارتفاع مشمول افزایش ۲۵ درصدی نیروی دیافراگم

لازم به ذکر است، در خصوص اعضای که با زلزله تشدید یافته Ω_0 طراحی شده‌اند، نیازی به افزایش ۲۵ درصدی موضوع این بند به زلزله تشدید یافته نمی‌باشد. نیروی طراحی این اعضا باید برای حداکثر $1.25F_{pi}$ و $\Omega_0 F_{pi}$ طراحی شود.

۷-۴- نکات تکمیلی در بارگذاری دیافراگم‌ها

۷-۴-۱- اثر اعمال همزمان نیروهای زلزله متعامد (۱۰۰-۳۰) باید در طراحی دیافراگم لحاظ شود (هم برای F_i و هم F_{pi}). در شکل ۴-۱۳ اعمال اثر ۱۰۰-۳۰ نمایش داده شده است.



شکل ۴-۱۳- اثر اعمال همزمان زلزله متعامد (۱۰۰-۳۰) در طراحی دیافراگم‌ها

۷-۴-۲- لحاظ نمودن اثر پیچش تصادفی در طراحی دیافراگم ضروری می‌باشد.

۷-۴-۳- در صورت الزام سازه به تحلیل دینامیکی، نیروهای دیافراگمی از تحلیل استاتیکی بدست می‌آید. برای توزیع نیروهای برشی در ارتفاع سازه می‌توان از توزیع برش بدست آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش استاتیکی معادل استفاده کرد.

فصل پنجم، مدل‌سازی دیافراگم در نرم‌افزار

در اکثر سازه‌ها به دلیل پیچیده بودن هندسه دیافراگم، استفاده از روش‌های ساده شده و یا تیر عمیق برای محاسبه نیروهای درون‌صفحه معمولاً ممکن نبوده و عمدتاً لازم است از روش اجزا محدود برای مدل‌سازی دیافراگم استفاده گردد. در این فصل ضوابط مربوط به مدل‌سازی در نرم‌افزار ETABS بر اساس روش اجزا محدود ارائه شده است.

۵-۱- ضریب ترک‌خوردگی به دیافراگم

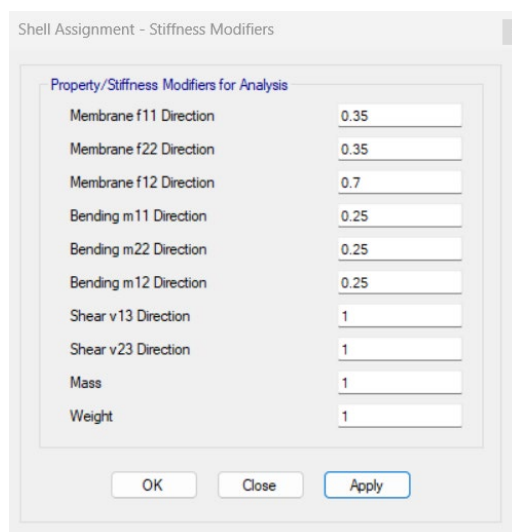
سختی درون‌صفحه دیافراگم نه تنها بر نیروهای داخلی دیافراگم، بلکه بر توزیع نیروها بین عناصر لرزه‌بر نیز تأثیر می‌گذارد. این امر به ویژه در مواردی که با تغییرات قابل توجه در جرم یا سختی عناصر عمودی، مانند تراز پودיום یا Setback مواجه هستیم تأثیرگذار بوده، و با اعمال ضرایب کاهش سختی درون‌صفحه‌ای دیافراگم معمولاً نیروی Backstay Effect کاهش می‌یابد. ضریب کاهش سختی برای دیافراگم‌های بتن آرمه معمولاً در محدوده ۰/۱۵ تا ۰/۵۰ برابر مقطع ترک‌نخورده قرار می‌گیرد.

همچنین در دیافراگم‌های واقع در زیر سطح زمین که تحت اثر فشار جانبی وارده از طرف خاک به دیوارهای حایل پیرامونی قرار دارند، میزان ترک‌خوردگی به دلیل وجود فشار درون‌صفحه کمتر بوده و ضریب ترک‌خوردگی درون‌صفحه آن‌ها را می‌توان برابر ۰/۷۰ در نظر گرفت. در این موارد معمولاً مقدار ترک‌خوردگی در خمش برون‌صفحه بیشتر از ترک‌خوردگی تحت برش درون‌صفحه می‌باشد.

در تحلیل‌هایی که نیروهای درون‌صفحه دیافراگم به مقدار ضریب کاهش سختی دیافراگم حساس باشند، مناسب است تحلیل دیافراگم با استفاده از هر دو کران پایین و بالای کاهش سختی دیافراگم انجام و پوش نیروهای حاصل از هر دو تحلیل، ملاک کار طراحی قرار داده شود.

پیشنهاد می‌گردد برای دیافراگم‌های بالای سطح زمین و همچنین تراز پودיום ضریب ترک‌خوردگی به مولفه‌های $f11$ و $f22$ برابر با ۰/۳۵ و ضریب ترک‌خوردگی به مولفه $f12$ برابر با ۰/۷۰ اعمال شود. همچنین برای دیافراگم‌هایی که در زیر سطح زمین و تحت اثر فشار جانبی خاک قرار دارند، ضریب ترک‌خوردگی به مولفه‌های $f11$ و $f22$ برابر با ۰/۷۰، و ضریب ترک‌خوردگی مولفه $f12$ برابر ۱/۰ توصیه می‌شود. در تمامی حالات ذکر شده، ضرایب ترک‌خوردگی مربوط به خمش برون‌صفحه دیافراگم، شامل: $m11$ و $m22$ و $m12$ برابر با ۰/۲۵ باید اعمال گردد.

در شکل ۵-۱ اعمال ضریب ترک‌خوردگی به دیافراگم طبقات نمایش داده شده است.



شکل ۵-۱- اعمال ضرایب کاهش سختی به دیافراگم

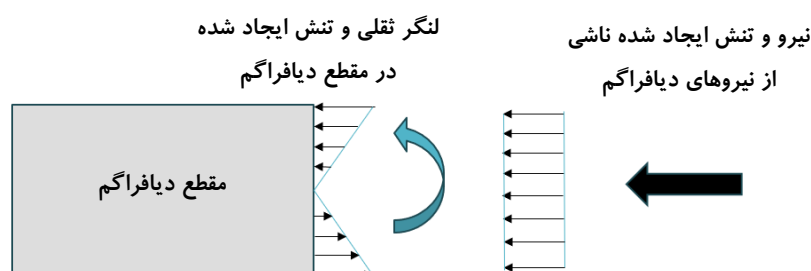
۵-۲- ابعاد مش‌بندی در مدل‌سازی دیافراگم

برای شبیه‌سازی صحیح رفتار دیافراگم، حداقل ابعاد مش‌بندی در کف‌ها باید در حدود یک دهم طول دهانه یا طول دیوار باشد. اگر از ابزار Section Cut برای محاسبه برش در دیافراگم استفاده شود، مناسب است از ابعاد کوچکتری برای مش‌بندی محدوده مورد نظر استفاده گردد. همچنین توصیه می‌شود ابعاد مش‌بندی بگونه‌ای تعیین گردد که بعد بزرگتر هر قطعه مش حداکثر دو برابر بعد کوچکتر آن باشد.

۵-۳- مشاهده نتایج خروجی نرم‌افزار

نیروهای درون‌صفحه دیافراگم باعث ایجاد تنش در مقطع دیافراگم می‌گردد. لیکن به دلیل همزمان بودن تنش ناشی از بارهای ثقلی با نیروهای درون‌صفحه دیافراگم، با استفاده از تنش‌های گزارش شده توسط نرم‌افزار (S_{ij}) امکان انجام کنترل‌های دیافراگم با محاسبات دستی وجود ندارد.

در طراحی دیافراگم می‌توان با ضرب تنش مقطع (S_{ij}) در ضخامت آن نیروی درون‌صفحه در واحد طول (f_{ij}) گزارش شده توسط نرم‌افزار را در محاسبه نمود. در شکل ۵-۲ نیروها و تنش‌های ایجاد شده در مقطع دیافراگم نمایش داده شده است.



شکل ۵-۲- تنش‌های ناشی از لنگر ثقلی و نیروهای درون‌صفحه‌ای

فصل ششم، طراحی دیافراگم

۱-۶- طراحی برشی درون صفحه دیافراگم

مقاومت برشی درون صفحه طراحی دیافراگم (ϕV_n) بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\phi V_n = \phi \times A_{CV} \times (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

در این رابطه:

A_{CV} : سطح مقطع بتن دیافراگم در راستای اعمال برش می‌باشد. توضیح اینکه در سقف‌های تیرچه‌ای، مقدار A_{CV} برابر با سطح مقطع بتن دال رویه و در سقف‌های مجوف (وافل) برابر با ضخامت معادل سقف با در نظر گرفتن دال رویه و تیرچه‌های یک راستا می‌باشد. همچنین A_{CV} باید بگونه‌ای در نظر گرفته شود که حد نهایی $V_n \leq 2.06 A_{CV} \times \sqrt{f'_c}$ رعایت گردد.
 f'_c : مقاومت مشخصه بتن، توضیح اینکه در رابطه فوق $\sqrt{f'_c}$ نباید بیشتر از 83 Kg/cm^2 در نظر گرفته شود.
 f_y : تنش تسلیم میلگردهای طولی دال،

ρ_t : درصد آرماتور طولی تعبیه شده در راستای موازی با راستای برش می‌باشد. پیشنهاد می‌گردد در دال‌های دوطرفه و مجوف (وافل) با دو لایه میلگرد بالا و پایین، در محاسبات تنها مساحت یکی از لایه‌ها (لایه ضعیف تر) به عنوان ρ_t در نظر گرفته شود. همچنین در سقف‌های تیرچه‌بلوک می‌توان آرماتور افق و حرارت تعبیه شده در دال رویه را به عنوان ρ_t در نظر گرفت.
 ϕ : در کنترل برش دیافراگم برابر 0.75 می‌باشد، لیکن در مواردی که ضریب ϕ برای کنترل برش اعضای مقاوم لرزه‌ای 0.60 در نظر گرفته می‌شود (مانند دیوار برشی کوتاه)، ضریب ϕ در کنترل برش دیافراگم نیز باید برابر 0.60 لحاظ گردد.
مقاومت برشی مورد نیاز دیافراگم (V_u) بر اساس توزیع بار تعریف شده در فصل چهارم این نشریه محاسبه می‌گردد. توزیع بار در سازه‌های فاقد نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع، بر اساس بند ۵-۱ و در سازه‌هایی که مشمول نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع هستند بر اساس بند ۵-۲ برآورد می‌گردد.

۲-۶- طراحی یال‌ها

۱-۲-۶ طراحی یال‌های فشاری

در صورتیکه تنش فشاری در یال‌های فشاری از $0.2f'_c$ بیشتر شود، در یال فشاری باید ضوابط مربوط به نواحی مرزی با تعبیه دورگیر و رکابی رعایت گردد. در این حالت دورگیرها باید تا حدی از یال فشاری که تنش در آن کمتر از $0.15f'_c$ می‌شود ادامه پیدا کنند. در صورت نیاز به تعبیه المان مرزی در یال فشاری، مقدار دورگیرها حداقل باید برابر با A_{sh} بر اساس رابطه زیر در یال فشاری تعبیه گردد:

$$A_{sh} \geq 0.9 s_b c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

در این رابطه s فاصله دورگیرها و b_c بعد دورگیر در دیافراگم در راستای مورد نظر می‌باشد.

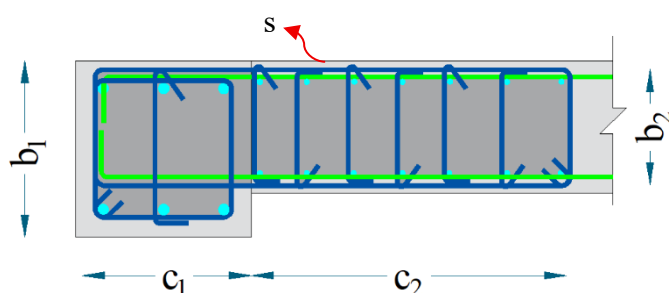
مطابق شکل ۶-۱، محدودیت‌های زیر باید در خصوص دورگیر و رکابی رعایت گردد:

الف) در صورت نیاز به رکابی برای مهار میلگردهای طولی یال فشاری، رکابی باید دارای یک خم ۱۳۵ در یک انتها و یک خم ۹۰ در انتهای دیگر باشد، همچنین لازم است راستای خم ۱۳۵ یک در میان جابجا شود.

ب) در گوشه دورگیرهای تعبیه شده باید آرماتور طولی دیافراگم تعبیه شده باشد.

پ) حداکثر فاصله بین ساق دورگیرها و یا رکابی‌ها نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر باشد.

ت) حداکثر فاصله طولی دورگیرها (s) باید کوچکتر از یک سوم حداقل بعد المان مرزی دیافراگم و شش برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی محصور شده در ناحیه مرزی باشد. در صورت استفاده از آرماتور طولی S500 در دیافراگم این محدودیت به پنج برابر قطر میلگرد طولی محدود می‌شود.



$$(b_c)_{avr} = \frac{b_1 c_1 + b_2 c_2}{c_1 + c_2}$$

$$s \leq \min\left(\frac{b}{3}, 6d_b\right) \quad S400$$

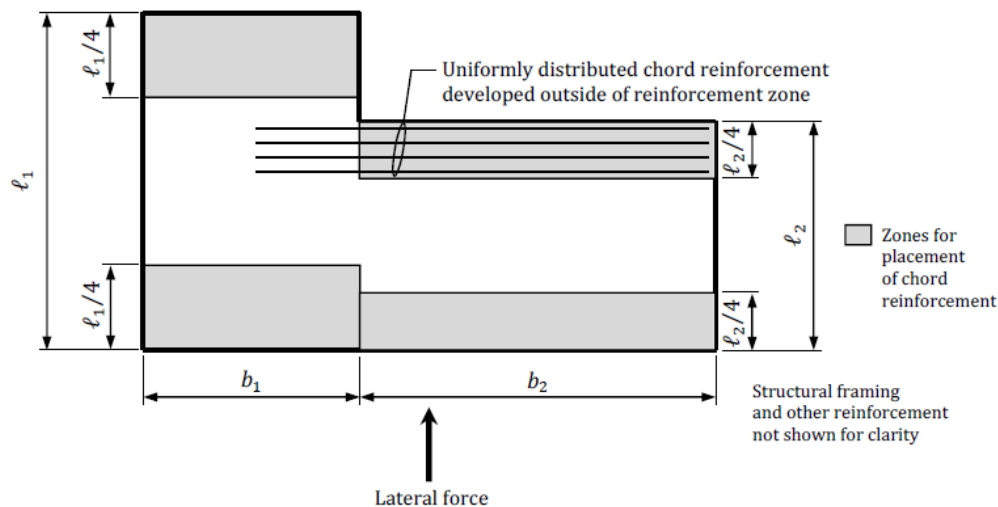
$$s \leq \min\left(\frac{b}{3}, 5d_b\right) \quad S500$$

شکل ۶-۱- تعبیه دورگیر در المان مرزی

۶-۲-۲- طراحی یال‌های کششی

در صورتیکه دو لایه آرماتور (شبکه بالا و پایین) در دیافراگم تعبیه شده باشد، از آنجاییکه در هر مقطع تنها یکی از لایه‌ها برای تحمل خمش بکار گرفته می‌شود، می‌توان از ظرفیت یک لایه دیگر (توصیه: لایه ضعیف‌تر) برای یال کششی استفاده کرد. همچنین در سقف‌های تیرچه‌دار نیز می‌توان آرماتور افت و حرارت موجود در دال رویه را به عنوان آرماتور کششی یال منظور نمود. به عبارت دیگر کلیه آرماتورهای مازاد بر نیاز خمشی دال را می‌توان در محاسبات مربوط به یال کششی در نظر گرفت.

در صورتیکه نیروی کششی در یال بیشتر از ظرفیت کششی دال باشد، کمبود ظرفیت کششی دال باید با تعبیه آرماتور کششی اضافی در یال کششی جبران گردد. محل قرارگیری آرماتورهای یال کششی در پلان‌های پیچیده ناحیه‌ای است که کمبود ظرفیت کششی در دیافراگم وجود دارد، لیکن در پلان‌های ساده‌تر این آرماتورها را می‌توان در محدوده یک چهارم بعد دیافراگم تعبیه کرد، در شکل ۶-۲-۲ محدوده تعبیه آرماتورهای یال‌های کششی نمایش داده شده است.



شکل ۶-۲- محدوده تعبیه آرماتورهای یال‌های کششی

۳-۶- طراحی جمع‌کننده‌ها

طراحی جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها برای نیروهای تشدید یافته تعریف شده در فصل پنجم این نشریه باید انجام شود. در سازه‌های دارای تیر، در اکثر مواقع تیرها بطور همزمان نقش جمع‌کننده را نیز ایفا می‌کنند و در مدل سازه می‌توان با مشاهده نیروی محوری ایجاد شده در تیر، طراحی جمع‌کننده را انجام داد. آرماتورهای مورد نیاز برای جمع‌کننده را باید به آرماتورهای طولی تیرها اضافه نمود. توصیه می‌شود این آرماتورها در محدوده یک سوم میانی گونه‌های تیر تعبیه شوند تا تاثیر کمتری در رفتار خمشی تیر، برش چمشه اتصال، و رعایت ضابطه تیر ضعیف ستون قوی و ... داشته باشند.

در صورت قطع آرماتور جمع‌کننده لازم است این آرماتور از محلی که به لحاظ محاسباتی دیگر نیازی به آن وجود ندارد حداقل به مقدار l_d ادامه یابد. همواره توصیه می‌گردد آرماتورهای جمع‌کننده به طور کامل در تیر عبوری از روی دیوار برشی امتداد داده شود، در غیر اینصورت آرماتورهای افقی دیوار باید علاوه بر تحمل نیروی برشی دیوار، توانایی تحمل نیروی جمع‌کننده را نیز داشته باشند.

در صورتیکه جمع‌کننده تحت فشار قرار داشته و نیروی محوری در آن تحت زلزله تشدید یافته بیشتر از $0.1f'_c A_g$ باشد، لازم است در جمع‌کننده دورگیرهایی با رعایت ضوابط زیر تعبیه گردد:

۱-۳-۶- فاصله دورگیرها در جمع‌کننده باید کمتر از مقادیر زیر باشد:

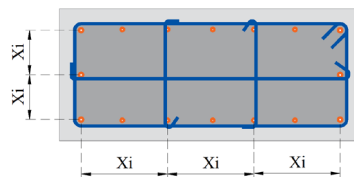
$$S \leq \min \left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}, 6d_b, 10 + (35 - hx)/3 \right) \text{ for S400}$$

$$S \leq \min \left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}, 5d_b, 10 + (35 - hx)/3 \right) \text{ for S500}$$

در این رابطه b و h ابعاد مقطع عضو جمع‌کننده هستند. همچنین مقدار $10 + (35 - hx)/3$ نباید از ۱۵ سانتیمتر بیشتر بوده، و نیازی نیست کمتر از ۱۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

hx : بیشترین فاصله محور تا محور ساق‌های میلگردهای عرضی (X_i) است و نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

(شکل: ۳-۶)



شکل ۳-۶- نمایش X_i برای محاسبه hx

۲-۳-۶- دورگیرهای جمع‌کننده باید از یک تنگ بسته با قلاب ۱۳۵ درجه در انتها، بعلاوه سنجاقی‌های با قلاب ۹۰ درجه در یک انتها و قلاب ۱۳۵ درجه در انتهای دیگر، برای مهار یک در میان آرماتورهای طولی میانی تشکیل شود.

برای میلگردهای طولی با حداکثر قطر ۳۲ حداقل قطر دورگیر ۱۰ میلیمتر و برای میلگردهای طولی بزرگتر حداقل قطر دورگیر برابر ۱۲ میلیمتر می‌باشد.

۳-۳-۶- مساحت کل سطح آرماتورهای عرضی دورگیر، A_{sh} در هر راستا نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

$$A_{sh} = \max \begin{cases} 0.3 \left(s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ 0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

در این روابط s فاصله دورگیرها از یکدیگر، b_c بعد هسته مرکزی مقطع عضو که در محاسبه A_{sh} بکار رفته و تا بر خارجی آرماتور عرضی اندازه‌گیری می‌شود، A_g مساحت کل مقطع و A_{ch} مساحت هسته محصور بتن، پشت تا پشت دورگیر پیرامونی می‌باشد.

۴-۳-۶- در صورتی که نیروی محوری جمع‌کننده تحت زلزله تشدید یافته بزرگتر از $\Omega_0(0.1f'_cA_g)$ گردد و یا $f'_c > 700$ kg/cm^2 باشد، مقدار A_{sh} باید علاوه بر ضوابط یاد شده بالا از مقدار رابطه‌ی زیر نیز بیشتر باشد.

$$A_{sh} = 0.2 (S b_c K_f K_n P_U) [(f_{yt} A_{sh})]$$

که K_f ضریب مقاومت بتن و K_n تأثیر محصورشدگی، براساس روابط زیر تعیین می‌شوند.

$$K_f = \left(\frac{f'_c}{175} + 0.6 \right) \geq 1.0$$

$$K_n = \left(\frac{n_l}{n_l - 2} \right)$$

که n_l تعداد آرماتور یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته جمع‌کننده با دورگیرهای با خطوط مستقیم است که از نظر عرضی به قلاب‌های لرزه‌ای و یا گوشه دورگیرها متکی‌اند. همچنین در این حالت تمامی میلگردهای طولی جمع‌کننده باید با دورگیر یا سنجاکی لرزه‌ای با قلاب ۱۳۵ درجه در هر دو انتها با حداکثر فاصله مرکز به مرکز ۲۰ سانتیمتر مهار گردند.

۴-۶- طراحی اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی

آرماتورهای برش اصطکاکی (Shear-Friction Reinforcement) در محل اتصال دیافراگم به دیوار با رابطه زیر طراحی می‌گردد:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi \mu A_{vf} f_y \quad \phi = 0.75$$

در این رابطه A_{vf} مساحت میلگردهای متصل‌کننده دیافراگم به دیوار، f_y تنش تسلیم میلگردهای متصل‌کننده، V_u مقدار نیروی برشی و ضریب برش اصطکاکی μ در حالتی که بتن ریزی یکپارچه انجام شود و درز سردی در دال وجود نداشته باشد، برابر با ۱/۴۰ در نظر گرفته می‌شود.

همچنین لازم به ذکر است در دال‌های دارای دو شبکه آرماتور، می‌توان از ظرفیت شبکه آرماتور تحتانی در محاسبه A_{vf} بهره‌گیری نمود مشروط بر آنکه این آرماتورها یک بار دیگر در محاسبات ظرفیت یال کششی لحاظ نشده باشند.

۵-۶- طراحی آرماتورهای اتصال دیوارها در محل درز سرد

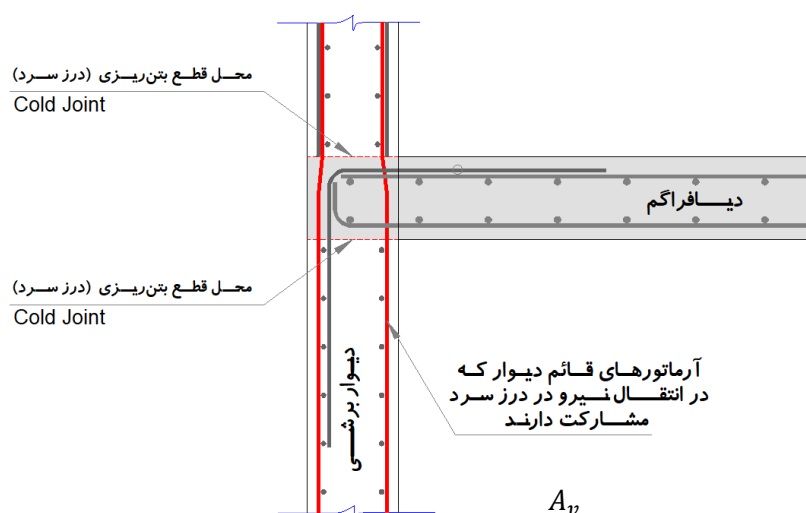
در محل درز سرد دیوارها آرماتور قائم لازم (A_v) از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$A_v = \frac{\frac{V_u}{\phi \mu} - P_u}{f_y}$$

در این رابطه V_u مقدار نیروی برشی دیوار تحت ترکیب بار بحرانی، و P_u نیروی محوری فشاری در ترکیب بار متناظر با برش در دیوار می‌باشد. در صورتیکه در دیوار نیروی محوری کششی وجود داشته باشد، آرماتورهای لازم برای تحمل کشش باید به آرماتورهای درز سرد (A_v) اضافه گردد.

ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۰/۷۵ و ضریب μ در سطوحی که به صورت عمودی مضرص نشده باشد برابر با ۰/۶۰ است. در حالتی که سطح درز سرد بین دو بتن بصورت عمودی با دامنه بزرگتر از ۶ میلی متر مضرص شده باشد ضریب μ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

در هر درز سرد صورتیکه کل آرماتورهای موجود در جان دیوار و المان مرزی‌های دو انتهای آن بیشتر از مقدار A_v باشد نیازی به تعبیه آرماتور اضافی وجود ندارد، اما در صورتیکه آرماتورهای قائم جان دیوار و المان مرزی‌های دو انتهای آن کمتر از مقدار A_v باشد، لازم است آرماتور طولی اضافی در محل درز سرد تعبیه گردد. لازم به ذکر است در محاسبات مربوط به درز سرد در هر دو درز بالا و پایین دیافراگم، محاسبات باید با توجه به نیروهای برشی و محوری متفاوت در آن‌ها بصورت مجزا انجام شود. این کنترل در محل درز سرد اتصال دیوار به فونداسیون نیز ضروری بوده باید انجام شود. در شکل ۴-۶ آرماتورهای طولی دیوار که در انتقال نیروی برشی در درز سرد در نظر گرفته می‌شوند، مشخص شده‌اند.



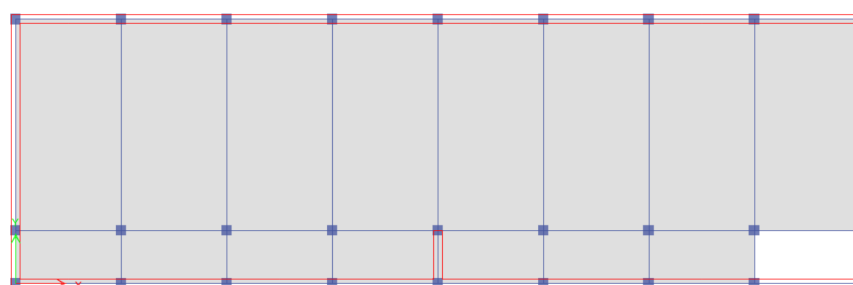
شکل ۴-۶- آرماتورهای قائم دیوار در محل درز سرد

۶-۷- مثال موردی کنترل و طراحی دیافراگم

هندسه پلان‌های طبقات و پودیموم یک ساختمان برای بررسی دیافراگم در شکل‌های ۵-۶ و ۶-۶ نمایش داده شده است. در این مثال ضخامت دال ۲۰cm، مقاومت مشخصه بتن $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ و شبکه اصلی بالا و پایین آرماتورهای دال ۱۲@۲۵cm فرض شده است.



شکل ۵-۶- پلان طبقات در مثال موردی



شکل ۶-۷- پلان پودیم در مثال موردی

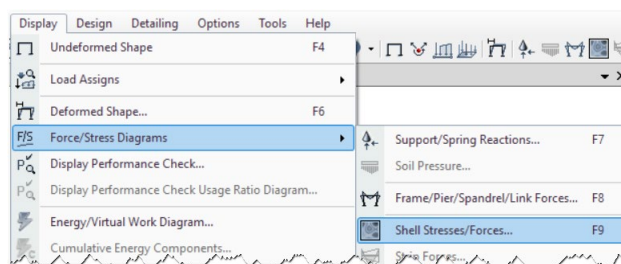
۶-۷-۱- کنترل برش در دیافراگم:

بطور کلی دو روش متفاوت برای کنترل برش دیافراگم در نرم‌افزار وجود دارد: در روش اول که با استفاده از ابزار Section-Cut در محیط نرم‌افزار می‌باشد، دقت بالاتر بوده و لازم است کلیه مقاطع بحرانی که احتمال شکست برش در آن وجود دارد در کلیه ترکیبات بارگذاری مربوطه بصورت جداگانه کنترل گردد. روش دوم با استفاده از دیاگرام کانتورهای نیروی برشی در واحد طول دیافراگم F و مقایسه موضعی (نقطه به نقطه) برش موجود با ظرفیت مقطع انجام می‌گردد. توضیح اینکه این روش جواب‌های محافظه‌کارانه‌تری نسبت به روش اول دارد، اما کنترل کفایت برشی دیافراگم به دلیل امکان کنترل کلیه ترکیبات بارگذاری بصورت همزمان در یک ترکیب بار Envelope وجود دارد که به لحاظ سرعت کار بسیار مناسب‌تر از روش اول می‌باشد.

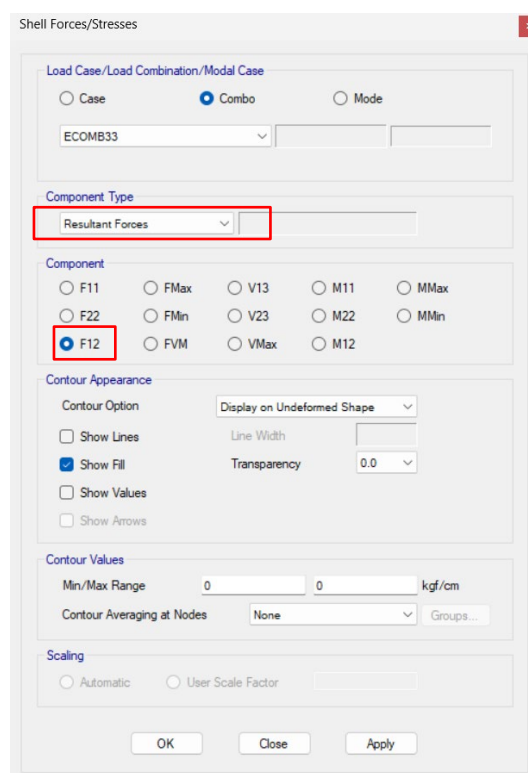
۶-۷-۱-۱- استفاده از ابزار Section-Cut برای کنترل برش در دیافراگم:

مسیر شکست برشی در دیافراگم‌ها معمولاً در امتداد یک یا چند خط مستقیم ممتد ایجاد می‌گردد. در این روش باید بر روی صفحه‌هایی که در راستای اعمال زلزله بوده و در آن‌ها احتمال وقوع شکست برشی وجود دارد، در نرم‌افزار یک Section-Cut ترسیم شده و کل برش ایجاد شده در صفحه مزبور با مقاومت برشی مقطع مقایسه گردد. معمولاً محدوده‌هایی که نیروی برشی بزرگتری در آن‌ها وجود دارد و طول مسیر برش کوتاه می‌باشد بحرانی‌تر می‌باشند.

برای استفاده از Section-Cut باید ابتدا دیاگرام نیرو در دیافراگم تحت یک ترکیب بار نمایش داده شود. از طریق منوی Display (شکل ۶-۶) و پنجره شکل ۶-۷ می‌توان محدوده نیروی برشی در واحد طول در دال (F12) را تحت یک ترکیب بار مشاهده کرد:

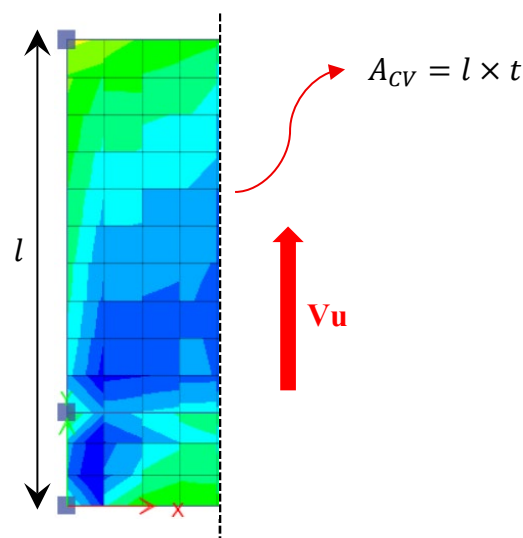
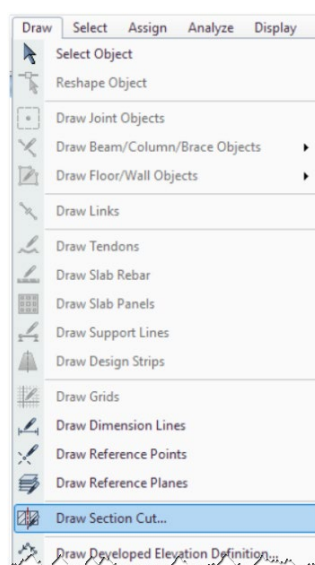


شکل ۶-۶- منوی نرم‌افزار برای نمایش نیروهای دیافراگم



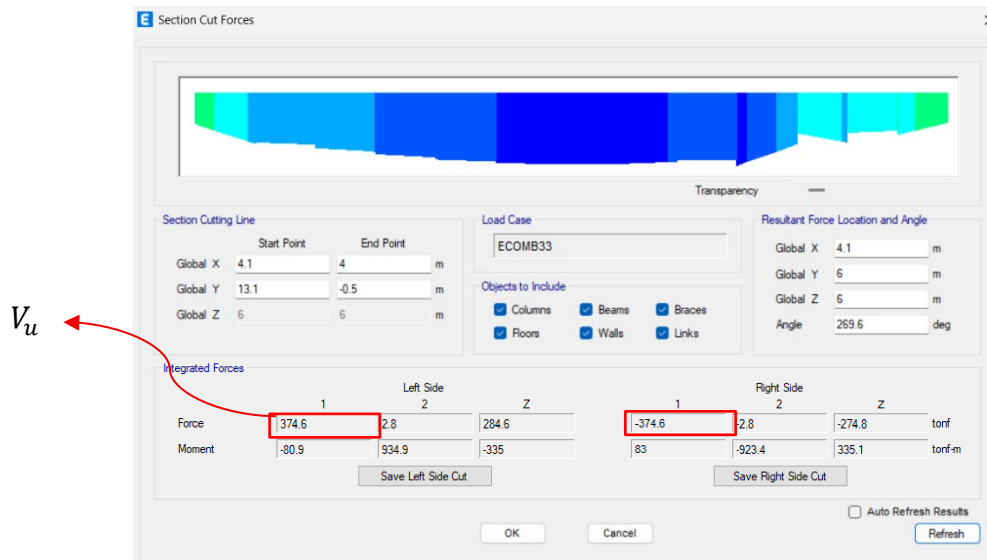
شکل ۶-۷- تنظیم نرم‌افزار برای نمایش نیروی برشی در واحد طول در دیافراگم

برای ترسیم Section-Cut در نرم‌افزار می‌توان از منوی Draw مطابق شکل ۶-۸، برش مورد نظر را در محل مقطع بحرانی و هم‌جهت با راستای اعمال بار زلزله ترسیم نمود:



شکل ۶-۸- ترسیم Section-Cut در نرم‌افزار

نتایج نیروهای Section-Cut مطابق شکل ۶-۹ بوده، و برش ایجاد شده در دیافراگم با نام Force در راستای ۱ قابل مشاهده است.



شکل ۶-۹- مشاهده نتایج خروجی Section-Cut در نرم‌افزار

با توجه به وجود دیوارهای با طول کوتاه در تراز بودیم، ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۰/۶۰ در نظر گرفته می‌شود.

$$\phi V_n = \phi \times A_{CV} \times (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t F_y) \geq V_u$$

$$= 0.6 \times 1200 \times 20 \times (0.53\sqrt{250} + 0.0022 \times 4000) = 247 \text{ tonf} \leq 374.6 \text{ tonf}$$

مطابق محاسبات فوق، مقاومت برشی دیافراگم در این Section-Cut جوابگو نبوده، و برای حل مشکل یا باید ضخامت دال افزایش داده شود، و یا آرماتورهای برشی اضافی (با رعایت حداکثر مجاز) هم‌جهت با راستای اعمال بار زلزله (در راستای Section-Cut) در محدوده مورد نظر تعبیه گردد. لازم بذکر است، در روش Section Cut کنترل دیافراگم باید برای تمامی ترکیبات بارگذاری بصورت جداگانه انجام شده و پوش نتایج حاصله مبنای کار طراحی قرار گیرد. همچنین لازم است بر روی سایر مسیرهای محتمل شکست برشی نیز با ترسیم Section-Cut کنترل لازم انجام گردد.

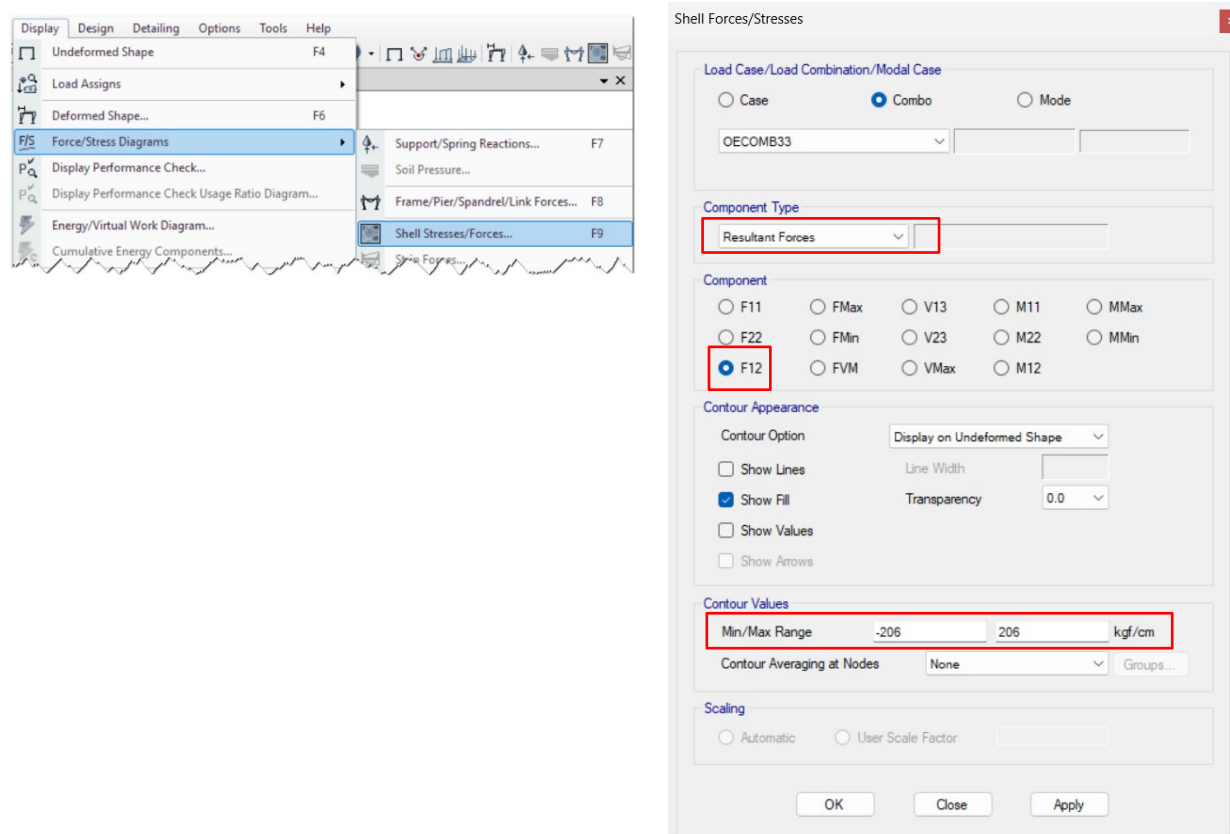
همانگونه که پیش‌تر هم گفته شد، این روش بیشتر برای دیافراگم‌هایی مناسب است، که توزیع تنش برشی در آن‌ها یکنواخت بوده و تغییرات ناگهانی در دیاگرام تنش برشی در آن‌ها مشاهده نمی‌شود.

۶-۷-۱-۲- استفاده از دیاگرام نیروی برشی در واحد طول برای کنترل برش در دیافراگم:

در این روش نیروی برشی در واحد طول دیافراگم بصورت نقطه به نقطه بررسی می‌گردد، همانطور که گفته شد، این روش محافظه‌کارانه بوده ولی امکان کنترل همزمان کلیه ترکیبات بارگذاری وجود دارد. مقاومت برشی طراحی دیافراگم بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

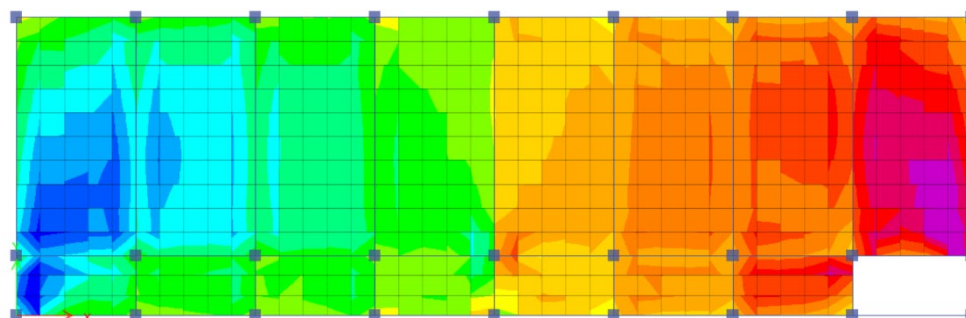
$$\phi V_n = \phi \times A_{CV} \times (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) = 0.6 \times 20 \times (0.53\sqrt{250} + 0.0022 \times 4000) = 206 \text{ kgf/cm}$$

در نرم‌افزار از منوی Display مطابق شکل ۶-۱۰ می‌توان محدوده نیروی برشی در واحد طول در دال را مشاهده کرد:



شکل ۶-۱۰ - تنظیمات نرم‌افزار برای نمایش دیاگرام نیروی برشی در واحد طول در دیافراگم

نیروی برشی در واحد طول و محدوده‌ای که مقدار آن از حد مجاز فراتر رفته، در شکل ۶-۱۱ نمایش داده شده است، لازم به ذکر است در محدوده‌ای که برش بصورت موضعی جوابگو نبوده است، باید ضخامت دیافراگم افزایش داده شود، و یا آرماتورهای طولی اضافی در دیافراگم تعبیه گردد.



شکل ۶-۱۱ - دیاگرام نیروی برشی در واحد طول دیافراگم

۶-۷-۲- کنترل یال‌های کششی و فشاری دیافراگم:

در کنترل یال‌های کششی و فشاری توسط نرم‌افزار، معمولاً از کنترل نیروی محوری در واحد طول F استفاده می‌شود. در این روش نیرو در واحد طول دال با مقادیر مجاز ظرفیت فشاری و کششی دیافراگم مقایسه می‌گردد. در نرم‌افزار ETABS تنش‌های فشاری با علامت منفی و تنش‌های کششی با علامت مثبت نمایش داده می‌شود.

در صورتیکه نیروی محوری فشاری در واحد طول در دیافراگم از $0.2f'_c \times thickness$ بیشتر باشد لازم است در یال فشاری المان مرزی تعبیه گردد. همچنین در صورتیکه نیروی محوری کششی در واحد طول از $(pf_y) \times thickness$ قابل تحمل توسط یک لایه از آرماتورهای دال بیشتر باشد، آرماتور کششی اضافی باید در یال کششی تعبیه گردد.

به عنوان مثال برای پلان موردی عنوان شده می‌توان حد مجاز نیرو در واحد طول فشاری (منفی) و کششی (مثبت) را بصورت زیر محاسبه کرد:

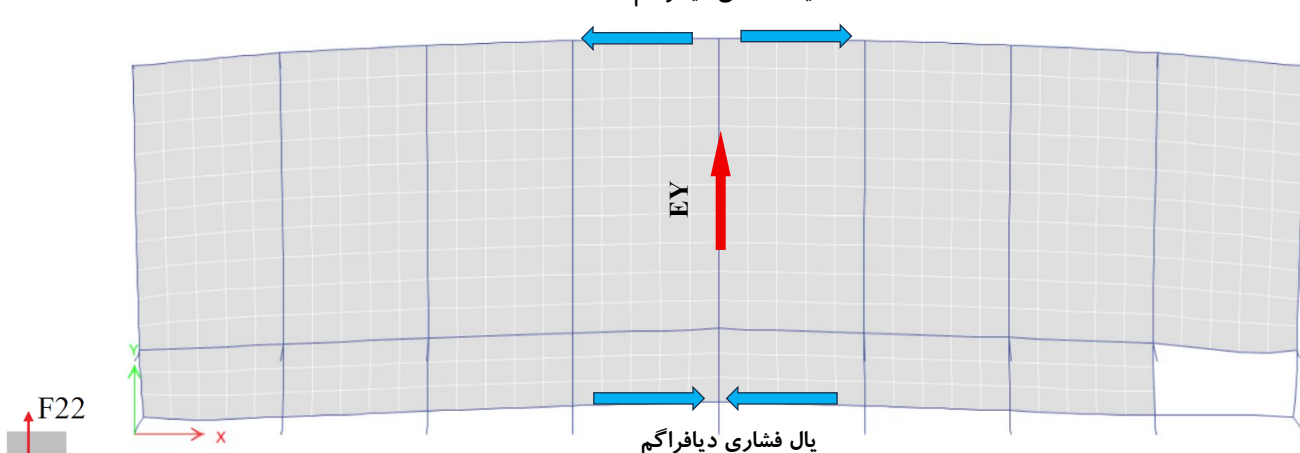
$$-0.2f'_c \times thickness = -0.2 \times 250 \times 20 = -1000 \frac{kg}{cm}$$

$$(pf_y) \times thickness = 0.0022 \times 4000 \times 20 = 176 \frac{kg}{cm}$$

در صورتیکه طراحی دیافراگم برای زلزله راستای Y (۱۰۰ درصد زلزله در راستای Y و ۳۰ درصد زلزله راستای X) مد نظر باشد، لازم است مولفه $F11$ و اگر طراحی برای زلزله راستای X (۱۰۰ درصد زلزله در راستای X و ۳۰ درصد زلزله راستای Y) مد نظر باشد، مولفه $F22$ باید انتخاب گردد.

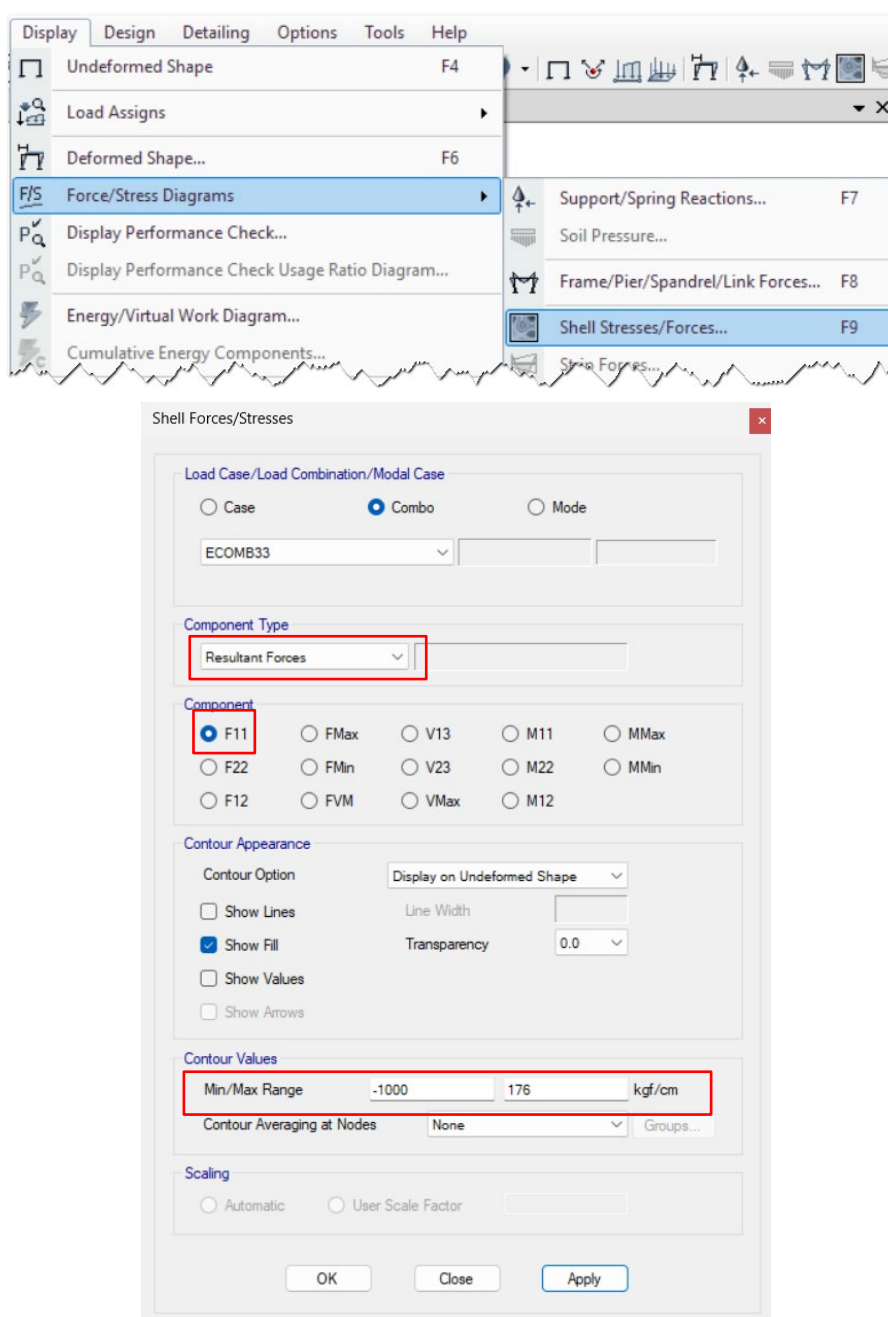
در این مثال ترکیب بار انتخاب شده شامل زلزله قالب در راستای محور Y بوده و باعث ایجاد تغییرشکل در دیافراگم مشابه شکل ۶-۱۲ شده است.

یال کششی دیافراگم



شکل ۶-۱۲- تغییرشکل دیافراگم تحت ترکیب بار با زلزله EY

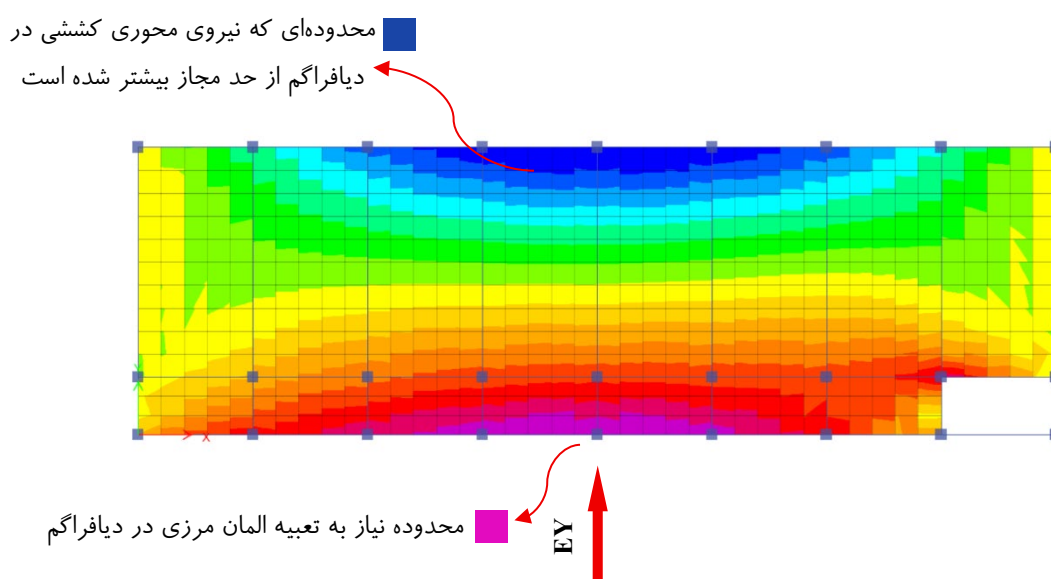
برای کنترل یال‌ها، لازم است در نرم‌افزار از منوی Display و مطابق شکل ۶-۱۳ محدوده حداقل و حداکثر نیروی محوری در واحد طول در دیافراگم را مشخص کرد:



شکل ۶-۱۳- تنظیم نرم‌افزار برای نمایش نیروی محوری در واحد طول در دیافراگم

نیروی محوری فشاری در واحد طول و محدوده‌ای که نیرو از حد مجاز بیشتر شده است در شکل ۶-۱۴ نمایش داده شده است، در نواحی از یال فشاری که نیروی فشاری در واحد طول بیشتر از $0.2f'_c \times thickness$ می‌باشد، لازم است دورگیر مطابق ضوابط عنوان شده در این بند تعبیه گردد.

همچنین مطابق شکل، در محدوده قابل توجهی از یال کششی نیروی محوری کششی در واحد طول بزرگتر از مقدار کشش قابل تحمل توسط یک شبکه آرماتور دیافراگم می‌باشد، که لازم است آرماتور کششی در یال تعبیه گردد.



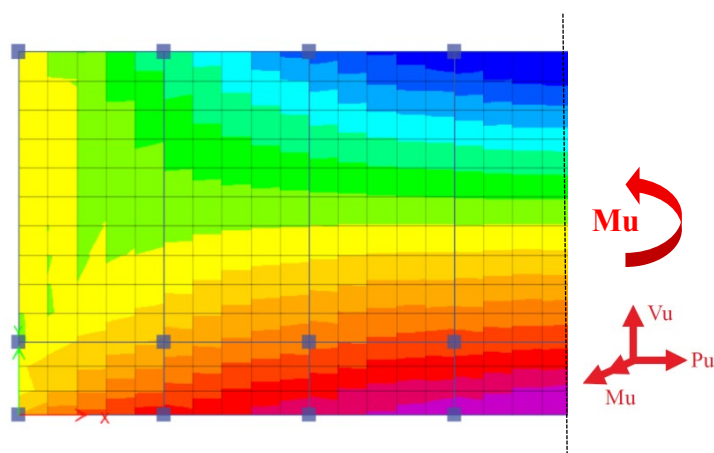
شکل ۶-۱۴- نیروی محوری در واحد طول (F11) در دیافراگم

برای محاسبه دقیق کشش موجود در دیافراگم دو روش وجود دارد، که توضیحات مربوط به هر روش در ادامه آورده شده است:

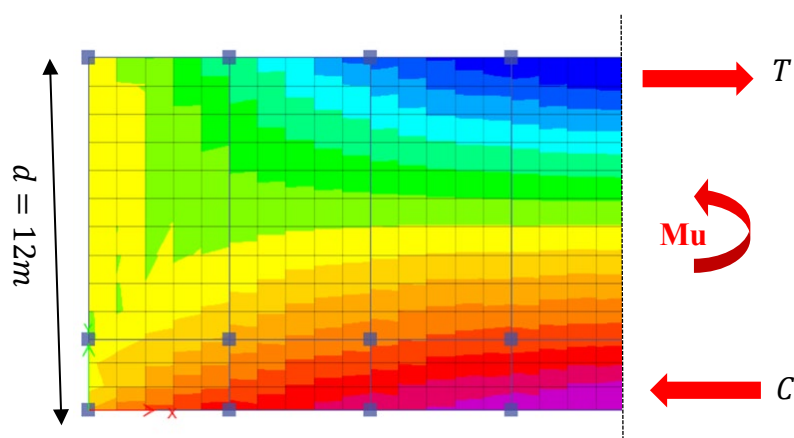
۶-۲-۱- استفاده از ابزار Section-Cut برای طراحی یال کششی:

این روش بیشتر برای دیافراگم‌های ساده کاربرد دارد. در این روش با ترسیم Section-Cut در قسمت بحرانی می‌توان لنگر کلی ایجاد شده در دیافراگم را محاسبه کرد (شکل ۶-۱۵). پس از آن با تقسیم لنگر بر عمق دیافراگم نیروی کششی و فشاری ایجاد شده در دیافراگم را بدست خواهد آمد (شکل ۶-۱۶) و در نهایت آرماتور یال کششی قابل طراحی می‌باشد.

در مواردی که آرماتورهای یال کششی در تیرها تعبیه می‌گردد، با توجه به اینکه تیر قبلاً در زمان طراحی سازه بر اساس نیروی محوری کششی تحت زلزله طرح (زلزله بدون اعمال F_p که طراحی سازه اصلی با آن انجام می‌شود) طراحی شده است، می‌توان نیروی محوری ایجاد شده در ترکیب بار متناظر با زلزله طرح را از نیروی زلزله طراحی دیافراگم کم کرده و طراحی را برای اختلاف نیروی محوری کششی انجام داد.



شکل ۶-۱۵- نیروی محوری در واحد طول در دیافراگم

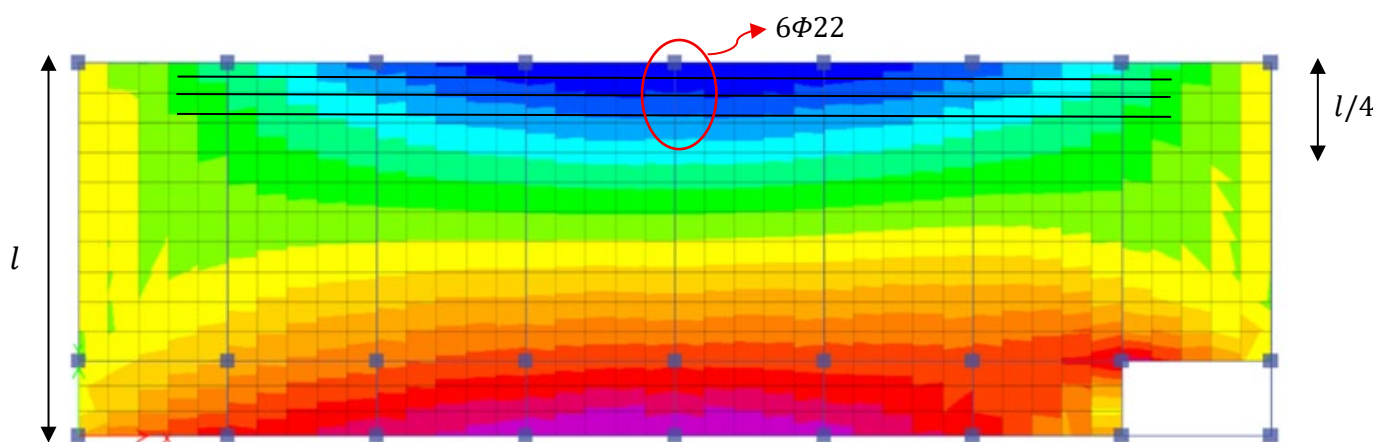


شکل ۶-۱۶- محاسبه نیروی کششی و فشاری در یال فشاری

$$T = C = \frac{M_u}{d} = \frac{913.9}{12} = 76 \text{ tonf}$$

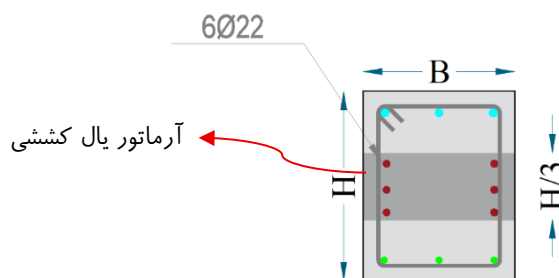
$$A_s = \frac{T}{\phi f_y}, \phi = 0.9, A_s = 21 \text{ cm}^2 \quad \text{Use } 6\Phi 22$$

بنابراین لازم است حداقل $6\Phi 22$ در یال کششی دیافراگم تعبیه گردد. این آرماتورها باید در محدوده $l/4$ انتهای دیافراگم به آرماتورهای خمشی دال اضافه گردند. در شکل ۶-۱۷ محدوده تعبیه این آرماتورها نمایش داده شده است.



شکل ۶-۱۷- محدوده تعبیه آرماتورهای یال کششی در دیافراگم

به عنوان گزینه جایگزین، می‌توان کل آرماتور مورد نیاز یال کششی را مشابه شکل ۶-۱۸ در گونه‌های تیر واقع در لبه انتهایی دیافراگم تعبیه کرد.



شکل ۶-۱۸- تعبیه آرماتورهای یال کششی در تیر

۶-۲-۲-۷- استفاده از دیاگرام نیروی محوری در واحد طول برای طراحی یال کششی:

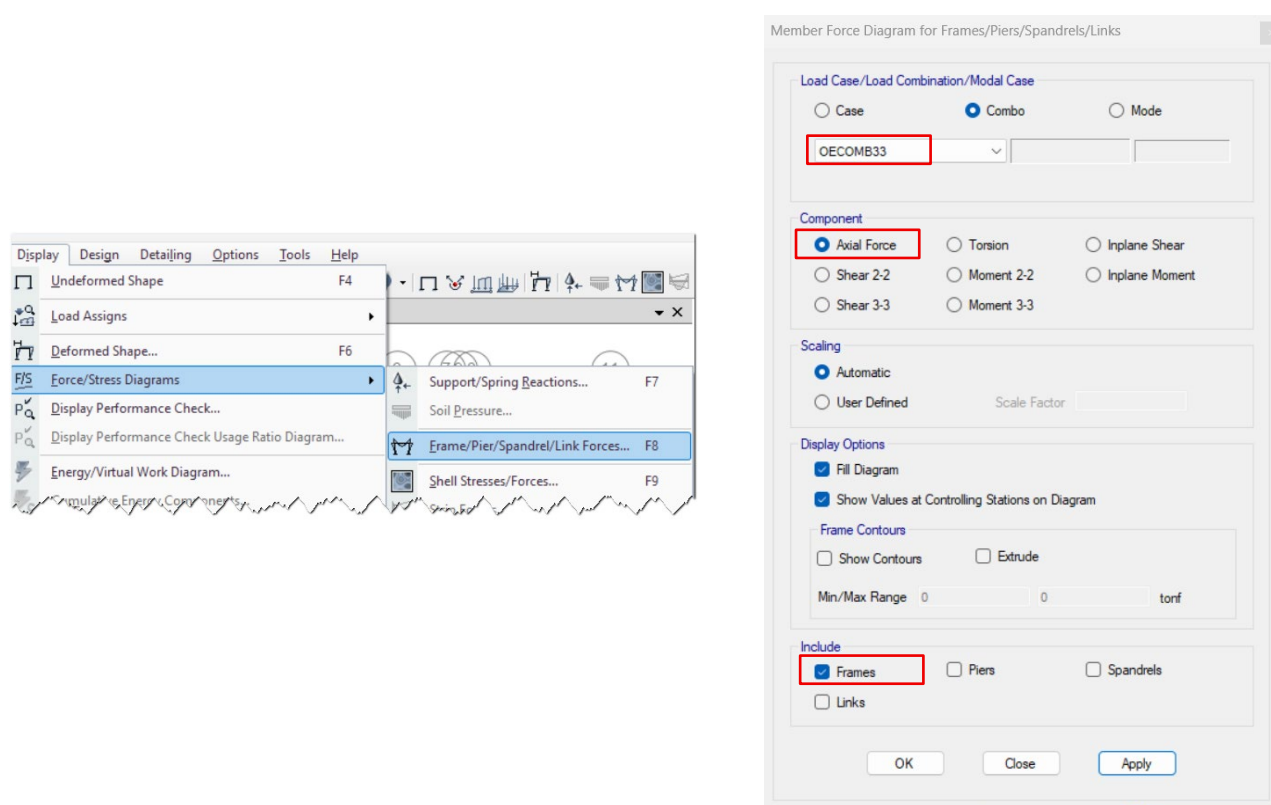
این روش بیشتر برای دیافراگم‌های پیچیده کاربرد دارد، در این روش با توجه به کانتور نیروی محوری فشاری در واحد طول در محدوده‌ای از دیافراگم که کمبود ظرفیت کششی وجود دارد.

آرماتور کششی مازاد تعبیه می‌گردد. ظرفیت آرماتور کششی باید به گونه‌ای در نظر گرفته شود، که پاسخگوی کشش ایجاد شده در دیافراگم باشد، در این حالت لازم است آرماتور کششی برای تحمل نیروی محوری ایجاد شده در آن نیز محاسبه و به آرماتورهای خمشی اضافه گردد.

لازم به ذکر است در این روش محدوده قرارگیری آرماتورهای یال کششی در همان قسمت‌هایی که ضعف کششی وجود دارد می‌باشد.

۶-۷-۳- طراحی جمع‌کننده‌ها:

ملاک طراحی جمع‌کننده‌ها، نیروی محوری ایجاد شده تحت پوش ترکیبات بار زلزله تشدید یافته (OEcomb1-64) می‌باشد. مطابق شکل ۶-۱۹ می‌توان با استفاده از منوی Display حداکثر نیروی محوری تیرها را مشاهده کرد:



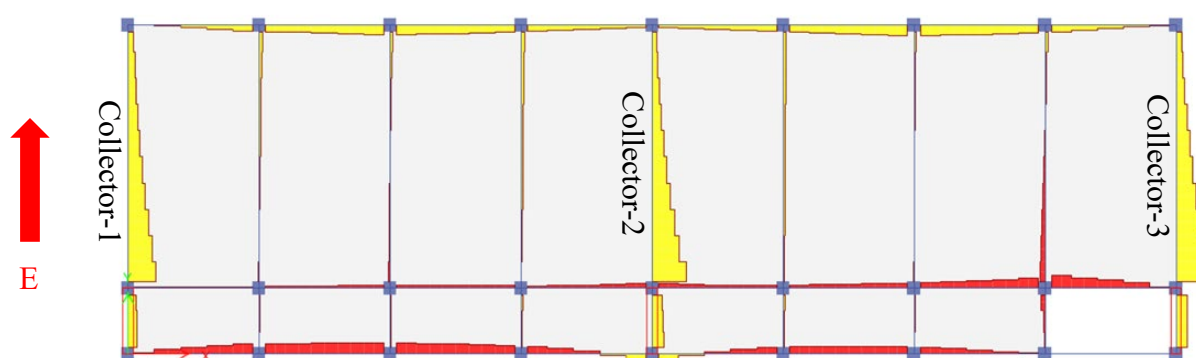
شکل ۶-۱۹- مشاهده نیروی محوری در جمع‌کننده‌ها تحت ترکیب بار بحرانی

با توجه به راستای اعمال بار زلزله، نیروی محوری کششی یا فشاری در جمع‌کننده‌ها بوجود می‌آید. در شکل ۶-۲۰ نیروی حداکثر کششی و فشاری ایجاد شده در جمع‌کننده‌های دیوارهای برشی نمایش داده شده است.



شکل ۶-۲۰- حداکثر نیروی ایجاد شده در جمع‌کننده دیوار برشی

در مواردی که آرماتورهای جمع‌کننده کششی در تیرها تعبیه می‌گردد، با توجه به اینکه مطابق شکل ۶-۲۱، تیر قبلاً در زمان طراحی سازه بر اساس نیروی محوری کششی تحت زلزله طرح (زلزله غیرتشدیدیافته و بدون اعمال F_p که طراحی سازه اصلی با آن انجام می‌شود) طراحی شده است، می‌توان نیروی محوری ایجاد شده در ترکیب بار متناظر با زلزله طرح را از نیروی زلزله تشدید یافته کم کرده و طراحی را برای اختلاف نیروی محوری کششی انجام داد.



شکل ۶-۲۱- حداکثر نیروی کششی ایجاد شده در جمع‌کننده دیوار برشی تحت زلزله طرح

طراحی جمع‌کننده‌های کششی برای هر جمع‌کننده بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

۶-۷-۳-۱- کنترل جمع‌کننده کششی:

نیروی جمع‌کننده کششی تحت زلزله تشدید یافته و اعمال Fpi:

$$(T_{u1})_{\Omega E} = 53.2 \text{ tonf}, \quad (T_{u2})_{\Omega E} = 65.8 \text{ tonf}, \quad (T_{u3})_{\Omega E} = 63.1 \text{ tonf}$$

نیروی جمع‌کننده کششی تحت زلزله طرح:

$$(T_{u1})_E = 13.2 \text{ tonf}, \quad (T_{u3})_E = 16.7 \text{ tonf}, \quad (T_{u3})_E = 16.1 \text{ tonf}$$

$$T_{u1} = (T_{u1})_{\Omega E} - (T_{u1})_E = 40 \text{ tonf},$$

$$T_{u2} = (T_{u2})_{\Omega E} - (T_{u2})_E = 49.1 \text{ tonf}$$

$$T_{u3} = (T_{u3})_{\Omega E} - (T_{u3})_E = 47 \text{ tonf}$$

$$A_s = \frac{T_u}{\phi F_y}, \phi = 0.9 \rightarrow A_{s1} = 11.1 \text{ cm}^2, \quad A_{s2} = 13.6 \text{ cm}^2, \quad A_{s3} = 13.05 \text{ cm}^2$$

Use 4Φ20 for collector1, 4Φ22 for collector2, collector 3

۶-۷-۳-۲- کنترل جمع‌کننده فشاری:

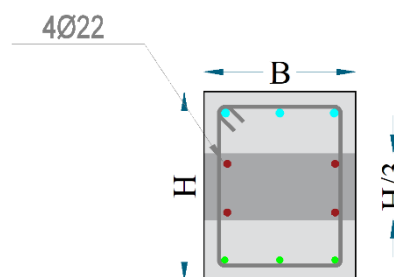
ابعاد مقطع تیر جمع‌کننده 50×50 سانتیمتر می‌باشد.

$$P_{u1} = -48.9 \text{ tonf}, \quad P_{u2} = -63.2 \text{ tonf}, \quad P_{u3} = -61.6 \text{ tonf}$$

$$0.25f'_c b h = 0.25 \times 250 \times 50 \times 50 = 187 \text{ tonf} \geq P_{u1}, P_{u2}, P_{u3} \quad \text{ok}$$

بنابراین نیازی به تعبیه دورگیر المان مرزی در جمع‌کننده‌ها نیست.

دتایل آرماتورهای کششی لازم در این جمع‌کننده دیوار شماره ۲ و ۳ در شکل ۶-۲۲ آورده شده است:

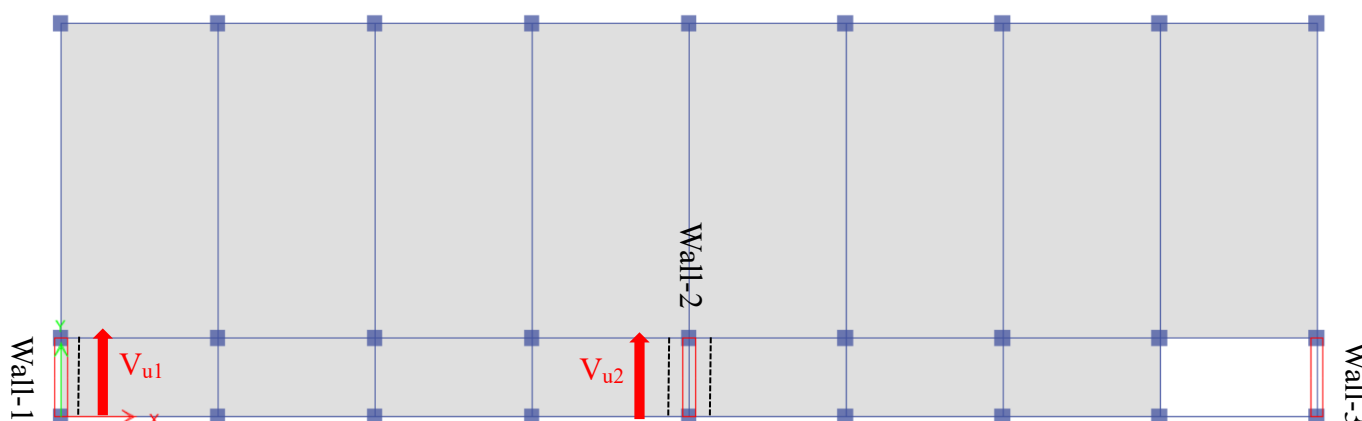


شکل ۶-۲۲- آرماتور کششی جمع‌کننده در دیوار شماره ۲ و ۳

۶-۷-۴- اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی:

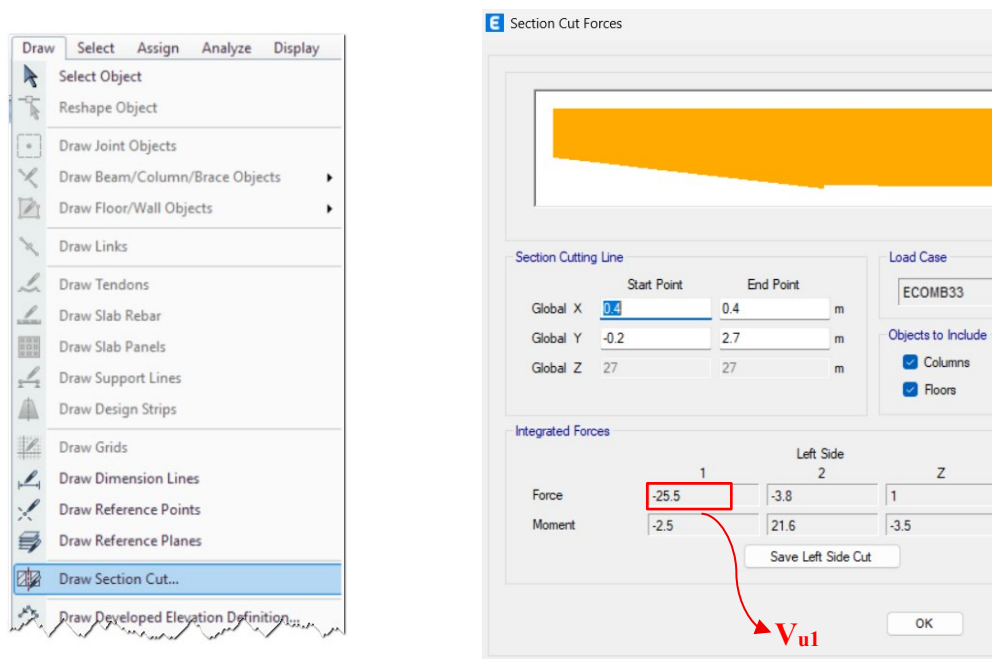
در محل اتصال دیوار دیافراگم برشی به دیافراگم با ترسیم Section Cut تحت ترکیب بار بحرانی می‌توان نیروی برشی حداکثر قابل انتقال توسط آرماتورهای برش اصطکاک را حساب کرد. در این مثال سه دیوار وجود دارد که در دیوارهای شماره ۱ و ۲ مکانیزم انتقال نیروی برش اصطکاک وجود دارد، ولی دیوار شماره ۳ تنها از طریق عضو جمع‌کننده به سازه متصل شده است.

محدوده ترسیم Section Cut برای دیوارهای شماره ۱ و ۲ در شکل ۶-۲۳ نمایش داده شده است. توضیح اینکه برای بررسی اتصال دیوار شماره ۲، Section-Cut باید در هر دو طرف دیوار ترسیم و مجموع دو برش ملاک کار طراحی قرار گیرد. برای سهولت کار و ملاحظات اجرایی می‌توان طراحی آرماتورهای برش اصطکاکی را برای بیشترین برش موجود انجام داد.



شکل ۶-۲۳- محدوده ترسیم Section Cut برای طراحی اتصال دیافراگم به دیوار

برای ترسیم Section-Cut در نرم‌افزار پس از نمایش نیروی برشی در واحد طول در دیافراگم تحت ترکیب بار بحرانی، مطابق شکل ۶-۲۴ از طریق منوی Draw، در محاذات دیوار مورد نظر Section-Cut ترسیم می‌گردد. برش ایجاد شده در دیافراگم با نام Force در راستای ۱ نمایش داده می‌شود.



شکل ۶-۲۴- ترسیم Section-Cut در نرم‌افزار

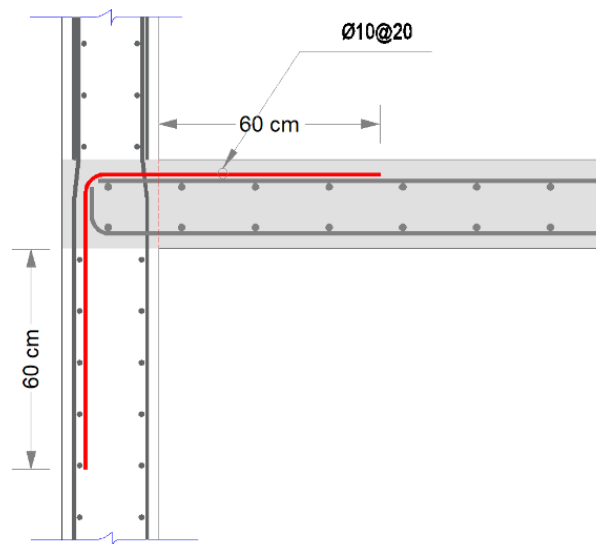
- با توجه به برش V_u ایجاد شده در محدوده اتصال دیوار شماره ۱، مساحت کل آرماتورهای برش اصطکاکی طراحی می‌گردد (میلگرد مصرفی از رده S340):

$$V_{u1} = 25.5 \text{ tonf}, \quad A_{vf1} \geq \frac{V_{u1}}{\phi \mu f_y}, \quad \mu = 1.4, \quad \phi = 0.75, \quad \rightarrow A_{vf1} \geq 7.14 \text{ cm}^2$$

طول دیوار برشی شماره ۱ برابر ۲ متر می‌باشد، بنابراین:

$$A_{vf1} \geq \frac{3.57 \text{ cm}^2}{m} \rightarrow \text{use } \Phi 10@20\text{cm}$$

بنابراین از آرماتور برش اصطکاکی $\Phi 10@20\text{cm}$ در محدوده اتصال دیوار به دیافراگم استفاده می‌گردد. (شکل ۶-۲۵)



شکل ۶-۲۵- آرماتورهای برش اصطکاکی در دیوار شماره ۱

- مجموع نیروی برشی در دو سمت دیوار شماره ۲ برابر با 32.8 tonf می‌باشد، بنابراین:

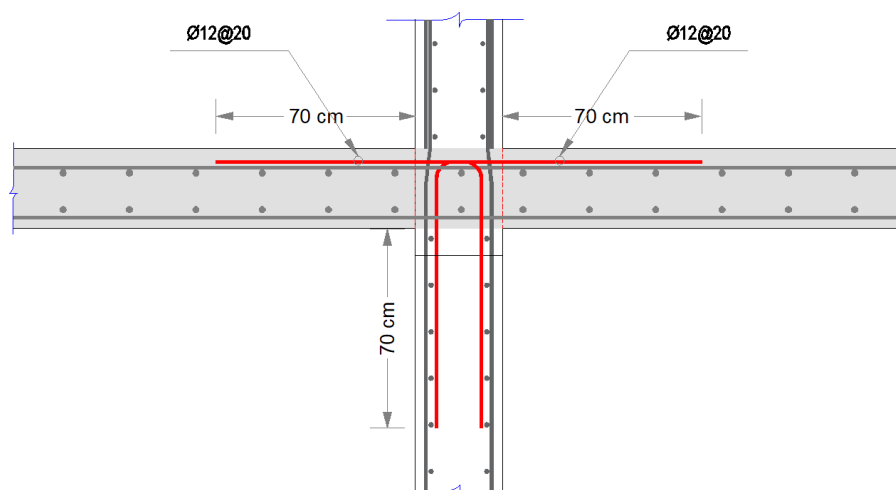
$$V_{u2} = 32.8 \text{ tonf}, \quad A_{vf2} \geq \frac{V_{u2}}{\phi \mu f_y}, \quad \mu = 1.4, \quad \phi = 0.75, \quad \rightarrow A_{vf2} \geq 18.34 \text{ cm}^2$$

طول این دیوار نیز برشی ۲ متر می‌باشد، بنابراین:

$$A_{vf2} \geq \frac{9.17 \text{ cm}^2}{m} \rightarrow \text{use } 2\Phi 12@20\text{cm}$$

بنابراین از آرماتور برش اصطکاکی $2\Phi 12@20\text{cm}$ در محدوده اتصال دیوار به دیافراگم استفاده می‌گردد. (شکل ۶-۲۶)

در صورتیکه بتوان آرماتور اصطکاکی را با رعایت قلاب استاندارد در هسته اتصال قلاب کرد، نیازی به امتداد آن به مقدار ld در دیوار پایینی وجود ندارد. توضیح اینکه در این مثال با توجه به موقعیت استقرار دیوارها و محل یال‌های کششی امکان استفاده از ظرفیت آرماتور شبکه تحتانی دال در محاسبات مربوط به A_{vf} وجود ندارد.

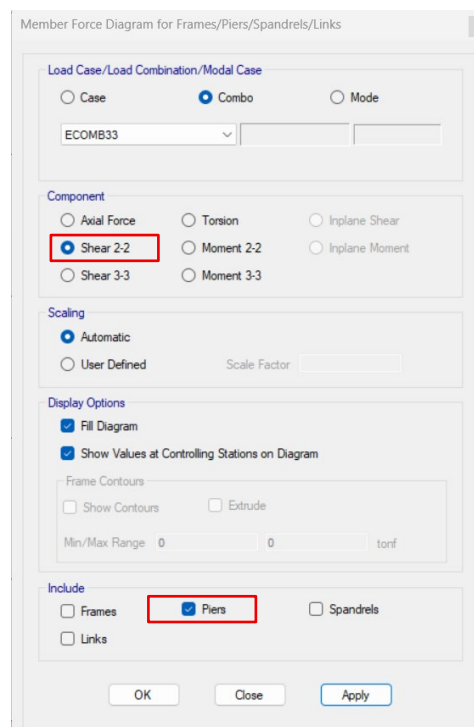
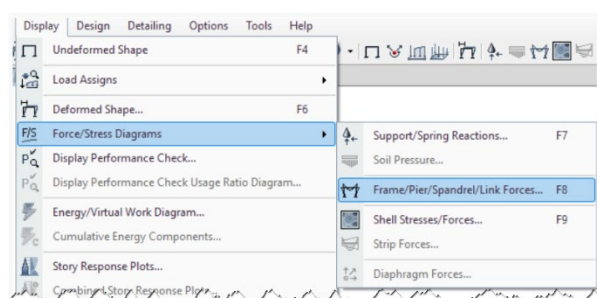


شکل ۶-۲۶- آرماتورهای برش اصطکاکی در دیوار شماره ۲

۶-۷-۵- طراحی آرماتورهای اتصال دیوارها در محل درز سرد:

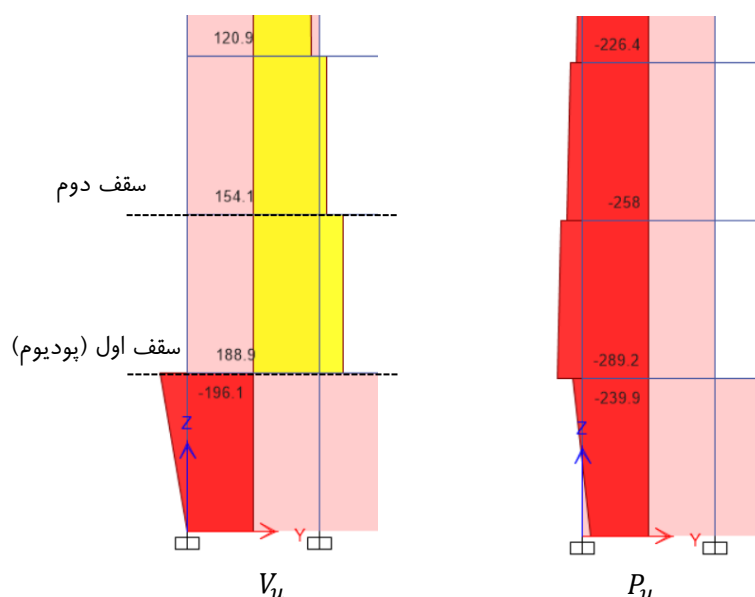
در محل درز سرد اتصال دیافراگم به دیوار، باید نیروی برشی حداکثر ایجاد شده در دیوار به همراه نیروی محوری دیوار محاسبه شده و کنترل انتقال برش انجام شود.

از طریق منوی `Display>Force/Stress Diagrams>Frames/Piers/Spandrels/Links Forces` می‌توان نیروی برشی ایجاد شده در دیوار را تحت ترکیب بار بحرانی (Ecomb1-64) مشاهده کرد. (شکل ۶-۲۷)



شکل ۶-۲۷- مشاهده نیروی برشی در دیوار تحت ترکیب بار بحرانی

با استفاده از همین پنجره، نیروی محوری موجود در دیوار (Axial Force) به صورت شکل ۶-۲۸ قابل مشاهده می‌باشد. نیروی محوری منفی بیانگر نیروی فشاری، و نیروی محوری مثبت، بیانگر نیروی کششی در دیوار است، لازم به ذکر است در دیوارهای مستطیلی و بالدار، معمولاً دیوارها تحت فشار قرار دارند، اما در دیوارهای U و L و T در برخی از یال‌ها ممکن است نیروی کششی بوجود آید.



شکل ۶-۲۸- نیروی محوری و برشی ایجاد شده در دیوار شماره ۱

- کنترل در درز سرد پایین سقف اول (پودیم):

$$A_{v1-b} = \frac{\frac{V_{u1-b}}{\phi\mu} - P_{u1-b}}{f_y} = \frac{\frac{196.1}{0.75 \times 0.6} - 239.9}{4000} = 48.9 \text{ cm}^2$$

- کنترل در درز سرد بالای سقف اول (پودیم):

$$A_{v1-t} = \frac{\frac{V_{u1-t}}{\phi\mu} - P_{u1-t}}{f_y} = \frac{\frac{188.9}{0.75 \times 0.6} - 289.2}{4000} = 32.6 \text{ cm}^2$$

- کنترل در درز سرد پایین سقف دوم:

$$A_{v2-b} = \frac{\frac{V_{u2-b}}{\phi\mu} - P_{u2-b}}{f_y} = \frac{\frac{188.9}{0.75 \times 0.6} - 289.2}{4000} = 32.6 \text{ cm}^2$$

- کنترل در درز سرد بالای سقف دوم:

$$A_{v2-t} = \frac{\frac{V_{u2-t}}{\phi\mu} - P_{u2-t}}{f_y} = \frac{\frac{154.1}{0.75 \times 0.6} - 258}{4000} = 21.1 \text{ cm}^2$$

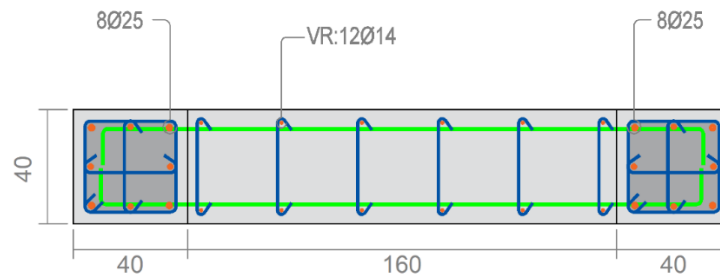
در نهایت:

$$A_{v1} = \text{Max}(A_{v1-b}, A_{v1-t}) = 48.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \text{Max}(A_{v2-b}, A_{v2-t}) = 32.6 \text{ cm}^2$$

- کنترل کفایت دیوار در درزهای سرد سقف اول:

مقطع دیوار در درزهای سرد سقف اول در شکل ۶-۲۹ آورده شده است.



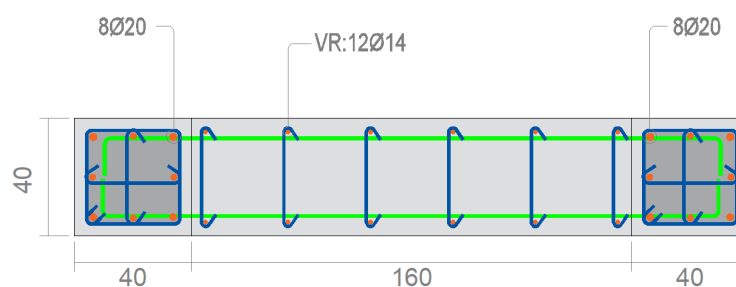
شکل ۶-۲۹- مقطع دیوار در سقف اول

$$A_s(16\text{Ø}25 + 12\text{Ø}14) = 97 \text{ cm}^2 \geq A_{v1} \quad \text{ok}$$

مجموع مساحت آرماتورهای قائم جان دیوار و المان مرزی‌های طرفین دیوار جوابگو بوده و نیازی به تعبیه آرماتور اضافی نیست.

- کنترل کفایت دیوار در درز سرد سقف دوم:

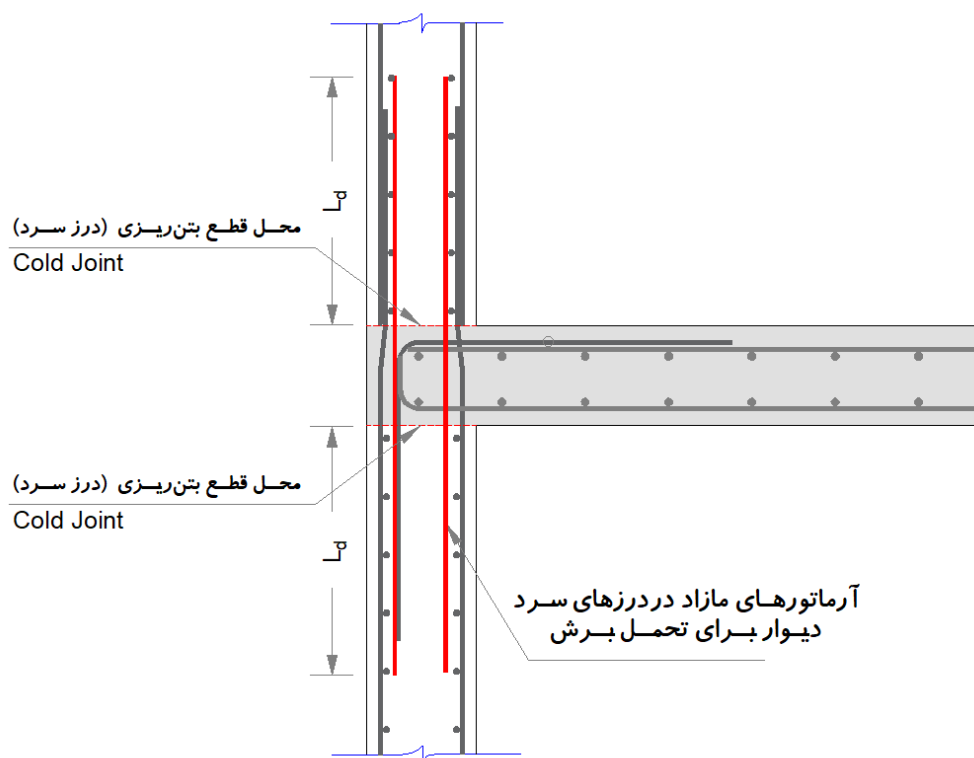
مقطع دیوار در درزهای سرد سقف دوم در شکل ۶-۳۰ آورده شده است،



شکل ۶-۳۰- مقطع دیوار در سقف دوم

$$A_s(16\emptyset 20 + 12\emptyset 14) = 68.5 \text{ cm}^2 \geq A_{v2} \quad ok$$

مجموع مساحت آرماتورهای قائم جان دیوار و المان مرزی‌های طرفین دیوار جوابگو بوده و نیازی به تعبیه آرماتور اضافی نیست. توضیح اینکه در صورت پاسخگو نبودن ظرفیت آرماتورهای طولی دیوار، باید آرماتورهای تقویتی مشابه شکل ۶-۳۱ در محدوده اتصال تعبیه گردد.

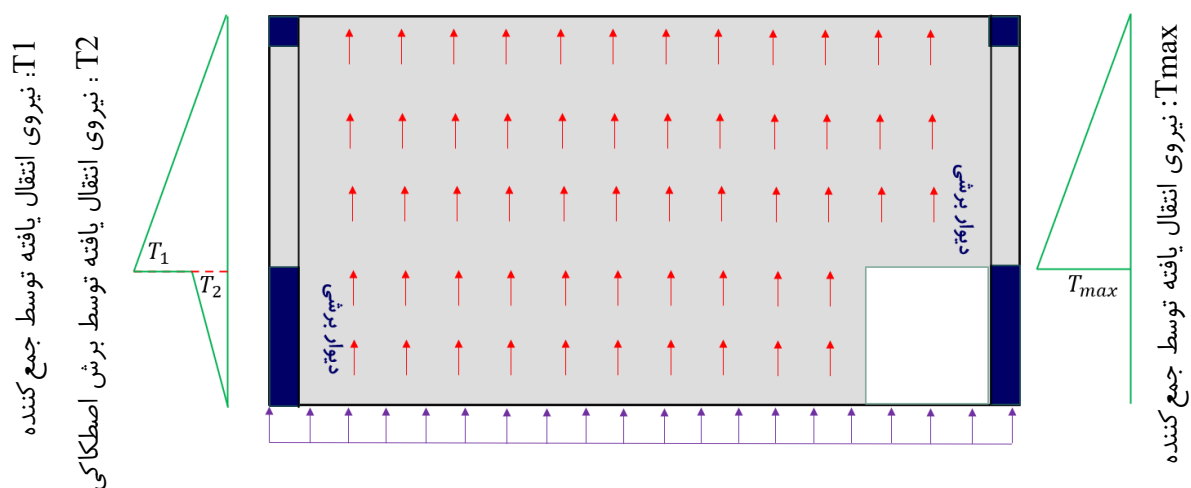


شکل ۶-۳۱- آرماتور مازاد قائم برای تحمل برش در درزهای سرد دیوار

فصل هفتم، حالات خاص در طراحی دیافراگم

۱-۷- دیوار برشی غیر متصل به دیافراگم

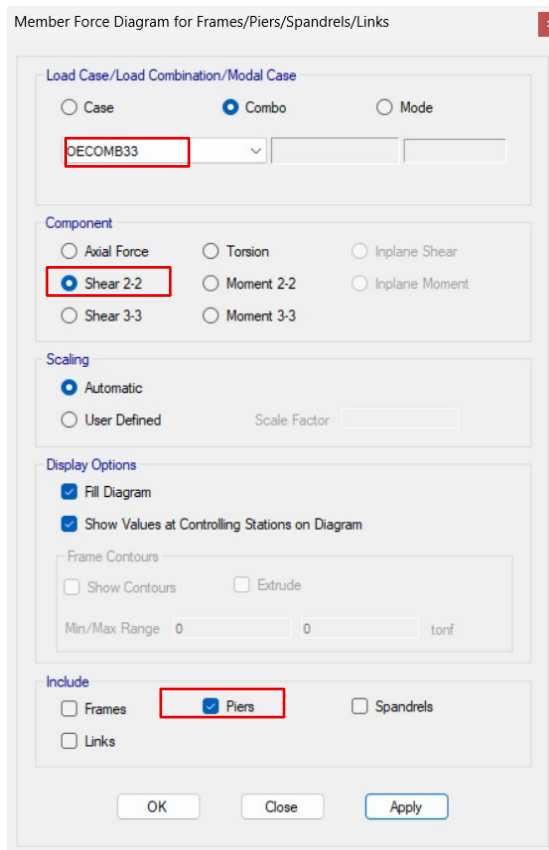
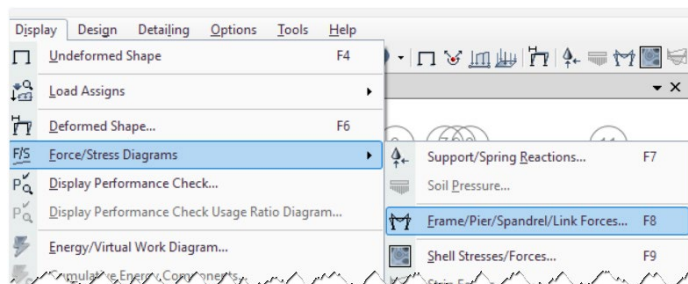
همانگونه که پیش‌تر توضیح داده شد، در دیوارهای برشی غیر متصل به دیافراگم، کل نیروی برشی باید از طریق جمع‌کننده به دیوار منتقل شود. در شکل ۱-۷ یکی از دیوارهای برشی در مجاورت بازشو و دیگری متصل به دیافراگم (سقف) می‌باشد. در دیوار متصل به دیافراگم، نیروی T_1 توسط جمع‌کننده و نیروی T_2 توسط مکانیزم برش اصطکاکی منتقل می‌شود. در حالی که در دیوار مجاور بازشو کل نیروی انتقالی T_{max} باید توسط جمع‌کننده منتقل شود و این موضوع نشان دهنده اهمیت بالاتر طراحی جمع‌کننده برای اینگونه دیافراگم‌ها می‌باشد.



شکل ۱-۷- دیوار برشی غیرمتصل به دیافراگم

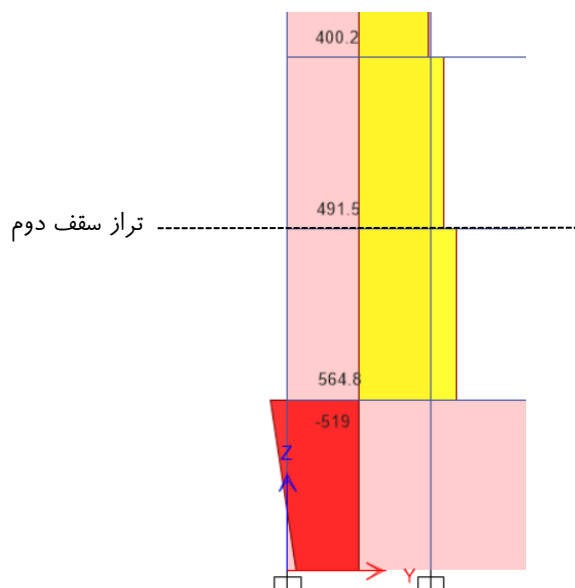
به عنوان یک روش ساده و محافظه کارانه برای طراحی جمع‌کننده در این دیافراگم‌ها می‌توان کل نیروی برشی انتقال یافته از طبقه مورد نظر به دیوار برشی را ملاک طراحی جمع‌کننده قرار داد.

بدین منظور با استفاده از منوی `Display>Force/Stress Diagrams>Frames/Piers/Spandrels/Links Forces` می‌توان نیروی برشی ایجاد شده در دیوار را تحت ترکیب بار بحرانی تشدید یافته (OEcomb1-64) مشاهده کرد. (شکل ۲-۷)



شکل ۷-۲- مشاهده نیروی برشی در دیوار برشی تحت ترکیب بار بحرانی

در مثال موردی فصل ششم، نیروی برشی دیوار شماره ۳ که به دیافراگم متصل نیست، مطابق شکل ۷-۳ است.



شکل ۷-۳- نیروی برشی دیوار برشی شماره ۳

با توجه به توزیع نیروی برشی در ترازهای دیوار می‌توان نیروی برشی انتقال یافته توسط جمع‌کننده به دیوار را در تراز هر سقف محاسبه نمود. به عنوان مثال نیروی برشی انتقال یافته در تراز سقف دوم برابر است با:

$$T_{u3} = 564.8 - 491.5 = 73.3 \text{ tonf}$$

همانگونه که مشاهده می‌شود، مقدار این نیرو بیشتر از مقدار نیروی محاسبه شده برای جمع‌کننده این دیوار (بند «پ») می‌باشد، که این امر به دلیل محافظه کارانه بودن روش بکار گرفته شده است.

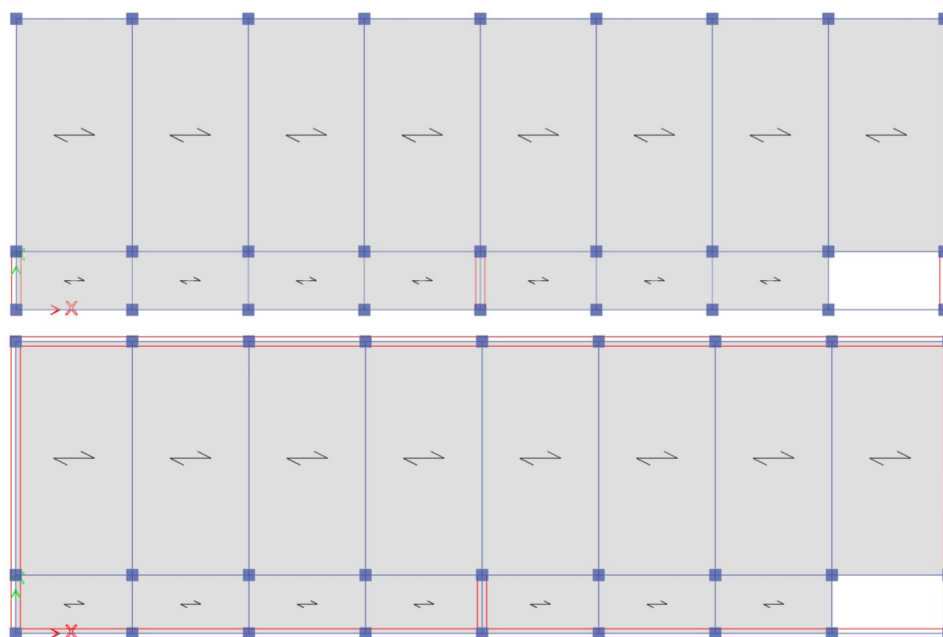
آرماتور جمع‌کننده مورد نیاز بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi F_y}, \phi = 0.9 \rightarrow A_{s3} = 20.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Use } 6\Phi 22 \text{ for collector 3}$$

۷-۲- دیافراگم در سقف‌های تیرچه‌بلوک

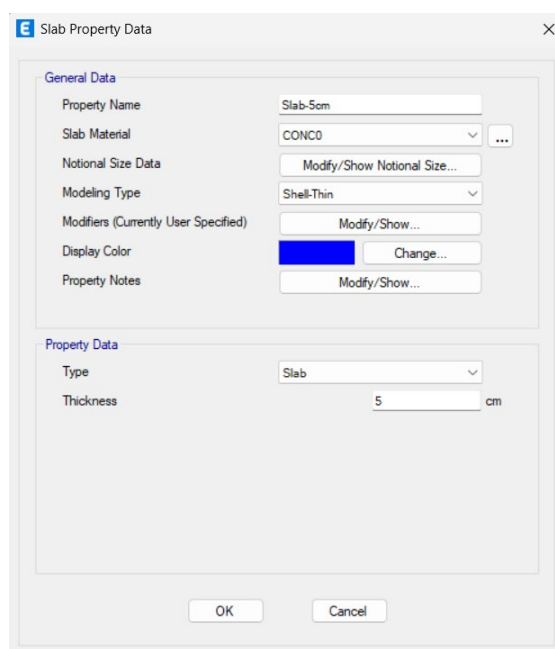
در صورتیکه در سیستم سقف از انواع تیرچه (شامل پیش‌ساخته یا یکطرفه درجاریز) استفاده شده باشد، هنگام مدل‌سازی کف‌ها در نرم‌افزار، معمولاً از گزینه Deck استفاده شده و تحلیل و طراحی سازه انجام می‌گردد. اما برای بررسی دیافراگم و مشاهده تنش‌های درون صفحه‌ای لازم است در یک مدل جداگانه، دیافراگم بصورت Slab با ضخامت برابر با دال رویه سقف تیرچه‌ای مدل‌سازی شده و از مساحت تیرچه‌ها در ظرفیت دیافراگم صرف‌نظر گردد.

هندس پلان یک مثال موردی برای بررسی دیافراگم سقف تیرچه در شکل ۷-۴ نمایش داده شده است، ضخامت دال رویه در سقف تیرچه ای ۵cm، مقاومت بتن $f'_c = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و شبکه آرماتور حرارتی دال $\emptyset 8 @ 25 \text{ cm}$ می‌باشد.



شکل ۷-۴- پلان مثال موردی بررسی دیافراگم در طبقه پودیم و طبقات فوقانی

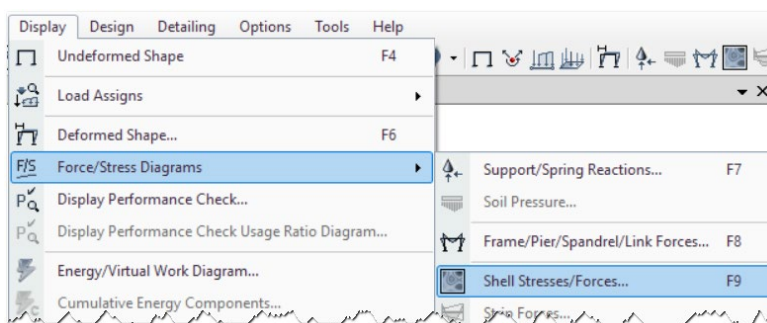
مقطع دال رویه سقف تیرچه را می‌توان بصورت شکل ۵-۷ در منوی Define نرم‌افزار تعریف نمود و به کف‌ها اختصاص داد.



شکل ۵-۷- تعریف دال رویه سقف تیرچه دار در نرم‌افزار

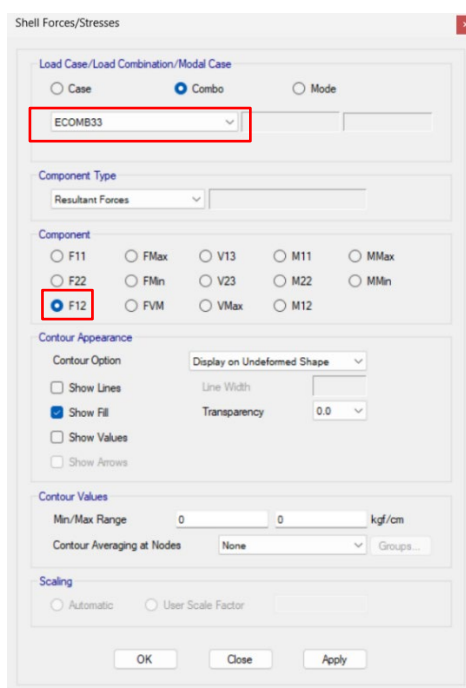
- کنترل برش دیافراگم در تراز پودیم به ترتیب زیر قابل انجام است:

برای استفاده از Section-Cut لازم است ابتدا دیاگرام نیرو در دیافراگم تحت یک ترکیب بار نمایش داده شود. بنابراین ابتدا باید در نرم‌افزار از منوی Display، گزینه Shell Stress/Forces مطابق شکل ۶-۷ انتخاب گردد.



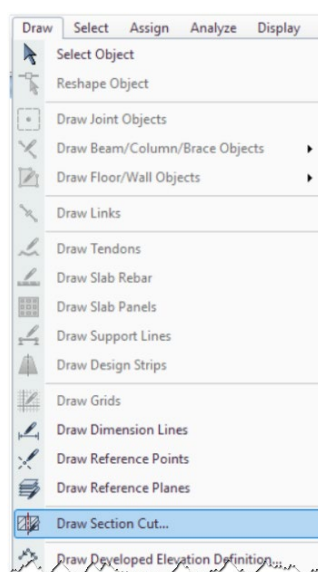
شکل ۶-۷- منوی نرم‌افزار برای نمایش تنش و نیروهای داخلی دیافراگم

با انتخاب ترکیب بار مورد نظر و گزینه F12 در پنجره باز شده (شکل ۷-۷)، محدوده نیروی برشی در واحد طول در دال نمایش داده می‌شود.



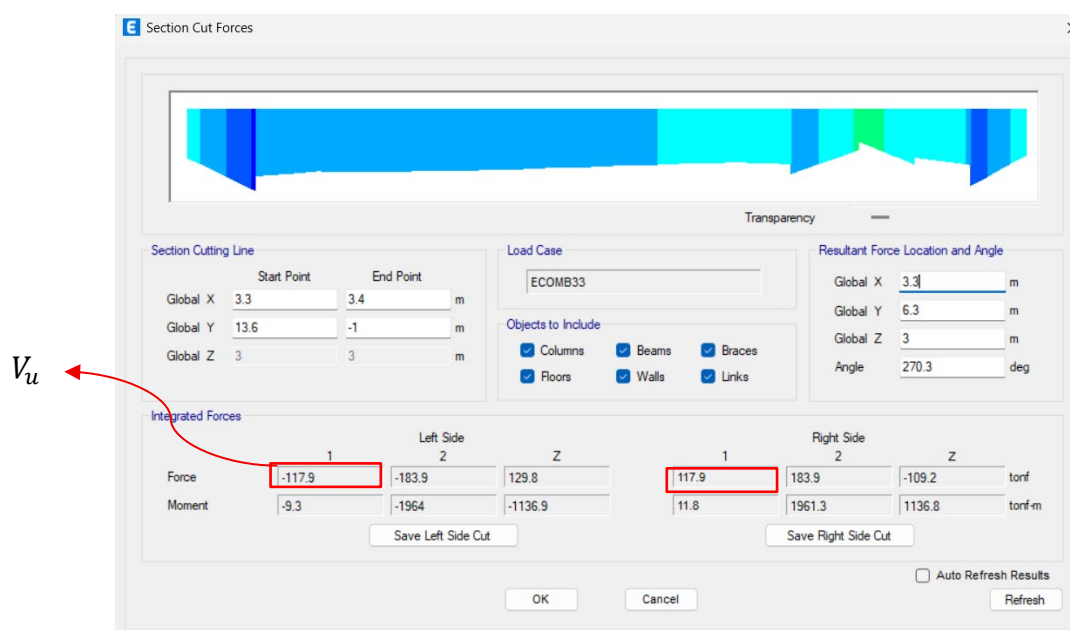
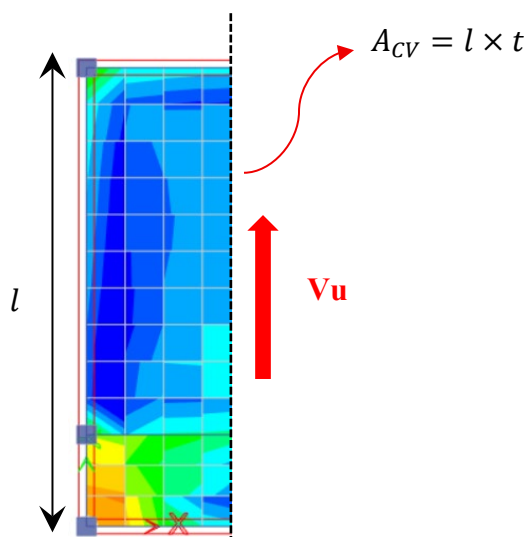
شکل ۷-۷- تنظیم نرم‌افزار برای نمایش نیروی برشی در واحد طول در دیافراگم

برای ترسیم Section-Cut بر روی مقطع بحرانی در نرم‌افزار، می‌توان از منوی Draw ، گزینه Draw Section Cut را انتخاب نمود. (شکل ۷-۸)



شکل ۷-۸- ترسیم Section-Cut در نرم‌افزار

نتایج Section-Cut بر روی مقطع مورد نظر در شکل ۷-۹ نمایش داده شده است. برش ایجاد شده در دیافراگم با نام Force در راستای ۱ نمایش داده می‌شود.



شکل ۷-۹- مشاهده نتایج خروجی Section-Cut در نرم‌افزار

با توجه به وجود دیوارهای کوتاه در تراز پودیم، ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۰/۶۰ در نظر گرفته می‌شود:

$$\phi V_n = \phi \times A_{CV} \times (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t F_y)$$

$$= 0.6 \times 1200 \times 5 \times (0.53\sqrt{250} + 0.004 \times 3400) = 79 \text{ tonf} \leq 117.9 \text{ tonf} \quad N.ok$$

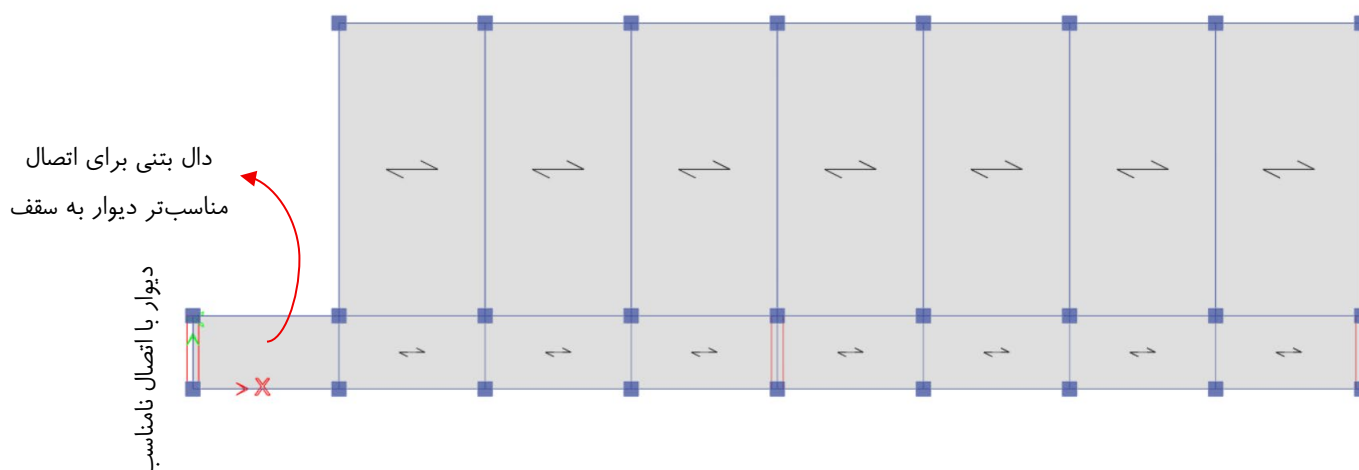
بنابراین، برش در دیافراگم پاسخگو نمی‌باشد. لذا لازم است یا ضخامت دال رویه در تراز پودیم افزایش یابد و یا درصد آرماتور دیافراگم افزایش داده شود.

سایر کنترل‌های مربوط به دیافراگم مشابه با مثال فصل هفتم، با لحاظ کردن ضخامت دال رویه انجام می‌گردد.

۷-۳- دیوار برشی تعبیه شده در محل نامناسب

در مواردی که دیوارهای برشی در پیش‌آمدگی‌های پلان تعبیه شده‌اند، اتصال به دیافراگم تنها توسط بخش کوچکی از دیافراگم تامین شده و معمولاً المان جمع‌کننده نیز برای انتقال نیروی دیافراگم به دیوار وجود ندارد. (شکل ۷-۱۰)

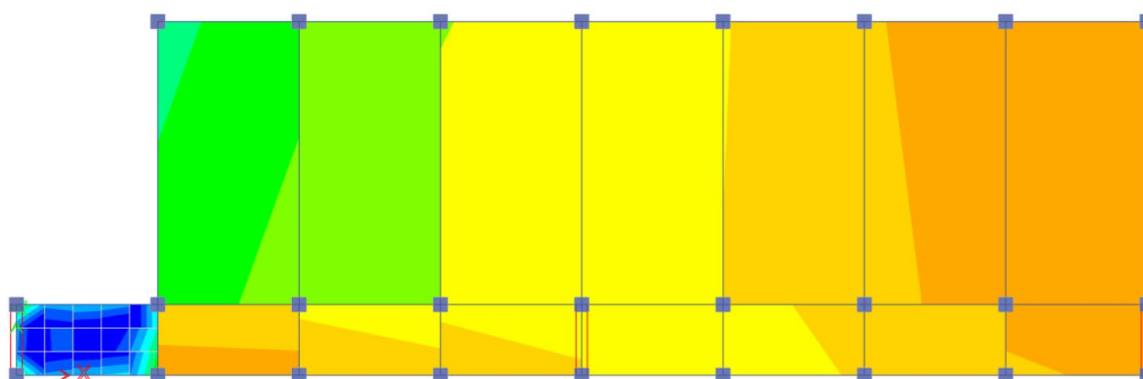
در این حالت لازم است کفایت ظرفیت دیافراگم در محدوده اتصال برای تحمل انتقال کل نیروی برشی موجود در دیوار بررسی گردد. در این موارد توصیه می‌شود سقف در محدوده اتصال دیوار بصورت دال در نظر گرفته شود، همچنین تعبیه المان تیر در طرفین محدوده اتصال در بسیاری موارد الزامی می‌باشد. لازم به ذکر است در تیرهای قرار گرفته شده در طرفین محدوده اتصال نیروی محوری قابل توجه به وجود می‌آید که در طراحی باید به آن‌ها توجه کرد.



شکل ۷-۱۰- مثال موردی اتصال نامناسب دیوار برشی به سقف

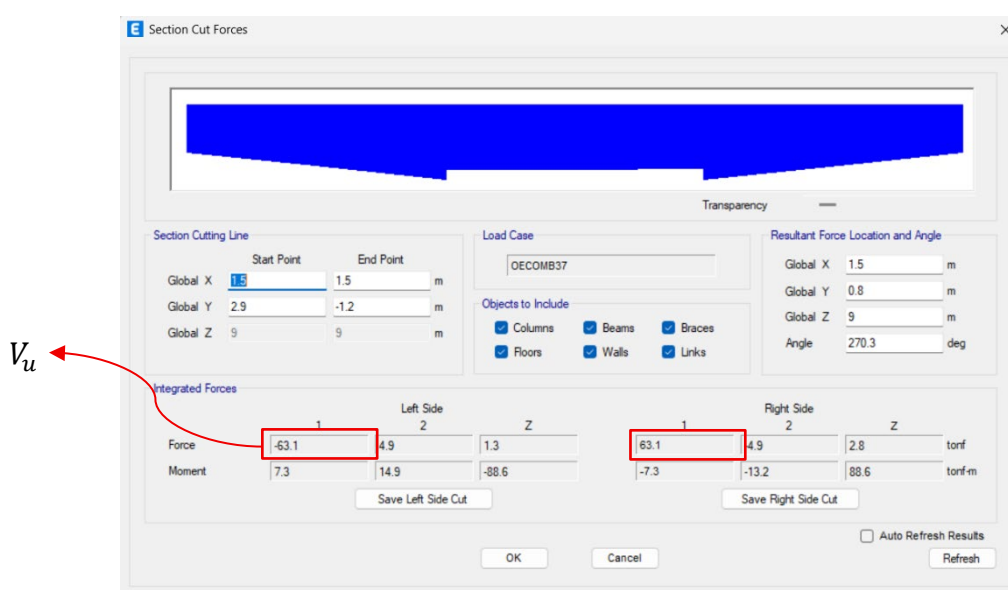
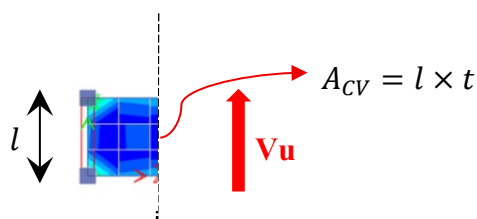
در طراحی این موارد لازم است کنترل انتقال برش از دیافراگم به دال، تحت زلزله تشدید یافته انجام شود. بدین منظور مجدداً باید کانتور تنش برشی در واحد طول تحت بحرانی ترین ترکیب بار تشدید یافته بررسی گردد.

در این مثال ضخامت دال در محدوده اتصال 20cm، مقاومت بتن $f'_c = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و شبکه اصلی آرماتور دال 2Ø12@25cm فرض شده است. توضیح اینکه در شکل ۷-۱۱ نتایج نمایش داده شده برای تنش برشی تنها در محدوده دال صحیح و قابل قبول بوده و در محدوده سقف Deck قابل استفاده و استناد نمی‌باشند.



شکل ۷-۱۱- نیروی برشی در واحد طول در دیافراگم

حال با ترسیم Section-Cut در محدوده اتصال برش دیافراگم محاسبه می‌گردد. (شکل ۷-۱۲)



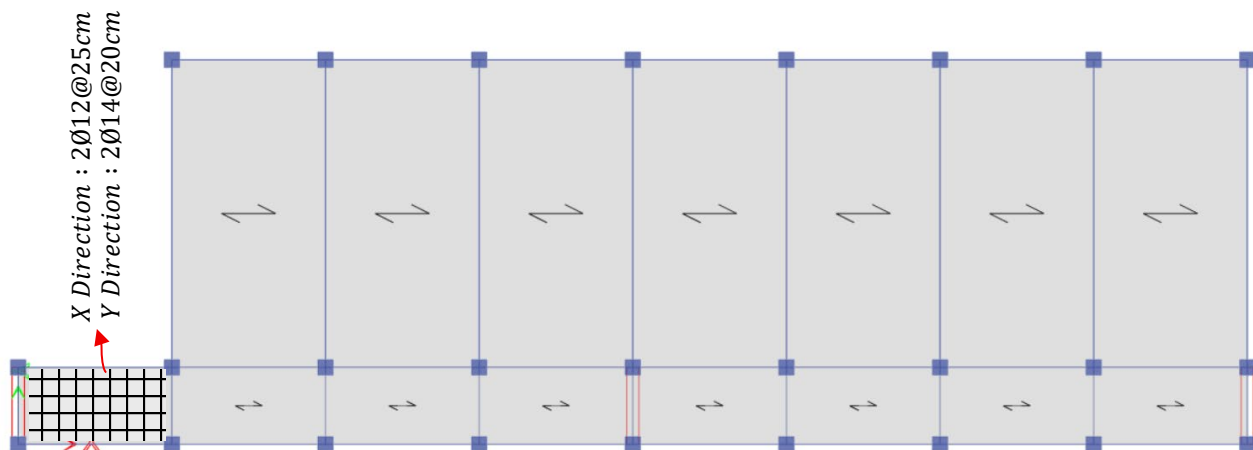
شکل ۷-۱۲- مشاهده نتایج خروجی Section-Cut در نرم‌افزار

کنترل کفایت برشی در دیافراگم بصورت زیر انجام می‌شود:

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times A_{CV} \times (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t F_y) \\ &= 0.75 \times 200 \times 20 \times (0.53\sqrt{250} + 0.0022 \times 4000) = 51.4 \text{ tonf} \leq 63.1 \text{ tonf} \quad N.ok\end{aligned}$$

با توجه به اینکه برش در دیافراگم جوابگو نیست، یا باید ضخامت دال را افزایش داد و یا آرماتورهای طولی موازی با راستای برش را تعبیه نمود.

در این مثال از آرماتورهای طولی $2\phi 14@20\text{cm}$ موازی با برش مطابق شکل ۷-۱۳ استفاده می‌گردد، لذا مجدداً باید کفایت ظرفیت برشی کنترل شود.



شکل ۷-۱۳-آرماتور برشی برای افزایش ظرفیت برشی دال در محدوده اتصال

کنترل کفایت برشی در دیافراگم با افزایش آرماتورهای طولی بصورت زیر انجام می‌شود:

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times A_{CV} \times (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t F_y) \\ &= 0.75 \times 200 \times 20 \times (0.53\sqrt{250} + 0.0037 \times 4000) = 69.5 \text{ tonf} \geq 63.1 \text{ tonf} \quad ok\end{aligned}$$

همچنین کنترل کفایت حداکثر ظرفیت برشی اسمی دیافراگم نیز بصورت زیر انجام می‌شود:

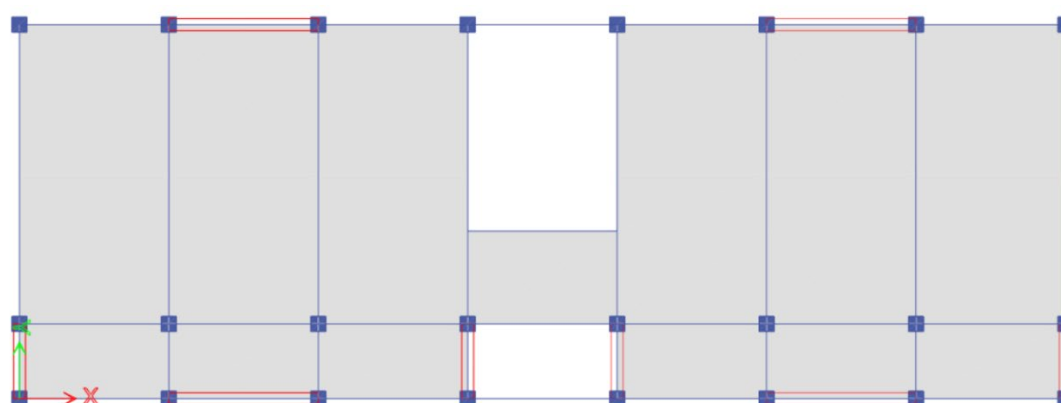
$$\begin{aligned}V_n &\leq 2.06A_{CV} \times \sqrt{f'_c} \\ V_n &= 200 \times 20 \times (0.53\sqrt{250} + 0.0037 \times 4000) = 92.7 \text{ tonf} \\ 2.06A_{CV} \times \sqrt{f'_c} &= 2.06 \times 200 \times 20 \times \sqrt{250} = 130.2 \text{ tonf} \geq V_n \quad ok\end{aligned}$$

بنابراین دیافراگم با افزایش آرماتور جوابگو می‌باشد.

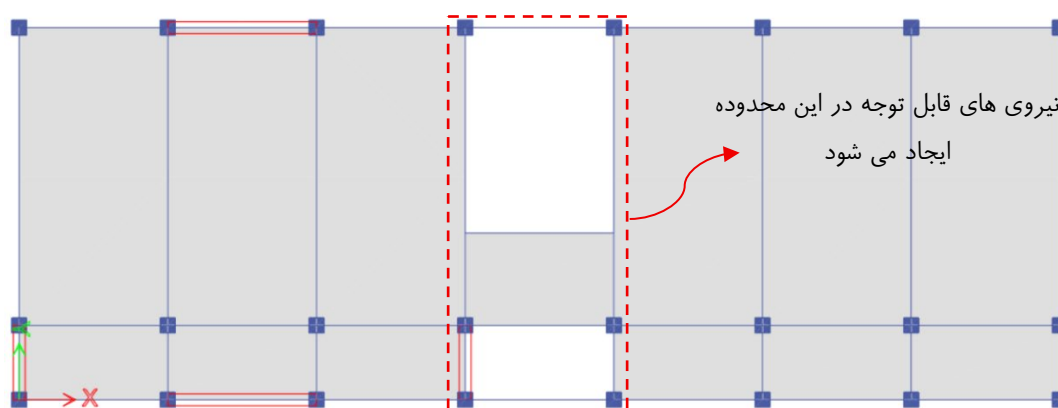
۷-۴- دیافراگم مفصل

در مواردی که وجود بازشوهای بزرگ و متوالی در پلان باعث ایجاد انفصال در دیافراگم می‌شوند، بررسی کفایت ظرفیت دیافراگم از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. لازم به ذکر است محدوده راه پله، آسانسور، داکت‌های تاسیساتی و نورگیرها باید به عنوان بازشو در پلان در نظر گرفته شود.

توصیه می‌شود حتی‌الامکان در اینگونه موارد، با تعبیه درز انقطاع در محل بازشوها، سازه به دو بخش مجزا از هم تفکیک گردد. در غیر اینصورت مناسب است در هر بخش از سازه در طرفین بازشوها، متناسب با جرم همان قسمت، سیستم باربر جانبی (دیوار برشی) مناسب و متقارن تعبیه گردد. بطور مثال در شکل ۷-۱۴ دیوارهای مناسب برای هر کدام از قسمت‌های سازه تعبیه شده است، این در حالی است که در شکل ۷-۱۵ دیوارهای برشی در یک سمت سازه متمرکز شده و به نحو مناسبی توزیع نشده‌اند. این امر باعث می‌گردد نیروی انتقالی قابل توجهی در بخش محدوده اتصال بین دو قسمت ایجاد گردد.

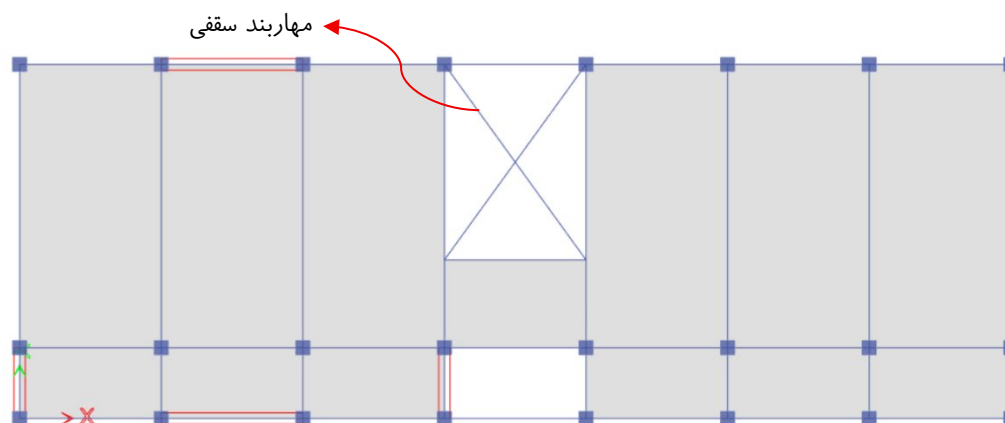


شکل ۷-۱۴- توزیع مناسب سختی جانبی در طرفین بازشو بزرگ در دیافراگم



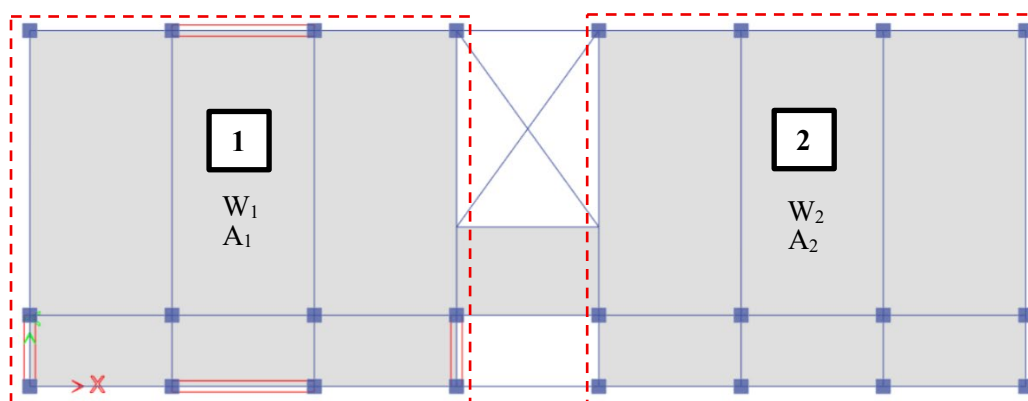
شکل ۷-۱۵- توزیع نامناسب سختی جانبی در طرفین بازشو بزرگ در دیافراگم

در مواردی که بازشوهای متوالی در پلان به گونه‌ای قرار گرفته باشند که باعث ایجاد انفصال دیافراگم در طولی بیشتر از ۵۰ درصد بعد خود در راستای آن محور گردد، پیشنهاد می‌گردد سازه با تعبیه درز انقطاع به دو سازه مجزا و مستقل تقسیم گردد. در غیر اینصورت برای حفظ یکپارچگی دیافراگم تعبیه مهاربند افقی در سقف توصیه می‌گردد. در شکل ۷-۱۶ نمونه‌ای از این مورد با مهاربند سقفی نمایش داده شده است.



شکل ۷-۱۶- تعبیه مهاربند افقی در سقف در بازشو برای حفظ یکپارچگی دیافراگم

برای کنترل دیافراگم، هندسه پلان یک مثال موردی در شکل ۷-۱۷ نمایش داده شده است. در این مثال ضخامت دال 20cm، مقاومت بتن $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ و شبکه اصلی آرماتور دال 2Ø12@25cm فرض شده است. دو قسمت منفصل شده دیافراگم با نام‌های ۱ و ۲ در شکل نمایش داده شده‌اند، وزن هر قسمت با W و مساحت آن‌ها با A مشخص شده است. با توجه به اتصال بیش از ۵۰ درصد، برای حفظ یکپارچگی دیافراگم مهاربند افقی در نورگیر تعبیه شده است. از آنجا که سیستم سازه‌ای در قسمت ۱ بصورت دوگانه (قاب خمشی و دیوار برشی)، و در قسمت ۲ بصورت قاب خمشی می‌باشد، رفتار سازه و مودهای ارتعاشی دو قسمت متفاوت بوده و دیافراگم و مهاربند افقی تعبیه شده باید به نحو مناسبی بررسی و طراحی شوند.



شکل ۷-۱۷- مثال موردی دیافراگم منفصل

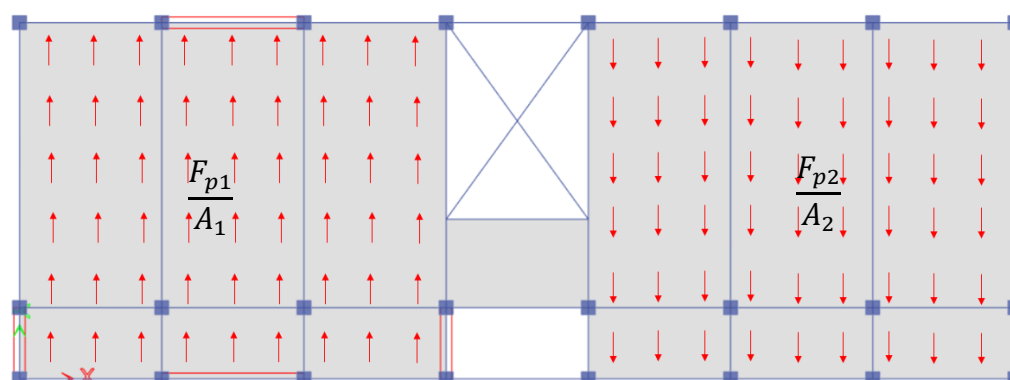
به عنوان یک راهکار محافظه کارانه می‌توان بارهای جانبی موثر وارد بر دیافراگم را در خلاف جهت بر روی دیافراگم اعمال نمود. لازم به ذکر است امکان اعمال این بارها بصورت خودکار در نرم‌افزار وجود ندارد و باید با انجام محاسبات دستی توسط کاربر انجام گردد. بدین منظور ابتدا لازم است نیروی موثر وارد بر دیافراگم (F_p) محاسبه گردد.

با فرض اینکه نیروی موثر وارد بر دیافراگم در تراز بام $F_p = 99.5 \text{ tonf}$ می‌باشد، این مقدار نیرو را به نسبت جرم قسمت‌های ۱ و ۲ تقسیم کرده و در نهایت با تقسیم کردن نیروی سهم هر بخش بر مساحت آن، مقدار بار بصورت گسترده یکنواخت سهم هر قسمت بر روی آن حاصل می‌گردد:

$$F_p = 99.5 \text{ tonf}, \quad F_{p1} = \frac{W_1}{W_1 + W_2} F_p = 48.75 \text{ tonf}, \quad F_{p2} = \frac{W_2}{W_1 + W_2} F_p = 48.75 \text{ tonf}$$

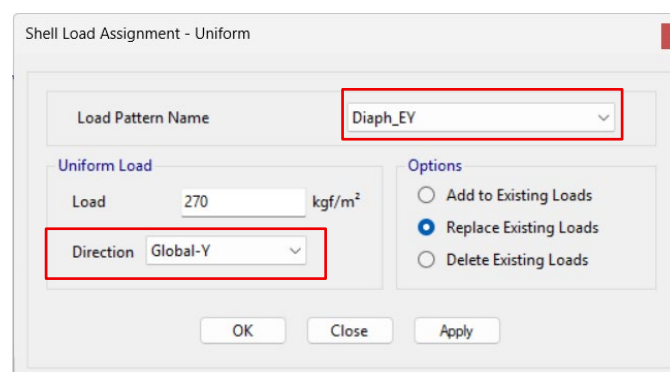
$$A_1 = A_2 = 180 \text{ m}^2, \quad \frac{F_{p1}}{A_1} = 270 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}, \quad \frac{F_{p2}}{A_2} = 270 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

حال در مدل سازه باید بارهای بدست آمده برای هر قسمت از دیافراگم بصورت گسترده و در جهت مخالف هم بر روی کف‌ها وارد گردد (شکل ۷-۱۸).



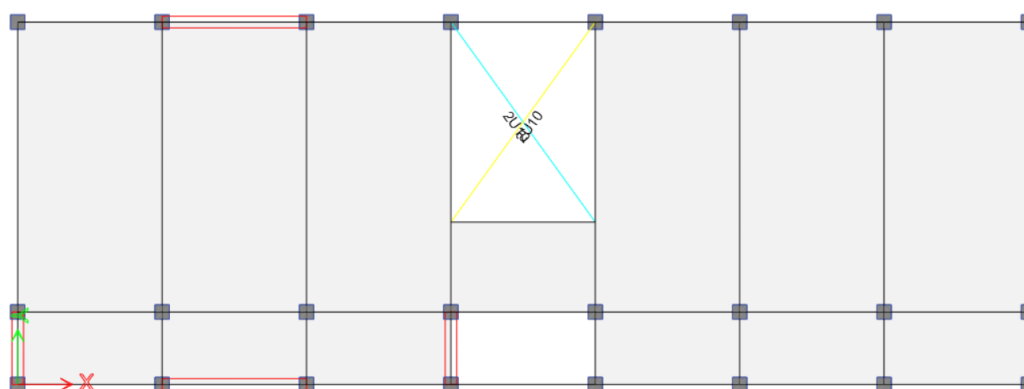
شکل ۷-۱۸- نیروی موثر وارد بر دیافراگم که بصورت گسترده بر روی دیافراگم وارد شده است

برای اعمال این نیرو در نرم‌افزار می‌توان این بار را در حالات بار Diaph_EY و یا Diaph_EX، با علامت مثبت یا منفی و در راستای مورد نظر به دیافراگم وارد نمود. (شکل ۷-۱۹)



شکل ۷-۱۹- نیروی موثر وارد بر دیافراگم که بصورت گسترده به دیافراگم وارد شده است

مطابق مطالب عنوان شده در فصل چهارم، حالت بار زلزله Diaph_EY باید در Load Case با EY جمع شود. سپس می‌توان طراحی مهاربند و دیافراگم رابط را برای ترکیبات زلزله تشدید یافته OE1-64COMB انجام داد. توضیح اینکه در طراحی مهاربند محدودیت لاغری حداکثر ۱/۲۰۰ نیز باید رعایت گردد. (شکل ۷-۲۰)



شکل ۷-۲۰- طراحی مهاربند برای نیروی زلزله تشدید یافته