WWW.CIVILSAYMAN.COM

WWW.CIVILSAYMAN.IR

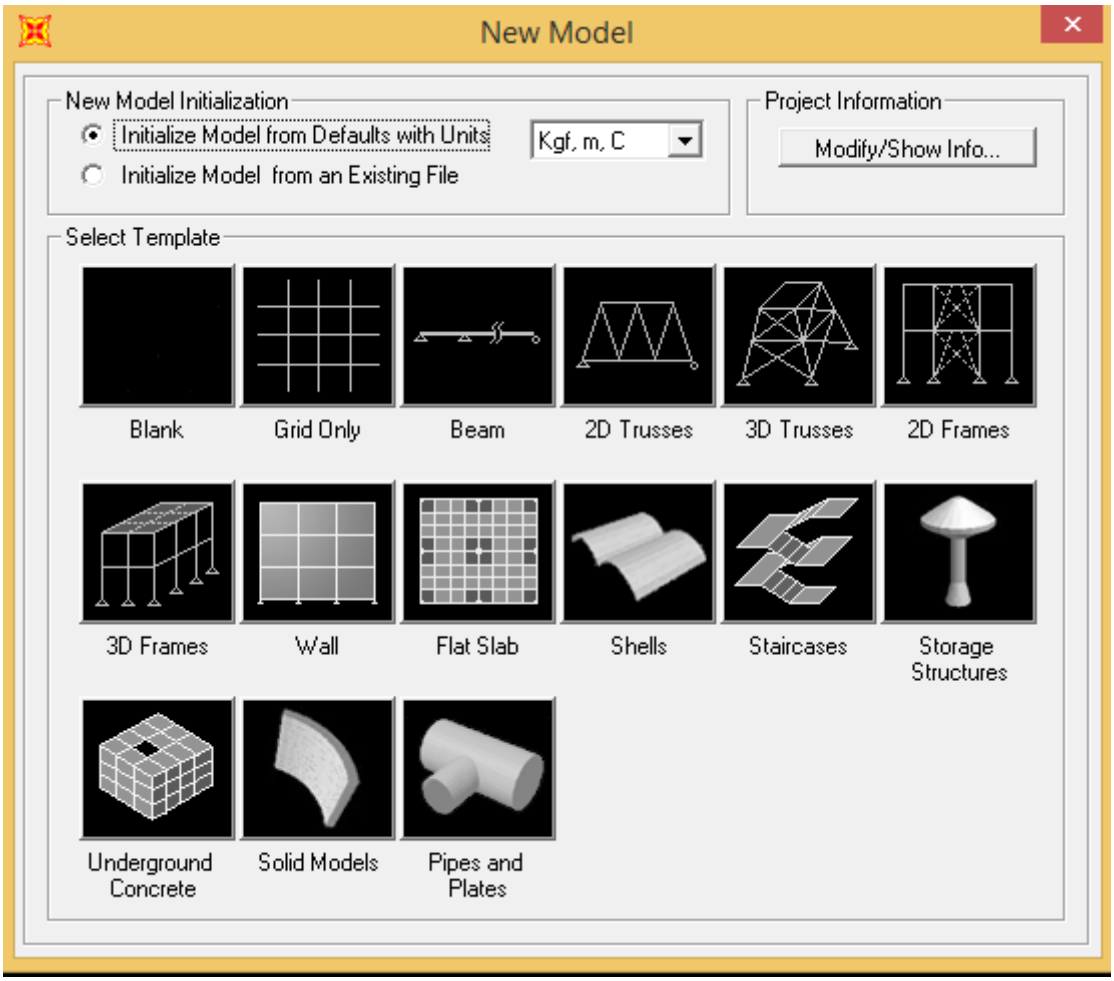
مرجع تخصصی مهندسین و دانشجویان عمران

آی معمار
www.iArchitect.me

۱- شروع ساخت مدل در نرم افزار:

برای شروع مدل به ترتیب زیر عمل می کنیم:

مسیر: File > new model



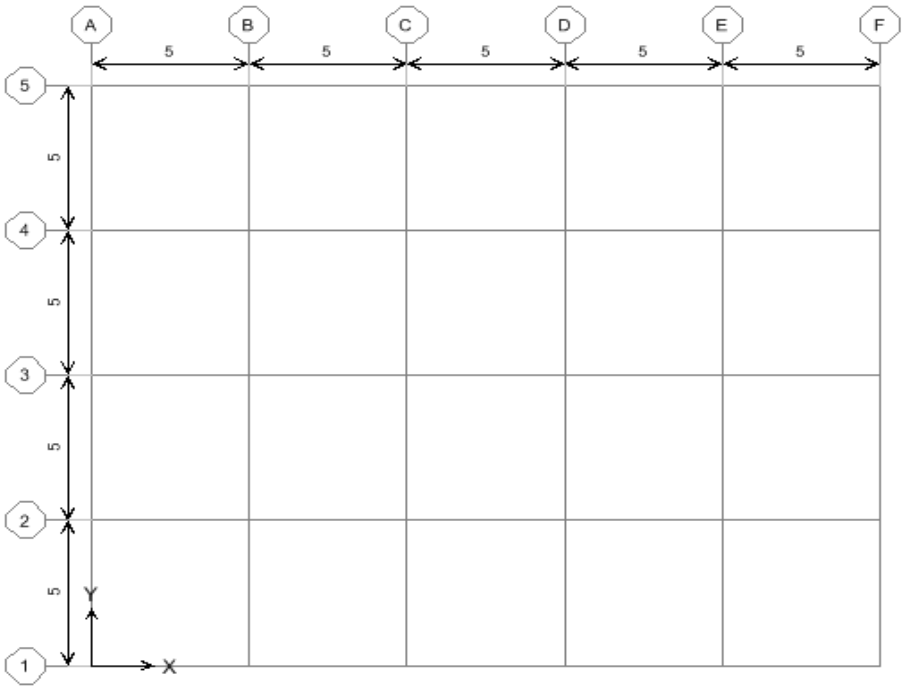
شکل۱: تنظیمات لازم برای ایجاد یک فایل جدید

در شکل بالا واحد مورد نظر واحد متریک بوده و از بین اشکال بالا Grid Onlyرا انتخاب میکنیم. بعد از انتخاب باید Grid lineهای مورد نیاز تعریف گردند. Grid line ها خطوط کمکی برای ساخت هندسه مدل سازه می‌باشند. تعداد خطوط کمکی با توجه به موقعیت ستون‌گذاری و پلان معماری هر سازه متفاوت می‌باشد؛

آی معمار
www.iArchitect.me

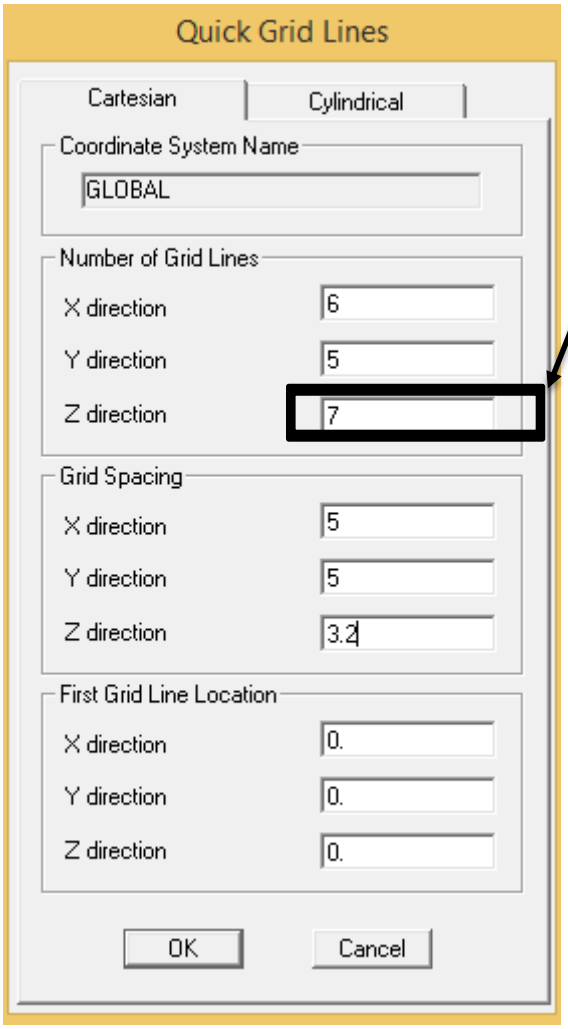
اما در حالت کلی تعداد خطوط کمکی در هر سازه برای هر راستا برابر است با خطوط آکس‌بندی ستونها و

تیرهای اطراف راه‌پله و انتهای طره‌ها که بصورت زیر تعریف می‌گردند:



شکل ۲: پلان آکس‌بندی سازه

آی معمار
www.iArchitect.me

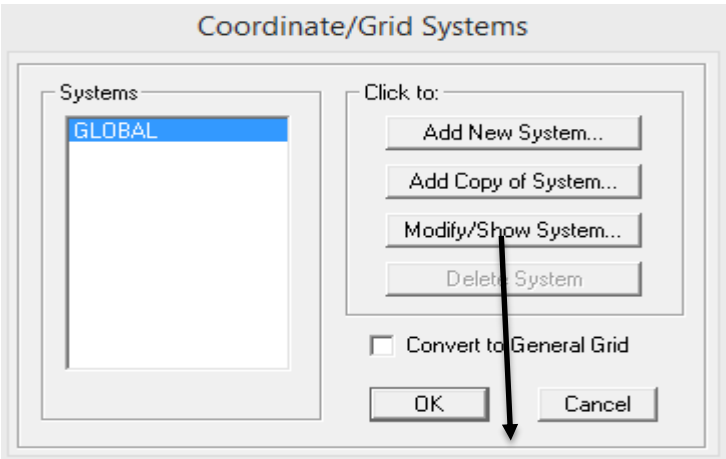


لازم به ذکر است که عدد فوق نشان دهنده تعداد طبقات و روی فونداسیون می‌باشد. بعباری در کادر مقابل باید تعداد طبقات + ۱

شکل ۳: تعریف مشخصات خطوط کمکی مدلسازی(Grids)

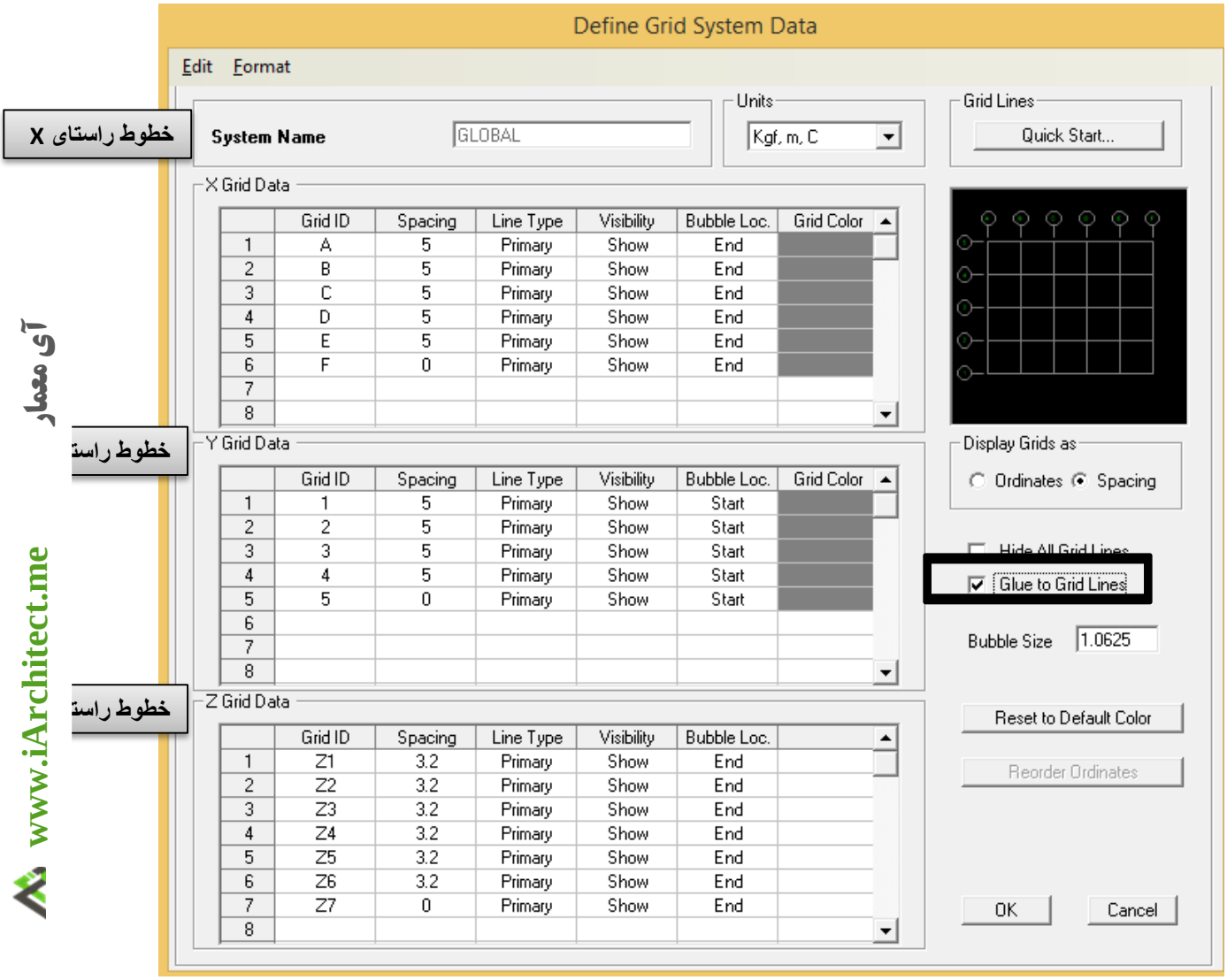
بعد از تعریف نمودن خطوط کمکی می‌توان اندازه‌های آن را بصورت دلخواه از مسیر زیر تغییر داد.

کلیک راست > Edit Grid Data



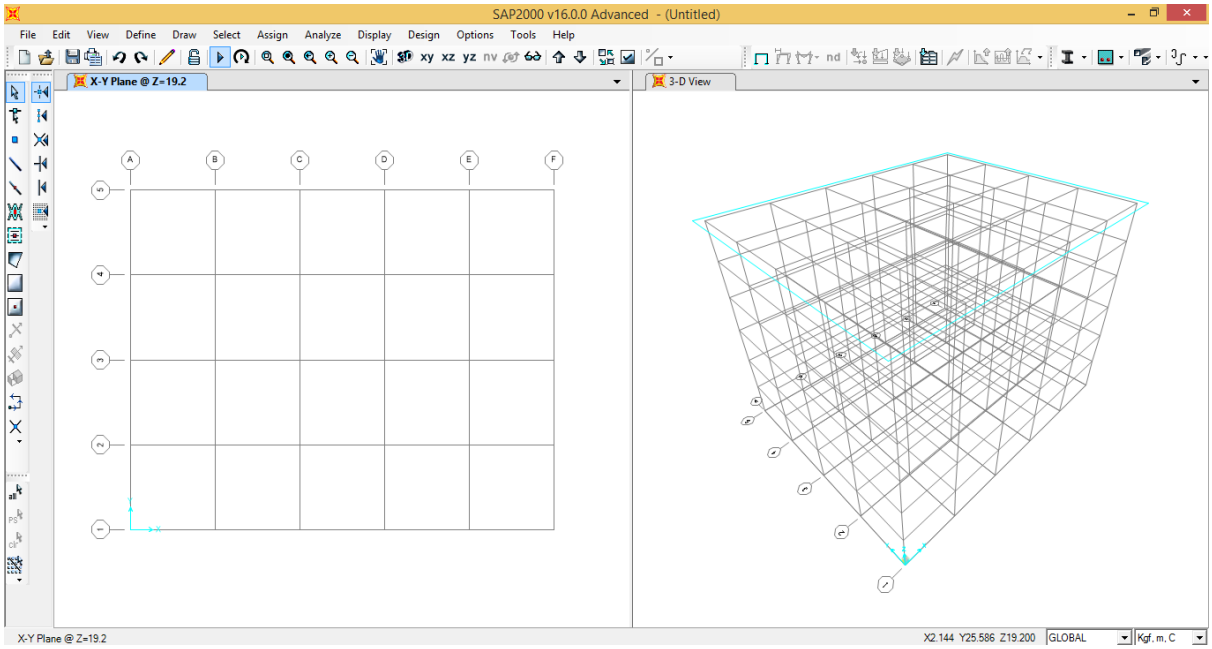
شکل۴: تنظیم اندازه‌ها و مشخصات خطوط کمکی راستای x و y

آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۵: تنظیم اندازه‌ها و تعداد خطوط در پلان و ارتفاع

آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۶: نمایش محیط کار در نرم‌افزار

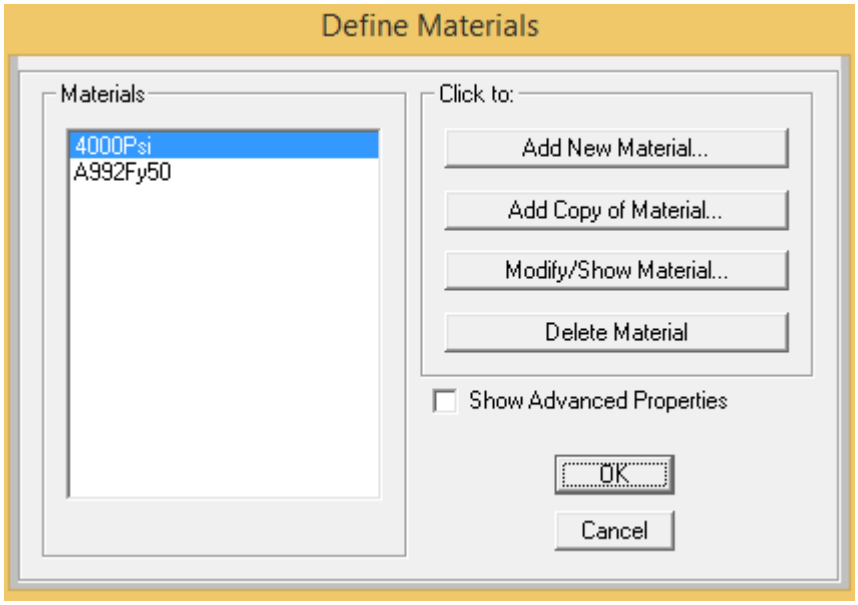
۳ منوی Define

بعد انجام تنظیمات اولیه، می‌باستی اطلاعات مربوط به پروژه در نرم‌افزار تعریف گردد. اطلاعات اولیه در نرم‌افزار از منوی Define تعریف می‌گردد.

۳-۱ مشخصات مصالح

مسیر: Define > Materials…

آی معمار
www.iArchitect.me



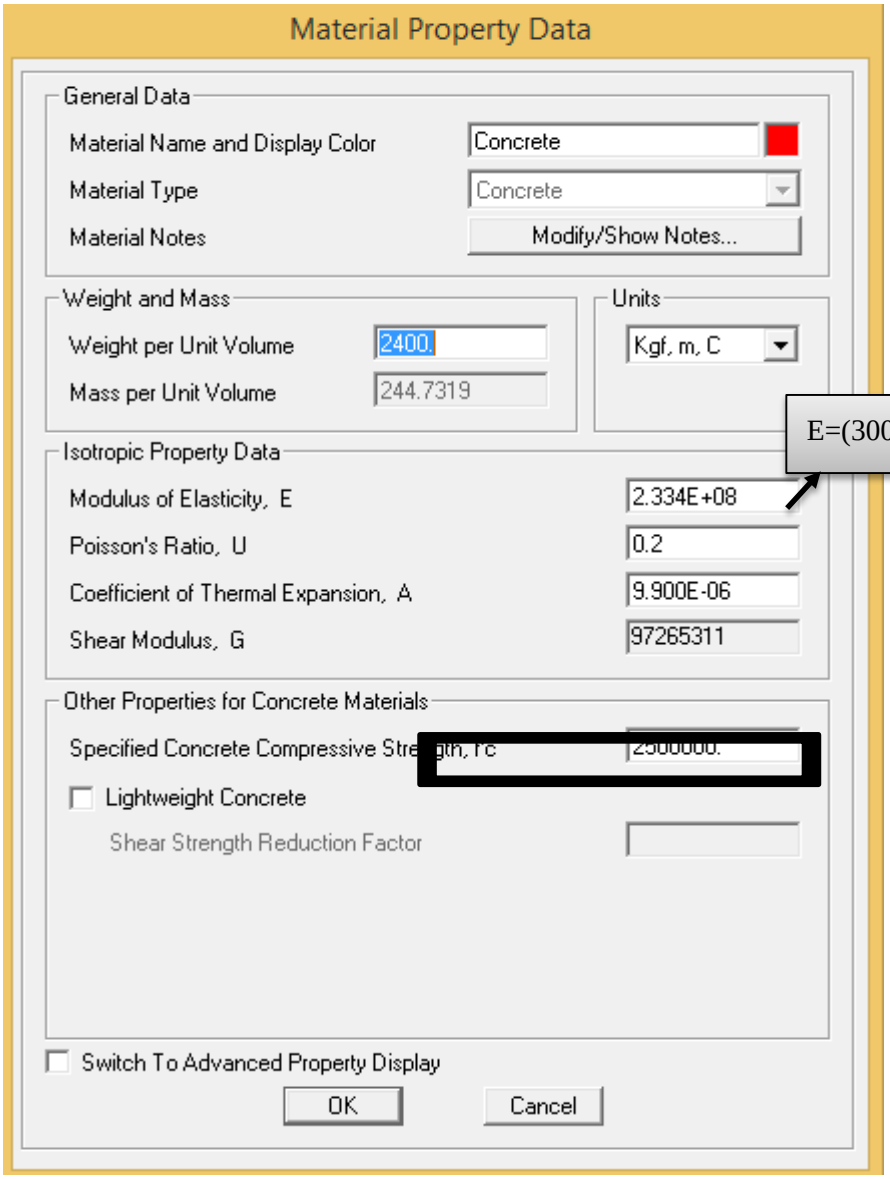
شکل۷: پنجره تعریف مشخصات مصالح

بر اساس شکل۷، A992Fy50 فولادی است که در آمریکا بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. 4000Psi بتنی با مقاومت فشاری معادل 28Mpa است. همچنین A615Gr60 مشخصات میلگردهای طولی مورد استفاده در سازه‌های بتنی می‌باشد.

✓ **مشخصات مصالح بتنی:**

بجای اضافه کردن مصالح جدید، برای تعریف مصالح بتنی، مصالح بتنی پیش‌فرض برنامه ویرایش می‌گردد.

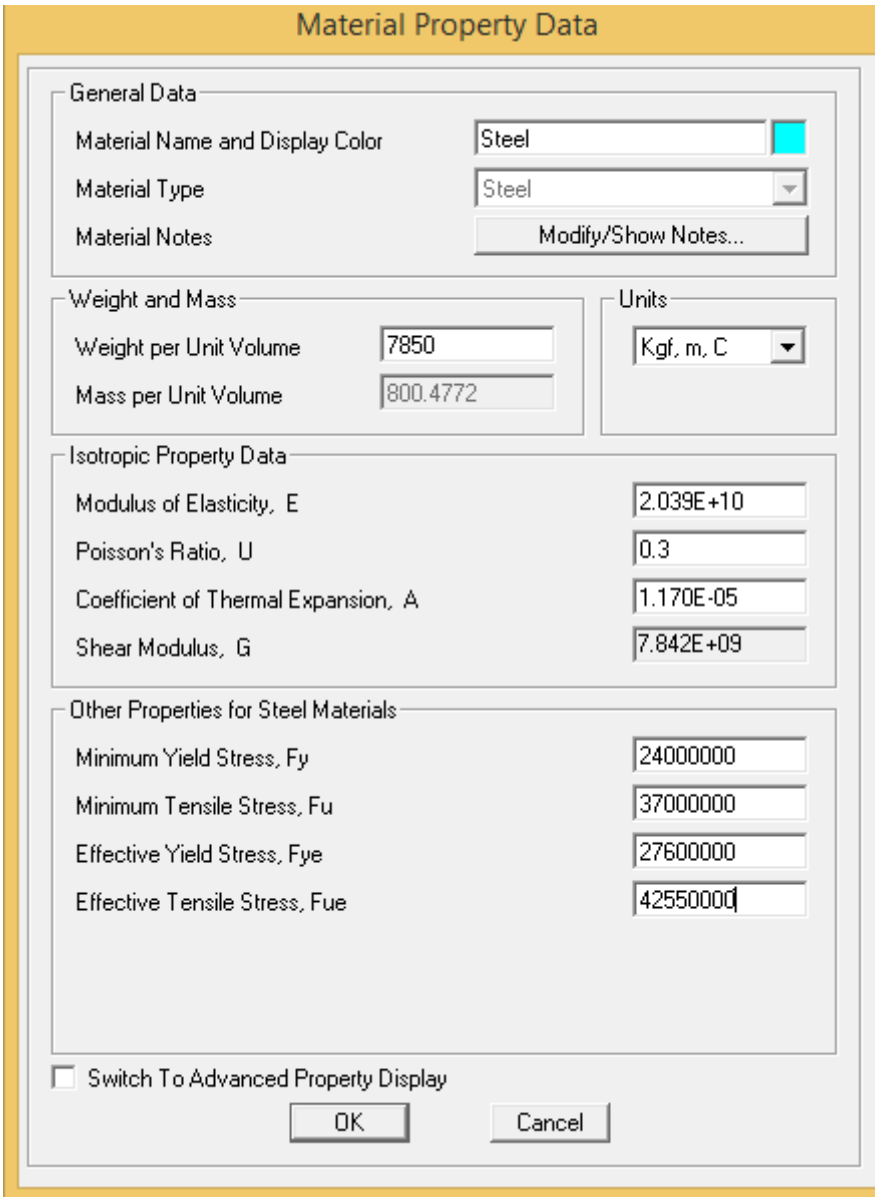
آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۸: تعریف مشخصات مصالح بتنی

آی معمار
www.iArchitect.me

✓ **مشخصات مصالح فولادی:**



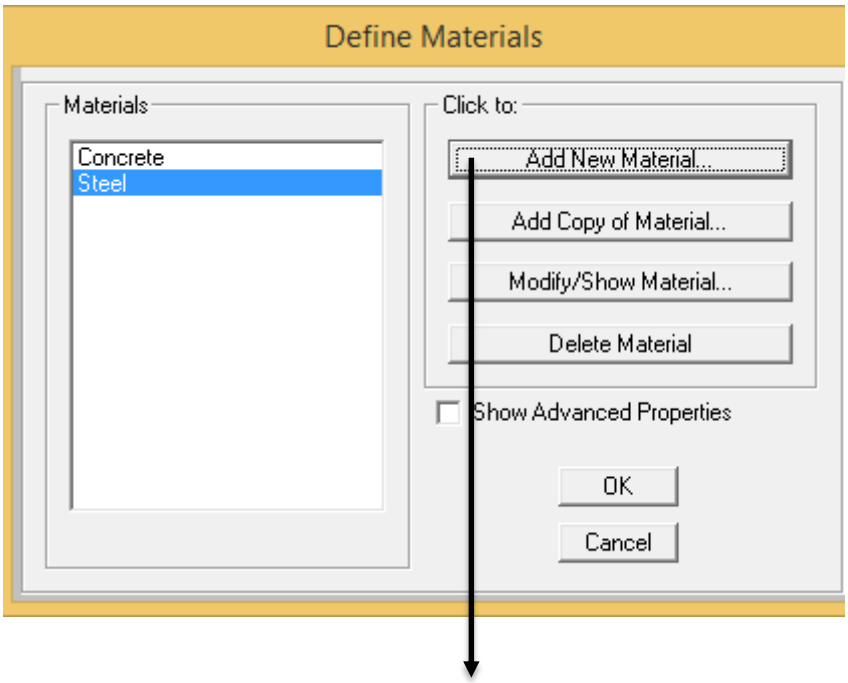
شکل۹: پنجره تعریف مشخصات مصالح فولادی

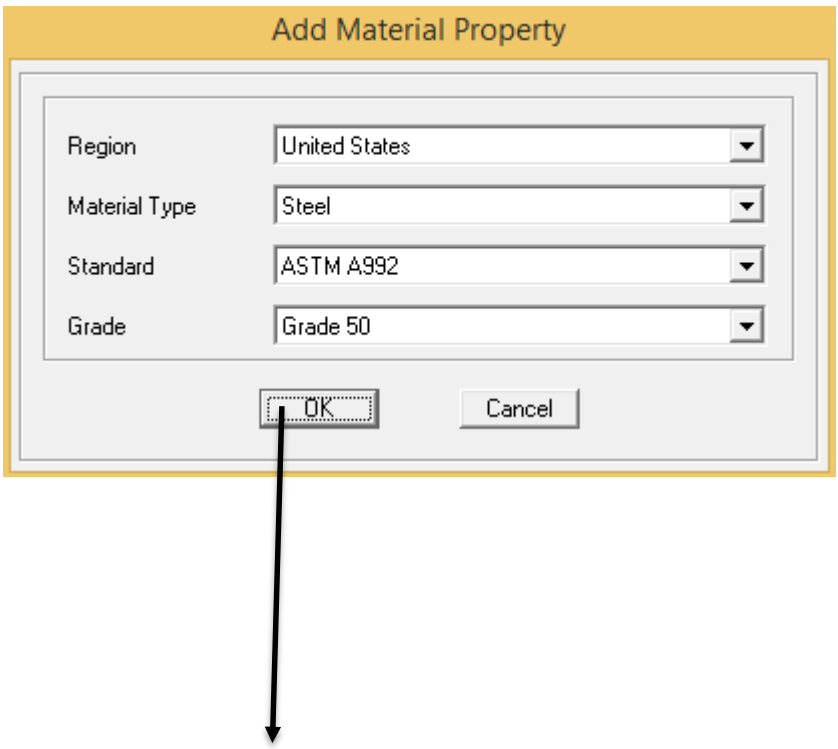
در جدول بالا F_{ye} و F_{ue} به ترتیب تنش تسلیم مورد انتظار و تنش نهایی مورد انتظار می‌باشد که؛ در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان بر اساس بند ۱۰-۳-۲-۱ برای هر نوع مقطع فولادی، طبق جدول ۱۰-۳-۲-۱ قابل تعیین است. اما بر اساس FEMA356 این مقدار $1.15F_y$ و $1.15F_u$ محاسبه شده و در هنگام تنظیم کردن پارامترهای طراحی، برای هرمقطع جداگانه بر اساس جدول آئین‌نامه برآورد می‌شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

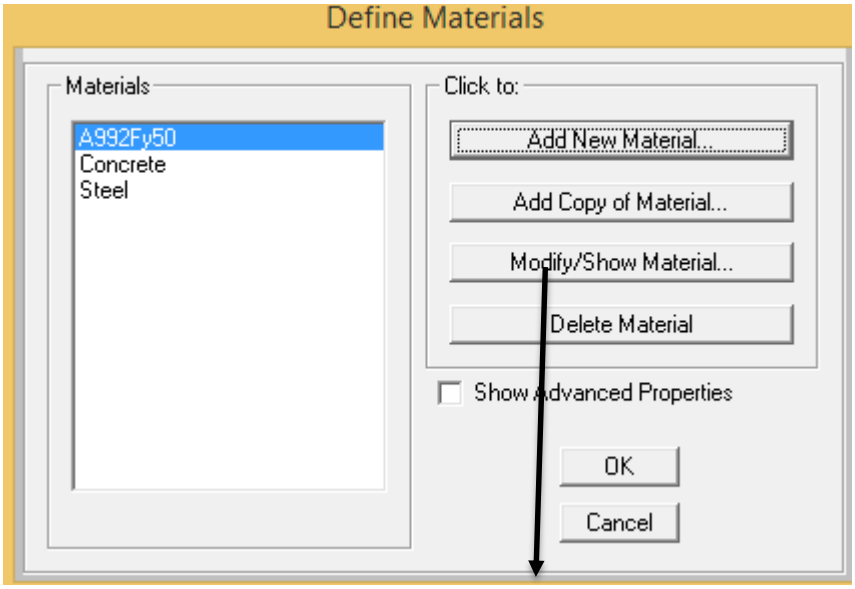
✓ مشخصات میلگردها

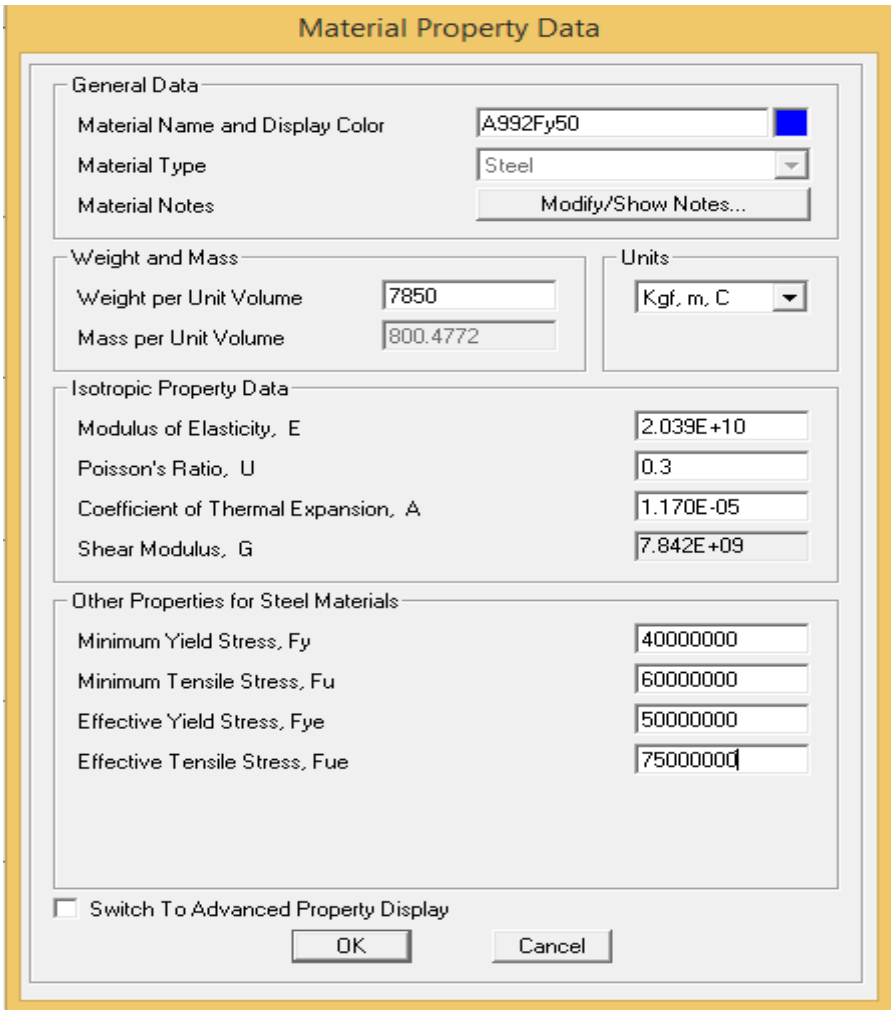
در Sap2000 مشخصات میلگردها نیز جداگانه قابل تعیین می‌باشد. لذا در این قسمت مشخصات مکانیکی میلگردها بر اساس مبث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.





آی معمار
www.iArchitect.me





شکل۱۰: مراحل تنظیم و اضافه کردن مشخصات میلگردها

آی معمار
www.iArchitect.me

در جدول بالا F_{ye} و F_{ue} بر اساس بند زیر از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان قابل محاسبه است.

۹-۲۳-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ و ۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u، باید بر اساس تنش کششی برابر $1/47 f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr}، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

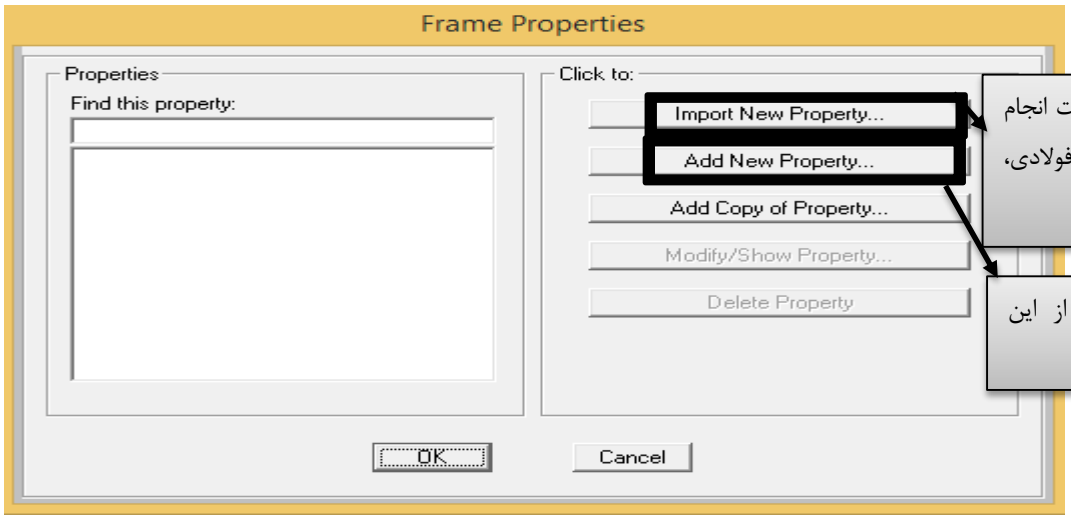
دربند ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ مقدار $1.47 f_{yd}$ برابر $1.25 f_y$ می‌باشد.

۳-۲ تعریف مشخصات مقاطع:

مسیر: Define > section properties > Frame Section

۳-۲-۱ مقاطع فولادی:

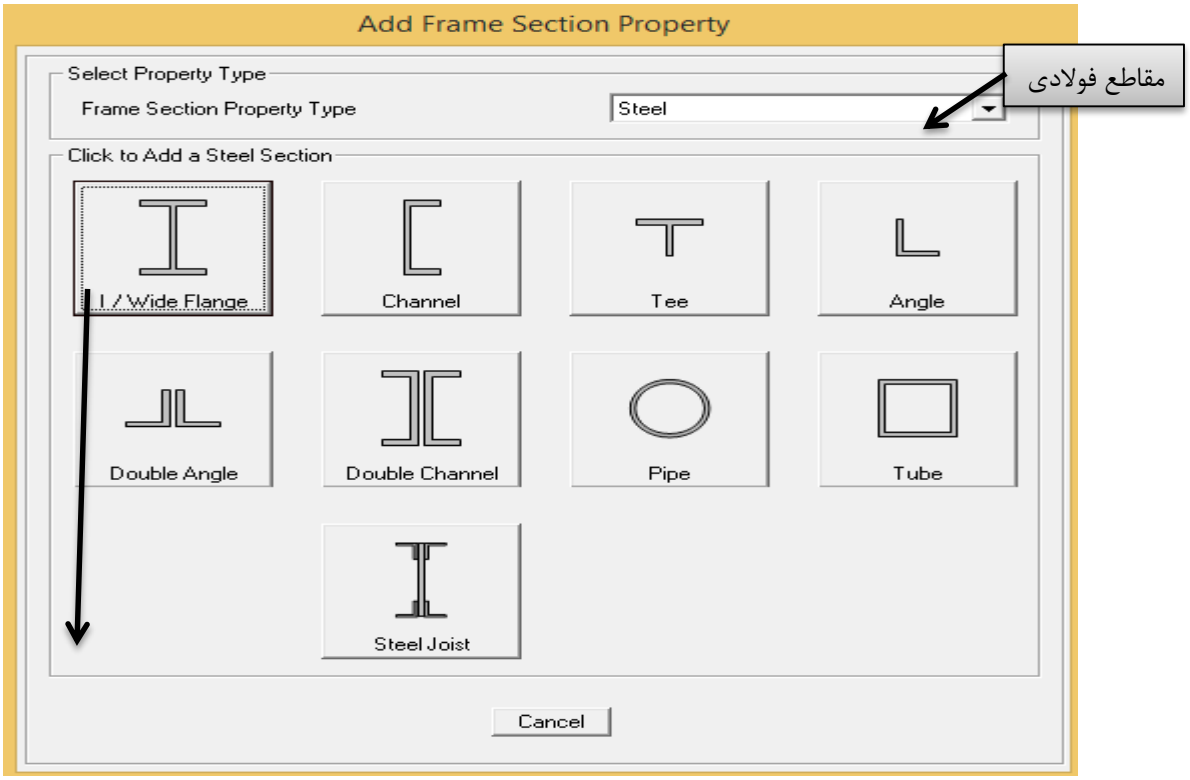
۳-۲-۱-۱ فراخوانی مقاطع فولادی:



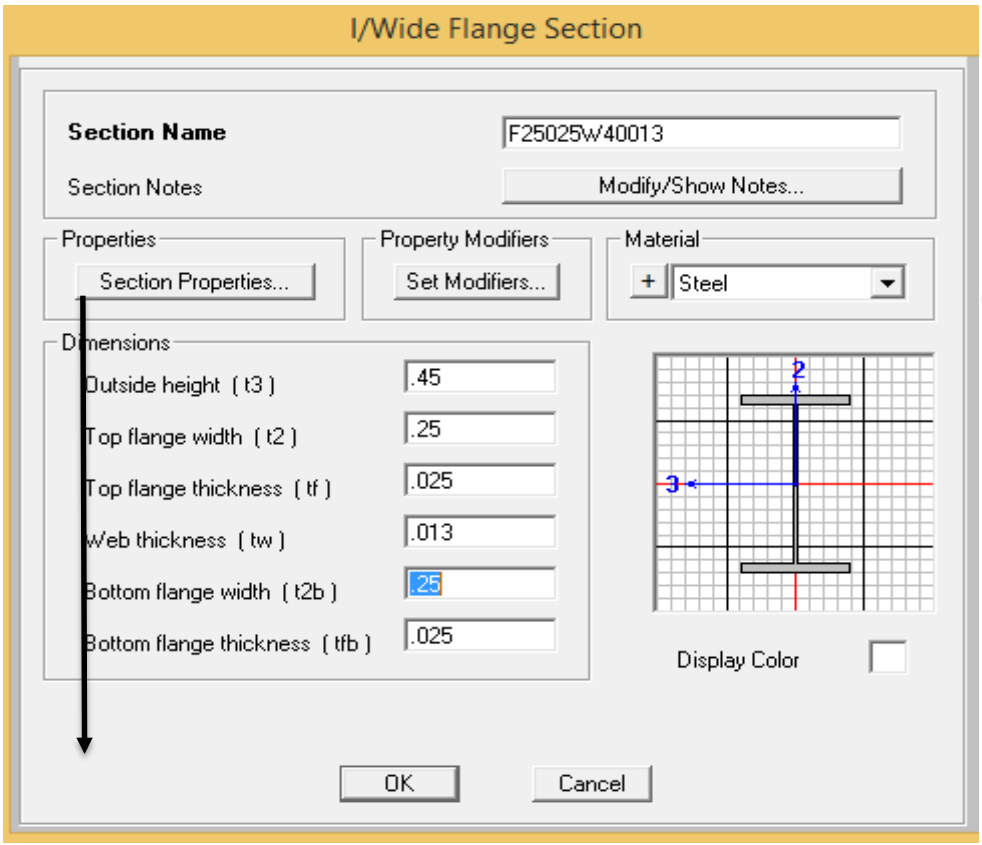
شکل۱۱: پنجره تعریف مشخصات مقاطع و فراخوانی مقاطع

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۲-۱-۲ ساخت مقاطع تیر روقها:

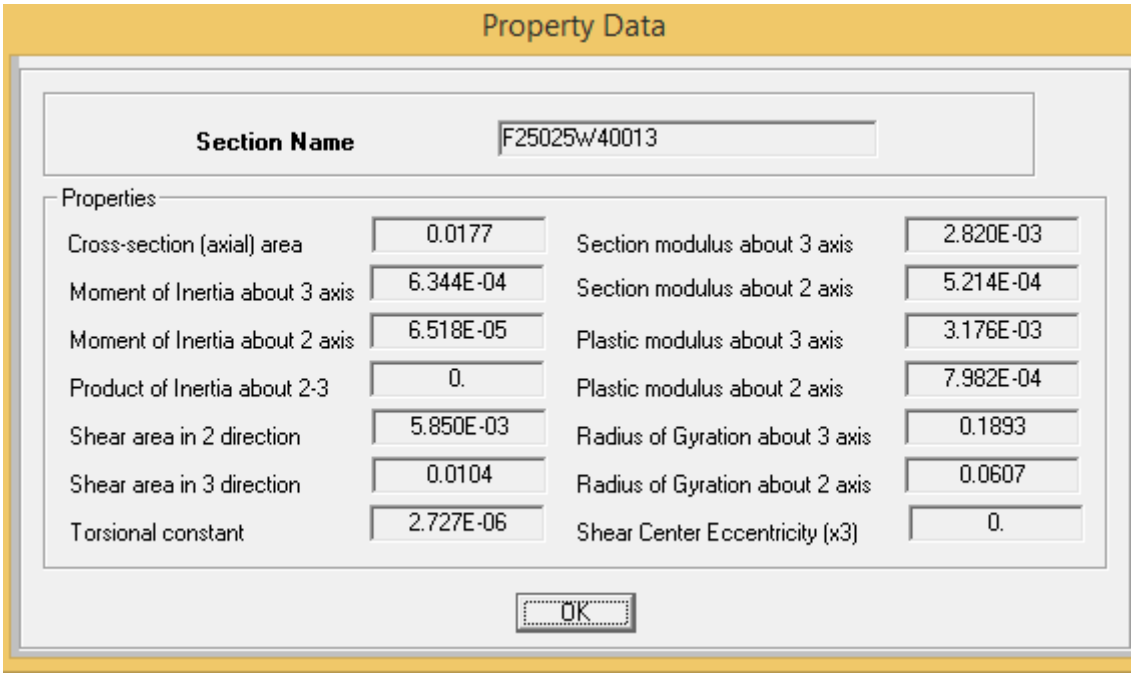


شکل۱۲: پنجره تعریف مقاطع جدید



شکل۱۳: پنجره تعریف ابعاد هندسی مقاطع تیرورقها

آی معمار
www.iArchitect.me

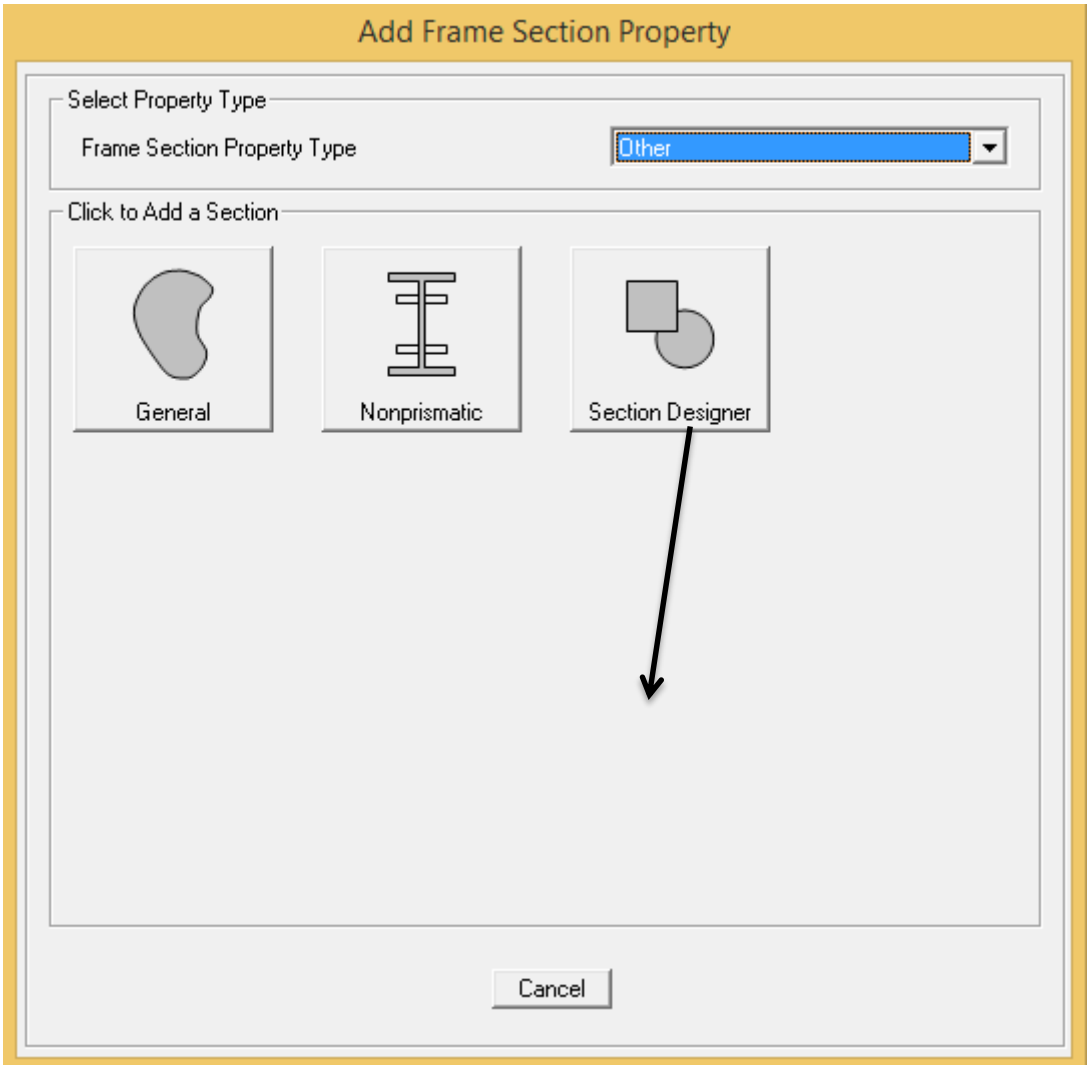


شکل۱۴: نمایش مشخصات هندسی تیر ورقها

۳-۲-۱-۳ ساخت مقاطع مرکب فولادی در برنامه Section Designer:

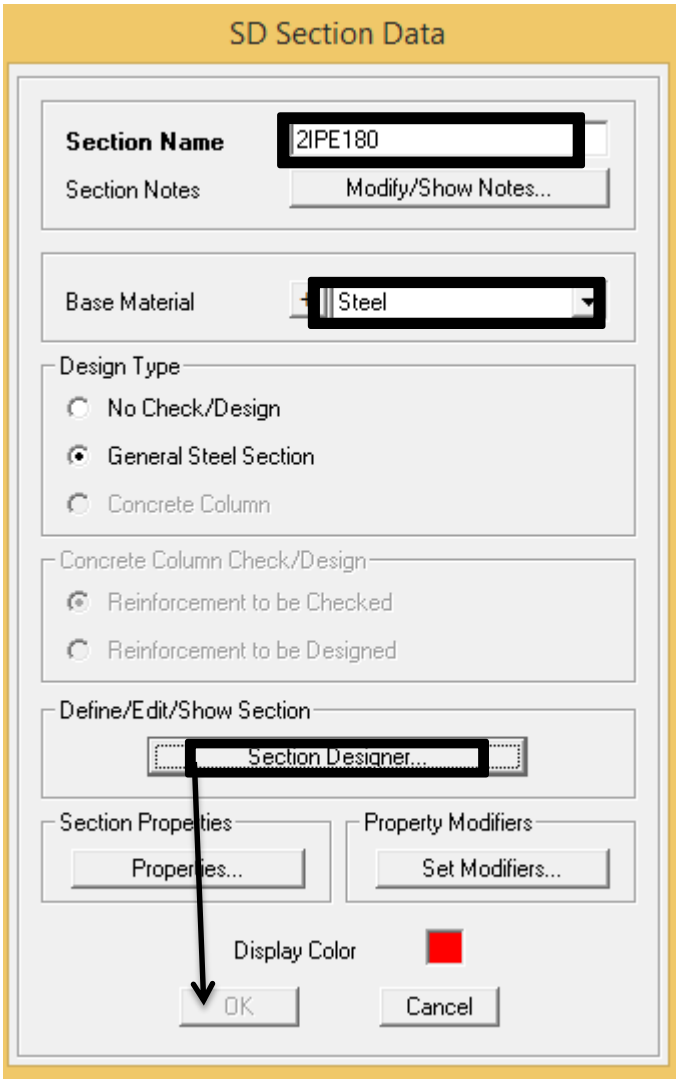
برای ساخت مقاطع دوبل در نرم‌افزار از قسمت SD ستفاده می‌شود. باید توجه کرد که در طراحی سازه‌های فولادی، مبحث دهم مقررات ملی بر حسب شکل‌پذیری سازه‌ها، مقاطع فولادی را از نظر ابعاد به مقطع فشرده لرزه‌ای، فشرده و غیر فشرده تقسیم می‌نماید. که بر حسب شرایط استفاده، برای هر کدام از مقاطع محدودیتهایی اعمال کرده است. لازم به ذکر است که در طراحی سازه‌های فولادی به روش LRFD نرم‌افزار فشرده و غیر فشرده بودن مقطع را کنترل می‌نماید. از طرفی نرم‌افزار مقاطعی را که در قسمت SD ساخته می‌شوند، بصورت غیرفشرده می‌شناسد. بنابراین باید مقاطع ساخته شده در این قسمت به روشی که در زیر آورده شده است؛ به نرم‌افزار معرفی گردد تا در شناسائی مقاطع فشرده دچار مشکل نگردد.

آی معمار
www.iArchitect.me

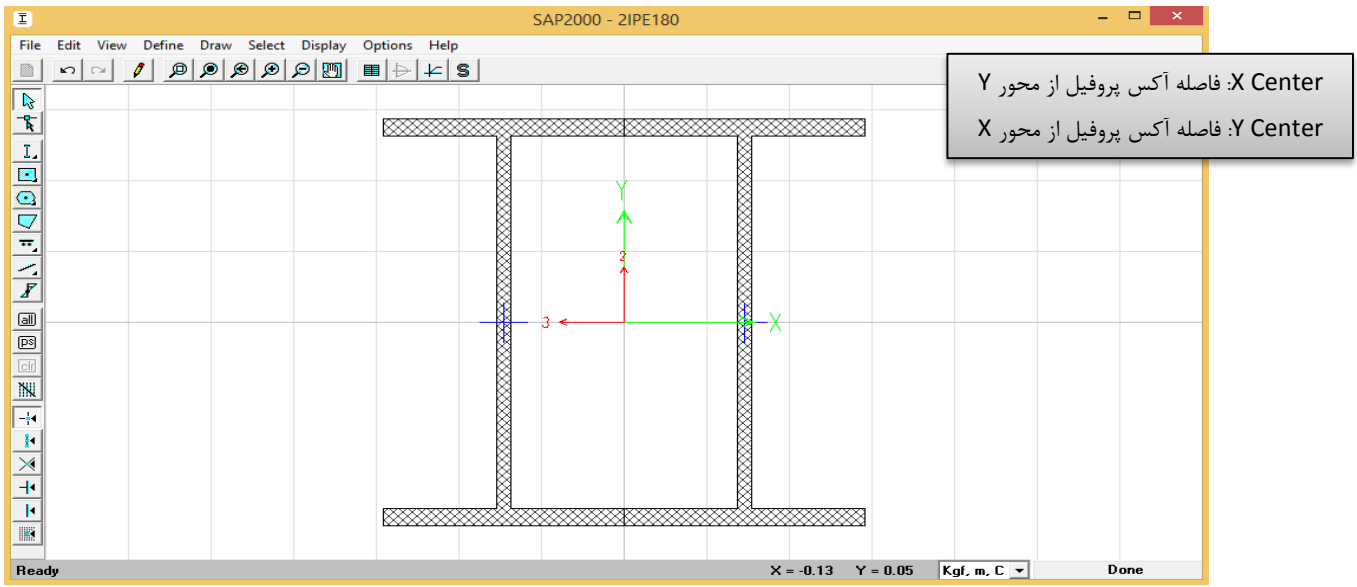


شکل۱۵: انتخاب SD برای ساخت مقاطع مرکب

آی معمار
www.iArchitect.me



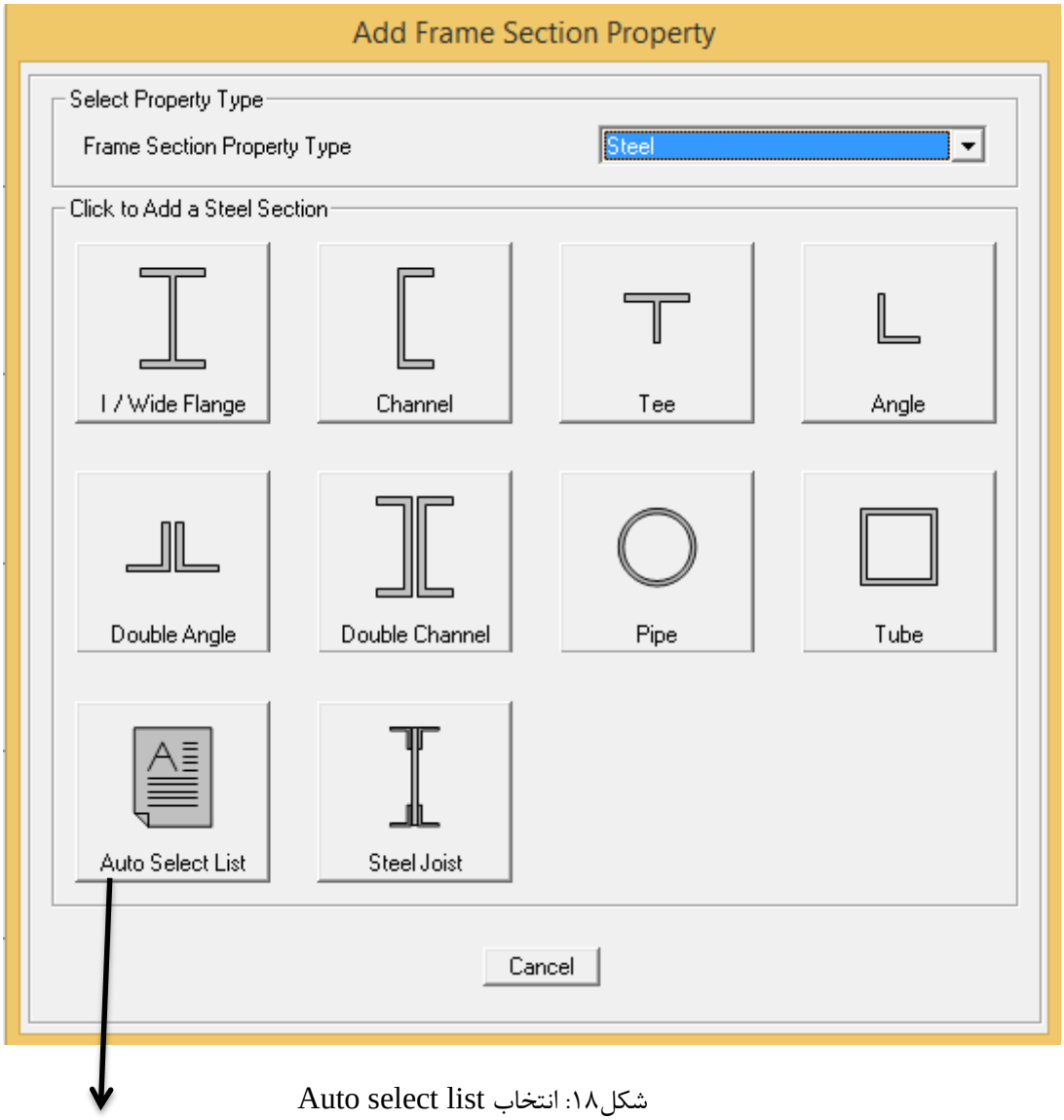
شکل۱۶: نحوه انجام تنظیمات برای ورود به صفحه SD



شکل۱۷: ساخت مقطع مرکب در SD

آی معمار
www.iArchitect.me

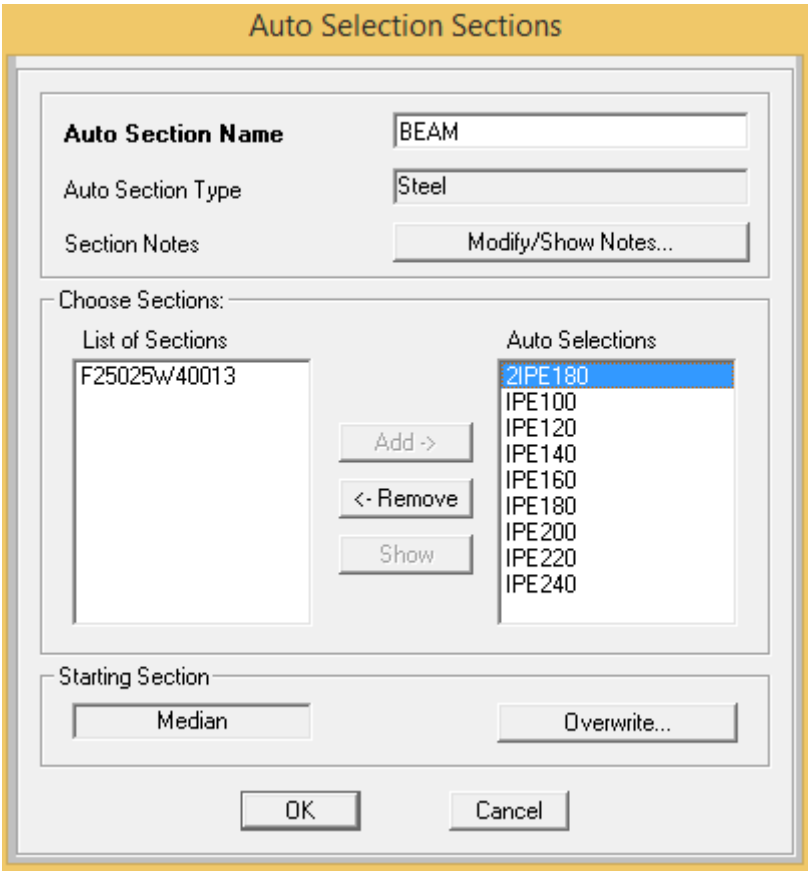
۳-۲-۱-۴ ساخت مقاطع در حالت اختصاص خودکار (**Auto select list**):



شکل۱۸: انتخاب Auto select list

آی معمار
www.iArchitect.me

این کار برای ستونها و مهاربندها نیز انجام می شود. در این روش برنامه از بین مقاطع موجود اولین مقطع را که ظرفیت آن برای المانها جوابگو باشد انتخاب می کند. این روش اختصاص مقاطع برای افرادی که از تجربه کافی برخوردار نیستن کمک می کند که سازه بهینه طراحی گردد. اما در این روش تیپ بندی مقاطع کار دشواری خواهد بود.



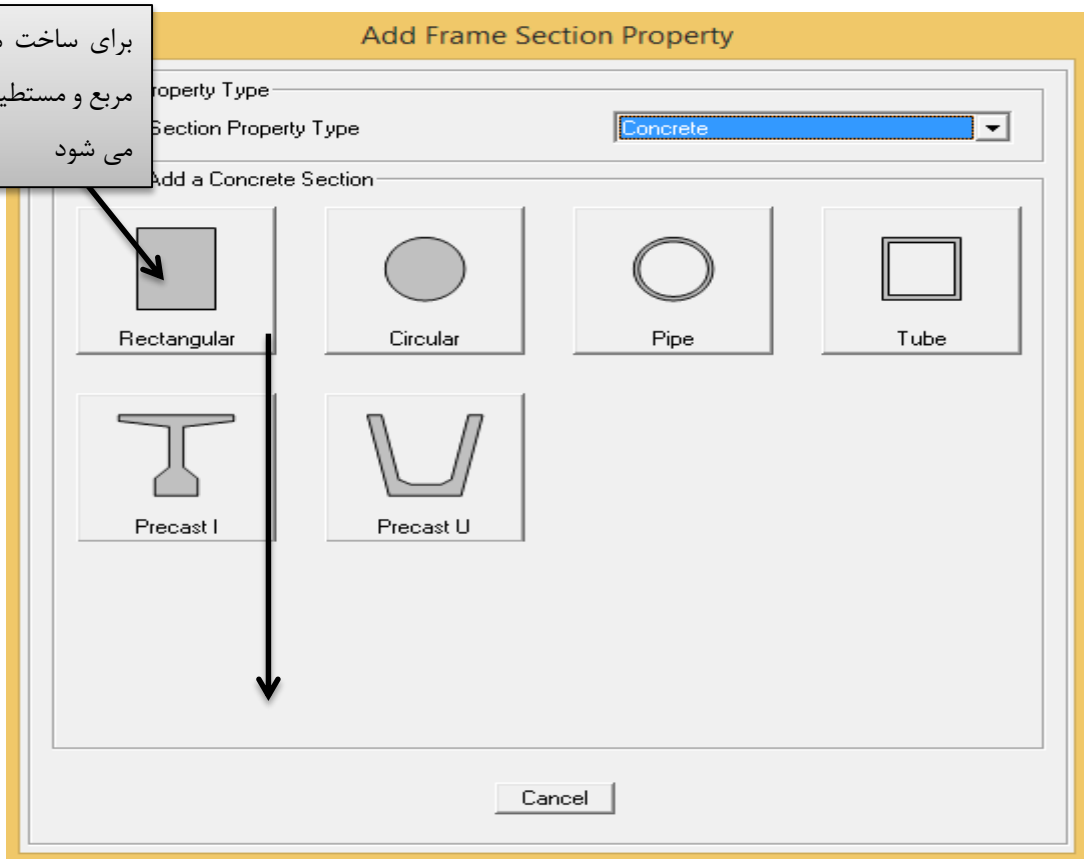
شکل۱۹: ساخت مقطع Auto برای تیرها فولادی

توجه: در بعضی از موارد دیده می شود که مهندسین طراح از مقاطع آماده که در سایتها تحت عنوان مقاطع ایرانی نامگذاری شده اند استفاده می کنند؛ توصیه بر آن است که از مقاطع آماده به علت بروز اشتباه در مشخصات مقاطع استفاده نگردد ولی در صورت استفاده باید مشخصات مقاطع ساخته شده با جدول اشتال هم خوانی داشته باشد.

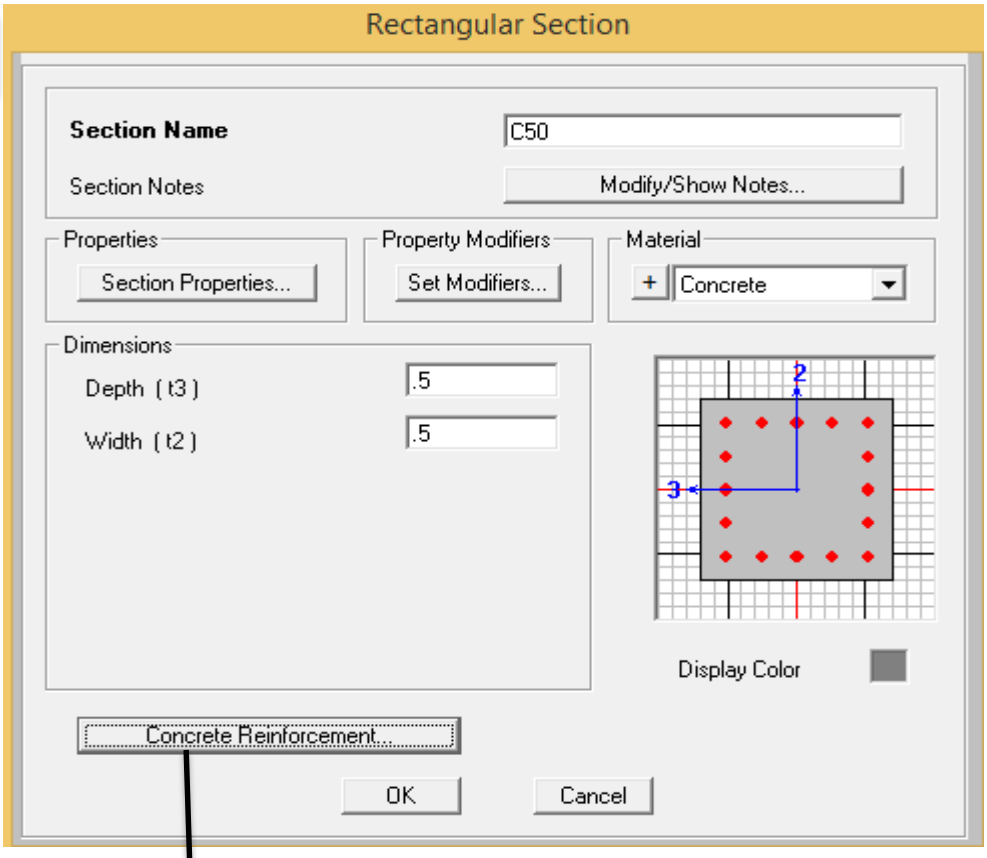
۳-۲-۲ مقاطع بتنی:

آی معمار www.iArchitect.me

برای ساخت مقاطع تیر و ستونهای مربع و مستطیل از این گزینه استفاده می شود

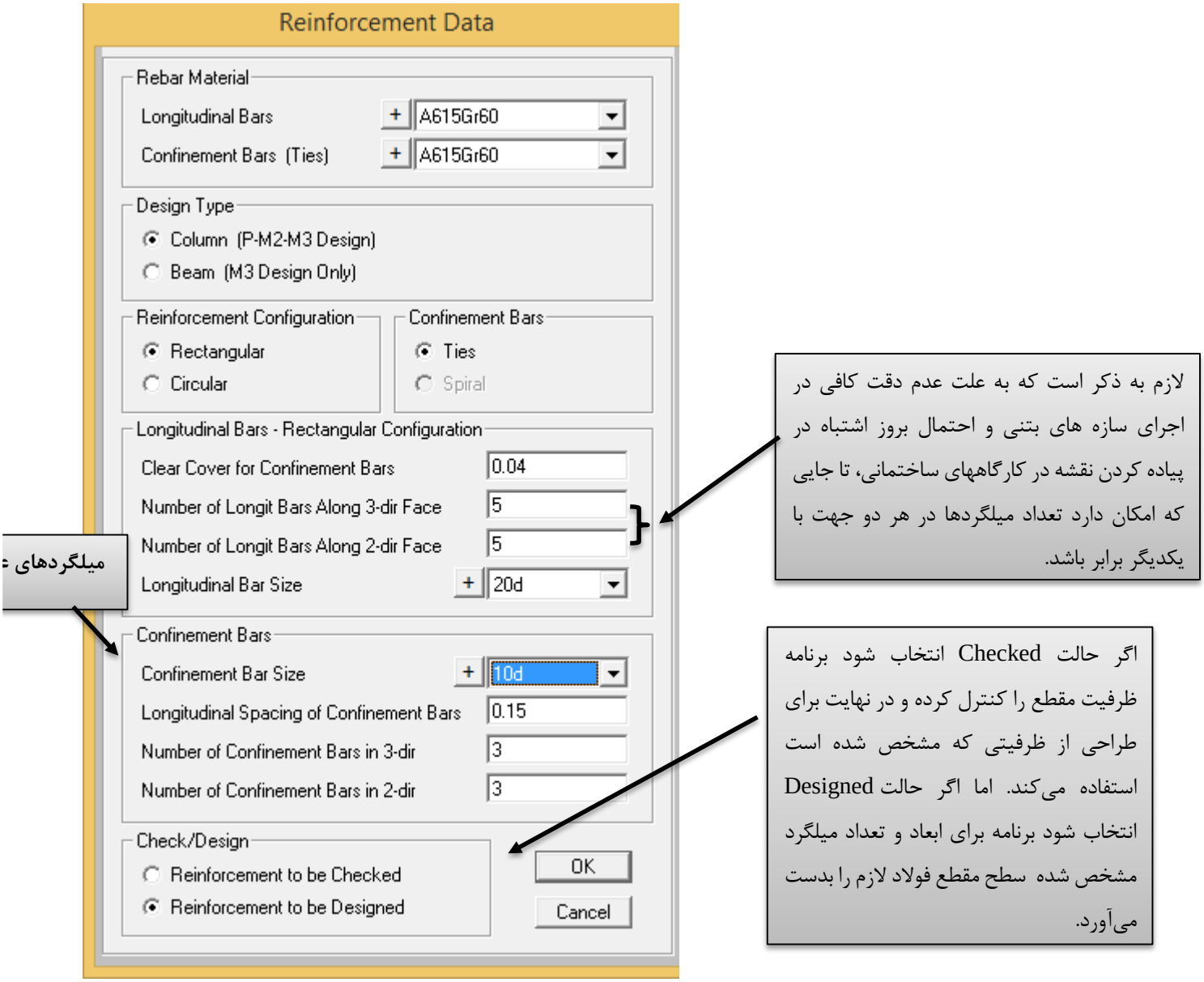


مقطع ستون



شکل ۲۰: ساخت مقطع ستون بتنی

آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۲۱: تنظیم مشخصات مقطع ستون بتنی

در تعریف میلگردهای عرضی مقادیر وارد شده برای تحلیل خطی لازم نمی‌باشد؛ فلذا فقط برای محاسبه مناسب پوشش بتنی، قطر میلگرد خاموت باید صحیح وارد شود.

در ستون های تحت نیروی زلزله و برای سازه های با شکل پذیری متوسط و نیز شکل پذیری زیاد باید موارد زیر را منظور کرد :

آی معمار
www.iArchitect.me

۹-۶-۸ پوشش بتنی روی میلگردها

۹-۶-۸-۱ پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله بین رویه میلگردها، اعم از طولی یا عرضی، تا نزدیکترین سطح آزاد بتن.

۹-۶-۸-۲ مراعات ضخامت پوشش بتنی مطابق بند ۹-۶-۸-۳، در مورد انتهای میلگردهای مستقیم در کف‌ها و سقف‌هایی که در معرض شرایط جوی یا تعریق نباشند، الزامی نیست.

۹-۶-۸-۳ ضخامت پوشش بتنی میلگردها متناسب با شرایط محیطی و نوع قطعه مورد نظر نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-۶-۶ و موارد (الف) و (ب) کمتر باشد:

الف- قطر میلگردها (درمورد قطر مؤثر گروه‌های میلگردها به بند ۹-۱۴-۱۱-۲ رجوع شود).

ب- چهار سوم بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌ها

۹-۶-۸-۴ در صورتی که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و بطور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلیمتر اختیار گردد.

۹-۶-۸-۵ در صورتی‌که بتن دارای سطح فرورفته و برجسته (نقش‌دار یا دارای شکستگی) باشد، ضخامت پوشش باید در عمق فرورفتگی‌ها اندازه‌گیری شود.

۹-۶-۸-۶ میلگردها و تمامی قطعات و صفحه‌های فولادی پیش بینی شده برای توسعه آتی ساختمان باید بنحوی مناسب در مقابل‌خوردگی محافظت شوند.

۹-۶-۸-۷ در صورتیکه لازم باشد عضوی دارای درجه آتشپادی معینی باشد، حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها در برابر حریق باید ضوابط مندرج در فصل بیست و دوم را تأمین نماید.

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

- در صورتیکه حفاظت‌های سطحی اعمال شود، مقادیر پوشش بتنی را می‌توان تا ۲۰ میلیمتر کاهش داد.
- اگر رده بتن به اندازه ۵ مگاپاسکال بالاتر از حداقل رده باشد، می‌توان ۵ میلیمتر از مقدار پوشش کاهش داد، مشروط بر اینکه اندازه پوشش میلگرد از ۲۵ میلیمتر در محیط متوسط، ۳۵ میلیمتر در محیط شدید و ۵۰ میلیمتر در محیط فوق‌العاده شدید کمتر نشود.
- برای میلگرد با قطر بیش از ۳۶ میلیمتر، مقادیر پوشش باید ۱۰ میلیمتر اضافه شود.
- در صورت مصرف حباب‌زا، می‌توان حداقل رده بتن را ۵ مگاپاسکال کاهش داد.

۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۱ در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. درصورت استفاده از فولاد **S۴۰۰** در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.

۹-۱۴-۹-۲ حداقل تعداد میلگردهای طولی در قطعات فشاری به شرح زیر است:

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

پ- میلگردهای داخل دورپیچ، شش عدد، مطابق بند ۹-۱۴-۹-۳ .

آی معمار
www.iArchitect.me

۹-۱۴-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته، ρ_s، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۴-۸) کمتر باشد:

$$\rho_s = ۰/۶(\frac{A_g}{A_c} - ۱)\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (۹-۱۴-۸)$$

۹-۱۴-۹-۴ دورپیچ‌ها

در طراحی دورپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت:

۹-۱۴-۹-۴-۱ دورپیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشدکه جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۳ در هر گام دورپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر و از ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۴ گام دورپیچ نباید از $\frac{۱}{۶}$ قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

۹-۱۴-۹-۴-۵ در هر طبقه، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد.

۹-۱۴-۹-۴-۶ درصورتی که تیرها یا دستک‌هایی از همه طرف به ستون اتصال نداشته باشد، باید از محل توقف دورپیچ تا کف دال یا کتیبه سرستون تعدادی خاموت قرار داد.

۹-۱۴-۹-۴-۷ در ستون‌های قارچی با سرستون، دورپیچ باید تا ارتفاعی ادامه یابد که در آن قطر یا پهنای سرستون دو برابر قطر یا پهنای ستون باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۸ دورپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت شود.

۹-۱۴-۹-۴-۹ در صورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

الف- دو عدد برای دورپیچ با قطر کمتر از ۵۰۰ میلی‌متر

ب- سه عدد برای دورپیچ با قطر ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلی‌متر

پ- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر

آی معمار
www.iArchitect.me

۹-۱۴-۹-۴-۱۰ درصورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند، اختیار شود:

الف- سه عدد برای دورپیچ با قطر مساوی یا کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر

ب- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتراز ۶۰۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۴-۱۱ مهارکردن دورپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود.

۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۹-۱۴-۱۱-۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۳ درصورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوندکه معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۴ دراعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۵ فاصله مجاز بین میلگردها درمحل وصله‌های پوششی در بند ۹-۲۱-۴-۱-۵ ارائه شده است.

۹-۱۴-۱۱-۱-۶ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.

آی معمار
www.iArchitect.me

۹-۱۴-۱۱-۲ گروه میلگردهای در تماس

۹-۱۴-۱۱-۲-۱ در استفاده از گروه میلگردهای موازی که درآنها میلگردها درتماس با هم بسته می‌شوند تا به صورت واحد عمل کنند، ضوابط (الف) تا (ج) این بند، باید رعایت شوند:

الف) تعداد میلگردهای هرگروه برای گروه‌های قائم تحت فشار نباید از ۴ عدد، و در سایر موارد از ۳ عدد تجاوز کند.

ب) در تمامی موارد تعداد میلگردهای هرگروه در محل وصله‌ها نباید بیشتراز ۴ باشد.

پ) درگروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. همینطور تعداد میلگردهایی که محورهای آنها در یک صفحه واقع می‌شوند جز در محل وصله‌ها نباید بیشتر از دو باشد.

ت) درتیرها نباید میلگردها با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی‌متر را به صورت گروهی به کاربرد.

ث) گروه‌های میلگردهای در تماس باید درخاموت‌های بسته یا دورپیچ محصور شوند.

ج) درمواردی نظیر تعیین محدودیت‌های فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ، که قط میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطرگروه میلگردهای درتماس معادل قطر میلگردی فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه مساوی باشد. ملاک اندازه‌گیری فاصله آزاد و حداقل ضخامت پوشش در این گونه موارد خارجی‌ترین سطح گروه میلگرد د امتداد مورد نظر خواهد بود.

۹-۱۴-۱۱-۳ میلگردهای انتظار خم شده

۹-۱۴-۱۱-۳-۱ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

آی معمار
www.iArchitect.me

میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت‌ها، دورپیچ‌ها و یا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف مهار شوند. مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، طرح شود. در صورت استفاده از خاموت‌ها یا دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۲ خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام پذیرد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۳ در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلی‌متر عقب نشستگی یا پیش‌آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت خم شده به کار برده شوند، و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش‌بینی شوند. در هر حالت باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در منطقه تغییر مقطع رعایت شوند.

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.

آی معمار
www.iArchitect.me

۹-۲۳-۳-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند. ضابطه بند ۹-۱۴-۵-۲-۳ در این حالت نیز معتبر است.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۲ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک‌سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک‌پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۳ در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۴ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی‌که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ خاموت‌ها و فواصل‌آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف- قطر خاموت‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۶ در قسمت‌هایی‌از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۴ خاموت‌گذاری نمی‌شود، فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

۹-۲۳-۳-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۲-۱-۱ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه‌دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۲-۲-۱ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S ۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۲ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۳ در دو انتهای ستون‌ها به طول ℓ_0 باید آرماتور عرضی بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول ℓ_0 ، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ- ۴۵۰ میلی‌متر

۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ آماتور عرضی مورد نیاز در طول ℓ_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹-۴ تعیین گردد. فواصل آماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

آی معمار
www.iArchitect.me

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۵ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول ℓ_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط بند ۹-۱۵-۱۲ است.

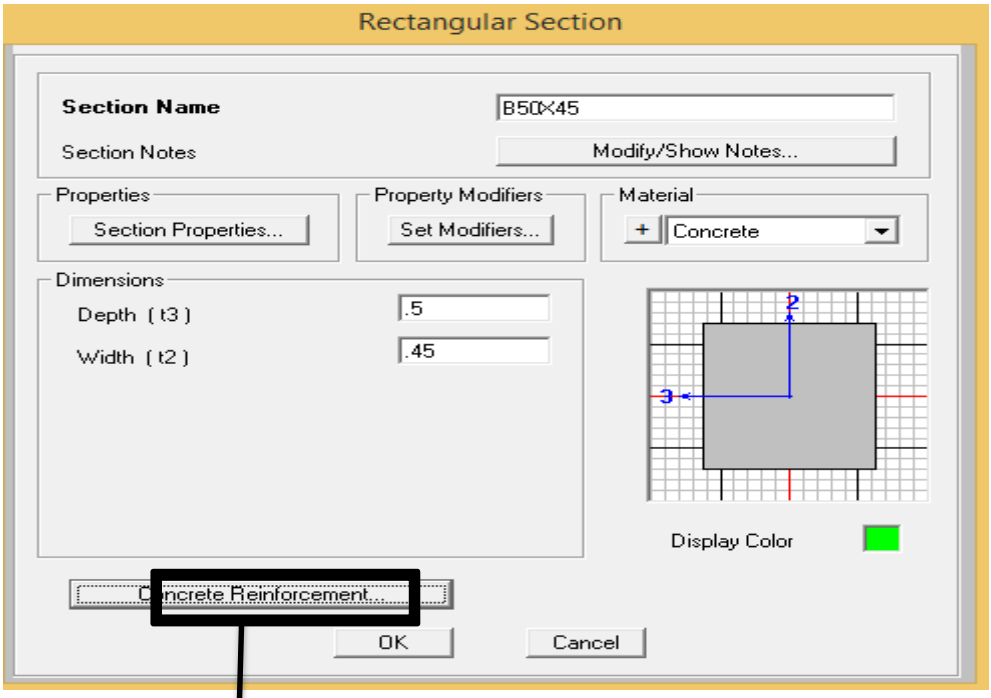
۹-۲۳-۳-۲-۲-۶ در ستون‌هایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌هایی که در زیر دیوار بتن‌آرمه قرار دارند، در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برده شود. به علاوه این آرماتورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود . ضابطه ادامه آرماتور عرضی در دیوار در مورد ستون‌هایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۷ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ تقویت گردد.

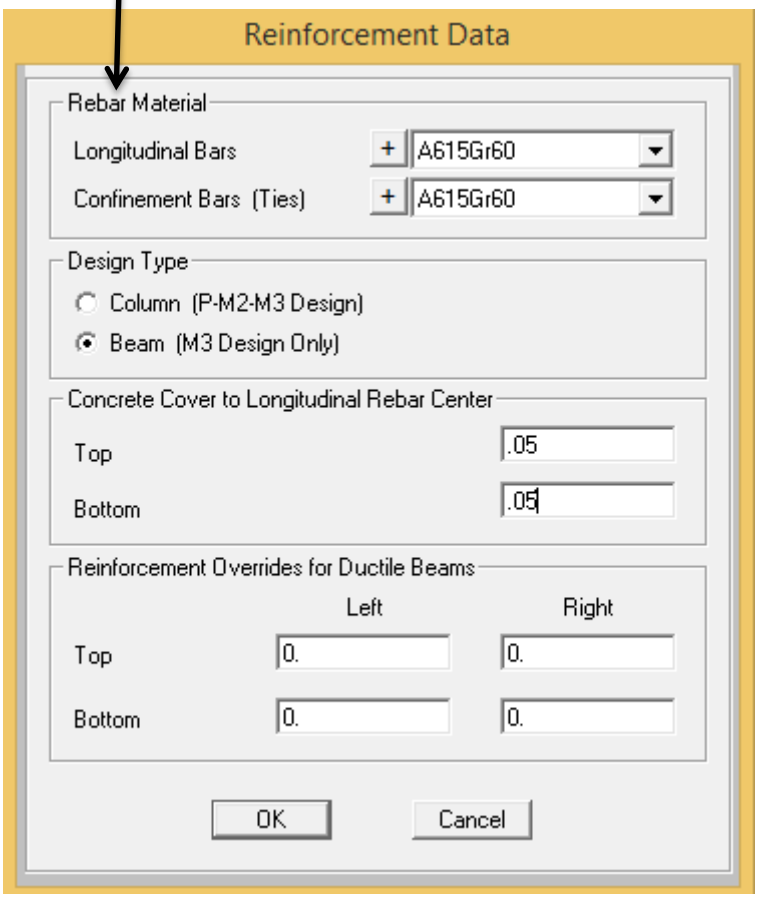
توجه: در هنگام انتخاب تعداد میلگرد برای ستونها باید حداقل فاصله میلگردها بر اساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی بررسی گردد.

آی معمار
www.iArchitect.me

مقطع تیر



شکل۲۲: ساخت مقطع تیر بتنی



شکل۲۳: تنظیم مشخصات مقطع تیر بتنی

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۳ تعریف حالات بار استاتیکی وارد بر سازه

بارهای وارد بر سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی سال ۱۳۹۲ بصورت زیر می باشد:

باراستاتیکی : باری است که مقدار، جهت و نقطه اثر بار در طول عمر سازه ثابت است.

بار دینامیکی: باری است که یکی از پارامترهای نقطه اثر، مقدار وجهت بارگذاری یا هر سه آنها در طول عمر سازه تغییر کند.

بار مرده : بار های مرده عبارتند از وزن المان‌ها و اجزای سازه‌ای سازه‌ها، همچنین بار قسمت‌های مختلفی از سازه که در طول عمر بهره‌برداری سازه ثابت هستند مانند بار سقف، تیر، ستون و...

نکته۱: وزن تجهیزات و تاسیسات ثابت که در طول عمر سازه ثابت خواهند بود جزء بار های مرده هستند

بارهای زنده : بار زنده بار غیر دائمی می‌باشد که در حین استفاده یا بهره‌برداری از ساختمان و یا سایر سازه‌ها به آن ها وارد می‌شود و شامل بارهای حین ساخت، بارهای محیطی مانند بار باد، بار برف، باران، بار زلزله، بار سیل و یا سایر بارها.

بار زنده گسترده یکنواخت : بار زنده‌ای که در طراحی ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها به کار می‌رود، باید بیشترین بار مورد انتظار برای کاربری مورد نظر بوده و در هیچ حالتی نباید از حداقل بارهای یکنواخت داده شده در جدول ۶-۵-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ، با در نظر گرفتن میزان کاهش‌های مجاز کمتر باشد.

نکته۲: طره یا بالکن به عنوان خطرناک‌ترین عضو در هر سازه می‌باشد. در هنگام بارگذاری آن باید به این نکته دقت کنیم که نباید در طره‌ها بارهای ثقیل متمرکز مانند یخچال، لباسشویی و یا همانند آنها قرار داده شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

نکته۳: در بارگذاری زنده سازه‌ها بارهای طراحی که به صورت گسترده‌ی یکنواخت خواهد بود، بر اساس جدول ۶-۵-۱ برآورد خواهد شد. لذا در برآورد این بارها باید دقت کنیم که بر اساس هر بخش سازه که کاربری آن می‌تواند تغییر کند بار زنده مربوط به خود را از جدول برداشت نماییم. بر این اساس در یک سازه بارگذاری زنده می‌تواند در بخش‌های مختلفی از آن مانند راهرو، اتاق‌ها و سایر قسمتها متفاوت از هم باشد. درصورتیکه اختلاف زیادی مابین این بارها وجود نداشته باشد، می‌توان بیشترین مقدار آنها را برای همه‌ی بخش‌ها در نظر گرفت.

بار گسترده تیغه بندی :

$$\text{بار گسترده تیغه بندی} = \frac{\text{وزن یک متر مربع تیغه *وزن کل تیغه ها در یک طبقه*ارتفاع تیغه ها}}{\text{مساحت طبقه}} < 100$$

نکته۴: در صورتیکه وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جدا کنند از Kg ۲۰۰ بیشتر باشد وزن آن به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده در محل واقعی خود اعمال می گردد یعنی نباید برای آن بار گسترده حساب کرد.

نکته۵: وزن تیغه بندی جزء بارهی زنده می باشد اگر نکته بالا شامل شود

استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴۰۰kg بیشتر باشد نیازی به در نظر گرفتن بار زنده ی دیوار تقسیم کننده نیست .

نامناسب ترین وضع بارگذاری : در تیر های یکسره و در قاب های نامعین در مواردی که بار زنده بیش از 400kg و یا بیشتر از ۱/۵ برابر بار مرده است موقعیت قرار گیری بار زنده در دهانه های مختلف باید طوری در نظر گرفته شود که بیشترین اثر مورد نظر را در عضو سازه‌ای ایجاد نماید. برای این منظور کافیست علاوه بر حالت قرار دادن بار زنده در تمام دهانه‌ها حالت‌های بارگذاری زیر در نظر گرفته شود:

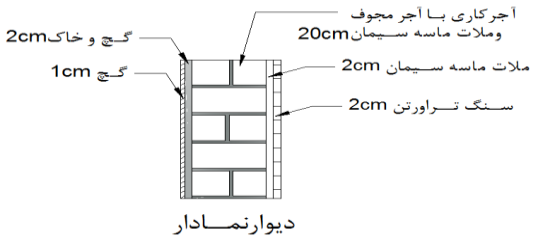
آی معمار
www.iArchitect.me

الف) قرار دادن بار زنده در دو دهانه مجاور

ب) قرار دادن بار زنده به صورت یک در میان در دهانه‌ها

بارگذاری ثقلی سازه بر اساس دتایلهای سازه‌ای و معماری جزئیات، تهیه و به سازه اعمال می‌گردد.

بار دیوارها



سنگ تراورتن : $0.02\times 2500=50kg/m^2$

ملات ماسه سیمان: $0.02\times 2100=42kg/m^2$

آجرکاری باآجر مجوف و ملات ماسه سیمان: $0.2\times 850=170kg/m^2$

ملات گچ و خاک: $0.02\times 1600=32kg/m^2$

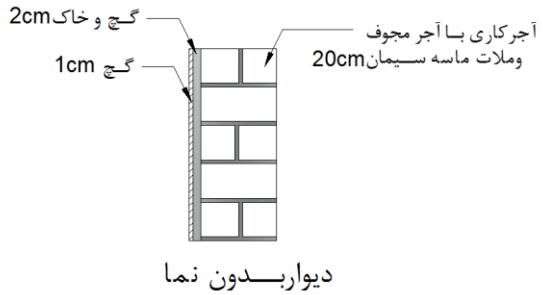
اندود گچ: $0.01\times 1300=13kg/m^2$

$\sum=307kg/m^2$

برای بارگذاری دیوارهای نمادار از ضریب کاهش 0.7 به منظور در نظرگرفتن اثر بازشوها و پنجره‌ها استفاده می‌شود.

$307\times 0.7=215kg/m^2$

آی معمار
www.iArchitect.me



دیواربـــدون نما

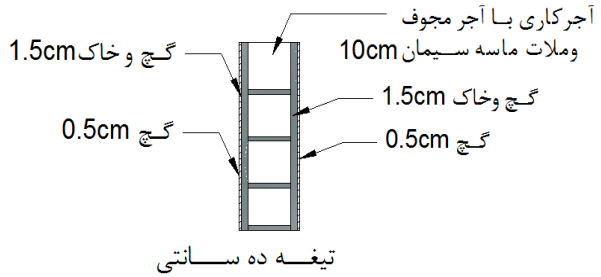
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان: $0.2\times850=170kg/m^2$

ملات گچ و خاک: $0.02\times1600=32kg/m^2$

اندود گچ: $0.01\times1300=13kg/m^2$

$\sum=215kg/m^2$

بار خطی دیوار که به تیرهای کناری وارد می‌شود: $215\times2.9=623.5kg/m$



تیغـــه ده ســـانتی

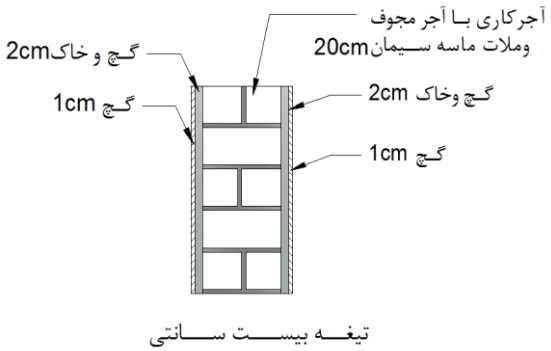
آجرکاری باآجر مجوف و ملات ماسه سیمان: $0.1\times850=85kg/m^2$

ملات گچ و خاک : $0.03\times1600=48kg/m^2$

آی معمار
www.iArchitect.me

اندود گچ: $0.01\times1300=13kg/m^2$

$\sum=146kg/m^2$



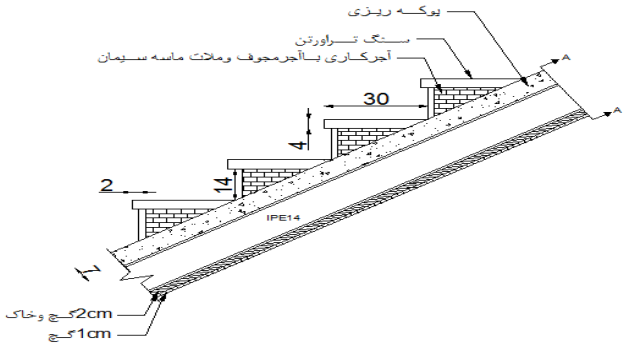
آجرکاری باآجر مجوف و ملات ماسه سیمان: $0.2\times850=170kg/m^2$

ملات گچ و خاک: $0.04\times1600=64kg/m^2$

اندود گچ: $0.02\times1300=26kg/m^2$

$\sum=260kg/m^2$

بارپله



محاسبه‌ی وزن هر گام پله:

آی معمار
www.iArchitect.me

سنگ کف افقی : $1.1\times0.3\times0.04\times2500=33kg$

سنگ قائم : $1.1\times0.16\times0.02\times2500=8.8kg$

آجرکاری باآجر مجوف وملات ماسه سیمان : $\frac{1}{2}\times0.2\times0.28\times2100\times1.1=65kg$

وزن هرگام پله : $\sum=107kg$

برش A-A :

وزن دال بتنی : $0.15\times1.1\times2500=412.5kg/m$

گچ و خاک : $0.015\times1.1\times1600=26.5kg/m$

گچ وخاک : $0.005\times1.1\times1300=7.15kg/m$

وزن واحد طول شیبدار پله: $\sum=743kg/m$

خلاصه بارگذاری به صورت جدول زیر است:

طبقه	بار مرده‌ی سقف	بارتیغه‌ها	دیوارجانبی بدون نما	دیوارجانبی نمادار	بارزنده
بام	500 kg/m^2	-	$215kg/m^2$	$215kg/m^2$	جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲
خرپشته	500 kg/m^2	-	$215kg/m^2$	$215kg/m^2$	جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲
طبقات	500 kg/m^2	100 kg/m^2	$215kg/m^2$	$215kg/m^2$	جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲
پله‌ها	743 kg/m	-	$215kg/m^2$	$215kg/m^2$	جدول ۶-۵-۱ مبحث ۶ ویرایش سال ۹۲

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کف ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱	بام ها		
۱-۱	بام های معمولی تخت.شیب دار قوسی	۱,۵	۱,۳
۱-۲	بام با پوشش سبک	۰,۵	۱,۳
۱-۳	بام های داری گلخانه و باغچه	۵	_
۱-۴	بام هایی با پوشش پارچه ای با سازه اسکلتی	۰,۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱,۳
۱-۵	قاب های نگه دارنده یک فضابند	بسته به نوع کاربری	_
۱-۶	بام هایی با امکان تجمع و ازدحام	۰,۲۵ (غیر قابل کاهش .فقط به اعضای قاب ها وارد میشود)	۱
۲	سالن ها و محل های تجمع و ازدحام		
۲-۱	سالن های عمومی و محل های تجمع داری صندلی های ثابت (چسبیده به کف)	۳	_
۲-۲	سالن های عمومی و محل های تجمع فاقد صندلی های ثابت	۵	_
۲-۳	سالن های غذاخوری و رستورانها	۵	_
۲-۴	سینما وتئاتر ها	۵	_
۲-۵	صحنه سینما وتئاتر	۷,۵	_
۲-۶	سالن های اجرای مراسم گروهی .اجرای سرود و...	۷,۵	_
۲-۷	شبستان مساجد وتکایا	۶	_
۲-۸	سالن انتظار و ملاقات	۵	_
۲-۹	پایانه های مسافربری	۶	
۳	راهروها و راه پله ها و بالکن ها		
۳-۱	راه روهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف(ورودی)	۵	_
۳-۲	راه روهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق های مجاور	_
۳-۳	راه پله ها و راهای منتهی به دربهای خروجی	۵	۱,۳
۳-۴	راه پله اضطراری	۵	۱,۳
۳-۵	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری و تاسیسات	۲	۱,۳

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L0 و بار زنده متمرکز کف ها

آی معمار
www.iArchitect.me

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده بر متر مربع در نظر گرفته شود کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۶-۳	بالکن ها	۱,۵ برابر بار زنده کف اتاق های متصل به آن ها لازم نیست بیش از ۵ کیلو نیوتون	_
۴	ساختمان ها و مجتمع های مسکونی		
۴-۱	اتاق ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس ها-انبار-راهروها)	۲	_
۴-۲	اتاق های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	_
۵	هتل ها – فروشگاه ها		
۵-۱	اتاق ها و سایر فضاهای هتل ها.مهمان سراها . خوابگاه ها	۲	_
۵-۲	فروشگاه های کوچک و خرده فروشی –طبقه همکف(ورودی)	۵	۴,۵
۵-۳	فروشگاه های کوچک و خرده فروشی –کف سایر طبقات	۳,۵	۴,۵
۵-۴	فروشگاه های عمده فروشی –همه طبقات	۶	۴,۵
۶	ساختمان های آموزشی –فرهنگی کتابخانه ها		
۶-۱	کلاس های درس .آزمایشگاه های سبک	۲,۵	۴,۵
۶-۲	اتاق های مطالعه	۳	۴,۵
۶-۳	مخازن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه های ثابت	۲,۵ به ازای هر متر ارتفاع . حداقل ۷,۵	۴,۵
۶-۴	مخازن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه های متحرک	۴ به ازای هر متر ارتفاع حداقل ۱۰	۷
۶-۵	راه رو های طبقه همکف (ورودی)	۵	۴,۵
۶-۶	راه رو های سایر طبقات	۴	۴,۵
۷	ساختمان های اداری		
۷-۱	دفاتر کار معمولی	۲,۵	۹
۷-۲	سالن انتظار و ملاقات-راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۴,۵	۹
۷-۳	راه رو های سایر طبقات	۳,۵	۹
۸	ساختمان های صنعتی		
۸-۱	کارگاه های صنعتی سبک	۶	۹
۸-۲	کارگاه های صنعتی متوسط	۱۰	۱۱
۸-۳	کار گاه های صنعتی سنگین	۱۲	۱۴
۹	ورزشگاه ها و تاسیسات تفریحی		
۹-۱	سالن های ورزشی سبک مانند تنیس روی میز-بیلیارد و...	۳,۵	_
۹-۲	سالن های ورزشی و تمرینات بدنی	۵	_
۹-۳	ورزشگاه های داری صندلی ثابت	۵	_
۹-۴	ورزشگاه های فاقد صندلی ثابت یا داری نیمکت	۶	_

آی معمار
www.iArchitect.me

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت Lo و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱۰	بیمارستان ها و مراکز درمانی		
۱-۱۰	اتاق های بیمار	۲	۴,۵
۲-۱۰	اتاق های عمل .آزمایشگاه ها	۳	۴,۵
۳-۱۰	راهرو های طبقه اول	۵	۴,۵
۴-۱۰	راهرو های سایر طبقات	۴	۴,۵
۱۱	محل عبور و پارک خودروها		
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر ۴۰ کیلونیوتن	۳	۲۰
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر ۴۰ تا ۹۰ کیلو نیوتن	۶	۳۰
۳-۱۱	معابر و بخش هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	۱۲	۳۶
۱۲	سایر موارد		
۱-۱۲	سردخانه ها	۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید.حداقل ۱۵	_
۲-۱۲	آشپزخانه های صنعتی و رخت شوی خانه ها	۵	_
۳-۱۲	تعبیه انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۱	_
۴-۱۲	انباری های سبک	۶	_
۵-۱۲	انباری های سنگین	۱۲	_
۶-۱۲	موتور خانه ها	۷,۵	_
۷-۱۲	اتاق های هواساز –پمپ و نظایر آن	۴	_
۸-۱۲	محل فرود بالگرد	۳	_
۹-۱۲	کف کاذب در فضاهای اداری	۲,۵	۹
۱۰-۱۲	کف کاذب برای اتاق های کامپیوتر	۵	۹
۱۱-۱۲	اتاق آسانسور	۳,۶	۱,۳ (بر روی سطحی برابر با ۵۰*۵۰ میلی متر وارد شود)
۱۲-۱۲	هرگونه ساختمان دیگر	۱	

آی معمار
www.iArchitect.me

بارگذاری برف

بارگذاری برف نیز بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ویرایش سال ۹۲ بدست می‌آید.

$P_r=0.7\ C_s.C_t.C_e.I_s.P_g$

$Pr=0.7*1*1*0.9*1*150=94.5\ kg/m^2$

P_g:بار برف زمین- I_s :ضریب اهمیت برف- C_e: برف‌گیری- C_t: ضریب دما- C_s: ضریب شیب

P_r: بار برف در بام برای حالت متوازن میباشد

نکته۶: **P_g** (بار برف زمین) از جدول ۶-۷-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان قابل استناد است.

نکته۷ : بار برف منطقه برای تعدادی از شـهر ها مطالعه نشـده اسـت بنابراین در پیدا کردن بار برف چنین شهرهایی میتوان باربرف منطقه نزدیک ترین شهر به آن را مدنظر قرار داد.

بار برف با توجه به احتمالی بودن آن جزء بارهای خطرناک سازه است و از آنجایی که دربرآورد بار برف عوامل مختلفی تاثیر گذار است، لذا بار برف هر سازه باید بر اساس شرایط حاکم بر آن سازه و عوامل تاثیر گذار بر مقدار برف آن سازه برآورد گردد. پس می‌توان گفت در یک شهری که بار برف منطقه آن برای تمام قسمت‌های آن شهر یکسان می‌باشد؛ این احتمال وجود دارد که مقدار بار برف در سازه‌های مختلف آن شهر متفاوت باشد، لذا مهندسین طراح سازه‌ها باید تفهیم باشند که نمی‌توان در دفترچه محاسبات بارگذاری بار برف سایر سازه‌ها را به سازه‌ای که در حال مطالعه است کپی‌برداری کرد.

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول ۶-۱-۱ گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بار سیل.باد.زلزله ویخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری ساختمان ها و سایر سازه ها
۱	ساختمان ها و سایر سازه هایی که به عنوان تاسیسات ضروری طراحی میگردند و وقفه در بهره برداری از آن ها به طور غیر مستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات میشود مانند بیمارستان ها و درمانگاه ها .مراکز و تاسیسات ابرسانی .نیروگاه ها .تاسیسلت برق رسانی .برج های مراقبت فرودگاه.مراکز مخابرات .رادیو و تلوزیون .تاسیسات انتظامی . مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمان هایی که استفاده از آن ها در امداد و نجات موثر باشد . ساختمان ها و سایر سازه ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آن ها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر برای محیط زیست در کوتاه مدت یا دراز مدت خواهد گردید . هر گونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده .پردازنده.فروشنده یا ترتیب دهنده مقادیری از مواد شیمیایی یا زباله های بسیار خطرناک با توجه به ضوابط قانونی موجود باشند که انتشار این مواد منفجره به خطری برای عموم شود.مشمول این گروه خطر پذیری می باشد. سایر ساختمان ها و سیستم های سازه ای که برای حفظ عملکرد ساختمان های گروه خطر پذیری ۱ مورد نیاز می باشند.
۲	ساختمان ها وسایر سازه هایی که خرابی آن ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس.مساجد.استادیوم ها .سینما. و تئاترها .سالن های اجتماعات .فروشگاه های بزرگ.ترمینال های مسافری یا هر فضای سرپوشیده ی که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد. ساختمان ها و سایر سازه های که جز موارد گروه خطر پذیری ۱ نمی باشند لکن خرابی آن ها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می گردد مانند موزه ها .کتابخانه ها .و به طور کلی مراکزی که در آن ها اسناد ومدارک ملی و یا آثار با ارزش نگهداری میشود . ساختمان ها وسایر سازه ها و تاسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطر پذیری ۱ نمی باشند لیکن خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع مانند پالایشگاه ها .مراکز گاز رسانی .انبارهای سوخت .ویا هرگونه ساختمان یا تاسیساتی که سازنده.پردازنده.فروشنده.یا ترتیب دهنده مقادیری از موادی مانند سوخت های خطرناک .مواد شیمیایی خطرناک.زباله های خطرناک ویا مواد منفجره باشند که با توجه به ضوابط قانونی موجود.انتشار گسترده این مواد سمی و مضر منجر به خطری برای عموم نمیشود (مطابق بند ۶-۱-۵-۳) .
۳	کلیه ساختمان ها و سازه های مشمول این مبحث که جزو ساختمان های عنوان شده در سه گروه خطر پذیری دیگر نباشد مانند ساختمان های مسکونی .اداری و تجاری .هتل ها.پارکینگ های طبقاتی.انبارها .کارگاه ها ساختمان های صنعتی و...
۴	ساختمان ها و سایر سازه هایی که خرابی آن ها منجر به تلفات جانی و خسارات مای نسبتا کم خواهد شد مانند انبارهای کشاورزی و سالن های مرغداری . ساختمان ها و سایر سازه های موقتی که مدت بهره برداری از آنها کمتر از دو سال است .

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول ۶-۷-۱ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد. برف.یخ و زلزله

گروه خطر پذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت لرزه ای Ie	ضریب اهمیت بار باد Iw	ضریب اهمیت بار یخ Ii	ضریب اهمیت بار برف IS
۱	۱,۴	۱,۲۵	۱,۲۵	۱,۲
۲	۱,۲	۱,۱۵	۱,۲۵	۱,۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰,۸	۰,۸	۰,۸	۰,۸

جدول ۶-۷-۲ ضریب برفگیری . Ce

گروه ناهمواری های محیط	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
زیاد	۰,۹	۱,۰	۱,۲
متوسط	۰,۹	۱,۰	۱,۱
کم	۰,۸	۰,۹	۱,۰

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی . Ct

تمام ساختمان ها به جز موارد زیر	۱,۰
سازه هایی که همیشه در دمای بالاتر از صفر درجه سانتی گراد نگهداری میشوند	۱,۱
سازه هایی با زیر بام باز و سازه های بدون گرمایش	۱,۲
سازه هایی که دمای آنها همیشه زیر صفر درجه سانتی گراد نگهداری میشود	۱,۳

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول ۶-۷-۱تقسیم بندی شهرای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵	۳۱	بوشهر	۱
۲	اراک	۴	۳۲	بیجار	۴
۳	اردبیل	۵	۳۳	بیرجند	۲
۴	اردستان	۲	۳۴	پیرانشهر	۵
۵	ارومیه	۴	۳۵	تبریز	۴
۶	اسلام آباد غرب	۴	۳۶	تربت جام	۴
۷	اصفهان	۳	۳۷	تربت حیدریه	۳
۸	الیگودرز	۵	۳۸	تکاب	۴
۹	امیدیه	۱	۳۹	تهران جنوب	۴
۱۰	انار	۲	۴۰	تهران شمال	۴
۱۱	اهر	۴	۴۱	جاسک	۱
۱۲	اهواز	۲	۴۲	جلفا	۴
۱۳	ایرانشهر	۱	۴۳	جیرفت	۲
۱۴	ایلام	۴	۴۴	چابهار	۱
۱۵	ایوان غرب	۳	۴۵	خاش	۱
۱۶	آبادان	۲	۴۶	خدابنده	۴
۱۷	آباده	۳	۴۷	خرم آباد	۴
۱۸	آبعلی	۵	۴۸	خرم دره	۴
۱۹	آستانه اشرفیه	۵	۴۹	خلخال	۵
۲۰	انزلی	۴	۵۰	خوربیابانک	۱
۲۱	بافت	۳	۵۱	خوربیرجند	۲
۲۲	بافق	۲	۵۲	خوی	۴
۲۳	بانه	۵	۵۳	داران	۵
۲۴	بجنورد	۴	۵۴	درود	۵
۲۵	بروجرد	۴	۵۵	دزفول	۳
۲۶	بستان	۲	۵۶	دهلران	۳
۲۷	بشرویه	۲	۵۷	دوگنبدان	۲
۲۸	بم	۲	۵۸	رامسر	۴
۲۹	بندرعباس	۱	۵۹	رامهرمز	۲
۳۰	بندر لنگه	۱	۶۰	رباط پشت بام	۲

آی معمار
www.iArchitect.me

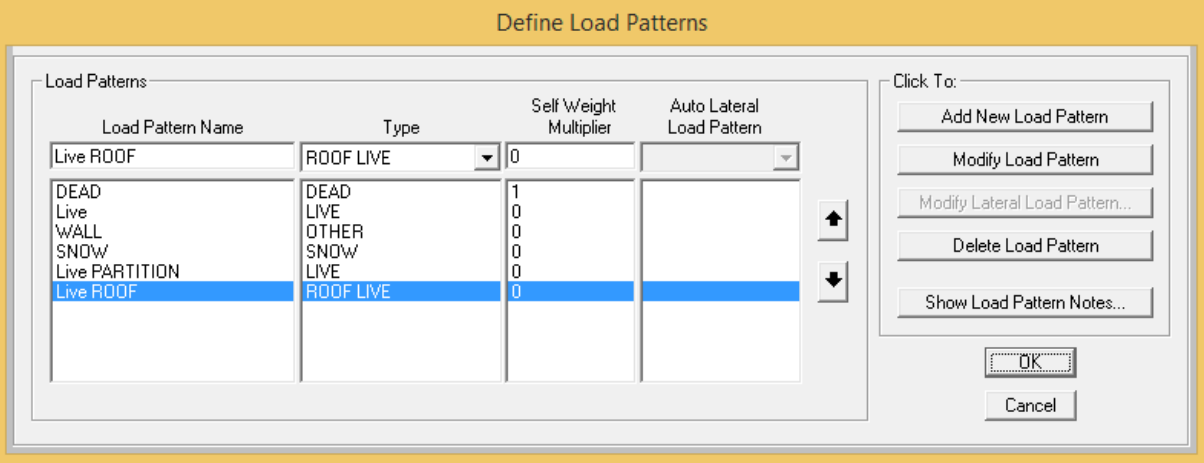
ادامه جدول ۶-۷-۱ تقسیم بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۶۱	رشت	۵	۹۱	کاشان	۳
۶۲	رفسنجان	۳	۹۲	کاشمر	۲
۶۳	روانسر	۴	۹۳	کرج	۴
۶۴	زابل	۲	۹۴	کرمان	۳
۶۵	زرینه اوباتو	۵	۹۵	کرمانشاه	۴
۶۶	زنجان	۴	۹۶	کنگاور	۴
۶۷	سبزوار	۳	۹۷	کهنوج	۱
۶۸	سراب	۴	۹۸	کوهرنگ	۶
۶۹	سراوان	۱	۹۹	گرگان	۳
۷۰	سرپل ذهاب	۳	۱۰۰	گرمسار	۳
۷۱	سرخس	۳	۱۰۱	گلپایگان	۵
۷۲	سردشت	۶	۱۰۲	گلمکان	۴
۷۳	سقز	۵	۱۰۳	گناباد	۲
۷۴	سمنان	۳	۱۰۴	لار	۱
۷۵	سنندج	۴	۱۰۵	ماکو	۴
۷۶	سیرجان	۴	۱۰۶	مراغه	۴
۷۷	شاهرود	۳	۱۰۷	مریوان	۵
۷۸	شهربابک	۳	۱۰۸	مسجدسلیمان	۳
۷۹	شهرکرد	۴	۱۰۹	مشهد	۴
۸۰	شیراز	۳	۱۱۰	ملایر	۴
۸۱	طبس	۲	۱۱۱	مهاباد	۴
۸۲	فردوس	۲	۱۱۲	میانه	۴
۸۳	فسا	۳	۱۱۳	نائین	۲
۸۴	فیروزکوه	۴	۱۱۴	نهاوند	۴
۸۵	قائن	۲	۱۱۵	نهبندان	۲
۸۶	قراخیل	۴	۱۱۶	نیشابور	۴
۸۷	قروه	۴	۱۱۷	همدان	۴
۸۸	قزوین	۴	۱۱۸	همدان نوژه	۴
۸۹	قم	۳	۱۱۹	یاسوج	۴
۹۰	قوچان	۴	۱۲۰	یزد	۲

آی معمار
www.iArchitect.me

برای تعریف بارها در نرم‌افزار بصورت زیر عمل می‌کنیم.

مسیر: Define > Load Patterns



شکل۲۴: تعریف بارهای ثقلی وارد بر سازه

توضیح:

Dead: بار مرده وارد بر سازه می‌باشد.

Super Dead : بار مرده نوع دوم در سقفهای مرکب می‌باشد.

Live:این بار برای اعمال بار زنده در طبقات می باشد.

Live Roof: این بار برای اعمال بار زنده بام می باشد.

Live Partition: این بار برای اعمال بار زنده دیوارهای جدا کننده می باشد.

Re Live : بار زنده قابل کاهش در سازه می‌باشد.

Snow: بار برف منطقه برای بام سازه است.

Wall: این بار برای اصلاح بار لرزه ای سازه در طبقه بام اعمال می‌گردد.

نکته۱: بار زنده بام بیشترین مقدار بدست آمده از جدول۶-۵-۱ و بار برف منطقه خواهد بود

نکته۲: در صورتی که بار برف منطقه کمتر از بار زنده بام باشد باز باید بار برف تعریف گردد. چون در محاسبه وزن لرزه ای بام طبق ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ باید از بار برف استفاده شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۴ تعریف بارهای جانبی استاتیکی(ویرایش چهارم):

موضوع اول: می دانیم که اثرزلزله درسازه به صورت یک نیروی رفت وبرگشتی می باشد.درمدت زمان کمتری به آن وارد می شودلذا می توان گفت پس ماهیت بارزلزله یک باردینامیکی است وبایستی سازه بادرنظرگرفتن اثرات دینامیکی بارموردتحلیل قرارگیرد.اما ازآنجایی که تحلیل بارهای دینامیکی مشکلات خاص خودرادارد,لذاآیین نامه هابارزلزله رابه صورت یک باراستاتیکی فرض کرده وازروش های استاتیکی برای تحلیل سازه هااستفاده می گردد.هرچنداین ساده سازی انجام شده دارای خطاهایی می باشد.

موضوع دوم: مهندسین محترم تا به حال مفاهیمی دررابطه بانمودارتنش کرنش مصالح شنیده اید,ولی شایددرک عمیقی ازاین موضوع نداشته ایدلذاخواهشمندیم درادامه بحث به موضوعات فوق دقت مستمرداشته باشید.

۱- رفتارغیرخطی مصالح:

باتوجه به نمودارفوق دیده می شودکه رفتارمصالح بعدازنقطه تسلیم وارد مرحله غیرخطی می شود,که این مرحله نسبت به مرحله خطی شکل پذیرتربوده و می تواند نیروهای بیشتری را مستهلک نماید، لذا می‌توان گفت درصورتی که درطی یک زلزله مصالح وارد مرحله غیرخطی می شوند نیروهای زلزله به واسطه شکل پذیری مصالح مستهلک خواهند شد.

آی معمار
www.iArchitect.me

۲- رفتارغیرخطی هندسی:

این رفتار به دلایل مختلف درسازه می تواند اتفاق بیافتد، اما بارزترین اثرآن که در شکل بالا نیز به آن اشاره شد می باشد. نیمی از جابجایی گره های صلب دراثر بارهای جانبی باعث می شود که درپای ستون‌ها لنگری ثانویه دراثر بارهای ثقلی ایجاد گردد.

نتیجه: براساس موضوع اول ودوم می توان گفت اگر بخواهیم سازه را در مقابل نیروهای زلزله به صورت دقیق‌تر تحلیل کنیم بایدگفت که بایستی تحلیل دینامیکی با در نظرگرفتن اثرات غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی صورت گیرد، اما استفاده ازاین روش تحلیل مشکل می باشد، لذا از دیگر پیشنهادهای آیین‌نامه برای تحلیل سازه استفاده می‌نماییم. از این رو برای انجام تحلیل سازه طبق آیین نامه ۲۸۰۰ می توان از تحلیل‌های خطی نیز استفاده کرد.

۳-۲-۲ روش های تحلیل خطی

روش های مجاز برای تحلیل خطی سازه ساختمان ها با توجه به تعداد طبقات و نوع نامنظمی سیستم سازه ای آنها با توجه به جدول (۳-۱) تعیین می شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول (۳-۱) روش های مجاز برای تحلیل خطی ساختمان ها

ردیف	نوع ساختمان	استاتیکی معادل	دینامیکی طیفی	دینامیکی تاریخچه زمانی
۱	کلیه ساختمان ها تا سه طبقه	✓	✓	✓
۲	ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه	✓	✓	✓
۳	ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که نامنظمی آنها در پلان از نوع "پیچشی" یا "پیچشی شدید" و نا منظمی آنها در ارتفاع از نوع "نامنظمی جرمی" ، "طبقه نرم" ، "طبقه خیلی نرم" و "نامنظمی هندسی در ارتفاع" نباشد.	✓	✓	✓
۴	سایر ساختمان ها		✓	✓

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف- نامنظمی هندسی : در مواردی که پیش رفتگی یا پس رفتگی هم زمان در دوجهت در یکی از گوشه های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب- نامنظمی پیچشی : در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه ، با احتساب پیچش تصادفی ، بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد.

در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد ، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود.

نامظمی های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم های کف ها صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد پیدا می کند.

پ- نامنظمی در دیافراگم : در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم ، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم ، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور وجود داشته باشد.

آی معمار
www.iArchitect.me

ت- نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربر جانبی: در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه اجزاء باربر جانبی در طبقات ، وجود داشته باشد .

ث- نامنظمی سیستم های باربر جانبی غیرموازی : در مواردی که سیستم قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نبوده و یا نسبت به آنها متقارن نباشد.

۱-۷-۲- نامنظمی در ارتفاع

الف- نامنظمی هندسی : در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب- نامنظمی جرمی : در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنی هستند.

پ- نامنظمی سیستم باربر جانبی : در مواردی که اجزای سیستم باربر جانبی در ارتفاع جابجایی درون صفحه ای بیشتر از یک دهانه در طبقه داشته باشد و یا با کاهش در سختی جانبی در طبقه زیرین روبرو باشد.

ت- نامنظمی در سختی : در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه ای اصطلاحا "طبقه نرم" نامیده می شود.

در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند ، طبقه نرم اصطلاحا "خیلی نرم" توصیف می شود.

ث- نامنظمی در مقاومت : در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد ، چنین طبقه ای اصطلاحا "طبقه ضعیف" نامیده می شود.

در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد "طبقه ضعیف" اصطلاحا "خیلی ضعیف" نامیده می شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

تبصره ۱- احداث ساختمان های دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع "طبقه خیلی ضعیف" در پهنه بندی لرزه ای با خطر نسبی متوسط و بالاتر ممنوع بوده و این نوع ساختمان ها در مناطق با لرزه خیزی کم نمی توانند بیش از ۳ طبقه یا ۹ متر ارتفاع داشته باشند.

تبصره ۲- در مناطق با خطر لرزه ای متوسط و بالاتر وجود نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "پیچشی شدید" فقط در ساختمان های واقع بر روی زمین های نوع I، II یا III مجاز است .

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف بر طبق بندهای ۳-۱-۴ و ۳-۱-۵ ، به سازه اعمال می گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می شود.

۳-۳-۱ نیروی برشی پایه ، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد :

$$V = CW \qquad (۳-۱)$$

در این رابطه :

V: نیروی برشی در تراز پایه ، این تراز در بند ۳-۳-۲ تعریف شده است .

W: وزن مؤثر لرزه ای ، شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف که در جدول (۳-۲) مشخص شده است .بارهای زنده و برف بر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته می شود.

C: ضریب زلزله که از رابطه زیر به دست می آید :

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

که در آن :

A : نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g) موضوع بند ۲-۲

آی معمار
www.iArchitect.me

B : ضریب بازتاب ساختمان موضوع بند ۲-۳

I : ضریب اهمیت ساختمان موضوع بند ۳-۳-۴

R_u: ضریب رفتار ساختمان موضوع بند ۳-۳-۵

شتاب مبنای طرح(A)

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح ، A

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور ، بر اساس خطر لرزه خیزی آنها ، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است .

جدول(۲-۱) : نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

ضریب بازتاب(B)

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان ، B

مفهوم ضریب بازتاب سازه:

درهنگام وقوع زمین لرزه سنگ بستر با شتاب حرکت خواهدکرد واین شتاب ازلابه لای خاک های بالای سنگ بستر عبورکرده و به سازه می‌رسد. بنابراین درپیدا کردن نیروی اعمالی درسازه از جانب زمین لرزه شتاب انتقال یافته به سازه اهمیت دارد. پس می توان گفت خاک نقش اساسی در نحوه انتقال شتاب سنگ بستربه سازه دارد. بنابراین زمین بازتاب که نسبت شتاب سازه به شتاب سنگ بستر است به نوع خاک ساختگاه وابسته

آی معمار
www.iArchitect.me

است. چون همچنان که گفته شد خاک ساختگاه درنحوه انتقال شتاب ازسنگ بستربه سازه نقش بسزایی داردکه می تواندباعث تشدیدیااستهلاک شتاب انتقالی به سازه باشد.

مهم ترین عوامل تاثیرگذار در روی ضریب بازتاب ساختمان و در نتیجه شتاب سازه:

۱- **نوع خاک:** امواج زلزله برای رسیدن به سازه بایدازلایه های خاک عبورکنندکه براساس مشخصات ومفاهیم ژئوتکنیک لرزه ای ویژگی های موجوددرخاک می تواندشتاب انتقالی به سازه رانسبت به شتاب بسترسنگی تغییردهد.

۲- **ویژگی های سازه:** سختی سازه برروی نحوه ارتعاش وشتاب سازه اثرگذاراست. به عنوان مثال ساختمان های بلند درمقایسه با ساختمان های کوتاه زمان تناوب بیشتری درنوسان دارند.که این موضوع می تواند باعث تغییر و تفاوت در شتاب این سازه‌ها باشد.

طبقه بندی انواع خاک: ازنظر آیین نامه ۲۸۰۰خاک‌های موجوددرکشورکه در محیط های ساخت وسازوجوددارد که به اصطلاح ساختگاه شناخته شده اند به۴دسته تقسیم می‌شوند. تقسیم بندی‌ها به گونه‌ای است که هر نوع خاک برای محدوده‌ای ازسرعت موج برشی خاک تعریف شده است.

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می ئشود :

$$B = B_1 N \qquad (۱-۲)$$

در رابطه بالا B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف ، B_1 ، با در نظرگرفتن بزرگ نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل های ۱- الف و ۱- ب تعیین می شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0)$ $0<T<T_0$

$B_1 = S + 1$ $T_0<T<T_S$ (۲-۲)

$B_1 = (S + 1)(T_S/T)$ $T>T_S$

در این روابط :

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است . این زمان طبق بند ۳-۳-۳ تعیین می شود.

S_0, S, T_S, T_0 : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین ها در بند ۲-۴ مشخص شده اند.

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول (۲-۲) : پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح یزر تعیین می‌شود:

ضریب اصلاح طیف(N):

باتوجه به تقسیم بندی ناحیه های دورازگسل ونزدیک گسل ثابت می شودکه حوزه های نزدیک گسل نسبت به حوزه های دورازگسل ازآسیب پذیری بیشتری برخوردارند.لذاپاسخ سازه های نزدیک گسل نسبت به حوزه دورازگسل بیشترخواهدبود.

ازاین رو می‌توان گفت سازه ای که درحوزه نزدیک گسل واقع شده است بایستی ازشرایط سخت گیرانه تری نسبت به حوزه دورازگسل برخوردار باشد. مطالعات نشان می‌دهدکه درحوزه نزدیک گسل نیزسازه هابازمان تناوب بیشتر (سازه های بلندتر)درحوزه نزدیک گسل نسبت به سازه های کوتاه ترآسیب پذیرترند. ازاین روآیین نامه۲۸۰۰نیزدر ویرایش۴ مقدارضریب بازتاب را بوسیله‌ی ضریبی بنامN برای حوزه های نزدیک گسل اصلاح کرده است. درحقیقت با اعمال این ضریب سازه های نزدیک گسل دارای ضریب بازتاب بیشتری نسبت به سازه های دورازگسل خواهند داشت. اگر بخواهیم بصیرت وآگاهی ازحوزه نزدیک داشته باشیم می‌توانیم بگوییم که درحوزه نزدیک گسل نوعی نیروی اعمال به سازه ازطرف زمین لرزه ضربه گونه است پس سازه دراین حالت فرصت کمتری برای نشان دادن پاسخ مناسب درمقابل زلزله خواهدداشت.پس عملا از پتانسیل‌های مقاومتی سازه که عامل ایستایی سازه ها می باشند(نیروی لختی,نیروی میرایی,نیروی فنر,کرنش)کاسته خواهد شد وسازه مستعد آسیب پذیری خواهد بود.

الف) برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

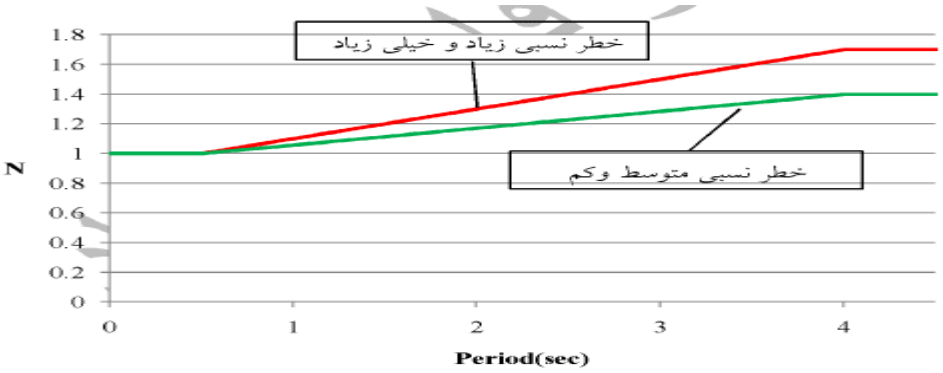
$$N = 1 \qquad T<T_S$$
$$N = \frac{0.7}{4 - T_S}(T - TS) + 1 \qquad T_S<T<4sec \qquad (۳-۲)$$
$$N = 1.7 \qquad T<4sec$$

الف) برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1 \qquad T<T_S$$
$$N = \frac{0.4}{4 - T_S}(T - TS) + 1 \qquad T_S<T<4sec \qquad (۴-۲)$$
$$N = 1.4 \qquad T<4sec$$

آی معمار
www.iArchitect.me

۲-۳-۳ ضریب اصلاح طیف ، N ، برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم به میزان هستاد درصد رابطه (۲-۴) و یا شکل (۲-۲) تعیین می شود.



شکل ۲-۲ ضریب اصلاح طیف، N برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد ، متوسط وکم

زمان تناوب(T)

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان ، T

زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می گردد.

الف – برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد ننمایند :

- در قاب های فولادی :

$$T = ۰/۰۸H^{۳/۴} \qquad (۳-۳)$$

- در قاب های بتن مسلح :

$$T = ۰/۰۵H^{۰/۹} \qquad (۳-۴)$$

۲-چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمایند :

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می شوند.

آی معمار
www.iArchitect.me

ب- در قاب های دارای مهاربندهای واگرا ،

$$T = ۰/۰۸H^{۳/۴} \qquad (۵-۳)$$

ج- برای سایر سیستم های ساختمانی مندرج در جدول (۳-۵) ، به غیر از سیستم کنسولی ، در تمام موارد وجود و یا عدم وجود جداگرهای میانقابی

$$T = ۰/۰۵ H^{۳/۴} \qquad (۶-۳)$$

در روابط فوق ، H ، ارتفاع ساختمان بر حسب متر ، از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته ، درصورتیکه وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد ، نیز باید منظور گردد. درمورد بام های شیب دار ،H بر اساس ارتفاع متوسط بام از تراز پایه محاسبه می شود.

ترازپایه:

ترازی است که نیروی زلزله از آن تراز به سازه وارد می‌شود لذا حرکت قسمت های پایین‌تر از تراز مبنا دربرابرنیروی زلزله صلب خواهدبود.بنابراین می توان گفت نیروی زلزله ازروی ترازمبنابه سازه انتقال یافته و در ارتفاع سازه پخش می شود بنابراین برای پیداکردن تراز مبنا بایستی حرکت جانبی سازه موردبررسی قرارگیرد تا قسمت منعطف وصلب سازه مشخص شده و تراز مبنا تعیین گردد.

دراکثرحالاتی که سازه برروی فونداسیون قراردارد‌حرکت انعطافی سازه ازبالای فونداسیون شروع خواهدشد.یعنی قسمت بالایی فونداسیون منعطف وازآن ترازبه پایین حرکت صلب خواهدداشت. لذادرچنین حالاتی ترازمبناروی فونداسیون خواهدبود. درصورتی که درسازه ای مقداری ازارتفاع بالای فونداسیون ازسازه به وسیله دیوار بتنی دراطراف سازه مقعید شده باشد این قسمت حرکت صلب ویکنواختی با فونداسیون خواهد داشت. لذا درچنین مواقعی تراز مبنا به بالای این ارتفاع محدود خواهد شد. به عنوان مثال اگر در یک سازه‌ی ۸ طبقه در ۲طبقه اول پیرامون خود به صورت پیوسته دیواربرشی باشد تراز مبنا بالای طبقه دوم و ابتدای طبقه سوم خواهد بود.

آی معمار
www.iArchitect.me

مفهوم میان قاب:

هرعاملی که مانعی درمقابل حرکت قاب باشدمیان قاب خواهدبود. درسازه های ساختمانی اکثرامیان قاب هادیوارهای داخل قاب هستند. میان قاب هادرصورت اتصال قاب باعث افزایش سختی جانبی قاب می شود. درصورتی که بخواهیم دیوارهامانع حرکت نشوندیا اصطلاحا میان قاب محسوب نشوندبایستی ازستون های اطراف خودمقداری فاصله داشته باشند.

فاصله مابین دیوارستون وقاب:

فاصله دیواروقاب برای اینکه دیوارمانع حرکت قاب نشودبایستی برابربا حداکثرجابجایی نسبی طبقه باشد.

نکته:

درصورتی که دیوارمانع حرکت قاب شود(میان قاب باشد) طبق آیین نامه۲۸۰۰ بایستی در طراحی قاب اندرکنش ما بین دیوار و قاب(اثرقاب ودیواربرروی هم) درنظرگرفته شود که این کار مشکل است.

تبصره۱: بجای استفاده از روابط تجربی یاد شده می توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان، T، را با استفاده از روش تحلیل مناسب با در نظر گرفتن خصوصیات سازه محاسبه نمود، ولی مقدار ان نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

تبصره۲ : در مورد ساختمان های خاصی که ویژگی های دینامیکی آنها با ساختمان های متعارف متفاوت بوده و نتایج روابط تجربی ۳-۳ الی ۳-۵ محل تردید باشد ، زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان ، T ، باید با استفاده از روش تحلیلی مناسب و با در نظر گرفتن اثرات کلیه اجزای سازه ای و اجزای غیرسازه ای تأثیرگذار

آی معمار
www.iArchitect.me

از قبیل جداگرهای میانقابی محاسبه شود، درصورتیکه اثرات اجزای غیرسازه ای در مدل تحلیلی درنظر گرفته نشود ، زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان ،T، را باید ۸۰ درصد زمان تناوب تحلیلی در نظر گرفت.

تبصره۳- در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی ، بمنظور در نظر گرفتن سختی مؤثر در اثر ترک خوردگی بتن ، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها Ig ۰/۵ و برای ستون ها و دیوارها Ig منظور شود. Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون درنظر گرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۳-۶-۵ برای مقاطع ترک خورده است.

نکته:

زمان تناوب تجربی گفته شده برای تحلیل اولیه سازه است تا سختی اولیه سازه مشخص گردد؛ لذا در هنگام طراحی سازه‌ها بایستی از زمان تناوب واقعی استفاده شود. زمان تناوب واقعی سازه براساس استاندارد۲۸۰۰بصورت زیرخواهد بود.

زمان تناوب واقعی سازه=min{۱,۲۵زمان تناوب تجربی, یا زمان تناوب تحلیلی}

زمان تناوب تحلیلی: از تحلیل واقعی دینامیکی سازه به وسیله etabs یا sap بدست می آید.

آی معمار
www.iArchitect.me

ضریب اهمیت(I)

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آنها ، به شرح بند ۱-۶ ، مطابق جدول (۳-۴) تعیین می گردد:

جدول (۳-۴) ضریب اهمیت ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۳
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

آی معمار
www.iArchitect.me

ضریب رفتار (R_u)

۳-۳-۵ ضریب رفتار ساختمان ، R_u

۳-۳-۵-۱ ضریب رفتار ساختمان دربرگیرنده عواملی از قبیل شکل پذیری ، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان که در آن محدودیت های بند ۳-۳-۵-۸ و ۳-۳-۵-۹ رعایت شده باشد طبق جدول (۳-۵) تعیین می گردد. مقادیر R_u در این جدول برای سازه هایی که بر اساس مقاومت طراح می شوند ، تنظیم شده است. برای سازه هایی که بر اساس روش تنش های مجاز طراحی می شوند مقدار نیروی جانبی زلزله باید در ضریب کاهشی ضرب شود. ترکیب نیروهای زلزله با سایر بارها در روش های مختلف باید بر اساس ضوابط بند ۳-۱۳ این استاندارد انجام شود.

۳-۳-۵-۲ ساخت ساختمان های با ارتفاع بیشتر از حدود H_m در جدول (۳-۵) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان های خاص که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مد نظر باشد ، تأیید کمیته دائمی این آیین نامه الزامی است .

۳-۳-۵-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان های با اهمیت «خیلی زیاد » فقط باید از سیستم هایی که عنوان «ویژه» دارند انتخاب شود.

۳-۳-۵-۴ در ساختمان های با بیش از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر ، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمان ها نمی توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصرا به دیوارهای برشی و یا قاب های مهاربندی شده اکتفا نمود.

۳-۳-۵-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصرا در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاهتر 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 تأمین گردد.

۳-۳-۵-۶ در ساختمان های بتن مسلح که در آنها ار سیستم تیرچه بلوک برای پوشش سقف ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف درنظر گرفته می‌شود ، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد ، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند ۳-۳-۵-۵ می شود.

۳-۳-۵-۷ قاب های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده بر طبق نشریه شماره ۳۲۴ سازمان مدیریت و برنامه ریزی همراه با دیوار برشی یا مهاربندی ، در گروه سیستم قاب ساختمانی ساده قرار می گیرند.قاب های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار بر طبق ضوابط آن نشریه ، قاب خمشی فولادی متوسط محسوب می شوند ، لیکن حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان هایی که در آنها تنها از قاب های خمشی دارای این نوع اتصالات استفاده می شود به ۳۰ متر تقلیل می یابد.

۳-۳-۵-۸ 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 وضرایب C_d و Ω_0 مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد ، مقادیر ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم ها در ارتفاع

در ساختمان هایی که علیرغم توصیه بند ۱-۴-۸ ، از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع ساختمان استفاده شده باشد ، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید یکی از دو روش (۱) یا (۲) زیر مورد استفاده قرار گیرد :

۱-۵-۱۰ از بکارگیری سیستم های مختلف سازه ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع حتی االمقدور خودداری شود.

۱) برای تعیین زمان تناوب کل سازه ضابطه بند ۳-۳-۳ با منظور کردن ارتفاع کل سازه ، باید رعایت شود و در آن از رابطه تجربی که کمترین مقدار زمان تناوب اصلی را برای دو سیستم بکار برده شده به دست می-دهد، استفاده گردد. محاسبات نیروی جانبی برای قسمت های مختلف به شرح زیر انجام می شود:

الف) در حالتی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم فوقانی است ، مقادیر R_u ، Cd و Ω_0 قسمت فوقانی برای محاسبات هر دو قسمت مورد استفاده قرار می گیرد.

ب)در حالتی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است ، مقادیر R_u ، Cd و Ω_0 قسمت فوقانی برای محاسبات این قسمت می تواند مورد استفاده قرار گیرد.

لیکن برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u ، Cd و Ω_0 مربوط به همین سیستم باید مورد استفاده قرار گیرد. در این حالت نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اعمال شود. این نسبت در هر حال نباید کوچکتر از یک باشد.

۲) برای ساختمان هایی که سختی جانبی قسمت فوقانی آنها به طور قابل ملاحظه ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی بوده و شرایط الف و ب زیر را نیز دارا باشند، می توان تحلیل را به صورت دو مرحله ای انجام داد.

الف) سختی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد.

ب) زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی ، در حالتی که این قسمت به صورت یک سازه جداگانه با پای گیردار فرض شده باشد ، نباشد.

آی معمار
www.iArchitect.me

در ساختمان هایی که دارای شرایط فوق باشندمحاسبات نیروی جانبی به شرح زیر انجام می شود:

الف) سازه انعطاف پذیر قسمت فوقانی به طور مجزا و با تکیه گاه گیردار در نظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با در منظور کردن ضرایب R_u و ρ مربوط به این قسمت محاسبه می گردد. مقادیر C_d و Ω_0 همین قسمت نیز در محاسبات منظور می شود.

ب) سازه سخت قسمت تحتانی به طور مجزا در نظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با منظور کردن ضرایب R_u و ρ مربوط به این قسمت محاسبه می گردد. ضمنا نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده اند ، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اعمال شود. این نسبت در هر حال نباید کوچکتر از یک باشد. ضمنا مقادیر Cd و Ω_0 همین قسمت نیز در محاسبات مربوطه منظور می شود.

جدول (۳-۵) مقادیر ضریب رفتار ساختمان ، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	Cd	H_m (متر)
الف-سیستم دیوارهای باربر	۱-یوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲-دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳-دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی[۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴-دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵-دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و مهار تسمه ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷-دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱-یوارهای برشی بتن مسلح ویژه[۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲-دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۵	۲/۵	۴	۵۰
	۳-دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی[۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴-دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵-مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶-مهاربندی کمانش تاب	۷	۲	۵/۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معموی فولادی [۲]	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸-مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰

آی معمار
www.iArchitect.me

پ-سیستم قاب خمشی	۱-قاب خمشی بتن مسلح ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲-قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۵۰
	۳-قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴-قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵-قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶-قاب خمشی فولادی معمولی [۱] و [۵]	۳/۵	۳	۳	-
ت-سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱-قاب خمشی ویژه(فولادی یا بتنی)، دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲-قاب خمشی بتن متوسط+دیوار برشی بتن مسلح ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳-قاب خمشی بتن متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴-قاب خمشی فولادی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵-قاب خمشی فولادی ویژه+ پمهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶-قاب خمشی فولادی متوسط +مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷-قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸-قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث-سیستم کنسولی	۱-سازه های فولادی یا بتنی ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

برش پایه ، V ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده شده در رابطه زیر درنظر گرفته شود :

$$V_{min} = ۰/۱۴\ AIW \qquad (۲-۳)$$

جدول (۳-۲) درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام های ساختمان ها در مناطق با برف زیاد ، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام های ساختمان ها در سایر مناطق	-
ساختمان های مسکونی ، اداری ، هتل ها و پارکینگ ها	۲۰
بیمارستان ها،مدارس ، فروشگاه ها ، ساختمان های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۳-۳-۱-۱ ضریب و نامعینی سازه ρ

در ساختمان های با ارتفاع بیش از ۳ طبقه یا ارتفاع ۱۰ متر از تراز پایه ، نیروی برشی پایه در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان باید در ضریب نامعینی ρ مربوط مربوط به آن امتداد ضرب شود.این ضریب

آی معمار
www.iArchitect.me

درصورتیکه شرایط بندهای الف یا ب زیر اقناع نشده باشد برابر۱/۲ می باشد. درصورت اقناع یکی از شرایط زیر ضریب مذکور برابر ۱ اختیار می شود.

الف- ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ساختمان در آن ها ایجاد می شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر دو سوم ارتفاع طبقه به دست می آید.

ب- هر طبقه ای از ساختمان که در آن بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ایجاد شود ، باید با توجه به نوع سیستم سازه ای ضوابط جدول (۳-۳) را دارا باشد.

جدول (۳-۳) ضوابط استفاده از ρ برابر ۱ برای مواردی که بیش از ۳۵٪ نیروی برش پایه در طبقه ای از ساختمان ایجاد می شود

نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	ضوابط
قاب ساده مهار بندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمنا باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.
قاب خمشی	از دست رفتن مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمنا باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.
دیوار برشی	حذف یک دهانه دیوار برشی منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمنا باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.

تبصره ۱: در ساختمان های دارای سیستم دوگانه مقاوم در برابر نیروهای جانبی ، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می شود.

تبصره۲ : در محاسبات مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات ، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

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

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

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V \qquad (۳-۶)$$

در این رابطه :

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۲) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

h_i : ارتفاع تراز i ، ارتفاع سقف i ، از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k : برابر ۰/۷۵ + ۰/۵ T ، این عدد برای سازه های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۵ ثانیه برابر ۱ و برای سازه های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۲/۵ ثانیه برابر ۲ انتخاب می شود. T در این رابطه همان زمان تناوب اصلی سازه است که بر طبق بند ۳-۳-۳ محاسبه شده و در تعیین ضریب B مورد استفاده قرار گرفته است.

تبصره : در صورتیکه وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصدوزن بام باشد ، خرپشته به عنوان یک طبقه مستقل محسوب می شود. در غیر اینصورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می شود.

۳-۳-۷ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۳-۳-۷-۱ نیروی برشی زلزله ، که بر اساس توزیع نیروها در بند ۳-۳-۶ ، در طبقات ساختمان ایجاد می شود به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید ، طبق بند ۳-۳-۷-۲ ، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات ، در توزیع این برش ها باید اثر تغییرشکل های ایجاد شده در کف ها نیز منظور گردد.

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۳-۷-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i ، در اثر نیروهای جانبی زلزله ، از رابطه زیر به دست می آید:

$$M_i = \sum_{j=1}^{n} (e_{ij+} e_{aj}) F_j$$

در این رابطه :

e_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i ، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ، این برون مرکزی طبق ضابطه بند ۳-۳-۷-۳ محاسبه می شود.

F_j : نیروی جانبی در تراز طبقه j

کلیه عناصر سازه باید برای لنگر پیچشی که بیشترین تلاش را در آنها ایجاد می کند ، طراحی شوند.

۳-۳-۷-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه ، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر ، در نظر گرفته می شود.

این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه ، در امتداد عمود بر نیروی جانبی ، اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱- ب) می شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزگنمایی A_j طبق رابطه زیر ، ضرب شود.

در این رابطه :

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1/2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad ۱ \leq A_j \leq ۳$$

Δ_{max} = حداکثر تغییر مکان طبقه j

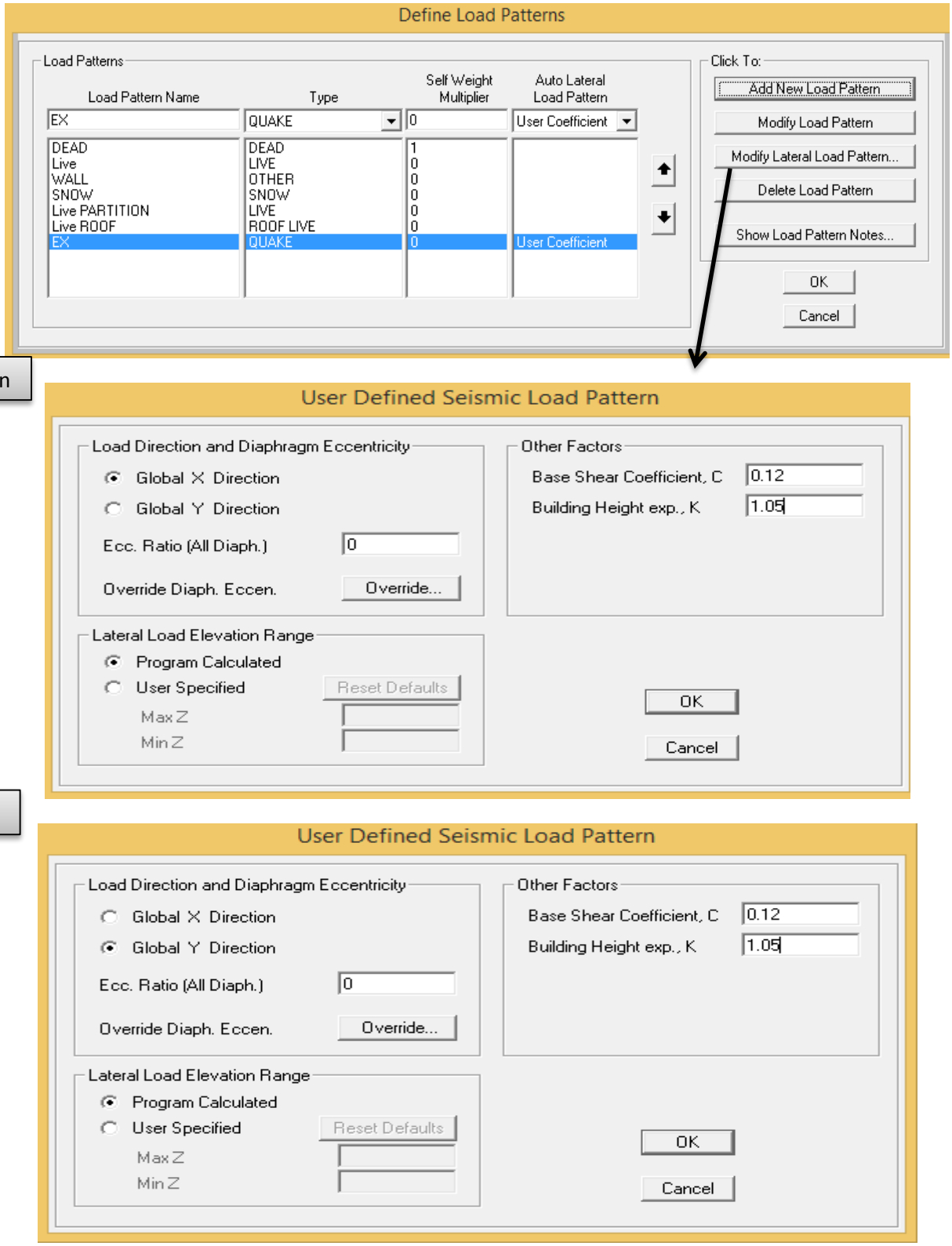
Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j

۳-۳-۷-۴ در ساختمان های تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هیجده 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 ، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظرگرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

آی معمار
www.iArchitect.me

تعریف بارهای جانبی استاتیکی در نرم افزار

مسیر: Define > Load Patterns

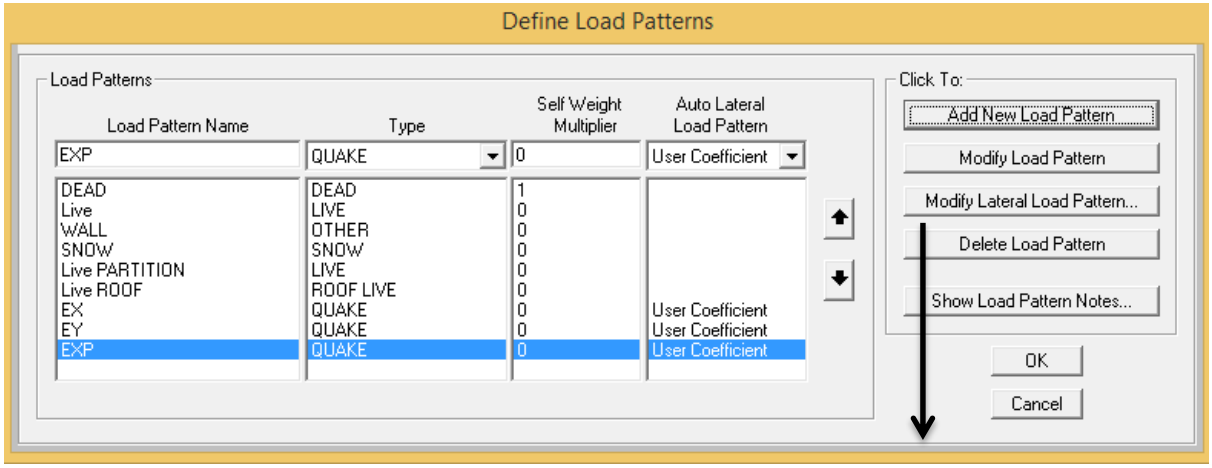


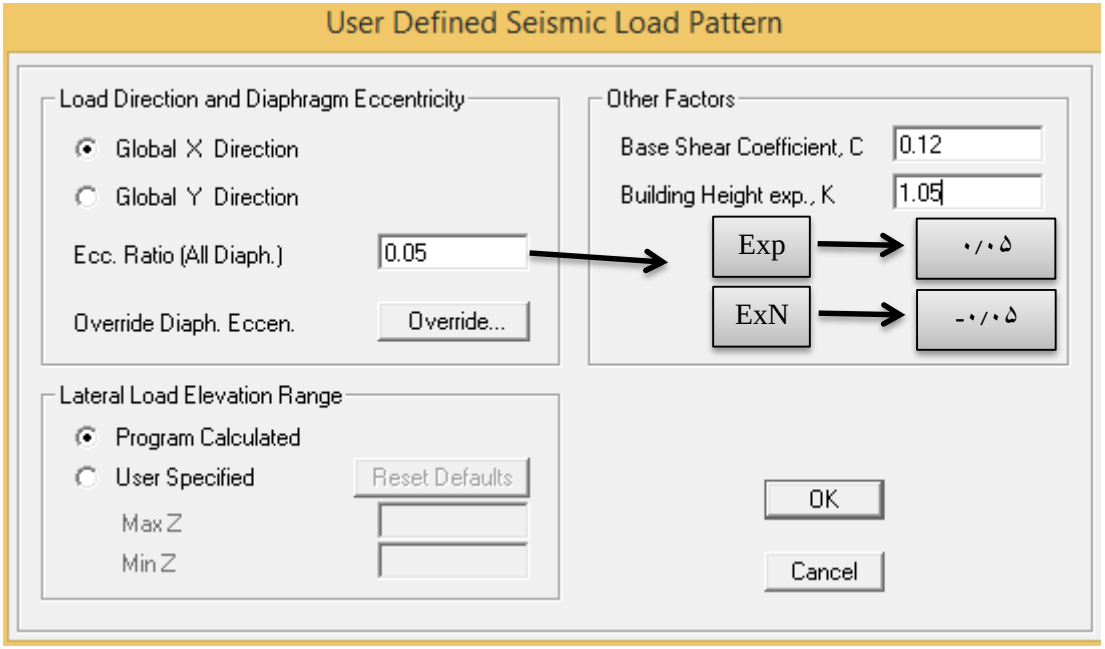
شکل۲۵: تعریف بارهای جانبی وارد بر سازه

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۴-۱ نحوه اعمال پیچش تصادفی

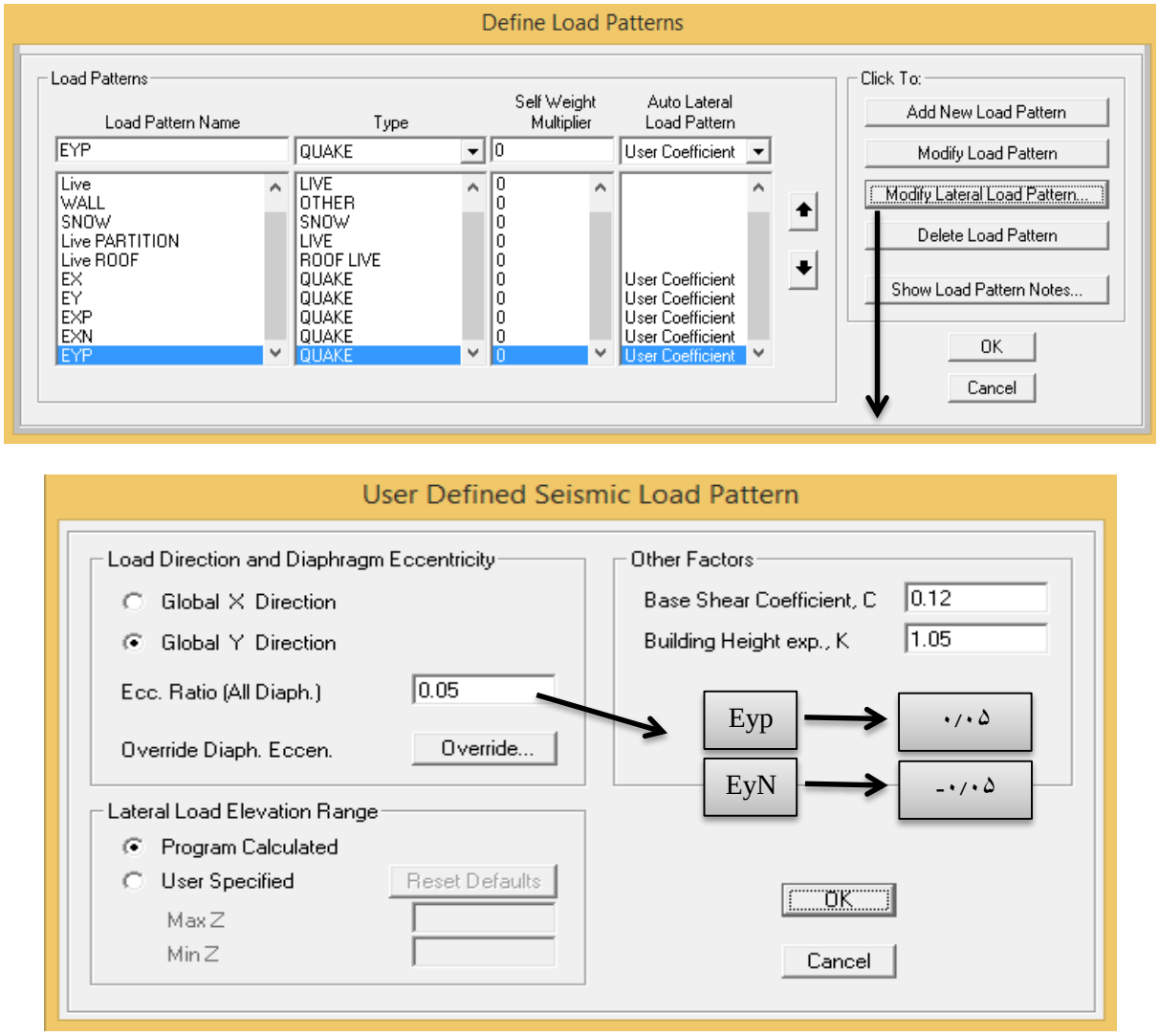
مسیر: Define > Load Patterns





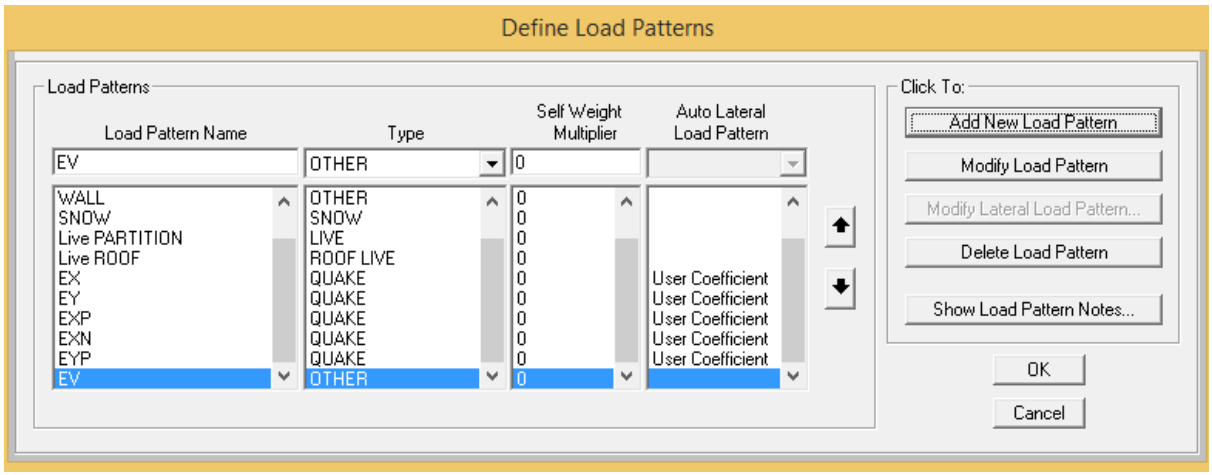
شکل۲۶: تعریف پیچش تصادفی در راستای X

آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۲۷: تعریف پیچش تصادفی در راستای Y

۳-۴-۲ بار قائم زلزله



شکل۲۸: تعریف بار قائم زلزله

آی معمار
www.iArchitect.me

نکته: نحوه اعمال بار قائم زلزله در ترکیبات بار بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ادامه آورده شده است.

National Load ۳-۴-۳

۱-۱-۵-۱-۲-۱۰ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبهٔ دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

N_i= بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

Y_i= بار ثقلی ضریبدار در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

یادداشت‌ها: *در هنگام اعمال بار جانبی فرضی (N_i) به طبقات ساختمان توجه به نکات زیر ضروری است.*

(۱) توزیع بار جانبی فرضی در کف هر طبقه باید مشابه توزیع بارهای ثقلی در کف همان طبقه در نظر گرفته شود.

(۲) بار جانبی فرضی(N_i) باید به کلیهٔ ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی‌که نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول (و یا بطور تقریب مقدار ضریب تشدید $B_۲$ در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته) با احتساب سختی کاهش یافتهٔ اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲) در کلیهٔ طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی (N_i) را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور نموده و از اثر آنها در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرفنظر نمود.

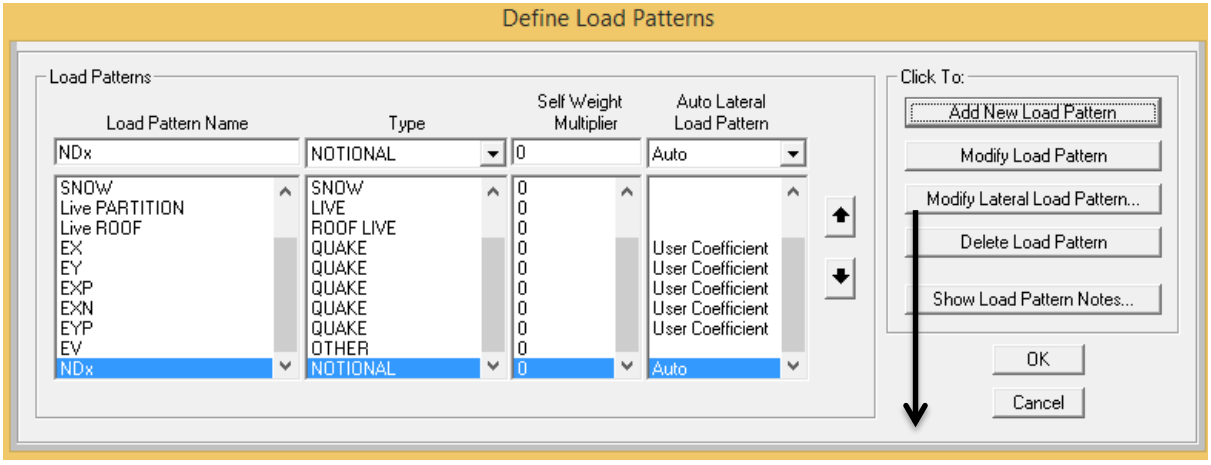
آی معمار
www.iArchitect.me

(۳) بارهای جانبی فرضی باید در راستایی به سازه اعمال شود که بیشترین اثر ناپایداری را داشته باشد.

(۴) ضریب بار جانبی فرضی (۰/۰۰۲) براساس حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها در هر طبقه برابر $\frac{۱}{۵۰۰}$ ارتفاع طبقه محاسبه شده است. در مواردی‌که میزان ناشاقولی از مقدار حداکثر ($\frac{۱}{۵۰۰}$ ارتفاع طبقه) کمتر باشد، ضریب بار جانبی فرضی می‌تواند متناسب با آن کاهش یابد.

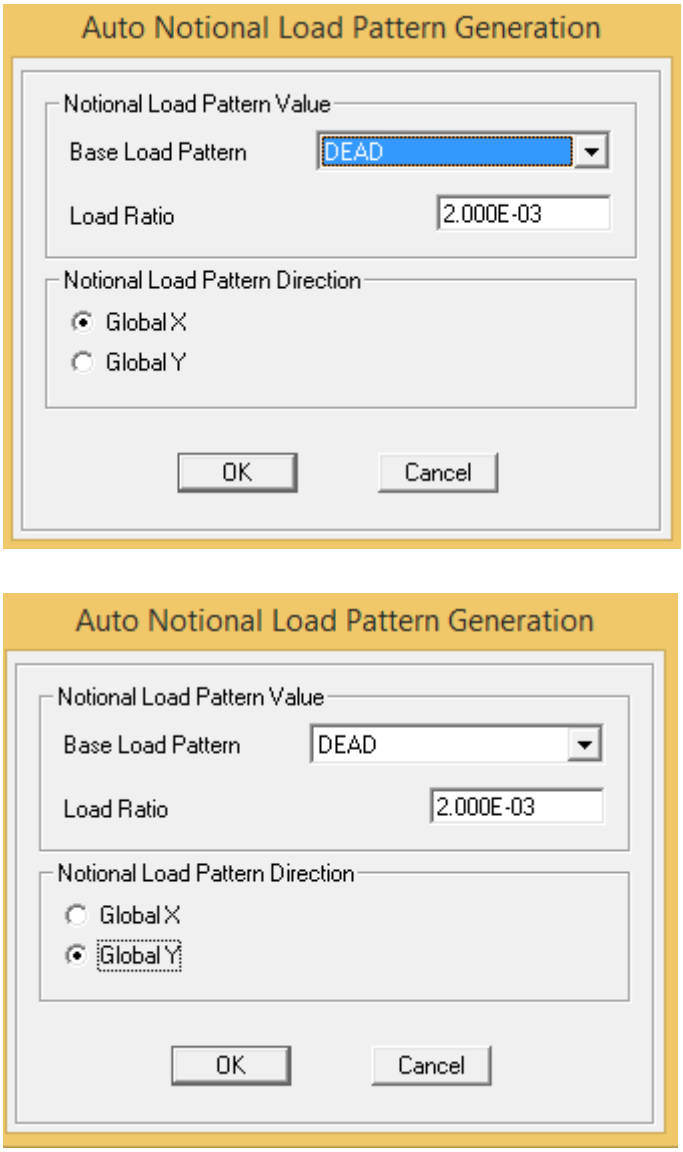
تبصره: کاربرد ملاحظات نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغیی مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید ملاحظات نواقص هندسی اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

نکته: لازم به ذکر است که National Load فقط برای سازه‌های فولادی باید تعریف گردد. همچنین باید برای هرکدام از بارهای ثقلی مرده و زنده باید دو بار از نوع National تعریف گرددریال که یکی در راستای X و دیگری در راستای Y می‌باشد.



شکل۲۹: تعریف بار خطای ساخت

آی معمار
www.iArchitect.me



شکل ۳۰: تعریف بار National برای بار مرده

این کار برای سایر بارهای ثقلی هم باید تعریف گردد.

۳-۵ اثر P-Δ

در کلیه سازه‌ها تاثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P -Δ معروف است. این اثر در مواردی‌که شاخص پایداری θ_i، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P\Delta_e}{Vh}\right]_i \qquad (۳-۱۱)$$

آی معمار
www.iArchitect.me

در این رابطه:

P_i= مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n، طبقه آخر

Δ_{ei} = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i حاصل از تحلیل خطی

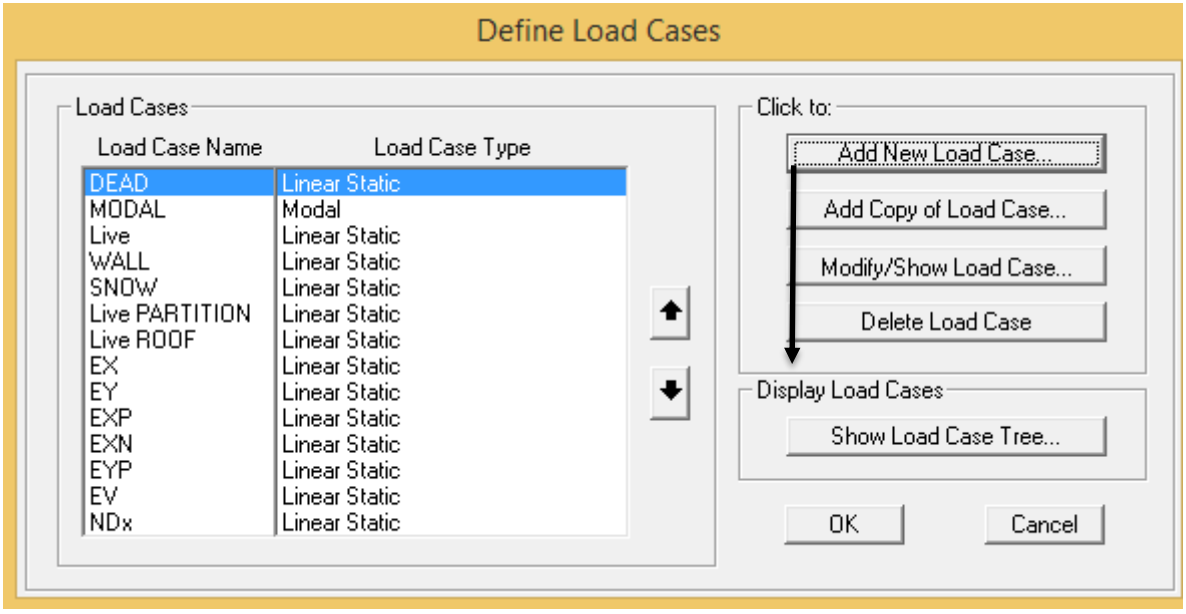
V_i= مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i= ارتفاع طبقه i

ترکیب بار حاکم بر P-Delta ترکیب بار حاصل از بارهای ثقلی برای طراحی می‌باشد؛ که بر اساس آئین‌نامه ASCE7 بصورت زیر می‌باشد.

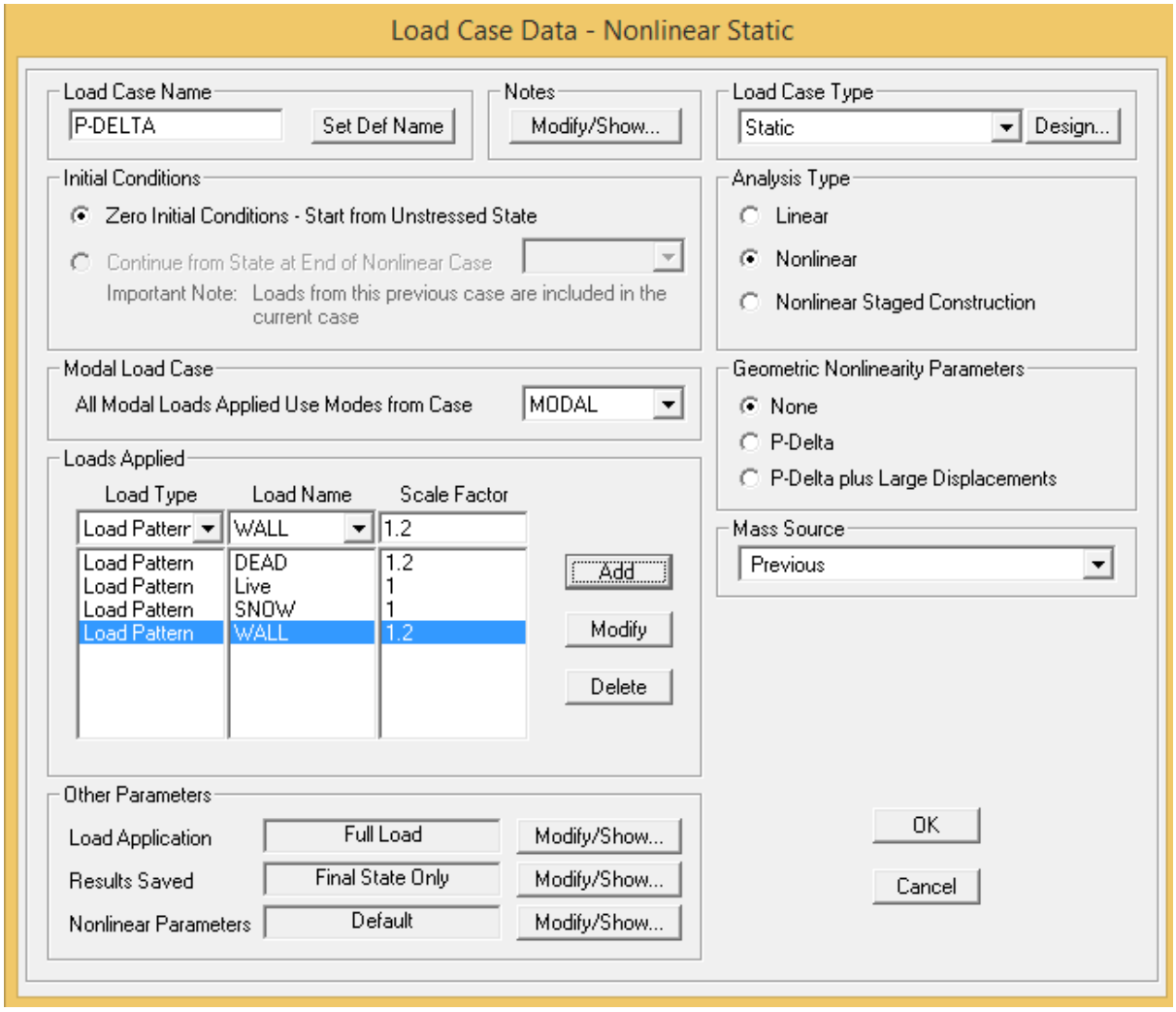
$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

مسیر: Define > Load Case



شکل۳۱: اضافه نمودن بار P-DELTA

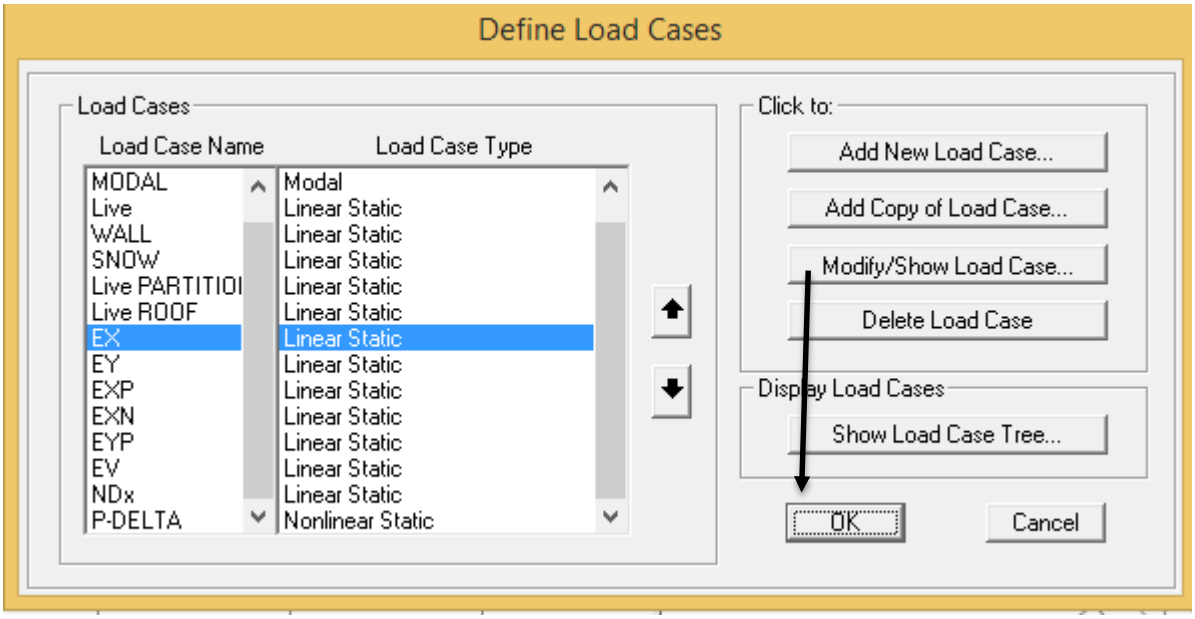
آی معمار
www.iArchitect.me

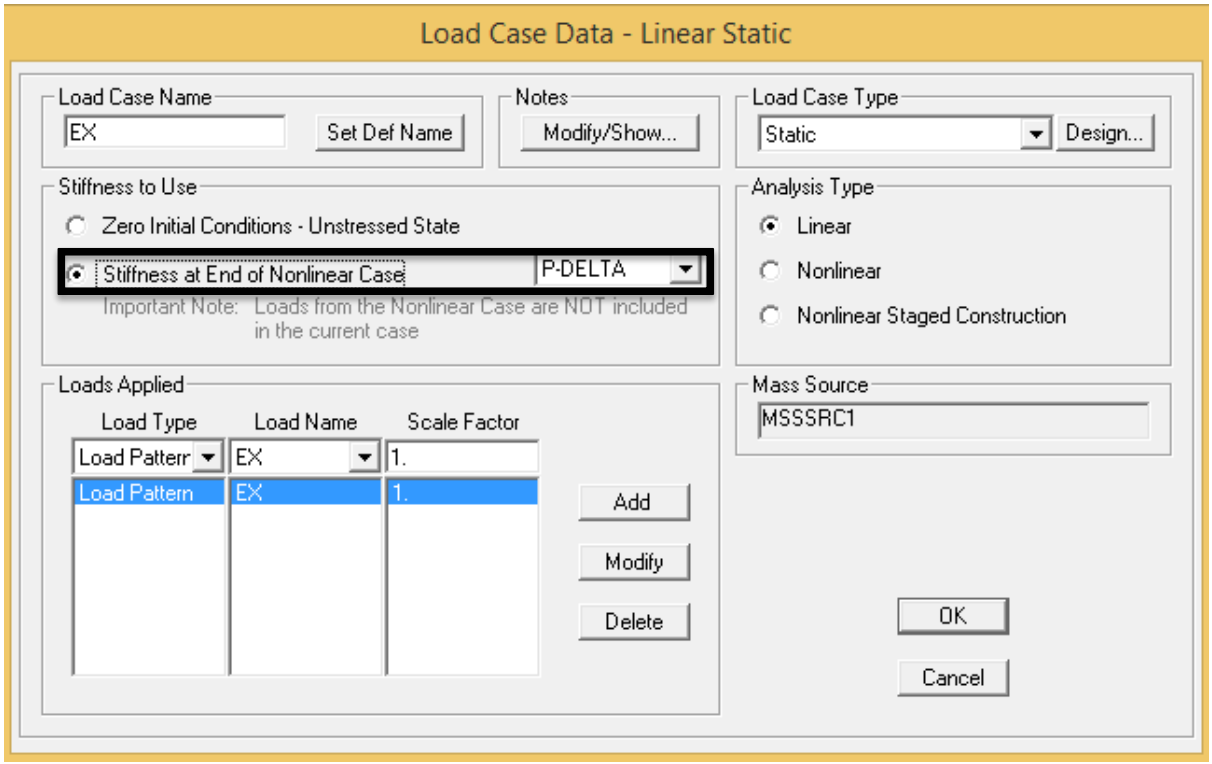


شکل۳۲: تعریف ترکیبات بار P-Δ

بعد تعریف بار P-DELTA بایستی تغییرات زیر در بارهای جانبی انجام شود تا اثر P-DELTA در سازه اعمال گردد. بایستی در قسمت LOAD CASE شرایط اولیه بارهای جانبی بصورت زیر تعریف گردد.

آی معمار
www.iArchitect.me





شکل۳۳: تعریف شرایط اولیه بارهای جانبی

به همین ترتیب برای سایر بارهای جانبی نیز باید شرایط اولیه همانند شکلهای بالا تعریف گردد.

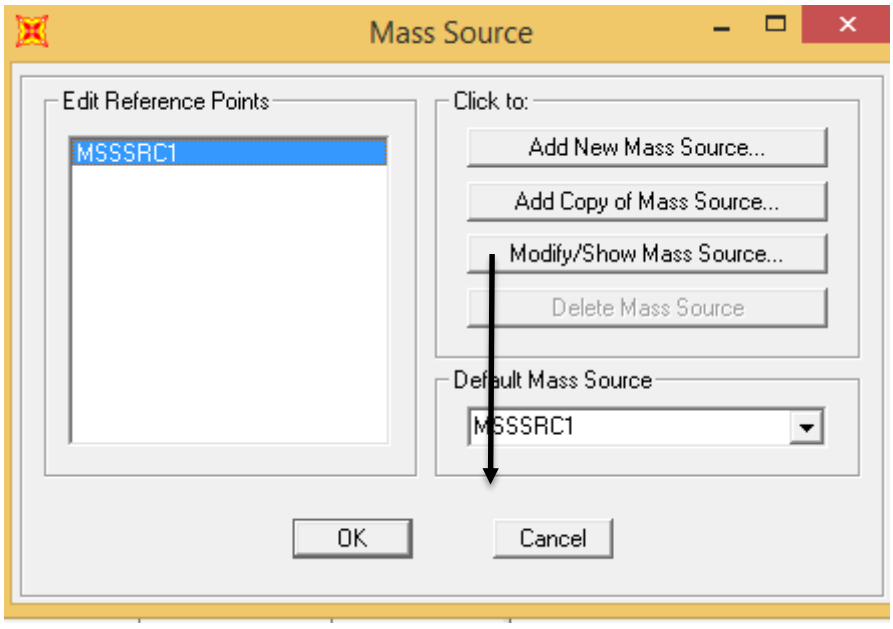
آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۵ جرم لرزه ای سازه

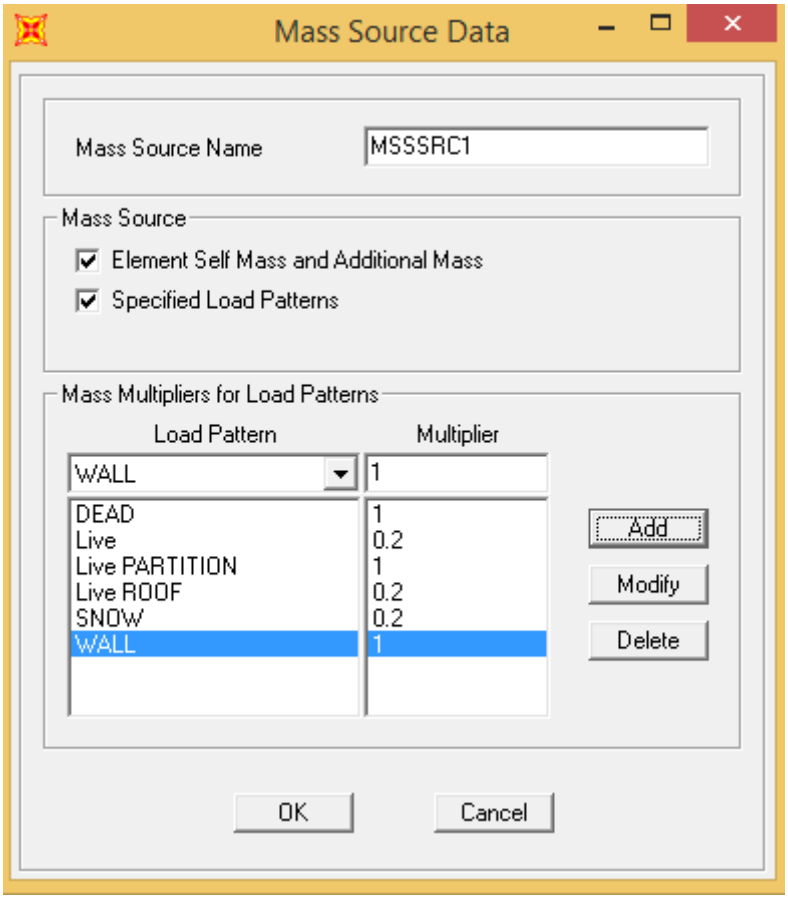
براساس واقعیت رخداد زلزله با توجه به عدم مشخص بودن زمان زلزله احتمال اینکه در موقع زلزله تمام وزن سازه حضور داشته باشد و در جذب نیرو مشارکت کند خیلی کمتر است چون قسمتی از وزن سازه ناشی از بارهای زنده می‌باشد و در موقع زلزله نمی‌توان گفت که تمام بارهای زنده حتما حضور دارد لذا آیین نامه با توجه به منطق استفاده از سازه(باتوجه به کاربری سازه) میزان مشارکت بارها در موقع زلزله جهت جذب نیرو را به صورت زیر تعریف کرده است.

W: وزن مؤثر لرزه ای , شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف که در جدول (۳-۲) مشخص شده است. بارهای زنده و برف بر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته می شود.

مسیر: Define > Mass source



آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۳۴: تعریف جرم لرزه‌ای

۳-۶ ترکیبات بارگذاری

۳-۷-۱ ملاحظات کلی

۳-۱-۱ کلیه ساختمان های موضوع این آیین نامه ، بجز آن دسته از ساختمان های با مصالح بنایی که مقررات مندرج در فصل هفتم در آنها رعایت شده باشد ، باید بر طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

۳-۱-۲ محاسبات ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد ، ملاک عمل قرار می گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله ، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضاء الزامی است.

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۱-۳ بجز مؤلفه های افقی نیروی زلزله که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در مواردی که در بند ۳-۳-۹ ذکر شده است باید منظور گردد.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود در هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود . به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می شود.

الف-ساختمان های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

در موارد الف و ب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند ، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله ، می توان صد در صد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. در طراحی اجزاء ، بحرانی ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند.

تبصره۱ : در ساختمان های مشمول بند ب فوق ، چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله ، در ستون در هر یک از دو امتداد مورد نظر کمتر از ۲۰ درصد بار محوری مجاز ستون باشد ، بکارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

تبصره۲ : در مواردی که ترکیب صد درصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته می شود ، منظور کردن برون مرکزی اتفاقی ، موضوع بند ۳-۳-۷ ، برای نیروی زلزله ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می شود ، الزامی نیست.

۳-۱-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۱-۶ 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 آنها تأثیر قابل ملاحظه ای در توزیع نیروها دارند ، در نظر گرفته شوند. در این ارتباط در سازه های بتن مسلح رعایت اثر ترک خوردگی اجزاء در سختی آنها الزامی است. اثر ترک خوردگی در این سازه ها را می توان مطابق بند ۳-۶-۵ برای تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکل ها در تحلیل سازه منظور کرد.

در طراحی سازه‌های بتنی می‌توان از آئین‌نامه ACI و یا آئین‌نامه CSA استفاده کرد. در صورت استفاده از آئین‌نامه ACI باید از ترکیبات خود آئین‌نام برای طراحی سازه‌های بتنی استفاده کرد. اما در صورت استفاده از آئین‌نامه CSA می‌توان از ترکیبات بار مبحث نهم مقررات ملی برای طراحی سازه‌های بتنی استفاده کرد.

با توجه به اینکه نظام مهندسی ساختمان بیشتر طراحی سازه‌های بتنی را بر اساس آئین‌نامه ACI کنترل می‌نماید، لذا در این جزوه نحوه تنظیمات ترکیبات بار بر اساس آئین‌نامه ACI در نرم‌افزار توضیح داده خواهد شد. اما ترکیبات بار بر اساس مبحث نهم مقرات ملی ساختمان نیز در ادامه آورده شده است.

نکته: در اکثر حالات طراحی، می‌بایست اثر ۱۰۰ درصد راستای زلزله با ۳۰ درصد نیروی زلزله ترکیب گردد؛ لذا در ترکیبات بار طراحی مورد فوق نیز آورده می‌شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۷-۲ ترکیب بار مربوط به اثر مولفه قائم زلزله

۳-۳-۹-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف-کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ-تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. درصورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_v=0.6\ AIW_p \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

۳-۳-۹-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به‌کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.

بنابراین با توجه به مورد الف بند ۳-۳-۹-۱ در تمام سازه‌های که در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار دارند(مانند شهر تبریز) باید مولفه قائم زلزله نیز در نظر گرفته شود. برای درنظر گرفتن اثر مولفه قائم برای کل سازه بهتر است که، مقدار آن با بار مرده بصرت زیر در ترکیبات بار در نظر گرفته شود.

مثلا برای سازه‌های با اهمیت متوسط(مسکونی) داریم:

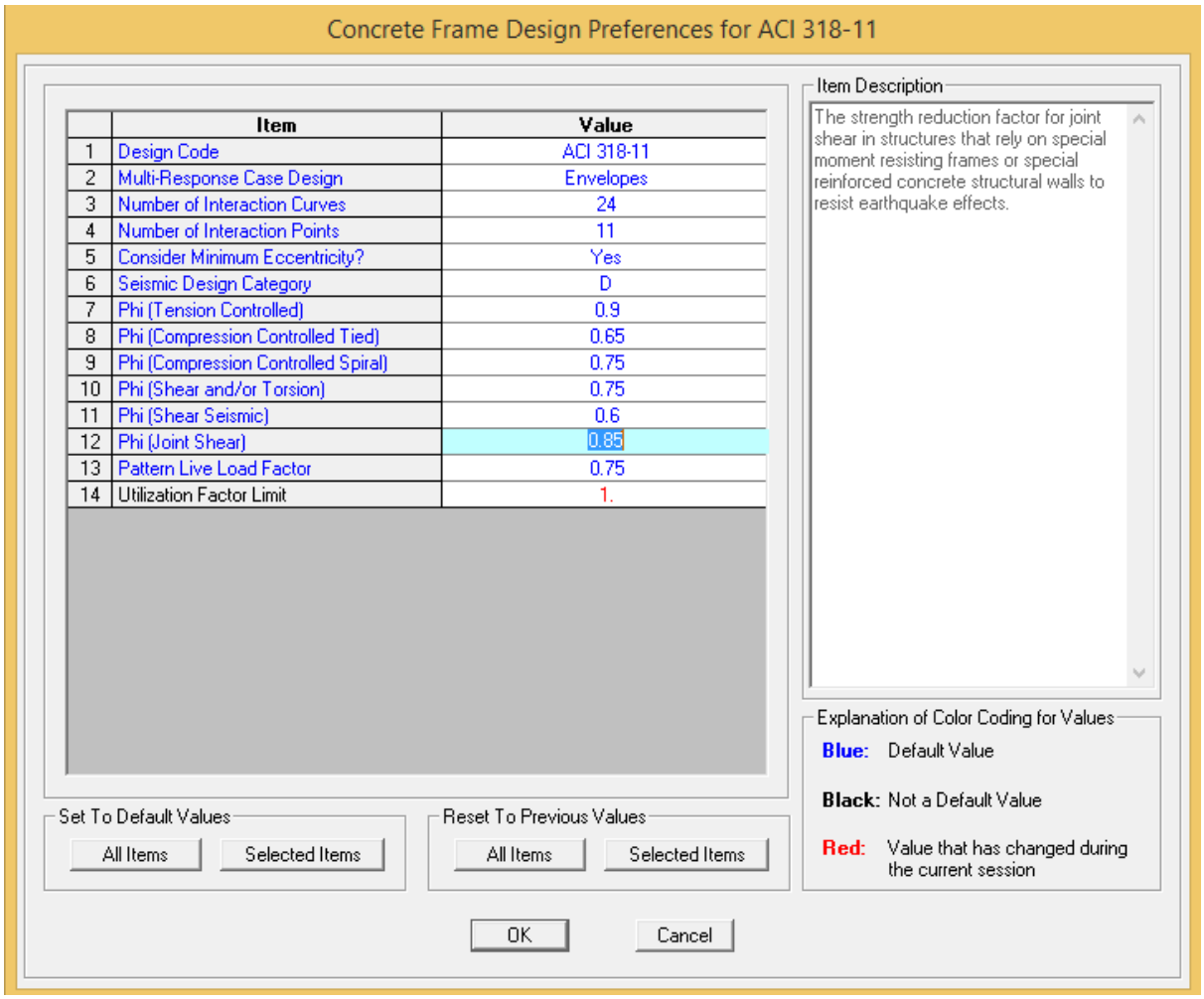
0.6*.35*1=0.21

آی معمار
www.iArchitect.me

پس در ترکیبات مربوط به بار مرده، ضرایب بار مرده با 0.21 جمع میگردد. مثلا بار مرده بجای ضریب 1.2D مقدار 1.41D بکار برده خواهد شد. لازم به ذکر است که با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ مولفه قائم با ضریب ۱ در ترکیبات بار بکار می‌رود. همچنین ضریب اضافه مقاومت(Ω_0) در ترکیبات بار به مولفه قائم ضرب نمی‌شود.

گام اول: انتخاب آئین‌نامه طراحی

مسیر: Design > Concrete Frame Design > View/ Revise Preferences

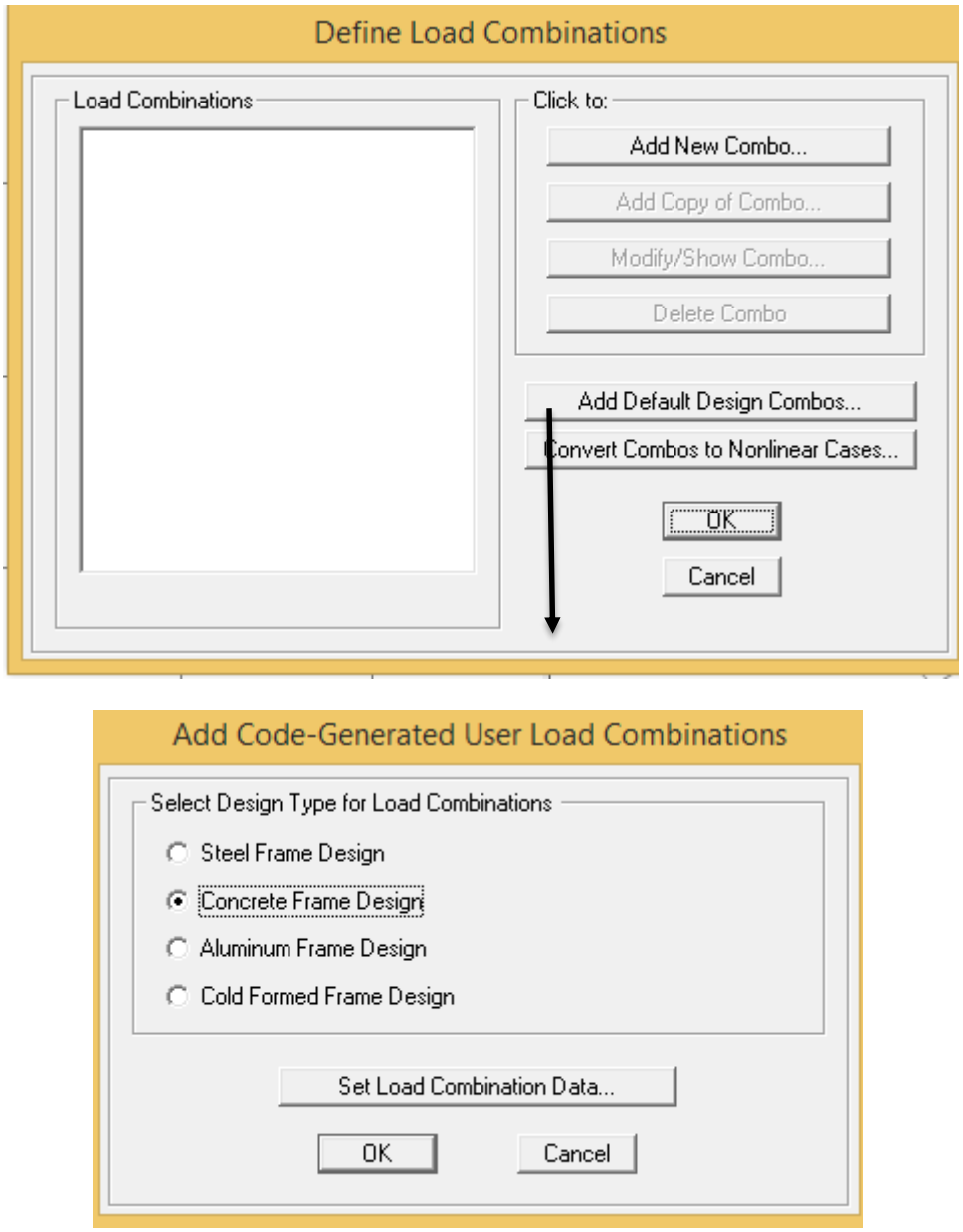


شکل۳۵: انتخاب آئین نامه طراحی سازه‌های بتنی

آی معمار
www.iArchitect.me

گام دوم: فراخوانی ترکیبات بار پیش فرض

مسیر: Define > Load Combinations



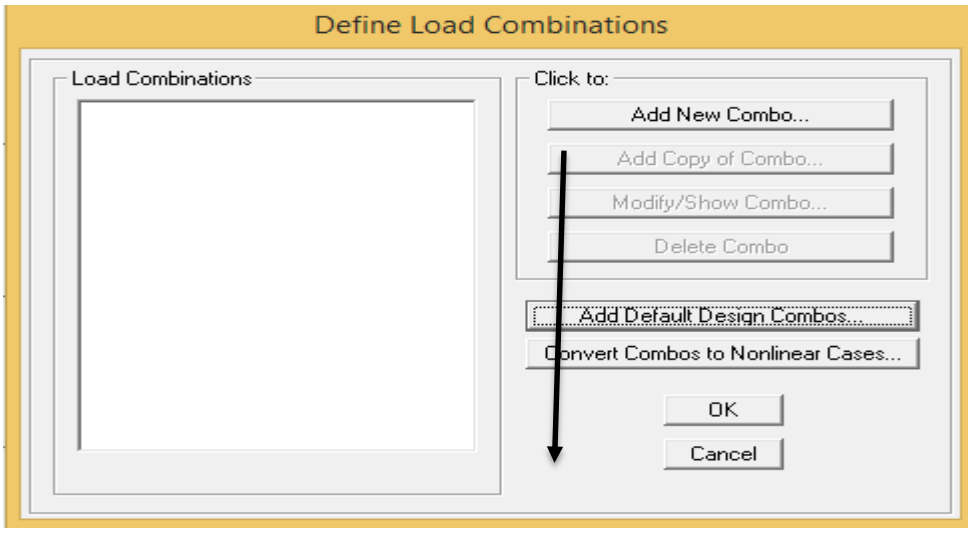
شکل۳۶: فراخوانی ترکیبات بار پیش فرض نرم‌افزار برای سازه‌های بتنی

آی معمار
www.iArchitect.me

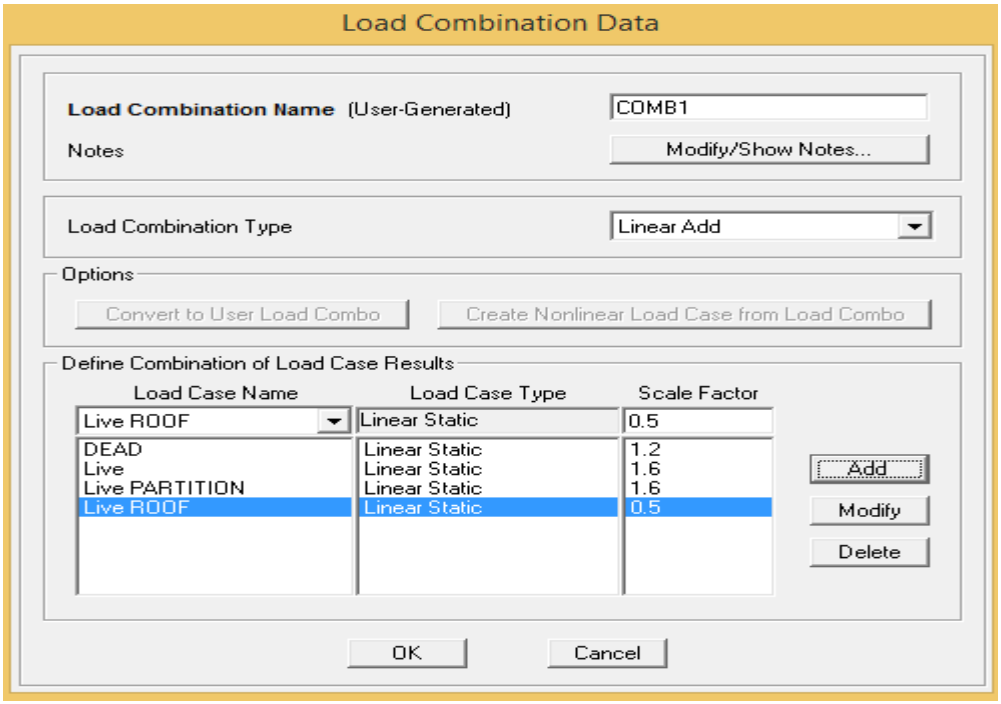
۳-۷-۴ تعریف ترکیبات بار بصورت دستی بر اساس ACI

اگر بخواهیم ترکیبات بارگذاری سازه‌های بتنی بر اساس آئین‌نامه ACI بصورت دستی وارد گردد بصورت زیر و بر اساس جدول ۳-۱ خواهد بود.

مسیر: Define > Load Combinations



شکل۳۷: تعریف ترکیب بار جدید



شکل۳۸: اضافه کردن ضرایب بارها

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول ۳-۱: ترکیب بار سازه‌های بتنی بر اساس ACI

Combo	Dead	Live	Live Partition	Live Roof	Snow	ExAll	EYAll	EXALL+0.3Ey	ExAll-0.3Ey	EyALL+0.3Ex	EYAll-0.3Ex	EV
1	1.4											
2	1.2	1.6	1.6	0.5								
3	1.2	1.6	1.6		0.5							
4	1.2	1	1	1.6								
5	1.2	1	1		1.6							
6	1.41	1	1		0.2	1						1
7	1.41	1	1		0.2	-1						1
8	1.41	1	1		0.2		1					1
9	1.41	1	1		0.2		-1					1
10	1.41	1	1		0.2			1				1
11	1.41	1	1		0.2			-1				1
12	1.41	1	1		0.2				1			1
13	1.41	1	1		0.2				-1			1
14	1.41	1	1		0.2					1		1
15	1.41	1	1		0.2					-1		1
16	1.41	1	1		0.2						1	1
17	1.41	1	1		0.2						-1	1
18	0.69					1						-1
19	0.69					-1						-1
20	0.69						1					-1
21	0.69						-1					-1
22	0.69							1				-1
23	0.69							-1				-1
24	0.69								1			-1
25	0.69								-1			-1
26	0.69									1		-1
27	0.69									-1		-1
28	0.69										1	-1
29	0.69										-1	-1

در جدول ۳-۱ ترکیبات بار بر اساس وجود مولفه قائم، همزمانی مولفه‌های افقی(۱۰۰-۳۰) و پیچش تصادفی تنظیم گشته است. اگر مولفه قائم وجود نداشته باشد؛ ضرایب بارمرده از 1.41 به 1.2 و 0.69 به 0.9 تبدیل شده و Ev از ترکیبات حذف خواهد شد.

۳-۷-۵ ترکیبات بارگذاری سازه های بتنی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

در نرم‌افزار Etabs می‌توان برای طراحی سازه‌های بتنی از ترکیبات بار مبحث نهم مقررات ملی ساختمان نیز استفاده کرد. برای استفاده از ترکیبات بار مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، آئین‌نامه طراحی باید CSA که آئین‌نامه ساختمانهای بتنی کانادا می‌باشد؛ انتخاب گردد. روش طراحی سازه‌های بتنی در آئین-نامه CSA و مبحث نهم همانند هم بوده و بر اساس حالات حدی نهائی می‌باشد. ترکیبات بار سازه‌های بتنی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در جدول ۳-۲ آورده شده است.

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول ۳-۲: ترکیبات‌بار سازه‌های بتنی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی

Combo	Dead	Live	Live Partition	Snow or LRoof	ExAll	EYAll	EXALL+0.3Ey	ExAll-0.3Ey	EyALL+0.3Ex	EYAll-0.3Ex	EV
1	1.25	1.5	1.5	1.5							
2	1.21	1.2	1.2	1	0.84						1
3	1.21	1.2	1.2	1	0.84						1
4	1.21	1.2	1.2	1		0.84					1
5	1.21	1.2	1.2	1		-0.84					1
6	1.21	1.2	1.2	1			0.84				1
7	1.21	1.2	1.2	1			-0.84				1
8	1.21	1.2	1.2	1				0.84			1
9	1.21	1.2	1.2	1				-0.84			1
10	1.21	1.2	1.2	1					0.84		1
11	1.21	1.2	1.2	1					-0.84		1
12	1.21	1.2	1.2	1						0.84	1
13	1.21	1.2	1.2	1						-0.84	1
14	0.64				0.84						-1
15	0.64				-0.84						-1
16	0.64					0.84					-1
17	0.64					-0.84					-1
18	0.64						0.84				-1
19	0.64						-0.84				-1
20	0.64							0.84			-1
21	0.64							-0.84			-1
22	0.64								0.84		-1
23	0.64								-0.84		-1
24	0.64									0.84	-1
25	0.64									-0.84	-1

در جدول ۳-۲ نیز ترکیبات بار بر اساس وجود مولفه قائم، همزمانی مولفه‌های افقی(۱۰۰-۳۰) و پیچش تصادفی تنظیم گشته است. اگر مولفه قائم وجود نداشته باشد؛ ضرایب بارمرده از 1.21 به 1 و 0.64 به0.85 تبدیل شده و Ev از ترکیبات حذف خواهد شد.

۳-۷-۶ ترکیبات بارگذاری سازه های فولادی به روش طراحی بر اساس حالات حدی مقاومت

با توجه به اینکه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مطابقت زیادی با آئین‌نامه فولاد آمریکا(AISC) دارد؛ لذا ترکیبات ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای سازه‌های فولادی به روش طراحی بر اساس مقاومت(LRFD) همانند AISC می‌باشد. لذا می‌توان هم از ترکیبات بار پیش فرض برنامه برای طراحی سازه-های فولادی استفاده کرد و هم ترکیبات بار را بصورت دستی همانند جدول ۳-۳ در نرم‌افزار تعریف کرد.

در جدول ۳-۳ نیز ترکیبات بار بر اساس وجود مولفه قائم، همزمانی مولفه‌های افقی(۱۰۰-۳۰) و پیچش تصادفی تنظیم گشته است. اگر مولفه قائم وجود نداشته باشد؛ ضرایب بارمرده از 1.41 به 1.2 و 0.69 به 0.9 تبدیل شده و Ev از ترکیبات حذف خواهد شد.

آی معمار
www.iArchitect.me

جدول۳-۳: ترکیبات بار طراحی سازه‌های فولادی بر اساس مبحث شش مقررات ملی ساختمان و AISC

Combo	Dead	Live	Live Partition	NDX	NDY	NLX	NLY	NLPX	NLPY	NLRX	NLRY	Snow or LRoof	ExAll	EYAll	EXALL+0.3Ey	ExAll-0.3Ey	EyALL+0.3Ex	EYAll-0.3Ex	EV
1	1.4			1.4															
2	1.4			-1.4															
3	1.4				1.4														
4	1.4				-1.4														
5	1.2	1.6	1.6	1.2		1.6		1.6		0.5		0.5							
6	1.2	1.6	1.6	-1.2		-1.6		-1.6		-0.5		0.5							
7	1.2	1.6	1.6		1.2		1.6		1.6		0.5	0.5							
8	1.2	1.6	1.6		-1.2		-1.6		-1.6		-0.5	0.5							
9	1.2	1	1	1.2		1		1		1.6		1.6							
10	1.2	1	1	-1.2		-1		-1		-1.6		1.6							
11	1.2	1	1		1.2		1		1		1.6	1.6							
12	1.2	1	1		-1.2		-1		-1		-1.6	1.6							
13	1.41	1	1									0.2	1						1
14	1.41	1	1									0.2	-1						1
15	1.41	1	1									0.2		1					1
16	1.41	1	1									0.2		-1					1
17	1.41	1	1									0.2			1				1
18	1.41	1	1									0.2			-1				1
19	1.41	1	1													1			1
20	1.41	1	1													-1			1
21	1.41	1	1														1		1
22	1.41	1	1														-1		1
23	1.41	1	1															1	1
24	1.41	1	1															-1	1
25	0.69												1						-1
26	0.69												-1						-1
27	0.69													1					-1
28	0.69													-1					-1
29	0.69														1				-1
30	0.69														-1				-1
31	0.69															1			-1
32	0.69															-1			-1
33	0.69																1		-1
34	0.69																-1		-1
35	0.69																	1	-1
36	0.69																	-1	-1

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۷ مدلسازی سازه

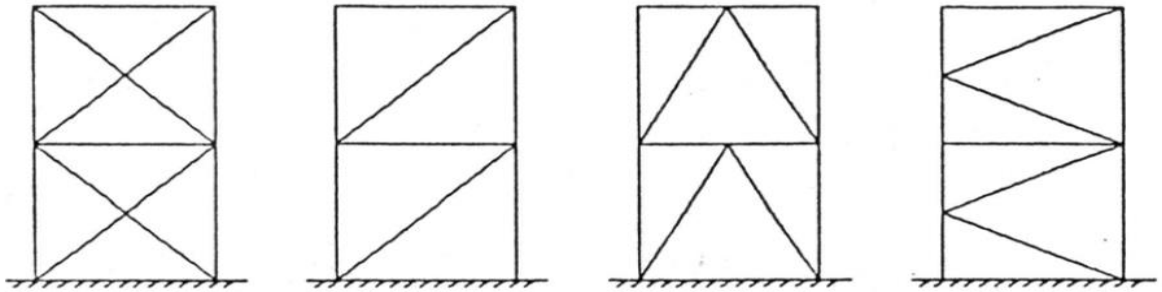
۳-۸-۱ مدلسازی سازه فولادی با سیستم مقاوم جانبی مهاربندی(ستون، تیر ، مهاربند)

در این سیستم، بارهای قائم و ثقلی توسط تیر و ستون و بارهی جانبی توسط مهاربندها تحمل می‌شود.

انواع مهاربندها:

۱- **مهاربندهای هم محور(CBF):**۱-سختی زیاد ۲-شکل پذیری کم ۳-جابجایی جانبی کم ۴-محدودیت در بازشو

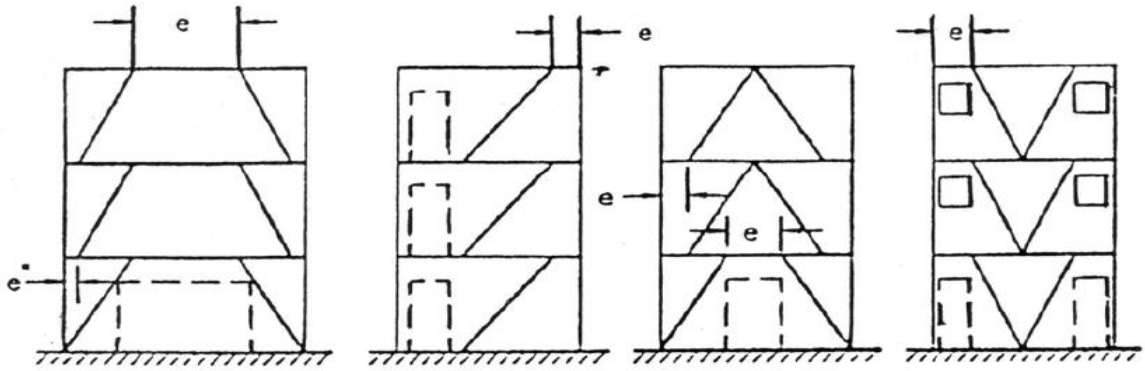
۵-اجرای راحت



شکل۵۴: نمونه‌هایی از مهاربند هم محور

۲- مهاربندهای برون محور(EBF):۱- سختی جانبی کمتر ۲- شکل پذیری بیشتر۳- قابلیت استهلاک انرژی بیشتر ۴- عدم محدودیت درجایگذاری بازشوها ۵- اجرای نسبتا سخت در تیر پیوند

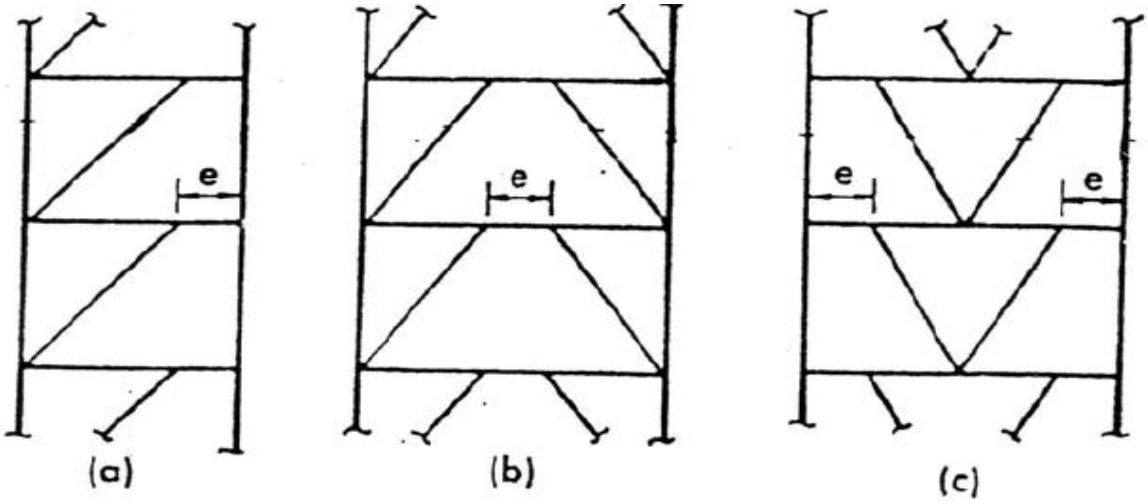
سیستم های مقاوم فولادی همچون قاب های خمشی و قاب مهاربندی شده هم مرکز هر کدام به تنهایی نمی توانند هر دو عامل سختی و شکل پذیری را به صورت مطلوب فراهم نمایند و تأمین هر دو هدف توسط این سیستم ها باعث غیر اقتصادی شدن طرح می گردد. برای افزایش شکل پذیری قاب‌های مهاربندی شده سیستم مهاربند خارج از مرکز (EBF) توسط پوپوف درسال ۱۹۷۸ پیشنهاد گردید .تأمین دو خواسته بالا توسط این سیستم،به سرعت به کارگیریآن را در آیین نامه های مختلف رایج کرد. ولی ضعف بزرگ این سیستم تیر پیوند می باشد که خود قسمتی از تیر اصلی می باشد و تعویض یا تعمیر آن پس از یک زلزله شدید بسیار مشکل می باشد.



شکل۵۵: نمونه‌هایی از مهاربند برون محور

آی معمار
www.iArchitect.me

در این سیستم قسمتی از تیر که بین عضو قطری تا ستون یا بین دو مهاربند قرار می گیرد لینک یا پیوند نامیده می شود، تیر پیوند دارای این خاصیت است که می تواند نیروهای مهاربندی را از طریق خود به ستون یا عضو قطری دیگر انتقال دهد و نهایتاً نیروهای متعادلی را به مهاربند وارد سازد .در واقع پیوند در اینجا مانند فیوز شکل پذیری عمل می کنند و خود مقادیر عمده ای از انرژی زلزله را جذب می کند .در واقع در طراحی یک طراحی برای سیستم مهاربند برون محور این تیر پیوند است که با تشکیل مفصلهای خمیری، تغییر شکلهای بزرگ غیر ارتجاعی را تحمل کند. عناصر قطری باید طوری طراحی شوند که حتی در مقابل بارهای جانبی شدید هم کمانه نکنند. به همین علت، طول پیوند و کم یا زیاد شدن آن نقشی اساسی در رفتار سیستم بر عهده می گیرد.



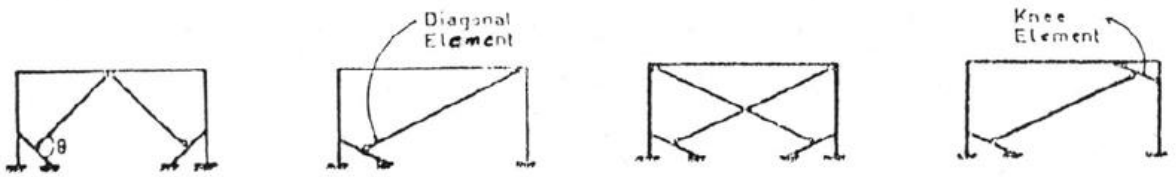
شکل۵۶: موقعیتهای متفاوت تیر پیوند

۳-مهاربندهای زانوئی(KBF):

برای رفع این مشکل در سال ۱۹۸۶ سیستم مهاربند زانویی کمانش پذیر توسط آچوا مطرح شد .آچوا پیشنهاد کرد عضو قطری طوری طراحی شود که فقط کشش را تحمل کند وسختی و شکل پذیری هر دو توسط عضو زانویی تأمین گردد. مشکل عمده سیستم پیشنهادی آچوا لاغری عضو قطری بود که در فشار سریعاً کمانش می نمود و برای طرح لرزه ای مناسب نبود . در سال ۱۹۹۰ بالندرا با انجام تغییراتی

آی معمار
www.iArchitect.me

در سیستم فوق و استفاده از یک عضو قطری که جلوی کمانش آن گرفته شده است، سیستم مهاربند زانویی KBF (Knee Braced Frame) را پیشنهاد نمود . در سیستم پشنهادی بالندرشکل پذیری و به تبع آن استهلاک انرژی توسط عضو زانویی و سختی توسط عضو قطری تأمین شده است .بعد از آزمایش تمام مقیاس انجام شده روی سیستم مهاربند زانویی مشخص شد، هنگامی عضو زانویی در مقابل کمانش محلی و کمانش پیچشی جانبی طراحی می گردد حلقه های هیسترزیس ایجاد شده منظم و بدون کاهش سختی به پیش می روند.



شکل۵۷: نمونه‌هایی از مهاربند زانوئی

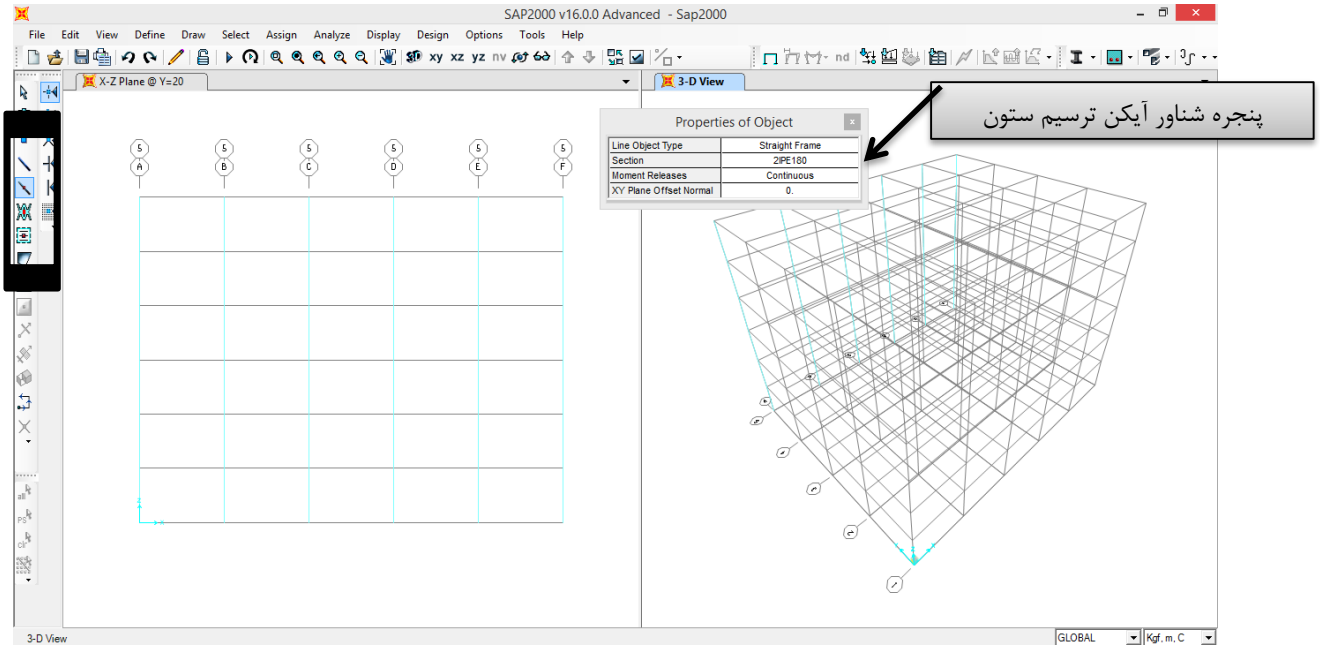
به غیر از مهاربندهای رایج ذکر شده در بالا مهاربندهایی از جمله مهاربند **مایکرو** و مهاربندی **کلان** نیز وجود دارد که در آینده کاربرد فراوانی در صنعت ساختمان کشورمان خواهند داشت.

۳-۸-۱-۱ ترسیم ستون

ستونها را باید در حالت نما ترسیم نمود. برای ترسیم ستون در حالت نما از مسیر زیر یا آیکن های نشان داده شده از ابزارهای ترسیم استفاده نمود.

مسیر: Draw > Quick Draw Frame/cable/Tendon

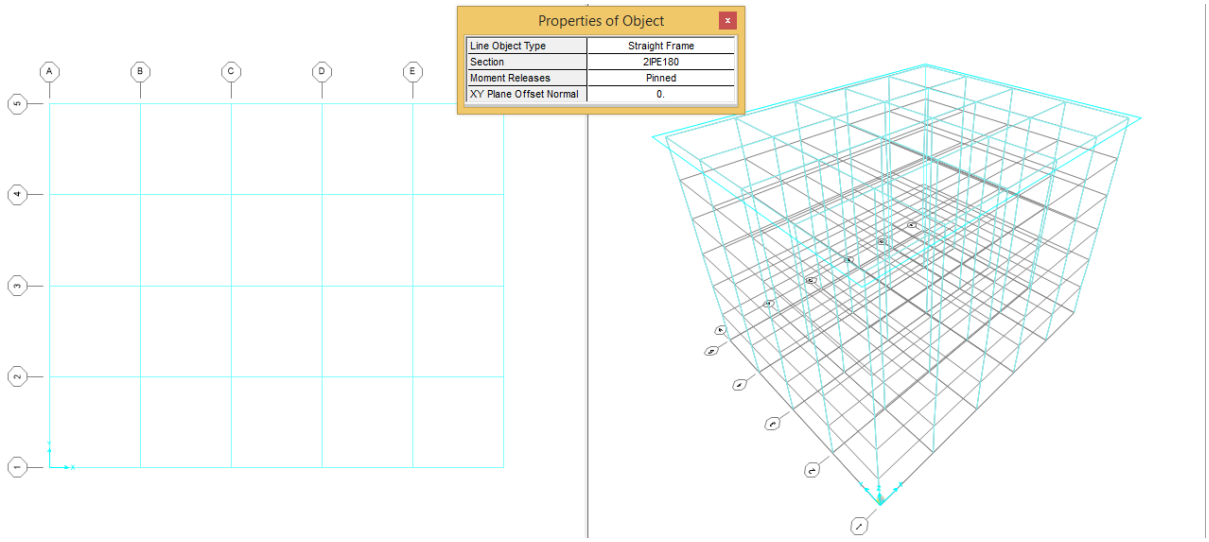
آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۳۹: ترسیم ستونها در حالت پلان

توجه: در ترسیم ستونها باید دقت کرد که اتصال ستون به ستون همیشه گیردار است.

ترسیم تیرها بهتر است در حالت پلان انجام می‌شود. با توجه به اینکه سیستم مقاوم جانبی سازه مهاربندی می‌باشد، لذا بایستی اتصالات تیر به ستون مفصلی در نظر گرفته شود. برای مفصلی کردن اتصالات تیر به ستون کافی است در پنجره شناور ترسیم تیر در قسمت Moment Releases گزینه Pinned انتخاب گردد.



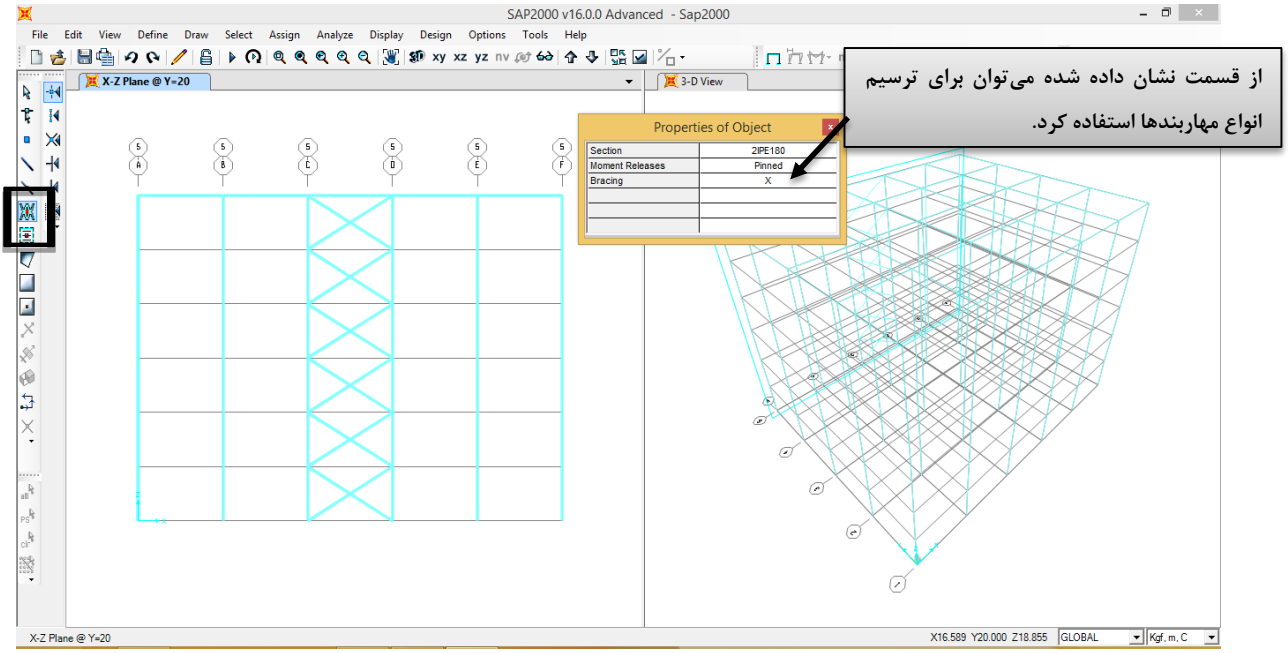
شکل۴۰: ترسیم تیرها در حالت پلان

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۸-۱-۲ ترسیم مهاربندها

برای ترسیم مهاربندها ابتدا قاب مورد نظر انتخاب و از مسیر زیر و یا آیکن نشان داده شده استفاده می شود.

مسیر: Draw >Quick Draw Braces



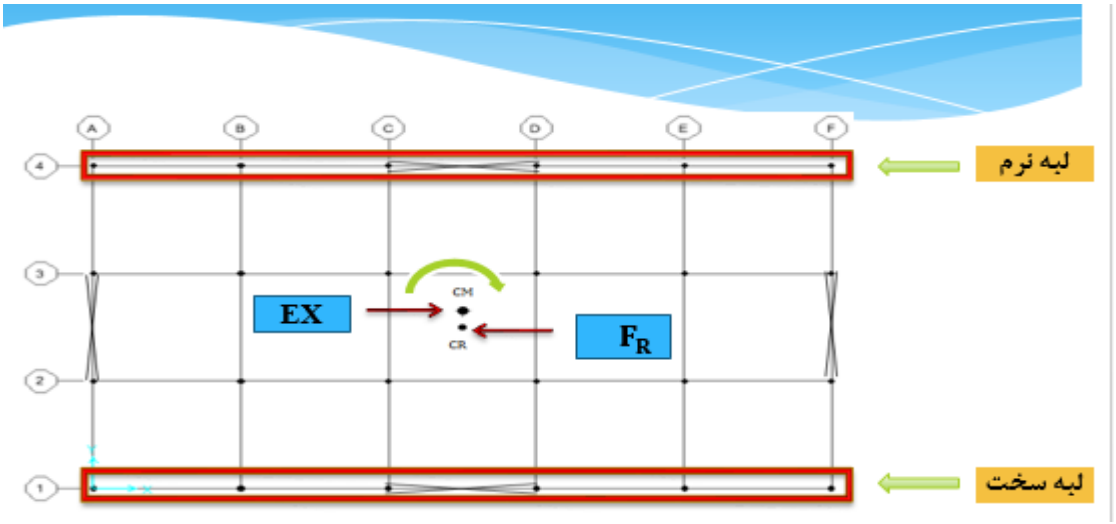
شکل۴۱: ترسیم مهاربندها در حالت قاب

توجه۲: مهاربندها باید طوری در سازه قرار بگیرند که باعث خروج از مرکزیت در سازه نگردند. برای این منظور باید بصورت متقارن در طرفین مرکز جرم قرار گیرند. وجود پیچش درسازه باعث پیچیده گی رفتار سازه و آسیب پذیر شدن سازه در مقابل نیروی های ناشی از زلزله می گردد.

توجه۳: با توجه به اینکه با افزایش فاصله از مرکز سختی، سختی پیچشی مهاربندها افزایش می یابد، باید دقت کرد تا جایی که امکان دارد مهاربندها در قابهای پیرامونی سازه قرار گیرند تا از حداکثر ظرفیت مهاربندها استفاده شود.

توجه۱: اتصال مهاربندها به تیر و ستون در هر حالت مفصلی(Pinned) خواهد بود.

آی معمار
www.iArchitect.me



شکل ۶۰: رفتار سازه در صورت وجود خروج از مرکزیت جرم یا سختی

درسازه ها اگرمرکز جرم و سختی نسبت به هم خروج ازمرکزیت نداشته باشد پیچش درسازه بوجود نمی‌آیدکه این حالت از سازه ازنظر رفتاری مطلوبترین حالت است. چون المان های مقاوم جانبی هر راستا به نسبت سختی خود از نیروهای جانبی سهم خواهند برد اما در مواقعی که مابین مرکزجرم و سختی خروج ازمرکزیت بوجود می‌آید در سازه پیچش القا می‌شود؛ که این عامل باعث پیچیده شدن رفتارسازه‌ها درمقابل نیروهای جانبی می‌گردد. اگر در سازه پیچش بوجود بیاید رفتارسازه قابل پیش بینی نخواهد بود؛ چون در مواقع القاء شدن پیچش درسازه‌ها میزان توزیع نیرو در المان‌ها دیگر به نسبت سختی نبوده وعلاوه برالمان‌های مقاوم جانبی هرراستا المان‌های مقاوم جانبی راستای عمود بر جهت زلزله نیز از نیروهای جانبی سهم خواهد برد که این عامل باعث پیچیدگی هرچه بیشتر رفتارسازه‌ها در مقابل زلزله می‌شود.

تجربه نشان داده است که، در سازه‌هایی که پیچش بوجود می‌آید لزوما سازه‌ها نسبت به حالت بدون پیچش می‌تواند آسیب پذیرتر باشند. چون واکنش سازه درمقابل پیچش به پارامترهای بیشتری وابسته است که مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که، در سازه‌های دارای پیچش عوامل دینامیکی نیروهای جانبی و سازه دخالت بیشتری، در رفتار سازه‌ها خواهند داشت که، به این دلیل امکان ناپایداری سازه در مواقع زلزله در این سازه‌ها افزایش می‌یابد.**توصیه می‌شود که مرکز سختی سازه تاحد امکان به مرکز جرم سازه نزدیک باشد تا از بوجود آمدن پیچش جلوگیری و یا ازمقدارآن کاسته شود.**

آی معمار
www.iArchitect.me

با توجه به توضیحات داده شده، می‌توان نتیجه گرفت که المان‌های مقاوم جانبی به نسبت سختی درفاصله، ازپیچش بوجود آمده در سازه سهم می‌برد؛ لذا هرچقدر فاصله المان‌های مقاوم جانبی از مرکز سختی بیشتر باشد سهم بیشتری ازپیچش خواهند داشت.

در چنین سازه‌هایی، در لبه‌ای که فاصله آن ازمرکز سختی نسبت به مرکز جرم کمتراست(لبه سخت) پیچش باعث کاهش پاسخ سازه و در لبه‌ای که فاصله آن از مرکز سختی نیبت به مرکز جرم بیشتر است(لبه نرم) پاسخ سازه افزایش یابد. لذا دو معقوله لبه‌ی نرم و سخت که رفتار کاملا متفاوت نسبت به هم دارند باعث می‌شوندکه سازه از پیچیدگی زیادی برخوردار شود و بسیارآسیب پذیرتر گردد.

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۸-۲ مدلسازی سازه فولادی با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی

در این نوع سیستم بارهای ثقلی توسط تیر و ستون و بارهای جانبی توسط رفتار خمشی برشی تیر و ستون تحمل می گردد. خصوصیات این نوع سیستمها عبارتند از:

۱-شکل پذیری بالا ۲- سختی جانبی کم ۳- قابلیت اعتماد به پایداری بالا ۴- عدم محدودیت بازشوها ۵- اجرای نسبتا سخت(به علت داشتن اتصالات گیردار و جوش نفوذی در این اتصالات) ۶- قابلیت استفاده درسازه های با تعداد طبقات بالا ۷- هزینه ساخت نسبتا بالا ۸- جابجایی جانبی بیشتر

در سیستم قاب خمشی مدلسازی ستون همانند سیستم قبل خواهد بود. ولی در ترسیم تیرها باید دقت کرد که، اتصالات تیرها به ستونها گیردار خواهند بود. لذا ترسیم تیرها بصورت زیر خواهد بود.

لازم به ذکر است که در سازه‌های فولادی با قاب خمشی، اتصالات تیر به ستون گیردار خواهد بود و توصیه می‌شود برای قاب‌بندی از تیرهای مورب استفاده نشود. چون در سیستم قاب خمشی فولادی، در تیرهای مورب نشیمن مناسب برای تامین اتصال صلب تیر به ستون وجود ندارد.

۳-۸ -۱ اختصاص تکیه گاهها

در پلان طبقه Base بعد از انتخاب تمام گره ها(در حالت one story) از مسیر زیر تکیه گاهها اختصاص داده می شود.

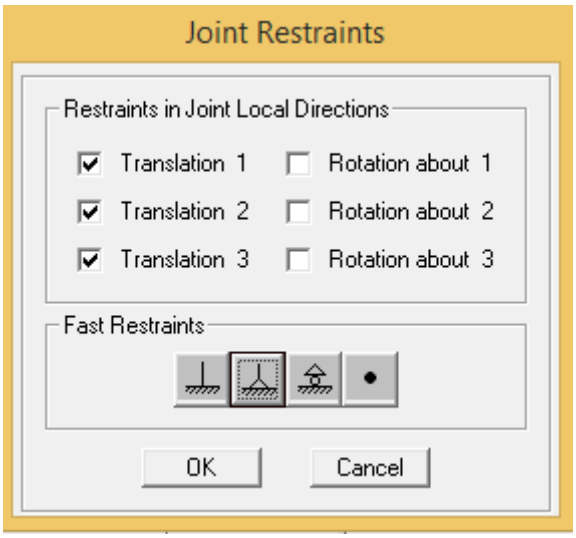
مسیر: Assign > Joint > Restraints

نکته۱: برای سازه هایی با سیستم مهاربندی تکیه گاهها مفصل و برای سازه هایی با سیستم قاب خمشی تکیه گاهها گیردار خواهند بود.

نکته۲: وجود تیک در هر کدام از گزینه ها به منزله بستن آن درجه آزادی می باشد.

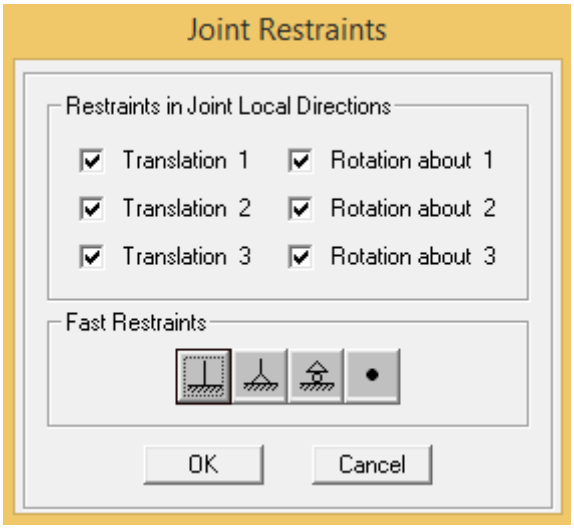
شکل۴۲: نمایش درجات آزادی تکیه‌گاهها

تنظیمات مربوط به حالتهای مختلف سیستم مقاوم جانبی در دو راستای عمود بر هم در شکلهای زیر آورده شده است.

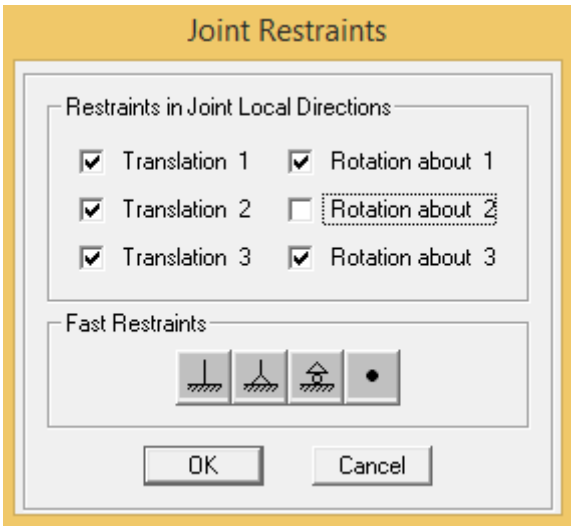


شکل۴۳: درجات آزادی مربوط به سیستم مقاوم جانبی قاب ساده

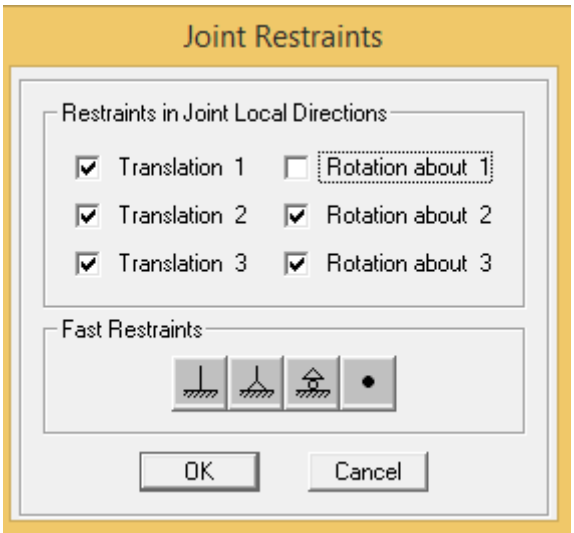
آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۴۴: درجات آزادی مربوط به سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی



شکل۴۵: درجات آزادی مربوط به سیستم ترکیبی(راستای X مهاربندی و راستای Y خمشی)



شکل۴۶: درجات آزادی مربوط به سیستم ترکیبی(راستای X خمشی و راستای Y مهاربندی)

آی معمار
www.iArchitect.me

۳-۸-۳ اختصاص دیافراگم

دیافراگم ها که معمولا کف های سازه ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند ، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای جانبی ایجاد شده در کف ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم ها باید در برابر تغییرشکل های افقی که در آنها ایجاد می شود ، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

در تحلیل سازه ساختمان اثرات صلبیت دیافراگم ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم ها به سه دسته نرم ، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند.

در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها زیر اثر نیروی جانبی زلزله (محاسبه شده بر طبق بند ۳-۳-۶) بیش از دو برابر تغییرمکان نسبی متوسط طبقه باشد , دیافراگم نرم تلقی می شود. دیافراگم های از نوع چوبی یا ورق های فلزی تقویت نشده بدون پوشش بتن در سازه های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده ممکن است در این دسته قرار گیرند. در سازه های دارای دیافراگم های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثرات لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای ۳-۳-۷-۲ و ۳-۳-۷-۳ نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می شود.

در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آن ها زیر اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد ، دیافراگم صلب تلقی می شود . دیافراگم های از نوع دال بتنی یا ورق های فلزی همراه با بتن مسلح رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ یک از نامنظمی های مندرج در بند ۱-۷-۱ نباشد ، ممکن است در این دسته قرار گیرند .

سایر دیافراگم ها نیمه صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آن ها در توزیع نیروها بین اجزای سازه ، باید با مدل کردن دیافراگم ها ، در نظر گرفته شود .

در سازه های دارای دیافراگم های صلب و نیمه صلب درنظر گرفتن اثرات لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای ۳-۳-۷-۲ و ۳-۳-۷-۳ الزامی است .

۳-۸-۲ دیافراگم های صلب و نیمه صلب باید برای تلاش های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم ها طراحی شوند . نیروی مذکور بر طبق رابطه (۳-۱۴) محاسبه می شوند .

$$F_{pi} = \left(\sum_{j=1}^{n} \frac{F_j}{W_j} \right) W_i \qquad (۱۴-۳)$$

آی معمار
www.iArchitect.me

در این رابطه :

F_{pi} : نیروی جانبی وارد بر دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ظابطه بند ۳-۳-۱ .

F_j و W_j : به ترتیب ، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند ۳-۳-۶ .

در رابطه فوق ، حداقل مقدار F_{pi} برابر با $0/5\ AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود . در صورتی که لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه ، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده اند ، به یکدیگر منتقل نماید ، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به دست آمده از رابطه (۳-۱۴) اضافه شود . در این حالت اثر ضریب نامعینی سازه طبق بند ۳-۳-۱-۱ برای محاسبه مقادیر این بخش از نیروها نیز باید در نظر گرفته شود .

تلاش های داخلی و نیز تغییر شکل های ایجاد شده در دیافراگم ها باید با استفاده از روش های شناخته شده تحلیل سازه ها تعیین گردند .در دیافراگم های متعارف که دارای پلان نسبتا منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند ، این تلاش ها و تغییرشکل ها را می توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه ای که بر روی تکیه گاه های ارتجاعی قرار گرفته است ، تعیین نمود .کنترل مقاومت دیافراگم های بتن مسلح بر اساس ضوابط آیین نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم های ساخته شده از مصالح دیگر براساس ضوابط آیین نامه های مربوط تعیین می گردد.

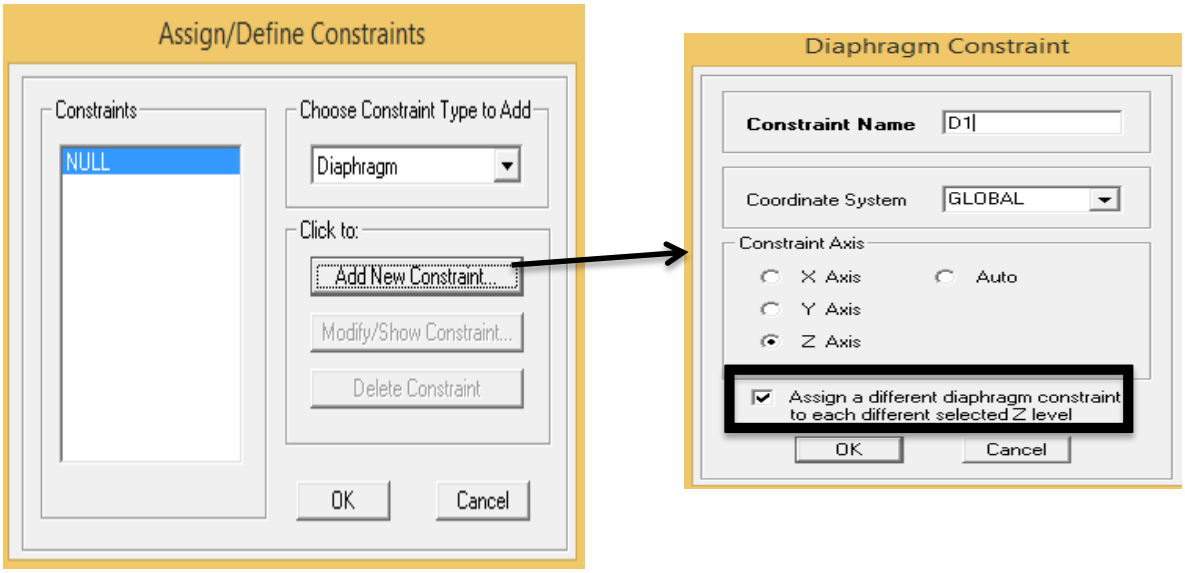
در مواردی که تعبیه اجزای جمع کننده (collector) برای انتقال بار از دیافراگم ها به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد ، طراحی این اجزا و اتصالات آنها باید با استفاده از ترکیبات بار با در نظر گرفتن ضریب مقاومت افزودن (Ω_0) انجام شود .

در کلیه سازه های نامنظم در پلان به لحاظ شرایط (الف) ، (پ) یا (ت) بند ۱-۷-۱ و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ شرط (پ) بند ۱-۷-۲ در پهنه های با خطر نسبی متوسط و بالاتر ، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزاء قائم و اجزاء جمع کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد .

سوال: صلبیت در انواع سقفها چگونه تامین می شود؟

مسیر:انتخاب گرهها ⟵ Assign > Joint > Canstraints…

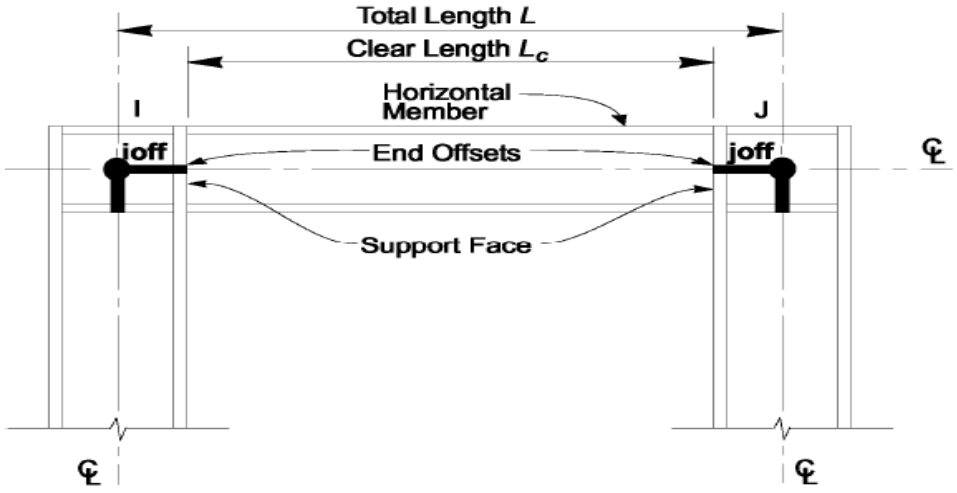
آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۴۷: تنظیمات مربوط به اختصاص دیافراگم به سازه

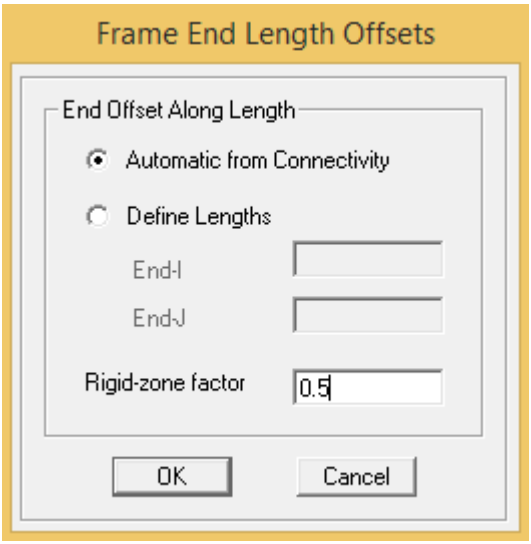
۳-۸-۴ اختصاص انتهایی صلب

در نرم افزار SAP خطوط مدل شده نماینده محور مرکزی(آکس) المانها می باشند؛ از طرفی در تحلیل سازه باید طول آزاد المانها مدنظر باشد. به همین خاطر باید از مسیر زیر با اختصاص نواحی صلب انتهایی طول آزاد المانها مشخص شود.



مسر: Assign > Frame > End length offsetS ⟵ All

آی معمار
www.iArchitect.me

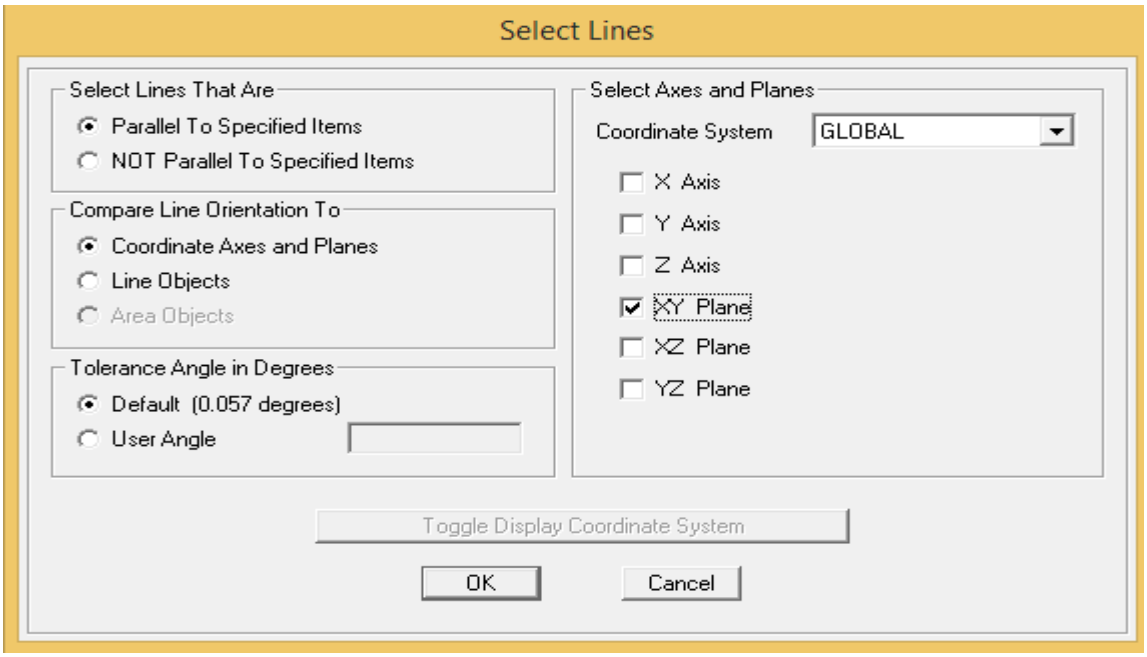


شکل۴۸: اختصاص نواحی صلب انتهائی

۳-۸-۵ آزاد سازی انتهایی تیرها

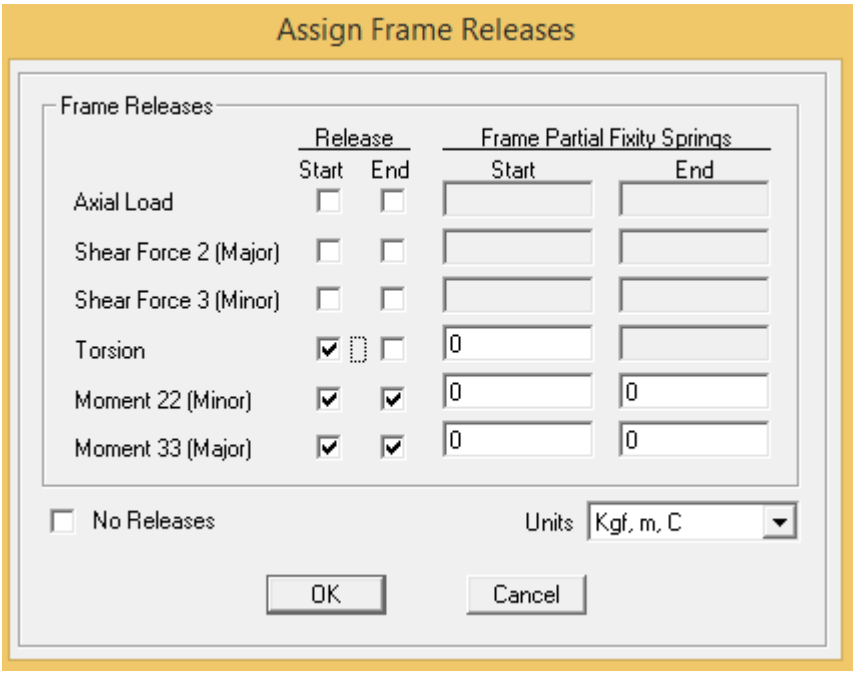
در سازه های فولادی مهاربندی شده اتصالات تیر به ستونها مفصلی می باشد. با توجه به اینکه در موقع ترسیم تیرها اتصال پیش فرض برنامه برای تیرها از نوع گیردار می‌باشد باید این اتصالات به اتصال مفصلی تبدیل شوند. برای آزاد سازی انتهای تیرها بعد از انتخاب تیرها از مسیر زیر عمل می‌کنیم.

انتخاب تیرها از مسیر : Select > Select > Select Line Parallel to > Coordinate Axes or Plane



آی معمار
www.iArchitect.me

مسیر: Assign > Frame > Releases/Partial Fixity



شکل۴۹: آزادسازی انتهائی تیرها

۳-۸ اختصاص مشخصات

بعد از اصلاح مدلسازی باید مشخصات مقاطع به المانها اختصاص داده شود. برای اختصاص مقاطع به المانها در سازه‌های فولادی دو روش وجود دارد.

روش اول: در این روش ابتدا المان مورد نظر انتخاب و سپس از مسیر زیر مقطع مورد نظر اختصاص داده می‌شود. با توجه به اینکه در این روش برای هر عضو مقطع دلخواه اختصاص داده می‌شود، پس تیپ‌بندی مقاطع براحتی قابل انجام است. اما برای افراد کم تجربه استفاده از این روش به دلیل طولانی بودن پروسه طراحی توصیه نمی‌شود.

مسیر: Assign > Frame > Frame Section

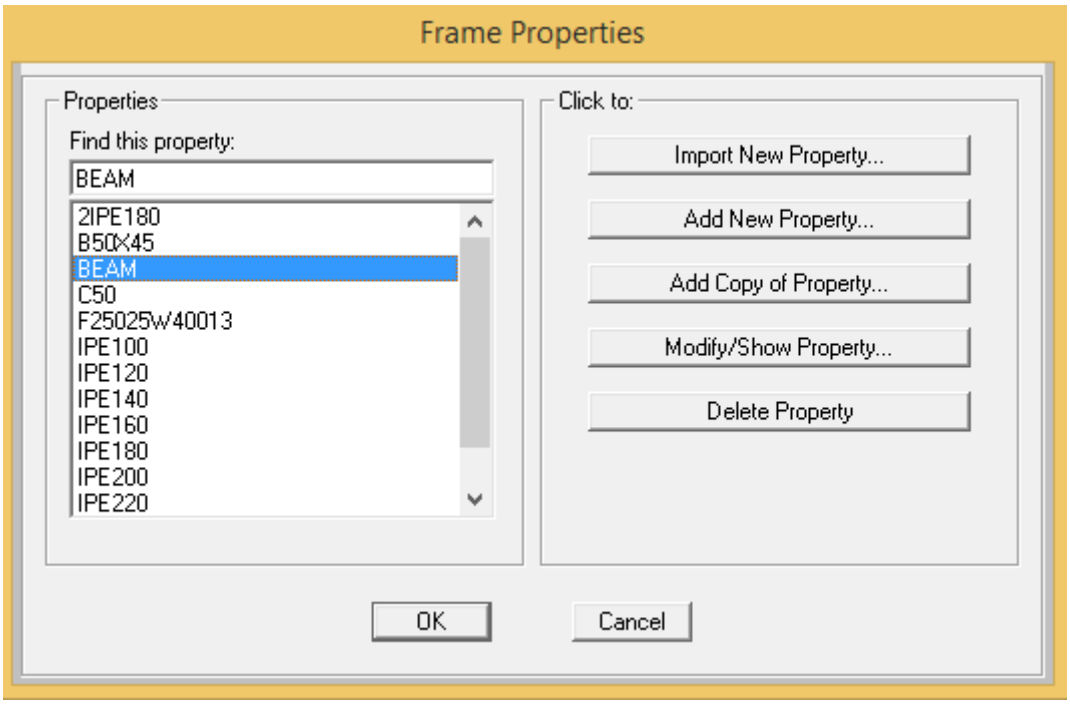
روش دوم: در این روش ابتدا برای هر نوع المان یک جعبه مقاطع مناسبی که قبلا توضیح داده شده است تحت عنوان Auto Select List تهیه و به المانها اختصاص داده می‌شود. در این روش، مقطع مناسب برای هر المان از بین مقاطع موجود در جعبه مقاطع تعریف شده برای المانها انتخاب می‌گردد. در این روش به دلیل انتخاب مقطع بر اساس ظرفیت مورد نیاز در هر المان، تنوع در تعداد مقاطع بیشتر بوده و عملا اجرایی نخواهد بود. برای تیپ بندی المانها، بعد از طراحی باید مقاطع اجرایی گردند.

آی معمار
www.iArchitect.me

برای اختصاص مقاطع در این روش بصورت زیر عمل می کنیم:

تیرها:

Frame > Section Property > Column



شکل ۵۰: اختصاص مقطع بصورت Auto Select List

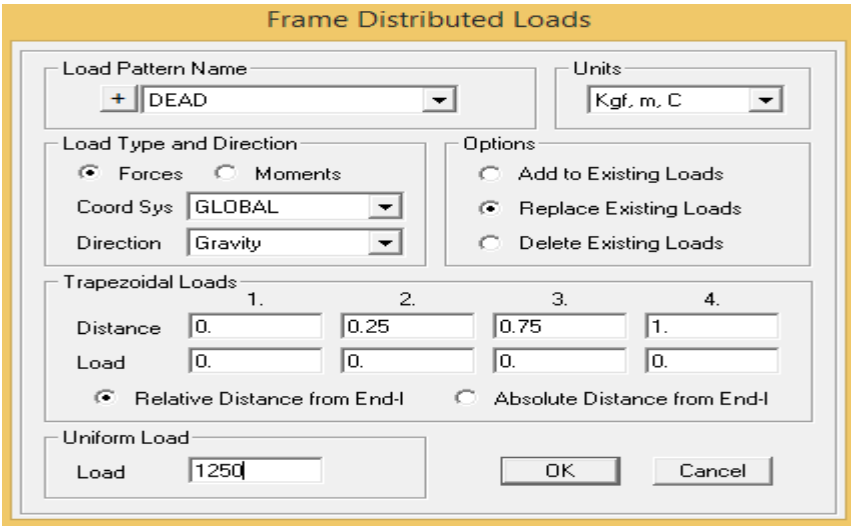
برای ستونها و مهاربندها نیز این کار صورت می‌گیرد.

۳-۹ بارگذای ثقلی سازه

با توجه به اینکه در نرم‌افزار Sap2000 از مدلسازی المانهای سطحی از جمله سقف خودداری نمودیم؛ لذا بارگذاری ثقلی و توزیع آن در بین المانهای باربر بر اساس نوع سقف بصورت دستی خواهد بود. در توزیع بار بصورت دستی، ابتدا سطح بارگیر تیرها مشخص شده سپس هر تیر را انتخاب و از مسیر زیر بارگذاری می‌نماییم.

مسیر: Define > Frame Load > Distributed

آی معمار
www.iArchitect.me



شکل۵۱: بارگذاری تیرها برای سقف تیرچه بلوک

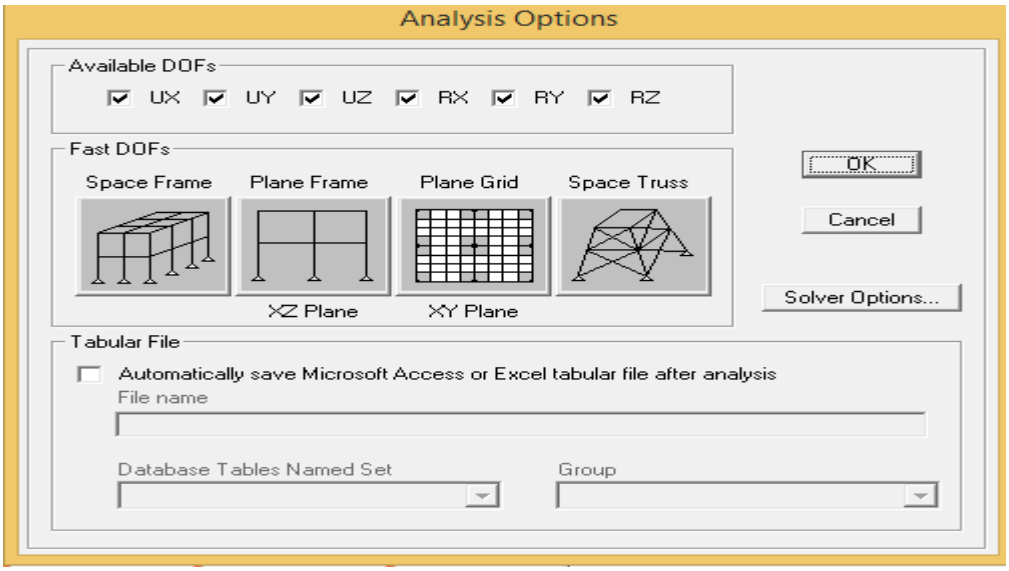
به همین ترتیب سایر بارهای ثقلی نیز در تمام طبقات برای سازه اعمال می‌گردد.

۴ تحلیل سازه

بعد از اتمام مدلسازی و بارگذاری سازه، سازه باید تحلیل شود. با توجه به نوع بارگذاری زلزله و تعریف بارهای جانبی، تحلیل در این مرحله تحلیل استاتیکی معادل خواهد بود. قبل از انجام تحلیل باید تنظیمات لازم صورت گیرد.

۴-۱ تنظیمات منوی Analyze

مسیر:Analyze > Set Analysis Options



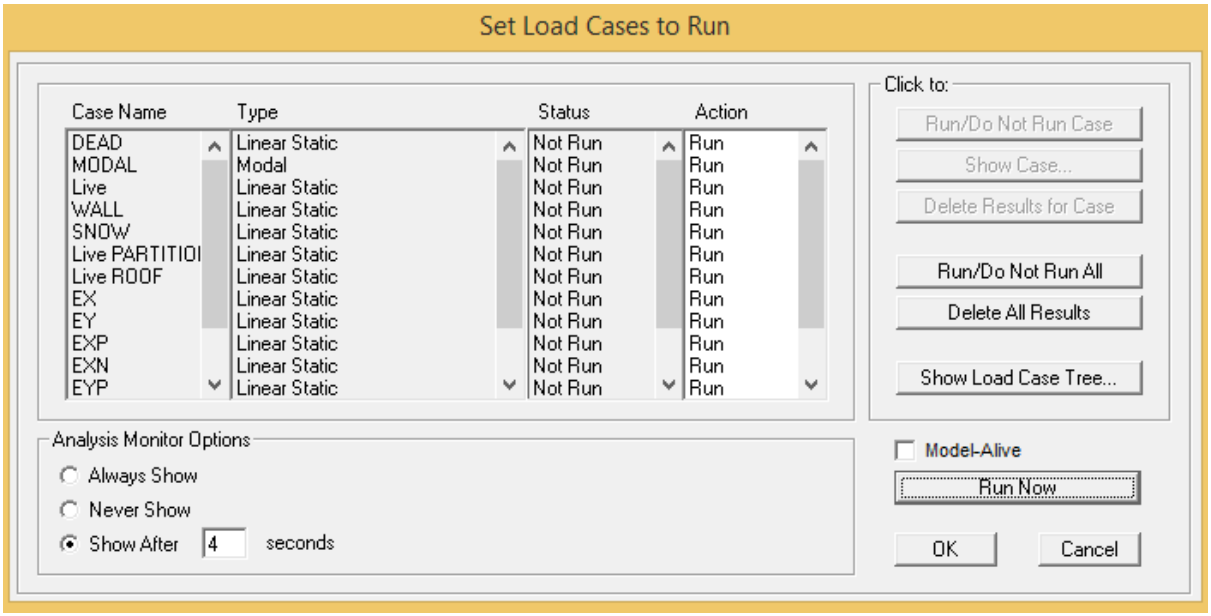
شکل۵۲: تنظیمات تحلیل سازه

آی معمار
www.iArchitect.me

۴-۲ تنظیم الگوهای بار برای تحلیل

در صورتی که بخواهیم تعدادی از الگوهای بار تعریف شده، تحلیل نشوند، می‌توان از این قسمت آنها را انتخاب و بوسیله گزینه Run/Do Not Run Case تحلیل آن را غیر فعال نمود.

مسیر: Analyze > Run Analysis



شکل۵۳: انتخاب الگوهای بار برای تحلیل

۴-۴ شروع تحلیل

مسیر: Analyze >Run Analysis

در این مرحله سازه تحلیل می‌گردد. اما باید دقت کنیم که هر نتیجه‌ای که از نرم‌افزار حاصل می‌شود؛ لزوما قابل قبول نخواهد بود. چون همچنان که قبلا نیز گفته شده است، با توجه به اینکه بخشی از اطلاعات سازه توسط طراح تعریف می‌گردد و همچنین خود نرم‌افزار نیز بعلت قفل شکسته بودن دارای خطا می‌باشد؛ پس می‌توان گفت در رابطه با اطلاعات خروجی باید دقت کافی بعمل آید.

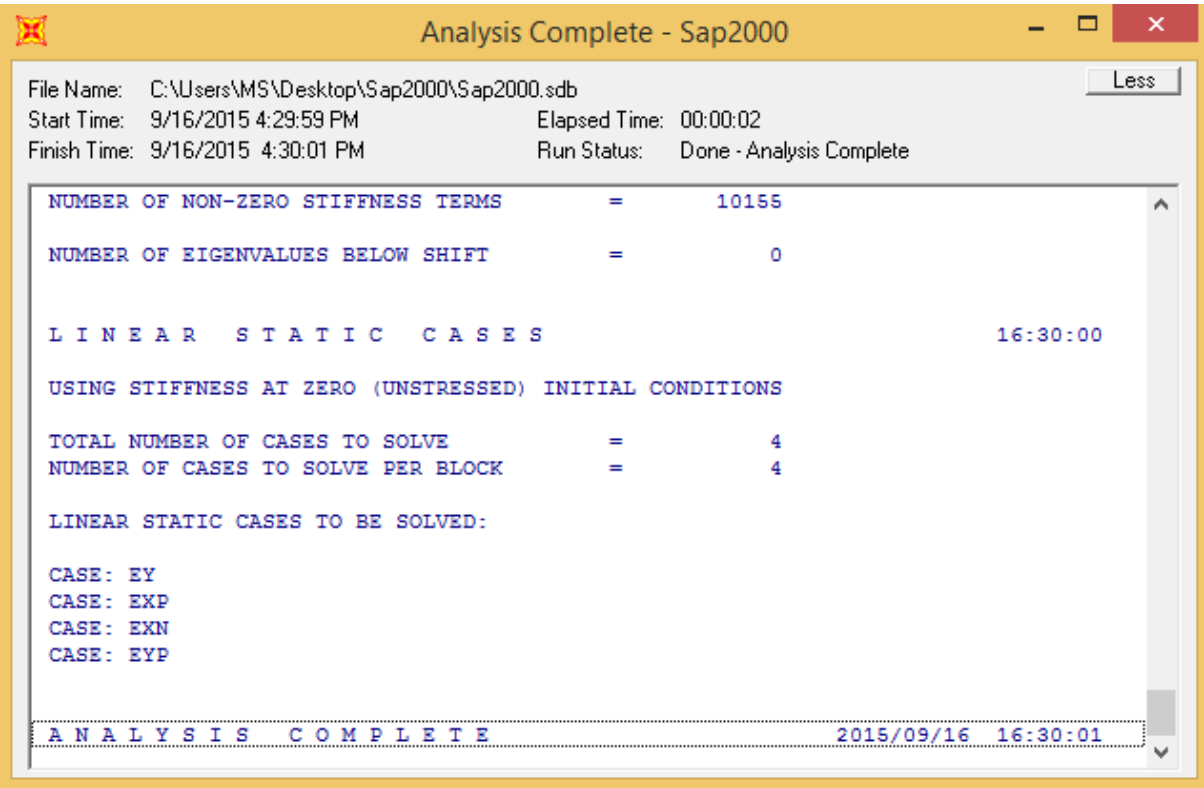
۴-۵ کنترل خروجی های تحلیل

بعد از تحلیل سازه باید نتایج تحلیل و خروجی‌های آن کنترل شود تا از صحت تحلیل اطمینان حاصل شود.

آی معمار
www.iArchitect.me

گام اول: کنترل گزارش تحلیل: Analyze > Show Last Run Details

در گزارش تحلیل نباید هیچ گونه WARNING وجود داشته باشد. در صورت وجود WARNING باید سازه بررسی و مشکل رفع گردد. در صورتی که نتوان WARNING را برطرف نمود باید مدلسازی و تحلیل سازه دوباره انجام شود. و در پایان هر گزارش باید ANALYSIS COMPLETE مشاهده گردد.



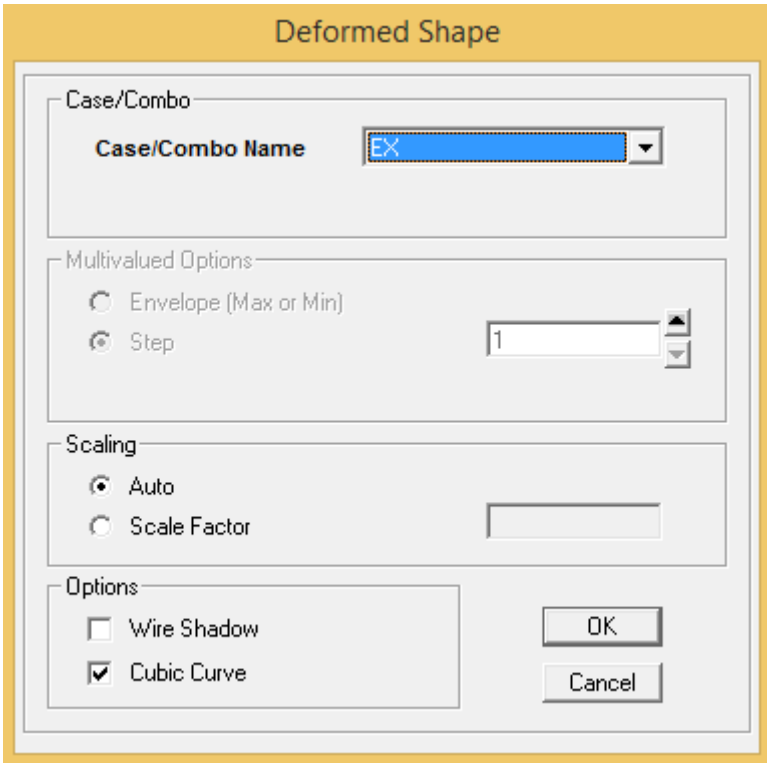
شکل۵۴: نمایش گزارش تحلیل

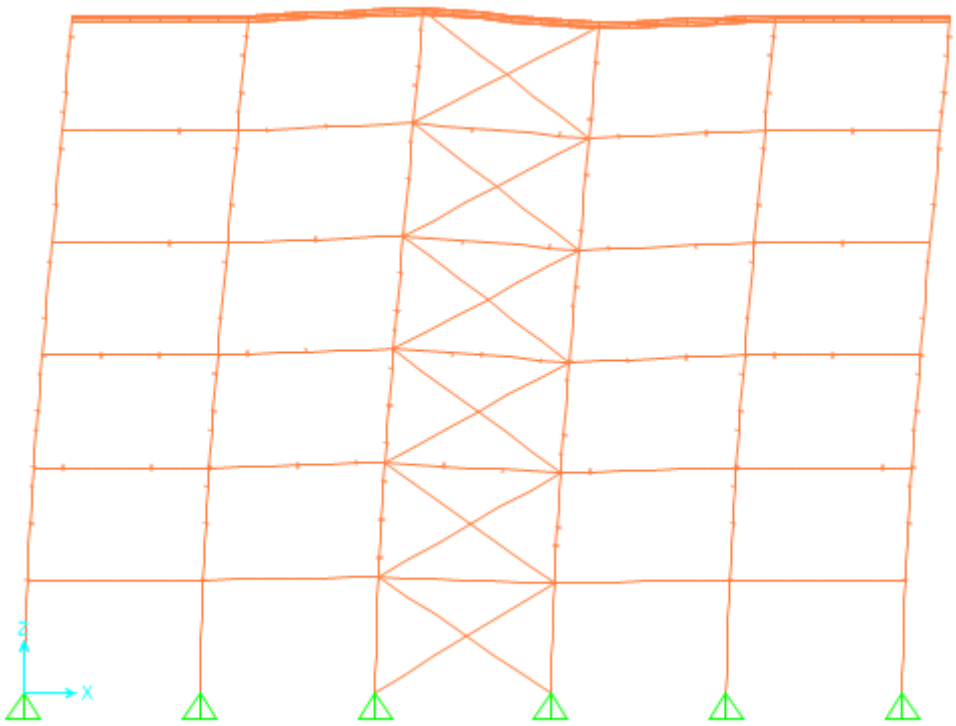
گام دوم: کنترل تغییر شکل استاتیکی سازه

سازه در تحلیل استاتیکی معادل باید بر اساس مود اول، تغییر شکل جانبی داشته باشد. برای نمایش تغییر شکلهای سازه از مسیر زیر اقدام می شود.

مسیر: Display > Show Deformed shape

آی معمار
www.iArchitect.me





شکل۵۵: نمایش تغییر شکل جانبی سازه

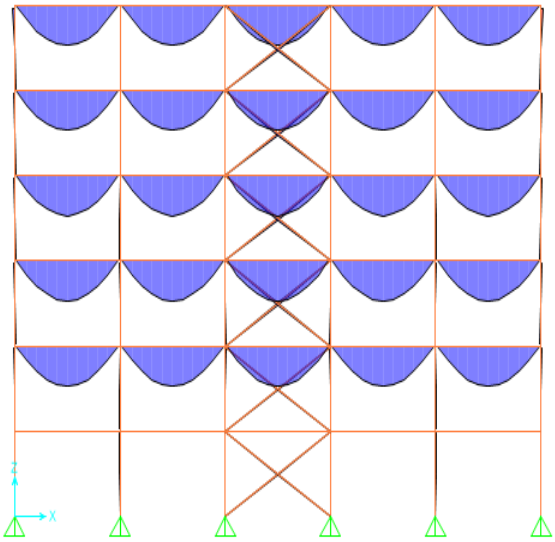
آی معمار
www.iArchitect.me

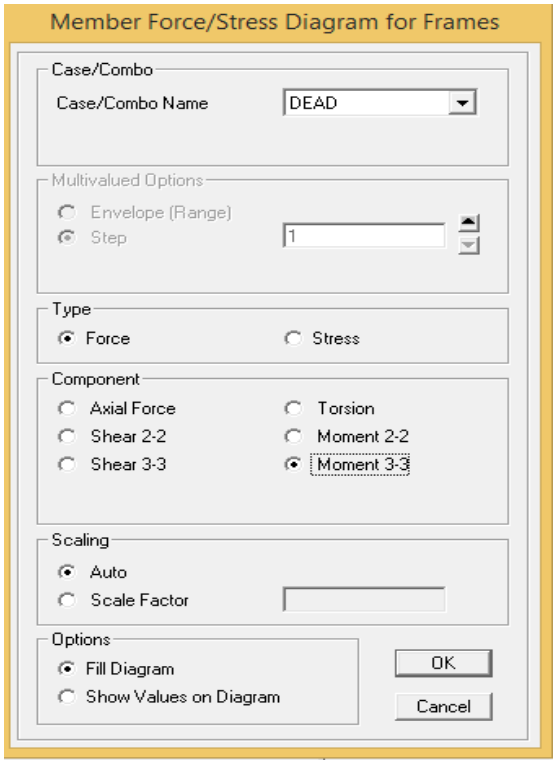
۵ نمایش خروجی های تحلیل

برای نمایش خروجی های تحلیل بصورت زیر اقدام می شود.

۵-۱ نمایش نیروهای داخلی المانها

مسیر: Display > Forces/ Stress > Frame/Cable/Tendon



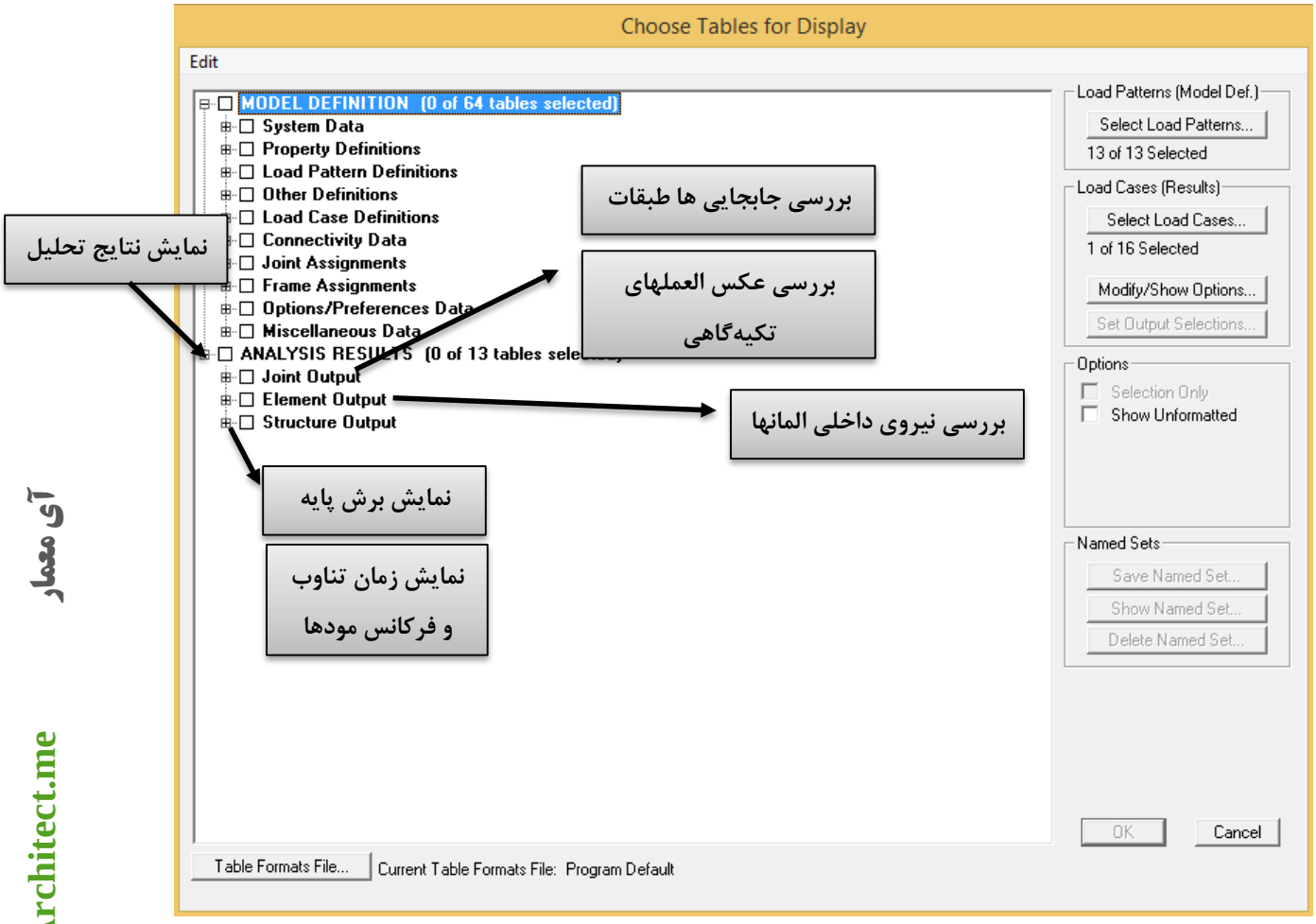


شکل۵۶: نمایش نیروهای داخلی المانها

۵-۲ نمایش خروجی های از قسمت Show Tables

مسیر: Display > Show Tables

آی معمار
www.iArchitect.me



آی معمار
www.iArchitect.me

۶- طراحی سازه های فولادی(LRFD)

۶-۱ اعمال ضوابط طرح لرزه ای

طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در طراحی سازه های فولادی باید ضوابط طرح لرزه ای نیز در نظر گرفته شود. مطابق بند ۱۰-۳-۱-۳ مبحث دهم مقرارر ملی ساختمان اگر ضریب رفتار ساختمان کمتر از ۵ باشد در نظر گرفتن ضوابط طرح لرزه ای الزامی نیست.

مقررات ملی ساختمان – مبحث دهم ویرایش ۱۳۸۷- از نظر ضوابط طرح لرزه ای شباهت زیادی به آیین‌نامه AISC360-05/IBC2006 دارد، اما باید برخی تغییرات در ویرایش این آیین نامه در برنامه داد که به شرح آن می پردازیم.

ترکیب بار تشدید یافته مبحث دهم مطابق دو رابطه زیر می‌باشد :

$D + 1.2\ L + 1.2\ \Omega_0\ E$

$0.85D + 1.2\ \Omega_0\ E$

ترکیب بار تشدید یافته آیین نامه AISC360-05/IBC2006 مطابق منوال برنامه مطابق روابط زیر می باشد :

$(0.9 - 0.2\ S_{DS})\ DL \pm \Omega_0 Q_E$ (ASCE 12.4.3.2)

$(1.2 + 0.2\ S_{DS})\ DL \pm \Omega_0 Q_E + 1.0\ LL$ (ASCE 12.4.3.2)

در بالا یک ضریب وجود دارد تحت نام S_{DS} که مقدار آن به طور پیش فرض در برنامه برابر ۰/۲ است . همانطور که دیده می شود ضریب بار مرده ، زنده وزلزله در مبحث دهم و آیین نامهAISC با هم تفاوتهایی دارد . البته با توجه با اینکه در ترکیب بار تشدید یافته نقش اصلی را بار زلزله دارد می توانیم از اختلافاتی که در زمینه ضرایب بارهای مرده و زنده وجود دارد صرفنظر کنیم و این ترکیب بارها را به عنوان ترکیب بارهای تشدید یافته مورد نظر خود قبول نماییم.

نکته مهم : چون در ترکیب بارهای تشدید یافته مبحث دهم ، روش حالت حدی بار زلزله دارای یک ضریب ۱/۲ است که در ترکیب بارهای تشدید یافته ی برنامه وجود ندارد ، باید این ضریب را از جدول مذکور استخراج کرده و در عدد ۱/۲ ضرب کرده و سپس به برنامه وارد کنیم .

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم های باربر جانبی لرزه ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه ای	Ω_0
کلیه قابهای خمشی فولادی	۳
کلیه قابهای ساختمانی ساده توام با مهاربندی هم محورو برون محور فولادی	۲
کلیه سیستمهای دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

۶-۲ تحلیل مرتبه دوم

یکی از تفاوتهای بارز روش LRFD نسبت به روش تنش مجاز، اعمال آثار مرتبه دوم در طراحی سازه‌های فولادی می‌باشد. در مبحث دهم مقررات ملی برای درنظر گرفتن آثار مرتبه دوم، سه روش پیشنهاد شده است

آی معمار
www.iArchitect.me

که همانند ضوابط آئین‌نامه AISC360-10 می‌باشد. در این پروژه برای در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم، از روش تحلیل مستقیم استفاده می‌شود.

۶-۲-۱ روش تحلیل مستقیم

در این روش اثرهای ثانویه، تنشهای پس‌ماند و خطاهای هندسی بطور مستقیم در تحلیل سازه لحاظ می‌شوند. در این روش از ضریب طول موثر استفاده نمی‌شود. این روش هیچ محدودیتی ندارد. در این روش بایستی: ۱) آثار نواقص هندسی(شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد. ۲) تحلیل سازه از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد. ۳) تحلیل مرتبه دوم بر اساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد. تحلیل مرتبه دوم باید هر دو اثر $P-\delta$ و $P-\Delta$ را در برگیرد. روش تحلیل مستقیم در دو حالت سختی کاهش یافته و سختی متغیر قابل انجام است. سختی خمشی کاهش یافته EI^* باید در همه اعضایی که سختی خمشی آنها در پایداری سازه مشارکت دارند، به جای سختی عادی آنها بکار رود. در تحلیل و طراحی به روش مستقیم برای تعیین مقاومت مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهشسختی استفاده شود. ۱) ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیه سختی هایی که در پایداری سازه موثرند. ۲) علاوه بر ضریب کاهش سختی ۰/۸، یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثرند اعمال شود. این مقدار می‌تواند مقداری ثابت و یا متغیر همانند رابطه زیر داشته باشد.

$$EI^* = 0.8\tau_b\, EI \quad , \quad \tau_b = \begin{cases} 1.0 & \frac{\alpha P_u}{P_y} \le 0.5 \\ 4\frac{\alpha P_u}{P_y}\left(1-\frac{\alpha P_u}{P_y}\right) & \frac{\alpha P_u}{P_y} > 0.5 \end{cases}$$

در رابطه فوق P_u مقاومت فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری است. لازم به ذکر است که در تمام حالات می‌توان τ_b را برابر ۱ در نظر گرفت، به شرطی که بار جانبی مجازی را ۵۰٪ بیش از حالت معمول، یعنی به مقدار ۰/۰۰۳ برابر بارهای ثقلی اعمال نمود. مقدار α در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برابر ۱

آی معمار
www.iArchitect.me

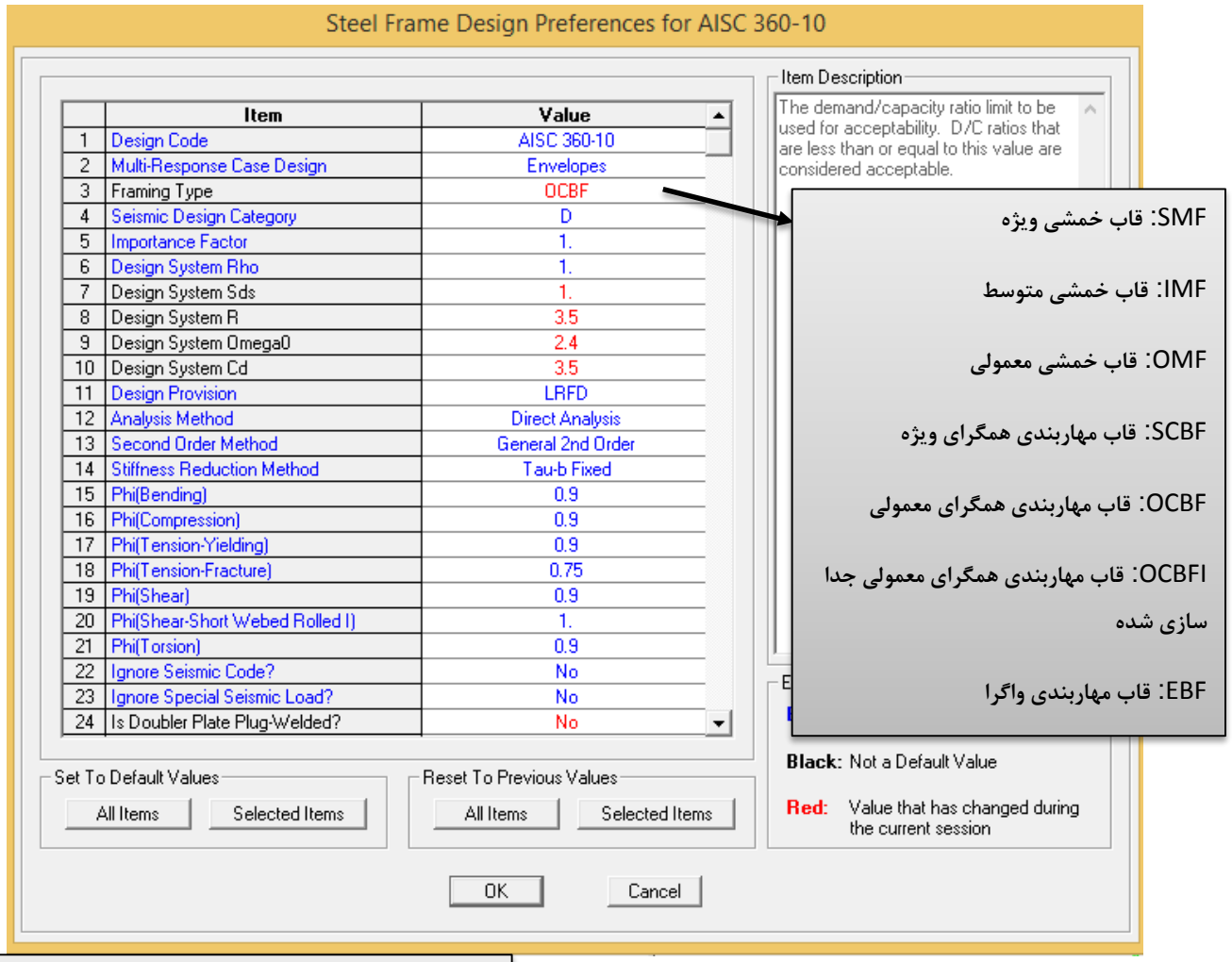
در نظر گرفته شده است. همچنین سختی محوری کاهش یافته EA^* باید برای اعضایی که سختی محوری آنها در پایداری جانبی سازه مشارکت دارند بصورت زیر در نظر گرفته شود.

$EA^*= 0.8EA$

۳-۶ انتخاب آیین نامه طراحی

مسیر: Options > Steel Frame Design > View/Revise Preferences

تنظیمات مربوط به ضوابط طراحی لرزه ای بر اساس مبحث دهم و آئین‌نامه AISC360-10 در ادامه آورده شده است.



Design System R	3.5
Design System Omega0	2.4
Design System Cd	3.5

۱- ضریب رفتار سازه. برای در نظر گرفتن ضوابط لرزه ای باید بزرگتر از ۳ وارد شود.

۲- ضریب اضافه مقاومت Ω_0 که مطابق جدول بالا باید با ضرب کردن به عدد ۱/۲ وارد گردد.

۳- ضریب افزایش تغییر مکان برای تبدیل تغییر مکانهای الاستیک به غیر الاستیک(از جدول آئین نامه ۲۸۰۰)

آی معمار
www.iArchitect.me

Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed

برای انجام تحلیل مرتبه دوم به روش تحلیل مستقیم باید تنظیمات بصورت مقابل باشد.

مقدار ضریب کاهش سختی ناشی از تنشهای پسماند یک درنظر گرفته می‌شود.

Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No

۱- در صورتی که گزینه Yes انتخاب شود ترکیبات
یافته ساخته نخواهند شد.
۲- در صورتی که گزینه Yes انتخاب شود ضوابط لر
کنترل نمی شود.

Is Doubler Plate Plug-Welded?	No
HSS Welding Type	SAW
Reduce HSS Thickness?	No

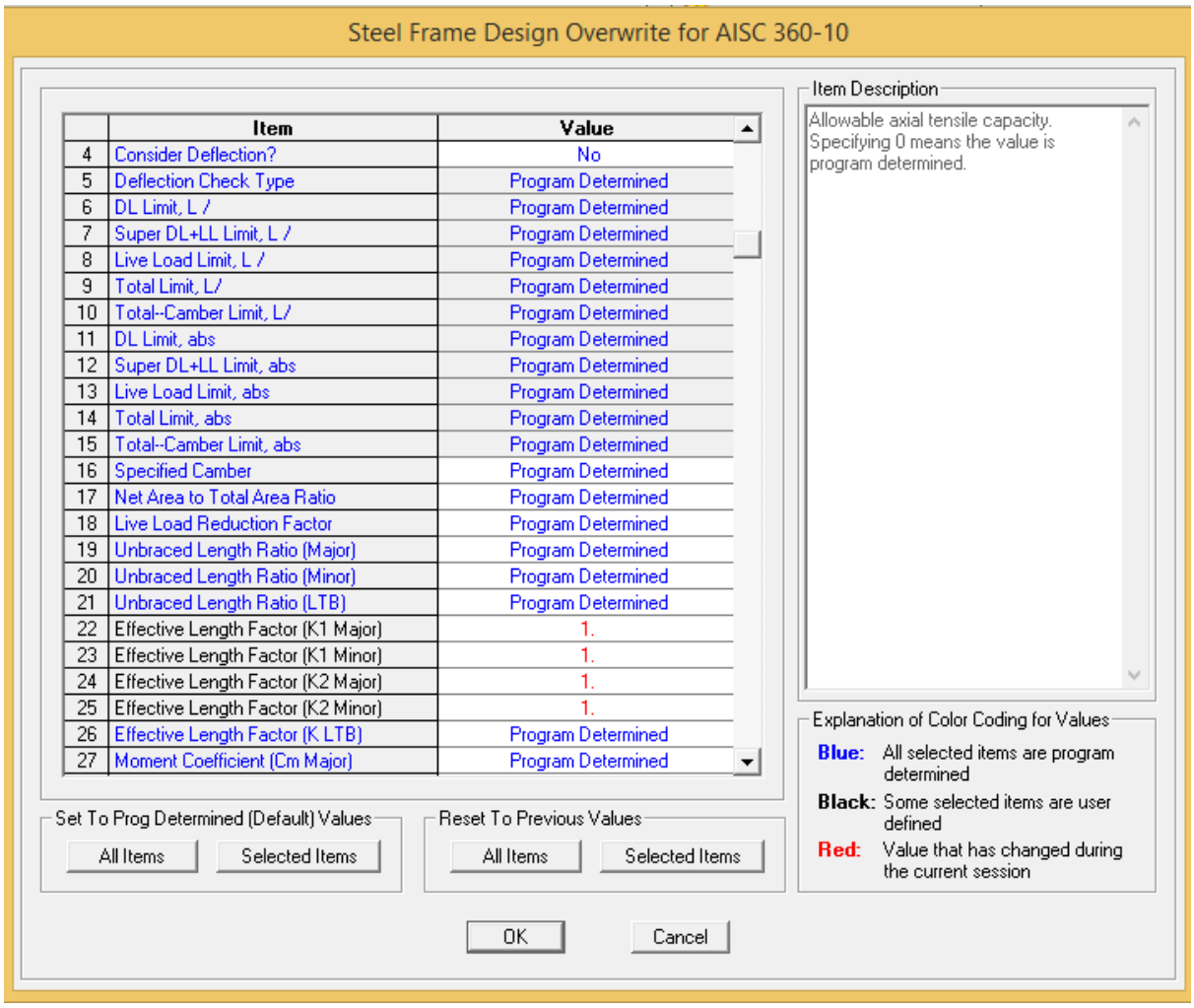
۱- این گزینه تنها در قابهای خمشی کاربرد دارد. این
برای طراحی ضخامت ورق مضاعف کاربرد دارد.
گزینه Yes به این معنی است که ورق مضاعف
ستون با جوش کام و انگشتانه اتصال داده می‌شود
No به معنی جدا بودن این دو ورق است.
۲- روش جوشکاری مقاطع جدار نازک توخالی
قسمت معرفی می‌شود. وقتی جوشکاری
ERW(قوس الکتریکی تحت حفاظت) باشد، ضخ
باید 0.93 برابر ضخامت اسمی جداره و برای
جوشکاری شده به روش SAW (قوس الکتریکی
ور) ضخامت مزبور باید معادل ضخامت اسمی جداره در
نظر گرفته شود.
۳- در این قسمت کاهش و یا عدم کاهش ضخامت ورق مقطع جدارنازک بسته(لوله‌ای و جعبه‌ای) مشخص می‌شود. چون این کاهش در مبحث دهم اشاره نشده، مقدار آن را No قرار می‌دهیم.

آی معمار
www.iArchitect.me

۶-۴ اختصاص پارامترهای طراحی

۶-۴-۱ اختصاص پارامترهای طراحی ستون‌ها

انتخاب ستونها و مسیر: Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites



Effective Length Factor (K1 Major)	1
Effective Length Factor (K1 Minor)	1
Effective Length Factor (K2 Major)	1
Effective Length Factor (K2 Minor)	1

چون از روش تحلیل مستقیم استفاده شده است، پس مقادیر ضرایب طول موثر عدد ۱ وارد می شود. اگر عددی به غیر از ۱ وارد شود برنامه از مقدار آن صرفنظر می‌کند.

آی معمار
www.iArchitect.me

HSS Welding Type	SAW
Yield stress, Fy, kgf/cm²	0
Expected to specified Fy ratio, Ry	1.2

R_y : ضریب تنش تسلیم مورد انتظار می‌باشد که مقدار آن برای انواع مقاطع مورد استفاده در جدول ۱۰-۳-۲-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان آورده شده است.

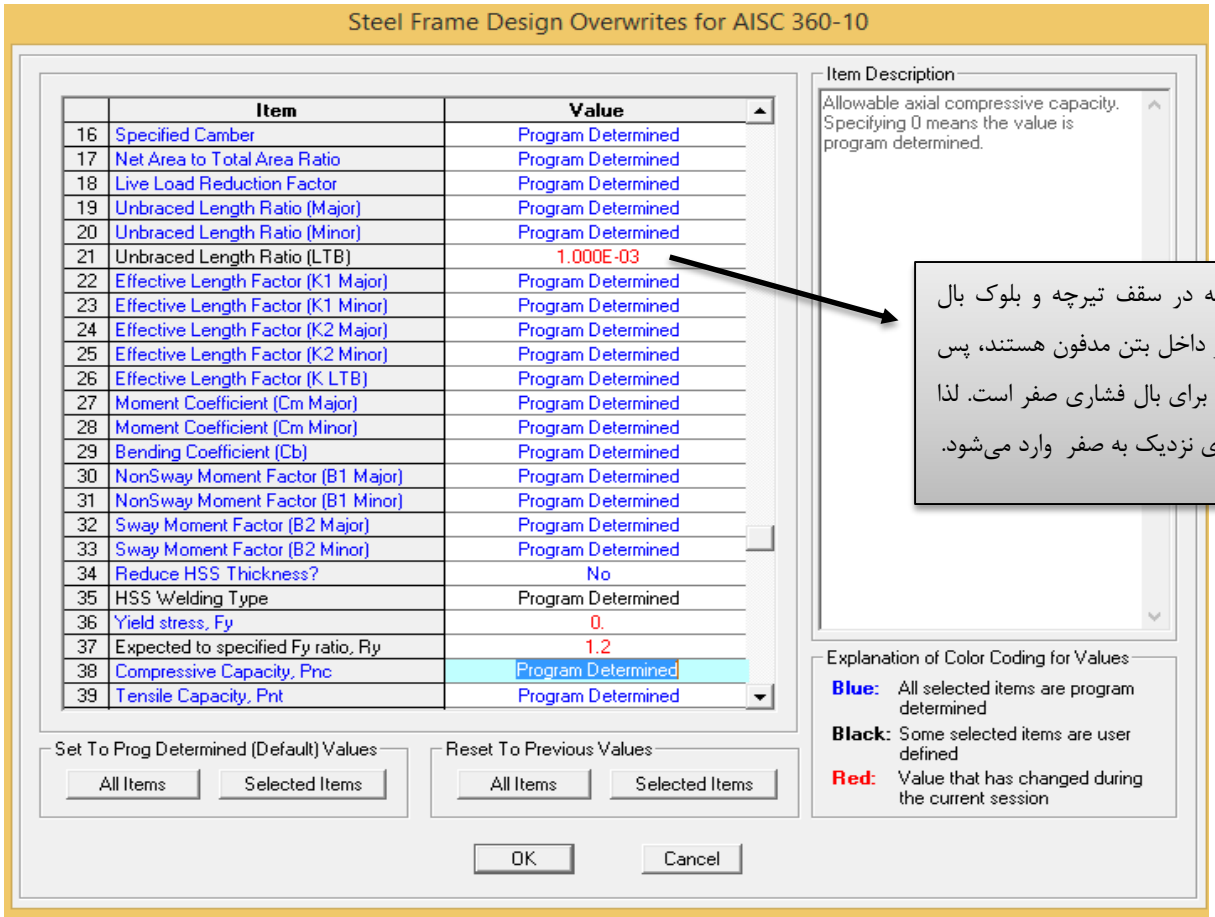
جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله ای و قوطی شکل نورد شده	۱/۲۵
سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته شده از ورق ها و تسمه ها	۱/۱۵

آی معمار
www.iArchitect.me

۶-۴-۲ اختصاص پارامترهای طراحی تیرها

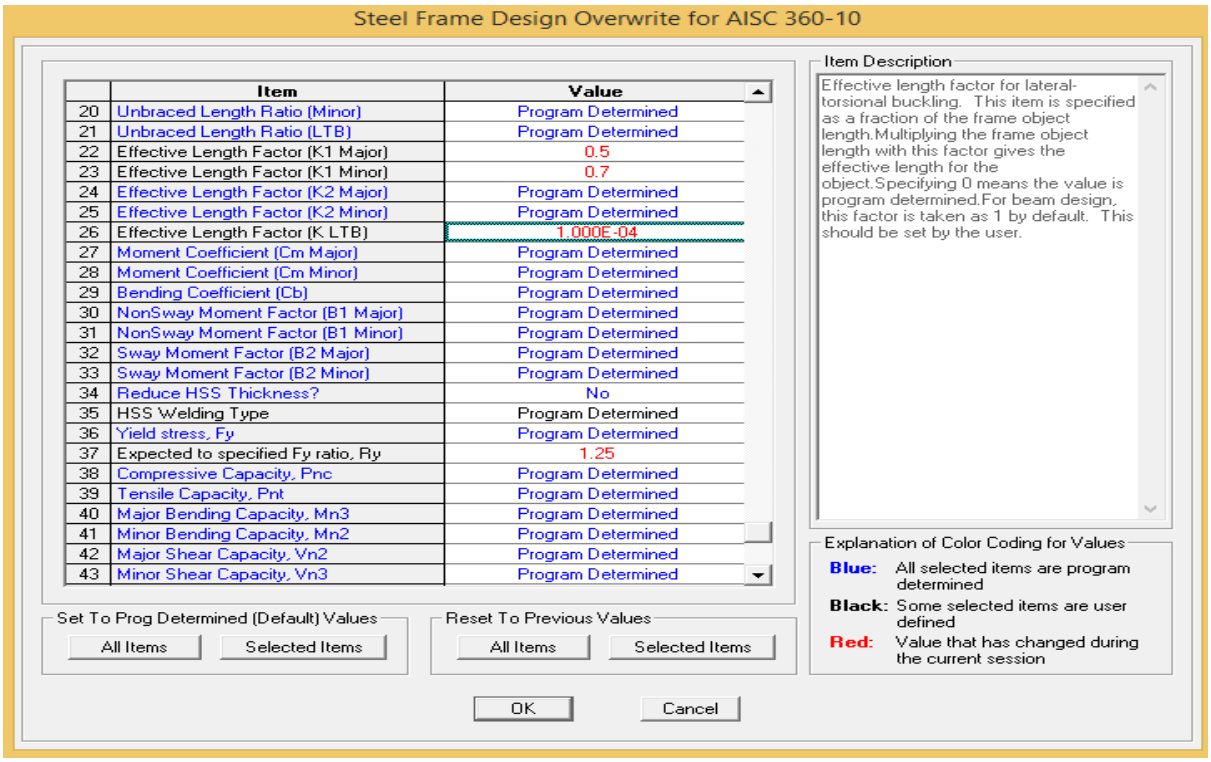
انتخاب تیرها و مسیر: Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites



	Item	Value
16	Specified Camber	Program Determined
17	Net Area to Total Area Ratio	Program Determined
18	Live Load Reduction Factor	Program Determined
19	Unbraced Length Ratio (Major)	Program Determined
20	Unbraced Length Ratio (Minor)	Program Determined
21	Unbraced Length Ratio (LTB)	1.000E-03
22	Effective Length Factor (K1 Major)	Program Determined
23	Effective Length Factor (K1 Minor)	Program Determined
24	Effective Length Factor (K2 Major)	Program Determined
25	Effective Length Factor (K2 Minor)	Program Determined
26	Effective Length Factor (K LTB)	Program Determined
27	Moment Coefficient (Cm Major)	Program Determined
28	Moment Coefficient (Cm Minor)	Program Determined
29	Bending Coefficient (Cb)	Program Determined
30	NonSway Moment Factor (B1 Major)	Program Determined
31	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	Program Determined
32	Sway Moment Factor (B2 Major)	Program Determined
33	Sway Moment Factor (B2 Minor)	Program Determined
34	Reduce HSS Thickness?	No
35	HSS Welding Type	Program Determined
36	Yield stress, Fy	0.
37	Expected to specified Fy ratio, Ry	1.2
38	Compressive Capacity, Pnc	Program Determined
39	Tensile Capacity, Pnt	Program Determined

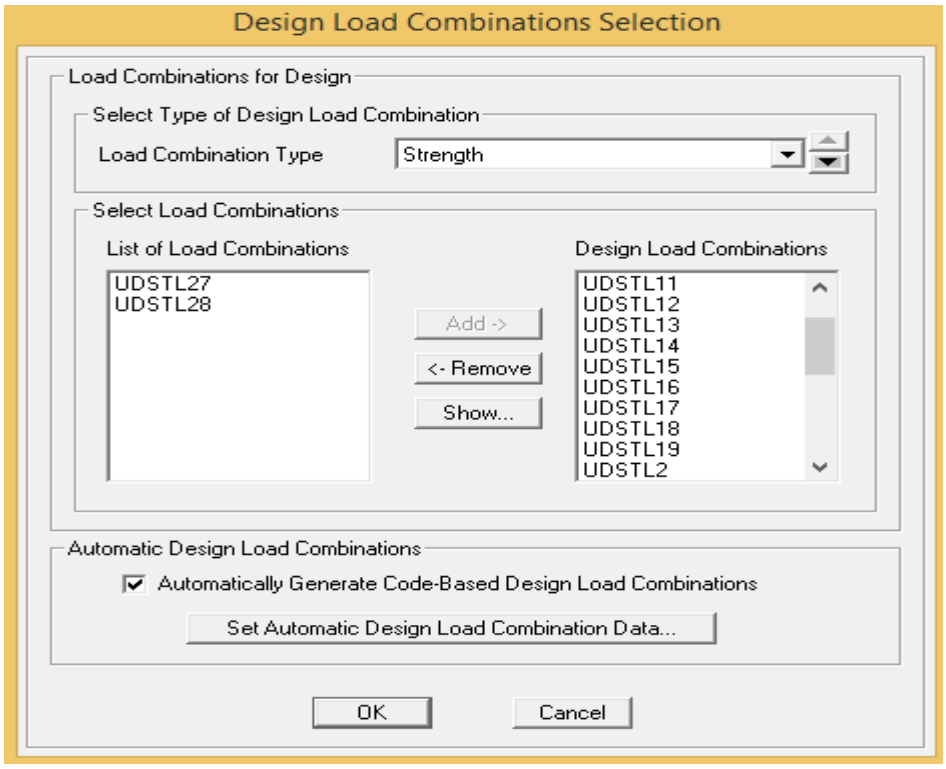
۶-۴-۳ اختصاص پارامترهای طراحی مهاربندها

انتخاب مهاربندها و مسیر: Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites



۶-۵ انتخاب ترکیبات طراحی

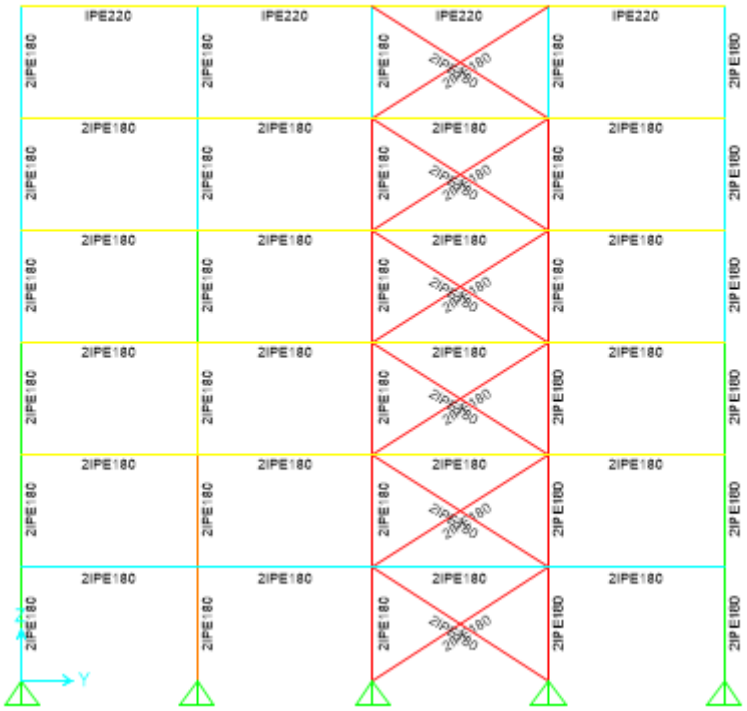
مسیر: Design > Steel Frame Design > Select Design Combos



آی معمار
www.iArchitect.me

۶-۵ طراحی سازه

مسیر: Design > Steel Frame Design > Start Design/Check of Structures

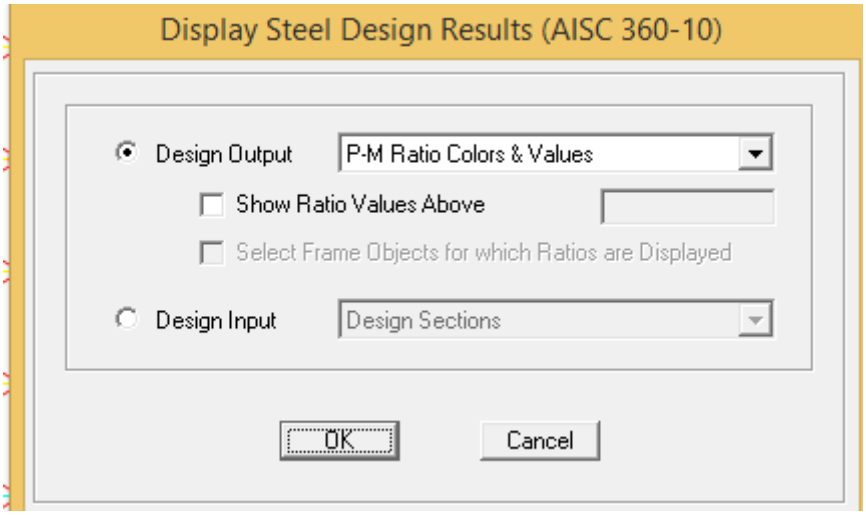


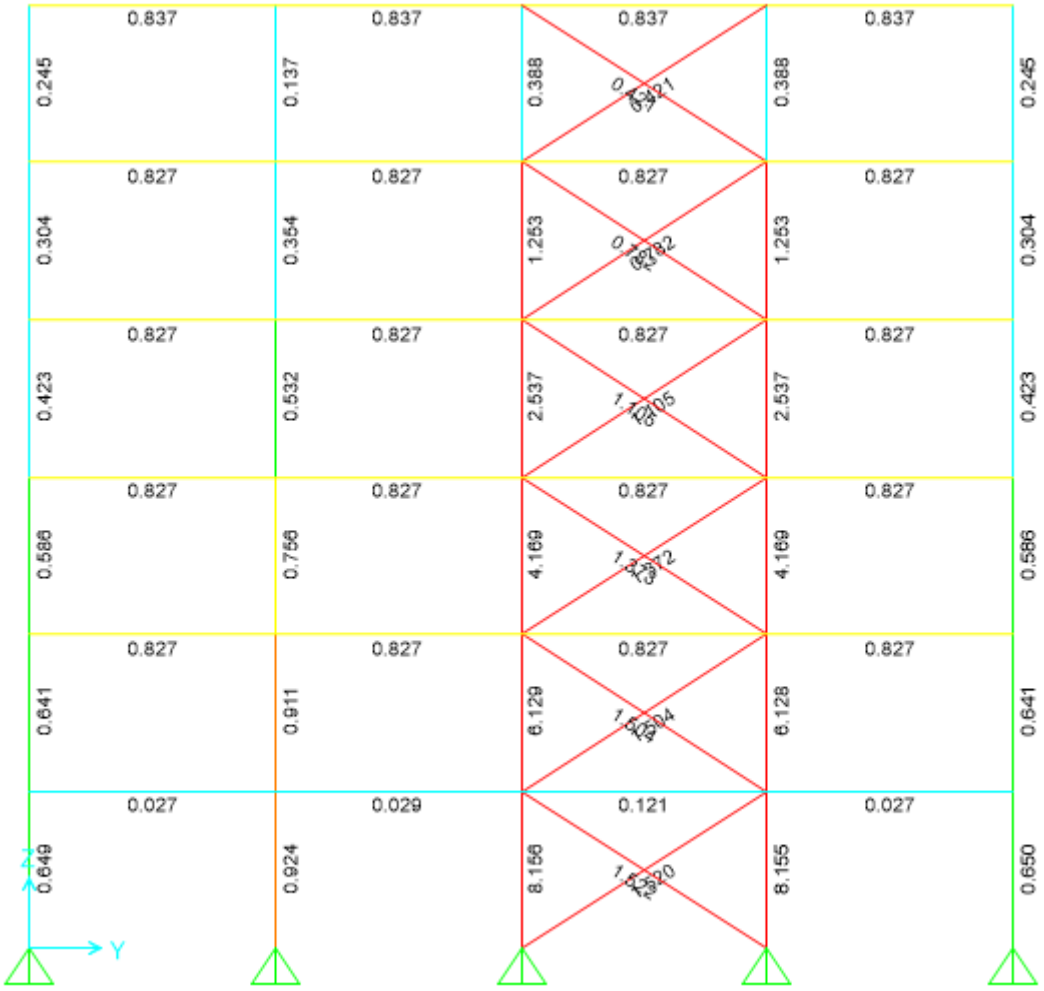
۶-۶ خروجی طراحی سازه

کنترل طراحی مقاطع در سازه های فولادی از طریقRatio انجام می شود. بوسیله Ratio نسبت نیرو به ظرفیت در اعضا مشخص شده و مقاطع از نظر طراحی بررسی می گردد. اگر نسبت نیرو به ظرفیت در حد قابل قبول باشد، یعنی کوچکتر از ۱ بوده و اقتصادی باشد، می‌توان مقاطع را قابل قبول تلقی نمود. در صورتی که نسبت نیرو به ظرفیت بزرگتر از ۱ باشد مقاطع از نظر طراحی جوابگو نیستند و باید تغییر یابند. که در ادامه نحوه تغییر مقاطع المانها توضیح داده خواهد شد.

مسیر: Design > Steel Frame Design > Display Design Info…

آی معمار
www.iArchitect.me





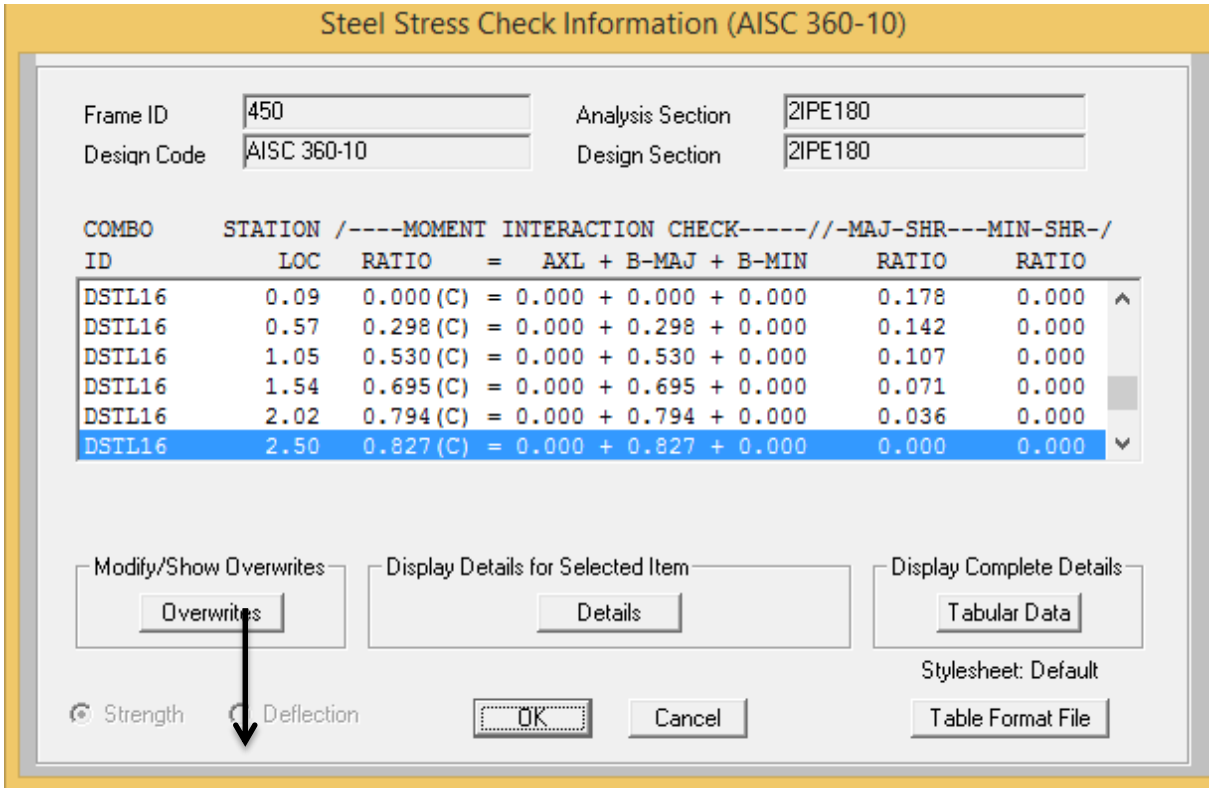
چنانچه مشاهده می شود. در بعضی از مقاطع نسبت نیرو به ظرفیت بزرگتر از ۱ می باشد که باید این مقاطع تغییر یابند. لازم به ذکر است که هرچقدر Ratio به ۱ نزدیکتر باشد اقتصادی تر می باشد.

آی معمار
www.iArchitect.me

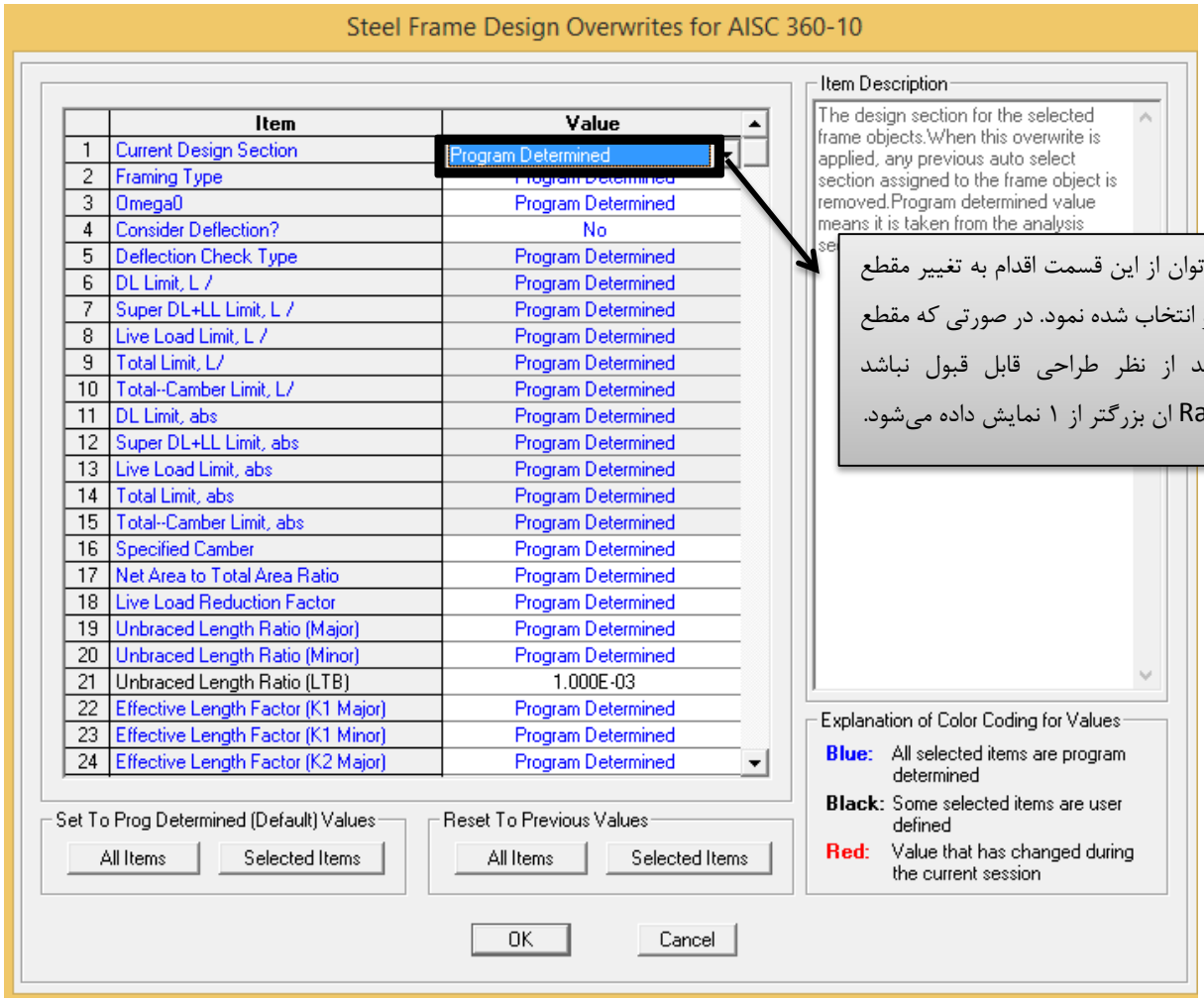
۶-۷ تیپ بندی مقاطع

بعد از آنکه تمام مقاطع از نظر طراحی مناسب بودند باید مقاطع را تیپ بندی و اجرائی نمود. باید دقت کرد در سازه های فولادی تیپ بندی، در طبقاتی که قرار است در ستونهای آنها از یک شماره پروفیل استفاده شود، انجام می‌شود. در هنگام تیپ بندی مقاطع می‌توان برای جبران نیازهای داخلی المانها از ورقهای تقویتی استفاده کرد.

مسیر: با کلیک راست در روی عضو پنجره زیر باز می شود.

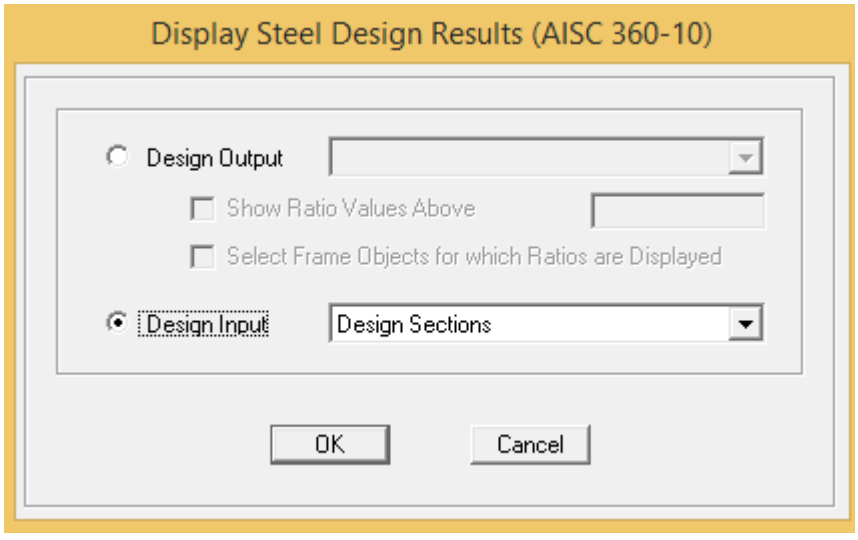


آی معمار
www.iArchitect.me

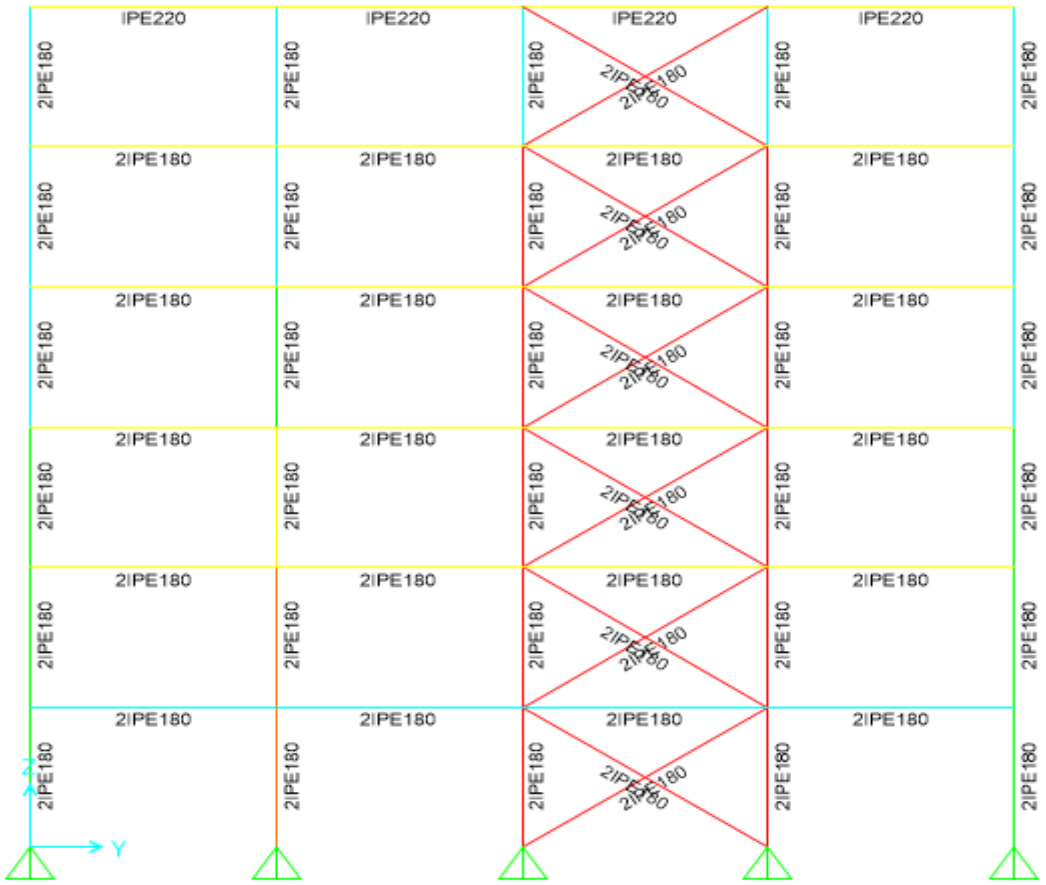


۸-۶ نمایش مقاطع طراحی

مسیر: Design > Steel Frame Design > Display Design Info…



آی معمار
www.iArchitect.me

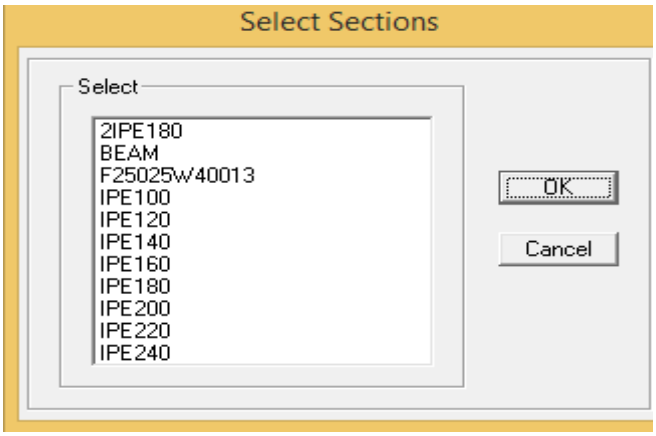


۹-۶ تغییر مقاطع

برای تغییر مقاطع سه روش وجود دارد که یکی از آنها در مرحله تیپ بندی گفته شده است. دو روش دیگر بصورت زیر می باشد.

روش اول: تغییر مقاطعی که از نظر طراحی جوابگو نیستند.

مسیر: انتخاب المانهای مورد نظر ⟵ Design > Steel Frame Design > Change Design Section



آی معمار
www.iArchitect.me

بعد از انتخاب مقطع مورد نظر و زدن Ok دوباره سازه را مسیر Start Design طی می شود. با این تفاوت که در این مرحله فقط مقاطعی که انتخاب شده و مقطع آنها تغییر پیدا کرده است، طراحی می شوند.

روش دوم: روشهای قبلی در صورتی قابل استفاده است که از روش اول اختصاص مقاطع در پروژه استفاده نماییم. یعنی روش تغییر مقطع با روشهای قبلی در صورتی که مقطعی جدید قبلا تعریف شده باشد، قابل استفاده است. اما وقتی از روش دوم اختصاص مقاطع، در پروژه استفاده کرده ایم(Add Auto select List) تمام مقاطع را نرم افزار بصورت خودکار برای المانها می‌آزماید و فقط المان مناسب را انتخاب می‌کند. پس مقطع جدیدی برای بررسی دوباره باقی نمی‌ماند و در صورتی که مقاطع جوابگو نباشند، باید با باز کردن قفل برنامه و تعریف نمودن مقاطع جدید، مراحل تحلیل و طراحی سازه دوباره صورت گیرد.

آی معمار
www.iArchitect.me