



کاربرد کامپیوتر در مهندسی عمران (ETABS)

مدرس: شعاعی

بهار ۱۳۹۰

معرفی کلی برنامه ETABS:

انواع سیستم های مختصات موجود در برنامه عبارتند از:

۱. سیستم مختصات اصلی (Global)

تمام فاصله ها نسبت به آن سنجیده می شوند که در برنامه با محورهای X ، Y و Z نشان داده می شود.

۲. سیستم مختصات محلی (Local)

توسط کاربر انتخاب و برای هر المان قابل تعریف است که در برنامه با محورهای ۱، ۲ و ۳ نشان داده می شود.

با قرار دادن انگشت شست دست راست در جهت مثبت محور ۱، حرکت دورانی چهار انگشت دست راست بیانگر حرکت از جهت مثبت محور ۲ به طرف جهت مثبت محور ۳ می باشد. (قانون دست راست)

در برنامه محور محلی ۱ با رنگ قرمز، محور محلی ۲ با رنگ سفید و محور محلی ۳ با رنگ آبی نشان داده می شود.

محور محلی ۱ در راستای طولی عضو، محور محلی ۲ محور ضعیف در صفحه شامل سطح مقطع و محور محلی ۳ محور قوی در صفحه شامل سطح مقطع عضو می باشد.

انواع المان های موجود در برنامه به شرح زیر می باشند:

۱. المان های گره یا نقطه ای (Joint/Point)

۲. المان های قاب (Frame/Line)

به صورت خطی می باشد مانند تیرها، ستون ها و بادبندها

۳. المان های پوسته (Shell/Area)

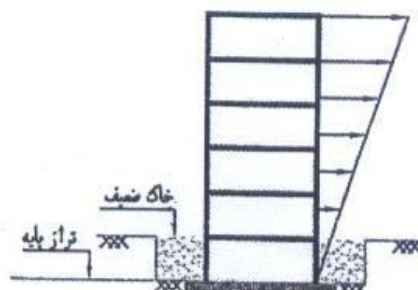
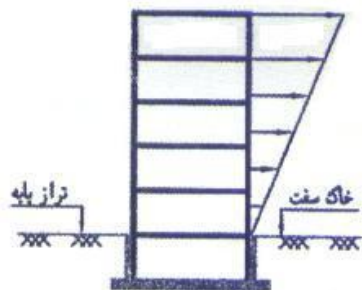
رفتارشان به صورت غشایی یا خمش داخل صفحه می باشد مانند دال ها و دیوارهای برشی

تعاریف اولیه مورد نیاز

۱. تراز پایه (Base)

ترازی است که فرض می شود در آن تراز حرکت زمین به سازه منتقل می شود، یا به عنوان تکیه گاه سازه در ارتعاش دینامیکی محسوب می شود. عبارت دیگر، بالاترین تراز در سازه که در آن، حرکت سازه با حرکت زمین برابر (با تقریباً برابر) است، تراز پایه نامیده می شود. محل تراز پایه به نحوه اجرای ساختمان بستگی دارد، چنانچه با بکارگیری موانعی از حرکت نسبی ساختمان

در طبقات پایین جلوگیری شود، تراز پایه به طبقات بالاتر منتقل شده و در محلی قرار می گیرد که طبقات ، بدون هیچ مانعی حرکت نسبی داشته باشند.

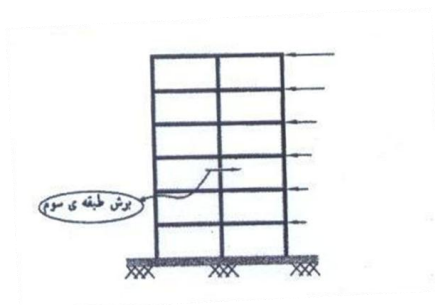


ب) از حرکت نسبی طبقه ی دیوار بتنی جلوگیری شده است .

الف) از حرکت نسبی طبقه زیرین بوسیله زیرین جلوگیری نشده است.

۲. برش طبقه (Story Shear)

مجموع نیروهای جانبی طراحی در تراز های بالاتر از طبقه مورد نظر است .



۳. تغییر مکان نسبی طبقه (Story Drift)

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن است.

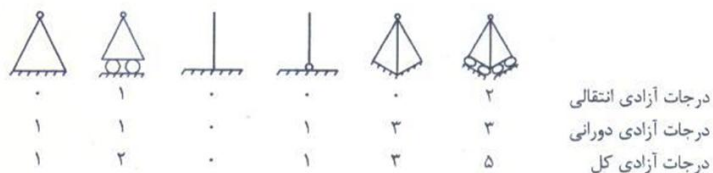
$$Drift = \Delta r_i = \Delta t_i - \Delta t_{i-1}$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

(الف) تغییر مکان نسبی طبقات

سیستم افقی و یا تقریباً افقی است که نیروهای جانبی را به اجرای مقاوم قائم (دیوارها، بادبندها و قاب ها) منتقل می نمایند این سیستم می تواند مهار بندی های افقی را نیز شامل شود. در یک ساختمان دیافراگم عموماً شامل سقفها بوده و دارای چهار نوع مختلفند:

درجه آزادی گره عبارت است از تعداد مؤلفه های مستقلی که برای تثبیت موقعیت آن گره لازم است. هر گره آزاد در فضا دارای ۳ درجه آزادی انتقالی در راستای محورهای مختصات اصلی و ۳ درجه آزادی دورانی حول محورهای مختصات اصلی است. بنابراین هر گره آزاد، کلاً دارای ۶ درجه آزادی خواهد بود.



۶. رها سازی انتهای اعضای خطی

در مدل سازی اسکلت ساختمان ، عمدتاً از دو نوع اتصالات اعضای خطی به یکدیگر استفاده می شود ، یکی اتصالات مفلی که در آنها امکان دوران عضو فراهم می شود و دیگری اتصالات صلب که در این نوع اتصالات فرض بر آن است که انتهای عضو هیچ گونه دورانی ندارد و زاویه قائم بین تیر ها و ستون ها ۹۰ درجه باقی می ماند .

وضیعت اتصال اعضای خطی در اسکلت های فولادی به این صورت است که ستون ها از روی شالوده تا بالاترین تراز ، یکسره هستند و اتصال ستون ها در تراز طبقات باید الزاماً به صورت صلب معرفی شود .

گیر داری دو انتهای تیرها با توجه به نقش تیر و موقیعت آنها در سازه مشخص می شود .

تیرهای اصلی که در قاب خمشی قرار دارند ، باید در دو انتها صلب باشند .

تیرهای اصلی که در قاب مهاربندی قرار دارند ، باید در دو انتها مفصلی باشند .

تیرهای فرعی ، عموماً بصورت دو سر مفصل هستند .

تیرهای کنسولی ، معمولاً به صورت یک سر گیردار (در محل اتصال به ستون) اجرا می شوند . البته می توان تیرهای کنسولی را به صورت مفصلی اجرا و توسط دستک یا آویز ، آن ها را مهار نمود .

تیرهایی که یک یا دو انتهای آن خارج از دیافراگم قرار دارند ، ترجیحاً به صورت مفصلی اجرا شوند .

تیرهایی که یک یا دو انتهای آن به جای تیرهای دیگر متصل می شود ترجیحاً به صورت مفصلی اجرا شوند .

تیرهایی که دو ستون در دو محور غیر هم راستا را به یکدیگر متصل می کنند ترجیحاً به صورت مفصلی اجرا شوند .

باد بندها از هر نوعی که باشند در دو انتها دارای اتصال مفصلی خواهند بود .

در اسکلت های بتنی با توجه به ماهیت بتن و یکپارچگی آن ، تمامی اتصالات عملکرد صلب خواهند داشت و تیرها و ستون ها در این نوع اسکلت در دو انتهای خود دارای اتصال صلب خواهند بود .

۷. ارتفاع معماری طبقه

ارتفاع خالص روی کف هر طبقه تا زیر سقف های همان طبقه

۸. ارتفاع سازه ای طبقه

فاصله محور طبقه پایین تا محور طبقه بالا (فاصله بین نصف ضخامت سقف طبقه پایین تا نصف ضخامت سقف طبقه بالا)

در آیین نامه آمده است که می بایست از احداث طرح ها با طول بزرگ تر از ۱.۵ متر حتی المقدور احتراز شود. علت این امر مؤلفه قائم موج زلزله می باشد که البته مهم تر از هر چیز طراحی صحیح و احتساب بارهای وارده از جانب طرح و نیز توجه به رفتار آن هنگام زلزله است. اعضای طرح ای تمایل به اضافه کردن دوران اتصالات قابهای سازه دارند. از این جهت طرح های بلند را باید با دقت ویژه ای طرح کرد. تغییر مکانی که در بالا در انتهای طرح در طبقه های مختلف در جهت مخالف هم می بینید، در زلزله بسیار قریب الوقوع است و می تواند صدمات زیادی ایجاد کند. به علاوه اینکه برای بالکنها و پیش آمدگیها که به صورت طرح ساخته می شوند در طراحی، مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز باید در نظر گرفته شود که روابط به دست آوردن نیروی این مؤلفه را در سرفصلهای بعدی ذکر خواهیم کرد.

در مورد طرح هایی که در لبه انتهای آنها یک دیوار قرار می گیرد که البته این کار بسیار معمول و رایج است، خطرهای پیش گفته به شدت افزایش می یابد. در هر صورت در همه طرح ها حتی طرح های کمتر از ۱/۵ متری، طرح با دیوار و نمای دور آن باید کاملاً کنترل شود.

۱۰. پایین آوردن مرکز جرم

از جمله توصیه های کلی جهت طراحی ان است که از قراردادن بارها و تأسیسات سنگین در طبقات فوقانی خودداری شود تا مرکز جرم ساختمان در پایین ترین سطح ممکن قرار گیرد و پایداری کامل تری برای ساختمان تامین شود و مقدار لنگر ناشی از زلزله کاهش یابد و برش زیاد فقط به طبقات پایین وارد گردد.

۱۱. منظم و نامنظم بودن در پلان و ارتفاع

- منظم بودن در پلان:

۱. پلان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله، در امتداد آنها قرار دارند، باشد. همچنین در صورت وجود فرورفتگی یا پیش آمدگی در پلان اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

۲. در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

۳. تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح باز شو در آن از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

۴. در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

۵. در هر طبقه، حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد.

- منظم بودن در ارتفاع:

۱. توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه ای به استثنای بام و خرپشته بام، نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

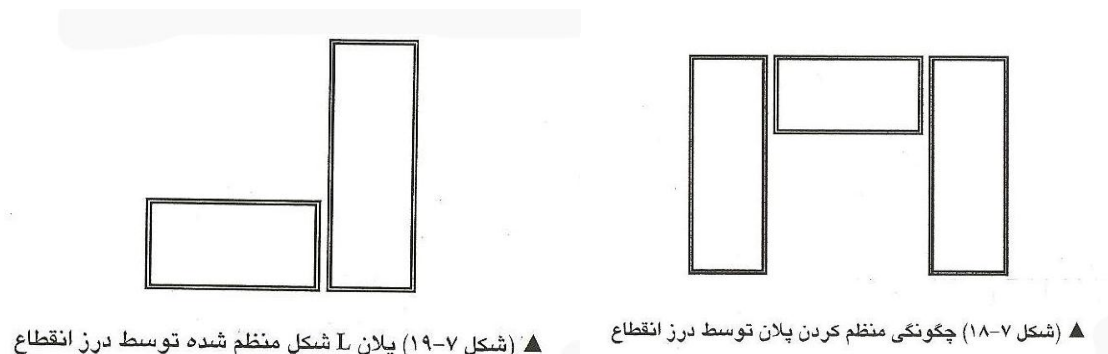
۲. سختی جانبی در هیچ طبقه ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی جانبی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد انعطاف پذیر تلقی شده و طبقه نرم نامیده می شود.

۳. مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می نمایند. طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود بالا باشد طبقه ضعیف نامیده می شود.

گاهی پلان ما بی نظمی دارد و به منظور خاص حفظ این بی نظمی اجتناب ناپذیر است. مثلاً

اشکالی چون (T)، (L) و غیره دارد و طبق دلایل پیش گفته حتماً پیچش زیادی را تحمل خواهد کرد حال آنکه ما می خواهیم از خواص منظم بودن پلان استفاده کنیم. در این موارد می توانیم با منقطع کردن پلان توسط درزهای انقطاع به سمت منظم کردن

و متقارن کردن برویم. گفتنی است گاهی اشکالی وجود دارند که در عین تقارن نامنظم محسوب می شوند مانند شکل (H) که در این موارد نیز می توان با کمک درز انقطاع آنها را منظم کرد.



مراحل مدلسازی و طراحی سازه توسط برنامه ETABS

گام اول – انتخاب نوع اسکلت

به عوامل زیر بستگی دارد:

۱. عوامل اقتصادی
۲. محل اجرای پروژه
۳. شرایط اجرا
۴. شرایط آب و هوایی
۵. کیفیت اجرا
۶. عوامل فنی و سازه ای
۷. درخواست کارفرما

گام دوم – تعیین نحوه استقرار ستون ها در پلان

نحوه استقرار ستون در پلان با توجه به ابعاد سازه، نوع سیستم مقاوم جانبی و ملاحظات معماری تعیین می شود.

الف) ملاحظات معماری

۱. حتی الامکان از تعبیه ستون در داخل فضاهای مختلف مانند اتاق خواب و پذیرایی خودداری شود.

۲. حتی الامکان از تعبیه ستون در مسیرهای تردد مانند راهروها و راه پله خودداری شود.

۳. در تعبیه ستون در سمت نمای ساختمان محدودیت های مربوط به در و پنجره لحاظ شود.

۴. بهتر است که در گوشه فضاها و در امتداد دیوارهای داخلی ستون تعبیه شود.

۵. ستون گذاری در پارکینگ با توجه به فضای مورد نیاز برای پارک و مانور خودروها صورت گیرد.

(ب) ملاحظات سازه ای

۱. بهتر است ستون ها در یک محور (آکس) قرار گیرند و حتی الامکان از تعبیه ستون های خارج از محور خودداری شود.

۲. حدود فاصله مناسب ستون ها از یکدیگر د ساختمان های متعارف بین ۳ تا ۵ متر است.

۳. حتی الامکان در رأس پله ها یا چاله آسانسور ستون تعبیه شود.

۴. ستون گذاری به گونه ای باشد که از ایجاد تیرهای کنسولی بزرگتر از ۱/۵ متر اجتناب شود.

گام سوم – تعیین سیستم مقاوم جانبی

الف) قاب خمشی در هر دو امتداد

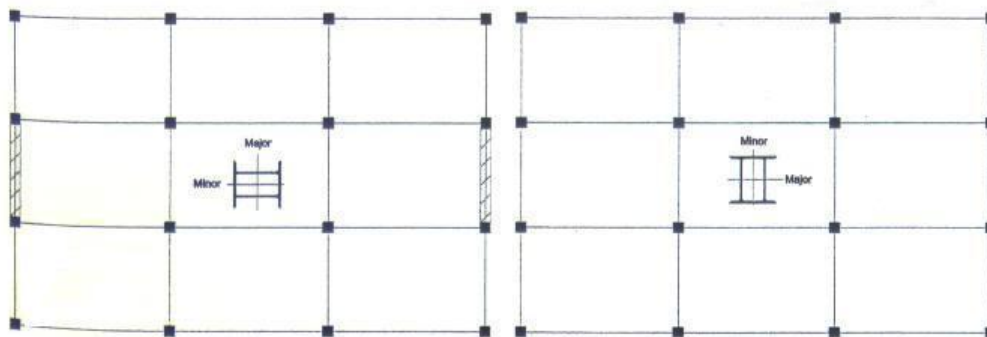
در این حالت ابعاد سازه در نحوه استقرار ستون ها موثر است. سازه همواره از لحاظ واژگونی در امتداد بعد کوچکتر ، بحرانی تر است بنابراین همواره ستون ها طوری در پلان مستقر می شوند که محور قوی آن ها در امتداد بعد بزرگ تر باشد.

تذکر : اگر ممان اینرسی در هر دو امتداد مقطع یکسان باشد باز هم آرایش نمایش داده شده مناسب تر خواهد بود زیرا عموماً تیرهای در امتداد بُعد کوتاهتر ، مقاطع بزرگتری دارند و این حالت برای اجرای اتصالات مناسب تر است.

تذکر: چنانچه در جهت بعد بزرگ تر تعداد قاب های خمشی و در نتیجه سختی ایجاد شده به مقدار قابل توجهی کمتر از بعد کوچک تر باشد ، می تواند با استقرار مناسب ستون ها و قرار دادن محور قوی آن ها در امتداد بعد کوچکتر ، تا حدی به افزایش سختی در امتداد بعد بزرگ تر کمک نمود . لزوم اعمال این تصمیم ، هنگام کنترل تغییر مکان نسبی طبقات مشخص خواهد شد.

(ب) سیستم مقاوم جانبی در یک امتداد قاب خمشی و در یک امتداد قاب مهاربندی

در این حالت صرف نظر از ابعاد سازه ، همواره باید ستون ها به گونه ای مستقر شوند که محور قوی آنها عمود بر قاب های خمشی قرار داشته باشند.



پ) سیستم مقاوم جانبی در هر دو امتداد ، قاب مهاربندی

در این حالت در هیچ امتدادی لنگر وجود ندارد و نحوه استقرار ستون ها تنها تابع تیر ریزی و مسایل اجرایی مربوط به اتصال تیر به ستون خواهد بود ، یعنی باید ستون ها به گونه ای استقرار یابند که امکان اجرای اتصالات به نحوه مناسبی برقرار باشد . در اسکلت های فولادی باید تیرهای قوی تر به بال ستون ها متصل شوند زیرا در اتصال تیر به بال ستون ، عرض بیشتری برای اجرای اتصال ، نسبت به اتصال تیر به جان ستون در اختیار است (با توجه به مقاطع دابل) در اسکلت های بتنی باید تیرهای قوی تر به بعد بزرگتر ستون متصل شوند و هم بعد بودن عرض تیر و ستون مد نظر قرار گیرد .

سیستم مقاوم جانبی	نحوه استقرار ستون
هر دو امتداد قاب خمشی	محور قوی در امتداد بعد بزرگتر سازه ایجاد سختی جانبی متناسب در هر دو امتداد
یک امتداد قاب خمشی و یک امتداد مهاربندی	محور قوی عمود بر قاب های خمشی
هر دو امتداد مهاربندی	محور قوی تابع تیر ریزی

مطابق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ، سیستم مقاوم جانبی قسمتی از کل سازه است که به منظور تحمل بارهای جانبی تعبیه شده است.

مطابق بند ۱-۶-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ، ساختمان باید در هر دو امتداد افقی عمود بر هم قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها نیز باید انتقال نیروهای افقی به شالوده به گونه ای مناسب صورت گیرد.

بادبندهای فولادی

بادبندهای فولادی از جمله سیستم هایی هستند که در برابر نیروهای جانبی مقاومت می کنند این بادبندهای فولادی به دو نوع هم محور و خارج از محور تقسیم بندی می شوند.

بادبندهای فولادی هم محور (CBF)

از انواع این بادبندها می توان به بادبندهای ضربدری (X)، بادبندهای قطری، بادبندهای Y و K و بادبندهای K اشاره نمود.

مزایا و معایب بادبندهای هم محور (CBF)

از مزایای بادبندهای هم محور می توان به موارد زیر اشاره نمود:

- سختی مناسب در برابر بارهای جانبی و کنترل تغییر مکان جانبی سازه.

- ساده بودن اتصالات و سرعت اجرای بالا.

از معایب بادبندهای هم محور می توان به موارد زیر اشاره نمود:

- ضعف اعضای فشاری در اثر بارهای تناوبی به طوری که بعد از چند سیکل، درصد زیادی از اثر مقاومتی اعضای فشاری،

مانند بادبندها و ستونها کاسته می شود. این بادبندها در برابر نیروی باد نسبت به نیروی زلزله عملکرد مناسب تری از

خود نشان می دهند، زیرا نیروی باد به صورت تناوبی به سازه اعمال نمی شود.

- به لحاظ شکل پذیری کم، عملکرد ضعیفی از لحاظ جذب و استهلاک انرژی زلزله دارند.

- در ارتعاشات سنگین و پس از ورود به مرحله رفتار غیرخطی، پایداری خود را سریع تر از بادبندهای برون محور از

دست می دهند.

- از لحاظ معماری و ایجاد بازشو در نما، محدودیت هایی دارند.

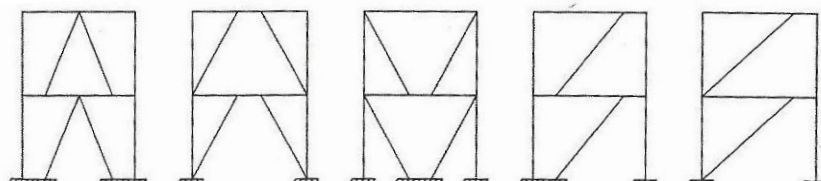
بادبندهای فولادی برون محور (EBF)

از انواع این بادبندها می توان به بادبندهای برون محور قطری، پاباز و بادبندهای Y و K پاباز اشاره نمود

مطابق تعریف آیین نامه AISC بادبندهایی از نوع EBF هستند که شرایط زیر را توامان دارا باشند:

- حداقل یک انتهای بادبند به گره تقاطع تیر و ستون متصل نباشد.

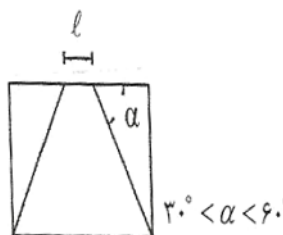
- حداقل یک انتهای بادبند به تیر متصل باشد.



شکل (۲-۲) انواع بادبندهای برون محور

آن قسمت از تیر که بین دو انتها مهاربند و یا بین انتهای مهاربند و ستون قرار دارد، تیر پیوند نامیده می شود.

هر چه طول تیر پیوند کوتاه تر باشد، رفتار آن به صورت برشی خواهد بود. با افزایش طول تیر پیوند، رفتار به صورت برشی خمشی و با ادامه افزایش طول تیر پیوند، رفتار به صورت خمشی خواهد بود. تیر پیوند در رفتار برشی بهترین عملکرد را داشته و موجب جذب و استهلاک حداکثر نیروی زلزله می شود و هر چه به سمت رفتار خمشی نزدیک شود، قابلیت جذب و استهلاک نیروی زلزله در آن کاهش می یابد.



شکل (۲-۳) هندسه مناسب بادبندهای پاباز ۷ و ۸

نکاتی در رابطه با بادبندهای برون محور

۱. توصیه می شود هندسه بادبندهای ۷ و ۸ طوری اختیار شود که زاویه α در محدوده زیر باشد.
 ۲. توصیه می شود به منظور عملکرد بهینه بادبندهای EBF، طراحی سخت کننده های مورد نیاز برای تیر پیوند، مطابق روابط مندرج در کتاب رفتار و طراحی لرزه ای قابهای خارج از مرکز اقدام شود. دقت در طراحی این جزییات تأثیر بسزایی در عملکرد بادبند و افزایش استهلاک انرژی نیروی زلزله خواهد داشت. در صورتی که سخت کننده ها ضعیف باشند در جان تیر پیوند، کمانش رخ خواهد داد و در صورتی که سخت کننده ها بیش از حد قوی باشند امکان جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک و تغییر عملکرد سازه ای بادبند را در پی خواهد داشت.
 ۳. مطابق آیین نامه AISC جان تیر پیوند باید ضخامت واحد داشته و بدون صفحه تقویتی و بدون سوراخ باشد.
 ۴. مطابق بند ۸-۴-۱۱ پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰، تیر افقی باید در حفاصل بین دو ستون به صورت پیوسته باشد.
- با توجه به موارد ۳ و ۴ مشخص می شود استفاده از تیرهای لانه زنبوری به عنوان تیر افقی در دهانه هایی که دارای بادبند برون محور هستند، مطلقاً ممنوع است.

برای تشخیص نوع بادبندهای EBF و CBF می توان از روش زیر کمک گرفت.

بادبندهایی که قاب را به تعدادی مثلث تبدیل می کنند و قاب آن ها قابلیت شکل پذیری کمتری دارد، جزو بادبندهای CBF هستند و بادبندهایی که چند ضلعی هایی غیر از مثلث تشکیل می دهند و قاب آن ها قابلیت شکل پذیری بیشتری دارد جزو بادبندهای EBF هستند.

از مزایای بادبندهای برون محور می توان به موارد زیر اشاره نمود:

- شکل پذیری مناسب.
- جذب انرژی بالای نیروهای جانبی و استهلاک آن به سبب تشکیل مفصل پلاستیک و شکل پذیری مناسب .
- عموماً در ساختمان های متعارف استفاده از این سیستم نسبت به بادبندهای هم محور وزن اسکلت را کاهش می دهد.
- امکان ایجاد بازشوهای مناسب از لحاظ معماری (در و پنجره).

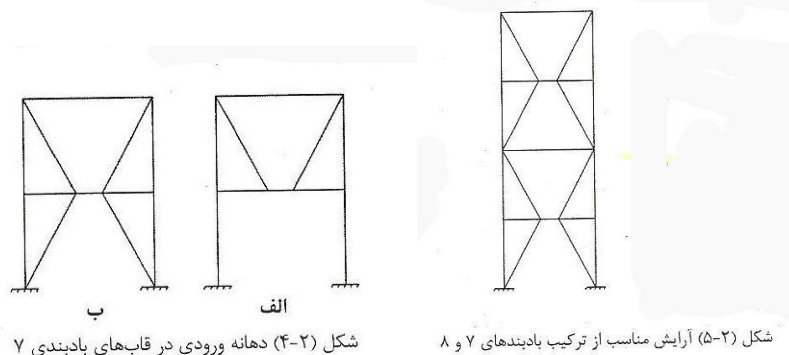
از معایب بادبندهای برون محور می توان به موارد زیر اشاره نمود:

- اجرای پیچیده تر نسبت به بادبندهای هم محور.
- نیاز به دقت بیشتر در طراحی اتصال بادبند به تیر و طراحی سخت کننده های تیر.

نکاتی از بادبندهای ۷ و ۸ هم محور و برون محور

۱. استفاده از بادبندهای ۷ (هم محور و برون محور) نسبت به بادبندهای ۸ (هم محور و برون محور) از لحاظ معماری امکان ایجاد بازشوهای بزرگتری را برای تعبیه پنجره ها فراهم می کند اما از لحاظ سازه ای اولاً تغییر مکان های قاب افزای می یابد و ثانیاً مسیر انتقال نیرو نامناسب تر می شود.

۲. قابهای دارای بادبندهای ۷ (هم محور و برون محور) در برخی موارد از لحاظ معماری و در قسمت ورودی به ساختمان یا ورودی پارکینگ به مشکل عدم تامین بازشو کافی بر می خورند که برای رفع آن می توان از طرح های شکل ۲-۴ استفاده نمود.



۳. به منظور اجرای بادبند ۷ (هم محور و برون محور) در اولین تراز، می توان از صفحات انتظار در شالوده استفاده نمود و یا در صورت امکان در اولین تراز، از بادبند ضربدري استفاده نمود.

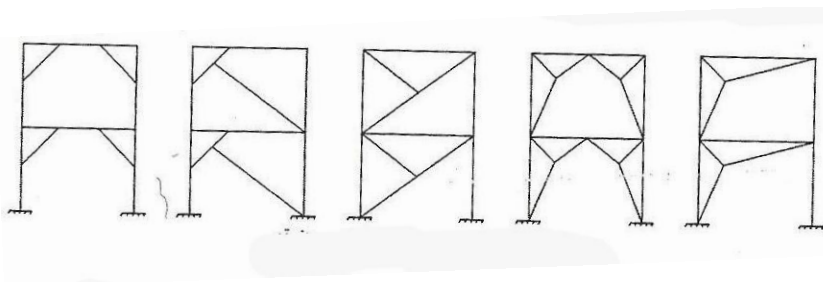
۴. یک آرایش مناسب برای بادبندهای ۷ و ۸ در شکل ۵-۲ نمایش داده شده است. در این حالت نیروهای محوری وارد بر تیر پیوند یکدیگر را خنثی کرده و نیروی محوری زیادی به تیر پیوند اثر نمی کند.

تذکر: در محل اتصال بادبندهای طبقه بالا و پایین به تیر، باید تمهیدات مناسبی برای جلوگیری از لهیدگی جان تیر در نظر گرفت.

سیستم های بادبندی متفرقه

بادبندهایی که جزو بادبندهای EBF و CBF نبوده و یکی از شرایط زیر را داشته باشند جزو بادبندهای متفرقه دسته بندی می شود:

- حداقل یک انتهای یکی از اعضای بادبندی به عضو بادبندی دیگر متصل شود.
- بادبند در یک انتها به تیر و در انتهای دیگر به ستون متصل شود.



دیوارهای برشی

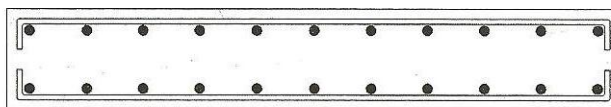
دیوارهای برشی از جمله سیستم های مقاوم در برابر نیروهای جانبی هستند. از این سیستم هم در قاب های بتنی و هم در قاب های فولادی استفاده می شود. این سیستم دارای سختی بسیار بالایی بوده و عمده نیروهای جانبی را جذب و به شالوده منتقل می کند. دیوارهای برشی به دو دسته دیوارهای برشی ساده و دیوارهای برشی بازشودار تقسیم می شوند.

دیوارهای برشی ساده

دیوارهای برشی ساده به آن دسته از دیوارها اطلاق می شوند که یکسره بوده و هیچگونه بازشویی داخل سطح دیوار وجود ندارد. دیوارهای برشی ساده را می توان به سه دسته عمده تقسیم نمود:

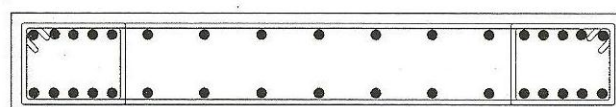
۱. دیوار برشی مستطیل شکل با آرماتور گذاری یکنواخت:

این نوع دیوار از لحاظ اجرا، ساده ترین نوع دیوار برشی است اما از لحاظ عملکرد سازه ای، بازده کمتری نسبت به سایر دیوارهای برشی دارد.



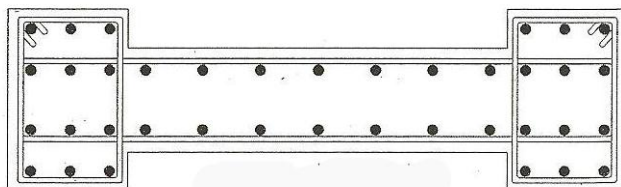
۲. دیوار برشی مستطیل شکل با آرماتور گذاری متمرکز در دو انتها:

این نوع دیوار از لحاظ اجرایی در قسمت آرماتور گذاری کمی دشوارتر از دیوار برشی یکنواخت است اما عملکرد سازه ای مناسبی داشته و به عنوان یک دیوار برشی اقتصادی می توان از آن استفاده نمود.



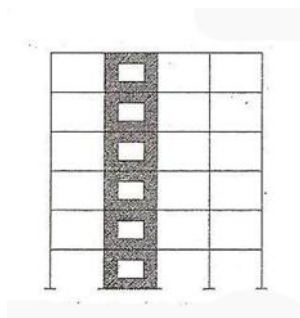
۳. دیوار برشی ا شکل (دیوار برشی دمبلی): این نوع دیوار، دشوارترین نوع دیوار برشی ساده از لحاظ اجرایی است اما عملکرد بسیار مناسبی از لحاظ سازه ای دارد. این دیوار برای ساختمان های بلند با نیروی زلزله سنگین بسیار مناسب است. در این نوع

دیوار از دو المان ستون مانند در دو طرف دیوار استفاده می شود که همزمان با دیوار اجرا می شوند و جزیی از دیوار به شمار می آیند.



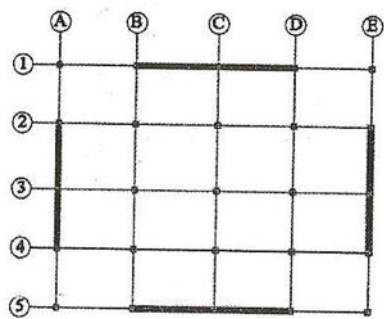
دیوارهای برشی بازشودار (دیوار برشی کوپله)

دیوارهای برشی بازشودار به دیوارهای برشی اطلاق می شوند که در سطح دیوار بازشوهایی وجود دارد این بازشوها عمدتاً به لحاظ معماری ساختمان و تعبیه در و پنجره در ساختمان مورد نیاز است. این نوع دیوار بیشتر در اسکلت های بتنی مورد استفاده قرار می گیرد.

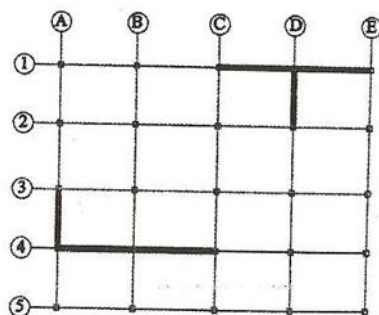


به طور کلی، و به منظور استفاده بهینه از سیستم های باربر جانبی در سازه (عمدتاً مهاربندها و دیوارهای برشی) و مقابله بهتر این سیستم ها با نیروهای جانبی، توجه به توصیه های زیر مورد نحوه جانمایی این سیستم ها در سازه، می تواند مفید باشد:

۱) برای جلوگیری از پیچش، حتی الامکان سعی شود عناصر مقاوم جانبی (مهاربندها و دیوارهای برشی) به صورت متقارن در سازه قرار گیرند.



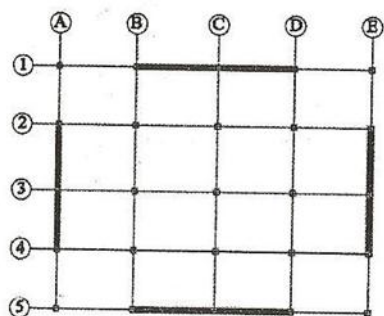
ب) حالت قرارگیری عناصر مقاوم بطور متقارن
(مناسب)



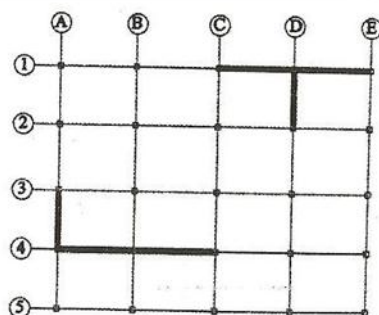
الف) حالت قرارگیری عناصر مقاوم بطور نامتقارن
(نامناسب)

شکل ۲۸- به نمونه قرارگیری عناصر مقاوم جانبی در پلان

۲) در حد امکان، عناصر مقاوم جانبی در قسمتهای پیرامونی و خارجی ساختمان تعبیه شوند. این عمل باعث افزایش بازوی مقاوم در برابر نیروی پیچشی زلزله که به مرکز جرم هر طبقه اثر می کند، شده و مقاومت سازه را در مقابل نیروهای جانبی افزایش می دهد. به عبارت دیگر، در این حالت عناصر مقاوم جانبی بازدهی و عملکرد بهتری خواهند داشت.



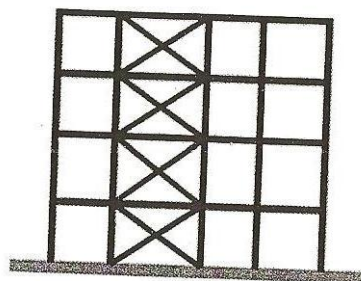
ب) حالت قرارگیری عناصر مقاوم بطور متقارن
(مناسب)



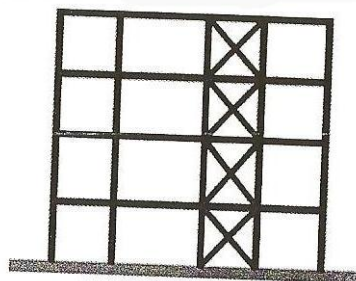
الف) حالت قرارگیری عناصر مقاوم بطور نامتقارن
(نامناسب)

شکل ۲۸- به نمونه قرارگیری عناصر مقاوم جانبی در پلان

۳) جهت افزایش سختی جانبی و همچنین کاهش نیروی کششی ستون ها، در حد امکان مهاربندها و دیوارهای برشی در دهانه های بزرگ تعبیه شوند. تعبیه مهاربند در یک دهانه بزرگ، قابلیت جذب و استهلاک انرژی زلزله را افزایش می دهد. در این حالت پایداری سازه، مناسبتر بوده و نیروهای منتقل شده به شالوده نیز تعدیل می شود.



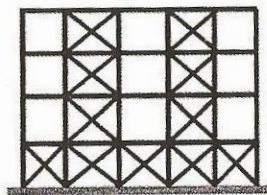
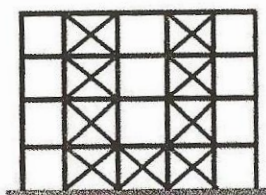
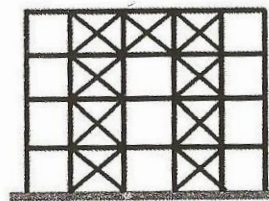
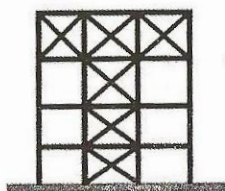
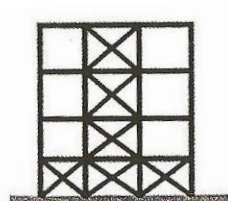
ب) حالت قرارگیری مهاربند در دهانه بزرگتر
(مناسب)



الف) حالت قرارگیری مهاربند در دهانه کوچکتر
(نامناسب)

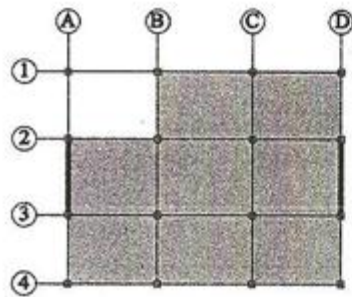
شکل-۳۰ نمونه قرارگیری مهاربندها جهت افزایش سفتی و کاهش نیروی ستونها

۴) برای جلوگیری از افزایش نیروی کششی در ستون ها اطراف مهاربندها (uplift)، در حد امکان دهانه های مهاربندی افزایش یابد. بدین ترتیب، با دخالت دادن ستونهای دیگر در باربری جانبی، مقدار کشش در ستونهای دهانه مهاربندی شده کمتر می گردد.

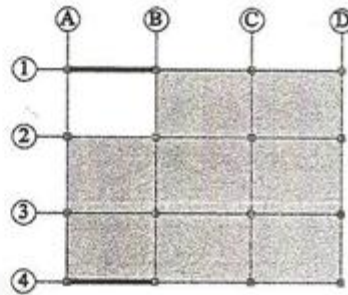


شکل ۳۱- روشهای جلوگیری از افزایش نیروی کششی در ستونهای اطراف مهاربندها

۵) حتی الامکان، از قرار دادن عناصر مقاوم جانبی در قسمتهای خارج از دیافراگم کف، خودداری شود. این عمل باعث کاهش بازدهی عناصر مقاوم جانبی و به طور کلی عملکرد سازه خواهد شد.



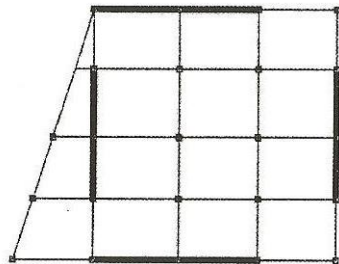
ب) حالت قرارگیری عناصر مقاوم داخل دیافراگم
کف (مناسب)



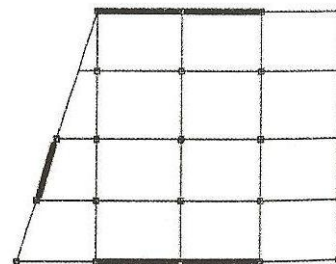
الف) حالت قرارگیری عناصر مقاوم خارج از دیافراگم
کف (نامناسب)

شکل ۳۳- نمونه قرارگیری عناصر مقاوم جانبی نسبت به دیافراگم کف

۶) برای بازدهی و عملکرد بهتر عناصر مقاوم جانبی، از دهانه هایی که در امتداد محورهای اصلی ساختمان قرار دارند، جهت تعبیه مهاربند و یا دیوارهای برشی استفاده شود.



ب) حالت قرارگیری عناصر مقاوم در امتداد
محورهای اصلی (مناسب)



الف) حالت قرارگیری عناصر مقاوم در امتداد
محورهای غیراصلی (نامناسب)

شکل ۳۳- نمونه قرارگیری عناصر مقاوم جانبی در محورهای ساختمان

سیستم قاب ساختمانی ساده

سیستمی است که در آن بارهای قائم به طور عمده توسط قاب های فضایی ساده تحمل می شود و مقاومت در برابر نیروهای جانبی با دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تامین می شود.

یکی از مهم ترین مزایای به کارگیری سیستم قاب ساختمانی ساده، محدود بودن تغییر مکان های جانبی در ساختمان است. این ویژگی به علت سختی جانبی بالای سیستم قاب ساختمانی ساده می باشد.

در سیستم قاب ساختمانی ساده همراه با مهاربند، چون فقط مهاربندها در باربری جانبی شرکت می کنند، نیروهای فشاری و کششی زیادی در ستون دهانه های مهاربندی شده به وجود می آید. نیروی کششی به وجود آمده در ستون ها حداکثر می

تواند به اندازه بارثقلی مربوط به آن ستون باشد، در غیر اینصورت ستون از جا کنده می شود که برای رفع این مشکل، باید تمهیداتی از جمله یکپارچه عمل نمودن پی ها، احداث شمع و ... اندیشید. این موضوع در مهاربندی دهانه های کناری، به دلیل کم بودن بارثقلی در ستونهای متصل به مهاربند، قابل تامل تر است.

در طراحی قاب های خمشی، در مناطق زلزله خیز فلسفه طراحی تیر ضعیف- ستون قوی باید مدنظر قرار گیرد. بر مبنای این فلسفه، ستون ها در حالت ارتجاعی باقی می مانند و تیرها زودتر از ستونها تسلیم می شوند، تا با شکل مناسب خود انرژی را مستهلک نمایند.

واکنش یک قاب خمشی در برابر بارهای زلزله، در حقیقت ناشی از چرخش گره ها و ایجاد تغییر شکلهای خمشی در تیرها و ستونهای قاب است. این تغییر شکل در اثر دو عامل عمده زیر به وجود می آید:

(۱) تغییر شکل ناشی از خمش طره ای (تغییر شکل خمشی قاب)

در اثر این تغییر شکل، قاب همانند یک تیر طره ای عمل می کند. در این حالت به دلیل تغییر شکل محوری، ستونهای کششی قاب افزایش طول و ستونهای فشاری قاب، کاهش طول می دهند. بررسی ها نشان داده اند که سهم این عامل حدود ۲۰٪ کل تغییر شکل قاب خمشی است.

(۲) تغییر شکل ناشی از خمش تیرها و ستونها (تغییر شکل برشی قاب)

در این حالت، دوران اتصال باعث ایجاد خمش در تیرها و ستون های متصل به آن می شود بدین معنی که تغییر مکان جانبی قاب در اتصالات به دوران تبدیل می شود. بررسی ها نشان داده اند که سهم این عامل حدود ۸۰٪ کل تغییر شکل قاب خمشی است که از این ۸۰٪ حدود ۶۵٪ سهم خمش تیرها و ۱۵٪ سهم خمش ستون ها می باشد.

با توجه به سهم قابل توجه خمش تیرها در مقدار تغییر شکل قاب خمشی برای کنترل تغییر شکل قاب خمشی، تقویت تیرها به تقویت ستونها از ارجحیت دارد مشروط بر آنکه، فلسفه طراحی بر مبنای تیر ضعیف- ستون قوی مدنظر قرار گیرد.

مزایای و معایب قابهای خمشی:

از مزایای قابهای خمشی، می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- عدم تداخل در ملاحظات معماری از قبیل تعبیه بازشو
 - شکل پذیری مناسب و قابلیت بالا در استهلاک نیروی زلزله
- همچنین از معایب قابهای خمشی می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- افزایش وزن اسکلت و غیر اقتصادی شدن طرح
- اتصالات سنگین و پیچیده از نظر طرح و اجرا
- تغییر مکان های زیاد سازه در اثر سختی نسبتاً کم این سیستم و نیاز به افزایش سختی در تیرها و ستونها (ابعاد مقاطع مورد استفاده بزرگتر می شود)

سیستم دو گانه یا ترکیبی (Dual system)

سیستمی است متشکل از قاب های خمشی ویژه یا متوسط همراه با دیوارهای برشی یا مهاربندی ها، برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی در این سیستم، بخش عمده بارهای قائم به وسیله قاب ها تحمل شده و بارهای جانبی با مجموعه دیوارهای برشی یا مهاربندها و قابها به نسبت سختی جانبی هر یک تحمل می شوند.

در سیستم دو گانه یا ترکیبی ، اتصالات تیر به ستون صلب (گیر دار) بوده ، در حالی که اتصالات مهاربندها از نوع ساده (مفصلی) است.

منظور از سیستم دو گانه، سیستمی است که در یک امتداد، ترکیبی از قاب های خمشی و مهاربندها وجود داشته باشد، سازه ای که در یک امتداد مهاربندی و در امتداد دیگر دارای قاب خمشی باشد، سیستم دو گانه محسوب نمی شود.

طبق توصیه آیین نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای با بیشتر از ۱۵ طبقه یا بلندتر از ۵۰ متر استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دو گانه الزامی است.

معمولاً با افزایش درجات نامعینی سازه (از مفصلی به خمشی و از خمشی به دو گانه) امکان جذب انرژی بیشتر شده و از فروپاشی کلی جلوگیری می شود. با بکارگیری سیستم دو گانه یا ترکیبی، تغییر شکلهای بزرگ در ساختمانهای بلند را کنترل کرد. سیستم دو گانه یا ترکیبی

مطابق بند ۱-۹-۴ استاندارد ۲۸۰۰، نوعی سیستم سازه ای با مشخصات زیر است:

الف- بارهای قائم توسط قاب های ساختمانی کامل تحمل می شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده همراه با مجموعه قاب های خمشی صورت می گیرد.

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

با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان، نیاز به سیستم های سازه ای است که عملکرد مناسبی در برابر نیروهای جانبی از خود نشان دهند. در سیستم قاب خمشی تغییر شکل برشی قاب، غالب است و در یک سیستم قاب ساده ساختمانی تغییر شکل خمشی، غالب است بنابراین ترکیب این دو سیستم به نوعی مکمل هم هستند و ضعف های یکدیگر را تا حد زیادی جبران می کنند.

ضرورت استفاده از سیستم های ترکیبی در ساختمان های بلند عبارتند از :

- محدودیت های ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان بر اساس جدول ۶ استاندارد ۲۸۰۰ برای سایر سیستم های سازه ای.
- به منظور کنترل تغییر شکل های بزرگ در ساختمان های بلند.
- جلوگیری از افزایش قابل توجه وزن اسکلت.
- در صورت عدم استفاده از این سیستم سازه ای در ساختمان های بلند، تغییر شکل ها و تغییر مکان های زیاد سبب ایجاد ترک و خرابی های قابل توجه در دیوارها و قطعات الحاقی ساختمان می شود.

- در صورت عدم استفاده از این سیستم سازه ای در ساختمان های بلند به علت تغییر مکان های زیاد در ساختمان، هنگام تاثیر نیروهای جانبی، بهره برداری از ساختمان به شدت دچار اشکال شده، می تواند باعث وحشت ساکنین ساختمان شود.

مطابق بند ۲-۳-۸-۵ استاندارد ۲۸۰۰، استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی، منحصراً در ساختمان های ۳ طبقه و یا کوتاه تر از ۱۰ متر مجاز می باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب های مهاربندی شده تامین گردد.

به طور متعارف در اسکلت های فولادی، در صورتی که شرایط معماری اجازه استفاده از بادبند را بدهد استفاده از این سیستم هم از لحاظ اجرایی و هم از لحاظ هزینه و زمان مقرون به صرفه است.

استفاده از دیوار برشی در اسکلت های بتنی در صورتی مطلوب است که در هر دو امتداد اصلی ساختمان از دیوار برشی استفاده شود. زیرا هدف استفاده از دیوار برشی علاوه بر تامین سیستم مقاوم جانبی سازه، کاهش ابعاد مقاطع تیرها و ستون ها و در پی آن ایجاد فضاهای مطلوب معماری است. چنانچه تنها در یک جهت از دیوار استفاده شود هم هزینه های اجرای دیوار پرداخت شده است و هم در امتداد دیگر به علت خمشی بودن قاب باید از مقاطع بزرگ تیر و ستون مورد نیاز قاب خمشی استفاده شود.

بند ۲-۳-۸-۸-۲ استاندارد ۲۸۰۰، ترکیب سیستم ها در پلان

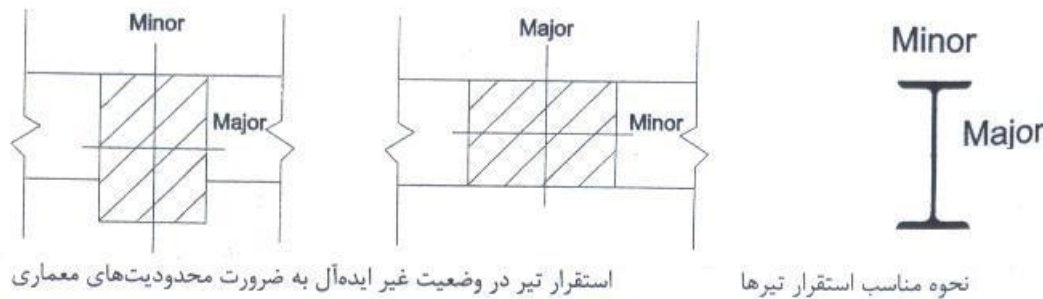
در ساختمان هایی که از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

بند ۲-۳-۸-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰، ترکیب سیستم ها در ارتفاع

در ساختمان هایی که، علی رغم توصیه بند ۱-۵-۸، از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع ساختمان استفاده شده باشد، ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی نباید بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی اختیار شود.

گام چهارم- تعیین نحوه استقرار تیرها

تیرها یا وظیفه تحمل نیروهای ثقلی را دارند و یا اینکه در قاب خمشی با تحمل و انتقال لنگر به ستون ها ، وظیفه تحمل نیروی جانبی را دارند و یا اینکه هر دو وظیفه فوق را توأم انجام می دهند . در هر صورت تیرها باید طوری استقرار یابند که محور قوی آنها عمود بر محور Z ها باشد .



استقرار تیر در وضعیت غیر ایده‌آل به ضرورت محدودیت‌های معماری

نحوه مناسب استقرار تیرها

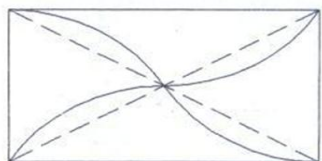
به طور کلی تیرریزی اصلی باید به نحوی طراحی شود که ضمن حفظ انسجام و پایداری هندسی سازه، بستر مناسبی برای تعبیه سیستم مقاوم جانبی ایجاد نماید. موارد زیر می تواند راهنمای مناسبی برای تیرریزی اصلی باشد:

- بین دو ستون متوالی که در یک اکس قرار دارند از تیر اصلی استفاده شود.
- بین دو ستون متوالی که در آکس های مختلف و مجاور یکدیگر قرار دارند در صورت لزوم از تیر اصلی استفاده شود.
- حتی المقدور سعی شود به کمک تیرهای اصلی ، قاب های مجاور به یکدیگر متصل شوند.
- در محل های مورد نیاز برای بازشوها، مانند محیط چاله آسانسور، محیط نورگیر، محیط بازشوهای بزرگ و ... از تیر اصلی استفاده شود.
- در انتهای کنسول ها خصوصاً در صورتی که دیوار بر روی آن قرار می گیرد از تیر اصلی استفاده شود.
- مطابق بند ۱-۴-۳ استاندارد ۲۸۰۰، پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی المقدور احتراز شود.
- مطابق بند ۱-۸-۱ الف استاندارد ۲۸۰۰، برای آنکه ساختمان جزو ساختمان های منظم محسوب شود، باید پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله، در

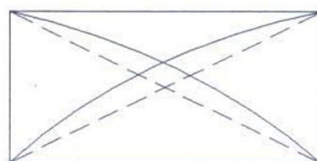
امتداد آن محورها قرار دارند، باشد. همچنین در صورت وجود فرورفتگی یا پیشامدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

گام پنجم - تعیین نحوه استقرار بادبندها

بحث مهم در بادبندها، کمانش آنها هنگام قرار گرفتن عضو در فشار است. برای یک عضو بادبندی احتمال رخ دادن ۲ نوع کمانش وجود دارد، یکی کمانش در خارج از صفحه بادبند و دیگری کمانش در صفحه بادبند. کمانش در خارج از صفحه بادبند بسیار بحرانی تر و احتمال وقوع آن قبل از کمانش داخل صفحه، بیشتر است بنابراین استنباط این بهتر است بادبندها طوری مستقر شوند که محور قوی آنها داخل صفحه بادبند باشد تا مقاومت بیشتری در برابر کمانش خارج از صفحه ایجاد نماید.



کمانش داخل صفحه بادبند



کمانش خارج از صفحه بادبند

گام ششم - محاسبه درز انقطاع

مطابق بند ۱-۶-۳ آیین نامه ۲۸۰۰ برای حذف یا کاهش خسارت ناشی از ضربه ساختمان های مجاور به یکدیگر، ساختمان ها باید با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شوند. هریک از ساختمان ها ملزم به رعایت نصف درز انقطاع هستند و این موضوع باید در طراحی پلان معماری و محاسبات سازه لحاظ شود. حداقل درز انقطاع در ساختمان های با اهمیت متوسط و کم و کوتاه تر از ۸ طبقه به شرح زیر محاسبه می شود:

$$\text{درز انقطاع} = \text{یک صدم} * \text{ارتفاع طبقه از تراز پایه}$$

اگر وزن خریشته از ۲۵ درصد وزن بام کمتر باشد، ارتفاع سازه از روی شالوده تا تراز بام محاسبه می شود و اثر ارتفاع خریشته در محاسبه ارتفاع سازه لحاظ نمی گردد.

در محاسبه ارتفاع کل سازه باید از ارتفاع سازه ای طبقات استفاده نمود.

$$(\text{ارتفاع سازه ای خریشته}) + \text{ارتفاع سازه ای بام} + \text{ارتفاع سازه ای هر طبقه} + \text{ارتفاع کرسی چینی} = \text{ارتفاع کل سازه از روی تراز پایه}$$

معمولاً "کف سازی پارکینگ از روی پی ضخامتی حدوداً" بین ۳۰ تا ۴۰ سانتی متر دارد تا بتوان لوله های تأسیساتی و اتصالات پای ستون و لچکی ها را مدفون نمود که به این ضخامت اصطلاحاً "کرسی چینی یا بلوکاژ می گویند.

گام ششم- تعریف خطوط شبکه کمکی برای ترسیم مدل سه بعدی سازه (Grid Lines)

خطوط شبکه در سه جهت X ، Y و Z تعریف می شوند.

منظور از تعداد خطوط شبکه در جهت X تعداد خطوط شبکه قائم است.

منظور از تعداد خطوط شبکه در جهت Y تعداد خطوط شبکه افقی است.

منظور از تعداد خطوط شبکه در جهت Z تعداد طبقات ساختمان است. تعداد طبقات در برنامه به معنای تعداد سقف ها است که از نقشه برش پلان قابل تشخیص می باشد.

برای تعریف تعداد و فاصله بین خطوط شبکه باید در ابتدا به نقشه پلان طبقات توجه نمود. معمولاً "تعداد خطوط شبکه در هر جهت بر مبنای تعداد آکس های ستون در همان جهت تعیین می شوند.

علاوه بر تعداد آکس ها عواملی مانند بازشوهای کف یا سایر عوامل معماری نیز بر تعیین تعداد خطوط شبکه مؤثرند.

معمولاً "خطوط شبکه ترسیم شده که بر مبنای تعداد آکس های ستون ها می باشند به عنوان خطوط شبکه اولیه (Primary) و سایر خطوط شبکه اضافی به عنوان خطوط شبکه ثانویه (Secondary) استفاده می شود.

در محاسبات سازه با فرض اینکه وزن خریشته از ۲۵ درصد وزن بام کمتر باشد می توان خریشته را جزو طبقات حساب نکرد. اما برای مدل سازی در ETABS و برای نزدیک تر شدن مدل موردنظر به یک مدل واقعی و همچنین ساده تر شدن بارگذاری خریشته بهتر است. خریشته را نیز به عنوان یک طبقه جداگانه در ETABS مدل سازی می کنیم ولی در محاسبات بمربوط به ارتفاع سازه از تراز پایه اثر ارتفاع خریشته را در نظر نمی گیریم.

طبقاتی که از لحاظ معماری، سازه ای و بارگذاری مشابه هم باشند را به عنوان طبقه مرجع (Master Story) در نظر می گیرند و طبقات مشابه به طبقه مرجع را نیز تعریف می کنند. هرگونه ترسیم یا تغییر در طبقه مرجع موجب همان ترسیم یا تغییر در طبقات مشابه می شود.

گام هفتم-تعریف مصالح

مشخصات مربوط به اطلاعات تحلیل

Mass Per Unit Volume : در این قسمت جرم واحد حجم (جرم مخصوص) مصالح معرفی می شود.

Weight Per Unit Volume : در این قسمت وزن واحد حجم (وزن مخصوص) مصالح معرفی می شود .

kg/m^3 ۷۸۵۰	الی	۷۸۰۰ = وزن مخصوص فولاد
kg/m^3 ۲۵۰۰	الی	۲۴۰۰ = وزن مخصوص بتن

وزن مخصوص بتن و فولاد

Modulus of Elasticity : در این قسمت مدول الاستیسیته مصالح معرفی می شود .

$$E_{st} = (۱/۲ \text{ الی } ۲) \times ۱۰^۶ \text{ kg/cm}^2 \quad (۱/۲ \text{ الی } ۲) \times ۱۰^۲ \text{ kg/cm}^2$$

مدول الاستیسیته فولاد

آیین نامه	واحدها	رابطه محاسبه ضریب الاستیسیته بتن
(آیین نامه ACI)	kg / Cm^2	$E_c = ۱۵۱۰۰ \sqrt{F_c}$
(آیین نامه آبا)	N / mm^2	$E_c = ۵۰۰۰ \sqrt{F_c}$
(آیین نامه آبا)	kg / Cm^2	$E_c = ۱۵۸۰۰ \sqrt{F_c}$

F_c : مقاومت فشاری بتن

محاسبه ضریب الاستیسیته بتن

Poisson's Ratio : در این قسمت ضریب پواسون (نسبت کرنش عمود بر امتداد نیرو به کرنش در امتداد نیرو) معرفی می شود .

عرف محاسباتی ۰/۲	$\nu_{ST} = ۰/۱۵$ الی $۰/۳$ ضریب پواسون فولاد
عرف محاسباتی ۰/۱۵	$\nu_c = ۰/۱$ الی $۰/۲$ ضریب پواسون بتن

ضریب پواسون بتن و فولاد

Shear Modulus: در این قسمت مدول برشی مصالح معرفی می شود . البته در مورد مصالح همگن نیازی به معرفی مدول

برشی نیست و نرم افزار آن را از رابطه $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ محاسبه می کند. اما در مورد مصالح غیر همگن باید مدول برشی در هر امتداد معرفی شود.

تنش تسلیم فولاد مطابق جدول ذیل است:

نوع فولاد	ST-37	ST-52
تنش (kg/Cm^2)		
تنش جاری شدن F_y	۲۴۰۰	۳۶۰۰
تنش نهایی F_u	۳۷۰۰	۵۲۰۰

جدول (۳-۳): تنش جاری شدن و تنش نهایی فولاد ساختمانی

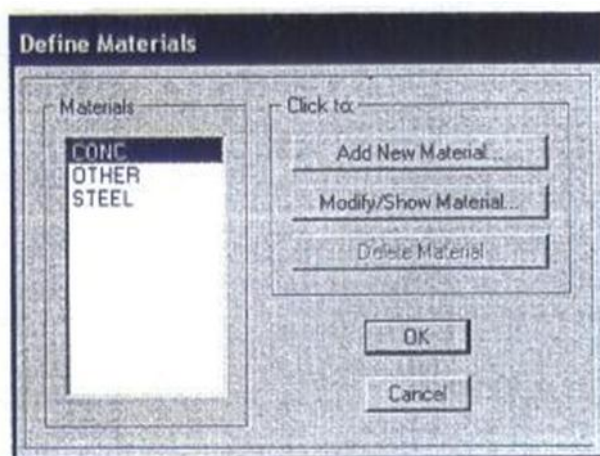
تنش تسلیم میلگردها مطابق جدول ذیل است:

نوع آرماتور	تنش جاری شدن (kg/Cm^2)
AI (ساده)	۲۴۰۰
AII (آجدار)	۳۰۰۰
AIII (آجدار)	۴۰۰۰

جدول (۴-۳): تنش جاری شدن و نهایی انواع آرماتور

چنانچه جنس مصالح Steel انتخاب شده باشد باید مقادیر تنش جاری شدن فولاد (F_y)، تنش نهایی فولاد (F_u) و قیمت واحد وزن فولاد معرفی شوند.

چنانچه جنس مصالح Conc انتخاب شده باشد باید مقادیر مقاومت فشاری بتن (f_c)، تنش جاری شدن آرماتورهای خمشی (F_y) و تنش جاری شدن آرماتورهای برشی (F_{ys}) معرفی شوند.



معرفی مصالح

Material Property Data

Material Name: STEEL

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Display Color: Color: [Color Selection Box]

Type of Design: Design: Steel

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	7.850E-06
Weight per unit Volume	7.850E-03
Modulus of Elasticity	2100000
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	875000

Design Property Data:

Minimum Yield Stress, F_y	2400
Minimum Tensile Strength, F_u	3700
Cost per Unit Weight	900

OK Cancel

شکل (۹-۳) معرفی فولاد (ST-37) در سیستم واحد $Kgf-Cm$

Material Property Data

Material Name: CONC

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Display Color: Color: [Color Selection Box]

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	2.400E-06
Weight per unit Volume	2.400E-03
Modulus of Elasticity	238750
Poisson's Ratio	0.15
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	103826.087

Design Property Data (ACI 318-99):

Specified Conc. Comp Strength, f'_c	250
Bending Reinf. Yield Stress, f_y	4000
Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}	3000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

شکل (۱۰-۳) معرفی بتن ($f'_c = ۲۵ \cdot kg/cm^2$) در سیستم واحد $Kgf-Cm$

گام هشتم - تعریف مقاطع خطی

Define Frame Properties

Properties:

Type in property to find:

- A-CompBm
- A-CompBm
- A-GravBm
- A-GravCol
- A-LatBm
- A-LatCol
- A-TrChdW10
- A-TrChdW12
- A-TrChdW14
- A-TrWeb8
- A-TrWeb10
- A-TrWeb12

Click to:

Import I/Wide Flange

Add I/Wide Flange

Modify/Show Property...

Delete Property

OK Cancel

معرفی مقاطع اعضای خطی

معرفی مقاطع فولادی

گزینه هایی که در این قسمت بررسی می شوند عمدتاً به منظور تعریف مقاطع فولادی مورد استفاده قرار می گیرند اما امکان معرفی این مقاطع از جنس بتن یا سایر مصالح نیز وجود دارد.

معمولاً تعریف مقاطع فولادی در برنامه به کمک سی دی مقاطع آماده فولادی انجام می شود.

معرفی مقاطع بتنی

گزینه هایی که در این قسمت بررسی می شوند عمدتاً به منظور تعریف مقاطع بتنی مورد استفاده قرار می گیرند اما امکان معرفی این مقاطع از جنس فولاد یا سایر مصالح نیز وجود دارد.

معرفی مقاطع بتنی مستطیل شکل

با استفاده از گزینه Add Rectangular Section می توان تیر ها و ستون های مستطیل مستطیل شکل بتنی را معرفی نمود.

Cover to Rebar center: در این قسمت پوششی بتنی تا مرکز میلگردهای طولی مشخص می شود.

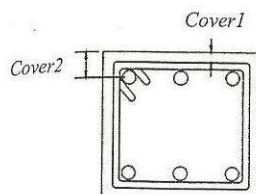
مطابق بند ۸-۲-۸ آیین نامه آبا، پوشش بتنی روی میلگردها برابر با حداقل فاصله بین رویه میلگردها، اعم از طولی یا عرضی تا نزدیک ترین سطح آزاد بتن است. (Cover) حداقل پوشش بتنی روی میلگردها در بند ۹-۲-۸ آیین نامه آبا مشخص شده است.

در مورد ساختمان های متعارف می توان حداقل پوشش بین روی میلگردها را برابر قطر آرماتور یا مقادیر جدول ۳-۵، هر کدام بزرگ تر است، در نظر گرفت.

نوع شرایط محیطی	محیط ملایم	محیط متوسط	محیط شدید	محیط بسیار شدید
ضخامت پوشش بتنی (mm)	۳۵	۴۵	۵۰	۶۵

جدول (۳-۵): ضخامت پوشش بتنی آرماتورها مطابق آیین نامه آبا

نرم افزار ETABS در قسمت Cover to Rebar Center پوشش بتنی تا مرکز میلگردهای طولی را در خواست می کند (Cover۲) که با پوشش بتنی روی میلگردها در آیین نامه آبا متفاوت است. طبق شکل رابطه زیر بین این دو مقدار برقرار است.



$\frac{1}{2}$ قطر میلگرد طولی + قطر خاموت + پوشش بتنی روی میلگردها مطابق آیین نامه آبا = Cover to Rebar Center

Reinforcement to be checked: در این وضعیت ، نرم افزار پس از اتمام تحلیل ، با داشتن کلیه مشخصات مقطع شامل ابعاد ، آرایش میلگردها ، تعداد و شماره میلگردها ، پوشش تا مرکز میلگردها و... کنترل می کند که آیا ستونی با این مشخصات جوابگوی نیروهای داخلی خواهد بود یا خیر ، و نتیجه آن را با عددی به نام نسبت تنش (نسبت شدت بار بری مقطع) اعلام می کند. چنانچه این عدد از یک کوچکتر باشد به آن معنی است که مقطع معرفی شده جوابگوی نیروهای وارده است و در صورتی که این نسبت از یک بزرگتر شود بدان معنی است که مقطع معرفی شده در مقطع نیروهای وارده ضعت بوده و باید از مقطع قوی تری استفاده شود.

Reinforcement to be designed: در این وضعیت نرم افزار از کلیه مشخصات مقطع بجز شماره میلگردها استفاده کرده و پس از تحلیل ، با مشخص شدن نیروهای داخلی هر عضو ، مقدار آرماتور مورد نیاز مقطع را مشخص می کند. آرماتور مورد نیاز به تعداد آرماتورها تقسیم شده و اولین میلگردی که سطح مقطع آن معادل یا بزرگتر از عدد بدست آمده است، به عنوان میلگردهای مقطع استفاده می شود.

آرایش دایره ای آرماتورها

در این حالت ، دو تغییر نسبت به آرایش مستطیلی آرماتورهای ستون در پنجره اطلاعاتی رخ می دهد. اولین تغییر آن است که در این حالت می توان از خاموت مارپیچی نیز استفاده نمود. این امکان از طریق گزینه Spiral که در آرایش مستطیلی میلگردهای طولی غیر فعال می شود.

دومین تغییر آن است که در این حالت فقط باید تعداد کل آرماتورهای طول به نرم افزار معرفی شود و خود نرم افزار با توجه به ابعاد مقطع ، آرماتورها را بطور منظم داخل مقطع قرار خواهد داد.

Reinforcement overrides for ductile beams: مقدار آرماتور استفاده شده در مقطع معمولاً بیش از آرماتور محاسباتی است. در بحث شکل پذیری قاب های بتنی ، مقدار آرماتورهای انتهای در مقدار لنگر تأثیر گذار است و چنانچه از مقدار واقعی آرماتور مصرفی در محاسبات استفاده شود، نتایج تا حدی اقتصادی تر خواهد بود برای اعمال آرماتورهای واقعی موجود در مقطع بتنی از این قسمت استفاده می شود . هر کادر معرف سطح مقطع آرماتور بالا و پایین در دو انتهای عضو است. چنانچه اعداد این کادر صفر باشد (پیش فرض) نرم افزار همان آرماتورهای محاسباتی را ملاک قرار خواهد داد اما اگر در این کادرها مقدار آرماتور تعیین شده باشد ، نرم افزار مقدار آرماتور محاسباتی را با مقدار آرماتور تعیین شده توسط کاربر مقایسه کرده و هر کدام که بزرگتر باشد آن را ملاک قرار خواهد داد.

در نرم افزار Etabs این مکان وجود دارد که به جای اختصاص یک مقطع به یک عضو خطی ، یک گروه از مقاطع به نرم افزار معرفی شوند و نرم افزار به روش سعی و خطا مناسب ترین و سبک ترین مقطعی که جوابگوی نیروهای وارده به عضو باشد را.

انتخاب نماید. مثلاً می توان یک گروه مقاطع مربوط به ستون ها ، یک گروه مقاطع مربوط به تیرها و یک گروه مقاطع مربوط به تیرها و یک گروه مقاطع مربوط به بادبندها را تعریف نمود و در بخش معرفی تیر، ستون و بادبند به جای استفاده از یک مقطع از این گروه مقاطع استفاده نمود. (گزینه Add Auto Select)

نرم افزار از یکی از مقاطع شروع به سعی و خطا می نماید که در حالت پیش فرض این مقطع مقطعی است که از نظر وزنی به میانگین وزن مقاطع لیست نزدیک است. روال انتخاب مقطع در نرم افزار به این ترتیب است که از بین مقاطعی که مشخصات هندسی آن ها جوابگوی نیروهای وارده است مقطعی که کوچک ترین سطح مقطع را دارد ، انتخاب می شود و در این حالت مسائل اجرایی لحاظ نخواهد شد. مثلاً ممکن است برای یک ستون در طبقه اول از یک مقطع Box در طبقه دیگر از مقطع IPE استفاده کند . به هر حال باید توجه داشت که قواعد تیب بندی و مسائل اجرایی برای نرم افزار نامفهوم است.

گام نهم – تعریف مقطع سقف

سیستم توزیع و انتقال بارهای ثقلی

بارهای ثقلی و برآورد آن ها از بارهای یک ساختمان از طریق سیستم کف به تیرهای فرعی و از آنجا به تیرهای اصلی و از تیرهای اصلی به ستون ها منتقل می شوند و ستون های هر طبقه بار را به ستون های طبقه زیرین منتقل می کنند و نهایتاً بار از ستون به شالوده به زمین منتقل می شود.

در نرم افزار ETABS سیستم توزیع و انتقال بار کاملاً خودکار محاسبه و تمامی مراحل مربوط به تعیین بارهای اعضای مختلف سازه ای توسط آن انجام خواهد شد.

انواع دیافراگم ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی

مطابق بند ۲ پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰ دیافراگم ها ممکن است از کف های ساخته شده از بتن مساح درجا ریخته شده ، شامل تیرچه بلوک (با بتن مسلح مناسب رویه) ورق های ساده یا موجدار فلزی ، ورق های موجدار فلزی با بتن مسلح رویه به صورت مرکب ، کف های چوبی ، کف های ساخته شده از قطعات بتن پیش ساخته همراه با بتن رویه ، کف های ساخته شده از قطعات بتن پیش ساخته با اتصالات خشک و یا ترکیب دیگر و بدون بتن رویه ، طاق های ضربی (بامهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند . همچنین دیافراگم ها می توانند شامل مهاربندی افقی که از اجزای فولادی و یا بتنی ساخته شده اند نیز باشند . طراحی سیستم مهاربندی افقی مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و از ضوابط آیین نامه های مربوط استفاده می گردد .

دیافراگم های صلب و انعطاف پذیر

دیافراگم ها با توجه به سختی و رفتارشان در برابر نیروهای جانبی به دو دسته صلب و انعطاف پذیر تقسیم می شوند .

مطابق بند ۳ پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰، اگر تغییر مکان نسبی طبقه با Δ_{story} و حداکثر تغییر شکل دیافراگم با Δ_{diaph} نمایش داده شود، تعریف دیافراگم صلب و انعطاف پذیر عبارت خواهد بود از:

$$1- \text{ دیافراگم صلب: در صورتی که شرط زیر برقرار باشد می توان دیافراگم را صلب در نظر گرفت. } \frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} \leq 0.5$$

در این حالت فرض می شود دیافراگم فاقد هر گونه تغییر شکل تحت اثر بارهای جانبی است و در چنین شرایطی نیروهای جانبی به نسبت سختی اعضای باربر جانبی توزیع خواهند شد. مطابق پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰ در دیافراگم های صلب، منظور نمودن پیچش تصادفی الزامی است.

۲- دیافراگم انعطاف پذیر:

$$\text{در صورتی که شرط زیر برقرار باشد دیافراگم عملکرد انعطاف پذیری خواهد داشت. } \frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} > 0.5$$

در این حالت دیافراگم در امتداد صفحه خود دارای تغییر مکان های محسوس بوده و در چنین شرایطی نیروی جانبی به نسبت سطح بارگیر اعضای باربر جانبی توزیع خواهد شد. مطابق پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰، مسئله پیچش در دیافراگم های انعطاف

پذیر کم اهمیت تر بوده و چنانچه $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} > 2$ باشد، نیازی به منظور کردن پیچش تصادفی نیست.

مطابق بند ۶ پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰:

- ضخامت حداقل دیافراگم های بتنی و یا بتن رویه دیافراگم های ساخته شده از ورق و یا قطعات پیش ساخته نباید از ۵ سانتیمتر کمتر باشد.
- میزان و تعداد بازشوها در دیافراگم های به حداقل ممکن محدود گردد.
- مطابق بند ۱-۴-۲۸۰۰، از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم های کف ها خود داری شود.
- مطابق بند ۱-۱-۱-۲۸۰۰، یکی از شرایط لازم برای ساختمان های منظم آن است که تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰٪ بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو در آن از ۵۰٪ سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.
- مطابق بند ۱-۶-۱ استاندارد ۲۸۰۰، کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان وقوع زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان بطور یکپارچه عمل کند. در این مورد، کف ها باید به عناصر قائم باربر، قاب ها و یا دیوارها، به نحو مناسبی متصل باشند به طوری که بتواند به صورت یک دیافراگم، نیروهای ناشی از زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل کنند.
- در مورد سقف های طاق ضربی می توان با استفاده از مهاربندهای افقی، رفتار سقف را به سمت دیافراگم صلب هدایت نمود.

راه پله ها رفتار دیافراگم صلب را از خود نشان نمی دهند.

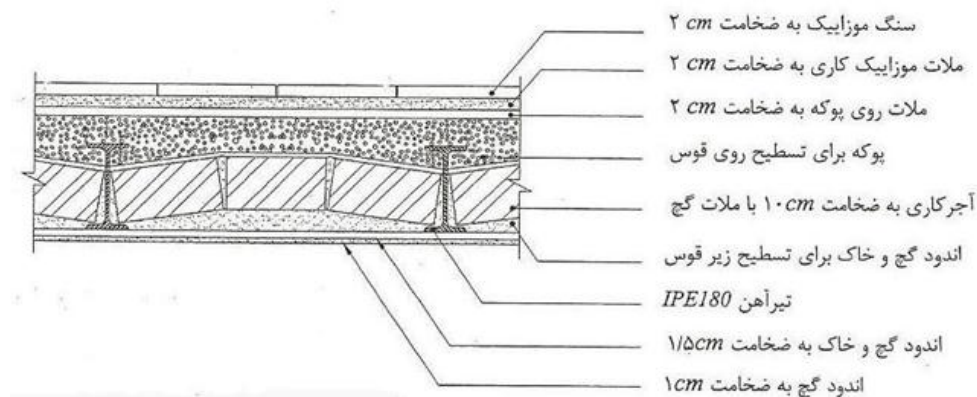
در سازه هایی که دارای سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی هستند می توان همواره از فرض صلب بودن دیافراگم و توزیع نیروی زلزله به نسبت سختی ها استفاده نمود.

در سازه هایی که دارای سیستم مقاوم جانبی مهاربندی شده هستند ، از میان دیافراگم های مورد استفاده در ایران و در یک ساختمان متعارف ، بجز طاق ضربی سایر دیافراگم ها عموماً رفتاری نزدیک به رفتار دارند.

بررسی انواع سقف های متداول

سقف طاق ضربی

در طاق های ضربی عامل مقاومت در برابر نیروی ثقلی ریال شکل قوسی طاق در قسمت بین دو تیر آهن است . طاق ضربی جزو سیستم های قدیمی سقف ها بوده و استفاده از آن خصوصاً در ساختمان های با طبقات زیاد توصیه نمی شود.

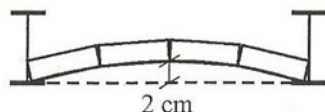


به کارگیری قوسها در ساخت طاقها از اولین افتخارات در عرصه عمران و معماری است. قوس، افزایش ظرفیت باربری سطح و یا تیر قوسی در ازای ایجاد عکس العمل های قائم و افقی در تکیه گاهها است و حذف کششی در مصالح می باشد.

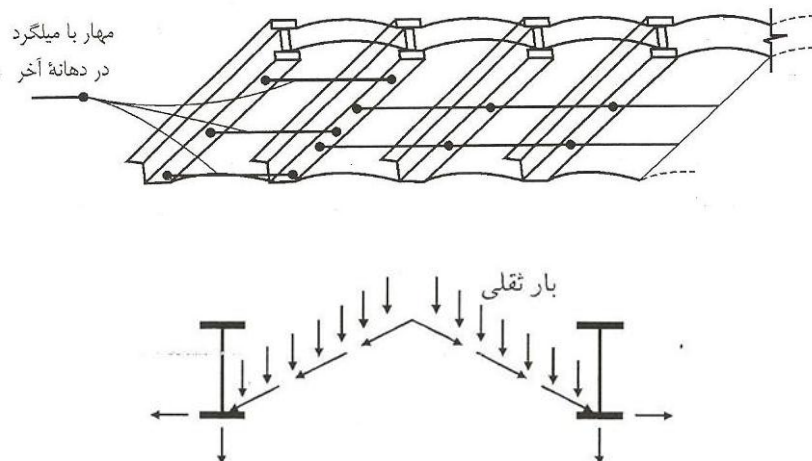
اصل مهم در انتقال بار و استفاده از قوس انتقال بار توسط فشار خالص و برش می باشد و در هیچ نقطه از قوس نباید کشش داشته باشیم مثلاً در طاق ضربی هیچ عنصری نمی تواند کشش تحمل کند و در کشش ناپایدار خواهد بود.

شرط پایداری قوسها تحمل نیروی افقی توسط دیوارها و عدم فروپاشی دیوارها است.

در این سیستم نیمرخهای I شکل با فواصل حدود ۸۰ cm قرار گرفته و مطابق شکل زیر آجرهای فشاری (با مقاومت فشاری حدود $50 \frac{kg}{cm^2}$) با حالت قوسی در کنار یکدیگر کیپ شده و با ملات گچ و خاک به ردیف قبلی آجرها می چسبند و این کار تا پر شدن کامل دهانه ادامه می یابد.



در بین آجرهای هر ردیف ملاتی قرار نمی گیرد و خود آجرها هستند که باید کنار هم چیده شوند و به یکدیگر نیرو وارد کنند. در واقع جریان انتقال بار در این طاقها به صورت زیر است:



نیروی افقی در طاق ضربی در هر دهانه با نیروی افقی دهانه بعد که بر عکس آن وارد می آید خنثی می شود، به جز دهانه آخر که توسط میلگرد یا تسمه فولادی مهار شود تا پیچش ایجاد نگردد. برای این منظور می بایست از سطح مقطع معادل حداقل میلگرد $(\phi 14)$ (میلگرد ساده) استفاده کرده و در فواصل حداکثر $2m$ با جوش دادن یا استفاده از مهار و مهره که البته هزینه بالاتری دارد، تیر آخر را به تیر قبلی متصل می کنیم.

البته مهار کردن توسط میلگردها در دهانه های دیگر هم لازم است که در ضوابط طراحی سازه های بنایی در آیین نامه ۲۸۰۰ جزئیات آن آمده است، علت آن هم جلوگیری از فروریختن آوار آجرها در هنگام لرزش ناشی از زلزله و حفظ یکپارچگی سقف (دیافراگم صلب) در عملکرد سازه ای آن است که لازم به ذکر است که محل جوش میلگردها یا مطابق شکل در پایین تیر یا در وسط خواهد بود. دلیل این امر بر می گردد به محل وارد آمدن نیروی طاق ضربی به تیرها که در صورت جوش دادن این مهارها در بالا در دهانه انتهایی، تیر میل به پیچش پیدا می کند.

و اما از معایب این سقفها که باعث شده نتواند با تکنیکهای دیگر رقابت کند موارد زیر است: انتقال صوت بالا، لرزش سقف در هنگام عبور و مرور، انتقال حرارت بالا، صرف نیروی انسانی زیاد، بکار بردن گچ و خاک بیشتر برای تسطیح سطح زیر سقف، عدم مقاومت لازم بال تیر آهن در برابر آتش سوزی و اختلاف ارتفاع موجود بین تیرهای اصلی سازه (با ارتفاع بیش از $20cm$) و ضخامت سقف (حدود $15-10cm$) که سبب می شود برای جبران این اختلاف و همسطح شدن سقف بیش از $5cm$ پوکه ریزی روی آن داشته باشیم که این مقدار با پوکه ریزی مربوط به عبور لوله ها که حدوداً $5cm$ است جمعاً $10cm$ خواهد بود که اضافه وزن و هزینه را به دنبال دارد.

سقف های تیرچه بلوک

سقف های تیرچه بلوک بارهای ثقلی را به صورت یک طرفه و در امتداد تیرچه ها، به تیرهای اصلی منتقل می کنند.

ویژگی های سقف تیرچه بلوک

- وزن نسبتاً کم به خصوص در صورت استفاده از بلوک های یونولیتی.

- عایق صوتی و حرارتی مناسب به واسطه بکاربردن انواع بلوک ها.

- سرعت اجرای بالا در هر طبقه و سادگی اجرای آن.

- رفتار مناسب از لحاظ صلبیت سقف.

- استفاده از فضای بلوک ها به منظور عبور لوله های تأسیساتی.

- سطح صاف زیر سقف و عدم نیاز به زیرسازی عمده.

- مصرف کمتر آرماتور نسبت به سقف های دال.

- صرفه جویی در مصرف بتن به واسطه حذف بتن در ناحیه کششی به علت استفاده از بلوک ها.

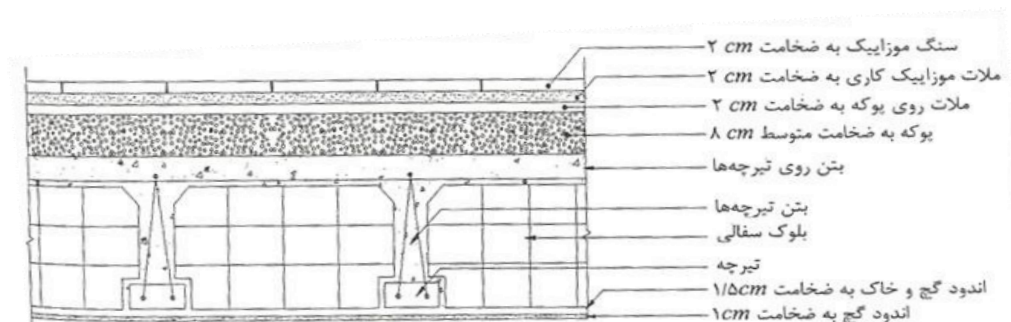
- مقاومت مناسب در برابر آتش سوزی (به غیر از بلوک های یونولیتی معمولی).

- کنترل مناسب کیفیت تیرچه های ساخته شده در کارخانه .

- قابل استفاده در اسکلت های فولادی و بتنی.

- از معایب این سقف ها، نیاز آن ها به شمع و عدم بتن ریزی همزمان سقف ها است.

در مورد پارکینگ چنانچه بار هر چرخ بیش از ۷۵۰ کیلوگرم باشد، استفاده از سقف تیرچه بلوک توصیه نمی شود، مگر با در نظر گرفتن تمهیدات خاص.



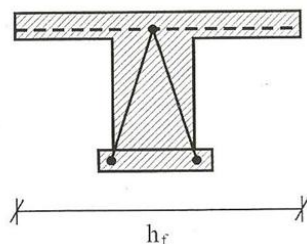
تیرچه ها به همراه بتن که آنها را فرا می گیرد به صورت تیرهای T شکل در آمده و کاری شبیه تیرهای I شکل در طاق ضربی که قبل از این مشاهده نمودید را انجام می دهند و نیروها را به تیرهای اصلی منتقل می کنند بلوکها که در بتن تیرچه ها قرار می گیرند فقط نقش قالب و پر کننده را دارند و باعث می شوند بتوانیم بتن ریزی رویه را انجام دهیم و زیر سقف نیز برای گچ و خاک صاف باشد. میلگردهایی که در بالای تیرچه ها هستند به علاوه میلگردهایی که در جهت مخالف می گذاریم تنها نقش آرماتورهای حرارتی را ایفا می کنند و نهایتاً بتنی به ضخامت حدود 5cm مطابق شکل ریخته می شود که نیروهای فشاری بدان

وارد می آید. در واقع عملکرد این سقف به صورت مجموعه ای از تیرهای T شکل است که متشکل از تیرچه با بتن مسلح آن در قسمت فوندوله (پایین تیرچه) به علاوه بتن ریخته شده در هنگام اجراست که در شکل زیر این مجموعه را می بینید.

عرض (h_f) که حدود 50cm است در واقع عرض مؤثری است که همراه با تیرچه عمل می کند و نیروی فشاری را بال این تیر تحمل می کند.

ضخامتی که برای این سقف در نظر گرفته می شود با توجه به اینکه ارتفاع تیرچه می تواند بسته به نوع طراحی مشخص شود، معمولاً $(I/16)$ تا $(I/18)$ طول دهانه است.

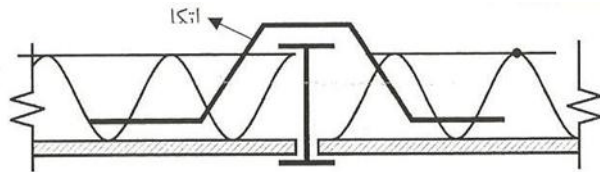
معمولاً تیرچه دابل در دهانه ای که برش جوابگو نباشد اجرا می شود زیرا برای افزایش مقاومت در لنگر معمولاً با افزایش ارتفاع تیرچه یا بتن روی آن می توان کاهش مقاومت لنگر را جبران کرد.



در صورت تجاوز دهانه تیرچه ها از 8 متر، باید تیرچه ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل 10 سانتی متر باشد به هم متصل شوند این کلاف باید دارای حداقل 2 میلگرد آجدار سراسری به قطر 10 میلیمتر یکی در بالا و یکی در پایین مقطع کلاف باشد. تای بیم را در کارگاهها به نام ژوئن می شناسند.

وزن بلوک سفالی محاسبه شده در بالا با فرض بلوک سفالی سقفی با ابعاد (ارتفاع) $20 \times$ (طول) $25 \times$ (عرض) 40 است. در صورت استفاده از یونولیت این وزن حدود 90% کاهش می یابد.

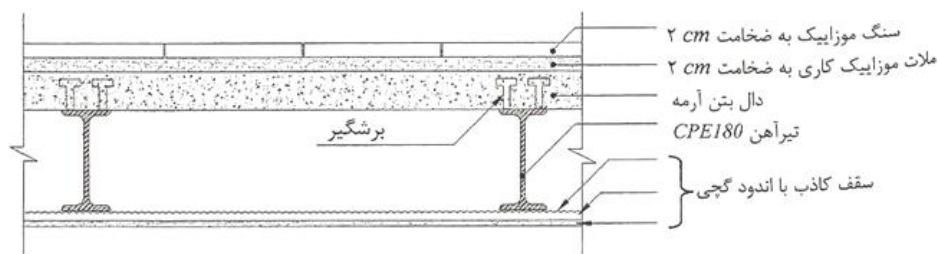
در انتهای تیرچه میلگردی به نام اُتکا قرار می دهند تا نقش جلوگیری از ترکهای برشی و یکپارچه کننده سقف در زلزله را داشته باشد.



اشاره شد که بلوکهای سقف تیرچه بلوک نقش پرکنندگی دارند. در صورتی که از بلوک سیمانی استفاده شود با وزنی تا حدود ۱/۵ برابر بلوک سفال روبرو هستیم و اگر از بلوک بتن سبک استفاده نماییم وزن آن از سفال نیز کمتر خواهد بود. استفاده از بلوکهای پلی استایرن (یونولیت) نسبتاً رایج شده است. این قطعات بسیار سبک بوده همان نقش بلوکها را نیز به خوبی ایفا می کنند در ضمن به راحتی و به اندازه دلخواه بریده می شوند.

سقف مرکب (کامپوزیت)

بتن در فشار و فولاد در کشش عملکرد مناسبی دارند و سقف های مرکب (کامپوزیت) با استفاده از این دو ویژگی، سیستم سقف مناسبی را به وجود می آورند. در سقف های مرکب (کامپوزیت) تیرهای فرعی از پروفیل های فولادی است که روی آن ها یک دال بتنی اجرا می شود و برای عملکرد یکپارچه تیرهای فولادی و دال بتنی از یک سری برش گیر روی تیر فولادی استفاده می شود. این نوع سقف در اسکلت های فولادی قابل اجرا است مقطع تیرهای فرعی و فاصله بین آن ها، همچنین ضخامت و آرماتور دال از طریق محاسبه تعیین می شود.



ویژگی های سقف مرکب (کامپوزیت) عبارتند از:

ظرفیت باربری مناسب سقف.

صلیبیت مناسب سقف.

امکان اجرای دهانه های بلند با سیستم سقف مرکب.

سبکی سقف های مرکب.

امکان عبور لوله های تأسیساتی از فضای بین تیرهای فرعی.

امکان احرا و بتن ریزی همزمان سقف ها.

لزوم استفاده از سقف کاذب با توجه به مسائل معماری در فضاهای مسکونی و اداری.

سرعت مناسب اجرا.

انتقال بار به صورت یکطرفه در جهت تیرهای فرعی.

سازه های بیشتر از ۴ طبقه بهینه است اما مزایای متعدد این سقف باعث برتری آن نسبت به روشهای مشابه شده است.

در این شیوه نیمرخهای ا شکل طراحی شده با اتصال مفصلی و با فواصل $80cm - 100cm$ به تیرهای اصلی جوش می شوند.

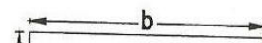
روی نیمرخهای قطعاتی بنام برشگیر جوش شده و بعد از قالب بندی و بستن کلاف دو طرفه فولادی ضخامت حدود $5cm - 10cm$ بتن ریزی می شود.

معمولاً نیمرخهای ا شکل فرعی به کار رفته در سقف کمپوزیت لانه زنبوری طراحی می شوند. در سقف کمپوزیت لوله ها و تأسیسات مختلف از زیر سقف عبور می کند بنابراین پوکه ریزی روی سطح انجام نمی شود و یا بسیار کم است ولی در عوض در زیر سقف حتماً احتیاج به سقف کاذب داریم؛ در مرحله نصب نیز احتیاج به شمع بندی نداریم. در مجموع وزن واحد سطح هم در این سقفها کم خواهد بود. برای جلوگیری از لرزش سقف در فضاهای بدون دیوارهای جداکننده باید ممان اینرسی لازم در تیرها هنگام طراحی تأمین شود.

لازم به ذکر است که سقف کمپوزیت از دو نوع قبلی سبک تر بوده و در نتیجه نیروی زلزله کمتری خواهد داشت ولی از نظر قیمت گران تر خواهد بود. البته باید توجه شود که اگر در اجرای بتن سقف دقت لازم نشود مجبور به اجرای ملات با ضخامت بیشتر (تا $5cm$) خواهیم بود که سبب افزایش وزن سقف خواهد شد.

دال های بتنی

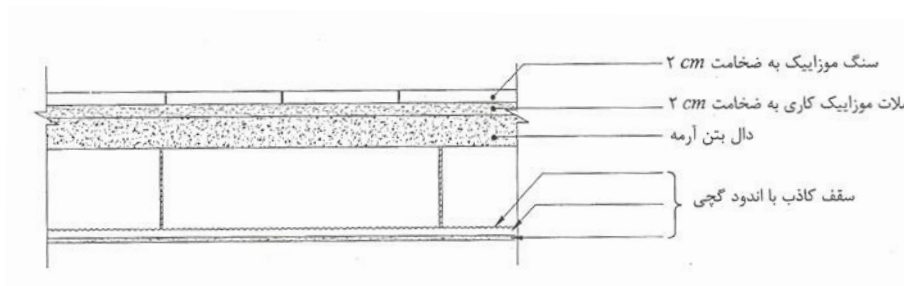
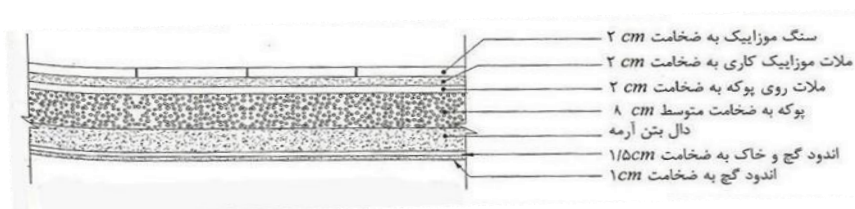
استفاده از سقف های دال، در هر دو نوع اسکلت بتنی و فولادی امکان پذیر است. در این نوع سقف ها تمام سطح با یک یا دو لایه مش آرماتور پوشانده می شود و روی آن بتن با ضخامت مورد نیاز اجرا می شود. مقدار و فاصله آرماتورها و همچنین



ضخامت دال از طریق محاسبه به دست می آید دال ها با توجه به ابعاد چشمه، رفتاری متفاوت دارند و بر این اساس به دو نوع، دال یک طرفه و دال دو طرفه تقسیم می شوند.

b : طول چشمه دال یکطرفه $\rightarrow \frac{b}{a} > 2$

a : عرض چشمه دال دوطرفه $\rightarrow \frac{b}{a} \leq 2$



دال های بتنی به دو شکل یک طرفه و دو طرفه در سازه های بتنی استفاده می شوند و شامل یک حجم یکپارچه بتن مسلح است که با توجه به ابعاد آن عملکرد یک طرفه و یا دوطرفه برای آن در نظر گرفته می شود، به طوری که مطابق آیین نامه در صورتی که نسبت طول به عرض چشمه مورد نظر بزرگ تر از ۲ باشد عملکرد دال یک طرفه است و در غیر این صورت دوطرفه عمل می کند.

دال های بتنی معمولاً برای محل هایی مثل انبارها و پارکینگ ها که برشهای وارد، زیاد می باشد کاربرد دارد.

استفاده از دال دوطرفه خود به خود به دلیل انتقال بار در دو جهت نقش بارگذاری شطرنجی و کاهش خیز را هم دارد.

مدل سازی سقف ها در نرم افزار ETABS

استفاده عمده از مدل سازی سقف ها در نرم افزار ETABS به دلیل سهولت تقسیم بار بین اعضای خطی است و طراحی سازه ای سقف در این میان مد نظر نیست .

۱- سقف های طاق ضربی : در نرم افزار ETABS امکان طراحی این نوع سقف وجود ندارد و تنها به منظور توزیع نیروهای ثقلی ، از مدل سازی سقف در ETABS استفاده می شود.

۲- سقف های تیرچه بلوک : نرم افزار ETABS قابلیت مدل سازی این گونه سقف ها را دارد اما به دلیل آنکه طراحی این سقف ها به صورت دستی و از روی جداول انجام می شود در این نوع سقف ، هدف از مدل سازی آن ، تنها انتقال و توزیع بار به اعضای خطی است . این سقف ها عملکردی یک طرفه داشته و بار را در یک امتداد منتقل می نمایند.

۳- سقف های مرکب (کامپوزیت) : نرم افزار ETABS قابلیت مدل سازی و طراحی سقف های کامپوزیت را دارد اما طراحی آن براساس گل میخ ها است . به دلیل آنکه استفاده از گل میخ ها در ایران رایج نیست و مدل سازی سقف مرکب باعث شلوغی بیش از حد مدل می شود ، طراحی این سقف ها در جلد دوم کتاب به صورت دستی و مطابق با آیین نامه تشریح خواهد شد . طراحی دستی سقف های مرکب بسیار ساده است بنابراین در این نوع سقف نیز ، هدف از مدل سازی آن ، انتقال و توزیع یک طرفه نیروهای ثقلی به اعضای خطی است .

۴- سقف های دال (یک طرفه و دو طرفه) :

نرم افزار ETABS قابلیت مدل سازی انواع دال ها را دارد . برای طراحی دال های دو طرفه از نرم افزار SAFE استفاده و برای دال های یک طرفه ، طراحی مطابق با آیین نامه آبا و به صورت دستی انجام می شود سقف ها هدف از مدل سازی ، انتقال یک طرفه یا دو طرفه نیروهای ثقلی و توزیع بار به اعضای خطی است . هدف عمده از مدل سازی انواع سقف در نرم افزار ETABS استفاده انتقال و توزیع نیروهای ثقلی به اعضای خطی است . این خاصیت دقت و سرعت محاسبات را در بخش بار گذاری به طور قابل ملاحظه ای افزایش خواهد داد . مدل سازی سقف ها با توجه به نوع سقف و عملکرد آن باید طوری انجام شود که رفتار انتقال بار ، توسط سقف مورد نظر ، به خوبی در نظر گرفته شود .

چنانچه رفتار سقف ها فقط از لحاظ انتقال و توزیع بارهای ثقلی مد نظر باشد . سقف ها را می توان به دو دسته عمده تقسیم نمود .

۱- سقف های با انتقال بار دو طرفه : در این مجموعه عمدتاً دال های دو طرفه قرار دارند .

۲- سقف های با انتقال بار یک طرفه : این سقف ها ، انواع سقف های طاق ضربی ، تیرچه بلوک ، کامپوزیت و دال های یک طرفه را پوشش می دهند .

مدل سازی انواع سقف های با عملکرد انتقال یک طرفه بار ثقیلی این سقف ها شامل طاق ضربی ، سقف تیرچه بلوک ، سقف مرکب (کامپوزیت) و دال های یک طرفه از جعبه کشویی پنجره اطلاعات Define Wall /Slab/Deck Section,, Add New Slab را انتخاب کنید . پس از آن پنجره اطلاعاتی و Wall/Slab Section ظاهر می شود

Sestion Name: در این قسمت نام دلخواهی برای مشخصات معرفی شده سقف مورد نظر انتخاب می شود

Material: در این قسمت مصالح تشکیل دهنده سقف معرفی می شود . این مصالح عموماً از جنس بتن است وزن کل اجزای تشکیل دهنده سقف محاسبه و به عنوان بار مرده اعمال می شود اما وزن سقف معرفی شده توسط نرم افزار نیز ، در محاسبه منظور می شود ، یعنی وزن بخشی از سقف دوبار در بار گذاری وارد خواهد شد ، یک بار در محاسبه دستی توسط محاسب و بار دیگر توسط محاسبه وزن قسمت سازه ای سقف ، توسط نرم افزار . برای رفع این مشکل می توان یکی از دو راه حل زیر را به کار برد .

روش اول : در این روش با معرفی یک بتن جدید به نام «بتن صفر» اثر وزن سازه ای سقف حذف می شود « بتن صفر » بتنی است که تمام مشخصات آن مانند بتن معمولی است و تنها وزن مخصوص و جرم مخصوص آن « صفر » معرفی می شود .

روش دوم : در این روش باید دقت نمود که نرم افزار ، وزن چه قسمت هایی از سقف را منظور می کند تا مهندس محاسب ، در محاسبات مربوط به بار مرده سقف از محاسبه وزن آن قسمت ها صرف نظر کند و وزن بقیه عناصر تشکیل دهنده سقف را به دست آورد و آن را به عنوان بار مرده سقف معرفی کند .

$Thickness^L$ در این قسمت ، ضخامت سقف معرفی می شود . هر دو ضخامت $\Theta Membrane$ و $\Theta Bending$ را برابر ضخامت سازه ای سقف معرفی کنید .

$Type^L$: این قسمت در سقف ها دو مفهوم دارد. از گزینه $\Theta Shell$ برای دال های تخت که مستقیماً روی ستون ها واقع شده اند ، استفاده می شود . برای سایر سقف ها از گزینه $\Theta Membrane$ استفاده می شود.

Tick Plate \square در صورت فعال شدن این گزینه ، تغییر شکل های برشی نیز در محاسبات منظور خواهند شد. در معرفی سقف ها نیازی به فعال کردن این گزینه نیست. تغییر شکل های برشی تنها در صفحات ضخیم (مانند شالوده ها) قابل توجه است.

$LoadDistribution^L$ در صورت قسمت می توان نحوه توزیع بار ثقیلی توسط سقف را مشخص نمود. در صورتی گزینه این قسمت فعال شده باشد، نرم افزار عملکرد انتقال بار ثقیلی توسط سقف را به صورت یک طرفه در نظر می گیرد بنابراین در سقف های یک طرفه این گزینه حتماً باید فعال شود.

مدل سازی انواع سقف های با عملکرد انتقال دو طرفه بار ثقیلی

این سقف ها عمدتاً شامل دال های دو طرفه است . نحوه معرفی این سقف ها دقیقاً مشابه سقف های با عملکرد انتقال یکطرفه بار ثقیلی است.

با این تفاوت که نباید گزینه ☒ Use Special One- way Load Distribution در قسمت $^L Load Distribution$ فعال شود . در این حالت توزیع بار اساس قاعده نیمساز ها انجام می شود.

مدل سازی سقف های تیرچه بلوک و مرکب (کامپوزیت) با روش Add New Deck

مدل سازی سقف های تیرچه بلوک با روش Add New Deck

با انتخاب گزینه Add New Deck از جعبه کشویی پنجره اطلاعاتی Define Wall / Deck/ Slab Sections پنجره اطلاعاتی Deck Section ظاهر می شود که قسمتهای مختلف آن به شرح زیر است .

Section Name: در این قسمت نام دلخواهی برای سقف مورد نظر انتخاب می شود

$^L Type$: در این قسمت نوع سقف مورد نظر انتخاب می شود.

☉ **Filled Deck**: به کمک این گزینه می توان سقف های تیرچه بلوک را معرفی نمود.

☉ **Unfilled Deck**: این گزینه ویژه سقف های فولادی بدون دال بتنی است که این نوع سقف در ایران متداول نیست .

⊕ Solid Slab: به کمک این گزینه می توان سقف های مرکب (کامپوزیت) را معرفی نمود . با فرض انتخاب *FilledDeck* برای معرفی سقف های تیرچه بلوک ، سایر گزینه ها بررسی می شود .

^LGeometry: در این قسمت مشخصات هندسی سقف تیرچه بلوک معرفی می شود.

Slab Depth (tc): در این قسمت ضخامت بتن روی بلوک ها معرفی می شود . (معمولا ۵ تا ۷ سانتی متر)

Deck Depth(hr): در این قسمت ارتفاع بلوک ها معرفی می شود . (۲۰ یا ۲۵ سانتی متر)

Rib Width(wr): در این قسمت عرض تیرچه ها معرفی می شود . (معمولا ۱۰ سانتی متر)

Rib Spacing(Sr): در این قسمت فاصله آکس به آکس تیرچه ها معرفی می شود . (معمولا ۵۰ تا ۷۰ سانتی متر)

^LMaterial: در حالت سقف تیرچه بلوک ، تنها گزینه Slab Material فعال است و می توان جنس مصالح را برای آن انتخاب نمود . چنانچه از بتن صفر استفاده شود . بار مرده سقف باید به طور کامل محاسبه شود و چنانچه از بتن معمولی استفاده شود ، مقدار بتن روی بلوک ها و بتن بین بلوک ها (قسمت تیرچه ها) باید از محاسبات وزن بار مرده سقف تیرچه بلوک حذف شود ، زیرا وزن این قسمت توسط نرم افزار محاسبه و اعمال خواهد شد .

^LCompositeDeckStuds: اطلاعات این قسمت مربوط به گل میخ هاست که مد نظر نبوده و مقادیر پیش فرض در این قسمت بدون تغییر پذیرفته می شود .

^LMetalDeckStuds: در این قسمت وزن ورق فلزی به کار رفته در واحد سطح معرفی می شود . این ورق هم نقش قالب را داشته و هم اثر مقاومتی آن لحاظ می شود . مقدار وزن در این قسمت برابر صفر معرفی می شود تا اشکالی در بار مرده سقف به وجود نیاید .

مدل سازی سقف های مرکب (کامپوزیت) با روش Add New Deck

با انتخاب گزینه Add New Deck از جعبه کشویی پنجره اطلاعاتی Define Wall / Deck/ Slab Sections پنجره اطلاعاتی ~ } Deck Section ظاهر می شود که قسمت های مختلف آن به شرح زیر است.

Section Name : در این قسمت نام دلخواهی برای سقف مورد نظر انتخاب می شود .

^LType: در این قسمت نوع سقف انتخاب می شود که برای سقف های مرکب (کامپوزیت) از گزینه Solid Slab ⊕ استفاده می شود .

^L Geometry : در این قسمت مشخصات هندسی سقف کامپوزیت معرفی می شود . ضخامت دال سقف کامپوزیت (tc) تنها اطلاعاتی هندسی مورد نیاز این سقف ها است .

^L Composite Deck Studs : در این قسمت اطلاعات مربوط به گل میخ ها معرفی می شود .

Diameter: قطر گل میخ ها در این قسمت مشخص می شود .

Height(hs): ارتفاع گل میخ ها در این قسمت مشخص می شود .

Tensile Strength , Fu: تنش نهایی گل میخ ها در این قسمت مشخص می شود .

^L Metal Deck Unit Weight : این قسمت در سقف های کامپوزیت غیر فعال است .

دیوارهای برشی (گزینه Add New Wall)

نرم افزار ETABS قابلیت مدل سازی انواع دیوارهای برشی را دارد . برای معرفی دیوارهای برشی از گزینه Add New Wall از پنجره اطلاعاتی ~ Define Wall / Deck/ Slab Sections استفاده می شود .

سقف ها در سازه دو وظیفه اصلی دارند ، یکی تحمل نیروهای ثقلی و انتقال آن به تیرها و ستون ها بواسطه خمش خارج از صفحه سقف و دیگری توزیع نیروی جانبی بین اعضای مختلف اسکلت سازه بواسطه ایجاد یکپارچگی در اعضای باربر جانبی ، سقف ها به واسطه انتقال و توزیع نیروی جانبی دیافراگم نامیده می شود . مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ، دیافراگم سیستمی افقی و یا تقریبا افقی است که نیروهای جانبی را به اجزای قائم منتقل می نماید . این سیستم می تواند مهاربندی های افقی را نیز شامل شود .

گام دهم – تعریف حالت بارهای استاتیکی

می توان انواع بارها شامل بارهای مرده، زنده، کاهش سربار زنده، برف، باد، زلزله و ... را در برنامه تعریف نمود.

ضریب خودوزنی در تعریف بارهای زنده برابر با یک و برای سایر بارها برابر صفر منظور می گردد.

یکی از مهم ترین قابلیت های برنامه ETABS تعریف نیروی خودکار زلزله می باشد. روش های مختلفی برای تعریف نیروی زلزله بر مبنای آیین نامه های مختلف وجود دارد. ساده ترین روش را می توان تعریف ضریب زلزله در هر جهت دانست. می توان ضریب زلزله در هر جهت را به کمک آیین نامه ۲۸۰۰ به دست آورده و در برنامه وارد نمود. (User Coefficient)

تعریف پایین ترین تراز (تراز پایه) و بالاترین تراز در این قسمت صورت می گیرد.

اگر نیروی شلاقی وجود داشته باشد، به جای تعریف ضریب زلزله باید مقادیر نیروی زلزله را بطور دستی محاسبه و سپس در برنامه وارد کرد. (User Loads)

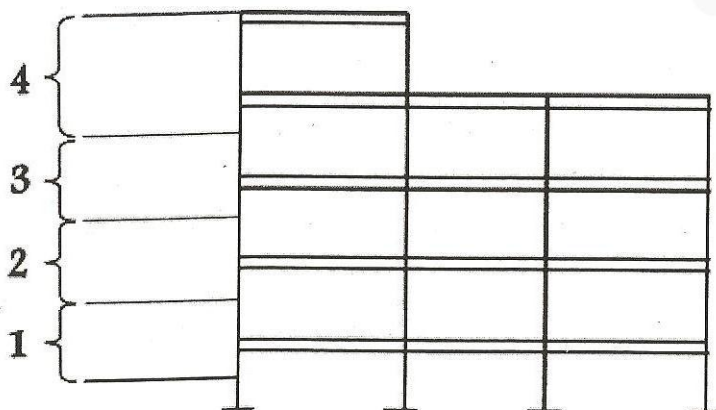
برای تقسیم نیروی جانبی باید برش پایه (V) را در بخشهای آام سازه به صورت زیر تقسیم کرد:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$$

براساس بند ۲-۳-۱۲ آیین نامه ۲۸۰۰ باید اثر بار قائم زلزله برای بالکن های طره ای منظور شود.

در برنامه امکان تعریف اثر پیچش تصادفی (برون مرکزی اتفاقی) نیز وجود دارد. طبق بند ۲-۳-۱۰-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ در ساختمان های تا پنج طبقه و یا کوتاه تر از ۱۸ متر در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست.

در محاسبات باید ساختمان را به ترازهای مختلف در ارتفاع تقسیم بندی می کنیم به طوری که میانه هر طبقه، مرز این ترازها باشد. در واقع فرض شده است که جرم های اصلی، جرم های سقف است و اجزای سازه ای و غیرسازه ای بین دو سقف نیز در برابر زلزله به گونه ای عمل می کنند که نیمی از ارتفاع آنها با سقف طبقه پایین و نیم دیگر از ارتفاعشان با سقف طبقه بالاتر تحت اثر نیرو قرار می گیرد؛ و این فرض درستی است از این جهت که اولاً وزنه های بیشتر متعلق به جسم سقف و بارهای زنده اضافه شده بر آن است و ثانیاً در صورت اتصال درست دیوارهای خارجی و بارتیشن ها در قابهای نیمه بالایی، آن را می توان در تقسیم بندی جرم ها همراه با سقف طبقه بالاتر دانست.



در شکل قبل چون وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام بود وزن آن را به طور جداگانه در نظر نگرفتیم و آن را قسمتی از وزن تراز بام دانستیم اما اگر وزنی بیش از این مقدار داشت باید به عنوان طبقه مستقل در نظر گرفته می شد. همچنین مشاهده می کنید که در پایین سازه نیمی از طبقه همکف در تقسیم بندی دخالت ندارد. این بدان دلیل است که وزن این نیم طبقه روی زمین قرار گرفته است. در مورد بارتیشن ها هم که مطابق دستورات آیین نامه ای بار آنها را در سطح پخش می کردیم باید نیمی از بار را با سقف طبقه بالایی آنها در نظر بگیریم.

گام یازدهم-تعریف ترکیب بارها

با توجه به آن که احتمال دارد، بارهای مختلف با شرایط و ویژگی های متفاوت در طول عمر مفید به ساختمان وارد شوند، در آیین نامه های مختلف پس از بررسی های لازم، ترکیب هایی از بارهای وارد بر ساختمان، با ضرایب مناسب به منظور طراحی سازه، معرفی شده است.

هر یک از اعضا پس از طراحی باید مقاومت کافی در برابر بحرانی ترین ترکیب بارگذاری مدنظر آیین نامه را داشته باشند.

دو نوع سیستم ترکیب های بارگذاری وجود دارد که عبارتند از:

۱. ترکیب های حد سرویس (ترکیب های بهره برداری یا بدون ضریب)

در این ترکیب های بارگذاری، انواع بارها بدون ضریب (ضریب ۱) با یکدیگر ترکیب می شوند و از آن برای طراحی به روش تنش مجاز استفاده می شود.

۲. ترکیب های حدنهایی (ترکیب های نهایی).

در این ترکیب های بارگذاری، انواع بارها با ضرایب مختلف با یکدیگر ترکیب می شوند و از آن برای طراحی به روش حدنهایی استفاده می شود.

به عنوان نمونه ترکیب های بارگذاری در چند آیین نامه به شرح زیر است:

ترکیب های بارگذاری مطابق آیین نامه بتن ایران (آبا)	ترکیب های بارگذاری حدنهایی مطابق آیین نامه <i>ACI</i>	ترکیب های بارگذاری حد سرویس طراحی فولاد (تنش مجاز)
$1/25D + 1/5L$	$1/4D + 1/7L$	$D + L$
$D + 1/2L \pm 1/2E$	$1/0.5D + 1/27.5L \pm 1/40.3E$	$D + L \pm E$
$-1/8.5D \pm 1/2E$	$-1/9D \pm 1/43E$	$D \pm E$

جدول (۶-۶): ترکیب های بارگذاری براساس آیین نامه های مختلف

اگر ساختمان منظم باشد معمولاً از همان ترکیب بارهای پیش فرض برنامه برای طراحی استفاده می کنند. در صورت نیاز فقط ترکیب بارهای مربوط به کنترل تغییر مکان و سایر ترکیب بارهای آیین نامه ای تعریف می گردد.

اگر ساختمان نامنظم باشد، مطابق آیین نامه باید ۳۰ درصد نیروی زلزله در جهت دیگر را نیز به ترکیبات بار شامل نیروی زلزله اضافه نمود. این تبصره برای طراحی ستون های موجود در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی در ساختمان های منظم نیز صادق است.

گام دوازدهم – تعریف طرح لرزه ای ویژه

در صورت استفاده از قابهای ویژه باید این گزینه را فعال و براساس آیین نامه موردنظر تنظیم نمود.

گام سیزدهم – تعریف جرم

جرم مؤثر سازه به سه صورت در برنامه قابل تعریف است:

۱) From Self and Specified Mass: در صورت انتخاب این گزینه جرم مؤثر در زلزله براساس وزن اعضای سازه و جرم های اضافی محاسبه می گردد.

۲) From Loads: در صورت انتخاب این گزینه جرم مؤثر در زلزله براساس بارهای وارده بر سازه محاسبه می گردد.

۳) From Self and Specified Mass and Loads : در صورت انتخاب این گزینه جرم مؤثر در زلزله براساس بارها و وزن اعضای سازه و جرم های اضافی محاسبه می گردد.

Lump Lateral Mass Only: اگر این گزینه فعال باشد جرم طبقه در محل مرکز جرم متمرکز خواهد شد و نیروی زلزله به آن نقطه اعمال می گردد که در برای سقف های صلب مناسب است. در صورت وجود نیم طبقه باید این گزینه را غیرفعال نمود.

استفاده از گزینه From Loads انطباق بیشتری با آیین نامه دارد. مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ باید صددرصد بار مرده را به علاوه ۲۰ درصد بار زنده به عنوان جرم مؤثر ساختمان های مسکونی در محاسبه نیروی زلزله به کار برد. درصد مشارکت بار زنده به کاربری ساختمان بستگی دارد.

گام چهاردهم-ترسیم مدل

گام پانزدهم- تعریف اتصال پای ستون ها

در ساختمان های فولادی به کمک جزئیات اجرایی پای ستون بر روی صفحه ستون، می توان صلب (گیردار) بودن یا ساده (مفصلی) بودن اتصال را تعیین نمود. در صورتی که از نبشی برای اتصال ستون به صفحه ستون استفاده شود لنگر ناچیزی از ستون به شالوده منتقل می شود به طوری که می توان فرض نمود چنین اتصالی یک اتصال ساده (مفصلی) است. در این اتصال فقط حرکت پای ستون در امتداد محوره های X و Y مقید شده است و ستون می تواند حول محور X و Y دوران داشته باشد.

در صورتی که یک اتصال با عملکرد صلب (گیردار) در پای ستون مدنظر باشد، باید از سخت کننده های مناسب برای اتصال ستون به صفحه ستون استفاده شود. در این حالت عمده لنگر پای ستون به شالوده منتقل می شود به طوری که می توان فرض نمود چنین اتصالی یک اتصال با عملکرد صلب است. در اتصال صلب پای ستون، تمام درجات آزادی محدود شده اند و پای ستون در تمامی جهات مقید شده است.

در ساختمان های بلند اغلب برای کاهش ضخامت صفحه ستون از سخت کننده بر روی صفحه ستون استفاده می شود. معمولاً در چنین شرایطی حتی اگر ساختمان در هر دو جهت بادبندی باشد به دلیل جزئیات اجرایی اتصال، پای ستون ها عملکرد (صلب) گیردار خواهند داشت. در صورتی که در چنین شرایطی، تاکید به اجرای اتصال ساده (مفصلی) پای ستون ها باشد، باید با جزئیات اجرایی خاص، امکان دوران ستون فراهم شود به طوری که سخت کننده ها مانعی در برابر دوران پای ستون به وجود نیاورند.

در صورتی که ساختمان در یک جهت بادبند و در جهت دیگر قاب خمشی باشد به دلیل جزئیات اجرایی، امکان اجرای اتصال صلب (گیردار)، در یک جهت و اتصال ساده (مفصلی) در جهت دیگر وجود ندارد. در چنین حالتی اتصال پای ستون در هر دو جهت صلب (گیردار) منظور می شود.

اصولاً در بتن به دلیل ماهیت مصالح بتن و نوع اجرای آن، اتصالات همواره صلب (گیردار) منظور می شوند و در اسکلت های بتنی با هر سیستم سازه ای اتصالات ستون به شالوده نیز صلب (گیردار) خواهند بود.

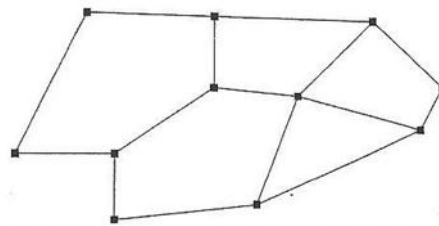
اتصال پای ستون های فولادی توسط نبشی، اتصال ساده (مفصلی) را به وجود می آورد.

اتصال پای ستونهای فولادی توسط نبشی و سخت کننده ها، اتصال صلب (گیردار) را به وجود می آورد. اتصال پای ستون های بتنی همواره صلب است.

گام شانزدهم – تعیین نوع اتصال تیر به ستون

چنانچه سازه در هر دو جهت قاب خمشی باشد اسکلت فولادی بطور قابل ملاحظه ای نسبت به قاب مهاربندی شده سنگین تر شده و روی اقتصاد طرح تاثیر گذار خواهد بود. به عنوان توصیه چنانچه امکان استفاده از مهاربند در یک جهت و ترجیحاً هر دو جهت وجود داشته باشد، اسکلت فولادی می تواند گزینه مناسبی باشد و چنانچه الزام به استفاده از قاب خمشی در هر دو جهت باشد، با توجه به این نکته که اتصالات در اسکلت بتنی با توجه به ماهیت بتن و پیوستگی تیر و ستون همواره صلب هستند، استفاده از اسکلت بتنی می تواند گزینه مناسبی باشد.

اجرای اتصالات صلب در اسکلت فولادی مستلزم آن است که مقطع تیر عمود بر امتداد ستون باشد چنانچه یک تیر به صورت مایل به یک ستون متصل شود (مانند تیرهایی که دو ستون از دو اکس مختلف را به یکدیگر متصل می کنند)، امکان اجرای اتصال صلب، پیچیده بوده و چنین اتصالی، عملکرد مناسب یک اتصال صلب را نخواهد داشت. در شرایط الزام به اجرای اتصالات صلب در قاب های با چنین شرایطی، ترجیح دارد که از اسکلت بتنی استفاده شود.



شکل (۲-۲۲) نامناسب برای اسکلت فلزی با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی

نوع اسکلت پیشنهادی	وضعیت سازه
اسکلت بتنی	سیستم مقاوم جانبی سازه در هر دو جهت قاب خمشی است.
اسکلت بتنی	سازه دارای قاب های مایل نسبت به محورهای اصلی ساختمان است.
اسکلت فولادی	سازه در یک امتداد و ترجیحاً در هر دو امتداد قابل مهاربندی است.

گام هفدهم – تخصیص ناحیه صلب انتهایی

معمولا در مدلسازی طول آکس به آکس لحاظ می شود اما در واقعیت باید درصدی از ناحیه صلب اتصال تیر به ستون را کاهش داد. معمولا بدین منظور ضریب کاهش ۰/۵ مناسب است.

گام هجدهم – تخصیص ضرایب ترک خوردگی بتن

طراحی سازه های بتنی در ACI و آبا براساس مقطع ترک خورده است و باید تحلیل سازه را نیز بر مبنای مقطع ترک خورده انجام داد. برای اعمال اثر ترک خوردگی در اعضا باید ممان اینرسی آنها را کاهش داد. مطابق آبا باید ممان اینرسی ستون ها در هر دو جهت را ۳۰ درصد کاهش داد. همچنین باید ممان اینرسی تیرها را نیز برای خمش حول محور قوی به اندازه ۶۵ درصد کاهش داد ولی برای ممان اینرسی حول محور ضعیف نیازی به کاهش ممان اینرسی نمی باشد.

مطابق بند ۲-۱-۶ استاندارد ۲۸۰۰، مدل ریاضی که برای تحلیل سازه در نظر گرفته می شود، باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر کلیه اجزای مقاوم جانبی، اجزایی که مقاومت و سختی آن ها تأثیر قابل ملاحظه ای در توزیع نیروها دارند، در نظر گرفته شوند. در این ارتباط، در سازه های بتن مسلح، رعایت اثر ترک خوردگی اجزا در سختی آن ها الزامی است.

مطابق بند ۲-۵-۶ استاندارد ۲۸۰۰، در سازه های بتن مسلح، در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقاطع ترک خورده را می توان، مطابق توصیه آیین نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها $0/35I_g$ ، برای ستون ها $0/7I_g$ و برای دیوارها $0/35I_g$ یا $0/7I_g$ نسبت به میزان ترک خوردگی، منظور کرد. برای زلزله سطح بهره برداری، مقادیر این همان ممان اینرسی را می توان تا ۵/۱ برابر افزایش داد و از اثرات $P\Delta$ صرف نظر کرد.

گام نوزدهم – تخصیص دیافراگم صلب به کف طبقات

باید کف طبقات را به صورت صلب مدلسازی نمود. کف صلب باید افقی باشد. با صلب شدن کف، برنامه ETABS تمامی گره های موجود در کف یک طبقه را به مرکز جرم طبقه متصل می کند. در نتیجه تغییر مکان تمام گره ها مساوی تغییر مکان مرکز جرم طبقه خواهد بود. در کف صلب نیروی زلزله به مرکز جرم وارد می شود ولی اگر کف صلب نباشد، نیروها به نسبت سختی به تمام گره ها توزیع می شود.

گام بیستم – بارگذاری

دیوارهای محصور کننده واحدها را دیوارهای خارجی می نامیم، این دیوارها گاه در قسمتی قرار می گیرند که در یک طرف محل سکونت و در طرف دیگر نمای ساختمان و یا ساختمان دیگری وجود دارد و گاه جداکننده دو واحد مسکونی از یکدیگرند، معمولاً ضخامتی حدود ۲۲ cm دارند که علاوه بر حائل بودن، نقش حفظ امنیت و عایق صوت و حرارت را نیز بر عهده دارند.

دیوارهای داخلی یا جداکننده فضاهای داخل که به پارتیشن هم معروف هستند فقط قسمتهای مختلف معماری را تفکیک کرده و البته عایق بودن آنان در برابر صوت هم مسئله مهمی است اما برای سبک بودن ترجیحاً با حداقل ضخامت یعنی حدود ۱۰cm ساخته می شوند.

بار دیوارهای خارجی را که محل ثابت دارند را به طور کامل در محل آنان اعمال می کنیم عموماً این دیوارها در اطراف پلان هستند که تیری در زیر آنها موجود است اما اگر در غیر محل تیرها بنا شوند توصیه آن است که حتماً تیرچه در زیر آنها در نظر گرفته شود، اما در مورد تیغه های داخلی که متعدد هستند و در صورت نیاز به تغییر معماری داخلی امکان جابه جایی آنها در طول بهره برداری زیاد است، اگر بخواهیم بار تیغه ها را در محل خودشان تأثیر دهیم تعداد این بارهای خطی زیاد خواهد بود و محاسبات مختلفی چون محاسبه مرکز جرم (مرکز ثقل) و تقسیم بارها را دشوار می کند. با توجه به کوچک بودن این بارها و مشکلات فوق و البته با دستور آیین نامه ، بار متعلق به تیغه ها را با یک بار معادل گسترده در سطح پلان عوض می کنیم.

به این معنا که تیغه را در پلان حذف کرده و بار گسترده ای معادل را جایگزین آن می کنیم.

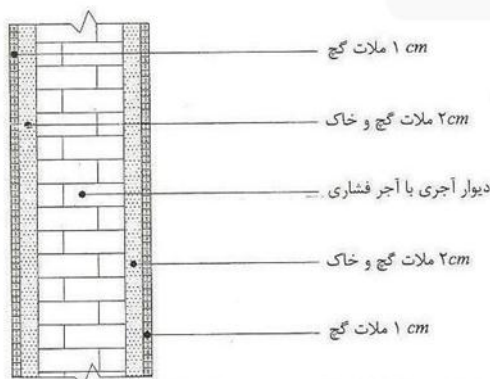
مطابق بند (۶-۲-۲-۴) مقررات ملی ساختمان (مبحث ششم).

چنانچه وزن یک متر مربع از تیغه داخلی بیش از ۲۷۵kg باشد در واقع این دیوار را جزء تیغه ها به حساب نمی آوریم و بار آن را در محل خودش اعمال می کنیم(اجازه پخش بار را نداریم)؛ چنانچه وزن واحد سطح تیغه مابین ۱۵۰-۲۷۵)kg بود می توان بار معادل تیغه را چنانکه بعد از این آمده در سطح پخش نمود دلی می بایست به طور جداگانه اثر موضعی دیوار را در طراحی کف منظور نمود، اما اگر وزن دیوار کمتر از $150 \frac{kg}{m^3}$ باشد به راحتی می توان آن را تنها به صورت بار معادل یکنواخت روی کف در نظر گرفت. چنانچه وزن یک مترمربع دیوار کمتر از $150 \frac{kg}{m^3}$ باشد به روش زیر بار معادل محاسبه می شود.

برای تعیین بار گسترده دو روش وجود دارد روش اول که بسیار هم معمول است اینکه وزن تمامی تیغه هایی که اجازه پخش بار آنها را داریم (تیغه های سبک) را محاسبه کرده و به مساحت کل پلان تقسیم نماییم حاصل، بار معادل در هر متر مربع کف است.

مطابق روش دوم باید تیغه های هر قسمت را بر مساحت همان ناحیه تقسیم کنیم، این روش بیشتر در مورد ساختمانهایی اعمال می شود که پلان آنها گسترده بوده و یا از چند واحد ساختمانی تشکیل شده است.

مطابق بند ۲-۲ استاندارد ۵۱۹، نحوه منظور کردن وزن تیغه های داخلی در مدل سازی به شرح زیر است:



وزن واحد سطح تیغه ۱۰ سانتی متری با آجر فشاری	
$0.1 \times 1850 = 185$	دیوار آجری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان
$2 \times 0.02 \times 1600 = 64$	۲ cm ملات گچ و خاک در دو طرف دیوار
$2 \times 0.01 \times 1300 = 26$	۱ cm ملات گچ در دو طرف دیوار
275 kg/m^2	مجموع وزن تیغه ۱۰ سانتی متری با آجر فشاری

وزن واحد سطح تیغه ۱۰ سانتی متری با آجر مجوف	
$0.1 \times 850 = 85$	دیوار آجری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان
$2 \times 0.02 \times 1600 = 64$	۲ cm ملات گچ و خاک در دو طرف دیوار
$2 \times 0.01 \times 1300 = 26$	۱ cm ملات گچ در دو طرف دیوار
175 kg/m^2	مجموع وزن تیغه ۱۰ سانتی متری با آجر مجوف

۱. در ساختمان هایی که برای جداسازی فضاها از تیغه هایی استفاده می شود که وزن یک متر مربع سطح آن ها بیشتر از ۲۷۵ دکانیوتن (یا تقریباً ۲۷۵ کیلوگرم) است، بار تیغه ها را باید در محل واقعی خود اعمال نمود (بند ۲-۲-۴) استاندارد ۵۱۹).

۲. در ساختمان هایی که برای جداسازی فضاها از تیغه هایی استفاده می شود که وزن یک متر مربع سطح آن ها کمتر از ۲۷۵ دکانیوتن (یا تقریباً ۲۷۵ کیلوگرم) است، موضوع در سه حالت بررسی می شود:

الف) کف هایی که بار زنده آن ها بیش از ۵۰۰ دکانیوتن بر متر مربع است.

در این حالت می توان بار تیغه ها را به صورت بار معادل که به طور یکنواخت بر کف ها گسترده شده است، در نظر گرفت. این بار معادل باید به صورت مناسبی با تقسیم وزن تیغه های هر قسمت از کف، به مساحت آن قسمت تعیین گردد(بند ۲-۲-۲ استاندارد ۵۱۹).

ب) کف هایی که بار زنده آن ها کمتر از ۵۰۰ دکانیوتن بر متر مربع است و تیغه ها از نوع معمولی هستند(وزن یک مترمربع تیغه ها به اضافه ملحقات آن ها از ۴۰ دکانیوتن بیشتر باشد).

در این حالت، بار معادل گسترده نظیر تیغه ها نباید از ۱۰۰ دکانیوتن بر مترمربع کمتر در نظر گرفته شود(بند ۲-۲-۳ استاندارد ۵۱۹).

ج) کف هایی که بار زنده آن ها کمتر از ۵۰۰ دکانیوتن بر مترمربع است و تیغه ها از نوع سبک هستند(وزن یک مترمربع بر تیغه ها به اضافه ملحقات آن ها از ۴۰ دکانیوتن تجاوز نکند).

در این حالت بار معادل گسترده نظیر تیغه ها نباید از ۵۰ دکانیوتن بر مترمربع کمتر در نظر گرفته شود(بند ۲-۲-۴ استاندارد ۵۱۹).

تذکر: مطابق بند ۲-۲-۵ استاندارد ۵۱۹، در صورتی که وزن یک مترمربع سطح تیغه ها از ۱۵۰ دکانیوتن بیشتر باشد، باید اثر موضعی بار تیغه ها را به طور جداگانه در طراحی کف ها منظور نمود. در این موارد بهتر است یک تیر، زیر دیوار مورد نظر منظور شده باشد.

محاسبه وزن معادل تیغه بندی

وزن معادل تیغه ها از روابط زیر به دست می آید:

ارتفاع تیغه × بار واحد سطح تیغه = بار واحد طول تیغه

طول کل تیغه ها در کف مورد نظر × بار واحد طول تیغه = بار کل تیغه

$$\text{بار کل} = \frac{\text{بار کل}}{\text{مساحت مفید کف}} = \text{بار معادل تیغه}$$

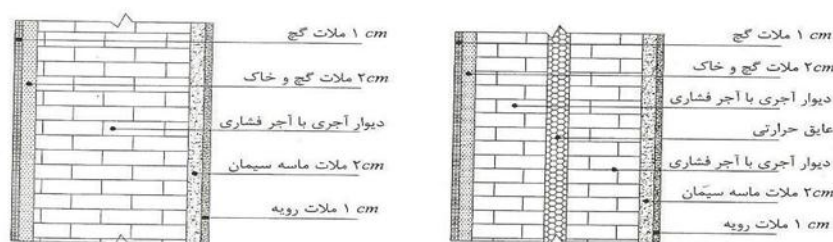
محاسبه بار مرده طبقات

با توجه به توضیحات مربوط به تیغه بندی، در صورتی که وزن تیغه ها کمتر از 275 DN/m^2 باشد، بار مرده طبقات برابر است

بار معادل تیغه بندی + وزن مرده سقف طبقه = بار مرده طبقات

بار مرده دیوارهای محیطی غیرنما

این دیوارها در ضخامت های ۱۰ و ۲۰ سانتی متر اجرا می شوند، البته برای دیوارهای محیطی، مناسب تر است که از دیوارهای ۲۰ سانتی متر استفاده شود.



وزن دیوار ۲۰ سانتی متری غیرنما	
$۰/۰۲ \times ۱۶۰۰ = ۳۲$	ملات گچ و خاک به ضخامت ۲cm
$۰/۰۱ \times ۱۳۰۰ = ۱۳$	ملات گچ به ضخامت ۱cm
$۰/۲ \times ۱۸۵۰ = ۳۷۰$	دیوار آجر ۲۰ سانتی متری با ملات ماسه سیمان و آجر فشاری
$۰/۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۴۲$	ملات ماسه سیمان به ضخامت ۲cm
$۰/۰۱ \times ۲۱۰۰ = ۲۱$	ملات رویه به ضخامت ۱cm
$۴۷۸ \text{ kg/m}^2 \approx ۴۸۰ \text{ kg/m}^2$	مجموع وزن دیوار ۲۰ سانتی متری غیرنما

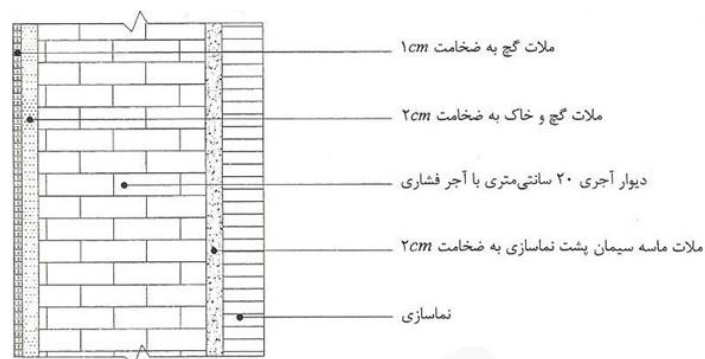
وزن دیوار ۱۰ سانتی متری غیرنما	
$۰/۰۲ \times ۱۶۰۰ = ۳۲$	ملات گچ و خاک به ضخامت ۲cm
$۰/۰۱ \times ۱۳۰۰ = ۱۳$	ملات گچ به ضخامت ۱cm
$۰/۱ \times ۱۸۵۰ = ۱۸۵$	دیوار آجر ۱۰ سانتی متری با ملات ماسه سیمان و آجر فشاری
$۰/۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۴۲$	ملات ماسه سیمان به ضخامت ۲cm
$۰/۰۱ \times ۲۱۰۰ = ۲۱$	ملات رویه به ضخامت ۱cm
$۲۹۳ \approx ۲۹۵ \text{ kg/m}^2$	مجموع وزن دیوار ۱۰ سانتی متری غیرنما

بار مرده دیوارهای محیطی نما

$۰/۰۳ \times ۱۸۵۰ = ۵۵/۵ \text{ kg/m}^2$	وزن نمای آجر ۳ سانتی
$۰/۰۲ \times ۲۸۰۰ = ۵۶ \text{ kg/m}^2$	وزن نمای سنگ نما

با توجه به وزن نما در دو حالت فوق می توان از عدد تقریبی برای انواع مختلف نما استفاده نمود.

با توجه به آنکه در دیوارهای محیطی نما معمولاً بازشوهایی به شکل پنجره تعبیه می شود، می توان در محاسبه بار متر طول دیوار، از سطح واقعی دیوار استفاده و یا با تقریب قابل قبولی ۷۰٪ سطح کل نما را در محاسبات منظور و ۳۰٪ سطح را به عنوان بازشو از محاسبات حذف نمود.



وزن دیوار ۲۰ سانتی متری نما	
۰/۰۲ × ۱۶۰۰ = ۳۲	ملات گچ و خاک به ضخامت ۲cm
۰/۰۱ × ۱۳۰۰ = ۱۳	ملات گچ به ضخامت ۱cm
۰/۲ × ۱۸۵۰ = ۳۷۰	دیوار آجری ۲۰ سانتی متری با ملات ماسه سیمان و آجر فشاری
۰/۰۲ × ۲۱۰۰ = ۴۲	ملات ماسه سیمان پشت نماسازی به ضخامت ۲cm
۵۵	نماسازی
۵۱۲ kg/m ^۲ ≈ ۵۱۰ kg/m ^۲	مجموع وزن دیوار محیطی ۲۰ سانتی متری نما

تذکر: اگر به جای آجر فشاری از آجر مجوف استفاده شود، وزن قسمت آجری برابر خواهد بود با $0/2 \times 850 = 170 \text{ kg/m}^2$ که در این حالت وزن یک متر مربع از سطح دیوار 200 kg/m^2 کاهش می یابد.

وزن دیوار ۱۰ سانتی متری نما	
۰/۰۲ × ۱۶۰۰ = ۳۲	ملات گچ و خاک به ضخامت ۲cm
۰/۰۱ × ۱۳۰۰ = ۱۳	ملات گچ به ضخامت ۱cm
۰/۱ × ۱۸۵۰ = ۱۸۵	دیوار آجری ۱۰ سانتی متری با ملات ماسه سیمان و آجر فشاری
۰/۰۲ × ۲۱۰۰ = ۴۲	ملات ماسه سیمان پشت نماسازی به ضخامت ۲cm
۵۵	نماسازی
۳۲۷ kg/m ^۲ ≈ ۳۳۰ kg/m ^۲	مجموع وزن دیوار محیطی ۱۰ سانتی متری نما

اگر به جای آجر فشاری از آجر مجوف استفاده شود، وزن قسمت آجری برابر خواهد بود با $0/1 \times 850 = 85 \text{ kg/m}^2$ که در این مساحت وزن یک متر مربع از سطح دیوار 100 kg/m^2 کاهش می یابد.

نوع دیوار	وزن واحد سطح دیوار Kg/m^2
تیغه داخلی ۱۰ سانتی متری با آجر فشاری	۲۷۵
تیغه داخلی ۱۰ سانتی متری با آجر مجوف	۱۷۵
دیوار محیطی غیرنما ۲۰ سانتی متری با آجر فشاری	۴۸۰
دیوار محیطی غیرنما ۲۰ سانتی متری با آجر مجوف	۲۸۰
دیوار محیطی غیرنما ۱۰ سانتی متری با آجر فشاری	۲۹۵
دیوار محیطی غیرنما ۱۰ سانتی متری با آجر مجوف	۱۹۵
دیوار محیطی نما ۲۰ سانتی متری با آجر فشاری	۵۱۰
دیوار محیطی نما ۲۰ سانتی متری با آجر مجوف	۳۱۰
دیوار محیطی نما ۱۰ سانتی متری با آجر فشاری	۳۳۰
دیوار محیطی نما ۱۰ سانتی متری با آجر مجوف	۲۳۰
دیوار زیرزمین	۶۵۰

نوع دیوار	دیوار محیطی نما در قسمت دست انداز بام	دیوار محیطی نما در قسمت بازشودار
دیوار با آجر فشاری	۵۱۰	۳۶۰
دیوار با آجر مجوف	۳۱۰	۲۳۰

بار زنده

مطابق بند ۳-۱ استاندارد ۵۱۹، بارهای زنده عبارتند از بارهای غیردائمی که در حین استفاده و بهره برداری از ساختمان به آن وارد می شوند. این بارها شامل بار ناشی از برف، باد یا زلزله نمی شوند. بارهای زنده با توجه به نوع کاربری ساختمان و یا هر بخش از آن و مقداری که احتمال دارد در طول مدت عمر ساختمان به آن وارد شود، تعریف می شوند. بارهای زنده نباید کمتر از آنچه در ضوابط فصل ۳ استاندارد ۵۱۹ تعیین شده است، در نظر گرفته شوند.

تفاوت اساسی بین بارهای زنده و مرده این است که بارهای زنده متغیر و غیرقابل پیش بینی هستند و تغییرات آن ها تابعی از زمان و مکان است.

مطابق بند ۳-۲-۱ استاندارد ۵۱۹ بار زنده کف ها برای طراحی، به طور عمده بار گسترده یکنواختی است که در سراسر کف اثر داده می شود. حداقل مقدار این بارها در جدول ۳-۱ استاندارد ۵۱۹ مشخص شده است.

نوع کاربری کفها	بار گسترده (دکانیوتن بر مترمربع)
کاربری‌های مشترک در انواع ساختمان‌ها	
بام‌های شیب‌دار با پوشش سبک با شیب بیشتر از ۱۰ درجه	-
بام‌های شیب‌دار با پوشش سبک با شیب کمتر از ۱۰ درجه	۵۰
بام‌های تخت و یا با شیب کم که به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار نمی‌گیرند.	۱۵۰
سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت	۴۰۰
سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع بدون صندلی ثابت	۵۰۰
راهروهای فرعی بین اتاق‌ها که امکان تجمع در آن‌ها کم باشد.	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور
راهروهای اصلی و پلکان‌ها که در معرض رفت و آمد و تجمع کم باشد، نظیر	۳۵۰
راهروهای اصلی ساختمان‌های مسکونی و اداری	۵۰۰
راهروهای اصلی و پلکان‌ها که در معرض رفت و آمد و تجمع زیاد باشد، نظیر	
راهروهای اصلی مدارس و مراکز تجمع	

نوع کاربری کفها	بار گسترده (دکانیوتن بر مترمربع)
بالکن‌ها	به بند ۶-۳-۵ مراجعه شود.
موتورخانه‌ها	۷۵۰
اتاق‌های هواساز، پمپ و نظایر آن‌ها	۵۰۰
محل عبور و پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۲۵۰۰ دکانیوتن	۵۰۰
محل عبور و پارک خودروهای سواری و کامیونت‌های با وزن حداکثر ۴۰۰۰ دکانیوتن	۶۰۰
محل عبور و پارک خودروها با وزن حداکثر ۶۰۰۰ دکانیوتن	۷۰۰
محل عبور و پارک خودروها با وزن حداکثر ۹۰۰۰ دکانیوتن	۸۰۰
ساختمان‌های مسکونی	
اتاق‌ها و راهروهای خصوصی و سرویس‌ها	۲۰۰
انبارها	۵۰۰
ساختمان‌ها و اماکن عمومی	
اتاق‌های خواب و اقامت در هتل‌ها، خوابگاه‌ها ...	۲۰۰
سالن‌های غذاخوری و رستوران‌ها	۵۰۰
شبهستان مساجد و تکایا	۶۰۰
سینماها و تئاترها	۵۰۰
صحنه‌های سینماها و تئاترها	۷۵۰
پایانه‌ها	۶۰۰
آشپزخانه‌ها و رخت‌شویخانه‌ها	۵۰۰
ساختمان‌های اداری	
دفاتر کار معمولی	۲۵۰
اتاق‌های بایگانی با قفسه‌های ثابت	۵۰۰
اتاق‌های بایگانی با قفسه‌های متحرک	۱۰۰۰
ساختمان‌های آموزشی - فرهنگی	
کلاس‌های درسی، آزمایشگاه‌های سبک و قرائت خانه‌ها	۳۵۰
مخازن کتاب با قفسه‌های ثابت	۲۵۰ به ازای هر متر ارتفاع مفید
مخازن کتاب با قفسه‌های متحرک	حدافل ۷۵۰
	۴۵۰ به ازای هر متر ارتفاع مفید
	حدافل ۱۰۰۰

نوع کاربری کف‌ها	بار گسترده (دکانیوتن بر مترمربع)
فروشگاه‌ها کف تمام طبقات غیر از انبارها انبارها	۵۰۰ به بند ۶-۳-۷ مراجعه شود
بیمارستان‌ها و مراکز درمانی اتاق‌های بیمار اتاق‌های عمل	۲۰۰ ۳۰۰

مطابق بند ۳-۲-۵ استاندارد ۵۱۹، بار زنده کف بالکن‌های طره‌ای ساختمان‌ها باید برابر با بار کف اتاق‌هایی که به آن متصل هستند، در نظر گرفته شود. ولی مقدار آن نباید کمتر از ۳۰۰ دکانیوتن بر مترمربع منظور گردد. چنانچه بالکن به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار می‌گیرد، این بار باید حداقل برابر با ۵۰۰ دکانیوتن بر متر مربع منظور شود. بالکن‌ها، همچنین باید بتوانند بار خطی یکنواختی برابر با ۲۵۰ دکانیوتن بر متر طول را که در لبه آن‌ها در جهت قائم وارد می‌شود، به طور موضعی، تحمل نمایند. این بار لزومی ندارد همزمان با بار گسترده یکنواخت اعمال گردد.

کاهش بارهای زنده

مطابق بند ۳-۸-۱ استاندارد ۵۱۹، در کلیه کف‌ها (کف‌های مجاز) به جز کف‌هایی که مستثنی خواهند شد (کف‌های بحرانی)، می‌توان بار زنده را مطابق ضوابط زیر کاهش داد. این کاهش سربار تنها در طراحی اعضا ظاهر می‌شود و در تحلیل سازه دخالتي نخواهد داشت.

کف‌های بحرانی عبارتند از: بام‌ها، کف کارخانه‌ها، کف انبارها، محل پارک خودروها، کف محل‌های اجتماع و ازدحام.

کاهش بار زنده تیرها

مطابق بند ۳-۸-۲ استاندارد ۵۱۹ در طراحی تیرهایی که سطح بارگیر آن‌ها بیشتر از ۱۸ مترمربع بوده و متعلق به کف‌هایی هستند که بار زنده در آن‌ها کمتر از ۴۰۰ دکانیوتن بر متر مربع است، مقدار کاهش بار زنده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$R = 100 \left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}} \right)$	A : مجموع سطوح بارگیر بر حسب مترمربع R : کاهش بار زنده بر حسب درصد
---------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------

کاهش بار زنده ستون ها، دیوارها، شالوده ها و پایه ها

مطابق بند ۳-۸-۳ استاندارد ۵۱۹، در طراحی اعضای که بار چند طبقه را تحمل می کنند و جمع سطوح بارگیر کف های مجاز آن از ۱۸ مترمربع بیشتر است، مقدار کاهش بار زنده برابر دو مقدار زیر خواهد بود.

الف) درصد کاهش بار زنده مطابق فرمول قبل

ب) درصد کاهش بار زنده مطابق با جدول زیر

تعداد کف های مجاز که عضو، بار آن را تحمل می کند	۱	۲	۳	۴	۵	۶ و بیشتر
درصد کاهش بار زنده	٪۰	٪۱۰	٪۲۰	٪۳۰	٪۴۰	٪۵۰

بار برف

مطابق بند ۴-۱ استاندارد ۵۱۹، بار برف، بنا به تعریف، وزن لایه برفی است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال تجاوز از آن در سال کمتر از ۲ درصد (دوره بازگشت ۵۰ سال) باشد.

بار برف مبنا

مطابق بند ۴-۲ استاندارد ۵۱۹، بار برف مبنا، P_s ، را در مناطق مختلف کشور باید با توجه به تقسیم بندی مشخص شده در شکل (۴-۱) استاندارد ۵۱۹، حداقل برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت. این بار را می توان با انجام مطالعات دقیق تر آماری برای منطقه مورد نظر نیز تعیین نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید کمتر از ۸۰٪ مقادیر زیر در نظر گرفته شود.

بخش ۱- مناطق گرمسیر ۲۵ دکانیوتن بر مترمربع

بخش ۲- مناطق معتدل ۱۰۰ دکانیوتن بر مترمربع

بخش ۳- مناطق سردسیر ۱۵۰ دکانیوتن بر مترمربع

بخش ۴- مناطق برف گیر و کوهستانی ۲۰۰ دکانیوتن بر مترمربع

مطابق بند ۴-۳-۱ استاندارد ۵۱۹، بار برف بر روی بام ها (P_s) را باید با توجه به زاویه شیب بام برای هر مترمربع تصویر افقی سطح آن، از رابطه زیر تعیین نمود.

$P_r = C_s \cdot P_s \geq 25 \text{ DN/m}^2$	P_s : بار برف مینا
	C_s : اثر شیب بام

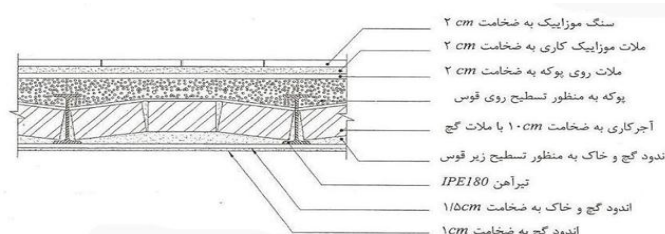
مطابق ترکیب های بارگذاری بند ۸-۱ استاندارد ۵۱۹، در بارگذاری بام ها، بار زنده و بار برف هر کدام که بحرانی تر باشد به سازه اعمال خواهد شد و نیازی به در نظر گرفتن هم زمان آن ها نیست.

بارمرده

مطابق بند ۲-۱ استاندارد ۵۱۹، بارهای مرده عبارتند از وزن اجزای دائمی ساختمان ها مانند تیرها، ستون ها، کف ها، دیوارها، بام ها، راه پله ها و تیغه ها. وزن تاسیسات و تجهیزات ثابت نیز در ردیف این بارها محسوب می شوند.

بار مرده سقف طاق ضربی

در جزییات سقف طاق ضربی پشت بام، عایق رطوبتی نیز افزوده می شود که مطابق جدول پ ۱-۳ استاندارد ۵۱۹، باعث افزایش ۱۵ کیلوگرم وزن سقف در هر مترمربع خواهد شد. بنابراین وزن طاق ضربی در پشت بام برابر 465 kg/m^2 خواهد بود.



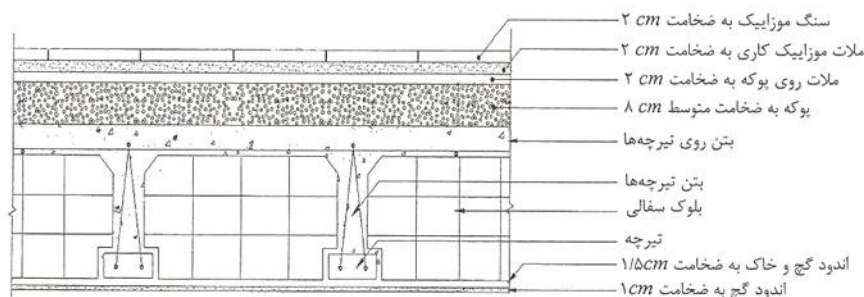
وزن سقف طاق ضربی در طبقات	
$0.02 \times 2400 = 48$	سنگ موزاییک به ضخامت ۲ cm
$0.02 \times 2100 = 42$	ملات موزاییک کاری به ضخامت ۲ cm
$0.02 \times 2100 = 42$	ملات روی پوکه به ضخامت ۲ cm
$0.08 \times 600 = 48$	پوکه به ضخامت ۸ cm
$\frac{0.02 \times 0.6}{2} \times 600 = 18$	پوکه به منظور تسطیح روی قوس
$0.01 \times 1750 = 175$	آجرکاری به ضخامت ۱۰ cm با ملات گچ
$\frac{0.02 \times 0.3}{2} \times 1600 = 24$	اندود گچ و خاک به منظور تسطیح زیر قوس
$18/8$	تیرآهن IPE180
$0.015 \times 1600 = 24$	اندود گچ و خاک به ضخامت ۱/۵ cm
$0.01 \times 1300 = 13$	اندود گچ به ضخامت ۱ cm
$252/8 \approx 31.5$	مجموع وزن طاق ضربی در طبقات

بار مرده سقف تیرچه بلوک

در جزییات سقف تیرچه بلوک پشت بام، عایق رطوبتی نیز افزوده می شود که مطابق جدول پ ۱-۳ استاندارد ۵۱۹، باعث افزایش ۱۵ کیلوگرم وزن سقف در هر مترمربع خواهد شد، بنابراین وزن سقف تیرچه بلوک در پشت بام برابر 575 kg/m^2 خواهد بود.

با توجه به آنکه وزن بلوک های یونولیتی در هر مترمربع سقف تیرچه بلوک حدوداً ۴ کیلوگرم

است، در صورت استفاده از این بلوک ها به جای بلوک های سفالی، وزن سقف تیرچه بلوک حدود ۹۲ (۹۶-۴) کیلوگرم کاهش می یابد.

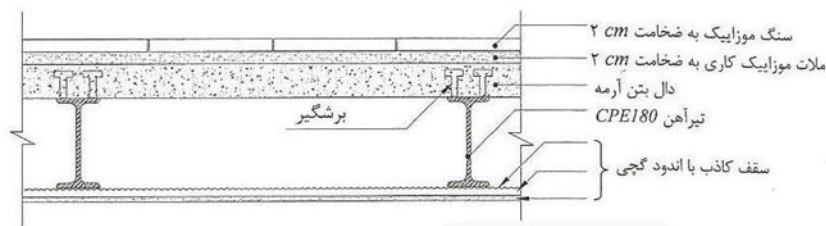


وزن سقف تیرچه بلوک در طبقات	
$۰/۰۲ \times ۲۴۰۰ = ۴۸$	سنگ موزاییک به ضخامت ۲ cm
$۰/۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۴۲$	ملات موزاییک کاری به ضخامت ۲ cm
$۰/۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۴۲$	ملات روی پوکه به ضخامت ۲ cm
$۰/۰۸ \times ۶۰۰ = ۴۸$	پوکه به ضخامت ۸ cm
$۰/۰۵ \times ۲۵۰۰ = ۱۲۵$	بتن روی تیرچه ها
$۸ \times ۱۲ = ۹۶$	۸ عدد بلوک سفالی (وزن هر عدد بلوک سفالی بین ۸ الی ۱۲ کیلوگرم است)
$(۲ \times ۰/۱ \times ۰/۲۵) \times ۲۵۰۰ = ۱۲۵$	بتن تیرچه ها
$۰/۰۱۵ \times ۱۶۰۰ = ۲۴$	اندود گچ و خاک به ضخامت ۱/۵ cm
$۰/۰۱ \times ۱۳۰۰ = ۱۳$	اندود گچ به ضخامت ۱ cm
$۵۶۳ \approx ۵۶۰ \text{ kg/m}^2$	مجموع وزن سقف تیرچه بلوک در طبقات

بار مرده سقف مرکب (کامپوزیت)

در جزییات سقف مرکب (کامپوزیت) پشت بام، عایق رطوبتی، ۱ سانتی متر ملات زیر عایق و پوکه ریزی به منظور شیب بندی و ملات روی آن نیز افزوده می شود که مطابق جدول پ ۱-۳ استاندارد ۵۱۹، باعث افزایش ۱۲۶ (۲۱+۱۵+۴۸+۴۲) کیلوگرم

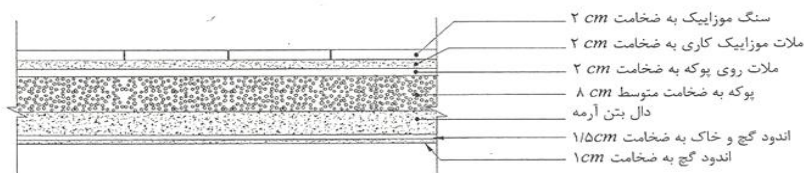
کیلوگرم وزن سقف در هر متر مربع خواهد شد، بنابراین وزن سقف مرکب (کامپوزیت) در پشت بام برابر 535 kg/m^2 خواهد بود.



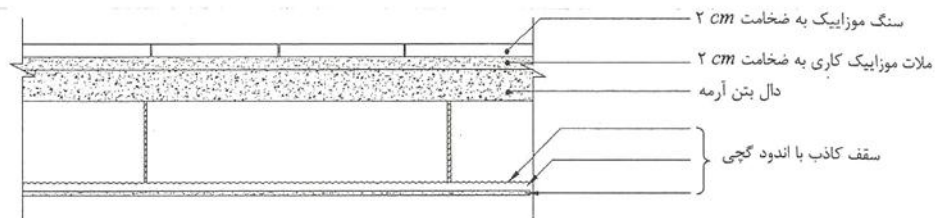
وزن سقف مرکب (کامپوزیت) در طبقات	
$0.02 \times 2400 = 48$	سنگ موزاییک به ضخامت ۲ cm
$0.02 \times 2100 = 42$	ملات موزاییک کاری به ضخامت ۲ cm
$0.1 \times 2500 = 250$	دال بتن آرمه به ضخامت ۱۰ cm
۱۸/۸	تیر آهن CPE180
۵۰	سقف کاذب با اندود گچی (مطابق جدول پ-۳ استاندارد ۵۱۹)
$408/8 \approx 510 \text{ kg/m}^2$	مجموع وزن سقف مرکب (کامپوزیت) در طبقات

بار مرده سقف دال بتنی

در جزییات سقف دال بتنی بدون سقف کاذب در پشت بام، عایق رطوبتی نیز افزوده می شود که مطابق جدول پ-۱-۳ استاندارد ۵۱۹ باعث افزایش ۱۵ کیلو گرم وزن سقف در هر متر مربع خواهد شد. بنابراین وزن سقف دال بتنی بدون سقف کاذب در پشت بام برابر $532 \text{ kg/m}^2 \approx 530 \text{ kg/m}^2$ خواهد بود.



وزن سقف دال بدون سقف کاذب در طبقات	
$0.02 \times 2400 = 48$	سنگ موزاییک به ضخامت ۲ cm
$0.02 \times 2100 = 42$	ملات موزاییک کاری به ضخامت ۲ cm
$0.02 \times 2100 = 42$	ملات روی پوکه به ضخامت ۲ cm
$0.08 \times 600 = 48$	پوکه به ضخامت ۸ cm
$0.12 \times 2500 = 300$	وزن سقف دال به ضخامت ۱۲ سانتی متر
$0.015 \times 1600 = 24$	اندود گچ و خاک به ضخامت ۱/۵ cm
$0.01 \times 1300 = 13$	اندود گچ به ضخامت ۱ cm
$517 \sim 520 \text{ kg/m}^2$	مجموع وزن سقف دال بدون سقف کاذب در طبقات



وزن سقف دال با سقف کاذب در طبقات	
سنگ موزاییک به ضخامت ۲ CM	$۰/۰۲ \times ۲۴۰۰ = ۴۸$
ملات موزاییک کاری به ضخامت ۲ CM	$۰/۰۲ \times ۲۱۰۰ = ۴۲$
وزن سقف دال به ضخامت ۱۲ سانتی متر	$۰/۱۲ \times ۲۵۰۰ = ۳۰۰$
سقف کاذب با اندود گچی (مطابق جدول پ-۱-۳ استاندارد ۵۱۹)	۵۰
مجموع وزن سقف دال با سقف کاذب در طبقات	۲۴۰ kg/m^2

در جزئیات سقف مرکب (کامپوزیت) پشت بام، عایق رطوبتی، ۱ سانتی متر زیر عایق و پوکه ریزی به منظور شیب بندی و ملات روی آن افزوده می شود که مطابق جدول پ-۱-۳ استاندارد ۵۱۹، باعث افزایش ۱۲۶ (۲۱+۱۵+۴۸+۴۲) کیلوگرم وزن سقف در هر متر مربع خواهد شد. بنابراین وزن سقف مرکب (کامپوزیت) در پشت بام برابر خواهد بود.

✚ بار مرده سقف دال بتنی

در جزئیات سقف دال بتنی بدون سقف کاذب در پشت بام، عایق رطوبتی نیز افزوده می شود که مطابق جدول پ-۱-۳ استاندارد ۵۱۹ باعث افزایش ۱۵ کیلوگرم وزن سقف در هر متر مربع خواهد شد. بنابراین وزن سقف دال بتنی بدون سقف کاذب در پشت بام برابر $530 \text{ kg/m}^2 \approx 532$ خواهد بود.

در جزئیات سقف دال بتنی با سقف کاذب در پشت بام، عایق رطوبتی، ۱ سانتی متر ملات زیر عایق و پوکه ریزی به منظور شیب بندی و ملات روی آن نیز افزوده می شوند که مطابق جدول پ-۱-۳ استاندارد، ۵۱۹ باعث افزایش ۱۲۶ (۲۱+۱۵+۴۸+۴۲) کیلوگرم وزن سقف در هر متر مربع خواهد شد، بنابراین وزن سقف دال بتنی با سقف کاذب در پشت بام، برابر 565 kg/m^2 خواهد بود.

وزن واحد سطح انواع مختلف سقف ها عبارت است از :

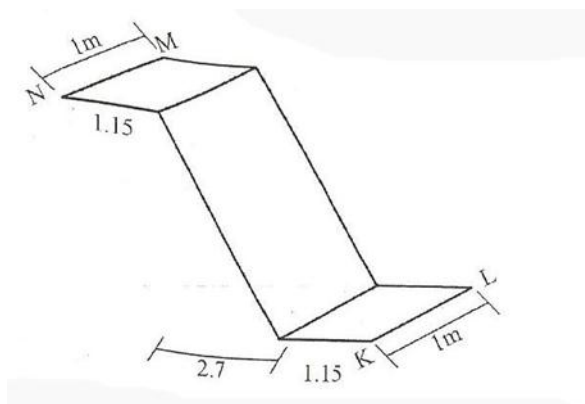
وزن یک مترمربع سقف در پشت بام	وزن یک مترمربع سقف در طبقات	نوع سقف
۴۶۵	۴۵۰	طاق ضربی
۵۷۵	۵۶۰	تیرچه بلوک با بلوک سفالی
۴۸۰	۴۷۰	تیرچه بلوک با بلوک یونولیتی
۵۳۵	۴۱۰	کامپوزیت (مرکب)
۵۳۰	۵۲۰	دال بدون سقف کاذب
۵۶۵	۴۴۰	دال با سقف کاذب

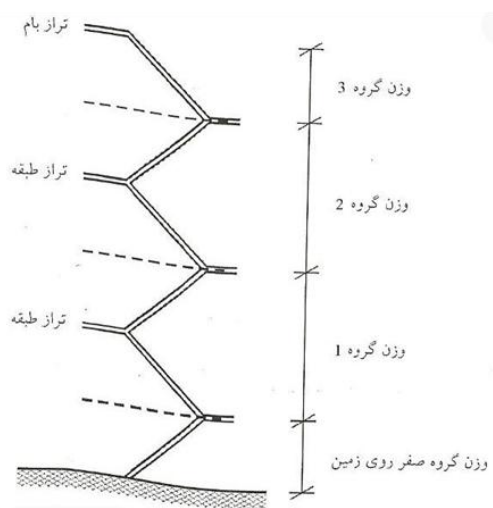
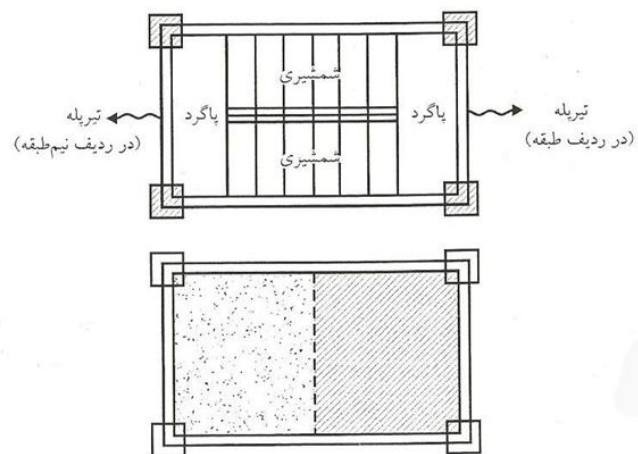
✚ بار گذاری راه پله

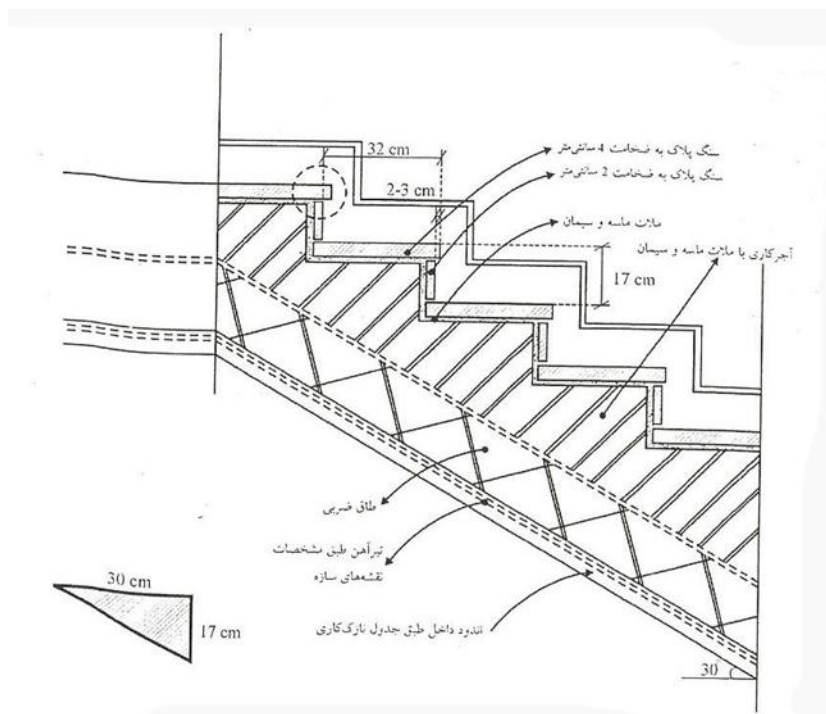
دالها در راه پله ها هم به عنوان کفهای افقی (پاگردها) و کفهای مورب (شمشیری) به کار می روند؛ یعنی این مجموعه پاگردها و سطوح مورب می توانند به صورت طاق ضربی، دال بتنی، تیرچه بلوک و روشهای دیگر اجرا شوند. انتخاب مصالح سازه ای راه پله ها معمولاً با توجه به نوع اسکلت سازه (فلزی یا بتنی) و راحتی کار انتخاب می شود معمولاً در سازه های فلزی حتی اگر سقفهای سازه کمپوزیت یا تیرچه بلوک باشد روش طاق ضربی را ترجیح می دهند. در سازه های بتنی استفاده از دالهای بتنی مرسوم است گرچه گاهی حتی در سازه بتنی نیز راه پله را شبیه سازه فلزی نصب کرده و طاق ضربی می زنند.

به طور معمول وزنهای پله که در زیر مشخص شده است وارد آمده و این تیرها نیز نیروها را به ستونهای طرفین انتقال می دهند.

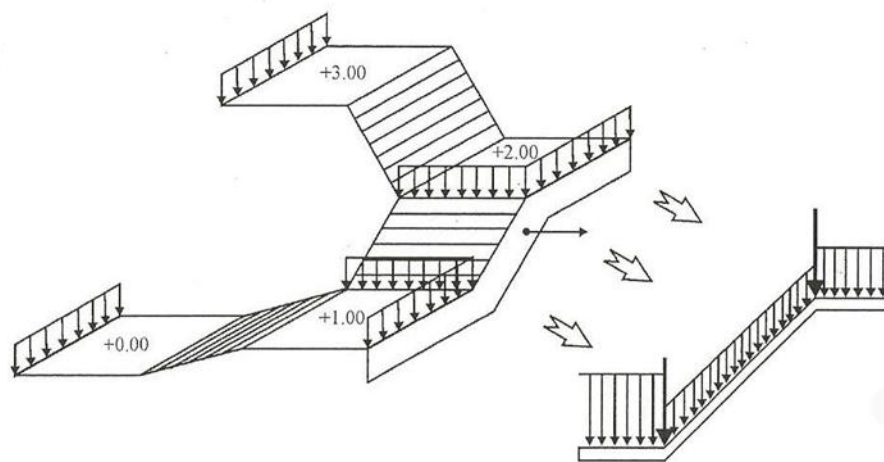
در بار گذاری راه پله کافی است وزن دقیق یک شمشیری کامل و پاگردهای ادامه آن تا تیرپله محاسبه شود آنگاه وزن ها را بنا به روشهای مختلف طراحی به صورت گسترده یا به صورت متمرکز روی تیرهای پله در نرم افزار مورد نظر اعمال می کنیم.





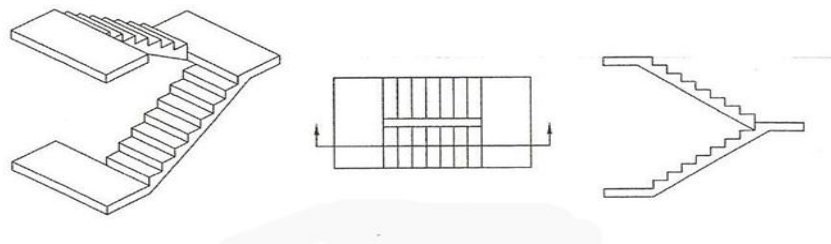


یکی از انواع دیگر هم مدل راه پله سه طرفه است این شکل از راه پله معمولاً در اطراف آسانسورها و در سازه های با رفت و آمد زیاد به کار می رود.



پایه های دوبازویی

به منظور مدل سازی پله و لحاظ کردن اثر آن در محاسبات سازه ای ساختمان، پس از برآورد بارهای ناشی از پله، تنها اثر بارهای آن در سیستم اصلی سازه مدل می شود.



بار گذاری پله های دوبازویی

بار زنده پله ها در ساختمان های مسکونی و اداری کم تردد مطابق جدول ۱-۳ استاندارد ۵۱۹، برابر kg/m^2 ۳۵۰ است و در پروژه های متعارف عموماً از این مقدار استفاده می شود.

الف- پله های با اسکلت فولادی

ب- پله های با اسکلت بتنی

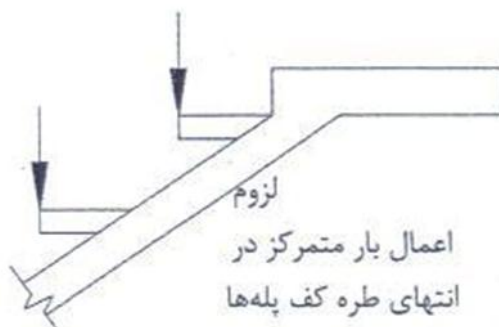
وزن بدنه اصلی پله بتنی و نازک کاری زیر آن	
دال بتنی به ضخامت $15cm$	$0.15 \times 2500 = 375$
اندود گچ و خاک به ضخامت $1.5cm$	$0.015 \times 1600 = 24$
اندود گچ به ضخامت $1cm$	$0.01 \times 1300 = 13$
مجموع وزن اسکلت بتنی و نازک کاری زیر آن	$412 kg/m^2$
محاسبه وزن بدنه اصلی پله بتنی و نازک کاری زیر آن	

وزن قسمت پاگرد پله های بتنی	
سنگ کف به ضخامت $2cm$	$0.02 \times 2400 = 48$
ملات سنگ کاری به ضخامت $2cm$	$0.02 \times 2100 = 42$
وزن اسکلت بتنی و نازک کاری زیر آن	412
مجموع وزن پاگرد	$502 kg/m^2 \approx 500 kg/m^2$
محاسبه وزن قسمت پاگرد پله های بتنی	

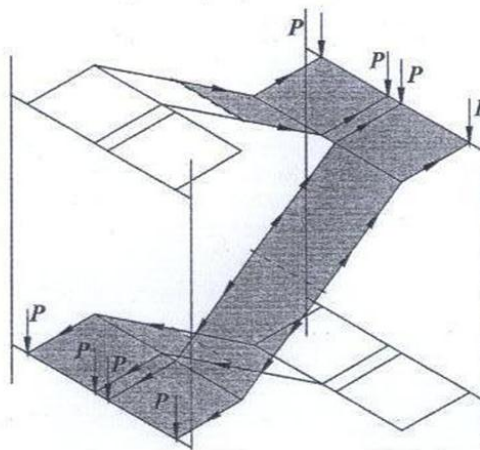
وزن مرده	نوع پله
۵۰۰	پاگرد پله فلزی
۶۵۰	قسمت پلکان پله فلزی
۵۰۰	پاگرد پله بتنی
۷۵۰	قسمت پلکان پله بتنی

خلاصه وزن قسمت پلکان و پاگرد پله‌های بتنی و فولادی

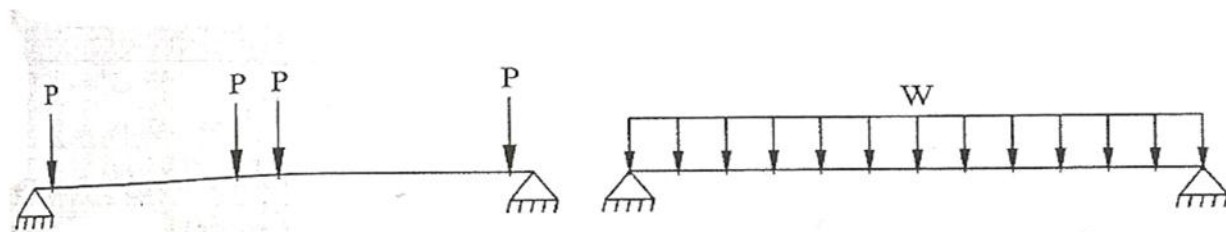
مطابق بند ۳-۲-۶ استاندارد ۵۱۹، در پلکان‌هایی که در آن‌ها کف پله‌ها به صورت طره ای مجزا در نظر گرفته شده‌اند، کف پله‌ها باید برای یک بار متمرکز ۲۰۰ دکانیوتن که در انتهای طره وارد می‌شود، طراحی گردند. این بار لزومی ندارد هم‌زمان با بار گسترده یکنواخت اعمال شود.



در پله‌های بازویی کل بار پله‌ها به شمشیری‌ها و از آنجا به تکیه‌گاه شمشیری‌ها منتقل می‌شود. در مدل سازه‌ای برای عدم ایجاد پیچیدگی در مدل، از مدل‌سازی قسمت پله صرف نظر می‌شود و تنها اثر بارهای ناشی از پله در مدل وارد می‌شوند و طراحی خود پله‌ها به صورت دستی انجام خواهد شد.



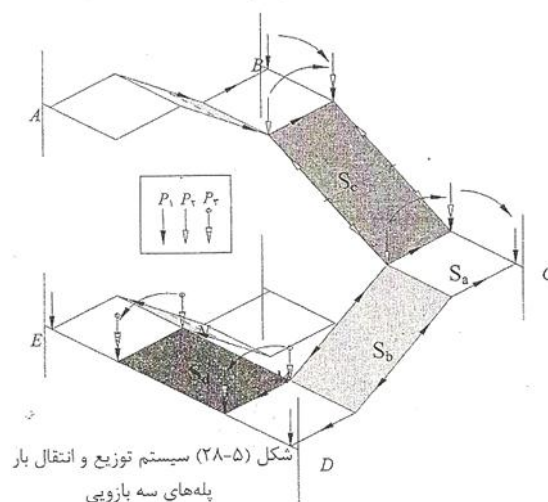
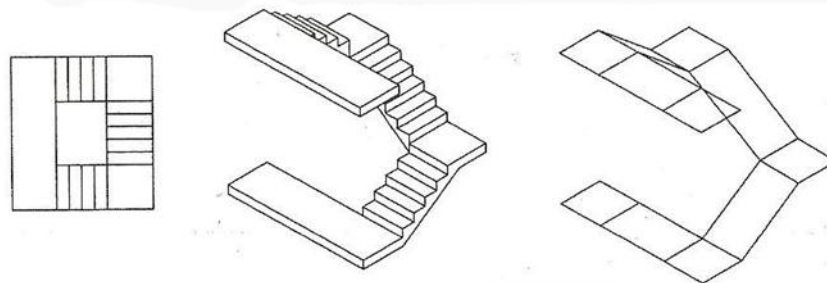
بارهای ثقلی پله هر طبقه در نهایت به صورت هشت نیروی متمرکز (P) در نیروهای که به عنوان تکیه گاه شمشیری ها عمل می کنند ظاهر می شود. یکی از این تیرها در تراز طبقه و دیگری در تراز نیم طبقه قرار دارد.



شکل (۵-۲۵) بار متمرکز و بار معادل گسترده یکنواخت ناشی از پله ✓

پله های سه بازویی

پله های سه بازویی از پله های متداول در ساختمان ها هستند این پله ها به فضای بیشتری نیاز دارند اما فضای مرکزی آن برای تعبیه آسانسور مناسب است (اخیراً به علت رعایت ضوابط ایمنی و دستورالعمل های آتش نشانی، تعبیه آسانسور در قسمت مرکزی پله های سه طرفه، ممنوع شده است و به علت تعبیه پاگردهای بیشتر، استفاده از آن آسان تر است).



مدل سازی و بارگذاری خرپشته

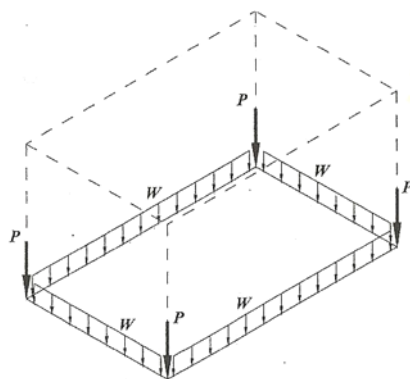
اتاقک بالاترین تراز پله اصطلاحاً خرپشته نامیده می شود. وزن خرپشته حتماً باید در محاسبات منظور شود. با توجه به وزن خرپشته، دو روش مختلف برای منظور کردن آن در مدل سازی وجود دارد

حالت اول- چنانچه وزن خرپشته بیش از ۲۵٪ وزن بام باشد آن را یک طبقه محسوب کرده و تمامی موارد و نکات مدل سازی که در طبقات رعایت می شود، باید در مورد خرپشته نیز منظور شود. به عبارت دیگر خرپشته، آخرین طبقه در مدل سازه ای خواهد بود.

حالت دوم- چنانچه وزن خرپشته کمتر از ۲۵٪ وزن بام باشد، همانند حالت قبل خرپشته مانند یک طبقه مدل سازی می شود. این مدل سازی برای محاسبات مربوط به اعضای تشکیل دهنده خرپشته است و در محاسبات زلزله وارد نمی شود. برای منظور نمودن اثر وزن خرپشته در محاسبات زلزله، بار مجازی معرفی می شود که مقدار آن با توجه به دو بند زیر محاسبه و نحوه معرفی :

۱. بار مرده دیوارهای اطراف خرپشته به طور جداگانه محاسبه و در محل آن ها به سازه اثر داده شوند (بار W در شکل ۵-۳۲).

۲. کل بار خرپشته شامل بار زنده و مرده سقف خرپشته و بار مرده دست انداز سقف خرپشته، به ستون های اطراف خرپشته منتقل می شود. کل بار مذکور محاسبه و تقسیم بر چهار شده و هر کدام به صورت یک بار متمرکز در محل پای ستون های خرپشته اثر داده خواهند شد.



شکل (۳۲-۵) بارهای ناشی از خرپشته

بار گذاری و مدل سازی آسانسور

مطابق بند ۱۵-۲-۴-۱ مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان (آسانسورها و پله های برقی) کلیه قطعات و اتصالات سازه ای مرتبط با آسانسور باید برای مجموع وزن ماشین آلات و قسمت های متحرک آسانسور، اثرات ضربه ای بارها و اثرات زلزله محاسبه شوند. تکیه گاه ها و اتصالات قطعات آسانسور به ساختمان باید برای نیروهای فوق محاسبه شده و تغییر شکل آن ها از حدود معینی که توسط آیین نامه های معتبر برای آسانسورهای مختلف تعیین شده است، تجاوز ننماید.

مقادیر بار زنده و بار مرده آسانسور جزو مشخصات فنی آسانسور است که باید از سازنده دریافت شود و مهندس محاسب با توجه به این مقادیر، اثرات وجود آسانسور را در مدل لحاظ نماید. در صورت عدم دسترسی به اطلاعات فوق، برای بار زنده می توان از جدول شماره ۱ پیوست ۲ مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان است، استفاده نمود. در این جدول با توجه به ظرفیت نفرات یا ابعاد چاه آسانسور، مقدار بار زنده مشخص می شود. برای برآورد بار مرده، در صورتی که اطلاعات مورد نیاز در دسترس نباشد، برای آسانسورهای تا ظرفیت ۶ نفر می توان بار مرده آسانسور و کلیه متعلقات آن را حدود ۱۰۰۰ کیلوگرم در نظر گرفت.

ظرفیت به کیلوگرم (بار زنده)	ظرفیت به نفر	ابعاد چاه آسانسور عمق عرض
۳۰۰	۴	۱۴۰ × ۱۶۰
۳۷۵	۵	۱۶۰ × ۱۶۰
۴۵۰	۶	۱۷۰ × (۱۶۰ یا ۱۸۰)
۶۰۰	۸	۱۹۰ × (۱۶۰ یا ۱۸۰)
۱۰۰۰	۱۳	۲۶۰ × (۱۶۰ یا ۱۸۰)

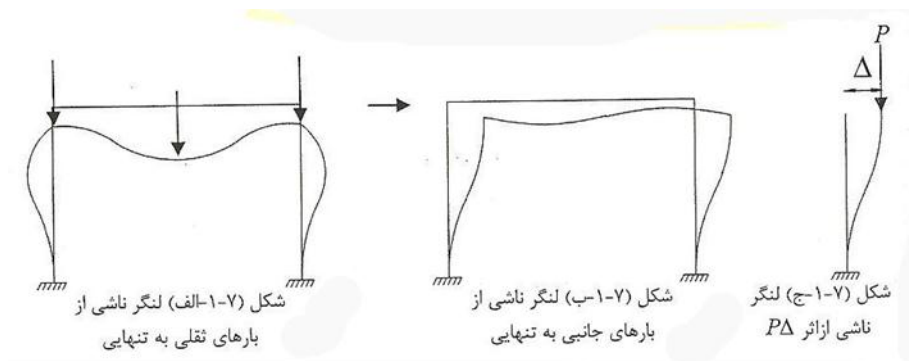
جدول (۵-۲۹): بار زنده آسانسور با توجه به ظرفیت و ابعاد چاه آسانسور

مطابق بند ۱۵-۲-۴-۲ مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان (آسانسورها و پله های برقی) و بند ۳-۵-۳ استاندارد ۵۱۹ برای منظور نمودن اثرات ضربه ای بارها در آسانسور، کلیه نیروهای ایجاد شده در اثر حرکت آسانسورها در همه جهات باید به مقدار صد درصد افزایش داده شود (بارها باید در ضریب ۲ ضرب شود)، مگر آنکه بارهای اسمی ارائه شده توسط سازنده، حداقل به این اندازه افزایش داده شده باشد. عموماً بارهای زنده و مرده کل ناشی از آسانسور و موتورخانه آن را محاسبه، و در چهار نقطه (تکیه گاه ها) به صورت نیروی متمرکز اثر می دهند.

گام بیست و یکم - تحلیل سازه

مطابق استاندارد ۲۸۰۰، اثر $P\Delta$ اثر ثانوی بر روی برش ها و لنگرهای اجزای قاب است که به واسطه عملکرد بارهای قائم بر روی سازه تغییر شکل یافته ایجاد می شود.

در اثر بارهای ثقیلی، لنگر M_1 در پای ستون های قاب ایجاد می شود. در شکل ۱-۷ ب، در اثر بارهای جانبی، لنگر M_2 در پای ستون های قاب ایجاد می شود. با توجه به جمع آثار قوا، لنگر نهایی در پای ستون برابر خواهد بود با $M = M_1 + M_2$.



در صورتی که واقعیت با توجه به هندسه تغییر شکل یافته قاب، بارهای ثقیلی، لنگر اضافه ای علاوه بر M ، به پای ستون ها اعمال می کنند که لنگر ثانویه نامیده می شود و برابر با $M_{P\Delta} = P \cdot \Delta$ خواهد بود، این لنگر اضافه باعث تغییر شکل بیشتر قاب و


افزایش مقدار Δ خواهد شد و این افزایش Δ مجدداً مقدار $M_{p\Delta}$ را افزایش خواهد داد و این حلقه همواره تکرار خواهد شد تا جایی که افزایش Δ بقدری ناچیز خواهد بود که لنگر حاصله تغییر محسوسی در افزایش Δ نخواهد گذاشت. اثرات این افزایش لنگر باید در محاسبات منظور شود.

مطابق پیوست ۵ استاندارد ۲۸۰۰، لنگر وارده به طبقه Δ بر اثر پدیده $P\Delta$ برابر است با $M_i = P_i \cdot \Delta_i$ ، که در آن P_i برابر بار محوری ستون و Δ_i برابر تغییر مکان نسبی طبقه Δ در اثر نیروهای جانبی است.

مطابق بند ۲-۶ و پیوست ۵ استاندارد ۲۸۰۰، در صورتی که شاخص پایداری طبقه کمتر از ۱۰ درصد باشد (لنگرهای خمشی ثانویه کمتر از ده درصد لنگرهای خمشی اولیه باشند)، الزامی به اعمال اثرات $P\Delta$ در محاسبات نیست.

تذکر: در صورت استفاده از نرم افزار ETABS در مورد قاب های بتنی مهاربندی نشده، حتی اگر شرط فوق برقرار باشد، باید اثرات $P\Delta$ را در محاسبات منظور نمود.

تذکر: شاخص پایداری طبقه، در بند ۱ پیوست ۵ استاندارد ۲۸۰۰ تشریح شده است.

 ترکیب بار $P\Delta$

در این بخش روشی پیشنهاد می شود که منطبق با روش ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ است.

مطابق بند ۲-۶ استاندارد ۲۸۰۰، تغییر مکان های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به کار برده می شوند باید تغییر مکان های جانبی افزایش یافته طبقات، $\bar{\Delta}_{mi}$ باشند.

با توجه به این بند استاندارد ۲۸۰۰ مشخص می شود ضریب $0.7R$ نباید در ضریب های ترکیب بار $P\Delta$ ضرب شود و تنها هنگام کنترل تغییر مکان جانبی نسبی باید مقادیر این تغییر مکان ها را که از تحلیل سازه به دست آمده است در $0.7R$ ضرب نمود.

نرم افزار ETABS قابلیت اعمال اثر $P\Delta$ را در محاسبات داراست و تنها باید ترکیب بار موثر در $P\Delta$ را که از این پس ترکیب بار $P\Delta$ نامیده می شود به آن معرفی نمود.

لنگر ثانویه ناشی از اثر $P\Delta$ برای Δ ناشی از زلزله که نسبت به Δ بارهای ثقلی بسیار قابل توجه است - از یک سو و نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی از سوی دیگر، بررسی می شود. لذا برای انتخاب ترکیب بار باید از ترکیب های بارگذاری استفاده شود که نیروی زلزله در آن ها ظاهر شده باشد، یعنی باید اثر P (نیروی محوری) ناشی از بار ثقلی و Δ (تغییر مکان جانبی) ناشی از نیروی زلزله منظور شود.

مثلاً ترکیب های بارگذاری زیر را در نظر بگیرید:

$$\begin{aligned} &1/4D + 1/7L \\ &1/05D + 1/275L \pm 1/403E \\ &0/9D \pm 1/43E \end{aligned}$$

برای تعیین ترکیب بار $P\Delta$ از بین سه ترکیب فوق نباید از ترکیب $1/4D + 1/7L$ استفاده شود زیرا در این ترکیب اثری از نیروی زلزله مشاهده نمی شود و Δ ناشی از بارهای ثقلی و در نتیجه این ترکیب بار، برای اثر $P\Delta$ ترکیب بحرانی نیست، تا این قسمت مشخص شد که باید از ترکیب هایی استفاده شود که نیروی زلزله در آن ها ظاهر شده است.

دو ترکیب انتهایی با صرف نظر کردن از جمله مربوط به نیروی زلزله مورد بررسی قرار می گیرند:

$$\begin{aligned} &1/05D + 1/275L \pm 1/403E \\ &0/9D \pm 1/43E \end{aligned}$$

با ملاحظه دو ترکیب فوق مشخص می شود که ترکیب $1/05D + 1/275L$ حالت بحرانی تری نسبت به ترکیب $0/9D$ خواهد داشت، بنابراین ترکیب بار مذکور به عنوان ترکیب بار $P\Delta$ معرفی می شود.

ترکیب بار $P\Delta$ مطابق با آیین نامه آبا و ACI و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران به شرح زیر است:

آیین نامه	ترکیب بار $P\Delta$
پروژه های بتنی بر اساس آیین نامه آبا	$D + 1/2 L$
پروژه های بتنی بر اساس آیین نامه ACI	$1/05D + 1/275 L$
پروژه های فولادی بر اساس تنش مجاز	$D + L$

جدول (۷-۱): ترکیب بار $P\Delta$ براساس آیین نامه های مختلف

البته برخی از مهندسين محاسب ترکيب بار بدون ضريب را (D+L) به عنوان ترکيب بار معرفي مي کنند.

در برخي موارد، وجود تيرهاي نيم طبقه پله باعث وجود اختلالاتي در دياگرام نيروها مي شود. در صورت مشاهده چنين حالي، مي توان يك فايل کپي از مدل تهيه و تيرهاي نيم طبقه را به تراز طبقه منتقل و دياگرام نيروها را کنترل نمود و در صورت عدم اشکال در مدل تغيير يافته، مي توان از عدم اشکال در مدل اصلي نيز اطمینان حاصل نمود.

در برخي موارد وجود دستک ها باعث وجود اختلالاتي در دياگرام نيروها مي شود، در صورت مشاهده چنين حالي مي توان يك فايل کپي از مدل تهيه و دستک ها را حذف و دياگرام نيروها را کنترل نمود و در صورت عدم اشکال در مدل تغيير يافته مي توان از عدم اشکال در مدل اصلي نيز اطمینان حاصل نمود.

گام بيست و دوم- طراحی سازه

✚ محاسبه ضريب طول موثر ستون ها (K)

لاغري ستون، عاملي در طراحي ستون ها است. لاغري عبارت است از نسبت $\frac{KL}{r}$ که در آن L طول عضو، r شعاع ژيراسيون مقطع و K ضريب طول موثر عضو است.

✚ محاسبه K در قاب هاي فولادي

مقدار K در قاب هاي فولادي مطابق با مبحث دهم مقررات ملي ساختمان ايران به صورت زير، در محاسبات منظور مي شود: مطابق بند ۱۰-۱-۱-۳ مبحث دهم مقررات ملي ساختمان، در قاب هاي مهاربندی شده فولادي ضريب K برابر يك اختيار مي شود.

مطابق بند ۱۰-۱-۱-۴ مبحث دهم مقررات ملي ساختمان، در قاب هاي مهاربندی نشده فولادي بايد ضريب K محاسبه و در طراحي منظور شود.

✚ محاسبه K در قاب هاي بتني

مقدار K در قاب هاي بتني مطابق با آيين نامه بتن ايران (آبا)، به صورت زير در محاسبات منظور مي شود:

مطابق بند ۱۳-۵-۲ آيين نامه آبا، در قاب هاي مهاربندی شده بتني ضريب K را مي توان برابر يك اختيار نمود و يا اينکه مقدار دقيق آن را از روابط ۱۳-۲ و ۱۳-۳ آيين نامه آبا تعيين نمود.

مطابق بند ۱۳-۵ و ۱۳-۶ به دست آورد و در محاسبات منظور نمود.

محاسبه K در نرم افزار ETABS

نرم افزار ETABS در مورد قاب های مهاربندی شده، ضریب K را برابر یک در نظر می گیرد که این فرض در مورد اسکلت های فلزی منطبق بر مبحث دهم مقررات ملی ساختمان است و در مورد اسکلت های بتنی در جهت اطمینان ضریب K برابر یک فرض می شود که منطبق بر بند ۱۳-۵-۲ آیین نامه آبا است.

بنابراین در مورد قاب های مهاربندی شده بتنی و فولادی خللی در محاسبات ایجاد نمی شود.

در مورد قاب های مهاربندی نشده فولادی ضریب K محاسبه و در محاسبات منظور می شود که دقیقاً منطبق بر بند ۱۰-۱-۱۴ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان است.

نرم افزار ETABS در قاب های مهاربندی نشده بتنی ضریب K را برابر یک فرض می کند، در صورتی که مطابق بندهای ۱۳-۵-۲ الی ۴ آیین نامه آبا، ضریب K باید محاسبه شود. پس تنها مشکل نرم افزار، در قاب های بتنی مهاربندی نشده است.