راهنمای گام به گام انجام پروژه های فولاد و بتن

تهیه کننده :

مهندس احمدرضا جعفری

www.iransaze.com

www.jafarii.blogfa.com

arjafari2004@gmail.com

تابستان و پاییز 90

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
مقدمه	8
نگاه کلی به نقشه های معماری و بررسی این نقشه ها با دید سازه ای	9
وجود یا عدم وجود درز انقطاع	10
انتخاب نوع سیستم سازه ای	10
ستونگذاری و جانمایی مهاربندها و دیوارهای برشی (در صورت وجود)	12
انتخاب محل های مناسب جهت قرارگیری بادبندها	14
انتخاب مکان مناسب جهت قرارگیری دیوارهای برشی	15
تیرریزی	16
تعیین جهت تیرریزی	17
تعیین بارهای وارد بر سازه	18
شروع به مدلسازی کامپیوتری سازه با نرم افزار ETABS	24
ایجاد فایل جدید	24
معرفی محورها و مشخصات ارتفاعی طبقات	24
معرفی مشخصات مصالح به نرم افزار	25
معرفی مشخصات مقاطع مورد استفاده جهت تیرها ، ستونها و بادبندها	27
اعلام ضرایب ترک خوردگی برای مقاطع تیر و ستون در سازه بتنی در هنگام معرفی مقاطع	32
معرفی مشخصات مناسب برای المانهای سقف و دیوار برشی	34
معرفی حالات بارگذاری استاتیکی	40
معرفی خودکار نیروی زلزله به نرم افزار	44

نحوه تعریف محاسبه خودکار حالات بار NOTIONAL	45
معرفی حالات بار دینامیکی	47
معرفی گزینه محاسبه خودکار جرم سازه	55
معرفی ترکیب بارهای طراحی به برنامه	56
ترکیب بارهای طراحی برای طراحی اسکلت فلزی با آیین نامه aisc-asd89 به روش تحلیل استاتیکی	57
ترکیب بارهای طراحی سازه فلزی بر اساس آیین نامه AISC360/IBC2006 به روش حالات حدی برای حالت تحلیل استاتیکی	62
ترکیب بارهای طراحی برای سازه بتنی با استفاده از آیین نامه ACI318-08/IBC2009 برای روش تحلیل استاتیکی	63
ترکیب بارهای طراحی برای روش تحلیل دینامیکی	66
نحوه اعمال بار قائم زلزله در صورت لزوم	68
انجام تنظیمات طراحی لرزه ای	70
شروع به مدلسازی سازه	72
تعریف شرایط تکیه گاهی برای اتصال ستونها به پی	74
تغییر در شرایط انتهایی اعضا در صورت لزوم	75
تغییر در نحوه قرارگیری محورهای اصلی اعضا	77
تعریف نواحی گیرداری انتهایی اعضا	78
اختصاص دیافراگم صلب یا انعطاف پذیر به سقفها	80
تغییر در مقاطع اعضا در صورت لزوم	82
مش بندی المانهای تشکیل دهنده دیوارهای برشی	82
تعریف Pier و Spandrel برای دیوارهای برشی و المانهای خطی متصل به آنها	84
بارگذاری سازه	85
تنظیمات آنالیز سازه	89

انجام تنظیمات مربوط به کاهش سربار زنده	95
کنترل مدل قبل از آنالیز سازه	99
آنالیز سازه و مشاهده نتایج آنالیز	104
بررسی ترک خوردگی یا عدم ترک خوردگی دیوارهای برشی بتنی	109
اعمال ضرایب ترک خوردگی به دیوارهای برشی و ستونهای متصل به آنها	112
تنظیمات طراحی از منوی...Options/Preferences	117
همپایه سازی برش ناشی از تحلیل دینامیکی با برش ناشی از تحلیل استاتیکی در روش تحلیل دینامیکی	128
تنظیمات قبل از طراحی برای اعضا از منوی Design مطابق آیین نامهAISC-ASD89	133
تنظیمات قبل از طراحی دیوارهای برشی با استفاده از آیین نامه ACI318-08/IBC2009 از منوی Design	136
تنظیمات قبل از طراحی تیرهای کامپوزیت با استفاده از آیین نامه AISC-ASD89 از منویDesign	143
انتخاب ترکیب بارهای طراحی قبل از طراحی	154
شروع طراحی برای تیرهای کامپوزیت	156
شروع طراحی اسکلت فلزی با استفاده از آیین نامهAISC-ASD89	157
شروع به طراحی اسکلت فلزی به روش حالات حدی با استفاده از آیین نامهAISC360/IBC2006	160
طراحی تیرهای متصل به بادبندهای 7 و 8 (شورون) در سازه های فلزی	163
شروع طراحی اسکلت بتنی بر اساس آیین نامهACI318-08/IBC2009	164
شروع به طراحی دیوارهای برشی با استفاده از آیین نامهACI318-08/IBC2009	170
مشاهده زمانهای تناوب اصلی از نرم افزار و مقایسه با زمان های تناوب تجربی سازه از مبحث ششم	180
کنترل تغییر شکلهای جانبی سازه در اثر بارهای جانبی زلزله	182
اصلاح مقادیر طول گیرداری برای تیرها در قابهای خمشی فولادی	186
کنترل لزوم یا عدم لزوم اعمال برون از مرکزیت اتفاقی	187
کنترل لزوم یا عدم لزوم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی و مقدار ضریب تشدید برون از مرکزیت اتفاقی	190

کنترل سازه در برابر واژگونی	193
محاسبه شاخص پایداری طبقات در قابهای خمشی فولادی در حالت طراحی با آیین نامهAISC-ASD-89	196
بررسی منظمی یا نامنظمی سازه	200
بررسی صلبیت دیافراگم سقفها	204
کنترل قابهای خمشی در سیستمهای دوگانه	207
کنترل تبصره 1 بند 6-7-2-1-3 مبحث ششم	208
کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره برداری	210
طراحی تیرها در قابهای خمشی فولادی متوسط و ویژه برای تحمل برش	213
کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در قابهای خمشی ویژه	218
طراحی سقفها : سقف تیرچه بلوک	221
طراحی سقفها : سقف تیرچه فلزی با جان باز (کرومیت)	228
طراحی دستی سقف : سقفهای کامپوزیت	241
کنترل دستی برخی از محاسبات نرم افزار	242
طراحی دستی اتصالات تیرهای فرعی یا اصلی به تیرهای اصلی	243
طراحی دستی اتصالات مفصلی تیر به ستون در سازه فلزی	246
طراحی اتصالات گیردار تیر به ستون در قابهای خمشی فولادی با شکلپذیری متوسط و ویژه	248
کنترل ضوابط ستون قوی- تیر ضعیف در قابهای خمشی فولادی ویژه ، ورقهای پیوستگی و ورقهای مضاعف کننده در قابهای خمشی فولادی متوسط و ویژه در نرم افزار در حالت استفاده از ستونهای I شکل	258
استخراج برش تیرها در قابهای خمشی متوسط و ویژه جهت طراحی برشی تیرها و اتصال گیردار آنها به ستون با کمک آیین نامهAISC360-05/IBC2006	262
مهارهای جانبی در تیرهای سازه های فلزی	264
طراحی اتصال گیردار تیر به ستون در قابهای با مهاربند واگرای ویژه در حالت اتصال مستقیم تیر پیوند به ستون	266

طراحی اتصالات مهاربندهای همگرا و واگرا در حد شکلپذیری کم	268
طراحی تیرهای متصل به بادبندهای برون محور در حد شکلپذیری کم	278
طراحی قیدهای اتصال ستونهای مشبک فلزی	279
استخراج نیروی طراحی اتصال تیر به ستون در تیر متصل به مهاربند واگرا	283
طراحی اتصالات مهاربندها در سیستم مهاربند همگرا در حد شکلپذیری ویژه	284
طراحی سخت کننده ها در تیر پیوند سازه فلزی با سیستم مهاربند واگرای ویژه	297
طراحی اتصالات بادبندها در سیستم مهاربند واگرای ویژه	302
طراحی وصله اعضای فلزی	303
طراحی صفحه ستونها	309
شروع به طراحی فونداسیون سازه	322
انتخاب نوع سیستم فونداسیون	322
انتقال واکنشهای تکیه گاهی از فایل ETABS به فایلSAFE	323
معادل سازی حالات بار دینامیکی با حالات بار استاتیکی زلزله جهت انتقال این بارها به SAFE8	325
حدس اولیه برای ضخامت پی ، عرض و موقعیت نوارها	326
ترسیم پی درSAFE	328
انتخاب آیین نامه برای طراحی پی درSAFE	328
معرفی مشخصات پی درSAFE	333
معرفی مشخصات خاک زیر پی درSAFE	335
حالات بار در تحلیل و طراحی پی	336
تعریف ترکیب بارها جهت کنترل تنش زیر پی و طراحی پی درSAFE	336
اختصاص مشخصات مورد نظر به بخشهای مختلف پی	342
اعمال سربار مرده و زنده گسترده به پی ها	343

معرفی سایز ستونها جهت محاسبه برش پانچ در نرم افزار	344
تنظیمات آنالیز پی	345
مشاهده تنشهای زیر پی و مقایسه با مقدار مجاز بعد از انجام آنالیز سازه	346
شروع به طراحی پی و کنترل برش پانچ	349
مشاهده نتایج طراحی آرماتورهای طولی پی درSAFE	354
کنترل برش یک طرفه در نوارهای پی	361
تعیین میلگردهای عرضی در پی های نواری (مشبک)	365
محاسبه طول های مهاری و وصله آرماتورها در کششی و فشار برای سازه های فلزی و بتنی	366
محاسبه آرماتورهای پیچشی در تیرهای اصلی بتنی که به آنها تیر فرعی با اتصال گیردار متصل است	370
شروع به ترسیم نقشه های سازه	371
ترسیم پلان تیپ بندی ستون ، صفحه ستون و بادبندها و جزییات مرتبط با آن برای سازه فلزی	372
ترسیم پلان تیپ بندی ، ستون ، دیوارهای برشی ، به همراه برش عمودی و عرضی آنها و دتایلهای مربوطه	380
ترسیم پلانهای تیرریزی و جزییات مربوط به آن در سازه های فلزی	392
نکات متفرقه در زمینه ترسیم نقشه ها	402
تهیه دفترچه محاسبات	404

مقدمه

مطالبی که در این فایل پی دی اف قرار دارد بر اساس یک تاپیک در سایت ایران سازه میباشد که توسط اینجانب در تابستان و پاییز سال 90 به تدریج تهیه شده است. آدرس این تاپیک به شرح زیر است :

http://iransaze.com/ftopict-24708.html

به همراه این مطالب در برخی از پستهای این تاپیک یک سری فایلهای کمکی نیز قرار داده شده است که این فایلها در فولدرهایی جداگانه ضمیمه این فایل پی دی اف میباشد. این فولدرها به ترتیب شماره بندی شده اند و در هر قسمت از این فایل به شماره فولدری که فایل مورد اشاره در متن قرار دارد اشاره میشود. توجه نمایید که این فایل به عنوان فایل آموزش نرم افزار ETABS و SAFE و یا آموزش اتوکد و نقشه کشی نیست و برای یادگیری این نرم افزارها و همچنین به طور کلی طراحی سازه باید به فایلها و کتابهای آموزشی موجود در بازار در زمینه آموزش نرم افزار و همچنین آموزش طراحی سازه (فولادی و بتنی) نیز مراجعه نمود. در این فایل بیشتر مواردی مورد بحث قرار گرفته است که در کتابها کمتر مورد بحث قرار میگیرند این مجموعه شامل توضیحاتی از مرحله تحویل نقشه های معماری از مهندس معمار تا مرحله پایان تهیه نقشه و دفترچه محاسبات سازه میباشد. توضیحات این فایل بیشتر شامل سازه های متداول و رایج ساختمانی میباشند و سازه های خاص نظیر سوله ها و سالنهای صنعتی را شامل نمیشود. . به هر حال بدون شک این مجموعه دارای اشکالاتی نیز چه از لحاظ تایپی و چه از لحاظ نگارشی و مهمتر از آن از لحاظ فنی خواهد بود. از دوستان تقاضا میشود که اشکالاتی که در این متن میبینند یا از طریق تاپیک اصلی این متن (که در بالا اشاره شده است) و یا از طریق ایمیل من (که در صفحه اول درج شده است) به بنده اطلاع بدهند تا در اولین فرصت اقدام به اصلاح اشکالات موجود بنمایم. همراه با مطالب اصلی تاپیک مورد اشاره در بالا یکسری پرسش و پاسخ نیز توسط کاربران سایت انجام شده است که این فایل شامل این مطالب نیست و تنها مطالب اصلی تاپیک را شامل میشود. پیشاپیش به خاطر فرمت نامناسب متن به خاطر کپی متن از فروم به فایل Word عذرخواهی مینمایم.

با تشکر

احمدرضا جعفری

آذرماه سال 1390

نگاه کلی به نقشه های معماری و بررسی این نقشه ها با دید سازه ای

اولین مرحله در طراحی یک سازه فولادی یا بتنی دید پیدا کردن نسبت به نقشه های معماری است. قبل از شروع به انجام هر کاری باید یک دور به طور کامل نقشه معماری توسط مهندس سازه مورد بررسی و مطالعه قرار گیرد. علی الخصوص باید موارد زیر را باید در نقشه های معماری مورد توجه قرار دهیم :

1- کاربریهای بخشهای مختلف سازه

2- موقعیت داکتها ، راه پله ، آسانسور ، نورگیر و موارد مشابه دیگر .

3- ساختمان در طبقات مختلف خود دارای اختلاف تراز میباشد یا خیر

4- در کدام قسمتهای سقف محدودیت ارتفاع برای اجزای سازه ای وجود دارد. برای این موضوع شاید مجبور باشیم به طور مسقیم با مهندس معمار مشورت نماییم) . معمولاً در قسمتهایی که دیوار وجود دارد محدودیتی در این مورد نداریم .

5- ایا در طبقات مختلف سقف نسبت به طبقه مجاور دارای عقب نشینی میباشد یا خیر .

6- وضعیت در و پنجره ها و دیوارها علی الخصوص در محیط سازه باید بررسی بشود و بر اساس آن بررسی شود که در کدام قسمت از سازه میتوان بادبند قرار داد یا خیر و آیا شکل بادبندها متاثر از موقعیت در و پنجره خواهد بود یا خیر ؟) به طور مثال اگر میتوانیم در قسمتی بادبند قرار دهیم آیا شکل بادبند میتواند ضربدری باشد و یا به طور مثال به دلیل موقعیت در و پنجره باید از شکلهای خاص بادبند مثل 8 یا 7 یا واگرا استفاده نماییم)

7- در صورت وجود رمپ پارکینگ موقعیت آن باید به صورت دقیق بررسی شود .

8- پارکینگها و مسیرهای ورود و خروج ماشینها به پارکینگ باید بررسی شود .

9- موقعیت ساختمانهای مجاور و همچنین مسیرهای مجاور (کوچه یا خیابان) باید بررسی و شناسایی شود .

10- توجه به کنسولها و بالکنها

بعد از دید پیدا کردن نسبت به نقشه معماری وارد مرحله بعدی یعنی انتخاب کلیات سازه میشویم. در این مرحله باید نسبت به مواردی نظیر انتخاب سیستم سازه ای ، داشتن یا نداشتن درز انقطاع در سازه ، نوع سیستم سقف و .... تصمیم گرفت .در برخی پروژه های دانشجویی موارد فوق در صورت پروژه مشخص است و نیازی نیست که دانشجو در مورد آن تصمیم بگیرد ولی در عالم واقعیت معمولاً به اینگونه نیست. این چند مورد را سعی دارم به طور مختصر توضیح دهم

وجود یا عدم وجود درز انقطاع

در این مورد در آیین نامه های ما به وضوح سخن گفته نشده است. در مبحث نهم بند 9-9-7-3 اشاره شده است که اگر نسبت طول به عرض از سه بیشتر باشد لازم است که درز انقطاع ایجاد شود. این ضابطه مربوط به سازه های بتنی است که البته تعمیم آن به سازه های فولادی هم منطقی به نظر میرسد. به عنوان یک پیشنهاد بر اساس قضاوت مهندسی توصیه میشود که سعی شود که سازه با درز انقطاع به قسمتهایی با ابعادی کمتر از حدود 30 تا 35 متر تقسیم شود. به هر حال ایجاد درز انقطاع خود باعث دردسرهایی میشود که نمیشود آن به عنوان یک اولویت در نقشه در نظر گرفت. مثلاً باعث میشود که تعداد ستونها افزوده شود و همچنین چون معمولاً درز انقطاع در پی و صفحه ستون ادامه پیدا نمیکند ابهامی در طراحی پی تحت اثر همزمان نیروهای زلزله در بخشهای مختلف سازه به وجود می آورد. اگر لازم است که درز انقطاع ایجاد شود بهتر است که به گونه ای درز ایجاد شود که کل ساختمان به چند سازه نسبتاً منظم تبدیل شود. محل درز انقطاع در سازه هایی که دارای اختلاف سطح در طبقات است بهتر است در همان محل اختلاف سطح باشد. مقدار درز انقطاع هم جز در مورد سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد (مثل مدارس و بیمارستانها) یک درصد ارتفاع سازه در هر تراز میباشد. درز انقطاع از لبه هر یک از دو سازه در نظر گرفته میشود و نه از آکس ستونهای آنها. ترجیحاً بهتر است که درز انقطاع را به گونه ای در نظر بگیریم که از داخل سرویسهای بهداشتی (به دلیل نیاز به به عایق کاری و اینکه عبور درز از این نقاط در عایقکاری ایجاد خلل میکند) عبور ندهیم .همچنین محل درز انقطاع به گونه ای باشد که عناصر غیرسازه ای را قطع ننماید .به طور مثال از وسط یک دیوار عبور ننماید. (محل درز انقطاع باید با عناصر انعطاق پذیر پر گردد و وجود قسمتهایی که به طور مشترک در دو جز از سازه حضور دارند باعث خلل در این عملکرد میشود). در مورد سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد و سازه های 8 طبقه و بالاتر باید کنترل شود که مقدار درز انقطاع از R برابر تغییر شکل ماکسیمم طبقه تحت زلزله کمتر نباشد. چون مقدار درز انقطاع قبل از طراحی وابسته به مقادیر مجهولی چون ابعاد ستونها میباشد باید این موارد را با قضاوت مهندسی حدس زد و پس از طراحی در صورت نیاز آن را اصلاح نمود. به طور مثال برای ساختمانهای کوتاه 6-7 طبقه برای ستونهای غیر متصل به بادبند ابعادی در حدود 20*20 و برای ستونهای متصل به بادبند ابعاد حدودی 30*30 قابل حدس است که بر این اساس درز انقطاع را باید از لبه این ابعاد لحاظ نمود.

انتخاب نوع سیستم سازه ای

انتخاب نوع سیستم سازه ای هم مرحله مهمی تلقی میشود. معمولاً در پروژه های دانشجویی سیستم سازه ای مشخص است و

دانشجو نیازی به انتخاب سیستم سازه ای ندارد ولی در پروژه های واقعی این مرحله وجود دارد. در انتخاب سیستم سازه ای باید به نکات زیر توجه نمود :

1- برای سازه باید دو جهت اصلی متعامد یا تقریباً متعامد در نظر گرفت و در هر یک دو راستا یک سیستم سازه ای که در جدول 6-7-6 مبحث ششم ذکر شده است را انتخاب نمود .

2- سیستم سازه ای انتخاب شده برای هر یک از دو جهت میتواند مستقل از هم باشد. به بیان دیگر هر دو سیستم میتواند یکسان و یا متفاوت باشند

3- در انتخاب سیستم سازه ای باید محدودیت های مبحث ششم را نیز در نظر گرفت .به طور مثال هر سیستم سازه ای برای سازه هایی با حداکثر ارتفاع مشخص قابل استفاده است. این ارتفاع جدول 6-7-6 مبحث ششم در ستونی تحت عنوان Hm ذکر شده است. غیر از آن باید به محدودیتهای ذکر شده در زیر این جدول تحت شماره های 3 و 4 به ترتیب جهت سیستمهای سازه ای قاب خمشی فولادی یا بتنی معمولی (شماره 3) و قاب خمشی فولادی معمولی (شماره 4) دقت نمود. همچنین باید به محدودیتهای ذکر شده در بند 6-7-3-1 مبحث ششم هم دقت کرد. مثلاً بر این اساس سازه های بالای 15 طبقه نمیتوانند با قاب مفصلی فولادی طراحی شوند و یا برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد (مثل بیمارستانها) در مناطق با خطر زلزله خیلی زیاد (مثل تهران) فقط میتوان از سیستمهای سازه ای ویژه استفاده کرد. (درجه اهیمت سازه بر اساس بند 6-7-1-7 مبحث ششم قابل تعیین است) .

4- در انتخاب سیستم سازه ای توجه کرد که نمیشود در یک جهت و یک طبقه دو سیستم سازه ای را به کار برد. مگر در مورد سیستمهایی که به عنوان دوگانه یا ترکیبی در جدول 6-7-6 از آنها نام برده شده است. بر این اساس به طور مثال استفاده از سیستم سازه ای با مهاربندهای هم محور و برون محور در یک جهت و یک طبقه مجاز نیست. اما برای دو جهت متعامد منعی وجود ندارد .

5- استفاده از چند سیستم سازه ای در ارتفاع ساختمان و یک جهت منع آیین نامه ای ندارد و بر اساس ضوابط بند 6-7-2-5-8-3 امکانپذیر است. اما توصیه اکید میشود که از اینگونه ترکیبات سازه ای اجتناب نماییم .

6- در انتخاب سیستم سازه ای غیر از محدودیتهای آیین نامه ای باید مقدورات اجرایی هم در نظر داشته باشیم. به طور مثال سیستمهای ویژه دارای محدودیتهای خاصی هستند که انتخاب اجرای آنها را بعضاً علی الخصوص برای پروژه های کوچک شخصی ساز غیرممکن مینماید. در سازه های فولادی اگر از سیستم قاب خمشی استفاده میکنیم باید توجه کنیم که اتصالات تیر به ستون در این قابها باید با جوش نفوذی انجام شود که انجام آن نیاز به جوشکاران ماهر دارد. همچنین باید توجه کنیم که در سیستمهای قاب

خمشی ابعاد تیرها و ستونها عمدتاً نسبت به سیستم های قاب ساده و مهاربند بزرگتر خواهد شد. بعضاً نیاز به اجرای تیرورق برای تیر و ستون خواهد بود که به علت محدودیتهای آیین نامه ای در ساخت آنها باید جوش سراسری اجرا شود .

7- غیر از موارد فوق باید به محدودیتهای معماری نیز توجه گردد. اگر از سیستم مهاربندی شده استفاده میکنیم باید دقت کنیم که آیا پلانهای معماری اجازه قرارگیری بادبندهای مناسب به تعداد کافی را میدهد یا خیر. باید توجه کرد که تعداد کم دهانه های بادبندی ممکن است به ستونها و صفحه ستونهایی با ابعاد غیراجرایی منجر شود و در زیر این ستونها ممکن است نیاز به شمعهای بتنی و یا پی های بزرگ نیازمند باشیم .اگر از سیستم قاب خمشی فولادی استفاده میکنیم باید دقت کنیم که احتمالاً علی الخصوص در طبقات پایین به تیرهای با ارتفاع زیاد نیازمندیم که این مساله ممکن است باعث افزایش ضخامت سقف گردد. در مورد سازه های بتنی معمولاً مشکل انتخاب سیستم سازه ای کمتر است. برای این سازه ها در پروژه هایی که درجه اهمیت آن بالا نیست (مثل ساختمانهای کوتاه مسکونی) میشود از قابهای خمشی بتنی متوسط با یا بدون دیوار برشی متوسط استفاده کرد. تصمیم به استفاده یا عدم استفاده از دیوار برشی بستگی به محدودیتهای معماری و تعداد طبقات دارد. در ساختمانهای با ارتفاع بیشتر عدم استفاده از دیوار برشی بعضاً باعث به دست آمدن ستونهایی بزرگ میشود که از لحاظ معماری مشکل ساز میشود. اما در سازه های کوتاه حتی بدون استفاده از دیوار برشی هم میشود به ستونهایی با ابعاد معقول دست یافت .

8- باید توجه داشت که فرایند انتخاب سیستم سازه ای ممکن است به یک فرآیند سعی و خطا هم تبدیل شود و بعضاً برای یک پروژه (علی الخصوص در پروژه های بزرگ) مجبور به امتحان کردن چند سیستم سازه ای تا رسیدن به سیستم مطلوب باشید .

9- اگر سازه شما با درز انقطاع به چند سازه مجزا تبدیل شده است برای هر سازه به طور جداگانه و مستقل سیستم سازه ای را انتخاب نمایید. هر چند که بهتر است جهت ساده سازی طراحی و اجرا بخشهای مختلف سازه ، از یک یا حداکثر دو سیستم سازه ای طراحی شوند.

ستونگذاری و جانمایی مهاربندها و دیوارهای برشی (در صورت وجود)

ستونگذاری هم یکی از مراحل مهمی است که باید در همان اولین مراحل انجام گردد. معمولاً در نقشه های معماری و توسط مهندس معمار ستونگذاری و حتی جانمایی بادبندها انجام میشود. ولی باید توجه نمایید که این مساله به معنی این نیست که نظر مهندس معمار نظر نهایی و غیرقابل تغییر است. مهندس معمار با دید تخصصی خود به این مساله نگاه میکند و بعضاً علی الخصوص در بادبندگذاری انتخابهایی میکند که با مبحث دهم مقررات ملی در تناقض است. به طور خلاصه در ستونگذاری باید به

نکات زیر توجه نمود :

1- تعداد محورها به حداقل تعداد برسد.(اما این مساله اصل نیست و بعضاً در فاصله ای کوچک مجبور به تعریف چندین محور با فواصل نزدیک هستیم. به این نکته هم توجه کنید که هر چند منعی برای تعریف محورهای مورب نداریم اما بهتر است در پروژه های عادی محور ها را متعامد و در دو جهت اصلی سازه تعریف کنیم و از تعریف محورهای مورب که بعداً در هنگام مدلسازی کامپیوتر علی الخصوص برای افراد مبتدی ایجاد مشکل مینماید خودداری کنیم. هر چند که این کار ممکن است تعداد محورها را به میزان قابل توجهی افزایش دهد (.

2- فاصله ستونها از یکدیگر مقداری معقول باشد. توجه کنید که فواصل کم باعث افزایش بیمورد ستونها و سنگین شدن سازه و ایجاد مزاحمت ستونها برای کاربریهای معماری و فاصله زیاد آنها از هم باعث بالا رفتن سایز تیرها میشود. توصیه میشود که در حالتی که محدودیت خاصی وجود ندارد فواصل ستونها از یکدیگر بین 4 تا 6 متر در نظر گرفته شود .

3- از ستوگذاری در وسط فضاهای معماری و پارکینگها خودداری شود مگر اینکه برای این موضوع با مهندس معمار مشورت و تاییدیه آن گرفته شود. ستونها بهتر است در داخل دیوارها ترجیحاً در محل تقاطع آنها با هم باشد که بعد از اجرا داخل دیوارها پنهان شوند و از طرف دیگر دیوارها نیز به این ستونها مهار شوند .

4- توصیه اکید میشود که از جابه جایی ستونها در پلانهای طبقات خودداری شود .هر چند این مساله منع آیین نامه ای ندارد اما به هر جهت تا حد امکان باید از آن اجتناب نماییم. جا به جایی ستون در پلان باعث میشود که مجبور به قرار دادن ستون بر روی پل شویم که بار متمرکز منتقل شده به پل باعث بالا رفتن سایز پل به میزان بسیار قابل توجهی میشود .

5- ستونها را به گونه ای قرار دهید که حداقل از دو جهت بتوان به آنها تیر متصل کرد و آنها را مهار کرد. به همین جهت از قرار دادن ستونهای کناری در مجاورت نورگیرها و داکتهایی که نمیتوان از داخل آن تیر عبور داد خودداری نمایید .

6- ستونها را در محدوده طبقات اجرا نمایید و از قرار دادن ستون در حیاط یا محدود کوچه خودداری نمایید .

7- در 4 گوشه راه پله 4 ستون قرار دهید. در صورت وجود آسانسور بعضاً ممکن است حداقل دو ستون دیگر هم به این 4 ستون اضافه شود. به هر حال ستونهای پیرامون راه پله و آسانسور به گونه ای باید در نظر گرفته شوند که در طبقه خرپشته تا حد امکان در خارج از محدوده خرپشته اجرا نشوند و این ستونها به همراه تیرهای متصل به آنها حالت اکسپوز (نمایان) پیدا نکنند .

8- در صورت وجود عقب نشینی در طبقات بالاتر ترجیحاً باید ستونها در این محدوده را به گونه ای اجرا کنیم که ستونها در این ناحیه در صورت عدم قطع حالت اکسپوز پیدا نکنند و یا اینکه اگر قرار است بخشی از ستونهای کناری حذف شوند و قسمت عقب

رفته با اجرای کنسول از ستونها مجاور داخلی اجرا شوند مقدار این کنسول زیاد بزرگ نباشد (در حد مثلاً یک تا دو متر عددی معقول به نظر میرسد)

9- اگر قرار است که بخشهایی از سازه به صورت طره اجرا شوند ، ستونها به گونه ای قرار داده شوند که تیر طره به ستون متصل شود و ترجیحاً از لحاظ معماری مشکلی از نظر اجرای دستک نباشد. به هر حال توصیه اکید میشود که از اجرای تیر طره به صورت اتصال تیر طره به پل اصلی که در پل اصلی ایجاد پیچش مینماید خودداری شود .

10- مساله رعایت درز انقطاع به میزان یک درصد ارتفاع مطابق بند 6-7-1-3-4 مساله مهمی است که در ستونگذاری در لبه های ساختمان که مجاور ساختمان مجاور است باید حتماً به آن توجه نمود. البته معمولاً مهندسان معمار به این مساله در ستونگذاری دقت میکنند ولی در صورت عدم رعایت این مساله توسط مهندس معمار حتماً باید در ستونگذاری اصلاح لازم توسط مهندس سازه انجام شود .مقدار درز انقطاع نسبت به مرز زمین با زمین مجاور نیم درصد ارتفاع در هر تراز است و این مقدار نسبت به لبه ستون سنجیده میشود. چون در ابتدا ابعاد دقیق ستونها نامشخص است ابتدا باید یک بعد تقریبی برای ستون حدس زد و بر اساس آن درز انقطاع را رعایت نمود. برای ساختمانهای کوتاه ابعاد حدود 20*20 برای ستونهای غیرمتصل به بادبند و مقداری بزرگتر برای متصل به بادبند مناسب است. توجه کنید که اگر یک پروژه بخواهد به صورت بتنی اجرا شود به دلیل ابعاد بزرگتر ستونها (حداقل اجرایی حدود 40 در 40 سانتیمتر) باید در موقعیت ستونها تجدید نظر کرد و ستونها را به گونه ای در نظر گرفت که از لبه آنها مقدار لازم برای درز انقطاع رعایت شود.

انتخاب محلهای مناسب جهت قرارگیری بادبندها

این مساله فقط برای حالتی است که حداقل در یکی از دو جهت اصلی از سیستم مهاربندی شده استفاده کرده باشیم. اگر سازه فاقد مهاربند باشد این نکات قابل استفاده نخواهد بود .

در انتخاب محلهای مناسب برای بادبندها میتوان به نکات زیر اشاره کرد :

1- حتی الامکان به گونه ای بادبندگذاری کنیم که متقارن باشد و بین مرکز سختی و مرکز جرم در طبقات فاصله اندک باشد .

2- دهانه های بزرگتر نسبت به دهانه های کوچکتر جهت قرار گیری بادبند در ارجحیت هستند. این مساله به خاطر کنترل نیروی محوری منتقل شده به ستونهای متصل به بادبند و همچنین کاهش آپلیفت در صفحه ستون و پی است .

3- در یک قاب خاص ترجیحاً در دهانه های متوالی بادبندگذاری نمایید.این مساله نسبت به بادبندگذاری در دو دهانه غیرمجاور در

یک قاب در ارجحیت است .این مساله باعث کاهش سایز ستون وسط بین دو دهانه میشود. در حالی که اگر دو دهانه غیر مجاور بادبندگذاری شوند 4 ستون متصل به بادبند خواهیم داشت که هر 4ستون به همراه صفحه ستون و پی زیر آنها دارای سایز بالایی خواهند بود .

4- جهت اقتصادی شدن طرح بهتر است در طبقات بالا از تعداد دهانه های کمتر جهت بادبند گذاری استفاده نموده و در طبقات پایین این تعداد دهانه ها را به تدریج اضافه کرد. حتی بهتر است بدون جابه جایی صفحه بادبند دهانه بادبندی شده را جابه جا کرد و به دهانه مجاور در طبقه پایین منتقل نمود .

5- تعداد کل دهانه های بادبندی باید با یک فرآیند سعی و خطا به گونه ای به دست آید که از لحاظ اقتصادی سازه بهینه گردد و البته از نظر اجرایی هم قابلیت اجرایی بالاتری داشته باشد. اما به هر حال توصیه میشود که در هر جهت حداقل دو دهانه به صورت متقارن وجود داشته باشد .

6- باید توجه کرد که به عنوان بادبند هم محور تنها از انواع بادبندهای قطری ، ضربدری ، 7 و 8 (موسوم به شورون (، Kشکل (تنها برای سازه های تا دو طبقه) مجاز به استفاده هستیم. به خاطر ضوابط سختگیرانه مبحث دهم در مورد بادبندهای 7 و 8 توصیه اکید میشود که حتی الامکان از این بادبندها استفاده نگردد. استفاده از بادبندهای ضربدری و قطری (علی الخصوص ضربدری) دارای ارجحیت میباشند. بادبندهای با شکل خاص مثل بادبند Y شکل (موسوم به پرده ای (مورد قبول مبحث دهم نیست. در صورت استفاده از بادبند قطری بهتر است در هر قاب در هر طبقه حداقل دو بادبند قطری استفاده شود و جهت استقرار آنها مخالف یکدیگر انتخاب شود ، به گونه ای که برخی از آنها تحت کشش و همزمان برخی دیگر فشاری باشند. برای بادبندهای با حد شکلپذیری ویژه این مساله حالت اجبار دارد. در این حالت این نحوه استقرار باید به گونه ای باشد که در هر قاب سهم نیروی زلزله ای که به آن قاب میرسد حداقل 30 و حداکثر 70 درصد بین بادبندهای کششی و فشاری تقسیم شود .

7- در مورد بادبندهای واگرا باید از اشکال مجاز معرفی شده در بخش 10-3 مبحث دهم استفاده نمود. طول قطعه رابط در این بادبندها در حدود 20 درصد دهانه توصیه میشود.

انتخاب مکان مناسب جهت قرارگیری دیوارهای برشی

این مساله نیز تقریباً مشابه بادبندگذاری است . به طور خلاصه :

قرار گیری دیوار برشی در دهانه های بلند نسبت به دهانه های کوتاه ارجح است .

2-قرارگیری دیوار برشی در دهانه های متوالی ارجح است .

3- طرز انتخاب محلهای دیوار برشی بهتر است به گونه ای باشد که سازه منظم باشد و بین مرکز جرم و سختی فاصله نیافتد

4- بهتر است تعداد دهانه های دیوار برشی از طبقات بالا به پایین به تدریج اضافه شود

5- بهتر است دیوارهای برشی بین ستونها قرار گیرند هر چند منعی برای این موضوع وجود ندارد.

تیرریزی

بعد از آکس بندی و تعیین محل ستونها و بادبندها یا دیوارهای برشی (در صورت وجود) به مرحله تیرریزی میرسیم. البته قبل از انجام این کار بهتر است که ستونها و محورها که قاعدتاً در یک لایه خاص اتوکد ترسیم شده اند را جدا کرده و تبدیل به یک بلوک نماییم. (با استفاده از دستور block این مساله امکان پذیر است) . سپس بلوک به دست آمده را تک به تک بر روی پلان طبقات مختلف کپی مینماییم (البته اگر در طبقات بالاتر ستونی حذف شده باشد باید برای آنها پلان ستونگذاری جداگانه تعریف کرده و جداگانه تبدیل به بلوک نماییم) . پس از اتمام کار پلانهای به دست آمده را یک بار دیگر نگاه میکنیم و مطمئن میشویم که هیچکدام از ستونها در مکانی نامناسب که باعث اخلال در کاربری معماری میشود نیست .

پس از این مساله برای هر یک از طبقات باید جداگانه تیرریزی نماییم. اگر برخی طبقات با هم تیپ باشند این کار را کافیست که برای یکی از آنها انجام دهیم. در انجام این کار لازم است به نکات زیر توجه نمایید :

1- ترسیم تیرها بهتر است که در لایه ای جداگانه از اتوکد انجام شود

2- به هر ستون حداقل دو تیر در دو راستای متعامد یا تقریباً متعامد متصل نمایید .

3- در محیط طبقه به صورت دور تا دور باید تیر ترسیم کنیم

4- دور داکتهای مربوط به نورگیر و آسانسور حتماً باید تیرریزی انجام شود .اگر اتصال تیر به ستون در این قسمتهای امکانپذیر نباشد باید این تیرها را به پلها اتصال داد. به هر حال در تمامی لبه های داکتها باید تیر وجود داشته باشد. برای داکتهای کوچک تاسیساتی و مشابه (با ابعادی کمتر از 0.5 متر) نیازی به تیرریزی نیست .

5- از داخل فضاهای خالی (مثل داکتها و نورگیرها) بدون هماهنگی مهندس معمار تیری عبور ندهید .

6- در قسمتهای طره بهتر است در صورت امکان و عدم مشکل در معماری از دستک استفاده نماییم. در غیر این صورت اگر از قاب ساده ساختمانی استفاده کرده ایم بهتر است که اجرای طره را به صورت تیر خورجینی اجرا نماییم. در قابهای خمشی قسمت

طره میتواند با تیر طره با اتصال گیردار به ستون اجرا شود .

7- حتی الامکان از تیرهای خورجینی استفاده ننمایید (جز درمورد تیرهای طره که در بالا توضیح داده شد)

8- به تیرریزی راه پله باید دقت کافی داشت. قبل از تیرریزی این قسمت باید به نقشه های معماری دقت کافی کرد و جهت حرکت در پله و موقعیت پاگرد را مشخص نمود .

9-بعد از پایان تیرریزی طبقات هر یک از پلانهای تیرریزی را که در لایه ای جداگانه ترسیم کرده اید به صورت بلوک در بیاورید و بر روی هر یک از پلانها کپی نمایید (بهتر است اساساً ترسیم پلانهای تیرریزی مستقیماً روی پلانهای معماری انجام شود و سپس از کپی گرفته شود). قبل از رفتن به مرحله بعد حتماً پلانه را با دقت نگاه نمایید و مطمئن شوید که تیرهای ترسیمی با پلان معماری همخوانی دارند و تداخلی با داکتهای نورگیر و تاسیسات و آسانسور ندارند و تمام مشخصات ذکر شده در قسمتهای قبل در ترسیم رعایت شده است.

تعیین جهت تیرریزی

بعد از تیرریزی (تیرهای اصلی) باید جهت تیرهای فرعی را مشخص نمایید. قبل از این مساله باید نوع سقف مشخص شده باشد. معمولاً در پروژه های دانشجویی نوع سقف در صورت پروژه مشخص شده است. اما در پروژه های عملی این مساله باید توسط خود مهندس طراح تعیین شود. انواع سقفها برای این منظور قابل استفاده است. برای سازه های فولادی سقفهایی نظیر تیرچه کرومیت یا تیرچه بلوک با انواع بلوکهای یونولیتی ، سیمانی و سفالی ، سقف کامپوزیت با ضخامت ثابت دال و سقف کامپوزیت با قالبهای ذوزنقه ای شکل (با اسم تجاری KSD) قابل استفاده است. برای سازه های بتنی هم سقف تیرچه با بلوکهای مختلف و دال بیشتر از بقیه کاربرد دارد. سقفهای پیش تنیده (CCL) موارد نسبتاً جدیدی است که چند سالی است کاربرد پیدا کرده است . در این که کدامیک از این سقفها مناسبتر است بحث زیاد است و در این مورد هم بحثهایی در انجمن انجام شده است که میتوانید مراجعه نمایید .

در مورد سقفهای تیرچه ای مثل کامپوزیت و تیرچه بلوک یا کرومیت باید جهت تیرریزی را مشخص نماییم. برای این منظور نمیشود قانون کلی بیان نمود. عوامل مختلفی در این مساله دخیل هستند. اما به عنوان نظر شخصی موارد زیر را پیشنهاد میکنم :

1- ترجیحاً از تیرریزی شطرنجی استفاده کنید. یعنی هر پانل نسبت به پانل مجاور خود جهت تیرریزی متفاوت باشد. (بهتر است که بارها بین تیرهای مختلف پخش شود و تمام بار بر روی تیرهایی خاص نباشد)

2- در سازه هایی که یک جهت آن قاب خمشی و سمت دیگر قاب مفصلی است (سازه های فولادی) بهتر است جهت کنترل ارتفاع

تیرهای جهت خمشی و جلوگیری از افزایش سایز این تیرها که ممکن است در معماری ساختمان ایجاد مزاحمت کند ، جهت تیرریزی به گونه ای باشد که بارها به تیرهای جهت مفصلی منتقل شود. اگر در این مورد محدودیتی نداشته باشیم شاید بهتر باشد که جهت تیرریزی به گونه ای باشد که بارها به تیرهای گیردار (سمت خمشی) منتقل شود .

3- در صورت استفاده سقف تیرچه بلوک یا تیرچه کرومیت در دهانه های بلندتر از 7متر ترجیحاً و بلندتر از 8 متر احباراً از اجرای تیرچه در جهت بلند خودداری کنید .

به هر حال این موضوع همانطور که اشاره شد بستگی به عوامل مختلفی دارد و لزوماً راه حل واحدی ندارد. ولی بهترین روش اینست که به گونه ای تیرریزی کنیم که سایز اکثر تیرها در محدوده ای متوسط قرار گیرند (نه خیلی سایز بالا و نه خیلی سایز پایین)

تعیین بارهای وارد بر سازه (بخش اول)

مرحله بعدی که باید انجام شود. بارگذاری است. بارگذاری سازه در حداقل دو مرحله باید انجام شود. مرحله اولی که اینجا توضیح میدهم شامل تعیین وزن بخشهای مختلف سازه ، تعیین بارهای زنده و برف ، تعیین بارهای زلزله میباشد .بارهای دیگری هم به سازه ممکن است اعمال شود. مثل بار باد یا فشار خاک و مایعات و بار ناشی تغییرات دما و اثرات خودکرنشی. در مورد بار باد در مورد اکثر سازه ها چون بار باد و زلزله به صورت همزمان اعمال نمیشود و معمولاً نیروهای ناشی از باد کمتر از نیروی زلزله است از اثر آن صرفنظر میشود .معمولاً اثر باد فقط برای سازه های سبک مثل سوله ها دارای اهمیت است. در مورد فشار آب و خاک هم فقط در مورد سازه هایی که دارای دیوار حائل و یا استخر هستند دارای اهمیت است. دیوار حائل وقتی ممکن است در سازه وجود داشته باشد که به طور مثال سازه دارای زیرزمین یا پارکینگ در تراز پایینتر از کف زمین مجاور (کوچه یا خیابان) باشد. اثرات ناشی از تغییر دما هم وقتی دارای اهمیت خواهد بود که ابعاد سازه قابل توجه باشد به گونه ای که در اثر طول یا عرض قابل توجه سازه اثر تغییر دما ایجاد تنش های قابل توجه نماید .در سازه های معمول که در طولهای مناسب (به طور مثال حداکثر 30 تا 35 متر (با درز انقطاع (که میتواند درز انبساط نیز باشد) این تنشها قابل توجه نیست و عملاً نیازی به در نظر گرفتن این اثرات نیست .

با این اوصاف میتوان بارهایی که به سازه اعمال میشود را به شرح زیر تقسیم بندی کرد :

1- بارهای مرده

2- بارهای زنده

3- بارهای ناشی از برف

4- بارهای ناشی از زلزله

بارهای مرده

عمده ترین بخشهایی از ساختمان که میتوان به عنوان بار مرده دسته بندی کرد به شرح زیر است :

1- سقفها

2- دیوارهای پیرامونی

3- تیغه ها

بخشهای دیگری هم هستند که میتوانند جزو بار مرده محسوب شوند. مثل بار ناشی از تاسیسات ، مخزن اضطراری آب و آسانسور. این بخشها در برخی پروژه ها ممکن است اصلاً وجود نداشته باشند و یا اگر هم باشند نسبت به بخشهای سه گانه اولیه از درصد اهمیت کمتری برخوردار باشند. در این قسمت فقط به همان سه بخش اصلی میپردازیم

ضوابط کلی مربوط به بارهای مرده در فصل 6-2 مبحث ششم ذکر شده است. در این مورد نکات مهمی که میشود ذکر کرد به شرح زیر است :

1- ابتدا باید وزن متر مربع بخشهای مختلفی که ذکر شد را محاسبه نمایید .برای این منظور اول باید دتایلهای مربوطه را داشته باشید. این دتایلها ممکن است در نقشه های معماری موجود باشد. در صورت موجود نبودن دتایلها میتوان از دتایلهای مشابه که در همین سایت هم موجود است استفاده کنید. به طور خاص استفاده از دتایلها و جزییات بارگذاری که در تاپیکهای زیر ارایه شده است میتواند برای شما راهگشا باشد :

<u>دتایلهای بارگذاری و ترکیب بارهای آیین نامه</u>

<u>فایل پی دی اف حداقل بارهای وارد بر ساختمان (سازمان نظام مهندسی استان فارس)</u>

<u>دتایلهای بارگذاری جهت محاسبه بارهای مرده</u>

بر اساس دتایلهای به دست آمده و با داشتن ابعاد دقیق هر بخش از دتایل در هر متر مربع و با کمک پیوست 6-1 مبحث ششم (جرم مخصوص مواد و جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان) میتوان وزن هر متر مربع از سقفها و دیوارها را به دست

آورد. به عنوان یک پیشنهاد برای داشتن دید اولیه اعداد زیر پیشنهاد میشود :

سقف تیرچه بلوک با بلوکهای سفالی یا سیمانی ، سقف تیرچه فلزی با بلوکهای سیمانی یا سفالی (تیرچه کرومیت) :

طبقات : 500 کیلوگرم بر متر مربع

بام : 600 کیلوگرم بر متر مربع

سقفهای بالا به شرط استفاده از بلوکهای یونولیتی ، سقف کامپوزیت ، سقف کامپوزیت با استفاده از قالبهای ذوزنقه ای شکل ماندگار (با اسم تجاری KSD) :

طبقات : 400 کیلوگرم بر متر مربع

بام : 500 کیلوگرم بر متر مربع

دلیل اختلاف حدود 100 کیلوگرم وزن سقف در بام با طبقات وجود شیب بندی با پوکه است که بر وزن سقف اضافه میکند .

دیوارهای پیرامونی سمت نما (با فرض استفاده از دیوار دوجداره با آجر سوراخدار) : حدود 330 کیلوگرم بر متر مربع

دیوارهای دوجداره سمت غیر نما (با فرض استفاده از دوار دوجداره با آجر سوراخدار) : حدود 280 کیلوگرم بر متر مربع

دیوارهای داخلی (با فرض استفاده از آجر سوراخدار به ضخامت 15 سانتیمتر) : حدود 220 کیلوگرم بر متر مربع

-2در مورد تیغه ها اگر وزن متر مربع تیغه کمتر از 280 کیلوگرم باشد میشود وزن دیوارها را تبدیل به یک سربار گسترده کرد و به وزن سقف اضافه نمود. این سربار حداقل باید 100 کیلوگرم باشد. برای محاسبه مقدار دقیق این سربار باید وزن کل هر دیوار محاسبه شود و بر مساحت بخشی از سقف که دیوار به آن تعلق دارد تقسیم شود. این محاسبه معمولاً انجام نمیشود و یک مقدار بار گسترده بر اساس قضاوت مهندسی به عنوان سربار گسترده تیغه ها به وزن سقف اضافه میشود. این سربار معمولاً بین 130 تا 170 کیلوگرم بر متر مربع فرض میشود .

بارهای زنده

نکات مربوط به بارهای زنده در بخش 6-3 مبحث ششم در دسترس است. نکات مهم در این زمینه به شرح زیر است :

1- مقدار بار زنده معمولاً به صورت یک سربار گسترده به سقف اعمال میشود .این سربار گسترده از جدول 6-3-1 برای کاربریهای متفاوت استخراج میشود .برای برخی کاربریهای مهم این مقدار به شرح زیر است :

اتاقها و راهروهای خصوصی و سرویسها : 200 کیلوگرم بر متر مربع

بامهای تخت یا با شیب کم : 150 کیلوگرم بر متر مربع

اتاقها در ساختمانهای اداری : 250 کیلوگرم بر متر مربع

راهروها در ساختمانهای اداری : 350 کیلوگرم بر متر مربع

راه پله ها در ساختمانهای مسکونی : 350 کیلوگرم بر متر مربع

پارکینگها در صورتی که وزن ماشین ها کمتر از 1.5 تن باشد : 350 کیلوگرم بر متر مربع

2- به بحث نامناسبترین وضع بارگذاری ذکر شده در بند 6-3-3 هم باید توجه شود. این بند در بخشهای بعدی توضیح داده خواهد شد. این بند فقط در کاربریهای با بار زنده بیش از 500 کیلوگرم و با سیتسمهای قاب خمشی یا تیرهای خورجینی (پیوسته) باید اعمال شود. بر این اساس اکثریت سازه ها شامل این بند نخواهند شد .

3- به بحث کاهش بارهای زنده ذکر شده در بند 6-3-8 هم باید توجه شود. این بند نیز بعداً توضیح داده میشود. به طور خاص بخشهایی از ساختمان مثل بام و کف انبارها و پارکینگها شامل این بحث نمیشوند. کاربریهایی هم که بار زنده آنها بالاتر از 400 کیلوگرم بر متر مربع عم باشند شامل این بحث نمیشوند .

4- سقف بام به طور همزمان تحت بار زنده و برف است. این دو به طور همزمان اعمال نمیشود. بین این دو بار مقداری که بیشتر است را انتخاب کنید و بام را فقط تحت همان مقدار بیشتر قرار دهید. جهت ساده سازی مقدار بزرگتر را به عنوان بار زنده بام در نظر میگیرند و از اعمال بار برف صرفنظر میشود .

بار برف

بار برف بر اساس بخش 6-4 مبحث ششم قابل تعیین است. برای بامهای تخت کافیست که مقدار بار برف را بر اساس رابطه 6-4-1 و با جایگزینی عدد 1 به جای ضریب Csبه دست آورید. مقدار Ps را هم بر حسب اینکه ساختمان در چه شهری ساخته میشود بر اساس اطلاعات جدول 6-4-1 و بند 6-4-2 قابل تعیین است .

همانطور که در قسمت قبل هم ذکر شد معمولاً بین بار برف و بار زنده بام مقدار بزرگتر به عنوان بار زنده در نظر گرفته میشود و پس از آن دیگر با بار برف کاری نداریم.

بارهای ناشی از اثر زلزله

بارهای ناشی از زلزله باید بر اساس ضوابط بخش 6-7 از مبحث ششم محاسبه شوند .چون معمولاً محاسبه نیروی زلزله و توزیع این نیرو بین طبقات توسط نرم افزار انجام میشود در این مرحله تنها کافیست که ضریب زلزله (c) مطابق رابطه 6-7-2 محاسبه شود. البته بهتر است کل برش پایه مطابق رابطه 6-7-1 و مقدار برش زلزله در هر طبقه مطابق رابطه 6-7-10 نیز محاسبه و در نهایت بعد از مدلسازی و اتمام مرحله آنالیز در نرم افزار با مقادیر خروجی نرم افزار مقایسه شود. البته باید توجه داشت که برای آنالیز سازه در برابر زلزله دو روش مهم تحلیل استاتیکی و دینامیکی وجود دارد که ممکن است روش استاتیکی برای برخی سازه های خاص قابل استفاده نباشد و مجبور به استفاده از روش دوم باشیم اما به هر حال حتی اگر از روش دینامیکی بخواهیم استفاده کنیم مجبوریم که در این مرحله مقدار ضریب زلزله را مطابق رابطه گفته شده محاسبه کنیم .در این محاسبه لازم است که به نکات زیر توجه شود :

1- ضریب R یا ضریب رفتار از جدول 6-7-6 باید استخراج شود. در حال حاضر سیستمهایی در مبحث دهم ویرایش 87 معرفی شده است که این سیستم ها در جدول مذکور مورد اشاره قرار نگرفته اند. مثل سیستم قاب ساده و مهاربند همگرای ویژه . به نظر میرسد که فعلاً برای ضریب رفتار این سیستمها بشود از سیستم مشابه اما با شکلپذیری کمتر کمک گرفت. به نظر میرسد که اگر به ضریب رفتار سیستم مشابه یک واحد اضافه شود بتوان به عددی منطقی (و نه محافظه کارانه) رسید. مثلاً برای سیستم قاب ساده و مهاربندهای واگرای ویژه که در جدول مذکور وجود ندارد میتوان از سیستم قاب ساده و مهاربند همگرا که ضریب رفتاری برابر 6 دارد کمک گرفت و برای سیستم مورد نظر ما این ضریب را 7 فرض کرد) .البته این فقط یک فرض در جهت ساده سازی است و گرنه باید تا زمان چاپ ویرایش جدید مبحث ششم باید صبر شود) .

2- برای سازه هایی که در هر دو جهت اصلی آنها یک سیستم سازه ای واحد به کار برده شده است یک بار محاسبه ضریب C کفایت میکند اما برای سازه هایی که در دو جهت اصلی آنها دو سیستم سازه ای مختلف استفاده شده است برای هر یک از این دو جهت ضریب C باید جداگانه محاسبه شود .

3- برای محاسبه ضریب B باید زمان تناوب سازه طبق روابط تجربی 6-7-6 تا 8-7-6محاسبه شود. اگر در جهتی که زمان تناوب را محاسبه میکنیم از دیوار برشی بادبند (واگرا یا همگرا) استفاده شده باشد ، صرفنظر از این که از قاب خمشی یا ساده در آن جهت استفاده کرده باشیم محاسبه زمان تناوب باید از رابطه 6-7-8 (رابطه سوم) انجام گیرد. برای قابهای خمشی فولادی که در آن جهت بادبند استفاده نشده باشد رابطه 6-7-6 و برای قابهای خمشی بتنی که فاقد دیوار برشی در راستای قاب باشند رابطه 6-7-

7 استفاده میشود. باید به این نکته هم توجه کرد که اگر از دو رابطه 6-7-6 یا 7-7-6 استفاده میکنیم اثر میانقابها هم در این محاسبه باید دیده شود. منظور از میانقاب دیوارهایی غیرسازه ای هستند که بین ستونها قرار میگیرند. اگر این دیوارها به نحوی به سازه متصل شده باشند که برای حرکت جانبی قاب ایجاد مزاحمت نمایند مقادیر به دست امده برای زمان تناوب از دو رابطه مذکور باید در ضریب 0.8 ضرب شوند .در غیر این صورت اعمال این ضریب اجباری نیست. در عمل اجرای دیوارهای غیرسازه ای به گونه ای است که این مزاحمت ایجاد میشود و در نتیجه مجبور به اعمال این ضریب 0.8 هستیم. برای برخی سازه های خاص که در بند 6-7-3-8-1 مورد اشاره قرار گرفته اند مجبوریم که دتایلی ارایه دهیم که این دیوارها برای حرکت جانبی قاب ایجاد مزاحمت ننمایند. (نمونه این دتایلها در چند تاپیک مورد بحث قرار گرفته است که میتوانید استفاده کنید) اما در عمده موارد نیازی به این مساله نیست. در صورتی که زمان تناوب از رابطه 6-7-8 محاسبه شود اثر میانقابها نیازی به اعمال نیست .

نکته دیگر در همین موضوع توجه به تبصره یک از بند 6-5-2-7-6 در ذیل همین سه رابطه است. مقدار زمان تناوبی که از سه رابطه فوق به دست می آید یک مقدار تجربی است که معمولاً به صورت محافظه کارانه کمتر از مقدار واقعی میباشد .بعد از آنالیز سازه میتوان مقدار زمان تناوب سازه که مقداری واقعی تر میباشد را از نرم افزار استخراج کرد. معمولاً این مقدار نسبت به مقدار تجربی با اختلافی قابل ملاحظه بیشتر است. در این حالت میتوان مقدار به دست آمده از رابطه تجربی را تا حداکثر 25 درصد بیشتر در نظر گرفت. به همین جهت بهتر است همان ابتدا مقدار زمان تناوب به دست آمده از یکی از سه رابطه فوق را در ضریب 1.25 ضرب کرد. بعد از آنالیز سازه در نرم افزار باید زمان تناوب را از نرم افزار استخراج کرده و با مقدار 1.25 برابر زمان تناوب تجربی مقایسه کرد. اگر مقدار به دست آمده از نرم افزار از این مقدار بیشتر باشد) که معمولاً هم به این شکل است) محاسبه درست بوده است و گرنه باید در زمان تناوبی که جهت محاسبه ضریب زلزله استفاده شده است تجدید نظر کرد .

4- در محاسبه ضریب زلزله باید به مقدار حداقل برش پایه زلزله ذکر شده در رابطه 6-7-3 هم توجه نمود. بر این اساس لازم است که نسبت B/R از عدد 0.1 کمتر نشود. این رابطه در اکثریت موارد به صورت خودکار ارضا میشود .

جهت کنترل مقدار به دست امده به عنوان ضریب زلزله میتوانید از فایل اکسل ضمیمه این پست که توسط اینجانب تهیه شده است هم کمک بگیرید[1].

---

[1]- فایلهای ضمیمه مورد اشاره در این قسمت در فولدر شماره 1 قرار داده شده است.

در انتهای بخش بارگذاری یک فایل بارگذاری تحت اکسل بسیار مناسب که به تسریع بارگذاری کمک میکند نیز جهت دانلود ضمیمه مینمایم. این فایل توسط آقای احمد زارع نوقابی تهیه شده است.

شروع به مدلسازی کامپیوتری سازه با نرم افزار ETABS

پس از طی کردن مراحل قبلی میتوانیم شروع به مدلسازی کامپیوتری سازه کنیم .برای این کار نرم افزارهای مختلفی وجود دارد که رایجترین آن در ایران نرم افزار ETABS است. در اینجا وارد جزییات مدلسازی در نرم افزار نمیشویم و تنها برخی کلیات بیان میشود. برای یادگیری نرم افزار ETABS میتوانید از کتابهای مختلفی که در بازار موجود است و به طور خاص مجموعه 4 جلدی حسن باجی یا دو جلدی سیفی - هادیزاده استفاده نمایید و یا از جزوات رایگان مختلفی که در این زمینه در اینترنت و ایران سازه وجود دارد استفاده کنید. به طور خاص توصیه میکنم که به تاپیک زیر مراجعه نمایید :

دانلود جزوات آموزش نرم افزار ETABS

ایجاد فایل جدید

بعد از باز کردن نرم افزار از منوی FILE/NEW MODEL شروع به ساخت یک فایل جدید میکنید. اگر فایل دیگری نزدیک به فایل خود (از نظر تنظیمات کلی مثل حالات بار و ترکیبات بارگذاری ، مشخصات مصالح ، تنظیمات طرح لرزه ای و ...) دارید بهتر است با انتخاب choose .edb فایل مشابه را فراخوانی کرده و تنظیمات آن فایل را به عنوان پیش فرض فایل جدید خود نمایید. در اینجا فرض میشود که شما میخواهید فایل را از خودتان از ابتدا بسازید و مراحل کاری آن فهرست وار توضیح داده میشود .

معرفی محورها و مشخصات ارتفاعی طبقات

محورهایی که قبلاً در اتوکد ایجاد کرده اید در نرم افزار نیز به عنوان خطوط راهنما یا Grid Line باید در شروع کار ایجاد نمایید. سعی کنید که نامگذاری محورها در نرم افزار و فایل اتوکد یکسان باشد و همچنین از ایجاد محورهای اضافه بر انچه که در فایل اتوکد ایجاد کرده اید خودداری کنید. تشابه در فایل اتوکد و ETABS باعث سادگی کار طراحی و جلوگیری از ایجاد خطا توسط شما در حین این فرآیند میشود .

همزمان با معرفی Gride Line باید مشخصات طبقات از لحاظ تعداد طبقات و ارتفاع هر طبقه هم معرفی شود. در این زمینه به نکات زیر هم توجه شود :

1- تراز کف اولین طبقه (زیر زمین با پارکینگ) را نسبت به تراز داده شده در نقشه معماری بین 30 تا 50 سانتیمتر کمتر (پایینتر) در نظر بگیرید. این اختلاف تراز به دلایل مختلفی است. از جمله میتوان به ایجاد فضای مناسب برای کفسازی ، پنهان شدن سخت کننده های صفحه ستونها در این فضا و نمایان نشدن آن در فضای معماری ، کمک به رعایت عمق یخبندان اشاره کرد .

2- ترازهای استفاده شده در فایل ETABS را حتی الامکان با ترازهای استفاده شده در نقشه معماری مشابه در نظر بگیرید .

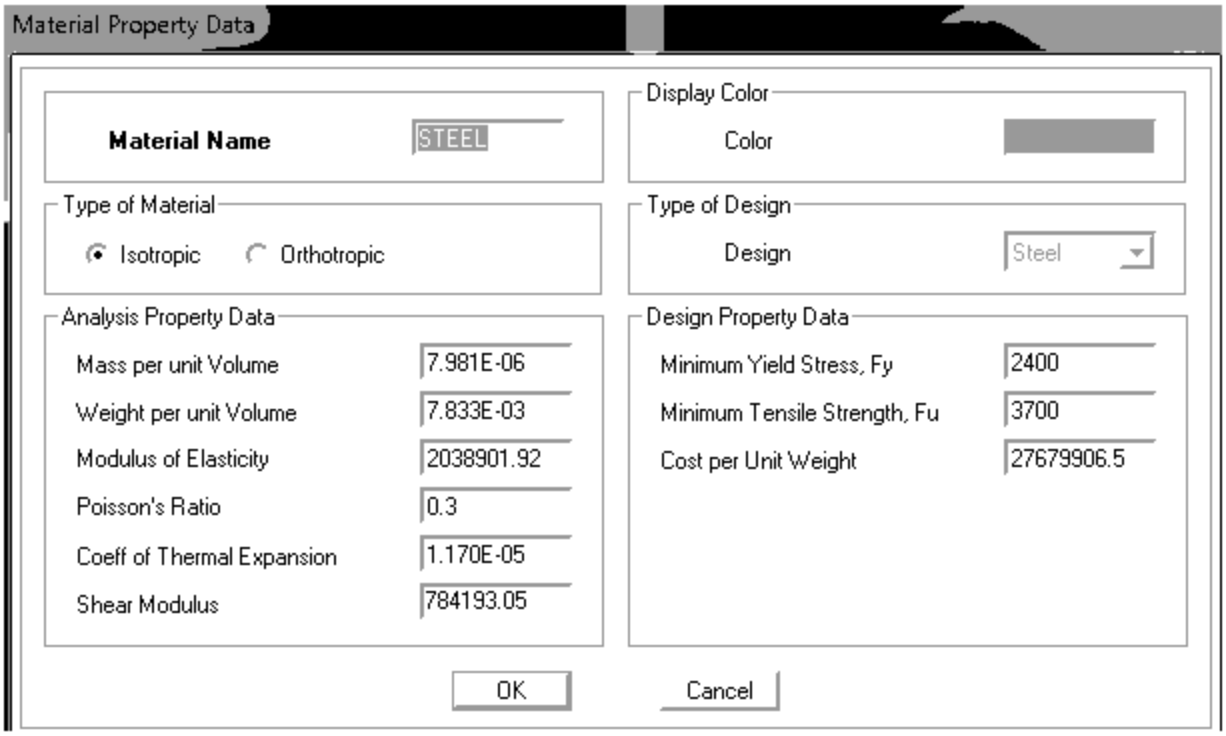
3- ارتفاع هر طبقه در واقع همان ارتفاع کف تا کف هر طبقه با طبقه بعدی خود است. این ارتفاع توجه شود که با ارتفاع ازاد طبقه اشتباه نشود .

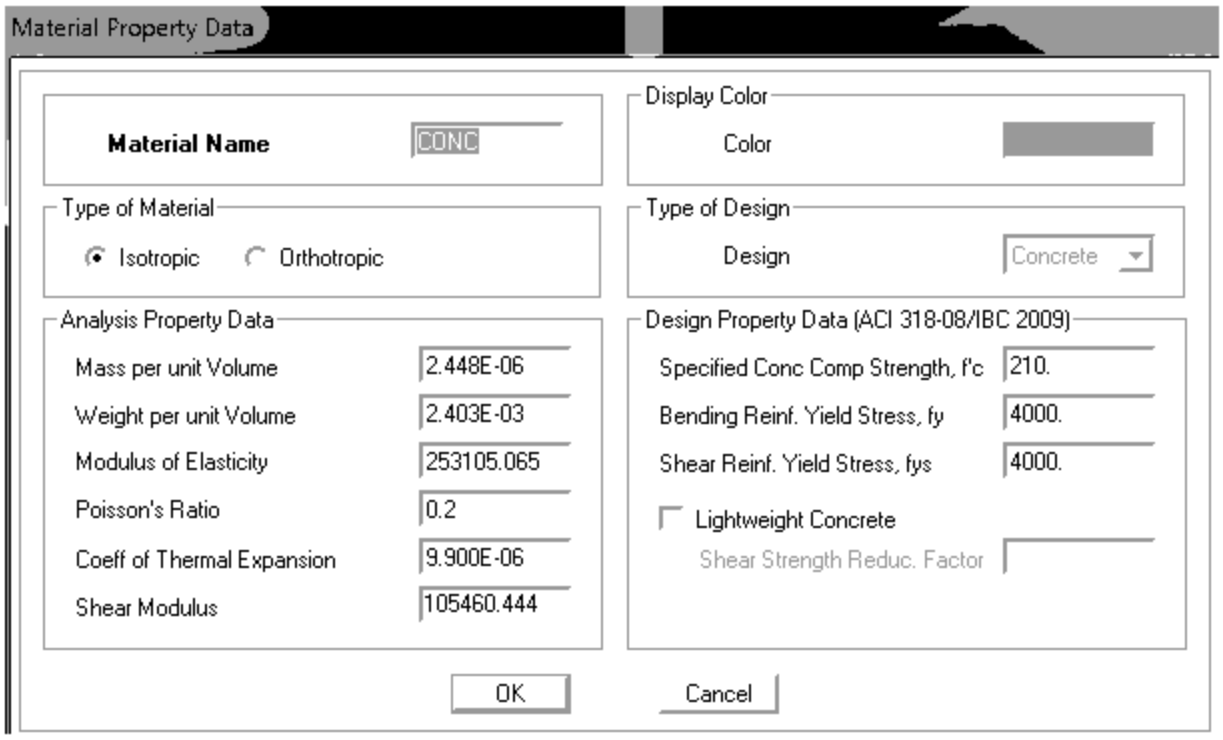
4- اگر وزن طبقه خرپشته کمتر از 25 درصد وزن بام است مطابق مبحث ششم این طبقه به عنوان طبقه جداگانه لازم نیست که در احتساب نیروی زلزله محسوب شود .به همین جهت بهتر است که خرپشته به عنوان یک طبقه مجزا در نظر گرفته نشود .در این حالت وزن خرپشته به صورت دستی به ستونهای آن در طبقه بام اعمال میشود. طراحی خود خرپشته نیز به صورت دستی انجام خواهد شد. مدلسازی خرپشته در صورتی که بخواهیم سازه را به روش تحلیل دینامیکی مورد آنالیز لرزه ای قرار دهیم و یا محاسبه نیروی زلزله را با استفاده از گزینه های محاسبه خودکار نیروی زلزله انجام دهیم ایجاد خطا در محاسبه نیروهای زلزله مینماید .

5- اگر در قسمتی از طبقات دارای اختلاف سطح در یک طبقه باشیم و یا دارای نیم طبقه باشیم کل این مجموعه به عنوان یک طبقه به نرم افزار معرفی میشود .ترازی که باید به عنوان تراز طبقه معرفی شود تراز قسمت بالاتر طبقه است .بقیه قسمتها را بعداً میشود با استفاده از گزینه Reference plane مدل کرد .ایجاد تراز های جداگانه به عنوان طبقه برای هر تکه از طبقه بعداً باعث چند تکه شدن بادبندها و ستونهای طبقه و اخلال در روند طراحی آنها میشود.

معرفی مشخصات مصالح به نرم افزار

اگر از یک فایل مشابه برای مدلسازی کمک گرفته اید این مشخصات نیازی به معرفی ندارد. اما اگر از یک فایل خالی شروع به مدلسازی کرده اید باید این مشخصات از طریق منوی Define/Material Properties قابل تعریف به برنامه است .اگر فرض کنیم که از فولاد st37 برای سازه فلزی و بتن C21 (با مقاومت فشاری 21 مگاپاسکال) با آرماتور S400 (با مقاومت تسلیم 400 مگاپاسکال) برای سازه بتنی استفاده کرده باشیم مشخصاتی که برای این دو مصالح باید وارد کنیم (بر حسب واحدهایkgf , cm) مشابه دو عکس زیر باید وارد شود.


Material Property Data
Material Name
STEEL
Display Color
Color
Type of Material
Isotropic
Orthotropic
Type of Design
Design
Steel
Analysis Property Data
Mass per unit Volume
7.981E-06
Weight per unit Volume
7.833E-03
Modulus of Elasticity
2038901.92
Poisson's Ratio
0.3
Coeff of Thermal Expansion
1.170E-05
Shear Modulus
784193.05
Design Property Data
Minimum Yield Stress, Fy
2400
Minimum Tensile Strength, Fu
3700
Cost per Unit Weight
27679906.5
OK
Cancel


Material Property Data
Material Name
CONC
Display Color
Color
Type of Material
Isotropic
Orthotropic
Type of Design
Design
Concrete
Analysis Property Data
Mass per unit Volume
2.448E-06
Weight per unit Volume
2.403E-03
Modulus of Elasticity
253105.065
Poisson's Ratio
0.2
Coeff of Thermal Expansion
9.900E-06
Shear Modulus
105460.444
Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)
Specified Conc Comp Strength, f'c
210.
Bending Reinf. Yield Stress, fy
4000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys
4000.
Lightweight Concrete
Shear Strength Reduc. Factor
OK
Cancel

معرفی مشخصات مقاطع مورد استفاده جهت تیرها ، ستونها و بادبندها

اگر از یک فایل آماده استفاده کرده اید نیازی به انجام این مرحله نیست. اما اگر از یک فایل خالی شروع به انجام سخت فایل کرده اید این مرحله هم باید انجام شود. برای این کار باید به قسمت Define/Frame Section... بروید. روش ساخت مقاطع مختلف در مراجع مختلفی که در بخشهای قبل اشاره شد قابل مطالعه است. در اینجا فقط به برخی نکات خاص و مهمتر اشاره میشود :

1- مقاطع اشتالی مثل IPE ، IPB , تک و جفت نبشی ، تک ناودانی از جداول آماده ضمیمه خود برنامه قابل Import است. مقاطع غیراشتالی مثل مقاطع I شکل ، مقاطع جعبه ای (مستطیلی توخالی) ، ناودانی ، سپری ، تک نبشی ، دوبل نبشی (حالت T شکل) و مقاطع لوله ای شکل هم با مشخصات دلخواه کاربر قابل اضافه شدن میباشند. برای سازه های بتنی نیز مقاطع T شکل ، مستطیلی و دایره ای با مشخصات دلخواه کاربر قابل اضافه شدن است. برای اینکه از مقاطع اجرایی و اقتصادی استفاده کنید بهتر است که با بازار آهن و میلگرد و موجودی و قیمت پروفیلها آشنا باشید. با جستجو در گوگل چند سایت در این زمینه خواهید یافت. برای نمونه میتوانید به سایت زیر مراجعه نمایید :

سایت جامعه اطلاع رسانی اهن آلات ایران

2- مقاطع غیر اشتالی یا ترکیبی که با روشهای بالا قابل مدلسازی نباشد را بهتر است با استفاده از گزینه SD SECTION (SECTION DESIGNER) مدل کرد. روش مدلسازی با استفاده از این گزینه در کتابهای مختلف آموزشی ETABS توضیح داده شده است. هر چند تمام مقاطع توسط این روش قابل تعریف است ولی توصیه میشود که مقاطعی که به روشهای معمول توضیح داده شده در بالا قابل تعریف است به این روش ساخته نشود. اشکال عمده ای که این روش دارد اینست که نرم افزار مقاطع ساخته شده به این روش را نمیتواند تشخیص دهد که دارای شرایط فشردگی میباشند یا خیر و به همین جهت به طور پیش فرض این مقاطع را غیرفشرده فرض میکند. در نتیجه در برخی قسمتها که لازم است حتماً مقطع فشرده باشد در صورت انتخاب مقطع ساخته شده به روش SD نرم افزار پیام خطا میدهد .

3- برای اینکه مقطعی اقتصادی توسط نرم افزار برای شما انتخاب شود میتوانید از گزینه AUTOSELECT LIST استفاده کنید. این گزینه برای سازه های بتنی قابل استفاده نیست و فقط برای مقاطع فولادی قابل استفاده است. برای این کار باید اول مقاطع مورد نظر خود را به روشهای معمول به نرم افزار معرفی کنید و سپس از این مقاطع یک لیست به صورت اتوسلکت انتخاب نمایید. توصیه میشود که سه لیست اتوسلکت به صورت جداگانه برای تیرها ، ستونها و بادبندها (در صورت وجود) ایجاد کنید. در هر لیست فقط مقاطعی که در عمل برای آن اعضا قابل استفاده است استفاده کنید و مقاطع اضافه و غیراجرایی را اضافه نکنید .

4- مقاطعی که به نرم افزار معرفی میکنید سعی کنید مقاطعی اجرایی و با تعدادی محدود باشند. از تعریف مقاطع متعدد که در عمل مجبور شوید در نقشه آنها را اجرایی (تیپ بندی) کرده و به مقطع دیگری تغییر دهید خودداری کنید. سعی کنید تا آنجا که ممکن است مقاطع استفاده شده در نرم افزار با مقاطع نقشه یکسان باشد .

5- در معرفی مقاطع به نرم افزار چون ابتدا مشخص نیست که چه مقاطعی جوابگو خواهند بود باید یک فرایند سعی و خطا را پیش گرفت. به همین جهت ممکن است بعد از طراحی اولیه مجبور شویم در مقاطع اولیه تغییراتی بدهیم و یا به آن مقاطع ، مقاطع جدیدی اضافه کنیم .

6- برای مدلسازی اعضای مرکبی که با قید یا لقمه به هم متصل میشود نباید قیدها مدل شوند و تنها مدلسازی اصل مقطع کفایت میکند. تنها در صورتی که دو مقطع با ورق سراسری به هم متصل شوند این ورق در نرم افزار مدل میشود. توجه نمایید که برنامه قابلیت طراحی قیدهای اتصال را ندارد و طراحی قیدها باید به صورت دستی خارج از نرم افزار انجام شود .

7- مدلسازی صحیح تیرهای لانه زنبوری در نرم افزار امکان پذیر نیست. در صورت تمایل به استفاده از این تیرها یا باید از سوراخ داخل آنها صرفنظر کرده و به صورت I شکل مدل کرد و یا سوراخ را سراسری فرض کرد و به صورت دو قطعه T شکل ذر SDآن را مدل کرد. راههای دیگری هم هست که البته ساده نیست. به هر حال توجه کنید که در نرم افزار اکثر ضوابط این تیرها علی الخصوص کنترل خمش ثانویه ناشی از برش کنترل نمیشود و این کنترلها باید به صورت دستی خارج از برنامه انجام شود. توصیه اکید میشود که از این مقاطع جز برای تیرهای فرعی استفاده نشود. توجه شود که برای تیرهای متصل به بادبند و تیرهایی که جزیی از سیستم قاب خمشی هستند اساساً استفاده از این مقاطع ممنوع میباشد .

8- در معرفی مقاطع به نرم افزار باید محدودیتهای آیین نامه ای را هم در نظر گرفت. ضمن اینکه برای هر سیستم سازه ای معمولاً مقاطعی خاص از لحاظ اقتصادی و رعایت ضوابط ایین نامه ای مناسبتر است. برای این منظور بهتر است در انتخاب مقاطع به نکات زیر توجه شود :

الف - برای تیرهای سقف کامپوزیت اگر تیر عملکرد کامپوزیت داشته باشد به نرم افزار فقط مقاطع I شکل را برای این تیرها معرفی نمایید. مقاطع I شکل ساخته شده با SD مورد قبول قرار نمیگیرد .

ب- در سیستم قاب ساده ساختمانی و مهاربند همگرای معمولی مقاطع زیر برای بخشهای مختلف سازه توصیه میشود :

تیرها I : شکل و یا دوبل I بدون ورق تقویت و یا با ورق تقویت دوبل در بالا و پایین مقطع. ورقها را به صورت یکسان در بالا و پایین فرض کنید. (اگر غیر I شکل باشد باید با SD مقطع را ساخت)

بادبندها : برای بادبندها مقاطع دوبل ناودانی یا دوبل نبشی (به صورت باکس لوزی شکل و یا به صورت سپری شکل) . این مقاطع باید با کمک SD ساخته شوند و یا با مقداری اعماض به صورت باکس یا سپری (در مورد دوبل نبشی به حالت T شکل) مدل شوند .

ستونها : مقاطع دوبل IPE ترجیحاً به صورت پابسته بدون ورق تقویت و یا با ورق تقویت بر روی دو بال و به موازات جانها میتواند مناسب باشد. این مقاطع باید به صورت SD ساخته شود. اگر با این مقاطع به جواب مناسب رسیده نشد میشود از مقاطع باکس تیرورقی استفاده کرد. استفاده از مقاطع 4 نبشی با 4 ورق تقویتی در 4 وجه هم میتواند مفید باشد. در صورت استفاده از مقاطع 4 نبشی ساخت آنها باید به صورت SD انجام شود .

ج-در سیستم قاب ساده با مهاربندهای واگرای در حد شکلپذیری کم مقاطع پیشنهادی مشابه حالت قبل است. به این نکته باید توجه ویژه شود که تیر متصل به بادبند در این سیستم باید حتماً مقطع فشرده باشد .

د-در سیستم قاب خمشی متوسط مقاطع زیر پیشنهاد میشود :

-برای تیرها حتماً باید مقطع فشرده استفاده شود. استفاده از مقاطع لانه زنبوری مجاز نمیباشد. مقاطع تک IPE و دوبل IPE مقاطع مناسبی هستند. در صورتی که این مقاطع جوابگو نبودند میشود از تیرورقهای I شکل استفاده نمود .در این حالت برای ارضای شرایط فشردگی باید نسبت عرض به ضخامت بال را به عدد 22 و نسبت ارتفاع به ضخامت جان را به عدد 110 محدود نمود (با فرض استفاده از فولاد .(ST37 اگر دارای ورق تقویت است نسبت عرض به ضخامت باید به عدد 32 محدود شود .

-برای ستونها هم باید مقاطع فشرده استفاده شود. استفاده از مقاطع پاباز در صورتی مجاز است که تیرهای با اتصال گیردار به ستون عمود بر قیدهای ستون باشند. اگر در هر دو جهت قاب خمشی داشته باشیم استفاده از مقاطع پاباز مجاز نیست. برای این ستونها استفاده از مقاطع I شکل (به طور مثال IPB) ، مقاطع باکس تیرورق (به صورت جعبه ای) و یا مقاطع صلیبی مناسبتر از بقیه است. برای حالتی که تنها در یک جهت قاب خمشی داشته باشیم استفاده از مقطع I شکل مناسبتر است و برای حالتی که هر دو جهت قاب خمشی است استفاده از دو مقطع جعبه ای و صلیبی مناسبتر است. (در مقطع صلیبی یک مقطع I شکل خواهیم داشت که عمود بر جان آنها دو مقطع T شکل در چپ و راست آن متصل شده است). در مقاطع جعبه ای توجه کنید که برای ارضای شرایط فشردگی نسبت عرض آزاد مقطع به ضخامت هر تکه از مقطع از عدد 32 (برای فولاد ST37) بیشتر نشود. برای مقاطع صلیبی محدودیتها مشابه مقطع I شکل است. جز آنکه مقدار مجاز برای جان آنها به دو برابر حالت قبل (عدد 220) افزایش مییابد. (البته جهت رعایت بقیه ضوابط بهتر است در هر صورت نسبت ارتفاع به ضخامت جان مقاطع به عدد 65 محدود شود) .

ه- در قابهای خمشی ویژه کلیت مشابه قابهای خمشی متوسط میباشد. جز اینکه تیرها و ستونها به جای فشرده باید فشرده لرزه ای باشند. استفاده از مقاطع پاباز برای ستونها به هیچوجه مجاز نیست. ضوابط مقاطع فشرده لرزه ای در بند 2-4-3-10و جدول 10-1-3 ذکر گردیده است. بر این اساس در مقاطع I شکل نسبت عرض به ضخامت بال به عدد 18 و نسبت ارتفاع جان به ضخامت به عدد 72 محدود میشود (برای جان مقطع صلیبی این عدد قاعدتاً باید نصف شود) . برای مقاطع جعبه ای هم نسبت عرض آزاد بال به ضخامت به عدد 19 محدود میشود .

و-برای سیستم قاب مهاربندی همگرای ویژه میشود مشابه سیستم همگرای معمولی عمل کرد. البته باید به نکات زیر هم توجه کرد :

-باید توجه کرد که بادبندها حتماً باید فشرده لرزه ای باشند. اگر از مقاطع دوبل ناودانی یا نبشی استفاده میکنید با فرض عدم اتصال مستقیم دو مقطع به یکدیگر و اتصال با لقمه ، نسبت عرض به ضخامت بال ناودانی و نبشی را به عدد 9 و ارتفاع ازاد به ضخامت جان ناودانی را به عدد 72 محدود شده باشد. قبل از مدلسازی حتماً این ضوابط کنترل شود و سپس آنها را در نرم افزار با معادلسازی به صورت باکس یا سپری (در مورد دوبل نبشی T شکل) مدل کرد و یا کلاً از حالت SD جهت مدلسازی کمک گرفت .

- ستونهای متصل به مهاربند باید مشابه قاب خمشی ویژه فشرده لرزه ای باشند .در این حالت اگر از مقاطع دوبل یا تیرورقی استفاده میشود اتصال قطعات به یکدیگر باید با جوش سراسری انجام شود و یا اینکه هر یک از اجزای تشکیل دهنده ستون باید جداگانه شرایط مقطع فشرده لرزه ای را تامین نمایند. برای این ستونها استفاده از مقطع I شکل یا باکس با رعایت شرط فوق مناسب است .برای بقیه ستونهای غیرمتصل به بادبند میتوان از همان مقاطع قاب ساده و مهاربند با حد شکلپذیری کم استفاده کرد .

ز-در سیستم سازه ای قاب با مهاربند همگرای ویژه در انتخاب مقاطع باید به نکات زیر توجه کرد :

-در مورد تیرهای متصل به مهاربند باید از مقاطع I شکل با شرایط فشرده لرزه ای مذکور در قسمتهای قبل استفاده کرد. برای بقیه تیرها که به بادبند متصل نیستند محدودیت ویژه ای مطرح نیست و میشود مشابه سیستم قاب ساده با مهاربند هم محور با حد شکلپذیری کم عمل کرد .

-بادبندها باید به صورت مقطع فشرده (و نه فشرده لرزه ای) باشند. در این رابطه در قسمتهای قبل توضیحات کافی داده شده است. مقاطع دوبل ناودانی و نبشی (به صورت لوزی یا سپری) برای آنها مناسب است. بهتر است مقطع در ابتدا توسط کاربر برای فشردگی کنترل شود و سپس با مقاطع جعبه ای یا سپری شکل (برای دوبل نبشی T شکل) معادلسازی شود و به برنامه معرفی شود .

-ستونهای متصل به بادبند باید مثل حالت قبل فشرده لرزه ای باشند. توضیحات مشابه حالت سیستم مهاربند همگرای ویژه است .

ح- در مورد ساختمانهای بتنی توصیه میشود که برای سعی اول از مقاطع مربع شکل برای ستونها و مستطیلی برای تیرها استفاده شود. محدودیتهای ابعادی این مقاطع بر حسب سطح شکلپذیری در فصل بیستم آیین نامه آبا در چند بخش در زیر عناوین محدودیتهای هندسی ذکر شده است. توصیه میشود که در مورد ستونها عرض ستون از 35 یا 40 سانتیمتر کمتر فرض نشود. عرض تیرها نیز به جهت رعایت مسایل اجرایی از عرض ستون بیشتر در نظر گرفته نشود. در مورد دیوارهای برشی هم حداقل عرض اجرایی 20 سانتیمتر فرض شود. اگر دیوار برشی نیاز به اجزای مرزی داشته باشد (که این مساله بعد از آنالیز اولیه سازه قابل کنترل است (عرض اجزای مرزی حداقل باید 30 سانتیمتر فرض شود. در مورد ستونهای بتنی در هنگام معرفی مقاطع بهتر است بین دو گزینه REINFORCED TO BE CHECKED و REINFORCED TO BE DESIGNEDگزینه دوم که اجازه طراحی میلگرد را به نرم افزار میدهد انتخاب شود. در مورد تیرها و ستونهای بتنی هم باید ضرایب ترک خوردگی به شرحی که در قسمت بعدی بیان میشود در هنگام معرفی مقطع اعمال گردد. سعی شود که برای ستونها و تیرها تنوع ابعادی زیادی انتخاب نشود و چند تیپ محدود برای آنها کفایت میکند. بهتر است در سازه های با ارتفاع متوسط 6-5) طبقه) ابعاد ستون در ارتفاع ثابت باشد و ستون کاهش ابعادی در طبقات بالا پیدا نکند و فقط آرماتورهای آن کاهش یابد .

9- در انتخاب مقاطع باید محدودیتهای اجرایی را نیز در نظر گرفت. مثلاً نباید ابعاد تیرها و ستونها به گونه ای در نظر گرفته شوند که در کاربریهای معماری ایجاد اخلال نمایند. (به طور مثال ابعاد ستون باید به گونه ای باشد که در طبقه پارکینگ برای عبور ماشین ها ایجاد مزاحمت نکند و یا ارتفاع تیرها به گونه ای باشد که بیرون زدگی آن از زیر سقف ایجاد نمایی زشت ننماید. در اینگونه موارد باید هماهنگی لازم بین مهندس سازه و معمار وجود داشته باشد.)

10- در معرفی مقاطع فولادی تیرورقی باید محدودیتهای اجرایی و آیین نامه ای جهت جوش مقاطع به یکدیگر را هم در نظر داشت. به طور خاص ضخامت قطعاتی که به هم جوش میشوند نباید فاصله زیادی به یکدیگر داشته باشند تا جوشکاری آنها دچار مشکل نشود .

11- برای ستونهای سازه هایی که سیستم سازه ای در یک یا دو جهت ترکیب بیش از یک سیستم سازه ای است باید از توضیحات و ضوابط ذکر شده در بالا حالتی را در نظر گرفت که ضوابط تمام سیستمهایی که ستون شامل آنهاست را ارضا نماید .یعنی اگر برای سیستم جهت x باید مقطع فشرده و برای جهت y باید فشرده لرزه ای باشد حالت محافظه کارانه یعنی فشرده لرزه ای انتخاب میشود و مقطعی انتخاب میشود که شرایط فشرده لرزه ای را داشته باشد.

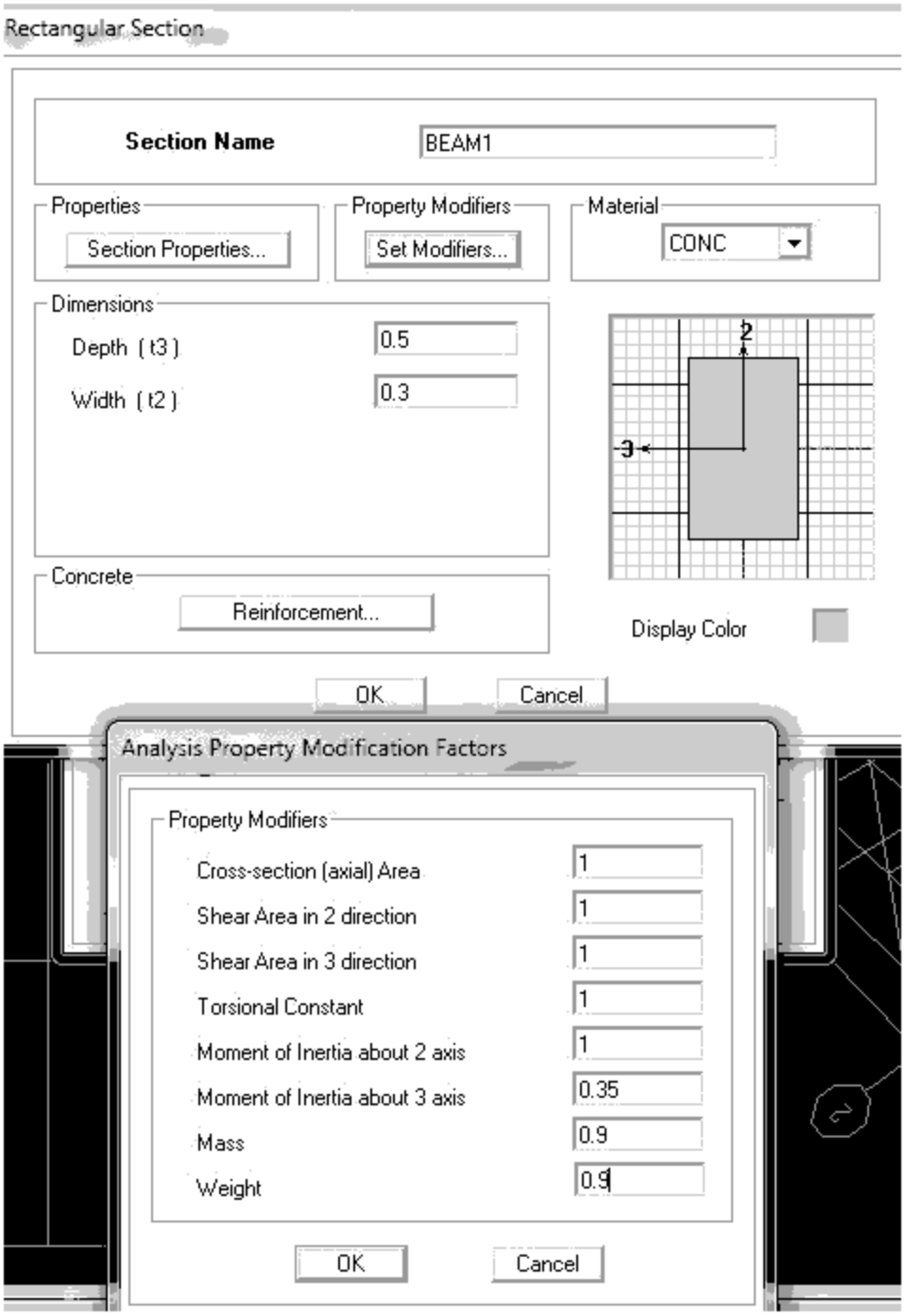
اعمال ضرایب ترک خوردگی برای مقاطع تیر و ستون در سازه بتنی در هنگام معرفی مقاطع

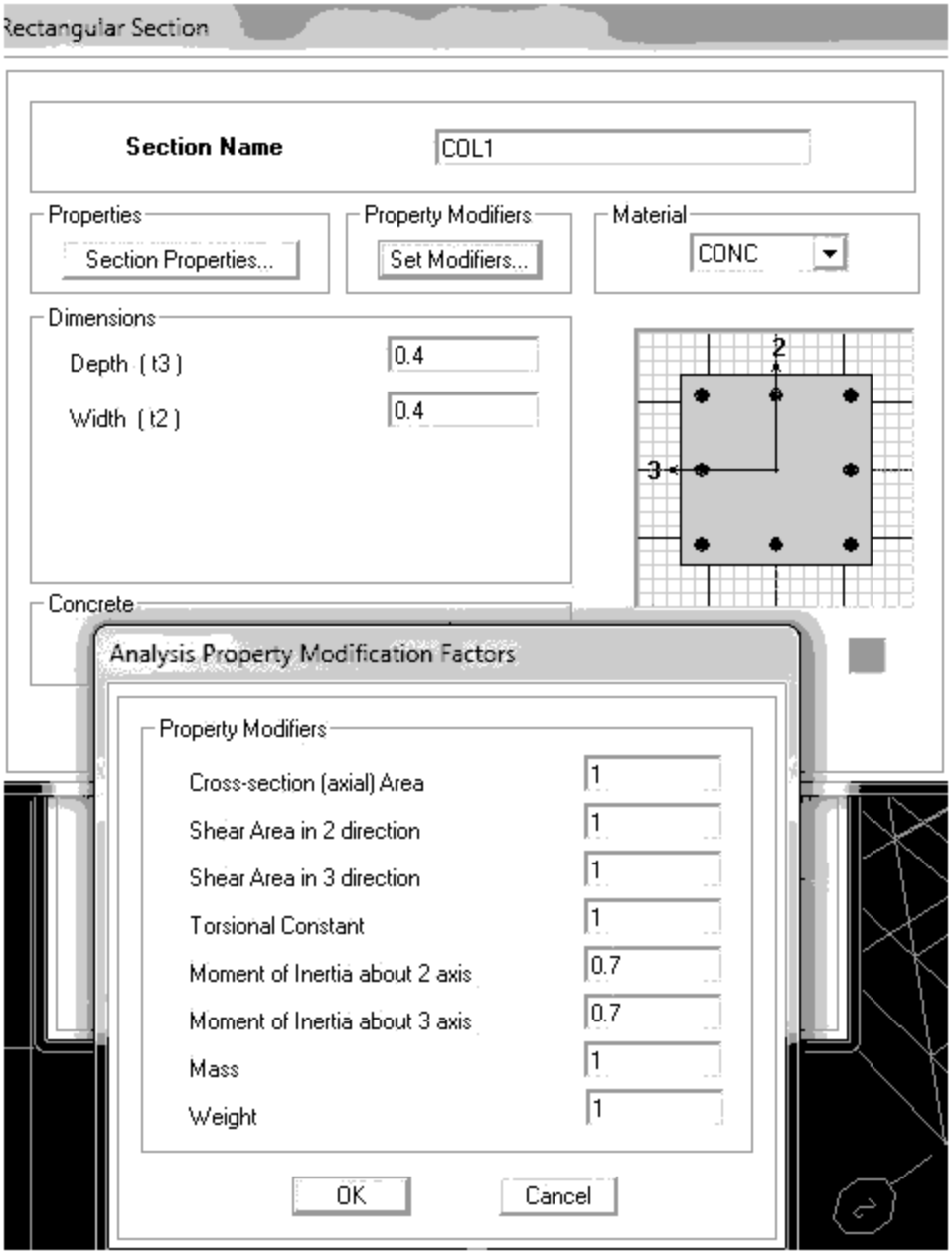
در هنگامی که مقاطع بتنی برای تیرها و ستونها معرفی میشود لازم است که ضرایب ترک خوردگی را برای آنها اعمال نمود. این ضریب برای ستونها عدد 0.7 است که برای هر دو آیتم Moment of Inertia about 2 Axis و Moment of Inertia about 3 Axisاعمال میشود. برای تیرها این ضریب برابر 0.35 است و فقط برای آیتم Moment of Inertia about 3 Axis اعمال میشود. برای تیرها علاوه بر ضریب فوق باید یک ضریب دیگر برای اصلاح جرم و وزن هم اعمال شود .این مساله به این علت است که بخشی از ارتفاع تیر با دال سقف همپوشانی دارد و برنامه این وزن را دوبار محاسبه میکند. این ضریب اصلاح برای تیرهای مستطیلی برابر نسبت ارتفاع تیر از زیر تیر تا زیر دال به ارتفاع کل تیر است. به طور مثال برای یک تیر با ارتفاع 50 سانتیمتر و ضخامت دال 5 سانتیمتری این نسبت برابر 0.9 خواهد شد .

در دو شکل زیر اعمال ضرایب اصلاح برای یک تیر و یک ستون به صورت نمونه نمایش داده شده است. تیر دارای مقطع 30*50 سانتیمتر میباشد .

ضرایب ترک خوردگی در مورد دیوارهای برشی بستگی به ترک خوردن یا ترک نخوردن دیوار دارد و باید پس از آنالیز سازه و تعیین این مساله با توجه به نتایج نرم افزار اقدام به اعمال آن نمایید .

توجه کنید که اعمال ضوابط ترک خوردگی غیر از منوی Define/Frame Section از طریق منوی Assign/Frame Line/Frame Property Modifierهم امکان پذیر است که البته از این دو روش فقط یکی باید اعمال شود و اعمال همزمان هر دو باعث ضرب شدن ضرایب در هم و تغییر آن نسبت به مقدار پیش فرض میشود.


Rectangular Section
Section Name
BEAM1
Properties
Section Properties...
Property Modifiers
Set Modifiers...
Material
CONC
Dimensions
Depth (t3)
0.5
Width (t2)
0.3
2
3
Concrete
Reinforcement...
Display Color
OK
Cancel
Analysis Property Modification Factors
Property Modifiers
Cross-section (axial) Area
1
Shear Area in 2 direction
1
Shear Area in 3 direction
1
Torsional Constant
1
Moment of Inertia about 2 axis
1
Moment of Inertia about 3 axis
0.35
Mass
0.9
Weight
0.9
OK
Cancel



معرفی مشخصات مناسب برای المانهای سقف و دیوارپرشی

برای معرفی المانهای سقف باید به بخش ...Define/Wall/Slab/Deck Sections مراجعه نمایید. المانهای مربوط به سقفهای تیرچه ای (تیرچه بلوک ، تیرچه فلزی ، کامپوزیت با ضخامت ثابت و متغیر ، سقفهای با ورقهای سبک موجدار و ....) با استفاده از گزینه add new deck و معرفی سقف دال با ضخامت ثابت با استفاده از add new slab و دیوارها با گزینه add new wall

امکان پذیر است .در این مورد لازم است که به نکات زیر هم توجه شود :

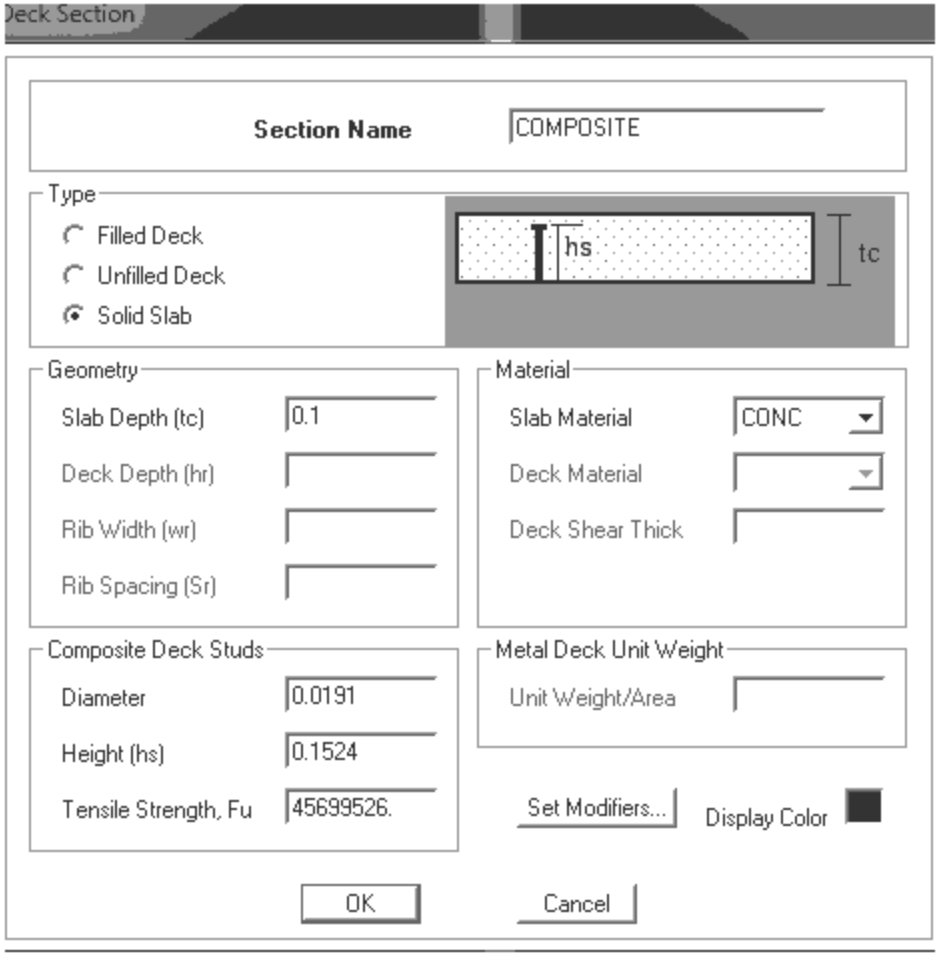
1- طراحی دال سقف در ETABS انجام نمیشود و نرم افزار فقط کار توزیع بار را انجام میدهد .

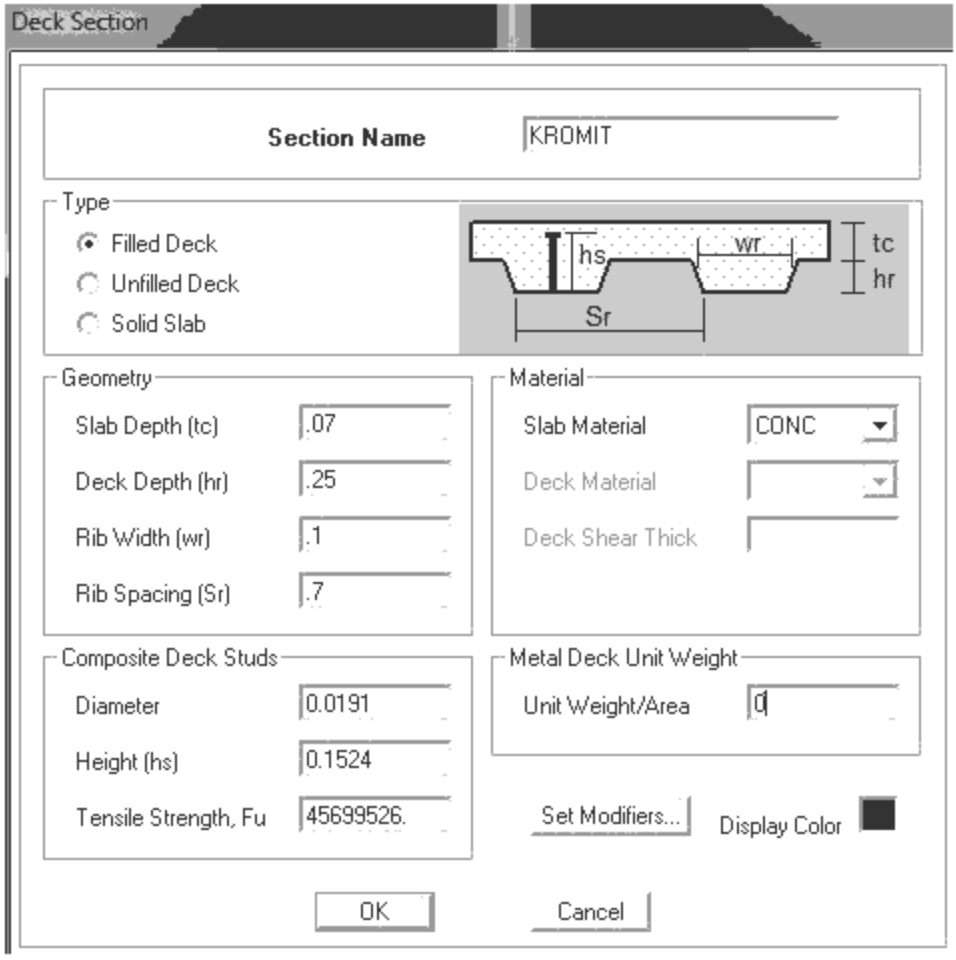
2- در مورد دالها اگر المانها شکل مستطیلی و یا نزدیک به مستطیل داشته باشند استفاده از گزینه membrane مناسب خواهد بود که در این حالت توزیع بار به صورت سهم بارگیر بر اساس سطوحی که از تقاطع نیمساز زوایای رئوس هر پنل دال به دست می اید خواهد بود. این روش برای پنلهای با شکل چند ضلعی نامنظم نامناسب خواهد بود و بهتر است در این حالت از گزینه shell استفاده شود در این حالت باید مش بندی سقف هم به طور مناسبی انجام شود. (جزییات آن در کتابهای مختلف ذکر شده است).

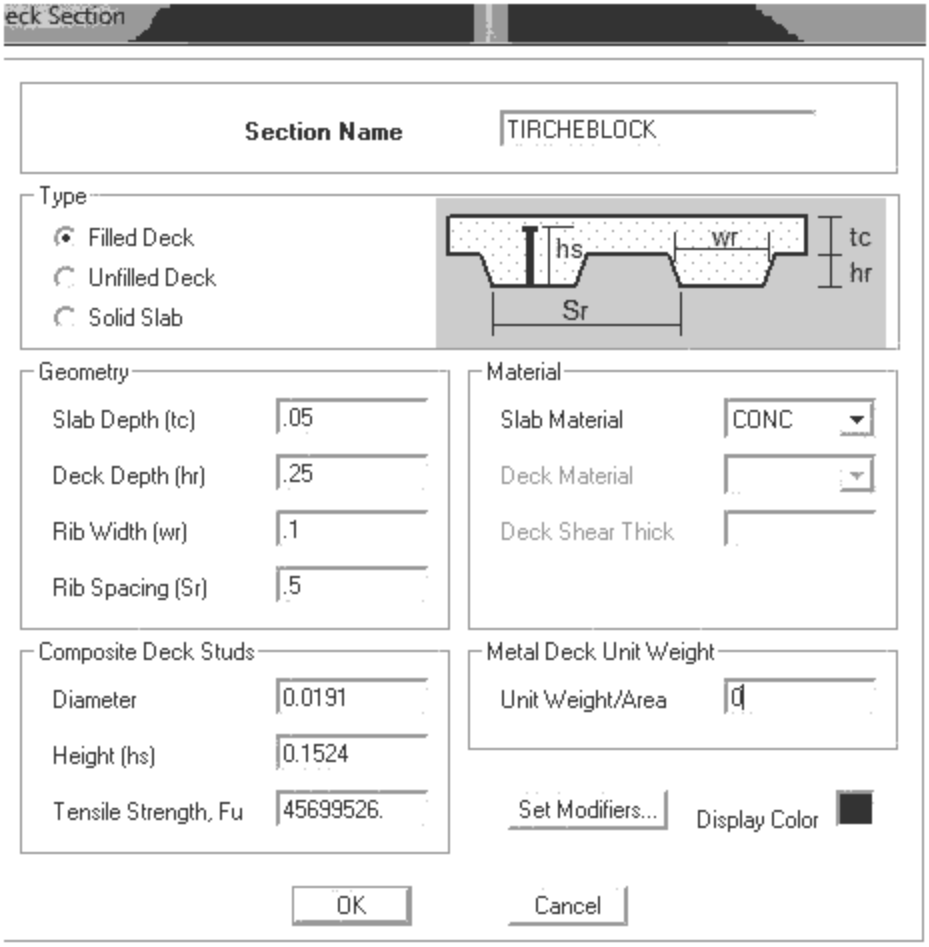
توجه شود که در حالت استفاده از گزینه membraneبه عنوان ضخمت دال تنها گزینه membrane دارای اهمیت است (هر چند که میتوان در قسمت Bending هم همان عدد را برای ضخامت وارد نمود.)

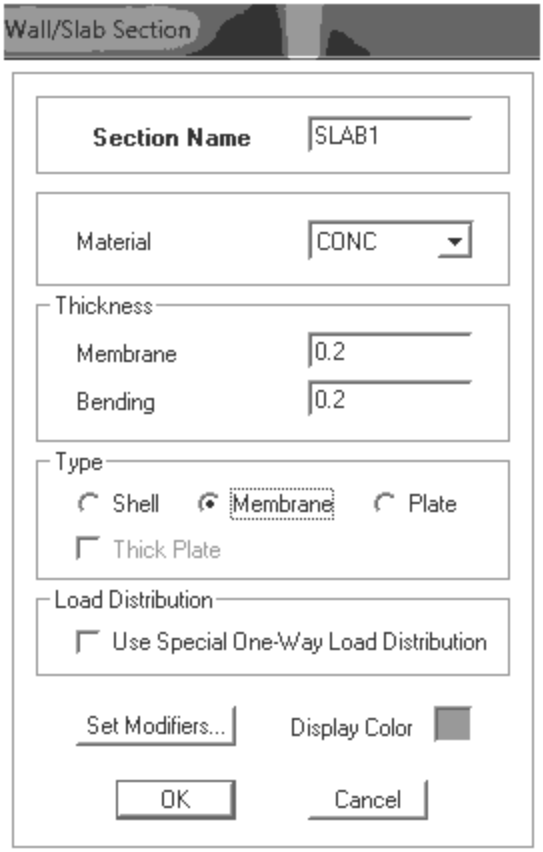
3- در مورد دیوارهای برشی در اکثر موارد با تقریبی مناسب میتوان دیوار را دارای عملکرد Membrane فرض کرد و از سختی خارج از صفحه آن صرفنظر کرد. جز در مورد دیوارهای برشی که به صورت دیوار حائل نیز عمل میکنند و دیوارهایی که دارای سوراخ هستند. (به دلیل مشبندی در ارتفاع آن و امکان گزارش WARNINGدر خروجی نرم افزار در هنگام آنالیز در صورت عدم مدلسازی به صورت Shell)

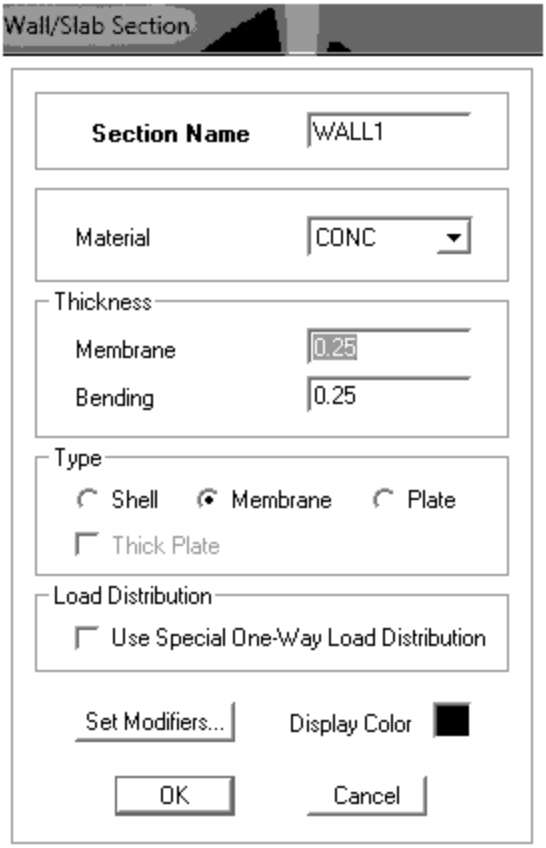
در شکلهای زیر نمونه هایی از مشخاصت لازم برای تعریف به ترتیب سقف کاموزیت به ضخامت 10 سانتیمتر ، سقف تیرچه بلوک با ضخامت دال 5 سانتیمتر و تیرچه های با ارتفاع 25 سانتیمتری (با ارتفاع کل 30 سانتیمتر) و عرض 10 سانیتمتری به فواصل هر 50 سانتیمتر ، سقف تیرچه کرومیت با ضخامت دال 7 سانتیمتر و عرض تیرچه 10 سانتیمتر و ارتفاع کل 30 سانتیمتر به فواصل محور تا محور 70 سانتیمتر ، دال به ضخامت 20 سانتیمتر با عملکرد دوطرفه و بالاخره دیوار برشی به ضخامت 25 سانتیمتر را مشاهده نمایید.


Deck Section
Section Name
COMPOSITE
Type
Filled Deck
Unfilled Deck
Solid Slab
hs
tc
Geometry
Slab Depth (tc)
0.1
Deck Depth (hr)
Rib Width (wr)
Rib Spacing (Sr)
Material
Slab Material
CONC
Deck Material
Deck Shear Thick
Composite Deck Studs
Diameter
0.0191
Height (hs)
0.1524
Tensile Strength, Fu
45699526.
Metal Deck Unit Weight
Unit Weight/Area
Set Modifiers...
Display Color
OK
Cancel


Deck Section
Section Name
KROMIT
Type
Filled Deck
Unfilled Deck
Solid Slab
hs
wr
tc
hr
Sr
Geometry
Slab Depth (tc)
.07
Deck Depth (hr)
.25
Rib Width (wr)
.1
Rib Spacing (Sr)
.7
Material
Slab Material
CONC
Deck Material
Deck Shear Thick
Composite Deck Studs
Diameter
0.0191
Height (hs)
0.1524
Tensile Strength, Fu
45699526.
Metal Deck Unit Weight
Unit Weight/Area
0
Set Modifiers...
Display Color
OK
Cancel


eck Section
Section Name
TIRCHEBLOCK
Type
Filled Deck
Unfilled Deck
Solid Slab
hs
wr
tc
hr
Sr
Geometry
Slab Depth (tc)
.05
Deck Depth (hr)
.25
Rib Width (wr)
.1
Rib Spacing (Sr)
.5
Material
Slab Material
CONC
Deck Material
Deck Shear Thick
Composite Deck Studs
Diameter
0.0191
Height (hs)
0.1524
Tensile Strength, Fu
45699526.
Metal Deck Unit Weight
Unit Weight/Area
0
Set Modifiers...
Display Color
OK
Cancel


Wall/Slab Section
Section Name
SLAB1
Material
CONC
Thickness
Membrane
0.2
Bending
0.2
Type
Shell
Membrane
Plate
Thick Plate
Load Distribution
Use Special One-Way Load Distribution
Set Modifiers...
Display Color
OK
Cancel



معرفی حالات بارگذاری استاتیکی

بارگذاری لرزه ای سازه به دو روش استاتیکی و دینامیکی امکانپذیر است .صرفنظر از اینکه کدام روش را باید استفاده کنیم بهتر است به طور مشترک حالات بار زیر را با مراجعه به قسمت Define/Static Load Cases... معرفی نمایید (این حالات بار با این فرض است که از بار باد و اثر نیروی زلزله قائم میشود صرفنظر کرد) :

1- حالت بار استاتیکی Dead : این حالت از نوع Dead تعریف میشود. وزن سازه شامل تیرها ، ستونها ، بادبندها و دالها و دیوارهای سقف را با وارد کردن عدد یک برای Self Weight Multiplier در این حالت بار محاسبه نمایید. اگر سازه دارای سقف کامپوزیت نباشد تمام بارهای مرده در این حالت بار تعریف میشود. اگر دارای سقف کامپوزیت هستید تنها بارهای مرده ای که قبل از رسیدن بتن به مقاومت اولیه به سازه وارد میشود (موسوم به بارهای مرده گروه یک) را در این حالت بار وارد نمایید. این بار مرده شامل همان وزن اسکلت و دالهای سقف و دیوار است .

2- حالت بار استاتیکی SD : این حالت بار از نوع Super Dead است و تنها برای سازه با سقف کامپوزیت تعریف میشود. این

حالت بار شامل بارهای مرده گروه دو میشود (کفسازی ، دیوارهای غیرسازه ای و ....) .

3- حالت بار استاتیکی Live : این حالت بار استاتیکی از نوع Liveبوده و شامل بارهای زنده ای میباشد که مطابق بند 6-3-8 از مبحث ششم قابل کاهش نباشند. البته میشود در جهت اطمینان تمام بارهای زنده را صرفنظر از امکان یا عدم امکان کاهش سربار در همین حالت بار معرفی کرد .

4- حالت بار استاتیکی RL : این حالت بار استاتیکی از نوع Reducible Live میباشد. این حالت بار شامل بارهای زنده ای میباشد که قابلیت کاهش سربار زنده بر اساس بند 6-3-8 مبحث ششم را دارند. اگر از کاهش سربار صرفنظر کرده اید نیازی به این حالت بار نیست .

5- حالت بار استاتیکی EX : این حالت بار از نوع QUAKE بوده و جهت اعمال بار زلزله در جهت X سازه و بدون اعمال برون از مرکزیت اتفاقی میباشد .

6- حالت بار استاتیکی EY : این حالت بار از نوع QUAKE بوده و جهت اعمال بار زلزله در جهت Y سازه و بدون اعمال برون از مرکزیت اتفاقی میباشد .

7- حالت بار استاتیکیENX : این حالت بار از نوع QUAKE بوده و جهت اعمال بار زلزله در جهت X سازه و با اعمال 5 درصد برون از مرکزیت اتفاقی در جهت منفی میباشد .

8- حالت بار استاتیکی EPX : این حالت بار از نوع QUAKE بوده و جهت اعمال بار زلزله در جهت X سازه و با اعمال 5 درصد برون از مرکزیت اتفاقی در جهت مثبت میباشد .

9- حالت بار استاتیکی ENY : این حالت بار از نوع QUAKE بوده و جهت اعمال بار زلزله در جهت Y سازه و با اعمال 5 درصد برون از مرکزیت اتفاقی در جهت منفی میباشد .

10- حالت بار استاتیکی EPY : این حالت بار از نوع QUAKE بوده و جهت اعمال بار زلزله در جهت Y سازه و با اعمال 5 درصد برون از مرکزیت اتفاقی در جهت مثبت میباشد .

11- حالت بار استاتیکی ADDMASS : این حالت بار از نوع OTHER میباشد. از این حالت بار فقط جهت محاسبه جرم دقیق وزن بام ناشی از عدم محاسبه خودکار نصف جرم دیوارهای طبقه قبل از بام در طبقه بام میباشد. این حالت بار در ترکیب بارهای طراحی سازه وارد نخواهد شد .

موارد بالا برای طراحی سازه با استفاده از آیین نامه aisc-asd89 (به روش تنش مجاز) میباشد. جهت طراحی سازه استفاده از

آیین نامه فوق و آیین نامه aisc360/IBC2006 متداولتر از بقیه آیین نامه ها میباشد. معمولاً در صورت استفاده از روش تنش مجاز مورد اول و در صورت استفاده از روش حالات حدی مورد دوم مناسبتر است. در اینجا فعلاً فرض میکنیم که همه سازه ها با تمام سیستمهای سازه ای جز سازه ای که در یکی از دو جهت خود شامل بادبندهای برون محور در حد شکلپذیری ویژه است با آیین نامه اول و به روش تنش مجاز و سازه شامل بادبندهای برون محور ویژه با آیین نامه دوم و به روش حالت حدی طراحی میشود. در حالت دوم جهت در نظر گرفتن اثراتی نظیر خطای ساخت که باعث برون از مرکزیت بار محوری ستونها نسبت به مرکز ستون و در نتیجه ایجاد لنگرهای اضافه در آنها میشود باید بارهایی از نوع notional معرفی شوند. بار NOTIONALبر اساس مبحث دهم در هر طبقه به صورت ک بار جانبی به مقدار 0.002 کل بار محوری ثقلی آن طبقه در هر یک از دو جهت اصلی X و Y سازه باید اعمال شود. این حالات بار تنها در ترکیب بارهای ثقلی مشارکت خواهند داشت و وارد ترکیب بارهای شامل بار زلزله نخواهند شد. بر این اساس به ازای هر حالت استاتیکی دو حالت بار NOTIONAL باید تعریف نماییم. یکی برای اعمال بار جانبی در جهت x و دیگری جهت اعمال بار جانبی در جهت محور . y چون در اینجا 4 حالت بار استاتیکی داریم باید 8 حالت بار NOTIONALتعریف شود. بر این اساس حالات بار زیر به 11 حالت توضیح داده شده در مرحله قبل اضافه میشود :

12- حالت بار : NXDEAD متناظر با حالت بار DEAD در جهت X

13- حالت بار : NYDEAD متناظر با حالت بار DEAD در جهت Y

14- حالت بار : NXSD متناظر با حالت بار SD در جهت X

15- حالت بار : NYSD متناظر با حالت بار SD در جهت Y

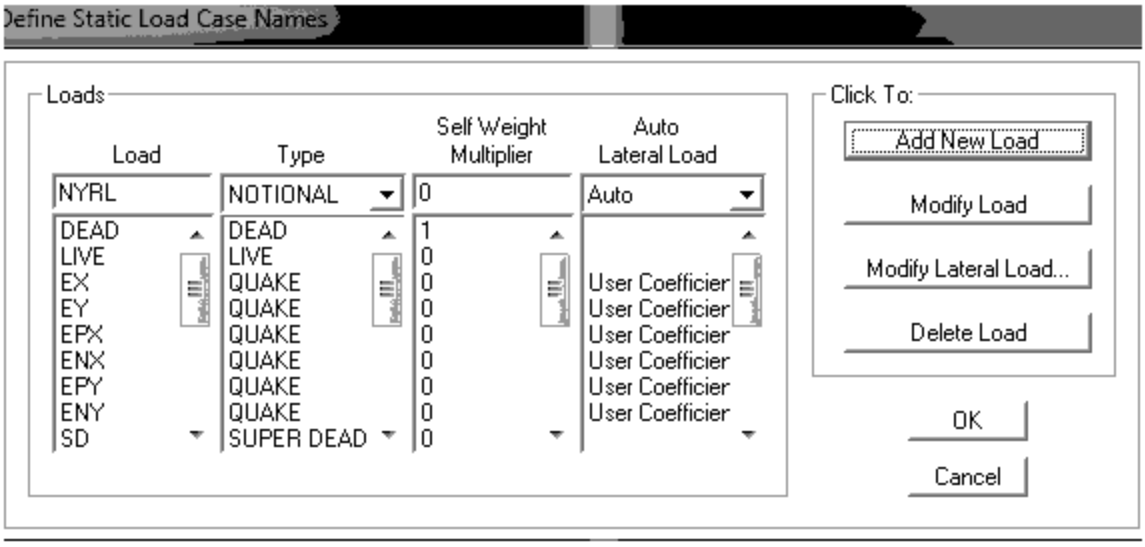
16- حالت بار : NXLIVE متناظر با حالت بار LIVE در جهت X

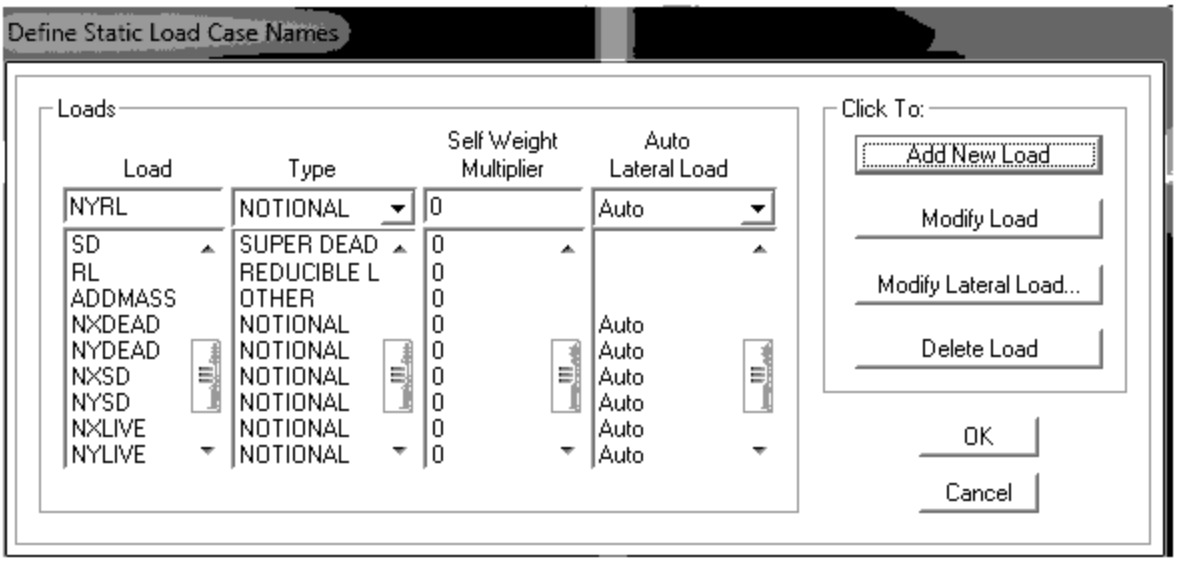
17- حالت بار : NYLIVE متناظر با حالت بار LIVE در جهت Y

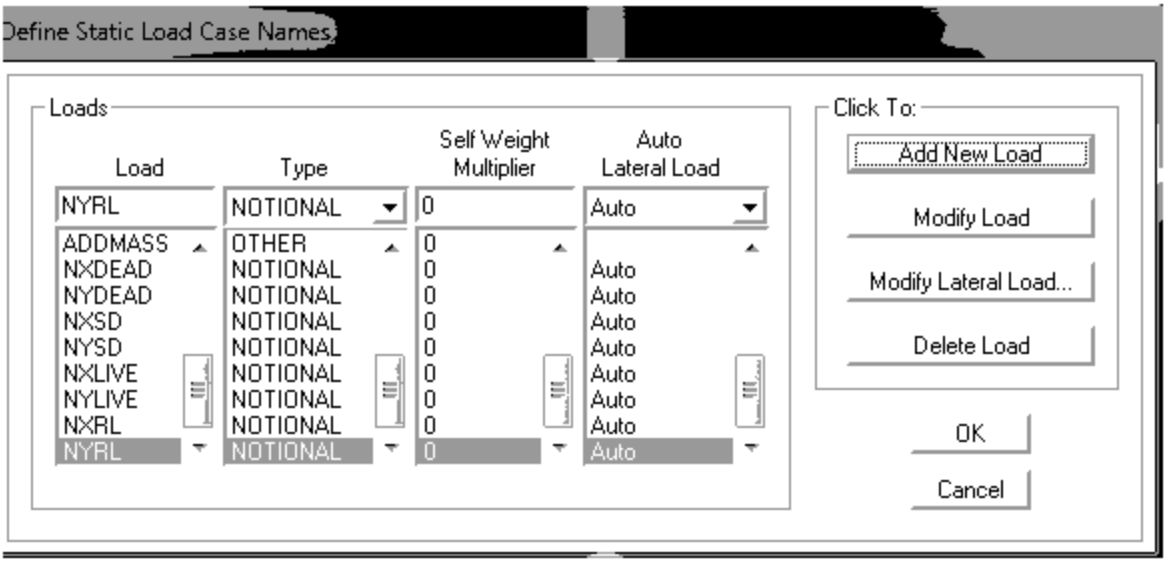
18- حالت بار : NXRL متناظر با حالت بار RL در جهت X

19- حالت بار : NYRL متناظر با حالت بار RL در جهت Y

در شکلهای زیر تعریف این بارها نمایش داده شده است.


Define Static Load Case Names
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
NYRL
NOTIONAL
0
Auto
DEAD
LIVE
EX
EY
EPX
ENX
EPY
ENY
SD
DEAD
LIVE
QUAKE
QUAKE
QUAKE
QUAKE
QUAKE
QUAKE
SUPER DEAD
1
0
0
0
0
0
0
0
0
User Coefficier
User Coefficier
User Coefficier
User Coefficier
User Coefficier
User Coefficier
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel


Define Static Load Case Names
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
NYRL
NOTIONAL
0
Auto
SD
RL
ADDMASS
NXDEAD
NYDEAD
NXSD
NYSD
NXLIVE
NYLIVE
SUPER DEAD
REDUCIBLE L
OTHER
NOTIONAL
NOTIONAL
NOTIONAL
NOTIONAL
NOTIONAL
NOTIONAL
0
0
0
0
0
0
0
0
0
Auto
Auto
Auto
Auto
Auto
Auto
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel



معرفی خودکار نیروی زلزله به نرم افزار

برای معرفی نیروی زلزله به نرم افراز معمولاً کفیست که ضریب زلزله با توجه به ضوباط مبحث ششم محاسبه شود و به نرم افزار فقط همین ضریب معرفی شود .اگر بر اساس مبحث ششم مقدار نیروی شلاقی صفر باشد (این حالت وقتی پیش می آید که زمان تناوب سازه کمتر از 0.7 ثانیه باشد) کافی است که در قسمت AUTO LATERAL LOAD گزینه USER COEFFICIENT انتخاب شود. در غیر این صورت باید از یکی از دو گزینه ubc94 و ubc97 استفاده نماییم. در حالت دوم میشود مطابق توضیحاتی که در مراجع مختلف موجود است عمل نمود و یا به تاپیکهای زیر مراجعه نمود :

نحوه اعمال نیروی شلاقی در ETABS با استفاده از آیین نامه UBC97

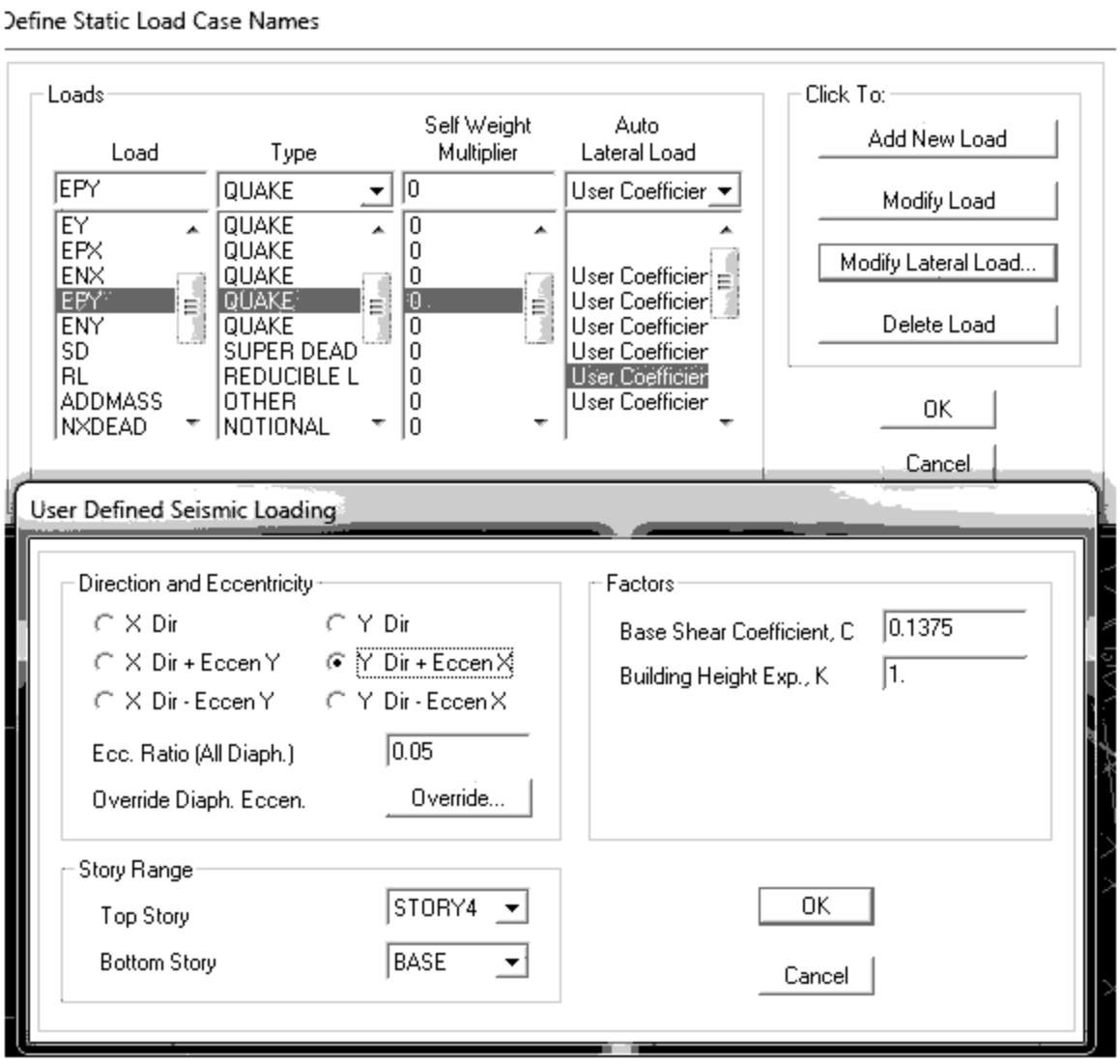
نحوه اعمال نیروی شلاقی در ETABS با استفاده از آیین نامه UBC94

در حالت اول به طور مثال برای حالت بار EPY باید با کلیک بر روی ..MODIFY LATERAL LOAD به صفحه جدیدی که باز میشود مراجعه نموده و با فرض اینکه مثلاً ضریب زلزله 0.1375 باشد و مقدار درصد برون از مرکزیت 5 درصد باشد و سازه 4 طبقه باشد به شرح شکل ضمیمه گزینه ها را انتخاب نمود .

نکته 1: در صورت استفاده از ایین نامه aisc360 در تعریف دو حالت بار EX و EYکه فقد برون از مرکزیت اتفاقی هستند ضریب زلزله را در عدد 0.3 ضرب کنید. (دلیل این مساله بعداً توضیح داده خواهد شد).

نکته 2 : اگر بر اساس بند 6-7-2-5-10-4 مبحث ششم برای ساختمان تا 5 طبقه یا کوتاهتر از 18 متر بشود از لنگر پیچشی

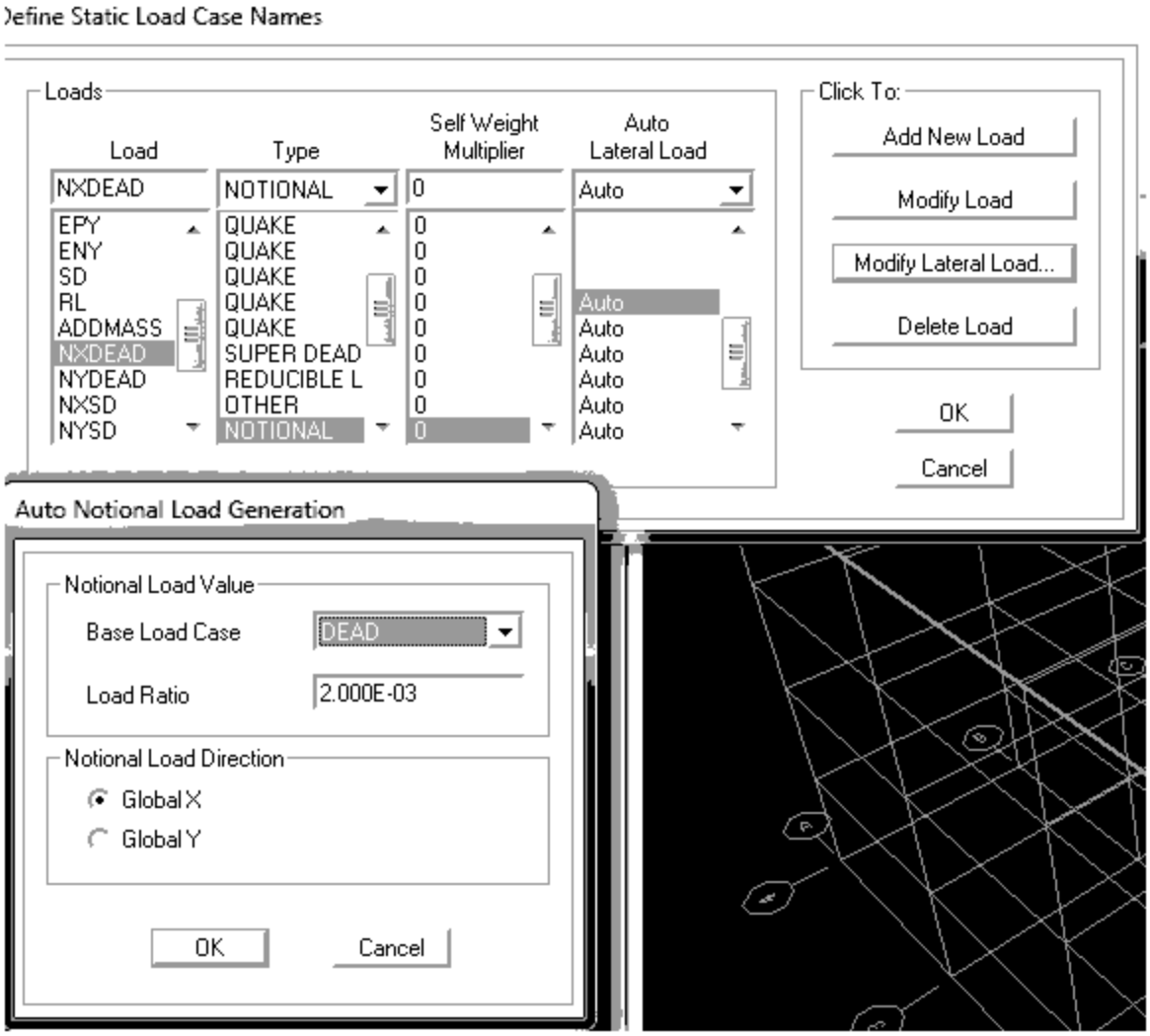
صرفنظر کرد میشود در تعریف حالات بار زلزله مقدار برون از مرکزیت اتفاقی را به عدد 0 ویرایش کرد. این مساله در ابتدا مشخص نیست و باید بعد از آنالیز و طراحی اولیه سازه در مورد آن بررسی لازم انجام شود. به همین جهت در ابتدا این برون از مرکزیت بهتر است اعمال شود. البته میشود در جهت اطمینان کلاً این برون از مرکزیت اتفاقی همیشه برای تمام سازه ها اعمال شود.



نحوه تعریف محاسبه خودکار حالات بار NOTIONAL

این مساله همانطور که اشاره شد برای طراحی حالات حدی دارای اهمیت است و برای طراحی به روش تنش مجاز با استفاده از

آیین نامه AISC-ASD89 دارای اهمیت نیست و لزومی به تعریف این حالات بار نیست. نرم افزار قابلیت محاسبه خودکار نیرو در این حالات بار را نیز دارد. برای این منظور برای هر یک از این حالات بار در قسمت AUTO LATERAL LOAD گزینه AUTO را انتخاب نموده و سپس به قسمت ...MODIFY LATERAL LOAD مراجعه نموده و در پنجره جدید حالت بار ثقلی متناظر ، نسبت بار NOTIONAL به بار ثقلی متناظر و جهتی که این بار قرار است اعمال شود را معرفی میکنیم. به طور مثال برای حالت بار NXDEADاین مساله در شکل ضمیمه نمایش داده شده است.



معرفی حالات بار دینامیکی

اگر بر اساس بند 6-7-2-1-3 مبحث ششم لازم باشد که سازه بر اساس روش دینامیکی ، تحلیل شود باید علاوه بر حالت بارهای استاتیکی بارهای دینامیکی هم به نرم افزار معرفی شود. استفاده از روش استاتیکی برای ساختمانهای منظم تا 5 طبقه یا کمتر از 18 متر از تراز پایه و یا برای برای سازه های منظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه مجاز است. غیر از آن باید سازه حتماً به روش دینامیکی تحلیل شود. البته حتی اگر استفاده از روش تحلیل استاتیکی هم مجاز باشد بهتر است که از روش دنیامیکی جهت تحلیل استفاده کنیم. در این حالت اگر سازه منظم باشد میشود بر اساس بند 6-7-2-6-2-4 الف-2 مقدار برش پایه دینامیکی را نسبت به برش پایه استاتیکی تا 10 درصد کاهش داد که این باعث اقتصادی شدن طرح سازه خواهد شد. تشخیص منظم یا نامنظم بودن سازه بر اساس ضوابط بند 6-7-1-8-1 مبحث ششم باید انجام شود. برخی از شرایط ذکر شده در این بند همان ابتدا قابل تشخیص است ولی برخی دیگر مثل کنترل فاصله بین مرکز جرم و سختی سازه و همچنین کنترل نسبت تغییر مکان جانبی ماکسیمم به تغییر مکان میانگین در طبقه باید بعد از آنالیز سازه انجام شود. در این مورد باید در ابتدا یک حدس اولیه داشته باشیم و سپس بعد از آنالیز و طراحی اولیه سازه به صورت دقیقتر صحت حدس اولیه را بررسی کرد .

جهت تحلیل دینامیکی سازه به دو روش تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی میتوان عمل کرد که روش اول متداولتر است و در اینجا نیز همین روش توضیح داده میشود. به این منظور باید به شرح زیر عمل کنیم :

1- ابتدا باید طیف طرح استاندارد مبحث ششم را در بیرون از برنامه تهیه کنیم و سپس به داخل برنامه ایمپورت کنیم. طیف طرح استاندارد مطابق بند 6-7-2-6-1-2و بر اساس ضوابط عنوان شده در 6-7-2-5 مبحث ششم قابل تهیه است .برای این منظور میشود از فایل اکسل ضمیمه شده هم استفاده کرد[2]. در صورت استفاده از فایل اکسل باید به شیت تحت نام اطلاعات ورودی مراجعه کرده و اطلاعات خانه های آبی رنگ را وارد نمود. اگر ضریب رفتار سازه برای هر دو جهت اصلی آن یکسان است یک بار تولید طیف طرح استاندارد توسط این فایل کفایت میکند و در غیر این صورت باید دو طیف استاندارد جداگانه تهیه شود. در قسمت Tmaxحداکثر مقدار زمان تناوبی که ممکن است در مودهای مختلف برای سازه پیش آید را باید وارد نمایید. برای این منظور عددی بین 5 تا 10 ثانیه معمولاً کفایت میکند و نیازی به اعداد بزگتر نیست. پس از وارد کردن اطلاعات در این شیت به طور خودکار محاسبات انجام شده و اعداد طیف طرح در شیت تحت نام » اعداد مربوط به طیف طرح» ساخته میشود. به شیت مذکور

[2]- فایل ضمیمه مورد اشاره از فولدر شماره 2 قابل استخراج است.

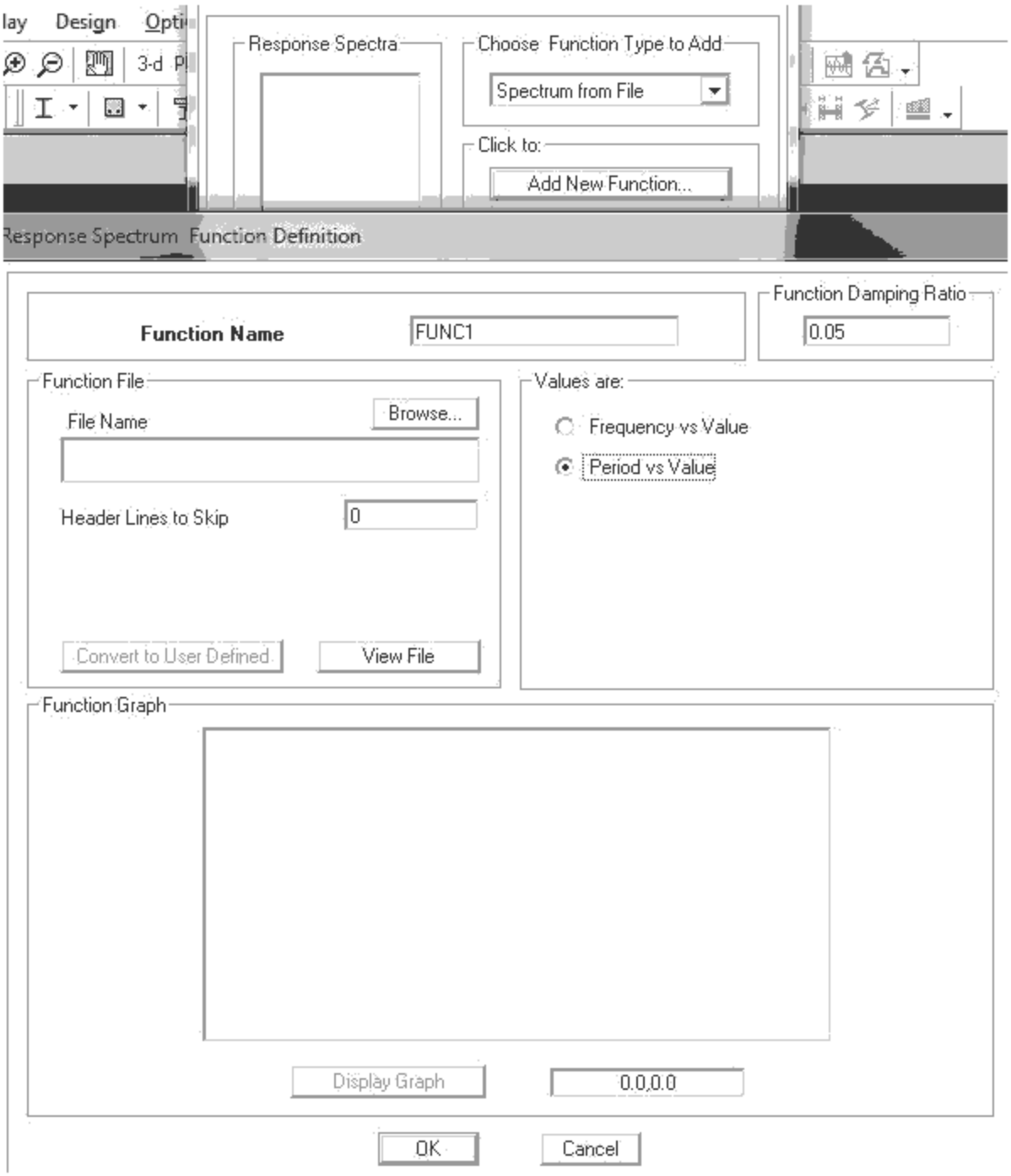
مراجعه کرده و ستونهای A و B را کپی کرده و در یک فایل نوت پد خالی که قبلاً باز کرده اید PASTE نمایید. فایل را به اسمی دلخواه (به طور مثال SPEC1) ذخیره نمایید .

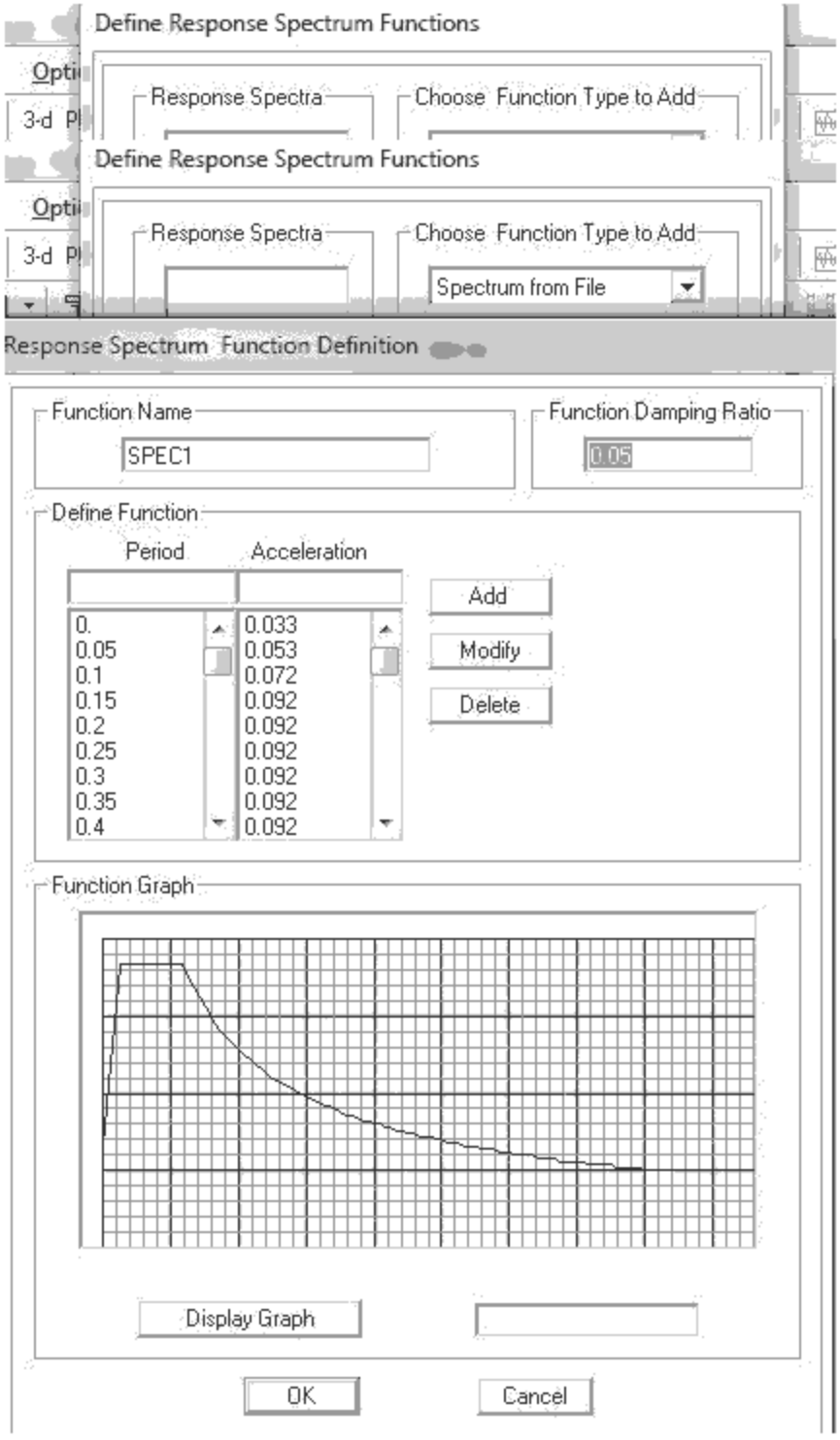
2- بعد از ساخت طیف طرح استاندارد باید آن را به داخل برنامه ایمپورت نماییم. برای این منظور به منوی Define/Responce Spectrum Functions...مراجعه میکنیم. در اینجا در قسمت بالا سمت راست از منوی Choose Function Type to Add گزینه Spectrum From File را انتخاب کرده و سپس بر روی Add New Function کلیک مینماییم. در اینجا (مطابق شکل اول از ضمیمه) در قسمت Function Nameیک اسم دلخواه (مثلاً Spec1) انتخاب کرده و در زیر آن سمت راست گزینه Period vs Valueرا انتخاب نمایید. و سپس بر روی دکمه Browseکلیک کرده و فایل نوتپدی که در مرحله قبل ساخته اید از روی کامپیوتر خود فراخوانی نمایید. سپس در پایین صفحه بر روی دکمه Display Graf کلیک نمایید تا نموداری مشابه نمودار ترسیم شده در فایل اکسل ظاهر شود. اگر نمودار با نمودار شیت اکسل متفاوت باشد در این فرایند اشتباهی رخ داده است که باید بازگشته و اصلاح نماییم .سپس بر روی دکمه (Convert to User Defined وسط سمت چپ صفحه) کلیک نمایید تا صفحه جدیدی ظاهر شود (همانند شکل دوم ضمیمه شده) و بالاخره بر روی دکمه OK کلیک مینماییم تا فرآیند معرفی طیف طرح استاندارد به اتمام برسد. اگر ضریب رفتار برای دو جهت اصلی سازه متفاوت باشد این فرآیند باید یک بار دیگر برای جهت دیگر سازه تکرار شود .

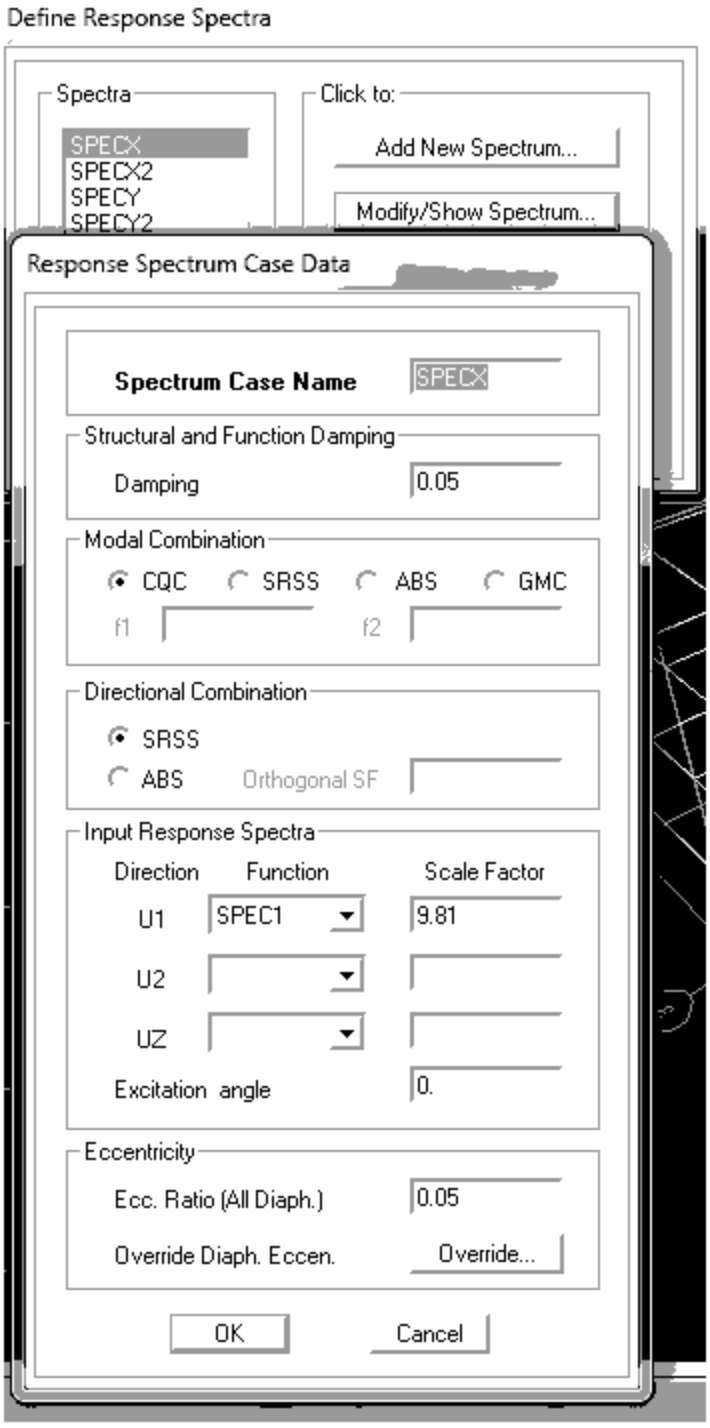
3- پس از وراد کردن طیف طرح استاندارد باید به قسمت Define Response Spectrum Cases رفته و حالات مختلف بار دینامیکی را به نرم افزار معرفی نماییم. در این زمینه قبلا در تاپیکهای دیگر به طور مفصل بحث شده است .روشهای مختلفی برای معرفی حالات دینامیکی بار وجود دارد. در اینجا به یکی از این روشها که شرایط مورد نظر آیین نامه برای سازه های نامنظم را هم تامین میکند و همچنین در آن حداقل برون از مرکزیت اتفاقی هم اعمال میشود اشاره میکنیم. در قسمت Define/Response Spectrum Cases بر روی دکمه Add New Spectrum کلیک میکنیم و در چهار مرحله چهار طیف دینامیکی را به نامهای SPECXو SPECY و SPECX2 و SPECY2 با در نظر گرفتن 5درصد برون از مرکزیت اتفاقی (برای دو تای اول) و بدون در نظر گرفتن برون از مرکزیت اتفاقی (برای دوتای دوم) و میرایی 5 درصد معرفی میکنیم (شکلهای ضمیمه سوم و چهارم و پنجم و ششم). طیف اول برای جهت X ، طیف دوم برای جهت Y با در نظر گرفتن برون از مرکزیت اتفاقی است. طیف سوم و چهارم هم با دو طیف اول مشابهند ولی در آنها برون از مرکزیت اتفاقی اعمال نشده است. از این جهت طیف دوم برای وقتی استفاده میشود که مطابق بند 6-7-2-1-3 نیاز به اعمال 100 درصد نیروی زلزله در یک جهت با 30 درصد نیروی زلزله در جهت متعامد باشد و

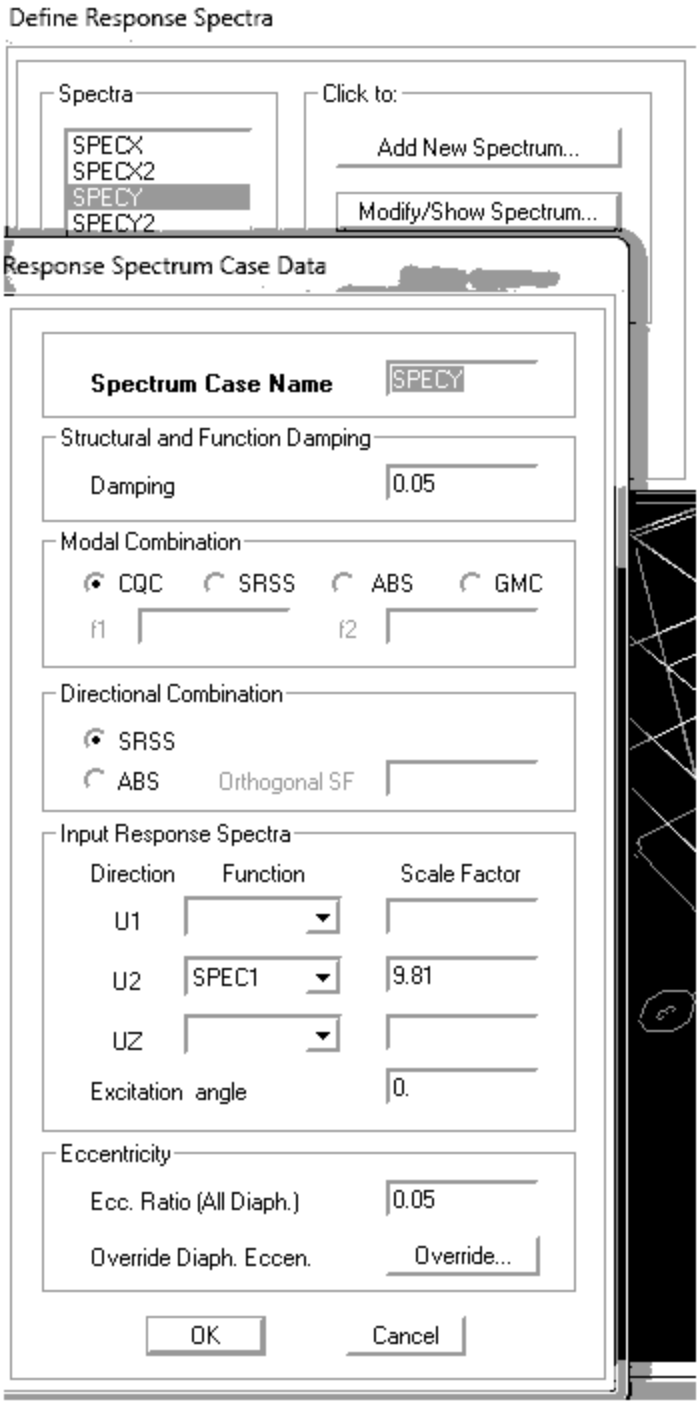
مطابق تبصره 2 همین بند برای جهت 30 درصد نیازی به اعمال برون از مرکزیت اتفاقی نباشد. اگر سازه شامل این بند نباشد نیازی به تعریف طیفهای سوم و چهارم نیست اما اعمال آن در جهت اطمینان است. (توجه کنید که در قسمت SCALE FACTOR باید عدد شتاب جاذبه بر حسب واحد برنامه وارد شود. این عدد 9.81 متر بر محدور ثانیه میباشد که در صورتی که از واحد دیگری استفاده شده باشد باید متناسب با ان عدد دیگر استفاده شود .)

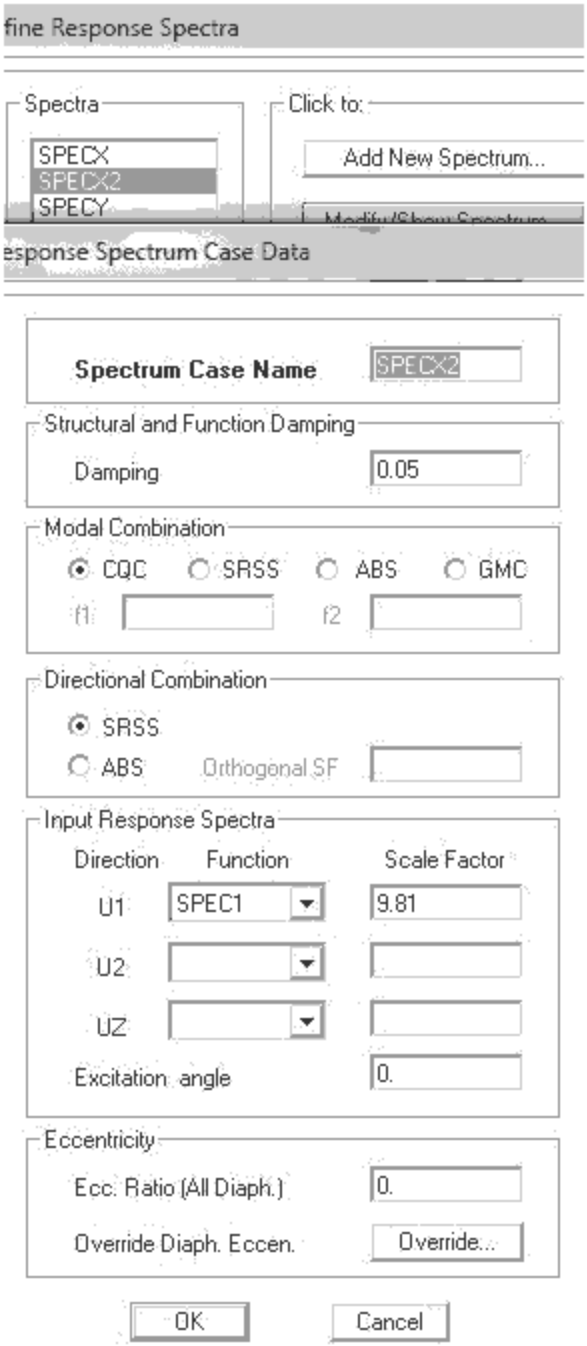
به این ترتیب حالات بار استاتیکی به برنامه معرفی میشود.

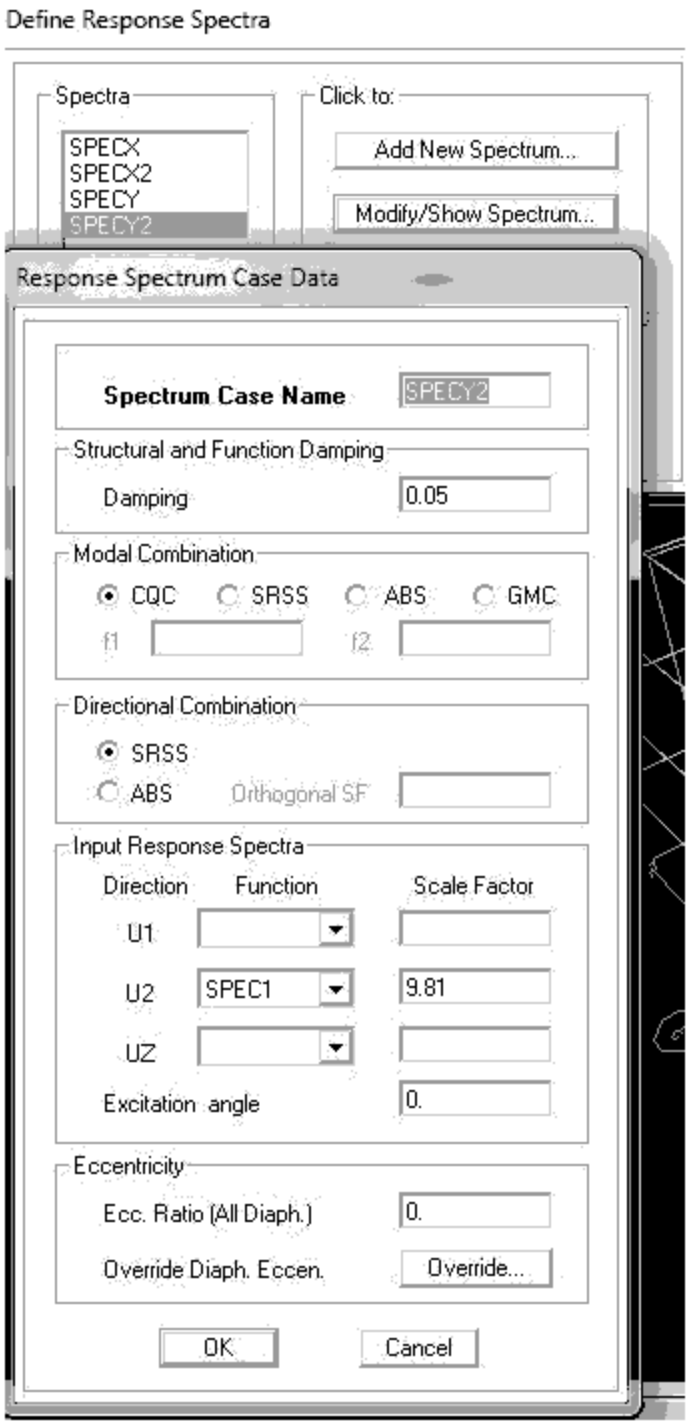

lay Design Opti
3-d Pl
Response Spectra
Choose Function Type to Add
Spectrum from File
Click to:
Add New Function...
Response Spectrum Function Definition
Function Damping Ratio
Function Name
FUNC1
0.05
Function File
File Name
Browse...
Header Lines to Skip
0
Convert to User Defined
View File
Values are:
Frequency vs Value
Period vs Value
Function Graph
Display Graph
0.0,0.0
OK
Cancel


Define Response Spectrum Functions
Response Spectra
Choose Function Type to Add
Define Response Spectrum Functions
Response Spectra
Choose Function Type to Add
Spectrum from File
Response Spectrum Function Definition
Function Name
SPEC1
Function Damping Ratio
0.05
Define Function
Period
Acceleration
Add
Modify
Delete
0. 0.033
0.05 0.053
0.1 0.072
0.15 0.092
0.2 0.092
0.25 0.092
0.3 0.092
0.35 0.092
0.4 0.092
Function Graph
Display Graph
OK
Cancel


Define Response Spectra
Spectra
SPECX
SPECX2
SPECY
SPECY2
Click to:
Add New Spectrum...
Modify/Show Spectrum...
Response Spectrum Case Data
Spectrum Case Name
SPECX
Structural and Function Damping
Damping
0.05
Modal Combination
CQC
SRSS
ABS
GMC
f1
f2
Directional Combination
SRSS
ABS
Orthogonal SF
Input Response Spectra
Direction
Function
Scale Factor
U1
SPEC1
9.81
U2
UZ
Excitation angle
0.
Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0.05
Override Diaph. Eccen.
Override...
OK
Cancel


Define Response Spectra
Spectra
SPECX
SPECX2
SPECY
SPECY2
Click to:
Add New Spectrum...
Modify/Show Spectrum...
Response Spectrum Case Data
Spectrum Case Name
SPECY
Structural and Function Damping
Damping
0.05
Modal Combination
CQC
SRSS
ABS
GMC
f1
f2
Directional Combination
SRSS
ABS
Orthogonal SF
Input Response Spectra
Direction
Function
Scale Factor
U1
U2
SPEC1
9.81
UZ
Excitation angle
0.
Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0.05
Override Diaph. Eccen.
Override...
OK
Cancel

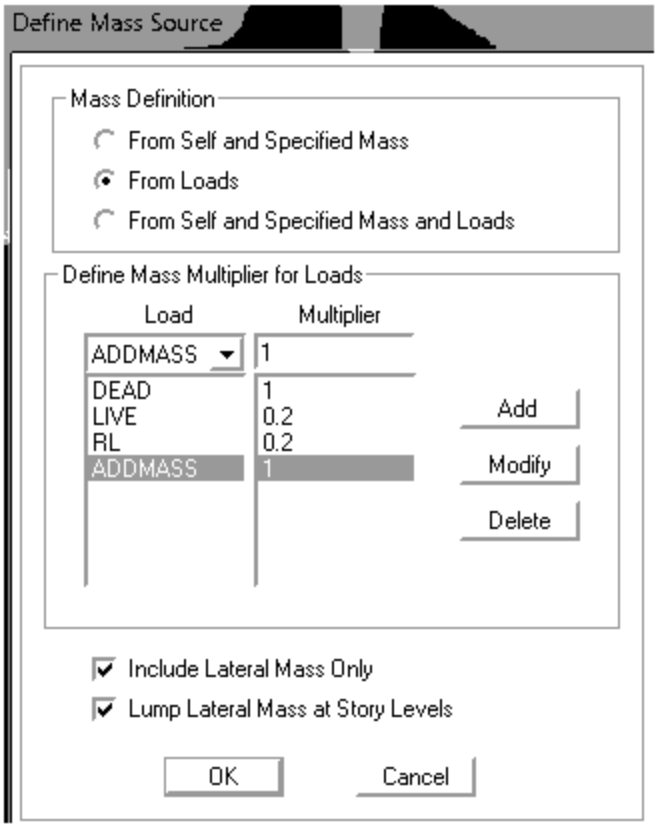

fine Response Spectra
Spectra
SPECX
SPECX2
SPECY
Click to:
Add New Spectrum...
esponse Spectrum Case Data
Spectrum Case Name
SPECX2
Structural and Function Damping
Damping
0.05
Modal Combination
CQC
SRSS
ABS
GMC
f1
f2
Directional Combination
SRSS
ABS
Orthogonal SF
Input Response Spectra
Direction
Function
Scale Factor
U1
SPEC1
9.81
U2
UZ
Excitation angle
0.
Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0.
Override Diaph. Eccen.
Override...
OK
Cancel



معرفی گزینه محاسبه خودکار جرم سازه

جهت محاسبه نیروی زلزله لازم است که جرم موثر سازه محاسبه گردد. برای این منظور به قسمت Display/Mass Source

میرویم و مطابق شکل ضمیمه آن را تکمیل میکنیم. در اینجا با فرض مشارکت 20 درصدی بار زنده در جرم موثر سازه این قسمت تکمیل شده است. برای کاربریهای مسکونی و بامهای مسطح این درصد 20 درصد است. برای برخی کاربریهای دیگر این مقدار 40 ، 60 یا حتی 100 درصد خواهد بود. برای این منظور باید به مبحث ششم (جدول 6-7-1) مراجعه کرد. اگر در سازه کاربریهایی مختلف با درصدهای مشارکت مختلف وجود داشته باشد در هنگام معرفی حالات بار به ازای هر کاربری با درصد مشارکت خاص باید یک حالت بار زنده خاص تعریف کرد و بار زنده آن قسمت در آن حالت خاص تعریف شود و در اینجا هم هر بار زنده با درصد مشارکت خود اضافه شود.



معرفی ترکیب بارهای طراحی به برنامه

برای معرفی ترکیب بارهای طراحی باید به قسمت **Define/Load combination** مراجعه نمایید .

ترکیب بارهایی که به برنامه معرفی میکنیم بستگی به آیین نامه طراحی و روش طراحی (تنش مجاز یا حالات حدی) دارد.

یکسری ترکیب بار پیش فرض هم در برنامه قابل ایجاد است که در اکثر موارد این ترکیب بارها با آنچه که مورد نظر ما بر طبق

آیین نامه های ایران است متفاوت میباشد و به همین جهت استفاده از ترکیب بارهای پیش فرض برنامه توصیه نمیشود. در ادامه ترکیب بارهایی که به برنامه برای چند حالت خاص باید معرفی شود ذکر میگردد. قابل ذکر است که این ترکیب بارها برای حالتی است که به دلیل استفاده از سقف کامپوزیت بار SD از نوع SUPER DEAD و برای کاهش سربار بار زنده RL از نوع Reducible Live تعریف شده باشد. اگر به هر دلیل نیازی به تعریف این حالات بار نباشد این حالات بار از ترکیب بارهای زیر هم حذف میشوند و به برنامه معرفی نمیشوند

ضمن اینکه فرض میشود فعلاً نیازی به اثر بار قائم زلزله نمیباشد. فرض شده است که سازه نیاز به اثر 100 درصد نیروی زلزله در یک جهت با 30 درصد نیروی زلزله در جهت متعامد میباشد. اگر نیازی به اعمال این ترکیب نبود میشود بدون تغییر در این ترکیب بارها با مراجعه به قسمت معرفی حالت بار مقدار ضریب زلزله برای دو حالت EX و EY را به عدد صفر و یا عددی کوچک نزدیک به صفر ویرایش کرد. فرض شده است که اثر برون از مرکزیت اتفاقی برای سازه لازم بوده است. اگر مطابق مبحث ششم نیازی به این مساله نباشد بدون تغییر در این ترکیب بارها میشود به قسمت معرفی حالات بار مراجعه کرد و در تمام حالات بار زلزله مقدار برون از مرکزیت را به عدد 0 ویرایش کرد .

ترکیب بارهای طراحی برای طراحی اسکلت فلزی با آیین نامه AISC-ASD89 به روش تحلیل استاتیکی

در این حالت باید دو سری ترکیب بار عادی و تشدید یافته به برنامه معرفی شود. سری اول که ترکیب بارهای عادی میباشد برای طراحی تمامی سازه مورد استفاده قرار میگیرد و سری دوم که ترکیب بارهای تشدید یافته است دقیقاً همان ترکیب بارهای عادی میباشد که در آن ضریب بارهای زلزله در ضریب امگاصفر (ضریب اضافه مقاومت - قابل استخراج از جدول 10-3-2 مبحث دهم) ضرب میشود .از ترکیب بارهای تشدید یافته تنها برای طراحی دوباره ستونها علاوه بر ترکیب بارهای عادی استفاده میشود. در این حالت تنها تنشهای ناشی از بارهای محوری لحاظ میشود و با تنشهای خمشی و برشی کاری نخواهیم داشت. این کنترل بر اساس ضابطه بند 10-3-6-1 مبحث دهم میباشد. از این ترکیب بارها جهت طراحی وصله ستونها و همچنین صفحه ستونها نیز استفاده خواهد شد. در اینجا فقط ترکیب بارهای عادی که شامل 34 ترکیب بار خواهد بود ذکر میگردد و ترکیب بارهای تشدید یافته که آنها نیز 34 ترکیب بار میباشند دگر ذکر نمیگردد .(در حالت ترکیب بار تشدید یافته دو ترکیب بار اول که فقط شامل بارهای ثقلی هستند با حالت عادی مشترک است) . توجه شود که چون در حالت استفاده از آیین نامه AISC-ASD89 برای ترکیب

بارهای زلزله به طور خودکار 33 درصد افزایش تنش خواهیم داشت دیگر ضریب 0.75 ضرب نخواهد شد .

ترکیب بارهای عادی به شرح زیر میباشند :

DEAD+SD

DEAD+SD+LIVE+RL

DEAD+SD+ENX+0.3EY

DEAD+SD+ENX-0.3EY

DEAD+SD-ENX+0.3EY

DEAD+SD-ENX-0.3EY

DEAD+SD+EPX+0.3EY

DEAD+SD+EPX-0.3EY

DEAD+SD-EPX+0.3EY

DEAD+SD-EPX-0.3EY

DEAD+SD+ENY+0.3EX

DEAD+SD+ENY-0.3EX

DEAD+SD-ENY+0.3EX

DEAD+SD-ENY-0.3EX

DEAD+SD+EPY+0.3EX

DEAD+SD+EPY-0.3EX

DEAD+SD-EPY+0.3EX

DEAD+SD-EPY-0.3EX

DEAD+SD+LIVE+RL+ENX+0.3EY

DEAD+SD+LIVE+RL+ENX-0.3EY

DEAD+SD+LIVE+RL-ENX+0.3EY

DEAD+SD+LIVE+RL-ENX-0.3EY

DEAD+SD+LIVE+RL+EPX+0.3EY

DEAD+SD+LIVE+RL+EPX-0.3EY

DEAD+SD+LIVE+RL-EPX+0.3EY

DEAD+SD+LIVE+RL-EPX-0.3EY

DEAD+SD+LIVE+RL+ENY+0.3EX

DEAD+SD+LIVE+RL+ENY-0.3EX

DEAD+SD+LIVE+RL-ENY+0.3EX

DEAD+SD+LIVE+RL-ENY-0.3EX

DEAD+SD+LIVE+RL+EPY+0.3EX

DEAD+SD+LIVE+RL+EPY-0.3EX

DEAD+SD+LIVE+RL-EPY+0.3EX

DEAD+SD+LIVE+RL-EPY-0.3EX

همانطور که گفته شد از ضرب کردن ضریب اضافه مقاومت در بارهای زلزله ترکیب بارهای تشدیدیافته هم ساخته خواهد شد. به طور مثال برای سازه ای با سیستم قاب ساده و مهاربند هم محور در حد شکلپذیری کم که ضریب اضافه مقاومت آن طبق جدول 10-3-2 برابر عدد 2 است ، ترکیب بارهای تشدی یافته به شرح زیر خواهند بود :

DEAD+SD

DEAD+SD+LIVE+RL

DEAD+SD+2ENX+0.6EY

DEAD+SD+2ENX-0.6EY

DEAD+SD-2ENX+0.6EY

DEAD+SD-2ENX-0.6EY

DEAD+SD+2EPX+0.6EY

DEAD+SD+2EPX-0.6EY

DEAD+SD-2EPX+0.6EY

DEAD+SD-2EPX-0.6EY

DEAD+SD+2ENY+0.6EX

DEAD+SD+2ENY-0.6EX

DEAD+SD-2ENY+0.6EX

DEAD+SD-2ENY-0.6EX

DEAD+SD+2EPY+0.6EX

DEAD+SD+2EPY-0.6EX

DEAD+SD-2EPY+0.6EX

DEAD+SD-2EPY-0.6EX

DEAD+SD+LIVE+RL+2ENX+0.6EY

DEAD+SD+LIVE+RL+2ENX-0.6EY

DEAD+SD+LIVE+RL-2ENX+0.6EY

DEAD+SD+LIVE+RL-2ENX-0.6EY

DEAD+SD+LIVE+RL+2EPX+0.6EY

DEAD+SD+LIVE+RL+2EPX-0.6EY

DEAD+SD+LIVE+RL-2EPX+0.6EY

DEAD+SD+LIVE+RL-2EPX-0.6EY

DEAD+SD+LIVE+RL+2ENY+0.6EX

DEAD+SD+LIVE+RL+2ENY-0.6EX

DEAD+SD+LIVE+RL-2ENY+0.6EX

DEAD+SD+LIVE+RL-2ENY-0.6EX

DEAD+SD+LIVE+RL+2EPY+0.6EX

DEAD+SD+LIVE+RL+2EPY-0.6EX

DEAD+SD+LIVE+RL-2EPY+0.6EX

DEAD+SD+LIVE+RL-2EPY-0.6EX

ترکیب بارهای طراحی سازه فلزی بر اساس آیین نامه AISC360/IBC2006 به روش حالات حدی برای حالت تحلیل استاتیکی

در این روش تعداد ترکیب بارها 40 عدد است. دلیل افزایش تعداد ترکیب بارها وجود بارهای از نوع NOTIONAL است که باید با ترکیب بارهای ثقلی ترکیب شوند .به ازای هر ترکیب بار ثقلی در این صورت 4 ترکیب بار خواهیم داشت. این به خاطر آنست که بارهایNOTIONAL باید یک بار با علامت مثبت و یک بار هم با علامت منفی برای جهت X و به همین شکل دوباره این دو حالت برای جهت Y تکرار شوند که حاصل آن 4 ترکیب به ازای هر ترکیب بار ثقلی حالت قبل است. در این روش دیگر نیازی به ترکیب بارهای تشدید یافته نیست و این ترکیب بارها توسط نرم افزار به صورت خودکار ایجاد میگردد. فقط کافیست که ضرییب اضافه مقاومت توسط کاربر به نرم افزار معرفی شود (روش معرفی این ضریب به برنامه بعداً شرح داده خواهد شد). در این حالت برای معرفی حالات بار EX و EY ضریب زلزله در ضریب 0.3 ضرب شده اند و به همین جهت دیگر لازم نیست که در ترکیب بارها دوباره این ضریب دوباره اعمال شود .دلیل انجام این کار اینست که چون ترکیب بارهای تشدید یافته به صورت خودکار توسط نرم افزار ایجاد میشود اگر ضریب 0.3در ضریب زلزله ضرب نشود ، در ایجاد ترکیب بار تشدید یافته توسط نرم افزار به جای آنکه 30 درصد بار زلزله در ضریب اضافه مقاومت ضرب شود ، تمام آن در این ضریب ضرب میشود که محافظه کارانه خواهد بود. ترکیب بارها بر اساس جدول 10-2-1-2 مبحث دهم با در نظر گرفتن اثر 100-30 (مطابق مبحث ششم) اعمال شده اند. این ترکیب بارها به شرح زیرند :

1.4*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)

1.4*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)

1.4*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)

1.4*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)

1.25*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)+1.5(LIVE+RL+NXLIVE+NXRL)

1.25*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)+1.5(LIVE+RL-NXLIVE-NXRL)

1.25*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)+1.5(LIVE+RL+NYLIVE+NYRL)

1.25*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)+1.5(LIVE+RL-NYLIVE-NYRL

0.85*(DEAD+SD)+1.2(ENX+EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(ENX-EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(-ENX+EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(-ENX-EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX+EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX-EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(-EPX+EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(-EPX-EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(ENX+EX)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(ENX-EX)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(-ENX+EX)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(-ENX-EX)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX+EX)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX-EX)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(-EPX+EX)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(-EPX-EX)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(ENX+EY)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(ENX-EY)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-ENX+EY)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-ENX-EY)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(EPX+EY)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(EPX-EY)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-EPX+EY)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-EPX-EY)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(ENY+EX)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(ENY-EX)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-ENY+EX)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-ENY-EX)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(EPY+EX)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(EPY-EX)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-EPY+EX)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-EPY-EX)

ترکیب بارهای طراحی برای سازه بتنی با استفاده از آیین نامه-ACI318 08/IBC2009برای روش تحلیل استاتیکی

برای طراحی سازه های بتنی (هم در بخش قابها و هم در بخش دیوارهای برشی) استفاده از هر دو آیین نامه ACI و CSA معمول است. در اینجا به طور نمونه ترکیب بارهای طراحی بر اساس آیین نامه ACI318-08/IBC2009 ذکر میشود. در مقایسه با ترکیب بارهای پیش فرض برنامه در این حالت دو نکته وجود دارد. یکی لحاظ کردن اثر 100-30 و دیگری که اینکه ضریب بارهای زلزله به جای عدد 1 عدد 1.4 در نظر گرفته میشود. دلیل این اختلاف اینست که در آیین نامه ACI فرض بر آنست که بارهای زلزله با ضریب رفتار سازه در حالت حدی که 1.4 برابر کوچکتر از حالت تنش مجاز است محاسبه شده اند. اما در مبحث ششم ضریب رفتار به همان روش تنش مجاز محاسبه میشود و به همین جهت برای یکسانسازی دو حالت در ترکیب بارها ضریب زلزله در عدد 1.4 ضرب شده اند. در این حالت هم فرض میکنیم که ضریب 0.3 در هنگام معرفی حالات بار EX و EY در ضریب زلزله آنها ضرب شده است و دیگر در این ترکیب بارها این ضریب اعمال نمیشود. این ترکیب بارها 50 عدد و به شرح زیر میباشند:

1.4(DEAD+SD)

1.2(DEAD+SD)+1.6(LIVE+RL)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(ENX+EY)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(ENX-EY)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(-ENX+EY)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(-ENX-EY)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(EPX+EY)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(EPX-EY)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(-EPX+EY)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(-EPX-EY

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(ENY+EX)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(ENY-EX)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(-ENY+EX)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(-ENY-EX)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(EPY+EX)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(EPY-EX)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(-EPY+EX)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(-EPY-EX)

1.2(DEAD+SD)+1.4(ENX+EY)

1.2(DEAD+SD)+1.4(ENX-EY)

1.2(DEAD+SD)+1.4(-ENX+EY)

1.2(DEAD+SD)+1.4(-ENX-EY)

1.2(DEAD+SD)+1.4(EPX+EY)

1.2(DEAD+SD)+1.4(EPX-EY)

1.2(DEAD+SD)+1.4(-EPX+EY)

1.2(DEAD+SD)+1.4(-EPX-EY)

1.2(DEAD+SD)+1.4(ENY+EX)

1.2(DEAD+SD)+1.4(ENY-EX)

1.2(DEAD+SD)+1.4(-ENY+EX)

1.2(DEAD+SD)+1.4(-ENY-EX)

1.2(DEAD+SD)+1.4(EPY+EX)

1.2(DEAD+SD)+1.4(EPY-EX)

1.2(DEAD+SD)+1.4(-EPY+EX)

1.2(DEAD+SD)+1.4(-EPY-EX

0.9(DEAD+SD)+1.4(ENX+EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(ENX-EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-ENX+EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-ENX-EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(EPX+EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(EPX-EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-EPX+EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-EPX-EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(ENY+EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(ENY-EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-ENY+EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-ENY-EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(EPY+EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(EPY-EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-EPY+EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-EPY-EX

ترکیب بارهای طراحی برای روش تحلیل دینامیکی

در قسمتهای قبل ترکیب بارهای طراحی برای روش تحلیل استاتیکی ارایه شد. در اینجا این ترکیب بارها برای تحلیل دینامیکی هم ارایه میشود. ترکیب بارهای روش دینامیکی کمتر از استاتیکی است. در این روش دیگر نیازی به در نظر گرفتن بارهای دینامیکی با علامت منفی نیست و خود نرم افزار به صورت خودکار این کار را انجام میدهد. تعداد حالات بار دینامیکی هم نسبت به استاتیکی کمتر است. در حالتی که ترکیب بار 100-30 مطابق مبحث ششم اجباری نیست ترکیب بارهای شامل حالت بار دینامیکی SPECXYرا میتوان حذف کرد .همانند توضیحات داده شده برای روش استاتیکی در حالتی که بار SD و RL را تعریف نکرده ایم تبعاً از ترکیب بارها هم آنها را حذف میکنیم .

ترکیب بارها برای حالت استفاده از آیین نامه AISC-ASD89 برای طراحی سازه فلزی

این ترکیب بارها به شرح زیر هستند :

DEAD+SD

DEAD+SD+RL+LIVE

DEAD+SD+SPECX

DEAD+SD+SPECY

DEAD+SD+(SPECX+0.3*SPECY2)

DEAD+SD+(SPECY+0.3*SPECX2)

DEAD+SD+RL+LIVE+SPECX

DEAD+SD+RL+LIVE+SPECY

DEAD+SD+RL+LIVE+(SPECX+0.3SPECY2)

DEAD+SD+RL+LIVE+|(SPECY+0.3*SPECX2)

مانند روش استاتیکی هم باید ترکیب بارهای تشدید یافته هم ساخته شود. این ترکیب بارها مشابه حالت بالا است جز آنکه ضریب بار زلزله در ضریب اضافه مقاومت که از جدول 10-3-2 استخراج میشود ضرب شود. اگر این ضریب را 2 فرض کنیم این ترکیب بارها به شرح زیر خواهند بود :

DEAD+SD

DEAD+SD+RL+LIVE

DEAD+SD+2SPECX

DEAD+SD+2SPECY

DEAD+SD+2(SPECX+0.3*SPECY2)

DEAD+SD+2(SPECY+0.3*SPECX2)

DEAD+SD+RL+LIVE+2SPECX

DEAD+SD+RL+LIVE+2SPECY

DEAD+SD+RL+LIVE+2(SPECX+0.3SPECY2)

DEAD+SD+RL+LIVE+2(SPECY+0.3*SPECX2)

ترکیب بارهای طراحی برای حالت استفاده از آیین نامه AISC360/IBC2006 برای طراحی سازه فلزی به روش حالات حدی

این ترکیب بارها به شرح زیر میباشند :

1.4*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)

1.4*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)

1.4*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)

1.4*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)

1.25*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)+1.5(LIVE+RL+NXLIVE+NXRL)

1.25*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)+1.5(LIVE+RL-NXLIVE-NXRL)

1.25*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)+1.5(LIVE+RL+NYLIVE+NYRL)

1.25*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)+1.5(LIVE+RL-NYLIVE-NYRL)

0.85*(DEAD+SD)+1.2SPECX

0.85*(DEAD+SD)+1.2SPECY

0.85*(DEAD+SD)+1.2(SPECX+SPECY2)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(SPECY+SPECX2)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2SPECX

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2SPECY

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(SPECX+SPECY2)

(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(SPECY+SPECX2)

ترکیب بارهای طراحی به روش دینامیکی برای طراحی سازه های بتنی با کمک آیین نامه ACI318-08/IBC2009

این ترکیب بارها به شرح زیر میباشند :

1.4(DEAD+SD)

1.2(DEAD+SD)+1.6(LIVE+RL)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4SPECX

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4SPECY

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(SPECX+SPECY2)

1.2(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4(SPECY+SPECX2)

1.2(DEAD+SD)+1.4SPECX

1.2(DEAD+SD)+1.4SPECY

1.2(DEAD+SD)+1.4(SPECX+SPECY2)

1.2(DEAD+SD)+1.4(SPECY+SPECX2)

نحوه اعمال بار قائم زلزله در صورت لزوم

در این مورد باید به شرح زیر عمل کنید :

1- ابتدا باید دید که سازه شامل اثر قائم بار زلزله میشود یا خیر. یعنی آیا سازه شامل طره ، تیر با دهانه بیش از 15 متر و یا تیر با بار متمرکز قابل توجه (با بار متمرکز بیش از 50 درصد کل بار تیر) میشود یا خیر .

2- در صورتی که سازه شامل بار قائم زلزله شود باید در هنگام معرفی حالات بار استاتیکی بار دیگری نیز مثلاً تحت نام EZ و از نوع Quake و حالت Auto Lateral Load برابر None معرفی نمایی. (قبل از آن بررسی کنید که آیا اثر بار قائم زلزله قابل توجه است یا خیر. اگر بار قائم زلزله طبق روابط مبحث ششم کمتر از 33 درصد بارهای ثقلی باشد به دلیل افزایش 33 درصدی تنش مجاز در حالت بار قائم زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی عملاً این اثر قابل صرفنظر خواهد بود. جز در مورد تیرهای قابهای خمشی که در حالت عادی هم دارای بار زلزله هستند و این بار هم به آنها اضافه میشود. در مورد تیرهای طره بتنی هم فقط باید توجه کرد که در هنگام ترسیم نقشه آرماتورهای قسمت پایین نقشه حداقل برابر آرماتورهای طولی بالای تیر باشد). توجه کنید که بدون توجه به اینکه بارگذاری افقی زلزله استاتیکی باشد یا دینامیکی ، بارگذاری دینامیکی به صورت استاتیکی اعمال میشود .

3- در هنگام بارگذاری بر روی سازه علاوه بر بارهای عادی بار قایم زلزله نیز در حالت بار خاص آن (EZ) به صورتی یک بار متمرکز یا گسترده به تیر اعمال میشود. جهت اعمال بار را رو به پایین فرض نمایید. شکل بارگذاری (گسترده یا نقطه ای بودن) بستگی به شکل بار ثقلی تیر دارد. شکل بار قائم زلزله مشابه بار ثقلی است. یعنی اگر بار ثقلی متمرکز است ، بار زلزله هم متمرکز است. اگر بار ثقلی گسترده یکنواحت است بار قائم زلزله هم گسترده خطی است و اگر گسترده غیریکنواخت است آن هم گسترده غیریکنواخت خواهد بود. در واقع بار قائم زلزله همان بار ثقلی است که فقط نسبت به آن مقیاس شده است. (در مورد بار قائم زلزله در حالت تیر با بار متمرکز توجه کنید که فقط بار متمرکز تیر شامل تبدیل به بار قائم زلزله خواهد بود) .

4- شکل ترکیب بارها نیز تغییر خواهد کرد. در حالت عادی با بارگذاری استاتیکی زلزله 34 ترکیب بار معرفی کردیم که 32 ترکیب بار آن مربوط به حالت زلزله بود. در اینجا ترکیب بارها زیادتر میشود. در این مورد باید به شکل زیر عمل کنیم :

الف - اگر بخشی از بار قائم زلزله مربوط به تیرهای طره است چون در این حالت باید بار قائم زلزله به صورت رفت و برگشتی بدون اثر کاهنده بارهای قائم اعمال گردد ترکیب باری به شکل زیر شامل تنها بار قائم زلزله و ضریب منهای یک معرفی نمایید :

-EZ

توجه کنید که مابقی بارهای قائم لازم نیست که اثر رفت و برگشتی داشته باشند که در اینجا به صورت اضافه اعمال میشود که البته احتمال بحرانی شدن این ترکیب بار برای آنها کم است و از این مساله میشود اغماض نمود. اگر نخواهیم اغماض نماییم باید دو حالت بار قائم زلزله معرفی کنیم و بار قائم زلزله طره ها را جداگانه در حالت بار دیگری اعمال کنیم .

ب- در 32 ترکیب عادی حالت بار EZ را با ضریب 0.3 اضافه میکنیم

ج - به ترکیب بارهای قبلی 8 ترکیب بار دیگر اضافه میکنیم. این ترکیب بارها 4 عدد شامل بارهای مرده و بارهای زلزله EX و EY

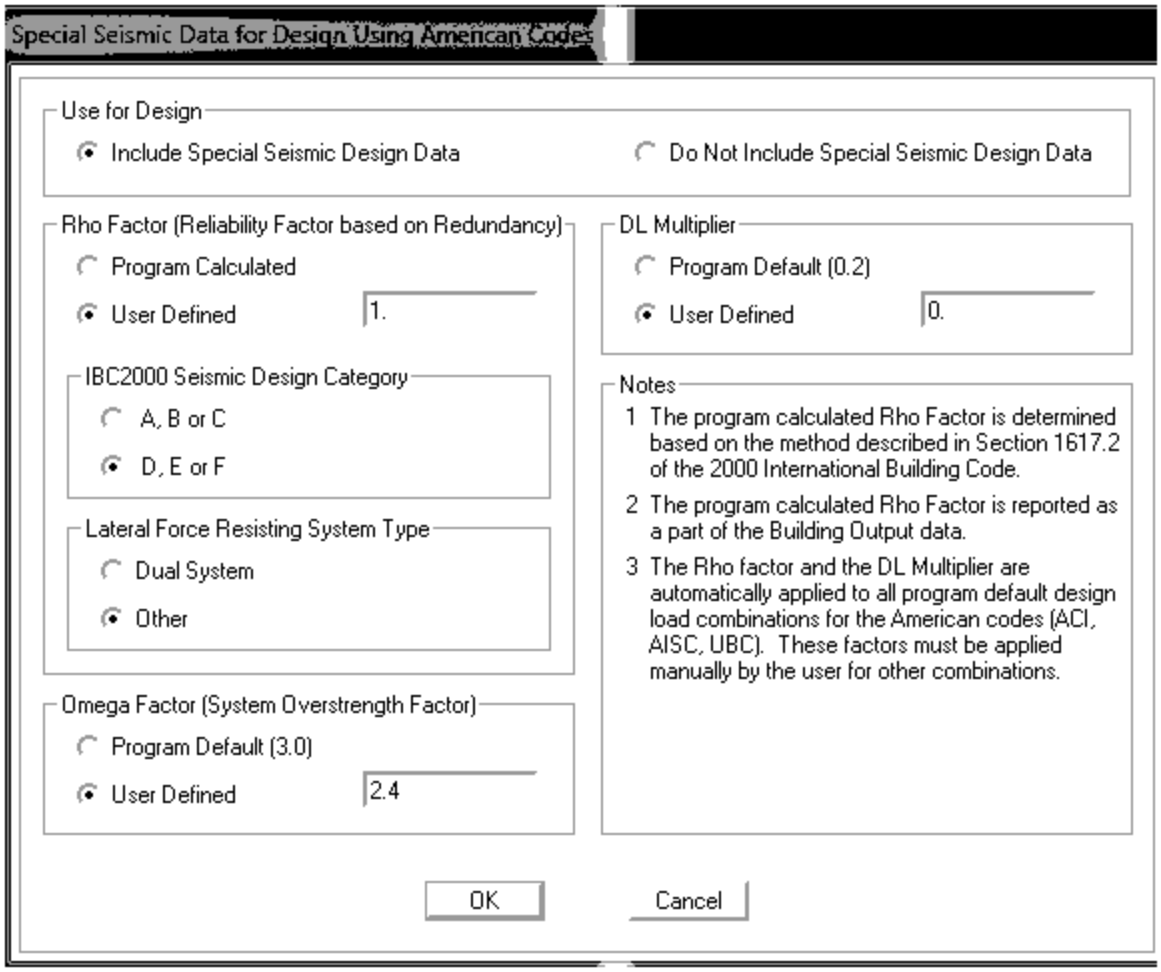
(حالات بار فاقد برون از مرکزیت اتفاقی) با ضریب 0.3 (ترکیبات مختلف مثبت و منفی) و حالت بار EZ با ضریب مثبت یک و 4 ترکیب بار دیگر مشابه 4 تای قبلی که بارهای زنده نیز به آنها اضافه شده باشد .

به این ترتیب تعداد ترکیب بارها به 43 ترکیب بار افزایش می یابد. در حالت تحلیل دینامیکی هم به شکلی نسبتاً مشابه ترکیب بارهای جدید ساخته میشود.

انجام تنظیمات طراحی لرزه ای

برای این کار باید به بخش ...Define /Special Seismic Load Effects مراجعه کنید. این تنظیمات برای طراحی با آیین نامه AISC-ASD89 دارای اهمیت نیست .این تنظیمات را بر اساس شکل زیر انجام دهید. در قسمت Omega Factor (System Overstrength Factor) باید ضریب اضافه مقاومت را برای طراحی سازه های فولادی بر اساس اعداد جدول 10-3-2 وارد نماییم. برای آنکه بین ضوابط مبحث دهم و آیین نامه AISC360 اختلاف وجود دارد جهت انطباق ضوابط این ضریب را نسبت به مبحث دهم 20 درصد بالاتر وارد کنید. مثلاً اگر این ضریب طبق مبحث دهم برابر 2 است آن را به برنامه 2.4 معرفی کنید. اگر سازه ترکیبی از چند سیستم سازه ای باشد یا باید در جهت اطمینان عدد بزرگتر را به برنامه معرفی کرد و یا اینکه بیش از یک فایل محاسباتی درست کنیم و در هر فایل تنظیمات مربوط به یکی از سیستمهای سازه ای را وارد کنیم و طراحی در هر فایل فقط برای آن سیستم سازه ای خاص انجام شود و در آخر برای اعضا پوش نتایج چند فایل در نظر گرفته شود (یعنی مقطع اعضا به گونه ای انتخاب میشوند که شرایط تمامی فایلها به طور همزمان برآورده شود .)

برای طراحی سازه فلزی با آیین نامه AISC-ASD89 و همچنین طراحی سازه بتنی این ضریب دارای اهمیت نیست. اگر برای برخی حالات خاص نیاز به غیر فعال کردن ضوابط طرح لرزه ای داشته باشیم (مانند طراحی قاب خمشی در سیستم دوگانه برای حالتی که برای 25 درصد نیروی زلزله طراحی میشود) میشود در قسمت بالای صفحه گزینه Do not Include Special Seismic Design Dataرا انتخاب نمود تا در طراحی سازه تنها ضوابط عادی آیین نامه ای رعایت گردد.



شروع به مدلسازی سازه

بعد از انجام تنظیمات کلی در منوی Define باید شروع به کار مدلسازی سازه نمایید. اصول مدلسازی نرم افزاری سازه در کتابهای مختلف مورد اشاره قرار گرفته است و در اینجا وارد این بحث نمیشویم. در اینجا فقط به برخی نکات کلی اشاره ای فهرست وار میشود :

1- مدلسازی را از اعضای خطی شروع نموده و به ترتیب ستونها ، تیرها و بادبندها (در صورت وجود) را ترسیم نمایید. در صورت تیپ بودن طبقات با هم میتوانید از گزینه های سمت راست صفحه قسمت پایین all , similar stories , one story) stories) برای سرعت بخشیدن به مدلسازی کمک بگیرید .

2- در مدلسازی اعضای خطی ، تیرها و ستونهای سازه بتنی را کلاً به صورت continuous(پیوسته) تعریف کنید. در مورد

تیرهای بتنی که به ستون متصل نمیشوند باید توجه نمود که اگر این تیرها به تیرهای اصلی با اتصال گیردار متصل شوند باعث ایجاد پیچش در تیر اصلی میشوند که باید تمهیدات لازم برای تحمل پیچش در این تیر (نظیر در نظر گرفتن ابعاد بزرگتر در تیر و اضافه کردن خاموتهای بسته پیچشی به خاموتهای برشی تیر) پیش بینی شود. اگر هم این اتصال برای جلوگیری از پیچش به صورت مفصلی تعریف میشود باید برای آن در نقشه دتایل مناسب برای عملکرد مفصلی پیش بینی شود (در این مورد در تاپیکهای مختلف از سایت بحث شده است). پیشنهاد میشود که فرض اول برای این تیرها اتصال گیردار باشد و در صورت تامین نشدن شرایطی معقول برای آن به گزینه دوم که تعریف مفصلی اتصال باشد مراجعه نمود. برای سازه های فلزی کلیه ستونها و تیرهایی که جزیی از قاب خمشی هستند را به صورت Continuous و بادبندها و تیرهایی که جزیی از سیستم قاب ساده میباشند را به صورت اتصال مفصلی (Pinned) معرفی نمایید. در مورد تیرهایی که جزیی از قابهای مهاربندی شده واگرا در حد شکلپذیری ویژه میباشند در صورتی که قطعه رابط تیر مستقیماً به ستون متصل میشود (همانند شکل بالای نشان داده شده در شکل 11-3-10 در مبحث دهم صفحه 400) اتصال تیر به ستون در این انتها باید به صورت گیردار معرفی شود. در مورد تیرهای مورب تصمیم به گیردار یا مفصلی تعریف کردن اتصال آن به ستون در حالتی که سیستم سازه ای در یک جهت قاب خمشی در جهت دیگر قاب مفصلی است به قضاوت مهندسی بستگی دارد. در این مورد باید توجه نمود که در صورت تعریف اتصال به صورت گیردار آیا دتایل مناسب برای این اتصال قابل تعریف است یا خیر. بهتر است در این گونه موارد بر اساس زاویه تیر با دو راستای اصلی تصمیم گرفته شود. اگر زاویه تیر با جهت خمشی کمتر از 45 درجه باشد اتصال گیردار برای آن احتمالاً مناسبتر خواهد بود و در غیر اینصورت بهتر است اتصال آن به ستون مفصلی باشد. تیرهای فلزی که به جای ستون به تیر اصلی متصل میشوند را باید در انتهایی که به تیر متصل میشوند به صورت مفصلی تعریف نماییم. اگر این تیر به صورت یک تیر در مورد تیرهای طره اگر تیر طره فاقد دستک باشد اتصال آن به ستون مفصلی و در غیر این صورت گیردار باید تعریف شود. تیرهای فرعی (در صورت موجود بودن) دارای اتصال مفصلی خواهند بود .

3- در صورت وجود دستک این دستک بهتر است به گره متصل شود (منظور از گره محل اتصال تیر به ستون میباشد). اتصال دستک به غیر از گره باعث ایجاد لنگر در ستون و بالا رفتن سایز ستون میشود .

4- تیرهای خورجینی در نرم افزار قابلیت مدلسازی را ندارد. علاوه بر آن این تیرها عملکرد مناسبی هم ندارند به همین جهت از استفاده از این سیستم سعی کنید که خودداری نمایید. برای طره ها که به دلایل مشکلات معماری به جای استفاده از دستک مجبور به اجرای تیر خورجینی هستید ، طراحی تیر خورجینی را به صورت دستی انجام دهید و در نرم افزار جهت پایدارسازی سازه از دستک استفاده کنید .

5- در انتخاب شکل بادبندها به محدودیتهای مبحث دهم در این مورد توجه کنید .به طور مثال برای بادبندهای هم محور فقط از نوع شورون (7 و 8) ، ضربدری و قطری و نوع K (فقط برای سازه های تا دو سقف) استفاده کنید. به دلیل ضوابط سختگیرانه آیین نامه بهتر است که از سیستم بادبندی شورون استفاده ننمایید .

5- برای مقاطع اعضا (در سازه فلزی) بهتر است از گزینه های Auto select List استفاده نمایید. بهتر است که در مراحل قبل سه لیست از مقاطع مناسب برای بادبندها ، تیرها و ستونها ساخته باشید و در هنگام ترسیم اعضا این مقاطع را به انها اختصاص دهید. در مورد مقاطع مناسب قبلاً در مراحل قبل راهنمایی شده است .

6- تیرهای فرعی (تیرچه ها) در سقفهای تیرچه بلوک و تیرچه کرومیت نیازی به ترسیم نیست. این تیرچه ها به صورت دستی باید خارج از برنامه طراحی شوند (در این مورد در قسمتهای بعدی راهنمایی خواهد شد). در مورد سقف کامپوزیت به دو روش میشود عمل کرد. در روش اول همانند سقفهای تیرچه بلوک و تیرچه کرومیت این تیرها مدل نمیشوند و طراحی آنها به صورت دستی خارج از برنامه انجام میشود. در روش دوم تیرها مدل میشوند و طراحی آنها در نرم افزار انجام میشود. بهتر است که از روش دوم استفاده شود. (در این صورت تیرهای فرعی در فواصلی در حدود حداکثر 12 برابر ضخامت دال سقف ترسیم میگردند. در مورد جهت تیرچه ها در مراحل قبلی راهنمایی شده است) .

7- در مورد مدلسازی و طراحی راه پله ها هم روشهای متفاوتی وجود دارد. یک روش مدلسازی آن به صورت دستی در خارج از برنامه است. در این حالت در برنامه واکنشهای ناشی از تیرهای راه پله به صورت بار نقطه ای به تیرها و ستونهای کنار باکس راه پله منتقل میگردد. در روش دوم راه پله نیز دقیقاً در همان جایی که در اجرا وجود دارد مدل و بارگذاری میشود و طراحی در برنامه انجام میشود. روش سومی که در اینجا من پیشنهاد میکنم و یک روش بینابینی است مدلسازی راه پله به صورت تصویر تیرهای آن در پلان طبقه است. یعنی به جای آنکه تیر در محل واقعی خود بین دو طبقه متوالی ترسیم شود تصویر آن بر روی سقف طبقات ترسیم و بارگذاری میگردد. دراین روش با توجه به اینکه طول تیر نسبت به مقدار واقعی آن کمتر خواهد بود بهتر است در بارگذاری و انتخاب مقاطع مناسب برای تیرهای مجموعه راه پله به صورت محافظه کارانه عمل شود و یا اینکه طراحی مجموعه تیرهای راه پله به صورت دستی هم انجام شود (در مورد طراحی تیرهای راه پله هم مطالب خوبی در انجمن سایت موجود است) .

8- در مورد تیرهای داخل دیوار برشی (در صورت وجود) بحثهای مختلفی وجود دارد که در سایت میتوانید پیگیری نمایید. این بحثها را توصیه مینمایم پیگیری نمایید. تیرهای داخل دیوار برشی را مدل نمایید و به آنها مقطع از نوع None اختصاص دهید .

9- بعد از مدلسازی اعضای خطی باید به مدلسازی سقفها بپردازید. در این مورد باید جهت توزیع بار را هم جهت با جهت تیرچه ها معرفی کنید. در سقف کامپوزیت اگر تیرهای فرعی را مدل کرده اید جهت توزیع بار را عمود بر راستای تیرهای فرعی در نظر بگیرید. در غیر این صورت این جهت باید هم جهت با تیرهای فرعی مدل نشده باشد. محل داکتها مثل داکت آسانسور هم به صورت opening باید مدل شوند .

10- در صورتی که بخشی از سازه در ترازی غیر از ترازهای طبقات قرار داشته باشد (به طور مثال تیرهای پله در حالتی که در مکان واقعی خود مدل شود) ، قبل از مدلسازی آنها باید در ترازهای مورد نظر ایجاد Reference Plane نمایید. برای این منظور میتوانید به منوی Edit/Edit Reference Planes رفته و ترازهای مورد نظر خود را اضافه نمایید .

11- بعد از مدلسازی سقفها باید به سراغ مدلسازی دیوارهای برشی (در صورت وجود برویم). نکات مربوط به ترسیم دیوارها در منابع مختلف ذکر شده است. در صورت وجود دیوار سوراخ (در و پنجره) در دیوار برشی آنها نیز باید در مدل در نظر گرفته شوند .

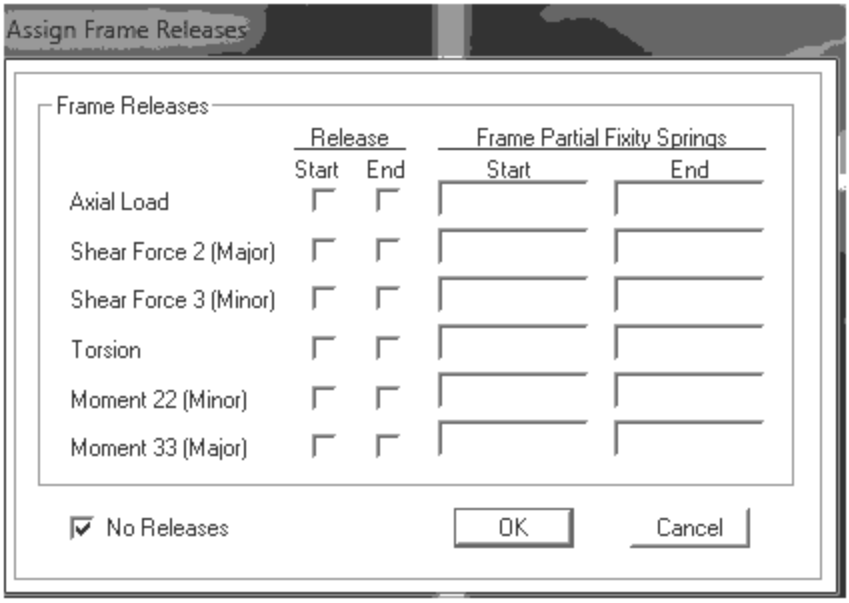
12- همانطور که در قسمتهای قبل هم اشاره شده است اگر خرپشته وزنی کمتر از 25درصد وزن بام است بهتر است که خرپشته مدل نشود و بار ناشی از آن به صورت بار نقطه ای به ستونهای طبقه پایین آن اعمال گردد.

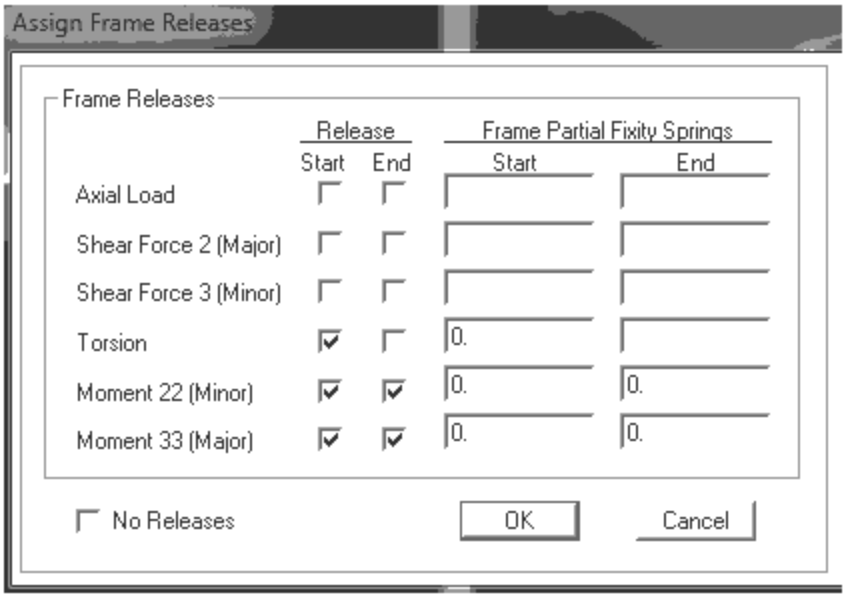
تعریف شرایط تکیه گاهی برای اتصال ستونها به پی

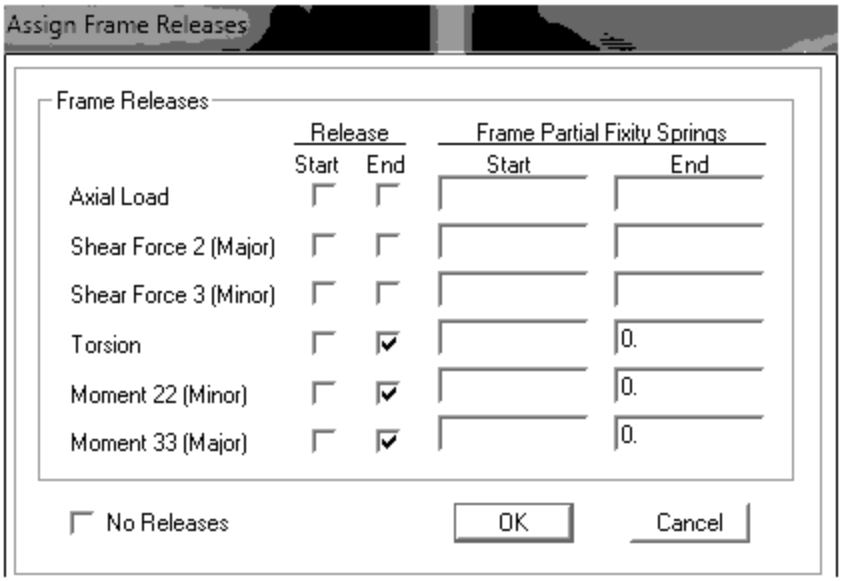
در مورد نوع اتصال ستونها به پی بحثهای مختلفی وجود دارد که در سایت نیز در دسترس است. اما به نظر میرسد که اتصال ستونها به پی در اکثریت موارد به صورت گیردار است. به همین جهت جدا از اینکه سازه بتنی است یا فولادی و نوع سیستم سازه ای چه باشد باید با مراجعه به قسمت Assign/Joint/point/Restraints (Supports)... تمام درجات آزادی شش گانه را تیک زد.

تغییر در شرایط انتهایی اعضا در صورت لزوم

در صورتی که اتصال برخی از اعضا (به صورت دو سر پیوسته و یا دو سر مفصل) در هنگام ترسیم با آنچه مطلوب ماست متفاوت باشد باید در این مرحله این شرایط به حالت مطلوب تغییر یابد. برای این منظور باید به قسمت Assign/Frame/Line/Frame releases/Partial Fixity... مراجعه نموده و به شکل مورد نظر شرایط را تعریف نمود. در شکلهای ضمیمه این شرایط برای به ترتیب حالات دوسرگیردار ، دو سر مفصل ، ابتدای مفصلی و انتهای گیردار و ابتدای گیردار و انتهای مفصلی نمایش داده شده اند. توجه کنید که شرایط آزادی پیچشی فقط در یکی از دو انتها به طور دلخواه قابل تعریف است.


Assign Frame Releases
Frame Releases
Release
Start
End
Frame Partial Fixity Springs
Start
End
Axial Load
Shear Force 2 (Major)
Shear Force 3 (Minor)
Torsion
Moment 22 (Minor)
Moment 33 (Major)
No Releases
OK
Cancel


Assign Frame Releases
Frame Releases
Release
Start
End
Frame Partial Fixity Springs
Start
End
Axial Load
Shear Force 2 (Major)
Shear Force 3 (Minor)
Torsion
0.
Moment 22 (Minor)
0.
0.
Moment 33 (Major)
0.
0.
No Releases
OK
Cancel



تغییر در نحوه قرارگیری محورهای اصلی اعضا

در هنگام ترسیم اعضای خطی و صفحه ای نحوه قرارگیری آنها (به طور مثال اینکه بال آنها موازی کدام راستا باشد) قابل تعیین است. در این مرحله در صورت لزوم این پیش فرضهای ترسیمی برای اعضای خطی و صفحه ای قابل تغییر است .برای تغییر محورها برای اعضای خطی به قسمت Assign/Frame/Line/Local Axes و برای اعضای صفحه ای باید به قسمت Assign/Shell/Area/Local Axesمراجعه نماییم. در این مورد باید توجه کنیم که محورهای اعضای خطی در نرم افزار به صورت محورهای 1 و 2 و 3 نمایش داده میشود. محور 1 در راستای طولی عضو ، محور 2 به موازی جهت عمودی مقطع عضو (به طور مثال در مقاطع I شکل موازی جان آنها) و محور 3 موازی راستای افقی عضو (به طور مثال در مقاطع I شکل موازی بال آنها) میباشد. به بیان دیگر محورهای 2 و 3 را میشود به ترتیب با راستاهای معمول y و x جایگزین کرد. در مورد ستونها باید توجه کرد که منظور از محور اصلی آنها محور 2 آنها میباشد و نه محور 3 .

در مورد دیوارهای برشی محور 1 موازی راستای افقی دیوار و در صفحه دیوار ، محور دو در راستای محور Z و محور 3 آن عمود بر صفحه دیوار است .

محورهای 1 و 2 و 3 در نرم افزار به ترتیب با رنگهای قرمز ، آبی و سفید نمایش داده میشوند.

تعریف نواحی گیرداری انتهایی اعضا

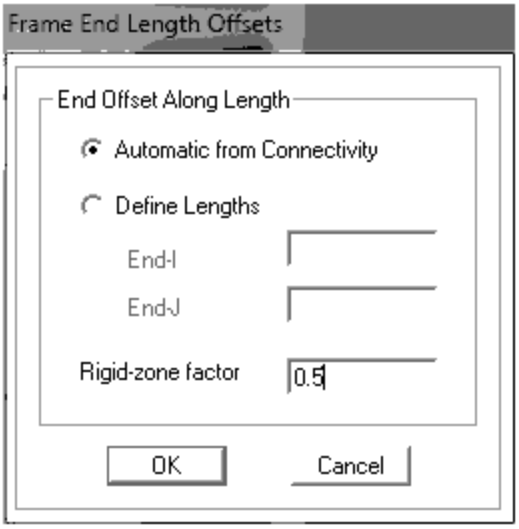
یکی از نکات مهم، معرفی نواحی گیرداری است. این مساله به این دلیل است که طول واقعی اعضا یا همان طول آزاد اعضا نسبت به طول محور تا محور اندکی کمتر است و این مساله بر روی نتایج آنالیز و طراحی تاثیرگذار است. برای تعریف این نواحی باید ضمن انتخاب عضو یا اعضای مورد نظر به قسمت Assign/Frame/Line/End (Length) Offsetsمراجعه نماییم .در این قسمت به دو شکل میشود این نواحی را تعریف کرد. روش پیش فرض استفاده از روش اتوماتیک (Automatic From Connectivity) است .این روش فقط برای تیرهای متصل به ستونها و ستونها قابل استفاده است. برای بادبندها و اتصال تیرها به تیرها این گزینه قابل به نتیجه ای منجر نخواهد شد. در تیرها در هر یک از دو انتها به اندازه نصف بعد ستون در راستای تیر از طول عضو کاسته میشود و برای ستونها نیز در انتهای آنها به اندازه ارتفاع بلندترین تیر متصل به آنها ناحیه گیرداری لحاظ میشود. این گزینه برای بادبندها و تیرهای فولادی که جزیی از قاب خمشی هستند مناسب نیستند. برای اینها میشود از گزینه دوم یعنی Define Lengths استفاده کرد. در این حالت خود کاربر باید این طولها را بر اساس قضاوت مهندسی تعیین و به نرم افزار معرفی نماید. برای بادبندها علاوه بر طولی که به خاطر ضخامت تیر یا ستونی که به آن متصل میشود کاسته میشود بخشی از ورق اتصال هم به عنوان ناحیه گیرداری قابل فرض است. هر چند بنا بر حساسیت عضو بادبند شاید بهتر باشد که این ناحیه در جهت اطمینان به عنوان ناحیه گیرداری محسوب نشود (در صورت محسوب شدن از طول بادبند جهت محاسبه مقدار لاغری عضو کاسته میشود). در مورد تیرهای فولادی با اتصال گیردار در قابهای خمشی باید به بند 10-3-8-1-2-1ب محل مفصل پلاستیک در تیرها باید نسبت به لبه ستون فاصله حداقل نصف ارتفاع تیر و حداکثر تمام ارتفاع تیر باشد. این ناحیه تا محل آکس ستون باید به صورت ناحیه صلب معرفی شود. چون مقطع تیر و ستون در ابتدای طراحی مشخص نیست مقدار این طول گیرداری باید بر اساس قضاوت مهندسی و حدس اولیه تعیین شود. بعد از طراحی سازه و مشخص شدن مقاطع تیر و ستون باید مقدار دقیق آن به سازه تعریف و دوباره سازه طبق اطلاعات اصلاح شده طرحی مجدد شود. به طور مثال اگر بعد ستون به موازات تیر 30سانتیمتر باشد و ارتفاع تیر 24 سانتیمتر باشد این طول باید مقداری بین 27تا 42 سانتیمتر به نرم افزار معرفی شود. بهتر است برای شروع عددی به همه این تیرها اختصاص داده شود و بعداً در یک فرآیند سعی و خطا این اعداد اصلاح و واقعی شوند. در قسمت-Rigid zone Factorهم باید عددی به عنوان میزان گیرداری این ناحیه معرفی شود. این عدد 0.5 توصیه میشود. بر اساس منوال نرم افزار این عدد فقط در محاسبات مربوط به تغییر شکل خمشی و برشی عضو تاثیر دارد و در محاسبات تنش و همچنین تغییر شکلهای محوری و پیچشی تاثیری ندارد. با تعریف عدد 0.5 از کل طولی که به عنوان ناحیه گیرداری معرفی میشود 50 درصد آن به طول گیردار در نظر گرفته میشود و از کل طول تیر جهت محاسبات سختی برشی و خمشی عضو در محاسبات تغییر شکل کاسته

میشود. عدد 1 به معنی گیرداری کامل و عدد 0 به معنی عدم گیرداری است. این گزینه فقط برای حالتی قابل استفاده است که گزینه Define Lengthsتیک زده شده باشد و برای حالت محاسبه اتوماتیک کاربردی ندارد. توضیحات زیر هم به نقل از منوال نرم افزار در این مورد قابل توجه است :

Rigid zone factor

If the Define Lengths check box is checked and you want to specify a rigid zone for the frame element, enter a value between 0 and 1 in the rigid zone factor edit box. The rigid-zone factor specifies the fraction of each end offset assumed to be rigid for bending and shear deformations. When a fraction of the end offset is specified rigid, the outside portion of the end offset is assumed rigid, that is, the portion at the end of the frame member. By default ETABS assumes the rigid end factor to be zero, that is, the end offsets are fully flexible and they have the same frame section properties as are assigned to the rest of the member.

The rigid zones of the end offsets never affect axial and torsional deformations. The full element length is always assumed to be flexible for those deformations



اختصاص دیافراگم صلب یا انعطاف پذیر به سقفها

با توجه به سختی قابل توجه سقفها عموماً میشود آنها را به صورت جسمی صلب در نظر گرفت. ضوابط مربوط به دیافراگمها در بند 6-7-2-7 مبحث ششم ذکر شده است. به طور خاص ضابطه صلب یا انعطافپذیر بودن سقف در بند 6-7-2-7-4 مبحث ششم ذکر شده است. در پیوست 6 از آیین نامه 2800 هم به طور مفصل در این مورد بحث شده است. در کتابهای مختلف از جمله کتاب اصول مهندسی زلزله کاربردی نوشته مهندس نوید سیاه پلو هم به این موضوع پرداخته شده است و یک مثال کاربردی هم در آن وجود دارد که میتواند مفید باشد. با نرم افزار ETABS هم این قابلیت برای کنترل صلبیت یا عدم صلبیت سقف وجود دارد (در آینده سعی میشود که با مثال این مساله توضیح داده شود). به هر حال اگر سقف بتنی ابعاد کوچکی در طول و عرض خود نداشته باشد و یا گشایشهای بزرگ و متوالی در آن وجود نداشته باشد میشود به صلبیت آن اطمینان کرد و در نرم افزار از گزینه دیافراگم صلب (Rigid)استفاده نمود. در غیر این صورت باید از گزینه صلب انعطاف پذیر (Semi Rigid) استفاده کرد. در حالت اول کل نیروی زلزله به مرکز جرم طبقه منتقل شده و به نسبت سختی بین عناصر مقاوم توزیع میشود و در حالت دوم نیرو به نسبت جرم بین نقاط مختلف سقف توزیع شده و از آنجا این نیرو با آنالیز سختی عناصر مختلف و با در نظر گرفتن اینکه دیگر سقف صلب نیست بین عناصر مقاوم مختلف توزیع میشود .

برای معرفی دیافراگم صلب یا غیرصلب عناصر سطحی در هر طبقه را انتخاب نمایید و به قسمت Assign/Shell/Area/Diaphragmsبروید. به طور پیش فرض یک دیافراگم صلب به نام D1 وجود دارد و میتوانید از آن برای تمام طبقات استفاده کنید. تنها در موارد زیر لازم است که علاوه بر دیافراگم صلب D1 دیافراگم صلب دیگری تعریف نمایید :

1- وجود درز انقطاع در ساختمان که باعث عدم پیوستگی بین سقفها در یک طبقه میشود. در این حالت باید هر قسمت از سقفها به یک دیافراگم صلب اختصاص داده شود (البته به شرط آنکه کل سازه در یک فایل مدلسازی شود.معمولاً در این حالت برای تکه از سازه یک فایل جداگانه تهیه میشود)

2- وجود اختلاف تراز در طبقه به گونه ای که بین بخشهای مختلف سقف در ترازها مختلف ایجاد عدم پیوستگی نماید .

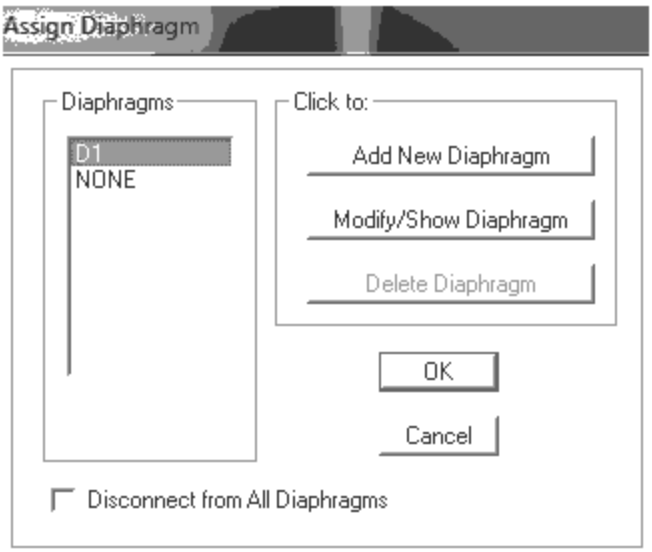
3- هر مورد دیگری که باعث عدم پیوستگی بخشهای مختلف سقف از هم بشود .

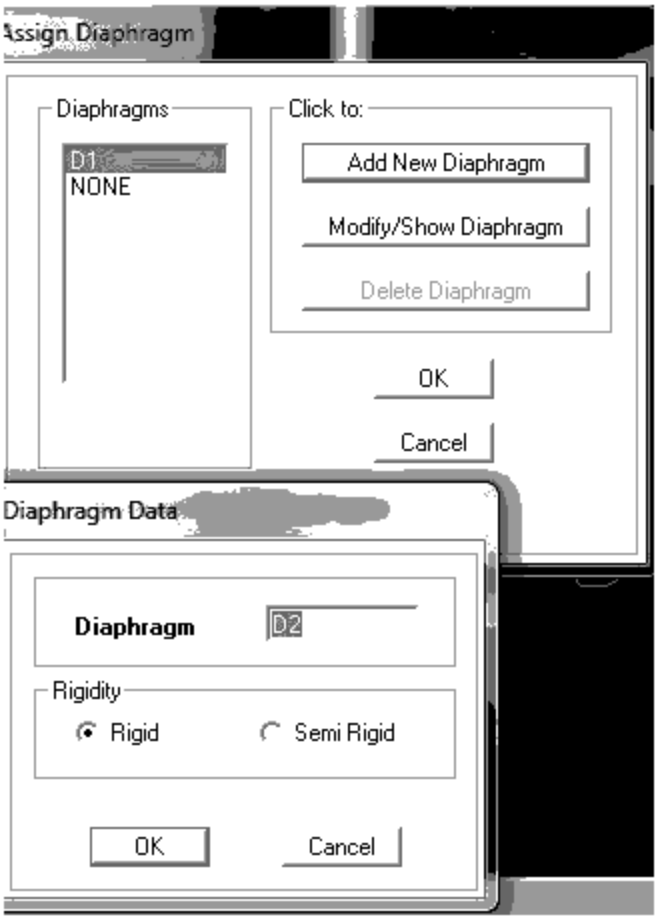
نکته مهم : در صورتی که در سازه از بادبندهای برونمحور (EBF) استفاده شده باشد با توجه به اینکه در طراحی تیرهای متصل به این بادبندها باید نیروی محوری ناشی از زلزله دیده شود و در صورت در نظر گرفتن سقف صلب این مساله نادیده گرفته میشود باید به نکات زیر در این زمینه توجه شود :

1- پاتلهایی که مستقیماً متصل به تیر قلب بادبندی برون محور هستند نباید جزیی از دیافراگم صلب تعریف شوند .

2- المانی که به سقف این پاتلها اختصاص داده میشود باید با بقیه متفاوت باشد. برای این المانها باید یک عنصر سطحی با ضخامتی نزدیک به صفر وارد شود (عدد صفر مورد قبول قرار نمیگیرد)

3- چون وزن این پاتل به درستی محاسبه میشود و این وزن تقریباً صفر فرض میشود وزن ناشی از دال سقف باید به وزن مرده سقف به صورت دستی بعداً در هنگام بارگذاری اضافه شود.





تغییر در مقاطع اعضا در صورت لزوم

در همان مرحله ترسیم اعضای خطی و صفحه ای میشود مقاطع آنها را تعیین کرد .در صورتی که مقطع اولیه اختصاص داده شده به برخی از آنها مطلوب ما نباشد میشود در این مرحله با مراجعه قسمت Assign/Frame/Line/Frame Section مقطع اعضای خطی (تیر ، ستون و بادبند) و با مراجعه به قسمت ...Assign/Shell/Area/Wall/Slab/Deck Sectionمقطع المانهای سقف و دیوار را تغییر داد.

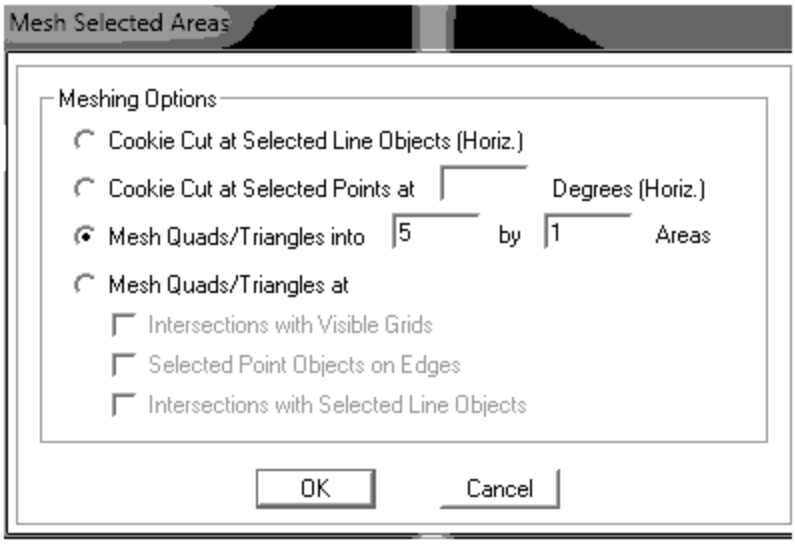
مش بندی المانهای تشکیل دهنده دیوارهای برشی

در صورت وجود دیوار برشی در سازه این المانها باید به نحو مناسبی جهت رسیدن به جوابهای معقول مشبندی شوند. مشبندی المانهای دیوار با مراجعه به قسمت Edit/Mesh Areasامکانپذیر است. برای مشبندی اولیه دیوارهایی که دارای گشایش ناشی

از در یا پنجره هستند در محل تقاطع گوشه های سوارخ و دیوار به قسمت Edit/Mesh Walls for Opening مراجعه نمایید .

در مشبندی دیوارهایی که حاوی سوراخ نیستند استفاده از همان گزینه اول مناسب خواهد بود. در این دبوارها بهتر است که مشبندی تنها در جهت عرضی دیوار انجام شود و در راستای ارتفاع دیوار مش بندی لزومی ندارد. هر چقدر تعداد المانهای بیشتر شود دقت محاسبات بیشتر خواهد شد. به طور مثال در شکل اول این مش بندی به صورت 5 قسمت در راستای طولی و یک قسمت در راستای ارتفاع نمایش داده شده است. در مورد دیوارهایی که دارای گشایش هستند بعد از یک بار مش بندی از طریق منوی Edit/Mesh Walls for Openingدر صورت لزوم و بزرگ بودن المانهای به دست آمده باز هم باید دوباره مشبندی را از طریق منوی اولی یعنی قسمت Edit/Mesh Areas انجام دهیم. باید توجه نمایید که در نرم افزار تنها تغییر شکلهای برشی دیده میشود و از اثرات تغییر شکلهای خمشی صرفنظر میشود. اگر نسبت طول به عرض المان دیوار از سه بیشتر باشد تغییر شکل خمشی غالب خواهد بود و باید تقسیم بندی ادامه یابد. برای قسمتهایی از دیوار که در بالا و پایین در و پنجره قرار میگیرند (اصطلاحاً تیر همبند یا SPANDREL) تقسیم بندی در طول قطعه و برای بقیه قطعات تقسیم بندی در ارتفاع باید انجام شود. این تقسیم بندی باید به گونه ای انجام شود که نسبت بعد بزرگ به کوچک المان از سه کوچکتر شود. در تیرهای همبند نسبت طول به ارتفاع المان باید از سه کمتر شود و در قسمتهای دیگر دیوار سوراخدار نسبت ارتفاع به عرض المان دیورا باید از سه کمتر شود .

بعد از مش بندی دیوارها یک سری نقاط در تراز فونداسیون ایجاد میشوند که این نقاط باید همانند بقیه نقاط در این تراز با مراجعه به قسمت ....Assign/Joint/Point/Restraint (Supports) مقید شوند. تکیه گاهی که اینجا تعریف میشود به صورت گیردار کامل باید تعریف شود (تعریف این تکیه گاه به صورت مفصلی هم معمولاً در نتایج نرم افزار باعث تغییر قابل ملاحظه نسبت به حالت قبل نخواهد شد.)



تعریف Pier و Spandrel برای دیوارهای برشی و المانهای خطی متصل به آنها

این بخش مربوط به سازه های دارای دیوار برشی است و شامل بقیه سازه ها نمیشود. در این مورد هم در کتابهای مختلف به صورت مفصل بحث شده است .المانهای سطحی دیوار برشی و ستونهای متصل به آنها و همچنین تیرهای متصل به دیوار برشی (در صورت وجود) باید به صورت Pier و Spandrel نامگذاری شوند .البته در هنگام ترسیم آنها امکان نامگذاری خودکار آنها وجود دارد .

اختصاص Pier برای المانهای سطحی دیوار از طریق منوی ... Assign/Shell/Area/Pier Label و اختصای آن برای عناصر خطی (ستونهای متصل به دیوار برشی) از طریق منوی ...Assign/Frame/Line/Pier Label امکانپذیر است. برای تیرهای همبند هم باید گزینه Spandrel تعریف شود. بخش سطحی آنها از طریق منوی ...Assign/Shell/Area/Spandrel Labelو برای بخش خطی آن (تیری که در تراز طبقه قرار دارد البته در صورت وجود) از طریق منوی

Assign/Frame/Line/Spandrel Labelاین کار امکانپذیر است. نکات دیگری که در این زمینه قابل ذکر است به شرح زیر است :

1- این اسم گذاری ربطی به نتایج انالیز نرم افزار ندارد و این اسم گذاری روشی است برای مشاهده نتایج طراحی نرم افزار . عدم نامگذاری تمام یا بخشی از سیستم دیوار برشی باعث عدم طراحی آن قسمتها توسط نرم افزار میشود. پس بر این اساس برای مشاهده نتایج طراحی باید این نامگذاری را انجام دهیم

2- هر جز از سیستم میتواند یک بار به عنوان Pier و یک بار دیگر به عنوان Spandrelنامگذاری شود. اما معمولاً نامگذاری تیرهای همبند (قسمت های بالا و پایین سوراخها در دیوار برشی) به عنوان Spandrel و قسمتهای دگر به عنوان Pier کفایت میکند .در واقع Spandrel برای اجزایی است که عملکرد تیری در آنها غالب است و Pier برای اجزای دیگری است که عملکرد ستونی در آنها غالب است .

3- در هر دهانه بهتر است که ستون های دو سمت دیوار با خود دیوار نامی مشابه به عنوان Pier داشته باشند. ستونهایی که محل تقاطع حداقل دو دیوار برشی هستند را میتوان به دلخواه به نام یکی از این چند دیوار نامگذاری کرد .

4- در هر دهانه مشابهت نامگذاری عناصر Pier در طبقات مختلف اشکالی ایجاد نخواهد کرد. اما اگر به دلیل وجود سوراخ در دیوار مقطع دیوار در ارتفاع یک طبقه متغیر باشد بهتر است برای رسیدن به جوابهای مناسب طراحی در ارتفاع طبقه برای هر قسمت نامی مجزا انتخاب شود. همچنین بهتر است که نام دو جزء دیوار در دو سمت راست و چپ یک سوراخ متفاوت باشد و تا برای هر یک از این دو بخش نتایج طراحی به صورت جداگانه توسط نرم افزار گزارش شود. در کل باید توجه کرد که در دیوارهای دارای سوراخ در ارتفاع آن طبقه قسمتی از دیوار به عنوان Pier بحرانی تر است که مجاور سوراخ با عرض بیشتری باشد (یا به بیان دیگر عرض مقطع خالص آن قسمت کمتر از قسمتها دیگر در آن طبقه باشد)

5- در صورتی که در دهانه های مجاور دیوار برشی به گونه ای قرار گیرد که عملاً آن دیوارها با هم یکپارچه باشند میشود که نامگذاری یکسانی برای آنها به عنوان Pier انجام شود اما برا آنکه بشود نتایج طراحی را راحتتر برای هر بخش به دست آورد بهتر است که برای هر دهانه نامگذاری مجزایی انجام شود.

بارگذاری سازه

مرحله مهم دیگری که قبل از آنالیز مدل باید انجام شود بارگذاری سازه میباشد. در این زمینه معمولاً انجام دو مرحله بارگذاری مرده و زنده کفایت خواهد کرد. بارهای زلزله نیز که به صورت خودکار توسط نرم افزار اعمال میشود. در این زمینه نیز در مراجع مختلف به صورت مفصل بحث شده است. برخی نکات مهم در این زمینه را در اینجا اشاره میکنم :

1- بارهای گسترده زنده و مرده که به سقف وارد میشوند باید پس از انتخاب المانهای سقف مورد نظر از طریق منوی Assign/Shell/Area Loads/Uniformدر پنجره ای که باز میشود قابل اعمال است (همانند شکل اول[3]). در این زمینه توجه

[3]- شکلهای مورد اشاره در این بخش در انتهای این بخش قابل مشاهده هستند.

کیند که اگر قبلاً باری عناصر وارد کرده اید و میخواهید بار جدیدی را به بار قبلی اضافه کنید باید از گزینه Add to Existing Loadsاستفاده کنید .اگر میخواهید بار جدید جایگزین بار قبلی شود گزینه Replace Existing Load را انتخاب کنید و اگر میخواهید بار موجود بر عنصر مورد (تنها در همان حالت بارگذاری) پاک شود گزینه Delete Existing Load را تیک بزنید.

جهت پیش فرض بارها Gravity است که به این ترتیب برای بارها باید عدد مثبت را اعمال کنید. در اعمال بارها به واحد برنامه که در قسمت بالا سمت راست پنجره قابل تغییر است هم توجه کنید .

2- در اعمال مرده به سقفها توجه کنید که وزن دال سقف و تیرهای فرعی (در صورت مدلسازی) و بقیه عناصر اسکلت سازه توسط خود برنامه محاسبه میشود و اگر در ابتدای پروژه وزن سقف را با احتساب این عناصر محاسبه کرده اید در این بخش حتماً باید وزن اجزای مذکور را کم کرده و سپس به برنامه معرفی کنید. در مورد سقفهای تیرچه بلوک و تیرچه کرومیت هم همین مساله وجود دارد .البته در این حالت دیگر وزن بلوکهای بین تیرچه ها نباید کاسته شود و وزن این بلوکها باید به سقف اعمال شود. در حالت استفاده از سقف کامپوزیت بار مرده گروه یک همان وزن دال سقف به همراه تیرهای فرعی خواهد بود که خود برنامه محاسبه میکند و دیگر نیازی به اضافه کردن باری به عنوان بار مرده گروه یک (برای حالت بار Dead) نیست. البته اگر تیرهای فرعی مدل نشده اند باید وزن متر مربع تیرها را اضافه کنیم. در مورد پنلهای مجاور بادبندهای با سیستم برون محور در سطح شکلپذیری ویژه قبلاً توضیحاتی داده شده است که باید در اینجا برای بارگذاری این پنلها مورد نظر قرار گیرد. در تیرهای کامپوزیت معمولاً فقط اعمال مرده گروه دو در حالت بار SD (از نوع Super Dead) کفایت میکند. برای سقف غیرکامپوزیت حالت بار فوق وجود ندارد و کلیه بارهای مرده سقف در حالت بار Dead اعمال میشود .

3- در اعمال بار زنده باید توجه کرد که بار زنده هر پنل جزو کدام حالت بار زنده تعریف شده است. به طور مثال برای سقفهای طبقات مسکونی این بار زنده چون قابلیت کاهش سربار زنده را دارد باید در حالت بار RL (از نوع Reducible Live) تعریف شود. برای سقف بام چون این مساله مجاز نیست باید بار زنده را در حالت بار Live (از نوع Live و بدون قابلیت کاهش سربار) اختصاص داد .

4- توجه نمایید که بخشی از بار مرده گسترده سقف مربوط به بار معادل تیغه ها میباشد .

5- اگر در سقف داکتهای برای نورگیر یا آسانسور دارید و آنها را به صورت opening مدل کرده اید از اعمال بار بر این المانها خودداری نمایید. در صورت اعمال بار بر این المانها توسط نرم افزار در هنگام آنالیز سازه یک پیام اخطار (Warning) داده خواهد شد .

6- بارگذاری مربوط به بار دیوارهای پیرامونی از طریق منوی ...Assign/Frame/Line Loads/Distributed امکانپذیر است. در این حالت پنجره ای مشابه شکل ضمیمه (شکل دوم) ظاهر خواهد شد. بار ناشی از دیوارها به صورت یک بار گسترده یکنواخت خطی در قسمت پایین صفحه در قسمت Uniform Load قابل اعمال است .اگر بار دیوار یکنخواخت نباشد و یا به تمام طول دیوار وارد نشده باشد باید از گزینه های قسمت بالای آن یعنی قسمت Trapezoidel Loads قابل اعمال است. وزن دیوار در هر متر طول هم از ضرب وزن متر مربع دیوار در ارتفاع دیوار به دست می آید. در اینجا باید توجه کرد که دو ارتفاع قابل در نظر گرفتن است. یکی کل ارتفاع طبقه (ارتفاع کف تا کف) که شامل ضخامت سقف هم میشود و دیگری ارتفاع آزاد طبقه (که شامل ضخامت سقف نمیشود) . دیوارهای پیرامونی تا زیر سقف ادامه می یابند اما قسمتی از اجزای دیوار (مثل سنگ نما) در بخش ضخامت سقف هم ادامه دارد. به همین جهت بهتر است ارتفاعی که در نظر گرفته میشود اندکی بیشتر از ارتفاع آزاد کف تا سقف در نظر گرفته شود .این بار با توجه به اینکه در جهت Gravity است باید مثبت وارد شود .

7- در مورد اعمال بار دیوارهای پیرامونی باید توجه کرد مقدار این بار در بام که تنها شامل وزن جانپناه است با بقیه طبقات متفاوت است. همچنین باید توجه کرد که دیوارهای سمت نما و غیرنما وزنهای متفاوتی دارند. اما میشود با توجه به اینکه قسمت نما دارای درصد قابل ملاحظه ای در و پنجره است در جهت اطمینان از کاهش وزن دیوار به خاطر این گشایشها صرفنظر کرد و در عوض وزن آنها را مشابه دیوارهای سمت غیرنما که سبکترند در نظر گرفت .

8- اعمال بار دیوارها باید به بار ناشی از دیوارهای پیرامون راه پله هم توجه کرد. بار این دیوارها هم مشابه دیوارهای پیرامونی قابل اعمال است .

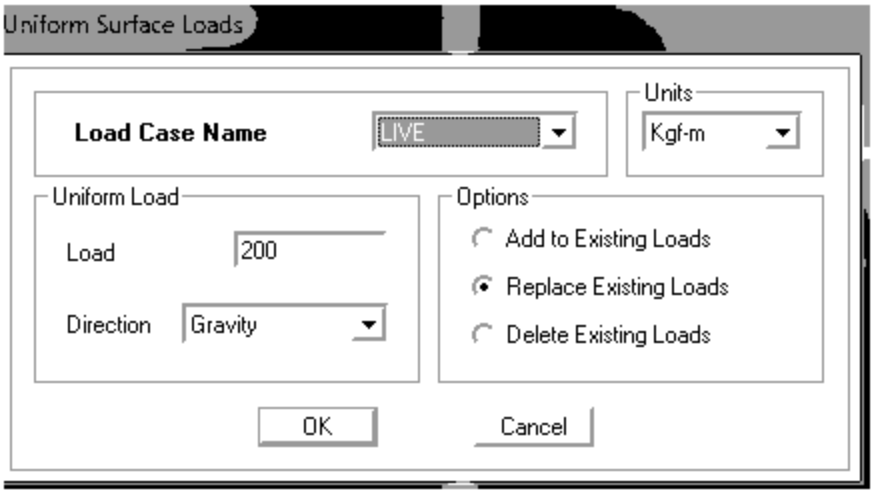
9- در صورت وجود دیوار برشی در سازه وزن ناشی از این دیوارها به صورت خودکار توسط برنامه محاسبه میشود و نیازی به اعمال بار دیوار به تیرها در قسمتهایی که دیوار برشی وجود دارد نیست .

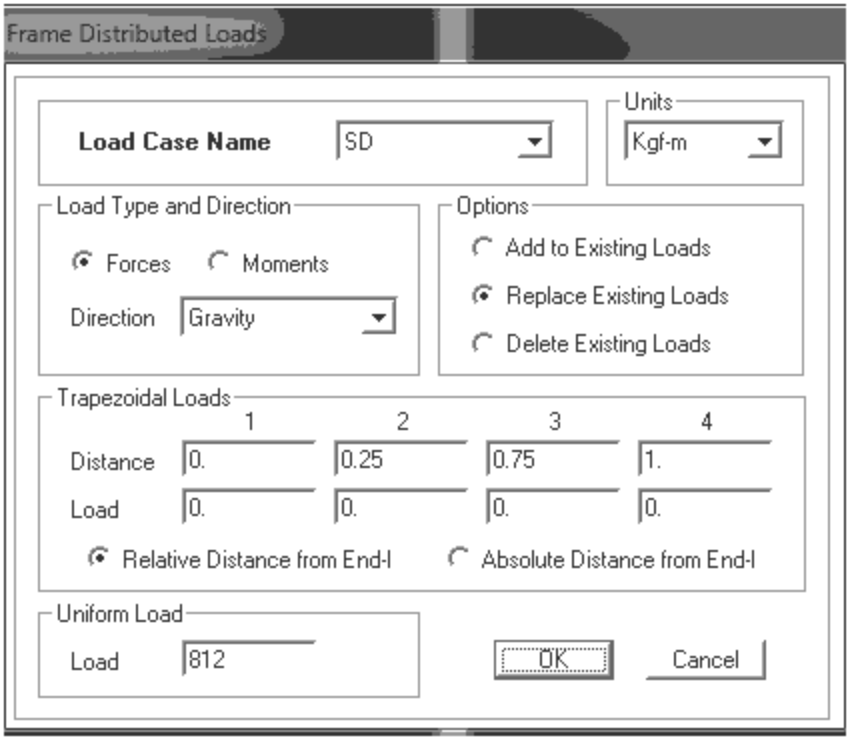
10- در طبقه بام در حالت بار Addmass که از نوع Other تعریف شده است فقط جهت اصلاح جرم طبقه بام باید نصف وزن دیوارهای طبقه پایین به صورت بار گسترده خطی به تیرهای پیرامونی بام و نصف وزن معادل تیغه ها در طبقه زیر بام به صورت بار گسترده سطحی به المانهای سقف در بام اعمال شود .

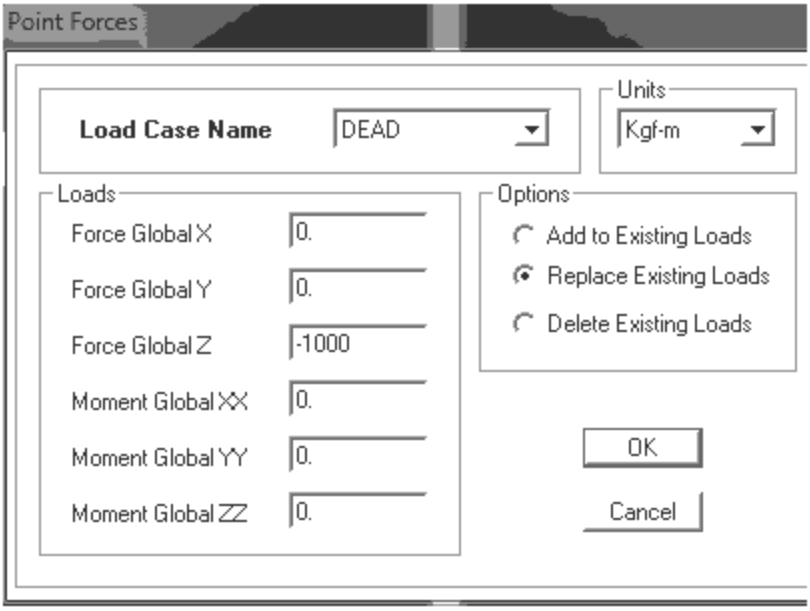
11- چون خرپشته را مدل نمیکنیم وزن این طبقه را باید محاسبه کرده و با توجه به سطح بارگیر به صورت بارهایی نقطه ای در جهت محور Z (با علامت منفی) به نقاط انتهایی ستونهای طبقه بام در محلی ستونها به سمت خرپشته دیگر مدل نشده اند و قطع شده اند اعمال شوند. برای اعمال این بار باید نقاط انتهایی این ستونها انتخاب شده و به قسمت Assign/Joint/Point

Loads/Forces... مراجعه نمایید و بار متمرکز مورد نظر را در قسمت Force Global Z با علامت منفی اعمال کنید (توجه کنید که در اینجا جهت مثبت محور Z رو به بالا است و نه پایین و باید بار با علامت منفی اعمال شود). این کار باید برای تمام حالات بارگذاری ثقلی و برای هر یک از این نقاط تکرار شود. (شکل سوم)

12- اگر بارهای خاص دیگری هم به سازه وارد شده باشد که در قسمتهای قبل به آن اشاره نشده باشد باید در بارگذاری مد نظر داشت. مثلاً اگر قسمتی از سازه به دلایلی در مدل دیده نشده است بار آن باید به شکلی به نرم افزار معرفی شود. (همانند قسمت خرپشته که مدل نشده است و روش اعمال بار آن در قسمت قبل توضیح داده شد.)







تنظیمات آنالیز سازه

یکی از کارهایی که قبل از اقدام به آنالیز سازه باید انجام شود تنظیمات خاصی است که در منوی Analysis/Set Analysisi

Optionاست (شکل ضمیمه اول[4]) . در قسمت بالای صفحه ای که ظاهر میشود 4 گزینه مختلف وجود دارد که از بین این 4 گزینه ، با توجه به اینکه سازه به صورت سه بعدی مدل شده است گزینه اول (Full 3d) انتخاب میشود. در قسمت پایین آن گزینه Dynamic Analysisوجود دارد. این گزینه ویژه روش تحلیل دینامیکی سازه است. اما برای روش تحلیل استاتیکی هم بهتر است که این گزینه تیک زده شود. در صورت تیک زدن آن میشود زمان تناوب اصلی سازه به روش تحلیلی برای هر یک از دو جهت اصلی سازه استخراج شود و با زمانهای تناوب تجربی سازه که در هنگام محاسبه ضریب زلزله به صورت دستی از یکی از سه رابطه تجربی اریه شده در مبحث ششم (روابط 6-7-6 تا 6-7-8) مقایسه شود. در تبصره 1 بند 6-7-2-5-6 مبحث ششم استفاده از زمان تناوب تحلیلی مجاز دانسته شده است با این شرط که این زمان تناوب از مقدار تجربی بیش از 1.25 برابر نباشد. در هنگام محاسبه ضریب زلزله با توجه به نامشخص بودن زمان تناوب تحلیلی مقدار زمان تناوب تجربی محاسبه شده و در ضریب 1.25 ضرب میشود. بعد از آنالیز سازه باید مقدار تحلیلی را با 1.25 برابر مقدار تجربی مقایسه کنیم. اگر از این مقدار بیشتر باشد فرض اولیه صحیح است و در غیر این صورت باید در محاسبه ضریب زلزله بازبینی انجام شود) .معمولاً زمان تناوب تحلیلی با اختلاف قابل ملاحظه ای بیشتر از مقدار تجربی آن است و در این مرحله مشکل خاصی پیش نمی آید و محاسبه اولیه معمولاً صحیح خواهد بود.) توجه گردد که مشاهده زمان تناوب تحلیلی سازه باید وقتی صورت گیرد که سازه به طور کامل طراحی شده باشد و مقاطع آن نهایی شده باشد. در مشاهده زمان تناوب سازه های بتنی باید به تبصره 2 بند 6-7-2-5-6 مبحث ششم هم توجه کرد. در این مورد در بخشهای آینده بیشتر توضیح داده خواهد شد .

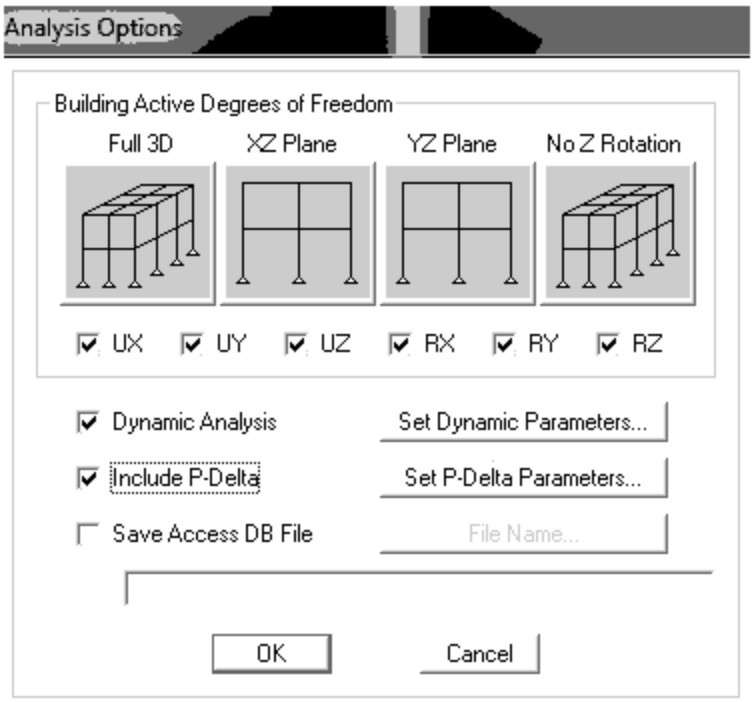
بعد از تیک زدن گزینه Dynamic Analysis بر روی دکمه روبه روی آن یعنی Set Dyanamic Parameters کلیک میکنیم تا صفحه جدیدی ظاهر شود (شکل دوم ضمیمه) .در مورد پارامترهای این صفحه در کتابهای مختلف توضیح داده شده است. پیش فرضهای این صفحه معمولاً مناسب است و تنها باید در قسمت Number Of modes باید عدد مناسب وارد شود. اگر فقط مشاهده زمان تناوب مودهای اصلی سازه در دو جهت اصلی مورد نظر باشد انتخاب عدد 2 یا 3 معمولاً کافی خواهد بود .انتخاب اعداد بزرگتر فقط بر حجم فایلهای آنالیز سازه و زمان آنالیز فایل می افزاید. در صورتی که از روش تحلیل دینامیکی استفاده کرده باشیم تعداد مودهای نوسان حداقل باید به مقداری وارد شود که شرایط بند 6-7-2-6-2-2 تامین گردد. تخمین این تعداد مود نوسان در ابتدای کار باید با قضاوت مهندسی و حدس اولیه انجام شود. اگر این عدد به بزرگترین مقدار ممکن یعنی کل تعداد مودهای نوسان سازه ویرایش شود دیگر نیازی به این تخمین نیست. تعداد مودهای نوسان یک سازه اگر سقفها به صورت صلب معرفی شده باشند

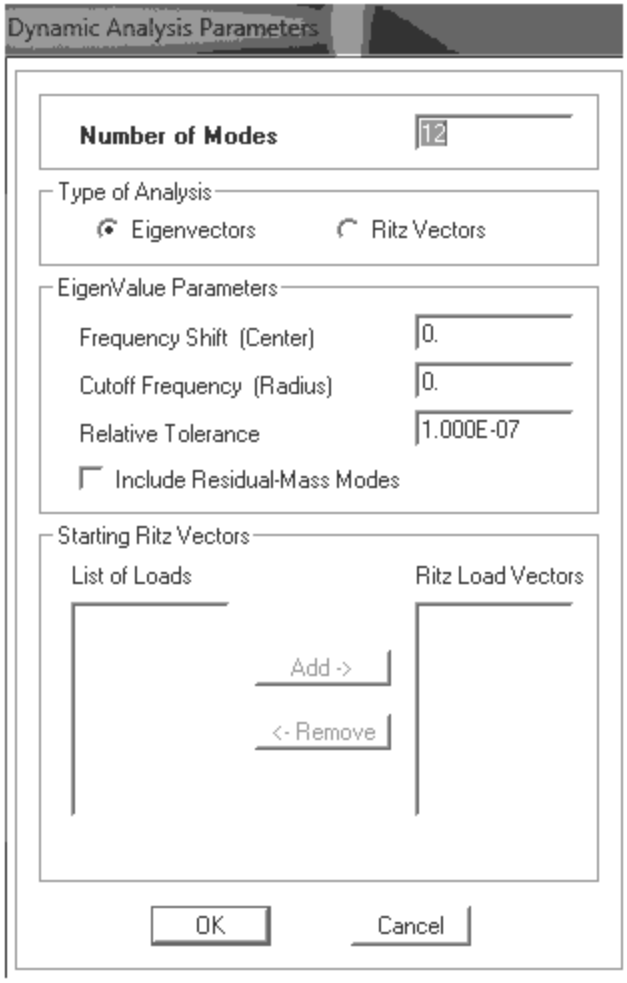
[4]- شکلهای مورد اشاره در این بخش در انتهای این مطلب قابل مشاهده است.

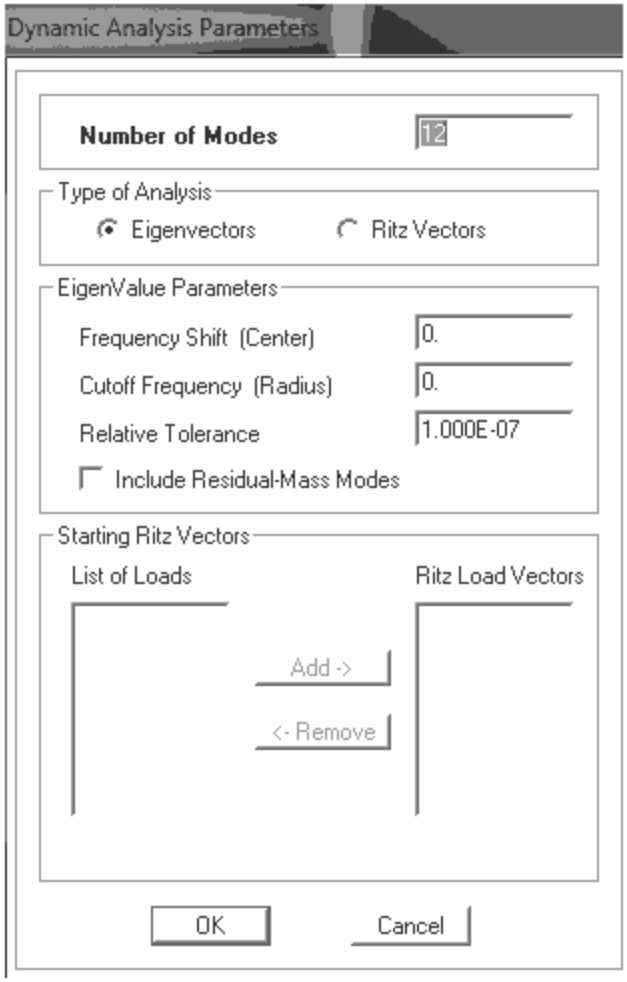
سه برابر تعداد طبقات و در غیر این صورت شش برابر تعداد طبقات است. بعد از وارد کردن این عدد بر دکمه OK کلیک کرده و به صفحه قبل باز میگردیم .

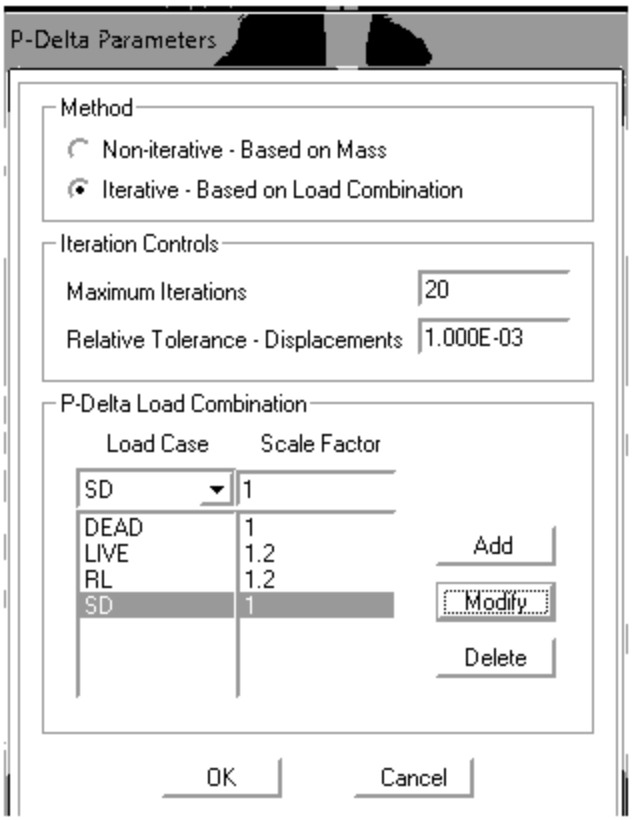
گزینه دیگری که بعد از گزینه تحلیل دینامیکی وجود دارد ، گزینه Include P-Delta میباشد. این گزینه برای تحلیل پی - دلتا در سازه است (این اثر در کتابهای مختلف از جمله یکی از پیوستهای آیین نامه 2800 به طور کامل توضیح داده شده است). در سازه های فولادی در صورتی که با آیین نامه Aisc-Asd89 طراحی میشوند نیازی به این گزینه نیست و این گزینه تیک زده نمیشود. در این حالت روابط طراحی اعضا به گونه ای در نظر گرفته شده است که این اثر به طور خودکار در نظر گرفته شود. در صورت طراحی سازه فلزی با آیین نامه AISC360/IBC2006 و همچنین سازه های بتنی باید این گزینه تیک زده شود. پس از آن باید دکمه سمت راست آن تحت عنوان Set P-Delta Parameters کلیک شود تا صفحه جدیدی (همانند شکل سوم ضمیمه) باز شود. در مورد گزینه های این صفحه نیز در کتابهای مختلف بحث شده است. گزینه Non-Iterative Based on Mass یک گزینه تقریبی برای در نظر گرفتن اثر پی- دلتا میباشد. گزینه دوم که معمولتر است (Iterative - Based on Load Combination) باعث در نظر گرفتن این اثر به صورت دقیقتر با روش سعی و خطا خواهد شد. در این حالت باید در قسمت Maximum Iterationعدد مناسبی انتخاب شود. اعداد کوچک ممکن است باعث شود که این آنالیز به نتیجه ای مناسب و صحیح نرسد و اعداد بزرگ هم زمان آنالیز برنامه و حجم فایلهای آنالیز را بالا میبرد. به طور مثال در شکل نمایش داده شده عدد 20 انتخاب شده است. گزینه Relative Tolerance - Displacement هم گزینه ای است که بر اساس آن طبق مقایسه نتایج انالیز در هر سعی با سعی قبل با عدد مذکور تصمیم گرفته میشود که سعی و خطا را متوقف یا ادامه دهد. برای این گزینه مقدار پیش فرض معمولاً مناسب است. در قسمت زیر آن (P-Delta Load Combination) باید ترکیب باری که تحت آن این اثر کنترل شود را وارد کنید . این ترکیب بار باید شامل تمام بارهای ثقلی وارد بر سازه باشد. اما در مورد ضرایب ترکیب بار اختلاف نظر وجود دارد. برخی معتقدند که در تمام حالات این ضرایب باید یک وارد شوند و برخی دیگر اعتقاد دارند که این ضرایب باید همان ضرایب بارهای ثقلی در ترکیب بار ثقلی باشد. برخی هم معتقدند که به جای انتخاب و اعمال ضرایب بار از ترکیب بار ثقلی بدون حضور بارهای جانبی ، باید ضرایب را از ترکیب باری که شامل بارهای زلزله نیز میباشد انتخاب کرد .به نظر میرسد که فرض سوم با توجه به اینکه اساساً اثر پی دلتا برای اثرات زلزله است و در فقدان بارهای زلزله این اثر بی معنی است ، منطقیتر از بقیه باشد. به همین جهت باید به ترکیب بارهای مختلف که شامل بار زلزله هستند مراجعه کرده و بحرانیترین حالت که در آن ضرایب بارهای مرده و زنده بیشتر از بقیه است را انتخاب کنیم. در حالت استفاده از آیین نامه AISC360-05/IBC2006با فرض استفاده از ترکیب بارهای

محبث دهم بزرگترین ضرایب مرده و زنده به ترتیب برابر یک (برای بارهای مرده) و 1.2 (برای بارهای زنده) خواهد بود. در سازه های بتنی هم در صورت استفاده از آیین نامه ACI318-08/IBC2009 بزرگترین ضرایب مربوط به بارهای مرده و زنده در ترکیب بارهای شامل زلزله به ترتیب 1.2 (برای بارهای مرده) و یک (برای بارهای زنده) خواهد بود. (در شکل ضمیمه ضرایب برای سازه فلزی بر اساس آیین نامه AISC 360/IBC 2006تنظیم شده است. برای سازه بتنی با آیین نامه -ACI318 08/IBC2009 باید از ضرایب مورد اشاره در بالا استفاده کرد). پس از انجام تنظیمات OK کرده به صفحه قبل بازگشته و آنجا نیز OK کرده و به صفحه اصلی باز میگردیم.




Dynamic Analysis Parameters
Number of Modes
12
Type of Analysis
Eigenvectors
Ritz Vectors
EigenValue Parameters
Frequency Shift (Center)
0.
Cutoff Frequency (Radius)
0.
Relative Tolerance
1.000E-07
Include Residual-Mass Modes
Starting Ritz Vectors
List of Loads
Ritz Load Vectors
Add ->
<- Remove
OK
Cancel


Dynamic Analysis Parameters
Number of Modes
12
Type of Analysis
Eigenvectors
Ritz Vectors
EigenValue Parameters
Frequency Shift (Center)
0.
Cutoff Frequency (Radius)
0.
Relative Tolerance
1.000E-07
Include Residual-Mass Modes
Starting Ritz Vectors
List of Loads
Ritz Load Vectors
Add ->
<- Remove
OK
Cancel



انجام تنظیمات مربوط به کاهش سربار زنده

اگر بار زنده وارد بر تمام یا برخی کف ها مطابق بند 6-3-8 قابل کاهش باشد و در هنگام معرفی حالات بار استاتیکی بار زنده ای از نوع Reducible Live تعریف شده باشد باید تنظیمات مربوط به کاهش سربار زنده در قسمت Options/Preferences.../Live Load Reduction...انجام شود. در این حالت پنجره ای مطابق شکل ضمیمه (اولین شکل[5]) ظاهر خواهد شد. در این پنجره باید تنظیمات به گونه ای انجام شود که نزدیک ترین حالت به شرایط مبحث ششم در بند قسمت 6-8-3 تامین شود. در این بند کاهش سربار برای تیرها بر اساس رابطه 6-3-1و برای ستونها و دیوارها ماکسیمم مقدار ناشی از رابطه مذکور و حالات ب ذکر شده در بند 6-3-8-3 انجام میپذیرد. شرایط رابطه 6-3-1 با انتخاب گزینه User Defined Curves (By Trib Area)و شرایط حالات ب ذکر شده در بند 6-3-8-3با انتخاب گزینه User Defined by Stories Supported قابل تحقق است ؛ اما نکته ای که اینجا وجود دارد این است که هر دو ضابطه به طور همزمان قابل تامین نیست. با توجه به اینکه

[5]- شکلهای مورد اشاره در این بخش در پایان این مطلب درج شده است.

نادیده گرفتن هر کدام از این دو ضابطه در جهت اطمینان است بهتر است که به یکی از دو ضابطه بسنده کنیم. از این دو ضابطه بهتر است حالت اول هم شامل تیرها و هم شامل ستونها میشود را انتخاب کنیم و گزینه User Defined Curves (By Trib Area) را انتخاب کرده و سپس در قسمت پایین صفحه بر روی دکمه Define کلیک نماییم تا صفحه جدیدی (مطابق شکل دوم ضمیمه) ظاهر شود .

در پنجره جدیدی که ظاهر میشود باید ضرایب مربوط به کاهش سربار را به نرم افزار معرفی کنیم. این ضرایب بستگی به سطح بارگیر دارد. در مبحث ششم این ضرایب تنها بر اساس رابطه 6-3-1 و مستقل از نسبت بار مرده به زنده محاسبه میشود. اما در نرم افزار این ضرایب علاوه بر سطح بارگیر به نسبت بار مرده و زند هم بستگی دارد. به نرم افزار حداقل دو منحنی به ازای دو نسبت مختلف بار مرده به زنده باید معرفی شود. برای آنکه کاهش سربار مستقل از نسبت بار مرده به زنده باشد باید دو منحنی که به نرم افزار معرفی میشود با هم یکسان باشد. برای این کار یک بار منحنی را برای یک نسبت کوچک بار مرده به زنده (DL/LL Ratio) معرفی میکنیم و بار دوم این منحنی را برای یک عدد بزرگ. به طور مثال بار اول برای نسبت 0.1 و بار دوم برای نسبت 10 منحنی را معرفی میکنیم. برای معرفی اعداد هم باید از رابطه 6-3-1 کمک بگیریم. فقط باید توجه کنیم که اعدادی که به نرم افزار معرفی میشود اعدادی است که در بار زنده ضرب میشود و عدد ناشی از رابطه مبحث ششم مقدار کاهش سربار به صورت درصد است که باید عدد به دست آمده از این رابطه از 100 کاسته شده و سپس بر 100تقسیم شود و به نرم افزار معرفی شود. توجه کنید که حداکثر مقدار کاهش سربار 50 درصد است یا به بیان دیگر ضرایبی که به نرم افزار معرفی میشوند حداقل باید برابر 0.5 باشند. اعدادی که به طور نمونه باید به نرم افزار معرفی نمایید به شرح زیر است (عدد سمت راست را در قسمت Trib Area و دومی را در قسمت Reduction Factor به نرم افزار معرفی نمایید) :

18و 1

25و 0.9

36و 0.8

49و 0.73

64و 0.675

81و 0.63

100و 0.6

121و 0.57

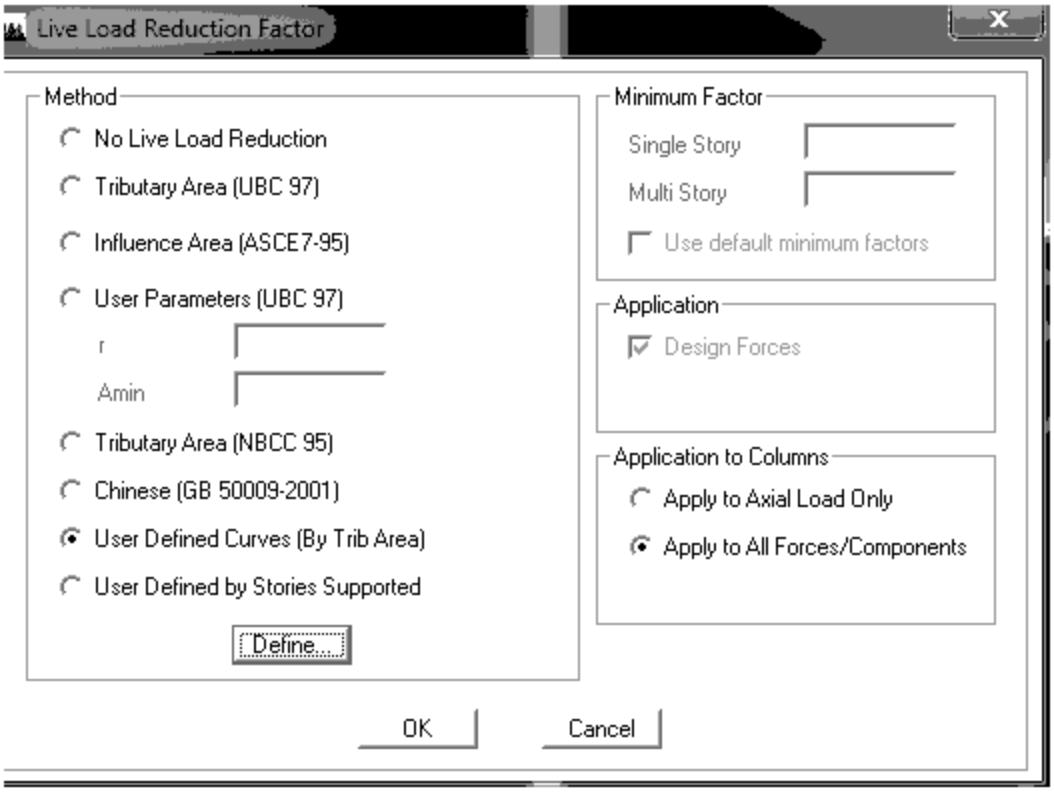
144و 0.55

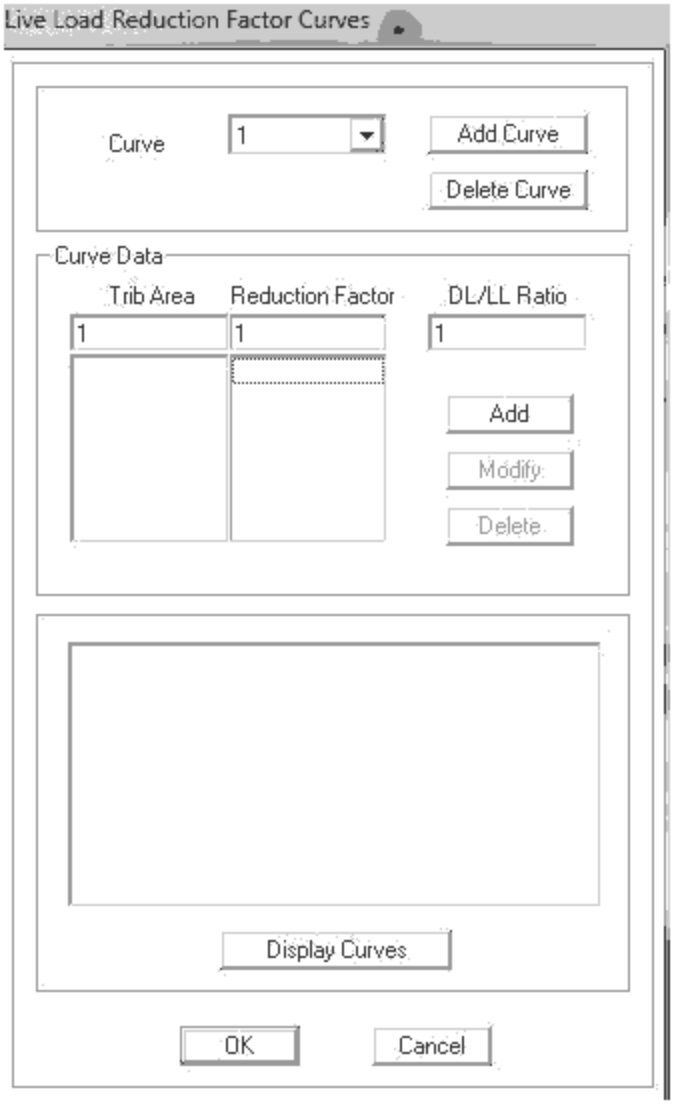
169و 0.53

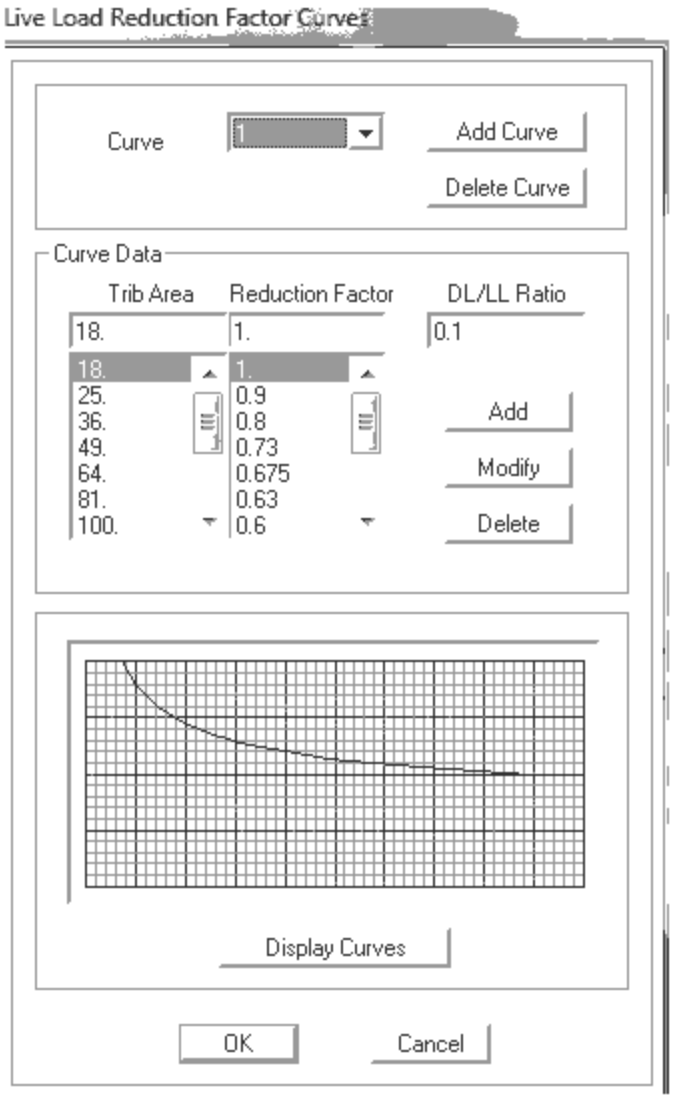
196و 0.51

225و 0.5

بعد از وارد کردن این اعداد باید به شکل مشابه شکل ضمیمه سوم برسیم. بعد از این مرحله مقدار DL/LL Ratio را عددی بزرگ به طور مثال 10 انتخاب میکنیم و بر روی دکمه Add Curve در بالای صفحه کلیک میکنم و همین اعداد را دوباره معرفی میکنیم تا منحنی دوم هم مشابه منحنی اول به نرم افزار معرفی شود و بعد از آن بر دکمه OK کلیک کرده و به صفحه قبل بازمیگردیم (شکل ضمیمه اول) .در این صفحه تنها تغییر دیگری که باید ایجاد کنیم اینست که در قسمت Application to Columnگزینه Apply to All Forces/Componentرا انتخاب کنیم تا کاهش سربار در ستونها علاوه بر نیروی محوری شامل لنگرهای خمشی و پیچشی و نیروهای برشی نیز بشود و بعد از OK را کلیک کرده و به محیط اصلی نرم افزار بازمیگردیم.




Live Load Reduction Factor Curves
Curve
1
Add Curve
Delete Curve
Curve Data
Trib Area
Reduction Factor
DL/LL Ratio
1
1
1
Add
Modify
Delete
Display Curves
OK
Cancel



کنترل مدل قبل از آنالیز سازه

قبل از اینکه مدل را آنالیز نماییم لازم است از درستی مدلسازی مطمئن شویم. برای این موضوع انجام کارهای زیر توصیه میشود :

1- از منو View/Set Building View Options... میتوان موارد زیادی را به صورت تصویری کنترل نمود. در این حالت پنجره ای باز میشود (مشابه شکل ضمیمه اول[6]) که با تیک زدن مواردی دلخواه میتوان مواردی نظیر مقاطع اختصاص داده شده به اعضا ، شرایط تکیه گاهی اعضا و اتصالات اعضا به یکدیگر ، نواحی گیرداری انتهایی ، دیافراگم صلب ، اسامی اختصاص داده

[6]- شکلهای مورد اشاره در این بخش در انتهای مطلب قابل مشاهده است.

شده به عناصر Pier و Spandrel و ...را به صورت تصویری کنترل نمود .

2- با مراجعه به منوی Display/Show Loads/Joint/Point... مقادیر بارهای نقطه ای اعمال شده به سازه (نظیر بارهای ناشی از وزن خرپشته که به صورت نقطه ای به ستونهای طبقه بام وارد شده اند) قابل کنترل و مشاهده است. (شکل ضمیمه دوم)

3- از طریق منوی Display/Show Loads/Frame/Line... بارهای اختصاص داده شده به اعضای خطی (تیرها) قابل مشاهده و کنترل است (شکل ضمیمه سوم) .در این زمینه به طور نمونه به بارهای دیوارهای پیرامونی میشود اشاره کرد .

4- از طریق منوی Display/Show Loads/Shell/Area... بارهای گسترده اعمال شده به عناصر سطحی (سقفها) قابل مشاهده و کنترل است (شکل ضمیمه چهارم) . نمونه این بارها ، بارهای گسترده مرده و زنده وارد به سقفها میباشد .

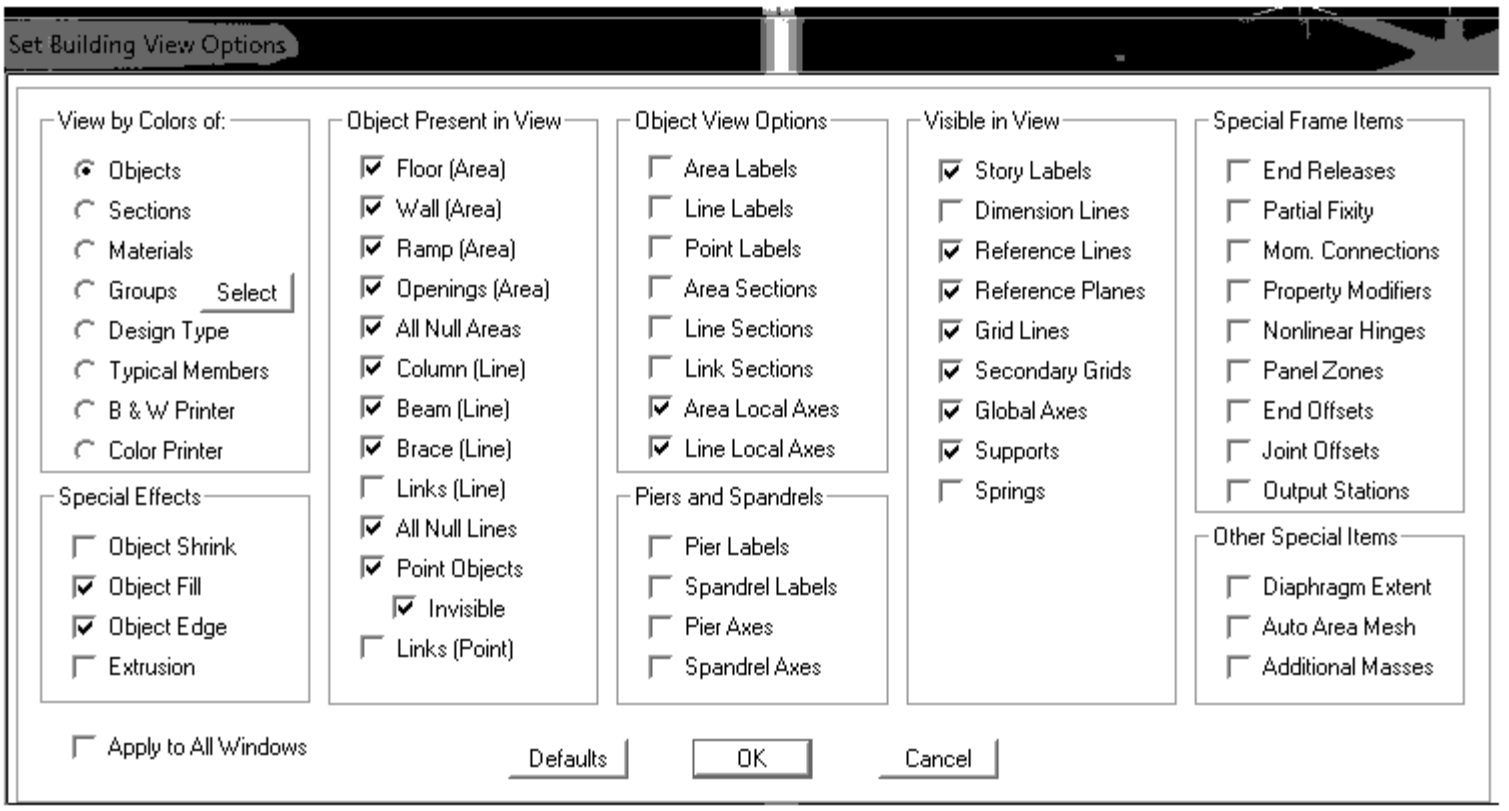
5- از طریق منوی Analyze/Check Model...هم در پنجره ای که باز میشود با تیک زدن تمام موارد و OK کردن میشود از عدم وجود برخی خطاهای فاحش در مدلسازی (مثل روی هم افتادن برخی اعضا روی هم) مطمئن شد(شکل ضمیمه پنجم). در صورت وجود ایراد در صفحه بعدی که ظاهر میشود ایرادات با جزییات ذکر میشوند و اگر ایرادی وجود نداشته باشد پیام زیر ظاهر خواهد شد :

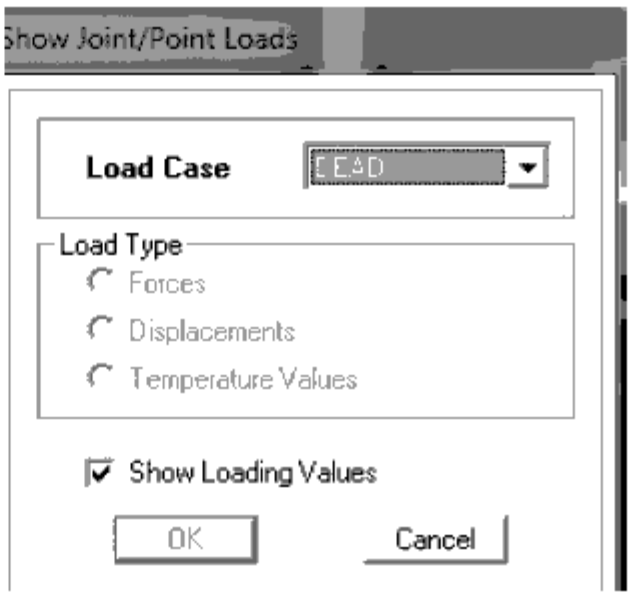
Model has been checked, No warning messages

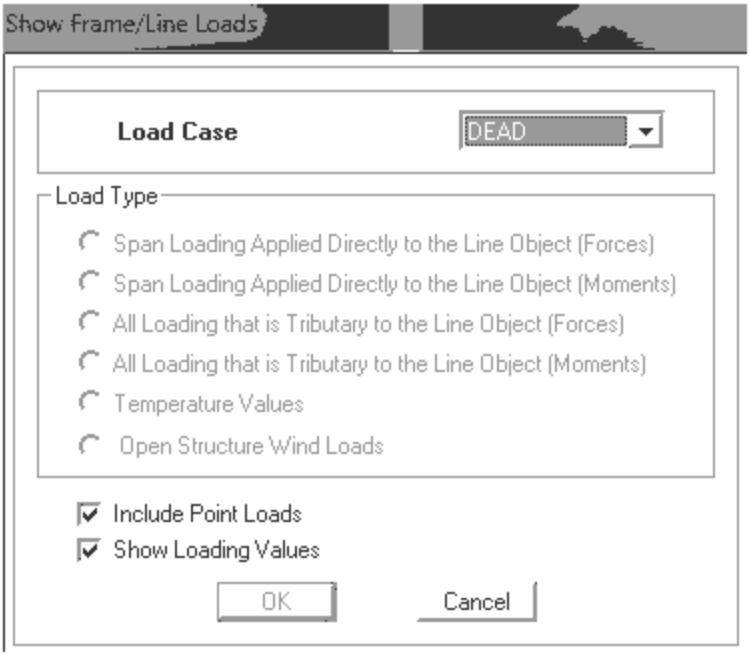
البته توجه کنید که کنترل فوق به معنی عدم وجود هیچ اشکال در مدلسازی نیست و این کنترل تنها برخی اشتباهات فاحش را تشخیص میدهد .

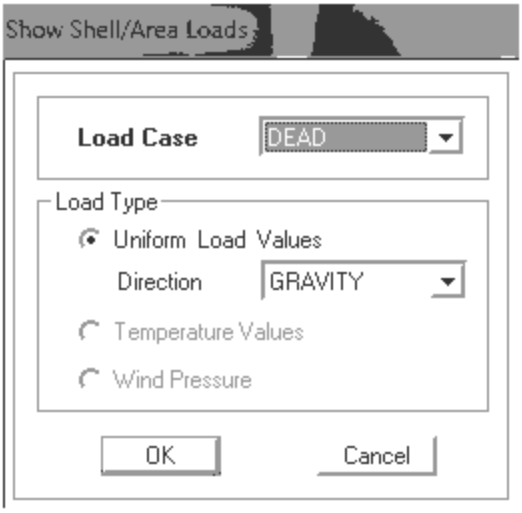
6- هر چند کنترل موارد فوق برای اطمینان از صحت مدلسازی معمولاً کفایت میکند ولی از طریق منوی Display/Show Tables...(شکل ضمیمه ششم) و تیک زدن گزینه های مختلف اطلاعات مختلف مدلسازی را به صورت متنی و جدولبندی شده مشاهده نمود .

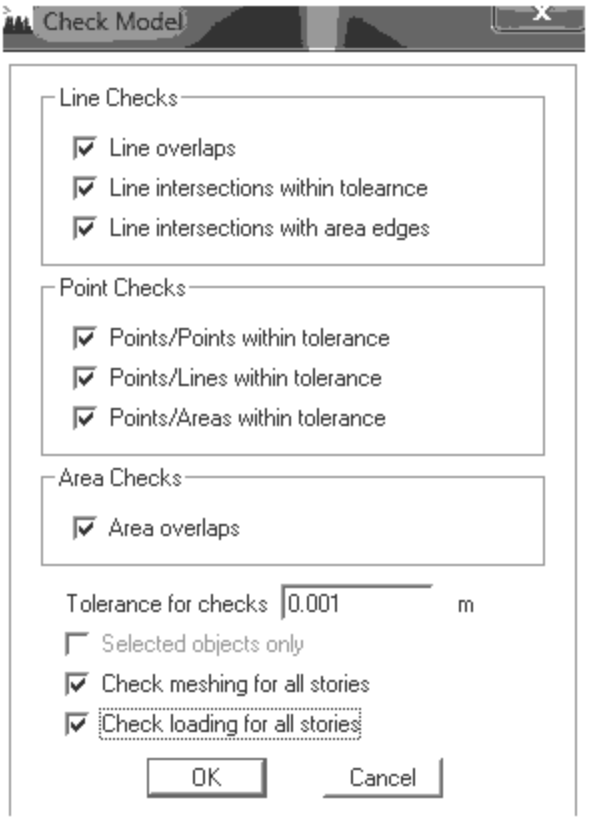
پس از طی کردن مراحل فوق و اطمینان از صحت مدلسازی و رفع ایرادات احتمالی میتوان به مرحله آنالیز مدل رفت.

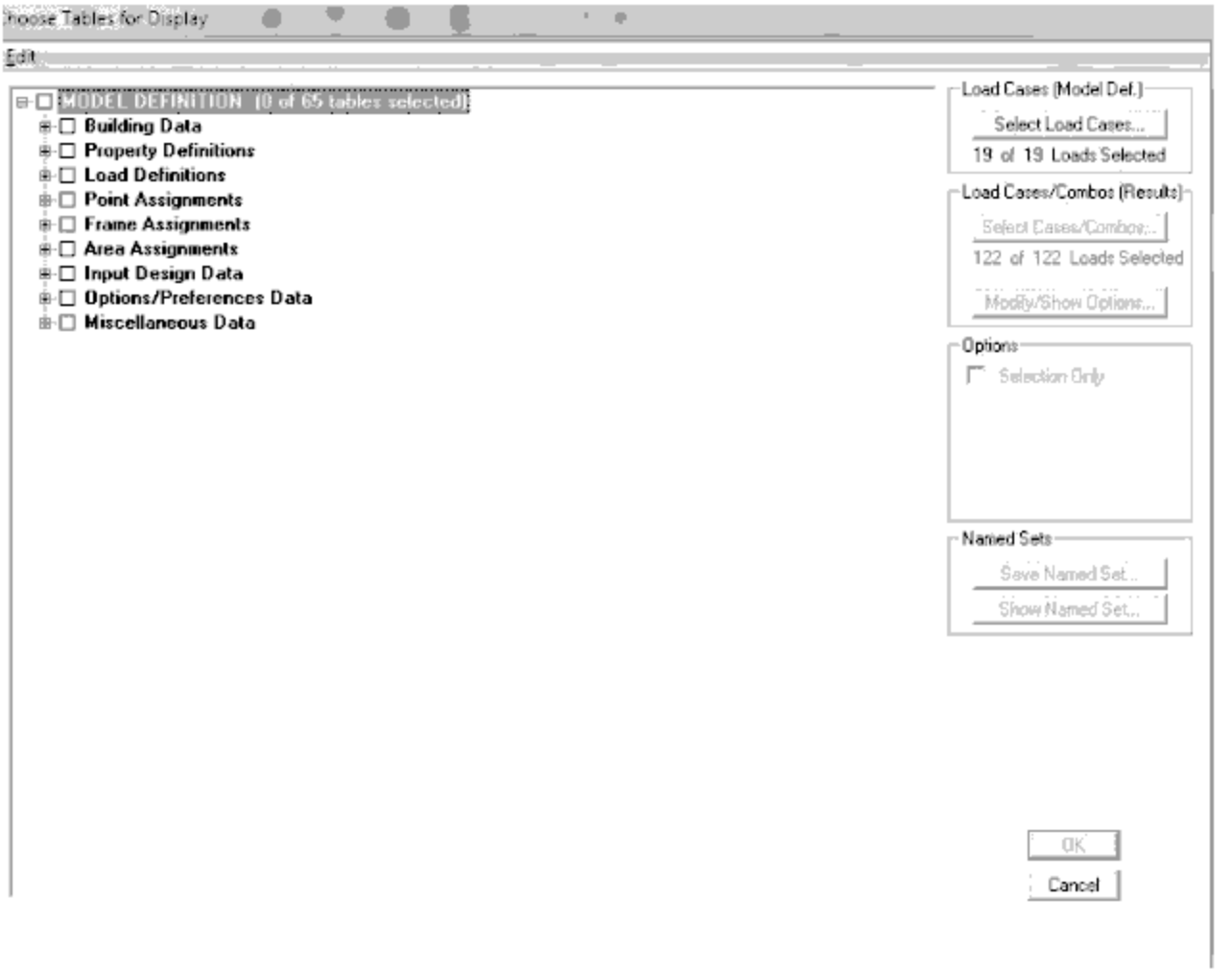

Set Building View Options
View by Colors of:
Objects
Sections
Materials
Groups
Select
Design Type
Typical Members
B & W Printer
Color Printer
Special Effects
Object Shrink
Object Fill
Object Edge
Extrusion
Object Present in View
Floor (Area)
Wall (Area)
Ramp (Area)
Openings (Area)
All Null Areas
Column (Line)
Beam (Line)
Brace (Line)
Links (Line)
All Null Lines
Point Objects
Invisible
Links (Point)
Object View Options
Area Labels
Line Labels
Point Labels
Area Sections
Line Sections
Link Sections
Area Local Axes
Line Local Axes
Piers and Spandrels
Pier Labels
Spandrel Labels
Pier Axes
Spandrel Axes
Visible in View
Story Labels
Dimension Lines
Reference Lines
Reference Planes
Grid Lines
Secondary Grids
Global Axes
Supports
Springs
Special Frame Items
End Releases
Partial Fixity
Mom. Connections
Property Modifiers
Nonlinear Hinges
Panel Zones
End Offsets
Joint Offsets
Output Stations
Other Special Items
Diaphragm Extent
Auto Area Mesh
Additional Masses
Apply to All Windows
Defaults
OK
Cancel


Show Joint/Point Loads
Load Case
DEAD
Load Type
Forces
Displacements
Temperature Values
Show Loading Values
OK
Cancel


Show Frame/Line Loads
Load Case
DEAD
Load Type
Span Loading Applied Directly to the Line Object (Forces)
Span Loading Applied Directly to the Line Object (Moments)
All Loading that is Tributary to the Line Object (Forces)
All Loading that is Tributary to the Line Object (Moments)
Temperature Values
Open Structure Wind Loads
Include Point Loads
Show Loading Values
OK
Cancel


Show Shell/Area Loads
Load Case
DEAD
Load Type
Uniform Load Values
Direction
GRAVITY
Temperature Values
Wind Pressure
OK
Cancel


Check Model
Line Checks
Line overlaps
Line intersections within tolearnce
Line intersections with area edges
Point Checks
Points/Points within tolerance
Points/Lines within tolerance
Points/Areas within tolerance
Area Checks
Area overlaps
Tolerance for checks
0.001
m
Selected objects only
Check meshing for all stories
Check loading for all stories
OK
Cancel



آنالیز سازه و مشاهده نتایج آنالیز

بعد از انجام تمام مراحل فوق میتوان آنالیز سازه را انجام داد. آنالیز مدل از طریق دکمه F5 یا مراجعه به منوی A/Run Analysis امکانپذیر است. با انجام اینکار آنالیز سازه شروع میشود و برحسب اینکه مدل تا چه حد پیچیده و سنگین باشد و سرعت کامپیوتر شما تا چه حد باشد از چند ثانیه تا چند دقیقه متغیر است. بعد از اتمام آنالیز سازه برای اینکه مطمئن باشید این آنالیز بدون مشکل انجام شده است به منوی File/Last Analysis Run Log... مراجعه نمایید که در این حالت یک فایل متنی معمولاً در محیط notepadیا wordpad باز میشود که فرآیند آنالیز سازه در آن درج شده است. باید متن را به دقت مشاهده کرده و مطمئن شویم که در متن پیام خطا (Error) و یا اخطار (Warning) وجود ندارد. در صورت وجود باید مطابق توضیحات درج شده در فایل به دنبال رفع اشکال مدل باشیم در غیر این صورت مدل بدون مشکل آنالیز شده است. پیامهای اخطاری که بعضاً داده میشود در

صورتی که با مشاهده نتایج آنالیز سازه مطمئن شویم که جوابها با قضاوت مهندسی قابل اطمینان هستند در برخی مواقع قابل صرفنظر میباشند .

بعد از آنالیز سازه با مراجعه به منوهای زیر نتایج آنالیز سازه به شکلهای مختلف قابل مشاهده هستند :

منوی Dispaly/Show Deformed Shape برای مشاهده تغییر شکلهای سازه (علی الخصوص مشاهده تغییر شکلهای جانبی ناشی از بارهای زلزله و مقایسه با مقادیر مجاز آیین نامه ای - شکل ضمیمه اول[7])

منوی ...Display/Show Mode Shape برای مشاهده مودهای مختلف نوسانی و زمانهای تناوب آنها در حالتی که آنالیز دینامیکی فعال شده است. (شکل ضمیمه دوم)

منوی ...Display/Show Memeber Forces/Stress Diagram/Support/Spring Reactions به طور خاص برای مشاهده واکنشهای تکیه گاهی (شکل ضمیمه سوم)

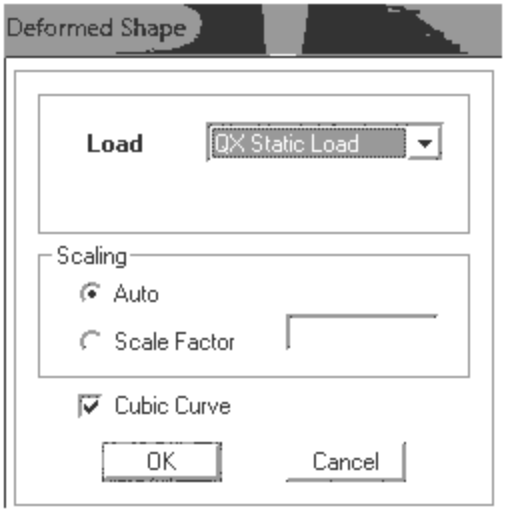
منوی ...Display/Show Memeber Forces/Stress Diagram/Frame/Pier/Spandrel Forces برای مشاهده دیاگرامهای خمش، برش ، نیروی محوری ، پیچش برای اعضای خطی (تیر- ستون و بادبند) ، اعضای سطحی (به طور خاص اجزای Pier و Spandrelدر دیوارهای برشی) . (شکل ضمیمه چهارم)

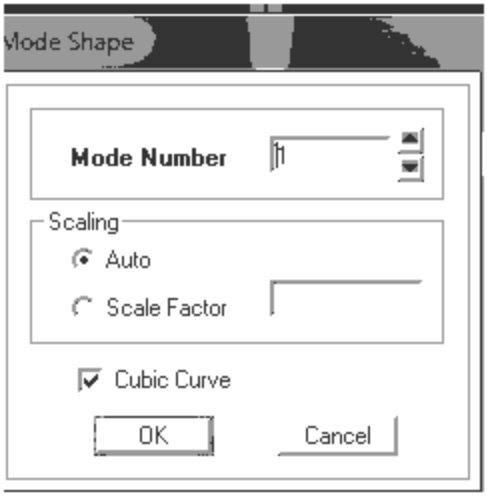
منوی ...Display/Show Memeber Forces/Stress Diagram/Shell Stresses/Forces برای مشاهده تنشها و نیروها در قسمتهای مختلف المانها پوسته ای (به طور خاص در دیوارهای برشی جهت کنترل ترک خوردگی یا عدم ترک خوردگی دیوار برشی) .(شکل ضمیمه پنجم)

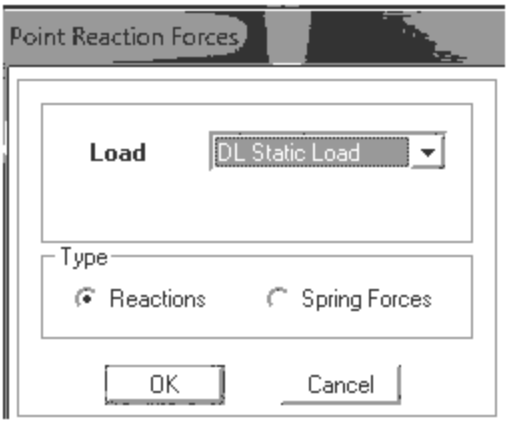
منوی Display/Show Tables برای مشاهده نتایج آنالیز مدل به صورت متنی و جدولبندی شده (شکل ضمیمه ششم)

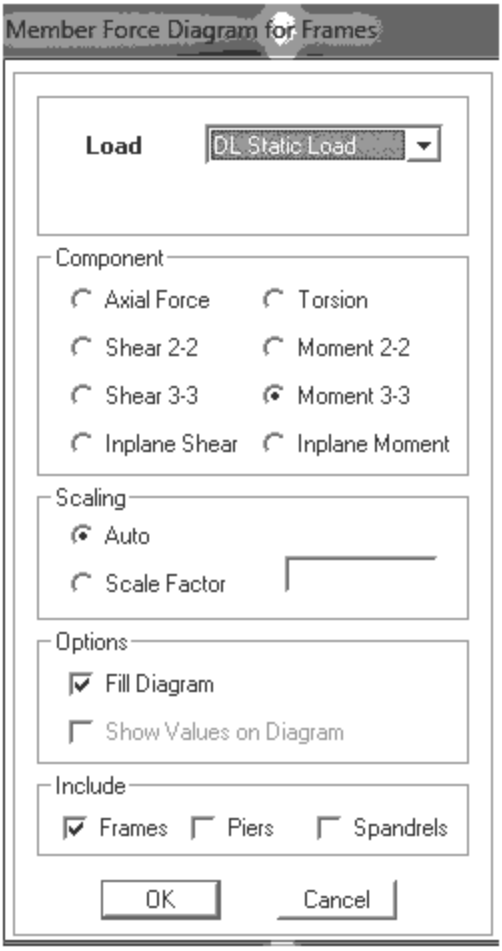
این کنترلها برای اطمینان از صحت نتایج انجام میشود و البته لازم است که جهت این مساله نتایج دستی برای برخی اجزا به صورت دقیق یا حداقل تقریبی موجود باشد و یا با قضاوت مهندسی بتوان محدوده ای از جوابها را برای هر یک از این اجزا حدس زد. در مراحل بعدی نیز ممکن است نیاز شود که به این منوها مراجعه شده و نتایج آنالیز سازه استخراج شود.

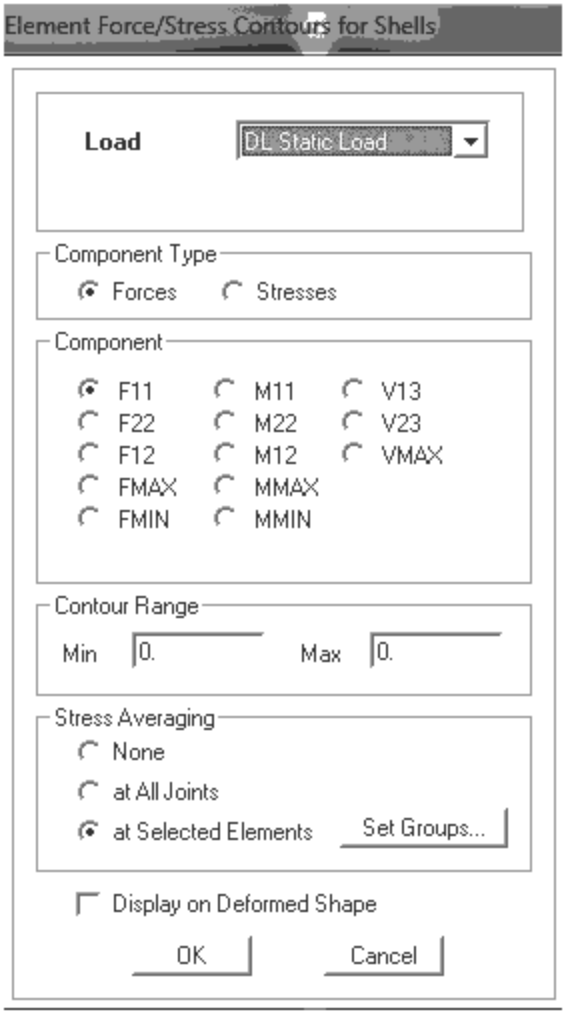
[7]-شکلهای ضمیمه مورد اشاره در این بخش در انتهای مطلب درج و قابل مشاهده است.

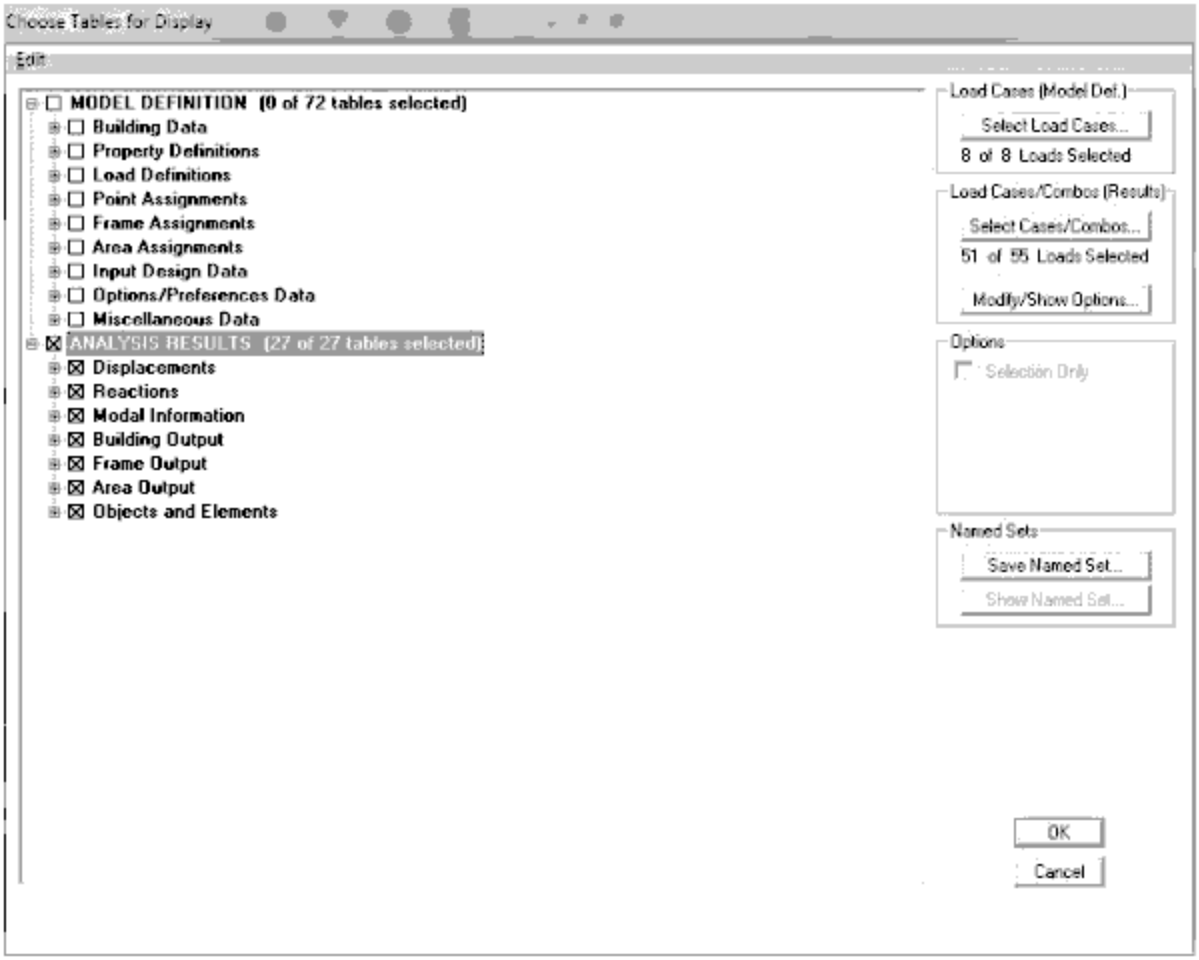

Deformed Shape
Load
QX Static Load
Scaling
Auto
Scale Factor
Cubic Curve
OK
Cancel


Mode Shape
Mode Number
1
Scaling
Auto
Scale Factor
Cubic Curve
OK
Cancel


Point Reaction Forces
Load
DL Static Load
Type
Reactions
Spring Forces
OK
Cancel


Member Force Diagram for Frames
Load
DL Static Load
Component
Axial Force
Torsion
Shear 2-2
Moment 2-2
Shear 3-3
Moment 3-3
Inplane Shear
Inplane Moment
Scaling
Auto
Scale Factor
Options
Fill Diagram
Show Values on Diagram
Include
Frames
Piers
Spandrels
OK
Cancel


Element Force/Stress Contours for Shells
Load
DL Static Load
Component Type
Forces
Stresses
Component
F11
M11
V13
F22
M22
V23
F12
M12
VMAX
FMAX
MMAX
FMIN
MMIN
Contour Range
Min
0.
Max
0.
Stress Averaging
None
at All Joints
at Selected Elements
Set Groups...
Display on Deformed Shape
OK
Cancel



بررسی ترک خوردگی یا عدم ترک خوردگی دیوارهای برشی بتنی

برای سازه هایی که دارای دیوار برشی هستند لازم است که ضراب ترکخوردگی نیز اعمال شود. این ضرایب بر حسب اینکه دیوار دچار ترک خوردگی شده باشد یا خیر متفاوت است. برای دیوارهای ترک خورده جهت آنالیز و طراحی سازه از ضریب 0.35 و برای دیوارهای ترک نخورده از ضریب 0.7 استفاده میشود. برای بررسی ترک خوردگی دیوارها باید در ترکیب بارهای بحرانی (ترکیب بارهایی که در آنها بیشترین تنش کششی در دیوار به وجود می آید) مقدار تنشهای کششی ماکسیمم را مشاهده کرده و با تنش کششی ترک خوردگی بتن (که از رابطه 9-14-3 مبحث نهم بر حسب واحد نیوتن بر میلی متر مربع به دست می آید) مقایسه نمود. در صورتی که مقدار تنش موجود از تنش ترک خوردگی مذکور کمتر باشد دیوار ترک نخورده و در غیر این صورت دیوار ترک خورده است. ترکیب بارهایی که طبق آنها این کنترل انجام میشود همان ترکیب بارهای طراحی سازه است که در قسمتهای قبل

به آنها اشاره شده است. انتخاب ترکیب بار باید به گونه ای انجام شود که کمترین بار فشاری در دیوارها ایجاد شود. به همین جهت بهتر است که از ترکیب بارهایی استفاده کنیم که شامل بار زنده نباشند و همچنین ضریب بار مرده آنها حداقل باشد. از بین این ترکیب بارها باید ترکیب باری انتخاب شود که شامل حالت بار زلزله به موازات راستای دیوار مورد نظر باشد. یعنی اگر دیوار در راستای محور X باشد باید ترکیب باری که شامل زلزله جهت است و یا زلزله جهت X در آن ضریب بزرگتری دارد استفاده شود. همچنین با توجه به اینکه در هر جهت دو حالت بار زلزله با برون از مرکزیتهای مثبت و منفی تعریف کرده ایم باید از بین این دو حالتی که اثر بیشتری روی دیوار مورد نظر دارد استفاده شود .در این مورد میتوان به شرح زیر عمل کرد :

دیوارهای جهت X در سمت پایین مرکز سختی ENX :

دیوارهای جهت X در سمت بالای مرکز سختی EPX :

دیوارهای جهت Y در سمت چپ مرکز سختی ENX :

دیوارهای جهت Y در سمت راست مرکز سختی EPX :

بر این اساس به عنوان جمعبندی به نظر میرسد که برای هر یک از 4 حالت فوق به ترتیب یکی از ترکیب بارهای زیر بحرانی تر خواهد بود (برای هر حالت باید هر دو ترکیب بار کنترل شود) :

حالت اول :

0.9(DEAD+SD)+1.4(ENX+EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(ENX-EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-ENX+EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-ENX-EY)

حالت دوم :

0.9(DEAD+SD)+1.4(EPX+EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(EPX-EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-EPX+EY)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-EPX-EY)

حالت سوم :

0.9(DEAD+SD)+1.4(ENY+EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(ENY-EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-ENY+EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-ENY-EX)

حالت چهارم :

0.9(DEAD+SD)+1.4(EPY+EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(EPY-EX)

0.9(DEAD+SD)+1.4(-EPY+EX)

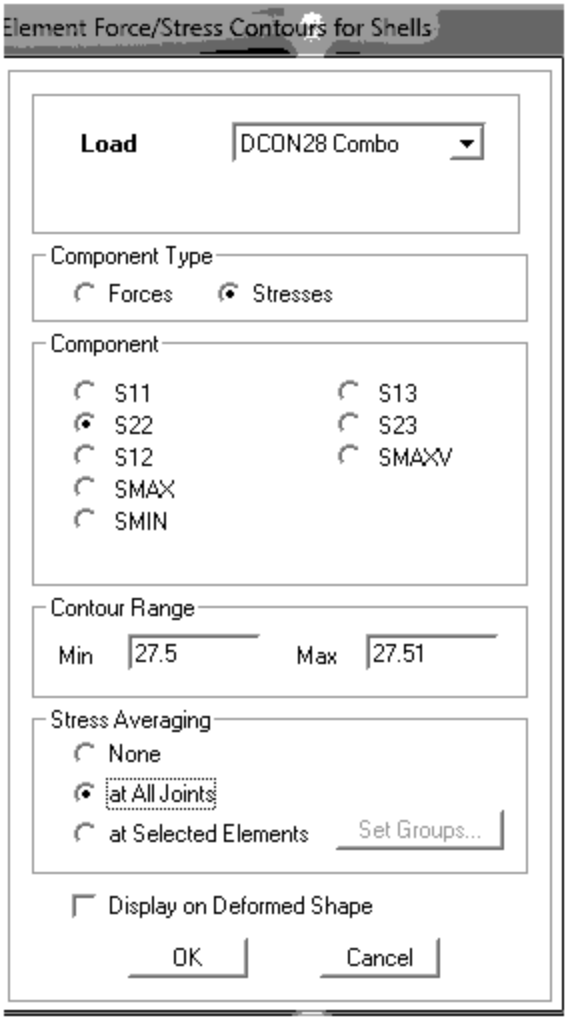
0.9(DEAD+SD)+1.4(-EPY-EX

برای مشاهده تنشها در دیوار تحت هر یک از این ترکیب بارها هم باید به منوی Display/Show Memeber Forces/Stress Diagram.../Shell Stresses /Forces...مراجعه نماییم. (شکل ضمیمه) . در پنجره ظاهر شده ترکیب بار مورد نظر را انتخاب کرده و در ناحیه Component Type گزینه Stresses را فعال کنید. گزینه S22که نشان دهنده تنش قائم دیوار است باید انتخاب گردد. برای اینکه بتوان به راحتی نواحی کششی که دارای تنش بیش از مقدار تنش ترک خوردگی بتن هستند را تشخیص داد بهتر است که در قسمت Contour Range برای مقادیر Min و Max به ترتیب همان تنش ترک خوردگی و تنش ترک خوردگی به اضافه عددی کوچک (مثلاً 0.01) را انتخاب کنید. (در شکل ضمیمه با فرض اینکه تنش ترک خوردگی 27.5 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد این دو عدد 27.5 و 27.51 انتخاب شده است. در این مورد به واحد برنامه هم باید توجه شود) .در قسمت Stress Averagingهم بهتر است گزینه at All Joints انتخاب شود .

بعد از کنترل این موضوع برای تمام ترکیب بارهای مورد اشاره و در تمام دیوارها قفل برنامه را باز کرده و به قسمت قبل از آنالیز برنامه برمیگردیم و به شرحی که در قسمت بعید می آید ضرایب ترک خوردگی را اعمال مینماییم .

توجه شود که ممکن است دیوار در طبقات پایین ترک خورده و در طبقات بالا ترک خورده باشد که در ان صورت برای هر یک از طبقات ضرایب ترک خوردگی خاص آن اعمال میشود .

جزییات کاملتر در این زمینه در مراجعه مختلف از جمله کتاب سوم از مجموعه 4 جلدی دکتر باجی آورده شده است.



اعمال ضرایب ترک خوردگی به دیوارهای برشی و ستونهای متصل به آنها

بعد از مشخص شدن تکلیف ترک خوردگی یا عدم ترک خوردگی دیوارها باید قفل برنامه را باز کرده و به مرحله قبل از آنالیز سازه برگردیم و این ضرایب را به دیوارهای برشی و ستونهای متصل به آنها که جزیی از سیستم دیوار برشی میباشند اعمال نماییم.

برای اعمال ضرایب ترک خوردگی به دیوارها بعد از انتخاب آنها باید به منوی Assign/Shell/Area/Shell Stiffness Modifiers...(شکل ضمیمه اول[9]) و برای ستونهای متصل به آنها به منوی Assign/Frame/Line/Frame Property Modifiers...(شکل ضمیمه دوم) مراجعه نماییم .

[9]- شکلهای مورد اشاره در انتهای مطلب درج و قابل مشاهده اند.

اطلاعات این دو پنجره بر حسب ترک خوردگی یا عدم ترک خوردگی عضو مورد نظر باید پر شود. در این مورد در کتابهای مختلف راهنمایی شده است. به طور خلاصه به شرط آنکه برای دیوارها از المان Membrane استفاده شده باشد این ضرایب در حالات مختلف به شکل زیر باید وارد شود :

دیوار ترک نخورده :

Membrane f22 Modifier = 0.7

دیوار ترک خورده :

Membrane f22 Modifier = 0.35

در این حالت مابقی آیتمها نقش زیادی نخواهند داشت و نیازی به اعمال ضریب نیست (مشابه شکل ضمیمه سوم که برای حالت ترک نخورده تنظیم شده است)

اگر دیوار حالت Shell داشته باشد با توجه به اینکه در جهت خمش خارج از صفحه به طور منطقی ترک دیوار محتمل است باید از ضریب ترک خوردگی 0.35 علاوه بر ضریب مورد اشاره بالا برای آیتمهای m11 , m22 , m12 هم وارد شود .

ستون متصل به دیوار در حالت ترک نخورده :

در این حالت علاوه بر ممان اینرسی باید مساحت نیز در ضریب اصلاح ضرب شود .این به دلیل نقش مهم مساحت ستون در محاسبه ممان اینرسی کل دیوار است. برای ضریب اصلاح ممان اینرسی هم ، حول محوری این ضریب را اعمال کنیم که در محاسبه ممان اینرسی دیوار موثر است. پس باید این اصلاح را حول محوری که عمود بر صفحه دیوار است اعمال کنیم. چون قبلاً یک ضریب 0.7 از طریق منوی Defineبرای ستونها اعمال کرده ایم برای ضریب ترک خوردگی ممان اینرسی اگر دیوار ترک نخورده باشد دیگر لازم به اعمال ضریب دوم نیست. اما اگر دیوار ترک خورده باشد باید یک ضریب 0.5 را اعمال کنیم که تا در ضریب 0.7 قبل ضرب شده و عدد 0.35 که مورد نظر است نتیجه شود. به این ترتیب خواهیم داشت :

Cross - Section (axial) Area = 0.7

دیوار ترک خورده :

Cross - Section (axial) Area = 0.35

Moment of Inertia about 2 axis = 0.5(اگر محور 2 ستون عمود بر صفحه دیوار باشد)

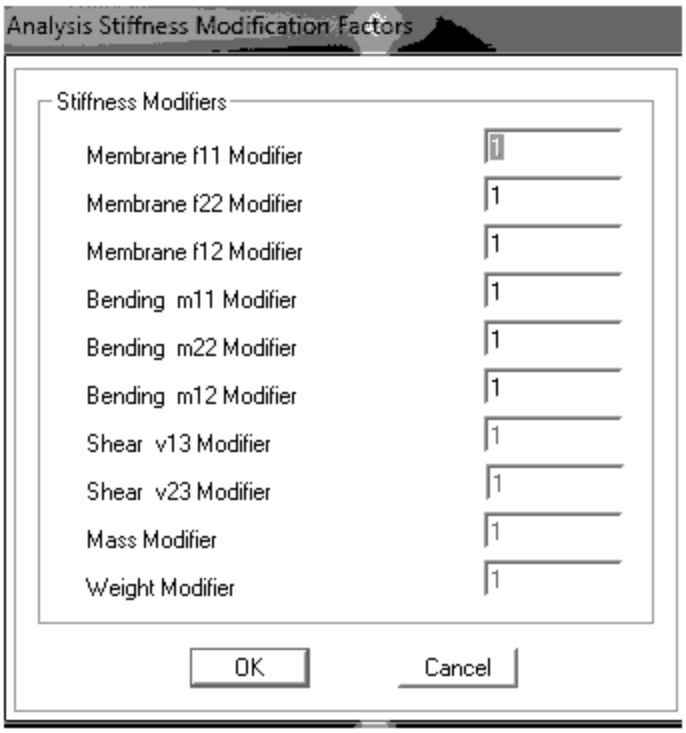
Moment of Inertia about 3 axis = 0.5(اگر محور 3 ستون عمود بر صفحه دیوار باشد)

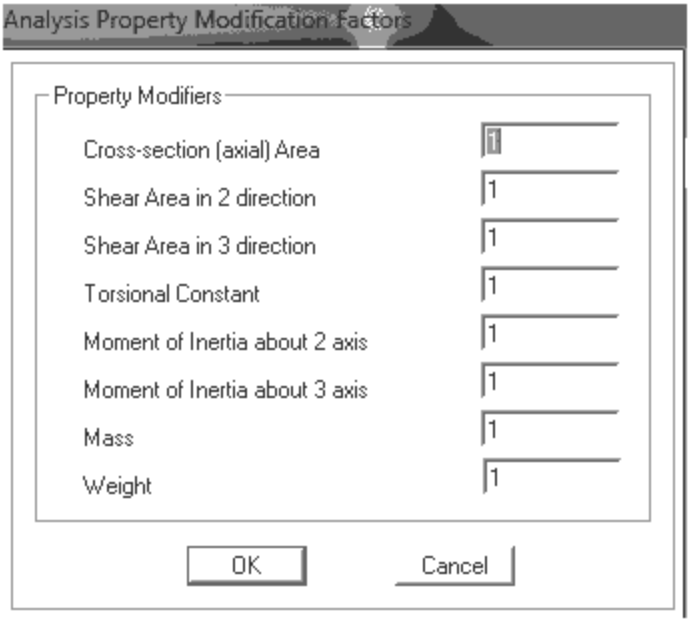
نکته : اگر در حالت بالا ستون در دو صفحه عمود بر هم متصل به دیوار برشی باشد باید هر دو ضریب اعمال شود .

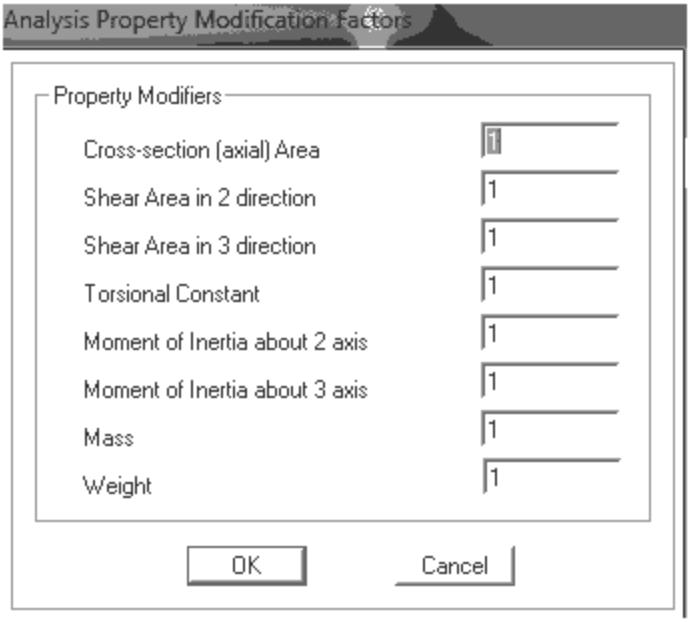
در شکل ضمیمه چهارم این تنظیمات برای یک دیوار ترک خورده برای حالتی که محور 2 آن عمود بر صفحه دیوار باشد نمایش داده شده است .

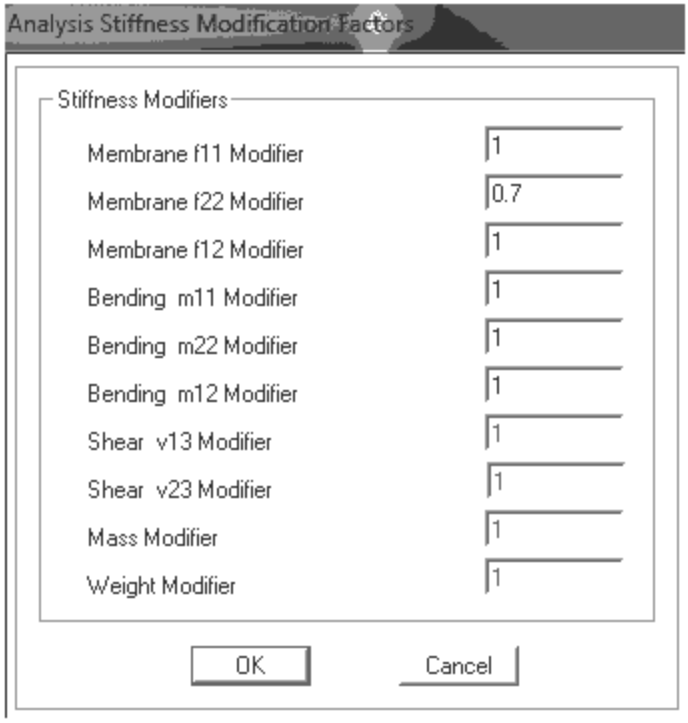
تیرهای همبند در دیوارهای برشی دارای گشایش :

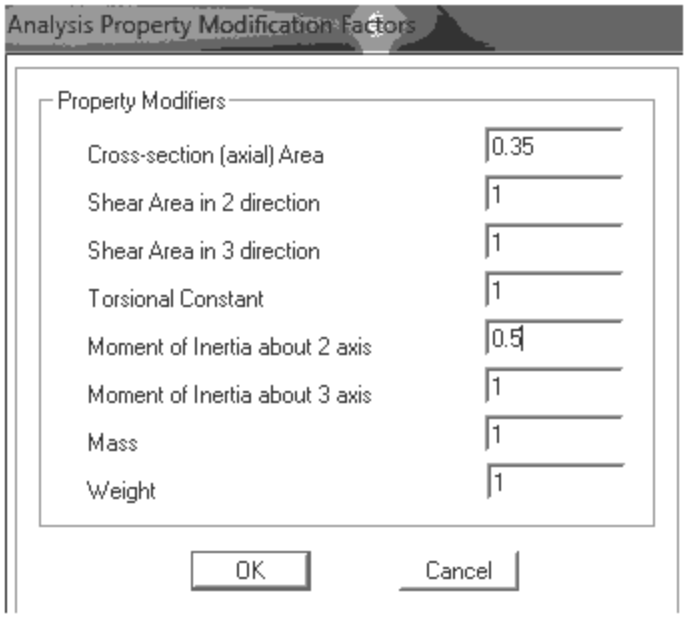
در این تیرها آنچه نقش تعیین کننده را دارد عنصر f11 میباشد. پس ضریب اصلاح را برای این گزینه وارد میکنیم. چون عنصر حالت مشابه تیر را دارد در هر صورت مقدار ضریب ترک خوردگی را برای آن برابر 035 وارد میکنیم (مشابه شکل ضمیمه پنجم) بعد از تنظیم ضرایب ترک خوردگی برای تمام دیوارها در تمام طبقات دکمه F5 را فشار داده و مدل را دوباره آنالیز میکنیم.

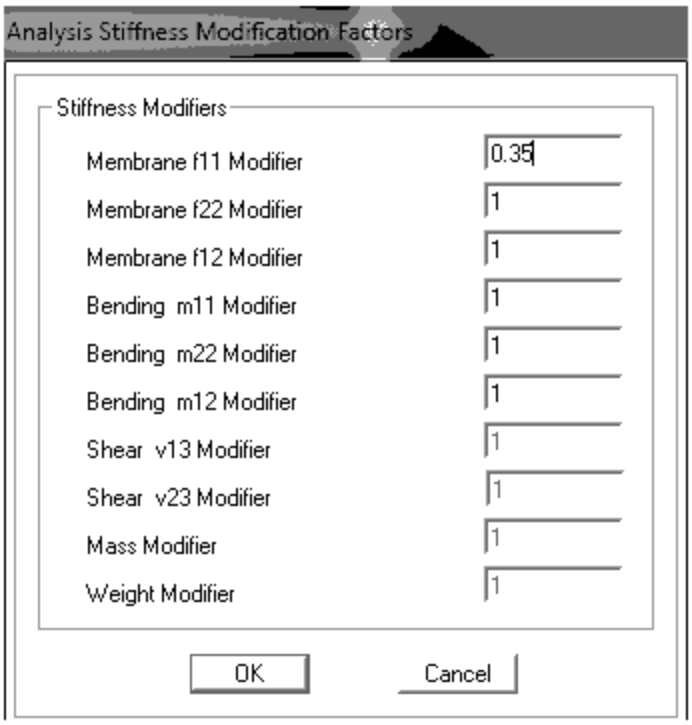



Analysis Property Modification Factors
Property Modifiers
Cross-section (axial) Area
Shear Area in 2 direction
Shear Area in 3 direction
Torsional Constant
Moment of Inertia about 2 axis
Moment of Inertia about 3 axis
Mass
Weight
1
OK
Cancel


Analysis Property Modification Factors
Property Modifiers
Cross-section (axial) Area
Shear Area in 2 direction
Shear Area in 3 direction
Torsional Constant
Moment of Inertia about 2 axis
Moment of Inertia about 3 axis
Mass
Weight
1
OK
Cancel


Analysis Stiffness Modification Factors
Stiffness Modifiers
Membrane f11 Modifier 1
Membrane f22 Modifier 0.7
Membrane f12 Modifier 1
Bending m11 Modifier 1
Bending m22 Modifier 1
Bending m12 Modifier 1
Shear v13 Modifier 1
Shear v23 Modifier 1
Mass Modifier 1
Weight Modifier 1
OK
Cancel


Analysis Property Modification Factors
Property Modifiers
Cross-section (axial) Area 0.35
Shear Area in 2 direction 1
Shear Area in 3 direction 1
Torsional Constant 1
Moment of Inertia about 2 axis 0.5
Moment of Inertia about 3 axis 1
Mass 1
Weight 1
OK
Cancel



تنظیمات طراحی از منوی Options/Preferences...

قبل از اینکه سازه را مورد طراحی قرار دهیم باید از منوی Options/Preferences... تنظیمات طراحی را انجام دهیم. این تنظیمات بر حسب اینکه طراحی برای سازه فلزی ، بتنی ، دیوار برشی و یا سقف کامپوزیت انجام مگیرد، متفاوت ست. در ادامه هر کدام از این موارد مورد اشاره قرار میگیرد .

تنظیمات طراحی سازه فلزی بر اساس آیین نامه AISC-ASD89

این تنظیمات در منوی Options/Preferences.../Steel Frame Design... انجام میشود. جزییات بیشتر در این زمینه در کتابهای مختلف و تاپیکهای مختلف سایت بحث شده است و در اینجا به طور خلاصه به برخی موارد اشاره میشود. (شکل ضمیمه) در قسمت Design Code آیین نامه AISC-ASD89 را انتخاب نمایید. این آیین نامه برای روش طراحی تنش مجاز مناسب است و با کنترل دستی ضوابط لرزه ای میتواند برای طراحی اکثر سازه های فلزی روشی مناسب باشد. (برای سازه های شامل قابهای با

مهاربندهای واگرا استفاده از آیین نامه AISC360/IBC2006به روش LRFDمناسبتر از این حالت میباشد.)

در قسمت Frame Type بهتر است که گزینه Braced Frame را انتخاب نماییم. این حالت به معنی این است که قاب حالت مهار شده را دارد و در محاسبه ضریب Cm مربوط به تیرستونها از ضوابط قابهای مهارشده استفاده میکند. (حتی اگر از قاب خمشی استفاده کرده باشیم هم بهتر است برای سعی اولیه از این گزینه استفاده کنیم)

در قسمت Consider Deflection گزینه Yes را انتخاب نمایید تا در طراحی تغییر شکلها و محدودیتهای مربوط به آن مطابق آیین نامه نیز لحاظ شود .

در قسمت Deflection Check Type گزینه Ratio را انتخاب نمایید. در این حالت تغییر شکلهای تیرها به مقداری از نسبت طول عضو که در قسمتهای پایینتر معرفی میشود محدود میشود .

چون مطابق مبحث دهم حداکثر تغییر شکل ناشی از بار زنده به L/360 و کل بار به L/240 محدود میشود و برای حالات محدودیت خاصی مطرح نشده است مطابق شکل ضمیمه 5 گزینه بعدی را وارد میکنیم. وارد کردن عدد یک (یا هر عدد کوچک دیگر)به این منظور است که عملاً در طراحی برای آن حالات بار محدودیت خاصی از نظر تغییر شکل در نظر گرفته نشود .

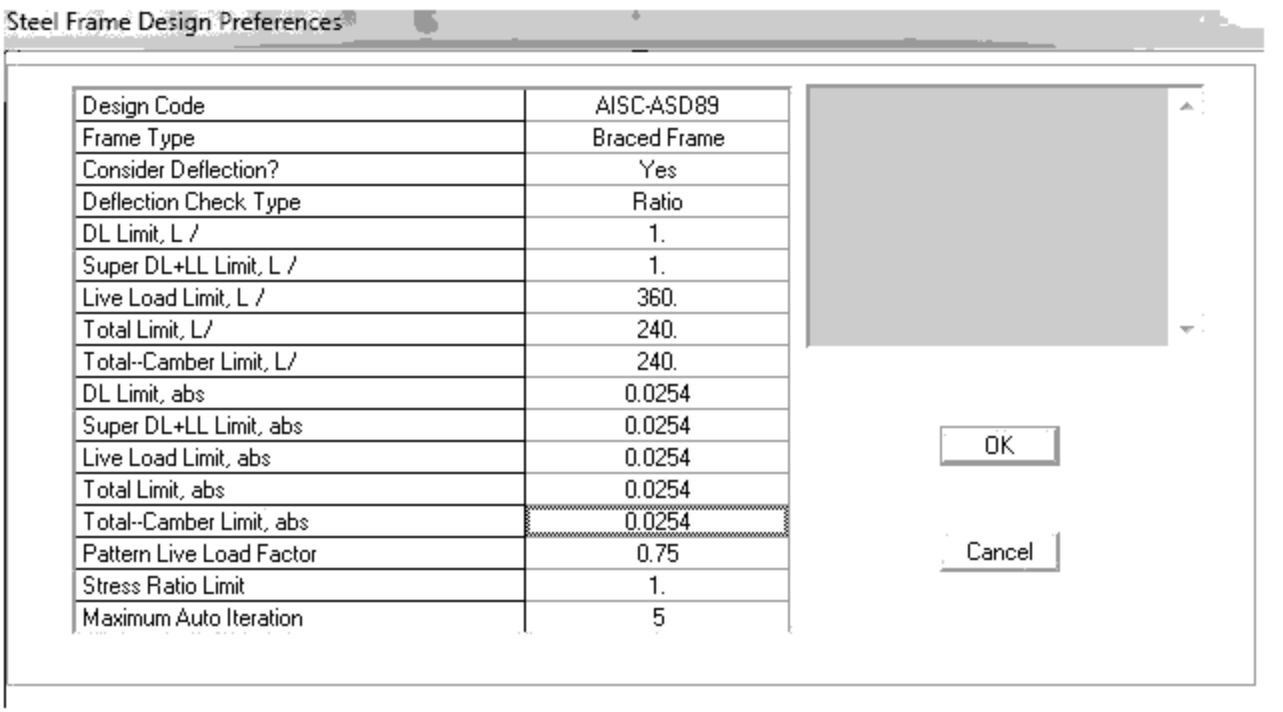
5 گزینه خاکستری بعدی مربوط به حالت استفاده از کنترل تغییر شکل به روش Absolute است که چون این گزینه انتخاب نشده است غیرفعال است .

در قسمت Pattern Live Load Factor عدد پیش فرض مورد قبول قرار گرفته است .این گزینه مربوط به در نظر گرفتن اثر بارگذاری نامتقارن زنده در دهانه های متوالی تیرهای سراسری یا با اتصالات گیردار میباشند و برای تیرهای مفصلی کاربرد خاصی ندارد. در اینگونه موارد لنگر ناشی از بار زنده از رابطه مربوط به تیرهای مفصلی محاسبه شده و با لنگر ناشی از مابقی بارها جمع میشود و چون این حالت یک حالت بارگذاری اضطراری محسوب میشود به جای آنکه تمام بار زنده لحاظ شود 0.75 آن محسوب میشود و به همین جهت عدد پیش فرض 0.75 است. در مبحث ششم این حالت فقط برای کفهایی که دارای بار زنده بیش از 500 کیلوگرم بر متر مربع هستند مطابق بند 6-3-3 (البته با تعریفی دیگر) اجباری شده است که عملاً در اکثر موارد نیازی به اعمال آن نیست. به هر حال قبول پیش فرض خللی در روند طراحی سازه نخواهد کرد .

در گزینه Stress Ratio Limit حداکثر نسبت تنش موجود به مجاز مورد قبول باید وارد شود که اگر میخواهیم منطبق بر آیین نامه حرکت نماییم عدد یک مناسبتر میباشد .

در قسمت Maximum Auto Iteration هم باید عدد مناسبی را به دلخواه وارد کنیم. این عدد برای وقتی است که از مقاطع

Auto Select Listاستفاده شده باشد. در این حالت بعد از طراحی سازه و انتخاب مقاطع اپتیمیم اگر این مقاطع با مقاطع آنالیز سازه متفاوت باشند دوباره به طور خودکار فرآیند آنلیز و طراحی را انجام میدهد. این فرآیند تا حداکثر تعداد معرفی شده در این قسمت و یا حالتی که بین مقاطع طراحی و آنالیز انطباق به وجود آید ادامه می یابد.در اینجا این عدد به طور مثال عدد 5 معرفی شده است.



تنظیمات طراحی تیرهای کامپوزیت در منوی Options/Preferences با کمک آیین نامه AISC-ASD89

در صورتی که در سازه از سقف کامپوزیت استفاده شده باشد و این تیرها را بخواهیم در نرم افزار طراحی کنیم باید تنظیمات طراحی آن را از طریق منوی Options/Preferences/Composite Beam Designانجام دهیم. توضیحات کامل در این زمینه در تاپیک زیر موجود است :

نکاتی در زمینه طراحی تیرهای کامپوزیت در ETABS

در اینجا به طور خلاصه و تصویری این تنظیمات برای حالات خاص نمایش داده میشود. قبل از آن باید به پیشفرضهای زیر توجه نمایید :

1- فقط تیرهای با مقطع I شکل (یا ناودنی شکل) در نرم افزار به صورت کامپوزیت قابل طراحی هستند. تیرهایی که به صورت مقطع General یا SD به برنامه معرفی میشند قابلیت طراحی به صورت کامپوزیت را ندارند .

2- برای اینکه تیرها به صورت کامپوزیت طراحی شوند باید تمام آنها را انتخاب و به قسمت Design/Overwrite Frame Design Procedureمراجعه کرده و گزینه Composite Beam Desiginرا انتخاب نماییم. البته برای مقاطع I شکل و ناودانی این پیش فرض به طور خودکار وجود دارد. (تصویر ضمیمه اول[9])

3- فرض کنید که تیرهای کامپوزیت در زمان اجرا قبل از رسیدن بتن به مقاومت اولیه فاقد شمع بندی هستند (No Shored) .

4- ضخامت دال بتنی کامپوزیت را 10 سانتیمتر فرض کنید و بتن آن را هم با مقاومت 210 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع فرض کنید. برای تیرهای فرعی نیز فاصله ای در حدود حداکثر 12 برابر ضخامت دال فاصله ای مناسب است .

5- فرض کنید که علاوه بر تیرهای فرعی پلها هم قابلیت طراحی به صورت کامپوزیت را دارند. فقط تیرهای شمشیری راه پله و تیرهایی که از دو سمت اتصالی به سقف ندارند (مثل تیرهای لبه ای کنار نورگیرها) قابلیت طراحی کامپوزیت را ندارند .

6- فرض کنید که به عنوان برشگیر از ناودانی نمره 6 به فواصل هر 25 سانتیمتر به صورت ثابت (صرفنظر از سایز تیر و بزرگی بار وارد بر تیر) برای تمام تیرها استفاده شده باشد. (این فرض توسط خود شما قابل تغییر است ولی در اینجا تنظیمات با این فرضیات ارایه میشوند. توجه کنید که در انتخاب نوع برشگیر و فواصل برشگیر باید ضوابط ذکر شده در بند 10-1-9-4-3 باید ارضا شود. مقدار برش قابل تحمل توسط هر برشگیر از جدول 10-1-9-1 مبحث دهم استخراج و به برنامه معرفی میشود (

7- فرض کنید که بال بالای تیر در زمان بتن ریزی با توجه به وجود قالبهای زیر دال کف و بعد از بتنریزی و رسیدن بتن به مقاومت اولیه توسط دال کف دارای مهار جانبی میباشد .

8- فرض کنید که تیر در 15 درصد طول اولیه و 15 درصد طول انتهایی خود به تنهایی بدون کمک اثر عملکرد مختلط میتواند بارهای وارد شده را تحمل کند و به این ترتیب عملکرد کامپوزیت تنها برای 70 درصد طول میانی تیر اعمال میشود .

[9]- شکلهای مورد اشاره در این قسمت درانتهای مطلب قابل مشاهده است.

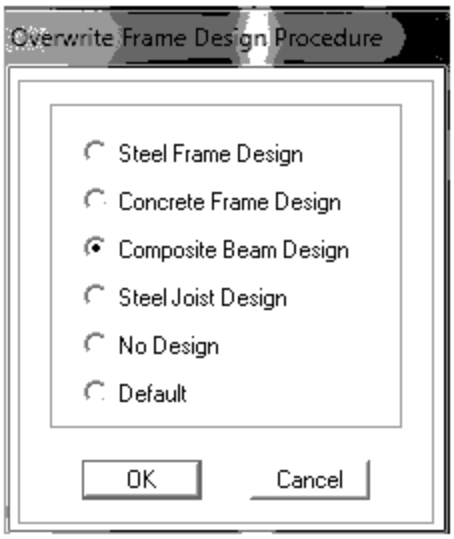
9- فرض کنید که در کنترل خیز تیر ، به دلیل اثر خزش برای بارهای دائمی در محاسبه عرض موثر دال به جای ضریب تبدیل n از ضریب تبدیل 3 nاستفاده شده است (n=Es/Ec) .

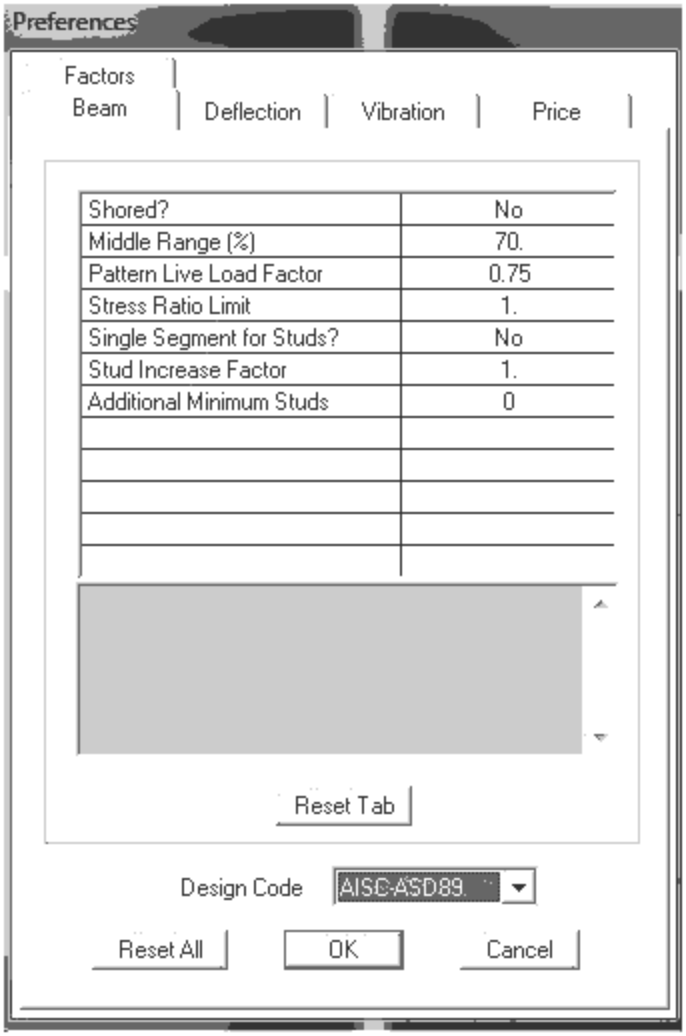
10- فرض کنید که در زمان اجرای تیرهای کامپوزیت از پیش خیز (خیز منفی) جهت جبران خیز ناشی از بارهای مرده استفاده نشده باشد .

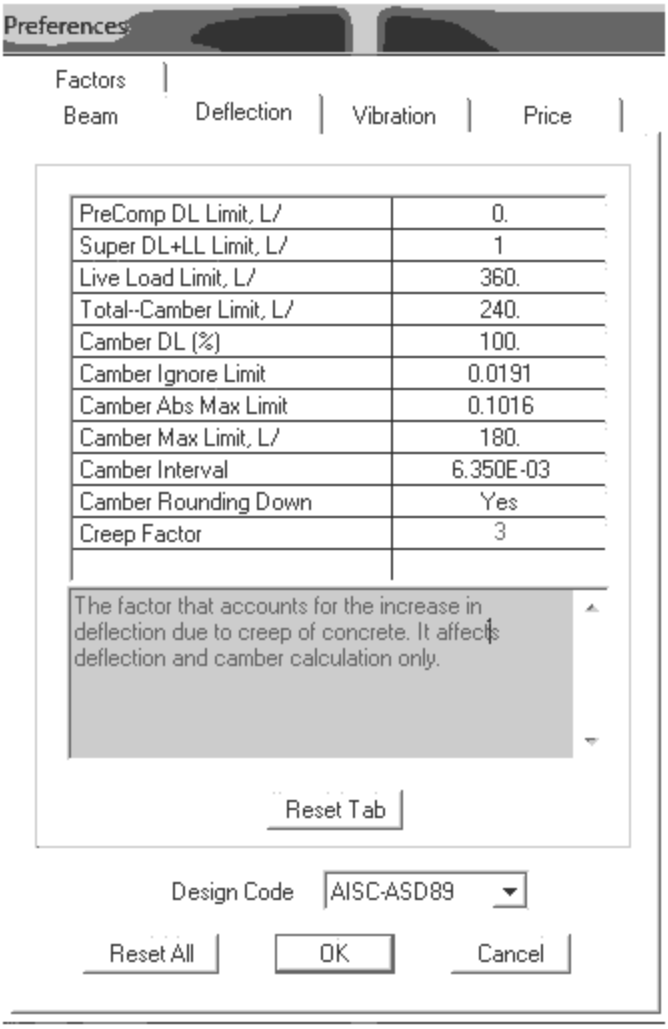
با توجه به موارد فوق بعد از مراجعه به قسمت Options/Preferences/Composite Beam Design در هر یک از تبهای Beam , Deflection , Factors, Vibration , Priceمطابق شکلهای ضمیمه دوم تا آخر اطلاعات را به برنامه معرفی مینماییم .

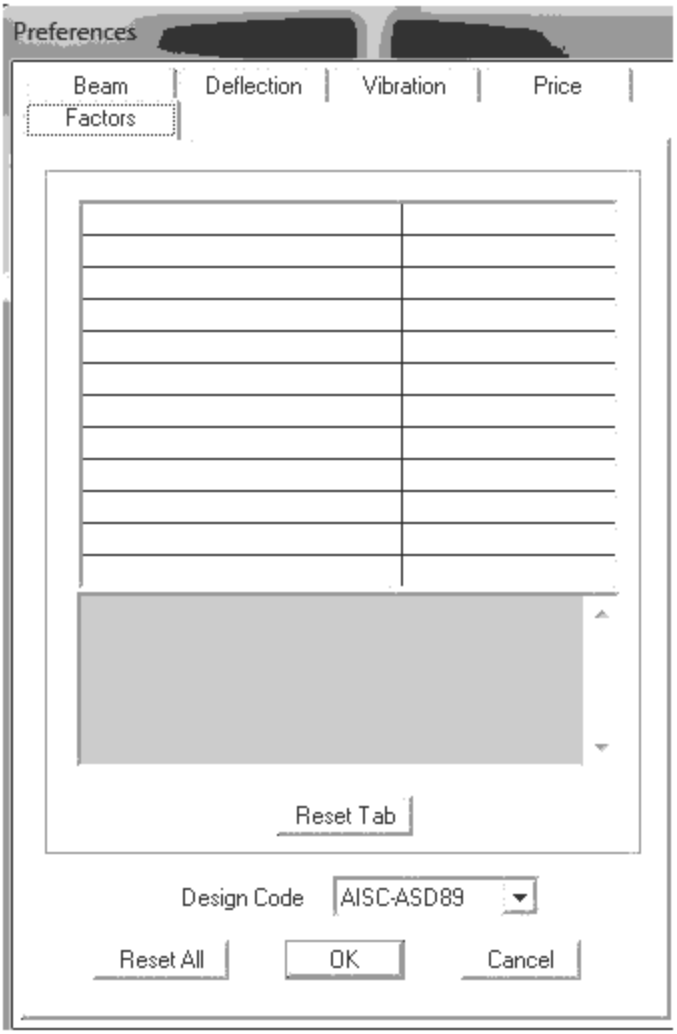
11- فرض کنید که به دلیل وجود تیغه بندی در سقف بر اساس بند 10-1-12-3ب نیازی به کنترل ارتعاش در سقف نیست .

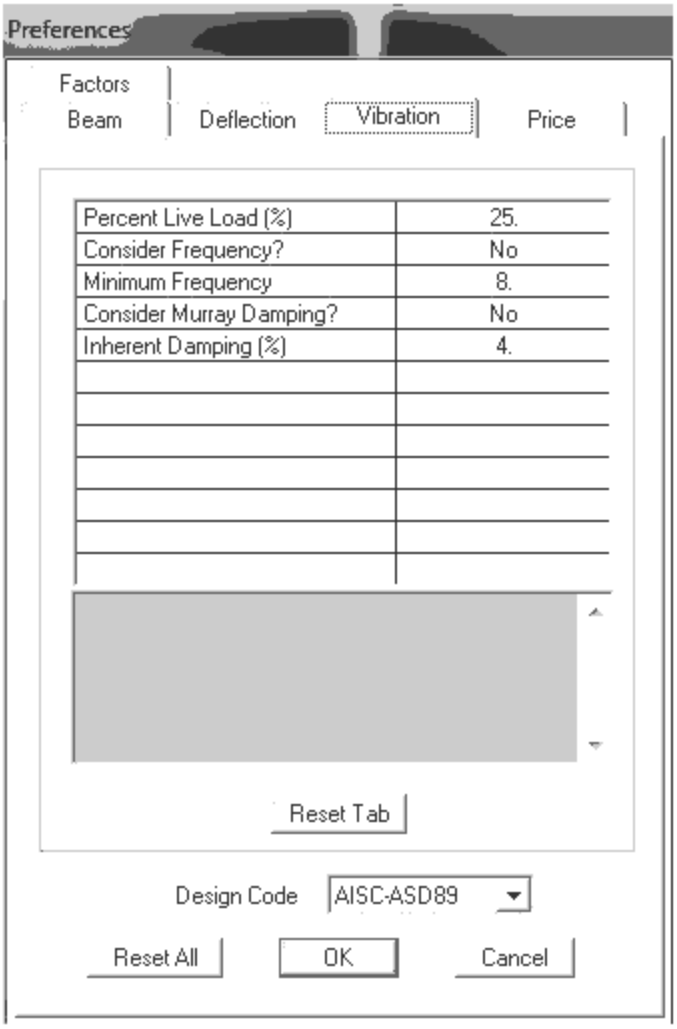
قابل ذکر است که از فرضیات بالا تعدادی در این قسمت قابل اعمالند و تعداد دیگری بعداً از طریق منوی Design/Composite Beam Design/View Revise Overwrites قابل اعمالند که بعداً توضیح داده خواهد شد.

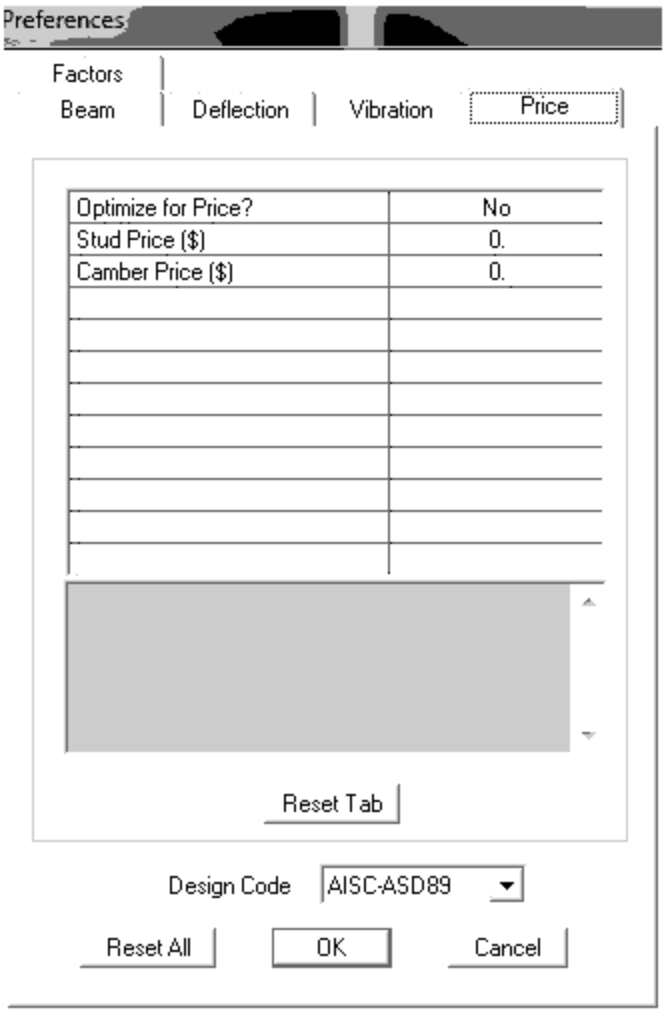



Preferences
Factors
Beam
Deflection
Vibration
Price
Shored? No
Middle Range (%) 70.
Pattern Live Load Factor 0.75
Stress Ratio Limit 1.
Single Segment for Studs? No
Stud Increase Factor 1.
Additional Minimum Studs 0
Reset Tab
Design Code AISC-ASD89
Reset All
OK
Cancel


Preferences
Factors
Beam
Deflection
Vibration
Price
PreComp DL Limit, L/ 0.
Super DL+LL Limit, L/ 1
Live Load Limit, L/ 360.
Total--Camber Limit, L/ 240.
Camber DL (%) 100.
Camber Ignore Limit 0.0191
Camber Abs Max Limit 0.1016
Camber Max Limit, L/ 180.
Camber Interval 6.350E-03
Camber Rounding Down Yes
Creep Factor 3
The factor that accounts for the increase in deflection due to creep of concrete. It affects deflection and camber calculation only.
Reset Tab
Design Code AISC-ASD89
Reset All
OK
Cancel


Preferences
Beam
Deflection
Vibration
Price
Factors
Reset Tab
Design Code
AISC-ASD89
Reset All
OK
Cancel

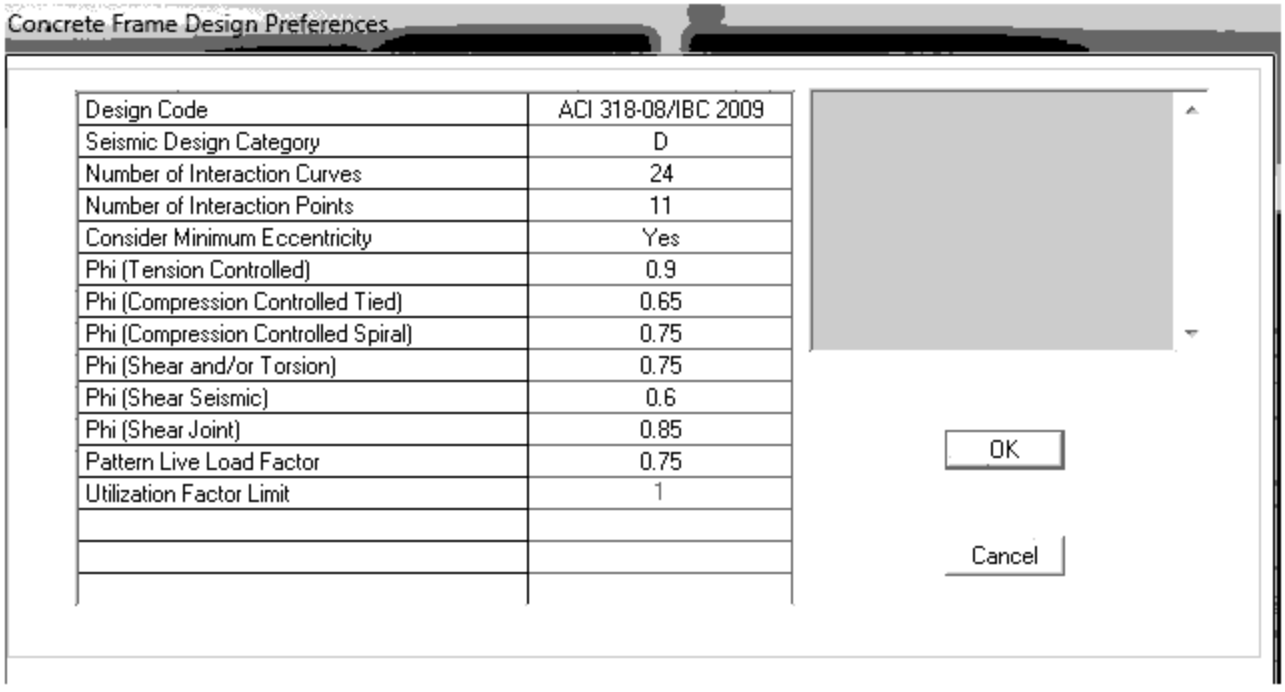

Preferences
Factors
Beam
Deflection
Vibration
Price
Percent Live Load (%) 25.
Consider Frequency? No
Minimum Frequency 8.
Consider Murray Damping? No
Inherent Damping (%) 4.
Reset Tab
Design Code AISC-ASD89
Reset All
OK
Cancel



تنظیمات طراحی سازه های بتنی بر اساس ضوابط آیین نامه ACI 318-08/IBC2009

از منوی Options/Preferences

برای سازه های بتنی هم این تنظیمات از طریق منوی Options/Preferences/Concrete Frame Design... قابل انجام است. در مراجع مختلف در این زمینه توضیحات کافی داده شده است. در این منو تقریباً مقادیر پیش فرض قابل قبول است. شکل ضمیمه تنظیمات این قسمت را نمایش میدهد.



تنظیمات طراحی دیوارهای برشی بتنی بر اساس ضوابط آیین نامه ACI 318-08/IBC2009 از منوی Options/Preferences

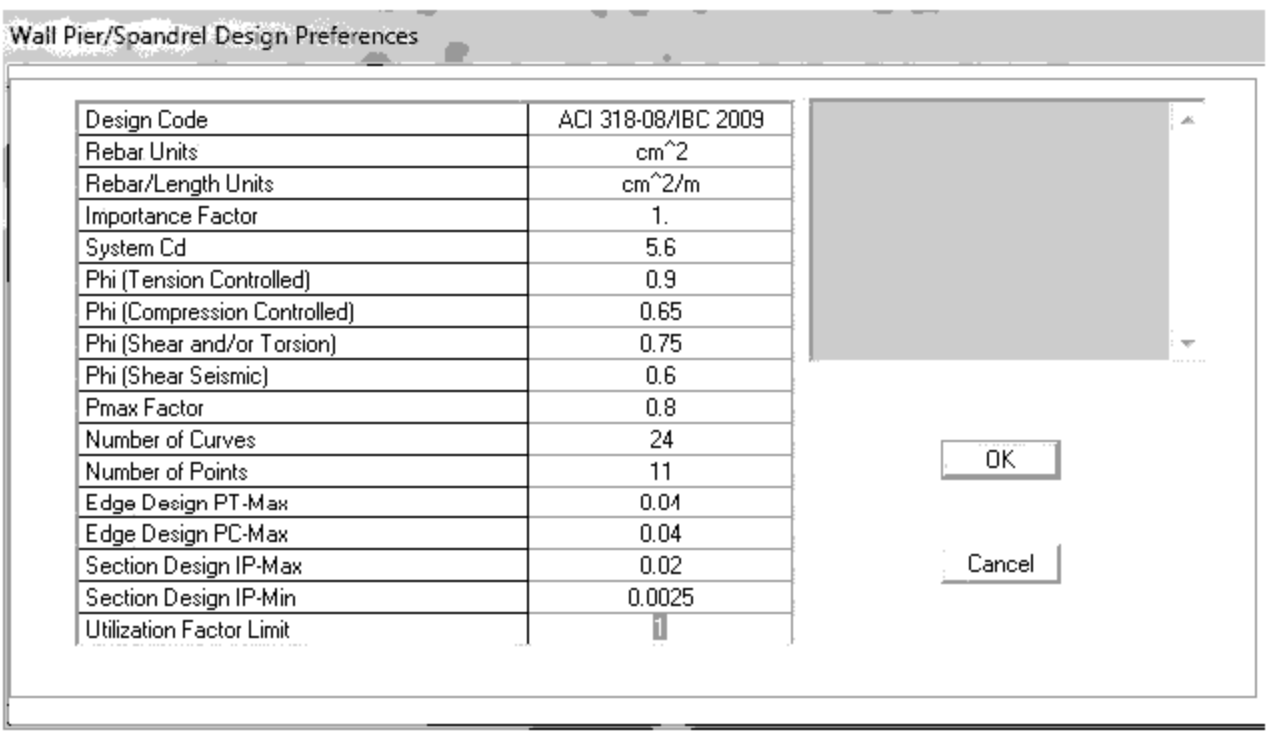
این تنظیمات برای سازه هایی است که دارای دیوار برشی است. اگر سازه فاقد دیوار برشی است نیازی به این تنظیمات نیست. این تنظیمات در منوی Option/Preferences/Shear Wall Design... در دسترس است. در این مورد نیز مراجع مختلف توضحات کافی را ارایه کرده اند. در شکل ضمیمه این تنظیمات به طور نمونه برای حالتی که دیوار برشی با شکلپذیری متوسط به همراه قاب خمشی با شکلپذیری متوسط استفاده شده باشد نمایش داده شده است. در این مورد به نکات زیر هم توجه کنید :

در قسمت System Cd مقدار 0.7R را وارد نمایید. در اینجا R ضریب رفتار سازه است که از جدول 6-7-6 مبحث ششم استخراج میشود. این ضریب برای سیستم قاب خمشی متوسط بتنی و دیوارهای برشی متوسط برابر عدد 8 است بر این اساس در این حالت این ضریب باید برابر 5.6 وارد شود .

مطابق بند 9-20-4-3-2-1 مبحث نهم در دیوارهای سازه ای نسبت آرماتور در هیچ قسمت نباید از 0.0025 سطح دیوار کمتر باشد (مگر در حالتی خاص که در این بند توضیح داده شده است). مطابق بند 9-20-4-3-2-2 مبحث نهم هم حداکثر این مقدار 0.04 است. بر این اساس باید :

در قسمت Edge Design PT-Max و Edge Design PC-Max عدد 0.04 را وارد کنیم و در قسمت Section Design IP-Min عدد 0.0025 را وارد نماییم. در قسمت Section Design IP-Max میشود عدد 0.04 را وارد نمود؛ اما جهت جلوگیری از تراکم آرماتور و رعایت محدودیتهای اجرایی بهتر است همان پیش فرض برنامه یعنی عدد 0.02را قبول نماییم .

در بقیه قسمتها پیش فرضها برنامه را قبول میکنیم.



همپایه سازی برش ناشی از تحلیل دینامیکی با برش ناشی از تحلیل استاتیکی در روش تحلیل دینامیکی

اگر برای تحلیل سازه به جای تحلیل استاتیکی از روش تحلیل دینامیکی استفاده شده باشد قبل از اقدام به طراحی سازه (پس از آنالیز سازه) باید ابتدا ضرایب همپایه سازی برش دینامیکی با استاتیکی را برای هر حالت بار دینامیکی به دست آورده و بعد قفل برنامه را باز کرده و این ضرایب را به حالات بار دینامیکی اعمال کرده و دوباره مدل را آنالیز و طراحی میکنیم. این فرآیند باید چندین بار تکرار شود تا اینکه در آخرین مرحله بین مقاطع آنالیز و طراحی سازه انطباق به وجود آید .

همپایه سازی برش دینامیکی و استاتیکی باید بر اساس ضابطه بند 6-7-2-6-2-4 مبحث ششم انجام شود. برای سازه های نا منظم

مقدار برش پایه دینامیکی باید به مقدار برش استاتیکی و برای سازه های منظم حداقل به 90 درصد و حداکثر 100درصد برش پایه استاتیکی باید همپایه شود. (در شرایط خاصی که از طیف ویژه ساختگاه استفاده شده باشد به جای 90 درصد به 80 درصد برش پایه استاتیکی میتوان این همپایه سازی را انجام داد) .

برای همپایه سازی و محاسبه ضریب اصلاح باید برش پایه دینامیکی به ازای هر حالت بار دینامیکی را محاسبه کرده و با مقدار برش پایه استاتیکی متناظر آن مقایسه کرد و بر اساس ضابطه گفته شده در بالا ضریب اصلاح را برای آن حالت بار به دست آورد .

با توجه به حالات بار دینامیکی که در قسمتهای قبل معرفی شد این همپایه سازی باید به شرح زیر انجام شود :

حالت بار دینامیکی SPECX با یکی از حالات بار استاتیکی دارای برون از مرکزیت اتفاقی در جهت X (مثل ENX)

حالت بار دینامیکی SPECY با یکی از حالات بار استاتیکی دارای برون از مرکزیت اتفاقی در جهت Y (مثل ENY)

حالت بار دینامیکی SPECX2 با حالت بار استاتیکی بدون برون از مرکزیت اتفاقی در جهت X (حالت بار EX)

حالت بار دینامیکی SPECY2 با حالت بار استاتیکی بدون برون از مرکزیت اتفاقی در جهت Y (حالت بار EY)

برش پایه حاصل از هر یک از این حالات بار به شرح قابل دسترسی خواهد بود :

1- به منوی Display/Show Tables... مراجعه میکنیم

2- قسمت Building Output در بخش ANALYSIS RESULT را تیک میزنیم .

3- قسمت Select Cases/Combos را کلیک کرده و حالات بار استاتیکی و دینامیکی مورد اشاره در بالا را انتخاب نمایید و سپس OK نمایید. (شکل ضمیمه اول[10])

4- بعد از بازگشت به صفحه قبل دوباره بر روی دکمه OK کلیک نمایید تا صفحه جدیدی باز شود .

5- در صفحه جدید باز شده از قسمت سمت راست بالا جدول Story Shears را برای نمایش انتخاب نمایید .

6- به پایین ترین ردیف این جدول که مربوط به طبقه اول است مراجعه نمایید و برای هر یک از حالات بار استاتیکی و دینامیکی مقادیر VX و VY را برداشت نمایید. برای حالات بار استاتیکی تنها یکی از دو مقدار در هر حالت بار وجود دارد ولی برای حالات بار دینامیکی هر دو مقدار وجود دارد و باید برداشت شود. (شکل ضمیمه دوم)

7- برش پایه دینامیکی از جذر مجموع مربعات مولفه های VX و VY به دست می آید. برش پایه استاتیکی چون فقط یک مولفه

[10]- شکلهای ضمیمه در انتهای این مطلب قابل مشاهده هستند.

دارد و مولفه دیگر صفر است همان عدد به دست آمده برای عدد غیر صفر است .

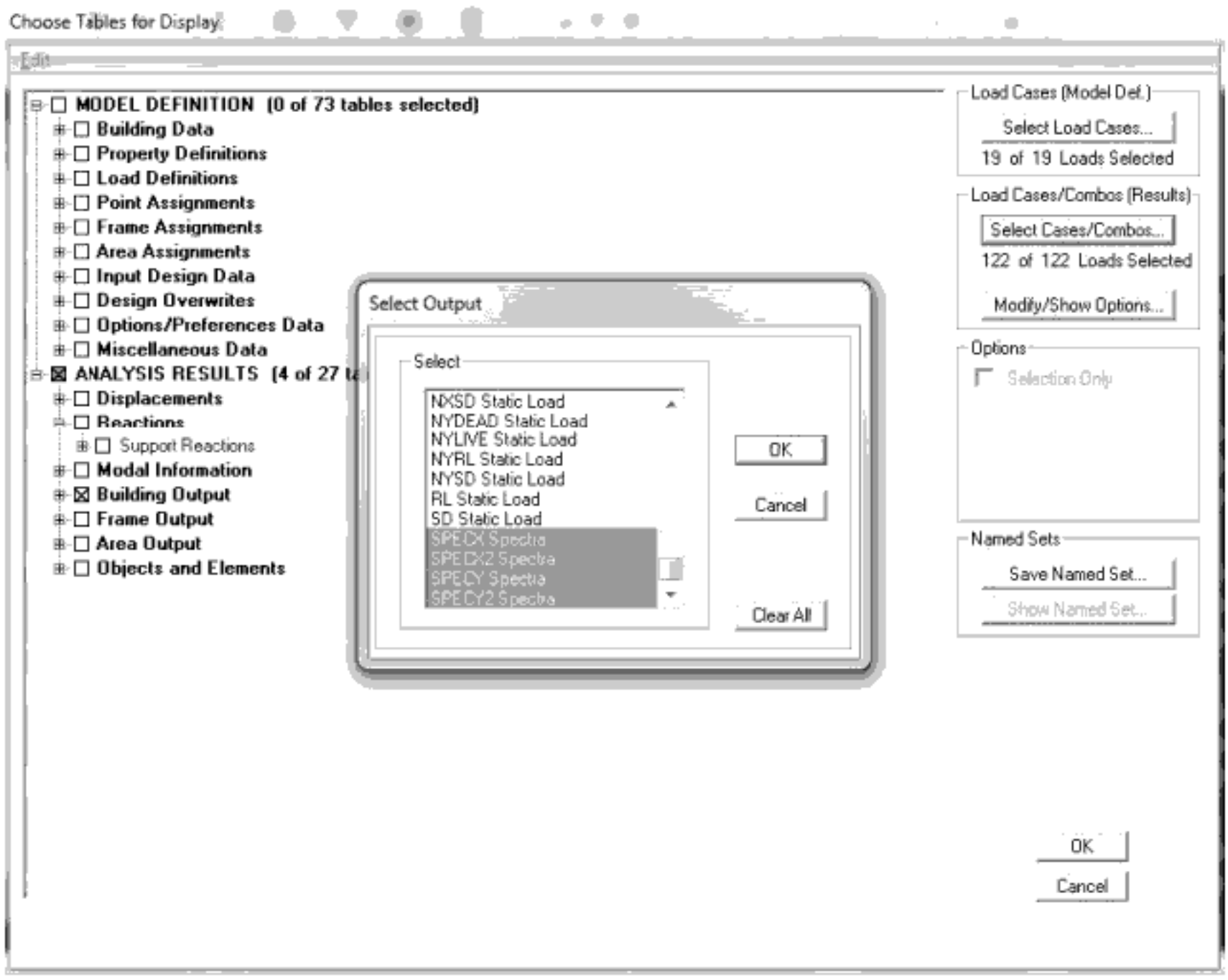
8- ضریب اصلاح را از تقسیم برش پایه استاتیکی به برش پایه دینامیکی برای هر یک از حالات بار دینامیکی محاسبه میکنیم. در صورتی که سازه منظم باشد ضریب اصلاح را در یک ضریب 0.9 نیز ضرب میکنیم به شرط آنکه ضریب اصلاح کوچکتر از یک نشود و همچنین برش پایه دینامیکی از برش پایه استاتیکی بیشتر نباشد (که معمولاً نیز شرایطی پیش نمی آید.)

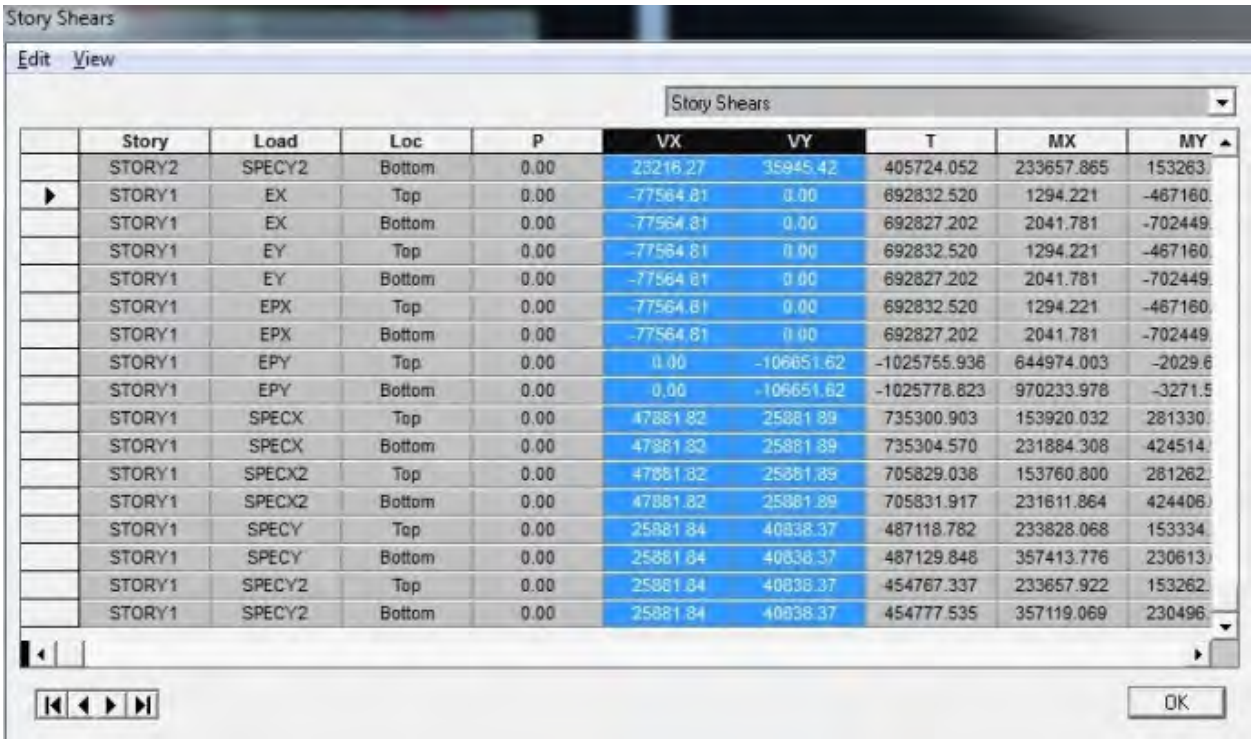
9- بر دکمه OK کلیک کرده و سپس قفل برنامه را باز کرده و به قسمت قبل از آنالیز برنامه بازمیگردیم .

10- به قسمت ..Define/Response Spectrum Cases میرویم و بر روی هر یک از حالات بار دینامیکی را انتخاب کرده و سپس بر روی دکمه ..Modify/Show Spectrum کلیک مینماییم. در صفحه جدیدی که باز میشود ضریب اصلاح به دست آمده را در قسمت Scale Factor اعمال مینماییم و در ضریب قبلی اعمال میکنیم .(همانند شکل ضمیمه سوم که در آن ضریب اصلاح عدد فرضی 1.25 میباشد). سپس OK میکنیم و به همین شکل برای مابقی حالات دینامیکی هم این کار را تکرار میکنیم .

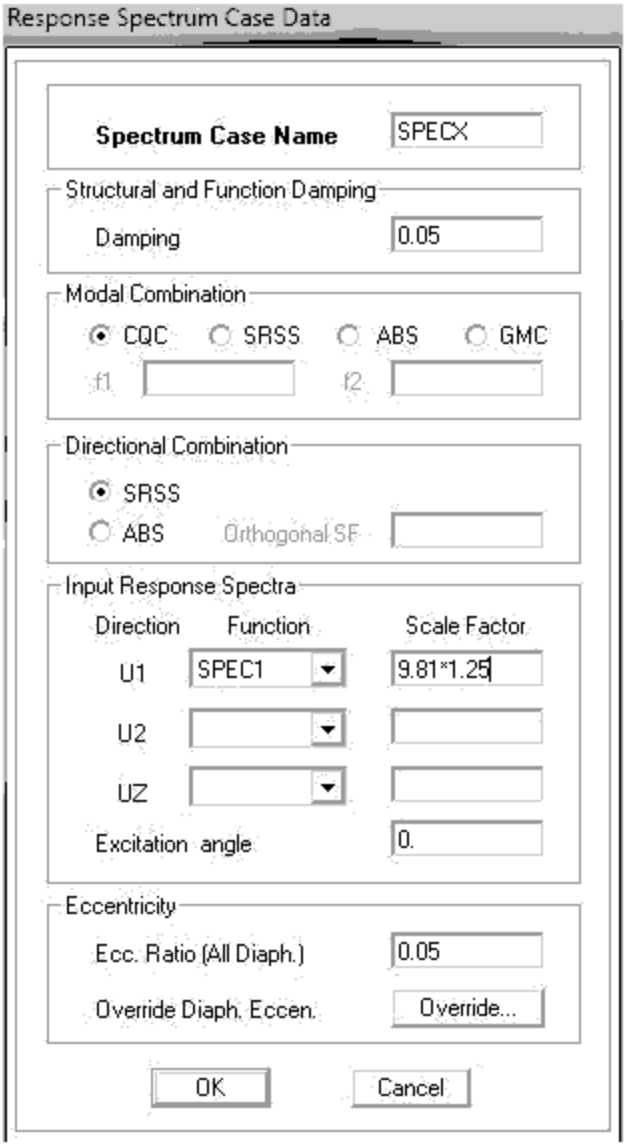
11- دوباره مدل را آنالیز میکنیم. در این حالت مدل آماده طراحی خواهد بود .

نکته مهم : مقدار برش پایه دینامیکی بستگی مستقیم به سختی سازه و مقاطع انتخاب شده برای اعضای مختلف دارد. چون در آنالیز اولیه مقاطع اعضا فرضی میباشند برش پایه دینامیکی به دست آمده نیز فرضی است. به همین جهت بعد از طراحی نیز مراحل بالا باید دوباره تکرار شود. این فرآیند به صورت سعی و خطا آنقدر تکرار میشود که مقاطع آنالیز و طراحی برنامه یکسان شوند.


Choose Tables for Display
Edit
MODEL DEFINITION (0 of 73 tables selected)
Building Data
Property Definitions
Load Definitions
Point Assignments
Frame Assignments
Area Assignments
Input Design Data
Design Overwrites
Options/Preferences Data
Miscellaneous Data
ANALYSIS RESULTS (4 of 27 t
Displacements
Reactions
Support Reactions
Modal Information
Building Output
Frame Output
Area Output
Objects and Elements
Select Output
Select
NXSD Static Load
NYDEAD Static Load
NYLIVE Static Load
NYRL Static Load
NYSD Static Load
RL Static Load
SD Static Load
SPECX Spectra
SPECX2 Spectra
SPECY Spectra
SPECY2 Spectra
OK
Cancel
Clear All
Load Cases (Model Def.)
Select Load Cases...
19 of 19 Loads Selected
Load Cases/Combos (Results)
Select Cases/Combos...
122 of 122 Loads Selected
Modify/Show Options...
Options
Selection Only
Named Sets
Save Named Set...
Show Named Set...
OK
Cancel



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY2	SPECY2	Bottom	0.00	23216.27	35945.42	405724.052	233657.865	153263.
STORY1	EX	Top	0.00	-77564.81	0.00	692832.520	1294.221	-467160.
STORY1	EX	Bottom	0.00	-77564.81	0.00	692827.202	2041.781	-702449.
STORY1	EY	Top	0.00	-77564.81	0.00	692832.520	1294.221	-467160.
STORY1	EY	Bottom	0.00	-77564.81	0.00	692827.202	2041.781	-702449.
STORY1	EPX	Top	0.00	-77564.81	0.00	692832.520	1294.221	-467160.
STORY1	EPX	Bottom	0.00	-77564.81	0.00	692827.202	2041.781	-702449.
STORY1	EPY	Top	0.00	0.00	-106651.62	-1025755.936	644974.003	-2029.6
STORY1	EPY	Bottom	0.00	0.00	-106651.62	-1025778.823	970233.978	-3271.5
STORY1	SPECX	Top	0.00	47881.82	25881.89	735300.903	153920.032	281330.
STORY1	SPECX	Bottom	0.00	47881.82	25881.89	735304.570	231884.308	424514.
STORY1	SPECX2	Top	0.00	47881.82	25881.89	705829.038	153760.800	281262.
STORY1	SPECX2	Bottom	0.00	47881.82	25881.89	705831.917	231611.864	424406.
STORY1	SPECY	Top	0.00	25881.84	40838.37	487118.782	233828.068	153334.
STORY1	SPECY	Bottom	0.00	25881.84	40838.37	487129.848	357413.776	230613.
STORY1	SPECY2	Top	0.00	25881.84	40838.37	454767.337	233657.922	153262.
STORY1	SPECY2	Bottom	0.00	25881.84	40838.37	454777.535	357119.069	230496.



تنظیمات قبل از طراحی برای اعضا از منوی Design مطابق آیین نامه AISC-ASD89

قبل از انجام طراحی علاوه بر مواردی که قبلاً اشاره شد باید برای اعضای خاص تنظیمات اضافه ای از طریق منوی Design/Steel Frame Design/View/Revise Overwrites... انجام گردد .

علاوه بر تنظیماتی که در منوی Options/Preferences... به طور کلی انجام میشود برای برخی اعضای خاص هم باید تنظیمات اضافه انجام شود که این تنظیمات اضافه ممکن است با تنظیمات کلی متناقض هم باشد. این تنظیمات کلی در شکل ضمیمه نمایش داده شده است. در شکل ضمیمه مواردی که برای تمام اعضا مشترک است نمایش داده شده است. علاوه بر موارد نمایش داده شده

، باید موارد زیر هم مورد توجه قرار گیرد :

1- در مورد بادبندهای ضربدری مطابق توصیه ای که در بند 10-3-9-2-3-2ب مبحث دهم آمده است برای محاسبه ضریب کمانش عضو بادبند در صفحه مهاربندی و صفحه عمود بر آن باید به ترتیب عدد 0.5 و 0.7 در نظر گرفت. عدد 0.5 به طور خودکار توسط نرم افزار در نظر گرفته میشود. اما عدد 0.7 را به نرم افزار معرفی کرد. برای این منظور باید در قسمت Unbraced Lenght Ratio (Minor , LTB)و یا Effective Lenght Ratio (Minor) عدد 0.7 را وارد نمود. (از دو مورد مذکور فقط یکی را باید وارد نماییم. در صورت وارد شدن در هر دو گزینه عملاً ضریب کمانش برابر 0.49 خواهد شد) .

2- در مورد تیرها با توجه به اینکه بال فشاری تیرها (معمولاً بال بالای تیر) به دال سقف دارای اتصال است ، عملاً بال فشاری تیر دارای اتکای جانبی خواهد بود که در برخی موارد ممکن است برنامه این مساله را تشخصی ندهد و تنش مجاز خمشی را بر اساس عدم اتکای جانبی محاسبه نماید. برای جلوگیری از این مساله برای تیرهایی که دارای این شرایط هستند (عملاً تمام تیرها مگر آنهایی که هیچ اتصال قابل توجهی به سقف و یا هر عنصر دیگری که بشود مهار جانبی محسوب شود نداشته باشد) عدد مربوط به Unbraced Length Ratio (Minor , LTB) را عددی کوچک (مثلاً 0.01) وارد مینماییم .

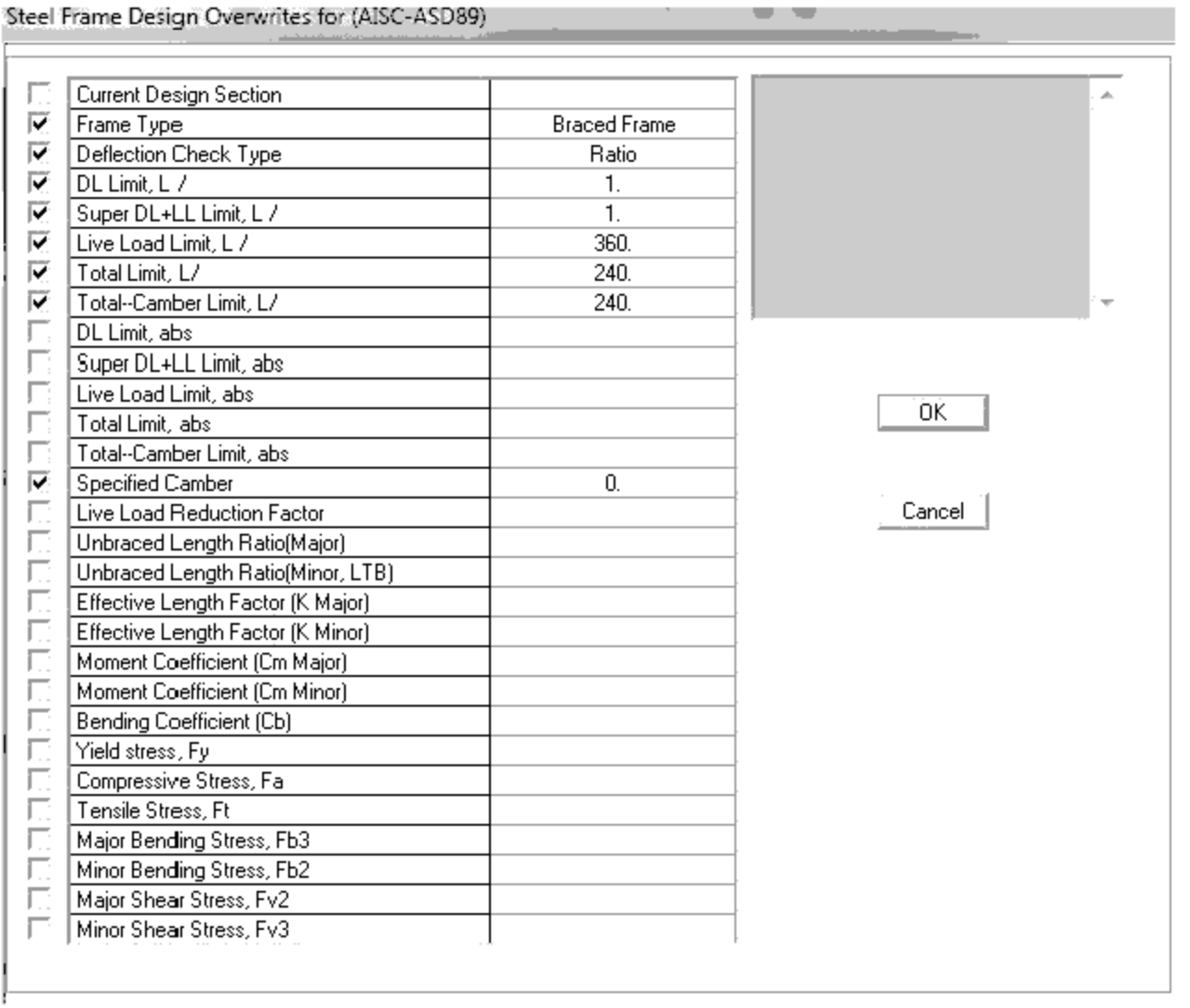
3- اگر برای تیرها از مقاطعی ساخته شده به صورت General یا SD استفاده کرده باشیم و این مقاطع از لحاظ تئوری دارای شرایط فشردگی میباشند برنامه قابلیت تشخیص این مساله را نخواهد داشت و تنش مجاز خمشی را 0.6Fyفرض خواهد کرد. برای آنکه برنامه تنش مجاز را به صورت صحیح فرض کند بهتر است که در قسمت Major Bending Stress , Fb3 عدد مناسب یعنی 0.66 Fyرا وارد نماییم. این عدد برای فولاد St37 در صورت استفاده از واحد kgf,m برابر 15840000خواهد بود. در صورتی که برخی از اعضای انتخاب شده برای تیرها غیرفشرده باشند (مثل تیرورقهایی که بدون اتصال سراسری جان و بال میباشند) و برای تیرها از مقاطع Auto Select List استفاده شده باشد در این مرحله این ویرایش بر روی تنش مجاز خمشی انجام نخواهد شد و بعد از انجام طراحی و مشخص شدن مقاطع اختصاص داده شده به تیرها این ویرایش برای تیرهایی که دارای مقاطع فشرده هستند باید انجام شود. این مساله برای ستونها هم در صورتی که فرض کنیم دیوارهای غیرسازه ای متصل به آنها نیز نقش مهار جانبی را دارند هم میتواند صادق و قابل استفاده باشد. البته برای ستونهای قابهای ساده چون تنش خمشی مقدار قابل ملاحظه ای نیست این مساله قابل صرفنظر است اما برای قابهای خمشی باید مورد توجه قرار گیرد .

4- در مورد ستونها عملاً ضریب کمانش ستونها بهتر است که برابر عدد یک در نظر گرفته شود .در مورد قابهای خمشی هم با رعایت شرایطی که در آیین نامه 2800ذکر شده است میشود آنها را نیز قاب مهار شده فرض کرد. (در صورتی که در روش تنش

مجاز شاخص پایداری طبقات کمتر از عدد 0.04 باشد صرفنظر از اینکه سازه دارای بادبند یا دیوار برشی باشد یا نباشد در آن طبقه میتوان قاب را مهار شده فرض نمود و ضریب کمانش ستونها را عدد یک در نظر گرفت. قبل از طراحی این کنترل قابل انجام نیست. فرض اولیه را بر ارضای این مساله قرار میدهیم و بعد از طراحی آن را کنترل مینماییم). به همین جهت برای تمام ستونها در قسمت (Effective Length Factor (K Major و قسمت (Effective Length Factor (K Minor عدد یک را وارد نماییم .

5- برای ستونها اگر از مقاطع I شکلی که به دلیل عدم اتصال سراسری بال و جان به یکدیگر غیرفشرده اند استفاده شده است مقدار تنش مجاز خمشی حول محور قوی (Fb3) و حول محور ضعیف (Fb2) باید 0.6Fy فرض شود که این مساله را برنامه نمیتواند تشخیص دهد. در این صورت باید این دو مقدار در برنامه ویرایش شوند .

قابل ذکر است که تمام موارد فوق بعد از انجام طراحی هم قابل ویرایش هستند ؛ اما بهتر است که این موارد قبل از طراحی انجام شود. مواردی که قبل از طراحی به دلیل نامشخص بودن مقطع عضو قابل تشخیص نباشند بعد از طراحی اصلاح میشوند.



تنظیمات قبل از طراحی دیوارهای برشی با استفاده از آیین نامه ACI318-08/IBC2009

از منوی Design

این تنظیمات هم بعد از انتخاب دیوارهای برشی و مراجعه به قسمتهای Design/Shear Wall Design/View Revise Pier Overwrites...(برای قسمتهایی که به عنوان Pier معرفی شده اند) و Design/Shear Wall Design/View Revise Spandrel Overwrites...(برای تیرهای همبند در دیوارهای برشی دارای سوراخ که به عنوان Spandrel معرفی شده اند) در دسترس خواهند بود. در حالت اول با پنجره ای مشابه شکل ضمیمه اول مواجه خواهیم شد. در این حالت باید به شرح زیر عمل

نماییم :

در قسمت ?Design This Pier باید گزینه Yes را انتخاب نماییم تا نرم افزار طراحی را برای دیوارهای انتخاب شده انجام دهد .در صورت انتخاب گزینه No این طراحی برای آن دیوارها انجام نخواهد شد .

در قسمت ? Design is Seismic بر حسب اینکه دیوار برشی دارای سطح شکلپذیری متوسط یا زیاد باشد به ترتیب گزینه های NOو YES را انتخاب نمایید. ضوابط طراحی دیوارها در هر یک از این دو حالت با یکدیگر متفاوت است .

در قسمت Pier Section Type دو گزینه Uniform Reinforcing و Simplified T and C وجود دارد. در حالت اول از یک آرماتوربندی یک نواخت در تمام طول دیوار استفاده میشود. اما در حالت دوم دیوار برشی به روش المان لبه ای طراحی میشود. به طور خلاصه در این حالت دیوار برشی به صورت دو ستون در دو انتهای خود فرض میشود و لنگر وارد بر دیوار به صورت یک کوپل نیروی کششی و فشاری فرض میشود هر کدام از این دو نیروی محوری به یکی از دو المان لبه ای دیوار منتقل میشود و بارهای ثقلی وارد بر دیوار نیز به صورت نصف به نصف به هر یک از این دو المان اضافه میشود و هر یک از دو المان برای نیروی محوری به دست آمده طراحی میشود. این روش تقریبی و محافظه کارانه است ولی معمولاً نسبت به روش اول به نتیجه ای اقتصادیتر می انجامد. برای ساختمانهای کوتاه معمولاً روش اول و برای ساختمانهای بلندتر روش دوم معمولاً مناسبتر است .اما در کل باید کاربر به صورت سعی و خطا هر دو روش را امتحان کند و جوابی که مناسبتر است را انتخاب نماید. در صورت انتخاب هر یک از این دو روش منوهای زیر این قسمت در پنجره متفاوت خواهد بود. شکل ضمیمه اول[11] با فرض انتخاب گزینه Uniform Reinforcingو شکل ضمیمه دوم با فرض انتخاب گزینه Simplified T and Cمیباشند (قابل توجه است که استفاده از گزینه دوم برای دیوارهای C شکل و T شکل و L شکل و [شکل امکانپذیر نیست. در این دیوارها در صورتی که بخواهیم از این گزینه استفاده کنیم باید هر جز از دیوار به صورت یک Pier نامگذاری مجزا شود). در حالت اول گزینه های بعدی به شرح زیر خواهند بود :

د ر قسمت End/Corner Bar Name قطر آرماتور برای قسمت انتهایی دیوار قابل انتخاب است. 4 آرماتوری که در 4 گوشه دیوار قرار میگیرند در اینجا میتوانند قطری متفاوت از بقیه آرماتورها داشته باشند .

در قسمت Edge Bar Name قطر بقیه آرماتورها انتخاب میشود. فرض میشود که آرماتوربندی در این روش در دولایه انجام میگیرد .

[11]- شکلهای مورد اشاره در انتهای این مطلب قابل مشاهده اند.

در قسمت Edge Bar Spacing فاصله محور تا محور آرماتورها در راستای طولی دیوار (محور X یا Y) وارد میشود. در این زمینه باید به محدودیتهای آیین نامه ای هم توجه گردد. این محدودیت در بند 9-20-4-3-2-2 مبحث نهم ذکر شده است که بر اساس آن فاصله آرماتورها نباید از 35 سانتیمتر بیشتر گردد. در این محدودیتهای اجرایی هم باید مورد نظر باشد. به همین جهت توصیه میشود که این فاصله کمتر از 10 سانتیمتر در نظر گرفته نشود .

در قسمت Clear Cover مقدار پوشش بتن روی آرماتور وارد میشود. این عدد نسبت به روی میلگرد محاسبه میشود و نه مرکز میلگرد. برای در نظر گرفتن عدد مناسب برای این قسمت باید ضوابط آیین نامه ای در مورد پوشش بتن ذکر شده در بند 9-6-3-3- 9 مبحث نهم هم مورد توجه قرار گیرد .

در قسمت Material باید جنس دیوار که البته از بتن است انتخاب شود .

در قسمت Check/Design Reinforcing دو گزینه Check و Design وجود دارد. در حالت اول تنها نسبت بار وارده به ظرفیت مجاز دیوار ارایه میگردد که اگر عدد محاسبه شده کمتر از یک باشد دیوار جوابگو خواهد بود و در غیر این صورت جوابگو نخواهد بود. در حالت دوم برنامه دیگر به اطلاعات داده شده در مورد قطر و فواصل آرماتورها توجهی نخواهد کرد و نسبت مساحت آرماتور عمودی مورد نیاز برای دیوار به سطح مقطع دیوار را گزارش خواهد کرد. در اینجا تنها از نسبت قطر آرماتور گوشه به بقیه آرماتورها استفاده خواهد کرد و نتیجه هر چه شد و هر آرماتوری که توسط طراح انتخاب شد باید آرماتورهای گوشه را به همان نسبت که در این فرم ارایه شده است انتخاب نماید. (مثلاً اگر قطر آرماتور گوشه 1.5 برابر بقیه آرماتورها باشد در طرح نهایی هم باید همین نسبت برقرار باشد). بهتر است که در ابتدا از گزینه Design استفاده کنیم و بعد از آن با توجه به نتایج طراحی آرماتورهای دیوار را به دست آورده و با گزینه Check از صحت این انتخاب مطمئن شویم .

در حالتی که دیوار به صورت Simplified T and C انتخاب شده باشد گزینه های زیر وجود خواهد داشت :(شکل ضمیمه دوم)

در قسمت Thick Bottom ضخامت دیوار در تراز پایین طبقه وارد میشود. لزومی ندارد برای این قسمت عددی وارد شود و مقدار آن با توجه به ضخامتی که به المان دیوار از منوی Define در ابتدای مدلسازی هنگام تعریف مشخصات المانهای سطحی اختصاص داده شده است توسط برنامه برداشت میشود. تنها در صورتی که بخواهیم از فرض دیگری استفاده کنیم برای این قسمت عدد مورد نظر خود را وارد مینماییم. (در این حالت این تغییر در ضخامت تنها در طراحی دیوار دیده میشود و در نتایج آنالیز نرم افزار تاثیر داده نمیشود که این مساله خود باعث ایجاد خطا خواهد کرد) .

در قسمت Length Bottom طول دیوار در قسمت پایین آن وارد میشود. (این طول نیز به صورت خودکار توسط برنامه با توجه

به هندسه دیوار در نظر گرفته میشود و نیازی به وارد کردن آن نیست)

در قسمت DB1 Left Bottom طول المان لبه ای در سمت چپ مقطع پایینی آن وارد میشود. اگر عددی وارد نشود این طول توسط نرم افزار با رعایت حداکثر درصد آرماتور معرفی شده برای المان لبه ای دیوار محاسبه خواهد شد. (این حداکثر مقدار در مبحث نهم 4 درصد است) .

در قسمت DB2 Left Bottom عرض المان لبه ای در سمت چپ مقطع پایینی آن وارد میشود. پیش فرض برای این مقدار عرض دیوار است و اگر این مقدار از نظر شما قابل قبول است چیزی برای آن وارد ننمایید .

دو گزینه بعدی همین مقادیر برای سمت راست و پایین دیوار وارد میشود .

4 گزینه بعدی همین مقادیر برای قسمت بالای دیوار وارد میشود .

در قسمت Material باید مصالح دیوار که قاعدتاً بتن است انتخاب شود. برنامه به طور خودکار مصالح بتنی معرفی شده به نرم افزار را انتخاب میکند و نیازی به معرفی دوباره نیست .

در قسمتهای Edge Design PT-Max و Edge Design PC-Max مقدار حداکثر درصد آرماتور در المانهای لبه ای به ترتیب کششی و فشاری وارد میشود. این دو مقدار به طور پیش فرض همانهایی هستند که قبلاً ازمنوی Design به نرم افزار معرفی شده اند. مطابق مبحث نهم این دو مقدار برابر 0.04 باید وارد شوند .البته به دلیل جلوگیری از تراکم آرماتور و اجرایی کردن طرح میتوان از مقادیر کمتر نیز به سلیقه خود استفاده نماییم .

نکته : در مورد وارد کردن ابعاد المانهای لبه ای اگر نمیخواهیم از المانهای لبه ای با عرضی بزرگتر از عرض دیوار استفاده کنیم میتوانیم پیش فرضهای برنامه را قبول کنیم و ابعادی معرفی ننماییم. این پیش فرضها بعد از طراحی دیوار هم قابل تغییر و بازبینی است. در حالتی که دیوار در دو انتهای خود به ستونهایی متصل است ک در مدلسازی این ستونها مدل نشده اند حتماً باید ابعاد این ستونها را به عنوان ابعاد المان لبه ای به نرم افزار معرفی کرد. اما در صورت مدلسازی ستون نیازی به این مساله نیست. در این حالت حتماً بهتر است که طول المان لبه (که از لبه ستون در محل تلاقی ستون و دیوار محاسبه میشود) به طور خودکار توسط برنامه محاسبه شود و عرض آن نیز همان عرض دیوار فرض شود .

معمولاً در طراحی ابتدا محاسبه خودکار طول المان لبه مورد قبول قرار میگیرد. اما در انتهای کار و زمان تیپ بندی دیوارها در صورتی که مقادیر محاسبه شده توسط نرم افزار از لحاظ اجرایی ایده آل نباشد باید مقادیر مورد نظر به برنامه دوباره معرفی شود و نتایج طراحی بر اساس آن دوباره استخراج شود .

در مورد انتخاب نوع طراحی دیوارهایی که به صورت Pier هستند غیر از دو گزینه Uniform Spacingو Simplified T and C گزینه دیگری هم تحت عنوان General Reinforcing Pier Section هم وجود دارد که در این حالت با توجه به امکانات ساخت مقطع به صورت SD میتوان مقاطع دلخواه با آرماتورگذاری نسبتاً دلخواه ایجاد نمود. این امکانات بیشتر برای دیوارهای متقاطع در دو جهت مختلف (دیوارهای C ، L، Tیا [شکل) مناسب است. نحوه معرفی این مقاطع در کتابهای مختلف ذکر شده است. به طور خلاصه ابتدا باید از منوی Design/Shear Wall Design/Define Pier Section For Checking... مقاطع دلخواه خود را با استفاده از امکانات قسمت Section Designer در برنامه بسازیم. در این مورد برای شروع میتوانیم از یکی از دیوارهای موجود در مدل به عنوان شروع مدلسازی کمک بگیریم و یا میشود مدل را از صفر شروع به ساختن نمود. سپس برای دیوار یا دیوارهای مورد نظر میتوان با مراجعه به منوی Design/Shear Wall Design/Assign Pier Sections For General Reinforcing Pier Section/...Checking مقطع دلخواه را به بالا و پایین دیوار اختصاص داد. (مقطع بالا و پایین دیوار میتواند متفاوت باشد). برای این مقاطع نیز میشود تعیین کرد که مقطع طراحی و یا فقط چک شود .

قسمت دیگری که باید قبل از انجام طراحی مورد توجه قرار گیرد تنظیمات مربوط به عناصر Spandrel درمنوی Design است. اگر فاقد المان Spandrel هستید (به طور خاص دیوار فاقد گشایش) نیازی به این تنظیمات نیست. برای این منظور باید المانهای Spandrelرا انتخاب کرده و به قسمت Design/Shear Wall Design/View Revise Spandrel Overwrites... مراجعه نمایید. در این حالت پنجره ای (مشابه شکل ضمیمه سوم) ظاهر میشود. گزینه های موجود در این پنجره به شرح زیر میباشند :

در قسمت Design This Spandrel باید گزینه Yes را انتخاب نماییم .

در قسمت ? Design is Seismic دو گزینه No و Yes وجود دارد. برای حد شکلپذیری زیاد باید گزینه Yes و برای حد شکلپذیری متوسط باید گزینه No انتخاب شود .

در قسمتهای Length و Thick Left و Depth Left به ترتیب طول ، ضخامت و عمق قطعه در سمت چپ آن وارد میشود. درصورتی که عددی وارد نشود این مقادیر مطابق هندسه آن قسمت و مقطعی که به آن المان اختصاص داده شده است محاسبه خواهد شد و نیازی به وارد کردن دوباره آن نیست .

در دو قسمت Cover Bottom Left و Cover Top Left مقدار پوشش آرماتور در قسمت سمت چپ قطعه و به ترتیب در پایین و

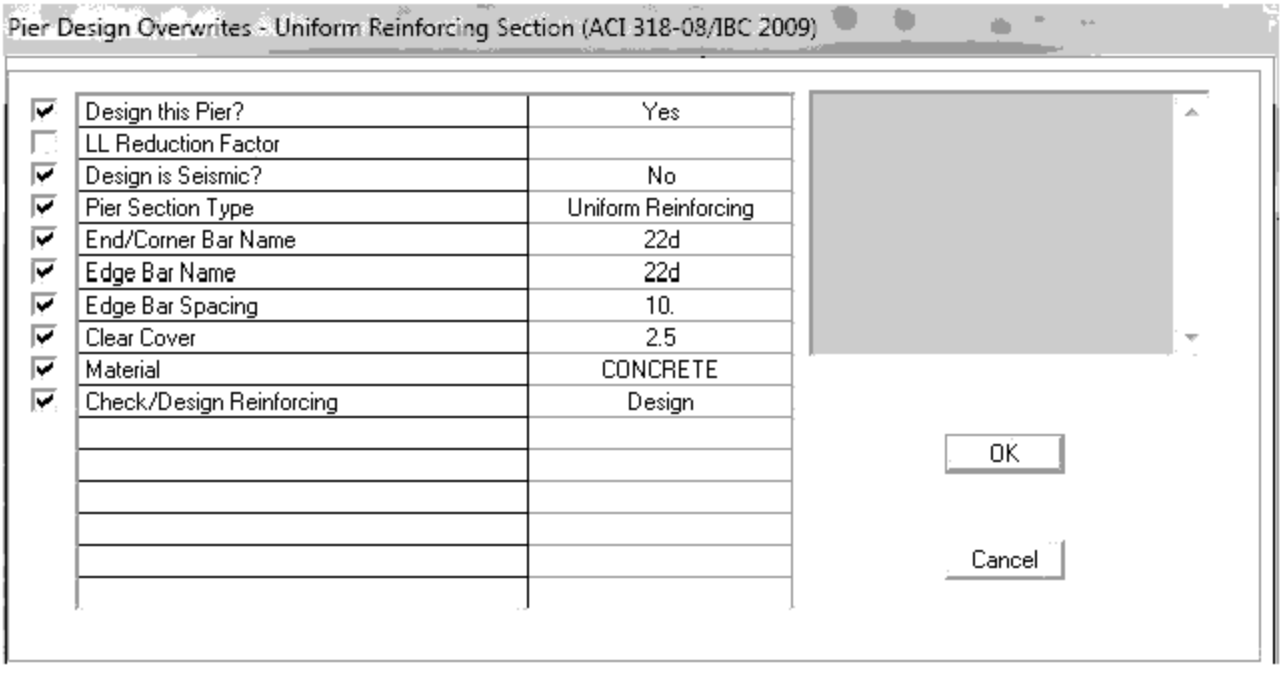
بالای آن وارد میشود. این فاصله از روی آرماتورهای طول محاسبه میشود و در وارد کردن آن باید ضوابط مربوط به پوشش بتن در مبحث نهم هم رعایت گردد .

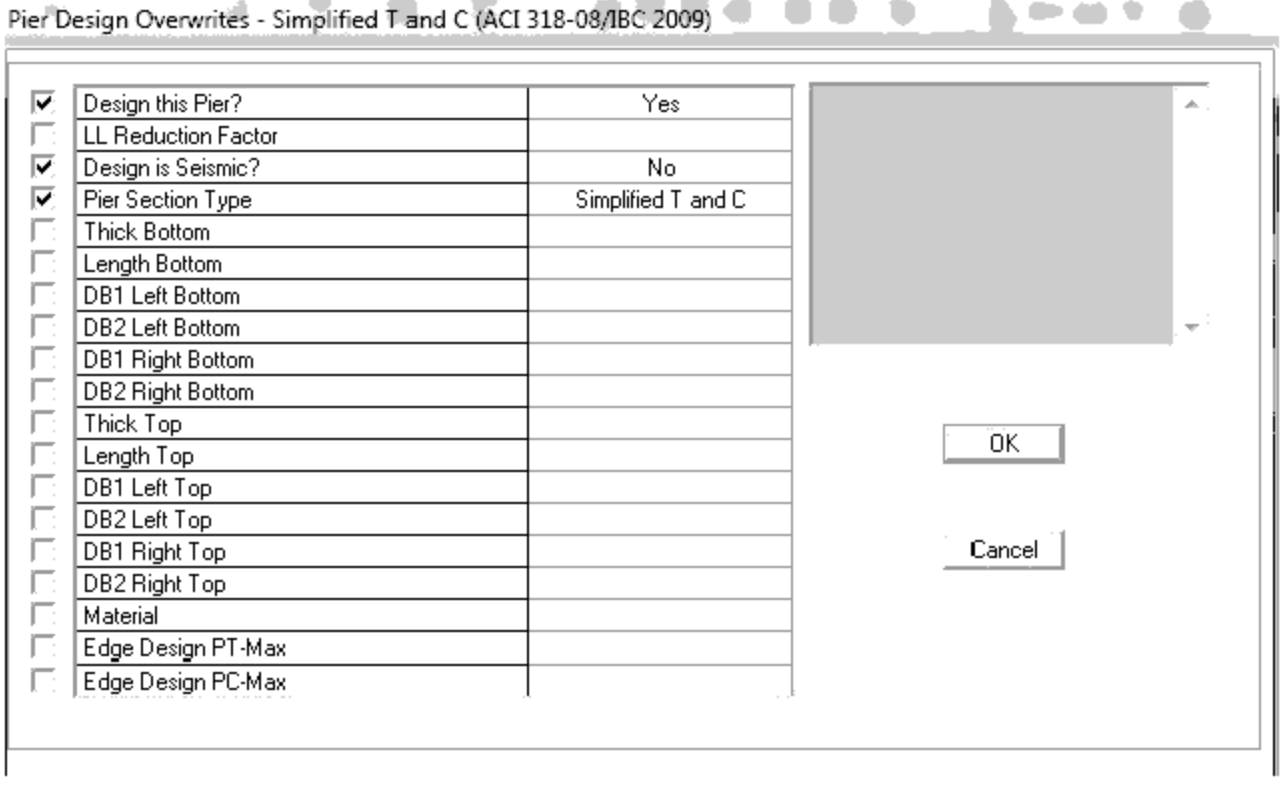
در دو قسمت Slab Width Left و Slab Depth Left به ترتیب مقدار عرض موثر و ضخامت بال (در تیرهای T شکل) در سمت چپ عضو وارد میشود. این عرض میتواند بخشی از عرض دال سقف فرض شود و ضخامت نیز اگر در تراز سقف تیری اجرا نشده باشد میتواند همان ضخامت دال سقف باشد. اگر علاوه بر دیوار در این تراز تیر هم اجرا شده باشد ابعاد این تیر میتواند به عنوان بال مقطع T شکل وارد شود. در محاسبه عرض موثر دال باید ضوابط بندهای 9-11-6-1-2 و 9-11-6-1-3 از مبحث نهم را هم مورد توجه قرار داد. اگر میخواهید در جهت اطمینان از این مساله صرفنظر کنید مقداری برای این دو وارد ننمایید .

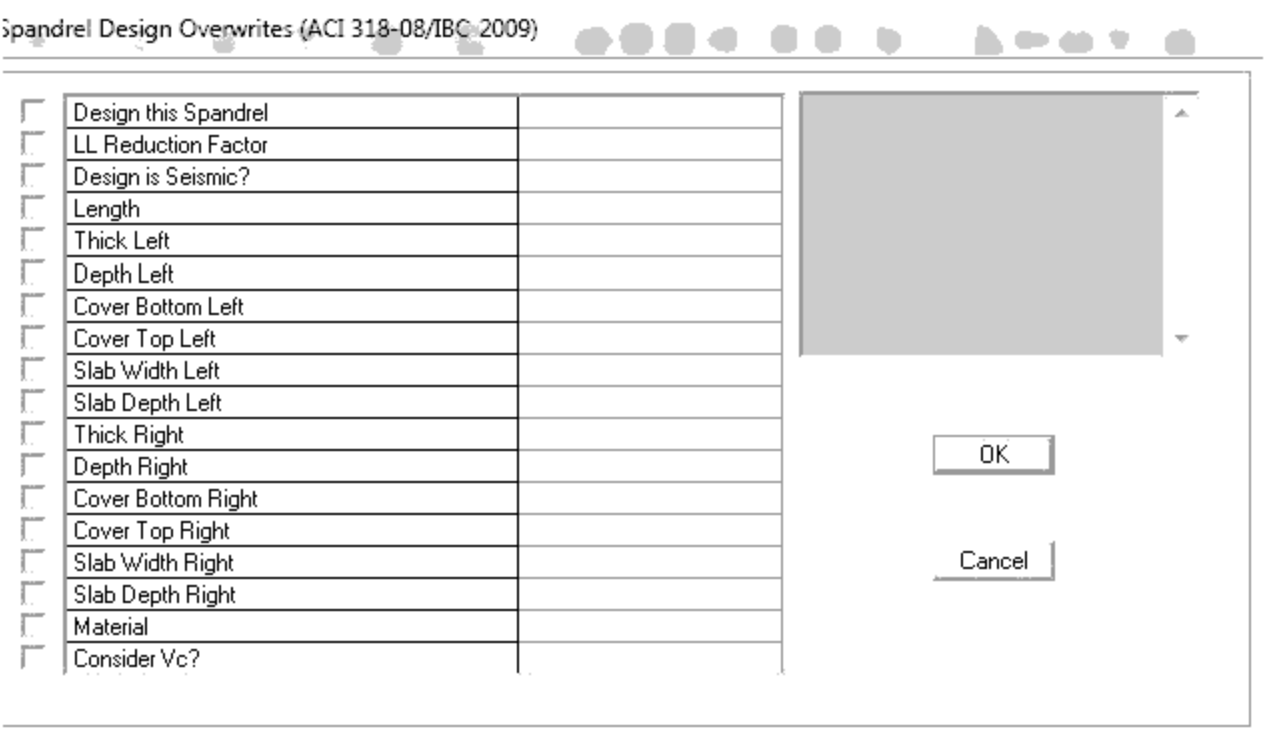
6 گزینه بعدی متناظر با 6 گزینه توضیح داده شده در بالا میباشند که البته برای قسمت راست عضو میباشند .

در قسمت Material هم مصالح دیوار معرفی میشود که پیش فرض آن هم مصالح بتنی معرفی شده به نرم افزار از منوی Define است .

در قسمت ? Consider Vc دو گزینه Yes و No وجود دارد. در حالت انتخاب گزینه Yes در محاسبه مقاومت برشی بتن در محاسبه میلگرد برشی استفاده میشود و در حالت دیگر از مقاومت بتن در این محاسبه صرفنظر میگردد. در حد شکلپذیری زیاد مطابق بند 9-20-4-3-4-2 باید مقاومت برشی تنها توسط آرماتور تامین شود که در نتیجه در این حالت باید گزینه No انتخاب شود. در حد شکلپذیری متوسط بر اساس بند 9-20-3-3-1 لازم نیست که از مقاومت برشی بتن در این مساله صرفنظر شود و به همین جهت در این حالت گزینه Yes را باید انتخاب نماییم.


Pier Design Overwrites - Uniform Reinforcing Section (ACI 318-08/IBC 2009)
Design this Pier? Yes
LL Reduction Factor
Design is Seismic? No
Pier Section Type Uniform Reinforcing
End/Corner Bar Name 22d
Edge Bar Name 22d
Edge Bar Spacing 10.
Clear Cover 2.5
Material CONCRETE
Check/Design Reinforcing Design
OK
Cancel


Pier Design Overwrites - Simplified T and C (ACI 318-08/IBC 2009)
Design this Pier? Yes
LL Reduction Factor
Design is Seismic? No
Pier Section Type Simplified T and C
Thick Bottom
Length Bottom
DB1 Left Bottom
DB2 Left Bottom
DB1 Right Bottom
DB2 Right Bottom
Thick Top
Length Top
DB1 Left Top
DB2 Left Top
DB1 Right Top
DB2 Right Top
Material
Edge Design PT-Max
Edge Design PC-Max
OK
Cancel



تنظیمات قبل از طراحی تیرهای کامپوزیت با استفاده از آیین نامه AISC-ASD89 از منوی Design

این تنظیمات مربوط به حالتی است که سقف از نوع کامپوزیت باشد و طراحی تیرها در نرم افزار انجام شود. برای این منظور تیر یا تیرهای مورد نظر را انتخاب کرده و به قسمت Design/Composite Beam Design/View/Revise Overwrites... رفته و تنظیمات لازم را انجام میدهیم. در این حالت پنجره ای مطابق شکل ضمیمه اول ظاهر خواهد شد. این پنجره دارای 8 تب به شرح زیر میباشد :

Beam , Bracing (c) , Bracing , Deck , Shear Studs , Deflection , Vibration , Miscellaneous

در شکلهای ضمیمه تنظیماتی که برای اکثر تیرها قابل قبول است در این تبها نمایش داده شده است[12]. این تنظیمات بر اساس فرضیاتی است که قبلاً نیز به آن اشاره شده است .این تنظیمات به طور خلاصه به شرح زیر میباشند :

[12]- شکلهای مورد اشاره در انتهای این مطلب قابل مشاهده اند.

در قسمت Beam تنظیمات در اکثر تیرها مشابه شکل ضمیمه اول است. در قسمت ? Shored گزینه No انتخاب شود تا بر اساس آن تیرها بدون پایه موقت فرض شوند. اگر میخواهید تیرها ورق تقویت داشته باشند در قسمت ? Cover Plate Present گزینه Yesرا انتخاب کرده و در دو قسمت بعدی به ترتیب عرض و ضخامت ورق تقویتی را وارد نمایید. توجه کنید که ورق تقویت فقط در قسمت پایین تیر و به صورت یک تک ورق در نظر گرفته میشود. ورق تقویت بهتر است بعد از طراحی اولیه و برای تیرهایی که دارای مقطع غیراقتصادی هستند اعمال شود .

در تب Bracing (c) شرایط مربوط به بال فشاری تیر قبل از رسیدن بتن به مقاومت اولیه آن باید وارد شود. اگر فرض کنیم که قالبهای زیر دال بتنی برای بال بالای تیر که معمولاً فشاری است نقش مهار جانبی سراسری را داشته باشند این تب باید مطابق شکل ضمیمه دوم پر شود. برای معرفی مهارهای جانبی سراسری به نرم افزار در قسمت No. Uniform Braces باید بر روی قسمت سمت راست آن (جایی که الان توی شکل عدد یک نمایش داده شده است) کلیک کرده تا صفحه جدیدی ظاهر شود. در این پنجره باید یک مهار سراسری در بال بالا (مشابه شکل ضمیمه سوم) تعریف شود. اگر بخش از تیر مجاور دال بتنی نباشد (به طور مثال تیر کناری که کنار نورگیر یا راه پله قرار میگیرد) این قسمت یا نباید تکمیل شود و یا فقط برای طولی از تیر که مجاور دال بتنی است باید اطلاعات آن وارد شود .

در تب Bracing اطلاعات مربوط به مهار جانبی بالهای تیر بعد از رسیدن بتن به مقاومت اولیه وارد میشود. با توجه به اینکه دالهای بتنی در نرم افزار مدل شده اند و این دالها برای بال بالای تیر توسط نرم افزار مهار فرض میشود نیازی به دستکاری پیش فرضهای برنامه نیست (شکل ضمیمه چهارم)

در تب Deck هم تقریباً موارد پیش فرض میتواند مورد قبول قرار گیرد (شکل ضمیمه پنجم). فقط در مورد تیرهای راه پله که عملاً در اکثریت موارد غیرکامپوزیت اجرا میشوند و موارد دیگری که به هر دلیل نمیخواهیم یا نمیتوانیم کامپوزیت اجرا کنیم باید در قسمت Beam Type گزینه NC w/o studs (تیر غیر کامپوزیت بدون برشگیر) باید انتخاب شود. تیرهای متصل به بادبندهای واگرا و پلهایی که جزیی از قابهای خمشی هستند ، تیرهای کنار نورگیر که اتصالی به سقف ندارند از جمله مواردی هستند که شامل این مساله میشوند .

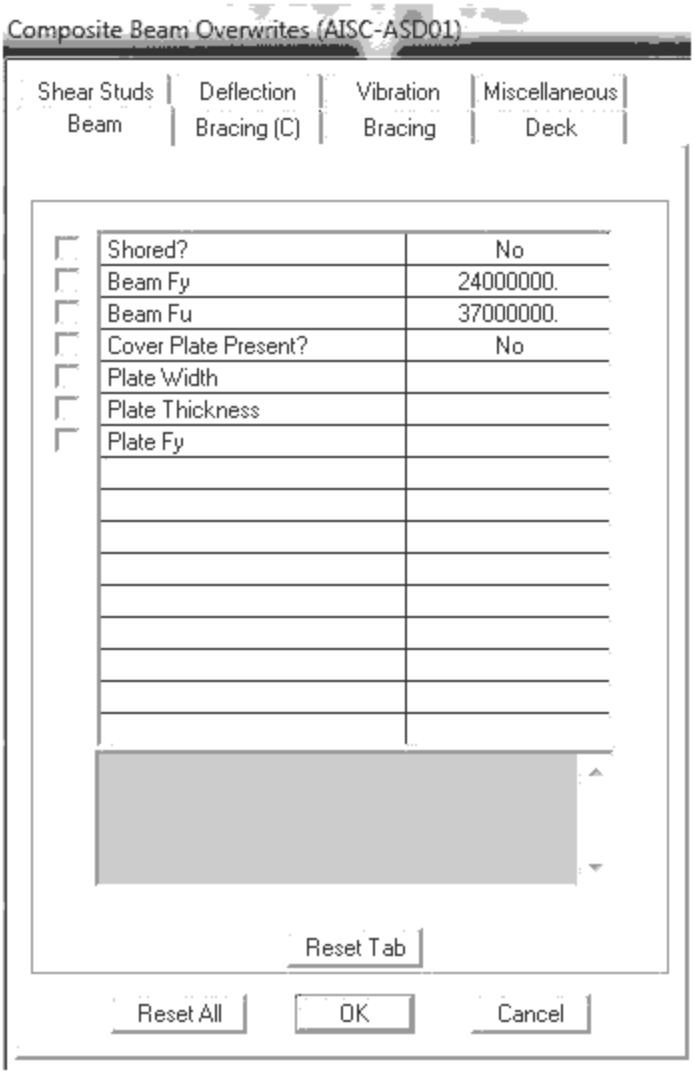
در تب Shear Studs اطلاعات مربوط به برشگیرها وارد میشود. معمولاً رسم بر این است که برای تمام تیرها از یک برشگیر به فواصل تیپ استفاده شود. اگر این مساله را مورد قبول قرار دهیم و البته فرض کنیم که این برشگیر ، ناودانی نمره 6 به طول 6 سانتیمتر به فواصل هر 25 سانتیمتر باشد با فرض واحد Kgf,m باید این قسمت را مطابق شکل ضمیمه ششم تکمیل نماییم. مقدار

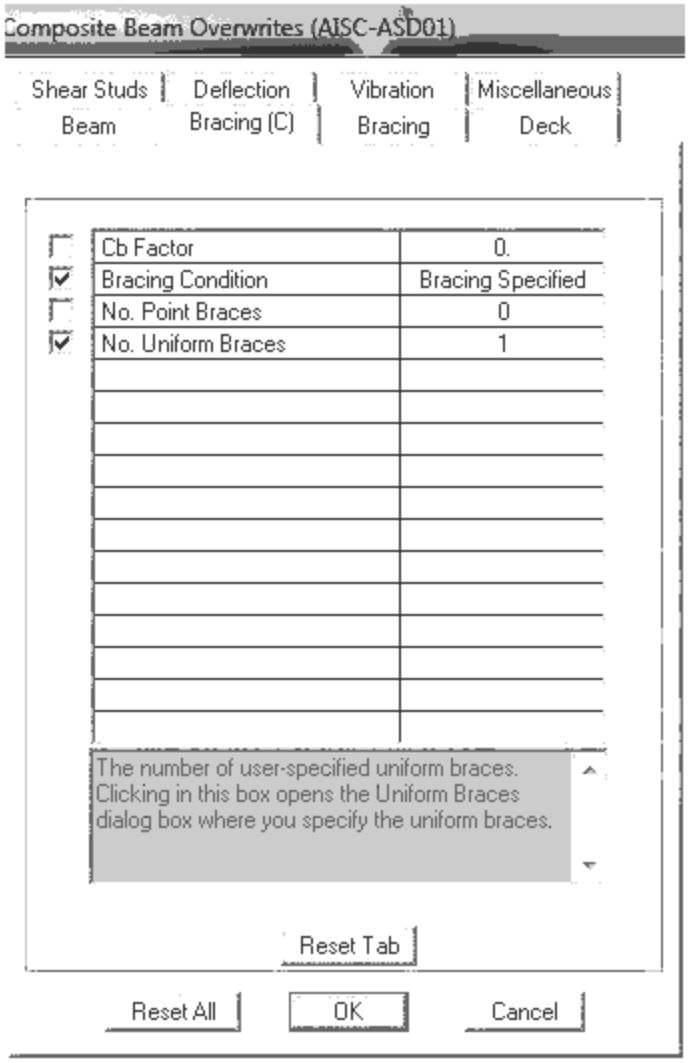
qاز جدول 10-1-9-1 مبحث دهم قابل استخراج است. در اینجا این عدد بر اساس بتن با مقاومت 200 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع به مقدار 0.68 wاستخراج میشود که اگر w برابر 5 وارد شود عدد آن 4.08 تن به دست خواهد آمد .

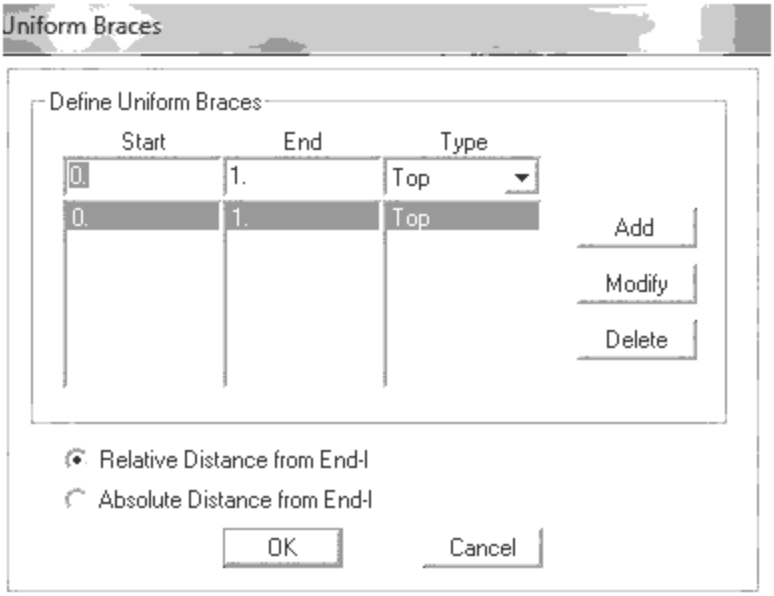
در تب Deflection اطلاعات باید مطابق شکل ضمیمه هفتم تکمیل شود. در اینجا فرض بر این است که خیز منفی در تیرها نیازی نیست (Calculate Camber ? = No) و برای محاسبه خیز ناشی از بار دراز مدت اثر خزش با در نظر گرفتن ضریب تبدیل 3n به جای n در محاسبه مشخصات مقطع مرکب و عرض موثر دال بتنی در نظر گرفته میشود (Creep Factor =3)

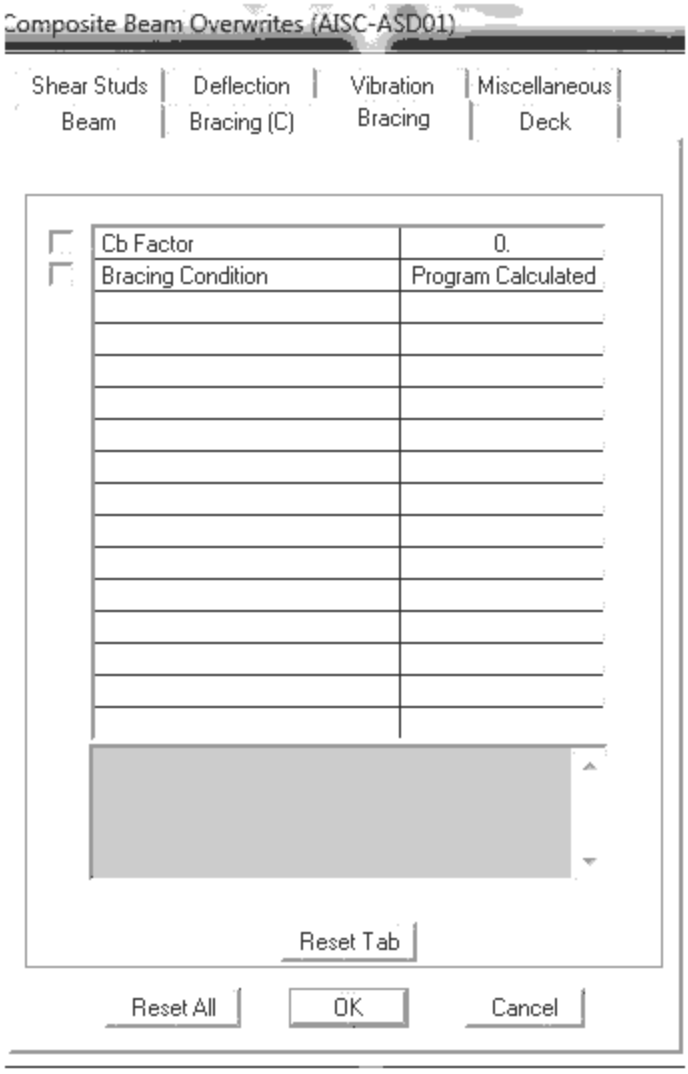
در تب Vibration پیش فرضهای برنامه را مورد قبول قرار میدهیم (شکل ضمیمه هشتم). در اینجا فرض ما اینست که به دلیل وجود تیغه بندی مناسب در سقف نیازی به در نظر گرفتن اثر ارتعاش در تیرها نیست.این اثر قبلاً از طریق منوی Options/Preferences/Composite Beam Design...و تب Vibration عملاً غیرفعال شده است .

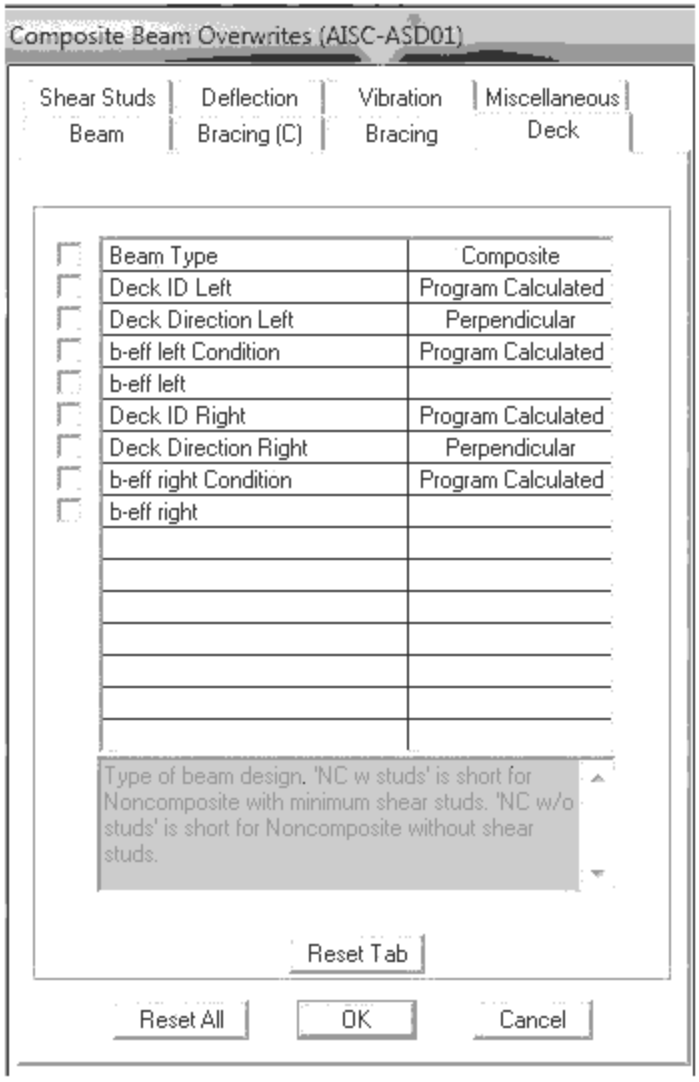
در تب Miscellaneous هم معمولاً میشود پیش فرضها را مورد قبول قرار داد (شکل ضمیمه نهم). فقط اگر دارای محدودیت ارتفاع به دلیل مشکلات معماری هستید و یا جهت کنترل ارتعاش مجبور به رعایت یک حداقل ارتفاع هستید (و یا به هر دلیل دیگر باید رعایت حداقل و حداکثر ارتفاع را داشته باشید) میتوانید در قسمت Consider Beam Depth ? گزینه Yes را انتخاب کرده و در دو قسمت بعدی آن به ترتیب حداکثر و حداقل ارتفاع را وارد نمایید.

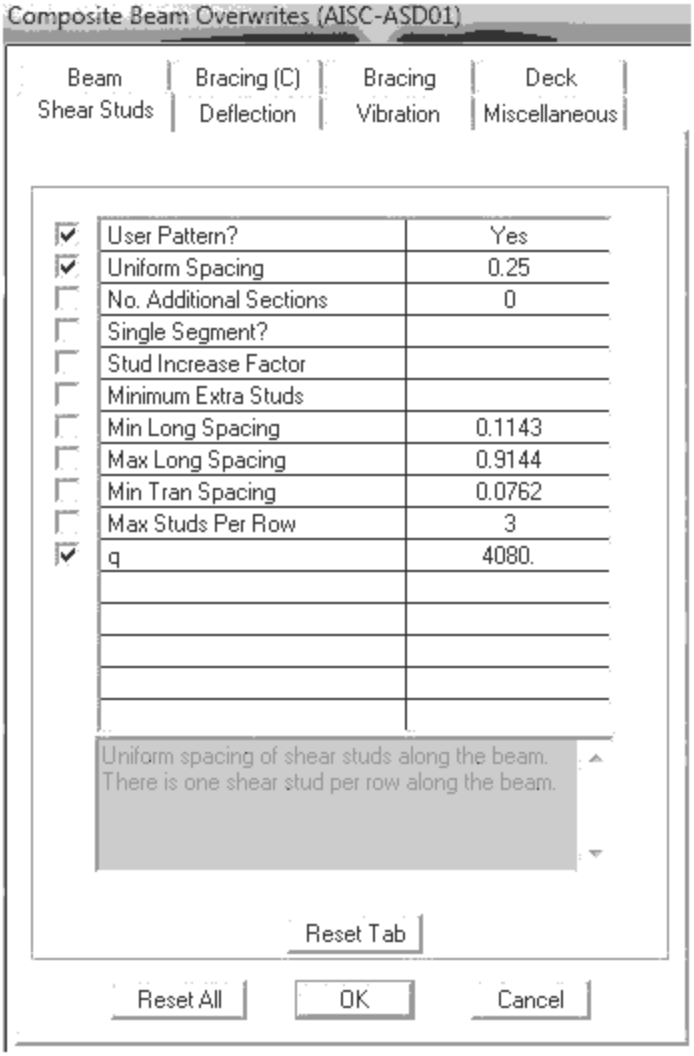

Composite Beam Overwrites (AISC-ASD01)
Shear Studs
Beam
Deflection
Bracing (C)
Vibration
Bracing
Miscellaneous
Deck
Shored?
No
Beam Fy
24000000.
Beam Fu
37000000.
Cover Plate Present?
No
Plate Width
Plate Thickness
Plate Fy
Reset Tab
Reset All
OK
Cancel

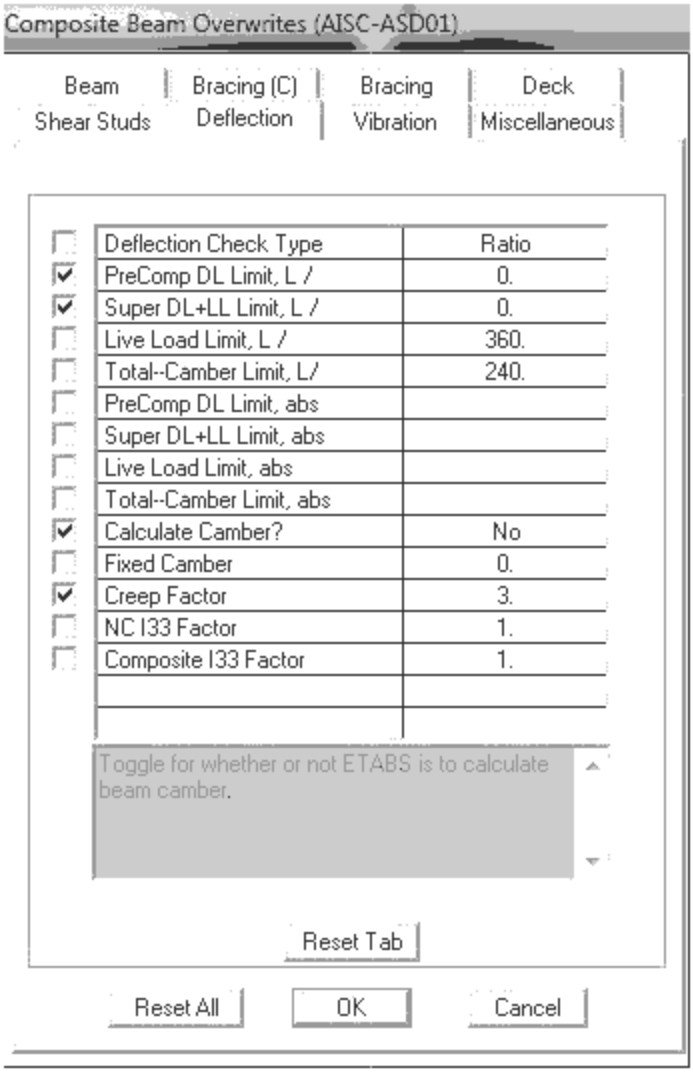

Composite Beam Overwrites (AISC-ASD01)
Shear Studs
Beam
Deflection
Bracing (C)
Vibration
Bracing
Miscellaneous
Deck
Cb Factor
0.
Bracing Condition
Bracing Specified
No. Point Braces
0
No. Uniform Braces
1
The number of user-specified uniform braces. Clicking in this box opens the Uniform Braces dialog box where you specify the uniform braces.
Reset Tab
Reset All
OK
Cancel

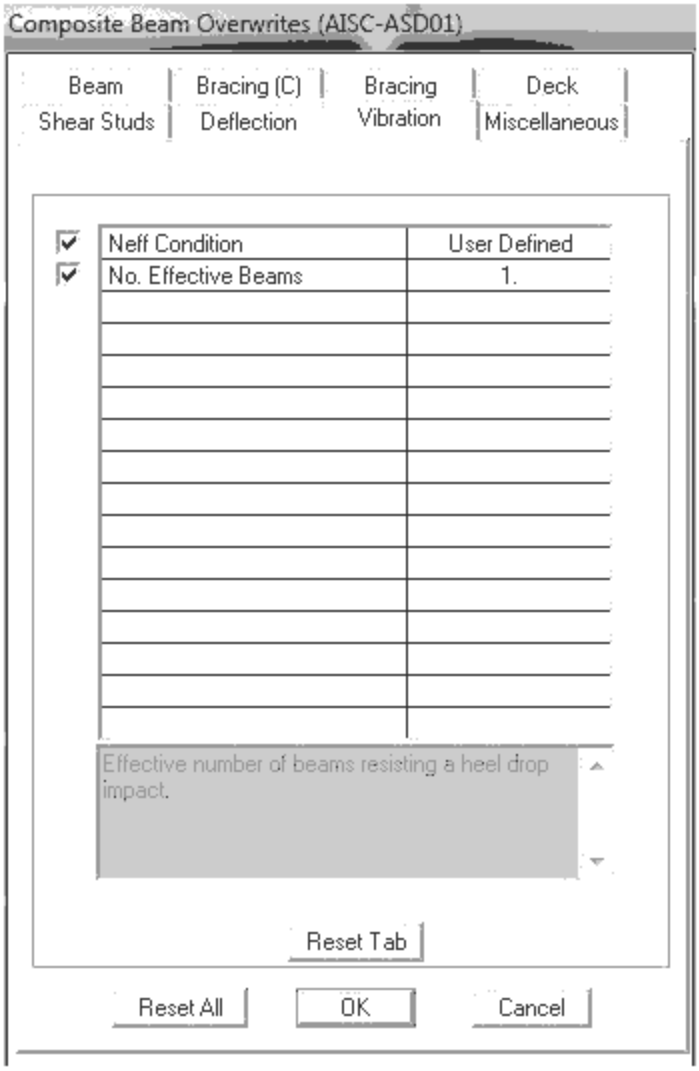

Uniform Braces
Define Uniform Braces
Start
End
Type
0.
1.
Top
0.
1.
Top
Add
Modify
Delete
Relative Distance from End-I
Absolute Distance from End-I
OK
Cancel

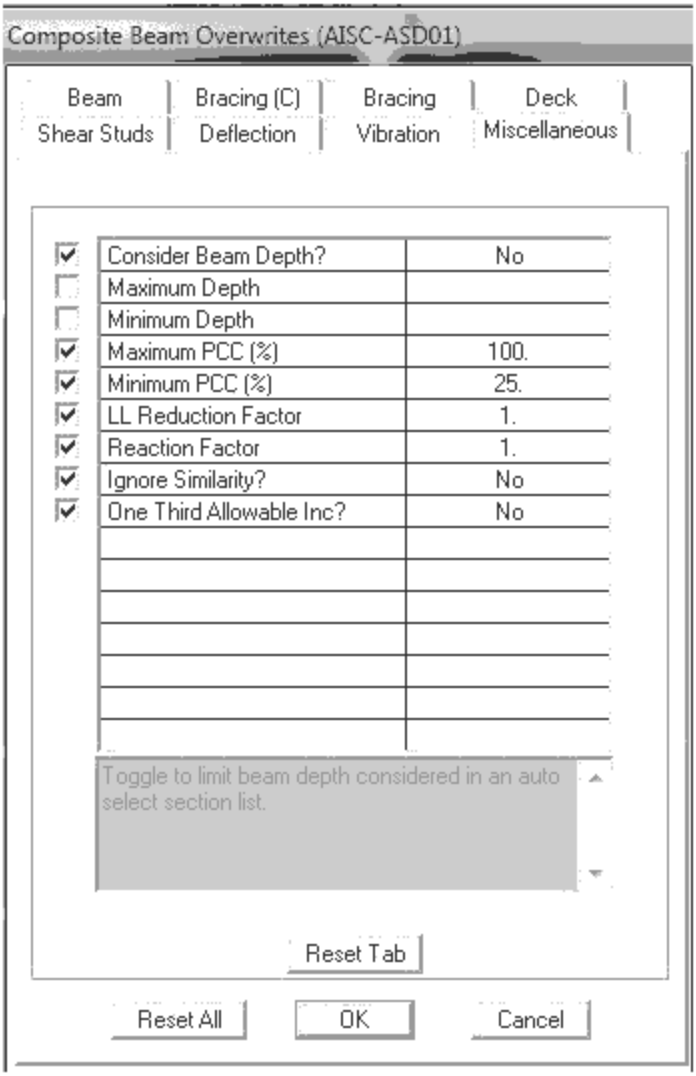

Composite Beam Overwrites (AISC-ASD01)
Shear Studs
Beam
Deflection
Bracing (C)
Vibration
Bracing
Miscellaneous
Deck
Cb Factor
0.
Bracing Condition
Program Calculated
Reset Tab
Reset All
OK
Cancel


Composite Beam Overwrites (AISC-ASD01)
Shear Studs
Beam
Deflection
Bracing (C)
Vibration
Bracing
Miscellaneous
Deck
Beam Type
Composite
Deck ID Left
Program Calculated
Deck Direction Left
Perpendicular
b-eff left Condition
Program Calculated
b-eff left
Deck ID Right
Program Calculated
Deck Direction Right
Perpendicular
b-eff right Condition
Program Calculated
b-eff right
Type of beam design. 'NC w studs' is short for Noncomposite with minimum shear studs. 'NC w/o studs' is short for Noncomposite without shear studs.
Reset Tab
Reset All
OK
Cancel


Composite Beam Overwrites (AISC-ASD01)
Beam Shear Studs
Bracing (C) Deflection
Bracing Vibration
Deck Miscellaneous
User Pattern? Yes
Uniform Spacing 0.25
No. Additional Sections 0
Single Segment?
Stud Increase Factor
Minimum Extra Studs
Min Long Spacing 0.1143
Max Long Spacing 0.9144
Min Tran Spacing 0.0762
Max Studs Per Row 3
q 4080.
Uniform spacing of shear studs along the beam. There is one shear stud per row along the beam.
Reset Tab
Reset All
OK
Cancel


Composite Beam Overwrites (AISC-ASD01)
Beam
Bracing (C)
Bracing
Deck
Shear Studs
Deflection
Vibration
Miscellaneous
Deflection Check Type
Ratio
PreComp DL Limit, L /
0.
Super DL+LL Limit, L /
0.
Live Load Limit, L /
360.
Total--Camber Limit, L/
240.
PreComp DL Limit, abs
Super DL+LL Limit, abs
Live Load Limit, abs
Total--Camber Limit, abs
Calculate Camber?
No
Fixed Camber
0.
Creep Factor
3.
NC I33 Factor
1.
Composite I33 Factor
1.
Toggle for whether or not ETABS is to calculate beam camber.
Reset Tab
Reset All
OK
Cancel


Composite Beam Overwrites (AISC-ASD01)
Beam
Bracing (C)
Bracing
Deck
Shear Studs
Deflection
Vibration
Miscellaneous
Neff Condition
User Defined
No. Effective Beams
1.
Effective number of beams resisting a heel drop impact.
Reset Tab
Reset All
OK
Cancel



انتخاب ترکیب بارهای طراحی قبل از طراحی

یکی دیگر از مواردی که باید قبل از طراحی انجام شود معرفی ترکیب بارهای طراحی به نرم افزار است. این ترکیب بارها در قسمتهای قبلی به صورت جداگانه برای هر قسمت معرفی شده است. این ترکیب بارها ابتدا باید از منوی **Define/Load Combination** به نرم افزار معرفی شود. اما این معرفی کفی نیست .قبل از زمان طراحی باید مشخص نماییم که طراحی بر اساس کدام ترکیب بارها باید انجام شود. برای معرفی این ترکیب بارها به منوهای زیر باید مراجعه نمایید :

طراحی اسکلت فلزی (جز تیرهای کامپوزیت) :

Design/Steel Frame Design/Select Design Combo...

طراحی اسکللت بتنی :

Design/Concrete Frame Design/Design Combo...

طراحی تیرهای کامپوزیت :

Design/Composite Beam Design/Select Design Cmbo...

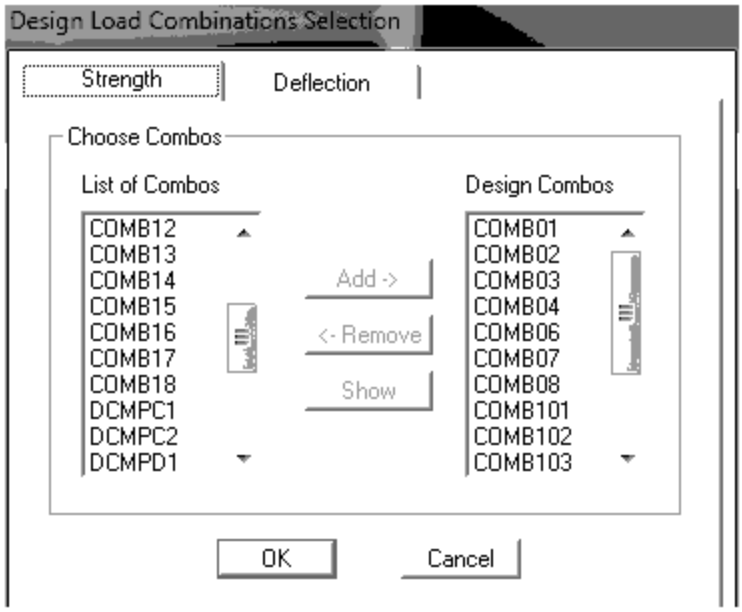
طراحی دیوارهای برشی :

Design/Shear Wall Design/Design Combo...

در این مورد باید به نکات زیر هم توجه شود :

1- در هر یک از قسمتهای بالا ممکن است توسط نرم افزار ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار با توجه به آیین نامه انتخابی وجود داشته باشد که لازم است که این ترکیب بارها حذف شده و ترکیب بارهای ساخته شده توسط کاربر اضافه شوند؛ جز در مورد طراحی تیرهای کامپوزیت که ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار مناسب بوده و نیازی به اضافه یا کم کردن آنها نیست .

2- علاوه بر ترکیب بارهای طراحی باید ترکیب بارهای کنترل تغییر شکل (Deflection) هم توسط کاربر به نرم افزار اضافه شود. این ترکیب بارها در همان قسمتهای معرفی شده در بالا قابل معرفی و اضافه شده به نرم افزار است .این ترکیب بارها در تمام حالات شامل دو ترکیب بار است. ترکیب بار اول تنها شامل بارهای مرده و ترکیب بار دوم شامل بارهای مرده و زنده است. در تمام حالات ضرایب بارهای مرده و زنده در این ترکیب بارها برابر یک است (کنترل تغییر شکل در سازه بر اساس ترکیب بارهای بهره برداری انجام میگیرد). این ترکیب بارها توسط خود نرم افزار به صورت خودکار تولید میشود و توسط کاربر قابل اضافه شدن به نرم افزار است. به طور مثال در حالت طراحی اسکلت فلزی در صفحه جدیدی که باز میشود دو تب Strength و Deflection وجود دارد که در هر کدام از این دو قسمت ترکیب بارهای خاص آن باید توسط کاربر از لیست ترکیب بارها (سمت چپ) به لیست سمت راست اضافه گردد. (شکل ضمیمه)



شروع طراحی برای تیرهای کامپوزیت

بعد از انجام تمام موارد مورد اشاره در قسمتهای قبل میتوان طراحی را توسط نرم افزار شروع نمود. برای این منظور میتوان به منوی Design/Composite Beam Design/Start Design Without Similarity مراجعه نمود. اگر میخواهیم طراحی تیرها در طبقات به صورت تیپ انجام شود در منوی قبلی میتوان از قسمت Start Design Using Similarity استفاده نمود. این حالت منجر طراحی تیپ تیرها میشود ولی اندکی محافظه کارانه است (در واقع برای هر تیر بزرگترین مقطع در تمام طبقات انتخاب شده و به همه تیرهای مشابه در طبقات مختلف اختصاص داده میشود) .

بعد از پایان طراحی توسط نرم افزار با کلیک راست بر روی هر یک از تیرها پنجره ای باز میشود که جزییات طراحی در آن درج شده است. جزییات این مساله در کتابهای مختلف درج شده است. اگر از گزینه Auto Select Section List برای تیرهای کامپوزیت استفاده کرده اید نرم افزار از این لیست بهترین مقطع که هم جوابگو و هم اقتصادی باشد را انتخاب میکند (یادآوری میکنم که تنها مقاطع I شکل برای این مساله قابل قبول هستند و نرم افزار مابقی مقاطع را مورد قبول قرار نمیدهند). مقطع تیرها در همان پنجره ای که باز میشود قابل تغییر است. در برخی موارد که مقطع انتخاب شده سایز بالایی داشته و غیراقتصادی است میشود از ورق تقویتی در بال پایین مقطع کمک گرفت و سایز تیر را پایین آورد. برای این منظور میتوان در همان پنجره ای که باز میشود بر روی دکمه Overwrites کلیک کرده و به تب Beam مراجعه کرده و در قسمت ? Cover Plate Present گزینه Yes

را انتخاب کرده و در دو قسمت پایینتر آن به ترتیب عرض و ضخامت ورق را وارد نمایید. در این مورد باید توجه نمایید که عرض و ضخامت انتخاب شده اجرایی باشد. به بیان دیگر ضخامت ورق با ضخامت بال و عرض ورق با عرض بال اختلاف قابل ملاحظه ای نداشته باشد (این دو مقدار نسبت به مقدار متناظر در بال تیر میتواند کمتر یا بیشتر باشد ولی اختلاف قابل ملاحظه آن معمولاً باعث مشکلات اجرایی میشود) ؛ غیر از آن مساحت ورق تقویتی نباید از 70 درصد مجموع مساحت ورق و بال تیر بیشتر شود. (به بیان دیگر مساحت ورق حداکثر 2.33 برابر مساحت بال تیر میتواند باشد). یک نقطه ضعف در این مورد عدم محاسبه طول ورق تقویتی است. طول ورق تقویتی باید با محاسبه دقیق و بر اساس اینکه در کدام نقاط از تیر بدون ورق تقویتی تیر جوابگو خواهد بود محاسبه شود. نسبت طول ورق تقویتی به کل طول ورق تقویتی تناسبی (البته نه مستقیم) به نسبت ابعاد ورق تقویت به کل مساحت بال تیر (شامل ورق تقویت و مساحت بال) نیز دارد که بر اساس آن میشود بر اساس قضاوت مهندسی طول ورق تقویت لازم را تعیین کرد. معمولاً تیرهای IPE تا سایز IPE180اگر بدون ورق تقویت جوابگو بودند مقاطع مناسب هستند و نیازی به کاهش سایز با اضافه کردن ورق تقویت نیست. برای بقیه مقاطع نیز باید توجه کرد که اضافه کردن ورق تقویت نباید به گونه ای باشد که مجموع هزینه ورق تقویت و تیر I شکل اصلی به اضافه هزینه ساخت آن (شامل جوشکاری ورق به بال تیر) از هزینه تیر با سایز بالاتر اما بدون ورق تقویت بیشتر نشود .

این فرآیند را باید برای تمام تیرهای کامپوزیت انجام دهیم و در صورت لزوم پیش فرضها را برای هر عضو از قسمت Overwrites (بعد از کلیک راست روی عضو و در پنجره جدیدی که ظاهر میشود) برای آن عضو خاص تغییر دهیم. بعد از اتمام این فرایند با توجه به اینکه مقاطع از یک لیست Autoselect انتخاب شده اند برای اینکه در فرآیندهای بعدی این مقاطع دچار تغییر نشوند باید تمام تیرهای طراحی شده به صورت کامپوزیت را انتخاب کرده و به قسمت Design/Composite Beam Design/Make Auto select Section Null...مراجعه نموده و Auto Select List را خنثی کرده و مقاطع به دست آمده از فرآیند طراحی را ثابت نماییم .

در منوی Design/Composite Beam Design قابلیتهای دیگری هم وجود دارد که در اکثر مراجع با جزییات کامل به آن اشاره شده است و در اینجا از آن میگذریم.

شروع طراحی اسکلت فلزی با استفاده از آیین نامه AISC-ASD89

بعد از طی کردن مراحل گفته شده در قسمتهای قبل میتوان فرایند طراحی اسکلت فلزی توسط نرم افزار را شروع نمود. برای این

منظور باید از منوی Design/Steel Frame Design/Start Frame Design/Check Of Structureاستفاده نمود. اگر در سازه از سقفهای کامپوزیت استفاده شده باشد بهتر است که ابتدا سقفها طراحی شوند و بعد از تکمیل فرآیند طراحی سقف و ثابت شدن مقاطع تیرهای سقف یک بار دیگر در نرم افزار مدل را آنالیز نموده و وارد مرحله طراحی شویم. نحوه طراحی در این آیین نامه بستگی به نوع سیستم سازه ای هم دارد .برای این منظور بر اساس نوع سیستم سازه ای به شرح زیر عمل میکنیم :

1- سازه به صورت قاب ساده و مهاربندهای همگرا با حد شکلپذیری کم یا زیاد و یا مهاربندهای واگرا با حد شکلپذیری کم :

در این حالت تیرهای غیر کامپوزیت و بادبندها را انتخاب کرده و آنها را بر اساس ترکیب بارهای عادی طراحی مینماییم. سپس ستونها را انتخاب کرده و آنها را بر اساس ترکیب بارهای تشدید یافته طراحی مینماییم. در این سیستم سازه ای معمولاً لنگر خمشی اندکی در ستونها ایجاد میگردد و عمده تنش های ایجاد شده در ستونها بر اساس تنش محوری آنهاست. به همین جهت آنچه نقش تعیین کننده در طراحی را دارد ترکیب بارهای تشدید یافته است.(توجه شود که در ترکیب بارهای تشدید یافته تنها تنش ناشی از بارهای محوری کنترل میگردد و مابقی تنشها فاقد اهمیت است). برای آنکه جوابها دقت بهتری داشته باشد بهتر است که ستونهای متصل به بادبند (که دارای نیروی محوری ناشی از اثر زلزله میباشند) انتخاب شده و تنشهای مجاز خمشی در آنها به عددی بزرگ بازنویسی شود (در این مورد قبلاً بحث شده است) تا در آنها عملاً اندک خمشی هم اگر وجود داشته باشد در تعیین تنش نهایی ناشی از ترکیب بارهای تشدید یافته نقشی ایفا ننماید. برای ستونهای غیر متصل به بادبند با توجه به اینکه بار زلزله در آنها اندک است و ترکیب بارهای تشدید یافته و عادی عملاً به تنشهایی نزدیک به هم منتهی میشود لزومی ندارد که این بازنویسی انجام گردد .

2- سازه هایی که حداقل در یک جهت شامل سیستم قاب خمشی باشند :

برای این سازه ها تمام اجزای اسکلت فلزی با همان ترکیب بارهای عادی طراحی میشود و بعد از اتمام فرآیند طراحی و ثابت شدن مقاطع (با توجه به اینکه احتمالاً از مقاطع Auto Select برای مقاطع استفاده کرده ایم) فایل نهایی را به نامی جدید Save As کرده و در فایل جدید تمام ستونها را انتخاب کرده و برای آنها تنش های مجاز خمشی را به عددی بزرگ ویرایش مینماییم و سپس فقط ستونها را تحت ترکیب بارهای تشدید یافته طراحی میکنیم و از جوابگویی ستونها تحت این ترکیب بارها مطمئن میشویم. در صورتی که تمام ستونها به این روش در فایل دوم جوابگو باشند مقاطع مناسب هستند. در غیر این صورت باید مقاطع ستونهایی که جواب نداده اند را به مقطعی بزرگتر تغییر داده و این تغییر را در فایل اصلی (فایل اول) نیز اعمال نماییم و سازه را در فایل اول دوباره با ترکیب بارهای عادی طراحی کنیم. سپس در صورت تغییر در مقاطع اعضا در این مرحله دوباره باید از فایل اول Save Asگرفته و دوباره فرآیند قبلی را تکرار کنیم. این فرآیند تا جایی پیش میرود که ستونها در فایل دوم به طور کامل جوابگو شوند .

این فرآیند در همان سعی اول معمولاً جوابگو خواهد بود مگر در مورد ستونهایی که به بادبند متصل هستند. برای اینکه این فرایند طولانی نشود بهتر است در همان فایل اول در مورد ستونهای متصل به بادبند دقت نموده و اجازه ندهیم که نسبت تنش ناشی از تنشهای محوری در این ستونها مقداری بزرگی شود (پیشنهاد میشود که در مورد این ستونها با بازبینی مقطع انتخاب شده توسط نرم افزار مقطعی انتخاب شود که نسبت تنش محوری موجود به مجاز در ان از عدد 0.7 بزرگتر نشود) .

بعد از اتمام فرآیند طراحی توسط نرم افزار در هر مرحله با کلیک راست روی هر عضو جزییات طراحی آن عضو قابل مشاهده خواهد بود .در مورد مقاطع انتخاب شده توسط نرم افزار علی الخصوص در مورد ستونها باید دقت نمود که این مقاطع اجرایی نیز باشند. به طور مثال در مورد ستونها در طبقات مختلف بهتر است این مقاطع به گونه ای انتخاب شوند که حتی الامکان نیاز به وصله غیرهمسایز ستون نباشد و هسته اصلی ستون در ارتفاع ثابت باشد و تنها ابعاد ورق تقویتی روی ستون از پایین به بالا کاهش یابد و یا بهتر است که به جای کاهش ابعاد ورقهای تقویتی از تعداد این ورقها در ارتفاع ستون کاست (برخی از ورقها را بدون اینکه ستون دارای مقطعی نامتقارن شود حذف کرد). در مورد بادبندهای ضربدری هم باید توجه نمایید که در برخی موارد توسط نرم افزار در یک دهانه و یک طبقه برای دو بادبند مقطعی متفاوت انتخاب میشود. در این گونه موارد اختلاف سایز تا یک شماره شاید غیرطبیعی نباشد ولی اگر این اختلاف بیش از یک شماره باشد بهتر است مدل را بازبینی کرده و از صحت مدلسازی مطمئن شوید و در صورت امکان با تغییر در مدل و موقعیت بادبندها از این مساله جلوگیری نمایید (به عنوان یک راه حل وقتی که اختلاف سایز قابل توجه است میتوان اساساً به جای بادبند ضربدری از بادبند قطری استفاده کرد و بادبند با سایز کمتر را کلاً حذف کرد). اگر اختلاف مقطع به میزان یک سایز باشد با توجه به اینکه عملاً رسم نیست که در یک دهانه مقطع دو بادبند ضربدری متفاوت باشد ، بادبند با سایز کمتر را هم به مقطع بالاتر مشابه بادبند دیگر ارتقا دهید) .در برخی موارد سایز بادبند در طبقات پایینتر از طبقات بالاتر کمتر است که اینگونه موارد غیرطبیعی نیست و شامل این مساله نمیشود). برای اینکه مقطع طراحی شده توسط نرم افزار به مقطعی اجرایی تغییر یابد میتوان بعد از کلیک راست روی عضو در پنجره ظاهر شده روی قسمت Overwrites کلیک کرده و در صفحه جدید دیگری که ظاهر میشود در قسمت Current Design Section مقطع مناسب و اجرایی دیگری انتخاب نمایید .

در این فرایند (مشاهده مقاطع انتخاب شده برای اعضای مختلف) اگر به موردی دور از تصور و غیرمعقول (بر اساس قضاوت مهندسی) برخورد شود باید دلایل ان به دقت بررسی شود و در صورت وجود اشتباه این اشتباه با بازبینی مدل و رفع اشکالات احتمالی اصلاح گردد و مدل دوباره آنالیز و طراحی شود .

بعد از اتمام بازبینی نتایج طراحی و اطمینان از صحت نتایج و مناسب بودن مقاطع انتخاب شده ، برای اینکه این مقاطع در مراحل بعدی دچار تغییرات ناخواسته نشوند باید بعد از انتخاب تمام اعضای طراحی شده به منوی Design/Steel Frame Design/Make Auto Select Section Null مراجعه کرده و انتخاب مقاطع به صورت Auto Select را خنثی نمود .

توجه نمایید که چون تغییر در مقاطع اعضا با عث تغییر در نتایج آنالیز نرم افزار هم میشود بعد از هر بار طی کردن مراحل بالا باید دوباره فرآیند آنالیز و طراحی را تکرار نمود تا اینکه در آخرین مرحله مقاطع آنالیز و طراحی با هم مشابه باشند. در این حالت میتوان مقاطع انتخاب شده را (تا پایان این مرحله) نهایی و مناسب دانست .

در صورتی که آنالیز سازه به روش دینامیکی انجام میشود در هر بار طی کردن این فرایند ، باید فرآیند همپایه سازی برش پایه دینامیکی و استاتیکی هم انجام پذیرد. در این مورد در قسمتهای قبلی توضیحات کافی داده شده است .

در منوی Design/Steel Frame Design منوهای دیگری هم وجود دارد که در مراجع مختلف در مورد آنها به طور مفصل بحث شده است که در اینجا دیگر به آنها نمیپردازیم.

شروع به طراحی اسکلت فلزی به روش حالات حدی با استفاده از آیین نامه AISC360/IBC2006

در صورتی که طراحی بر اساس آیین نامه فوق انجام میشود نیز میتوانید به قسمت Design/Steel Frame Design/Start Design/Check of Structureمراجعه نمایید و بلافاصله برنامه شروع به انجام فرآیند طراحی مینماید. این فرآیند ممکن است از چند ثانیه تا چند دقیقه طول بکشد. در صورت استفاده از مقاطع Auto Select ممکن است به علت انجام فرآیند سعی و خطا زمان طولانی تر بشود. بعد از پایان این فرآیند میتوانید با کلیک راست بر روی هر یک از اعضا با جزییات طراحی آشنا شوید. در این روش نرم افزار به طور خودکار ترکیب بارهای تشدید یافته را تولید مینماید و نیازی به اعمال آنها به صورت جداگانه نیست.

اگر در سازه بیش از یک سیستم سازه ای استفاده شده باشد علی الخصوص وقتی که برخی از اجزای سازه (به طور خاص ستونها) به طور مشترک در دو سیستم مقاوم سازه ای جانبی حضور داشته باشند بهتر است کار طراحی در بیش از یک فایل و به صورت جداگانه انجام گیرد و در هر فایل تنظیمات خاص یک سیستم سازه ای انجام گیرد و در نهایت مقاطعی انتخاب شوند که برای تمام حالات جوابگو باشند. توجه کنید که در هر یک از فایلها ممکن است ترکیب بارهایی متفاوت لازم باشد .توجه شود که در نهایت در تمام فایلها باید مقاطعی مشابه استفاده شده باشد .در انتخاب مقاطع به مسایل اجرایی هم توجه گردد و به طور خاص

مقاطع ستونها را حتی الامکان به گونه ای انتخاب نمایید نیازی به وصله غیرهمسایز در ارتفاع ستون نباشد. در یک دهانه و یک طبقه هم از دو بادبند با دو مقطع متفاوت استفاده ننمایید و اگر چنین مساله در نرم افزار پیش آمد و اختلاف سایز دو بادبند قابل توجه بود در درجه اول بررسی نمایید که مشکلی در مدلسازی یا بارگذاری سازه نباشد (در اینگونه موارد معمولاً خطایی توسط کاربر وجود داشته است) اما اگر اختلاف کم بود (در حد یک سایز) بهتر است که عضو با مقطع کوچکتر را به مقطع بزرگتر تغییر مقطع دهیم. این مساله در مورد ستونها هم ممکن است پیش آید. در برخی موارد ممکن است بر خلاف انتظار سایز ستون در طبقه پایینتر کمتر از همان ستون در طبقه بالاتر از ان باشد که در این حالت هم باید به روش قبل عمل کنید. در این جا هم اختلاف سایز اندک ممکن است معقول باشد ولی اختلاف سایزهای بالا باید بررسی شود. در تمام این موارد تغییر در مقاطع اعضا و چیدمان عناصر مقاوم در برابر زلزله (مثل بادبندها) به صورت سعی و خطا ممکن است این مسایل را رفع نماید و یا به حداقل برساند.

دست آخر هم بعد از طراحی و اجرایی کردن مقاطع ، قابلیت Auto Select را از طریق منوی Design/Steel Frame Design/Make Auto Select Section Null غیر فعال نمایید تا مقاطع انتخاب شده توسط شما در مراحل بعدی توسط نرم افزار تغییر داده نشود و در صورت لزوم تنها با کنترل خود شما این تغییر انجام گردد. توجه گردد که فرآیند آنالیز و طراحی به صورت سعی و خطا ممکن است تا چندین بار تکرار شود و آخرین مرحله طراحی وقتی است که Analyze Section (مقاطعی که بر اساس آنها آنالیز سازه انجام شده است) با Design Section یکسان باشد. در حالتی که از تحلیل دینامیکی استفاده شده باشد این مراحل سعی و خطا ممکن است طولانی تر گردد چون پس از هر مرحله آنالیز لازم است که مطابق توضیحات داده شده در قسمتهای قبل فرِآیند همپایه سازی برش پایه استاتیکی و دینامیکی هم انجام گردد .

برای درک بهتر برای حالتی که از دو سیستم سازه ای مختلف استفاده شده باشد به مثال زیر توجه کنید :

فرض کنید که سازه شما در جهت محور X قاب ساده و مهاربندهای برون محور در حد شکلپذیری ویژه باشد و در جهت Y هم از سیستم سازه ای قاب ساده و مهاربندهای هم محور در حد شکلپذیری کم یا زیاد استفاده شده باشد و استفاده از تحلیل استاتیکی هم مجاز باشد. بعد از آنالیز سازه به شرح زیر عمل نمایید :

ابتدا تنظیمات منوی Option/Preferences/Steel Frame Design را بر اساس شرایط قابهای ساده و مهاربندهای واگرای ویژه انجام میدهیم. برای اعضای سازه ای که جزیی از این سیستم هستند هم تنظیمات خاص را از منوی Design/Steel Frame Design/View Revise Overwrites... انجام میدهیم. برای اعضایی که جزیی از سیستم فوق نیستند و تنها جزیی از سیستم

قاب ساده با مهاربند همگرا هستند هم از منوی فوق تنظیمات خاص آنها انجام میگیرد. برای طراحی تنها ترکیب بارهای ثقلی و ترکیب بارهایی که شامل 100 درصد زلزله در جهت X و 30 درصد زلزله در جهت Y هستند (Epx یا Enx و Ey) را انتخاب مینماییم و بر اساس آن شروع به طراحی سازه از منوی Design/Steel Frame Design/Start Design/Check of Structureمینماییم. بعد از پایان این مرحله برای اعضایی که در این سیستم سازه ای هستند Auto Select را غیر فعال میکنیم. اعضایی که در این سیستم سازه ای نیستند و صرفاً در سیستم سازه ای جهت Y هستند نیازی به غیرفعال کردن Auto Select ندارند (مثل بادبندهای همگرا و ستونهای متصل به آنها البته به شرطی اینکه از سمت X به بادبند واگرا در آن طبقه یا طبقات بالاتر متصل نباشند). ستونهایی که جزیی از سیستم مقاوم سازه ای در هیچیک از دو جهت هم نیستند و تنها از بارهای ثقلی سهم دارند میتوان در آنها Auto Select را غیرفعال کرد (مثل ستونهایی که در آن طبق یا طبقات بالاتر به بادبند متصل نیستند). فایل را ذخیره کرده و سپس به نامی دیگر هم آن را Save As میکنیم. در فایل جدید تنظیمات منوی Option/Preferences/Steel Frame Designبر اساس مشخصات سیستم قاب همگرا تنظیم شود. سپس اعضایی که جزیی از سیستم قاب همگرا هستند را انتخاب کرده و از منوی Design/Steel Frame Design/View Revise Overwrites... تنظیمات خاص مربوط به این سیستم را انجام میدهیم (برای برخی از این اعضا این تنظیمات در فایل اول انجام شده است و نیازی به انجام دوباره نیست). سپس ترکیب بارهای خاص طراحی در جهت Y را انتخاب میکنیم. این ترکیب بارها شامل ترکیب بارهای ثقلی به همراه ترکیب بارهایی است که فقط شامل 100 درصد نیروی زلزله در جهت Y و 30 درصد نیروی زلزله در جهت X میباشند (Eny یا Epy و Ex) . از منوی Design/Steel Frame Design/Start Design/Check of Structureشروع به طراحی مینماییم. مقاطعی که هنوز به صورت Auto Select هستند توسط نرم افزار مقطع مناسبی برای آنها انتخاب میشود و مقاطعی که از فایل اول مقطع Auto Selectآنها غیر فعال شده است تنها مورد کنترل قرار میگیرند. این مقاطع اگر با هر نسبت تنشی جوابگو باشند مناسب بوده و نیازی به تغییر ندارند ؛ اما اگر جوابگو نبودند باید مقطع آنها به مقطعی بالاتر توسط کاربر تغییر یابد. بعد از انجام این مرحله اگر مقطعی نسبت به فایل اول تغییر کرد لازم دوباره فایل را به نام فایل اول Save Asنماییم و این مراحل را دوباره تکرار نماییم. این سیکل تا جایی ادامه می یابد که مقاطع اعضا در هر دو فایل یکسان باشد. بعد از انجام این مراحل (یا حتی در حین انجام این مراحل) باید به فکر اجرایی کردن مقاطع با توجه به محدودیتها هم بود (این محدودیتها در قسمتهای قبل مورد اشاره قرار گرفته است). به هر حال در آخرین مرحله باید مقاطع آنالیز و طراحی در هر یک از دو فایل و همچنین دو فایل در مقایسه با هم یکسان باشد. این فرآیند ممکن است تا چندین دفعه ادامه یابد .

نکته مهم : برخی از آیتمهایی که در منوی Option/Preferences/Steel Frame Design وجود دارد با آیتمهای قسمت Define/Special Loaf Effects...مشترک است. برای اینکه مشکلی به وجود نیاید در هر مرحله هر دو قسمت به طور مشابه باید تغییر یابد تا تناقضی بین اطلاعات دو قسمت پیش نیاید. (در دو قسمت فوق ضریب اضافه مقاومت ، ناحیه قرارگری سازه از لحاظ سطح خطر ، ضریب System Rho و ضریب Dl Multiplier به طور مشترک وجود دارد که ضریب اضافه مقاومت یا همان Omega0در هر مرحله ممکن است تغییر کند که لازم است این تغییر در هر دو قسمت اعمال شود).

طراحی تیرهای متصل به بادبندهای 7 و 8 (شورون) در سازه های فلزی

اگر در سازه از بادبندها 7 و 8 موسوم به شورون استفاده کرده باشید صرفنظر از اینکه سطح شکلپذیری این بادبندها کم یا زیاد باشد و یا اینکه روش طراحی تنش مجاز یا حالات حدی باشد باید برای تیر متصل به این بادبند ضوابط خاص مطرح شده در بند 10-3-9-2-4 اعمال شود .مطابق بند 10-3-9-2-4-1 این تیر باید بدون حضور بادبند بارهای ثقلی را تحمل نماید که این مساله در حالت عادی در نرم افزار کنترل نمیگردد. مطابق بند 10-3-9-2-4-3 هم این تیرها باید قادر به تحمل ترکیب بار زلزله با بار ثقلی به صورتی که در شکل 10-3-9 -الف (برای روش تنش مجاز) و شکل 10-3-9 ب (برای روش تنش مجاز) نمایش داده شده است باشند و باید اثر برش و لنگر ناشی از این حالت بارگذاری در طراحی تیر در نظر گرفته شود. حالت بارگذاری غیر متقارنی که در شکلهای مذکور نمایش داده شده است باعث ایجاد یک نیروی برشی و یک نیروی محوری در تیر مورد نظر میشود. آنچه که در بند 10-3-9-2-4-3 اشاره شده است تنها برش و لنگر خمشی است و به همین جهت به نظر میرسد که نیروی محوری ناشی از این حالت بارگذاری قابل صرفنظر باشد (احتمالاً فرض شده است که این نیروی محوری به دیافراگم سقف منتقل میگردد). این دو مقدار به راحتی بر اساس اطلاعات شکل و روابط فصول 10-1 (برای روش تنش مجاز) و 10-2 (برای روش حالات حدی) قابل محاسبه اند. بعد از محاسبه این دو مقدار با تفاضل مولفه های عمودی آنها میتوان بار متمرکزی که به صورت نیروی برشی به تیر وارد میشود را به دست آورد. طراحی این تیر میتواند خارج از نرم افزار به صورت دستی انجام گردد و سپس مقطع به دست آمده بر اساس محاسبات دستی داخل نرم افزار به تیر اعمال شود و یا میشود با استفاده از نرم افزار و در یک فایل جدید با برخی تغییرات انجام گردد .

در حالت محاسبه دستی یک بار تیر را بر اساس ترکیب بار ثقلی طراحی میکنیم و یک بار دیگر بر اساس ترکیب بار ناشی از مجموع بارهای ثقلی و زلزله . اگر بار عمودی زلزله مخالف جهت بار ثقلی باشد به جای تمام بارهای ثقلی از ترکیب باری که فقط

شامل بارهای مرده میباشند استفاده میکنیم. بر اساس این دو حالت دو مقطع متفاوت برای تیر به دست می آید که مقطعی که برای هر دو حالت جوابگو باشد انتخاب خواهد شد و در نرم افزار نیز این مقطع اعمال میگردد .

اگر طراحی را بخواهیم به صورت کامپیوتری انجام دهیم باید در یک فایل جدید بادبندهای 7 و 8 را حذف کرده و سپس در یکی از حالات بار زلزله نیروهای برشی ناشی از تفاضل حالت بارگذاری مورد اشاره را به صورت دستی به وسط تیرها وارد نماییم. در این مورد باید در اعمال جهت بار دقت لازم را داشته باشیم .در این حالت این بار عمودی دیگر به صورت رفت و برگشتی نخواهد بود و برای هر تیر یا به طرف بالا میباشد و یا به طرف پایین . در واقع در اثر تعویض جهت نیروی زلزله جهت این نیرو عوض نخواهد شد. اگر از بادبند نوع 8 استفاده کرده باشیم این نیرو همیشه رو به پایین و در مورد بادبند نوع 7 نیرو به سمت بالا خواهد بود. سپس ترکیب بارهای ثقلی به اضافه ترکیب باری که تنها شامل بارهای ثقلی (حالتی که فقط شامل بار مرده تنها میباشد و حالتی که شامل هر دو بار زنده و مرده میباشد) و حالت بار زلزله ای که در آن این نیروهای عمودی را اعمال کرده ایم (فقط با علامت مثبت و نه به صورت رفت و برگشتی) به عنوان ترکیب بارهای طراحی انتخاب میکنیم. با انتخاب این تیرها طراحی را در نرم افزار فقط برای این تیرها انجام میدهیم تا مقطع مورد نیاز برای این تیرها به دست آید (بهتر است برای این تیرها از عملکرد کامپوزیت در جهت اطمینان صرفنظر نماییم و آنها را همانند تیرهای عادی مورد طراحی قرار دهیم) .

با طی این فرآیند مقاطع مناسب برای این تیرها (که قاعدتاً مقاطعی بزرگ و معمولاً تیرورق هم خواهند بود) به دست می آید .

صرفنظر از اینکه طراحی را دستی انجام داده باشیم و یا کامپیوتری باید این مقاطع را در فایل اصلی جایگزین مقاطع اولیه تیرها میکنیم. سپس چون این تغییر بر سختی سازه و نتایج انالیز سازه تاثیرگذار است سازه را دوباره به روشهای توضیح داده شده در قسمتهای قبل آنالیز و طراحی مجدد میکنیم. در واقع ممکن است این تغییر در مقاطع تیرها بر روی مقاطع برخی اعضای دیگر سازه نیز اثراتی هر چند کوچک را داشته باشد .

نکته : اگر حذف بادبندها 7 و 8 در فایل دوم ایجاد ناپایداری در سازه بنماید برای جلوگیری از این مساله باید به نحوی سازه به صورت صوری پایدارسازی شود. اینکار میتواند با اضافه کردن بادبندهایی صوری در دهانه های دیگر به موازات بادبندها حذف شده انجام گردد.

شروع طراحی اسکلت بتنی بر اساس آیین نامه ACI318-08/IBC2009

بعد از طی کردن مراحل مورد اشاره در بخشهای قبل برای شروع فرایند طراحی باید به منوی Design/Concrete Frame Design/Start Design/Check Of Structureمراجعه نمایید .

به این ترتیب فرآیند طراحی شروع میشود. این فرآیند بر حسب مورد بین چند ثانیه تا چند دقیقه طول میکشد. بعد از پایان این فرآیند با کلیک راست بر روی هر کدام از اعضا جزییات طراحی اعضا در یک پنجره جدید قابل مشاهده خواهد بود. در صورت کلیک راست بر روی ستونها پنجره ای مشابه شکل ضمیمه اول و در صورت کلیک راست بر روی تیرها پنجره ای مشابه شکل ضمیمه دوم ظاهر خواهد شد .شکل اول برای حالتی است که ستون در حالت Reinforced to be Checked باشد [13].اگر مقطع ستون در حالت Reinforced to be Designed باشد در صورت کلیک راست بر روی ستون پنجره ای مشابه شکل ضمیمه سوم ظاهر خواهد شد .

در حالت اول در پنجره ای که ظاهر میشود 5 ستون وجود دارد که به ترتیب از چپ به راست ، ترکیب بارها ، ایستگاه کنترل بر روی عضو ، نسبت D/C (بار وارده به ظرفیت مجاز ستون) ، نسبت Av/S برای جهت اصلی ستون و همین نسبت برای جهت دیگر آن قابل مشاهده است. در این حالت باید علاوه بر ابعاد ستون، آرماتورهای طولی ستون را نیز قبل از آنالیز سازه از منوی Define/Frame Section به نرم افزار معرفی کرده باشیم. نکته دیگر اینکه در نرم افزار آرماتورهای عرضی چه برای تیرها و چه برای ستونها در تمام حالات فقط به صورت نسبت Av/S گزارش میشود و کاربر باید با توجه به ضوابط آیین نامه ای با داشتن این نسبت ، نمره آرماتور عرضی به همراه فاصله آنها در راستای طولی عضو و تعداد شاخه های مناسب آرماتور عرضی در هر یک از دو راستا را استخراج نماید. در این مورد باید به ضوابط بخش 9-12 و 9-20 مبحث نهم توجه گردد .

در پنجره ستونها در حالت Reinforcement to be Designed (شکل ضمیمه سوم) 5 ستون وجود دارد که این 5 ستون جز ستون سوم مشابه حالت قبل است. در ستون ستوم مقدار مساحت آرماتورهای طولی مورد نیاز در این حالت گزارش میشود .

در قسمت پایین پنجره نیز 6 دکمه به شرح زیر وجود دارد :

دکمه Overwrites برای تغییر پیش فرضهای طراحی (از جمله مقطع طراحی)

دکمه Interaction برای مشاهده نمودارهای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی تحت زوایای مختلف

دکمه Summary برای مشاهده خلاصه نتایج طراحی (آرماتورهای طولی مورد نیاز و یا نسبت بار موجود به مجاز ، نسبت Av/S ، کنترل برش در گره اتصال (متناظر با ضابطه بند 9-20-4-4 در مبحث نهم برای حد شکلپذیری زیاد) و کنترل ضابطه ستون قوی- تیر ضعیف) قابل استفاده است. دکمه Flex Detail هم برای مشاهده نتایج طراحی آرماتورهای طولی عضو بر اساس نمودارهای اندرکنش نیروی محوری و خمش قابل استفاده است .

[13]- شکل های مورد اشاره در انتهای این مطلب قابل مشاهده خواهد بود.

در صورت کلیک بر روی دکمه Shear Details جزییات طراحی برشی عضو و مقدار Av/s مورد نیاز قابل مشاهده خواهد بود .

با کلیک بر روی دکمه Joint Shear هم جزییات طراحی گره اتصال قابل مشاهده خواهد بود .

با کلیک بر روی دکمه B/C Details هم جزییات کنترل ضابطه ستون قوی- تیر ضعیف قابل مشاهده خواهد بود

با کلیک بر روی دکمه Envelope نیز خلاصه ای از پوش طراحی (مقادیر ماکسیمم استفاده شده در ترکیب بارهای مختلف استفاده شده جهت طراحی ستون) شامل نتایج طراحی خمشی - محوری ، برشی ، برش گره اتصال و ضابطه ستون قوی - تیر ضعیف مشاهده خواهد شد .

نکته 1 : ضابطه کنترل ستون قوی- تیر ضعیف تنها برای سطح شکلپذیری زیاد کنترل میشود. این مساله در مبحث نهم نیز وجود دارد و آنجا نیز تنها برای حد شکلپذیری زیاد اجباری است .

نکته 2 : کنترل برش در گره اتصال در نرم افزار در هر دو حد شکلپذیری متوسط و زیاد انجام میگیرد ولی در مبحث نهم این ضابطه تنها برای حد شکلپذیری زیاد احباری است و در حد شکلپذیری متوسط برای این موضوع تنها رعایت حداقل ذکر شده در بند 9-20-3-4 که به صورت دستی هم قابل انجام است کفایت میکند. به همین جهت در این حالت نتایج ارایه شده از طرف نرم افزار میتواند نادیده گرفته شود .

در مورد جزییات طراحی تیرها (شکل ضمیمه دوم) هم شباهتهایی با همین جزییات در مورد ستون دارد. در این پنجره 5 ستون وجود دارد که ستون اول و دوم آن مشابه جزییات طراحی ستون است. در ستون سوم و چهارم مقدار سطح مقطع آرماتور مورد نیاز در بالا و پایین تیر و در ستون پنجم مقدار Av/S برای تحمل برش گزارش میشود. دکمه های قسمت پایین هم مشابه همانی است که برای ستون ذکر شد جز اینکه قسمت Joint Shear و B/C Design و جود ندارد .

برای مشاهده گرافیکی خروجیهای طراحی سازه بتنی هم میتوان به قسمت Design/Concrete Frame Design/Display Design Info... مراجعه نمود. در این حالت پنجره ای (مشابه شکل ضمیمه چهارم) ظاهر میشود. این قسمت شامل دو بخش Design Outputو Design Input است. در قسمت Design Output گزینه های زیر وجود دارد :

Longitudinal Reinforcing: در صورت انتخاب این گزینه مقدار سطح مقطع محاسبه شده به عنوان آرماتور طولی در صفحه نمایش داده میشود. این مساله برای ستونها در حالتی که ستون به صورت Reinforcement to be Checked مدل شده است تنها نمایش دهنده آرماتورهای معرفی شده توسط کاربر به نرم افزار برای هر ستون خاص خواهد بود. در غیر این صورت مقدار آرماتور طراحی شده را نمایش میدهد. در تیرها این مقدار در سه ایستگاه اول ، وسط و آخر تیر و برای دو قسمت بالا و پایین تیر

به صورت جداگانه نمایش داده میشود .

Rebar Percentage: مقادیر حالت قبل را به صورت درصدی از سطح مقطع عضو نمایش میدهد. این حالت وقتی که میخواهیم مقدار آرماتور را با حداقل و حداکثر آیین نامه ای و البته مقدورات اجرایی (جهت جلوگیری از تراکم بیش از حد آرماتور) مقایسه کنیم مناسب خواهد بود .

Shear Reinforcing: برای نمایش مقدار Av/S میباشد. برای ستونها در یک ایستگاه و برای تیرها در سه ایستگاه اول ، وسط و انتها نمایش داده خواهد شد .

Column P-M-M Ratio: این حالت تنها برای ستونهایی که در حالت Reinforce to be Checked هستند کاربرد دارد و نمایش دهنده مقدار نسبت بار موجود به مجاز (نسبت D/C) میباشد. برای تیرها و ستونهایی که در حالت Reinforced to be Designedهستند چیزی نمایش داده نمیشود .

Beam/Column Capacity Ratio (6/5): این حالت برای قابهای خمشی ویژه کاربرد دارد و نسبت 1.2 برابر ظرفیت تیر به ستون را نمایش میدهد. مقادیر بالای یک غیرمجاز است و باید در مقاطع اعضا تجدید نظر گردد. برای اعضای با حد شکلپذیری متوسط و تیرها عددی نمایش داده نمیشود. این مقدار برای هر ستون در هر دو جهت اصلی نمایش داده میشود به همین جهت برای هر ستون دو عدد نمایش داده میشود که یکی مربوط به محاسبات در راستای محور X و دیگری مربوط به محاسبات در راستای محور Y است .

Column/Beam Capacity Ratio: تقریباً مشابه حالت قبل است ولی به صورت وارونه و بدون ضریب 1.2 . در این حالت اگر ضریب بزرگتر از 1.2 باشد مناسب و در غیر این صورت نامناسب است .

Joint Shear Capacity Ratio: این گزینه مربوط به نمایش نسبت تنش برشی موجود به مجاز در گره اتصال برای انتهای فوقانی ستونها در دو جهت اصلی و فرعی هر ستون میباشد. این نسبت باید کمتر از یک باشد. این نسبت برای قابهای خمشی متوسط نیز محاسبه میشود اما مطابق مبحث نهم نیازی به کنترل برای این حالت نیست و در این حالت از نتایج نرم افزار در این مورد صرفنظر میشود و به حداقلهای آیین نامه ای کفایت میشود .

Torsion Reinforcing: این گزینه برای نمایش مساحت میلگرد طولی و عرضی پیچشی مورد نیاز برای تیرها میباشد. برای ستونها چنین کنترلی انجام نمیشود .این اعداد در تیرها در سه ایستگاه اول ، وسط و انتها نمایش داده میشود و در هر ایستگاه دو عدد در بالا و پایین نمایش داده میشود. عدد بالا نسبت At/Sاست که در اینجا At سطح مقطع یک آرماتور پیچشی (به صورت

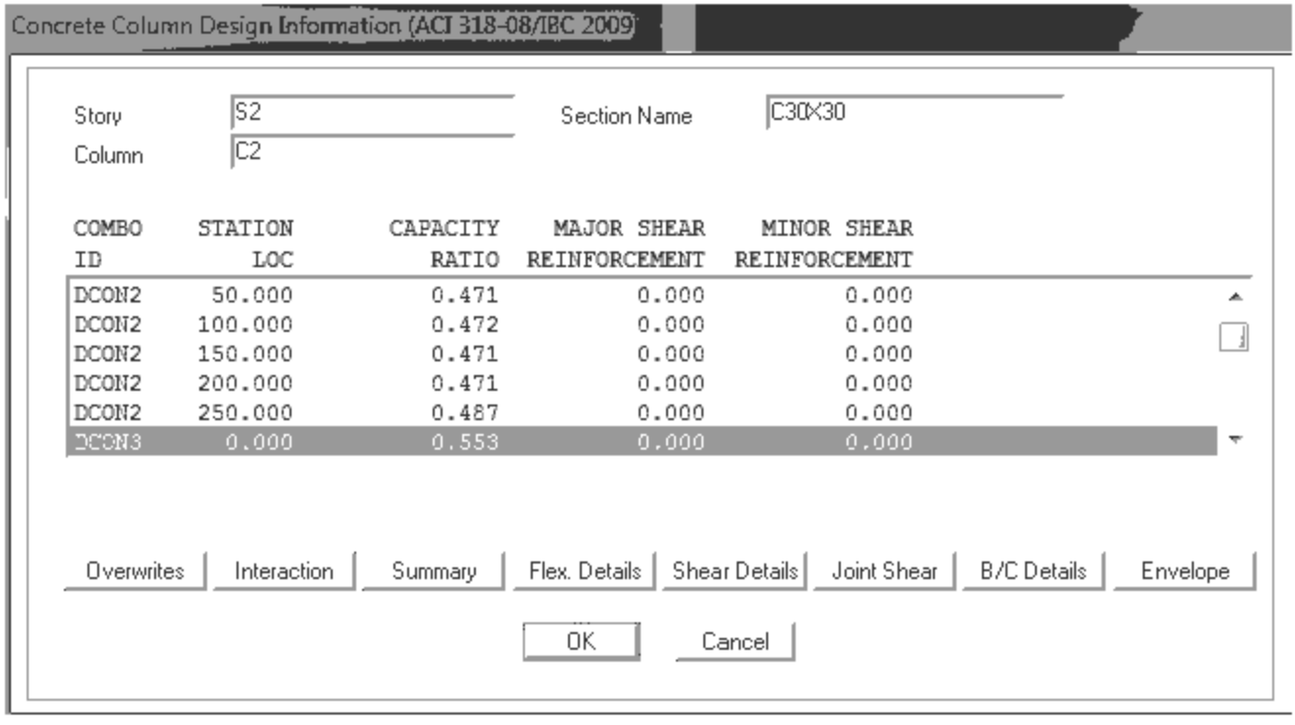
تنگ بسته) و S فاصله محور تا محور این آرماتورها در راستای طول تیر است و عدد پایین Al است که Al سطح مقطع آرماتورهای طولی پیچشی است که این آرماتور در محیط تیر باید پخش شده و به آرماتورهای طول بالا و پایین تیر اضافه شود. آرماتورهای عرضی پیچشی هم باید به آرماتورهای عرضی برشی (Av/S) اضافه شود .

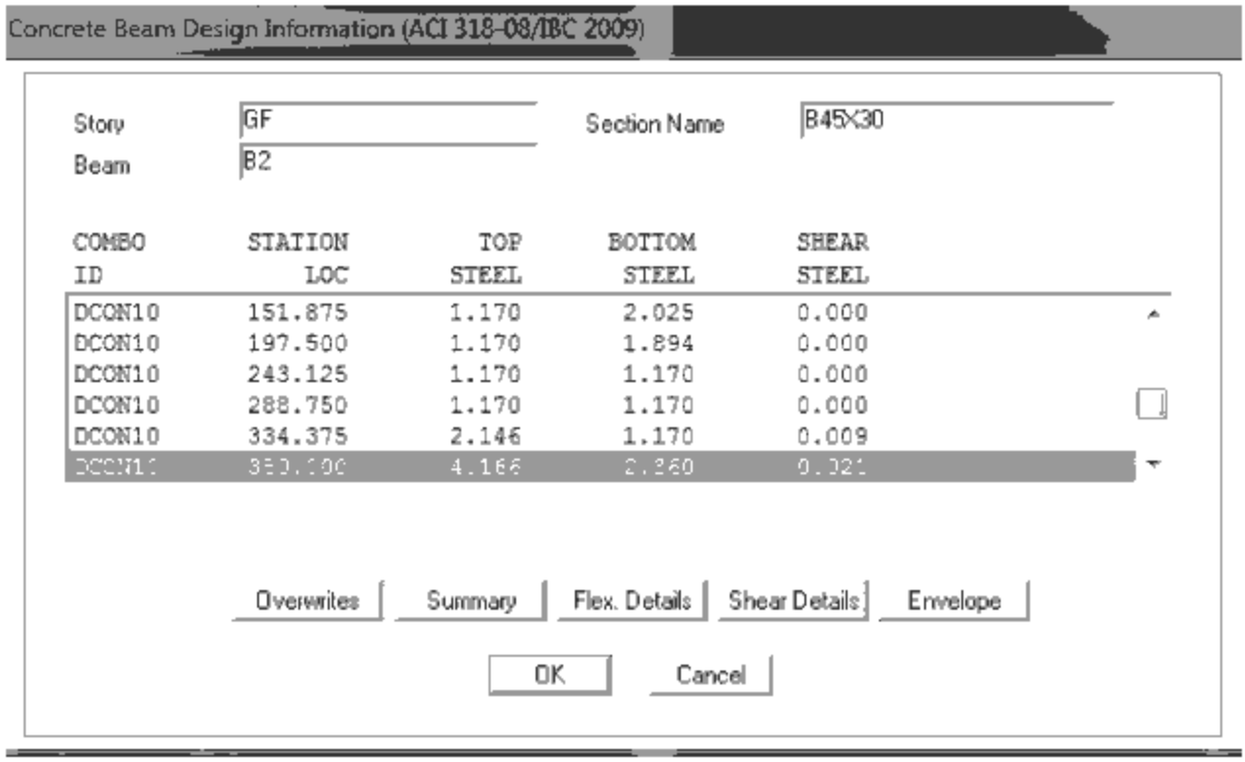
General Reinforcing Detail: این قسمت برای نمایش خلاصه ای از نتایج بالا میباشد. در صورت انتخاب این گزینه مساحلت میلگرد طولی ، برشی و پیچشی تیرها به صورت همزمان نشان داده میشود. در ستون هم تمام خروجی ها با هم بر روی ستون نمایش داده میشود. در ستونها مساحت میلگرد موجود یا محاسبه شده ، نسبت ظرفیت ستون به تیر ، و مساحت میلگرد برشی روی ستون نمایش داده میشود. این گزینه برای سرعت دادن در تهیه نقشه های اجرایی میتواند مناسب باشد .

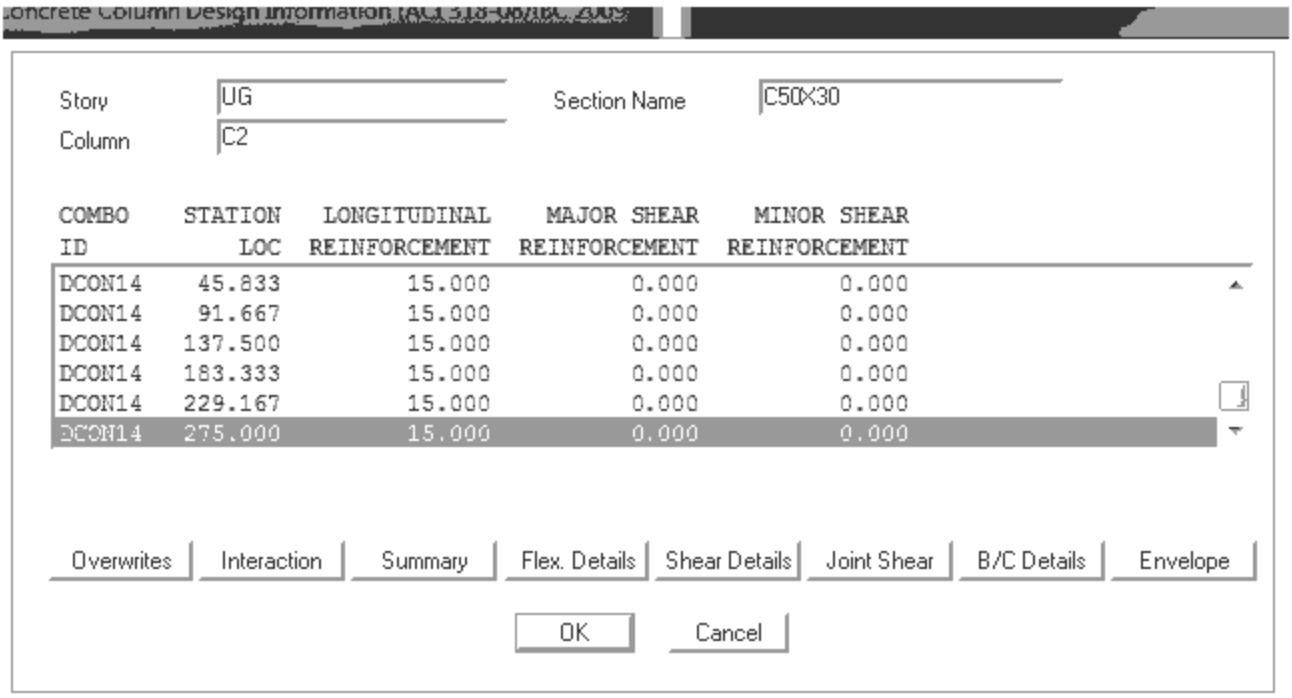
در قسمت Design Input هم اطلاعات مختلفی که مربوط به ورودی نرم افزار است و توسط کاربر معرفی شده ست نمایش داده شده است .

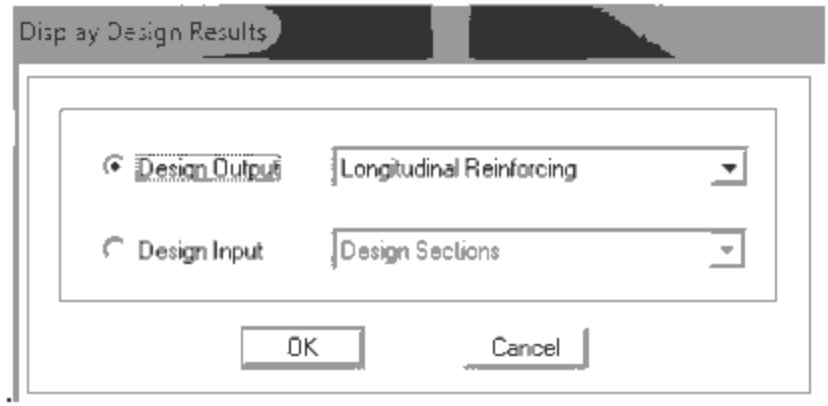
برای آشنایی بیشتر با جزییات طراحی سازه های بتنی و خروجیهای خاص آنها میتوان به مراجع مختلف مراجعه کرد .

در این مرحله هنوز به دنبال تبدیل نتایج طراحی به نقشه های اجرایی نیستیم اما بهتر است با مشاهده نتایج طراحی از این مساله مطمئن شویم که این نتایج از لحاظ اجرایی در زمان تبدیل به نقشه دچار مشکل نخواهند بود و مشکلاتی نظیر تراکم آرماتور طولی و یا فواصل نزدیک و غیراجرایی آرماتورهای عرضی را ایجاد نمینمایند. ضمن اینکه بهتر است در جهت اقتصادی کردن طرح با سعی و خطا و انتخاب مقاطع مختلف برای تیر و ستون اقتصادی ترین و اجرایی ترین طرح انتخاب گردد. اگر در این مرحله مقطع تیر یا ستون عوض شود باید با آنالیز دوباره مدل طراحی را نیز دوباره انجام داد.


Concrete Column Design Information (ACI 318-08/IBC 2009)
Story S2
Column C2
Section Name C30X30
COMBO ID | STATION LOC | CAPACITY RATIO | MAJOR SHEAR REINFORCEMENT | MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DCON2 50.000 0.471 0.000 0.000
DCON2 100.000 0.472 0.000 0.000
DCON2 150.000 0.471 0.000 0.000
DCON2 200.000 0.471 0.000 0.000
DCON2 250.000 0.487 0.000 0.000
DCON3 0.000 0.553 0.000 0.000
Overwrites
Interaction
Summary
Flex. Details
Shear Details
Joint Shear
B/C Details
Envelope
OK
Cancel


Concrete Beam Design Information (ACI 318-08/IBC 2009)
Story GF
Beam B2
Section Name B45X30
COMBO ID | STATION LOC | TOP STEEL | BOTTOM STEEL | SHEAR STEEL
DCON10 151.875 1.170 2.025 0.000
DCON10 197.500 1.170 1.894 0.000
DCON10 243.125 1.170 1.170 0.000
DCON10 288.750 1.170 1.170 0.000
DCON10 334.375 2.146 1.170 0.009
Overwrites
Summary
Flex. Details
Shear Details
Envelope
OK
Cancel





شروع به طراحی دیوارهای برشی با استفاده از آیین نامه ACI318-08/IBC2009

برای انجام طراحی دیوار برشی بعد از انجام مراحل قبلی باید از منوی **Design/Shear Wall Design/Start Design/Check of Structure** اقدام نماییم .انجام این مرحله توسط نرم افزار بین چند ثانیه تا چند دقیقه ممکن است طول بکشد .

بعد از اتمام طراحی دیوارهای برشی با کلیک راست بر روی هر کدام از دیوارها جزییات طراحی آنها در پنجره ای جدید ظاهر میشود. این نتایج بر حسب اینکه هر جز از دیوار برشی به عنوان **Pier** معرفی شده باشد یا **Spandrel** متفاوت است .اجزایی که هم **Pier** هم **Spandrel** هستند دارای هر دو جز طراحی هستند که با کلیک راست روی آنها در پنجره ای جدید سوال میشود که

کدام یک از این دو نتیجه نمایش داده شود. (شکل ضمیمه اول[14])

پنجره ای که جزییات طراحی یک عنصر Pier را نشان میدهد شامل موارد زیر است : (شکل ضمیممه دوم)

این صفحه و جزییات مندرج در آن بستگی به این دارد که دیوار از چه نوعی انتخاب شده باشد. شکلی ضمیمه دوم برای حالتی است که دیوار از نوع Uniform Reinforcing بوده و نوع کنترل دیوار از نوع Check باشد برای حالت Design این صفحه مشابه شکل ضمیمه سوم خواهد بود. در این پنجره در قسمت بالای صفحه کنترل (برای حالت (Check یا طراحی) در حالت (Designدیوار برای خمش ذکر شده است. نسبت D/C (نسبت بار وارده به بار مجاز) برای حالت Check یا نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع دیوار برای حالت Design در این قسمت در بالا و پایین دیوار ذکر میگردد. در قسمت دوم هم جزییات طراحی دیوار برای برش ذکر گردیده است. در این قسمت مقدار سطح مقطع آرماتور افقی لازم در هر متر از ارتفاع دیوار ذکر گردیده است .

آخرین بخش نیز به کنترل المان مرزی در دیوار برشی اختصاص داده شده است .جزییات این کنترل در مبحث نهم در بند 9-20-4-3 ذکر شده است. در ترکیب بارهای زلزله اگر مقدار تنش در لبه های عضو بیشتر از 0.2fcشود باید اجزای لبه مطابق ضوابط بند مذکور پیش بینی شود. اجزای مرزی در قسمتهایی از دیوار که تنش فشاری کمتر از 0.15fc شود میشود قطع کرد. در نرم افزار این ضابطه البته تفاوتهایی با مبحث دهم دارد. در نرم افزار همانطور که در شکل ضمیمه دیده میشود در ستون Stress comp تنش فشاری ماکسیمم در لبه دیوار گزارش میشود در ستون سمت راست آن نیز تحت عنوان Stress Limit مقدار مجاز که همان 0.2fc است هم ذکر میشود. اما معیار نرم افزار برای نیازی یا عدم نیاز به عنصر لبه معیار دیگری است که در ستونهای C Depth و C Limit ذکر شده است. C Depth نشان دهنده عمق محور خنثی (فاصله محور خنثی تا لبه دیوار) است و ستون بعدی C Limit مقدار مجاز برای آن است که اگر از این مقدار کمتر باشد نیاز به عنصر لبه نیست و در غیر این صورت به عنصر لبه نیاز است و بر اساس آن طول عنصر لبه محاسبه میشود. در مراجع مختلف به روابط محاسبه این دو اشاره شده است. فقط اشاره میشود که C Limit بر اساس مقدار تغییر شکل جانبی دیوار در اثر زلزله به دست می آید و در واقع این روش ، روشی پیشرفته تر نسبت به محبث نهم میباشد. مقدار طول عضو لبه در ستون دوم در چپ و راست ، بالا و پایین دیوار ذکر شده است. عنوان N/C یا N/N که ممکن است برخی مواقع در ستونهای C Depth و C Limit درج شود به ترتیب به معنی Not Calculated(محاسبه نشده) و Not Needed (مورد نیاز نیست) میباشد. علامت N هم که برخی مواقع ممکن است درج شود

[14]- شکلهای مورد اشاره در انتهای مطلب قابل مشاهده میباشند.

به معنی Needed (مورد نیاز است) میباشد. وقتی که تنش فشاری لبه از 0.2fcکمتر باشد در نرم افزار محاسبه ای برای عنصر لبه انجام نمیشود و عنوان N/C درج میشود .

در صورتی که دیوار به صورت Simplified C and T باشد جزییات طراحی بر اساس شکل ضمیمه چهارم خواهد بود .

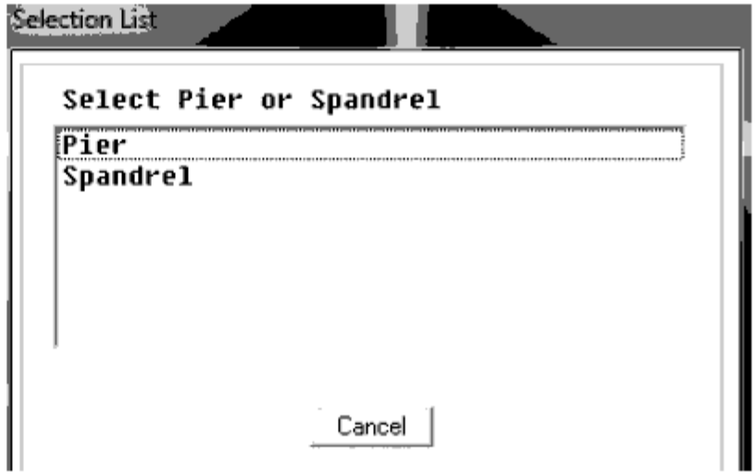
در این حالت نیز خروجی ها شباهتهای زیادی به حالت قبل دارد. در قسمت بالا (Flexural Design) خلاصه طراحی خمشی درج شده است. طول لازم برای المان لبه ای و سطح مقطع مورد نیاز برای آرماتورهای این قسمت در دو ستون Edge Length و Rebar cm^2 درج شده است. این اطلاعات برای نقاطع چپ و راست ، بالا و پایین دیوار گزارش میشود. این محاسبات دو سری گزارش میشود؛ یک بار برای قطعه لبه وقتی که تحت کشش قرار میگیرد (قسمت بالا تحت عنوان Tension) و یک بار هم برای وقتی که قطعه لبه تحت فشار قرار میگیرد (تحت عنوان Compression) .دو قسمت پایین صفحه به جزییات طراحی برشی و قطعه مرزی میپردازد. اطلاعات آن با حالت Uniform Reinforcement فرقی ندارد .

اگر دیوار در قسمتی از آن جوابگو نباشد در ان قسمت اطلاعات به رنگ قرمز نمایش داده میشود و در زیر آن نیز پیام خطا درج خواهد شد. (به طور مثال شکل ضمیمه پنجم را مشاهده نمایید) .

اگر دیوار به صورت General Reinforcing Pier Section باشد بر حسب اینکه دیوار در حالت Check یا Design باشد صفحاتی که ظاهر میشود به ترتیب مشابه شکلهای ضمیمه ششم و هفتم خواهد بود. جزییات اطلاعات ارایه شده در این صفحات تقریباً مشابه حالات قبل است. در مراجع مختلف هم به صورت تفصیلی در این مورد بحث شده است .

برای عناصر Spandrel نیز صفحه جزییات طراحی مشابه شکل ضمیمه هشتم خواهد بود. این صفحه شامل دو بخش Flexural Designو Shear Design است. در قسمت بالای صفحه مقادیر آرماتورهای طولی مورد نیاز در چپ و راست ، بالا و پایین عضو گزارش شده است. در قسمت پایین صفحه هم آرماتورهای برشی افقی و عمودی و قطری (Diagonal) در چپ و راست عضو گزارش شده است. آرماتور قطری تنها برای حد شکلپذیری زیاد لازم است و برای حدود شکلپذیری دیگر گزارش نمیشود .جزییات این آرماتور ها در مراجع مختلف ذکر گردیده است .

با مراجعه به قسمت ...Design/Shear Wall Design/Display Design Info (شکل ضمیمه نهم) هم میتوان نوع خروجی گرافیکی را مشخص نموده و در صفحه مشاهده نمود. جزییات این خروجی ها در مراجع مختلف به تفصیل درج شده است.



Uniform Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-08/IBC 2009)

Story ID: UG Pier ID: P4 X Loc: 1308 Y Loc: 810 Units: Kgf-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0.600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.273	DWAL6	378743.280	39640.640	-121326129.95
Bottom	0.329	DWAL6	399191.280	-185430.920	-156493611.27

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.500	DWAL6	378743.280	-121326129.95	109810.478	104493.103	206733.103
Bot Leg 1	7.500	DWAL6	399191.280	-156493611.27	109810.478	81578.000	183818.000

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	171.088	DWAL6	378743.280	121326129.95	65.917	42.000	242.088	169.048
Right Top	170.751	DWAL5	375178.883	08756356.963	60.763	42.000	241.751	169.048
Left Bot	173.020	DWAL6	399191.280	156493611.27	80.830	42.000	244.020	169.048
Right Bot	172.683	DWAL5	395626.883	43870175.704	75.654	42.000	243.683	169.048

Combos... Overwrites... OK Cancel

Uniform Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-08/IBC 2009)

Story ID: UG Pier ID: P4 X Loc: 1308 Y Loc: 810 Units: Kgf-cm

Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 0.600)

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0025	0.0264	DWAL14	244788.953	22676.486	-1184796.11	21300.000
Bottom	0.0033	0.0264	DWAL14	260124.953	-142781.361	-153636876.17	21300.000

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.500	DWAL6	378743.280	-121326129.95	109810.478	104493.103	206733.103
Bot Leg 1	7.500	DWAL6	399191.280	-156493611.27	109810.478	81578.000	183818.000

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0.000	DWAL6	378743.280	121326129.95	65.917	42.000	114.274	169.048
Right Top	0.000	DWAL3	381469.632	4102416.8917	27.472	42.000	N/C	N/C
Left Bot	0.000	DWAL6	399191.280	156493611.27	80.830	42.000	118.267	169.048
Right Bot	0.000	DWAL3	401917.632	33948818.234	32.338	42.000	N/C	N/C

Combos... Overwrites... OK Cancel

Simplified T and C Pier Section - Design (ACI 318-08/IBC 2009)

Story ID: UG Pier ID: P4 X Loc: 1308 Y Loc: 810 Units: Kgf-cm

Flexural Design for P and M3 (RLLF = 0.600)

Station Location	Edge-Length	Tension Rebar cm^2	Tension Combo	Pu	Mu
Left Top	75.000	15.317	DWAL13	241224.556	111602790.799
Right Top	75.000	17.830	DWAL14	244788.953	-118479696.11
Left Bottom	90.000	30.104	DWAL13	256560.556	146726910.810
Right Bottom	90.000	32.705	DWAL14	260124.953	-153636876.17

Station Location	Edge-Length	Compression Rebar cm^2	Compression Combo	Pu	Mu
Left Top	75.000	86.349	DWAL6	378743.280	-121326129.95
Right Top	75.000	75.491	DWAL5	375178.883	108756356.963
Left Bottom	90.000	101.345	DWAL6	399191.280	-156493611.27
Right Bottom	90.000	90.202	DWAL5	395626.883	143870175.704

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top	7.500	DWAL6	378743.280	-121326129.95	109810.478	104493.103	206733.103
Bottom	7.500	DWAL6	399191.280	-156493611.27	109810.478	81578.000	183818.000

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	37.500	DWAL6	378743.280	121326129.95	65.917	42.000	75.000	169.048
Right Top	37.500	DWAL5	375178.883	108756356.963	60.763	42.000	75.000	169.048
Left Bot	45.000	DWAL6	399191.280	156493611.27	80.830	42.000	90.000	169.048
Right Bot	45.000	DWAL5	395626.883	143870175.704	75.654	42.000	90.000	169.048

Combos... Overwrites... OK Cancel

Simplified T and C Pier Section - Design (ACI 318-08/IBC 2009)

Story ID: UG Pier ID: P4 X Loc: 1308 Y Loc: 810 Units: Kgf-cm

Flexural Design for P and M3 (RLLF = 0.600)

Station Location	Edge-Length	Tension Rebar cm^2	Tension Combo	Pu	Mu
Left Top	40.000	12.766	DWAL13	241224.556	111602790.799
Right Top	40.000	15.122	DWAL14	244788.953	-118479696.11
Left Bottom	40.000	25.199	DWAL13	256560.556	146726910.810
Right Bottom	40.000	27.568	DWAL14	260124.953	-153636876.17

Station Location	Edge-Length	Compression Rebar cm^2	Compression Combo	Pu	Mu
Left Top	40.000	74.320	DWAL6	378743.280	-121326129.95
Right Top	40.000	63.982	DWAL5	375178.883	108756356.963
Left Bottom	40.000	105.879	DWAL6	399191.280	-156493611.27
Right Bottom	40.000	95.501	DWAL5	395626.883	143870175.704

Pier fails in flexure or P-M-M interaction.

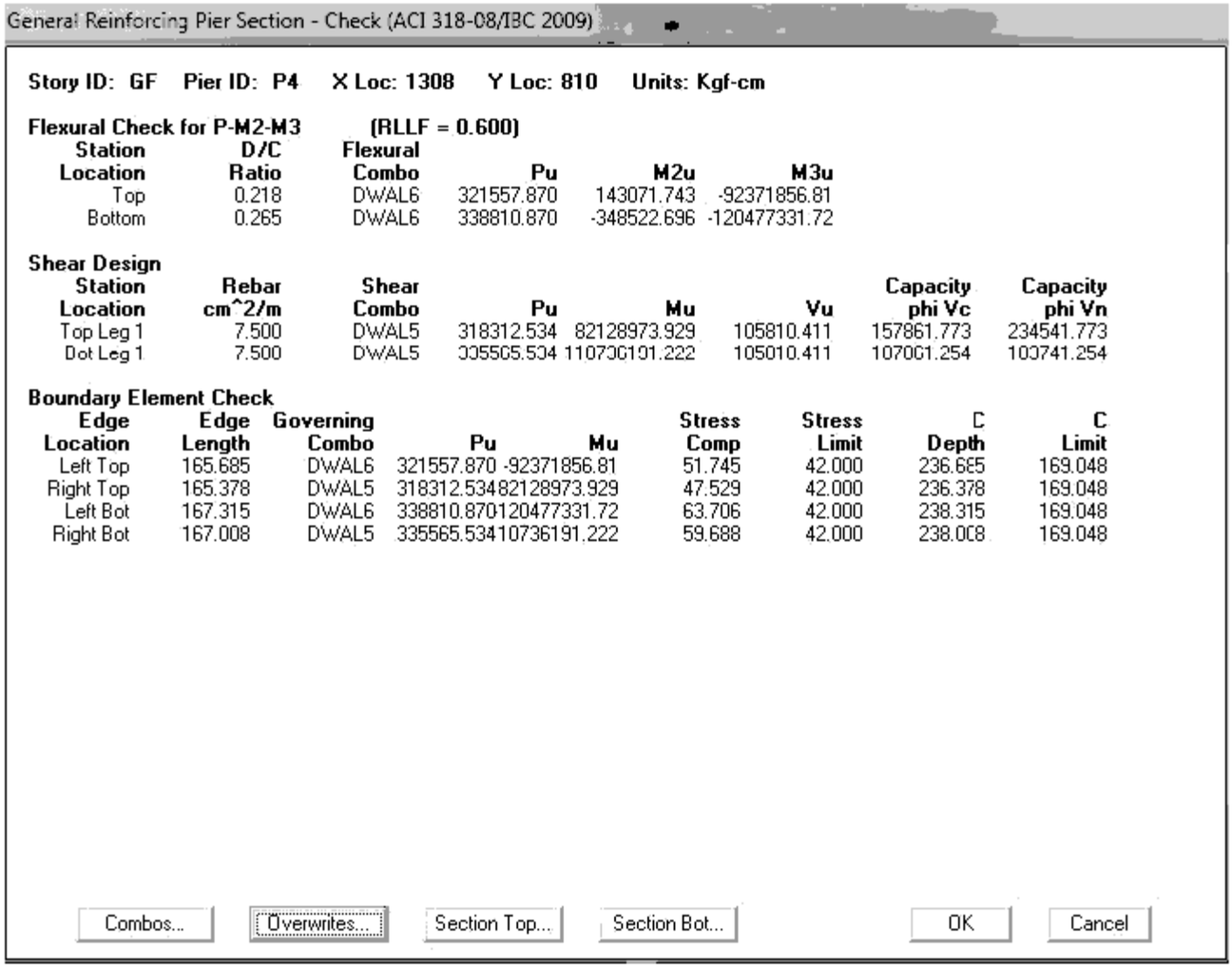
Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top	7.500	DWAL6	378743.280	-121326129.95	109810.478	104493.103	206733.103
Bottom	7.500	DWAL6	399191.280	-156493611.27	109810.478	81578.000	183818.000

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	20.000	DWAL6	378743.280	121326129.95	52.969	42.000	40.000	169.048
Right Top	20.000	DWAL5	375178.883	108756356.963	48.987	42.000	40.000	169.048
Left Bot	Not Checked	DWAL6	399191.280	156493611.27	64.553	42.000	40.000	169.048
Right Bot	Not Checked	DWAL5	395626.883	143870175.704	60.555	42.000	40.000	169.048

Combos... Overwrites... OK Cancel



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-08/IBC 2009)

Story ID: GF Pier ID: P4 X Loc: 1308 Y Loc: 810 Units: Kgf-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0.600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0.218	DWAL6	321557.870	143071.743	-92371856.81
Bottom	0.265	DWAL6	338810.870	-348522.696	-120477331.72

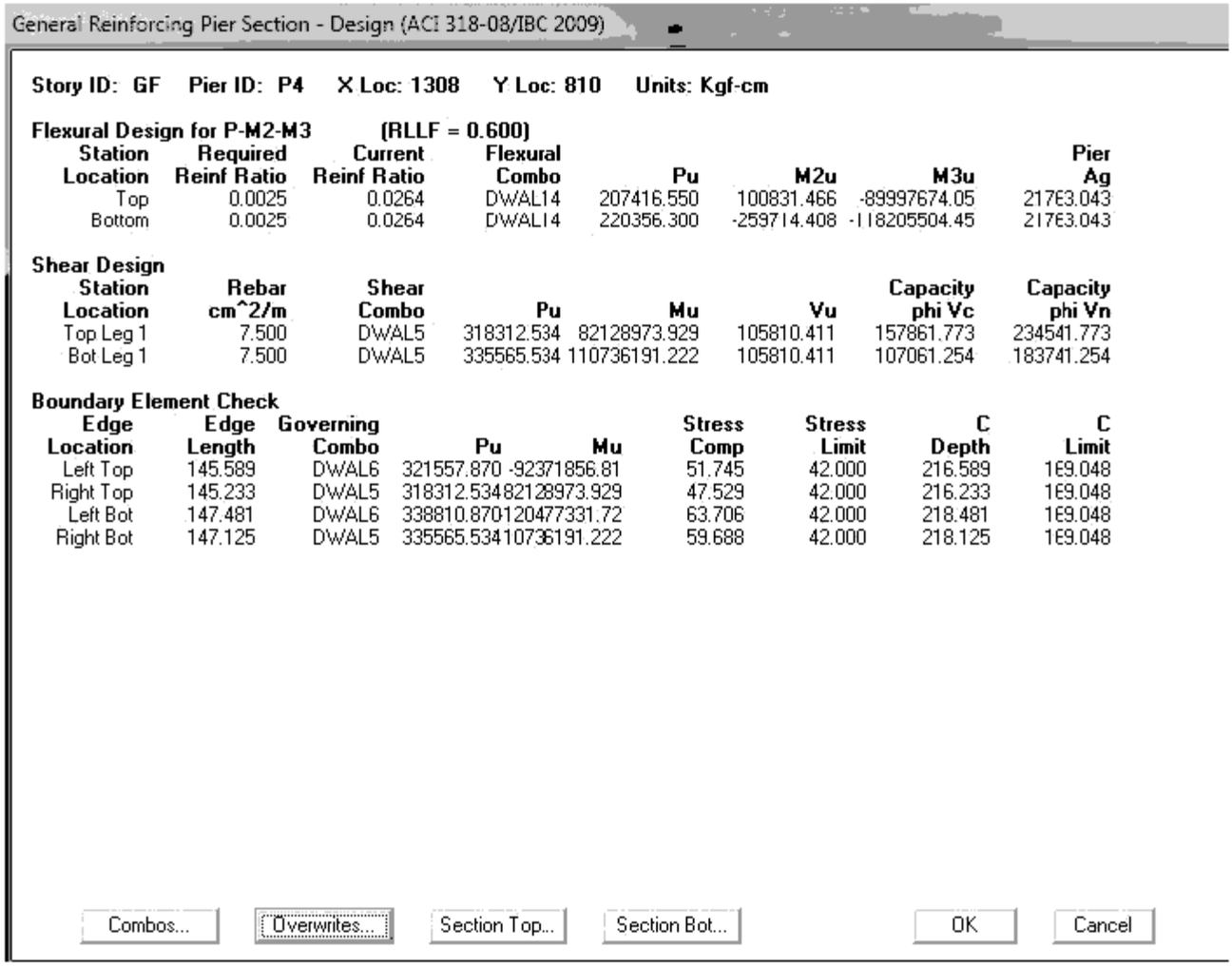
Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.500	DWAL5	318312.534	82128973.929	105810.411	157861.773	234541.773
Bot Leg 1	7.500	DWAL5	335565.534	110736191.222	105010.411	107061.254	100741.254

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	165.685	DWAL6	321557.870	-92371856.81	51.745	42.000	236.685	169.048
Right Top	165.378	DWAL5	318312.534	82128973.929	47.529	42.000	236.378	169.048
Left Bot	167.315	DWAL6	338810.870	120477331.72	63.706	42.000	238.315	169.048
Right Bot	167.008	DWAL5	335565.534	110736191.222	59.688	42.000	238.008	169.048

Combos... | Overwrites... | Section Top... | Section Bot... | OK | Cancel



General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-08/IBC 2009)

Story ID: GF Pier ID: P4 X Loc: 1308 Y Loc: 810 Units: Kgf-cm

Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 0.600)

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0025	0.0264	DWAL14	207416.550	100831.466	-89997674.05	217E3.043
Bottom	0.0025	0.0264	DWAL14	220356.300	-259714.408	-118205504.45	217E3.043

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7.500	DWAL5	318312.534	82128973.929	105810.411	157861.773	234541.773
Bot Leg 1	7.500	DWAL5	335565.534	110736191.222	105810.411	107061.254	183741.254

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	145.589	DWAL6	321557.870	-92371856.81	51.745	42.000	216.589	1E9.048
Right Top	145.233	DWAL5	318312.534	82128973.929	47.529	42.000	216.233	1E9.048
Left Bot	147.481	DWAL6	338810.870	120477331.72	63.706	42.000	218.481	1E9.048
Right Bot	147.125	DWAL5	335565.534	110736191.222	59.688	42.000	218.125	1E9.048

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

Spandrel Design

Story ID: UG Spandrel ID: SW873 X Loc: 595 Y Loc: 0 Units: Kgf-cm

Flexural Design (RLLF = 1.000)

Station Location	Top Steel cm^2	Top Steel Ratio	Top Steel Combo	Mu
Left	5.764	0.0029	DWAL12	-1362874.017
Right	4.701	0.0024	DWAL11	-1117170.483

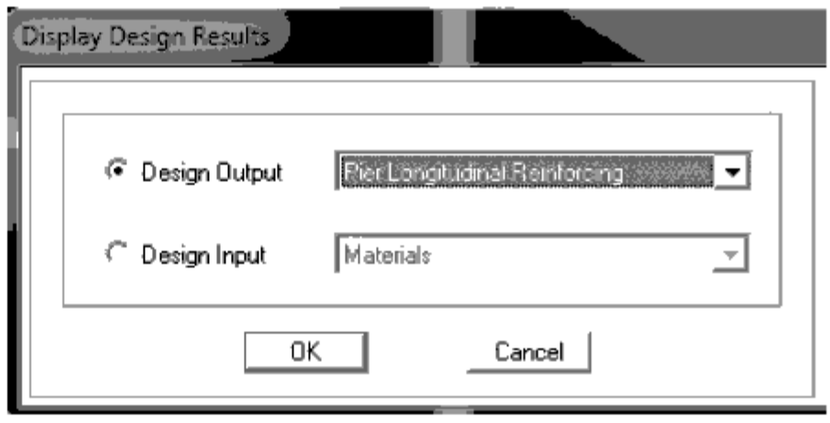
Station Location	Bot Steel cm^2	Bot Steel Ratio	Bot Steel Combo	Mu
Left	6.328	0.0032	DWAL3	1618210.364
Right	5.958	0.0030	DWAL8	1406999.937

Shear Design

Station Location	Aver cm^2/m	Ahoriz cm^2/m	Shear Combo	Vu	Capacity Phi Vc	Capacity Phi Vs	Capacity Phi Vn
Left	1.758	0.000	DWAL8	5981.682	8386.456	3796.576	12183.032
Right	1.758	0.000	DWAL3	5939.08	7663.518	3796.576	11460.094

Station Location	Adiag cm^2	Design Combo	Shear Vu	Shear VuLimit	I/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	0.000	DWAL8	5981.682	27665.678	7.130	Yes	No
Right	0.000	DWAL3	5939.081	27665.678	7.130	Yes	No

Combos... Overwrites... OK Cancel



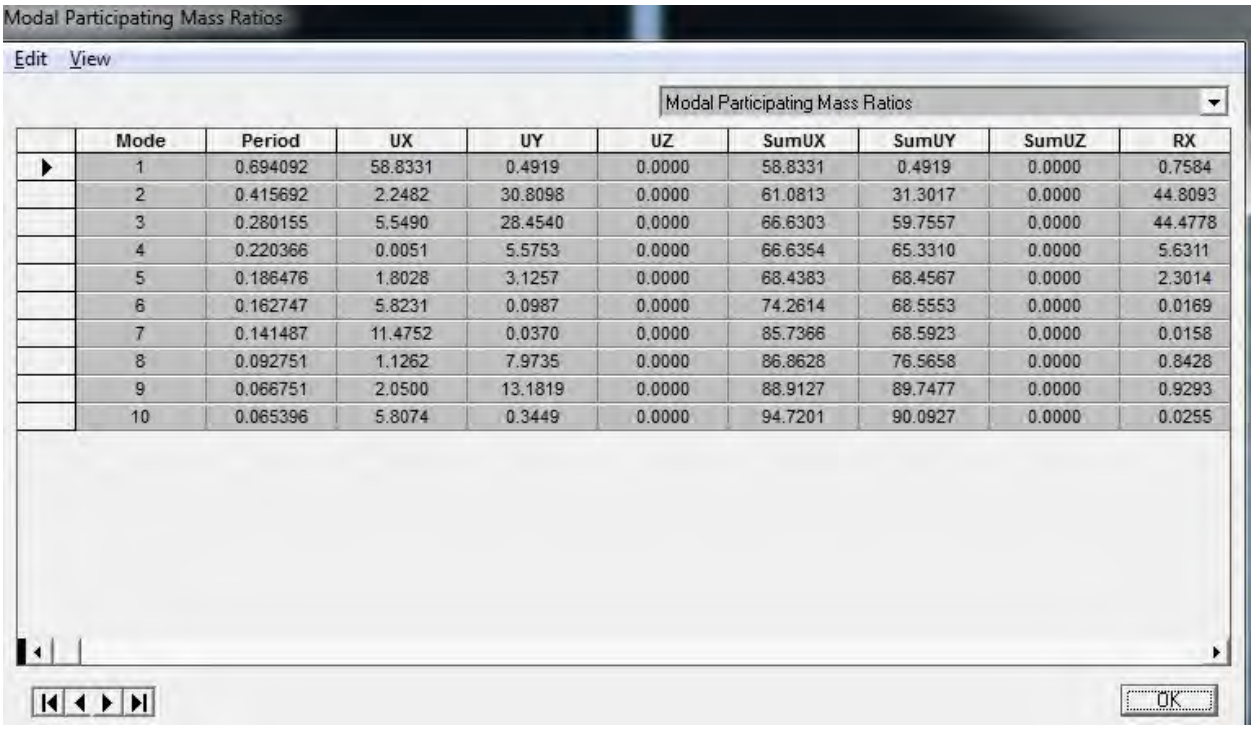
مشاهده زمانهای تناوب اصلی از نرم افزار و مقایسه با زمان های تناوب تجربی سازه از مبحث ششم

در ابتدای انجام پروژه و در مرحله بارگذاری وقتی که میخواهیم ضریب زلزله را بر اساس مبحث ششم محاسبه کنیم به دلیل نامعلوم بودن زمان تناوب تحلیلی باید از زمان تناوب تجربی که از یکی از روابط 6-7-6 تا 6-7-8 به دست می آید محاسبه را انجام دهیم. اما بر اساس تبصره یک زیر این روابط میتوان از زمان تناوب تحلیلی هم استفاده کرد ؛ البته به شرط آنکه این زمان تناوب از 1.25 برابر زمان تناوب تجربی بیشتر نشود. برای این منظور در آنجا زمان تناوب تجربی را با حدس اینکه احتمالاً مقدار تحلیلی به مقدار قابل توجهی از مقدار تحربی بزرگتر است در ضریب 1.25 ضرب کرده و مقدار به دست آمده را معیار محاسبات خود کردیم. حال که طراحی سازه به نتیجه اولیه خود رسیده است و مقاطع اعضا تقریباً مشخص شده اند میتوان زمان تناوب تحلیلی را از نرم افزار برداشت کرده و با مقادیر تجربی مقایسه کرد. این زمان نتاوب باید برای هر یک از جهات اصلی X و Y جداگانه برداشت شود. معمولاً دو مود اول نوسان سازه نشاندهنده زمان تناوب اصلی سازه در هر یک از این دو جهت هستند. برای برداشت زمان های تناوب باید به قسمت Display/Show Tables رفته و در پنجره جدیدی که باز میشود قسمت Modal Information را تیک میزنیم و سپس Ok میکنیم. در پنجره جدیدی که باز میشود از قسمت بالا و سمت راست پنجره ، جدول Modal Participating Mass Ratio را برای نمایش انتخاب میکنیم (شکل ضمیمه) . در این جدول میتوانید زمان های تناوب مودهای مختلف به همراه اطلاعات دیگر در این زمینه را مشاهده کنید. زمانهای تناوب در ستون Period بر حسب ثانیه قابل مشاهده خواهد بود. به طور مثال در شکل ضمیمه برای دو مود اول زمان تناوب به ترتیب برابر 0.69 و 0.41 خواهد بود. برای اینکه متوجه شویم این زمانهای تناوب مربوط به کدام یک از جهات اصلی هستند باید از جرم مودی که در ستونهای Uxو Uy درج شده است کمک بگیریم. اگر عدد Ux بیشتر از عدد Uy باشد آن زمان تناوب مربوط به جهت X و در غیر این صورت مربوط به جهت Y است. در شکل ضمیمه همانطور که مشخص است برای مود اول جرم مودی برای مود اول در جهت X مقدار 58درصد کل جرم را تشکیل داده است ؛ در حالی که برای جهت Y این مقدار کمتر از 0.5 درصد است که بر این اساس این زمان تناوب مربوط به جهت X خواهد بود .در مود دوم برعکس میباشد. در این مود درصد جرم مودی برای جهت Y مقداری در حدود 31 درصد و برای جهت X در حدود 2 درصد است که نشان دهنده آن است که این زمان مربوط به جهت Y است .

بعد از برداشت این مقادیر باید انها را با مقادیر متناظر تجربی خود که در ضریب 1.25 ضرب شده اند مقایسه نماییم. اگر این

مقادیر بزرگتر از مقدار تجربی در ضریب 1.25 باشند فرض اولیه صحیح است و گرنه باید به عقب بازگشته و زمان تناوب را کاهش داد که این مساله ممکن است در ضریب زلزله و بقیه محاسبات تاثیر گذار باشد و در این صورت تمام مراحل طی شده تا این مرحلبه باید بازبینی گردند (احتمال به وجود آمدن این حالت معمولاً کم میباشد). اگر مقدار زمان تناوب تحلیلی کمتر از مقدار تجربی شود برای محاسبات از همان مقدار تجربی استفاده خواهیم کرد .

نکته مهم : در سازه های بتنی و سازه های دیگری که شامل دیوارهای برشی میباشند در محاسبه زمان تناوب تحلیلی باید به تبصره دو بند 6-7-2-5-6 مبحث ششم هم توجه نمود. بر این اساس در این حالت باید فایل را به اسمی دیگر ذخیره نموده و به مرحله قبل از آنالیز سازه بازگشته و ضرایب اصلاح سختی را برای تیرها ، ستونها و دیوارهای برشی به نحو خواسته شده در تبصره مذکور اصلاح نموده و سپس مدل را آنالیز نموده و بر اساس نتایج آنالیز سازه در این حالت مقادیر زمان های تناوب را به شرح توضیح داده شده در بالا برداشت نماییم. (برای اصلاح سختی باید برای ستونها ضرایب اصلاح را به جای 0.7 به یک افزایش دهیم. برای تیرها این ضرایب را باید به جای 0.35 به 0.5 افزایش دهیم. برای دیوارها نیز جز در مورد تیرهای همبند باید ضرایب اصلاح سختی را به عدد یک ویرایش کنیم. در مورد تیرهای هم بند این ضریب به جای عدد 0.35 به 0.5ویرایش میشود. برای دیوارهایی که به صورت Shell معرفی شده اند ضرایب اصلاح سختی برای سختی خارج از صفحه آنها که قبلاً همگی 0.35 تعریف شده اند به عدد 0.5 ویرایش میشوند).


Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.694092	58.8331	0.4919	0.0000	58.8331	0.4919	0.0000	0.7584
	2	0.415692	2.2482	30.8098	0.0000	61.0813	31.3017	0.0000	44.8093
	3	0.280155	5.5490	28.4540	0.0000	66.6303	59.7557	0.0000	44.4778
	4	0.220366	0.0051	5.5753	0.0000	66.6354	65.3310	0.0000	5.6311
	5	0.186476	1.8028	3.1257	0.0000	68.4383	68.4567	0.0000	2.3014
	6	0.162747	5.8231	0.0987	0.0000	74.2614	68.5553	0.0000	0.0169
	7	0.141487	11.4752	0.0370	0.0000	85.7366	68.5923	0.0000	0.0158
	8	0.092751	1.1262	7.9735	0.0000	86.8628	76.5658	0.0000	0.8428
	9	0.066751	2.0500	13.1819	0.0000	88.9127	89.7477	0.0000	0.9293
	10	0.065396	5.8074	0.3449	0.0000	94.7201	90.0927	0.0000	0.0255

OK

کنترل تغییر شکلهای جانبی سازه در اثر بارهای جانبی زلزله

یکی از موارد دیگری که بعد از انجام طراحی سازه باید صورت پذیرد کنترل تغییر شکلهای جانبی سازه و مقایسه با مقادیر مجاز آیین نامه ای است .بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مقدار دریفت (نسبت تغییر شکل جانبی نسبی به ارتفاع نسبی طبقه) در مرکز جرم هر یکی از طبقات بر حسب اینکه زمان تناوب سازه کوچکتر یا بزرگتز از 0.7 ثانیه باشد به شرح زیر تغیین میشود :

اگر T<0.7 Sec

0.7R*Drift<0.025

در غیر این صورت :

0.7R*Drift<0.02

در روابط بالا R ضریب رفتار سازه است که از جدول 6-7-6 مبحث ششم قابل استخراج است .

به این ترتیب به شزح زیر عمل میکنیم :

1- ابتدا مقدار زمان تناوب سازه که از روابط مبحث ششم به دست آمده است (رابطه تجربی بعد از اعمال ضریب 1.25 که قبلاً در

زمان محاسبه ضریب زلزله اعمال شده است) را برای هر یک از دو جهت اصلی استخراج میکنیم و بر اساس آن تغییرت میکنیم که مقدار مجاز از کدام نامساوی بالا باید استخراج گردد .

2- با تقسیم مقدار مجاز 0.02 یا 0.025 بر ضریب 0.7 Rمقدار مجاز Drift در هر یکی از دو جهت در هر یک از طبقات به دست می آید .

3- حال باید در هر یک از طبقات مقدار Drift موجود را محاسبه کرده و با مقدار مجاز مقایسه نماییم. برای این منظور باید در صورت تحلیل استاتیکی این کنترل برای هر یک از حالات بار جانبی استاتیکی زلزله انجام شود (کنترل برای حالات زلزله استاتیکی EPX,ENX,EPY,ENY انجام میشود. برای EPX و ENX این کنترل در راستای محور X و برای دوتای دیگر در راستای محور Y انجام میشود). در صورت تحلیل دینامیکی سازه این کنترل باید بر اساس بارهای دینامیکی معرفی شده به نرم افزار در هر یک از دو راستا انجام شود .

4- برای مشاهده Drift در هر یک از حالات بارگذاری جانبی فوق هم میتوان به قسمت ...Display/Show Deformed Shape مراجعه نمود و حالت بار مورد نظر را برای نمایش انتخاب کرد. سپس در پلان یکی از طبقات بر روی یکی از نقاطی که نزدیک به مرکز جرم طبقه است کلیک راست میکنیم. پنجره ای ظاهر میشود که در آن برای آن نقطه مقادیر تغییر شکل قابل مشاهده است (شکل ضمیمه اول[15]). در پایین این پنجره دکمه ای تحت عنوان ...Lateral Drifts وجود دارد که با کلیک بر روی آن صفحه جدیدی ظاهر میشود که در آن مقادیر Drift در هر دو جهت اصلی Xو Y در دو ستون آخر آن درج شده است و میتوان این مقادیر را با مقدار مجاز مقایسه نماییم. (شکل ضمیمه دوم)

روش دیگری که برای محاسبه مقادیر Drift در مرکز جرم وجود دارد به شرح زیر است :

1- به قسمت ...Display/Show Table مراجعه نمایید .

2- در صفحه ای که ظاهر میشود گزینه Displacement را تیک بزنید و همچنین بر روی دکمه Select Cases/Combos کلیک کرده و حالات بار استاتیکی یا دینامیکی جانبی مورد نظر را انتخاب نمایید (شکل ضمیمه سوم) و سپس Ok کرده به صفحه قبلی بازگشته و دوباره بر دکمه Ok کلیک نمایید .

3- در پنجره جدیدی که ظاهر میشود جدول Diaphragm CM Displacement را انتخاب نمایید. در این پنجره برای هر یک از طبقات و حالات بار جانبی مقادیر تغییر شکل جانبی درج شده است. (شکل ضمیمه چهارم)

[15]- شکلهای مورد اشاره در انتهای مطلب قابل مشاهده هستند.

4- در این پنجره ستونهای UX و UY مقادیر تغییر شکل جانبی مطلق سازه در مرکز جرم برای هر بار جانبی میباشد. برای تبدیل این مقادیر به Drift باید ابتدا در هر طبقه مقدار تغییر شکل نسبی این طبقه را به دست آورد. تغییر شکل جانبی نسبی تفاضل تغییر شکل مطلق آن طبقه و طبقه پایینتر آن در همان حالت بار است. مقادیر به دست آمده را بر ارتفاع طبقه تقسیم میکنیم تا مقدار Driftدر هر طبقه و هر حالت بار به دست آید. حال میتوانیم این مقادیر را با مقدار مجاز مقایسه کنیم. این فرآیند با کپی این اطلاعات به یک فایل اکسل و استفاده از خواص محاسباتی اکسل به راحتی قابل انجام است .

نکته 1: اگر در این فرآیند مقدار Drift از مقدار مجاز بیشتر شد باید سازه را به صورت جانبی تقویت کرد تا با بالا رفتن سختی جانبی سازه مقدار تغییر شکلهای جانبی به حد مجاز کاسته شود. این تقویت میتواند با بالا بردن سایز بادبندها ، ستونهای مجاور بادبند ، ارتفاع تیرها و بزرگ کردن ابعاد ستونها در قابهای خمشی فولادی یا بتنی ، افزایش تعداد دهانه های بادبندی ، افزایش تعداد دهانه های دیوار برشی یا افزایش ضخامت دیوارهای برشی انجام گیرد .

نکته 2 : روش کنترل ارایه شده در بالا مقداری محافظه کارانه میباشد. در صورت عدم جوابگویی به روش بالا میتوان به روش دیگری نیز عمل کرد. در این حالت باید مقادیر زمانهای تناوب تحلیلی سازه برای هر یک از دو جهت اصلی سازه از نرم افزار استخراج شود. در این مورد در قسمت قبل توضیح داده شده است. سپس به مرحله محاسبه ضریب زلزله برای هر یک از دو جهت باز میگردیم. در این مرحله به جای محاسبه ضریبB (ضریب بازتاب سازه) از زمان تناوب تجربی (بعد از اعمال ضریب 1.25) از زمان تناوب تحلیلی استفاده میشود. به این روش احتمالاً ضریب B کوچکتر خواهد شد و به تبع آن ضریب زلزله نیز کاهش می یابد .فایل کامپیوتری را به اسم جدیدی ذخیره کرده و در فایل جدید مقدار ضریب زلزله به مقدار جدید ویرایش میشود و سپس مدل آنالیز شده و بر اساس نتایج آنالیز در فایل جدید که قاعدتاً در آن مقادیر تغییر شکلهای جانبی کاهش یافته است مقدار دریفت به روشهای توضیح داده شده در بالا محاسبه شده و با مقدار مجاز مقایسه میگردد.

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 18

File

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
APENDAGE	3.031575	-0.181106	0.000925	0.000475
ROOF	2.754210	-0.323516	0.001698	0.000212
S4	2.244923	-0.259914	0.001730	0.000210
S3	1.726009	-0.196891	0.001678	0.000198
S2	1.222754	-0.137414	0.001505	0.000177
S1	0.771235	-0.084273	0.001276	0.000146
GF	0.388293	-0.040404	0.000933	0.000102
UG	0.136456	-0.012799	0.000000	0.000000

Choose Tables for Display

Edit

- MODEL DEFINITION (0 of 75 tables selected)
  - Building Data
  - Property Definitions
  - Load Definitions
  - Point Assignments
  - Frame Assignments
  - Area Assignments
  - Input Design Data
  - Design Overwrites
  - Options/Preferences Data
  - Miscellaneous Data
- ANALYSIS RESULTS (5 of 30 tabl
  - Displacements
  - Reactions
  - Modal Information
  - Building Output
  - Frame Output
  - Area Output
  - Objects and Elements
- DESIGN DATA (0 of 5 tables selec
  - Steel Frame Design

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...

4 of 15 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...

14 of 48 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

Selection Only

Named Sets

Save Named Set...

Show Named Set...

Select Output

Select

DCMPS1 Combo
DCMPS2 Combo
DEAD Static Load
ENX Static Load
ENY Static Load
EPX Static Load
EPY Static Load
EX Static Load
EY Static Load
LIVE Static Load
NLDEADX Static Load

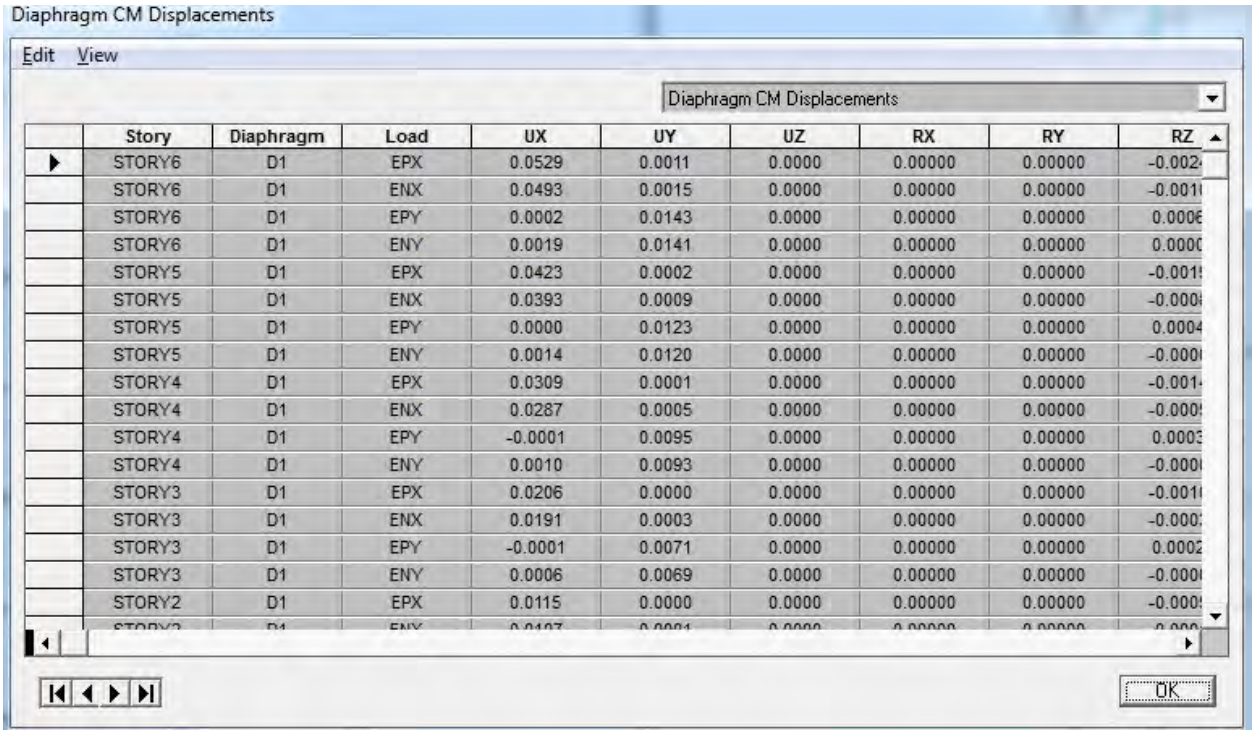
OK

Cancel

Clear All

OK

Cancel


Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY6	D1	EPX	0.0529	0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	-0.002
	STORY6	D1	ENX	0.0493	0.0015	0.0000	0.00000	0.00000	-0.001
	STORY6	D1	EPY	0.0002	0.0143	0.0000	0.00000	0.00000	0.0006
	STORY6	D1	ENY	0.0019	0.0141	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY5	D1	EPX	0.0423	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	-0.001
	STORY5	D1	ENX	0.0393	0.0009	0.0000	0.00000	0.00000	-0.000
	STORY5	D1	EPY	0.0000	0.0123	0.0000	0.00000	0.00000	0.0004
	STORY5	D1	ENY	0.0014	0.0120	0.0000	0.00000	0.00000	-0.000
	STORY4	D1	EPX	0.0309	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	-0.001
	STORY4	D1	ENX	0.0287	0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	-0.000
	STORY4	D1	EPY	-0.0001	0.0095	0.0000	0.00000	0.00000	0.0003
	STORY4	D1	ENY	0.0010	0.0093	0.0000	0.00000	0.00000	-0.000
	STORY3	D1	EPX	0.0206	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-0.001
	STORY3	D1	ENX	0.0191	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	-0.000
	STORY3	D1	EPY	-0.0001	0.0071	0.0000	0.00000	0.00000	0.0002
	STORY3	D1	ENY	0.0006	0.0069	0.0000	0.00000	0.00000	-0.000
	STORY2	D1	EPX	0.0115	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-0.000

OK

اصلاح مقادیر طول گیرداری برای تیرها در قابهای خمشی فولادی

مطابق مبحث دهم در قابهای خمشی محل مفصل پلاستیک در تیرهایی که جزیی از این سیستم هستند باید از بر ستون به فاصله ای حداقل به میزان d/2 و حداکثر d قرار گیرد. این مساله با تعریف ناحیه گیرداری در طول تیر اعمال میشود d .ارتفاع تیر میباشد. در شروع طراحی با توجه به نامعلوم بودن بعد ستون و تیر این مساله با در نظر گرفتن ابعادی فرضی برای تیر و ستون انجام شد. با توجه به انجام طراحی و مشخص شدن ابعاد تیر و ستون حال میتوان مقداری دقیقتر برای این ناحیه در نظر گرفت. طولی که برای این ناحیه باید وارد شود جمع نصف بعد ستون و عددی بین نصف تا تمام ارتفاع تیر است. اگر عددی که قبلاً وارد کرده ایم در این محدوده قرار داشته باشد نیازی به اصلاح ندارد. در غیر این صورت باید به قسمت Assign/Frame/Line/End Length Offsets...رفته و با انتخاب گزینه Define Length برای دو انتهای تیر عددی مناسب وارد نمود و در قسمت Rigid-zone Factorهم عدد توصیه شده 0.5 را وارد نمود .

به طور مثال اگر ستون یک مقطع I شکل با ارتفاع 24 سانتیمتر و تیر هم به طور مثال IPE200 باشد این عدد باید بین 22 تا 32 سانتیمتر وارد شود که اگر عدد قبلی در این محدوده قرار داشته است دیگر نیاز به اصلاح نمیباشد .

بعد از این اصلاح دوباره سازه را آنالیز کرده و طراحی را انجام میدهیم. اگر در اثر این فرایند مقطع عضوی تغییر کرد باید آنالیز و

طراحی دوباره تکرار شود. تبعاً با تغییر مقطع عضو اگر لازم باشد طول نواحی گیرداری هم دوباره اصلاح شود. اگر تغییر در مقاطع اعضا قابل توجه باشد کنترلهای بعد از طراحی که در قسمتهای قبلی توضیح داده شد هم باید دوباره تکرار گردد (مثل کنترل تغییر شکل جانبی سازه در اثر بارهای زلزله)

کنترل لزوم یا عدم لزوم اعمال برون از مرکزیت اتفاقی

یکی دیگر از کنترلهایی که بعد از طراحی باید انجام گردد کنترل لزوم یا عدم لزوم اعمال برون از مرکزیت اتفاقی میباشد. در طرح اولیه به صورت محافظه کارانه فرض شده است که این برون از مرکزیت لازم است که اعمال شود. در اینجا کنترل میکنیم که آیا این فرض صحیح بوده است یا خیر. در صورتی که نیازی به اعمال این برون از مرکزیت نباشد میشود مقدار برون از مرکزیتی که قبل از آنالیز سازه 0.05 به نرم افزار معرفی شده است به عدد 0 بازنویسی نماییم و دوباره مرحله آنالیز و طراحی سازه و مراحل بعد از طراحی توضیح داده شده در مراحل قبل را تکرار نماییم. ضمن اینکه میشود به صورت محافظه کارانه از انجام این کنترل صرفنظر نمود .

این کنترل باید بر اساس ضابطه بند 6-7-2-5-10-4 مبحث ششم انجام شود. مطابق این بند داریم :

« در ساختمان تا 5 طبقه یا کوتاهتر از هجده متر ، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از 5 درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد ، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست »

اگر ساختمان مورد نظر دارای 6 سقف و به طور همزمان دارای ارتفاعی بیشتر از 18متر از تراز پایه باشد لزومی به انجام این کنترل نیست و در هر صورت باید مقدار 5 درصد برون از مرکزیت اتفاقی کنترل شود .

در غیر این صورت میشود این کنترل را انجام داد. برای این کنترل ابتدا باید به مشخصات مرکز جرم و سختی سازه دست پیدا کرد. برای این موضوع باید به قسمت Display/Show Tables... رفته و قسمت Building Output را تیک زده و سپس بر Ok کلیک مینماییم. در پنجره جدیدی که باز میشود جدول Center Mass Rigidity را از قسمت بالا سمت راست انتخاب میکنیم (شکل ضمیمه)

اگر بخواهیم این محاسبه را به صورت دقیق انجام دهیم باید مراحل زیر را هم انجام دهیم :

-مقادیر برش زلزله در طبقات مختلف را هم استخراج میکنیم. برای این موضوع در قسمت Display/Show Tables... قسمت Load Definition را تیک زده در قسمت Select Load Casesحالات بار استاتیکی را تیک میزنیم و Ok مینماییم. در پنجره

جدیدی که ظاهر میشود به جدول Auto Seismic Loads to Stories مراجعه مینماییم. از این جدول نیروی جانبی زلزله وارد به طبقات مختلف برای هر یک از دو جهت اصلی X و Y در حالات استاتیکی مختلف استخراج میشود .

برای حالات بار دینامیکی در صفحه ...Display/Show Tables قسمت Building Output را تیک میزنیم و در قسمت Select ...Cases/Combos حالات مختلف بار دینامیکی را انتخاب میکنیم و به صفحه قبل باز میگردیم و Ok میکنیم و در صفحه جدیدی که ظاهر میشود به جدول Story Shears مراجعه میکنیم. در این جدول مقدار برش زلزله در هر طبقه برای حالات بارگذاری مختلف استخراج میکنیم .فقط باید توجه کنیم که این مقادیر به صورت تجمعی میباشد. برای اینکه نیروی جانبی خالص هر طبقه را در این حالت به دست آوریم باید برش به دست آمده برای هر طبقه را از مقدار متناظر طبقه بالاتر کسر نماییم .

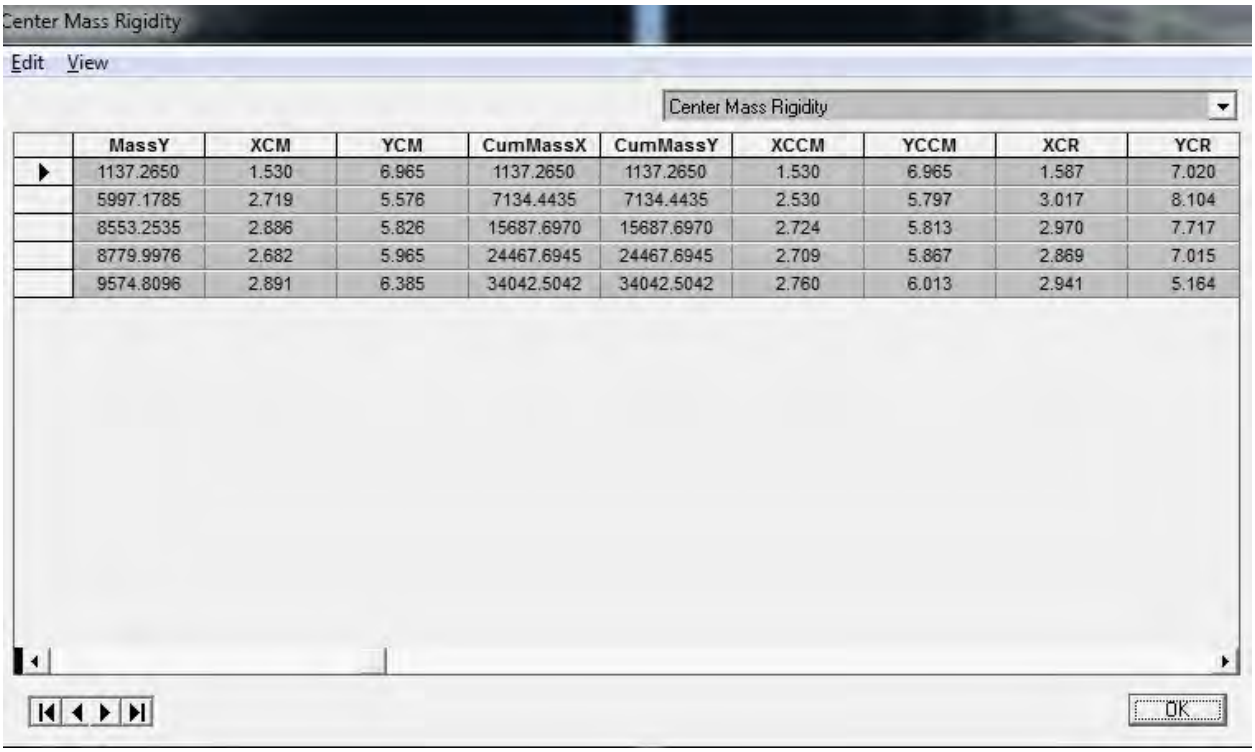
2- بعد از استخراج نیروهای زلزله در هر طبقه حال باید برای هر طبقه و هر یک از دو جهت اصلی مقدار پیچش وارد بر طبقه را محاسبه نماییم. با این حساب اگر مثلاً اگر یک سازه 5 طبقه باشد باید ده عدد به عنوان پیچش محاسبه شود .برای هر طبقه پیچش وارد بر آن طبقه برای به طور مثال جهت X باید بر اساس نیروهای زلزله جهت X وارد به آن طبقه و طبقات بالاتر محاسبه شود. به طور مثال برای سازه 5 طبقه در طبقه سوم باید یک بار بر اساس برش زلزله در جهت X در طبقات سوم ، چهارم و پنجم محاسبه شود و یک بار دیگر بر اساس برش همین طبقات ولی در جهت . Y برای محاسبه لنگر پیچشی باید دقت نماییم که این لنگر نسبت به کدام نقطه باید محاسبه شود و همچنین محل اثر هر نیرو کدام نقطه است. در هر طبقه نقطه مبنا برای محاسبه لنگر پیچشی مرکز سختی آن طبقه است و باید توجه نماییم که نیروی برشی زلزله در هر طبقه به مرکز جرم آن طبقه وارد میشود. پس برای محاسبه لنگر پیچشی هر نیروی زلزله باید نیرو را در اختلاف فاصله مرکز جرم طبقه ای که نیروی زلزله به آن وارد میشود با مرکز سختی طبقه ای که نسبت به آن پیچش را محاسبه میکنیم ضرب کنیم. نکته دیگر اینکه مقدار بازوی لنگر باید عمود بر جهت نیروی زلزله فرض شود. یعنی اگر نیروی زلزله در جهت X است بازوی لنگر باید از اختلاف XCR با XCM به دست آید. به طور مثال در طبقه سوم لنگر پیچشی نیروی زلزله جهت X در طبقه پنجم نسبت به طبقه سوم از اختلاف XCM در طبقه پنجم با XCR در طبقه سوم به دست خواهد آمد. توجه باید نمود که در جمع کردن لنگرهای پیچشی با هم ممکن است برخی با علامت منفی و برخی با علامت مثبت باشند که این مساله باید در نظر گرفته شود و اثر کاهنده در این مورد در نظر گرفته شود .

3- بعد از به دست آوردن لنگرهای پیچشی که این لنگرها همانطور که اشاره شد دو برابر تعداد طبقات خواهد بود ، مقادیر لنگر به دست آمده را در هر طبقه بر نیروی زلزله تجمعی آن طبقه تقسیم میکنیم. نیروی زلزله تجمعی آن طبقه مجموع نیروی زلزله آن طبقه تا طبقه آخر است. این نیروی زلزله تجمعی باید بر اساس نیروی زلزله جهتی محاسبه شود که بر اساس آن لنگر پیچشی به

دست آمده است. بر این اساس مقداری به دست می آید که آن مقدار برون مرکزیت مورد اشاره بند 6-7-2-5-10-4 خواهد بود. این برون از مرکزیت عمود بر جهت نیروی زلزله تجمعی خواهد بود. این مقدار را در هر طبقه با 5 درصد بعد طبقه عمود بر نیروی زلزله و به موازات جهت برون از مرکزیت تقسیم نمایید. اگر در تمام طبقات برای هر یک از دو جهت X و Y این برون از مرکزیت ها از مقدار 5 درصد بعد طبقه کمتر بود نیازی به اعمال برون از مرکزیت اتفاقی نخواهد بود. اگر این ضابطه برای یکی از دو جهت در تمام طبقات ارضا شود برای آن جهت نیازی به اعمال برون از مرکزیت نخواهد بود. و اگر در هر یک از این دو جهت حداقل در یکی از طبقات این مساله ارضا نشود در هر دو جهت باید برون از مرکزیت اتفاقی را اعمال نمود که در این حالت فرض اولیه در طراحی سازه صحیح بوده است .

روش بالا دقیق ولی مقداری وقتگیر است. روش دیگری وجود دارد که سریع ولی دارای تقریب است. در این روش میتوانیم از جدول ضمیمه شکل اول کمک بگیریم .در این جدول مقدار برون از مرکزیت بار نسبت به مرکز سختی به صورت تقریبی از مقایسه مقادیر XCR (مختصات مرکز سختی در جهت X) و XCCM (مختصات مرکز جرم در جهت X بر اساس جرم تجمعی هر طبقه و طبقات بالاتر از آن) و به طور مشابه مقایسه مقادیر YCR (مختصات مرکز سختی در جهت Y) و YCCM (مختصات مرکز جرم در جهت X بر اساس جرم تجمعی هر طبقه و طبقات بالاتر از آن) به دستی می آید. این برون از مرکزیتها را با 5 درصد بعد سازه در هر طبقه در جهت مورد نظر مقایسه میکنیم و بر اساس توضیحات قسمت قبل قضاوت میکنیم که ایا میتوان از برون از مرکزیت اتفاقی صرفنظر کنیم یا خیر .

انجام محاسبات این قسمت با کمک نرم افزار اکسل ساده تر و سریعتر صورت خواهد پذیرفت.



	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	1137.2650	1.530	6.965	1137.2650	1137.2650	1.530	6.965	1.587	7.020
	5997.1785	2.719	5.576	7134.4435	7134.4435	2.530	5.797	3.017	8.104
	8553.2535	2.886	5.826	15687.6970	15687.6970	2.724	5.813	2.970	7.717
	8779.9976	2.682	5.965	24467.6945	24467.6945	2.709	5.867	2.869	7.015
	9574.8096	2.891	6.385	34042.5042	34042.5042	2.760	6.013	2.941	5.164

کنترل لزوم یا عدم لزوم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی و مقدار ضریب تشدید برون از مرکزیت اتفاقی

اگر مطابق کنترل قسمت قبل لازم باشد که حتماً برون از مرکزیت اتفاقی اعمال شود در این مرحله باید کنترل نماییم که ایا این برون از مرکزیت اتفاقی لازم است که مطابق بند 6-7-2-10-5-3 و رابطه 6-7-13 تشدید گردد یا خیر. این مساله معمولاً برای سازه های نامنظم در پلان (سازه هایی که فاصله بین مرکز جرم و سختی آنها قابل توجه است) ممکن است پیش آید. روش ساده ای که در این زمینه وجود دارد به شرح زیر است :

1- به قسمت File/Print Tables.../Summary Report رفته و در پنجره ای که باز میشود قسمت Print to File را تیک زده و Ok نمایید .

2- بلافاصله بعد از کلیک بر روی دکمه Ok فایل متنی که شامل خلاصه اطلاعات ورودی و خروجی نرم افزار است نمایش در محیط notepadیا wordpad یا .... باز میشود. به انتهای این فایل بروید .در انتهای بخشی تحت تیتر زیر موجود است (شکل ضمیمه

اول[16]) :

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

در این قسمت در ستون سمت راست در هر طبقه و هر حالت بار جانبی نسبت تغییر مکان ماکسیمم به تغییر مکان جانبی متوسط طبقه ذکر شده است. اگر این نسبتها همگی کمتر از 1.2 باشد نیازی به تشدید برون از مرکزیت اتفاقی نیست) .نسبتهایی که برای بارهای جانبی بدون برون از مرکزیت اتفاقی به طور خاص EX و EYگزارش میشود نیازی نیست که کنترل شوند)

3- در صورتی تمام یا برخی از نسبتهای فوق بیش از 1.2 باشند باید مقدار ضریب تشدید برون از مرکزیت اتفاقی برای ان حالت خاص و آن طبقه محاسبه شود. این محاسبه بر اساس رابطه 6-7-13 انجام میگیرد. به جای این رابطه میتوان نسبت گزارش شده در ستون Ratio را بر عدد 1.2 تقسیم نموده و سپس به توان دو رساند تا ضریب تشدید به دست آید. توجه نمایید که ضریب تشدید حداقل یک و حداکثر سه خواهد بود .

4- حال باید این ضرایب تشدید را به مدل در حالات بار زلزله استاتیکی (و یا احیاناً دینامیکی) اعمال کنیم. نحوه اعمال آن برای هر دو حالت بارهای استاتیکی و دینامیکی تقریباً مشابه است که در اینجا برای روش استاتیکی توضیح داده میشود. برای این کار قفل برنامه را باز کرده و به شرایط قبل از آنالیز سازه باز میگردیم. سپس به قسمت ... Define/Static Load Case میرویم و بر روی هر یک از بارهای زلزله کلیک کرده و سپس بر روی ...Modify Lateral Load کلیک میکنیم تا صفحه جدیدی ظاهر شود. اگر مقدار ضریب تشدید برون از مرکزیت برای آن حالت بار در طبقات مختلف تقریباً با هم یکسان باشد کافیست که در قسمت .Ecc (.All Diaph) Ratio مقدار برون از مرکزیت جدید که حاصلضرب عدد 0.05 در ضریب تشدید است را به جای عدد 0.05 وارد نماییم. در غیر این صورت باید این برون از مرکزیت را به صورت طبقه به طبقه به نرم افزار معرفی نماییم. در این حالت باید بر روی دکمه ...Override کلیک کرده تا صفحه جدیدی ظاهر شود (شکل ضمیمه دوم). در این صفحه برای طبقاتی که برون از مرکزیت اتفاقی مقداری غیر از 0.05 است باید عدد جدید وارد شود .توجه شود که اینجا باید طول برون از مرکزیت را وارد کنیم. طول برون از مرکزیت باید با علامت مثبت و برابر حاصلضرب عدد 0.05 در ضریب تشدید و در بعد طبقه عمود بر جهت زلزله در نظر گرفته شده و وارد شود. این کار برای تمام طبقاتی که ضریب تشدید در آنها بزرگتر از یک است تکرار انجام شود .

5- بعد از انجام مراحل فوق و بازگشت به صفحه اصلی نرم افزار ، مدل را دوباره آنالیز و سپس طراحی میکنیم تا ببینیم که آیا مقاطع قبلی جوابگو هستند یا خیر. اگر در این فرایند مقطع عضوی تغییر کرد لازم است که فرآیند آنالیز و طراحی را دوباره تکرار

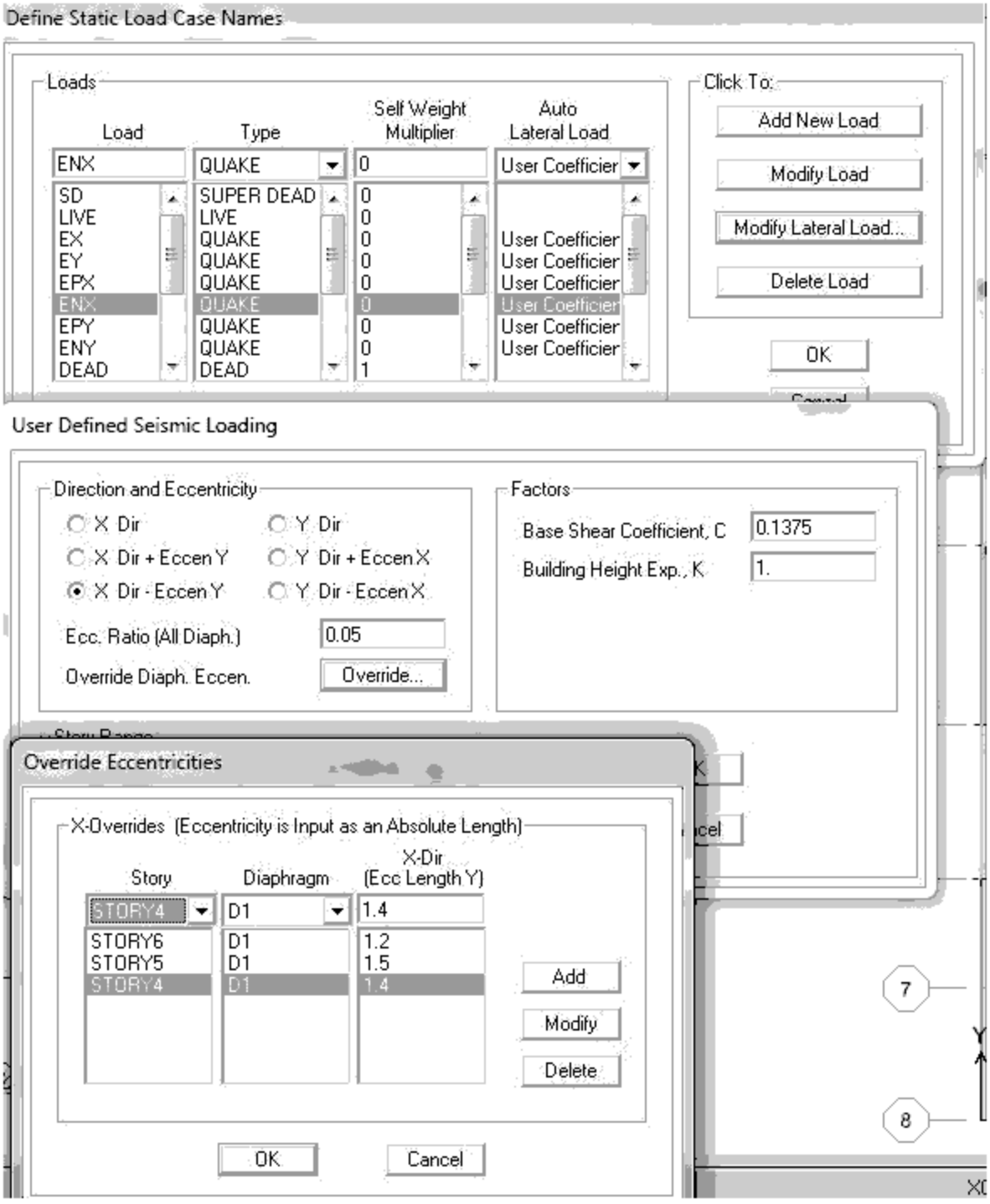
[16]- شکلهای مورد اشاره در این قسمت در انتهای مطلب قابل مشاهده است.

نمایید .

نکته مهم : مساله تشدید برون از مرکزیت برای سازه های نامنظم در پلان احتمالاً به وجود خواهد آمد. این مساله باعث میشود که مقاطع برخی از اعضا در طراحی دوم اندکی بزرگتر شوند. برای اینکه این مساله مشکل ساز نشود و باعث دوباره کاری نشود بهتر است که در طراحی اولیه برای سازه هایی که حدس زده میشود که نامنظم باشند نسبت تنش کمتری به عنوان مقدار قابل قبول در نظر گرفته شود. به طور مثال اگر در حالت عادی نسبت تنش 1 را قبول میکنید برای این سازه ها در طرح اولیه عددی کوچکتر مثلاً 0.95 را به عنوان حداکثر نسبت تنش مورد قبول به نرم افزار معرفی نمایید.

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY6	EX	X	0.0209	0.0153	1.363
STORY5	EX	X	0.0167	0.0122	1.369
STORY4	EX	X	0.0122	0.0090	1.360
STORY3	EX	X	0.0082	0.0060	1.379
STORY2	EX	X	0.0046	0.0034	1.353
STORY1	EX	X	0.0018	0.0013	1.391
STORY6	EY	Y	0.0047	0.0043	1.103
STORY5	EY	Y	0.0040	0.0036	1.094
STORY4	EY	Y	0.0031	0.0028	1.085
STORY3	EY	Y	0.0023	0.0021	1.076
STORY2	EY	Y	0.0014	0.0013	1.070
STORY1	EY	Y	0.0007	0.0006	1.090
STORY6	EPX	X	0.0780	0.0525	1.486
STORY5	EPX	X	0.0626	0.0418	1.500
STORY4	EPX	X	0.0460	0.0307	1.498
STORY3	EPX	X	0.0313	0.0204	1.533
STORY2	EPX	X	0.0177	0.0117	1.517
STORY1	EPX	X	0.0071	0.0044	1.607
STORY6	ENX	X	0.0611	0.0495	1.234
STORY5	ENX	X	0.0486	0.0395	1.231
STORY4	ENX	X	0.0353	0.0291	1.214
STORY3	ENX	X	0.0235	0.0193	1.216
STORY2	ENX	X	0.0131	0.0111	1.180
STORY1	ENX	X	0.0049	0.0042	1.166
STORY6	EPY	Y	0.0173	0.0143	1.205
STORY5	EPY	Y	0.0145	0.0122	1.195
STORY4	EPY	Y	0.0112	0.0094	1.186
STORY3	EPY	Y	0.0083	0.0070	1.177
STORY2	EPY	Y	0.0050	0.0042	1.171
STORY1	EPY	Y	0.0025	0.0021	1.187
STORY6	ENY	Y	0.0141	0.0141	1.000
STORY5	ENY	Y	0.0121	0.0120	1.009
STORY4	ENY	Y	0.0095	0.0093	1.017
STORY3	ENY	Y	0.0071	0.0070	1.026
STORY2	ENY	Y	0.0043	0.0042	1.031
STORY1	ENY	Y	0.0021	0.0021	1.009



کنترل سازه در برابر واژگونی

یکی دیگر از مواردی که باید کنترل گردد کنترل سازه در برابر واژگونی میباشد. این کنترل بر اساس ضابطه بند 6-7-3-5 مبحث

ششم باید انجام گیرد .ضریب اطمینان در برابر واژگونی سازه حداقل باید برابر 1.75 به دست آید. این ضریب نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی میباشد. این لنگرها باید نسبت به نقطه گوشه ای ساختمان در زیر پی محاسبه میشود و چون ساختمان دارای چهار گوشه میباشد یا باید نسبت به هر چهار نقطه این محاسبه را انجام داد و یا اینکه تشخیص داد که کدام نقطه بحرانیتر است و نسبت به همان نقطه محاسبه را انجام داد. در محاسبه لنگر مقاوم میتوان وزن پی و خاک روی آن را هم در نظر گرفت که با توجه به نامعلوم بودن این وزن قبل از طراحی پی یا باید برای آن بر اساس قضاوت مهندسی عددی را حدس زد و یا در جهت اطمینان از آن صرفنظر کرد. در اینجا فرض میکنیم در جهت اطمینان از این وزن صرفنظر میکنیم. ضمن اینکه باید ضخامت پی و بعد قسمت بیرون زده از پی در لبه ها نسبت به لبه ساختمان را حدس بزنیم. در اینجا میتوان از طول قسمت بیرون زده پی نسبت به لبه ساختمان در جهت اطمینان صرفنظر کنیم اما از ضخامت پی نمیشود صرفنظر کرد ؛ چون این ضخامت باعث اضافه شدن لنگر واژگونی میشود و صرفنظر از آن خلاف اطمینان است. پس این ضخامت باید بر اساس قضاوت مهندسی حدس زده شود. (برای ساختمانهای تا حدود 6 طبقه میشود این ضخامت را در حدود یک متر فرض نمود .(با توجه به موارد بیان شده در بالا این کنترل طبق مراحل زیر خواهد بود :

1- ابتدا باید وزن موثر سازه را جهت محاسبه لنگر مقاوم برداشت نماییم. وزن موثر سازه شامل تمام وزن مرده سازه و درصدی از وزن زنده سازه (مطابق با جدول 6-7-1 مبحث ششم) است. برای این منظور به قسمت Display/Show Tables... رفته و گزینه Building Output را تیک زده و Ok میکنیم و در صفحه جدید به جدول Center Mass Rigidity میرویم. در جدول فوق مقدار CumMassX یا CumMassY در طبقه اول نشان دهنده جرم موثر سازه است. با ضرب عدد فوق در شتاب جاذبه (g) وزن موثر سازه به دست می آید. شتاب جاذبه را باید بر حسب واحد برنامه در زمان مشاهده جرم موثر در نظر بگیریم. به طور مثال اگر در آن زمان واحد بر روی kgf,m تنظیم شده باشد عدد g برابر 9.81 و اگر بر روی kgf,cm تنظیم شده باشد برابر 981 خواهد بود .

2- از همان جدول مرحله قبل در طبقه اول مقادیر XCCM و YCCM را هم برداشت مینماییم. این دو مقدار مشخص کننده مختصات مرکز جرم سازه میباشند .

3- بعد سازه در هر یک از دو جهت X و Y را برداشت مینماییم. این مساله از نقشه معماری و یا از فایل ETABS قابل برداشت است .

4- با صرفنظر از قسمت بیرون زده پی از مرز ساختمان و همچنین وزن پی و خاک روی پی مقدار لنگر مقاوم سازه را برای هر

یک از دو جهت اصلی X و Y به دست می آوریم. با فرض اینکه گوشه پایین و سمت چپ سازه در مدل ETABS منطبق بر مبدا باشد ، در هر یک از دو جهت بازوی لنگر مربوط به وزن موثر سازه با توجه به اینکه محل اثر نیروی وزن در مرکز جرم است به راحتی به دست خواهد آمد .وقتی که لنگر را حول محور X میخواهیم به دست آوریم باید از بعد سازه و مختصات مرکز جرم در جهت Y استفاده کنیم و برعکس وقتی که لنگر مقاوم در راستای محور Y محاسبه میشود باید از بعد سازه و مختصات مرکز جرم در راستای محور X کمک گرفته شود. توجه کنید که اگر مرکز جرم در وسط سازه قرار نگرفته باشد فاصله مرکز جرم سازه تا دو لبه چپ و راست و همچنین دو لبه بالا و پایین سازه مساوی نخواهد بود که در این حالت برای محاسبه هر یک از دو لنگر حول محورهای X و Y باید فاصله ای که کمتر است در جهت اطمینان انتخاب گردد .

5-حال باید به محاسبه لنگر واژگونی بپردازیم. برای محاسبه لنگر واژگونی ابتدا باید در قسمت ...Display/Show Tables قسمت Building Output را تیک زده و سپس در قسمت Select Cases/Combos حالات بار زلزله استاتیکی یا دینامیکی را تیک بزنیم و سپس به صفحه قبلی بازگشته و Ok نماییم تا پنجره جدیدی باز شود. دراین پنجره جدول Story Shears را انتخاب میکنیم و به پایین جدول میرویم و در قسمتی که مربوط به اولین طبقه است برای هر یک از حالات بار زلزله مقدار برش زلزله را در ردیف Bottom و ستون Vx یا Vy (بر حسب اینکه بار زلزله در چه جهتی باشد) و لنگر خمشی حول محور های Y یا X در زیر ستونهای My و Mx (اولی برای زلزله جهت X و دومی برای زلزله جهت Y) را برداشت میکنیم .

6- مقادیر My و Mx که در مرحله قبل برداشت شد نشان دهنده لنگر واژگونی نسبت به روی پی است. این لنگر باید به لنگر زیر پی تبدیل شود. برای این منظور ابتدا باید عددی برای ضخمات پی حدس بزنیم. سپس کافی است که مقدار My را با حاصل ضرب برش پایه زلزله جهت X (که همان مرحله قبل استخراج کردیم) در ضخامت پی جمع کنیم تا لنگر واژگونی حول محور Y نسبت به زیر پی به دست آید. همین کار را به صورت متناظر برای لنگر Mx انجام میدهیم و این مقدار را با حاصلضرب برش پایه جهت Y در ضخامت پی جمع میکنیم تا لنگر واژگونی حول محور X در زیر پی نیز به دست آید .

7- حالا دیگر لنگرهای واژگونی و مقاوم را محاسبه کرده ایم. در اینجا قاعدتاً دو لنگر واژگونی و دو لنگر مقاوم خواهیم داشت. از تقسیم لنگر مقاوم جهت X به لنگر واژگونی جهت X ضریب اطمینان برای این جهت به دست می آید. به طور متناظر همین کار را هم برای جهت Y انجام میدهیم و دست آخر ضرایب اطمینان را با عدد 1.75 مقایسه میکنیم .

در اکثریت موارد ضریب اطمنیان با فاصله ای قابل توجه بزرگتر از عدد 1.75 خواهد شد. ولی اگر احیاناً این ضابطه تامین نشد باید محاسبات دقیقتر با در نظر گرفتن نقش وزن پی و طول قسمت بیرون زده پی از لبه ساختمان انجام گردد .اگر باز هم به جواب

نرسیدیم باید به نوعی لنگر مقاوم را بالا برده و در عوض لنگر واژگونی را کاهش دهیم. برای بالا بردن لنگر مقاوم میتوان از پیهای گسترده و احیاناً شمع در زیر پی استفاده کرد و تا جایی که امکان دارد سطح پی را نسبت به سطح ساختمان بزرگتر در نظر گرفت. برای کاهش لنگر واژگونی هم میشود از سیستمهای سازه ای با ضریب رفتار بالاتر استفاده نمود.

محاسبه شاخص پایداری طبقات در قابهای خمشی فولادی در حالت طراحی با آیین نامه AISC-ASD-89

یکی از مسایلی که بر محاسبه ستونها تاثیرگذار است بحث مهار یا مهارنشدگی آنهاست. در قابهای دارای بادبند یا دیوار برشی میشود با توجه به سختی جانبی این عناصر قاب را مهار شده فرض کرد. اما در مورد قابهای خمشی فاقد بادبند این فرض باید بعد از طراحی با محاسبه شاخص پایداری طبقات کنترل گردد. در مورد قابهای خمشی بتنی و قابهای خمشی فولادی در حالت طراحی به روش حالات حدی با توجه به اینکه طبق توضیحات قسمتهای قبل از آنالیز پی-دلتا استفاده کرده ایم و این آنالیز به طور واقعیتر و دقیقتری اثرات مهارنشدگی ستونها را در آنالیز سازه در نظر میگیرد ، بعد از طراحی نیازی به کنترل اضافه نیست .اما در مورد قابهای خمشی فولادی در حالت استفاده از آیین نامه AISC-ASD89 باید کنترل نماییم که آیا فرض مهارشدگی قاب صحیح بوده است یا خیر. در مورد قابهای خمشی قبل از طراحی با فرض وجود مهار جانبی مقدار ضریب K را به عدد یک ویرایش کردیم و حال باید این فرض را به صورت دقیق کنترل نماییم. برای اثبات مهارشدگی قاب از شاخص پایداری طبقه کمک میگیریم. بر اساس پیوست دو ایین نامه 2800 در صورتی که شاخص پایداری طبقه کمتر از 0.04 شود میشود طبقه را مهار شده در نظر گرفت (شکل ضمیمه اول[17]). البته علاوه بر شرط شاخص پایداری کمتر از 0.04 دو شرط دیگر هم وجود دارد. شرط اول پیوسته بودن ستون و دیگری کمتر بودن تنشهای محوری از 0.4Fy که این دو شرط معمولاً برقرار است و فقط شرط سوم است که باید کنترل گردد . برای کنترل این مساله از ترکیب بار D+L+E کمک میگیریم. D شامل تمام حالات بار مرده ، L شامل تمام حالات بار زنده و E حالت بار استاتیکی یا دینامیکی ای است که هم جهت با قاب خمشی است. برای این کنترل میشود از ترکیب بارهای موجود که برای طراحی سازه استفاده شده است هم کمک گرفت و نیازی به معرفی ترکیب بار جدید نیست. البته در انها برای زلزله 100 درصد نیروی زلزله در هر جهت با 30 درصد جهت متعامد ترکیب شده است که این مساله تاثیر چندانی بر این کنترل نخواهد داشت ؛ ضمن اینکه به نظر میرسد محاسبه شاخص پایداری با ترکیب بار فوق صحیحتر هم باشد. از بین ترکیب بارهای طراحی اگر فرض

[17]- شکلهای مورد اشاره در انتهای این مطلب قابل مشاهده هستند.

کنیم که تنها در یک جهت قاب خمشی داشته باشیم 8 ترکیب بار با ترکیب بار فوق قابل مطابقت هستند که کنترل یکی از آنها به دلخواه کفایت خواهد کرد. نتایج این ترکیب بارها با یکدیگر قاعدتاً نباید تفاوت چندانی در زمینه محاسبه شاخص پایداری ایجاد نماید .

به هر حال جهت این کنترل به شرح زیر عمل میکنیم :

1- یکی از ترکیب بارهایی که با شرایط فوق همخوانی دارد انتخاب میکنیم. اگر در هر دو جهت سازه از قاب خمشی بدون دیوار برشی یا بادبند استفاده کرده باشیم به ازای هر کدام از دوجهت یک ترکیب بار را انتخاب میکنیم .

2- به قسمت ...Dispay/Show Tables میرویم. در این قسمت گزینه های Displacementو Building Output را تیک میزنیم. از قسمت ...Select Cases/Combos ترکیب بار یا ترکیب بارهای مورد نظر را انتخاب میکنیم و سپس در به صفحه قبلی بازگشته و Ok مینماییم .

3- در صفحه جدیدی که باز میشود جدول Story Shears را انتخاب میکنیم. در ستونهای P و Vy یا Vx (هر کدام موازی جهت قاب خمشی باشند) در هر طبقه (ترجیحاً در ردیف Bottom) اعداد را برای هر طبقه برداشت میکنیم (شکل ضمیمه دوم) .

4- سپس به صفحه Diaphragm CM Displacement مراجعه میکنیم. در این صفحه برای هر طبقه در ترکیب بار یا ترکیب بارهای مورد نظر مقدار تغییر شکل جانبی را برای جهتی که موازی قاب خمشی است برداشت میکنیم. (شکل ضمیمه سوم)

5- تغییر شکلی که از مرحله قبل استخراج کردیم تغییر شکل جانبی مطلق است .اما ما احتیاج به تغییر شکل نسبی هر طبقه داریم. به همین جهت تغییر شکلهای استخراج شده از مرحله قبل را تبدیل به مقدار مطلق میکنیم. برای این منظور تغییر شکل مطلق هر طبقه را از طبقه پایینتر کم میکنیم تا مقدار نسبی محاسبه شود .

6- مقدار بارهای محوری هر طبقه (استخراج شده از مرحله 3 در ستون P) را در تغییر شکل نسبی طبقه (استخراج شده از مرحله 5) ضرب کرده و بر برش طبقه (استخراج شده از مرحله 3 در ستون Vx یا Vy بر حسب اینکه قاب خمشی در کدام جهت باشد) و ارتفاع نسبی طبقه تقسیم میکنیم .

7- به این ترتیب به تعداد طبقات به ازای هر کدام از جهات X یا Y اعدادی برای شاخص پایداری به دست می اید. اگر تمام اعداد کوچکتر از 0.04 باشند فرضیات اولیه صحیح است. اما اگر برای برخی طبقات این اعداد از 0.04 بزرگتر باشند فرض اولیه صحیح نیست. در این حالت دو کار میتوانیم انجام دهیم یا باید بازگشته و برای آن طبقات بازنویسی ضریب طول ستون به عدد یک را غیرفعال کرده و قاب را هم از نوع Moment Frame در نظر بگیریم و طراحی و مراحل بعد از طراحی را دوباره تکرار کنیم.

روش دیگری که توصیه میشود اینست که سازه علی الخصوص در آن طبقات به گونه ای تقویت شود تا با کاهش مقادیر تغییر شکلهای جانبی طبقه مقدار شاخص پایداری به عددی کمتر از 0.04 کاهش یابد. در این حالت نیز چون برخی از مقاطع تیرها و ستونها عوض میشوند باید آنالیز و طراحی سازه و کلیه مراحل بعد از طراحی سازه تکرار شوند.

ب-۵-۳ محاسبه لاغری در قاب‌های بدون مهاربند

در صفحه اثر نیروهای زلزله، ضریب طول موثر ستون (K) را، در صورتی که تمام شرایط زیر برقرار باشد، می‌توان مساوی واحد منظور کرد:

الف: ستون در محل اتصال پیوسته و یا گیردار است.

ب: تحت بارهای طراحی تنش فشاری محوری fa از ۰/٤ Fy تجاوز نمی‌نماید.

پ: شاخص تغییر مکان جانبی طبقه (Q مطابق زیر) کوچکتر از ۰/۰٤ است

$$Q = \frac{(\Sigma P).S}{V h_s}$$

ΣP = مجموع نیروی محوری ستون‌های طبقه در شرایط بارگذاری در سطح بهره‌برداری

S= تغییر مکان نسبی طبقه

V= برش طبقه

h_s = ارتفاع طبقه

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY4	DSTLS20	Top	206049.70	30484.35	0.00	-272375.523	1838954.469	-1854447.66
	STORY4	DSTLS20	Bottom	219117.80	30484.35	0.00	-272366.110	1956465.495	-1844161.10
	STORY3	DSTLS20	Top	425167.50	54004.39	0.00	-482465.151	3795403.898	-3698609.20
	STORY3	DSTLS20	Bottom	438235.60	54004.39	0.00	-482443.115	3912713.252	-3616811.62
	STORY2	DSTLS20	Top	644285.30	69755.57	0.00	-622957.841	5751655.825	-5471260.26
	STORY2	DSTLS20	Bottom	659514.70	69755.57	0.00	-622952.855	5881471.721	-5341122.32
	STORY1	DSTLS20	Top	865564.40	77631.79	0.00	-693202.922	7720411.438	-7195571.00
	STORY1	DSTLS20	Bottom	878632.50	77631.79	0.00	-693196.863	7837245.227	-7041618.26

OK

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY4	D1	DSTLS20	-0.0086	-0.0022	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00033
	STORY3	D1	DSTLS20	-0.0072	-0.0019	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00027
	STORY2	D1	DSTLS20	-0.0049	-0.0014	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00019
	STORY1	D1	DSTLS20	-0.0022	-0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00008

OK

بررسی منظمی یا نامنظمی سازه

یکی دیگر از مواردی که بعد از طراحی سازه به صورت دقیق باید کنترل شود منظمی یا نامنظمی سازه در پلان و ارتفاع میباشد. ضوابط سازه های منظم در پلان در بند 6-7-1-8-1-1 و سازه های منظم در ارتفاع در بند 6-7-1-8-1-2 از مبحث ششم ذکر گردیده است. در موارد زیر کنترل منظم بودن سازه دارای اهمیت ویژه است :

1- در مورد سازه های 6 طبقه و بالاتر و با ارتفاع بیش از 18 متر از تراز پایه اگر بخواهیم به روش تحلیل استاتیکی سازه را تحلیل نماییم. (بند 3-2-7-6مبحث ششم)

2- در مورد سازه های منظم که به روش تحلیل دینامیکی تحلیل شده اند و در همپایه سازی برش دینامیکی و استاتیکی بخواهیم بر اساس ضابطه بند 4-2-6-2-7-6الف-2 یا الف- 3 مبحث ششم بر اساس منظمی سازه برش پایه دینامیکی را به 90 یا 80 درصد برش پایه استاتیکی همپایه نماییم .

3- سازه هایی که بخواهیم با توجه به منظمی آنها از اعمال شرایط بند 6-7-2-1-3 الف مبحث ششم در مورد آنها صرفنظر کنیم . اگر نخواهیم از مزایای ارایه شده برای سازه های منظم که در بالا ذکر شد در جهت اطمینان استفاده نماییم میتوانیم از انجام این مرحله صرفنظر نماییم .اما در غیر این صورت باید این مرحله به دقت انجام گردد. قبل از مرحله مدلسازی میشود بر اساس یک سری قضاوتها حدس زنیم که مدل بعد از طراحی دارای شرایط منظمی میگردد و یا خیر. و بر اساس آن تصمیم بگیریم که از شرایط سازه های منظم استفاده کنیم یا خیر. در صورت حدس اشتباه در این زمینه مجبوریم که به مرحله قبل از طراحی بازگشته و اصلاحات لازم را انجام داده و دوباره طراحی را انجام دهیم و مراحل بعد از طراحی را هم تکرار نماییم .

در مورد شرایط منظمی شرایط مختلفی در آیین نامه ذکر شده است که حتی اگر یکی از شرایط ارضا نشود سازه نمیتواند منظم باشد. به همین جهت اگر یکی از این شرایط را بدانیم که ارضا نمیشود مجبور نیستیم که به سراغ بقیه شرایط برویم .توجه کنید که برخی از این شرایط حتی قبل از شروع مدلسازی سازه هم قابل بررسی هستند .

شرایط منظمی در پلان بر اساس محبث ششم به شرح زیر میباشد :

الف- پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان ، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آن قرار دارند، باشد. همچنین در صورت وجود فرورفتگی یا پیش آمدگی در پلان ، اندازه آن در هر امتداد از 25 درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید .

در مورد تقارن یا تقارن نسبی پلان به راحتی قبل از طراحی میشود قضاوت نمود .در مورد کنترل پیش آمدگی ها هم باید یک شکل

کلی از داخل پلان بیرون بکشیم و سپس بر اساس آن قسمتهایی که حالت فرورفتگی یا پیش آمدگی هستند را مشخص نماییم و ابعاد این قسمتها را با 25 درصد بعد سازه در هر امتداد مقایسه کنیم. این مقایسه باید با 25 درصد بعدی از پلان مقایسه شود که موازی بعد قسمت بیرون زده یا فرورفته است. این کنترل باید برای هر دو بعد آن قسمت انجام گردد. این کنترل نیازی به انجام آنالیز و طراحی سازه ندارد و قبل از شروع به مدلسازی سازه هم قابل تشخیص است .

ب- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از 20 درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد .

در مورد نحوه استخراج مختصات مرکز جرم و سختی از نرم افزار در قسمتهای قبل توضیح داده شده است. مختصات مرکز سختی در نرم افزار با Xcr و Ycr و مختصات مرکز جرم هر طبقه با Xcm و Ycr نمایش داده میشود. برای داشتن شرایط منظمی این ضابطه باید در تمام طبقات و هر دو جهت ارضا گردد. کنترل این قسمت باید بعد از طراحی و نهایی شدن مقاطع اعضا انجام گردد؛ ولی با توجه به موقعیت عناصر مقاوم در برابر زلزله (بادبندها ، دیوارهای برشی و قابهای خمشی) قبل از طراحی هم میتوان به طور حدودی این مساله حدس زده شود .

پ-تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از 50 درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو درآن از 50 درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید .

اختلاف سختی بین دیافراگم طبقات در پلانهای تیپ به شرط مشابهت نوع سقفها به وجود نمی آید. در صورتی که نوع سقف متفاوت باشد به گونه ای که اختلاف سختی بین دیافراگمها وجود داشته باشد و یا حالتی که در طبقات متوالی اختلاف در مساحت سقف طبقات (به دلیل مسایلی نظیر وجود نورگیر ، عقب نشینی بالکنها و ...) وجود داشته باشد سازه ممکن است شامل نامنظمی موضوع این بند گردد. در صورتی که مجموع مساحت بازشوها (شامل نورگیر ، آسانسور ، راه پله ، داکتها و ...) از نصف سطح کل سقف بیشتر شود هم این شرایط ارضا شده و سازه نامنظم خواهد شد .

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

این حالت وقتی پیش می آید که بادبند یا دیوار برشی طبقات بالاتر در طبقه پایینتر ادامه نیابد و یا به صفحه باربر دیگری منتقل گردد. اگر این جانبی بدون تغییر صفحه باشد (بادبند یا دیوار برشی در طبقات بالا و پایین در یک صفحه باشند هر چند که در یک دهانه نباشند) شامل این مساله نمیشوند و سازه به خاطر این مساله نامنظم نخواهد شد .

ث- در هر طبقه حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان ، با احتساب پیچش تصادفی ، بیشتر از 20 درصد با متوسط تغییر

مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد .

در این مورد قبلاً در قسمت محاسبه ضریب تشدید برون از مرکزیت اتفاقی بحث شده است. اگر بر اساس محاسبات لازم باشد که برون از مرکزیت اتفاقی را بیشتر از 5 درصد در نظر گرفت شرایط این بند ارضا شده و سازه نامنظم خواهد بود .در غیر این صورت شرایط این بند ارضا نشده و سازه میتواند منظم باشد .

شرایط منظم بودن در ارتفاع هم بر اساس مبحث ششم به شرح زیر میباشد :

الف- توزیع جرم در ارتفاع ساختمان ، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از 50 درصد تغییر نداشته باشد .

در پلانهای تیپ جرم طبقات مختلف تقریباً یکسان است و در نتیجه این مساله باعث نامنظمی سازه نمیشود. در حالتی ممکن است این مساله پیش آید که پلانها تیپ نباشند و یا نوع کاربری طبقات متفاوت باشد. در اینگونه موارد باید این کنترل انجام گردد. در مورد استخراج جرم طبقات از نرم افزار قبلاً راهنمایی انجام شده است. در مورد کنترل این نسبت باید توجه کرد که خرپشته و بام شامل این کنترل نمیشوند و کنترل از طبقه پایین بام شروع میشود. نسبت تغییرات جرم با تقسیم اختلاف جرم دو طبقه متوالی به جرم طبقه پایینتر انجام خواهد شد .

ب- سختی جانبی در هیچ طبقه ای کمتر از 70 درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از 80 درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد ، انعطافپذیر تلقی شده وطبقه ساختمان نرم نامیده میشود .

شرایط این بند در اکثر موارد باعث نامنظمی سازه نمیشود. در اکثریت موارد سختی طبقات پایینتر بیشتر از طبقات بالاتر است و اساساً نیازی به این کنترل نیست. برخی موارد استثنایی که ممکن است باعث به وجود آمدن شرایط این بند شود به شرح زیر است :

-اختلاف زیاد بین ارتفاع طبقات پایین و بالا (طبقه یا طبقات پایین ارتفاع بیشتری از طبقات بالاتر داشته باشند). به طور مثال این مساله وقتی ممکن است پیش آید که طقات پایین به علت کاربری تجاری ارتفاع بیشتری داشته باشند .

-استفاده از سیستمهای سازه ای نرم (به طور خاص قابهای خمشی فولادی یا بتنی) در طبقات پایین و سیستمهای سازه ای سخت (به طور خاص بادبند یا دیوار برشی) در طبقات بالاتر. (ترتیب سختی سیستمهای سازه ای از نرم به سخت عمدتاً به شکل زیر است : قاب خمشی فولادی – قاب خمشی بتنی – قاب با بادبند واگرا – قاب با بادبند همگرا – قاب با دیوار برشی)

اگر احیاناً در سازه نیاز به کنترل این بند داشته باشیم مقدار سختی هر یک از طبقات در نرم افزار به شکل زیر قابل محاسبه است :

- مدل سازه ای را به اسم جدیدی ذخیره میکنیم .

- در یک حالت بار جدید به طبقه مورد نظر یک بار جانبی با مقدار مشخص وارد میکنیم. این بار را میتوانیم به نقطه ای نزدیک مرکز جرم اعمال کنیم و یا به صورت گسترده به طبقه از طریق تیرها اعمال کنیم و یا به صورت نقطه ای به نقاط انتهایی ستونها اعمال کنیم. به هر حال نحوه اعمال آن باید به گونه ای باشد که نقطه محل اثر برآیند آن بر روی مرکز جرم و یا نزدیک آن قرار گیرد .

- نقاط پایین ستونهای طبقه مورد نظر را از طریق گزینه (Assign/Joint/Point/Restraints (Supports مقید میکنیم. در اینجا کافی است که حرکت این نقاط در راستاهای Translation X , Translation Y , Translation Z را ببندیم .

- مدل را آنالیز کرده و مقدار تغییر شکل جانبی سازه در حالت بار مورد نظر را استخراج میکنیم .

- حاصل تقسیم مقدار بار وارد شده به طبقه به تغییر شکل جانبی طبقه سختی آن طبقه خواهد بود .

- این سختی را باید برای هر دو جهت اصلی به روش گفته شده در بالا محاسبه کنیم .

پ- مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتر از 80 درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل مینمایند. طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده در این بند باشد ، ضعیف تلقی شده و طبقه ضعیف نامیده میشود

این مورد هم مانند مورد قبل از مواردی است که تقریباً هیچوقت رخ نمیدهد و یا به صورت نادر رخ میدهد. لازمه این بند آنست که در طبقات پایینتر (که نیروی زلزله نیز بیشتر است) از سیستمهای مقاومت کمتر یا ضعیفتری استفاده کرده باشیم. مواردی نظیر کاهش طول یا ضخامت دیوارهای برشی در طبقات پایینتر در مقایسه با طبقات بالاتر ، کاهش سایز یا تعداد دهانه های بادبندی در طبقات پایینتر ، کاهش ابعاد ستونها در طبقات پایینتر از مواردی است که ممکن است باعث این مساله شوند. در موارد استثنایی ممکن است در طبقات بالاتر جهت کنترل تغییر شکل جانبی سازه مجبور به استفاده از عناصر قویتری نسبت به طبقات پایینتر شویم که در آن حالت شرایط این بند باید بررسی گردد. اگر در این شرایط نیازی به محاسبه مقاومت طبقه داشته باشیم در هر طبقه مقاومت برای هر یک از دو جهت اصلی X و Y باید محاسبه گردد. برای محاسبه مقاومت در هر یک از دو جهت به عنوان یک راه حل تقریبی به شرح زیر عمل مینماییم :

- ترکیب بارهای آن جهت (شامل 100 درصد بارهای زلزله آن جهت با 30 درصد جهت متعامد) را به عنوان ترکیب بار طراحی در

نظر گرفته و در اثر آن ترکیب بارها بدون تغییر در مقاطع اعضا سازه را Design کرده و نتایج را مشاهده میکنیم .

- برای ستونها و دیوارهای برشی مقدار نیروی برشی تحمل شده توسط آنها تحت ترکیب بار بحرانی را استخراج کرده و مقدار به دست آمده را بر نسبت تنش در عضو مورد نظر تقسیم میکنیم. برای بادبند ها این مساله را به طور مشابه اما برای مولفه افقی نیروهایی که بادبند رسیده است انجام میدهیم .

- مقادیر به دست آمده از مرحله قبل را با هم جمع جبری میکنیم. مقدار به دست آمده برابر مقاومت طبقه خواهد شد .

در این موارد استثنایی اگر سازه در طبقات بالاتر قابل تضعیف نباشد یا باید نامنظمی سازه را بپذیریم و یا سازه را بالاجبار در طبقات پایین تقویت نماییم.

بررسی صلبیت دیافراگم سقفها

در زمان مدلسازی معمولاً ما جهت ساده سازی دیافراگم سقفها را به صورت صلب (Rigid) درنظر میگیریم. بعد از طراحی و نهایی شدن مقاطع اعضا باید این فرضیه را کنترل نماییم. ضوابط مربوط به دیافگرامها در بند 6-7-2-7 مبحث ششم انجام مگیرد. مطابق بند 6-7-2-7-4 چنانچه حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در انها ، زیر اثر نیروی موثر بر دیافراگم (قابل محاسبه از بند 6-7-2-7-1 و رابطه 6-7-15) کمتر از نصف تغییر مکان نسبی طبقه باشد ، دیافراگم ها را میتوان صلب در نظر گرفت و توزیع نیروی برشی طبقه را بین عناصر سیستم مقاوم قائم ساختمان به نسبت سختی آنها انجام داد. در غیر این صورت دیافراگم انعطاف پذیر بوده و در توزیع برش ، باید تغییر شکلهای ایجاد شده در دیافراگم مورد توجه قرار گیرد .

برای کنترل صلبیت دیافراگم میتوان از روشهای تقریبی دستی ارایه شده در پیوست 6 آیین نامه 2800 ویرایش 84 کمک گرفت.

غیر از آن از مدل کامپیوتری در ETABSهم میتوان جهت کنترل دقیقتر کمک گرفت. برای این منظور طبق مراحل زیر عمل نمایید :

1- از فایل نهایی به دست آمده تا مرحله قبل برای هر یک از طبقات در ابتدا از جدول Diaphragm CM Displacement مقدار تغییر شکل مطلق جانبی طبقات تحت بار زلزله در هر دو جهت برداشت میشود (نحوه دسترسی به جدول فوق در بخشهای قبلی توضیح داده شده است). در هر یکی از جهات اصلی X و Y سه حالت بارگذاری جانبی زلزله تعریف شده است که استخراج نتایج از یکی از این حالات (ترجیحاً حالتی که برون از مرکزیت اتفاقی وجود دارد) کفایت میکند و در نتایج نهایی نباید تفاوت قابل توجهی وجود داشته باشد. از مقادیر استخراج شده با تفاضل تغییر مکان طبقه پایین تر از تغییر مکان هر طبقه ، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی استخراج میشود .

2- فایل اصلی را به نامی جدید ذخیره میکنیم. به ازای هر طبقه و هر جهت اصلی باید این کار انجام گردد و در نتیجه اگر بخواهیم کنترل را به طور کامل انجام دهیم باید به تعداد دو برابر طبقات فایل ایجاد نماییم. اما اکثر مواقع میتوان طبقات بحرانی را تشخیص داد و فقط حالات بحرانی را مدل نمود .در این زمینه بد نیست به نکات زیر توجه نمود :

- احتمال صلبی دیافراگم در سقفهای با ابعاد کوچک کمتر است

- بر اساس رابطه 6-7-15 نیروی زلزله وارد بر دیافراگم سقف معمولاً در طبقات بالاتر (با فرض تیپ بودن طبقات و نزدیک بودن وزن طبقات به یکدیگر) بیشتر است .

- در طبقاتی که نورگیر و داکتهای بزرگ و نزدیک به هم وجود دارد احتمال صلبیت کمتر است .

- در جهتی که سقف بعد کمتری به موازات نیروی زلزله دارد احتمال صلبیت کمتر است .

- هر چقدر فاصله بین عناصر مقاوم در برابر زلزله (قابهای خمشی ، دیوارهای برشی یا بادبندها) در طبقه به موازات نیروی زلزله بیشتر باشد احتمال صلبیت کمتر است. همچنین اگر در کناره های ساختمان عنصر مقاوم در برابر زلزله نباشد ، قسمتی که کنار قرار میگیرد و فاصله قابل توجهی با یک قاب مقاومت در برابر زلزله دارد عملکردی به صورت تیر طره دارد و هر چقدر این فاصله بیشتر باشد احتمال عدم صلبیت دیافراگم بیشتر میشود .

- اگر در طبقات سقفهای متفاوتی کار شده باشد قسمتی که ضخامت کمتری برای دال آن استفاده شده باشد احتمال صلبیت کمتری دارد .

- طبقاتی که تغییر مکان نسبی آنها تحت زلزله (محاسبه شده از مرحله قبل) کمتر از بقیه باشد احتمالاً صلبیت دیافراگم در آن کمتر است .

3- در فایل جدید برای طبقه ای که مد نظر ما جهت کنترل صلبیت میباشد با انتخاب المانهای سطحی سقف به قسمت Assign/Shell/Area/Diaphragms...رفته و گزینه None را انتخاب میکنیم تا سقف آن طبقه از حالت دیافراگم صلب بیرون آید .

4- برای جهتی که در آن طبقه کنترل صلبیت مد نظر است (جهت X یا Y) موقعیت قابهای مقاوم را مشخص کرده و در هر یک از این قابها نقطه ای را انتخاب کرده و با مراجعه به قسمت Assign/Joint/point/Restraint (Support)... نقاط مورد نظر را در جهت قاب برای حرکت مقید میکنیم (به طور مثال اگر در جهت X کنترل صلبیت مورد نظر است در نقاط مورد نظر Translation Xرا تیک میزنیم) .در این مورد لازم است به نکات زیر توجه کنید :

- اگر سیستم سازه ای در آن طبقه قاب خمشی است در هر قاب یک نقطه انتخاب شده و در جهت جانبی مقید میشود .

- اگر سیستم سازه قاب ساده و مهاربند است در هر قابی که در طبقه مورد نظر و جهت مورد نظر بادبند وجود دارد یک نقطه انتخاب شده و در جهت جانبی مقید میشود .

- اگر سیستم سازه ای قاب دوگانه باشد در جهت اطمینان تکیه گاههای جانبی فقط در قابهای دارای دیوار برشی یا بادبند قرار داده میشود و از نقش قابهای خمشی به عنوان تکیه گاه جانبی صرفنظر میکنیم .

- معیار برای قرارگیری تکیه گاهها، موقعیت سیستم مقاوم در زیر سقف طبقه مورد نظر است و موقعیت سیستم مقاوم در روی سقف را نباید مورد نظر قرار داد .این مساله علی الخصوص باید در زمانی که موقعیت بادبندها یا دیوارهای برشی در دو طبقه متوالی جا به جا میشود باید مورد توجه قرار گیرد .

5- مقدار نیروی جانبی که طبقه مورد نظر در جهت مورد نظر برای آن باید محاسبه گردد را از رابطه 6-7-15 استخراج میکنیم. قبل از آن باید وزن موثر طبقات و نیروی جانبی زلزله طبقات را استخراج کرده باشیم. این دو از نتایج نرم افزار قابل استخراج هستند. در این مورد در قسمتهای قبلی راهنمایی انجام شده است. در این رابطه توجه کنید که Fj نیروی جانبی وارد به طبقه است که البته با برش طبقه که به صورت تجمعی محاسبه میشود متفاوت است و این نیرو در روش دستی از رابطه 6-7-10 به دست می آید .در محاسبه نیروی وارد بر دیافراگم سقف باید به حداقل و حداکثر ذکر شده در بند 6-7-2-7-1 هم توجه نمود. مقدار حداقل و حداکثر طبق بند مذکور به ترتیب برابر A.I.Wi 0.35 وA.I.Wi 0.7میباشد .

6- مقدار به دست آمده از مرحله قبل را باید در مدل نرم افزاری به صورت جانبی به مدل اعمال نماییم. این بار باید به صورت گسترده و به صورت جانبی به سقف وارد شود. برای این منظور میشود از تیرهای محیطی عمود بر راستای مورد نظر کمک گرفت (مثلاً اگر کنترل دیافراگم در راستای X مورد نظر است ، تیرهای پیرامونی در ضلعی که موازی جهت Y است را انتخاب میکنیم). بار محاسبه شده را بر طول این تیرها تقسیم کرده و به صورت بار جانبی در جهت مورد نظر به صورت گسترده اعمال میکنیم. برای اعمال بار به این تیرها آنها را انتخاب کرده و از قسمت Assign/Frame/Line Loads/Distributed... این بار را به آنها اعمال میکنیم. برای تعیین جهت بار از قسمت Direction بر حسب اینکه بارها در جهت X یا Y هستند به ترتیب جهات Global-X یا Global-Y را انتخاب میکنیم .نحوه اعمال بار به سقف باید به گونه ای باشد که مرکز اثر بار تقریباً بر مرکز جرم طبقه منطبق گردد. در صورتی که پلان طبقه غیر متقارن باشد باید به جای بارگذاری با اعداد مساوی بر همه تیرها ، این کار را با اعدادی مختلف انجام میدهیم به گونه ای تقریباً مرکز جرم و محل اثر بار با هم منطبق باشند .

7- برای اینکه بارهای دیگر وارد بر سازه اثری بر این کنترل نگذارند یا این بارگذاری باید در یک حالت بار جدید انجام گردد و یا باید بارهای دیگر غیر از حالت فوق از مدل سازه ای پاک شوند .

8- مدل را آنالیز کرده و تغییر شکل سازه در آن حالت بار مشاهده میشود .مقدار تغییر شکل جانبی ماکسیمم در آن طبقه در جهت مورد نظر برداشته میشود .

9- عدد به دست آمده از مرحله قبل را بر تغییر شکل نسبی جانبی طبقه در جهت مورد نظر تقسیم میکنیم. اگر نسبت به دست آمده کمتر از 0.5 شود فرض صلبیت برای ان طبقه و آن جهت صحیح است .

10- مراحل فوق برای جهت دیگر در آن طبقه و سپس برای بقیه طبقات باید تکرار شود. مگر اینکه تشخیص داده شود که برای بقیه طبقات به علت غیربحرانی بودن این کنترل لازم نباشد .

11- در صورتی که صلبیت تمام یا برخی سقفها مورد تایید قرار نگرفت باید به مرحل قبل از آنالیز سازه بازگشته و برای آنها به جای گزینه Rigid Diaphragm گزینه Semi Rigid Diaphragm را انتخاب میکنیم. در این حالت آنالیز و طراحی و تمام مراحل توضیح داده شده در قسمتهای قبل باید تکرار شود.

کنترل قابهای خمشی در سیستمهای دوگانه

یکی از سیستمهای سازه ای سیستم ترکیبی قاب خمشی (بتنی یا فولادی) به همراه مهاربند یا دیوار برشی است. این سیستم در بند 6-7-9-1-4 مبحث ششم توضیح داده شده است. مطابق قسمت پ از این بند قابهای خمشی به تنهایی باید حداقل 25 درصد نیروی زلزله را تحمل نمایند. برای کنترل این ضابطه روشهای مختلفی وجود دارد که یکی از آنها در زیر شرح داده میشود :

1- فایل اصلی را به اسمی دیگر ذخیره مینماییم .

2- در فایل جدید در جهتی که از سیستم دوگانه استفاده شده است مهاربندها یا دیوارهای برشی را حذف میکنیم. در صورت حذف دیوارهای برشی بار ناشی از وزن دیوارها را به صورت بار گسترده خطی به تیرهایی که در زیر دیوارها تعریف کرده ایم اعمال میکنیم .

3- در صورت انجام تحلیل به روش استاتیکی به قسمت معرفی حالات بار مراجعه کرده و ضریب زلزله را در عدد 0.25 ضرب میکنیم .

4- در صورتی که از روش تحلیل دینامیکی استفاده کرده باشیم جهت رعایت ضابطه بند 6-7-2-6-2-7 مبحث ششم در مورد نحوه

توزیع بار در فایل دوم ، بهتر است که به جای تحلیل دینامیکی از روش تحلیل استاتیکی و ترکیب بارهای این روش استفاده کنیم. در این حالت باید مقدار بار استاتیکی زلزله به گونه ای معرفی شود که مقدار برش پایه زلزله به مقدار 25 درصد برش پایه دینامیکی در فایل اصلی بعد از همپایه سازی به روشهای توضیح داده شده در بخشهای قبل گردد .

5- فایل را به روشهای توضیح داده شده در بخشهای قبل آنالیز و سپس طراحی میکنیم. قابل ذکر است که در این حالت مقاطع انتخاب شده برای اعضا نسبت به فایل اصلی نباید تغییر نماید .

6- بعد از انجام طراحی اگر مقاطع اعضا در فایل دوم با هر نسبت تنشی جوابگو بودند در آنها تغییری ایجاد نمینماییم .

7- در مورد مقاطعی که جوابگو نیستند باید از مقطع قویتیری استفاده نمود. در این حالت این تغییر باید در فایل اصلی نیز اعمال شود و اثرات ناشی از این تغییر در فایل اصلی با آنالیز و طراحی مجدد آن فایل دیده شود. به هر حال در نهایت مقاطع انتخاب شده برای اعضا در هر دو فایل باید با هم یکسان باشند .

8- در مورد سازه های بتنی اگر مقاطع اعضا در حالت Reinforced To be Designed باشند در زمان ترسیم نقشه ها باید مقدار آرماتور مورد نیاز در هر دو فایل به طور همزمان خوانده شده و مقدار بیشتر در نقشه ها اعمال گردد .

9- هر چند در آیین نامه صراحتی در این مساله دیده نمیشود ولی به نظر میرسد که برای فایل دوم مواردی نظیر طراحی بر اساس ترکیب بارهای تشدید یافته (برای سازه فلزی) و کنترل تغییر مکانهای جانبی ناشی از زلزله اجباری نباشد .

توجه کنید که هر گونه تغییر در مقاطع اعضا در فایل دوم باید در فایل اول هم دیده شود و در نتیجه طراحی و مراحل بعد از طراحی توضیح داده شده در قسمتهای قبل لازم است که تکرار گردد.

کنترل تبصره 1 بند 6-7-2-1-3 مبحث ششم

بر اساس بند 6-7-2-1-3 در مورد سازه های نامنظم و ستونهایی که جزیی از دو سیستم مقاوم سازه ای در دو جه میباشند باید نیروی زلزله علاوه بر جهات اصلی در جهات مناسب دیگری هم که بیشترین اثر را ایجاد مینماید هم اعمال شود و یا 100 درصد نیروی زلزله در هر جهت با 30 درصد نیروی زلزله جهت متعامد ترکیب گردد. فرض طراحی که از ابتدا بر اساس آن پیش رفته ایم لزوم اعمال این ترکیب بار بوده است. اعمال این ترکیب بار برای تمام سازه ها حالتی محافظه کارانه دارد. بند مذکور تبصره ای دارد که بر اساس آن اگر مقدار نیروی محوری ایجاد شده در ستونها ناشی از بار گذاری زلزله کمتر از 20 درصد مقدار مجاز باشد نیازی به اعمال این ترکیب بار خاص نیست. در مورد ستونهایی که متصل به بادبند و یا دیوار برشی میباشند به دلیل قابل توجه

بودن نیروی محوری ایجاد شده در ستون ناشی از زلزله عملاً در اکثریت موارد این تبصره دارای کارآیی نخواهد بود. اما در مورد ستونهای (فلزی یا بتنی) که در هر دو جهت جزیی از یک سیستم قاب خمشی هستند احتمال اینکه مقدار نیروی محوری ناشی از زلزله از 20 درصد مقدار مجاز کمتر باشد زیاد است. همانطور که اشاره شد میشود در جهت اطمینان از کنترل این بند صرفنظر کرد که دراین حالت ستون اندکی دست بالا طراحی خواهد شد. اما اگر بخواهیم این بند را کنترل نماییم در مورد قابهای خمشی فولادی به روش طراحی ASD به شرح زیر عمل میکنیم (در صورتی که از روش حالات حدی هم استفاده میکنیم میشود به روشی مشابه اما به روش طراحی ASD این کنترل را تکرار نماییم) :

1- در مورد قابهای خمشی فولادی فایل را به نامی جدید ذخیره مینماییم .

2- ترکیب بارهایی به صورت 5E ایجاد مینماییم. این ترکیب بارها فاقد بارهای مرده و زنده میباشند. تعداد این ترکیب بارها به تعداد حالات بار زلزله خواهد بود .

3- برای ستونهای مورد نظر مقدار تنش مجاز خمشی و برشی را به عددی بزرگ ویرایش میکنیم. روش انجام این مساله قبلاً توضیح داده شده است .

4- سازه را فقط تحت ترکیب بارهای فوق طراحی میکنیم و بدون اینکه مقاطع تعویض شوند مقدار نسبت تنش را در ستونها مشاهده میکنیم. اگر نسبتهای تنش کمتر از یک باشد تبصره فوق شامل این سازه خواهد شد و در غیر این صورت این تبصره شامل ستون یا ستونهای مورد نظر نخواهد شد .

5- در صورتی که تمام ستونها شامل تبصره فوق شدند کافی است که در فایل اصلی در قسمت معرفی حالات بار مقدار ضریب زلزله برای دو حالت بار Ex و Ey را برابر صفر ویرایش نماییم. (در صورت انجام تحلیل دینامیکی هم میشود در قسمت معرفی حالات بار دینامیکی ، ضریب بار دینامیکی در مورد دو حالت بار زلزله که فاقد برون از مرکزیت اتفاقی هستند را به صفر ویرایش نماییم) .

6- در صورتی که تبصره فوق شامل برخی از ستونها و نه تمام آنها شود لازم است علاوه بر ترکیب بارهایی که قبلاً معرفی کرده ایم ترکیب بارهای جدیدی معرفی کنیم. این ترکیب بارها همان ترکیب بارهای قبلی هستند که در آنها قسمتی که مربوط به 30 درصد جهت متعامد است حذف میگردد. در این حالت تعداد ترکیب بارهای شامل زلزله به نصف کاهش می یابد. ستونهایی که شامل تبصره فوق میشوند تحت ترکیب بارهای دوم و مابقی ستونها تحت ترکیب بارهای اولیه طراحی مجدد میشوند .

7- توضیح مهم اینکه اگر در این فرآیند مقاطع برخی از ستونها سبک تر شدند دوباره باید در فایل دوم کنترل انجام گردد و مطمئن

شویم که کاهش سایز ستون باعث این نشده است که ستون از شرایط تبصره فوق مستثنا گردد .

در مورد سازه های بتنی روشی که به نظر میرسد به شرح زیر میباشد :

1- ترکیب باری شامل تمام حالات بارگذاری زلزله تشکیل میدهیم. در این ترکیب بار بارهای زلزله با ضریب 6 (5*1.2) بوده و به روش ENVE (به جای ADD) با هم جمع ترکیب میشوند. ضریب 1.2 در بالا به خاطر اینست که در ترکیب بارهای طراحی سازه های بتنی در مبحث نهم ضریب بار زلزله عدد 1.2 میباشد. عدد 5 هم به جهت مقایسه بار مجاز با 20 درصد بار محوری موجود است. ذر ترکیب بار از نوع ENVE نیز مقادیر ماکسیمم و مینیم ناشی از مقایسه تمام حالات بار گزارش میشود .

2- تحت ترکیب بار فوق از مقادیر بار محوری ستونها گزارش متنی یا گرافیکی میگیریم .

3- از نتایج طراحی نرم افزار در فایل اصلی یک خروجی شامل آرماتورهای طولی ستونها به صورت متنی یا گرافیکی میگیریم .

4- ظرفیت خالص محوری ستونها را با کمک رابطه 9-11-4 مبحث نهم به دست می آوریم. در این محاسبه میتوانیم از نرم افزار اکسل هم کمک بگیریم .

5- مقادیر دو مرحله قبلی را با هم مقایسه مکنیم و بر اساس این مقایسه همانند موارد توضیح داده شده در مورد سازه فلزی در مورد شرایط تبصره یک بند 3-1-2-7-6و نحوه اعمال ترکیب بارهای طراحی تصمیم میگریم.

کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره برداری

این کنترل بر اساس ضابطه بند 6-7-3-9 مبحث ششم و تنها برای سازه هایی که یکی از شرایط زیر را داشته باشند باید انجام گردد :

1- سازه های با اهمیت زیاد و یا خیلی زیاد (مثل مدارس ، بیمارستانها ، پالایشگاهها ، مراکز تجمع و ....)

2- سازه های با ارتفاع بیش از 50 متر از تراز پایه

3- سازه های بیشتر از 15 طبقه

بر این اساس اکثر سازه های موجو از انجام کنترل فوق معاف هستند. در صورتی که این کنترل لازم باشد باید موارد زیر طبقه بند 6-7-3-9 مبحث ششم رعایت گردد :

1- این کنترل تحت ترکیب بارهای بهره برداری بدون توجه به روش طراحی تنش مجاز یا حالات جدی انجام میگردد .

2- مقدار نیروی زلزله باید بر اساس ضریب زلزله A.B.I/6 محاسبه گردد .

3- نیازی به اثر پی دلتا نیست

4- در سازه های فولادی تنشهای ایجاد شده در اعضا از حد جاری شدن نباید بیشتر شود .

5- در سازه های بتن آرمه تلاش های ایجاد شده در اعضا بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز ننماید .

6- مقدار تغییر شکل جانبی سازه در حالت ارتجاعی بهره برداری محدودیتهای بند 5-3-2-7-6را ارضا نماید. بر اساس این بند مقدار Drift نباید از 0.005 بیشتر گردد. اگر اتصال اعضای غیرسازه ای به سازه به گونه ای باشد که بتوانند مقادیر تغییر شکل بیشتر را بدون خسارت سازه ای تحمل نمایند این محدودیت تا 0.008 افزایش می یابد .

7- در سازه های بتنی در کنترل تغییر شکل جانبی میتوان مقادیر ضرایب ترک خوردگی را تا 1.5 برابر نسبت به حالت عادی افزایش داد .

با توجه به موارد فوق برای حالات مختلف میتوان به روشهای تقریبی اما ساده زیر عمل کرد :

حالت اول : زلزله بهره برداری در سازه فولادی بر اساس آیین نامه : AISC-ASD89

1- فایل اصلی را به نامی جدید ذخیره مینماییم .

2- مقدار نیروی زلزله اعمال شده به مدل را بر اساس ضریب زلزله A.B.I/6 اصلاح میکنیم .

3-تمام اعضا را انتخاب کرده و با مراجعه به قسمت Design/Steel Frame Design/View/Revise Overwrites... مقادیر تنش مجاز (کششی ، فشاری ، خمشی و برشی) را به عدد 0.75Fy ویرایش میکنیم. توجه کنید که در این حالت تنش مجاز در ترکیب بارهای زلزله به مقدار 33 درصد افزایش می یابد و در عمل تنش مجاز همان Fy خواهد شد .

4- مدل سازه ای را بدون اینکه در مقاطع اعضا نسبت به فایل اصلی تغییری داده شود طراحی کرده و نسبت تنشها را مشاهده میکنیم. اگر در تمام اعضا دارای نسبت تنش کمتر از یک باشند سازه از این نظر قابل قبول خواهد بود .

5- مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقه را در ترکیب بارهای زلزله برداشت کرده و با تقسیم بر ارتفاع نسبی طبقه مقدار Drift را به دست می آوریم. این مقدار را به مقدار مجاز یعنی 0.005 یا 0.008 (بسته به نوع اتصال عناصر غیر سازه ای به سازه) مقایسه میکنیم. در صورتی که کمتر از مقدار مجاز باشد سازه از این نظر را قابل قبول خواهد بود .

در صورتی که سازه در زلزله بهره برداری جوابگو نباشد باید مقاطع اعضا را افزایش داد تا قابل قبول شود. این تغییر باید در فایل اصلی نیز اعمال شده و سازه دوباره آنالیز و طراحی شود و مراحل بعد از ان نیز دوباره تکرار شود .

حالت دوم :روش کنترل برای سازه فولادی در حالت استفاده از آیین نامه : AISC360-05/IBC2006

1- فایل را به اسمی جدید ذخیره میکنیم

2- مقدار نیروی زلزله معرفی شده به نرم افزار را بر اساس ضریب زلزله A.B.I/6 دوباره به نرم افزار معرفی میکنیم .

3- ترکیب بارهای طراحی را ویرایش کرده و تمام ضرایب بارهای ثقلی (مرده ، زنده ، برف) و زلزله در جهت اعمال 100 درصد نیرو را به عدد یک و زلزله در جهت متعامد (30 درصد نیرو) به 0.3 ویرایش میکنیم .

4- با مراجعه به قسمت ...Analyze/Set Analysis Option اثر پی- دلتا را غیر فعال میکنیم .

5- با مراجعه به قسمت Options/Preferences/..../Steel Frame Design مقادیر ضرایب کاهش مقاومت را که در حالت عادی اعدادی کوچکتر از 1 هستند ، به عدد یک ویرایش میکنیم. (این اعداد با Phi نمایش داده میشوند). در همین قسمت باید در قسمت ? Ignore Seismic Code گزینه Yes را انتخاب کنیم تا ضوابط ویژه لرزه ای اعمال نگردد (این ضوابط فقط برای حالت طراحی عادی کاربرد دارند و در زلزله سطح بهره برداری به لزوم کنترل سازه برای آنها اشاره ای نشده است) .

6- غیر از مورد بالا باید به قسمت ...Define/Special Seismic Load Effects مراجعه کرده و در بالای صفحه گزینه Do Not Include Special Seismic Design Data را کلیک مینماییم تا ضوابط لرزه ای در سازه اعمال نگردد. (این مساله در دو جا از نرم افزار وجود دارد که در جهت اطمینان در هر دو جا آن را غیرفعال میکنیم) .

7- سازه را آنالیز و سپس با حفظ مقاطع اعضا در فایل قبلی طراحی میکنیم و مقادیر نسبت تنش را مشاهده میکنیم. در صورتی که نسبت تنشها کمتر از یک باشد سازه قابل قبول است .

8- مقادیر تغییر شکلهای جانبی سازه هم مشابه حالت قبل باید کنترل گردد .

حالت سوم :کنترل سازه بتنی در زلزله بهره برداری بر اساس آیین نامه : AISC318-08/IBC2009

1و 2 و 3 و 4 مشابه قسمت قبل انجام شود

5-با مراجعه به قسمت Options/Preferences/Concrete Frame Design مقادیر ضرایب کاهش مقاومت (Phi) را به عدد یک ویرایش میکنیم. در صورت وجود دیوار برشی نیز با مراجعه به قسمت Options/Preferences/Shear Wall Design همین مساله را تکرار میکنیم .

6- جهت غیرفعال کردن ضوابط لرزه ای هم مرحل 6 از قسمت قبل را تکرار میکنیم .همچنین با انتخاب تمام اعضا و مراجعه به

قسمت Design/Concrete Frame Design/View/Revise Overwrites در قسمت Frame Type گزینه NonSway را انتخاب میکنیم. همچنین با انتخاب دیوارهای برشی (در صورت وجود) به قسمت Design/Shear Wall Design/View/Revise Overwrites...در قسمت ? Design Is Seimic گزینه No را انتخاب میکنیم .

7- سازه را بدون تغییر در مقاطع نسبت به فایل اصلی طراحی کرده و در صورتی که مقاطع به صورت Check باشند نسبت تنش ها و در غیر این صورت مقادیر آرماتورهای طراحی شده را مشاهده میکنیم. در حالت اول اگر نسبت تنشها کمتر از یک باشد سازه جوابگو خواهد بود و در حالت دوم مقادیر گزارش شده در فایل دوم باید با مقادیر فایل اول مقایسه شده و مقادیر ماکسیمم دو حالت در نقشه اجرایی در زمان ترسیم نقشه معیار تهیه نقشه قرار گیرد .

8- مقدار تغییر شکل جانبی سازه نیز مطابق دو حالت قبل محاسبه و کنترل میگردد.

طراحی تیرها در قابهای خمشی فولادی متوسط و ویژه برای تحمل برش

یکی از مواردی که در نرم افزار کنترل نمیگردد (هم در روش آیین نامه AISC-ASD89و هم آیین نامه-AISC360 05/IBC2006) کنترل تیرها برای برش بر اساس ضوابط بخش 10-3 مبحث دهم برای قابهای خمشی متوسط و ویژه است. این کنترل باید به صورت دستی بعد از اتمام طراحی کامپیوتری و بر اساس نتایج آنالیز سازه استخراج شده از نرم افزار انجام گردد. این ضابطه برای قابهای خمشی ویژه در بند 10-3-8-1-2-2 ذکر گردیده است. ضوابط قابهای متوسط هم شباهت زیادی به قابهای خمشی ویژه دارد. در ادامه به نحوه کنترل این ضوابط در قابهای خمشی ویژه به روش تنش مجاز پرداخته میشود. پس از آن به تفاوتهای طراحی برای قابهای خمشی متوسط و همچنین حالت استفاده از روش حالات حدی پرداخته میشود .

روش کنترل برش در تیرهای قابهای خمشی ویژه به روش تنش مجاز

این کنترل بر اساس ضوابط بند 10-3-8-1-2-2الف (شکل ضمیمه اول[18]) انجام میگیرد. این کنترل را به صورت گام به گام میشود به شرح زیر انجام داد .

1- این کنترل در واقع باید برای تیرهای موجود در سیستم قاب خمشی ویژه انجام شود. اما به جهت سادگی بهتر است برای هر مقطع استفاده شده برای تیر فقط در دو حالت با بیشترین طول و کمترین طول انجام شود. بین تیرهای با طول مساوی آنهایی که بار گسترده ثقلی بیشتری دارند ارجح میباشند .

[18]- شکلهای مورد اشاره در انتهای این مطلب قابل مشاهده میباشند.

2- برای تیر مورد نظر تحت ترکیب بار ثقلی مرده و زنده با ضرایب یک مقدار برش ماکسیمم را از نمودار برش تیر استخراج میکنیم. برش ماکسیمم در بر اتصال تیر به ستون میباشد. مقدار برداشت شده جایگزین V+W در رابطه 10-3-6 خواهد شد .

3- برای مقطع مورد نظر مقدار Zb را باید استخراج نماییم. برای این منظور میشود به قسمت Define/Frame Section رفته و مقطع مورد نظر را انتخاب نماییم و سپس بر روی دکمه MoDify/Show Property کلیک نماییم. در صفحه جدیدی که ظاهر میشود بر روی دکمه Section Properties کلیک میکنیم تا صفحه جدید دیگری ظاهر شود (شکل ضمیمه دوم) . در این صفحه عددی که به عنوان Plastic Modules About 3 Axis معرفی میشود همان Zb خواهد بود. در برداشت اطلاعات باید به واحد برنامه هم توجه گردد و در صورت لزوم به واحدهای مناسب تبدیل انجام گردد .

4- مقدار Mexp را از رابطه 10-3-7 محاسبه میکنیم. در این رابطه Fye برابر 1.15Fy میباشد .

5- مقدار Lh را باید در این مرحله محاسبه کنیم. برای این مقدار باید از طول محور تا محور تیر نصف بعد ستون در دو انتها (بعدی که موازی تیر است) و همچنین دو مقدار L1 در دو انتها را کم کنیم.L1 فاصله بین لبه ستون تا مفصل پلاستیک است. این مقدار باید بین d/2 تا d فرض شود. d ارتفاع تیر است. چون این مقدار متغیر است بهتر است که بزرگترین مقدار ممکن برای آن یعنی d (ارتفاع تیر) را فرض نماییم .

6- حال باید مقدار VES را از رابطه 10-3-6 محاسبه کنیم. مقدار V+W از مرحله 2 ، Mexp از مرحله 4 و مقدار Lh از مرحله 5 محاسبه شده است و فقط باید در رابطه فوق عددگذاری شود .

7- حال باید بر اساس برش VES مقدار تنش برشی در تیر محاسبه شود. برای این منظور باید به بخش 10-1-5-4 مبحث دهم مراجعه نماییم .در اکثر موارد تنش مجاز از تقسیم برش به دست آمده به مساحت جان (یا جانها) در تیر با احتساب تمام ارتفاع تیر محاسبه میشود. مقدار مجاز نیز در اکثر موارد همان مقدار 0.4Fyاست که از رابطه 10-1-5-13 محاسبه میشود .

8- در صورتی که مقدار تنش موجود برشی از مقدار مجاز کمتر باشد تیر جوابگو و مناسب میباشد. در غیر این صورت مقطع تیر مناسب نیست. در این حالت اگر تیر به صورت تیرورق باشد بهترین راه حل اضافه کردن ضخامت جان تیر است. در صورتی که این ضعف را بخواهیم با اضافه کردن ارتفاع تیر جبران کنیم مقدار سختی تیر تغییر قابل ملاحظه ای خواهد کرد و در این حالت باید این تغییر در فایل محاسباتی هم اعمال شده و طراحی سازه و مراحل بعد از طراحی باید دوباره تکرار شوند .

مراحل فوق برای مقاطع دیگر استفاده شده در تیرها نیز تکرار میشوند .

کنترل تیرها در قابهای خمشی متوسط برای برش به روش حالات حدی

این کنترل تقریباً مشابه قابهای خمشی است غیر از اینکه باید به موازد زیر توجه نمود :

1- در رابطه 10-3-6 از ضریب 1.1 صرفنظر میکنیم .

2- در صورتی که به روش فوق تیر جوابگو نباشد به جای تقویت تیر میتوانیم از برش به دست آمده ناشی از ترکیب بارهای تشدید یافته برای محاسبه تنش برشی در تیر استفاده کنیم. با توجه به تعداد زیاد ترکیب بارهای تشدید یافته و سختی محاسبه برش ماکسیمم حاصل از این ترکیب بارها میتوان با مراجعه به قسمت Define/load Combinations... ترکیب بار جدیدی ایجاد کرده و در این ترکیب بار جدید تمام ترکیب بارهای تشدید یافته را به صورت همزمان با هم با ضریب یک ترکیب میکنیم و در قسمت Load Combination Type گزینه ENVE را انتخاب میکینم (شکل ضمیمه سوم). در این حالت میتوان مقادیر ماکسیمم و مینیمم تلاشها ناشی از کل ترکیب بارهای تشدید یافته را در این ترکیب بار بدون نیاز به مشاهده تک به تک ترکیب بارهای تشدید یافته و تنها با مراجعه به این ترکیب بار مشاهده کرد .

کنترل برش در تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه به روش حالات حدی

این کنترل تقریباً مشابه حالات قبلی است. جز اینکه باید تغییرات زیر را در نظر گرفت :

1- محاسبه برش در تیر بر اساس رابطه 10-3-8 خواهد بود. (شکل ضمیمه چهارم)

2- به جای محاسبه برش بر اساس ترکیب بار ثقلی بهره بردرای باید ترکیب بار ثقلی ضریبدار را جایگزین نمود. در این حالت بار مرده با ضریب 1.25 و بار زنده با ضریب 1.5 خواهد بود. مقدار برش محاسبه شده جایگزین مقدار Vu+Wu خواهد شد .

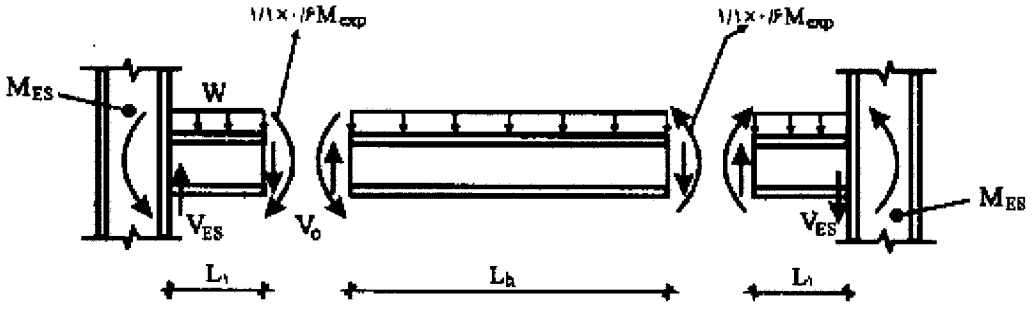
3- ترکیب بارهای تشدید یافته در صورت لزوم (در مورد قابهای خمشی متوسط) بر اساس حالات حدی (بند 10-4-3-4 ب مبحث دهم) استخراج گردد.

الف ـ طراحی به‌روش تنش مجاز:

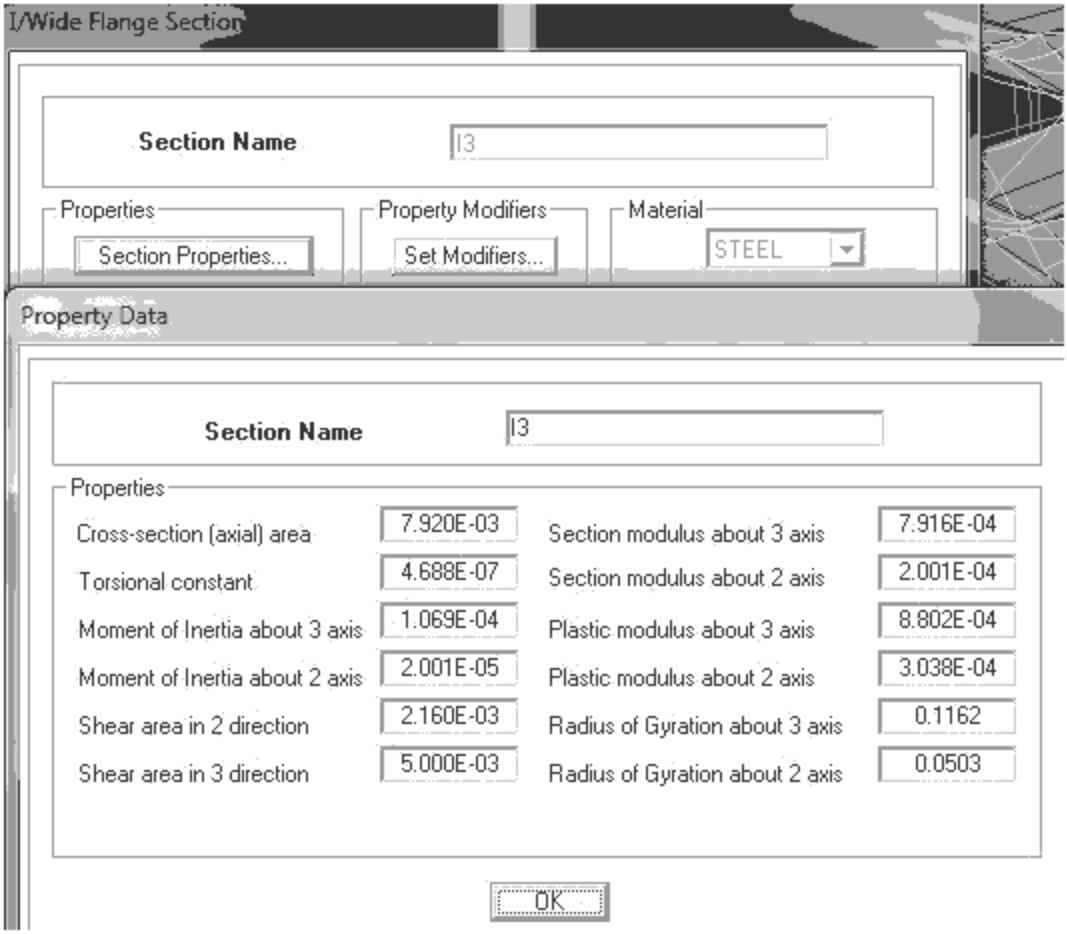
ـ در این روش نیروی برشی حاصل از تشکیل مفصل پلاستیک در مقطعی به‌فاصلهٔ L_1 از بر ستون مطابق عبارت زیر می‌باشد، (شکل ۱۰ ـ ۳ ـ ۵) :

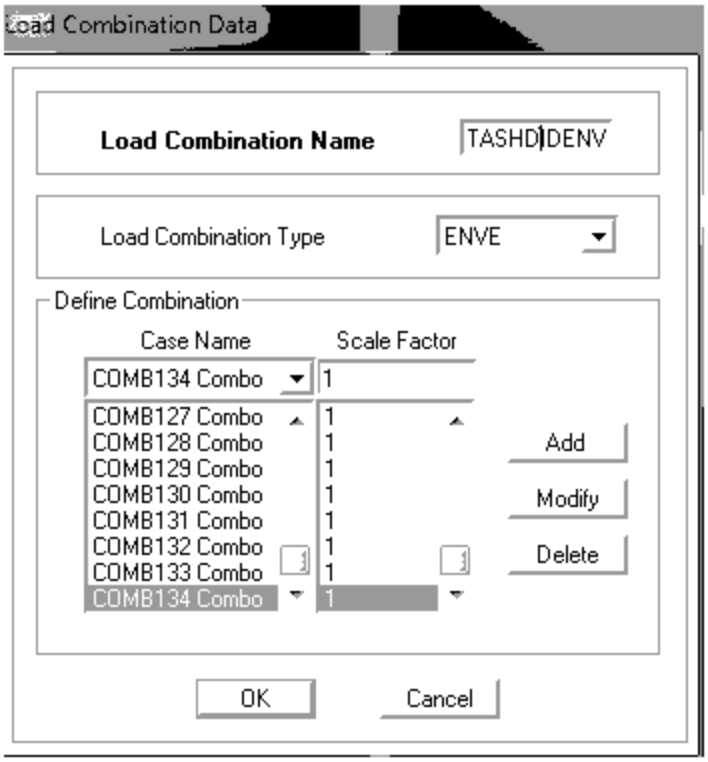
$$V_{ES} = \frac{2 \times 0/6 \times 1/1 \times M_{exp}}{L_h} + V + W = V_o + W \qquad (۶ ـ ۳ ـ ۱۰)$$

$$M_{exp} = Z_b F_{ye} \qquad (۷ ـ ۳ ـ ۱۰)$$



شکل ۱۰ ـ ۳ ـ ۵ برش طراحی تیرها در قاب‌های خمشی ویژه، در طراحی به‌روش تنش مجاز.


I/Wide Flange Section
Section Name
I3
Properties
Section Properties...
Property Modifiers
Set Modifiers...
Material
STEEL
Property Data
Section Name
I3
Properties
Cross-section (axial) area
7.920E-03
Torsional constant
4.688E-07
Moment of Inertia about 3 axis
1.069E-04
Moment of Inertia about 2 axis
2.001E-05
Shear area in 2 direction
2.160E-03
Shear area in 3 direction
5.000E-03
Section modulus about 3 axis
7.916E-04
Section modulus about 2 axis
2.001E-04
Plastic modulus about 3 axis
8.802E-04
Plastic modulus about 2 axis
3.038E-04
Radius of Gyration about 3 axis
0.1162
Radius of Gyration about 2 axis
0.0503
OK



$$V_{EU} = \frac{۲ \times ۱/۱ \times M_{exp}}{L_h} + V_u + W_u = V_{ou} + W_u \qquad (۸_۳_۱۰)$$

کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در قابهای خمشی ویژه

یکی دیگر از ضوابطی که باید به صورت دستی بعد از پایان طراحی کامپیوتری سازه انجام گردد کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در قابهای خمشی ویژه است. این کنترل بر اساس ضابطه بند **4-1-8-3-10** مبحث دهم باید انجام گردد .این ضابطه برای قابهای خمشی متوسط اجباری نیست. این کنترل باید برای تمام ستونها در تمام طبقات کنترل گردد اما به جهت وقتگیر بودن این کار ، آن را برای هر مقطع از ستون تنها در یک یا دو موقعیت انجام میدهیم. به طور خلاصه برای هر مقطع از ستون به روش تنش مجاز به شرح زیر عمل میکنیم: (روش حالات حدی تقریباً مشابه همین حالت میباشد)

1- ابتدا باید موقعیتی که احتمال بحرانی تر شدن برای آن مقطع خاص ستون دارد را انتخاب نماییم. در قسمتهایی که تیرهای با ممان اینرسی بالاتری به ستون متصل میشوند احتمال بحرانی بودن بالاتر است. قسمتهای کناری که تنها یک تیر با اتصال گیردار به ستون وصل است احتمال بحرانی تر شدن آنها کمتر است. (در این محاسبه توجه کنید که تیرهای طره و تیرهای با اتصال

مفصلی محسوب نمیشوند. در صورتی که در هر دو جهت از سیستم قاب خمشی استفاده شده باشد این محاسبه باید دو بار به صورت جداگانه برای صفحات XZ و YZ انجام گردد). با فرض مشابه بودن مقطع تیرهای متصل به ستون ، ستونهای طبقات پایینتر احتمال بحرانیتر شدن بیشتری دارند .

2- پس از انتخاب ستون در موقعیت بحرانی (به روش توضیح داده شده در قسمت قبل) باید این کنترل را بر اساس رابطه 10-3-13 مبحث دهم انجام دهیم (شکل ضمیمه اول[19]). برای این رابطه ابتدا باید مجموع لنگرهای مقاوم ستون در دو طبقه متوالی را محاسبه کنیم .این محاسبه بر اساس رابطه 10-3-14 ب انجام میگیرد (شکل ضمیمه دوم). در این رابطه Zc ممان اینرسی پلاستیک ستون است .این ممان اینرسی باید یک بار برای ستون طبقه پایین و یک بار برای طبقه بالاتر خود محاسبه شود (هر چند ممکن است که مقطع ستون در دو طبقه متوالی متفاوت باشد اما چون مقطع وصله ستون با تراز طبقه باید فاصله داشته باشد در این کنترل مقطع ستون طبقه بالا را هم همانند مقطع ستون طبقه پایین فرض میکنیم). این ممان پلاستیک باید حول محوری که عمود بر صفحه قاب خمشی است در نظر گرفته شود.Fyc تنش تسلیم ستون و Pac نیروی محوری فشاری ستون از ترکیب بارهای عادی است. این نیرو باید از ترکیب باری که بیشترین مقدار را تولید میکند استخراج شود. با توجه به تعداد زیاد ترکیبات بارگذاری، برای استخراج ماکسیمم نیروی محوری ستون میتوان همانند قسمت قبل ترکیب باری شامل تمام ترکیب بارهای عادی با ضرایب یک و روش ترکیب ENVE تشکیل داد و مقدار ماکسیمم نیروی محوری ستون را مشاهده نمود Ag .هم سطح مقطع ستون میباشد. با محاسبه مقادیر فوق برای هر دو ستون متصل به طبقه در پایین و بالای طبقه حال میتوانیم مقدار مربوط به رابطه 10-3-14 ب را به دست آورد .

3- بعد از محاسبه مقدار مجموع مقاومت خمشی ستونهای متصل به گره مورد نظر حال باید مجموع مقاومت خمشی تیرها را بر اساس رابطه 10-3-15ب (شکل ضمیمه سوم) به دست آوریم. این محاسبه برای تیرهایی که با اتصال گیردار به ستون متصل شده اند انجام میشود. اگر در هر دو صفحه اتصال تیرها گیردار باشد کنترل برای هر صفحه جداگانه انجام میشود. برای حالتی که تیرهای گیردار به صورت مورب به ستون وصل میشوند مقدار به دست آمده از رابطه فوق را باید در کسینوس زاویه ای که محور تیر با صفحه قاب (در قسمتی که در حال بررسی آن هستیم) میسازد ضرب نماییم. در رابطه 10-3-15 ب Fyb برابر 1.15Fy برای تیر ، Zb اساس مقطع پلاستیک تیر حول محور قوی (روش مشاهده آن در نرم افزار در بخش قبل توضیح داده شد) و Mav مقدار لنگر اضافی ناشی نیروی برشی موجود در مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون در شرایط تنشهای مجاز است. مقدار برش

[19]- شکلهای مورد اشاره در انتهای مطلب قابل مشاهده هستند.

در مفصل پلاستیک با V0 نمایش داده میشود و این مقدار برابر مجموع دو جمله اول در رابطه 10-3-6 میباشد. در مورد این رابطه در بخش قبلی توضیحات کافی داده شده است. در این مورد فقط متذکر میشود که مقدار V در رابطه فوق نصف کل بار ثقلی است که به طول Lh (شکل 10-3-5) از تیر وارد میشود. پس از محاسبه V0 مقدار به دست آمده را در فاصله مفصل پلاستیک تا محور ستون ضرب میکنیم تا مقدار Mav به دست آید. فاصله مفصل پلاستیک تا محور ستون برابر مجموع نصف بعد ستون و طول L1 (در شکل 10-3-5) است. در مورد طول L1 نیز در بخش قبلی توضیحات کافی داده شده است. پس از محاسبه Mav برای هر یک از تیرهای متصل به گره اتصال میتوانیم مجموع مقاومت خمشی تیرها را با کمک رابطه 10-3-15 ب به دست آوریم .

4- بعد از محاسبه مقاومت خمشی ستونها و تیرهای متصل به گره ، حال میتوانیم رابطه 10-3-13 را کنترل نماییم. اگر محدودیت این رابطه ارضا نشد یا باید به سراغ کنترل ضوابط درج شده در حالت استثنا انتهای بند 10-3-8-1-4 برویم (شکل ضمیمه چهارم) و یا در جهت اطمینان مقطع مورد نظر را بزرگتر نماییم به گونه ای که ممان اینرسی مقطع افزایش یافته و با این ممان اینرسی افزایش یافته رابطه 10-3-13 ارضا شود. در این صورت مجبوریم که مراحل طراحی و بعد از طراحی را دوباره تکرار نماییم .

نکته : در مورد ستونهای طبقه آخر با توجه به اینکه این ستونها میتوانند شامل استثنای انتهای بند مذکور شوند (استثنای ذکر شده در حالت 1- الف)، علاوه بر کنترلهای فوق لازم است که مقدار تنش محوری در این ستونها تحت ترکیب بارهای عادی استخراج شود. برای این منظور از ترکیب باری که در قسمت های قبل توضیح داده شد و شامل تمام ترکیب بارهای عادی با ضریب 1 و روش ترکیب ENVE بودند کمک میگیریم. مقادیر ماکسیمم بار محوری برای هر مقطع ستون در طبقه آخر را با 0.3* (0.6Fyc*Ag) در آن ستون مقایسه میکنیم .(Fyc تنش تسلیم ستون و Ag سطح مقطع ستون است). در صورتی که برای تمام ستونها مقدار بار محوری از مقدار مجاز فوق کمتر باشد نیازی به کنترل رابطه 10-3-13 نیست .در غیر این صورت برای آن ستون یا ستونهای خاص باید رابطه فوق کنترل گردد و یا اینکه برای آن ستونهای خاص از مقطع بزرگتری استفاده گردد تا مقدار بار محوری آنها از مقدار مجاز مورد اشاره در بالا کمتر گردد .

کنترل این ضابطه به روش حالات حدی هم تقریباً مشابه روش بالاست که تنها روابط کنترل اندکی متفاوت از حالت روش تنش مجاز میباشد.

$$\frac{\Sigma M^{*}_{pc}}{\Sigma M^{*}_{pb}} \geq 1/0 \qquad (10-3-13)$$

$$\Sigma M^{*}_{pc} = \Sigma Z_c \,(۰/۶ F_{yc} - P_{ac}/A_g) \qquad (۱۰ ـ ۳ ـ ۱۴ ـ ب)$$

$$\Sigma M^{*}_{pb} = \Sigma (۰/۶ \times ۱/۱ F_{yeb}\, Z_b + M_{av}) \qquad (۱۰ ـ ۳ ـ ۱۵ ـ ب)$$

استثنا: ستون‌هایی که یکی از دو شرط زیر را برآورده نمایند، لازم نیست رابطهٔ ۱۰ ـ ۳ ـ ۱۳ را ارضا نمایند:

۱ ـ ستون‌هایی که در آنها در کلیه ترکیبات بارگذاری به‌جز ترکیب بار زلزله تشدیدیافته، $P_{rc} \le ۰/۳ P_c$ بوده و شرایط زیر را دارا باشند:

الف ـ ستون‌های ساختمان‌های یک‌طبقه و ستون‌های طبقهٔ آخر ساختمان‌های چندطبقه

ب ـ تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی آنها کمتر از ۲۰٪ کل مقاومت برشی ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی آنهایی‌که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از ۳۳٪ کل مقاومت برشی ستون‌های آن محور باشد. در این بند محور ستون به‌محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصله کمتر از ۱۰ درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

در عبارت فوق:

P_c = مساوی $F_{yc} A_g$ در طراحی به‌روش حالات حدی و $۰/۶ F_{yc} A_g$ در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز.

P_{rc} = نیروی محوری فشاری ضریب‌دار در طراحی به‌روش حالات حدی و نیروی محوری فشاری بدون ضریب در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز.

۲ ـ ستون‌های هر طبقه که در آن نسبت مقاومت برشی ستون‌ها به‌برش وارده در آن طبقه ۵۰ درصد بیشتر از این نسبت در طبقهٔ فوقانی آن باشد.

طراحی سقفها : سقف تیرچه بلوک

یکی از موارد دیگری که باید به صورت دستی انجام گردد ، طراحی سقف میباشد .در اینجا بر روی طراحی سقف تیرچه بلوک بحث

میکنیم. این طراحی را به صورت تیپ برای دهانه های مختلف (مثلاً زیر 4 متر ، بین 4 تا 5 متر ، 5 تا 6 متر ، 6تا 7 متر) با توجه به مقدار بارهای مرده و زنده سقف و بر اساس ضوابط طراحی تیرها به صورت مقطع T شکل با رعایت ضوابط بخش 9-2-6-11 مبحث نهم) ضوابط مربوط به سیستم تیرچه های بتنی) انجام میدهیم. به طور خلاصه جهت طراحی تیرچه برای دهانه ای مشخص باید به شرح زیر عمل کنیم :

1- تعیین بار مرده و زنده وارد بر تیرچه به صورت بار گسترده خطی. این بار از ضرب بار مرده و زنده سطحی سقف در فاصله محور تا محور تیرچه ها به دست می آید. (فاصله بین تیرچه ها در جهت عرضی معمولاً 50 سانتیمتر است) .

2- تعیین بار گسترده ضریبدار وارد بر سقف از نتایج مرحله قبل (تحت ترکیب بار 1.25D+1.5L)

3- تعیین عرض موثر بال مقطع T شکل بر اساس ضوابط بند 9-11-6-1-2

4- مقایسه ارتفاع تیرچه با حداقل ارتفاعی که بر اساس آن دیگر نیازی به محاسبه خیز در تیرچه نباشد. این ارتفاع بر اساس ضابطه 9-14-2-5-3 با رعایت مندرجات جدول 9-14-2 و زیرنویس زیر جدول تعیین میگردد. در این جدول حالات مختلفی درج شده است که بهتر است بدترین حالت به عنوان معیار حداقل ارتفاع در نظر گرفته شود. توجه نمایید که تیرچه ها به طور معمول در دو حالت با ارتفاع 25 و 30 سانتیمتر معمول است. اگر با توجه به مندرجات این جدول حداقل ضخامت تامین نشد در مراحل بعدی باید مقدار خیز بر اساس ضوابط بخش 9-14 مبحث نهم محاسبه شده و با مقادیر مجاز مقایسه گردد .

5- محاسبه لنگر ماکسیمم وارد بر تیرچه بر اساس بارهای گسترده ضریبدار وارد بر آنها محاسبه شده از مرحله 2 . این لنگر را میتوان با فرض محافظه کارانه دوسر مفصل بودن تیرچه ها به دست آورد. در این حالت مقدار لنگر ماکسیمم برابر Wu.L^2/8 خواهد شد .

6- محاسبه مقطع T شکل برای خمش و محاسبه آرماتور کششی لازم برای تیرچه در قسمت پایین آن . در این مورد در کتابهای مختلف به خصوص جلد اول کتاب دکتر مستوفی نژاد (فصل ششم) بحث شده است. به این نکته توجه نمایید که اگر لنگر وارد بر تیرچه زیاد باشد به گونه ای که یک تیرچه به تنهایی جوابگو نباشد از تیرچه دوبل استفاده میکنیم. در این حالت دو تیرچه کنار هم قرار میگیرند و مراحل قبل بر اساس این موضوع باید تکرار شود .

7- محاسبه تیرچه برای برش وارد بر آن. برش ماکسیمم وارد بر تیرچه از نمودار برش و در مقطع بحرانی (به فاصله d از بر تکیه گاه) به دست می آید .محاسبه برش مقاوم مقطع بر اساس ضوابط بخش 9-12 مبحث نهم قابل انجام است. در این مورد لازم است که به بند 9-11-6-2-3 نیز در محاسبه برش مقاوم ناشی از بتن (Vc) هم توجه کرد. این ضابطه شامل تیرچه با بلوکهای

یونولیتی نمیشود .در حالت استفاده از بلوک سفالی یا سیمانی بر اساس بند فوق برش مقاوم بتن 10 درصد اضافه میشود. اگر برش مقاوم بتن تامین کننده برش مقاوم مورد نیاز نبود کمبود این مقاومت با کمک آرماتورهای قطری تیرچه تامین میگردد.

محاسبه برش مقاوم ناشی از آرماتورهای عرضی بر اساس ضابطه بند 9-12-4-2-2 و رابطه 11-12-9مبحث نهم قابل تعیین است. آرماتورهای قطری تیرچه همانند خاموت مایل عمل میکنند. در این زمینه باید توجه کرد که از آرماتورهای قطری به صورت یک در میان یکی ترک های احتمالی ناشی از برش را قطع کرده و دیگر موازی ترک خواهد بود. به همین جهت در محاسبه برش مقاوم باید آرماتورهای قطری در طول تیر را به صورت یک در میان در نظر گرفت. اگر یک آرماتور قطری جوابگو نبود از دو آرماتور قطری در هر مقطع استفاده میکنیم. در استفاده از رابطه 11-12-9توجه نمایید که زاویه آلفا زاویه ای است که آرماتورهای قطری با افق میسازند و S فاصله افقی دو آرماتور قطری متوالی در راستای طولی تیر است .در مورد آرماتورهای قطری تیرچه لازم است که ضوابط بند 2-3-2-1 از نشریه 543 نیز رعایت نمود. (شکل ضمیمه اول و دوم)

8- در صورتی که حداقل ارتفاع لازم برای تیرچه در مرحله 4 تامین نشده باشد باید خیز در تیرچه نیز بر اساس ضوابط بخش 9-14 مبحث نهم هم انجام گردد. خیز تیرچه به دو بخش خیز ناشی از بار زنده و خیز ناشی از بار مرده تقسیم میشود. محاسبه خیز بر اساس ترکیب بار بهره برداری انجام میگردد. محاسبه خیز ناشی از بار مرده باید با در نظر گرفتن اثر خزش باشد. در محاسبه خیز تیر فرض میکنیم که تیر دارای شرایط دو سر ساده با بار گسترده یکنواخت است .محاسبه ممان اینرسی تیر بر اساس ضوابط بند 9-14-2-4 انجام میگردد. در محاسبه اثر خزش نیز باید بر اساس ضابطه بند فوق عمل کنیم. پس از محاسبه مقدار خیز در تیرچه باید مقدار به دست آمده را با مقدار مجاز درج شده در جدول 9-14-1 مقایسه نماییم. در ساختمانهای متعارف رعایت ردیف 2 و 4 از جدول فوق کفایت خواهد کرد .

9- تعیین آرماتور فوقانی تیرچه باید با توجه به نوع فولاد آرماتور ، طول دهانه ، فاصله تیرچه ها ، ارتفاع خرپای تیرچه و ضخامت بتن پوششی و همچنین فواصل جوشهای میلگرد عرضی تعیین شود. برای تعیین قطر آرماتور بالا میتوان از جدول 2-2 نشریه 543 (ضمیمه این پست) کمک بگیرید. این جدول هم ضمیمه این پست شده است (شکل ضمیمه اول)

10- محاسبه آرماتور حرارت و جمع شدگی دال بالای تیرچه : برای این منظور میتوانیم از ضابطه بند 2-3-2-5 نشریه 543 کمک بگیریم. ضابطه این بند ضمیمه شده است (شکل ضمیمه دوم)

11- طراحی کلافهای میانی : نیاز یا عدم نیاز به کلاف میانی با توجه به بارهای وارده تعیین میگردد. به طور کلی اجرای کلاف میانی ،به منظور جلوگیری از پیچش تیرچه ها لازم است. ضوابط مربوط به تعیین مشخصات کلاف میانی ، در صورت لزوم تعبیه

آن در بند 2-3-2-6 نشریه 543 ارایه شده است (شکل ضمیمه سوم)

12- آرماتور ممان منفی : این آرماتور بر اساس ضابطه بند 2-3-2-5 (مورد 6) لحاظ شود. (شکل ضمیمه چهارم)

13- در مورد ضخامت دال تیرچه این ضخامت معمولاً 5 سانتیمتر است و جوابگو نیز میباشد. اما به عنوان یک الزام طراحی لازم است که کفایت این ضخامت نیز کنترل گردد. کنترل این ضابطه بر اساس بند 2-1-2-3 از نشریه 543 (قسمت 4) میباشد. (شکل ضمیمه پنجم)

به ضمیمه دو نمونه فایل اکسل برای طراحی تیرچه و نشریه 543 و همچنین نمونه جزییات این سقف به صورت فایل اتوکد نیز قرار داده شده است[20]. (این فایلها فقط به عنوان راهنمایی است و نباید به عنوان معیار طراحی قرار گیرد.)

جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی

دهانه	قطر میلگرد بالایی
تا ۴ متر	۸ میلی‌متر
۴ متر تا ۵/۵ متر	۱۰ میلی‌متر
۵/۵ متر تا ۷ متر	۱۲ میلی‌متر

[20]- فایلهای ضمیمه مورد اشاره در فولدر شماره 3 قرار داده شده اند.

۲-۳-۲-۵- ضوابط و محدودیت‌های ارماتور افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) و ارماتور منفی

۱) آرماتورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرند.

۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی‌متر می‌باشد.

۳) نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

الف – برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350 ۰/۰۰۲

ب – برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار ۰/۰۰۱۸

ج – برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر ۰/۰۰۱۵

۴) حداکثر فاصله‌ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی‌متر است.

۵) آرماتور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می‌تواند به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله‌ی ذکر شده در بند قبل بین آرماتورهای حرارتی باید رعایت گردد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{۱}{۵}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

۲-۳-۲-٦- ضوابط و محدودیت‌های کلاف میانی

۱) عملکرد کلاف میانی. جلوگیری از پیچش تیرچه‌ها (تیرهای T شکل) و همچنین توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه و بلوک است. همچنین در محل‌هایی که بار منفرد وجود داشته باشد. کلاف میانی اجرا می‌شود.

۲) جهت کلاف میانی عمود بر تیرچه‌ها می‌باشد. حداقل عرض کلاف میانی برابر عرض بتن پاشنه‌ی یک تیرچه و ارتفاع آن برابر ارتفاع سقف خواهد بود.

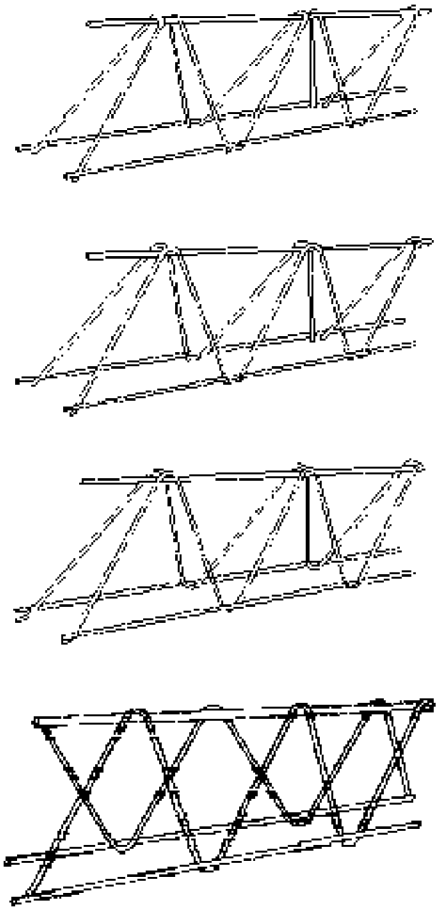
۳) میلگردهای کلاف میانی حداقل یک عدد در بالا و حداقل یک عدد در پایین آن تعبیه می‌شوند. این میلگردها آجدار و حداقل قطر آنها ۶ میلی‌متر خواهد بود.

۴) در صورتی که بار زنده‌ی سقف کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه‌ی مؤثر کمتر از ۴ متر باشد. نیازی به تعبیه کلاف میانی نیست. ولی اگر در این حالت. طول دهانه بیشتر از ۴ متر باشد. یک کلاف میانی در سقف تعبیه می‌شود. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی این کلاف. برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه‌ی تیرچه‌ها می‌باشد.

۵) در صورتی که بار زنده‌ی سقف بیشتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه مؤثر کمتر از ۴ متر باشد. یک کلاف میانی مورد نیاز است. در این حالت برای طول دهانه‌ی ۴ متر تا ۷ متر. دو کلاف میانی و برای دهانه‌ی بیش از ۷ متر. ۳ کلاف میانی اجرا می‌شوند. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی هر کلاف. برابر سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه تیرچه‌ها می‌باشد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده. لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه. در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{۱}{۵}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

۱) آرماتورهای عرضی به صورت منفرد و یا مطابق (شکل ۲-۷) بصورت مضاعف بکار برده می‌شوند



شکل ۲-۷- نمونه‌هایی از خرپای تیرچه با آرماتورهای عرضی مضاعف

۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر $0.35\frac{b_w.s}{f_y}$ می‌باشد که b_w عرض جان تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی متوالی و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرپای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی‌متر و برای خرپای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خرپاهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر استفاده نمود.

۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.

۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.

۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.

۴- تعیین ضخامت دال بتنی روی بلوک‌ها

دال بتنی روی بلوک‌ها، با توجه به بتن‌ریزی یکپارچه‌ی سقف، به‌صورت تیر بتنی غیرهمسطح دوسر گیردار بین دو تیرچه طراحی می‌شود. بر این اساس ضخامت دال بتنی باید به‌گونه‌ای طراحی شود که تنش کششی حداکثر ایجاد شده تحت بارهای وارده، f_{ct}، کمتر از مدول گسیختگی بتن، f_r، باشد. همچنین ضخامت تعیین شده باید پیشتر از حداقل‌های عنوان‌شده در بند ۲-۳-۱- باشد.

$$f_{ct} \le f_r \qquad (۲-۳)$$

$$f_{ct} = \frac{M_u}{S} \qquad (۲-۴)$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{12} \qquad (۲-۵)$$

q_u : حداکثر بار وارده بر طول نوار دال روی بلوک به عرض واحد

M_u :لنگر خمشی نهایی تحت بار وارده

L : طول دهانه‌ی دال بتنی روی بلوک

S : اساس مقطع دال بتنی (مقطع مستطیلی به عرض واحد و ارتفاعی برابر ضخامت دال)

f_r : مدول گسیختگی بتن

f_{ct} : تنش کششی ایجاد شده

طراحی سقفها : سقف تیرچه فلزی با جان باز (کرومیت)

در صورت استفاده از این نوع سقف میتوانیم از ضوابط بخش 2-2-2 از نشریه 543 کمک بگیریم. (این نشریه در پست قبلی

برای دانلود قرار داده شده است) .صفحاتی از این نشریه که روش طراحی را توضیح میدهد به صورت عکس ضمیمه شده است. به ضمیمه همچنین جزییاتی تیپ از این سقفها به همراه یک نرم افزار تحت اکسل برای طراحی این سقف و همچنین نرم افزار دیگری (تهیه شده توسط اینجانب) به صورت مشابه قرار داده شده است[21].

۲-۲-۲- طراحی تیرچه‌ی فولادی در سقف‌های تیرچه و بلوک

طراحی تیرچه‌ی فولادی سقف‌های تیرچه و بلوک، مشابه طراحی یک عضو مرکب تحت خمش و برش است. بر این اساس ضوابط و فرضیات لازم در ادامه آمده است.

۲-۲-۲-۱- ضوابط طراحی

ضوابط طراحی تیرچه‌ی فولادی سقف‌های تیرچه و بلوک که در ادامه ارائه می‌گردد، بر مبنای رفتار اعضای فولادی و براساس ضوابط طراحی مبحث دهم مقررات ملی می‌باشد.

۲-۲-۲-۲- فرضیات طراحی

۱- طراحی تیرچه‌ها در دو مرحله، قبل از گرفتن بتن دال و بعد از گرفتن بتن دال انجام می‌گیرد.

۲- بین فولاد و بتن لغزش نسبی وجود ندارد(به‌علت اتصالات جان به بال‌ها).

۳- تنش‌ها تابع خطی از تغییرشکل‌های نسبی می‌باشند.

۴- مقاطع عرضی پس از تغییرشکل نیز، مسطح باقی می‌مانند.

۲-۲-۲-۳- مراحل طراحی

۱- محاسبه‌ی بارهای وارده بر سقف

اولین گام در طراحی سقف تیرچه و بلوک، تعیین بارهای وارد بر سقف (شامل بارهای مرده و زنده) مطابق بارهای وارده و ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان است. با توجه به آنکه طراحی سقف‌های تیرچه و بلوک در دو مرحله‌ی قبل از گرفتن بتن و بعد از گرفتن بتن انجام می‌گیرد بارهای وارده نیز باید در این دو مرحله تعیین گردد. بارهای قبل از گرفتن بتن شامل وزن دال بتنی، عوامل اجرایی که در این مرحله بارهای وارده باید توسط تیرچه‌ی فولادی تحمل شود. بارهای بعد از گرفتن بتن متناظر با کل بارهای وارده، شامل بارهای مرده (بار کف‌سازی، تیغه‌بندی و ...) و بار زنده است که باید توسط عضو مرکب تیرچه و بلوک تحمل شود.

۲- ترکیب بارها

با توجه به طراحی تیرچه‌ها در دو مرحله(قبل و بعد از گرفتن بتن)، براساس روش طراحی در هر مرحله ترکیب بار مربوطه، مطابق زیر باید درنظر گرفته شود. قابل ذکر است که در اینجا روش طراحی برای مرحله‌ی قبل از گرفتن بتن، روش تنش مجاز و برای مرحله‌ی بعد از گرفتن بتن، روش‌های تنش مجاز و یا حالت حدی ارائه شده است.

۱- ترکیب بار در روش تنش مجاز

$$D+L \qquad (۲-۸)$$

[21]- فایلهای مورد اشاره در این قسمت در فولدر شماره 4 قرار داده شده اند.

$1.4D$ (۹-۲)

$1.25D+1.5L$ (۱۰-۲)

D : بارمرده و L : بار زنده است.

۳- تعیین ضخامت سقف

ضخامت سقف به‌گونه‌ای تعیین می‌گردد که ضوابط مربوط به خیز سقف کنترل گردد. ضوابط مربوطه در بند ۲-۳-۲-۲-۲- عنوان شده است.

٤- تعیین ضخامت لایه‌ی بتن روی بلوک‌ها

ضخامت لایه‌ی بتنی روی بلوک‌ها باید به‌گونه‌ای تعیین شود که ضوابط عنوان شده در بند ۲-۳-۱- ارضا شود.

٥- طراحی تیرچه

طراحی تیرچه‌های فولادی در دو مرحله انجام می‌گیرد:

- قبل از گرفتن بتن (مطابق بند ۲-۲-۲-۴-الف)، با استفاده از روش تنش مجاز
- بعد از گرفتن بتن (مطابق بند ۲-۲-۲-۴-ب)، با استفاده از روش تنش مجاز یا روش حالت حدی

توضیحات بیشتر در خصوص مراحل طراحی در بخش‌های مربوطه ارائه شده‌است.

٦- محاسبه‌ی اُرمافور حرارت و جمع‌شدگی دال بالای تیرچه

به‌منظور مقابله با تنش‌های ناشی از حرارت و جمع‌شدگی، باید میلگردهایی مطابق با ضوابط مندرج در بند ۲-۳-۲-۵- در دال بالای تیرچه تعبیه نمود.

۷- طراحی کلاف میانی

همانطور که در مورد سقف‌های تیرچه و بلوک یا تیرچه‌ی خرپایی عنوان شد در صورت ایجاد پیچش در تیرچه تحت بارهای وارده باید کلاف میانی تعبیه نمود. مشخصات کلاف میانی مطابق بند ۲-۳-۲-۶- تعیین می‌شود.

۲-۲-۲-٤- ضوابط طراحی خمشی تیرچه‌ی فولادی

الف) قبل از گرفتن بتن

در این مرحله از طراحی، تیرچه‌ی فولادی باید طوری طراحی شود که به‌تنهایی قادر باشد کلیه‌ی بارهای مرده قبل از گرفتن بتن (به‌استثنای حالتی که این دسته از بارها به‌کمک پایه‌های موقت نگهداری می‌شوند) را تحمل نماید.

در صورتی‌که در هنگام بتن‌ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، باید در تیرچه‌ی فولادی کنترل تنش انجام گیرد تا این تیر دارای کفایت کافی برای حمل بارها باشد. این کنترل تنش به‌صورت زیر است:

$f_t = \frac{M_D}{(S_t)_b} \le F_t$ تنش کششی در تیر فولادی (۱۱-۲)

$f_c = \frac{M_D}{(S_c)_t} \le F_b$ تنش فشاری در تیر فولادی (۱۲-۲)

f_c : تنش‌های کششی و فشاری در بال‌های تیرچه‌ی فولادی

M_D : لنگر خمشی تحت بارهایی که تیر فولادی قبل از رسیدن بتن به ۷۵٪ مقاومت نهایی خود تحمل می‌کند

$(S_t)_b$: اساس مقطع تیرچه‌ی فولادی نسبت به تار تحتانی

$(S_c)_t$: اساس مقطع تیرچه‌ی فولادی نسبت به تار فوقانی

F_t : تنش مجاز خمشی در تار کششی براساس مبحث دهم مقررات ملی ایران

F_b : تنش مجاز فشاری در تار فشاری براساس مبحث دهم مقررات ملی ایران

در صورت استفاده از شمع‌بندی، بار وارده قبل از گرفتن بتن توسط شمعها تحمل می‌شود.

در اینجا برای روابط فوق، مقادیر تنش‌های مجاز می‌توانند به شرح زیر اختیار شوند.

$F_t = 0.6F_y$ تنش مجاز کششی در تیر فولادی (۱۳-۲)

$F_b = 0.6F_y$ تنش مجاز فشاری در تیر فولادی (۱۴-۲)

در روابط فوق F_y تنش تسلیم فولاد می‌باشد.

ب) بعد از گرفتن بتن

ب-۱۰) روش تنش مجاز

در این روش طراحی، با اعمال ضرایب اطمینان در مقاومت مقاطع، طرفیت اعضا محاسبه و برای ترکیب بارهای مختلف ارزیابی می‌شود. در ادامه نحوه‌ی طراحی به روش تنش مجاز تشریح گردیده است.

ب-۱۰-۱) کنترل تنش

پس از گرفتن بتن (و حذف شمعها، در صورت وجود) مقطع مرکب باید تنش‌های ناشی از بار مرده‌ی اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال وارد می‌شوند مثل وزن کفسازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده را تحمل نماید. همچنین بتن موجود باید قادر به تحمل تنش ناشی از بارهای فوق‌الذکر باشد. بدین‌ترتیب طراحی و کنترل کفایت مقطع تحت بارهای وارده را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت.

۱- کنترل تنش در تیرچه

در این ارزیابی با توجه به نحوه‌ی اعمال بار مطابق گام‌های زیر، کنترل تنش باید انجام گیرد.

گام ۱- ابتدا بار ناشی از وزن تیرچه، دال بتنی و قالب بر تیرچه‌ی فولادی تنها اثر داده شده و تنش در بال کشش محاسبه می‌گردد.

گام ۲- سپس بار مرده‌ی اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال وارد می‌شوند مثل وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مرکب اثر داده می‌شوند و تنش در بال کششی محاسبه می‌شود.

مجموع تنش‌های محاسبه شده در گام‌های ۱ و ۲ باید کوچک‌تر از $0.9\,F_y$ باشد.

$$f_t=\frac{M_D}{(S_x)_t}+\frac{M_L}{(S_c)_t}\le 0.9F_y \qquad (۱۵-۲)$$

که در رابطه‌ی فوق:

f_t: تنش کششی در بال پایینی تیرچه‌ی فولادی

M_D : لنگر خمشی تحت بارهای وارده بر تیرچه‌ی فولادی قبل از رسیدن بتن به ۰/۷۵ مقاومت نهایی

M_L : لنگر خمشی تحت بارهای وارده بر تیرچه‌ی فولادی بعد از رسیدن بتن به ۰/۷۵ مقاومت نهایی

$(S_x)_t$: اساس مقطع تیرچه‌ی فولادی نسبت به تار تحتانی

$(S_c)_t$: اساس مقطع مرکب نسبت به تار تحتانی

F_y : تنش تسلیم تیرچه‌ی فولادی

۲- کنترل تنش در بتن دال

بتن موجود در تیرچه باید قادر باشد تنش فشاری ناشی از بارهای وارده را تحمل نماید. کنترل مذکور به صورت زیر انجام می‌گیرد. در این ارزیابی تنش فشاری بتن برابر $0.45\,f'_c$ است.

$$f_c=\frac{M_D+M_L}{n(S_c)_c}\le 0.45f'_c \qquad (۱۶-۲)$$

که در این رابطه:

M_D و M_L: مشابه تعاریف فوق

$(S_c)_c$: اساس مقطع مرکب نسبت به تار فوقانی

f'_c : مقاومت مشخصه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای بتن

n: نسبت مدول الاستیسیته‌ی فولاد به بتن

ب-۱-۲) تعیین مشخصات هندسی مقطع مرکب

- عرض موثر

عرض موثر دال بتنی b_e در هر سمت تیرچه نباید از مقادیر زیر بزرگتر انتخاب شود.

- یک هشتم طول دهانه‌ی محور به محور تکیه‌گاه‌های تیرچه
- نصف فاصله مرکز به مرکز دو تیرچه مجاور
- فاصله محور تیرچه تا لبه‌ی دال بتنی

- محاسبه اینرسی و اساس مقطع مرکب (S_c)

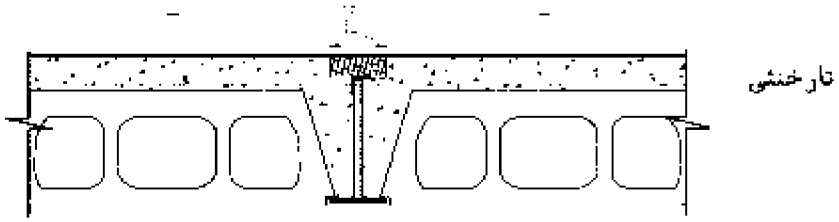
محاسبه اینرسی و اساس مقطع مرکب در مرحله‌ی بعد از گرفتن بتن برای روش تنش مجاز باید مطابق با تئوری ارتجاعی و با صرفنظر کردن از مقاومت کششی بتن محاسبه گردد. در این روش، مطابق شکل ۲-۱۰، ناحیه فشاری بتن باید با یک سطح معادل فولادی جایگزین گردد که عرض موثر آن از تقسیم عرض موثر تیرچه مرکب بر n بدست می‌آید. ضریب n و مدول الاستیسیته‌ی بتن E_c از روابط (۲-۱۷) و (۲-۱۸) بدست می‌آید.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \qquad (۲-۱۷)$$

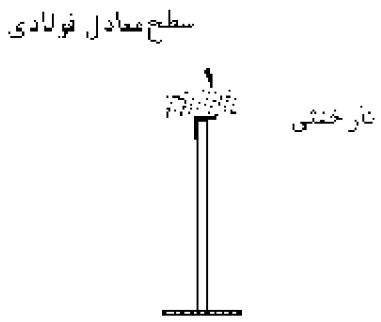
$$E_c = 5000\sqrt{f_c} \qquad (۲-۱۸)$$

f_c: مقاومت مشخصه‌ی بتن برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع

E_c: مدول الاستیسیته‌ی بتن برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع



شکل ۲-۱۰- عرض موثر مقطع مرکب



شکل ۲-۲- مقطع معادل در محاسبات تنش مقطع مرکب

اساس مقطع مرکب (S_c) نیز باید به نحوی طراحی شود که در رابطه (۲-۱۹) صدق نماید.

$$(S_c) \geq \left(1.35+0.33\frac{M_D}{M_L}\right)\cdot S_s \qquad (۲-۱۹)$$

در رابطه (۲-۱۹)، M_L، لنگر خمشی ناشی از بار زنده و M_D، لنگر خمشی ناشی از وزن تیرچه فولادی، وزن بتن مرطوب، قالبها و عوامل اجرایی می‌باشد.

S_c: اساس مقطع تیرچه‌ی مرکب نسبت به بال کششی (برابر S_{tc}) در حالت لنگر خمشی مثبت)

S_s: اساس مقطع تیرچه‌ی فولادی نسبت به بال کششی (برای S_s) در حالت لنگر خمشی مثبت)

ب-۲) روش حالات حدی

این روش براساس مقاومت نهایی بتن و فولاد مقطع می‌باشد و طرفیت باربری مقطع، با تشکیل بلوک مستطیلی در بتن و رسیدن به حد جاری شدگی در فولاد، مطابق روش طراحی حد نهایی، پیش‌بینی می‌گردد. در این روش طراحی، تنش فشاری بتن در ناحیه‌ی فشاری مؤثر، معادل با $0.85f'_c$ درنظرگرفته شده و از طرفیت کششی بتن صرفنظر می‌شود

ب-۲-۱) ظرفیت خمشی مقطع مرکب

ظرفیت خمشی مقطع مرکب (M_r) بستگی به موقعیت تار خنثی در ضخامت دال و یا خارج از آن دارد. ظرفیت خمشی مقطع مرکب باید بیشتر از لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب‌دار مرده و زنده تیرچه با اتصال ساده باشد.

در ادامه روابط ساده شده از شیوه فوق ارائه شده است. برای محاسبه مقادیر دقیق می‌توان از مراجع مربوط، نظیر مبحث دهم مقررات ملی و آیین‌نامه‌ی بتن ایران، استفاده نمود.

ب-۲-۲) تعیین مشخصات هندسی مقطع مرکب

اگر تار خنثی در ضخامت دال بتنی قرار گیرد، ظرفیت خمشی تیر از رابطه (۲-۲۰) به دست می‌آید.

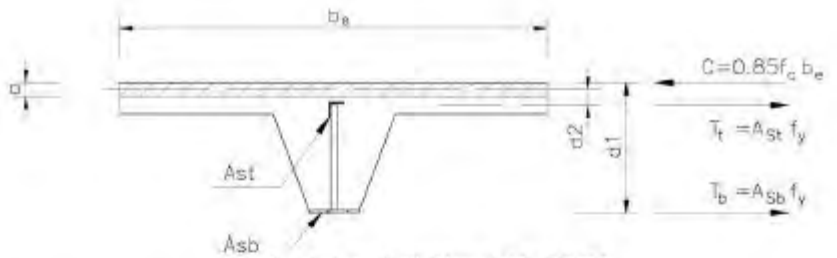
$$M_r = (A_{sf}d_1 + A_{sw}d_2)F_y \qquad (۲-۲۰)$$

در این رابطه، A_{sf}، سطح مقطع بال تحتانی و A_{sw}، سطح مقطع بال فوقانی، d_1، فاصله مرکز فولاد بال تحتانی (A_{sf}) از مرکز منشوری فشاری بتن و d_2، فاصله‌ی مرکز فولاد بال فوقانی (A_{sw}) تا مرکز منشوری فشاری بتن می‌باشد. همچنین تنش فولاد در ناحیه کششی و فشاری بصورت یکنواخت و معادل با F_y فرض شده است.

a، عمق بلوک تنش مستطیلی بتن، که در (شکل ۲-۳) نشان داده شده است، از رابطه (۲-۲۱) به دست می‌آید.

$$a = \frac{(A_{sw}+A_{sf})F_y}{0.85f'_c b_e} \qquad (۲-۲۱)$$

در رابطه فوق، b_e عرض موثر بتن است.



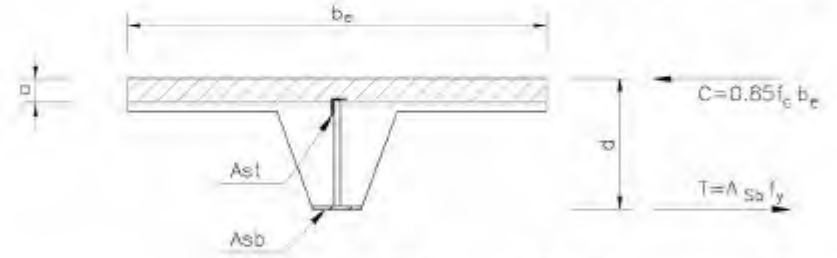
شکل ۲-۳- مقطع تیرچه بلوک (تار خنثی در ضخامت دال بتنی)

اگر تار خنثی، خارج از ضخامت دال بتنی قرار گیرد، می‌توان برای سادگی از وجود بال فوقانی در محاسبات صرفنظر کرد. در این حالت می‌توان از روابط (۲-۲۲) و (۲-۲۳) استفاده کرد.

$$a = \frac{A_{sb} F_y}{0.85 f'_c b_e} \qquad (۲-۲۲)$$

$$M_n = A_{sb} F_y d \qquad (۲-۲۳)$$

در این روابط، A_{sb}، سطح مقطع بال تحتانی، d، فاصله‌ی مرکز فولاد بال تحتانی (A_{sb}) تا مرکز منشوری فشاری بتن و a، عمق بلوک تنش مستطیلی بتن است که در (شکل ۲-۴) نشان داده شده است.



شکل ۲-٤- مقطع تیرچه بلوک (تار خنثی در تیرچه فولادی)

۲-۲-۲-۵- ضوابط طراحی برشی تیرچه‌ی فولادی

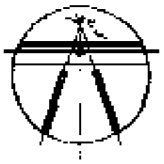
ضوابط طراحی برشی تیرچه‌ها، شامل کنترل برش قائم در جان تیرچه، کنترل برش افقی در محل اتصال جان به بال و کنترل برش مقطع مرکب تیرچه است که در ادامه تشریح شده است.

۱. کنترل برش در جان تیرچه

در طراحی برشی اعضای جان تیرچه‌ها، حداقل نیروی برشی قائم که برای اعضا باید در نظر گرفته شود، نباید از ۲۵ درصد عکس‌العمل تکیه‌گاهی کمتر باشد. همچنین اثر خروج از مرکزیت نیز باید مطابق ضوابط عنوان‌شده در ادامه در نظر گرفته شود.

- خروج از مرکزیت (e)

محورهای ماربر مرکز سطح مقطع اعضای یک گره باید حتی‌المقدور در یک نقطه تلاقی داشته باشند، در حالتی که خروج از مرکزیت اعضای جان تیرچه‌ها(e)، مطابق (شکل ۲-۵)، از سه‌چهارم بعد بزرگترین عضوی که به گره وارد می‌شود(در صفحه جان) تجاوز نماید، اثر آن بصورت لنگر خمشی در انتهای اعضا باید منظورگردد. انتهای تیرچه‌ها باید برای مقابله با لنگر ناشی از خروج‌ازمرکزیت تکیه‌گاه‌ها طراحی‌شود.



شکل ۲-۵- خروج از مرکزیت

۲. کنترل برش افقی در محل اتصال اعضای جان به بال تیر مرکب

جوش اتصال اعضای جان به بال تیرچه‌ها، با توجه به مقاومت مجاز جوش باید حداقل مجموع ظرفیت برشی افقی $\left(\frac{A_s F_y}{2}\right)$ را در فاصله لنگر خمشی حداکثر و لنگر خمشی صفر، داشته باشند. اتصالات جوش اعضا باید بتواند حداقل دو برابر بار طراحی تیرچه‌ها را تحمل نماید. جوشکاری باید در کارگاه تولید تیرچه و مطابق با استاندارد ملی ایران و نشریه ۲۲۸ دفتر نظام فنی اجرایی، آیین‌نامه جوشکاری ساختمانی ایران، اجرا گردد.

۳. کنترل برش در تیرچه

حداکثر تلاش برشی موجود در مقطع تیرچه پس از گرفتن بتن، باید از ظرفیت برشی مجاز مقطع (V_r) که از رابطه (۲-۲۴) بدست می‌آید، کمتر باشد

$$V_r = V_c + V_f \qquad (۲-۲۴)$$

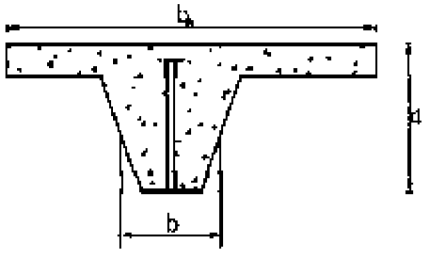
در این رابطه، V_c ظرفیت برشی مجاز بتن است که از رابطه (۲-۲۵) بدست می‌آید و V_f ظرفیت محوری عضو جان تیرچه است. در محاسبه V_f می‌توان تنش مجاز فشاری و کششی در اعضای جان را معادل $0.66F_y$ در نظر گرفت.

$$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f'_c}\,bd \qquad (۲-۲۵)$$

در این رابطه،

d و b به ترتیب عبارتند از ارتفاع بتن در تیرچه و عرض متوسط بتن در جان تیرچه برحسب میلیمتر، همانطور که در (شکل ۲-۶) نشان داده شده است.

f'_c مقاومت مشخصه‌ی بتن، برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع و ϕ_c، ضریب جزیی ایمنی بتنی، برابر ۰/۶ است.



شکل ۲-۶- مشخصات هندسی تیرچه

۴. اتصالات

اتصالات اعضای تیرچه‌ها و نیز اتصال قطعات و یا وصله‌ها باید با جوش الکتریکی و براساس ضوابط مندرج در نشریه شماره ۲۲۸ «دفتر تعالم فنی اجرایی» آیین‌نامه جوشکاری ساختمانی ایران» باشد.

۵. وصله

اتصال دو پروفیل بصورت وصله در هر نقطه از بال مجاز است. وصله بصورت جوش سر به سر در اعضای کششی باید بتواند حداقل مقاومتی معادل $1.14F_y \times A$ را از خود نشان دهد که در آن A کل سطح مقطع عضو وصله شده می‌باشد.

۲-۳- ضوابط و محدودیت‌های سقف‌های تیرچه و بلوک و اجزای آن

۲-۳-۱- ضوابط و محدودیت‌های کلی سقف تیرچه و بلوک

۱) سیستم تیرچه‌ای، شامل ترکیبی یکپارچه از تیرچه‌های متساوی‌الفاصله (قرار گرفته در یک راستا و یا دو راستای عمود برهم) و یک دال فوقانی است.[1]

۲) فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.[1]

۳) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از ۳٫۵ برابر حداقل عرض آنها باشد.[1]

۴) حداقل فاصله افقی بین دو سطح قائم بلوک‌های مجاور در طرفین یک تیرچه که در مقابل یکدیگر نصب می‌شوند، نباید کمتر از ۶٫۵ سانتی‌متر باشد.

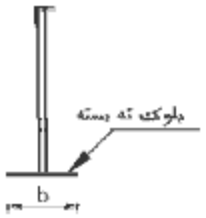
۲-۳-۲-۳-۲- ضوابط و محدودیت‌های تیرچه‌های فولادی

۲-۳-۲-۳-۲-۱- محدودیت‌های اجرایی و مشخصات هندسی تیرچه فولادی

۱- فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید از ۷۵ سانتی‌متر تجاوز نماید.

شکل ۲-۸- فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌های فولادی

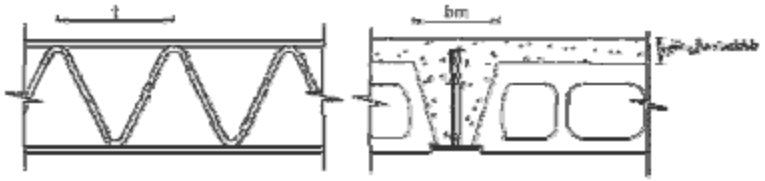
۲- عرض بال تحتانی تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و یا دو هفتم ضخامت سقف باشد.



شکل ۲-۹- عرض بال تحتانی تیرچه‌های فولادی

برای دهانه‌های کوچکتر از ۴ متر می‌توان حداقل عرض بال تحتانی تیرچه را به ۸ سانتی‌متر تقلیل داد.

۳- سطح مقطع اعضای قطری تیرچه‌ها نباید از ($\delta_m t$ ۰/۰۰۱۵) کمتر اختیار شود که در این رابطه مطابق (شکل ۲-۱۰) δ_m عرض متوسط جان مقطع و t فاصله‌ی دو عضو قطری متوالی است.



شکل ۲-۱۰- مشخصات هندسی سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی

۴- قسمت‌هایی از تیرچه که داخل بتن قرار می‌گیرد، نباید رنگ شود.

۵- ضخامت ورق‌ها، تبشی‌ها و پروفیل‌هایی که جوشکاری می‌شوند، نباید از ۳ میلی‌متر کمتر باشد.

۶- سیستم تیرچه‌های فولادی که مشمول ضوابط فوق نباشند، باید بصورت سیستم تیر و ذال یک طرفه طراحی شود.

۷- بعد جوش میلگرد جان به ورق‌های بال، $\frac{d}{2}$ منظور می‌شود (d قطر میلگرد جان می‌باشد).

۲-۳-۲-۲-۲- کنترل تغییرمکان

محاسبه‌ی تغییرمکان در تیرچه‌ی فولادی به نحوه‌ی اجرای آن بستگی دارد در حالت کلی کنترل تغییرمکان شامل دو بخش(تحت بار زنده، به‌تنهایی و تحت تمام بارهای مرده و زنده) و به‌صورت زیر است:

$\delta_{max} \le \frac{L}{360}$ برای بار زنده (۲-۲۷)

$\delta_{max} \le \frac{L}{240}$ برای تمام بارهای مرده و زنده (۲-۲۸)

در فرمول‌های فوق، δ_{max}، حداکثر تغییرمکان تحت بارهای وارده و L طول دهانه‌ی آزاد تیرچه است.

نحوه‌ی محاسبه‌ی تغییرمکان حداکثر، δ_{max}، در فرمول (۲-۲۸) وابسته به چگونگی اجرای سقف تیرچه و بلوک(اجرا با شمع‌بندی یا بدون شمع‌بندی) دارد. تعیین تغییرمکان حداکثر در هریک از حالات مذکور، در شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل، به‌صورت زیر است:

$\delta_{max} = \frac{5(W_D + W_L)L^4}{384EI_w}$: اجرا با استفاده از سیستم شمع‌بندی (۲-۲۹)

$\delta_{max} = \frac{5W_D L^4}{384EI_x} + \frac{5W_L L^4}{384EI_w}$: اجرا بدون سیستم شمع‌بندی (۲-۳۰)

در فرمول فوق:

W_D: بارهای قبل از گرفتن بتن

W_L: بارهای بعد از گرفتن بتن

L: طول دهانه‌ی آزاد تیرچه

E: مدول الاستیسیته‌ی فولاد

I_w: ممان اینرسی مقطع تبدیل‌یافته حول محور خنثی

I_x: ممان اینرسی مقطع تیرچه‌ی فولادی حول محور خنثی

لازم به ذکر است که در تعیین مشخصات مقطع مرکب در محاسبات تغییرشکل، در تعیین I_x باید اثرات خزش نیز منظور گردد. در غیاب محاسبات دقیق‌تر، برای ملحوظ کردن اثر تغییرشکل‌های درازمدت می‌توان از ضریب تبدیل $\frac{1}{3}$ استفاده نمود.

۲-۳-۲-۲-۳- کنترل ارتعاش

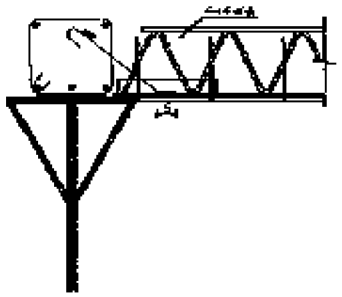
به منظور جلوگیری از ارتعاش سقف تیرچه و بلوکه تیرچه‌های فولادی بایستی به‌گونه‌ای طراحی شوند که نسبت ارتفاع به دهانه $\left(\frac{d}{L}\right)$ از $\frac{1}{20}$ کمتر نگردد. d ارتفاع کل مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن) و L طول مرکز به مرکز تکیه‌گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس توسانی در تیر فولادی محاسبه گردد که این فرکانس باید از ۵ هرتز بیشتر باشد[1]

۲-۳-۲-۲-۴- اتصال تیرچه‌ها به تکیه‌گاه

تکیه‌گاه تیرچه‌ها می‌توانند بتنی، فولادی و یا از مصالح بنایی باشد. در ادامه ضوابط اجرایی تکیه‌گاه‌های تیرچه‌ها ارائه می‌گردد.

- تکیه‌گاه با مصالح بنایی و بتن

انتهای تیرچه باید حداقل به اندازه ۱۰ سانتی‌متر داخل کلاف بتنی افقی یا تیر بتنی قرار گیرد. در مواردی که تیرچه روی تیر یا شناز بتنی قرار می‌گیرد، جزئیات اتصال آن می‌تواند مطابق (شکل ۲-۱۱) و (شکل ۲-۱۲) باشد.



شکل ۲-۱۱ جزئیات اجرایی تیرچه‌ی فولادی با تکیه‌گاه مصالح بنایی یا بتنی

۱- فرکانس ایجاد شده در تیرهای دهانه‌ی ساده را می‌توان مطابق رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

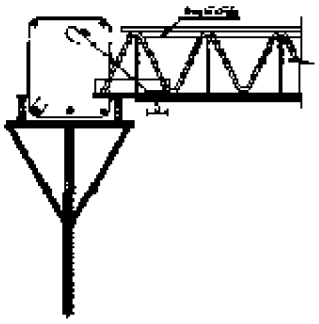
$$f = 70\sqrt{\frac{I}{P_z L^4}} \geq 5$$

در رابطه فوق:

I : ممان اینرسی تیر $\left(cm^4\right)$

P_z : بار مرده $\left(kg/m\right)$

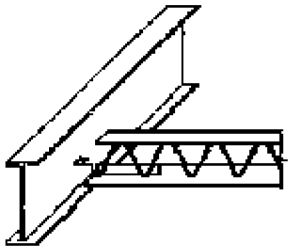
L : طول دهانه (m)



شکل ۲-۱۳- جزئیات اجرایی تیرچه‌ی فولادی با تکیه‌گاه مصالح بنایی یا بتنی

- تکیه‌گاه فولادی

اندازه تقریبی تیرچه از لبه‌ی تکیه‌گاه فولادی به سمت داخل، باید از طریق محاسبات تعیین شود، اما توصیه می‌شود در هیچ حالتی کمتر از دو سانتی‌متر نباشد. برای اطمینان در هنگام نصب و همچنین یکپارچگی سقف و اسکلت، انتهای تیرچه باید به تکیه‌گاه جوش شود. طول این جوش حداقل ۵ سانتی‌متر و بعد آن حداقل ۳ میلی‌متر است (شکل ۲-۱۴).



شکل ۲-۱۴- جزئیات اتصال تیرچه به تکیه‌گاه فولادی

۲-۳-۲-۳- ضوابط و محدودیت‌های بلوک‌های سقفی - بتنی و سفالی

۱) بلوک‌های سقفی مورد استفاده باید مطابق استاندارد ملی ایران به شماره ۲-۲۹۰۹ با عنوان «بلوک‌های سقفی مورد استفاده در سقف‌های تیرچه و بلوک - ویژگی‌ها و روش‌های آزمون» باشند. در این استاندارد، ویژگی، نمونه‌برداری و روش آزمون بلوک‌های سقفی آمده است.

۲) مواد تشکیل دهنده‌ی بلوک نباید روی بتن درجا اثر شیمیایی داشته باشند.

۳) ارتفاع و عرض بلوک‌های سقفی، تابع ضخامت کل سقف و فاصله‌ی تیرچه‌ها از همدیگر می‌باشد. طول بلوک معمولاً ۲۰ تا ۲۵ سانتی‌متر است. لبه‌های دو طرف بلوک جهت جایگیری بهتر بتن در بین دو بلوک (جان تیرچه) به شکل شیب‌دار طراحی می‌گردند.

طراحی دستی سقف : سقفهای کامپوزیت

در مورد سقفهای کامپوزیت اگر تیرهای فرعی در نرم افزار مدل شده باشد طراحی آن در نرم افزار انجام میشود و نیازی به طراحی دستی این سقف نیست. تنها کافیست که یک نمونه از این تیرها به صورت دستی کنترل گردد و از درستی محاسبات نرم افزار اطمینان حاصل شود. در مورد طراحی دستی تیرهای کامپوزیت در کتابهای مختلف به اندازه کافی توضیح داده شده است. از جمله میتوان به کتاب طراحی سازه های فولادی مهندس طاحونی و جلد دوم کتاب فولاد دکتر ازهری و میرقادری اشاره کرد. طراحی

تیرهای کامپوزیت در حالت تنش مجاز باید بر اساس ضوابط بخش 10-1-9 انجام گیرد. در روش حالات حدی هم باید بخش 10-2-9 را معیار قرار داد. چه در طراحی دستی و چه در طراحی با نرم افزار باید به ضوابط قسمت 10-1-9-4-3 در مورد فواصل بین برشگیرها و مقدار پوشش بتن روی برشگیرها توجه نمود .

به ضمیمه چند فایل مفید به عنوان راهنما در طراحی سقف کامپوزیت تحت اکسل و نمونه دتایلهای این سقف در حالات مقطع مختلط با ورقهای ذوزنفه ای و مقطع مختلط با دال تخت قرار داده شده است[22]. تاکید میگردد که این فایلها جهت الهامگیری در طراحی و دیتیلینگ این سقف است و نباید به صورت معیار صد در صد درست برای این سقفها قرار گیرد.

کنترل دستی برخی از محاسبات نرم افزار

یکی از مواردی که توصیه میشود بعد از طراحی سازه انجام دهید کنترل دستی برخی از نتایج نرم افزار است. به عنوان یک حداقل در این زمینه موارد زیر برای کنترل دستی توصیه میشود :

1- کنترل برش پایه زلزله و توزیع این برش پایه در ارتفاع سازه و مقایسه آن با نتایج نرم افزار

2- طراحی یک نمونه بادبند همگرا با توجه به نتایج آنالیز سازه در نرم افزار

3- طراحی یک نمونه ستون فلزی (ترجیحاً متصل به بادبند همگرا (

4- طراحی یک نمونه تیر فرعی در سیستم سقف کامپوزیت

5- طراحی یک نمونه تیر اصلی در سیستم قاب ساده ساختمانی

6- طراحی یک نمونه تیر اصلی در سیستم قاب خمشی فولادی یا بتنی

7- طراحی یک نمونه دیوار برشی

8- طراحی یک نمونه ستون بتنی

9- طراحی یک نمونه بادبند ، تیر و ستون در سیستم قاب با مهاربند واگرای ویژه

10- یک نمونه طراحی اتصال در سازه بتنی با قاب خمشی ویژه (Joint Shear)

11- یک نمونه طراحی دستی ضابطه ستون قوی - تیر ضعیف در سازه قاب خمشی بتنی با شکلپذیری زیاد (B/C Details)

در زمینه طراحی دستی در کتب مختلف راهنمایی شده است. سعی میشود در بخشهای بعدی هم راهنمایی های بیشتری در این زمینه

[22]- فایلهای مورد اشاره در این قسمت در فولدر شماره 5 در دسترس است.

بشود. در این زمینه توجه به نکات زیر هم قابل توجه است :

1- کنترل را در قسمتهایی انجام دهید که بحرانیتر باشند و نتایج آن مورد تردید بیشتری است. علی الخصوص در قسمتهایی که مقطع بزرگتری برای عضو گزارش شده است .

2- بعد از انجام طراحی با کلیک راست بر روی هر عضو میتوانید به ترکیب بار بحرانی و موقعیت بحرانی در عضو و کلیک بر روی دکمه های موجود در این صفحه به صفحات دیگر که شامل جزییات بیشتر طراحی شامل بارهای وارد بر عضو (لنگر خمشی ، برش ، بار محوری و لنگر پیچشی وارد بر عضو در ترکیب بار بحرانی (دست پیدا کرد .

3- در برداشت نتایج از نرم افزار در ترکیب بار بحرانی در حالت استفاده از آیین نامه AISC-ASD89 اگر ترکیب بار زلزله باشد باید نتایج را در ضریب 0.75 ضرب کرد .

4- در طراحی سازه بتنی به علت متفاوت بودن ترکیب بارهای طراحی در آیین نامه ایران با آیین نامه انتخاب شده در نرم افزار، نمیشود از نرم افزار مستقیماً نتایج را برداشت نمود. در این حالت ابتدا باید از صفحه جزییات طراحی ترکیب بار بحرانی و موقعیت آن بر روی عضو را برداشت کرد. سپس بر اساس آن ترکیب بار با مراجعه به مبحث ششم آن ضرایب آن ترکیب بار را با توجه به مبحث ششم بازسازی کرد. سپس این ترکیب بار را به نرم افزار معرفی میکنیم و نتایج آنالیز سازه را برای عضو مورد نظر در مقطع بحرانی آن را برداشت میکنیم .

5- توجه کنید که در حالت طراحی سازه بتنی به صورت دستی لزوماً نتایج طراحی دستی با نتایج کامپیوتری مطابقت نخواهد داشت که این مساله به دلیل اختلاف در آیین نامه های طراحی دستی و کامپیوتری است ولی به هر حال نتایج نباید اختلاف فاحشی با هم داشته باشند .

6- در صورت وجود اختلاف قابل ملاحظه بین نتایج کنترل دستی و کامپیوتری باید به دنبال دلیل این اختلاف بود و در صورت بروز اشتباه در هر یک از دو اشتباه آن را اصلاح نمود.

طراحی دستی اتصالات تیرهای فرعی یا اصلی به تیرهای اصلی

مورد دیگری که باید بعد از طراحی کامپیوتری سازه فلزی انجام گیرد طراحی دستی اتصالات است. در این بخش اتصال تیرهای فرعی یا اصلی به تیرهای اصلی توضیح داده میشود. این اتصال معمولاً با نبشی جان صورت میپذیرد. در کتابهای مختلف در این مورد راهنمایی انجام شده است. در این مورد در اینجا به برخی نکات مهم اشاره میشود :

1- قبل از شروع طراحی ، باید واکنش تکیه گاهی که توسط اتصال به تیر اصلی منتقل شود را از نرم افزار برداشت نماییم. عملاً طراحی اتصال به صورت تک به تک به ازای هر تیر امکان پذیر نیست. به همین جهت باید اتصالات را تیپ بندی کرد. برای این منظور به عنوان سعی اول بهتر است دو تیپ اتصال را در نظر گرفت. اتصال تیپ یک را برای تیرهای فرعی در نظر میگیریم و اتصال تیپ دو را برای اتصال تیرهای اصلی به اصلی (البته در صورت وجود) در نظر میگیریم .

2- با توجه به اینکه این تیرها دارای اتصال مفصلی هستند مقدار ماکسیمم واکنش در این تیرها در ترکیب بار ثقلی رخ میدهد. به همین جهت برای برداشت واکنش تکیه گاهی در این ترکیب بار در مرحله اول تمام تیرهای فرعی و در مرحله دوم تمام تیرهای اصلی که در یکی از دو انتهای خود به یک تیر اصلی متصل هستند را انتخاب میکنیم و به قسمت Display/Show Results... میرویم و گزینه Frame Output را تیک میزنیم. سپس در قسمت سمت راست صفحه گزینه Selection Onlyرا تیک میزنیم (این مساله به صورت پیش فرض وجود دارد) و سپس قسمت Select Cases/Combos... را کلیک کرده و در پنجره جدیدی که ظاهر میشود ترکیب بار ثقلی شامل بار های مرده و زنده را انتخاب میکنیم و به صفحه قبلی باز میگردیم. (اگر طراحی به روش تنش مجاز باشد باید در ترکیب بار ثقلی ضریب بارها یک باشد و در غیر این صورت بارهای مرده و زنده باید ضریبدار باشند). با کلیک بر روی دکمه Ok پنجره جدیدی ظاهر میشود. در این پنجره به جدول Beam Force میرویم. در این صفحه مقدار V2 در نقاط مختلف تیر گزارش شده است. مقداری که در دو انتهای هر تیر گزارش میشود در واقع همان واکنش تکیه گاهی است که باید اتصال برای آن طراحی شود. به صورت چشمی و یا با کمک نرم افزار اکسل (بعد از کپی اطلاعات به اکسل) میشود مقدار ماکسیمم واکنش تکیه گاهی برای تمام تیرهای انتخاب شده را به استخراج کرد. این مقدار معیار طراحی اتصال در مراحل بعدی میشود .

3- با داشتن نیروی عمودی وارد بر اتصال ، باید اتصال را طراحی نمود. طراحی اتصال شامل بخشهای مختلف است. انتخاب نمره نبشی مناسب ، انتخاب طول مناسب برای نبشی ، انتخاب نوع الکترود ، انتخاب بعد جوش اتصال نبشی به جان تیر فرعی و بالاخره انتخاب بعد جوش مناسب برای اتصال نبشی به جان تیر فرعی. در این مورد کتابهای مختلف توضیحات کافی داده اند. در اینجا فقط به چند مورد اشاره میشود :

- در انتخاب نبشی بهتر است که از نبشی شماره 6 (L60*60*6mm) شروع نمایید .بر خلاف تصور برخیها بالا رفتن نمره نبشی در حالتی که امکان بالا بردن بعد جوش نیست نه تنها باعث قویتر شدن اتصال نمیشود بلکه به علت بالا رفتن فاصله بین مرکز جوش اتصال به جان تیر فرعی تا مرکز جوش اتصال به تیر اصلی ، لنگر وارد بر اتصال دوم بالا رفته و ظرفیت اتصال کم میشود.

نمره نبشی را فقط در حالتی بالا ببرید که از لحاظ آیین نامه ای و اجرایی بتوانید بعد جوش را بالا ببرید .

- ارتفاع نبشی را برای شروع حداکثر مقدار مجاز اجرایی انتخاب نمایید. این ارتفاع را به گونه ای در نظر بگیرید که در تمام موارد نبشی در داخل جان تیر فرعی و اصلی هر دو جا شود. برای این منظور بهتر است که ارتفاع نبشی از ارتفاع آزاد کوچکترین تیر فرعی یا اصلی که در این تیپ اتصال قرار دارند حداقل به میزان 1.5 سانتیمتر کوچکتر باشد. ارتفاع ازاد جان در جدول اشتال معمولاً با h-2C نمایش داده میشود. C فاصله بین قسمت بیرونی بال تا پایان خم اتصال بال به جان است .

- نوع الکترود بر اساس مواردی از جمله نوع فولاد اسکلات فلزی تعیین میشود .در این مورد میتوان الکترود E60 را برای این اتصال و مابقی اتصالات در عمده موارد (که از فولاد St37 استفاده شده است) انتخاب کرد .

- بعد جوش گوشه را بهتر است در سعی اول حداکثر مقدار مجاز آیین نامه ای یا اجرایی در نظر گرفت. حداکثر بعد جوش تابع ضخامت قطعه نازکتر میباشد. در اتصال نبشی به جای تیر فرعی باید این مساله بر اساس ضخامت نبشی و جان تیر فرعی تعیین گردد. این ضابطه در مبحث دهم در روش تنش مجاز در صفحه 106 ذکر شده است. بر این اساس اگر ضخامت قطعه نازکتر مساوی یا کمتر از 7 میلیمتر باشد حداکثر بعد جوش به ضخامت قطعه و در غیر این صورت دو میلمتر کمتر از ضخامت قطعه خواهد بود. در این مورد باید حداقل بعد جوش را هم از جدول 2-10-1-10استخراج و کنترل نمود. توجه داشته باشید که چون اتصال نبشی به جان تیر فرعی از دو جهت میباشد برای جلوگیری از سوختن جان تیر فرعی و همچنین کنترل برش در جان تیر بعد جوش در این حالت نمیتواند از 75 درصد ضخامت جان تیر بیشتر باشد. در مورد اتصال نبشی به جان تیر اصلی هم به همین شکل عمل میکنیم جز آنکه اگر به جان تیر اصلی از سمت دیگر آن، تیر دیگری متصل نشده باشد نیازی به رعایت این مورد آخر (کمتر بودن بعد جوش از 75 درصد ضخامت جان تیر) نیست. اگر تیرریزی را به صورت شطرنجی انجام داده باشید عملاً مشکلی در این مورد ندارید. در حالتی هم که تیر اصلی به صورت دوبل باشد به علت وجود دو جان در تیر اصلی باز هم این مساله در هر صورت نیازی به رعایت نیست .

بقیه روش طراحی به همراه محاسبات لازم در مراجع مختلف قابل استخراج است .

4- اگر بعد از طراحی مشخص شود که اتصال مورد نظر برای برخی از تیرها جوابگو نیست باید تعداد تیپها را بیشتر کرد. بهتر است تیپ بندی اتصالات بر اساس سایز تیرها باشد در این حالت تیرهای با سایز کمتر با اتصال نبشی با ارتفاع کمتر و اتصالات با تیرهای با سایز بالاتر با نبشی با ارتفاع بیشتر و در صورت امکان بعد جوش بالاتر خواهد بود .

به ضمیمه نمونه هایی از دتایل این اتصال به هر دو صورت جوشی و پیچ و مهره ای به همراه یک نمونه فایل اکسل جهت طراحی

این اتصال برای دانلود قرار دارد[23]. (فایلها فقط به عنوان راهنما هستند و لزوماً موارد موجود در آنها تماماً صحیح نمیباشد) .

قابل ذکر است که این اتصال به صورت پیچ و مهره هم قابل اجراست که در مورد آن در مراجع مختلف نیز بحث شده است ولی به دلیل مشکلات اجرایی استفاده از اتصال جوشی برای این اتصال ارجح است (در اتصال پیچ و مهره ای معمولاً در این حالت ضوابط آیین نامه در مورد حداقل فاصله بین مرکز به مرکز پیچها و مرکز تا لبه اتصال رعایت نمیگردد).

به این نکته مهم هم توجه گردد که در صورتی که سقف از نوع کامپوزیت باشد تیرهای اصلی و فرعی از قسمت بالای خود با هم تراز میشوند و در بقیه تیرها این مساله از قسمت زیر آنها انجام میشود.

طراحی دستی اتصالات مفصلی تیر به ستون در سازه فلزی

مورد دیگری که باید در سازه فلزی به صورت دستی طراحی شود ، اتصال مفصلی تیر به ستون است. برای این اتصال دتایلهای مختلفی وجود دارد که عمده ترین آنها اتصال با نبشی نشیمن با یا بدون سخت کننده و اتصال با ورق نشیمن و سخت کننده مثلثی یا ذوزنفه ای میباشد. انتخاب نوع اتصال به صورت سلیقه ای است و هر کدام مزایای خاص خود را دارد. در مورد تمام اتصالات فوق در مراجع مختلف راهنمایی کافی انجام شده است. همانند تیرهای فرعی به همان شکل باید تحت بار ثقلی با انتخاب آنها و مشاهده برش ماکسییم در آنها تحت ترکیب بار ثقلی نیروی طراحی اتصال را به دست آورد و بر اساس آن اتصال را طراحی نمود. در مورد طراحی اتصال باید به نکات زیر توجه نمود :

1- عرض نشمین (ورق یا نبشی) باید طوری انتخاب شود که در تمام موارد از عرض بال یا جان ستون در محل اتصال تیر به آن بیشتر نشود. اگر نشود اتصالی تیپ طراحی کرد که در تمام حالات جوابگو باشد باید بیش از یک تیپ اتصال طراحی نمود .

2- در مورد انتخاب بعد جوش نکات مورد اشاره برای اتصال مفصلی با نبشی جان اینجا نیز صدق میکند. نکته مهم در انتخاب بعد جوش رعایت حداقل و حداکثر مجاز آیین نامه ای است و بهتر است حداکثر بعد جوشی را در نظر گرفت که در تمام حالات از حداکثر مجاز کمتر باشد. در مورد اتصال به جان ستون اگر ستون دارای یک جان باشد (مثل ستون I شکل) و از دو طرف جان اتصال به جان داشته باشیم باید بعد جوش از 75 درصد ضخامت جان کمتر نشود. اگر به دلیل نازک بودن جان ستونها این مساله ایجاد محدودیت نماید میتوان به جای اتصال مستقیم نشیمن و سخت کننده به جان ستون ، ابتدا بر روی جان ستون ورقی ضخیمتر با ارتفاع و عرضی مناسب جوش داد و سپس اتصال را با بعد جوشی بالاتر بر روی آن ورق اجرا نمود. عرض ورق را بهتر است

[23]- فایلهای مورد اشاره در فولدر شماره 6 قرار دارد.

حداکثر مقدار مجاز که در داخل جان ستون جا میشود در نظر گرفت و ارتفاع آن را نیز طوری در نظر گرفت که تیر به همراه نشیمن و سخت کننده زیر آن (در صورت وجود) و نبشی بالای آن جا شوند و حداقل در حدود 10 سانتیمتر در بالا و پایین آن هم فضای اضافه وجود داشته باشد. در مورد جوش سخت کننده به ستون نیز بعد جوش نباید از 75 درصد ضخامت آن بیشتر گردد .

3- در مورد اتصال با نبشی نشمین لزوماً استفاده از سخت کننده در داخل آن باعث بالا رفتن ظرفیت آن نمیشود. اضافه کردن سخت کننده در داخل نبشی باعث میشود که واکنش تیر نسبت به لبه ستون فاصله بیشتری گرفته و همین مساله باعث اضافه شدن لنگر خمشی در جوش اتصال نبشی به ستون میشود که مطلوب نیست و باعث کاهش ظرفتی اتصال میشود. به همین جهت بهتر است در ابتدا طراحی اتصال با نبشی نشیمن بر اساس عدم وجود سخت کننده انجام گیرد و در صورت عدم جوابگویی از سخت کننده استفاده گردد. میتوان بخشی از تیرها که مقطع پایینتر و به تبع آن واکنش کوچکتری دارند بدون سخت کننده در نبشی اجرا کرد و بخش دیگر که مقطع بالاتری دارند را با سخت کننده در جان نبشی .

4- توجه نمایید که در طراحی اتصال سایز تیر بر روی طراحی اتصال تاثیرگذار است به همین جهت باید بعد از محاسبه واکنش تکیه گاهی ماکسیمم تعیین کرد که این واکنش مربوط به چه تیر با چه مقطعی میباشد .

5- تا حد امکان طراحی باید به گونه ای انجام شود که عرض نشیمن از عرض بال تیر کمتر نباشد. در هر صورت اگر این مساله به دلیل مشکلات اجرایی تامین نشد باید عرض نشیمن طوری در نظر گرفته شود که جان یا جانهای تیر بر روی نشیمن قرار گیرند. اگر این مساله تامین نشد باید در مقطع تیر تجدید نظر کرد و مقطعی برای تیر در نظر گرفت که جوابگوی این مساله باشد .

6- در حالت اتصال تیر به داخل جان ستون برش قسمتی از بال تیر جهت جا شدن تیر داخل جان ستون بلامانع است .

7- در حالت استفاده از نبشی نشیمن برای نبشی پایین نبشی نمره 12 یا حداکثر 15(L12*12*1.2cm یا L15*15*1.5cm) و نبشی نمره 6 یا 8 به عنوان نبشی بالا (L6*6*0.6cm یا L8*8*0.8cm) توصیه میشود .

8- در صورتی استفاده از سخت کننده در اتصال تعداد سخت کننده ها باید به گونه ای در نظر گرفته شود که در زیر هر جان از تیر یک سخت کننده قرار گیرد به این ترتیب برای مقاطع تک استفاده از یک یا سه سخت کننده و برای مقطع دوبل دو سخت کننده مناسبتر از بقیه حالات است. (توجه کنید که محل انتقال نیرو به تکیه گاه در زیر جان تیر است و به همین جهت محل جان تیر باید در اتصال با سخت کننده تقویت شود).

9- در حالتی که اتصال با ورق اتصال بادبند دارای تداخل است بهتر است که موقعیت سخت کننده ها و نوع اتصال به گونه ای در نظر گرفته شود که نیازی به برش اتصال بادبند نباشد. در غیر این صورت این مساله باید در طراحی اتصال بادبند لحاظ شود .

10- در تعیین تراز نشیمن در سقفهای کامپوزیت باید به گونه ای عمل کرد که تراز روی تمام تیرها با ارتفاعهای مختلف با هم یکسان باشد. در بقیه سقفها نیازی به این مساله نیست و تیرها از زیر تراز میشوند. به بیان دیگر در یک طبقه تمام نشیمنها دارای یک تراز خواهند بود. این مساله در حال حاضر دارای اهمیت نیست اما در زمان ترسیم برش عمودی ستونها باید در نظر گرفته شود .

به ضمیمه نمونه فایلهای طراحی اتصالات مفصلی با نشیمن تحت اکسل و نمونه دتایلهای این اتصال ارایه میگردد[24]. اتصال به صورت پیچ و مهره ای هم قابل اجراست که نمونه جزییات این اتصال هم ضمیمه شده است. نحوه طراحی این اتصال هم در مراجع مختلف درج شده است.(این فایلها فقط به عنوان راهنما میباشند و لزوماً تمام موارد موجود در آنها صحیح نیست).

طراحی اتصالات گیردار تیر به ستون در قابهای خمشی فولادی با شکلپذیری متوسط و ویژه

بخش دیگری که باید به صورت دستی بعد از انجام طراحی کامپیوتری انجام گردد ، طراحی اتصالات گیردار تیر به ستون در قابهای خمشی فولادی با شکلپذیری متوسط و ویژه است. ضوابط مربوط به این اتصالات در بند 10-3-8-1-3 برای قابهای خمشی ویژه و در بند 10-3-8-2-3 برای قابهای خمشی با شکپذیری متوسط درج گردیده است. در اینجا این ضوابط برای قابهای خمشی ویژه و متوسط در حالت طراحی به روش تنش مجاز به طور همزمان ذکر میگردد .

بر خلاف اتصالات مفصلی، در اتصالات گیردار بهتر است که از چندین تیپ اتصال استفاده شود. به بیان دیگر بهتر است که به ازای هر مقطع برای تیر ، یک اتصال گیردار خاص معرفی گردد. انواع اتصالات گیردار به عنوان نمونه در بخش 10-3-8-4 از مبحث دهم به صورت مصور ذکر گردیده است. از بین این اتصالات در اینجا اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع تقویت شده در محل اتصال به ستون در قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط و زیاد (شکل 10-3-7 ث مبحث دهم - شکل ضمیمه اول این پست[25]) را توصیه نموده و جزییات طراحی آن را در اینجا ذکر مینمایم. توجه نمایید که که چون قرار است که مفصل پلاستیک در تیر حداکثر در فاصله d از بر ستون (d ارتفاع مقطع تیر است) ایجاد شود ، طراحی اتصال باید به گونه ای باشد که امکان این مساله فراهم آید. یکی از این نکات که باید در این زمینه رعایت گردد این است که عناصر تشکیل دهنده اتصال باید در فاصله حداقل d/2 و

[24]- فایلهای مورد اشاره در این بخش در فولدر شماره 7 قابل دسترسی هستند.

[25]- شکلهای مورد اشاره در انتهای مطلب فایل مشاهده اند.

حداکثر d از بر ستون قطع شوند. این مساله عملاً در اتصالاتی که فاقد جوش مستقیم تیر به ستون میباشند بر اساس محاسبات در اکثر موارد تامین نمیگردد. اما در حالت جوش مستقیم بالهای تیر به ستون چون بخش قابل توجهی از نیروی اتصال از طریق جوش مستقیم منتقل میگردد ، نیرویی که لازم است توسط ورق های بالا و پایین منتقل گردد کاهش یافته و طول این ورقها نیز کمتر خواهد شد .

با توجه به موارد بالا مراحل گام به گام طراحی این اتصال به روش تنش مجاز را میتوان به شرح زیر انجام داد (کلیت روش حالات حدی هم تقریباً مشابه همین حالت است) :

1- چون برش و لنگر طراحی علاوه بر مقطع تیر، به دهانه و بار ثقلی تیر هم بستگی دارد برای هر مقطع دو تیر با دو دهانه متفاوت ؛ یکی دهانه کوتاه و دیگری دهانه بلند و ترجیحاً با بارهای گسترده قابل توجه (سطح بارگیر بیشتر) انتخاب کرده و برای هر کدام مقادیر لنگر و برش طراحی را محاسبه مینماییم و از بین این دو حالت مقداری که بزرگتر است را معیار طراحی اتصال برای آن مقطع قرار میدهیم. لنگر طراحی برای روش تنش مجاز از رابطه 10-3-9 (شکل ضمیمه دوم) و برش طراحی از رابطه 10-3-6 به دست می آید. در مراحل قبلی (بخش طراحی تیر در قاب خمشی متوسط یا زیاد برای برش) مقدار متناظر با رابطه 10-6-3 را به دست آورده ایم و در اینجا دیگر به محاسبه دوباره آن نیست؛ اما مقدار لنگر خمشی متناظر با رابطه 10-3-9 را باید محاسبه نماییم. (در قاب خمشی متوسط میتوان در محاسبه برش و لنگر ماکسییم در طراحی اتصال ضابطه بند 10-3-8-2-3 الف را نیز لحاظ نمود. در این مورد در بخش محاسبه برش در تیرهای قاب خمشی بحث شده است). در این رابطه :

Mexp: لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر مساوی Zb.Fye (این مقدار قبلاً در رابطه 10-3-7 جهت کنترل برش در تیر محاسبه شده است و نیازی به محاسبه دوباره ندارد).

V0: نیروی برشی کل موجود در محل مفصل پلاستیک در طراحی به روش تنش مجاز.(این نیرو مجموع دو جز اول در رابطه 10-3-6 است که در زمان کنترل برش در مقطع تیر محاسبه شده است و نیازی به محاسبه دوباره ندارد).

L1: فاصله مفصل پلاستیک تا لبه اتصال تیر به ستون. (در زمان کنترل برش در تیر بر اساس رابطه 10-3-7 محاسبه شده است. این مقدار باید بین d/2 تا d در نظر گرفته شود) .

Mw: لنگر ناشی از بار قائم بدون ضریب در بازوی L1 . محاسبه آن همانند تیر طره به طول L1 انجام میشود. اگر فرض کنید که بار گسترده ثقلی (بار بدون ضریب ناشی از مرده و زنده) وارد بر تیر برابر q باشد این لنگر برابر q.L1^2/2خواهد بود .

2- بعد از محاسبه لنگر خمشی و برش طراحی اتصال (که این دو در دو حالت مختلف برای دو دهانه مختلف تیر محاسبه شده و

با هم مقایسه میشوند و مقدار ماکسیمم آنها معیار طراحی در مراحل بعدی خواهد بود) ابتدا ورق اتصال بالا و پایین را طراحی میکنیم. برای این منظور لنگر خمشی به دست آمده را به ارتفاع تیر تقسیم میکنیم تا دو نیروی محوری به صورت کششی و فشاری به صورت یک کوپل نیرو (که تشکیل همان لنگر را میدهند) به دست آید. فرض کنید این دو نیرو که با هم مساوی هستند برابر F باشند. F از رابطه زیر محاسبه میشود :

F=MES/d

نیروی F باید توسط بال تیر و ورق اتصال بال به طور مشترک به ستون منتقل گردد. ابتدا بخشی از نیرو که توسط بال تیر منتقل میشود را محاسبه میکنیم .این بخش بستگی به ضریب کنترل جوش دارد. این ضریب را با Phi نمایش میدهیم .این ضریب بر حسب نوع اجرا و کنترل جوش یکی از سه عدد 0.75 , 0.85 , 1 خواهد بود. (به بند 10-1-10-2 ت صفحه 109 مبحث ده مراجعه نمایید). با توجه به نقوذی کامل بودن جوش اتصال بال تیر به ستون، مقدار نیروی تحمل شده توسط بال تیر به شرح زیر خواهد بود :

Ff=Af*0.6*Fy*Phi

در رابطه بالا Af سطح مقطع یکی از دو بال تیر است که از حاصل ضرب عرض بال در ضخامت آن به دست می اید .

مقدار به دست آمده از رابطه بالا را از کل نیروی F کسر میکنیم تا نیرویی که باید توسط ورق اتصال بال (در بالا و پایین) منتقل گردد به دست آید :

Fpl=F-Ff

از تقسیم نیروی فوق بر ضریب Phi و تنش مجاز 0.6Fy سطح مقطع لازم برای هر یک از دو ورق اتصال به دست می آید :

Apl=Fpl/(0.6Fy.Phi)

حال باید بر اساس مقدار فوق ضخامت و عرض ورق را تعیین نماییم. عرض ورق قسمتی است که مستقیماً به ستون جوش میشود. این عرض نباید از عرض بال ستون بیشتر باشد. این عرض را باید طوری تعیین کنیم که برای اتصالات مختلفی که برای مقطع مورد نظر در پروژه پیش می آید قابل اجرا باشد و به همین جهت مقدار عرض را برابر کمترین عرض بال ستونهایی که مقطع مورد نظر به آن اتصال دارد در نظر میگیریم. (بر همین اساس همواره در زمان طراحی باید مد نظر داشته باشیم که عرض بال ستون به اندازه کافی از عرض تیرهای متصل به آن بیشتر باشد تا در زمان ارایه دتایل اتصال با مشکل مواجه نشویم). فرض کنید این عرض برابر b شود. از تقسیم مساحت مورد نیاز برای مقطع ورق به عرض انتخاب شده ضخامت مورد نیاز محاسبه خواهد

شد :

t=Apl/b

در بالا t ضخامت ورق مورد اشاره است. اگر ضخامت به دست آمده کوچک و غیراجرایی باشد میتوان با کاهش عرض ورق آن را به همان نسبت افزایش داد .

سپس باید طول ورق را محاسبه نماییم. در محاسبه طول ورق باید دقت کنیم که به دلیل اینکه باید مفصل پلاستیک بین d/2 تا d از بر ستون ایجاد شود ، این طول هم باید در همین محدوده باشد. برای این محاسبه ابتدا باید بعد جوش گوشه را تعیین کنیم. این بعد جوش را بهتر است که بر اساس حداکثر بعد مجاز جوش که بر اساس ضخامت ورق نازکتر تعیین میگردد مشخص نماییم. در اینجا بین ورق اتصال بال و خود بال ضخامت کمتر را انتخاب میکنیم. این ضخامت اگر کمتر از 7 میلمتر شود بعد جوش همان ضخامت ورق نازکتر میشود و در غیر این صورت دو میلیمتر کمتر از ضخامت ورق نازکتر میشود. این جوش باید نیروی Fpl را که قبلاً محاسبه کرده ایم تحمل نماید. طول جوش گوشه مورد نیاز از تقسیم این نیرو به ارزش جوش به دست می آید :

Lw=Fpl/Rw

Rw ارزش جوش است که مقدار آن در حالت استفاده از الکترود E60 و جوش کارگاهی با کنترل چشمی (Phi=0.75) برابر 669a خواهد بود که a بعد جوش گوشه است :

Rw=669a

به این ترتیب طول جوش مورد نیاز به دست می آید. حال با توجه به طول جوش به دست آمده باید طول ورق را به دست آورد. این طول باید با توجه به اینکه از دو خط جوش استفاده شده است محاسبه شود. اگر طول ورق را Lpl در نظر بگیریم خواهم داشت :

Lpl=Lw/2

اگر طول به دست آمده کمتر از d/2 باشد میتوان بعد جوش را کاهش داده و به همان نسبت طول ورق را اضافه کرده تا به حداقل d/2 برسد. اگر طول به دست آمده بیش از d باشد باید در طرح بازبینی کرد. (افزایش ضریب Phi ، استفاده از الکترودهای قویتر به طور مثالE70 ، افزایش ارتفاع تیر و در عوض کاهش عرض بال تیر ، افزایش ضخامت بال تیر و ورق اتصال و به تبع آن بعد جوش و ...از جمله راه حلهایی است که در این مورد قابل استفاده است) .

3- بعد از طراحی ورقهای اتصال بال در بالا و پایین باید به سراغ طراحی ورق اتصال جان برویم. طراحی این ورق تقریباً مشابه اتصال مفصلی با نبشی جان است که قبلاً بیان شد و در مراجع مختلف هم موجود است جز آنکه بر خلاف نبشی جان که از دو سمت

جان با دو نبشی اجرا میشود اینجا معمولاً از یک ورق در یک سمت جان استفاده میشود که البته در صورت عدم جوابگویی میتوان از دو ورق در دو سمت جان استفاده نمود. در این مورد لازم است به نکات زیر هم اشاره شود .

الف - عرض ورق حتی الامکان کم انتخاب شود. استفاده از عرض 5 تا 10 سانتیمتر کفایت میکند عرض بیشتر باعث افزایش فاصله مرکز جوش اتصال به جان تیر تا بر ستون میشود که این مساله خود باعث افزایش لنگر پیچشی (در طراحی جوش به جان تیر) و خمشی (در طراحی جوش به بال ستون) میگردد .

ب- ارتفاع ورق را حداکثر برابر ارتفاع جان منهای یک فاصله اجرایی در دو انتهای آن در نظر بگیرید .

پ- ضخامت ورق را حداقل برابر ضخامت جان تیر در نظر بگیرید. اضافه شدن بیش از حد ضخامت ورق با توجه به اینکه بعد جوش دارای محدودیت است و قابل افزایش نیست عملاً تاثیری در افزایش ظرفیت باربری نخواهد داشت .

ت- بعد جوش را حداکثر ممکن در نظر بگیرید. در حالتی که جوش از یک سمت قابل اجراست نیازی نیست که بعد حوش از 75 درصد ضخامت جان تیر کمتر باشد اما اگر از دو ورق در دو سمت جان استفاده شود این مساله باید رعایت گردد .

ث- توجه کنید که چون تیر به ستون چسبیده است و فاقد فاصله اجرایی است امکان جوش ورق به بال ستون از دو سمت نیست

ج- در این ورق هر دو جوش اتصال به جان تیر و بال ستون گوشه است. اگر اتصال به این شکل جوابگو نبود میتوانید اتصال به بال ستون را با جوش نفوذی انجام دهید و برای اتصال به جان تیر هم با افزایش طول ورق (در حالتی که در ارتفاع ورق نتوان افزایشی لحاظ کرد و یا اینکه استفاده از دو ورق در دو سمت نیز جوابگو نشود) میتوان طول جوش بیشتر را تامین نمود .

چ- یادآوری میگردد که جوش اتصال ورق به جان تیر برای برش VES و لنگر پیچشی ناشی از برون از مرکزیت برش VESاز لبه ستون تا مرکز جوش و جوش اتصال ورق به بال ستون برای نیروی برشی VES و لنگر ناشی از فاصله بین مرکز اتصال ورق به جان تیر تا لبه ستون طراحی گردد .

4- بعد از طراحی اتصال نوبت به کنترل نیاز یا عدم نیاز به ورقهای پیوستگی میرسد. این ورقها در حالت عادی (قابهای خمشی متوسط و کم) بر اساس ضابطه بند 10-1-11-1-2 و 10-1-11-1-6 و 10-1-11-1-7 و 10-1-11-1-8 طراحی میشوند .در مورد قابهای خمشی ویژه علاوه بر بندهای فوق باید ضوابط ارایه شده در بند 10-3-8-1-3-5 هم رعایت گردد. به طور خلاصه این کنترل باید به شرح زیر انجام گردد :

الف- ابتدا به کنترل ضابطه بند 10-1-11-1-2 میپردازم. برای این منظور ابتدا باید بر اساس رابطه 10-1-11-1 تعیین کنیم که آیا نیاز به ورق پیوستگی میباشد یا خیر. (در قابهای خمشی ویژه در هر صورت باید این ورقها اجرا شوند؛ اما برای قابهای خمشی

متوسط این مساله اجباری نیست). در رابطه فوق Pbfبرابر حاصل ضرب مساحت بال تیر در Fy (تنش تسلیم فولاد تیر) خواهد بود :

Pbf=Af.Fy

Afبرابر حاصل ضرب ضخامت در عرض بال تیر است .

اگر ضخامت به دست آمده از رابطه 10-1-11-1 از ضخامت بال ستون کمتر باشد در قاب خمشی متوسط نیازی به ورق پیوستگی نمیباشد .

***نکته : چون در پروژه ممکن است هر مقطع تیر در مکانهای مختلف به ستونهای مختلف با مقاطع متفاوتی اتصال یابد، باید این کنترلها برای حالتی انجام شود که ستون ضخامت بال کمتری داشته باشد .**

****نکته : توجه کنید که کنترل فوق برای ستونهای H شکل است و به طور مثال برای ستونهای باکس این مساله اجباری نیست. البته برای ستونهای صلیبی هم قاعدتاً این کنترل لازم به بررسی میباشد. در ستونهای قاب خمشی ویژه به نظر میرسد که در هر حالت برای تمامی ستونها با هر مقطع تعبیه این ورقها اجباری است .**

ب- اگر مطابق کنترل قسمت قبل نیاز به سخت کننده در مقابل بال کششی تیر باشد باید این مساله مطابق ضوابط بندهای 10-1-11-7-1 و 10-1-11-1-8 انجام گردد. سطح مقطع سخت کننده ها باید طبق رابطه 10-1-11-9 محاسبه گردد .توجه کنید که در رابطه 10-1-11-9 منظور از سطح مقطع سخت کننده حاصل ضرب ضخامت سخت کننده در مجموع عرض دو سخت کننده است (عرض سخت کننده قسمتی است که موازی بال تیر و ستون است).در مورد نحوه طرحی این سخت کننده ها در مراجع مختلف به همراه مثال راهنمایی انجام شده است. در مورد قابهای خمشی متوسط باید ضوابط قسمت 3 از بند 10-1-11-1-8 و ضوابط انتهای بند 10-1-11-1-7 را در مورد ابعاد سخت کننده رعایت نمود. در مورد قابهای خمشی ویژه به جای این ضوابط باید ضوابط بند 10-3-1-3-5 را رعایت نمود. در این زمینه باید به نکات زیر هم توجه نمود :

-چون اتصال در اینجا به طور همزمان از طریق جوش مستقیم بال و ورق اتصال انجام میشود در محاسبه ضخامت ورق پیوستگی باید مجموع ضخامت بال تیر و ورق اتصال را مورد نظر قرار داد. بر این اساس در قابهای خمشی متوسط ضخامت سخت کننده حداقل برابر نصف مجموعه این دو ضخامت و در مورد قابهای خمشی ویژه باید حداقل برابر کل مجموع این دو ضخامت باشد .

-ارتفاع سخت کننده ها در هر صورت برابر ارتفاع جان ستون خواهد بود .

-مجموع عرض دو ورق سخت کننده به علاوه ضخامت جان ستون در مورد قابهای خمشی متوسط باید حداقل برابر دو سوم عرض

بال تیر یا ورق اتصال بال (هر کدام که بیشتر است) و در مورد قابهای خمشی ویژه برابر کل عرض بال تیر یا ورق اتصال بال تیر (هر کدام که بیشتر است) باشد .

-در مورد قابهای خمشی متوسط ضخامت هر سخت کننده نباید از یک پانزدهم عرض هر سخت کننده کمتر باشد (منظور از عرض بعدی از سخت کننده است که موازی بال تیر و ستون میباشد). در مورد قابهای خمشی ویژه اگر ستون دارای یک جان باشد (I یا Hشکل) نسبت ضخامت به عرض نباید کمتر از مقدار زیر باشد :

0.55[E/Fy]^0.5

در حالت استفاده از ستون با دو جان (باکس و یا قوطی) همان مقدار فوق معیار است که البته به جای 0.55 عدد 1.4 جایگزین میشود .

ج- بعد از کنترل ورق پیوستگی در محاذات بال کششی باید کنترل ورق پیوستگی در محاذات بال فشاری نیز انجام گیرد. این کنترل در مبحث دهم بندهای 3-1-11-1-10و 10-1-11-1-6 توضیح داده شده است. برای قابهای خمشی ویژه غیر از این کنترل باید ضابطه بند 10-3-8-1-3-5 نیز رعایت گردد (این ضابطه در قسمت کنترل ورق پیوستگی درمحاذات بال کششی توضیح داده شد). در این مورد به شرح زیر عمل میکنیم :

-ابتدا باید ضابطه بند 10-1-11-1-3 را باید کنترل کنیم. این کنترل بر اساس یکی از دو رابطه 10-1-11-2 یا 10-1-11-3 باید انجام شود. برای کنترل در طبقه آخر از رابطه 10-1-11-3 و برای طبقات پایینتر از رابطه 10-1-11-2 استفاده میکنیم. در روابط فوق K و tw باید بر اساس مشخصات ستون باید اعمال گردد. همچنین مقدار N باید برابر مجموع ضخامت بال تیر و ورق اتصال (tf+tpl) در نظر گرفته شود. در این رابطه در قسمت سمت راست نامساوی باید به جای 0.66Fy مقدار Fy را جایگزین نمود. به جای R نیز باید Pbf را جایگزین نمود .اگر سمت چپ تساوی کوچکتر از سمت راست شود بر اساس این رابطه نیازی به سخت کننده نیست؛ در غیر این صورت نیاز به سخت کننده نیز وجود دارد. در صورتیکه بخواهیم در هر صورت از سخت کننده فشاری مطابق ضابطه بند 10-1-11-1-7 استفاده کنیم نیازی به این کنترل نیست .

- کنترل بعدی بر اساس ضابطه بند 10-1-11-1-4 و روابط 10-1-11-4 (برای طبقات میانی) و رابطه 10-1-11-5 (برای ستون در طبقه آخر) میباشد. در این روابط به جای R باید نیروی واقعی موجود در بال فشاری تیر تحت بارگذاریهای موجود را قرار دهیم. در جهت اطمینان میتوانیم این نیرو را ماکسیمم مقدار آن در حالت عادی یعنی برابر 0.66Fy.Af(حاصلضرب تنش مجاز 0.66Fy در سطح مقطع بال فشاری) در نظر گرفت. بقیه مشخصات در روابط فوق باید بر اساس مشخصات ستون جایگزین شود.

مقدار N همانند حالت قبل جمع دو مقدار ضخامت بال تیر و ورق اتصال در نظر گرفته میشود. در صورتی که در این روابط سمت چپ تساوی از سمت راست آن کمتر شود نیاز به سخت کننده بر اساس این کنترل نیست در غیر این صورت باید سخت کننده فشاری بر اساس ضابطه بند 10-1-11-1-7 در جان ستون تعبیه شود. اگر در هر صورت بخواهیم از این سخت کننده ها استفاده کنیم عملاً نیازی به کنترل این دو رابطه نیست .

- بعد از کنترل نیاز به سخت کننده بر اساس ضوابط تسلیم موضعی جان و لهیدگی در جان باید لزوم یا عدم لزوم سخت کننده را طبق رابطه 10-1-11-8 بررسی نماییم. در این رابطه Pbf مشابه حالت قبل محاسبه میشود (حاصل ضرب مساحت بال در Fy)

- در صورتی که نسبت ارتفاع خالص جان به ضخامت جان ستون از مقدار رابطه فوق بیشتر باشد نیاز به سخت کننده میباشد (در مورد قابهای خمشی ویژه در هر صورت این سخت کننده مورد نیاز است). محاسبه سطح مقطع سخت کننده (حاصلضرب ضخامت سخت کننده در مجموع عرض دو سخت کننده)همانند سخت کننده های کششی از رابطه 10-1-11-9 انجام میشود. ضوابط ذکر شده در طراحی سخت کننده های کششی در اینجا نیز باید رعایت گردد. در مورد سخت کننده های فشاری به طور ویژه باید ضابطه بند 10-1-11-1-8 و زیر بند 2 از این بند (صفحه 132) را رعایت نمود. علاوه بر آن ضابطه بند 10-1-11-17 و علی الخصوص رابطه 10-1-11-9 که در قسمت قبل توضیح داده شد هم باید رعایت گردد. در این مورد هم در مراجع مختلف توضیحات کافی به همراه مثال موجود است .

***نکته : با توجه به اینکه زلزله رفت و برگشتی است بالهای تیر یک در میان تحت کشش و فشار خواهند بود به بیان دیگر در حالت اعمال زلزله در جهت مثبت یک بال تحت کشش و دیگری تحت فشار و در حالت اعمال زلزله در جهت منفی این مساله بر عکس میشود. به همین جهت باید ماکسیمم مقادیر محاسبه شده برای سخت کننده ها برای دو حالت به عنوان جواب نهایی در نظر گرفته شود .**

5- بعد از کنترل لزوم یا عدم لزوم استفاده از سخت کننده کششی یا فشاری در محاذات بالهای تیر در داخل جان ستون باید به بررسی لزوم استفاده از ورقهای مضاعف کننده در داخل جان ستون در ناحیه چشمه اتصال بر اساس ضوابط 10-1-11-2 (برای تمام قابهای خمشی) بپردازیم. برای قابهای خمشی ویژه علاوه بر بند فوق باید ضوابط بند 10-3-8-1-3-4 از مبحث دهم را نیز رعایت نمود. (اختلاف قابهای خمشی متوسط و ویژه تنها در نحوه محاسبه نیروی طراحی چشمها اتصال است). این کنترل علاوه بر مقطع تیر، به مقطع ستون و موقعیت اتصال تیر به ستون (میانی یا کناری) هم بستگی دارد. به همین جهت کنترل باید برای بدترین حالت انجام شود؛ یعنی حالتی که تیر در میانه طولی قاب به ستون متصل شده باشد (یعنی به ستون در صفحه قاب در یک

طبقه دو تیر متصل شده باشد) . در این حالت وقتی وضعیت بحرانیتر است که در سمت دیگر ستون به موازات تیر مورد نظر تیر قویتری به ستون متصل باشد .در این حالت باز در انتخاب حالت بحرانی باید در وضعیتهای مشابه حالتی را برگزینیم که مقطع ستون ضعیفتر باشد (به بیان دیگر مساحت جان یا جانهای ستون به موازات راستای تیر متصل به ستون کمتر باشد). همچنین باز هم با شرایط کاملاً مشابه حالتی را به عنوان حالت بحرانی جهت کنترل انتخاب میکنیم که در آن برش در ستون طبقه بالاتر (به موازات راستای تیر) عدد کوچکتری باشد. بر این اساس جهت کنترل به شرح زیر عمل میکنیم :

الف- ابتدا برای مقطع مورد نظر موقعیت بحرانی جهت کنترل را تعیین میکنیم. در این مورد در بالا راهنمایی شده است .

ب- اگر سیستم قاب خمشی ویژه باشد از رابطه 10-3-11 و اگر متوسط باشد از رابطه ارایه شده در زیر بند 10-1-11-2-1 (صفحه 133) مقدار برش وارد بر چمشه اتصال را محاسبه میکنیم. در رابطه 10-3-11، MES لنگری است که بر اساس رابطه 10-3-9 محاسبه شده است. اگر دو سمت ستون، تیر با مقطع مشابه به ستون متصل شده باشد این مقدار برای هر دو تیر میتواند با تقریب، مساوی فرض شود ولی اگر مقاطع متفاوت باشند باید برای تیر در سمت مقابل هم این محاسبه انجام شود. db نیز در این رابطه ارتفاع تیر میباشد که به ازای هر کدام از مقاطع متصل به تیر باید مقدار متناظر با همان تیر در نظر گرفته شود. در این رابطه Vcol برش در ستون طبقه فوقانی به موازات تیرهای مورد نظر تحت بار زلزله است. هر چقدر مقدار Vcol کمتر باشد بحرانی تر خواهد بود. Vcol را میتوان از نمودار برش تحت حالات بار زلزله ای که موازی جهت مورد نظر هستند برداشت کرد که از بین این مقادیر هر کدام که کمتر باشد معیار محاسبه خواهد بود .در مورد قابهای خمشی متوسط هم رابطه محاسبه ، تقریباً مشابه قاب خمشی ویژه است جز آنکه لنگری که باید معیار محاسبه قرار داده شود از دیاگرامهای لنگر تیر تحت اثر ترکیب بارهای قائم و زلزله برداشت میشود. در انتخاب ترکیب بار، باید حالتی را در نظر بگیریم که مقدار به دست آمده برای برش کنترل چشمه اتصال، بیشتر شود. این ترکیب بار معمولاً ترکیب باری است که شامل بارهای مرده و زنده و بار زلزله به موازات جهت تیرها میباشد. میتوان این ترکیب بارها را در یک ترکیب بار جدید تحت ضریب ترکیب یک و روش ترکیت ENVEقرار داد و بر اساس آن مقدار ماکسیمم لنگر را در تیرها در دو سمت اتصال برداشت نمود و یا به صورت دستی در چند ترکیب بار مختلف به صورت چشمی مقادیر را مشاهده نموده و ماکسیمم را برداشت نماییم. مقادیر لنگرهای تیرها در دو سمت اتصال و برش ستون در سمت بالای اتصال قاعدتاً همگی باید از یک ترکیب بار خاص برداشت شوند ولی میشود در جهت اطمنیان مقادیر بحرانی به دست آمده از ترکیب بارهای مختلف را هم جایگزین آنها نمود (مقادیر ماکسیمم برای لنگر تیرها و مینیمم برای برش ستون در طبقه بالاتر) .

پ-مقدار تنش مجاز برشی در چشمه اتصال ستون را از رابطه 10-1-11-10 یا 10-1-11-11 بر حسب مورد محاسبه میکنیم. قبل

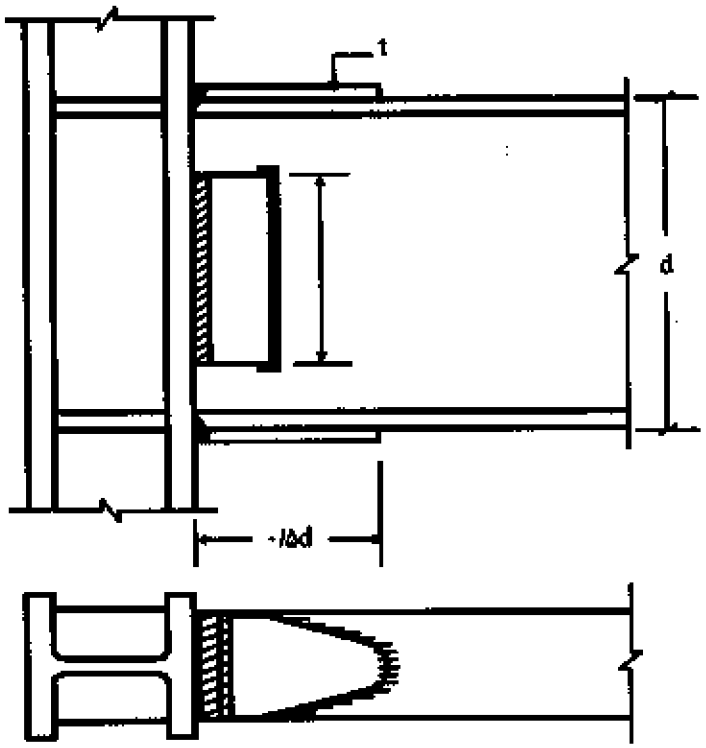
از آن باید بار محوری ستون تحت ترکیب بار ثقلی مرده و زنده و به دنبال آن تنش فشاری محوری ستون تحت همین ترکیب بار را محاسبه نماییم و بر حسب اینکه نسبت تنش fa/Fy بزرگتر یا کوچکتر از 0.5 باشد یکی از دو رابطه بالا را جهت کنترل استفاده کنیم .معمولاً در ستونهای قابهای خمشی رابطه اول برقرار میباشد. توجه کنید که رابطه های فوق برای مقاطع با یک جان میباشد. برای مقاطع با بیش از یک جان) مقاطع جعبه ای و ....) باید مجموع ضخامت جانهای ستون را در رابطه فوق به عنوان tcw جایگزین نمود. در ابتدا فرض بر این است که ستون در ناحیه چشمه اتصال نیازی به ورق مضاعف کننده ندارد و به همین جهت در مرحله اول در tcw تنها ضخامت جان یا جانهای ستون را لحاظ میکنیم. در صورتی که نیاز به ورق مضاعف کننده باشد در مراحل بعدی به این مقدار ضخامت ورقهای مضاعف کننده نیز اضافه میشود. (در استفاده از روابط فوق باید شرایط ذکر شده در زیر آن روابط هم به دقت مطالعه کرده و لحاظ نمود) .

ت- مقدار تنش موجود برشی در چشمه اتصال از تقسیم برش به دست آمده از قسمت ب بر مساحت جان ستون (در مقطعی به موازات راستای تیرهای متصل به ستون) و یا در مورد ستونهای با بیش از یک جان ، مساحت جانهای ستون به دست می آید (در حالتی که ورق مضاعف کننده در جان ستون تعبیه شده است باید مساحت مقطع ورق یا ورقهای مضاعف کننده را هم در این مورد در نظر گرفت و به مساحت جان یا جانها اضافه نمود). مقدار تنش موجود محاسبه شده از این مرحله را با تنش مجاز مرحله قبل مقایسه میکنیم. در صورتی که تنش موجود از مجاز کمتر باشد نیازی به ورق مضاعف کننده نیست. در غیر این صورت باید ورق مضاعف کننده در جان ستون در ناحیه چشمه اتصال تعبیه نمود .

ث- در حالتی که نیاز به ورق مضاعف کننده در جان ستون باشد این طراحی باید با رعایت ضوابط بند 10-1-11-2-3 انجام شود. این فرایند را میتوانیم به صورت سعی و خطا انجام دهیم. به جای ورق مضاعف کننده میتوان از یک جفت سخت کننده مطابق ضوابط بند 10-1-11-2-3 و شکل 10-1-11-3 ارایه شده در بند مذکور در نظر گرفت .

ج- در صورت نیاز به ورق مضاعف کننده باید ضوابط بند 10-1-11-2-4 نیز کنترل گردد. در این زمینه لازم است که رابطه 10-12-11-1 کنترل گردد .ضابطه بند 10-1-11-3 نیز باید لحاظ شود .

طراحی ورقهای چشمه اتصال در کتابهای مختلف به همراه مثال توضیح داده شده است که میتواند مورد استفاده قرار گیرد.



ضخامت t باید طوری باشد که ظرفیت اتصال طبق ضوابط آیین‌نامه به‌مقدار موردنظر بزرگتر از ظرفیت تیر باشد.

شکل ۱۰ ـ ۳ ـ ۷ (ث) اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع تقویت‌شده در محل اتصال به‌ستون در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد.

$$M_{ES} = ۰/۶ \times ۱/۱ M_{exp} + V_o L_1 + M_W \qquad (۹ ـ ۳ ـ ۱۰)$$

کنترل ضوابط ستون قوی- تیر ضعیف در قابهای خمشی فولادی ویژه ، ورقهای پیوستگی و ورقهای مضاعف کننده در قابهای خمشی فولادی متوسط و ویژه در نرم افزار در حالت استفاده از ستونهای I شکل

در قسمتهای قبل نحوه کنترل ضوابط ستون قوی - تیر ضعیف در قابهای خمشی ویژه ، ضوابط ورقهای پیوستگی و مضاعف کننده در جان ستون در قابهای خمشی متوسط و ویژه به صورت دستی توضیح داده شد. این ضوابط در حالت استفاده از آیین نامه

AISC-ASD89 در نرم افزار کنترل نمیگردد. همچنین در حالتی که از ستون غیر I شکل نیز استفاده شده باشد این کنترل انجام نمیگردد. اما در حالت استفاده از ستون I شکل به شرطی که اتصالات گیردار تیر به ستون از طریق بال ستون انجام گیرد با تقریبی خوب نسبت به ضوابط مبحث دهم با انتخاب آیین نامه AISC360-05/IBC2006(و یا حتی UBC97) توسط نرم افزار قابل کنترل است. در این حالت میتوان به شرح زیر عمل کرد :

1- فایل اصلی را به نام دیگری ذخیره میکنیم

2- به قسمت Options/preferences/Steel Frame Design... میرویم و تغییرات زیر را اعمال میکنیم :

الف- در قسمت Design Code آیین نامه Aisc360-05/IBC2006 را انتخاب میکنیم .

ب- در قسمت Frame Type در حالتی که قاب خمشی ویژه داریم گزینه SMF و در حالت استفاده از قاب با شکلپذیری متوسط گزینه IMF را انتخاب میکنیم .

پ- در قسمت System Omega0 مقدار ضریب اضافه مقاومت استخراج شده از مبحث دهم جدول 10-3-2 مبحث دهم را در ضریب 1.2 ضرب کرده و وارد میکنیم. (توجه کنید که این ضریب را هم باید از قسمت Define Special Seismic Load Effects...هم در قسمت Omega Factor دوباره وارد نمایید) .

ت- بر حسب اینکه طبق روش تنش مجاز یا حالات حدی در حال طراحی هستیم در قسمت Design Provision یکی از دو گزینه ASDیا LRFD را انتخاب میکنیم .

ث-در قسمت ? Ignor Seismic Load کنترل نمایید که گزینه No انتخاب شده باشد .

ج- در قسمت ? Is Doubler Plate Plug Welded اگر قصد دارید که ورق مضاعف کننده را با جوش انگشتانه به جان ستون اتصال دهید گزینه Yes و در غیر این صورت گزینه No را انتخاب نمایید .

بعد از انجام تغییرات فوق بر دکمه Ok کلیک کرده و خارج میشویم .

3- اگر بخشی از تیرهای سقف دارای طراحی کامپوزیت هستند به دلیل اینکه این کنترلها در این حالت برای ستونهای متصل به این تیرها انجام نمیشود تمام تیرها را انتخاب کرده و با مراجعه به قسمت Design/Overwrite Frame Design Procedure گزینه Steel Frame Design را انتخاب کرده و خارج میشویم .

4- با انتخاب تمام ستونها و تیرهای با اتصال گیردار به ستون به قسمت Design/Steel Frame Design/View/Revise Overwrites... رفته و برای گزینه Overstrenght Factor , Ryعدد مناسب را وارد میکنیم. این عدد برای حالات مختلف باید

به شرح زیر وارد شود :

-در حالت استفاده از قاب خمشی متوسط عدد 1 وارد میشود .

- در حالت استفاده از قاب خمشی ویژه وقتی که میخواهیم محاسبات مربوط به ورقهای پیوستگی را انجا دهیم عدد یک را وارد میکنیم .

- در حالت استفاده از قاب خمشی متوسط وقتی که میخواهیم محاسبات مربوط به ورقهای مضاعف کننده را انجام دهیم عدد 1.265 را وارد میکنیم . عدد 1.265 در واقع حاصلضرب 1.15*1.1 است .

- در حالتی که میخواهی محاسبات مربوط به ضابطه ستون قوی - تیر ضعیف را انجام دهیم این عدد را برابر 1.15 وارد میکنیم .

***نکته مهم : در حالت استفاده از قاب خمشی ویژه به علت اختلاف در ضرایب Ry کنترل در سه مرحله با سه عدد مختلف باید وارد شود. اگر میخواهید نتایج را جداگانه داشته باشید باید سه فایل مختلف برای این منظور ایجاد نمایید .**

5- در صورتی که طراحی شما با استفاده از آیین نامه AISC-ASD89 انجام شده است ترکیب بارها در این فایل باید مطابق آیین نامه AISC360-05/IBC2006 تغییر کند. در حالت طراحی به روش حدی ترکیب بارهای ویژه این آیین نامه قبلاً ارایه شده است و میتوانید مطابق آنچه قبلاً معرفی شده است ترکیب بارها را اصلاح کرده و استفاده نمایید. اما اگر میخواهید همانند فایل اولیه به روش تنش مجاز این کنترل را انجام دهید کافیست که همان ترکیب بارهای فایل اصلی را استفاده نموده با این تفاوت که در ترکیب بارهای زلزله ضرایب را در عدد 0.75 ضرب کرده و ترکیب بارها را به این روش اصلاح نمایید .

6- بعد از انجام تمام مراحل فوق به قسمت Design/Steel Frame Design/Select Load Combo... رفته و ترکیب بارهای پیش فرض برنامه را حذف کرده و ترکیب بارهای ساخته شده توسط کاربر (که در قسمت قبل بحث شد) را اضافه میکنید .

7- از طریق منوی Design/Steel Frame Design/Start Design/Check of Structure سازه را شروع به طراحی مینمایید .

8- بعد از پایان طراحی با کلیک راست بر روی هر یک از ستونها و کلیک بر روی قسمت Details به صفحه جزییات طراحی برنامه خواهید رفت. در این صفحه در قسمت پایین صفحه در قسمت های Joint Design و Beam/Column Capacity Ratio جزییات طراحی مورد نظر را مشاهده نمایید (شکل ضمیمه اول[26]). در قسمت Joint Design در دو ستون Continuity Plate Areaو Doubler Thickness به ترتیب میتوانید سطح مقطع ورقهای سخت کننده پیوستگی و ضخامت ورق مضاعف کننده را

[26]- شکلهای مورد اشاره در انتهای این مطلب قابل مشاهده است.

مشاهده نمایید. توجه کنید که اعداد مورد اشاره مجموع مساحت سخت کننده های مورد نیاز و مجموع ضخامت ورقهای مضاعف کننده است. با فرض اینکه از دو ورق سخت کننده دو طرف جان ستون استفاده کنیم و همچنین به طور مشابه از دو ورق مضاعف کننده دو سمت جان استفاده کنیم اعداد گزارش شده را نصف میکنیم که مقدار متناظر برای یک ورق به دست آید. در مورد مساحت ورق پیوستگی توجه کنید که عدد گزارش شده حاصلضرب ضخامت ورق سخت کننده در عرض دو ورق (بعدی که موازی بال ستون است) میباشد .

در قسمت Beam/Column Capacity Ratio نیز در دو ستون Major Ratio و Minor Ratio نسبت مورد نظر برای دو جهت اصلی ستون گزارش میشود که باید کوچکتر از یک باشد. اگر سازه فقط در یک سمت قاب خمشی باشد تنها برای همان سمت آن عدد گزارش میشود و برای سمت دیگر عدد 0 گزارش میشود. توجه کنید که این کنترل تنها در قابهای خمشی ویژه گزارش میشود و برای قاب خمشی متوسط این کنترل انجام نشده و چیزی گزارش نمیشود. یادآوری میشود که برای قابهای خمشی ویژه به علت متفاوت بودن ضریب Ry برای هر کدام از محاسبات این کنترل باید در سه مرحله و با سه عدد متفاوت برای Ry (که در بالا توضیح داده شد) انجام شود .

غیر از صفحه جزییات طراحی با مراجعه به منوی Design/Steel Frame Design/Display Design Info و انتخاب گزینه Cont. Plate Area/Doubler Plate Thickness یا گزینه Beam Column Capacity Ratios در قسمت Design Output به ترتیب اعداد مربوط به ورقهای پیوستگی و مضاعف کننده و نسبت مقاومت خمشی تیر به ستون را به صورت گرافیکی بر روی مدل سازه ای مشاهده نمایید(شکل ضمیمه دوم). در حالت اول بر روی هر ستون دو عدد در چپ و راست آن نمایش داده میشود که عدد سمت چپ نمایش دهنده سطح مقطع ورق سخت کننده پیوستگی و عدد سمت راست نمایش دهنده مجموع ضخامت ورقهای مضاعف کننده است. در صورت گزارش عدد صفر مفهوم آن عدم نیاز به ورق مذکور است. (توجه کنید که در مورد قابهای خمشی ویژه در هر صورت باید از ورق سخت کننده پیوستگی تحت هر شرایط استفاده شود). در حالت دوم نیز دو عدد در چپ و راست ستون نمایش داده میشود که این اعداد نمایش دهنده نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در هر یک از دو صفحه XZ و YZمیباشد که باید کوچکتر از یک باشند. اگر در یک سمت فقط قاب خمشی داشته باشیم برای جهت دیگر عدد 0 گزارش میشود. برای ستونهایی که قاب خمشی ویژه نیستند به جای این اعداد N/A گزارش میشود که نشان دهنده عدم محاسبه این نسبت است .

***نکته 1 : توجه نمایید که این کنترل نسبت به کنترل دستی لزوماً به اعدادی مشابه نمی انجامد و تفاوتهایی در این زمینه موجود است که این تفاوتها به طور مثال ناشی از عدم در نظر گرفتن موقعیت مفصل پلاستیک در فاصله d/2 تا d از برستون است .**

***نکته 2 : اگر میخواهید این کنترلها را با نرم افزار انجام دهید ، موارد گزارش شده توسط نرم افزار حداقل در یک ستون به صورت دستی هم محاسبه و کنترل شود که هر چند نتایج نباید لزوماً با هم یکسان شود ولی تفاوت قابل توجه هم نباید وجود داشته باشد. روش محاسبه دستی در قسمتهای قبلی توضیح داده شده است .**

***نکته 3 : در هر صورت در تعیین جزییات ورقهای پیوستگی و مضاعف کننده حسب مورد به ضوابط بندهای 10-3-8-1-3-5 (در مورد قابهای خمشی ویژه) و شرایط ذکر شده در انتهای بند 10-1-11-1-7 (صفحه 131 - در مورد قابهای خمشی متوسط) و زیر بند 3 از بند 10-1-11-1-8 (صفحه 132- در مورد قابهای خمشی متوسط) و زیربند 2 از بند 10-1-11-3 (در مورد تمام قابهای خمشی فولادی) هم باید توجه نمود .**

استخراج برش تیرها در قابهای خمشی متوسط و ویژه جهت طراحی برشی تیرها و اتصال گیردار آنها به ستون با کمک آیین نامه AISC360-05/IBC2006

در قسمتهای قبل در مورد محاسبه دستی نیروی برشی بر اساس رابطه 10-3-6 مبحث دهم راهنمایی انجام شده است. این نیروی برشی در نرم افزار با کمک آیین نامه AISC360-05/IBC2006هم قابل استخراج است. برای این منظور مراحل ذکر شده در قسمت قبل را باید طی کرد. تنها تفاوت در ضریب Ry است. این ضریب برای قابهای خمشی ویژه باید عدد 1.15 و برای قابهای خمشی متوسط باید عدد 1.045 را وارد نمود (این عدد به صورت زیر به دست آمده است : 1.045=1.1/1.15)

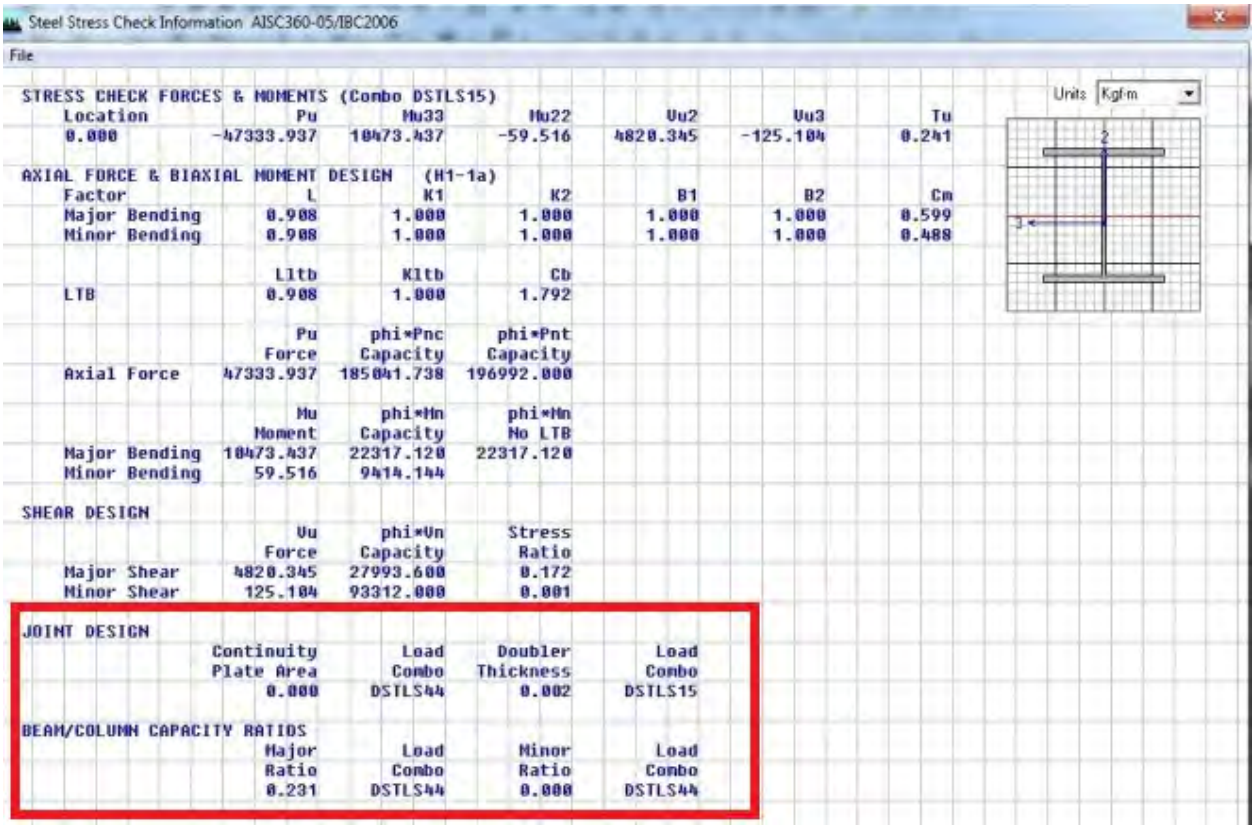
بعد از انجام تمام مراحل و انجام طراحی سازه ، مقادیر برش مورد نظر برای هر کدام از تیرها در صفحه جزییات طراحی پایین صفحه ، قسمت END Reaction Major Shear Forces برای هر یک از دو انتهای تیر مشاهده نمایید (شکل ضمیمه سوم) .

این برش با مراجعه به قسمت Design/Steel Frame Design/Display Design Info و انتخاب گزینه P-M Colors/Beam Shear Forces در قسمت Design Output هم به صورت گرافیکی بر روی قابل مشاهده است. در این حالت بر روی هر تیر در ابتدا و انتهای آن تیر این عدد برای هر یک از دو انتها نمایش داده میشود .

***نکته 1 : این عدد نسبت به عددی که مبحث دهم نتیجه میدهد دارای تفاوتهایی میباشد که البته مقدار این تفاوت خیلی قابل توجه نیست .**

نکته 2 : نرم افزار فقط این عدد را گزارش میکند و طراحی اتصال و کنترل تیر برای این برش باید به صورت دستی انجام گردد .

نکته 3 : در هر صورت توصیه میشود که حداقل برای یک تیر این عدد به صورت دستی بر اساس ضوابط مبحث دهم محاسبه شده و با مقدار گزارش شده در نرم افزار مقایسه شود.



Steel Stress Check Information AISC360-05/IBC2006

File

Units: Kgf-m

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTLS15)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.000	-47333.937	10473.437	-59.516	4820.345	-125.104	0.241

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0.908	1.000	1.000	1.000	1.000	0.599
Minor Bending	0.908	1.000	1.000	1.000	1.000	0.488

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0.908	1.000	1.792

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial Force	47333.937	185041.738	196992.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Bending	10473.437	22317.120	22317.120
Minor Bending	59.516	9414.144	

SHEAR DESIGN

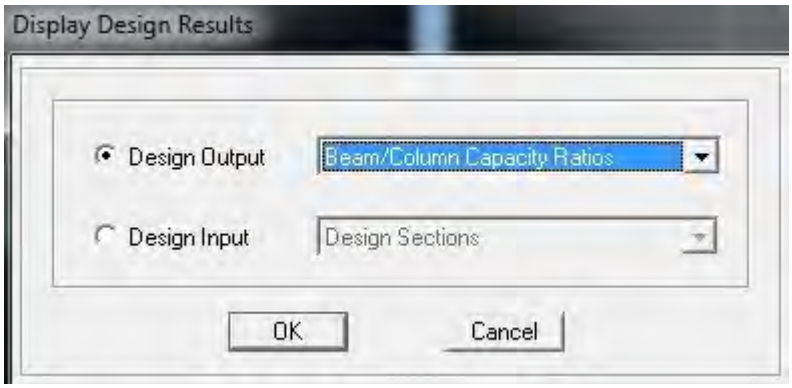
	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio
Major Shear	4820.345	27993.600	0.172
Minor Shear	125.104	93312.000	0.001

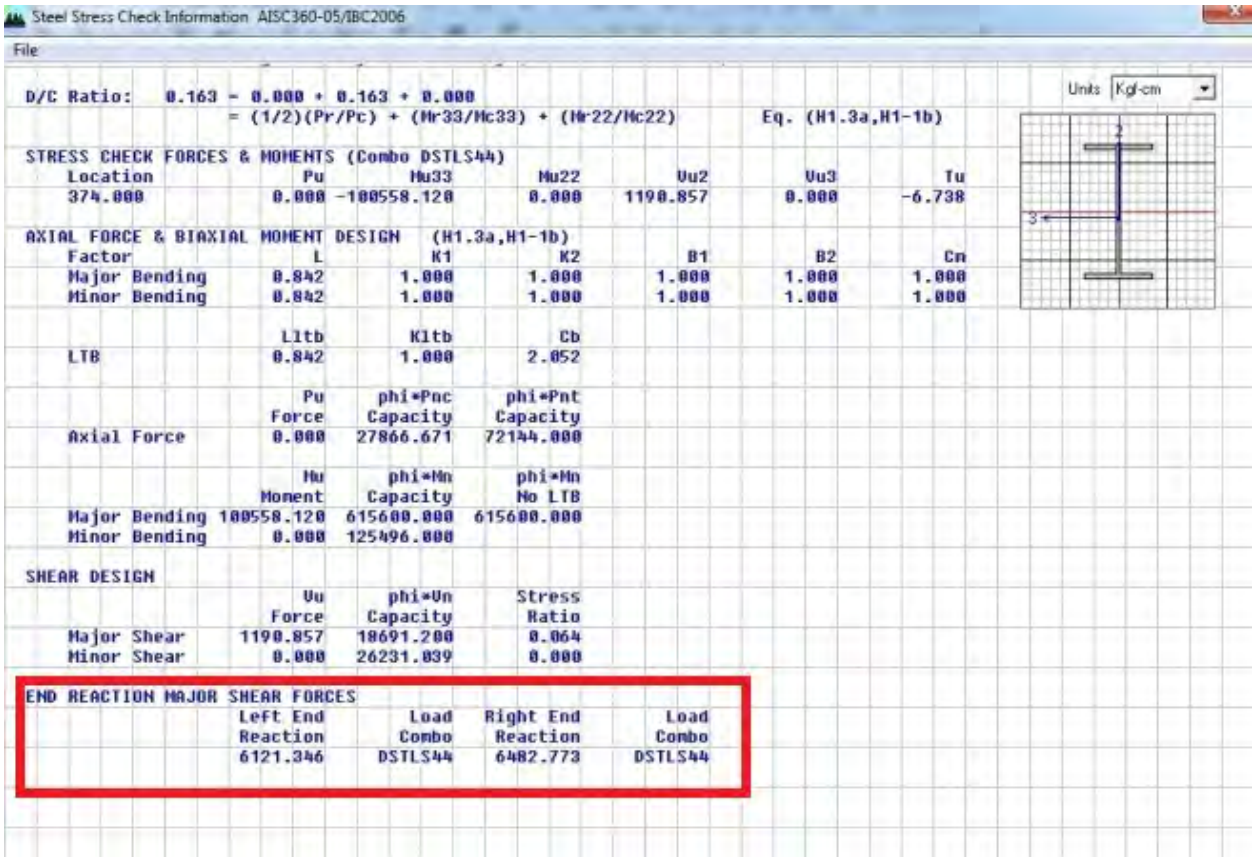
JOINT DESIGN

Continuity Plate Area	Load Combo	Doubler Thickness	Load Combo
0.000	DSTLS44	0.002	DSTLS15

BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

Major Ratio	Load Combo	Minor Ratio	Load Combo
0.231	DSTLS44	0.000	DSTLS44




Steel Stress Check Information AISC360-05/IBC2006

File

Units Kgf-cm

D/C Ratio: 0.163 = 0.000 + 0.163 + 0.000
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22) Eq. (H1.3a,H1-1b)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTLS44)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
374.000	0.000	-100558.120	0.000	1190.857	0.000	-6.738

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.3a,H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0.842	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	0.842	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

	Ltb	Klb	Cb
LTB	0.842	1.000	2.052

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial Force	0.000	27866.671	72144.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Bending	100558.120	615600.000	615600.000
Minor Bending	0.000	125496.000	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio
Major Shear	1190.857	18691.200	0.064
Minor Shear	0.000	26231.039	0.000

END REACTION MAJOR SHEAR FORCES

Left End Reaction	Load Combo	Right End Reaction	Load Combo
6121.346	DSTLS44	6482.773	DSTLS44

مهارهای جانبی در تیرهای سازه های فلزی

علاوه بر ضوابط عادی بخش 10-1 یا 10-2 مبحث دهم در مورد مهار جانبی بال فشاری تیر و نقشی که این مساله در محاسبه تنش مجاز خمشی تیرها دارد در بخش 10-3مربوط به ضوابط طرح لرزه ای سازه های فولادی ضوابطی تکمیلی در این مورد برای برخی تیرها در سازه های با سیستمهای خاص لرزه ای وجود دارد. این مهارها که در بخش 10-3 در نظر گرفته میشود علاوه بر بال فشاری تیر (که در بخش 10-1 یا 10-2 مبحث دهم به آن اشاره شده است) برای بال کششی تیر هم الزامی است و در واقع این مهار باید برای هر دو بال تیر در نظر گرفته شود .

این ضوابط خاص لرزه ای برای حالات زیر باید در نظر گرفته شود :

1- تیرهای قاب خمشی ویژه : در تیرهای قابهای خمشی ویژه مطابق ضابطه بند 10-3-8-1-2-4فاصله مهارهای جانبی در دو بال تیر نباید از 0.09E/Fy*ry که در آن ry شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است بیشتر شود. برای فولاد St37 این فاصله برابر 77ry میشود. مقدار ry را میتوان از جدول اشتال برای مقاطع استاندارد و یا با مراجعه به نرم افزار و منوی

Define/Frame Section و انتخاب مقطع مورد نظر و کلیلک بر روی دکمه Modify/Show Property و کلیک بر دکمه Section Properties در صفحه جدید و در قسمت Radius Of Gyration about 2 Axis در صفحه آخری که باز میشود برداشت نمود. به طور مثال برای تیر با مقطع IPE200 این مقدار برابر 2.23cm است که بر اساس آن فاصله مهارها حداکثر برابر 172cm خواهد شد. در سقفهای تیرچه ای مثل تیرچه بلوک ، تیرچه کرومیت و کامپوزیت اگر جهت تیرریزی به گونه ای باشد که تیرهای فرعی متصل به قابهای خمشی باشند این تیرچه ها در صورت اتصال مناسب به هر دو بال تیر میتوانند شرایط مورد نظر برای مهار تیر را تامین نمایند. در صورتی که تیرریزی به موازات تیرهای قاب خمشی باشد این مهار تامین نمیگردد. در این حالت برای سقفهای تیرچه بلوک و تیرچه کرومیت میتوان کلاف عرضی را به عنوان نقش مهار تیر در نظر گرفت با این تفاوت که باید فاصله کلافهای عرضی را به حداکثر فاصله 77ry کاهش داد. در مورد سقف کامپوزیت هم باید این کلاف عرضی را به شکلی تامین نمود. در این جا به طور مثال این کلاف را میتوان به صورت میلگرد یا مقطع قوطی و یا نبشی تامین نمود. معمولاً بال بالای تیر به دلیل اتصال به دال سقف دارای مهار جانبی میباشد و این مهار کافیست که در بال پایین تیر تعبیه شود. برای این منظور میتوان همانند عضو سینه بند در سقف سوله ها بال پایین تیر قاب خمشی را به بال بالای تیر فرعی مجاور آن (که به موازات تیر قاب خمشی است) متصل نمود .

مهاربند باید مطابق بند 10-3-8-1-2-4 مبحث دهم در محل مفصل پلاستیک (نزدیک محل اتصال تیر به ستون) برای نیروی محوری 0.036Fye*bf*tf و در بقیه قسمتها برای نیروی 0.012Fye*bf*tf طراحی شود. در اینجا Fye=1.15Fy و bf و tf عرض و ضخامت بال تیر میباشند. اگر مهار به صورت دوبل از هر دو سمت تیر باشد نیروی طراحی برای هر مهار نصف مقدار فوق و به صورت فشاری خواهد بود و اگر تنها از یک مهار در یک سمت استفاده شده باشد مهاربند برای تمام این نیرو و به صورت فشاری طراحی میگردد. در صورتی که همانند سینه بند ، مهاری به صورت مایل باشد نیروی فوق مولفه افقی نیروی مهاربند خواهد بود که بر اساس آن نیروی مهاربند به صورت مایل محاسبه میشود. در مورد کلافهای عرضی بتنی این نیرو را به صورت کششی فرض کرده و به میلگرد داخل کلاف اختصاص میدهیم. در کلافها معمولاً دو میلگرد در بالا و پایین وجود دارد که هر کدام از این میلگردها باید کل این نیروی محوری کششی را تحمل نماید. اگر از روش تنش مجاز استفاده کرده باشیم برای طرح عضو مهاری کششی تنش مجاز را 0.6 Fyدر نظر میگیریم و در مورد مهار فشاری تنش مجاز باید بر اساس لاغری عضو از بخش 10-1-4 مبحث دهم محاسبه شود .

برای فولاد St37مقدار نیروی طراحی مهاری در مفصل پلاستکی برابر 99bf*tf و برای بقیه قسمتها برابر 33bf*tfخواهد

بود. به طور مثال برای IPE200 این نیرو به ترتیب در مفصل پلاستیک و بقیه قسمتها برابر 841 و 280 کیلوگرم خواهد بود که یک مقطع حداقلی برای مهار آن کافیست. اگر قصد طراحی مهارها به صورت تیپ را دارید برای محاسبه فاصله مهارها باید کوچکترین مقطع با کمترین ry و برای محاسبه نیروی طراحی مهارها باید بزرگترین مقطع با بیشترین مساحت بال را در نظر گرفت .

2- تیرهای قابهای خمشی متوسط : این ضوابط در بند 10-3-8-2-2 ذکر شده است. ضوابط مشابه قابهای خمشی ویژه است جز در موارد زیر :

الف- در محاسبه فاصله مهارها ، این فاصله دو برابر حالت قاب خمشی ویژه است .بر این اساس این فاصله حداکثر به مقدار 0.18E/Fy*ry میباشد. برای فولاد St37 این فاصله برابر 154ryخواهد شد .

ب- در طراحی مهاربند ، نیروی طراحی مهاربند بر اساس Fy به جای Fye محاسبه میشود. بر این اساس این نیرو برای محل مفصل پلاستیک برابر 0.036Fybt.tf و برای بقیه قسمتها برابر 0.012Fy*bf*tfخواهد بود. برای فولاد St37 این دو مقدار به ترتیب برابر 86bf*tfو 29bf*tfخواهد بود .

بقیه موارد ذکر شده در مورد قابهای خمشی ویژه در اینجا نیز صدق میکند .

3- تیرها در قابهای مهاربندی شده همگرا در قاب با بادبندهای شورون در حد شکپذیر کم و زیاد :

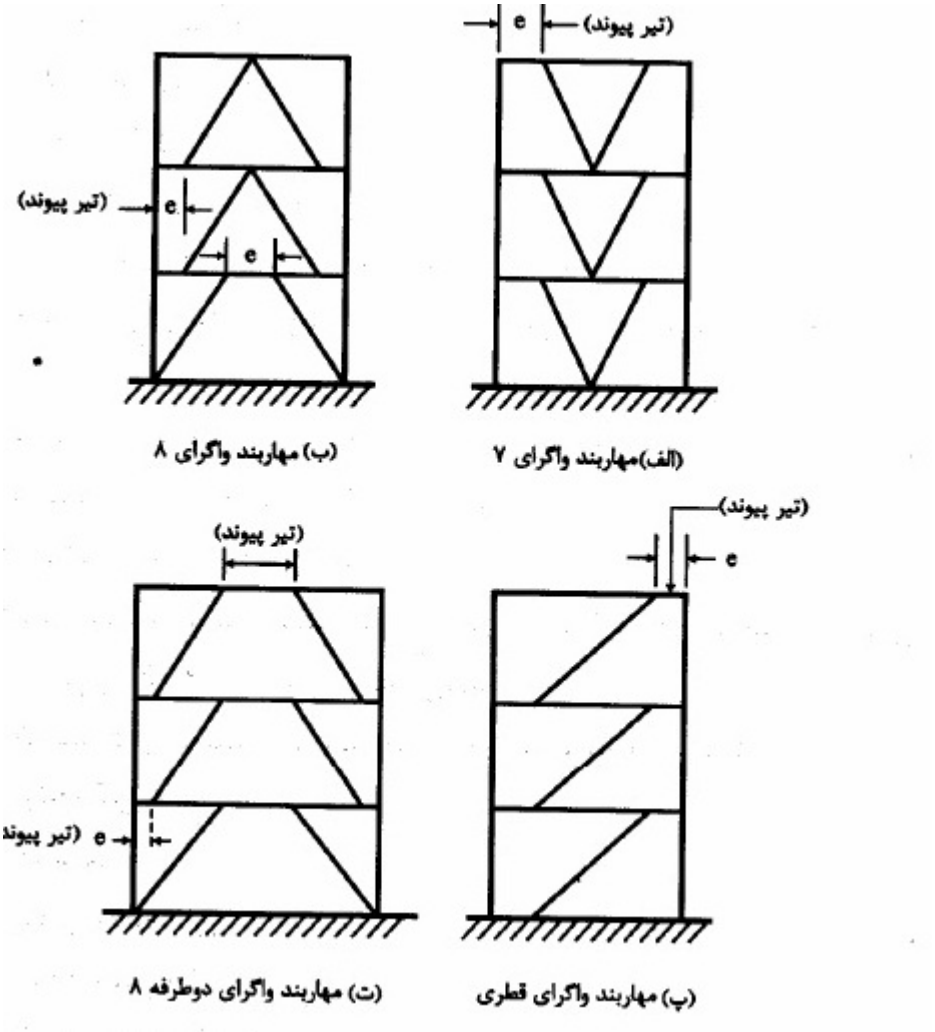
این ضوابط بر اساس بند 10-3-9-2-4-2 مشابه قابهای خمشی ویژه است. توجه شود که در هر صورت در محل اتصال تیر به بادبند باید یک جهت مهاربند اجرا شود .

4- تیرها در قابهای مهاربندی شده واگرای حد ویژه :

بر اساس بند 10-3-10-2-2-7 در دو انتهای تیر پیوند در بالهای فوقانی و تحتانی ، باید مهارهای جانبی پیش بینی شود. نیروی طراحی این مهارها برای حالت تنش مجاز برابر 0.036Fye*bf*tf است. برای فولاد St37 این مقدار برابر 99bf*tf است . در مابقی تیرها که در قسمتهای بالا به آن اشاره ای نشده است نیازی به مهاربندی اضافی در دو بال تیر خارج از ضوابط بخش 10-1 یا 10-2 مبحث دهم نیست.

طراحی اتصال گیردار تیر به ستون در قابهای با مهاربند واگرای ویژه در حالت اتصال مستقیم تیر پیوند به ستون

در قابهای با مهاربند واگرای ویژه تیر پیوند بر حسب نوع شکل بادبند ممکن است در مجاورت یا دور از ستون باشد. در حالتی که قطعه رابط مجاور ستون است و مستقیماً به ستون متصل میشود (همانند شکل ضمیمه حالات الف ، ب و پ) اتصال تیر به ستون باید به صورت گیردار باشد. در غیر این صورت استفاده از اتصال مفصلی برای این تیر مجاز است (مانند شکل ضمیمه حالت ت) . در صورتی که نیاز به اتصال گیردار تیر به ستون باشد طراحی اتصال باید با توجه به نیروهای برشی و خمشی به دست آمده از بند 10-3-10-2-2-4ب و پ و با توجه به ضوابط گفته شده در مورد اتصالات گیردار در قسمتهای قبل انجام شود .روش طراحی مشابه اتصالات گیردار تیر به ستون در قابهای خمشی ویژه است جز آنکه طراحی اتصال باید برای نیروی برشی و لنگر خمشی مورد اشاره در بند مذکور انجام شود. همانند قابهای خمشی ویژه باید ضوابط ورق های پیوستگی و کنترل چشمه اتصال هم رعایت گردد. در کنترل چشمه اتصال مقاومت برشی لازم برای چشمه اتصال باید بر اساس لنگر خمشی انتهایی تیر پیوند تعیین گردد.



طراحی اتصالات مهاربندهای همگرا و واگرا در حد شکلپذیری کم

مورد دیگری که باید مورد توجه قرار گیرد طراحی اتصالات مهاربندها میباشد .در اینجا به اتصالات مهاربندهای همگرا و واگرا در حد شکلپذیری کم پرداخته میشود. این اتصالات باید ضوابط عادی مبحث دهم در بخش 10-1 یا 10-2 را ارضا نموده و علاوه بر آن به طور خاص ضابطه بند 10-3-9-3-3 هم برای آنها رعایت گردد. در این بند دو حالت ذکر شده است که بین دو حالت مذکور باید مقداری که کمتر است معیار طراحی اتصال بادبند قرار گیرد. حالت اول حداکثر نیروی محوری بادبند بر حسب تنش مجاز کششی در آن و حالت دوم حداکثر نیرویی که از سیستم میتوان انتظار داشت. معمولاً محاسبه نیرو برای حالت دوم ساده نیست و نیاز به تحلیلهای خاص در سازه دارد و به همین منظور در جهت اطمینان فقط حالت اول را معیار طراحی اتصال مهاربند قرار میدهند. نکته ای که در اینجا وجود دارد این است که نیرویی که مبنای طراحی اتصال قرار میگیرد دیگر ربطی به نتایج آنالیز سازه ندارد و تنها بستگی به مقطع بادبند دارد و به همین جهت میشود طراحی را جدا از نتایج نرم افزار انجام داد. به عنوان یک تقسیم بندی میتوان اتصالات زیر را برای این بادبندها در نظر گرفت :

1- اتصال بادبند به تیر و ستون در بادبندهای قطری ، ضربدری ، شورون و برون محور (همه بابندهای هم محور و اکثر بادبندهای برون محور حداقل یک اتصال به این شکل را دارا هستند) .

2- اتصال بادبندها به یکدیگر در وسط در مورد بادبندهای ضربدری

3- اتصال بادبندها به تیر در میانه آن در بادبندهای شورون

4- اتصال بادبند های برون محور به تیر در میانه تیر

5- اتصال بادبندها به صفحه ستون و ستون در تراز پی

با توجه به تقسیم بندی بالا سعی میشود که مراحل گام به گام طراحی هر کدام از این اتصالات توضیح داده شود .

طراحی اتصال بادبند به تیر و ستون در گوشه

این اتصال باید برای هر مقطع بادبند در چند حالت با زوایای مختلف راستای بادبند با افق انجام شود. به طور مثال میشود زوایای 30 و 40 درجه را انتخاب و بر اساس آن طراحی کرد. با توجه به نتایج برای این دو زاویه با قریبه کردن ابعاد به دست آمده برای ورق بادبند میشود نتایج برای زوایای 50 و 60 درجه را نیز بازسازی نمود. از روی نتایج زاویه 30 درجه برای زاویه 60 درجه و از روی نتایج 40 درجه برای حالت 50 درجه میشود نتایج را بازسازی نمود. در مواردی که زاویه بادبند غیر از زوایای مذکور

باشد میشود از نزدیکترین حالت کمک گرفت .

با توجه به مقدمه فوق مراحل گام به گام به شرح زیر خواهد بود :

1- مقدار بار محوری کششی مجاز مقطع را به دست آورید :

T=0.6Fy*Ag

Ag مقدار سطح مقطع عضو است .

2- برای ورق اتصال باید یک ضخامت به عنوان حدس اولیه انتخاب کنیم. این ضخامت اولیه باید در حدود ضخامت اجزایی باشد که به آن جوش میشود. ورق اتصال (گاست پلیت) از یک طرف با بال تیر ، از سمت دیگر به جان یا بال ستون و از یک سمت هم به بادبند اتصال می یابد. در صورتی که بادبند به صورت دوبل ناودانی باشد اتصال آن به ورق از طریق بال ناودانی خواهد بود. اگر میخواهیم از حداکثر بعد جوش ممکن استفاده کنیم ضخامت ورق اتصال باید از قسمتهای دیگری که به آن جوش میشود کمتر نباشد. در مورد مقاطع دوبل برای بادبند که جوش از دو سمت ورق انجام میشود با توجه به اینکه بعد جوش نمیتواند از 75 درصد بیشتر باشد برای رسیدن به بیشترین بعد جوش باید ضخامت را حداقل 33 درصد بالاتر از ضخامت بزرگترین جزیی که به ورق جوش میشود در نظر بگیریم. با توجه به اینکه از این اتصال برای حالات و ستونها و تیرهای مختلف میخواهیم استفاده کنیم طراحی را باید طوری انجام دهیم که برای تمام حالات قابل استفاده باشد. به همین جهت معیار ما در تعیین ضخامت ورق و البته تعیین بعد جوش (در مراحل بعدی) باید بحرانیترین حالت (کمترین ضخامت بال تیر و بال یا جان ستون) باشد. چون اتصال ورق به بال تیر انجام میشود و بال تیر معمولاً ضخامت کافی را دارد از اینجهت معمولاً مشکلی نداریم. اما در مورد اتصال به ستون اگر اتصال مستقیماً به جان ستون باشد ممکن است مشکلاتی در این زمینه داشته باشیم (در این حالات هم اگر بر روی جان و یا به موازات آن روی بال دارای ورق تقویت باشیم و اتصال مستقیماً به جان انجام نگیرد و به ورق تقویتی که معمولاً ضخیمتر میباشد جوش انجام شود معمولاً مشکل خاصی نیست). در اینگونه موارد اگر جان ستون در تمام یا برخی موارد نازک باشد باید یک ورق به عنوان واسطه با ضخامتی بالاتر به جان ستون و به موازات آن (جان ستون) به آن جوش شود. ارتفاع این ورق هم ارتفاع با ورق اتصال بادبند خواهد بود و عرض آن نیز بر اساس مسایل اجرایی تعیین میشود .

ضخامت ورق که در این حالت محاسبه میشود یک حدس اولیه است که ممکن است در ادامه مجبور به تغییر آن شویم. توجه کنید که در مقاطع دوبل بادبند این ضخامت باید با ضخامت ورق اتصال بادبند در وسط (در مورد بادبندهای ضربدری) و ورق اتصال بادبند در سمت دیگر آن و همچنین ضخامت لقمه هایی که جهت اتصال دو مقطع به یکدیگر در وسط آنها اجرا میشود یکسان باشد .

3- در این قسمت باید بعدهای جوش اتصال را تعیین کنیم. برای این منظور سه بعد جوش باید تعیین شود. یک بعد جوش برای اتصال بادبند به ورق اتصال ، یک بعد جوش برای اتصال ورق به بال تیر و آخرین بعد جوش جهت اتصال ورق به ستون . اصول کلی تعیین بعد جوش با توجه به قواعد حداقل و حداکثر بعد جوش قبلاً بیان شده است. در بند 2 نیز این مساله به اجمال تکرار شده است. نکته ای که اینجا قابل بیان است اینست که باید سعی کنیم که از تعریف بعد جوشهای متنوع و متفاوت در اتصالات (و به طور کلی در سازه مگر در مواردی که ضوابط آیین نامه و یا محاسبات ما را ملزم به آن میکند) خودداری کنیم. این مساله در هنگام اجرا باعث ایجاد مشکل در اجرا و کنترل میشود. در پروژه های واقعی در صورت تمایل به استفاده از بعد جوشهای بالا باید به مقدورات اجرایی در این زمینه هم توجه گردد. به همین جهت توصیه میشود که هر سه بعد جوش یکسان انتخاب شوند. (یادآوری میشود که چون در اکثر موارد جوش از دو سمت انجام میشود بعد جوش نباید از 75 درصد ضخامت ورق اتصال بیشتر شود) .

3- تعیین طول جوش اتصال بادبند به ورق : این طول جوش با توجه به نیروی محوری بادبند که در بند 1 محاسبه شد تعیین میگردد. بر اساس نوع الکترود ، بعد جوش ، ضریب نوع کنترل جوش (که 0.75 ، 0.85 یا یک است) و با توجه به اینکه معمولاً 4 خط جوش اتصال به ورق وجود دارد (در مورد بادبندهای با مقطع دوبل) به راحتی حداقل طول جوش اتصال و طول اتصال بادبند به ورق تعیین میگردد. برای مقاطع دوبل ناودانی و نبشی که از دو سمت به ورق جوش میشوند در حالت استفاده از الکترود E60 و جوش کارگاهی و کنترل چشمی جوش مقدار طول اتصال بادبند به ورق از رابطه زیر به دست می آید :

l=T/(4*669a)

در رابطه بالا a بعد جوش اتصال بادبند به ورق اتصال است .

4- کنترل برش قالبی در اتصال بادبند به ورق اتصال : این کنترل همانند اعضای کششی خواهد بود و در کتابهای مختلف در مورد آن بحث شده و مثالهای متنوع حل شده است. فرض میشود که بخشی از ورق اتصال در محل جوش آن به بادبند بریده میشود. دو قسمتی که مستقیماً به بادبند هستند تحت تنش برشی و قسمت عرضی آن که موازی مقطع عرضی بادبند است تحت کشش خواهد بود. این کنترل اگر ضوابط بندهای قبل رعایت شده باشد معمولاً به طور خودکار رعایت میگردد. رابطه ساده شده این کنترل به شرح زیر خواهد بود :

T<2l*t*(0.3Fu)+d*t*(0.5Fu)

در رابطه بالا Fu تنش گسیختگی فولاد ، tضخامت ورق اتصال و d عرض مقطع بادبند (در مورد مقطع دوبل ناودانی برابر ارتفاع

ناوانی میشود) .

5- کنترل تنش کششی در عرض ویتمور از ورق اتصال بادبندی : کنترل دیگری که باید انجام شود کنترل تنش در ورق اتصال است. برای این مساله فرض میشود که طبق تئوری ویتمور نیروی محوری بادبند با زاویه 30 درجه در ورق اتصال توزیع میشود. در مقطعی که با این تئوری تمام نیرو توزیع شده باشد باید با توجه مساحت ان مقطع تنش را محاسبه کرده و با مقدار مجاز 0.6Fy مقایسه نماییم .این کنترل را میشود با رابطه ساده شده زیر انجام دهیم :

ft=T/A=T/[t*(d+2l*tan30)<Ft=0.6Fy

***نکته : رابطه فوق البته با این فرض است که عرض ویتمور با توزع زاویه 30 درجه از داخل ورق اتصال خارج نمیشود. معمولاً این فرض در مورد این اتصال صحیح است هر چند بهتر است بعد از مشخص شدن ابعاد ورق اتصال در مراحل بعدی این فرضیه کنترل گردد .**

6- محاسبه طول جوش افقی لازم اتصال ورق بادبندی به بال تیر :

این طول جوش بر اساس مولفه افقی نیروی بادبند تعیین میگردد. اگر فرض کنیم که جوش هر دو سمت ورق انجام میشود و مشخصات جوش هم مشابه حالت قبل باشد طول جوش افقط مورد نیاز در هر خط جوش از رابطه زیر به دست می آید :

lh=T*cos(alpha)/(2*669b)

در رابطه بالا lh طول افقی جوش ، Alphaزاویه بادبند با افق و b بعد جوش اتصال ورق به بال تیر است .

7- محاسبه طول جوش عمودی لازم جهت اتصال ورق بادبندی به بال یا جان ستون :

این قسمت نیز تقریباً مشابه حالت قبل است جز آنکه طراحی در اینجا با مولفه قائم نیروی بادبند صورت میگیرد. با فرضیات قسمت قبل ، مشابه حالت قبل میشود از رابطه ساده شده زیر کمک گرفت :

lv=T*sin(alpha)/(2*669c)

در رابطه بالا lv طول جوش عمودی در یک خط جوش است. c نیز بعد جوش اتصال است .

8- محاسبه ابعاد نهایی ورق اتصال :

تقریباً تمام محاسبات لازم برای طراحی این اتصال در مراحل قبل انجام شد .در این مرحله بر اساس نتایج مراحل قبل ابعاد نهایی ورق بادبندی را تعیین میکنیم. باید به این نکته توجه کنیم که در اتصالات معمولاً به دلیل اجزای اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی ، بخشی از طول ورق اتصال بادبند باید بریده شده و در این بخش امکان جوش کاری به تیر و ستون وجود ندارد. به همین

جهت به طول جوشهای محاسبه شده در دو مرحله قبل باید مقداری اضافه شده و بر حسب آن ابعادی نهایی ورق اتصال که به صورت مستطیلی میباشد به دست آید. این مقدار بستگی به شرایط اتصال مفصلی تیر به ستون دارد. در اکثر موارد اضافه کردن حداکثر 15 سانتیمتر به طول افقی و عمودی کفایت خواهد کرد .

نکته دیگری که لازم است کنترل شود این است که با ابعاد انتخاب شده برای ورق بادبندی طول جوش محاسبه شده برای اتصال بادبند به ورق بادبند که در مرحله 3 به دست آمد قابل تامین است. این کنترل معمولاً جوابگوست. انجام آن از طریق هندسه اتصال و یا ترسیم اتصال در اتوکد و اندازه گیری طولها امکانپذیر است .

اتصال بادبندها به یکدیگر در وسط در بادبندهای ضربدری

این اتصال بستگی به زاویه بادبند با افق ندارد و تنها بستگی به مقطع بادبند دارد .

در حالتی که مقطع بادبند به صورت تکی است و بادبندها از کنار هم بدون نیاز به بریدن یکی از آنها عبور میکنند ، طراحی خاصی ندارد و تنها کافیست که از یک ورق مربع شکل که اندکی از عرض بادبند بزرگتر استفاده شود. جوش بادبند به این ورق حداقل بعد جوش آیین نامه ای خواهد بود. جزییات این اتصال در کتاب راهنمای اتصالات در ساختمانهای فولادی موجود است .

اما در اکثریت موارد با بادبندهای با مقطع دوبل سر و کار داریم. در این حالت مجبوریم که یکی از دو بادبند را قطع کرده و دیگری را به بدون قطع شدن به صورت ممتد ادامه دهیم. در این حالت از یک اتصال به صورت ورق مستطیلی استفاده میشود که وسط مقطع بادبند دوبل قرار میگیرد. طول کوتاه این ورق به موازات بادبند ممتد و طول بلند آن به موازات بادبند قطع شده قرار میگیرد .

اصول طراحی این اتصال نیز مشابهت زیادی به اتصال بادبند به تیر و ستون دارد. در زیر به نکاتی در این زمینه اشاره میشود :

1- ضخامت ورق اتصال مساوی ضخامت ورق اتصال بادبند در گوشه به تیر و ستون انتخاب میشود .

2- بعد جوش اتصال بادبند ممتد به ورق بعد جوش حداقلی و در مورد بعد جوش بادبند قطع نشده بعد جوش را به دلخواه مقداری بین حداقل و حداکثر مجاز با رعایت نکات گفته شده در طراحی اتصال قبل انتخاب میکنیم. (بعد جوش از 75 درصد ضخامت ورق اتصال نباید بیشتر شود) .

3- عرض ورق اتصال را باید به گونه ای در نظر بگیریم که حاصلضرب عرض در ضخامت ورق اتصال (سطح مقطع ورق اتصال در مقطع عرضی آن) حداقل برابر سطح مقطع بادبند دوبل بشود .

4- طول جوش مورد نیاز جهت اتصال هر بادبند به ورق اتصال را برای بادبند قطع شده با توجه به وجود چهار خط جوش و بعد جوش محاسبه میکنیم. (اصول این محاسبه در قسمت قبل توضیح داده شده است) .

5- طول ورق اتصال را میتوان از جمع دو برابر طول لازم جهت اتصال بادبند قطع شده به ورق (محاسبه شده در قسمت قبل) با عرض مقطع بادبند قطع نشده و چند سانتیمتری فاصله اجرایی جهت عدم تداخل دو بادبند در وسط میتوان به دست آورد .

6- کنترل برش قالبی را هم همانند اتصال بادبند به تیر و ستون در قسمت قبل انجام میدهیم .

7- آخرین کنترل ، کنترل تنش در عرض ویتمور است. ابتدا عرض ویتمور را بر اساس توزیع با زاویه 30 درجه محاسبه میکنیم :

$$Bv=d+2\tan 30^{*}l1$$

در رابطه بالا Bv عرض ویتمور ، dعرض مقطع بادبند (در مورد بادبند دوبل ناودانی ارتفاع مقطع ناودانی) و l1 طول اتصال بادبند قطع شده به ورق اتصال در یک خط جوش است .

اگر عرض ویتمور بیش از عرض انتخاب شده برای ورق اتصال باشد نیازی به محاسبه بیشتر نیست و اتصال از این نظر جوابگو خواهد بود. در غیر این صورت باید تنش در عرض ویتمور را محاسبه کرده و با مقدار مجاز مقایسه کنیم :

$$ft=T/(Bv^{*}t)<Ft=0.6Fy$$

اگر رابطه بالا جوابگو نبود باید ضخامت ورق یا طول ورق را افزایش دهیم. با توجه به اینکه ضخامت قبلاً برای اتصال بادبند به تیر و ستون طراحی شده است بهتر است که طول ورق اتصال را افزایش دهیم .

به این ترتیب تمام موارد لازم جهت طراحی اتصال فوق به انجام میرسد.

اتصال بادبندها به تیر در میانه آن در بادبندهای شورون

اتصال دیگری که باید مورد طراحی قرار گیرد اتصال بادبند شورون به تیر در میانه تیر است .

کلیت طراحی این اتصال مشابه دو حالت قبل است. در اینجا نیز اتصال برای زوایات مختلف بادبند با افق باید طراحی شود. در این زمینه نکات زیر لازم است بیان شود :

1- اصول تعیین ضخامت ورق اتصال مشابه حالات قبل است. ضخامت ورق اتصال در اینجا باید مشابه ضخامت ورق اتصال در انتهای دیگر بادبند در محل اتصال بادبند به تیر و ستون باشد. ضخامت آن باید به گونه ای باشد که بر اساس آن برش در عرض ویتمور جوابگو باشد و همچنین بر اساس آن بعد مناسب جوش با رعایت حداقل و حداکثرهای آیین نامه ای قابل انتخاب باشد .

2- طول اتصال هر بادبند به ورق اتصال باید بر اساس حداکثر کشش مجاز مقطع بادبند تعیین شود. این مقدار در قسمتهای قبل برای دو اتصال دیگر تعریف شده است. روش تعیین طول اتصال فرقی با حالت قبل ندارد .

3- عمده ترین قسمت در این اتصال تعیین طول ورق اتصال یا به بیان دیگر طول جوش مورد نیاز برای اتصال ورق به بال تیر است. برای طراحی این جوش باید فرض کنیم که دو بادبند متصل به اتصال دارای حداکثر نیروی مجاز خود یکی به صورت کششی و دیگری به صورت فشاری است. هر چند نیروی مجاز فشاری بادبند کمتر از نیروی مجاز کششی آن است اما در جهت اطمینان این دو نیروی مجاز را هم مشابه مقدار مجاز کششی فرض مینماییم. برآیند این دو نیرو یک نیروی افقی به شرح زیر خواهد بود :

F=2T*COS(Alpha)

در رابطه بالا T نیروی محوری مجاز بادبند و Alpha زاویه بادبند با افق است .

محل اثر نیروی برایند فوق در محل تلاقی محور دو بادبند در وسط طول و ارتفاع تیر خواهد بود. این نقطه با مرکز اتصال افقی ورق بادبند با بال تیر به اندازه نصف ارتفاع تیر فاصله دارد. این مساله باعث میشود که این اتصال علاوه بر نیروی برشی F تحت اثر یک لنگر خمشی نیز باشد. این لنگر خمشی حاصلضرب آن نیروی برشی در نصف ارتفاع تیر است. چون میخواهیم طراحی اتصال را به صورت تیپ انجام دهیم باید این طراحی را برای اتصال در حالتی در نظر بگیریم که تیر متصل به بادبند بیشترین ارتفاع را داشته باشد .

به این ترتیب یک لنگر خمشی و یک نیروی برشی افقی به دست می اید که اتصال ورق به بال تیر را باید بر اساس آن طراحی کنیم. طول ورق نامعلوم است و با توجه به تنشهای مجاز و این که این جوش تحت اثر مشترک لنگر خمشی و برش است طول جوش و به تبع آن طول ورق به دست می آید .

نکته : اگر طول جوش اتصال ورق به تیر مقداری قابل توجه و غیراجرایی شد برای کاهش طول افقی این ورق با توجه به اینکه معمولاً لازم است در دو انتهای ورق اتصال (و دیگر لبه های آن) از ورق سخت کننده استفاده کنیم (شکل ضمیمه اول یا شکل 10-3-9 در مبحث دهم)، میشود این ورقهای سخت کننده ها را به بال تیر نیز جوش داد و از کمک آنها در تحمل نیروی برشی و لنگر خمشی مذکور استفاده کرد. در این حالت جوش مذکور حالت I شکل به خود میگیرد و طول افقی جوش به مقدار قابل ملاحظه ای قابل کاهش است .

4- مرحله بعدی در طراحی این اتصال تعیین ارتفاع ورق اتصال است. این ارتفاع باید با توجه به هندسه اتصال به گونه ای تعیین شود که طول جوش مورد نیاز برای اتصال بادبند به ورق که در بند 2 تامین گردد. این محاسبه بر اساس روابط هندسی و یا با ترسیم جزییات اتصال در اتوکد قابل انجام است .

5- آخرین مرحله تعیین ورق های سخت کننده در لبه های اتصال و وسط اتصال مشابه جزییات شکل 10-3-9 (یا شکل ضمیمه[27]) است. این سخت کننده ها به طور مشابه باید داخل جان تیر هم پیش بینی شوند. ضخامت سخت کننده ها را میتوان در حدود ضخامت ورق اتصال و عرض آن را نیز یک مقدار حداقل (مثلاً حدود 10 سانتیمتر) در نظر گرفت. در مورد سخت کننده های داخل جان تیر این عرض لازم نیست که از نصف عرض بال تیر بیشتر در نظر گرفته شود. (در این مورد هم یک مقدار حداقل اجرایی معمولاً کفایت میکند. طراحی دقیق سخت کننده های داخل تیر قاعدتاً باید بر اساس ضوابط سخت کننده های فشاری در مبحث دهم انجام شود) .

اتصال بادبند های برون محور به تیر در میانه تیر

اصول طراحی این اتصال هم مشابه اتصالات قبلی است. برخی نکات قابل توجه در این زمینه به شرح زیر است :

1- همانند اتصالات دیگر باید برش ویتمور ، برش قالبی ، ضابطه حداقل و حداکثر بعد جوش کنترل گردد. ضخامت ورق اتصال باید مشابه اتصال آن در انتهای دیگر بادبند باشد .

2- مشابه اتصالات دیگر طراحی بر اساس حداکثر نیروی محوری مجاز بادبند انجام میگیرد .

3- طراحی بادبند غیر از مقطع بادبند وابسته به زاویه بادبند با افق نیز میباشد. به همین جهت باید این طراحی را برای چند زاویه مختلف انجام دهیم .

4- محاسبه طول جوش اتصال ورق به بال تیر و به تبع آن محاسبه طول ورق بر اساس محاسبه جوش این اتصال به بال تیر تحت نیروی محوری ناشی از بادبند (نیروی محوری کششی مجاز بادبند) باید انجام گیرد. اگر فرض کنیم که محور بادبند از وسط ورق اتصال عبور کند این طراحی سخت نیست و تنها بر اساس تقسیم نیروی بادبند بر ارزش جوش و با توجه به اینکه ورق به بال تیر در دو خط ، جوش میشود، انجام میگیرد. در این حالت جوش دیگر تحت خمش نخواهد بود. ارزش جوش برای جوش با الکترود E60 ، جوش کارگاهی با کنترل چشمی برابر 669a است (a بعد جوش است). در اینجا چون جوش از دو سمت انجام میشود ارزش جوش دو برابر میشود .

5- ارتفاع ورق به گونه ای محاسبه میشود که طول جوش مورد نیاز جهت اتصال بادبند به ورق تامین گردد. در این اتصال اگر محور بادبند از وسط ورق بادبند در محل اتصال به بال تیر عبور کند بخشی از ورق بادبند بدون استفاده خواهد بود که در جهت صرفه جویی در مصالح میتوان به جای ورق مستطیلی از ورق ذوزنقه ای شکل استفاده کرد .

[27]- شکل مورد اشاره در انتهای این مطلب قابل مشاهده است.

6- همانند اتصال بادبند شورون به تیر در اینجا نیز از ورقهای سخت کننده در لبه های ورق و همچنین داخل جان تیر در ابتدا و انتهای اتصال استفاده میکنیم .

طراحی اتصال بادبند به ستون و صفحه ستون

اصول طراحی این اتصال هم مشابه حالات قبلی است. یعنی همانند بقیه اتصالات باید طراحی بر اساس حداکثر بار مجاز کششی بادبند صورت گیرد. برش قالبی و کنترل تنش در عرض ویتمور انجام گیرد و بعد حداقل و حداکثر جوش بر اساس ضوابط مبحث دهم انجام گیرد. نکته مهمی که در این اتصال وجود دارد اینست که در تراز اتصال به صفحه ستون معمولاً امکان تامین طول جوش افقی برای اتصال نیست و معمولاً عرض صفحه ستون تنها بخش کوچکی از طول جوش مورد نیاز را تامین مینماید. به همین جهت نیروی محوری بادبند از مرکز ثقل جوش عبور نمیکند و باعث میشود که جوش علاوه بر این نیرو تحت اثر یک لنگر نیز قرار گیرد که این لنگر باعث میشود که ارتفاع مورد نیاز جهت اتصال ورق به ستون به مقدار قابل توجهی افزایش یابد .

برای جبران این ضعف دو راه حل توصیه میگردد :

الف- راه حل اول اینست که عرض صفحه ستون حداقل از سمتی که به بادبند متصل میشود به اندازه ای که طول جوش افقی مورد نیاز تامین گردد بزرگتر اختیار گردد. این روش البته ایراداتی را دارد که زیاد شدن تعداد تیپهای صفحه ستون و احتمال اشتباه در اجرای این صفحه ستونها و همچنین سنگین شدن صفحه ستون ها (علی الخصوص با توجه به ضخامت نسبتاً بالایی که معمولاً صفحه ستونها دارند) مهمترین مشکلات این روش است .

ب- روش دیگر این است که صفحه ستونها افزایش بعد نمی یابند اما جهت تامین طول جوش افقی مورد نیاز جهت اتصال بادبند به صفحه ستون بعد از اجرای صفحه ستون یک صفحه دیگر در کنار آن از سمتی که بادبند به ان اتصال می یابد جوش میشود. این صفحه لازم نیست که هم ضخامت با صفحه ستون باشد و یک حداقل ضخامت کافیست. همچنین لازم نیست که این صفحه بر روی زمین اتصال داشته باشد. جهت سبک کردن و اقتصادی شدن طرح ، این صفحه میشود به صورت مثلثی شکل در نظر گرفته شود .

از دو روش بالا روش دوم به نظر میرسد که بهتر و اجرایی تر باشد .

اگر نخواهیم به دو روش بالا عمل کنیم مجبوریم که طرح اتصال را به همان روش عادی انجام دهیم. اکثر نکات در این زمینه گفته شده است و در اینجا تنها به چند نکته اشاره میشود :

1- طراحی این اتصال برای چند زاویه مختلف انجام میشود .

2- در انتخاب بعد جوشها و ضخامت ورق اتصال باید به نحوی عمل کنیم که به حداکثر بعد جوش مجاز آیین نامه ای دست پیدا

کنیم. به این روش میشود ارتفاع مورد نیاز ورق را کاهش دهیم .

3- طول جوش افقی به صفحه ستون باید با توجه به طراحی تیپ اتصالات برای بدترین حالت یعنی حالتی که کمترین طول جوش بر روی صفحه ستون تامین میگردد انجام شود. چون در این مرحله ابعاد صفحه ستون نامشخص است باید یک مقدار برای آن حدس زد. معمولاً مقدار 10 تا 20 سانتیمتر برای حدس اولیه مناسب است. بعداً در زمان طراحی صفحه ستونها باید ابعادی برای صفحه ستون در نظر گرفت که با فرض این قسمت همخوانی داشته باشد و یا اختلاف قابل ملاحظه ای نداشته باشد .

4- برای اینکه درگیر روابط پیچیده که احتمال خطا در آنها زیادست نشویم محاسبه ارتفاع ورق اتصال را میشود به صورت سعی و خطا انجام دهیم. یک فرض اولیه برای ارتفاع اتصال در نظر میگیریم و طراحی را بر اساس آن انجام میدهیم و در آخر در صورت نامناسب بودن آن ارتفاع ، مقداری دیگری برای ان در نظر گرفته و محاسبات را تکرار میکنیم. بهتر است جهت راحتی محاسبات این کار را در نرم افزار اکسل و با نوشتن روابط داخل آن انجام دهیم تا در مراحل بعدی تنها با تعویض اعداد بتوانیم محاسبات را به صورت خودکار انجام دهیم .

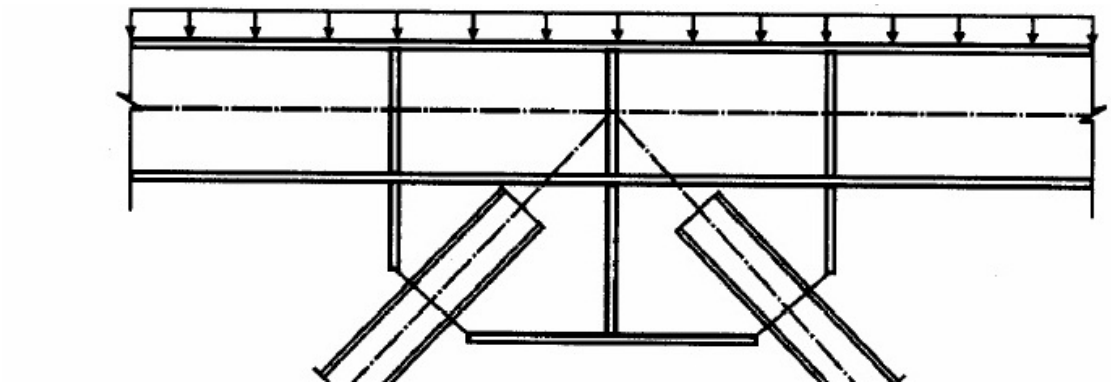
5- بعد از تعیین عرض و ارتفاع اتصال (برای انجام سعی و خطا) و همچنین بعد جوش اتصالات ، باید مرکز جوش را تعیین کنیم. در اینجا جوش حالت L شکل دارد که با توجه به روابط استاتیکی میتوان محل مرکز جوش را تعیین کرد .

6- نسبت به مرکز جوش باید لنگر ناشی از نیروی محوری بادبند را تعیین نمود .نیروی محوری بادبند از مرکز صفحه ستون عبور میکند. با تجزیه این نیرو به دو مولفه افقی و عمودی میتوان این دو نیرو را به محل مرکز جوش انتقال داد. در این انتقال هر کدام از این دو مولفه افقی و عمودی ایجاد یک لنگر نیز مینمایند. این دو لنگر را با توجه به بازوی لنگر آنها نسبت به مرکز جوش میتوان به دست آورد. این دو لنگر را باید با توجه به جهت آنها با یکدیگر جمع جبری نمود .

7- لنگری که به این روش به دست می آید برای جوش L شکل حالت لنگر پیچشی دارد. به این ترتیب مجموعه L شکل جوش تحت دو نیروی افقی و عمودی و یک لنگر پیچشی خواهد بود. بر اساس روابط طراحی جوش که در اکثر کتابها ذکر گردیده است مقدار تنش را در دورترین نقاط به مرکز جوش (یکی در بالای جوش و یکی در پایین آن) به دست می آوریم و با مقدار مجاز مقایسه میکنیم. در این محاسبه باید تنشهای ناشی از نیروهای افقی ، عمودی و لنگر پیچشی جداگانه محاسبه شده و سپس برایند آنها به دست آید. در این محاسبه توجه نمایید که ممکن است برخی از تنشها از یکدیگر کم شوند. برای محاسبه برایند تنشهای عمود بر هم از روابط فیثاغورث استفاده میکنیم. همچنین باید توجه کنیم که جوش در هر دو سمت ورق اتصال انجام میشود (دو خط جوش وجود دارد) .

اگر تنش به دست امده با مقدار مجاز فاصله قابل توجهی داشت باید مقدار طول عمودی جوش را در جهت مناسب اصلاح نموده و محاسبات را تکرار نماییم .

به پیوست نمونه هایی از دتایلهای اتصال در این زمینه و همچنین نمونه هایی از فایلهای اکسل طراحی ضمیمه میگردد [28].توجه گردد که فایلهای قرار داده در اینجا لزوماً مورد تایید نیستند و به طور خاص برخی از انها دارای اختلافاتی با روشهای گفته شده در بالا میباشند و استفاده از آنها تنها جهت کمک و داشتن دید اولیه جهت طراحی و دیتیلینگ میباشد.



طراحی تیرهای متصل به بادبندهای برون محور در حد شکلپذیری کم

در حالتی که از بادبندهای برون محور در حد شکلپذیری کم استفاده شده باشد مطابق بند 10-3-10-3 پ ، تیر مهاربند باید قادر به تحمل بارهای قائم وارد بر آن بدون توجه به وجود مهاربندها باشد. این مساله توسط نرم افزار قابل تشخیص نیست. به همین جهت در این حالت باید فایل اصلی را به اسم دیگری ذخیره کرده و در فایل جدید بادبندهای برون محور را حذف کرده و تیرهای متصل به این بادبندها را بعد از انجام آنالیز تحت ترکیب بارهای ثقلی (بدون حضور بار زلزله) طراحی مجدد نماییم. در این فرآیند اگر مقطع قبلی انتخاب شده برای تیر در فایل اصلی جوابگو بود تغییری در مقطع تیر نمیدهیم. در غیر این صورت باید مقطع تیر را به مقطعی که در فایل دوم نیز جوابگو باشد تغییر دهیم و این تغییر را در فایل اول هم اعمال کنیم و سپس در فایل اول دوباره فرآیند و آنالیز را انجام دهیم و اثر این تغییر را در دیگر نتایج نرم افزار مشاهده نماییم.

[28]- فایلهای مورد اشاره در فولدر شماره 8 در دسترس میباشد.

طراحی قیدهای اتصال ستونهای مشبک فلزی

اگر در بخشی از سازه از ستونهای مشبک استفاده کرده باشید طراحی قیدهای اتصال آنها به یکدیگر باید به صورت دستی انجام شود. باید توجه نمایید که در نرم افزار در مورد قیدهای اتصال ، هیچگونه طراحی یا کنترلی انجام نمیشود و این مساله باید به صورت دستی انجام شود. قیدهای اتصال میتوانند به صورت قید مورب یا موازی باشند. در حالت استفاده از قید مورب (برای روش تنش مجاز) باید طراحی این قیدها بر اساس بند 10-1-4-4-3 و در حالت استفاده از قید موازی باید از ضوابط بند 10-1-4-4-4 انجام گردد. معمولاً برای ستونها استفاده از قیدهای موازی رایجتر از قیدهای مورب است. باید توجه نمود که استفاده از ستون با قید (مورب یا موازی) در قابهای خمشی ویژه ممنوع است و در قابهای خمشی متوسط تنها در حالتی مجاز است که سیستم قاب خمشی تنها در سمتی که عمود بر قیدهاست استفاده شود و در سمت دیگر از قاب ساده استفاده شده باشد .

در مورد طراحی این قیدها در کتابهای مختلف توضیحات کافی به همراه مثالهای مختلف موجود است. در اینجا فقط به چند نکته در زمینه طراحی این ستونها با استفاده از قید موازی اشاره میشود :

1- برای راحتی محاسبات میتوان طراحی قیدها را به طور کلی برای هر تیپ از ستونهایی که به صورت مشبک اجرا میشوند بر اساس بار مجاز کششی آنها طراحی نمود. بار مجاز کششی یک ستون در روش تنش مجاز برابر 0.6Fy*Ag فرض میشود. Ag سطح مقطع کل ستون بدون احتساب قیدها میباشد .

2- چون استفاده از این سیستم در قابهای خمشی دارای محدودیت است (در بالا اشاره شد) و در قابهای مفصلی هم عملاً نیروی برشی قابل توجهی در ستونها به وجود نمی آید ، میتوان در طراحی قیدها برش وارد بر ستون را صفر فرض کرد و تنها به 2 درصد بار محوری ستون به عنوان نیروی برشی که در مبحث دهم به آن اشاره شده است کفایت کرد .

3- در هر طبقه در محل اتصال تیر به ستون باید از ورقهایی با ارتفاع مناسب به جای قید استفاده شود. این ارتفاع باید به گونه ای باشد که بزرگترین تیر متصل به ستون به همراه وسایل اتصال در بالا و پایین آن در روی آن ورق جا شوند. این ورق به صورت متقارن در دو سمت ستون اجرا میشود. در صورتی که به ستون بادبند نیز متصل شود ارتفاع ورق باید تا حدی افزایش یابد که ورق بادبندی نیز بر روی آن ورق جا شود .

4- در هر طبقه حداقل دو جفت قید باید اجرا شود .

5- ظرفیت فشاری ستونهای دارای قید باید بر اساس لاغری ستون در دو جهت بر اساس مشخصات مقطع مرکب به دست آید. در محاسبه لاغری ستون حول محور عمود بر قیدها ، باید بر اساس رابطه 10-1-4-4 عمل نمود که این رابطه، لاغری بزرگتری

نسبت به حالت عادی نتیجه میدهد. این مساله در ETABS در نظر گرفته نمیشود و محاسبه ظرفیت ستون بر اساس همان لاغری (K*L/ry)انجام میشود که معمولاً مقداری کمتر از مقدار حاصل از رابطه 10-1-4-4 میباشد. اگر فاصله محور تا محور دو مقطع تشکیل دهنده ستون به اندازه ای اختیار شود که در محاسبه لاغری ، مقدار لاغری حول محور موازی قیدها (محور X) به اندازه کافی بزرگتر از لاغری حول محور عمود بر قیدها شود این مساله تاثیری در نتایج نخواهد داشت .به همین جهت بهتر است از همان ابتدا فاصله دو مقطع به گونه ای تنظیم شود که این مساله تامین گردد (در صورتی که لاغری حول محور X حدود 10 درصد بزرگتر از لاغری حول محور Y شود معمولاً کفایت میکند). اگر این مساله قابل تامین نباشد بهتر است در طراحی این ستونها محافظه کارانه عمل کرده و کنترل نماییم که نسبت تنش در این ستونها که توسط نرم افزار گزارش میشود حداقل چند درصد از مقدار مجاز کمتر باشد .

به پیوست یک نمونه فایل اکسل که به طراحی ستونهای دوبل IPE با قید موازی کمک میکند قرار داده شده است[29].

کارانه تر است. در حالتی که از آیین نامه AISC-ASD89استفاده کرده باشیم مقدار لاغری بادبندها به عدد 200 محدود میشود و کنترل بیشتری انجام نمیشود. در این حالت باید بعد از اتمام طراحی سازه در نرم افزار لاغری بادبندها را کنترل نماییم که تا از عدد 124 بیشتر نشوند. البته بهتر است که این کار در حین طراحی به صورت دستی انجام شود .مقدار لاغری هر بادبند با توجه به طول آن و ضریب K و شعاع ژیراسیون به راحتی قابل محاسبه است. در مواردی که لاغری بادبند از مقدار مجاز 124 بیشتر میشود میتوان از شرطی که در ادامه بند مذکور در مبحث دهم آمده است کمک گرفت .نحوه کنترل این شرط به شرح زیر میباشد :

الف- اگر در یک قاب لاغری بادبندی جوابگو نبود آن قاب را بیرون میکشیم .برای هر یک از ستونهای متصل به بادبند در هر یک از طبقات با توجه به مقطع انتخاب شده برای ستون مقدار بار مجاز فشاری ستون را به دست می آوریم (این مساله یک بار برای حالت فشار و یک بار برای حالت کشش باید کنترل شود که چون حالت کششی برای ستون نسبت به فشاری بحرانی نیست از آن صرفنظر میکنیم). مقدار بار مجاز فشاری در روش تنش مجاز از ضرب کردن سطح مقطع ستون در تنش مجاز فشاری به دست می اید. تنش مجاز فشاری را بعد از طراحی سازه با کلیک راست بر روی هر ستون و مراجعه به صفحه جزییات طراحی تحت عنوان Fa میتوانیم مشاهده نماییم. در همین صفحه هم سطح مقطع ستون تحت عنوان A قابل براشت است .در صورت طراحی به روش حالات حدی با استفاده از ایین نامه AISC360-05/IBC2006 مقدار بار مجاز اسمی ستون هم از داخل همین صفحه تحت

[29]- فایل مورد اشاره در فولدر شماره 9 در دسترس است.

عنوان Phi*Pnc قابل برداشت است .

ب- برای محاسبه بار قابل انتقال به ستونها از طرف بادبندها ، باید ظرفیت محوری بادبندها به صورت کششی یا فشاری را به دست آوریم. در مورد هر یک از بادبندها یکی از این دو ظرفیت کششی یا فشاری برداشت میشود. انتخاب این دو حالت با توجه به این مساله است که باید ستون تحت فشار قرار گیرد. مقدار بار مجاز محوری بادبند در حالت کششی حاصل ضرب تنش مجاز 0.6Fy در سطح مقطع بادبند به دست می آید. در حالت فشاری به جای 0.6Fy باید تنش مجاز Fa را جایگزین نمود. این مقدار از صفحه جزییات طراحی هر بادبند قابل استخراج است .در روش حالات حدی هم ظرفیت کششی و یا فشاری عضو از صفحه جزییات طراحی به ترتیب تحت عناوین Phi*Pnt و Phi*Pnc قابل استخراج است .

ج- جهت محاسبه بار قابل انتقال به ستون از طرف بادبند باید مقادیر بند ب را در سینوس زاویه بادبند با افق ضرب کنیم. مقدار به دست آمده را در روش حالت حدی در ضریب 1.15 و در روش تنش مجاز در ضرب 1.67*1.5/1.15=1.28 ضرب میکنیم.

استفاده از ضریب 1.67 در اینجا به این دلیل است که مقدار بار محوری محاسبه شده برای بادبند به جای مقاومت بادبند (که در مبحث دهم به آن اشاره شده است) بار محوری مجاز است که برای تبدیل آن باید ضریب 1.67 را اعمال نمود .

د- برای محاسبه بار منتقل شده به ستون از طرف بادبند باید مقادیر به دست آمده از بند قبل را به صورت تجمعی از بالا به پایین با هم جمع کنیم. مثلاً برای ستون آخر تنها کفایست که بار منتقل شده از طرف بادبندهای طبقه آخر را با هم جمع کنیم ولی برای طبقه پایینتر ان باید علاوه بر بادبندهای طبقه آخر ، بار محوری ستونهای طبقه ماقبل آخر نیز در نظر گرفته شوند و یا برای ستونهای طبقه همکف باید نیروی تمام بادبندهای متصل به آن ستون در طبقات بالاتر را با هم جمع بست .

ه- مقادیر به دست امده از بند د را با مقادیر مجاز هر ستون، محاسبه شده در بند ب مقایسه میکنیم. اگر در تمام حالات ظرفیت ستون (بند ب) از بار منتقل شده به ستون (بند د) بیشتر باشد شرایط مورد نظر تامین شده است و لاغری بادبند تا 200 قابل قبول خواهد بود. اگر حتی در یک مورد این شرایط در قاب مورد بررسی تامین نشود دیگر نمیتوان برای بادبندهای آن قاب لاغری مجاز را تا عدد 200 افزایش داد .

2- در مورد بادبندهای همگرا در حد شکلپذیری کم مطابق بند 10-3-9-3-2-1 لاغری بادبند در حالت استفاده از بادبند شورون و K نباید از عدد 4.23*(E/Fy)^0.5بیشتر شود. این مقدار برای فولاد St37 همان عدد 124 خواهد بود. برای مابقی بادبندها محدودیت بیشتری در مبحث دهم پیش بینی نشده است .(شکل ضمیمه دوم)

در نرم افزار وقتی که از آیین نامه AISC-ASD89 استفاده میکنیم این ضابطه ارضا نمیشود و کنترل آن باید به صورت دستی انجام

شود. در حالت استفاده از آیین نامه AISC360-05/IBC2006 وقتی که اعضای بادبند از نوع OCBF انتخاب شوند، این ضابطه با اندکی اختلاف رعایت میشود. در نرم افزار به جای ضریب 4.23از ضریب 4 استفاده میشود که در جهت محافظه کاری است .

3- در مورد بادبندهای واگرا در حد شکلپذیری ویژه مطابق بند 10-3-10-2-4-1 الف مقدار لاغری باید به 4.23*(E/Fy)^0.5 محدود شود(شکل ضمیمه سوم). این مقدار برای فولاد St37 عدد 124 خواهد بود. در مورد این سیستم سازه ای قبلاً اشاره شده است که بهتر است که از آیین نامه AISC360-05/IBC2006 استفاده شود. در این حالت نیز با توجه به اینکه اعضای بادبند از نوع EBF انتخاب میشوند لاغری آنها در نرم افزار محدودیت اضافه دیگری ندارد. پس به همین جهت باید به صورت دستی این لاغری کنترل گردد که از عدد 124 بیشتر نشود. بهتر است که این کنترل همزمان با طراحی سازه در نرم افزار انجام گردد .

4- در مورد مهاربندهای واگرا در حد شکلپذیری کم در مبحث دهم ضابطه اضافی خاصی پیش بینی نشده است. در این حالت لاغری تا عدد 300 قابل قبول خواهد بود.

الف ـ لاغری عضو قطری فشاری، $\frac{KL}{r}$ ، نباید از $\left(۴/۲۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right)$ تجاوز نماید. لاغری قطری‌ها را در قاب‌هایی که ستون‌های آنها قادر به‌تحمل بار منتقل‌شده‌ای معادل، ۱/۱۵ در طراحی حالات حدی و $\frac{۱/۱۵}{۱/۵}$ در طراحی تنش‌های مجاز، برابر مقاومت‌های اسمی مهاربندها باشند، می‌توان برابر عددی بین مقدار عنوان شده و ۲۰۰ در نظر گرفت.

۱۰ـ۳ـ۹ـ۳ـ۲ـ۱ لاغری عضو قطری مهاربند فشاری، $\frac{KL}{r}$ ، در مهاربندهای ۷ و ۸ و K نباید از $۴/۲۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ تجاوز نماید.

الف ـ لاغری اعضای قطری، نباید از $(۴/۲۳\sqrt{\frac{E}{F_y}})$ **تجاوز نماید.**

استخراج نیروی طراحی اتصال تیر به ستون در تیر متصل به مهاربند واگرا

در مورد طراحی اتصال تیر به ستون در قاب با مهاربند واگرای ویژه که به صورت گیردار میباشد قبلاً راهنمایی انجام شده است. در اینجا بر روی حالتهایی غیر از حالت مذکور بحث میکنیم. اگر تیر متصل به این بادبندها جزیی از قابهای خمشی باشند (سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربند واگرا) طراحی اتصال آن به صورت گیردار و با رعایت نکات مطرح شده برای قابهای خمشی (قبلاً بیان شده است) میباشد. در اینجا بحث بر روی حالتی است که مهاربند واگرا در یک قاب ساده قرار گرفته باشد که باید اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی طراحی شود. در مورد طراحی اتصال مفصلی تیر به ستون هم قبلاً راهنمایی انجام شده است. نکته ویژه ای که این اتصال را از بقیه اتصالات مفصلی متمایز مینمایند شامل موارد زیر است :

1- بر خلاف اتصالات مفصلی دیگر در این اتصال ترکیب بار بحرانی مربوط به ترکیب بارهای ثقلی نیست و ترکیب بارهایی که شامل بار زلزله نیز هستند ممکن است بحرانی شوند. این مساله بر روی نحوه برداشت واکنش تکیه گاهی و انتخاب ترکیب بار بحرانی تاثیر گذار است .

2- بر خلاف اتصالات مفصلی دیگر که عمدتاً واکنش تیر به ستون رو به سمت پایین (در جهت بارهای ثقلی) است در این اتصال به دلیل ورود اثرات زلزله ممکن است جهت واکنش تکیه گاهی خلاف جهت بار ثقلی بشود. به همین جهت استفاده از اتصالات مفصلی مرسوم که با استفاده از نشیمن به صورت نبشی یا ورق میباشند در اینجا قابل توجیه نیست. در اتصالات مفصلی با استفاده از نشیمن چون فرض بر اینست که جهت واکنش به سمت پایین است بال تیر بر روی نشیمن جوش کافی نمیشود و از یک جوش حداقلی استفاده میگردد و انتقال بار به نشمین از طریق اتصال تماسی بال و نشیمن انجام میشود. در این حالت باید از اتصالی مفصلی استفاده کرد که بتواند واکنش تکیه گاهی در هر دو جهت را به اتصال منتقل نماید .

با توجه به موارد بالا نکات زیر در این مورد قابل ذکر است :

1- جهت استخراج واکنش تکیه گاهی ماکسیمم جهت طراحی اتصال باید تمام ترکیب بارهای طراحی را در یک ترکیب بار با ضریب ترکیب یک و به روش ENVE اضافه میکنیم. با مشاهده نمودار برش برای این ترکیب بار ، برش ماکسییم در محل تکیه گاه را استخراج میکنیم. برای هر مقطع مقدار ماکسیمم را از تیرهای مختلف استخراج میکنیم و طراحی را بر اساس مقطع تیر تیپ

میکنیم. غیر از آن میتوانیم با انتخاب تمام این تیرها خروجی متنی را از نرم افزار برای ترکیب بار مذکور بگیریم و از بین اعداد ارایه شده مقادیر ماکسیمم را استخراج میکنیم .

2-با داشتن واکنش ماکسیمم برای هر مقطع میتوانیم اتصال تیر به ستون را طراحی کنیم. اتصالات مختلفی در این زمینه میتوانیم پیش بینی کنیم. یکی از آنها حالتی است که از اتصال نشیمن در زیر استفاده کنیم و همین اتصال نشیمن را در بالا برای تحمل واکنشهای رو به بالا قرینه کنیم. این حالت اتصال استانداردی نیست و در کتابها در مورد آن بحث نشده است و مقداری گیرداری ایجاد خواهد کرد. حالت دوم که مطلوبتر است استفاده از اتصال نبشی جان است .این اتصال مشابه اتصال تیر به تیر است که قبلاً در مورد آن بحث شده است. در این مورد باید دقت کنیم که شماره نبشی جان به گونه ای انتخاب شود که از عرض ستون در محل اتصال کمتر باشد و جای کافی برای جوشکاری هم موجود باشد .اگر چنین چیزی تامین نشود میشود با جوش ورقی بزرگتر به ستون عرض کافی جهت اتصال را تامین نمود. ارتفاع این ورق باید به گونه ای باشد که تیر بر روی آن جا شود و از بالا و پایین هم مقداری اضافه تر (در حدود 10 سانتیمتر) ادامه یابد. به دلیل مسایل اجرایی بهتر است که در هر صورت یک نشیمن به صورت نبشی در زیر تیر قرار گیرد. این نشیمن را در طراحی تیر میتوانیم نادیده بگیریم. دیگر اصول طراحی این اتصال قبلاً بیان شده است و در مراجع مختلف هم با مثال توضیح داده شده است .

***نکته : در حالت استفاده از مهاربند واگرای ویژه مطابق بندهای 10-3-2-10-3 و 10-3-10-2-5 به ترتیب تیر در خارج از ناحیه پیوند و ستون متصل به این تیرها باید برای نیروهای بیشتری نسبت به ترکیب بارهای عادی طراحی شوند. به همین جهت به نظر منطقی میباشد که اتصال تیر به ستون هم بر اساس این بارگذاری افزایش یافته طراحی شود و نه بر اساس ترکیب بارهای عادی. اما در مبحث دهم به این مساله اشاره ای نشده است و اجباری بر طراحی اتصال برای نیروهای افزایش یافته وجود ندارد. به همین جهت در بالا راهنمایی انجام شده با فرض کفایت طراحی اتصال با توجه به ترکیب بارهای عادی میباشد.**

طراحی اتصالات مهاربندها در سیستم مهاربند همگرا در حد شکلپذیری ویژه

در قسمتهای قبل در مورد نحوه طراحی اتصالات بادبندها در حد شکلپذیری کم راهنمایی شد. در این قسمت این اتصالات در حد شکلپذیری زیاد مورد بحث قرار میگیرد. ضابطه طراح این اتصالات مطابق بند 10-3-9-2-3-4 میباشد (شکل ضمیمه اول و دوم)[30] .

[30]- شلکهای مورد اشاره در انتهای مطلب قابل مشاهده میباشند.

تفاوتهای عمده ای که روش طراحی در این حالت با حد شکلپذیری کم دارد به شرح زیر است :

1- نیروی طراحی اتصال باید به جای تنش تسلیم بر اساس تنش تسلیم محتمل محاسبه شود. در این حالت نیروی طراحی 15 درصد بیشتر از حالت طراحی در حد شکلپذیری کم خواهد شد .

•نکته : نیروی طراحی برای دو حالت کششی و فشاری باید محاسبه شود که حالت فشاری بحرانی نخواهد شد و به همین جهت محاسبه نیرو بر اساس حالت کشش کفایت میکند .

2- در حد شکلپذیری زیاد یا باید اتصال برای مقاومت خمشی ذکر شده در بند 10-3-9-2-3-4 ب (شکل ضمیمه دوم) نیز طراحی شود و یا باید اتصال مطابق جزییات ارایه شده در شکل 10-3-8 اجرا گردد (شکل ضمیمه دوم). در این حالت مجبوریم بادبند را به اندازه 2t قبل از قطر ورق قطع کنیم (t ضخامت ورق اتصال است). این مساله به دلیل جلوگیری از ایجاد گیرداری در اتصال است. این مساله باعث کاهش طول جوش مورد نیاز بر روی ورق میشود. در این حالت این طول جوش با اضافه کردن طول ورق به صورت مورب و به موازات راستای بادبند همانند شکل 10-3-8 باید تامین گردد (شکل ضمیمه دوم). به همین جهت بر خلاف حد شکلپذیری کم در اینجا دیگر نمیتوانیم از ورقهای مستطیلی شکل به عنوان ورق اتصال استفاده نماییم. این مساله مشکل دیگری نیز ایجاد میکند. به دلیل اینکه بادبند قبل از قطر ورق قطع شده است باید ورق اتصال را در عرض ویتمور برای خطر کمانش جانبی کنترل نماییم. در حالت قبلی هم این کنترل باید انجام شود اما چون طول آزاد ورق بعد از قطع بادبند اندک است عملاً این مساله حاکم نخواهد شد. اما در این جا طول آزاد ورق در راستای بادبند تا گوشه آن (محل اتصال به تیر و ستون) مقدار قابل توجهی است که باعث بحرانی شدن این مساله در تعیین ضخامت ورق میشود. این مساله باعث بالا رفتن ضخامت ورق اتصال میشود. برای جلوگیری از این مساله و اقتصادی شدن طرح میتوان در راستای بادبند و به موازات آن ورق اتصال را با سخت کننده تقویت نمود. غیر از این سخت کننده در لبه های ازاد ورق نیز سخت کننده های دیگری جهت جلوگیری از کمانش ورق در لبه ها تعبیه میشود .

غیر از دو مورد کلی فوق مابقی کنترلهای دیگر در طراحی اتصال مثل کنترل برش قالبی ، کنترل ورق در عرض ویتمور و ... مشابه حد شکلپذیری کم انجام میشود .

جهت طراحی این اتصال میتوان از ویرایش دوم دفترچه جزییات اتصالات قاب مهاربندی شده هم محور که توسط سازمان نوسازی ، توسعه و تجهیز مدارس کشور تهیه شده است کمک گرفت. این دفترچه به صورت یک فایل پی دی اف 135 صفحه ای شامل

جزییات طراحی و اتصالات تیپ در حالات مختلف از لینکهای زیر در 4 بخش و حجم کلی حدود 17 مگابایت قابل دانلود است[31] :

بخش اول ، بخش دوم ، بخش سوم ، بخش چهارم

جزییات اتصالات هم علاوه بر فایل بالا از طریق فایل پیوست در فرمت اتوکد هم قابل دانلود است. در این جزییات و فایل راهنمای بالا دو روش خط آزاد خمش مستقیم و بیضی شکل وجود دارد که استفاده از هر دو روش اختیاری است. شکلی که در مبحث دهم ترسیم شده است بر اساس خط آزاد خمش مستقیم است .

در استفاده از دتایلهای تیپ ارایه شده باید به توضیحات ارایه شده در فایل راهنمای 135 صفحه ای در صفحه 3 راهنما (یا صفحه 13 فایل پی دی اف) توجه نمود (شکلهای ضمیمه سوم و چهارم) .در این مورد به طور خاص باید توجه نمود که دتایلهای این نقشه ها باید با توجه به شرایط هر پروژه و بعد از حذف موارد اضافه که به پروژه مورد نظر ربطی ندارد بازسازی و ترسیم دوباره شده و مورد استفاده قرار گیرد. همچنین در قسمت اتصال به صفحه ستون باید به روش گفته شده در فایل راهنما با اضافه کردن ورق در کنار صفحه ستون و جوش نفوذی آن به صفحه ستون طول جوش افقی مورد نظر را تامین نمود (شکل ضمیمه پنجم) . این قطعه ورق نیاز به بولتهای کافی مطابق جزییات ارایه شده در فایل راهنما جهت اتصال به صفحه ستون میباشد .

در حالتی که صفحه اتصال به بال ستون متصل نمیشود باید به ستون در پشت اتصال ورق بستر اتصال اجرا شود (شکل ضمیمه ششم و هفتم) .

مبانی طراحی که بر اساس آن دتایلهای ضمیمه شده به دست آمده اند نیز در شکل ضمیمه هشتم قابل مشاهده است .

در شکلهای ضمیمه نهم و دهم نمونه جزییات اتصال برای بادبند با مقطع دوبل ناودانی با فرض خط آزاد خمش مستقیم و در شکلهای ضمیمه یازدهم و دوازدهم همین نمونه جزییات با فرض خط آزاد بیضی گون نمایش داده شده است .

در مورد نحوه طراحی اتصال در پیوست الف و ب راهنما توضیحات کافی با ذکر مثال ارایه شده است.

[31]- فایلهای مورد اشاره در این قسمت در فولدر شماره 10 در دسترس میباشند.

۱۰ ـ ۳ ـ ۹ ـ ۲ ـ ۳ ـ ۴ اتصالات اعضای قطری مهاربندها

الف ـ مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصال‌های قطری مهاربندی، شامل اتصال تیر به‌ستون اگر بخشی از سیستم مهاربندی باشد، باید حداقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

- در طراحی به‌روش حالات حدی برابر با $F_{ye} A_g$ و در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز $۰/۶ F_{ye} A_g$

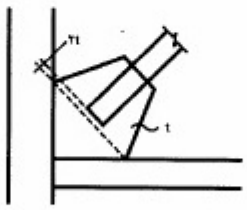
  در این عبارات، A_g سطح مقطع کلی عضو قطری مهاربند و F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار آن است.
- حداکثر اثر نیرویی که براساس تحلیل سازه، سیستم باربر جانبی می‌تواند به‌مهاربند منتقل نماید.

پ ـ مقاومت خمشی مورد نیاز

مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال‌های قطری‌های مهاربندی باید حداقل برابر با $1/1M_{pe}$ در طراحی حالات حدی و یا $0/6\times1/1M_{pe}$ در طراحی تنش‌های مجاز باشد. M_{pe} لنگر خمشی پلاستیک مقاوم تسلیم مورد انتظار مهاربند حول محور کمانش بحرانی مقطع، $F_{ye}\,z$ ، است.

در اتصال‌های مهاربندی که ظرفیت کششی بند الف را دارا بوده و قابلیت سازگاری با دوران‌های غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در آنها تأمین شده باشد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحهٔ مهاربندی با قطع مهاربند قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال، مطابق شکل ۱۰ـ۳ـ۸ تأمین می‌شود.



شکل ۱۰ ـ ۳ ـ ۸ اتصال مهاربندی با ایجاد خط آزاد خمش.

پ ـ مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال‌های مهاربندی باید براساس حالت حدی کمانش تعیین شود. این مقاومت را می‌توان حداقل برابر با $1/25P_n$ در طراحی حالات حدی و یا $1/25F_a\,A_g$ در طراحی تنش مجاز در نظر گرفت. P_n ظرفیت فشاری اسمی عضو قطری مهاربند و F_a تنش فشاری مجاز آن است.

شرایط استفاده از نقشه های تیپ این دفترچه:

۱. تغییر ابعاد مندرج در جداول این دفترچه با توجه به ملزومات کارگاهی تا ۲ سانتیمتر بلامانع می باشد و بیش از آن مجاز نخواهد بود.

۲. دفترچه حاضر ارائه هنده جزئیات طراحی اتصال مهاربند به قاب مهاربندی می باشد و نه مقاوم سازی یک اتصال موجود.

۳. جزئیات ارائه شده در دفترچه حاضر باید با توجه به شرایط واقعی پروژه و ابعاد تیر و ستون و اتصالات آنها باز ترسیم و در صورت نیاز بازطراحی گردند.

۴. از آنجا که کلیه ابعاد و اندازه ها به صورت جدول ارائه گردیده است، ضمیمه نمودن مستقیم دفترچه حاضر به نقشه های طراحی ممنوع می باشد. جزئیات مورد استفاده در هر پروژه باید از جداول موجود استخراج و با توجه به شرایط پروژه بازترسیم گردند.

۵. کلیه ابعاد بر حسب سانتیمتر می‌باشد، مگر آنکه واحد مربوطه قید شده باشد.

۶. رعایت دقیق طول جوش های ذکر شده در جداول نیز حین اجرا الزامی است. هر گونه کاهش در طول جوش ورق مهاربند به تیر و ستون و هر گونه افزایش یا کاهش طول جوش مهاربند به گاست ممنوع می باشد.

۷. بریدگی کنج گاست زیر تیرها برای تشیعنهای انعطاف‌پذیر (بتنی تشیعن) حداکثر با ساق ۱۱ سانتیمتر و یا تشیعنهای تقویت شده با طول (در راستای تیر) حداکثر ۱۱ سانتیمتر مفروض شده است. چنانچه در نقشه‌های محاسباتی وضعیت اتصال تیر به ستون به غیر از حالت ذکر شده باشد، می‌توان بجای گاستی که در نقشه‌ها در زیر تیر قرار گرفته است از گاست مناسبتری استفاده نمود.

۸. در پروژه های تخریب و بازسازی توصیه می گردد در دهانه های مهاربندی شده به جای طراحی تشیعن های انعطاف پذیر از تشیعن با سخت کننده دوبل استفاده گردد. تا الزامی به بریدن کنج ورق های گاست نباشد.

۹. زاویه در نظر گرفته شده در طراحی، زاویه بین امتداد مهاربند و امتداد محور تیر می‌باشد و می‌توان برای بدست آوردن این زاویه برای هر دهانه و ارتفاعی از فاصله بین محور تیرها و ستونها استفاده نمود.

۱۰. با توجه به استفاده از روش بار یکنواخت در طراحی ابعاد گاست ها، در صورتی که ابعاد تیر یا ستون بیش از ۳۰ سانتیمتر باشد، ابعاد ورقها قبل از استفاده از این دفترچه باید کنترل گردد.

۱۱. کنترل فشردگی لرزه‌ای مقاطع، با توجه به شکل‌پذیری سیستم مهاربندی انتخابی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان الزامی می‌باشد.

۱۲. در اتصال مهاربند به صفحه ستون، چنانچه طول ورق صفحه ستون برای جوش قسمت افقی گاست کافی نباشد، باید از ورق کمکی با جوش نفوذی کامل و تماد کافی بولت مهاری (به منظور انتقال مستقیم برش به پی) برای اتصال این ورق به کف استفاده گردد(شکل ۱) و هر گونه تغییر در ابعاد ورق ها اتصال مجاز نمی باشد. توصیه می گردد در چنین مواردی به جای استفاده از ورق کفه جهت تامین طول جوش افقی از مقاطع تورد شده استفاده گردد(شکل ۲).

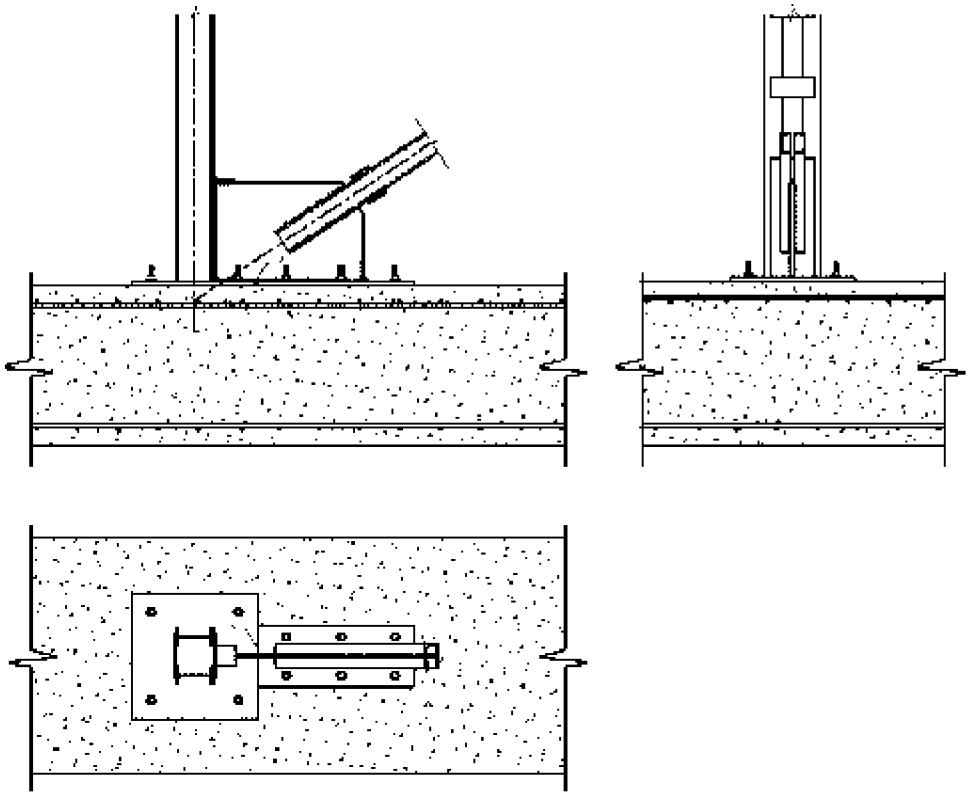
۱۳. سخت کننده هایی که در حد فاصل خط آزاد خمش و قسمت انتهایی ورق گاست (به سمت وسط المان مهاربند) قرار می‌گیرند نباید خط آزاد خمش را قطع نمایند.

۱۴. ضروری است یک جفت سخت کننده مثلثی به ابعاد مناسب (با توجه به بعد ستون) بصورت افقی جهت اتصال ورق گاست به ستون و یک جفت ورق مشابه یا بزرگتر بصورت قائم جهت اتصال ورق گاست به صفحه‌ستون اجرا گردد. در این خصوص بایستی دقت کافی متطور گردد تا سخت کننده‌های مذکور خط آزاد خمش را قطع ننمایند(شکل ۳).

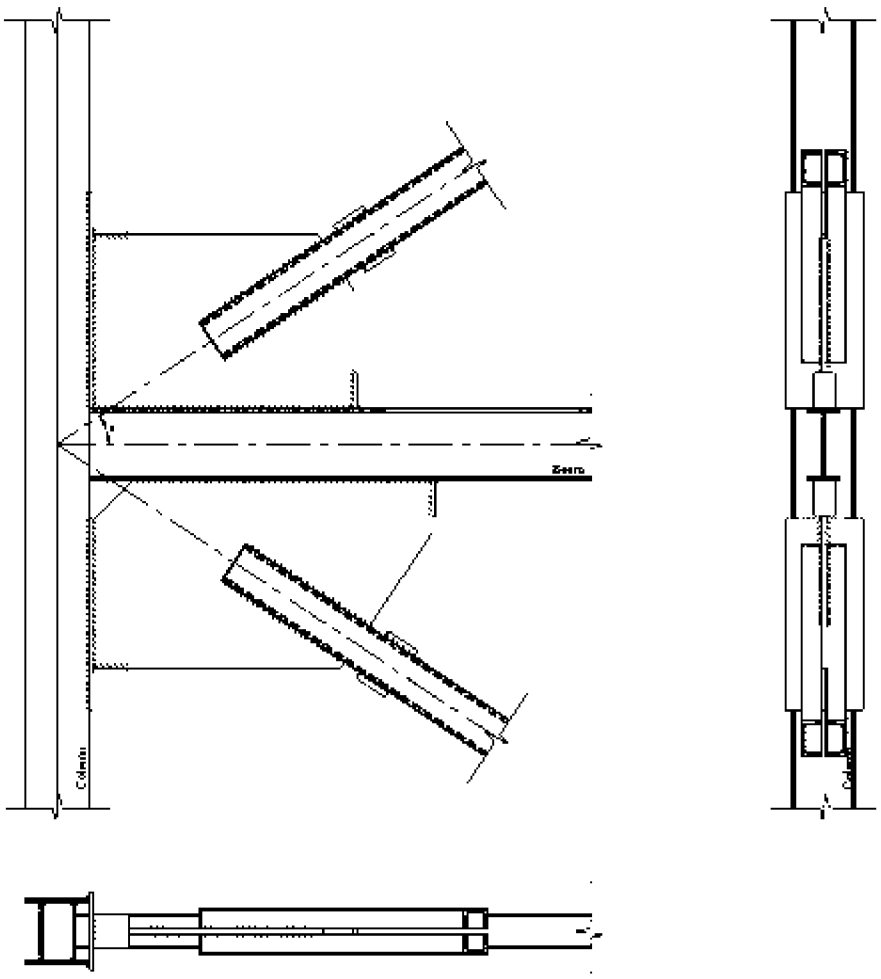
۱۵. در کلیه مواردی که ورق اتصال مهاربند در راستای جان ستون یا تیر اجرا نمیگردد، استفاده از یک جفت سخت کننده در فواصل منظم ۳۰ سانتیمتری در راستای افقی (اتصال گاست به ستون) یا عمودی (اتصال گاست به تیر) الزامی است. (در صورت وجود سخت کننده در جداول موجود در دفترچه از مندرجات جداول استفاده گردد).(شکل ۴ الی شکل ۶)

۱۶. مقاطع در نظر گرفته شده در این نقشه‌ها شامل مقاطع دوبل UPA. UNP. IPE می‌باشد.

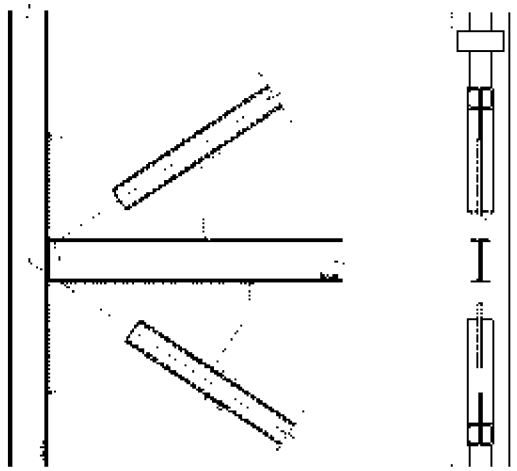
۱۷. ورقهای گاست به صورت بهینه طراحی شده‌اند و جزئیات کامل برای برشکاری ارائه شده است.



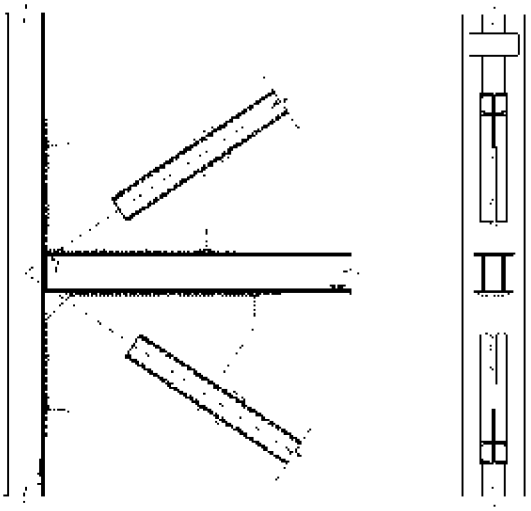
شکل ۱: افزایش ابعاد ورق صفحه ستون



شکل ۴: استفاده از ورق بستر اتصال روی ستون با توجه به عدم هم راستا بودن ورق مهاربند با جان ستون



شکل ۵: استفاده از ورق بستر اتصال روی ستون با توجه به عدم هم راستا بودن ورق مهارکننده با جان ستون

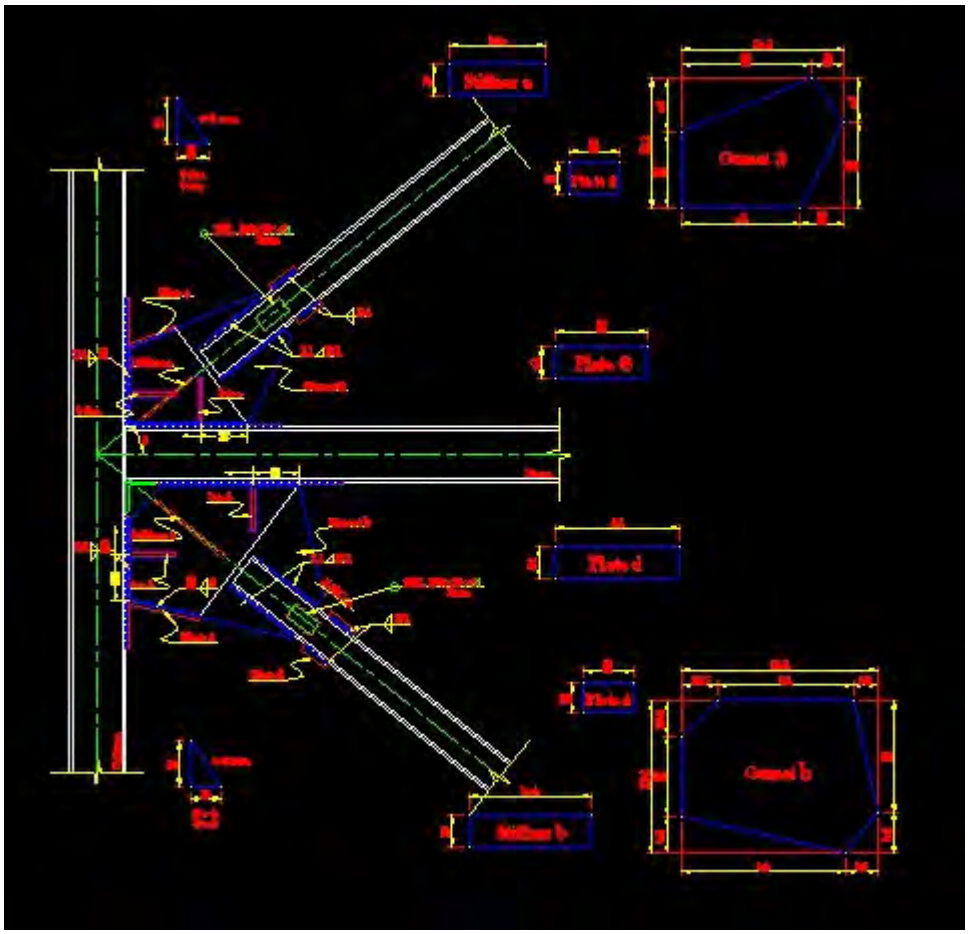


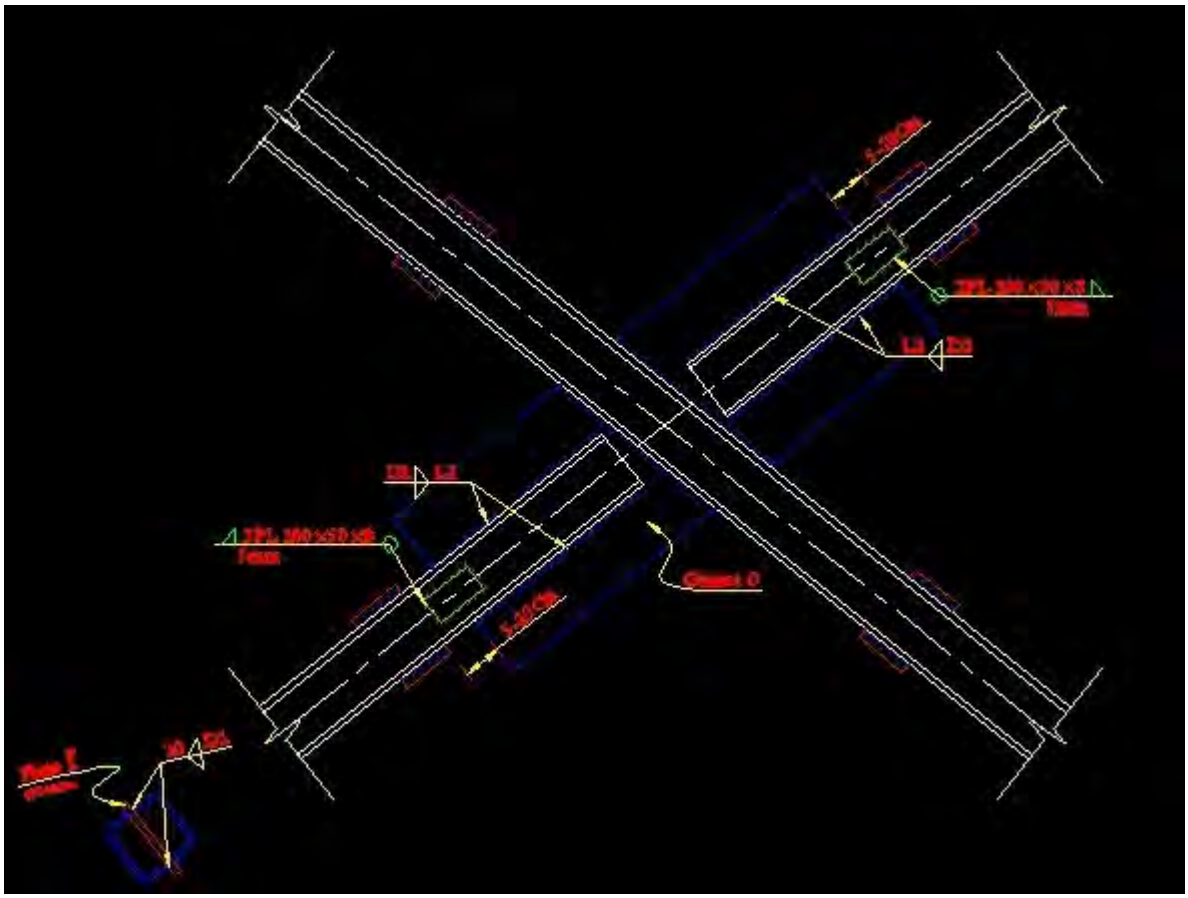
شکل ۶: استفاده از ورق بستر بواسطه عدم هم راستا بودن ورق اتصالی با جان تیر و ستون

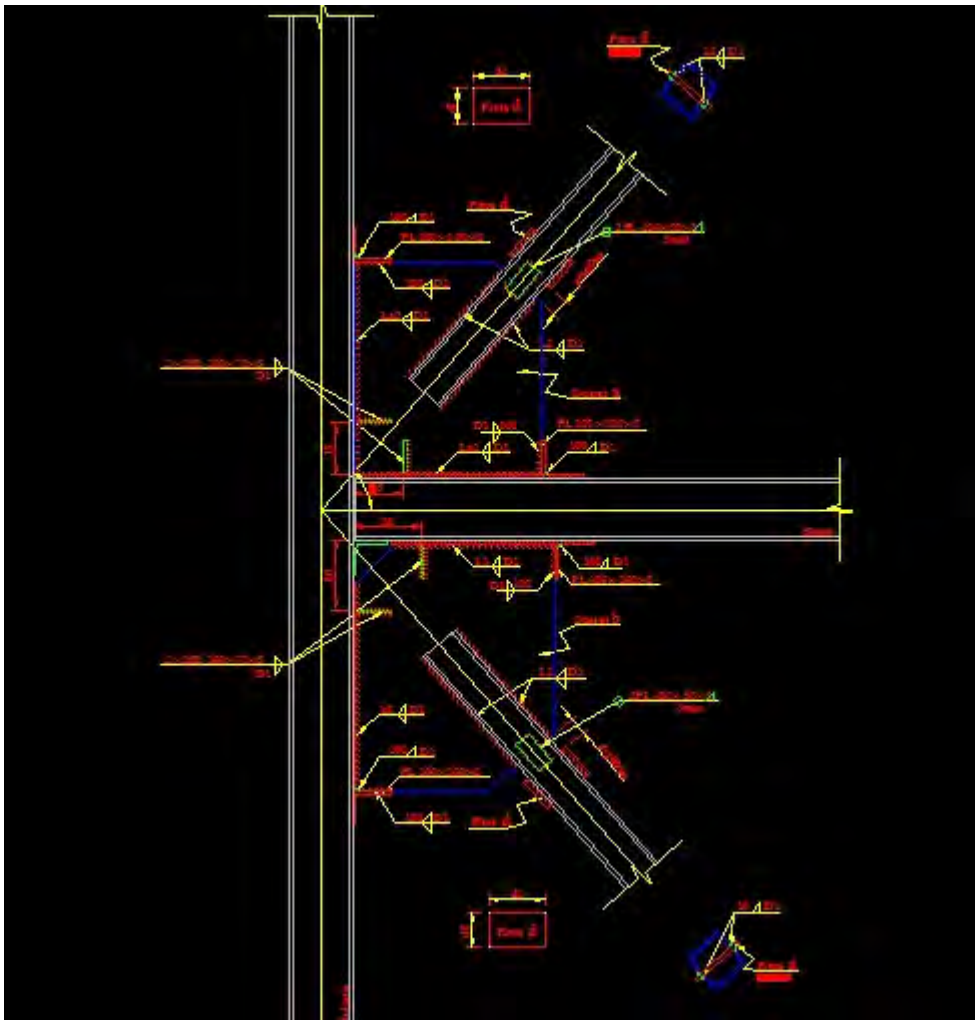
مبانی طراحی

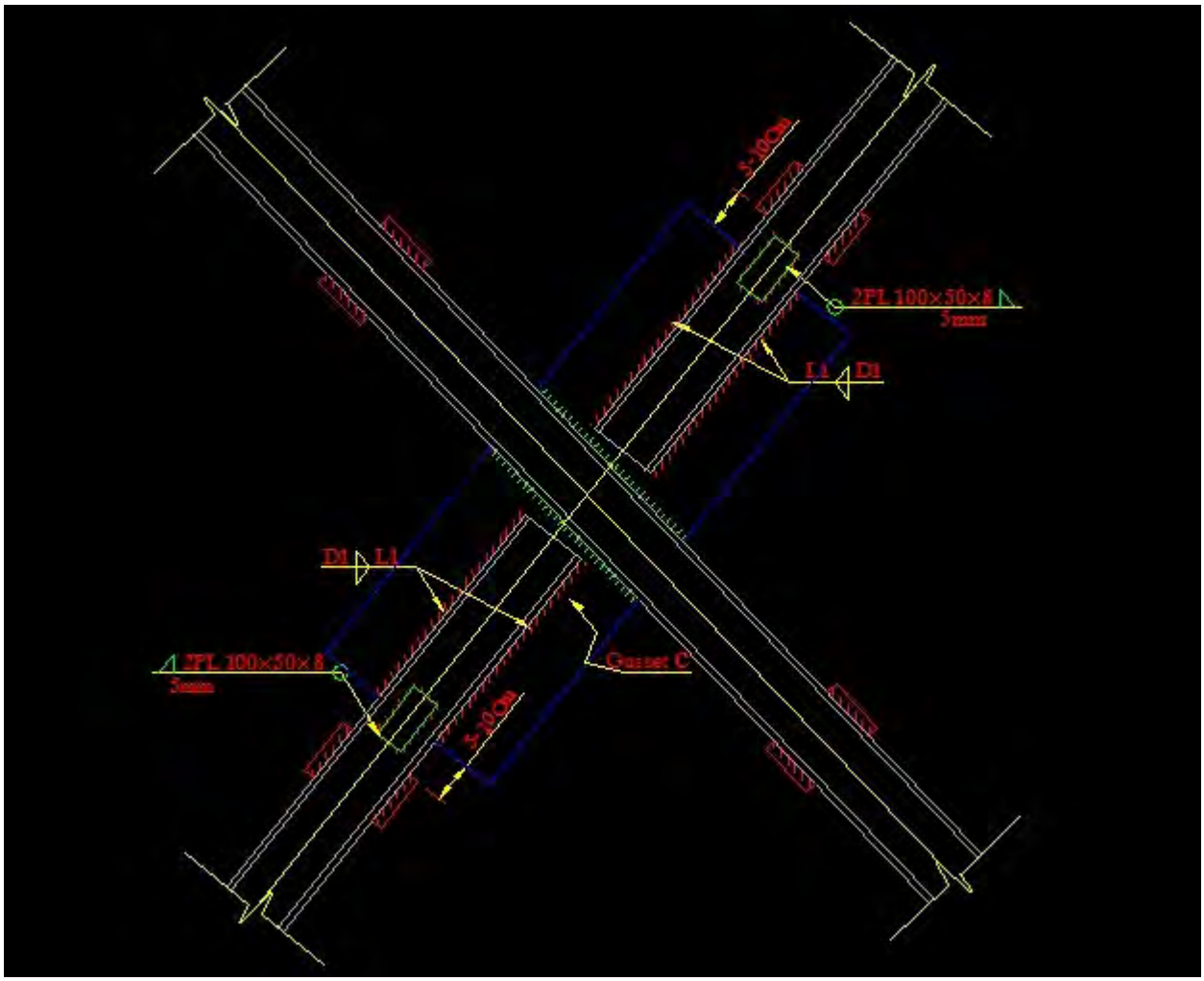
۱. در طراحی اتصالات کلیه ضوابط مندرج در آیین نامه AISC 05 و مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ملحوظ گردیده است.
۲. ورقهای گاست برای کششی معادل $1/15AF_y$ یعنی مقاومت نهایی مورد انتظار مهاربند کنترل و طراحی شده‌اند. علاوه بر این F_y فولاد برابر با ۲۴۰۰ و F_U فولاد ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و F_u جوش ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شده است.
۳. خط آزاد خمش به دو روش تعمین گردیده است. روش اول خط مستقیم عمود بر محور مهاربند و به اندازه حداقل $2t_p$ و روش دوم خطی بیضی شکل و به اندازه حد اقل $8t_p$ رعایت شده است. برای هر یک جزئیات اتصال به صورت جداگانه ارائه گردیده است.
۴. به منظور طراحی ابعاد و محاسبه بعد جوش گاست به تیر و ستون از روش بار یکنواخت (UFM) استفاده شده است.
۵. ابعاد تیر و ستون در هنگام استفاده از روش بار یکنواخت حد اکثر ۲۰ سانتیمتر منظور گردیده است. این ابعاد در صورتی که بیش از ۱۰ سانتیمتر تغییر نماید نیاز به کنترل مجدد ابعاد ورق ها خواهد داشت.
۶. در هنگام تعیین ابعاد ورق اتصال اضافه ظرفیت حاصل از افزودن سخت کننده ها در نظر گرفته نشده است.
۷. ضریب بازرسی جوش ϕ برابر با ۰/۷۵ (بازرسی چشمی) در نظر گرفته شده است.

برای اطلاع بیشتر از مبانی طراحی به پیوست الف و ب دفترچه مراجعه نمایید. همچنین برای دست یابی به مبانی تحقیقاتی انتخاب هر یک از روش ها و جزئیات آنها به گزارش فنی عملکرد لرزه ای قاب های مهاربندی شده مراجعه نمایید.









طراحی سخت کننده ها در تیر پیوند سازه فلزی با سیستم مهاربند واگرای ویژه

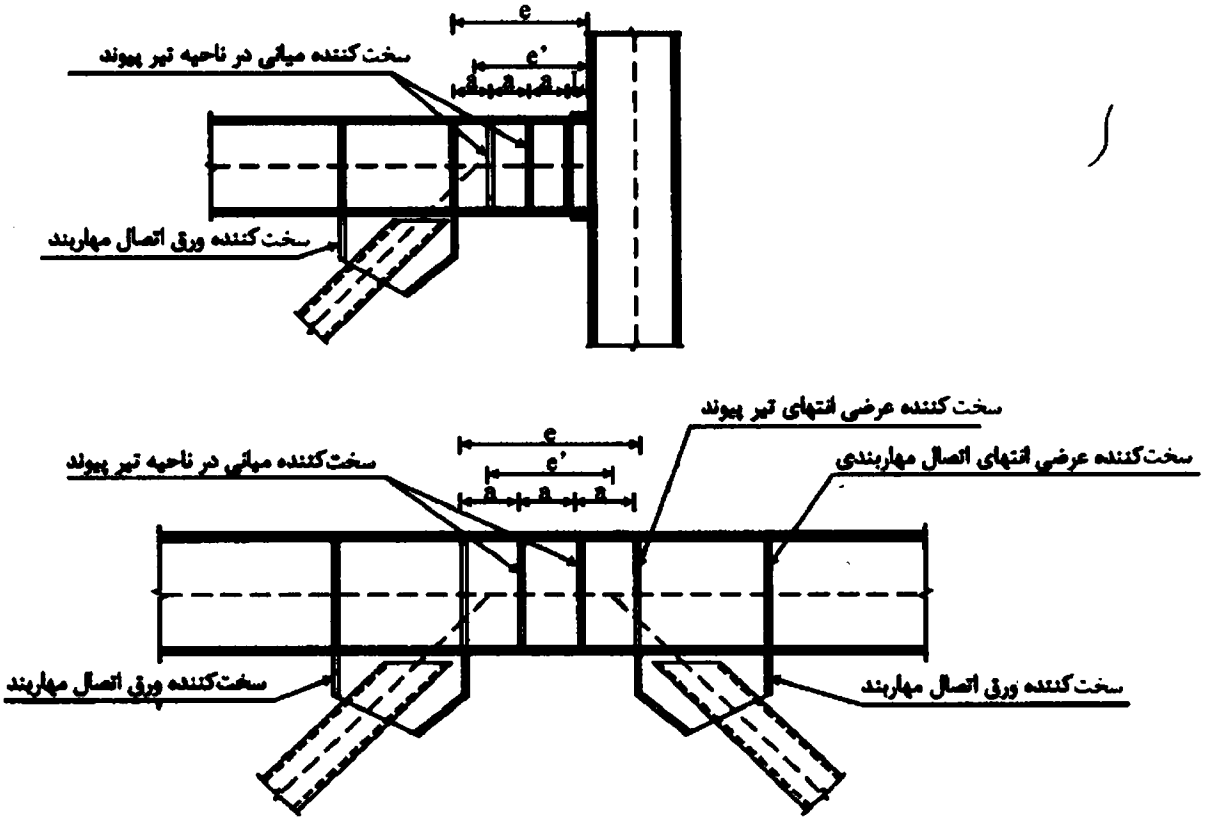
در صورتی که در سازه از سیستم مهاربند واگرا در سطح شکلپذیری ویژه استفاده کرده باشیم در تیر پیوند نیاز به تعبیه سخت کننده داریم. جزییات این سخت کننده ها در شکل 10-3-11 مبحث دهم ترسیم شده است (شکل ضمیمه اول [32]). این سخت کننده ها به دو دسته سخت کننده انتهایی و سخت کننده میانی تقسیم میشوند. سخت کننده های انتهایی در محل اتصال بادبند به تیر تعبیه میشوند .تعداد این سخت کننده ها در محل اتصال بادبند به تیر و در ابتدا و انتهای اتصال (در مجاورت ابتدا و انتهای ورق اتصال بادبند به تیر) به صورت جفت در چپ و راست جان تیر باید تعبیه شوند. در مابقی قسمتهای تیر پیوند نیز باید در صورت لزوم

[32]- شکلهای مورد اشاره در این بخش در انتهای مطلب قابل مشاهده اند.

سخت کننده هایی تعبیه شود که این سخت کننده ها به سخت کننده های میانی موسومند. این سخت کننده ها در صورتی که ارتفاع تیر کمتر از 60 سانتیمتر باشد لزومی ندارد که به صورت جفت اجرا شود و اجرای آنها در یک سمت جان تیر کفایت میکند؛ اما برای تیرهای با ارتفاع بیش از 60 سانتیمتر باید در هر دو سمت جان تیر و به صورت جفت اجرا شود. ضوابط طراحی سخت کننده ها، در بند 10-3-2-2-6 از مبحث دهم ذکر گردیده است. این ضوابط واضح و فاقد توضیحات اضافی است. ضوابط را میتوانید در شکلهای ضمیمه مطالعه نمایید. در این مورد فقط به ذکر دو نکته زیر اکتفا میشود :

1- در تعیین فواصل بین سخت کننده های میانی نیاز است که مطابق بند 10-3-10-2-2-6 ب1 مقدار زاویه دوران تیر پیوند را داشته باشید. این مقدار از صفحه جزییات طراحی تیر در نرم افزار تحت عنوان LINK BEAM ROTATION INFORMATION قابل استخراج است .

2- طراحی سخت کننده ها برای هر تیر متصل به قطعه پیوند باید به صورت جداگانه انجام شود. جهت ساده سازی بهتر است که تیرهای با شرایط و مقطع مشابه را به صورت تیپ طراحی کنیم (در این زمینه هم باید مقطع تیر مشابه باشد هم طول قطعه رابط). چون طراحی سخت کننده علاوه بر مورد ذکر شده به دوران قطعه رابط نیز بستگی دارد برای طراحی تیپ در جهت محافظه کاری بزرگتزین زاویه دوران برای تیرهای مشابه را معیار طراحی میتوانیم قرار دهیم.



شکل ۱۰ ـ ۳ ـ ۱۱ جزییات تیر پیوند کناری و میانی.

۱۰ ـ ۳ ـ ۱۰ ـ ۲ ـ ۲ ـ ۶ سخت‌کننده‌های تیر پیوند

تیرهای پیوند باید با تعدادی سخت‌کننده در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به‌تیر و نیز تعدادی سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند:

الف ـ سخت‌کننده‌های انتهایی

سخت‌کننده‌های انتهایی، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به‌تیر پیش‌بینی می‌شوند. این سخت‌کننده‌ها باید به‌صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند.

پهنای هریک از این سخت‌کننده‌ها نباید از $\frac{b_f}{2}-t_w$ و ضخامت آنها نباید از $0/75t_w$ یا ۸ میلی‌متر، کمتر اختیار شود. b_f عرض بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان آن است.

ب ـ سخت‌کننده‌های میانی

سخت‌کننده‌های میانی در حد فاصل دو سخت‌کنندهٔ انتهایی پیش‌بینی می‌شوند. این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر و بیشتر باید به‌صورت یک جفت در دو سمت جان تعبیه گردند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به‌صورت تکی در یک سمت جان تعبیه کرد. سایر مشخصات این سخت‌کننده‌ها مشابه سخت‌کننده‌های انتهایی است.

فواصل سخت‌کننده‌های میانی و تعداد آنها باید براساس ضوابط زیر در نظر گرفته شود:

ب ـ ۱ در مواردی‌که طول تیر پیوند $e \le 1/6 \frac{M_P}{V_P}$ است، فاصله سخت‌کننده‌های میانی نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران ۰/۰۸ رادیان $(30t_w - \frac{d_b}{5})$.
- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران ۰/۰۲ رادیان یا کمتر، $(52t_w - \frac{d_b}{5})$.
- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین ۰/۰۲ تا ۰/۰۸ رادیان از درون‌یابی خطی بین دو مقدار فوق تعیین می‌شود.

ب ـ ۲ در مواردی که طول تیر پیوند $(2/6 \frac{M_P}{V_P} < e < 5 \frac{M_P}{V_P})$ است، یک سخت‌کننده میانی باید به‌فاصلهٔ ۱/۵ برابر عرض بال تیر پیوند از هریک از سخت‌کننده‌های انتهایی پیش‌بینی شود.

ب ـ ۳ در مواردی که طول تیر پیوند $(1/6 \frac{M_P}{V_P} < e < 2/6 \frac{M_P}{V_P})$ است، سخت‌کننده‌های میانی باید هر دو شرط ب ـ ۱ و ب ـ ۲ را برآورده نمایند.

ب ـ ۴ در مواردی که طول تیر پیوند $(e > 5 \frac{M_P}{V_P})$ است، لزومی به‌تعبیه سخت‌کننده میانی نمی‌باشد.

در روابط فوق:

e = طول تیر پیوند

M_p = لنگر پلاستیک تیر پیوند مساوی با $Z_b F_y$

V_p = برش پلاستیک تیر پیوند مساوی با $0/6 F_y A_w$

ب ـ اتصال سخت‌کننده‌ها به‌بال و جان تیر پیوند

اتصال سخت‌کننده‌ها به‌جان و بال‌های تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد. اتصال سخت‌کننده‌ها به‌جان در طراحی تنش مجاز باید برای نیروی $0/6 A_w F_y$ و در طراحی

حالات حدی برای نیروی $A_{st} F_y$ محاسبه شود. اتصال سخت‌کننده‌ها به‌هریک از بال‌های تیر پیوند در طراحی تنش مجاز باید برای نیروی $\frac{۱}{۴}\times ۰/۶ A_{st} F_y$ و در طراحی حالات حدی برای نیروی $\frac{۱}{۴} A_{st} F_y$ محاسبه شود. A_{st} سطح مقطع عرضی هریک از سخت‌کننده‌ها است.

۱۰ ـ ۳ ـ ۱۰ ـ ۲ ـ ۲ ـ ۷ مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی، باید مهارهای جانبی پیش‌بینی شود. این مهارها باید، در طراحی تنش‌های مجاز برای نیروی $۰/۰۶\times ۰/۶ F_{ye} b_f t_f$ و در طراحی به‌روش حالات حدی برای نیروی $۰/۰۶ F_{ye} b_f t_f$ طراحی گردند. b_f عرض بال و ضخامت بال تیر پیوند و F_{ye} مساوی $۱/۱۵ F_y$ می‌باشد.

طراحی اتصالات بادبندها در سیستم مهاربند واگرای ویژه

طراحی این اتصالات نیز تقریباً مشابه بقیه اتصالات بادبندی در سیستمهای دیگر است. نکات مهمی که در این زمینه وجود دارد به شرح زیر است :

1- نیروی طراحی اتصال مهاربند همانند مهاربند همگرای ویژه میباشد و بر اساس مقاومت عضو مهاربند با جایگزینی تنش تسلیم محتمل به جای تنش تسلیم به دست می آید. تنش تسلیم محتمل 15 درصد بزرگتر از تنش تسلیم فولاد در حالت عادی است .

2-در حالتی که مهاربند به تیر و ستون در محل گره (محل تلاقی تیر و ستون (متصل میشود طراحی اتصال کاملاً مشابه اتصال بادبند هم محور در حد شکلپذیری ویژه است .

3- طراحی اتصال مهاربند به قطعه رابط مشابه همین اتصال در حد شکلپذیری کم است. دو تفاوت عمده در این زمینه وجود دارد. تفاوت اول که قبلاً هم اشاره شد نیروی طراحی اتصال است که باید بر حسب تنش تسلیم محتمل محاسبه گردد و تفاوت اصلی دیگر در این است که در این اتصال با توجه به شکل 10-3-11 مبحث دهم محل اثر نیروی بادبند از مرکز اتصال (وسط ورق اتصال در محل اتصال به بال تیر) نمیگذرد. مطابق بند 10-3-10-2-3-2 پیکربندی بادبند باید طوری باشد که محل تقاطع محور بادبند با محور تیر داخل ناحیه پیوند قرار گیرد .این مساله باعث میشود که در طراحی جوش اتصال ورق اتصال به بال تیر مجبور باشیم که لنگر خمشی ناشی از این برون محوریت را نیز در نظر بگیریم. در جهت کاهش این لنگر خمشی بهتر است که محل تلاقی محور

بادبند با محور تیر در ابتدای تیر پیوند باشد. لنگر خمشی ناشی از این برون محوریت از تجزیه نیروی طراحی اتصال به مولفه های افقی و عمودی و محاسبه لنگر ناشی از هر کدام از این دو نیرو نسبت به مرکز اتصال ورق به بال تیر و جمع جبری این دو لنگر به دست خواهد آمد (بازوی لنگر برای مولفه افقی نصف ارتفاع تیر و برای مولفه افقی نیرو نصف طول ورق اتصال خواهد بود). مرکز اتصال ورق به بال تیر وسط آن در محل تلاقی با بال است. به این ترتیب جوش اتصال ورق به بال تیر با توجه به این مساله که این جوش تحت اثر همزمان دو نیروی افقی و عمودی و یک لنگر خمشی است طراحی خواهد شد. با توجه به اینکه در لبه های ورق اتصال باید مطابق شکل 10-3-11 از ورق سخت کننده استفاده شود میتوان از کمک جوش اتصال این ورقها به بال تیر استفاده کرد و به این ترتیب جوش اتصال ورق به بال تیر حالت I شکل خواهد داشت که این مساله باعث کاهش طول ورق اتصال در راستای تیر خواهد شد.

طراحی وصله اعضای فلزی

یکی از موارد دیگری که باید در سازه فلزی به صورت دستی انجام گیرد طراحی دستی وصله اعضا میباشد. این طراحی شامل موارد زیر است :

1- وصله بادبندها

2- وصله تیرها

3- وصله ستونهای هم سایز

4- وصله ستونهای غیرهمسایز

وصله اعضا به روشهای مختلفی انجام میشود. روش متداولتر استفاده از ورقهای وصله پوششی است که در اینجا نیز همین روش توضیح داده میشود. نیروهایی که به وصله در محل درز وصله وارد میشود شامل موارد زیر میتواند باشد :

1- نیروی محوری

2- نیروی برشی در راستای اصلی عضو (به موازات جان یا جانهای عضو)

3- نیروی برشی در راستای غیراصلی عضو (به موازات بالهای عضو)

4- لنگر خمشی حول محور اصلی عضو

5- لنگر خمشی حول محور غیر اصلی عضو

مهمترین مساله محاسبه مقادیر تلاشهای وارد بر درز وصله جهت طراحی وصله است .این مقادیر برای اعضای مختلف به شرح زیر قابل محاسبه است (توضیحات داده شده برای روش تنش مجاز است. برای روش حالات حدی هم کلیت روش مشابه است) :

محاسبه نیروهای طراحی وصله تیرها :

نحوه محاسبه نیروی طراحی وصله بر حسب اینکه تیر جزیی از قاب ساده یا قاب خمشی باشد متفاوت است. در زیر به هر دو حالت اشاره میشود :

1- تیر در قابهای مفصلی :

نیروهای طراحی وصله تیرها را میتوان در جهت اطمینان بر اساس حداکثر ظرفیت خمشی و برشی تیر محاسبه کرد. در تیرها معمولاً نیروی محوری ، نیروی برشی و لنگر خمشی در جهت ضعیف آن وجود ندارد و به همین میشود طراحی را تنها بر اساس نیروی برشی و لنگر خمشی جهت قوی آن به دست آورد. این دو مقدار را میتوان با دو رابطه زیر به دست آورد :

$$M=Sx*Fb$$

$$V=Fv*Aw$$

در دو رابطه بالا M و V به ترتیب لنگر خمشی و برش وارد بر درز وصله ، Fbتنش مجاز خمشی ، Sxاساس مقطع تیر حول محور قوی آن و Fv تنش مجاز برشی و Aw مساحت جان یا جانهای تیر است. (مساحت جان را بر حسب کل ارتفاع تیر در نظر میگیریم). تنش برشی مجاز معمولاً 0.4Fy میباشد. تنش خمشی مجاز نیز معمولاً بر حسب فشرده یا غیرفشرده بودن آن به ترتیب 0.66Fyیا 0.6Fy خواهد بود .

2-تیر در قابهای خمشی :

در این حالت نیز همانند قابهای ساده تنها نیاز به محاسبه نیروی برشی و لنگر خمشی مربوط به جهت اصلی میباشد. ضابطه ویژه ای که در این مورد باید رعایت شود ضابطه مربوط به بند 10-3-8-1-2-3 میباشد. مطابق این بند نیروی برشی و لنگر خمشی باید بر اساس شکلهای 10-3-5 و 10-3-6 محاسبه شود (در مورد این شکلها قبلاً توضیح داده شده است. شکل اول مربوط به حالت تنش مجاز و دومی مربوط به طراحی به روش حالات حدی است) . مطابق این بند وصله در ناحیه بحرانی تیر ممنوع شده است. ناحیه بحرانی از بر ستون تا فاصله 0.5d بعد از مفصل پلاستیک ادامه دارد. با توجه به اینکه مفصل پلاستیک به فاصله 0.5d تا d از بر ستون است ناحیه بحرانی حداکثر دارای طول 1.5dخواهد بود (dارتفاع تیر است). به همین جهت بهتر است در راستای اطمینان وصله در فاصله 1.5d از بر ستون را ممنوع نماییم (این مساله به نوعی باید بعداً در نقشه مشخص گردد). با توجه به

اینکه این روش محاسبه برش و لنگر طراحی وصله، وابسته به موقعیت محل وصله ، طول تیر و بار ثقلی وارد بر تیر میباشد و عملاً قبل از اجرای سازه نمیشود مکان دقیق وصله را به دست آورد بهتر است در جهت اطمینان بحرانی ترین نقطه مجاز جهت وصله را در نظر بگیریم و به این ترتیب به صورت محافظه کارانه مقادیر زیر جهت طراحی وصله به دست می آیند (برای روش تنش مجاز) :

M=0.6*1.1*1.15*Fy*Zb

V=0.4Fy*Aw

در صورتی که قاب خشمی با سطح شکلپذیری متوسط استفاده شده باشد در رابطه اول ضریب 1.1 حذف خواهد شد .

Zb مقدار مدول پلاستیک مقطع حول محور اصلی آن است .

نکته : در تیرهای پیوند از قابهای با مهاربند همگرا مجاز به وصله تیر نیستیم (این مساله باید در نقشه های ترسیمی به شکلی تصریح گردد)

محاسبه نیروهای طراحی وصله ستونها (همسایز یا غیرهمسایز)

در اینجا هم چند حالت مختلف ممکن است پیش آید. در زیر به ترتیب حالات مختلف به همراه روش محاسبه نیروی طراحی وصله توضیح داده میشود :

1- ستون متصل به بادبند در قاب ساده مهاربندی شده :

این ستونها در حالتی که متصل به مهاربند همگرا یا واگرا در حد شکلپذیری کم و یا مهاربند واگرا در سطح شکلپذیری ویژه باشند تنها باید برای یک نیروی محوری محاسبه شوند. این نیروی محوری بر اساس ظرفیت کششی ستون به دست می آید. در وصله غیرهمسایز ستونها، محاسبه بر اساس ستون با مقطع کوچکتر خواهد بود. به این ترتیب نیروی محوری طراحی وصله برابر خواهد بود با :

T=0.6Fy*Ag

Ag سطح مقطع ستون است .

در مورد ستونهای متصل به بادبندهای همگرا در حد شکلپذیری ویژه علاوه بر نیروی محوری فوق یک لنگر خمشی و یک نیروی برشی هم باید جهت طراحی وصله محاسبه شود(لنگر خمشی حول محور عمود بر صفحه قاب مهاربندی شده و نیروی برشی در راستای محور قاب مهارنبدی شده). این مساله بر اساس بند 10-3-9-2-5 میباشد. لنگر خمشی طراحی وصله برای هر یک از دو

جهت اصلی برابر ظرفیت خمشی ستون است. به این ترتیب داریم :

M=0.6Z*Fy

در صورت وصله غیرهمسایز ستونها لنگر خمشی فوق بر اساس میانگین لنگر خمشی مجاز دو مقطع محاسبه خواهد شد .

نیروی برشی طراحی وصله در این حالت مطابق بند 10-3-9-2-5-3 به دست می آید. برای روش تنش مجاز این نیرو برابر خواهد بود با :

V=1.2*0.6*Fy*Z/hs

در رابطه بالا hs ارتفاع طبقه است. در مورد ستون با وصله غیرهمسایز در رابطه بالا ، Zمیانگین اساس مقطع پلاستیک دو مقطع خواهد بود .

نکته : در ایین نامه مشخص نشده است که طراحی وصله باید برای اثر همزمان نیروی محوری ، لنگر خمشی و نیروی برشی محاسبه شود و یا اینکه اثر نیروی محوری مجزا از دو تای دیگر در طراحی در نظر گرفته شود اما به نظر میرسد که منظور آیین نامه اثر آنها به صورت جداگانه باشد. یعنی یک بار وصله برای ظرفیت محوری طراحی شود و یک بار دیگر برای اثر همزمان برش و لنگر خمشی .

نکته : در صورتی که ستون در هر دو جهت اصلی سازه متصل به بادبند هم محور با شکلپذیری ویژه باشد محاسبه وصله ستون در هر دو جهت لازم میباشد. در این حالت محاسبه لنگر خمشی و نیروی برشی طراحی باید برای هر دو جهت انجام شود .هر چند در آیین نامه تصریح نشده است، ولی به نظر میرسد که محاسبه وصله ستون دراین حالت نیز باید برای حالات بارگذاری مجزا برای شرایط ستون در هر یک از دو قاب مهاربندی شده انجام گیرد و نیازی به اثر همزمان آنها در یک ترکیب بار نیست .

2- ستون غیر متصل به بادبند در قاب ساده مهاربندی نشده

در این ستونها در اثر زلزله نیروی محوری قابل توجهی ایجاد نمیشود. نیروی طراحی وصله این ستونها باید بر اساس ضابطه بند 10-3-6-2-2 محاسبه شود. در این حالت طراحی تحت اثر یک نیروی محوری و دو نیروی برشی (برای دو جهت اصلی و فرعی ستون) انجام میگیرد. نیروی محوری طراحی اتصال بر اساس بار مجاز کششی ستون (مشابه ستونهای متصل به بادبند) به دست می آید و نیروی برشی نیز با توجه ضابطه بند 10-3-6-2-2-2 به دست می آید. بر این اساس برای وصله همسایز مقادیر زیر را جهت طراحی وصله خواهیم داشت :

T=0.6Fy*Ag

Vy=0.6*Fy*Zx/hs

Vx=0.6Fy*Zy/hs

در صورت وصله غیرهمسایز محاسبات بالا بر اساس مشخصات مقطع ضعیفتر انجام میگیرد .

در اینجا هم به نظر میرسد که طراحی وصله باید به صورت مجزا برای حالات فوق انجام گیرد. یعنی یک بار برای ظرفیت بار محوری ستون و بار دیگر برای دو نیروی برشی وارد بر ستون .

3- ستونها در قابهای خمشی :

به نظر میرسد که طراحی وصله این ستونها باید در دو حالت مجزا به شکل زیر انجام شود :

حالت اول برای وقتی که ستون تحت بار محوری خالص متناظر با مقاومت کششی خود باشد و حالت دوم وقتی که ستون تحت لنگر خمشی و نیروی برشی محاسبه شده بر اساس ضابطه بند 10-3-8-1-1-2 باشد. در حالت دوم مقدار لنگر خمشی و نیروی برشی به شرح زیر محاسبه میشود :

M=0.6Z*1.15*Fy

V=2*0.6*Z(Fy-Fa)

در حالت وصله غیرهمسایز مقدار Z برای محاسبه M بر اساس مشخصات مقطع کوچکتر و برای محاسبه V بر اساس میانگین آن در دو مقطع وصله شونده باید به دست آید. همچنین fa تنش ناشی از بارگذاری عادی بر سازه است. این تنش باید کمترین مقدار ناشی از ترکیب بارهای عادی باشد .در جهت اطمینان میتوان از اثر کاهنده آن صرفنظر کرد؛ اما اگر بخواهیم اثر آن را در نظر بگیریم باید از تمام ترکیب بارهای عادی یک ترکیب بار جدید با ضریب ترکیب یک و روش ترکیب ENVEبسازیم و برای مقطع مورد نظر در قسمتهای مختلف سازه حداقل تنش محوری را مشاهده نماییم و بر اساس آن کمترین مقدار از تمام موقعیتهای استفاده شده از آن مقطع را معیار طراحی ستون قرار دهیم .

نکته 1 : در ستونها درز وصله باید از بال تیر در طبقات بالا و پایین حداقل 1.2متر فاصله داشته باشد. این مساله باید در نقشه ها به نوعی بیان گردد .

نکته 2 : در طراحی سازه و انتخاب مقاطع برای ستونها باید تلاش شود که وصله غیرهمسایز در ستونها به حداقل مقدار خود برسد. بهتر است مقاطع استفاده شده برای ستونها را به گونه ای در نظر بگیریم که در طبقات بالا تنها با حذف ورقهای تقویتی و یا کاهش ضخامت انها بتوانیم برای ستونهای طبقات بالاتر هم به گزینه ای مناسب و اقتصادی برسیم. در هر صورت بهتر است

وصله غیرهمسایز را برای حالاتی که ستون در طبقات بالاتر تنها برای یک یا دو طبقه ادامه دارد انجام ندهیم و در این طبقات از همان مقطع استفاده شده برای ستونهای طبقات پایین که نیاز به وصله ندارند استفاده کنیم. در صورتی که به هر دلیل نیاز به وصله غیرهمسایز داشته باشیم اگر اختلاف سایز دو ستون کم باشد میتوانیم از ورق پر کننده (فیلر پلیت) جهت همسایز کردن دو ستون استفاده کنیم (این ورق بر روی ستون بر مقطع کوچکتر متصل میشود) و بعد از همسایز کردن ورقهای وصله اصلی بر روی آنها اجرا میشود. در این زمینه باید توجه کرد که ضخامت ورق پر کننده به گونه ای باشد که نسبت به ورقی که بر روی آن جوش میشود (ستون با مقطع کوچکتر) و ورق وصله که بر روی آن (ورق پرکننده) جوش میشود اختلاف ضخامت قابل توجهی نداشته باشد ؛ به گونه ای که از لحاظ اجرایی و همچنین رعایت ضوابط حداقل و حداکثر بعد جوش اتصال، امکان اتصال آنها به یکدیگر وجود داشته باشد. در غیر این صورت یا باید طبق توصیه آیین نامه از دتایل ارایه شده در شکل 10-3-3 استفاده کنیم و یا اینکه بر روی ستون بزرگتر صفحه ای قرار دهیم و بر روی آن ستون کوچکتر را اتصال دهیم که التبه در این حالت تقریباً باید همانند طراحی صفحه ستون عمل کرده و بر رو یا زیر صفحه، سخت کننده به اندازه کافی قرار دهیم .

محاسبه نیروهای طراحی وصله بادبندها

در مورد بادبندها ، وصله باید بر اساس ظرفیت محوری بادبند طراحی گردد. این ظرفیت در حالت کششی بودن نیروی محوری بالاتر خواهد بود. برای روش تنش مجاز این نیرو برابر خواهد بود با :

$$T=0.6Fy*Ag$$

نکته :در مورد مهاربندهای همگرا در حد شکلپذیری ویژه وصله در یک چهارم میانی آنها ممنوع است. این مساله باید به نوعی در نقشه ذکر گردد. همچنین در مورد مقاطع مرکب وصله اجزای مقطع نباید در یک نقطه انجام گیرد.(در مورد بادبندها در قابهای با مهاربند واگرای ویژه نیز در صورت استفاده از مقطع مرکب همین مساله باید مورد نظر قرار گیرد) .

نکات تکمیلی در زمینه طراحی وصله

با داشتن نیروهای طراحی وصله میتوانیم اتصال وصله را مورد طراحی قرار دهیم .در این مورد در مراجع مختلف به همراه مثال راهنمایی انجام شده است. در اینجا فقط به چند نکته اشاره میگردد :

1- در مورد وصله تیرها در قابهای خمشی، ورق وصله جان تیر باید به صورت دوبل در دو طرف جان یا جانهای تیر قرار گیرد .

2- طراحی وصله را بر اساس مقطع عضو تیپ بندی کرده و برای هر مقطع یک وصله طراحی و در نقشه اجرایی ارایه نمایید .

3- محل اثر نیروهای وصله ، درز اتصال دو مقطع است و ورق وصله و اتصالات آنها به عضو در هر یک از دو سمت درز وصله

باید بتوانند تمام نیروهای وارد بر درز وصله را تحمل نمایند .

4- ورق وصله به دو ورق وصله بال و جان تقسیم بندی میشود. هر یک از این ورقها و اتصالات آنها به عضو اصلی باید برای تلاشهای زیر طراحی گردند :

-ورق وصله جان باید برای سهم آن از نیروی محوری عضو، تمام نیروی برشی وارد بر عضو به موازات جان و همچنین سهم جان عضو از کل لنگر خمشی وارد بر عضو باید طراحی گردد .

-ورق وصله بال برای سهم بال از کل نیروی محوری وارد بر عضو ، سهم بال از کل لنگر خمشی وارد بر عضو (حول محوری که موازی بال است) و کل نیروی برشی وارد بر مقطع به موازات بال مقطع طراحی گردد .

نکته : اگر به عضو حول محور غیر اصلی هم لنگری وارد شود این لنگر نیز باید به نسبت سهم بال و جان بین ورقهای وصله بال و جان تقسیم گردد.

طراحی صفحه ستونها

یکی دیگر از مراحلی که باید برای سازه فلزی انجام شود طراحی کف ستون ها میباشد. در مورد طراحی کف ستونها در مراجع مختلف مطلب به همراه مثالهای حل شده مختلف وجود دارد که کاملترین آن جلد اول از مجموعه 4 جلدی طراحی سازه های فولادی دکتر ازهری و میرقادری میباشد. در این جا نیز به برخی نکات در این زمینه اشاره میشود .

در مورد نحوه طراحی کف ستون میتوان تقسیم بندی زیر را در نظر گرفت :

1- کف ستون در سازه های دو طرف مهاربندی شده

2- کف ستون در سازه های یک طرف مهاربندی شده و یک طرف قاب خمشی

3- کف ستون در سازه های دو طرف قاب خمشی

بر اساس تقسیم بندی فوق موارد زیر برای هر یک از حالات قابل توجه است :

1- در حالت اول لنگر خمشی وارد بر کف ستون مقدار قابل توجهی نیست و در عمل میشود جهت سادگی کف ستون را فقط تحت اثر بار محوری وارد بر کف ستون و احیاناً یک یا دو نیروی برشی (در کف ستونهای متصل به بادبند) طراحی نمود .

2- در حالت دوم در یکی از دو جهت مقدار لنگر خمشی قابل اغماض است اما در سمت دیگر لنگر خمشی قابل توجهی به کف ستون وارد میشود و به همین جهت طراحی کف ستون تحت اثر نیروی محوری ، یک لنگر خمشی و نیروهای برشی انجام خواهد

شد .

3- در حالت سوم در هر دو جهت لنگر خمشی قابل توجهی به کف ستون وارد میشود و طراحی کف ستون باید تحت اثر یک نیروی محوری دو لنگر خمشی و دو نیروی برشی انجام گیرد .

در ادامه برای هر یک از حالات زیر راهنمایی هایی جهت طراحی کف ستون با توجه به نتایج نرم افزار ETABS ارایه میگردد .

طراحی کف ستون در سازه های دو طرف مهاربندی

همانطور که ذکر شد در این حالت نیروهای عمده ای که به کف ستون اعمال میگردد شامل یک نیروی محوری و یک یا دو نیروی برشی (در کف ستون های متصل به بادبند) میباشد. در طراحی این کف ستونها هم باید تقسیم بندی های زیر جهت طراحی کف ستون انجام گیرد :

تقسیم بندی نوع اول بر حسب اتصال یا عدم اتصال به ستون متصل به بادبند :

1- کف ستون متصل به ستونی که به بادبند اتصال ندارد .

2- کف ستون متصل به ستونی که به بادبند متصل است .

نوع دوم از تقسیم بندی بر حسب موقعیت ستون میباشد :

1- کف ستون ستونهای میانی

2- کف ستون ستونهای کناری

3- کف ستون ستونهای گوشه

بر این اساس اگر در سازه تمام موارد فوق موجود باشد حداقل شش تیپ صفحه ستون باید مورد طراحی قرار گیرد .

ابتدا به کف ستونهای غیر متصل به ستونهای متصل به بادبند میپردازیم. ویژگی خاص این کف ستونها اینست که ستون متصل به آنها تنها حاوی یک نیروی محوری فشاری خواهد بود. این کف ستون میتواند شامل سه تیپ کف ستون باشد. این سه تیپ بر حسب موقعیت کف ستون میباشد. در صورتی که ابعاد این ستون ها اختلاف قابل ملاحظه ای با هم داشته باشند تعداد تیپها باید افزایش یابد. روند کلی طراحی این کف ستونها به شرح زیر خواهد بود :

1- در هر یک از سه تیپی که داریم (بر حسب موقعیت ستون) بزرگترین ستون را انتخاب میکنیم و با توجه به سطح مقطع ستون نیروی محوری مجاز کششی ستون را محاسبه کرده و آن را معیار طراحی کف ستون قرار میدهیم .

2- مقدار تنش مجاز زیر صفحه ستون را انتخاب میکنیم. این مقدار بستگی به مقاومت بتن پی و ابعاد پی زیر صفحه ستون دارد.

برای ستونهای کناری و گوشه تنش مجاز مقدار 0.3 fcمیباشد. برای ستونهای میانی با فرض اینکه عرض پی زیر صفحه ستون حداقل دو برابر عرض صفحه ستون گردد میتوان به عنوان حدس اولیه مقدار مجاز تنش در زیر صفحه ستون را 0.6 fcفرض کرد. بعد از مشخص شدن ابعاد پی باید این مساله را در مورد صفحه ستونهای میانی دوباره کنترل کرده و در صورت لزوم طراحی اولیه را اصلاح نماییم .

1-3 در مورد صفحه ستونهای میانی با توجه به اینکه به راحتی میتوان ستون را در وسط صفحه ستون قرار داد و به صفحه ستون لنگر خمشی وارد نمیشود ، توزیع تنش در زیر کف ستون به صورت یکنواخت خواهد بود. با تقسیم بار محوری ستون بر تنش مجاز و جذر گرفتن از مقدار به دست آمده حداقل بعد مناسب برای صفحه ستون به دست می آید. این حداقل بعد باید اجرایی هم باشد ؛ یعنی باید به گونه ای باشد که علاوه بر ستون اتصالات و بولتها نیز بر روی آن جا شوند. به عنوان یک حداقل اجرایی بهتر است که بعد صفحه ستون در حدود دو برابر بعد ستون باشد .

2-3 در مورد صفحه ستونهای کناری باید ابتدا دید که تا لبه ساختمان چه مقدار فضا برای قرارگیری صفحه ستون وجود دارد. این مقدار از آکس ستون تا لبه ساختمان که لبه پی نیز خواهد بود محاسبه میشود. بهتر است برای اینکه ستون نسبت به صفحه ستون خارج از مرکز نشود ، بعد صفحه ستون در جهتی که دارای محدودیت هستیم دو برابر فاصله آکس ستون تا لبه در نظر گرفته شود. به این ترتیب یک بعد از صفحه ستون به دست می آید. بعد دیگر صفحه ستون نیز با تقسیم بار محوری ستون بر مقدار مجاز و بعد محاسبه شده صفحه ستون به دست می آید .

3-3 در مورد کف ستونهای گوشه در هر دو جهت در سمت لبه دارای محدودیت برای بعد صفحه ستون هستیم. در این حالت باید یک فرآیند سعی و خطا را در تعیین ابعاد صفحه ستون پیش بگیریم. در ابتدا یک ابعاد برای صفحه ستون در نظر میگیریم. این حدس اولیه باید بر اساس حداقل اجرایی باشد. در این حالت احتمالاً ستون در وسط صفحه ستون نمیتواند قرار گیرد؛ به همین جهت بار محوری وارد به صفحه ستون نسبت به مرکز صفحه ستون ایجاد دو لنگر خمشی حول هر دو محور اصلی خواهد کرد. به بیان دیگر صفحه ستون تحت خمش دو محوره خواهد بود .در مورد محاسبه صفحه ستون تحت خمش دو محوره در جلد اول کتاب دکتر ازهری و میرقادری مطالبی وجود دارد که میتواند در اینجا نیز مورد استفاده قرار گیرد. در این مورد بهتر است طراحی را به گونه ای انجام دهیم که بولتهای صفحه ستون تحت کشش قرار نگیرند. برای این منظور باید یک فرآیند سعی و خطا را جهت محاسبه ابعاد صفحه ستون طی کنیم. در سعی اول حداقل ابعاد اجرایی برای صفحه ستون را در نظر میگیریم. فرض کنیم این ابعاد برای صفحه ستون در جهات x و y به ترتیب B و N باشد تنش حداقل زیر صفحه ستون به شرح زیر محاسبه میشود :

fpmin=P/(B*N)-Mx*6/(B*N^2)-My*6/(N*B^2)

در رابطه بالا P بار محوری ستون ، Mxو My به ترتیب لنگر ناشی از برون محوریت بار P نسبت به مرکز صفحه ستون حول محورهای x و y میباشد. این دو مقدار با علامت مثبت باید در رابطه بالا وارد شوند .

اگر مقدار به دست آمده از رابطه بالا مثبت باشد میتوان نتیجه گرفت که فرض اولیه در زمینه عدم ایجاد کشش در بولتها صحیح است. در این حالت مقدار تنش ماکسیمم در زیر صفحه ستون میتواند از رابطه زیر محاسبه شود :

fpmax=P/(B*N)+Mx*6/(B*N^2)+My*6/(N*B^2)

حال مقدار ماکسیمم تنش را با مقدار مجاز مقایسه میکنیم. برای اینکه ابعاد صفحه ستون مناسب باشد باید نامساوی زیر برقرار باشد :

fpmax<Fp=0.3fc

اگر نامساوی بالا برقرار نبود باید ابعاد صفحه ستون را افزایش داده و دوباره مراحل بالا را طی نماییم .

اگر در رابطه اول مقدار تنش مینیمم زیر صفحه ستون عددی منفی به دست آید نشان از این خواهد بود که بخشی از صفحه ستون فاقد تنش بوده و در برخی از بولتها ایجاد تنش کششی میشود. دراین حالت استفاده از روش بالا در تعیین تنش ماکسیمم زیر صفحه ستون و تعیین ابعاد صفحه ستون به این روش صحیح نخواهد بود. در این حالت باید از روش سعی و خطایی که در جلد اول کتاب دکتر ازهری و میرقادری ارایه شده است جهت تعیین مقادیر دقیق تنش در زیر صفحه ستون استفاده کنیم. این روش وقتگیر و مشکل میباشد. به جای این روش میتوان از یک روش تقریبی بر اساس قضاوت مهندسی استفاده کرد. در این روش به جای تحلیل صفحه ستون تحت خمش دو محوره از یک خمش تک محوره معادل استفاده میکنیم. خمش تک محوره جایگزین را میتوان به طور مثال از جذر مجموع مربعات دو لنگر Mx و Myبه دست آورد :

M'=(Mx^2+My^2)^0.5

لنگر مذکور را یک مرتبه به همراه بار محوری P حول محور x بر صفحه ستون اعمال میکنیم و یک بار دیگر حول محور y و محاسبات مربوط به صفحه ستون را به گونه ای انجام میدهیم که برای هر دو حالت جوابگو باشد .

روش دیگری که برای تبدیل دو لنگر به یک تک لنگر معمولاً بر اساس قضاوت مهندسی استفاده میشود اینست که یک بار لنگر Mxرا با نصف My جمع می بندیم و مقدار به دست آمده را به عنوان لنگر جایگزین حول محور x در نظر گرفته و به همراه بار محوری P در نظر بگیریم و بار دیگر لنگر My را با نصف لنگر Mx جمع کرده و مقدار به دست آمده را به عنوان لنگر جایگزین

حول محور y در نظر گرفته و آن را به همراه بار محوری P جهت طراحی صفحه ستون در نظر بگیریم :

M'x=Mx+0.5My

M'y=My+0.5Mx

از بین دو حالت بالا میتوان آن را که بحرانی تر است تشخیص داده و با همان حالت طراحی کرده و به جهت متعامد هم تعمیم دهیم .

در مورد طراحی صفحه ستون تحت لنگر تک محوره در مراجع مختلف راهنمایی به همراه مثالهای حل شده وجود دارد که قابل استفاده میباشد .

نکته : روش بالا روشی علمی نبوده و تنها بر اساس قضاوت مهندسی مورد استفاده قرار میگیرد و در اکثر موارد به جوابی قابل قبول برای صفحه ستون می انجامد .

4- بعد از تعیین ابعاد صفحه ستون باید تعداد و موقعیت بولتها به همراه قطر مناسب جهت آنها را تعیین کنیم. در اینگونه صفحه ستونها جز در مورد صفحه ستون گوشه ، کششی در بولت ایجاد نمیشود و به همین جهت استفاده از یک حداقل برای بولتها کفایت میکند. در این حالت استفاده از 4 بولت در چهار گوشه صفحه به قطر حداقل 20 یا 22 میلیمتر کفایت میکند. بولتها از میلگردهای رزوه شده در کلاس AII یا AIII انتخاب میشوند. استفاده از میلگرد در کلاس AIII در اولویت میباشد. در مورد تعیین موقعیت بولتها علی الخصوص درمورد ستونهای گوشه و کناری باید دقت کرد که بولتها به ستونها و یا دیگر اجزای اتصال) سخت کننده ها یا نبشی ها) تداخل نداشته باشند. در مورد تعیین موقعیت بولتها باید به ضوابط مبحث دهم در مورد حداقل فاصله مرکز پیچها تا لبه ورق و حداقل فاصله مرکز تا مرکز پیچها هم توجه نمود. حداقل فاصله مرکز تا مرکز سوراخها را میتوان طبق بند 10-1-10-3 خ و حداقل فاصله مرکز سوراخ تا لبه را طبق بند 10-1-10-3-د از محبث دهم تعیین کرد. این دو مقدار به ترتیب معمولاً برابر سه برابر و 2.25 برابر قطر بولت میباشند. در مورد بولت چند فاکتور دیگر نیز وجود دارد. یکی طول قسمت رزوه شده بولت است که در بالای صفحه ستون قرار میگیرد. این مقدار را میتوان 10 یا 15 سانتیمتر در نظر گرفت. در آیین نامه ها چیزی در این مورد درج نشده است. دومین مقدار مربوط به طول مستقیم بولت در زیر صفحه ستون قبل از شروع خم 90 درجه آن است. این مقدار از بند 9-18-2-7 از مبحث نهم قابل استخراج است. بعد از پایان طول مستقیم بولت خم آن شروع خواهد شد. خم آن باید با یک حداقل قطر انجام شود که این حداقل قطر از بند 9-18-2-3 قابل استخراج است. برای بولت با قطر کمتر از 28 میلیمتر حداقل قطر خم 6 برابر قطر بولت ، برای قطر 28 تا 34 میلیمتر 8 برابر قطر و برای مقادیر بیشتر برابر 10 برابر قطر خواهد بود. آخرین قسمتی که در مورد بولتها باید محاسبه شود طول قسمت مستقیم در انتهای خم است که به صورت قلاب 90 درجه میباشد. این طول مطابق بند

9-18-2-2 مبحث نهم باید حداقل برابر 12 برابر قطر بولت باشد. در انتخاب اعداد فوق بهتر است دقت نماییم که کل طول بولت عددی رند شود .

5- بعد از مشخص شدن طول و عرض صفحه ستون و موقعیت بولتهای اتصال ، برای آن یک آرایش مناسب از سخت کننده و یا نبشی های اتصال را انتخاب میکنیم .استفاده از سخت کننده در اولویت است. در مورد این صفحه ستونها با توجه به اینکه معمولاً بار وارد بر آنها قابل توجه نیست سخت کننده های حداقلی در دو جهت کفایت میکند. سخت کننده ها ترکیبی از ورقهای ذوزنقه ای شکل و مثلثی شکل میباشند. نحوه قرارگیری آنها باید به گونه ای انتخاب شود که صفحه ستون به نواحی با ابعاد مناسب (نه خیلی زیاد و نه خیلی کم) به صورت دو طرف گیردار ، سه طرف گیردار و یا چهار طرف گیردار تقسیم شود (نواحی طره هم قابل استفاده است ولی به علت زیاد بودن تنش در این نواحی بهتر است که از این نواحی استفاده نکنیم). همچنین باید به گونه ای آنها را در نظر گرفت که با بولتهای صفحه ستون تداخل نداشته باشند. در هر یک از این نواحی باید با توجه به تنش زیر صفحه ستون، ابعاد ناحیه ، نسبت طول به عرض ناحیه ، لنگر ماکسیمم موجود در آن ناحیه را برای عرض یک سانتیمتر محاسبه کنیم. در نواحی سه طرف گیردار و چهار طرف گیردار جهت محاسبه لنگر ماکسیمم باید ضریبی را استخراج کنیم. این ضریب بستگی به نسبت ابعاد ناحیه دارد و بر اساس این نسبت از جدول ضریب محاسبه لنگر محاسبه میشود. در مراجع مختلف این جداول موجود و قابل استفاده است .

نکته 1: اگر تنش زیر صفحه ستون یکنواخت نباشد در محاسبه مقادیر لنگرهای ماکسیمم در هر ناحیه میتوان به جای محاسبه دقیق بر اساس نحوه توزیع تنش در زیر صفحه ستون ، مقدار را بر اساس تنش ماکسیمم زیر صفحه ستون به دست آورد .بهتر است به جای محاسبه بر اساس تنش ماکسیمم در کل صفحه ستون ، بر اساس تنش ماکسیمم در همان ناحیه خاص از صفحه ستون محاسبه انجام شود تا هم دقت آن کافی باشد و هم از طراحی دست بالا تا حد امکان احتناب شود .

نکته 2 : در مورد نواحی با دو لبه گیردار غیرموازی در اکثر کتابها سکوت شده است. در جلد اول کتاب دکتر ازهری و میرقادری پیشنهاد شده است که این ناحیه به صورت ناحیه طره فرض شود. در این حالت لنگر باید نسبت به قطر ناحیه محاسبه شود. قسمت بیرونی این قطر که دو لبه غیر متصل به سخت کننده ها در آن قرار میگیرند را به صورت یک تیر طره مثلثی شکل در نظر میگیریم و خمش ناشی از بار وارد بر این ناحیه را نسبت به قطر ناحیه به دست می آوریم. چون در نواحی دیگر، لنگر خمشی برای عرض واحد محاسبه شده اند دراین ناحیه نیز بعد از محاسبه لنگر برای کل قطر ناحیه ، آن را بر طول قطر ناحیه تقسیم میکنیم تا بشود با بقیه لنگرها آن را مقایسه کرد .

6- از بین تمام مقادیر لنگرهای محاسبه شده در مراحل قبل مقدار ماکسیمم را انتخاب کرده و بر اساس آن تنش ماکسیمم خمشی برای یک مقطع مستطیلی به عرض یک سانتیمتر و ارتفاعی برابر ضخامت صفحه ستون محاسبه کرده و با مقدار مجاز که 0.75Fy است مقایسه میکنیم و بر اساس آن یک ضخامت برای صفحه ستون به دست می آوریم .

7- با مشخص شدن ضخامت صفحه ستون حال باید خمش در مقطعی که در لبه ستون قرار دارد را محاسبه کرده و با مقدار مجاز مقایسه کنیم. ستون 4 لبه در 4 طرف خود دارد که در حالت کلی باید برای هر 4 مقطع این محاسبه انجام شود اما میشود از بین این مقاطع فقط قسمتی که بحرانیتر است را انتخاب و مورد محاسبه قرار داد. اگر قسمت بحرانی قابل تشخیص نباشد باید محاسبه برای هر 4 مقطع انجام شود. در مقطع بحرانی، مقطع عرضی صفحه ستون و سخت کننده ها دیده میشود. خمش در این مقطع باید بر اساس اینکه ناحیه بین لبه ستون تا لبه صفحه ستون به صورت یک قسمت طره است محاسبه شود. اگر تنش در این قسمت یکنواخت نبود یا باید با روابط تعادل استاتیکی و به صورت دقیق این مقدار را به دست آورد و یا به صورت محافظه کارانه فرض کنیم که تنش در زیر صفحه ستون در آن ناحیه مقداری یکنواخت برابر ماکسیمم تنش میباشد. بعد از محاسبه لنگر ماکسیمم ، مقدار ممان اینرسی مقطع در لبه ستون با احتساب اثر سخت کننده ها و سپس اساس مقطع نسبت به بالا و پایین آن باید به دست آید.

برای محاسبه ممان اینرسی لازم است که موقعیت محور خنثی را برای این مقطع تعیین کنیم. این محاسبات بر اساس اصول استاتیک و مقاومت مصالح قابل انجام است. پس از آن با توجه به اساس مقطع حداقلی که برای مقطع به دست می آید مقدار تنش ماکسیمم را به دست می اوریم و با مقدار مجاز مقایسه میکنیم. تنش مجاز را بر اساس مقاطع غیرفشرده میتوانیم 0.6Fy در نظر بگیریم. برای این منظور باید محدودیتهای درج شده در جدول 10-1-2-1 مبحث دهم برای مقاطع غیر فشرده را رعایت نماییم .در حالتی که از فولاد St37استفاده کرده باشیم برای رعایت این محدودیتها لازم است که نسبت ارتفاع به ضخامت سخت کننده ها از عدد 22 بیشتر نشود (همانند جان مقاطع سپری) .

به این ترتیب طراحی صفحه ستون به اتمام میرسد.

طراحی صفحه ستونهای ستونهای متصل به بادبند

کلیت روش طراحی این صفحه ستونها هم مشابه حالت قبل است. مشابه حالت قبل صفحه ستون ها بر اساس موقعیت ستون باید تیپ بندی شوند. غیر از این تیپ بندی اگر در یک تیپ (از نظر موقعیت مکانی صفحه ستون) ستونهای با ابعاد متفاوت و یا نیروهای با اختلاف قابل ملاحظه نیز داشته باشیم باید تعداد تیپها را باز هم زیادتر کنیم .

موارد ویژه ای که علاوه بر موارد ذکر شده در بالا در طراحی این صفحه ستونها باید رعایت نمود به شرح زیر است :

1- نکته خیلی مهمی که در طراحی این صفحه ستونها وجود دارد این است که علاوه بر ترکیب بارهای عادی باید ترکیب بارهای تشدید یافته را نیز در طراحی صفحه ستونها در نظر گرفت. در این ترکیب بارها در ستون معمولاً کشش قابل توجهی به وجود می آید که این کشش قابل توجه بر روی روند کلی طراحی صفحه ستون تاثیر گذار است. (توجه کنید که بر خلاف ستونها که در ترکیب بارهای تشدید یافته فقط بار محوری را تاثیر میدادیم در اینجا باید کل تلاشها شامل بارهای محوری ، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی را تاثیر دهیم). به همین جهت ابتدا باید بر اساس این مساله شروع به طراحی صفحه ستون نماییم. بدین منظور روش زیر باید به کار گرفته شود :

الف- تمام ترکیب بارهای تشدید یافته را در یک ترکیب بار با ضرایب یک و روش ترکیب ENVE با هم ترکیب کرده و ترکیب بار جدیدی میسازیم .

ب- از این ترکیب بار برای تکیه گاهها ، یک خروجی از واکنشهای تکیه گاهی میگیریم و برای نقاطی که در یک تیپ قرار دارند (از لحاظ تیپ بندی صفحه ستون) مقدار ماکسیمم نیروی کششی را برداشت میکنیم. (میتوانیم جهت راحتی ، برداشت واکنشها را در چند مرحله و بر حسب تیپ بندی صفحه ستونها انجام دهیم و در هر مرحله خروجی های مربوط به نقاط تکیه گاهی یک تیپ را برداشت کنیم) .

پ- بر اساس نیروی کششی به دست آمده تعداد بولتهای مورد نیاز تحمل این نیروی کششی را محاسبه میکنیم. مقدار تنش کششی مجاز بولتها با توجه به اینکه در بولت اثر مشترک تنش کششی و برشی وجود دارد از جدول 10-1-10-7 مبحث دهم قابل استخراج است. با توجه به اینکه بولتها قطعه دندانه شده محسوب شده و این فرض محافظه کارانه که سطح برشی (سطحی که در تراز زیر صفحه ستون قرار میگیرد) از قسمت دندانه شده میگذرد مقدار تنش مجاز کششی از رابطه زیر قابل استخراج خواهد بود :

$$Ft=0.43Fu-1.8fv<0.33Fu$$

در رابطه بالا Fu تنش گسیختگی بولت است. برای بولت AIII این مقدار 6000 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است fv .نیز تنش برشی در بولت است که fv بر اساس نیروی برشی وارد بر صفحه ستون به دست می آید. این نیروی برشی ناشی از بادبند متصل به صفحه ستون است. اگر بادبندی به صفحه متصل نباشد مقدار آن صفر است و در نتیجه fv نیز صفر خواهد بود و به تبع آن Ft حداکثر مقدار مجاز برای آن یعنی 0.33Fu میشود. در شروع محاسبه چون تعداد و سطح مقطع بولتها مشخص نیست باید یک حدس اولیه برای Ft داشته باشیم. این حدس اولیه بهتر است مقدار حداکثر مجاز یعنی 0.33Fu فرض شود. بعد از مشخص شدن

تعداد و سطح مقطع بولتها میتوان کنترل کرد که فرض اولیه صحیح بوده است یا خیر. در صورت عدم صحت باید محاسبات اصلاح شده و تکرار شود .معمولاً مقدار fv قابل توجه نیست و به همین جهت در اکثر مواقع فرض اولیه صحیح خواهد بود .

چون در محاسبه تعداد و قطر بولتها دو مجهول وجود دارد باید یکی از آنها فرض شده و دیگری محاسبه شود. بهتر است قطر را فرض کنیم و بر اساس آن قطر، سطح مقطع یک بولت و سپس تعداد بولتهای مورد نیاز را محاسبه نماییم .

نکته : در مورد صفحه ستونهای کناری و گوشه اگر امکان قرارگیری بولتها به صورت متقارن نباشد توزیع تنش کششی در آنها یکنواخت نخواهد بود. در اینگونه صفحه ستونها باید یک حدس اولیه برای تعداد و قطر بولتها داشته باشیم و بر اساس آن و با توجه به روابط تعادل استاتیکی مقدار نیروی کششی در بولتهای مختلف را به دست آوریم و مقدار ماکسیمم را معیار محاسبه تنش کششی در بولتها قرار دهیم. در صورت عدم جوابگویی و غلط بودن حدس اولیه باید حدس اولیه را عوض نماییم و محاسبات را تکرار کنیم. این فرایند باید به صورت سعی و خطا تکرار شود .

ت- بعد از محاسبه قطر و تعداد بولتها ، تنش برشی موجود در بولتها را هم بر اساس برش وارد بر صفحه ستون محاسبه میکنیم. برش وارد بر صفحه ستون را میتوانیم در جهت اطمینان ماکسیمم نیروی برشی ستونهای موجود در هر تیپ صفحه ستون انتخاب کرده و بر اساس آن محاسبات را انجام داد. بعد از محاسبه تنش برشی در بولتها ، همانطور که در قبل اشاره شد تنش مجاز کششی بر اساس آن اصلاح میشود و کنترل میگردد که فرض اولیه برای تنش مجاز کششی صحیح است یا خیر. در صورت عدم صحت باید محاسبات مرحله قبل اصلاح گردد. تنش برشی محاسبه شده را باید با مقدار تنش برشی مجاز نیز مقایسه کرد. تنش برشی مجاز در بولتها باید از جدول 10-1-10-6 مبحث دهم استخراج شود. در مورد بولتها با توجه به اینکه آنها قطعه دندانه شده ای بوده که سطح برش طبق یک فرض محافظه کارانه از قسمت دندانه شده میگذرد مقدار مجاز را میتوان 0.17Fu فرض کرد .

محاسبه طول بولت در قسمتهای مختلف آن نیز مشابه حالت ستونهای غیرمتصل به بادبند است .

ث- بعد از محاسبه تعداد و قطر بولتها حال باید حداقل طول جوش لازم جهت انتقال نیروی کششی ستون به صفحه ستون را محاسبه کرد. برای این منظور ابتدا باید یک بعد جوش تعیین کنیم. بعد جوش باید به گونه ای انتخاب شود که ضابطه حداقل و حداکثر بعد جوش در مبحث دهم را ارضا نماید. این حداقل و حداکثر بر اساس ضخامت صفحه ستون ، سخت کننده ها و اجزای مختلف ستون که سخت کننده و صفحه ستون به آن جوش میشود تعیین میگردد. ضخامت اجزای مختلف ستون مشخص میباشد. اگر طراحی صفحه ستون برای بیش از یک ستون در یک تیپ انجام میشود باید بین آن ستونها آنکه بحرانیتر است معیار تعیین بعد جوش قرار گیرد. به بیان دیگر بعد جوش باید به گونه ای انتخاب شود که برای ستونهای مختلف با ضخامت اجزای مختلف جوابگو باشد. بعد از انتخاب بعد جوش میتوان طول جوش مورد نیاز برای اتصال را تعیین کرد. اگر صفحه ستون به صورت متقارن باشد

توزیع تنش در جوش یکنواخت خواهد بود. برای حالت استفاده از الکترود E60 با جوش کارگاهی و کنترل چشمی طول جوش مورد نیاز از رابطه زیر محاسبه میشود :

lw=T/(668*a)

در رابطه بالا a بعد جوش است .

جهت تامین طول جوش به دست آمده میتوان از جوش مستقیم ستون به صفحه ستون و جوش اجزای مختلف ستون به سخت کننده ها کمک گرفت. جهت تامین طول جوش مناسب باید تعداد و ارتفاع سخت کننده ها به نحو مناسبی انتخاب گردند تا این طول جوش تامین گردد. برای تامین طول جوش بهتر فرض میکنیم که سخت کننده ها از هر دو سمت در ارتفاع خود جوش میشوند. سخت کننده ها باید نیروی کششی دریافت شده از ستون را به صفحه ستون نیز منتقل نمایند. به همین جهت به میزان طول جوشی که در اتصال به ستون دارند به صفحه ستون نیز باید داشته باشند. چون جوش از دو سمت سخت کننده انجام میشود ضخامت سخت کننده حداقل باید 33 درصد بیشتر از بعد جوش باشد. غیر از آن نسبت ارتفاع به ضخامت سخت کننده نباید از عدد 22 کمتر باشد .

نکته : در مورد صفحه ستونهای نامتقارن توزیع تنش در اجزای اتصال یکنواخت نخواهد بود و محاسبه طول جوش باید با در نظر گرفتن اثر نامتقارنی بار محوری ستون نسبت به مرکز جوش انجام شود .

ج- بعد از محاسبه قطر و تعداد بولتها باید یک حدس اولیه برای ابعاد صفحه ستون داشته باشیم. این حدس اولیه باید به گونه ای باشد که حداقل اجرایی را ارضا نماید. حداقل اجرایی باید به گونه ای باشد که بولتها با رعایت ضوابط حداقل فاصله مرکز به مرکز آنها (حداقل سه برابر قطر بولت) و همچنین حداقل فاصله مرکز بولت تا لبه (به طور محافظه کارانه برابر 2.25 برابر قطر بولت) بر روی صفحه ستون جا داده شوند. غیر از آن فضای کافی جهت قرارگیری سخت کننده ها نیز موجود باشد .

چ- با توجه به نوع قرارگیری سخت کننده ها صفحه ستون به نواحی مختلف تقسیم میشود. همانند روش توضیح داده شده برای صفحه ستونهای مربوط به ستونهای غیرمتصل به بادبند لنگر ماکسیمم در نواحی مختلف را تعیین کرده و ماکسیمم تمام لنگرها را معیار تعیین تنش ماکسیمم خمشی و همچنین ضخامت صفحه ستون قرار میدهیم .

ح- بعد از تعیین ضخامت صفحه ستون در قسمت قبل ، مقدار خمش و تنش خمشی در مقاطع مجاور بر ستون را هم به روش توضیح داده شده در مورد ستونهای غیرمتصل به بادبند محاسبه کرده و با مقدار مجاز مقایسه میکنیم .

به این ترتیب این صفحه ستونها نیز طراحی میشوند.

طراحی صفحه ستونها در سازه های یک طرف خمشی و یک طرف مهاربند

نکات طراحی این صفحه ستونها در خیلی از موارد با صفحه ستونهای حالت قبل مشترک میباشد. ویژگی خاصی که آنها را نسبت به صفحه ستونهای سازه های دو طرف مهاربند متمایز میکند وجود لنگر خمشی قابل توجه در پای ستون حول یکی از دو محور اصلی میباشد. این ستونها نیز بر حسب مکان آنها در وسط ، کنار یا گوشه باید تقسیم بندی شوند. غیر از آن بر حسب اتصال یا عدم اتصال به بادبند هم باید تقسیم بندی انجام گیرد .چون نکات کلی طراحی آنها مشابه صفحه ستونهای قبلی است در اینجا فقط به برخی نکات ویژه و خاص طراحی این صفحه ستونها اشاره میشود :

1- یکی از مهمترین اختلافات در روش طراحی این صفحه ستونها نسبت به صفحه ستونهای سازه های دو طرف مهاربند در این است که چون به صفحه ستون لنگر خمشی و بار محوری (و البته نیروی برشی) به صورت همزمان وارد میشوند و لزوماً مقادیر ماکسیمم این مقادیر به طور همزمان رخ نمیدهند و حتی اگر هم رخ دهند لزوماً ماکسیمم شدن انها نشان از بحرانی بودن در طراحی صفحه ستون نیست ، فرآیند انتخاب ترکیب بار بحرانی جهت استخراج تلاشهای طراحی صفحه ستون خیلی مهم میباشد. انتخاب حالت بحرانی بر اساس قضاوت مهندسی باید انجام گیرد. بر این اساس به روش زیر میتوان عمل کرد :

الف - ابتدا برای صفحه ستونها یک تیپ بندی اولیه تعیین میکنیم. این تیپ بندی همانطور که قبلاً نیز بیان شد بر اساس فاکتورهایی مثل موقعیت ستون و سایز ستون و همچنین اتصال یا عدم اتصال ستون به بادبند میتواند انجام شود .ستونهایی که در یک تیپ قرار میگیرند بهتر است از لحاظ موقعیت ، سایز ستون) البته به صورت تقریبی) و وضعیت اتصال یا عدم اتصال به بادبند با هم مشترک باشند .

ب- برای هر تیپ از صفحه ستونها نقاط اتصال به ستون را در تراز صفحه ستون انتخاب کرده و برای کل ترکیب بارهای تشدید یافته خروجی واکنشهای تکیه گاهی را از نرم افزار استخراج میکنیم. (علاوه بر ترکیب بارهای تشدید یافته باید ترکیب بارهای عادی را نیز در نظر داشت ؛ اما احتمال بحرانی شدن صفحه ستون تحت اثر ترکیب بارهای عادی معمولاً کم میباشد .(

پ- از بین خروجی های هر تیپ چند ترکیب از نیروی محوری ، لنگر خمشی و نیروهای برشی باید جهت طراحی صفحه ستون انتخاب شود. حالت بحرانی جهت طراحی به احتمال زیاد یکی از حالات زیر است :

-حالتی که بیشترین بار محوری فشاری به صفحه ستون وارد میشود

-حالتی که بیشترین لنگر خمشی به صفحه ستون وارد میشود .

- حالتی که به طور همزمان لنگر خمشی و بار محوری فشاری وارد بر صفحه ستون مقداری قابل توجه است .

-حالتی که نسبت لنگر خمشی به بار محوری فشاری (به بیان دیگر برون از مرکزیت بار محوری نسبت به مرکز صفحه ستون) از بقیه حالات بیشتر است .

-حالتی که بیشترین نیروی کششی به صفحه ستون وارد میشود (این حالت در مورد صفحه ستونهای متصل به بادبند بیشتر صادق است) .

طراحی صفحه ستون برای تمام حالات فوق سخت و وقتگیر است. به همین جهت از بین حالات فوق با قضاوت مهندسی حداقل دو حالت و حداکثر سه حالت را انتخاب کرده و بر اساس آن طراحی صفحه ستون را انجام میدهیم .

ت- کلیت روش طراحی این صفحه ستونها که حاوی لنگر خمشی هستند در کتابهای مختلف درج شده است. غیر از آن تمام اصول ذکر شده برای صفحه ستونهای سازه دو طرف مهاربند هم در اینجا صدق میکند .

ث- در مورد صفحه ستونهای گوشه یا کناری در صورتی که مرکز ستون بر مرکز صفحه ستون منطبق نبود باید به لنگر موجود ، لنگر ناشی از برون از مرکزیت بار نسبت به مرکز صفحه ستون هم اضافه شود. در مورد صفحه ستونهایی که هر دو طرف دارای لنگر خمشی هستند میتوان طبق قضاوت مهندسی بیان شده برای ستونهای گوشه در سازه دو طرف مهاربند عمل کرده و یکی از لنگرهای خمشی را حذف کرده و به لنگر خمشی جهت مقابل اضافه نمود .

ج- در چیدمان بولتها بهتر است که بولتها را در دو وجه کناری صفحه ستون و به موازات بعدی از صفحه ستون که حول آن تحت خمش است قرار دهیم. بولتهای دیگری که در دو وجه دیگر صفحه ستون قرار داده میشود بهتر است در محاسبه صفحه ستون در برابر خمش نادیده گرفته شوند و فقط جهت تحمل نیروی کششی و برشی در صفحه ستون لحاظ شوند .

صفحه ستونها در سازه های بدون مهاربند یا دیوار برشی

اصول کلی طراحی صفحه ستون در این سازه ها نیز مشابه حالات قبلی است. ویژگی خاصی که این صفحه ستونها دارند این است که در هر دو جهت خود دارای لنگر خمشی قابل توجه میباشند. غیر از آن به علت عدم وجود دیوار برشی یا بادبند ، به آنها نیروی کششی قابل توجهی اعمال نمیگردد. مقطع ستونها در این حالت معمولاً یا باکس است و یا مقطع صلیبی شکل . اصول تیپ بندی آنها هم مشابه حالات قبلی میباشد. برای لحاظ کردن اثرات همزمان لنگر خمشی در هر دو جهت میتوان از روش سعی و خطای ارایه شده در جلد اول از مجموعه 4 جلدی ازهری-میرقادری استفاده نمود. به جای آن فقط جهت راحتی محاسبات میشود از روشهای تقریبی و مبتنی بر قضاوت مهندسی ارایه شده در بخشهای قبل در مورد صفحه ستونهای گوشه استفاده نمود .

برای انتخاب حالات بحرانی جهت طراحی صفحه ستون هم میتوان مشابه حالت قبل عمل کرد و از خروجی های نرم افزار چند حالت

که به نظر بحرانی تر است را استخراج کره و معیار طراحی قرار داد. در این زمینه موارد زیر جهت انتخاب توصیه میشود :

-حالتی که بیشترین بار محوری در ستون وجود دارد

-دو حالتی که بیشترین لنگر خمشی در هر یک از دو جهت اصلی به صفحه ستون وارد میشود .

-حالتی که لنگرهای خمشی در هر دو جهت و همچنین بار محوری ستون به طور همزمان مقدار قابل توجهی است .

-حالتی که نسبت لنگرهای خمشی به بار محوری ستون از حالات دیگر بیشتر است (برای این منظور میتوان از نسبت لنگر خمشی برایند دو جهت اصلی به بار محوری ستون کمک گرفت)

از بین حالات فوق برای هر تیپ از اتصالات حداقل دو و حداکثر سه حالت را که طبق قضاوت مهندسی بحرانیتر به نظر میرسند انتخاب کرده و بر اساس آنها صفحه ستون را طراحی میکنیم .

نکته : توجه گردد که در مورد این صفحه ستونها چون در هر دو جهت دارای لنگر خمشی هستیم توزیع بولتها باید در 4 وجه آن انجام گیرد. در هر حالت طراحی بهتر است بولتهایی که نیروی قابل توجهی ناشی از لنگر خمشی در آنها ایجاد نمیشود را نادیده بگیریم .

به این ترتیب این صفحه ستونها نیز طراحی میشوند

فایلهای کمکی برای طراحی صفحه ستون

از پیوست میتوانید چند فایل کمکی که در طراحی صفحه ستون به شما کمک میکند را دانلود نمایید[33] .

این فایلها شامل نمونه هایی از جزوات فارسی و لاتین در این زمینه ، فایلهای اکسل طراحی صفحه ستون و مجموعه دتایلهای مختلف برای صفحه ستون جمع آوری شده از نقشه های مختلف میباشد .

نکته مهم : موارد قرار داده شده برای دانلود لزوماً مورد تایید نمیباشد .فایلهای قرار داده شده فقط برای ایجاد دید بهتر در طراحی صفحه ستون است و استفاده از آنها بدون توجه به نکات گفته شده در بخشهای قبل ممکن است منجر به ایجاد اشتباه در طراحی شود.

[33]- فایلهای مورد اشاره از فولدر شماره 11 قابل دسترسی میباشند.

شروع به طراحی فونداسیون سازه

بعد از پایان مراحل طراحی اسکلت سازه (بتنی یا فولادی) نوبت به طراحی پی میرسد. برای طراحی پی معمولاً از یکی از دو نرم افزارهای SAFE8 یا SAFE12 استفاده میشود. ورژن 12 نرم افزار دارای قابلیتهای ویژه ای نسبت به ورژن 8 نرم افزار است اما کار کردن با آن با توجه به نبود منبع فارسی مناسب برای یادگیری نرم افزار و برخی ابهامات در مورد این نرم افزار فعلاً توصیه نمیشود و بهتر است فعلاً از ورژن 8 نرم افزار SAFE که قابلیتهای کمتری دارد اما کار کردن با آن راحتتر بوده و منابع فارسی مختلفی برای یادگیری آن وجود دارد استفاده گردد. برخی از تفاوتهای مهم بین این دو ورژن به شرح زیر است :

1- امکان مدلسازی نوارهای مایل در ورژن 12 و عدم وجود این قابلیت در ورژن 8

2- امکان انتقال نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی به ورژن 12 و عدم امکان این مساله در ورژن 8

3- امکانات بیشتر در زمینه محاسبه برش پانچ در ورژن 12

4- امکان تعریف ترکیب بارها به روشهای متفاوت (ENVE, ABS,ADD) در ورژن 12 و محدودیت در این زمینه در ورژن 8. این مساله برخی کنترلها به طور مثال کنترل تنش در زیر پی در ترکیب بارهای مختلف را ساده تر مینماید .

5- سادگی روش حذف کشش در ورژن 8 و ابهام در این مورد در ورژن 12

6- محیط ساده تر در ورژن 8 نسبت به ورژن 12

7- سرعت اجرای فایل در هنگام آنالیز سازه علی الخصوص اگر فرآیند حذف کشش فعال باشد در ورژن 12 به مراتب پایینتر از ورژن 8 میباشد. علاوه بر آن ورژن 12نسبت به ورژن 8 فضای بیشتری از RAM سیستم را اشغال میکند .

8- کنترل برش تیری در ورژن 12 نرم افزار علاوه بر کنترل برش پانچ نیز انجام میشود اما این مساله در ورژن 8 انجام نمیشود .

با توجه به موارد بالا هر چند مزایای ورژن 12 نسبت به ورژن 8 قابل توجه است ولی همانطور که در ابتدا ذکر شد فعلاً علی الخصوص برای افراد مبتدی استفاده از ورژن 8 را توصیه میکنم. در ادامه نیز توضیحات ارایه شده بر اساس این ورژن از نرم افزار خواهد بود.

انتخاب نوع سیستم فونداسیون

برای پی سازه سیستمهای مختلفی قابل استفاده است. بین سیستمهای مختلفی که قابل استفاده است ، پیهای مشبک ، منفرد و گسترده متداولتر میباشند .

سیستم پی مشبک از بین کل سیستمهای قابل استفاده ، متداولتر میباشد. از سیستم پی تکی در سازه هایی که در هر دو سمت قاب خمشی فاقد مهاربند هستند میشود استفاده کرد. اما برای سیستمهای سازه ای که به علت وجود مهاربند ، در ستونها مقدار قابل توجهی نیروی کششی (آپلیفت) ایجاد میشود استفاده از سیستم پی تکی مناسب نمیباشد. این مساله به این دلیل است که پیهای تکی قابلیت تحمل نیروهای کششی قابل توجه را ندارند و حداکثر نیروی کششی که این پیها میتوانند تحمل کنند به میزان وزن پی و خاک یا کفسازی روی آن است. از سیستم پی گسترده نیز در مواردی که سیستمهای دیگر به دلیل مقاومت کم خاک و یا بار زیاد سازه جوابگو نیستند میشود استفاده کرد. اگر این سیستم نیز جوابگو نباشد باید از سیستم پی شمعی کمک بگیریم .

توضیحاتی که در ادامه داده میشود با این فرض است که نوع سیستم پی به صورت مشبک و یا در معدود حالاتی به صورت گسترده میباشد.

انتقال واکنشهای تکیه گاهی از فایل ETABS به فایل SAFE

اولین قدم جهت شروع به کار با نرم افزار SAFE انتقال واکنشهای تکیه گاهی از مدل ETABS به SAFE است. برای اینکار باید بعد از پایان طراحی سازه در ETABSبه منوی زیر مراجعه نماییم :

File/Export/Save Story as SAFE V8 .f2k Text File...

در این حالت پنجره ای ظاهر میشود (مشابه شکل ضمیمه). در این پنجره در قسمت Story to Export گزینه Base را انتخاب کنید. در زیر آن نیز از بین سه گزینه موجود گزینه سوم را انتخاب کنید. سپس بر روی قسمت Select Cases کلیک کرده و در پنجره جدیدی که ظاهر میشود تمام حالات بار را انتخاب کرده و بر روی دکمه ok کلیک کرده و به صفحه قبلی باز میگردیم و در آن صفحه نیز بر روی دکمه ok کلیک میکنیم و برای فایل خروجی نامی دلخواه و آدرسی بر روی کامپیوتر خود تعیین نمایید. به این ترتیب یک فایل با پسوند f2k ساخته میشود که میتواند مبنای ساخت مدل پی در نرم افزار SAFE گردد. پس از آن نرم افزار SAFEرا باز کرده و به منوی File/Import/SAFE V6/V7 .F2K File... مراجعه میکنیم و فایل ساخته شده توسط نرم افزار ETABS را فراخوان میکنیم. به این ترتیب در SAFE مدلی به وجود می آید که شامل نقاط تکیه گاهی به همراه واکنشهای تکیه گاهی منتقل شده ، حالات بار استاتیکی و ترکیب بارهای ساخته شده در ETABS میباشد .

نکته 1: برخی ورژنهای ETABS این فرآیند را به طور کامل انجام نمیدهند و از جمله اینکه واکنشهای تکیه گاهی را منتقل نمیکنند. اگر با این مشکل مواجه شدید آخرین ورژن ETABS را بر روی سیستم خود نصب کرده و با استفاده از آن این فرآیند را

تکرار نمایید. در حال حاضر آخرین ورژن ETABS ورژن 9.7.3 میباشد .

نکته 2 : در حالتی که برای طراحی سازه از روش تحلیل دینامیکی استفاده شده باشد باید توجه نمود که انتقال واکنشهای حاصل از این تحلیل به نرم افزار SAFE8 به صورت خودکار امکانپذیر نیست. در این حالت میتوان به جای انتقال بارهای دینامیکی به پی از نتایج تحلیل استاتیکی زلزله جهت تحلیل و طراحی پی استفاده کنیم و این نتایج را به فایل SAFE منتقل کنیم. البته این مساله در حالتی قابل قبول است که بین واکنشهای حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی و استاتیکی اختلاف قابل ملاحظه ای وجود نداشته باشد. در حالتی که اختلاف بین نتایج دو حالت قابل ملاحظه باشد میتوان از روش دقیقتری که در قسمت بعد توضیح داده میشود استفاده کرد .

نکته 3 : در مورد سازه های با سیستم دوگانه که در طراحی سازه از دو فایل استفاده شده است و فایل دومی شامل 25 درصد نیروی زلزله تشکیل شده است ، به نظر میرسد که در طراحی پی هم لازم باشد دو فایل استفاده گردد. بعد از طراحی پی با فایل اول باید نتایج فایل دوم نیز در یک فایل جداگانه به SAFE منتقل شود و یک بار نیز پی بر اساس نتایج فایل دوم طراحی شود و در نهایت پوش نتایج برای دو حالت به عنوان نتیجه نهایی در نقشه نهایی پی اعمال گردد .

نکته 4: در هنگام ایمپورت فایل اکسپورت شده از ETABS به داخل SAFE باید نرم افزار SAFE را روی واحدی مشابه واحد انتخاب شده در هنگام اکسپورت فایل از ETABS تنظیم کرد.

معادل سازی حالات بار دینامیکی با حالات بار استاتیکی زلزله جهت انتقال این بارها به SAFE8

همانطور که در قسمت قبل اشاره شد در فرآیند انتقال واکنشهای تکیه گاهی از EATBSبه SAFE حالات بار دینامیکی منتقل نمیشود. در این قسمت سعی میشود یک راه حل تقریبی جهت این انتقال معرفی شود. اساس این راه حل بر معادلسازی هر حالت بار دینامیکی با یک حالت بار استاتیکی است. روش انجام آن به صورت مرحله به مرحله به شرح زیر است :

1- در آخرین فایل آنالیز شده مدل ETABS به قسمت Display/Show Tables... رفته و قسمت Building Output را تیک زده و سپس در قسمت Select Cases/Combos... تمام حالات بار دینامیکی را انتخاب نماییم. بعد از انجام این فرآیند Ok مینماییم تا خروجی های نرم افزار در این زمینه در پنجره جدید ظاهر شود. در پنجره جدید به جدول Story Shears مراجعه میکنیم. بهتر است که خروجی این جدول را با انتخاب گزینه Edit/Copy Entire Table به نرم افزار اکسل منتقل نماییم. برای هر یک از حالات بار دینامیکی باید اعداد سه ستون Vx, Vy و T برای طبقات مختلف برداشت شوند. این سه ستون مقادیر برش طبقه در دو جهت X و Y و پیچش طبقه حول مبدا مختصات را ارایه میدهد. این مقادیر برای بالا و پایین طبقه (Top و Bottom) در دو ردیف مختلف ارایه میگردد که مقادیر آن برای این سه ستون چندان با هم متفاوت نیست ولی از این دو ردیف در هر طبقه باید مقدار مربوط به ردیف Top که قسمت بالای طبقه را نشان میدهد برداشت شود .

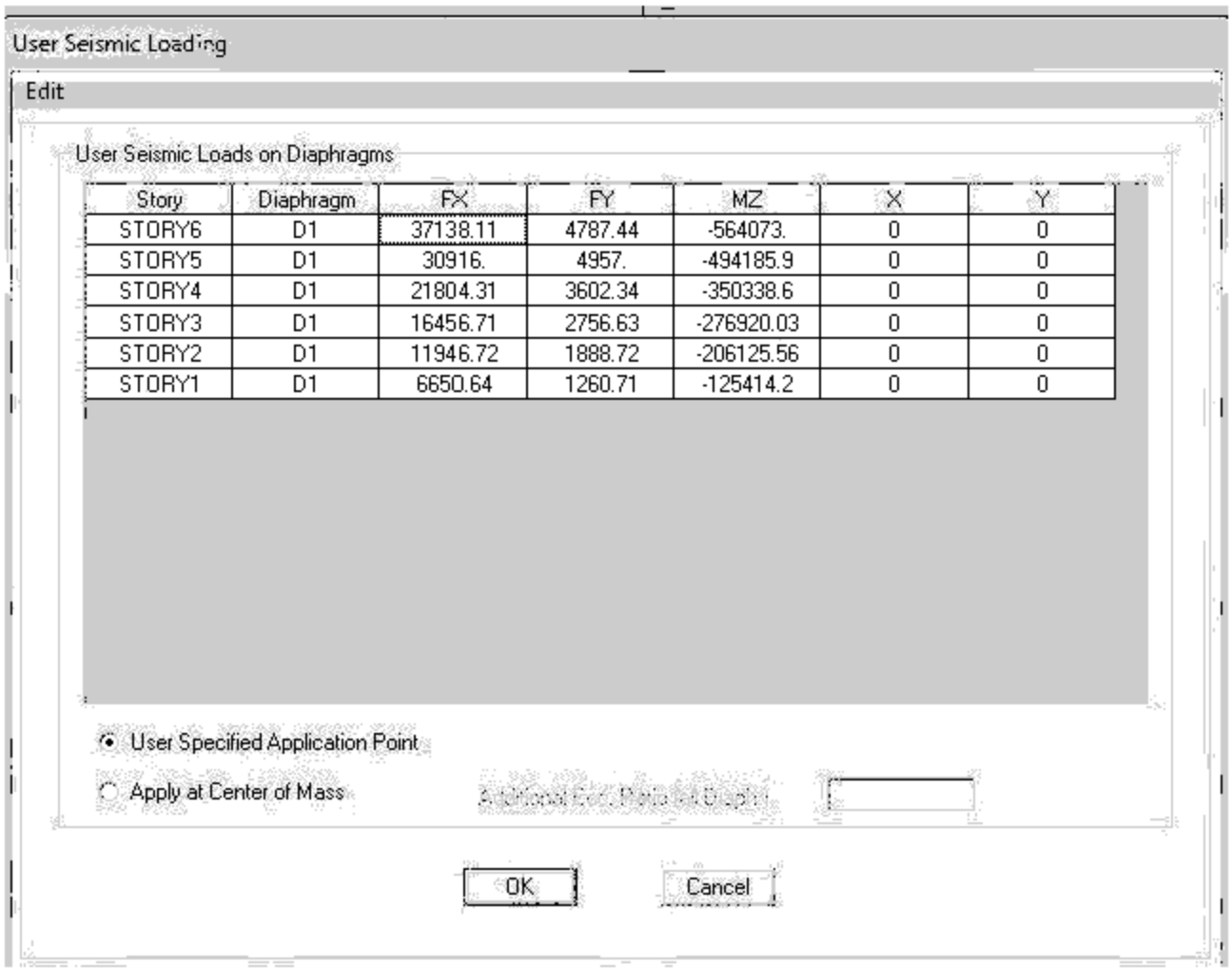
2- مقادیری که به این ترتیب برداشت میشود نشان دهنده برش و پیچش تجمعی در هر طبقه است. اما ما نیازمند این مقادیر به صورت غیرتجمعی هستیم (مقدار برش و پیچشی خالصی که به هر طبقه وارد میشود). برای این منظور باید برای هر کدام از حالات بار دینامیکی از مقدار مربوط به هر طبقه مقدار متناظر در طبقه بالاتر را کم کرد تا مقدار برش و پیچش خالص هر طبقه به دست آید .مقادیر به دست آمده را ذخیره مینماییم .

3- سپس قفل برنامه را باز مینماییم و به قسمت Define/Static Load Cases... میرویم و به ازای هر کدام از بارهای دینامیکی یک حالت بار زلزله استاتیکی از نوع Quake تعریف میکنیم و در قسمت Auto Lateral Load گزینه User Load را انتخاب میکنیم و سپس بر روی گزینه Modify Lateral Load... کلیک میکنیم تا پنجره جدیدی ظاهر شود (شکل ضمیمه). در این صفحه در ستونهای FX , FY , MZ مقادیر برشهای زلزله در جهات X و Yو لنگر پیچشی برای هر کدام از طبقات برای حالت بار دینامیکی مورد نظر که در مرحله قبل به دست آمده است را وارد میکنیم. برای ستونهای X و Y هم مقدار پیش فرض 0 را قبول

میکنیم و در قسمت پایین صفحه گزینه User Specified Application Point را انتخاب میکنیم .

نکته : مقدار لنگر پیچشی نسبت به مقدار محاسبه شده در مرحله قبل باید با علامت منفی در اینجا وارد شود .

به این ترتیب به ازای هر بار دینامیکی یک حالت معادل استاتیکی ساخته میشود .در ایجاد خروجی برای نرم افزار SAFE این حالات بار استاتیکی جایگزین حالات بار دینامیکی میشوند.



Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X	Y
STORY6	D1	37138.11	4787.44	-564073.	0	0
STORY5	D1	30916.	4957.	-494185.9	0	0
STORY4	D1	21804.31	3602.34	-350338.6	0	0
STORY3	D1	16456.71	2756.63	-276920.03	0	0
STORY2	D1	11946.72	1888.72	-206125.56	0	0
STORY1	D1	6650.64	1260.71	-125414.2	0	0

حدس اولیه برای ضخامت پی ، عرض و موقعیت نوارها

قبل از تحلیل و طراحی پی باید برای موارد بالا یک حدس اولیه داشته باشیم .این حدس اولیه بعداً با توجه به نتایج تحلیل و طراحی پی میتواند در جهت بهینه کردن طرح پی اصلاح گردد. در این زمینه بهتر است به نکات زیر توجه گردد :

1- در مورد ضخامت پی برای حدس اولیه نمیشود فرمول کلی تعیین کرد ولی در فقدان اطلاعات دیگر به عنوان حدس اولیه میتوان ضخامت پی را برای سازه های تا حدود 4 طبقه در حدود 70 سانتیمتر در نظر گرفت و به ازای هر طبقه اضافه تر (تا حدود ده طبقه) ده سانتیمتر به ضخامت پی برای حدس اولیه اضافه کرد .بر این اساس برای یک سازه تا حداکثر ده طبقه ضخامتی که به عنوان حدس اولیه توصیه میشود در حدود 1.3 متر خواهد بود. برای سازه های با تعداد طبقات بیشتر بهتر است روش دقیقتری مبتنی بر سعی و خطا را در رسیدن به ضخامت مناسب برای پی به کار برد. توجه کنید که ممکن است به دلیل اختلاف قابل ملاحظه در نیروهای ستونها در نوارهای مختلف لازم باشد که از ضخامت های متفاوت برای نوارهای مختلف استفاده گردد. این مساله معمولاً در سازه های با دیوار برشی یا بادبند ممکن است پیش آید. در این حالت ستونهای متصل به بادبند و یا دیوارهای برشی دارای نیروهای قابل ملاحظه ای خواهند بود که ممکن است لازم شود ضخامت نوارهای متصل به آنها بیشتر از بقیه اختیار شود. البته بهتر است جهت مسایل اجرایی به جای افزایش ضخامت در نواری خاص ، عرض آن نوار را افزایش داد. توجه نمایید که در هر صورت ضخامت پی باید به گونه ای باشد که بولتهای اتصال صفحه ستون (و یا میلگردهای انتظار ستونهای بتونی) با توجه به ارتفاعی که برای آنها به دست می آید در پی جا داده شوند .

2- در تعیین عرض نوارها بهتر است این عرض را در قسمتهای مختلف به صورت یکسان در نظر بگیریم. بهتر است این عرض به عنوان حدس اولیه حداقل دو برابر ابعاد ستون بتنی و یا صفحه ستون در نظر گرفته شود. در مواردی که ابعاد ستونها یا صفحه ستونها در قسمتهای مختلف با هم اختلاف قابل ملاحظه ای دارند بهتر است عرض نوارها یکسان نباشد و از بیش از یک تیپ برای عرض نوارها استفاده کرد (اما بهتر است در هر حالت عرض و ضخامت یک نوار خاص در طول آن ثابت در نظر گرفته شود).
عرض نوارها به مقاومت خاک و تعداد طبقات سازه نیز بستگی دارد و ممکن است اساساً استفاده از پی نواری جوابگو نباشد و مجبور به استفاده از پی گسترده گردیم .

3- در تعیین موقعیت نوارها باید به نکات زیر باید توجه نماییم :

الف- بهتر است تا جایی که ممکن است به هر ستون حداقل دو نمودار متعامد و یا تقریباً متعامد را متصل کنیم .

ب- موقعیت نوارها باید به گونه ای در نظر گرفته شود که از حریم زمین مورد نظر خارج نشده و وارد حریم همسایه یا کوچه یا خیابان نگردد .

ج- باید دقت نمود که موقعیت نوارها به گونه ای باشد که با مواردی نظیر چاله آسانسور و یا مخزن ذخیره آب شرب (در صورت وجود در مجاورت فونداسیون) و یا موارد احتمالی دیگر تداخلی نداشته باشد. به این ترتیب ممکن است در برخی قسمتها مجبور

شویم نواری را حذف کرده و یا آن را جا به جا کنیم. در برخی موارد هم ممکن است مجبور شویم که این مساله را با تغییر تراز اجرای فونداسیون به صورت کلی یا موضعی حل نماییم.

ترسیم پی در SAFE

مرحله بعدی در نرم افزار SAFE ترسیم پی است. برای ترسیم پی به دو روش میشود عمل کرد. در روش اول با استفاده از امکانات منوی DRAW ترسیم انجام میشود .در روش دوم ترسیم پی در نرم افزار اتوکد انجام میشود و سپس به داخل نرم افزار SAFE و بر روی همان فایلی که از ETABS ایمپورت شده است ، دوباره ایمپورت میکنیم تا فایلی به دست آید که به طور همزمان شامل اطلاعات اکسپورت شده از هر دو نرم افزار ETABS و Autocad باشد. معمولاً برای ترسیم پلانهای ساده از روش اول و برای پلانهای پیچیده تر از روش دوم استفاده میشود. در زیر به طور خلاصه به هر دو روش اشاره میشود :

روش اول :ترسیم پی در اتوکد و ایمپورت آن به نرم افزار SAFE

برای این کار به شرح زیر عمل کنید :

قبل از همه قاعدتاً عکس العمل ستونها و موقعیت گریدلاینها را از فایل ETABS به SAFE اکسپورت کرده اید و در هنگام شروع کار با SAFE این فایل را دوباره به نرم افزار ایمپورت کرده اید .

حال باید پس از ترسیم فایل پی در اتوکد آن را هم به فایل قبلی از طریق ایمپورت اضافه کنید .

قبل از آن باید شما فایل پی را تهیه کنید. برای این منظور شما به هر شکلی که دوست دارید نقشه پی را ترسیم کنید. توجه کنید که نقشه را حتماً در یک لایه ویژه ترسیم کنید و در این لایه هیچ چیز دیگر جز پلان پی قرار ندهید .حتی مواردی نظیر خطوط بتن مگر و ستونها و آکسها را باید در لایه دیگری غیر از این لایه ترسیم کنید .

در مرحله بعد پلان پی را به یک فایل تازه منتقل کنید و یا در همان فایل به گونه ای جابه جا کنید که نقطه مبدا مختصات در فایل SAFEبا همین نقطه در فایل اتوکد منطبق شود تا پس از ایمپورت فایل اتوکد به SAFE پی دقیقاً همانجایی که لازم است، قرار گیرد.

توجه کنید که هنوز کار تمام نشده است و اگر در این مرحله فایل را ایمپورت کنید ممکن است چیزی به SAFE منتقل نگردد .توجه کنید که المانهای SLAB که اصلیترین بخش فایل SAFE است به صورت AREA شناخته میشود و لازم است که آن را نیز در فایل اتوکد به صورت AREA در بیاورید و سپس ایمپورت را انجام دهید. برای ترسیم صحیح بهتر است که یک سطح کلی شامل کل سطح مقطع پی داشته باشیم و سپس قسمتهای خالی داخل پی را به صورت OPENING از آن کم کنیم .

برای آنکه یک سطح را با کمک خطوط ترسیم شده پی ایجاد کنیم باید به منوی زیر در اتوکد مراجعه کنیم :

Draw/Boundary

در صفحه جدیدی که ظاهر میشود مهم است که حتماً در قسمت Object Type از بین دو گزینه Polyline و Region گزینه اول یعنی Polyline را انتخاب کنیم. سپس در بالای پنجره بر روی گزینه Pick points کلیک میکنیم. به محض کلیک، این پنجره پنهان شده و شما حالا باید در داخل هر یک از چند ضلعیهایی که میخواهید نقش یک سطح را داشته باشند کلیک کنید. برای آنکه این کار به خوبی انجام شود سعی کنید لایه های مزاحم را در این مرحله خاموش کنید و فقط خطوط پی را در صفحه داشته باشید. به محض کلیک در داخل یک چند ضلعی اگر چند ضلعی تشکیل یک سطح بسته را بتواند بدهد خطوط محیط شکل به صورت انتخاب شده نمایش داده میشود. تمام سطوح مورد نظر را به این شکل در داخلشان کلیک نمایید تا جهت تبدیل به سطح انتخاب گردند. در این مرحله معمولاً برای آنکه مشکلی پیش نیاید بهتر است که بر روی سطوحی که میخواهید به صورت openinig عمل کنند کلیک کنید. پس از انتخاب کافی است که دکمه enter یا space را کلیک کنید تا کار انجام شود .

در مورد سطح بسته ای که کل پی را تشکیل میدهد و سطوح opening داخل آن قرار دارند بهتر است که برای جلوگیری از ایجاد مشکل و تداخل آن با سطوح opening داخلی ابتدا آن را به قسمتی دیگر به دور از مزاحمت سطوح داخلی منتقل کرده و سپس به روش قبل آن را بهAREA تبدیل کنید و دوباره به جای اول آن برگردانید .

پس از انجام این مراحل فایل اتوکد را SAVE کنید. حالا فایل آماده ایمپورت به SAFE است .

در SAFE به منوی زیر مراجعه کنید :

File/Import/.DXF/.DWG FILE

در پنجره ای که باز خواهد شد به آدرس فایل اتوکد بر روی کامپیوتر خود مراجعه و آن را انتخاب کنید و دکمه open را بزنید حال یک پنجره دیگر ظاهر میشود. در این پنجره در قسمت Areas نام لایه ای که در فایل اتوکد پی را ترسیم کرده اید انتخاب کنید و سپس دکمه ok را کلیک کنید تا عمل ایمپورت فایل در عرض چند لحظه انجام گردد. در صفحه مذکور قابلیتهای دیگری هم موجود است که معمولاً کمتر مورد نیاز است از جمله قابلیت ایمپورت نوارهای طراحی که با توجه به راحتی ساخت آنها در محیط برنامه به نظر نمیرسد که لزومی به استفاده از آن باشد .

روش دوم : ترسیم پی مستقیماً در داخل نرم افزار SAFE

در این حالت ترسیم را میتوانید با استفاده از امکانات منوی DRAW انجام دهید. گزینه های ترسیم سطوح در این منو بر حسب

مورد میتواند برای این ترسیم کارا باشد. مثل گزینه Draw Area Object یا Draw Rectangular Area Object که اولی برای ترسیم چند ضلعی دلخواه و دومی برای ترسیم مستطیل کاربرد دارد .جزییات این مساله در مراجع مختلف موجود است. در اینجا فقط به چند نکته در این زمینه اشاره میشود :

1- ترسیم به دو طرف قابل انجام است. در روش اول کل پی به اجزای ساده تر و ترجیحاً مستطیلی تقسیم شده و هر یک از این اجزا جداگانه ترسیم میشود و در روش دوم ابتدا سطحی که شامل کل محیط پی میشود میسازیم و سپس فضاهای داخلی پی بین نوارها که بتن ریزی نمیشود را ترسیم کرده و به آنها Opening اختصاص میدهیم (در هنگام ترسیم برای گزینه Property گزینه Propertyرا اختصاص میدهیم) .

2- برای ترسیم هر قسمت از پی ابتدا میتوانید شکل آن را به صورت تقریبی ترسیم نمایید و سپس با کلیک راست بر روی آن در پنجره جدیدی که ظاهر میشود موقعیت دقیق نقاط مختلف آن را وارد نمایید. (بر حسب مورد میتوانید مختصات گوشه های مختلف آن و یا در مورد قسمتهای مستطیلی مختصات مرکز آن را وارد نمایید) .

3- حتماً توجه نمایید که در صورت وجود چاله آسانسور و یا موارد مشابه دیگر که با پی تداخل دارد ، محل آن در پی یا مدل نشود و یا به صورت Opening مدل شود .

4- در مورد سازه های بتنی به علت سایز نسبتاً بزرگ ستونها و تاثیری که بر روی سختی پی میگذارند باید این ستونها نیز به صورت عنصر سطحی بر روی پی اصلی مدل شوند. شکل و ابعاد این عناصر سطحی مشابه ستون اصلی باید باشد. در مورد دیوارهای برشی چنین مساله ای لازم نیست و موقعیت دیوارهای برشی به صورت عنصر خطی Beam و با سایزی مشابه دیوار برشی در طبقه اول سازه از فایل ETABSبه SAFE منتقل شده است.

ترسیم نوارهای طراحی در SAFE

بخش بعدی در نرم افزار SAFE ترسیم نوارهای طراحی میباشد .عدم ترسیم نوارهای طراحی تاثیری بر نتایج آنالیز پی نخواهد داشت اما در این حالت نتایج طراحی قابل مشاهده نخواهد بود. به همین جهت حتماً لازم است که نوارهای طراحی نیز ترسیم شود. ترسیم نوارهای طراحی در SAFE8 فقط برای دو جهت اصلی X و Y امکان پذیر است و ترسیم نوارهای مایل در این ورژن بر خلاف ورژن 12 امکانپذیر نیست. جزییات ترسیم نوارها هم در مراجع مختلف توضیح داده شده است. در اینجا فقط به چند نکته کلی در این زمینه اشاره میشود :

1- برای ترسیم نوارهای جهت X در منوی View گزینه Set X-Strip Layer و برای نوارهای جهت Y گزینه Set Y-Strip Layer باید تیک زده شود. ترسیم این دو نوع نوار باید به صورت جداگانه انجام شود .

2- ترسیم نوارهای طراحی تنها به صورت مستطیلی امکان پذیر است. برای ترسیم نوارها باید به منوی Draw/Draw Rectangular Area Object مراجعه نمایید .ممکن است یک سری نوار به صورت پیش فرض وجود داشته باشد که این نوارها با توجه به اینکه با آنچه مورد نظر ماست معمولاً مطابق ندارد بهتر است پاک شده و دوباره توسط کاربر ترسیم گردند .

3- در پیهای مشبک (نواری) در مورد نوارهایی که افقی یا عمودی هستند نوار طراحی هم عرض و هم طول با هر نوار در پی ترسیم میشوند. (ترسیم به گونه ای انجام میشود که تمام سطح یک نوار پی را پوشش دهد) .

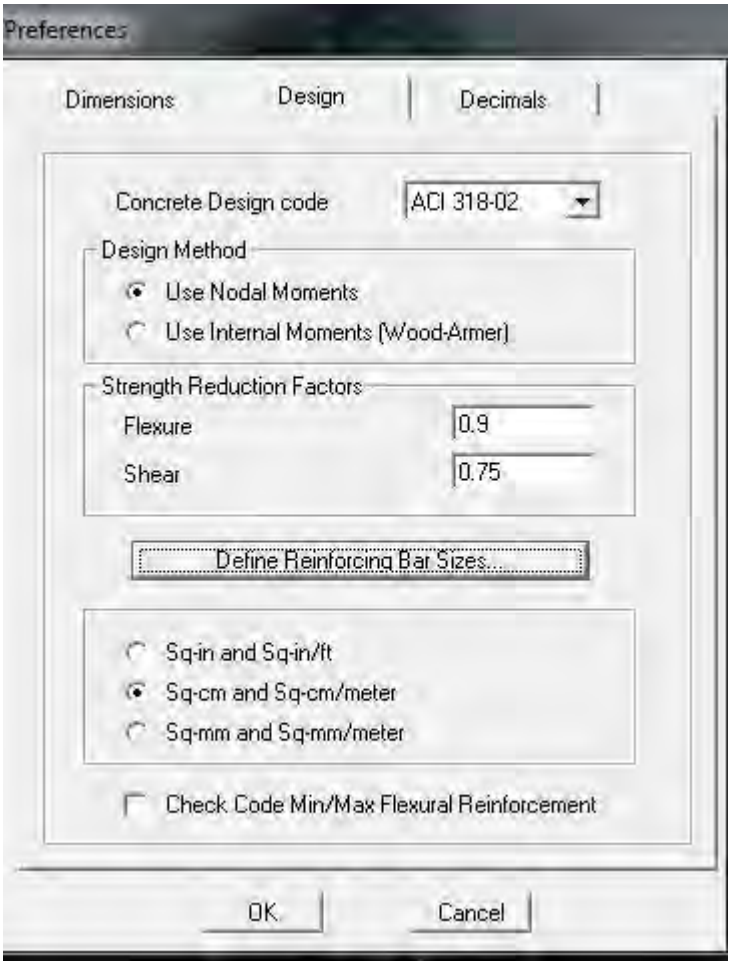
4- در مورد پی های گسترده (Mat Foundation) انتخاب عرض نوارها به دلخواه کاربر خواهد بود. در این مورد بهتر است از ضوابط مربوط به عرض نوارها در دالها که در مبحث نهم یا آیین نامه آبا ذکر شده است پیروی نماییم و عرض نوارها را به گونه ای در نظر بگیریم که از عرض نوارها بر اساس ضوابط آیین نامه های مذکور بیشتر نشود. در این مورد بهتر است که نوارها را به گونه ای ترسیم کنیم که هر ستون دقیقاً یا تقریباً در وسط یک نوار قرار گیرد .

5- در مورد قسمتهایی از پی که حالت مورب دارد ، چون ترسیم نوار مورب و غیر مستطیلی در SAFE امکان پذیر نیست بهتر است نوار طراحی را با ابعادی بزرگتر به گونه ای ترسیم کنیم که تمام نوار مورب را شامل شود (محیط بر قسمت مورب پی شود). در این حالت قسمتی از نوار طراحی ممکن است خارج از پی و یا در قسمتهای خالی حد فاصل نوارهای پی قرار گیرد. این مساله مشکلی در طراحی پی ایجاد نمینماید .

6- در ترسیم نوارها باید توجه کرد که هر قسمت از پی حداقل باید در یکی از نوارهای طراحی جهت X یا Y قرار گیرد. قرارگیری قسمتهایی از پی در نوارهای هر دو جهت بلامانع است. در مورد نوارهای مورب اگر زاویه نوار با یکی از دو جهت اصلی X یا Y کم باشد آن قسمت فقط در نوار طراحی آن قسمت ترسیم میشود .اما اگر زاویه نوار پی با هر دو جهت قابل توجه باشد باید در هر دو جهت X و Y برای آن نوار طراحی ترسیم شود. همانطور که در قسمت قبل اشاره شد در این حالت باید نوار طراحی را آنقدر بزرگ اختیار کنیم که تمام نوار مورب پی داخل آن قرار گیرد. ترسیم یک نوار مورب به صورت چند تکه نوار مستطیلی کوچکتر هم امکانپذیر است.

انتخاب آیین نامه برای طراحی پی در SAFE

یکی از مراحل دیگری که باید در SAFE انجام شود انتخاب آیین نامه طراحی است. آیین نامه طراحی در برخی مراحل بعدی طراحی علی الخصوص ترکیب بارهای طراحی تاثیرگذار است و بهتر است در همین مرحله تکلیف آن مشخص شود. آیین نامه های مختلفی در SAFE وجود دارد که از بین آنها آیین نامه های ACI و CSA نسبتاً به آیین نامه های ایران در زمینه طراحی پی نزدیکتر میباشند. برای انتخاب آیین نامه طراحی باید به منوی ...Options/Preferences مراجعه نماییم و در تب Design و قسمت Concrete Design Codeآیین نامه مورد نظر خود را انتخاب نماییم (شکل ضمیمه). در اینجا فرض را بر این میگذاریم که میخواهیم طراحی را بر حسب آیین نامه ACI 318-02 میخواهیم انجام دهیم (همانطور که اشاره شد آیین نامه CSA هم میتواند مورد استفاده قرار گیرد). بهتر است بقیه در بقیه قسمتها مقادیر پیش فرض مورد قبول قرار گیرد.



معرفی مشخصات پی در SAFE

برای این مساله باید به منوی ...Define/Slab Properties رفته و مشخصات لازم را برای پی تعریف نماییم. به طور پیش فرض یک مقطع تحت عنوان SLAB1 موجود است که میتوانیم آن را مطابق میل خود ویرایش کنیم. در صفحه ای که برای معرفی مشخصات باز میشود (شکل ضمیمه) باید مشخصات مختلف مورد نظر به شرح زیر وارد شود :

در قسمت Modules Of Elasticity مدول الاستیسیته بتن وارد میشود. این مقدار طبق رابطه زیر (با واحدهای نیوتن و میلیمتر) مطابق آبا یا مبحث نهم قابل محاسبه است :

Ec=5000fc^.5

مطابق ACI رابطه بالا به شکل زیر و طبق واحدهای کیلوگرم و سانتیمتر خواهد بود :

Ec=15100fc^0.5

عددی که طبق یکی از دو رابطه بالا به دستی می آید باید با توجه به واحد برنامه تغییر واحد داده شده و سپس وارد شود .

در قسمت Poisson's Ratio ضریب پواسون برای بتن وارد میشود. این عدد برای بتن 0.2 توصیه میشود .

در قسمت Unit Weifght وزن مخصوص بتن وارد میشود. این مقدار در حدود 2400 تا 2500 کیلوگرم بر متر مکعب توصیه میشود .

در قسمت Type باید نوع المان تعریف شود. در مورد خود پی به نظر میرسد که گزینه های slab ، footingو Mat قابل استفاده باشد. (در ورژنهای قبلی نرم افزار فقط گزینه slab وجود داشت که برای پی استفاده میشد. دو گزینه بعدی در ورژنهای جدیدتر اضافه شده اند که متاسفانه در منوال نرم افزار به تفاوتهای آنها با گزینه slab اشاره نشده است). در مورد ستونهای بتنی گزینه Column باید انتخاب شود .

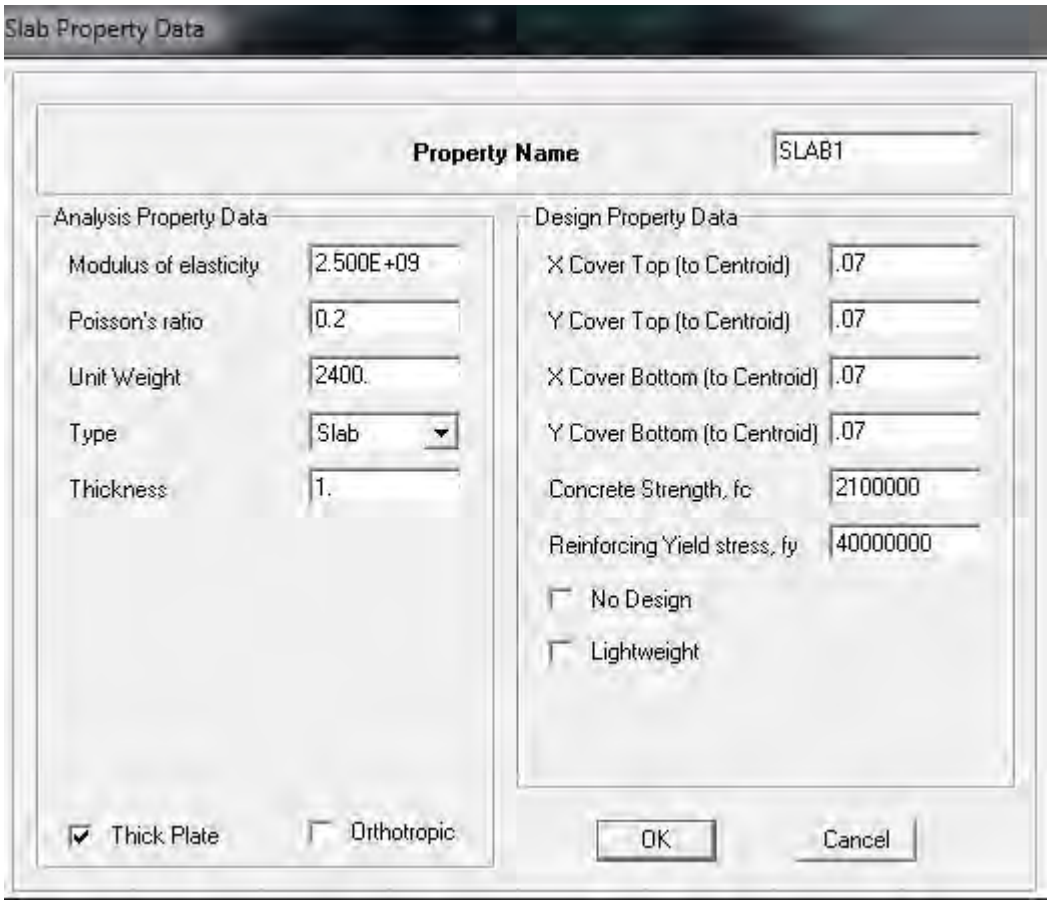
در قسمت Thickness باید ضخامت پی وارد شود. در مورد ستونهای بتنی در این قسمت ارتفاع ستون در طبقه اول را وارد میکنیم (در این مورد عدد وارد شده خیلی لازم نیست که دقت لارم را داشته باشد. هدف از مدلسازی ستون بتنی تنها ایجاد یک سختی موضعی قابل توجه است که این سختی با وارد کردن عددی در حدود حداقل 5 برابر ضخامت پی ایجاد میگردد) .

در ستون سمت راست نیز مواردی نظیر مقدار پوشش بتن (نسبت به محور آرماتور طولی) ، مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم آرماتورها وارد میشود. در مورد پی هایی که در هر دو جهت آنها آرماتور خمشی قرار داده میشود مقدار پوشش بتن باید برای این

دو جهت با هم متفاوت وارد شود و این دو مقدار به اندازه قطر آرماتور اصلی با هم متفاوت باشد (مثل پی های گسترده) ؛ اما در مورد پی های مشبک چون آرماتور اصلی در یک جهت از هر نوار (جهت طولی نوار) قرار داده میشود و آرماتور جهت عرضی معمولاً مورد طراحی قرار نمیگیرد و به یک حداقل معمولاً اجرایی کفایت میشود مقدار پوشش بتن را در هر دو جهت عددی یکسان بر اساس موقعیت آرماتور طولی نوارها معرفی میکنیم. قبل از وارد کردن این مقدار باید حداقل پوشش بتن را بر اساس مبحث نهم یا آبا استخراج کرده و به آن به اندازه قطر خاموت و نصف قطر آرماتور اصلی اضافه میکنیم .

چون معمولاً ضخامت پی ها نسبت به ابعاد دیگر آن قابل توجه است بهتر است که در قسمت پایین سمت چپ گزینه Thick Plate تیک زده شود. بقیه قسمتها از جمله گزینه No Design نباید تیک زده شود .

نکته : در مورد سازه های بتنی دو بار مشخصات بالا باید تعریف شود. یک بار برای پی اصلی و بار دیگر برای ستونها. در موارد خاصی که ضخامت پی در نقاط مختلف متفاوت است نیز باید به ازای هر ضخامت یک بار این مشخصات تعریف گردد.

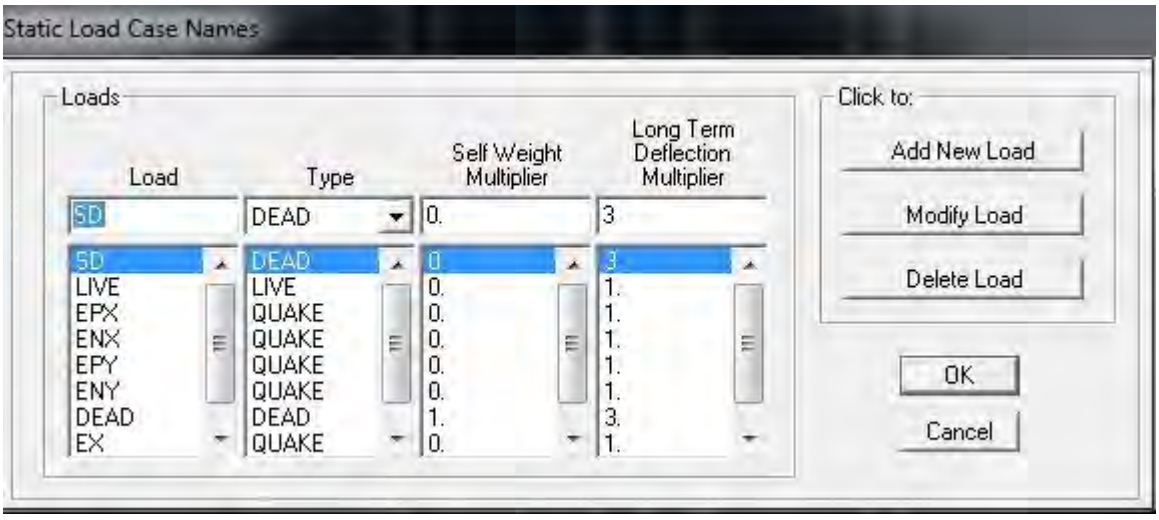


معرفی مشخصات خاک زیر پی در SAFE

این کار در منوی Define/Soil Supports... باید انجام شود. به طور پیش فرض یک نمونه در نرم افزار وجود دارد که تحت نام Soil1 نامگذاری شده است که میتوانید آن را ویرایش نمایید. در این زمینه تنها کافیست که مدول سختی خاک را وارد نماییم. این مدول باید از دفترچه مطالعات ژئوتکنیک خاک برداشت شود .در فقدان این دفترچه به طور تقریبی این مقدار را میتوان 1.2 برابر مقاومت خاک بر حسب واحد کیلوگرم بر سانتیمتر مکعب در نظر گرفت. (در صورتی که واحد دیگری در برنامه انتخاب کرده باشید باید تبدیل واحد انجام گیرد). به طور پیش فرض این عدد در نرم افزار برابر 2000000 کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته میشود که اکثراً عدد مناسبی است. توجه کنید که لازم نیست که این عدد به طور دقیق محاسبه شود و یک عدد تقریبی هم نتیجه مناسبی نتیجه میدهد.

حالات بار در تحلیل و طراحی پی

با توجه به اینکه حالات بار قبلاً در ETABS تعریف شده است این حالات بار به طور خوکار به SAFE نیز منتقل میشود. این حالات بار در منوی ...Define/Static Load Cases قابل مشاهده است (شکل ضمیمه). توجه نمایید که حالات بار NOTIONAL و حالت بار ADDMASS در فایل SAFE مورد نیاز نیستند و به همین جهت بهتر است این حالات بار در صورت ایمپورت شدن به فایل SAFEاز حالات بار حذف شوند. چون پی نیز دارای وزن است و این وزن نیز باید در بارگذاری لحاظ شود باید در یکی از حالات بار مرده (و نه بیشتر) ضریب Self Weight Multiplier را برابر یک در نظر گرفته و برای بقیه این ضریب را صفر وارد نماییم. در قسمت Long Term Deflection Multiplier برای حالات بار مرده ضریب 3 در نظر گرفته میشود و برای بقیه حالات بار ضریب یک. این ضریب برای لحاظ کردن اثر خزش در بارهای دراز مدت است. مساله خزش در پی چندان دارای اهمیت نیست . اصولاً در طراحی پیها به نشست پی توجه نمیشود و کمتر بودن تنش زیر پی از تنش مجاز خاک کفایت میکند. در دفترچه مطالعات ژئوتکنیک تنش مجاز خاک بر اساس دو معیار مقاومت خاک و مقدار نشست مجاز خاک ارایه میشود و بر اساس آن عددی برای تنش مجاز خاک ارایه میشود که کنترل این تنش به تنهایی تضمین کننده هر دو معیار باشد و دیگر لازم به کنترل جداگانه نشست در زیر پی نباشد.



تعریف ترکیب بارها جهت کنترل تنش زیر پی و طراحی پی در SAFE

ترکیب بارها در قسمت ...Define/Load Combinations قابل تعریف ، مشاهده و اصلاح میباشند. به طور خودکار ترکیب

بارهایی که در ETABS ساخته شده است به SAFEنیز منتقل میشود و همچنین به طور خودکار بر حسب آیین نامه انتخاب شده ترکیب بارهای خاص این آیین نامه نیز توسط نرم افزار ساخته میشود .

در مورد پی به دو سری ترکیب بار احتیاج است. ترکیب بار سری اول ترکیب بارهایی هستند که برای کنترل تنش زیر پی به کار میروند. این ترکیب بارها دقیقاً همان ترکیب بارهایی هستند که قبلاً در نرم افزار ETABS برای طراحی سازه فلزی به روش تنش مجاز با استفاده از آیین نامه AISC-ASD89 مورد استفاده قرار گرفته اند ؛ تنها با این تفاوت که چون در پی افزایش تنش مجاز به میزان 33 درصد وجود ندارد لازم است که در این ترکیب بارها جز در مورد ترکیب بارهای ثقلی (دو ترکیب بار اول) ضرایب بارها را به جای یک به عدد 0.75تغییر دهیم. به جای این کار میتوان در هنگام کنترل تنشهای زیر پی در ترکیب بارهای زلزله مقدار تنش مجاز مربوط به خاک را 33 درصد بالاتر فرض نمود .

نکته 1 : در کنترل تنش زیر پی و کلاً طراحی پی نیازی به اعمال ترکیب بارهای تشدید یافته نیست. در صورت ایمپورت این ترکیب بارها از ETABS به SAFE این ترکیب بارها نباید معیار کنترل تنش زیر پی باشند و بهتر است از لیست ترکیب بارها حذف شوند .

نکته 2 : در مورد سازه های بتنی و سازه های فلزی که از آیین نامه ای غیر از AISC-ASD89 استفاده شده باشد لازم است ترکیب بارها در SAFE جهت کنترل تنش زیر پی بازسازی شوند. در این حالت توجه نمایید که در هنگام ساخت ترکیب بار گزینه Use for Design در پایین پنجره تیک زده نشود. این گزینه باید برای ترکیب بارهای طراحی پی تیک زده شود (شکل ضمیمه). در تعریف این ترکیب بارها با توجه به اینکه ضریب 0.3 در تعریف حالات بار استاتیکی EX و EY اعمال شده است دیگر لازم نیست که در تعریف ترکیب بارها در SAFE این ضریب اعمال گردد و در تعریف این ترکیب بارها در مقایسه با حالت استفاده از آیین نامه AISC-ASD89ضریب 0.3 را حذف کرده و با ضریب یک جایگزین میکنیم (که البته ضریب 0.75 هم باید جداگانه در آن ضرب شود) .

نکته 3: اگر در ETABS ترکیب 100 درصد نیروی زلزله در هر جهت با 30 درصد نیروی زلزله در جهت متعامد در نظر گرفته شده است ، در پی نیز هم در ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی و هم در ترکیب بارهای طراحی پی باید این مساله همانند فایل ETABS لحاظ شود .

نکته 4 : اگر سازه به روش تحلیل دینامیکی در ETABS تحلیل و طراحی شده باشد و برای انتقال بارها به SAFE از روش معادلسازی بار دینامیکی با حالت استاتیکی استفاده شده باشد (به روشی که در قسمتهای قبل توضیح داده شد (ترکیب بارهای کنترل تنش در پی بر اساس حالات بار معادل دینامیکی و مشابه ترکیب بارهای دینامیکی در ETABS در حالت استفاده از آیین نامه

AISC-ASD89خواهد بود جز اینکه از ضریب 0.75 در ترکیب بارهای زلزله استفاده میشود و دیگر اینکه بر خلاف ترکیب بارهای ETABS که بارهای دینامیکی فقط با علامت مثبت در نظر گرفته میشدند چون در اینجا حالت بار به صورت استاتیکی است باید هم با علامت مثبت و هم با علامت منفی ترکیب بارها بازسازی شوند. در این حالت به ازای هر ترکیب بار دینامیکی در ETABS اگر فقط شامل یک حالت بار دینامیکی باشد دو ترکیب بار و اگر شامل دو حالت بار دینامیکی باشد چهار ترکیب بار در SAFE باید بسازیم و به این ترتیب تعداد ترکیب بارها برابر 26 ترکیب بار خواهد بود. به طور مثال دو ترکیب بار از حالات بار دینامیکی طراحی در ETABS مثال آورده میشود و ترکیب بار معادل آن در SAFE ساخته میشود :

1- DEAD+SD+SPECX

برای ترکیب بار بالا در SAFE دو ترکیب بار زیر باید معادل شود :

0.75(DEAD+SD+SPECX)

0.75(DEAD+SD-SPECX)

ترکیب بار دومی که مثال آورده میشود به شرح زیر است :

DEAD+SD+(SPECX+0.3*SPECY2)

از این ترکیب بار 4 ترکیب بار در SAFE باید بازسازی شود :

0.75*[DEAD+SD+(SPECX+0.3*SPECY2)]

0.75*[DEAD+SD-(SPECX+0.3*SPECY2)]

0.75*[DEAD+SD+(SPECX-0.3*SPECY2)]

0.75*[DEAD+SD-(SPECX-0.3*SPECY2)]

نکته 5 :ترکیب بارهای بالا برای حالتی است که در ETABS از آیین نامه AISC-AS89استفاده شده باشد. برای بقیه حالات با توجه به اینکه در تعریف حالات بار SPECY1 و SPECX2 ضریب 0.3 در تعریف این حالات بار لحاظ شده است دیگر لازم نیست که در ترکیب بارها این ضریب دوباره اعمال گردد و ضریب 0.3 باید با ضریب یک جایگزین شود (البته ضریب 0.75 هم جداگانه باید اعمال شود). در مورد تحلیل استاتیکی هم این مساله صادق است. این مساله در بالا توضیح داده شده است .

بعد از اینکه ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی را تعریف (و یا اصلاح) کردیم باید ترکیب بارهای طراحی پی را نیز به نرم افزار معرفی نماییم. این ترکیب بارها بستگی به آیین نامه انتخابی در SAFE دارد. در اینجا فرض میکنیم که آیین نامه مورد استفاده آیین

نامه ACI318-02 باشد. ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار که به این شکل ایجاد میشود به دو دلیل مناسب نیست. دلیل اول اینست که در ترکیب بارها ، ترکیب بار 100 درصد نیروی زلزله در یک جهت با 30 درصد جهت متعامد اعمال نشده است. دلیل دوم اینست که ضریب بار زلزله چون فرض بر اینست که محاسبه بار زلزله بر اساس ضریب رفتار سازه در حد مقاومت است برابر یک فرض شده است ؛ اما محاسبات ما بر اساس مبحث ششم با ضریب رفتاری بوده است که در حد بهره برداری تعریف شده است. این ضریب رفتار نسبت به ضریب رفتار حالت قبلی 1.4 برابر کوچکتر است. برای جبران این مساله باید ضریب بارهای زلزله در ترکیب بارها 1.4 برابر شوند .

بر این اساس باید ترکیب بارها را در SAFE دوباره بازسازی کنیم. این ترکیب بارها برای روش تحلیل استاتیکی به شرح زیر خواهند بود :

1.4*(DEAD+SD)

1.2*(DEAD+SD)+1.6*(LIVE+RL)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4*(EPX+0.3EY)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4*(EPX-0.3EY)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)-1.4*(EPX+0.3EY)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)-1.4*(EPX-0.3EY)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4*(ENX+0.3EY)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4*(ENX-0.3EY)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)-1.4*(ENX+0.3EY)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)-1.4*(ENX-0.3EY)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4*(EPY+0.3EX)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4*(EPY-0.3EX)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)-1.4*(EPY+0.3EX)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)-1.4*(EPY-0.3EX)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4*(ENY+0.3EX)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)+1.4*(ENY-0.3EX)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)-1.4*(ENY+0.3EX)

1.2*(DEAD+SD)+(LIVE+RL)-1.4*(ENY-0.3EX)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(EPX+0.3EY)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(EPX-0.3EY)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(EPX+0.3EY)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(EPX-0.3EY)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(ENX+0.3EY)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(ENX-0.3EY)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(ENX+0.3EY)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(ENX-0.3EY)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(EPY+0.3EX)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(EPY-0.3EX)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(EPY+0.3EX)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(EPY-0.3EX)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(ENY+0.3EX)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(ENY-0.3EX)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(ENY+0.3EX)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(ENY-0.3EX)

در مورد تعریف این ترکیب بارها باید به نکات زیر هم توجه شود :

1- حالات بار مرده و زنده ای که بر حسب نوع سازه در بالا تعریف نشده اند (مثل SD وRL) باید از ترکیب بارهای بالا حذف شوند. اگر حالات باری اضافه تر از موارد بالا برای بارهای مرده و زنده تعریف شده باشد باید به طور متناظر در بالا اضافه شود .

2- ترکیب بارهای بالا با فرض عدم نیاز به اثر بار قائم زلزله است. در صورت وجود این اثر باید ترکیب بارها بر اساس این اثر

بازسازی شود. در مورد این ترکیب بارها در قسمتهای قبل توضیحاتی داده شده است که بر همان اساس و کمک گرفتن از ترکیب بارهای بالا میتوان این ترکیب بارها را بازسازی نمود .

3- همانند ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی لازم است در اینجا هم به این نکته اشاره شود که ترکیب بارهای بالا تنها برای سازه فلزی با آیین نامه AISC-ASD89 دارای اعتبار است و برای بقیه حالات باید ضریب 0.3 به ضریب 1 تبدیل گردد .

4- با رعایت نکات گفته شده برای ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی ، ترکیب بارهای دینامیکی برای این حالت نیز قابل تعریف خواهد بود. برای تعریف ضرایب از الگوی تعریف ضریب در ترکیب بارهای بالا کمک بگیرید. به طور نمونه باید ترکیب بارهای زیر را تعریف نمایید :

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(SPECX)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(SPECX)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(SPECX+SPECY2)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(SPECX+SPECY2)

0.9*(DEAD+SD)+1.4*(SPECX-SPECY2)

0.9*(DEAD+SD)-1.4*(SPECX-SPECY2)

5- در تعریف ترکیب بارهای طراحی باید گزینه Use for Design تیک زده شود .

6- همانطور که اشاره شد این ترکیب بارها فقط برای حالت استفاده از آیین نامه ACI318-02 است. اگر به هر دلیل بخواهید از آیین نامه CSA استفاده کنید باید از ترکیب بارهای حالت حدی در مبحث ششم با رعایت اثر ترکیب 100 درصد نیروی زلزله در یک جهت و 30 درصد نیروی زلزله جهت متعامد استفاده نمایید .نمونه ای از این ترکیب بارها به شرح زیر است :

1.25*(DEAD+SD)+1.5*(LIVE+RL)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX+0.3EY)

0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX-0.3EY)

0.85*(DEAD+SD)-1.2(EPX+0.3EY)

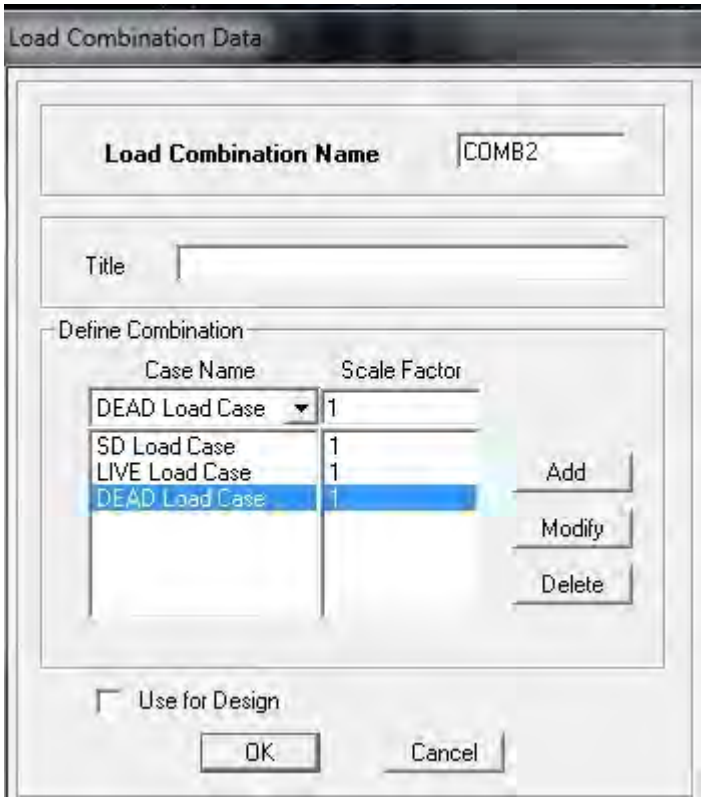
0.85*(DEAD+SD)-1.2(EPX-0.3EY)

(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(EPX+0.3EY)

(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(EPX-0.3EY)

(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)-1.2*(EPX+0.3EY)

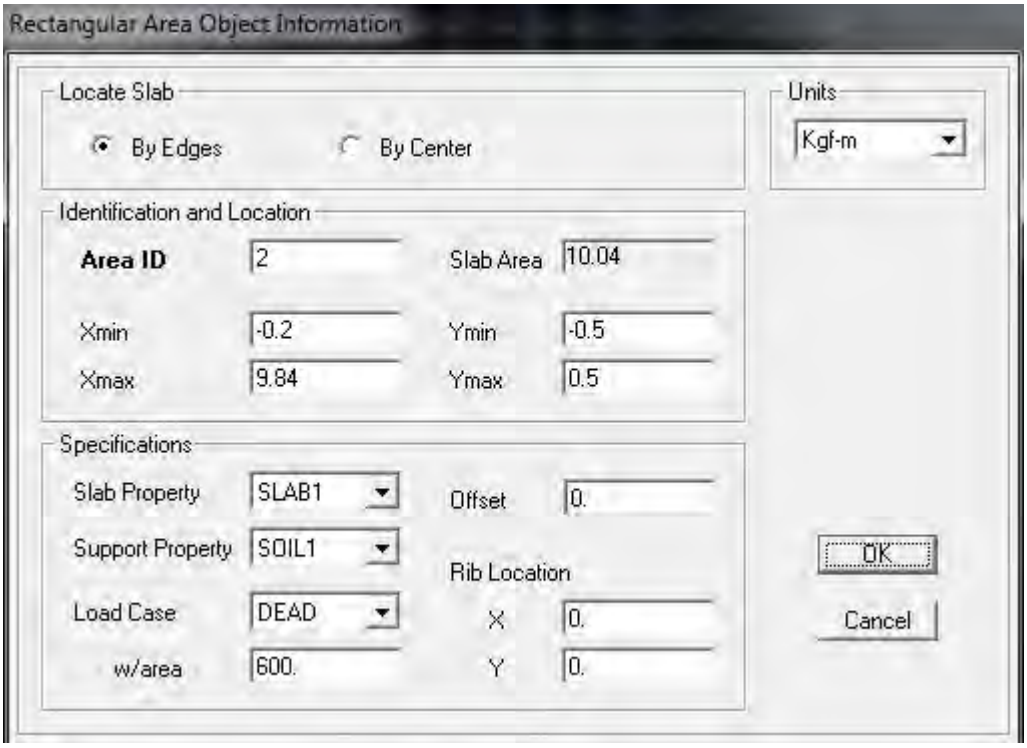
(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)-1.2*(EPX-0.3EY)



اختصاص مشخصات مورد نظر به بخشهای مختلف پی

اگر در هنگام ترسیم پی مشخصات هر بخش را به آن معرفی نکرده اید در این بخش باید این کار را انجام دهید. برای این کار میتوانید با کلیک راست بر روی هر قسمت از پی در قسمت Slab Property مشخصات معرفی شده برای پی مورد نظر در منوی Define/Slab Properties را انتخاب نمایید. در قسمت Support Property هم مشخات اختصاص داده شده به خاک زیر پی، معرفی شده در منوی Define/Soil Supports... را اختصاص دهید. به جای این کار میتوانید با انتخاب آنها به منوی Assign دو قسمت Slab Properties و DSoil Supports... رفته و این مساله را اعمال نمایید. در صورت بتنی بون سازه لازم است که برای

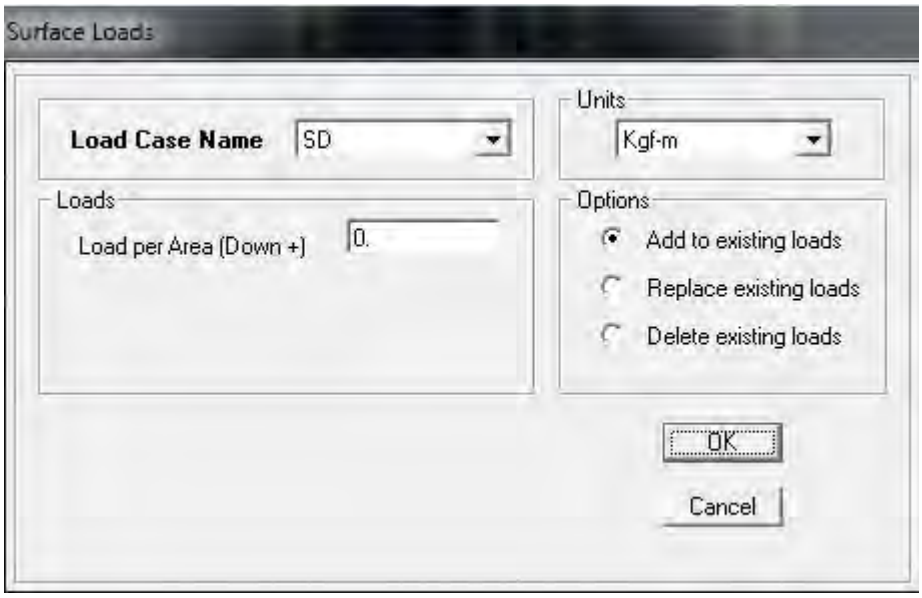
ستونهای بتنی مدل شده نیز این مساله در قسمت Slab Properties انجام شود. برای قسمتهایی که به صورت Opening مدل شده اند هم اگر در ابتدا این کار ر انجام نشده است در این مرحله باید اختصاص خاصیت Opening انجام شود.



اعمال سربار مرده و زنده گسترده به پی ها

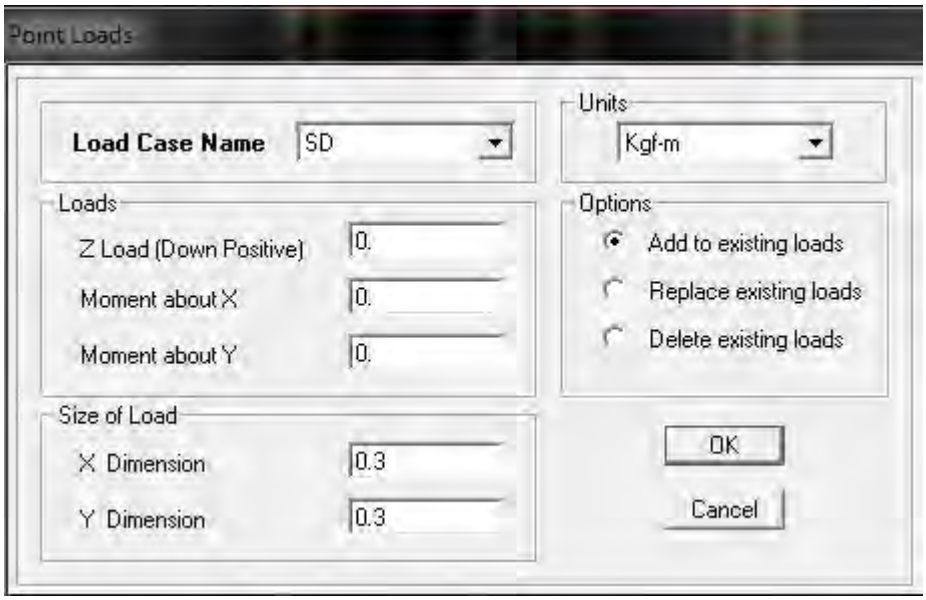
بارهایی که از طریق ETABS به SAFE منتقل میشوند شامل بارهای وارد بر پی در طبقه همکف نمیشوند. از بین این بارها وزن خود پی به صورت خودکار توسط نرم افزار محاسبه و به آن اعمال میشود اما مابقی سربار گسترده مرده و زنده باید به پی اعمال گردد. این سربار شامل دو بار زنده و مرده میباشد. سربار مرده شامل وزن خاک روی پی و کفسازی در پایینترین کف ساختمان است و سربار زنده نیز مربوط به پایینترین کف ساختمان است که بر حسب نوع کاربری باید از مبحث ششم استخراج شود و در SAFEاعمال گردد. در مورد محاسبه سربار مرده میتوانیم اختلاف تراز بین روی پی و روی کف معماری در پایینترین طبقه را محاسبه کرده و با در نظر گرفتن یک وزن مخصوص متوسط برای خاک و کفسازی (مثلاً در حدود 2000کیلوگرم بر متر مکعب) کل سربار مرده در واحد سطح را محاسبه کرده و در SAFE اعمال کنیم. (این سربار از ضرب وزن مخصوص در مجموع ارتفاع خاک و کفسازی روی پی به دست می آید) .

برای اعمال سرباز زنده نیز کافیست که اجزای مختلف پی را انتخاب کرده و به منوی ...Assign/Surface Loads مراجعه نموده و مقدار سربار در واحد سطح را در قسمت (+Down) Loads Per Area اعمال نماییم. چون جهت مثبت رو به پایین است باید مقدار بار با عدد مثبت وارد شود.



معرفی سایز ستونها جهت محاسبه برش پانچ در نرم افزار

در انتقال بارها از فایل ETABS به فایل SAFE سایز ستونها منتقل نمیشود. جهت محاسبه صحیح برش پانچ در نرم افزار لازم است که این سایز به نرم افزار معرفی شود. این سایز در مورد ستونهای بتنی دقیقاً برابر همان سایز ستون در سازه اصلی است ؛ اما در سازه های فلزی باید این سایز میانگین ابعاد ستون و صفحه ستون در نظر گرفته شود. برای معرفی این ابعاد در فایل SAFE نقاطی که در آنها ستونی وجود دارد را تک به تک (و در صورت مشابه بودن ابعاد ستونها به صورت گروهی) انتخاب کرده و به قسمت ...Assign/Point Loadsمراجعه میکنیم (شکل ضمیمه) و در قسمت Size of Loads ابعاد مورد نظر برای ستون را وارد میکنیم و به بقیه قسمتها دست نمیزنیم. توجه کنید که در این حالت مهم نیست که بار در چه حالت باری وارد شود و همچنین مقدار بار باید صفر باشد و برای اینکه بارهای قبلی وارد شده برای آن نقطه از بین نرود در قسمت Options گزینه پیش فرض Add to Existing Loads باید بدون تغییر باقی بماند.

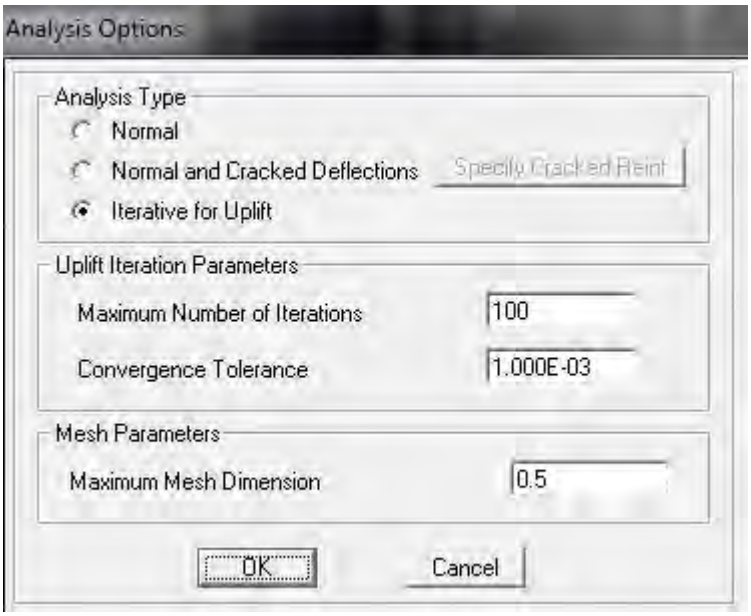


تنظیمات آنالیز پی

قبل از انجام آنالیز سازه باید به منوی Analyze/Set Options... مراجعه نماییم (شکل ضمیمه) .

در این پنجره در قسمت Analysis Type گزینه سوم یعنی Iterative for Uplift را انتخاب میکنیم تا در آنالیز سازه به روش سعی و خطا تنشهای کششی زیر پی که برای خاک عملاً قابل تحمل نیست را حذف کنیم. در قسمت Maximum Iteration for Upliftباید عددی مناسب برای حداکثر تعداد فرآیند سعی و خطا را وارد کنیم این عدد دلخواه است. در قسمت Convergence Toleranceهم باید عددی مناسب وارد شود که معمولاً مقدار پیش فرض قابل قبول خواهد بود .هر چقدر این عدد بزرگتر باشد مقدار دقت در فرآیند حذف کشش کمتر و تعداد سعی و خطا نیز کمتر خواهد بود و اگر عدد بزرگتر باشد عکس آن رخ میدهد. همانطور که ذکر شد بهتر است مقدار پیش فرض مورد قبول قرار گیرد. در قسمت Maximum Mesh Dimension هم باید عددی مناسب جهت حداکثر بعد مشبندی در پی وارد شود. بهتر است این عدد مقداری وارد شود که عرض نوارهای مختلف پی ضریب صحیحی از این عدد باشد. کوچک وارد کردن این عدد باعث بالا رفتن حجم فایلهای آنالیز و زمان آنالیز فایل میشود و بزرگ بودن عدد نیز از دقت محاسبات میکاهد. (به نظر میرسد که عددی در حدود نصف کوچکترین عرض نوار پی عددی مناسب باشد تا هر نوار در عرض خود حداقل به دو المان تقسیم شود) .

بعد از انجام این تنظیمان میتوان با مراجعه به منوی Analyze/Run Analysis شروع به آنالیز سازه نمود.



مشاهده تنشهای زیر پی و مقایسه با مقدار مجاز بعد از انجام آنالیز سازه

بعد از اینکه آنالیز سازه به اتمام رسید باید تنشهای زیر پی را تحت ترکیب مختلف در نرم افزار مشاهده کرده و با مقدار مجاز مقایسه کنیم. متاسفانه بر خلاف SAFE12 امکان این مساله نیست که کل نتایج به یکباره در یک ترکیب بار مشاهده شود. به همین جهت باید مقادیر تنشها در تک به تک « ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی » مشاهده گردد .

برای مشاهده تنشهای زیر پی باید به منوی ...Display/Show Reaction Forces مراجعه نماییم (شکل ضمیمه اول[34]). در پنجره ای که ظاهر میشود در قسمت Load باید ترکیب بار مورد نظر را انتخاب نماییم و در قسمت Type of Load نیز گزینه Soil Pressures را انتخاب نماییم. در بقیه قسمتها میتوانیم پیش فرضها را قبول نماییم و بر Ok کلیک نماییم. پس از آن نمودارتوزیع تنش در بخشهای مختلف پی به صورت کانتورهای رنگی تنش نمایش داده میشود که بر اساس آن میتوان تشخیص داد که در کدام قسمتهای پی تنش از حد مجاز تجاوز نموده است .با حرکت موس بر روی پی در گوشه سمت راست صفحه هم مقدار تنش در هر نقطه به همراه مقدار حداقل و حداکثر تنش نمایش داده میشود .

مراحل بالا باید برای تمام ترکیب بارهای مورد نظر تکرار شود. اگر در تمام ترکیب بارها مقدار تنش ماکسیمم کمتر از حد مجاز باشد ابعاد انتخابی برای پی طبق پیش فرض مناسب است و گرنه باید این ابعاد اصلاح شوند. در این حالت باید قفل برنامه باز شده

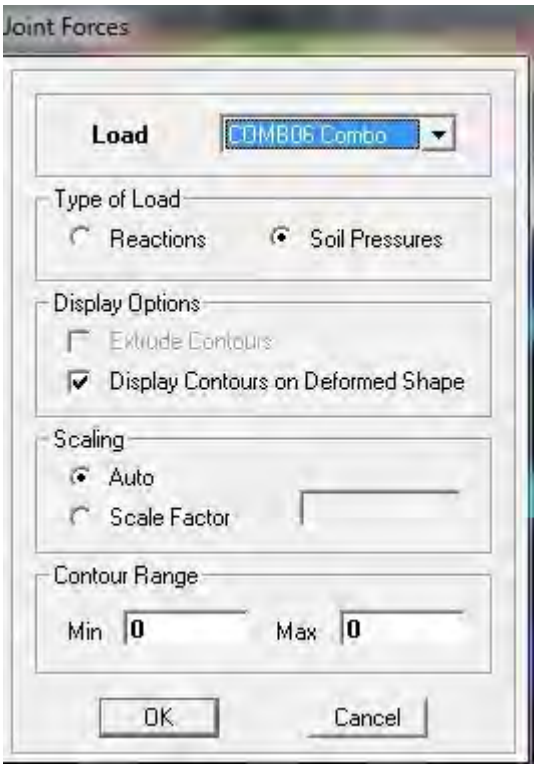
[34]- شکلهای مورد اشاره در انتهای این مطلب قابل مشاهده اند.

و به قسمت قبل از آنالیز سازه بازگشته و ابعاد پی (عرض قسمتهای مختلف پی) و به تبع آن عرض نوارهای طراحی متناسب با این تغییر اصلاح شوند و مدل پی دوباره آنالیز گردد. این فرآیند به صورت سعی و خطا باید تا وقتی تکرار شود تا تنشهای زیر پی در ترکیب بارهای مختلف کنترل تنش در زیر پی از حد مجاز کمتر گردد .

نکته 1 : برای تقویت پی با توجه به اینکه تنشهای ماکسیمم در نوارهای پیرامونی پی رخ میدهد بهتر است که تنها ابعاد پی در زیر این نوارها افزایش یابد .

نکته 2 : معمولاً در نمودار توزیع تنش در زیر پی ، قسمتهای کوچکی از پی (مثلاً در کناره های پی) هستند که دارای تنش قابل توجهی میباشند. این قسمتها تنها بخش خیلی کوچکی از پی را تشکیل میدهند و تنش در این نقاط حالت تمرکز تنش دارد و در فاصله کوچکی از این نقاط تنش در پی افت قابل ملاحظه ای میکند و به حد مجاز میرسد. در کنترل تنش در زیر پی نباید این نقاط را ملاک قرار داد و از تنش در این نقاط باید صرفنظر کرد .

نکته 3 : در برخی موارد که افزایش ابعاد پی اجرایی یا اقتصادی نباشد میتوان به جای این کار از سنگ چینی در زیر پی با ملات ماسه سیمان کمک گرفت. مقدار مجاز تنش بر روی سنگ چین با ملات ماسه سیمان بالاتر از خاک زیر پی میباشد .مقدار دقیق تنش مجاز در این حالت را میتوان به طور مثال از جدول شماره 17 در استاندارد 519 استخراج نمود (شکل ضمیمه دوم). مطابق این جدول تنش مجاز بر روی سنگ چینی با ملات ماسه سیمان در بدترین حالت کمتر از سه کیلوگرم بر سانتیمتر مربع نخواهد بود که این مساله میتواند معیاری برای قبول یا عدم قبول ابعاد پی باشد. اگر در زیر پی سنگ چینی انجام شود و ابعاد سنگ چینی نسبت به ابعاد پی اصلی مقدار بزگتری اختیار شود و ارتفاعی مناسب برای سنگ چینی انتخاب شود (که این ارتفاع را با فرض توزیع مثلاً 45 درجه تنش در عمق سنگ چینی میتوانیم به گونه ای به دست آوریم که تنش زیر پی در کل عرض سنگ چینی پخش شود) به علت توزیع تنش در سطحی بزرگتر مقدار تنش در زیر سنگ چینی کاهش می یابد. همچنین چون خاک زیر سنگ چینی در عمق پایینتری قرار میگیرد نسبت به خاک زیر پی مقاومت بالاتری برای آن قابل فرض است. به غیر از آن اگر در زیر پی اضافه تنش ناشی از تمرکز تنش باشد این تمرکز تنش در زیر سنگ چین به مقدار قابل توجهی تعدیل میگردد و به بیان دیگر توزیع تنش در زیر سنگ چینی حالت یکنواختتری خواهد داشت. با توجه به موارد ذکر شده استفاده از سنگ چینی در زیر پی کمک قابل توجهی در رفع مشکل اضافه تنش در زیر پی خواهد کرد و میتواند در بسیاری از موارد جایگزین راه حل افزایش عرض پی شود.


Joint Forces
Load
COMB06 Combo
Type of Load
Reactions
Soil Pressures
Display Options
Extrude Contours
Display Contours on Deformed Shape
Scaling
Auto
Scale Factor
Contour Range
Min
0
Max
0
OK
Cancel

جدول شماره (۱۷) تنشهای مجاز سنگ چینی

ردیف	مقاومت مجاز برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع برای گروه‌های سنگها (جدول شماره ۱۶)					نوع ملات مصرفی	نوع سنگ چینی
	E	D	C	B	A		
۱	۶	۴	۳	۲	۲	ملات ماسه آهک	لاشه‌چینی با فغل و بست کامل
۲	۹	۷	۵	۳	۲	ملات با تارد	
۳	۱۲	۱۰	۶	۵	۳	ملات ماسه سیمان	
۴	۱۰	۸	۶	۴	۳	ملات ماسه آهک	سنگ چینی با سنگ بادبر با ابعاد نامنظم
۵	۱۶	۱۲	۹	۷	۵	ملات با تارد	
۶	۲۲	۱۶	۱۲	۱۰	۶	ملات ماسه سیمان	
۷	۱۶	۱۰	۸	۶	۴	ملات ماسه آهک	سنگ چینی با سنگ کلنگی و رگهای نامنظم
۸	۲۲	۱۶	۱۲	۹	۷	ملات با تارد	
۹	۳۰	۲۲	۱۶	۱۲	۱۰	ملات ماسه سیمان	
۱۰	۳۰	۲۲	۱۶	۱۰	۸	ملات ماسه آهک	سنگچینی با سنگ تیشه‌ای منظم با رگهای منظم و گشته (مانند آجرچینی)
۱۱	۴۰	۳۰	۲۲	۱۶	۱۲	ملات با تارد	
۱۲	۵۰	۴۰	۳۰	۲۲	۱۶	ملات ماسه سیمان	

شروع به طراحی پی و کنترل برش پانچ

بعد از کنترل تنش در زیر پی و اطمینان از جوابگویی پی به تنشهای زیر آن ، میتوانیم شروع به طراحی پی نماییم. طراحی پی از منوی Design/Start Design انجام میپذیرد؛ اما قبل از آن باید از منوی Design/ Select Design Combos ترکیب بارهای طراحی پی که قبلاً معرفی شده است را برای طراحی پی به نرم افزار معرفی نماییم و به قسمت ترکیب بارهای طراحی اضافه کنیم.

اگر قبلاً به صورت خودکار ترکیب بارهای دیگری به صورت خودکار توسط نرم افزار اضافه شده باشد ، لازم است که این ترکیب بارها از ترکیب بارهای طراحی حذف شوند .

بعد از اتمام فرآیند طراحی پی، از طریق منوی Design/Display Punching Shear Ratios نتیجه کنترل پی برای برش پانچ گزارش میشود و به صورت تصویری قابل مشاهده خواهد بود. بر این اساس برای هر ستون یک عدد گزارش میشود که این عدد نشان دهنده نسبت تنش موجود ناشی از برش مجاز به مقدار مجاز آن است .اگر این مقدار یک یا کمتر باشد قابل قبول است و اگر بزرگتر از یک باشد غیرقابل قبول میباشد و باید در طرح پی بازبینی نماییم. برای برخی از نقاط به جای درج عدد عبارت N/C ذکر میشود. این عبارت نشان از آنست که نرم افزار به دلایلی نتوانسته است در آن نقطه برش پانچ را کنترل نماید. این مساله در نقاط زیر ممکن است رخ دهد :

1- در حالتی که برش پانچ در ستونی که متصل به دیوار برشی است کنترل میشود .

در این حالت باید توجه کرد که اگر بخواهیم برش پانچ را کنترل کنیم محیط پانچ به جای اینکه به فاصله d/2 از لبه محیط ستون محاسبه شود باید به فاصله d/2 از لبه مجموعه ستون (یا ستونهای متصل به دیوار برشی) و دیوار برشی در نظر گرفته شود. به این ترتیب محیط پانچ عددی بزرگ خواهد شد. کنترل برش پانچ در اینجا باید به صورت دستی انجام شود که البته با توجه به محیط بالای پانچ در قسمت بحرانی ، احتمال بحرانی شدن آن نسبت به ستونهای دیگر کمتر است .

2- حالت دیگری که برش پانچ در نرم افزار کنترل نمیشود مربوط به حالتی است که در مدل پی از بیش از یک نوع Slab (مثلاً با ضخامت متفاوت) استفاده کرده باشیم و محیط پانچ در ناحیه های مختلف با مشخصات Slab مختلف افتاده باشد. برای جلوگیری از این مساله بهتر است که ناحیه تغییر مشخصات در پی را به گونه ای در نظر بگیریم که محیط پانچ برای هر ستون تماماً در یک ناحیه با مشخصات ثابت قرار گیرد ؛ به بیان دیگر در محیط پانچ ضخامت پی مقداری ثابت باشد .

3- حالت دیگری که ممکن است این مساله پیش آید حالتی است که بخشی از محیط پانچ در ناحیه Opening بین پی ها قرار میگیرد. البته در مورد ستونهای کناری و گوشه قسمتی از محیط پانچ که بیرون محدوده پی قرار میگیرد مشکلی در این زمینه ایجاد نمیکند. این مساله وقتی مشکلساز است که محیط پانچ با قسمت خالی داخل پی تداخل داشته باشد. در اینگونه موارد میتوانیم برش پانچ را به صورت دستی کنترل نماییم. در این صورت باید از محیط پانچ قسمتهایی که بیرون پی قرار میگیرد را کسر نماییم. اگر میخواهیم برش پانچ توسط نرم افزار محاسبه شود و یا اگر با محاسبه دستی مشخص شود که در این حالت در نقطه مورد نظر برش پانچ جوابگو نیست میتوانیم به صورت موضعی با ایجاد پخ در پی عرض پی را در نقطه مورد نظر به گونه ای افزایش دهیم

تا محیط پانچ در داخل پی قرار گیرد .(شکل ضمیمه اول[35]) .

در مورد کنترل برش پانچ علاوه بر موارد بالا ذکر نکات زیر هم ضروری میباشد :

1- علاوه بر مشاهده نتایج برش پانچ به صورت گرافیکی میتوان این نتایج را هم به صورت جدول از منوی Design/Show Design Tables...و تیک زدن قسمت Punching Shears(شکل ضمیمه دوم) و کلیک بر دکمه Ok مشاهده نمود (شکل ضمیمه سوم). در این جدول اطلاعات مختلف در این زمینه درج شده است. در ستون Point_ID شماره نقطه ، ستونهای X و Y مختصات نقطه مورد نظر ، ستون Ratio نسبت تنش موجود به مجاز پانچ ،ستون Combo ترکیب بار بحرانی ، ستون Vmax حداکثر تنش برشی در محیط پانچ ، ستون Vcap تنش مجاز برشی در محیط پانچ ، ستون V بار محوری ستون در ترکیب بار بحرانی ، ستونهای MX و My لنگرهای وارد بر ستون در ترکیب بار بحرانی ، ستون Depth عمق موثر پی در نقطه مورد نظر ، ستون Perimeter محیط پانچ در نقطه مورد نظر و بالاخره ستون Loc وضعیت نقطه از لحاظ اینکه در یکی از سه حالت وسط ، کنار یا گوشه پی قرار گرفته باشد، قابل مشاهده است .

2- در قسمتهایی که نسبت تنش بزگتر از یک است به یکی از روشهای زیر میتوان از برش پانچ جواب لازم را گرفت :

- اگر بخشی از محیط پانچ بیرون از پی قرار میگیرد و داخل ناحیه خالی بین پیها قرار میگیرد با ایجاد پخ در پی و افزایش موضعی عرض نوارها ناحیه بحرانی پانچ را به داخل پی می آوریم (شکل ضمیمه اول) .

-افزایش ضخامت پی :

این افزایش ضخامت میتواند به صورت موضعی و یا کلی انجام گیرد. اگر مشکل پانچ تنها در تعداد محدودی از ستونها رخ داده باشد بهتر است به جای افزایش کلی ضخامت پی ، فقط در نقطه یا نقاط مورد نظر به صورت موضعی ضخامت پی را افزایش دهیم. این افزایش ضخامت بهتر است در نرم افزار انجام گیرد. محاسبه مقدار افزایش ضخامت میتواند به صورت سعی و خطا انجام گیرد و یا با محاسبه دستی این مقدار به دست آید. عرض و طول این ناحیه موضعی باید به گونه ای در نظر گرفته شود که محیط پانچ (که با احتساب افزایش ضخامت پی باید دوباره محاسبه شود) داخل این ناحیه موضعی قرار گیرد. در مورد مدلسازی افزایش موضعی ضخامت در نرم افزار ، ابتدا باید قفل برنامه را باز کرده و به مرحله قبل از آنالیز بازگردیم. سپس باید به قسمت Define/Slab Properties رفته برای قسمت مورد نظر Slab با مشخصات جدید معرفی و به حالات قبلی اضافه نماییم. در اینجا باید ضخامت را برابر مجموع ضخامت قبلی پی به علاوه ضخامت اضافه شده به پی وارد نماییم. سپس باید نوارهایی که شامل این

[35]- شکلهای مورد اشاره در این قسمت در انتهای مطلب قابل مشاهده است.

افزایش موضعی میشوند را دوباره به صورت چند تکه ترسیم کنیم و برای هر تکه مشخصات Slab خاص خود را اعمال کنیم .

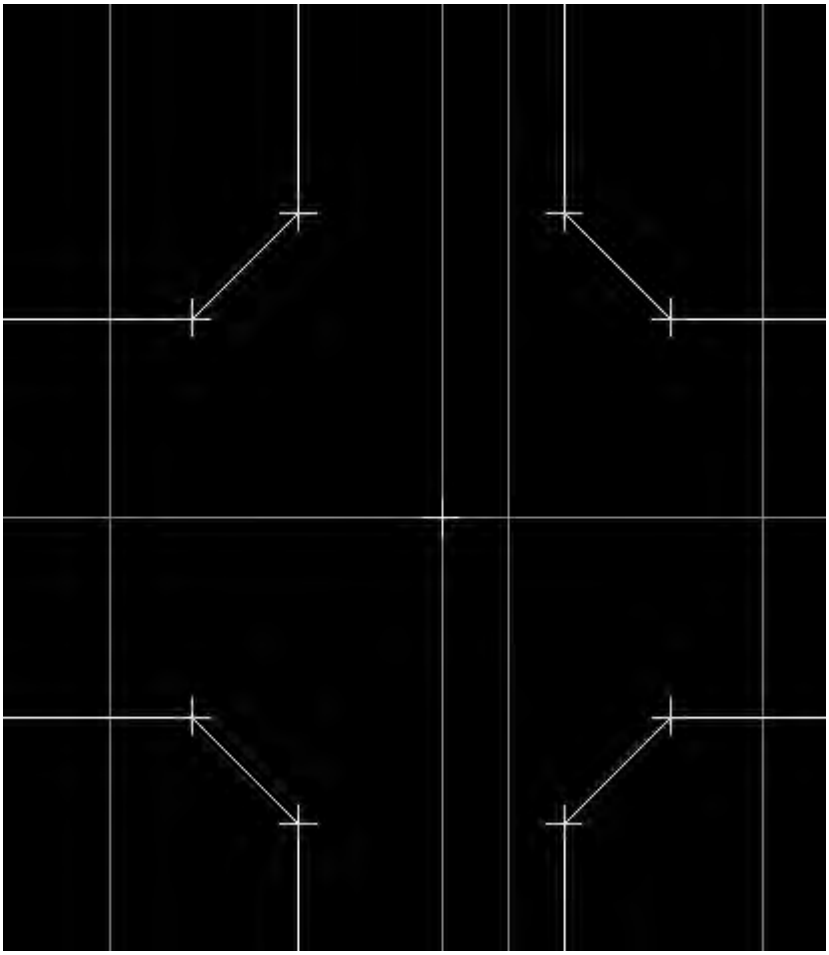
اگر تعداد ستونهایی که شامل این افزایش موضعی میشوند زیاد باشد بهتر است به جای این افزایش به صورت موضعی، افزایش ضخامت را به طور کلی برای برخی نوارها و یا کل پی اعمال کنیم .

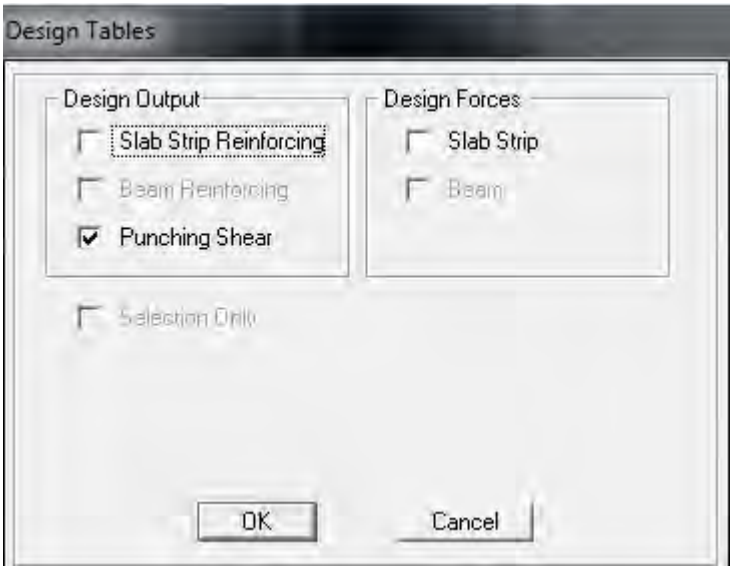
- راه حل دیگری که برای تقویت پی در مورد برش پانچ قابل استفاده است افزایش مقاومت فشاری بتن است. در پروژه های واقعی باید در این زمینه به مقدورات اجرایی نیز توجه شود .

- استفاده از آرماتور برشی به صورت کلاهک برشی هم برای تقویت پی در برابر برش پانچ به عنوان یک راه حل قابل استفاده است. جزییات آن در قسمت 9-12-17 مبحث نهم ذکر گردیده است. استفاده از این راه حل به دلیل مشکلات اجرایی خیلی توصیه نمیشود .

3- بهتر است به عنوان نمونه یک یا چند ستون خاص برای برش پانچ کنترل دستی بشود. علی الخصوص توصیه میشود که ستونهای گوشه که در این مورد جوابگو نبوده اند به صورت دستی کنترل شوند. با توجه به آنچه در منوال نرم افزار آمده است محاسبه برش پانچ در ستونهای گوشه مقداری محافظه کارانه است که این مساله ممکن است بیهوده باعث افزایش ضخامت پی شود. در مورد کنترل دستی برش پانچ باید به ضوابط ذکر شده در بخش 9-12-17-2-4 مبحث نهم توجه نمود. سه رابطه در این زمینه در بند مذکور ارایه شده است که از بین آنها هر کدام که به برش کمتری بیانجامد حاکم خواهد بود. در اکثریت موارد رابطه سوم (9-12-36) حاکم بر این کنترل خواهد بود و میتوان بدون کنترل دو تای دیگر فقط همان رابطه را کنترل کرد. در مورد ستونهایی که دارای لنگر خمشی هم میباشند اثر لنگر خمشی هم در محاسبه تنش برشی ماکسیمم پانچ باید در نظر گرفته شود. این تنش بر اساس بند 9-12-17-5 مبحث نهم باید صورت گیرد. در این مورد در جلد دوم کتاب طراحی سازه های بتنی تالیف دکتر مستوفی نژاد در فصل 17 و فصل چهاردهم (بخش 14-8-3) به طور مفصل به همراه مثال راهنمایی انجام شده است. در مورد ستونهای کناری و گوشه حتی اگر لنگر خمشی هم در پای ستون نباشد چون مرکز ستون نسبت به مرکز ثقل محیط پانچ (که برای ستونهای گوشه به شکل L و برای ستونهای کناری به شکل [(ناودانی) است و مرکز بر این اساس و طبق روابط مرکز ثقل اشکال مرکب قابل محاسبه است) خارج از مرکز است، یک لنگر خمشی نیز ایجاد خواهد شد که در محاسبه دستی باید به آن توجه شود. برای برداشت بار محوری و لنگر خمشی جهت کنترل دستی برش پانچ ، اگر برش پانچ در نقطه مورد نظر توسط نرم افزار کنترل شده باشد با مراجعه به جدول محاسبات پانچ (شکل ضمیمه سوم) مقادیر نیروی محوری و دو لنگر خمشی در ستونهای V , Mx , My جدول فوق قابل استخراجند. در مورد بقیه ستونها هم با کلیک راست بر روی نقطه مورد نظر میتوان بار محوری و

لنگرهای خمشی را برای حالات بار مختلف مشاهده نمود و با ترکیب آنها در حالت ضریبدار مقدار بحرانی را به دست آورد. ترکیب بار بحرانی جهت کنترل برش پانچ، از بین ترکیب بارهای طراحی پی باید انتخاب شود. معمولاً حالتی بحرانی است که به طور همزمان بارهای مرده و زنده و زلزله حضور دارند. از بین بارهای زلزله حالتی بحرانی است که بار محوری و لنگرهای خشمی ناشی از آن بیشتر از بقیه است.





Punching Shears

	Point_ID	X	Y	Ratio	Combo	Vmax	Vcap	V	MX	MY	Depth	Perimeter	Loc
	1	0	16.39	0.9621426	DCON9	110939.7	115273.7	133997.5	-1003.944	42.45095	1.24	1.939949	Corner
	2	4.85	16.39	0.4501615	DCON2	51891.77	115273.7	131976.4	-194.1789	-44.85442	1.24	3.479949	Edge
	3	9.68	16.39	0.9956228	DCON7	114769.1	115273.7	134095.8	-976.1424	-71.47105	1.24	1.939949	Corner
	4	0	10.69	0.3185012	DCON4	36714.9	115273.7	94824.41	407.5871	-2095.294	1.24	3.479949	Edge
	5	3.89	10.69	1.302366	DCON4	150128.5	115273.7	355141.6	-1780.811	-37697.09	1.24	5.823949	Corner
	6	5.79	10.69	1.246624	DCON3	143702.9	115273.7	337741.2	954.6113	-26479.06	1.24	5.799949	Corner
	7	9.68	10.69	0.3068524	DCON8	35372	115273.7	85745.59	1266.041	52.63949	1.24	3.399949	Edge
	9	0	7.4	0.6019909	DCON6	69393.7	115273.7	178767	153.6932	-3076.902	1.24	3.479949	Edge
	11	9.68	7.4	0.2268597	DCON7	26150.95	115273.7	63548.16	-568.9914	33.37809	1.24	3.399949	Edge
	12	0	4.2	0.2464389	DCON5	28407.91	115273.7	72740.33	44.9915	-1978.199	1.24	6.439949	Corner
	13	3.64	4.2	1.325542	DCON6	152800.1	115273.7	343623.1	490.1065	-26051.93	1.24	3.259949	Corner
	15	9.68	4.2	0.2154227	DCON7	24832.57	115273.7	59497.55	-897.1322	63.3001	1.24	6.399949	Corner
	16	0	0	0.7739848	DCON10	89220.05	115273.7	117623.9	1048.327	109.2484	1.24	2.239949	Corner
▶	17	4.85	0	0.2271366	DCON2	26182.87	115273.7	89567.91	249.6671	-0.2073473	1.24	7.079949	Corner
	18	9.68	0	0.7926484	DCON8	91371.49	115273.7	116700.1	951.4205	5.887764	1.24	2.199949	Corner

مشاهده نتایج طراحی آرماتورهای طولی پی در SAFE

بعد از کنترل نتایج مربوط به برش پانچ و در صورت لزوم تغییرات لازم در مدل نرم افزار ، باید به مشاهده نتایج نرم افزار در مورد آرماتورهای طولی پی بپردازیم. برای مشاهده این نتایج باید به قسمت ...Design/Display Slab Design Info مراجعه نماییم (شکل ضمیمه اول[36]). نمایش مقدار آرماتورهای لازم برای پی در دو حالت X Direction Strip و Y Direction Strip انجام میشود .این مساله در قسمت بالای صفحه (Choose Strip Direction) قابل اعمال است .

در مورد پیهای نواری و گسترده رسم بر این است که یک مقدار آرماتور را به عنوان آرماتور سراسری پی در بالا و پایین در نظر گرفته شود و در قسمتهای خاص از پی که به آرماتور بیشتری مورد نیاز است آن آرماتور اضافه به صورت آرماتور تقویتی به پی

[36]- شکلهای مورد اشاره در متن در انتهای مطلب قابل مشاهده اند.

در بالا و پایین آن اضافه میشود. تعیین مقدار آرماتور سراسری به سلیقه مهندس طراح میباشد. در این زمینه بهتر است که مهندس طراح به نکات زیر توجه نماید :

1- مقدار آرماتور سراسری نباید از حداقل آرماتور تعیین شده در آیین نامه (مبحث نهم یا آیین نامه آبا) کمتر اختیار شود. این حداقل آیین نامه ای در مورد پی های گسترده بر اساس حداقل آرماتور افت و حرارت تعیین شود. این مقدار در بند 9-17-8 مبحث نهم ذکر شده است. آرماتور حرارت و جمع شدگی محاسبه شده مربوط به جمع آرماتورهای بالا و پایین پی است و میتوان آن را بین بالا و پایین پی تقسیم نمود. در مورد پی های نواری باید طبق ضابطه بند 9-17-5-2 عمل نمود. بر این اساس در هر یک از دو وجه بالا و پایین باید حداقل 0.25 درصد سطح مقطع پی آرماتور طولی قرار داد. توجه نمایید که این آرماتور مربوط به هر یک از دو وجه است و در مجموع برای بالا و پایین پی باید 0.5 درصد آرماتور به عنوان حداقل آرماتور به صورت سراسری در نظر گرفت .البته در صورتی که میزان آرماتور طولی در هر یک از دو وجه حداقل 33 درصد بیشتر از مقدار آرماتور محاسباتی باشد این مقدار حداقل را میتوان به 0.15 درصد کاهش داد. این مساله معمولاً ارضا میشود و میتوان از آن به جای رقم 0.25 درصد استفاده نمود .

2- در تعیین فاصله آرماتورهای سراسری پی باید محدودیتهای حداقل و حداکثر فاصله بین آرماتورهای طولی را نیز لحاظ نمود. بر اساس بند 9-17-5-3 حداقل و حداکثر فاصله محور تا محور آرماتورهای طولی به ترتیب 10 و 35 سانتیمتر میباشد. ضمن اینکه قطر آرماتورهای طولی نباید از 10 میلیمتر هم کمتر اختیار شود .

3- ضمن رعایت موارد بالا باید توجه نمود که آرماتور سراسری پی باید نسبت معقولی از ماکسیمم آرماتور مورد نیاز پی در بالا و پایین باشد. از یک نظر مقدار آرماتورهای سراسری نباید آنقدر کم اختیار شوند که در طول پی به صورت متعدد نیاز به آرماتورهای تقویتی با تعداد و طولهای متفاوت و متنوع باشد که این مساله هر چند به ظاهر باعث اقتصادی شدن طرح میشود ؛ اما از یک جهت دیگر باعث سختی و مشکلات اجرایی میشود. از طرف دیگر هم اگر مقدار آرماتور سراسری زیاد اختیار شود در نقاط اندکی نیاز به آرماتور تقویتی خواهد بود که البته از لحاظ اجرایی کار را ساده مینماید اما از جهت دیگر در بسیاری از نقاط پی بیش از آرماتور مورد نیاز، آرماتور وجود خواهد داشت که از اقتصادی شدن طرح میکاهد. به عنوان یک توصیه اجرایی بهتر است که مقدار آرماتورهای سراسری پی به گونه ای در نظر گرفته شود که در هیچ نقطه ای از پی به بیش از دو برابر آرماتورهای اصلی و سراسری نیاز به آرماتور تقویتی نباشد. در این حالت برای چیدمان آرماتورهای تقویتی در کنار آرماتورهای اصلی میتوان از چیدمان به صورت گروه آرماتور حداکثر سه تایی کمک گرفت (هر دو آرماتور تقویتی را به صورت مثلثی در کنار یک آرماتور

اصلی قرار میدهیم به گونه ای که به شکل یک مثلث در بیاید) .

4- در تعیین آرماتورهای سراسری بهتر است این آرماتورها را برای تمام قسمتهای پی به صورت تیپ در نظر بگیریم تا اجرای آرماتوربندی ساده تر شود .در حالتی که مقدار آرماتور مورد نیاز در قسمتهای مختلف پی اختلاف فاحشی با هم دارند و یا عرض و ضخامت پی متغیر باشد ، میتوان این تعداد تیپها را افزایش داد .

بعد از تعیین آرماتورهای طولی سراسری پی میتوان در قسمت Design/Display Slab Design Info... به شکل زیر عمل نمود (باید توجه نمود که فرآیند تعیین آرماتورهای سراسری پی میتواند به صورت سعی و خطا و با توجه به نتایج گزارش شده از نرم افزار برای آرماتورهای طولی انجام شود) :

1- در قسمت Reinforcing Display Type گزینه : Show Number of Bars of Size را انتخاب کرده و در قسمت پایین آن برای بالا و پایین پی نمره آرماتور انتخابی برای آرماتور سراسری پی را انتخاب مینماییم. آرماتوری که اینجا به نرم افزار معرفی میکنیم جهت آرماتور تقویتی استفاده میشود (بهتر است آرماتور تقویتی و اصلی دارای یک سایز باشند) .

2- در قسمت Reinforcing Values بهتر است که گزینه اول یعنی Show Rebar at Controlling Station را انتخاب میکنیم که نتایج به صورت متن تنها در نقاط خاص در هر نوار که ماکسیمم و مینیمم را شامل میشود نمایش داده شود .

3- در قسمت زیر آن گزینه Show Rebar Above Typical Value را تیک میزنیم تا تنها در قسمتهایی که نیاز به آرماتور تقویتی است نرم افزار نتایج را نمایش دهد و تنها سطح مقطع آرماتور تقویتی گزارش شود .

4- در قسمت Typical Value of Reinforcing گزینه Define By Bar Size and Spacing را انتخاب میکنیم. در قسمت پایین آن نیز نمره آرماتور جهت بالا و پایین پی و همچنین فاصله بین این آرماتورها را وارد میکنیم. همانطور که اشاره شد مقداری که برای فاصله بین آرماتورها وارد میکنیم نباید از 10 سانتیمتر کمتر و از 35 سانتیمتر بیشتر باشد .

در شکل ضمیمه دوم نمونه ای از این تنظیمات برای وقتی که از آرماتور نمره 20 برای آرماتورهای اصلی و تقویتی استفاده کرده باشیم و فاصله بین آرماتورهای اصلی در بالا و پایین 15 سانتیمتر باشد نمایش داده شده است. در شکل نمایش داده شده این تنظیمات برای مشاهده آرماتورهای تقویتی بالا و پایین در جهت X تنظیم شده است. یک بار دیگر این تنظیمات باید برای جهت Y انجام شود و بر اساس آن آرماتورهای تقویتی جهت Y نیز مشاهده میشود. میتوان به گونه ای تنظیم کرد که مشاهده آرماتورهای تقویتی بالا و پایین جداگانه و یا همزمان انجام گیرد. در شکل نمایش داده شده این مساله به صورت نمایش همزمان آرماتورهای بالا و پایین تنظیم شده است .

بعد از انجام تنظیمات بر روی دکمه OK کلیک میکنیم تا موقعیت آرماتورهای تقویتی و تعداد آنها در بالا و پایین پی در نقاط مختلف پی نمایش داده شود .برای نقاط خاص از هر نوار (مثل نقاط با ماکسیمم و مینیمم آرماتور) تعداد آرماتورها به صورت عدد در شکل نمایش داده میشود. موقعیت آرماتورهای تقویتی به صورت خطوطی سبز رنگ نمایش داده میشود. با حرکت موس بر روی نوارهای طراحی در گوشه سمت چپ صفحه مقدار آرماتور مورد نیاز برای هر نقطه بر حسب سانتیمتر مربع (به طور پیش فرض) برای بالا و پایین پی نمایش داده میشود که از این اعداد میتوان جهت تعیین تعداد آرماتورهای تقویتی برای نقاطی که گزارش متنی وجود ندارد استفاده نمود .

نکته 1 : با توجه به اینکه فاصله محور تا محور آرماتورها نباید از 10 سانتیمتر کمتر باشد و اینکه چیدمان آرماتورها به صورت گروهی حداکثر در گروه سه تایی امکان پذیر است حداکثر تعداد آرماتوری که در عرض پی میتوان قرار داد به ازای هر یک متر عرض 30 آرماتور خواهد بود. اگر تعداد آرماتورهای گزارش شده (شامل آرماتورهای اصلی و تقویتی) در واحد عرض پی بیش از مقدار فوق باشد یا باید در درجه اول قطر آرماتور را افزایش داد و در درجه دوم عرض پی و یا ضخامت پی در نوار مورد نظر را اضافه کرد. در حالت دوم باید قفل برنامه باز شده و این تغییرات را اعمال نماییم و دوباره مراحل آنالیز و طراحی پی را انجام دهیم. (توجه نمایید که مقدار آرماتوری که توسط نرم افزار گزارش میشود برای کل عرض هر نوار است و نه برای عرض واحد از نوار) .

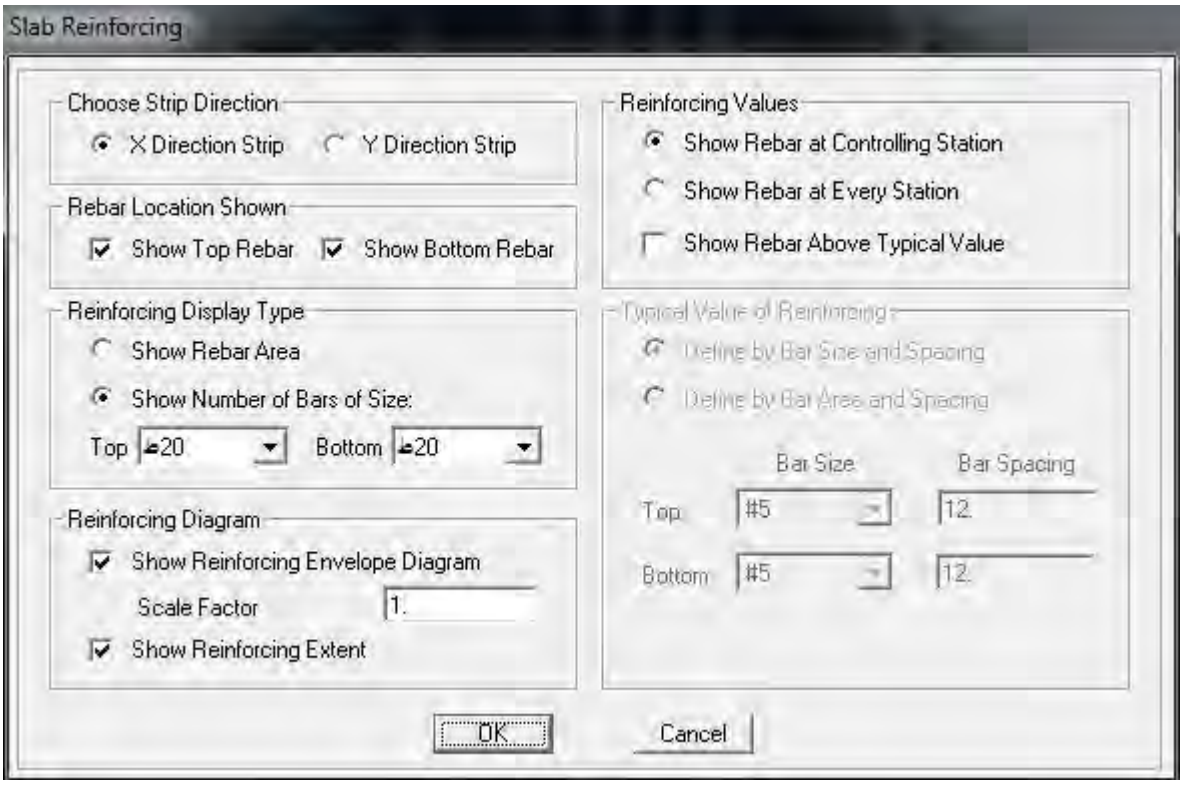
نکته 2 : نقاطی که در نرم افزار به عنوان نقطه قطع آرماتور ارایه میشود نقطه قطع تئوری آرماتور است. برای رعایت ضوابط مهار آرماتورها باید آرماتور تقویتی را در دو انتهای خود مقداری اضافه تر ادامه داد. اگر یکی از دو سمت این آرماتور در انتهای نوار پی باشد و قابلیت ادامه مستقیم را نداشته باشد مهار آرماتور با استفاده از قلابهای استاندارد برای آرماتورهای طولی (که در مبحث نهم یا آبا توضیح داده شده است) باید انجام گیرد. مقدار اضافه طول از نقطه قطع تئوریک بر اساس بند 9-18-3-1-3 مبحث نهم نباید از d و 12db کمتر باشد. d ارتفاع موثر پی و db قطر میلگرد قطع شده میباشد. در مورد قطع آرماتور خمشی در بتن ضوابط دیگری هم در مبحث نهم وجود دارد که معمولاً این ضوابط به طور خودکار رعایت میشود و تنها رعایت مورد ذکر شده کفایت خواهد کرد .

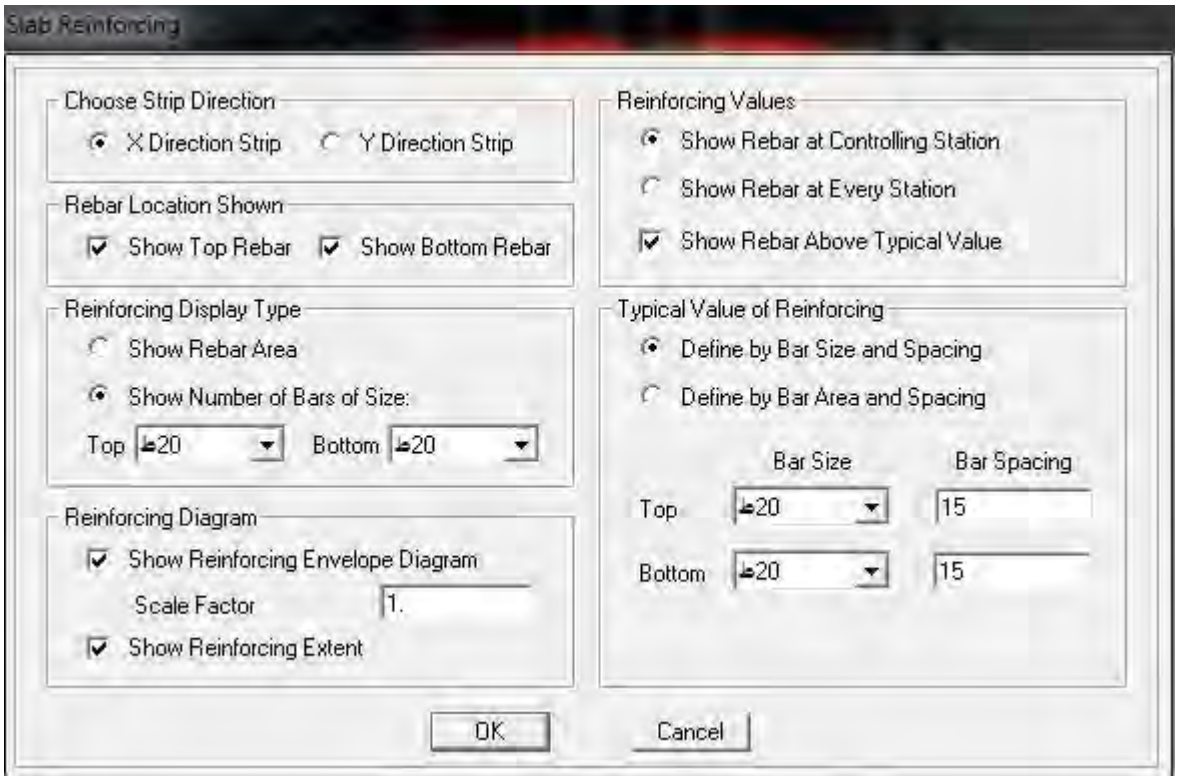
نکته 3 : در تعیین طول آرماتورهای تقویتی به نکات اجرایی هم باید توجه کرد از جمله اینکه طول این آرماتورها باید عددی رند باشد. همچنین بهتر است طول و موقعیت این آرماتورها را به گونه ای در نظر بگیریم که وسط آنها بر یکی از آکسهای سازه منطبق باشد و یا یکی از دو انتهای آن در مجاورت انتهای نوار طراحی باشد. به غیر از اینها باید توجه کرد که اگر در یک فاصله

نزدیک در طول نوار طراحی دو نوع آرماتور تقویتی با طول و موقعیت متفاوت وجود داشته باشد بهتر است که این آرماتورها با هم ادغام شوند و از یکسری آرماتور تقویتی با طول و تعدادی که هر دو را پوشش میدهد استفاده نماییم .

نکته 4 : در حالتی که نوار مورب داشته باشیم ، اگر زاویه نوار با محورهای اصلی X یا Y قابل توجه باشد بهتر است در مرحله مدلسازی برای این قسمت دو نوار در جهات X و Y ترسیم شود. در این صورت باید مقدار آرماتور گزارش شده توسط نرم افزار برای هر دو نوار برداشت شده و از ترکیب آنها با قضاوت مهندسی آرماتور مورد نیاز برای نوار مورب به دست آید. برای ترکیب نتایج دو جهت به طور مثال میتوان از روش جذر مجموع مربعات استفاده نمود. (به بیان ساده تر از رابطه فیثاغورث استفاده کرد) .

نکته 5 : مقادیر آرماتورهای طولی طراحی شده برای نوارهای مختلف به صورت فایل متنی و جدول بندی شده با مراجعه به منوی Design/Show Design Tables...و انتخاب گزینه Slab Strip Reinforcing قابل نمایش است (شکل ضمیمه سوم) .مقادیر آرماتوری که اینجا گزارش میشود شامل کل آرماتورها (سراسری و تقویتی) و بر حسب سطح مقطع (به طور پیش فرض سانتیمتر مربع) میباشد.




Slab Reinforcing
Choose Strip Direction
X Direction Strip
Y Direction Strip
Rebar Location Shown
Show Top Rebar
Show Bottom Rebar
Reinforcing Display Type
Show Rebar Area
Show Number of Bars of Size:
Top
Bottom
Reinforcing Diagram
Show Reinforcing Envelope Diagram
Scale Factor
1.
Show Reinforcing Extent
Reinforcing Values
Show Rebar at Controlling Station
Show Rebar at Every Station
Show Rebar Above Typical Value
Typical Value of Reinforcing
Define by Bar Size and Spacing
Define by Bar Area and Spacing
Bar Size
Bar Spacing
Top
Bottom
15
15
OK
Cancel

X-Strip Reinforcing

	X_Strip	Width	X	Top_Left	Top_Right	Bottom_Left	Bottom_Right
▶	25	1	-0.2		0		0
	25	1	0	0.8571817	1.339281	3.348782	3.847122
	25	1	0.4	6.172862	6.1056	3.562921	3.528121
	25	1	0.8	11.15487	12.56576	5.158895	6.128032
	25	1	1.15	13.59187	13.59187	3.638029	3.638029
	25	1	1.5	14.05571	14.05571	1.319476	1.319476
	25	1	1.85	13.97148	13.97148		
	25	1	2.12	15.64721	15.64721		
	25	1	2.39	17.16878	17.16878	0.477411	0.477411
	25	1	2.7	18.4858	18.4858	1.459225	1.459226
	25	1	2.85	18.95866	18.95866	1.968861	1.968861
	25	1	3.1	19.50845	19.50845	2.869082	2.869082
	25	1	3.37	19.76874	19.76874	3.91418	3.91418
	25	1	3.64	19.68402	19.68402	5.036621	5.036621
	25	1	3.8	19.47168	17.33629	5.739011	5.060308
	25	1	3.89	15.94138	15.916	4.866801	4.861125
	25	1	4.1	13.05505	13.02918	4.84256	4.829837
	25	1	4.5	8.485315	8.516768	6.113314	6.11149
	25	1	4.85	5.764017	5.786659	10.10229	10.10922
	25	1	5.175	8.765508	8.749771	6.726446	6.728893
	25	1	5.5	12.78605	12.74615	5.759037	5.751181
	25	1	5.79	18.41047	18.49098	7.31231	7.33624
	25	1	5.8	18.70984	21.39339	7.489058	8.839728
	25	1	6.04	21.11234	21.11234	6.912126	6.912126
	25	1	6.5	20.17115	20.17115	3.761858	3.761858
	25	1	6.96	19.27241	19.27241	1.874575	1.874575
	25	1	7.42	17.3415	17.3415	0	0
	25	1	7.88	14.44982	14.44982		
	25	1	8.34	10.8246	10.8246		
	25	1	8.8	6.283334	5.798293		
	25	1	8.84	5.608141	5.560965		
	25	1	9.26	3.243999	3.277239	0	0
	25	1	9.68	0.6601144		2.584025	
	24	1.5	-0.2		0		0
	24	1.5	0	1.180808	1.092606	1.191136	1.140681
	24	1.5	0.4	6.570234	6.446589	0.4064221	0.4142421
	24	1.5	0.8	13.00574	15.0481	1.839895	2.426705
	24	1.5	1.15	14.66819	14.66819	0	0
	24	1.5	1.5	13.51064	13.51064		
	24	1.5	1.85	13.39773	12.52458		
	24	1.5	2.12	10.31052	10.33805		
	24	1.5	2.39	8.57834	8.573425	0	0

کنترل برش یک طرفه در نوارهای پی

مرحله دیگری که در طراحی پی باید انجام شود کنترل برش یک طرفه میباشد. بر خلاف SAFE12 در SAFE8 این کنترل انجام نمیشود و باید این کنترل را به صورت دستی انجام دهیم. این کنترل باید در مقاطع بحرانی انجام شود. این مقاطع به فاصله d از بر هر یک از ستونهای سازه است. کنترل برش یک طرفه (یا قیچی کننده) باید تحت ترکیب بارهای ضریبداری انجام شود که طراحی آرماتورهای پی و برش پانچ هم بر اساس آن انجام پذیرفته است. مهمترین مساله در کنترل این برش برداشت مقدار برش در مقطع بحرانی است. مشکل بزرگ در این زمینه تعداد زیاد ترکیب بارها میباشد که در حالت کلی باید برای هر نوار به صورت تک به تک و تحت هر یک از ترکیب بارها مقدار برش در مقاطع بحرانی را برداشت نمود .در جهت کاهش زمان مورد نیاز برای این مساله باید به نحوی یک یا چند ترکیب بار را که احتمال بحرانی بودن آنها بیشتر است را انتخاب نمود. توجه نمایید که برای هر نوار خاص از پی ممکن است ترکیب بار خاصی بحرانی باشد و برای نوار دیگر یک ترکیب بار متفاوت دیگر . در انتخاب ترکیب بارهای بحرانی میتوان نکات زیر را مورد توجه قرار داد :

1- معمولاً ترکیب بارهایی که به طور همزمان شامل بارهای مرده ، زنده و زلزله هستند بحرانیتر از حالاتی هستند که شامل بار مرده و زنده یا بار مرده و زلزله میباشند .

2- چون چندین حالت بار زلزله معرفی کرده ایم از بین آنها نیز باید تعدادی را حذف نماییم. این مساله به طور کلی قابل بیان نیست و برای هر سازه شرایط خاص آن باید مورد توجه قرار گیرد. اما نکات زیر در این مساله میتواند کمک کند :

- اگر در نوار مورد نظر ستون متصل به بادبند وجود دارد بر اساس جهت آن بادبند میتوان حدس زد که کدام حالت بار زلزله بحرانی تر است. اگر جهت بادبند در راستای محور x باشد احتمالاً در ترکیب بارهای شامل زلزله x بحرانیتر میشود و اگر در جهت محور y باشد در ترکیب بار شامل زلزله y احتمال بحرانی بودن آن بیشتر است. اگر هر دو نوع بادبند وجود داشته باشد باید بر اساس قضاوت مهندسی تصمیم بگیریم. باید دید که کدام از این بادبندها از لحاظ نیرویی که به پی منتقل میکند بر دیگری ارجحیت دارد و همچنین باید توجه کرد که نوار پی مربوط به کدام جهت است. معمولاً اگر نوار در جهت X باشد در این شرایط تحت زلزله X بحرانیتر خواهد شد و اگر در جهت y باشد در جهت y احتمال بحرانی بودن آن بیشتر است .

- چون بر حسب جهت برون از مرکزیت اتفاقی هم برای هر جهت دو نوع بار زلزله تعریف کرده ایم باید از بین آنها نیز مورد بحرانیتر را حدس بزنیم. در مورد زلزله جهت X اگر نوار طراحی به سمت پایین سازه نزدیکتر باشد احتمالاً تحت ترکیب بار شامل ENX بحرانی تر است و در غیر این صورت تحت ترکیب بار شامل . EPXدر مورد زلزله جهت Y نیز اگر نوار طراحی به سمت

چپ سازه نزدیک تر باشد تحت ترکیب بار شامل ENY احتمال بحرانی شدنش بیشتر است و در غیر این صورت تحت ترکیب بار شامل EPY .

- نکاتی که در بالا در مورد بادبند گفته شد در مورد دیوار برشی هم صدق میکند .

- در مورد قابهای خمشی در نواری که فاقد ستون متصل به بادبند یا دیوار برشی است باید به جهت و موقعیت نوار توجه کنیم. معمولاً برای نوارهای جهت X ترکیب بار شامل زلزله X بحرانی تر است و برای نوار جهت Y بالعکس ترکیب بار شامل زلزله جهت Y. برای انتخاب حالت بار زلزله بر حسب جهت برون از مرکزیت اتفاقی هم میتوان از قاعده بیان شده در قسمت قبل استفاده کرد .

- در مورد قابهای ساده در صورتی که در نوار ، ستون متصل به بادبند حضور نداشته باشد ، قاعدتاً ترکیب بار بحرانی، ترکیب بارهای زنده و مرده و بدون حضور زلزله میباشد. این نوارها نسبت به نوارهای شامل ستون متصل به بادبند معمولاً بحرانی نیستند و میتوان از کنترل آنها صرفنظر کرد .

با توجه به قواعد بالا میتوان برای هر نوار چند ترکیب بار بحرانی را حدس زد. فقط باید توجه نمود که موارد بیان شده در بالا نسبی هستند و همیشه و برای هر سازه قابل استناد نمیباشند .

با توجه به تعدد نوارها هم میتوان به جای کنترل تمام نوارها ، برخی از آنها را مورد کنترل قرار داد. برای تشخیص نوارهای بحرانی میتوان از نمودار تغییرات تنش در زیر پی تحت ترکیب بارهای ضریبدار کمک گرفت و با کنترل تنش در چند ترکیب بار مختلف تشخیص داد که کدام نوارها تحت تنش بیشتری میباشند .معمولاً نوارهای متصل به بادبند یا دیوار برشی و همچنین نوارهای پیرامونی پی نسبت به بقیه نوارها بحرانی تر میباشند .

بعد از طی کردن موارد بالا، حال باید مقدار برش در ترکیب بارها و نوارهای مورد نظر را برداشت نمود. جهت کنترل برش یک طرفه میتوان طبق ضوابط آیین نامه ACI عمل کرد و یا مطابق ضوابط مبحث نهم یا آبا . اگر میخواهیم مطابق آیین نامه آبا یا مبحث نهم عمل کنیم باید توجه کنیم که ترکیب بارهای این کنترل با ترکیب بارهای معرفی شده به نرم افزار متفاوت است و قبل از برداشت برش در نوارها باید به طور متناظر از ترکیب بارهای ACI ترکیب بارهای مبحث نهم یا آبا را بسازیم و بر اساس آن مقدار برش را برداشت کنیم. ترکیب بارهای طراحی به روش مبحث نهم یا آبا در آیین نامه های مذکور یا مبحث ششم ذکر گردیده است. باید دقت نمود که تفاوت ترکیب بارها فقط در مقدار ضرایب آنها است. در این مورد میتوان از نکات زیر هم کمک گرفت :

- در ترکیب بار مرده و زنده ضرایب بارهای مرده و زنده به ترتیب 1.25 و 1.5 میباشد .

- در ترکیب بارهای مرده و زلزله ضرایب بار به ترتیب 0.85 و 1.2 میباشد .

- در ترکیب بارهای مرده ، زنده و زلزله ضرایب بار به ترتیب 1 و 1.2 و 1.2 میباشد .

برای مشاهده نیروهای برشی در هر یک از نوارهای طراحی باید به منوی Display/Show Strip Forcesمراجعه کنیم (شکل ضمیمه[37]) . در پنجره ای که ظاهر میشود در قسمت Load ترکیب بار مورد نظر را انتخاب میکنیم و در قسمت Component بر حسب اینکه نوار مورد نظر در جهت X یا Y باشد یکی از دو گزینه X-Strip Shearsیا Y-Strip Shears را انتخاب میکنیم و سپس OK را کلیک میکنیم. به این ترتیب نمودارهای برش برای نوارهای جهت مورد نظر در ترکیب بار مورد نظر نمایش داده میشود که با حرکت موس بر روی نوار مورد نظر و تمرکز موس بر نقطه بحرانی کنترل برش (که به فاصله d از بر ستون قرار دارد) مقدار برش را برداشت میکنیم. همین مساله را برای ترکیب بارها و نوارهای دیگر تکرار میکنیم و برای هر نوار از بین ترکیب بارهای مختلف مقدار ماکسیمم را انتخاب میکنیم. با داشتن مقدار ماکسیمم و مشخص بودن ابعاد نوارها و مقاومت فشاری بتن به راحتی میتوان کفایت یا عدم کفایت نوارهای مختلف پی در برابر برش یک طرفه را تشخیص داد. روش این کنترل در مراجع مختلف به تفصیل به همراه مثال موجود است. از جمله میتوان به جلد دوم مجموعه دو جلدی دکتر مستوفی نژاد و فصل هفدهم آن مراجعه نمود. بر حسب اینکه به روش ACI یا آیین نامه آبا بخواهیم این کنترل را انجام دهیم هر دو روش در آنجا موجود و قابل استفاده است. روش هر دو آیین نامه تقریباً مشابه است و اندک تفاوتهایی در روابط کنترل برش از نظر ضرایب وجود دارد. در این زمینه لازم است که به نکات زیر هم توجه شود :

1- در مورد سازه های فلزی جهت محاسبه مقطع بحرانی ، باید ابعاد ستون را به صورت فرضی برابر میانگین ابعاد ستون فلزی و صفحه ستون در نظر گرفت و مقدار d را از بر این ابعاد فرضی به دست آمده برای ستون در نظر گرفت. به بیان دیگر فاصله d از وسط فاصله بین لبه صفحه ستون و لبه ستون فلزی محاسبه میشود .

2- اگر در نوار مورد نظر فاصله d از بر ستون در قسمتی قرار گیرد که نوار دیگری از پی (به طور خاص نوار متعامد بر نوار مورد نظر) از آن عبور کند و یا در قسمتی قرار گیرد که برای کنترل برش پانچ در پی ایجاد پخ شده است ، مقطع بحرانی را باید تا نزدیکترین نقطه ای که کمترین عرض در نوار وجود دارد دور کرد و برش را در آن نقطه برداشت نمود. به بیان دیگر در آن نقاط به علت عرض زیاد مقطع، احتمال بحرانی شدن برش تیری کم میباشد و میتوان از کنترل برش در آن نقطه صرفنظر کرد .

3- در کنترل برش تیری در اکثر موارد بدون نیاز به کمک آرماتورهای برشی این کنترل تنها با احتساب مقاومت بتن جوابگو خواهد بود. در غیر این صورت کمبود مقاومت را میتوان با استفاده از آرماتورهای برشی جبران کرد. خاموتهای بسته ای که در

[37]- شکل مورد اشاره در انتهای مطلب قابل مشاهده است.

پی های نواری به دور آرماتورهای اصلی پی قرار داده میشوند میتوانند نقش آرماتور برشی را هم ایفا نمایند. در پی های گسترده ، برای تامین آرماتورهای برشی میتوان از خاموت بسته و یا قلاب که در فواصل مشخص در عرض و طول پی تکرار میشوند، استفاده نمود. در صورتی که مقدار به دست آمده برای آرماتور برشی به دلایل مختلف از جمله محدودیتهای اجرایی یا آیین نامه ای تامین نشود باید از یکی از راه حلهای زیر به ترتیب اولویت استفاده نمود :

- با ایجاد پخ در نوار پی و یا افزایش عرض و طول آن (در صورتی که قبلاً در پی وجود داشته است) مقطع بحرانی را از نقاط با ماکسیمم برش دور کرد تا به این ترتیب مقدار برش در مقطع بحرانی کاهش یابد .

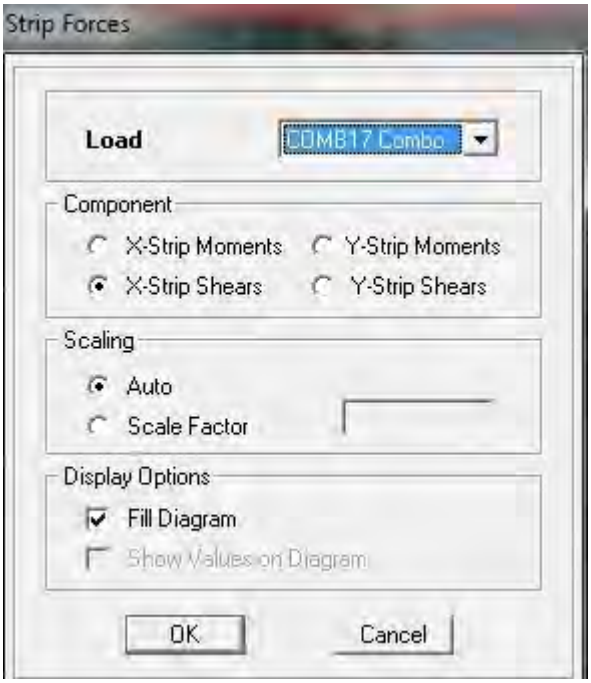
- عرض نوار را افزایش داد .

- ضخامت نوار را افزایش داد .

- مقاومت بتن را افزایش داد .

4- در سازه هایی که دارای دیوار برشی در تراز پی هستند ، مقطع بحرانی را باید از لبه دیوار برشی به سمت بیرون دیوار در نظر گرفت و نه به سمت داخل . در زیر دیوار برشی با توجه به اتصال دیوار به پی برش یک طرفه بحرانی نخواهد بود .

5- در هر نوار طراحی میتوان در جهت راحتی به کنترل برش یک طرفه در نقطه ای که بیشترین برش را دارد کفایت کرد و نتایج این کنترل را به نقاط دیگر در آن نوار تعمیم داد.



تعیین میلگردهای عرضی در پی های نواری (مشبک)

به عنوان یکی از آخرین مراحل طراحی پی، باید میلگردهای عرضی در حالت استفاده از پی نواری (مشبک) را تعیین نمود. برای تعیین این آرماتورها باید تمام ضوابط زیر را در نظر گرفت :

1- خمش در راستای عرضی نوارها

2- حداقل آرماتور افت و حرارت

3- آرماتور لازم برای جوابگویی برای برش یکطرفه در نوارها

برای ضابطه اول باید در راستای عرضی پی نیز نوار طراحی تعریف نماییم. با توجه به کم بودن عرض پی ها نسبت به ارتفاع آنها در صورت تعریف نوار طراحی آرماتوری که گزارش میشود مقدار قابل توجهی نخواهد بود و مقدار به دست آمده معمولاً کمتر از مقدار متناظر با حالت دوم است. مقدار متناظر با حالت دوم هم با توجه به بند 9-17-8 مبحث نهم قابل استخراج است. در مورد حالت سوم هم در قسمت قبل (کنترل برش یک طرفه در پی) بحث شد و بر اساس نتایج آن قسمت میتوان در صورت لزوم آرماتورهای لازم را به دست آورد. غیر از این موارد در تعیین آرماتورهای عرضی پی نواری یا مشبک باید به نکات زیر هم توجه نمود :

1- در حالتی که نیازی به آرماتور برشی نباشد میتوان به جای استفاده از آرماتور عرضی به صورت خاموت بسته ، فقط از آماتورهایی افقی در راستای عرضی عمود بر آرماتورهای طولی پی استفاده نمود (به صورتی که همانند دالها یا دیوارها، آرماتورهای عرضی و طولی پی تشکیل دو شبکه ارماتور در بالا و پایین پی را بدهند). در این صورت جهت نگهداری شبکه بالایی آرماتورهای پی باید از میلگردهایی به صورت خرک استفاده نمود. اما در صورت استفاده از خاموتهای بسته نیازی به خرک نخواهد بود .

2- در تعیین قطر و فاصله میلگردهای عرضی بهتر است بر اساس ضابطه بند 9-17-5-3مبحث نهم قطر میگلرد را حداقل برابر 10 میلیمتر و در فواصل حداقل 100و حداکثر 350 میلیمتر در نظر گرفت. اگر این میلگردها نقش آرماتور عرضی برشی هم داشته باشند لازم است که ضابطه این آرماتورها در این مورد هم رعایت شود. علی الخصوص در این مورد لازم است به ضابطه بند 9-12-6-4 مبحث نهم در مورد حداکثر فواصل خاموتهای برشی توجه شود .

3- در حالت استفاده از خاموتهای بسته اگر عرض نوار زیاد باشد و اجرای خاموت بسته در ان عرض از لحاظ اجرایی امکان پذیر نباشد، میتوان از بیش از یک خاموت بسته برای پوشش عرض نوار استفاده نمود. در این حالت بهتر است که جهت عملکرد

یکپارچه نوار در جهت عرضی ، این حلقه های بسته خاموتها دو به دو با هم مقداری همپوشانی را دارا باشند .

4- در حالت استفاده از خاموت بسته اگر نخواهیم از خرک جهت نگهداری شبکه آرماتورهای بالای پی استفاده کنیم و بخواهیم این نقش را آرماتورهای عرضی ایفا نمایند ، باید غیر از موارد ذکر شده در بالا حداقلهای اجرایی دیگری هم بر اساس قضاوت مهندسی رعایت نمود. به طور مثال باید قطر آرماتور عرضی متناسب با قطر آرماتور طولی پی باشد (مثلاً در حدود نصف آن) و فواصل آنها در راستای طولی نیز بر اساس آن تنظیم گردد (برای قطرهای کمتر برای جلوگیری از خم شدن آرماتورهای طولی در راستای طولی پی از فواصل کمتری برای آرماتورهای عرضی استفاده کرد و بالعکس). در نوارهای عریض و یا در قسمتهایی که تراکم آرماتور طولی وجود دارد یا از ترکیب چند حلقه در راستای عرضی استفاده شود (در بالا اشاره شد) و یا علاوه بر آرماتور عرضی بسته ، در قسمتهای میانی این حلقه بسته از قلابهای دیگری هم به عنوان آرماتور عرضی کمکی استفاده شود. این قلابها به نگهداری آرماتورهای طولی بالای پی تا زمان بتن ریزی و رسیدن بتن به مقاومت اولیه کمک میکنند.

محاسبه طول های مهاری و وصله آرماتورها در کششی و فشار برای سازه های فلزی و بتنی

یکی از محاسبات دیگری که باید انجام شود محاسبات مربوط به مهار و وصله آرماتورها میباشد. این محاسبات برای هر دو نوع سازه های فلزی و بتنی لازم است ؛ اما بعضاً انجام نمیشود و به ارایه اطلاعات به صورت جداول آماده و یا فرمولهای ساده شده کفایت میشود. اما در اینجا به این مساله نیز اشاره میشود .

برای ضوابط مهار و وصله آرماتورها باید به فصل هجدهم از آیین نامه آبا یا مبحث نهم مراجعه نمود. در اکثر کتابهای مرجع به این موضوع به طور مفصل پرداخته شده است که از بین آنها باز هم جلد دوم از مجموعه دو جلدی دکتر مستوفی نژاد و به طور خاص فصل یازدهم آن جهت مطالعه توصیه میشود .در اینجا فقط به نکات کلی دراین زمینه اشاره میشود. در مورد محاسبه طول مهاری نکات زیر را باید مورد نظر قرار داد :

1- برای مهار علاوه بر مهار مستقیم و مهار با استفاده ز قلابهای استاندارد، استفاده از وسایل مکانیکی هم مجاز میباشد که این مساله چندان مرسوم نیست .

2- برای قطرهای متفاوت از میلگردها که در سازه به کار رفته است بر حسب اینکه این میلگردها تحت فشار هستند یا کشش ، اصلی هستند یا میلگرد تقسیم و خاموت ، مهار مستقیم شده اند و یا مهار با استفاده از قلاب استاندارد ، مقادیر طول مهاری لازم را

محاسبه نمایید. در مورد قلابهای استاندارد باید طول مهاری قبل و بعد از خم و همچنین حداقل قطر خم محاسبه شود .

3- با توجه به اینکه نرم افزار (ETABS و SAFE) عمدتاً قطر میلگردها ار ارایه نمیدهند و این قطر توسط کاربر بر اساس نتایج نرم افزار باید تعیین شود ، قبل از محاسبات مهار و وصله باید این قطر در قسمتهای مختلف تعیین شود و یا اینکه این محاسبات به صورت کلی برای قطرهای متفاوت انجام شود. با توجه به اینکه این محاسبات معمولاً غیروابسته به نتایج و جزییات سازه است میتوان محاسبات را یک بار برای قطرهای مختلف میلگرد انجام داد و به صورت آماده از این نتایج در سازه های مختلف استفاده نمود. برای مواردی که محاسبات به شرایط خاص سازه وابسته است (مثل فاصله میلگردها از هم ، مقدار پوشش بتن روی میلگرد ، نوع اندود میلگرد ، مقدار بتن تازه در زیر میلگردهای افقی ، مقدار اضافه آرماتور نسبت به محاسبات) یا باید برای حالات مختلف یا لااقل آن حالاتی که احتمال وقوع بیشتری دارند محاسبات را انجام داد و یا اینکه به طور محافظه کارانه عمل کرده و در هر حالت وضعیت بحرانتیر را فرض کرده و به تمام حالات تعمیم دهیم .

4- باید توجه نمود که روشهای ارایه شده برای محاسبات مهار و وصله در مبحث نهم و آیین نامه آبا تفاوتهای قابل ملاحظه ای با هم دارند. مراجعی که در حال حاضر وجود دارند بیشتر بر اساس آیین نامه آبا میباشند و به ضوابط مبحث نهم در انها اشاره ای نشده است .

5- در مورد میلگردهای اصلی که امکان مهار مستقیم وجود ندارد و همچنین میلگردهای عرضی (خاموت ، قلاب و ...) باید از قلابهای استاندارد استفاده کنیم. ضوابط این قلابها در بند 9-18-2-2 و 9-18-2-3 مبحث نهم ذکر شده است .همانطور که اشاره شد این قلابها شامل سه بخش است :

- طول مستقیم قبل از شروع خم

- خم

- طول مستقیم بعد از خم

هر یک از موارد بالا باید به شرح زیر مورد محاسبه قرار گیرد :

- طول مستقیم قبل از خم باید طبق ضابطه بند 9-18-2-7 مبحث نهم و به طور خاص رابطه 9-18-8 محاسبه میشود .

- تعیین قطر خم بر حسب قطر میلگرد از بند 9-18-2-3 و به طور خاص جدول 9-18-1 مبحث نهم قابل استخراج است .

- تعیین طول مستقیم بعد از خم بر اساس ضابطه بند 9-18-2-2 و بر حسب نوع خم و نوع میلگرد انجام میگردد .

6- عمده قسمتهایی که باید بر اساس مهار به صورت قلاب کنترل شوند به شرح زیرند :

- اتصال میلگردهای طولی تیرها به ستون در دهانه انتهایی. در این جا شروع مهار باید از لبه ستون به سمت داخل ستون در نظر گرفته شود .

- اتصال بولتهای صفحه ستون به پی در سازه های فلزی . در این حالت شروع مهار میلگرد از زیر صفحه ستون محسوب خواهد شد .

- کلیه میگلردهای عرضی که به شکلهای مختلف در سازه استفاده میشوند. در مورد این میلگردها با توجه به اینکه نیروی قابل ملاحظه ای در آنها وجود ندارد تنها کنترل قطر خم و طول بعد از خم کفایت میکند و نیازی به کنترل طول مهار قبل از خم نیست .

- میلگردهای طولی پی در انتهای پی . شروع مهار در این میگلردها از لبه داخلی ستون انتهایی و یا نقطه لنگر ماکسیمم (اگر این نقطه در لبه ستون واقع نشده باشد) میتواند محسوب شود .

- میلگردهای انتظار در داخل پی برای دیوارها و ستونهای بتنی به شرط آنکه میلگردهای ستون بتنی تحت کشش باشند. در این حالت شروع مهار از تراز روی پی خواهد بود. (معمولاً در جهت اطمینان این میلگردها بر اساس طول مهار مستقیم میلگردهای فشاری محاسبه میشوند) .

7- محاسبه طول مهار مستقیم میلگردهای کششی بر اساس بند 9-18-2-4 مبحث نهم انجام میپذیرد. عمده میلگردهایی که به این شکل مهار میشوند شامل میلگردهای تقویتی تیرها و ستونها در قسمتهای میانی آنها میباشد. شروع قسمت مهار از جایی است که عضو تحت خمش ماکسیمم قرار میگیرد. خمشی ماکسیمم عمدتاً برای میلگردهای تقویتی در موقعیت میانی دهانه ها ، در همان وسط دهانه و برای میلگردهایی که انتهای دهانه ها قرار داده میشوند در لبه ستون خواهد بود .

8- محاسبه طول مهار مستقیم برای میگردهای فشاری باید بر اساس بند 9-18-2-5 انجام شود. عمده ترین کاربرد این نوع مهار برای اتصال میلگردهای طولی دیوار و ستون به پی است. این طول از سطح روی پی و به سمت داخل پی باید محاسبه شود. فاصله روی شبکه میلگردهای زیر پی تا روی پی باید آنقدر باشد که این مهاری تامین گردد .

9- برای گروه میلگردها در محاسبه طول مهاری باید ضابطه بند 9-18-2-6 رعایت گردد. گروههای میلگرد دوتایی نیازی به محاسبات اضافه ندارند و این محاسبه برای گروه میلگردهای سه تایی و چهارتایی لازم است. گروه میلگردهای سه تایی عمدتاً در پی ها مورد استفاده قرار میگیرند و گروههای 4 تایی به ندرت ممکن است که در سازه مورد استفاده قرار گیرد .

در مورد بحث مهار میلگردها در بتن نکات و ضوابط دیگری هم وجود دارد که فعلاً در اینجا بیان نمیشود و در قسمتهای آینده به آن اشاره خواهد شد .

در مورد وصله میلگردها نکات زیر قابل ذکر است :

1- وصله میلگردها باید بر اساس ضوابط بند 9-18-4 مبحث نهم انجام گیرد .

2- روشهای مختلفی بر ای وصله میلگردها وجود دارد که عمده ترین روش استفاده از وصله پوششی است که در اینجا هم فرض بر استفاده از همین نوع وصله است .

3- همانند محاسبات طول مهاری در اینجا نیز در جایی که محاسبات وابسته به مشخصات سازه میشود میتوان محاسبه را برای حالت بحرانیتر که منجر به طول وصله بیشتر میشود انجام داد و یا برای شرایط مختلف این محاسبه را انجام داد .

4- برای وصله میلگردهای کششی به روش پوششی باید طول پوشش را بر اساس بند 1-2-4-18-9به دست آورد. این نوع وصله عمدتاً برای میلگردهای پیها و تیرها و بعضاً میگردهای دیوارها و ستونها استفاده میشود. طول وصله در اینجا در جهت اطمینان میتواند 1.3 برابر طول مهاری مستقیم میلگرد کششی در نظر گرفته شود .

5- برای وصله های میلگردهای فشاری باید ضوابط بند 9-18-4-3 مبحث نهم را مورد توجه قرار داد. این وصله عمدتاً برای میلگردهای طولی دیوارها و ستونها کاربرد دارد. علی الخصوص در محل اتصال میلگردهای طولی ستون و دیوار به پی این طول باید به صورت همپوشانی بین میلگرد انتظار در پی و میلگرد طولی ستون یا دیوار تامین شود. این همپوشانی از سطح روی پی به سمت بالا محاسبه میشود. معمولاً در جهت اطمینان میلگردهای انتظار، هم سایز و هم تعداد با میلگردهای ستون و دیوار در نظر گرفته میشوند. در غیر این صورت در محاسبه طول وصله باید ضابطه بند 9-18-4-3-2 را مد نظر داشت و بر اساس آن مقدار طول وصله را بر اساس بزرگترین دو مقدار طول گیرایی میلگرد با طول بزرگتر یا طول وصله میلگرد با قطر کوچکتر محاسبه کرد .

6- در مورد میلگردهای دیوار و ستون که تحت ترکیب بارهای مختلف ممکن است بعضاً تحت کشش یا فشار باشند باید ماکسیمم دو مقدار وصله کششی یا فشاری را معیار محاسبه طول وصله قرار داد .

در مورد ساز های بتنی با حد شکلپذیری زیاد باید ضوابط بندهای زیر از فصل 21 مبحث نهم درمورد وصله ستونها را نیز مد نظر قرار داد :

1- مطابق بند 9-20-4-1-2-5 استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله، آرماتور عرضی از نوع تنگ یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره های آرماتور عرضی در برگیرنده وصله ، از یکدیگر نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع موثر مقطع و 100 میلیمتر در نظر گرفته شود .

2- در مورد محل وصله باید به محدودیتهای ذکر شده در بند 9-20-4-1-2-6 نیز توجه نمود. از جمله باید توجه نمود که وصله در

محل اتصال تیر به ستون و به فاصله دو برابر ارتفاع موثر تیر از بر ستون در تیر غیر مجاز است .

3- مطابق بند 9-2-20-4-2-2-3 مبحث نهم در ستونها، وصله پوششی میلگردهای طولی تنها در نیمه میانی ستون مجاز است. البته در صورت رعایت ضوابط خاص بند 9-20-4-2-2-4 (از جمله وصله یک در میان میلگردها) از این محدودیت میتوان صرفنظر کرد .

4- در مورد میلگردهای دیوارهای برشی مطابق بند 9-20-4-3-2-6 محاسبات مربوط به مهار و وصله باید بر اساس ضابطه بند 9-20-4-4-3 انجام گیرد .

نکته : محدودیتهای بالا علی الخصوص در مورد موقعیتهای ممنوع برای وصله میلگردها، با توجه به اینکه موقعیت دقیق وصله میلگردها عموماً در نقشه قابل تعیین نیست، باید با ایجاد نوشته و یا شکل در نقشه بیان شود. نوشته ها میتواند در بخش توضیحات نقشه ذکر گردد .

در فایل ضمیمه نمونه هایی از جداول و شکلهایی که در نقشه های مختلف در ارتباط با این بحث قرار داده میشود قرار داده شده است[38]. این جزییات از نقشه های مختلف ساز های فلزی و بتنی جمع آوری شده است. استفاده از این جزییات باید با توجه به موارد ذکر شده در بالا انجام شود و جزییات ارایه شده لزوماً صحیح و مورد تایید نیست.

محاسبه آرماتورهای پیچشی در تیرهای اصلی بتنی که به آنها تیر فرعی با اتصال گیردار متصل است

در سازه های بتنی اگر تیر به جای اتصال به ستون به تیر دیگری اتصال داشته باشد این تیر به علت اتصال گیرداری که به تیر اصلی دارد در آن ایجاد پیچش می نماید. در صورتی که مدلسازی با فرض گیرداری اتصال تیر به تیر اصلی انجام شود معمولاً لنگر پیچشی قابل توجهی در تیر اصلی ایجاد میشود. در قسمتهای قبلی بیان شد که جهت جلوگیری از ایجاد این لنگر پیچشی باید اتصال تیر به تیر به جای گیردار به صورت مفصلی مدل شود. اگر در اجرا هم با لحاظ کردن تمهیداتی خاص این اتصال به صورت مفصلی اجرا شود فرض اولیه صحیح خواهد بود و نیازی به محاسبات دستی برای پیچشی در تیر اصلی نیست. اما معمولاً انجام این اتصال به گونه ای که شرایط مفصلی بودن را تامین نماید ساده نیست. در این صورت باید پیچش منتقل شده به تیر اصلی محاسبه گردد. برای محاسبه این پیچش در صورتی که تیر فرعی در دو انتها یا حداقل یکی از دو انتهای خود دارای اتصال گیردار باشد میتوان از

[38]- فایل مورد اشاره در فولدر شماره 12 در دسترس است.

ضابطه بند 9-12-11 (لنگر پیچشی نهایی در اعضای سازه های نامعین) کمک گرفت. بر این اساس باید تیر اصلی را برای تحمل یک لنگر پیچشی Tu برابر با 0.67Tcr محاسبه کرد و آرماتور عرضی و طولی متناظر با این لنگر را به دست آورد و دست آخر این مقادیر را به مقادیر محاسبه شده توسط نرم افزار برای آرماتورهای عرضی برشی و آرماتورهای طولی خمشی اضافه نمود. جزییات محاسبه تیر در برابر لنگر پیچشی در بند 9-12-7 مبحث نهم ذکر شده است. به طور خاص باید مقدار Tcr را از رابطه 9-12-15 به دست آورده و بعد از ضرب کردن در ضریب 067 ، مقدار به دست آمده را جایگزین Tuدر رابطه 9-12-18 و 9-12-19 نمود و بر اساس آن مقدار آرماتور عرضی پیچشی (At/S)و آرماتور طولی پیچشی (Al) را به دست اورد. این مقادیر در زمان ترسیم نقشه به همراه نتایج نرم افزار معیار تعیین آرماتورهای طولی و عرضی تیر خواهند بود .

***نکته 1: با توجه به اینکه اگر اتصال تیر به تیر اصلی گیردار باشد یک لنگر منفی در محل اتصال تیر به تیر ایجاد میشود در جهت اطمینان باید همان آرماتور طولی محاسبه شده توسط نرم افزار برای وسط تیر (و قاعدتاً سمت پایین تیر) باید برای دو تکیه گاه تیر و قسمت بالای آن لحاظ شود. این مقدار آرماتور البته چون بر اساس شرایط تیر با اتصالات دو سر مفصل به دست آمده اند محافظه کارانه میباشند .**

***نکته 2 : در مورد تیرهایی که از دو سمت دو تیر با شرایط نسبتاً مشابه به تیر اصلی متصل میشود میتوان فرض کرد که پیچش وارد شده از دو تیر در خلاف جهت هم بوده و همدیگر را خنثی میکنند و نیازی به محاسبه آرماتور پیچشی برای این تیرها نیست .**

***نکته 3 : به عنوان یکی از روشهای تولید اتصال مفصلی در این تیرها باید از قرار دادن آرماتور در قسمت بالای آنها که ایجاد لنگر منفی مینماید خودداری کنیم و آرماتورهای پایین را در محل اتصال به تیر به صورت مایل به داخل تیر وارد کنیم .به پیوست یک نمونه دتایل در این زمینه که البته مربوط به اتصال تیر راه پله به ستون است قرار داده شده است که با کمی تغییر میتوان آن را برای اینجا نیز استفاده کرد. در این صورت نیازی به انجام محاسبات بالا نیست.**

شروع به ترسیم نقشه های سازه

پس از انجام تمام مراحل بالا محاسبات سازه تقریباً به اتمام میرسد. بعد از این مرحله باید این محاسبات را تبدیل به نقشه اتوکد جهت اجرا نمود. در ادامه سعی میشود به طور مختصر به برخی نکات در زمینه ترسیم نقشه ها اشاره شود. فرض بر این گذاشته میشود که خواننده بر اصول کلی نقشه کشی و همچنین ترسیم نقشه با اتوکد آشنایی دارد. ترسیم نقشه میتواند توسط خود مهندس طراح انجام شود و یا توسط یک نقشه کش آشنا به فنون نقشه کشی انجام گردد .

ترسیم پلان و جزییات اجرای فونداسیون

به عنوان اولین مرحله ترسیم نقشه میتوانیم از نقشه های فونداسیون شروع نماییم. در این نقشه ها باید موارد زیر نمایش داده شود :

1- ابعاد فونداسیون در قسمت های مختلف آن (شامل عرض و طول و ارتفاع)

2- آرماتورهای طولی و عرضی اصلی تیر

3- آرماتورهای تقویتی بالا و پایین تیر در نقاط مختلف تیر

4- خطوط موقعیت بتن مگر در زیر بتن

5- جزییات وصله و مهار آرماتورهای اصلی و فرعی

6- مقدار پوشش بتن روی آرماتورها

7- موقعیت چاله آسانسور و موارد مشابه دیگر (در صورت وجود) در پلانهای پی

8- جزییات سنگ چین در زیر پی (در صورت وجود)

برای نمایش موارد بالا روشهای مختلفی وجود دارد که بستگی به سلیقه نقشه کش نیز دارد. مثلاً ممکن است برای نمایش آرماتورهای اصلی ، تقویتی بالا و تقویتی پایین سه پلان مختلف ترسیم نمود و یا ممکن است تمام آنها را در یک پلان ترسیم نمود. یا مثلاً برای برخی جزییات ممکن است به نوشتن چند جمله متنی کفایت کرد و یا آنها را با ترسیم شکل نمایش داد. به هر حال در هر صورت یک پلان از فونداسیون به همره حداقل یک مقطع از فونداسیون باید ارایه گردد. اگر مقطع عرضی پی در نقاط مختلف متفاوت باشد (مثلاً عرض یا مقدار آرماتورهای سراسری متفاوت باشد) باید تعداد بیشتری مقطع ترسیم نمود .

به ضمیمه دو فایل اتوکد شامل چند نمونه فایل ترسیمی از پی و جزییات یکی مربوط به سازه فلزی و دیگری مربوط به سازه بتنی موجود است که راهنمای خوبی در این زمینه میتواند باشد[39].در عمل تفاوت چندانی بین نقشه پی سازه های فلزی و بتنی وجود ندارد.

ترسیم پلان تیپ بندی ستون ، صفحه ستون و بادبندها و جزییات مرتبط با آن برای سازه فلزی

[39]- فایلهای مورد اشاره در فولدر شماره 13 در دسترس است.

پس از ترسیم پلانهای فونداسیون و دتایلهای مربوط به آن ، مرحله بعدی برای سازه فلزی ترسیم پلان تیپ بندی ستون ، صفحه ستون ، بادبندها به همراه جزییات مربوط به آن است. این مجموعه شامل موارد زیر است :

1- پلان تیپ بندی ستون ، صفحه ستون و بادبندها . (بعضاً پلان تیپ بندی بادبندی نسبت به ستون و صفحه ستون جداگانه ترسیم میشود و در واقع دو پلان ترسیم میشود) .

2- جزییات تیپ بندی صفحه ستونها

3- برش ستونها در ارتفاع

4- مقطع عرضی ستونها

5- دتایل وصله ستونها

6- برش قابهای بادبندی شده در ارتفاع

7- جزییات اتصالات بادبندها

نکات هر یک از موارد بالا به ترتیب توضیح داده میشود :

در مورد پلان تیپ بندی ستون و صفحه ستون و بادبند نکات زیر قابل توجه میباشد :

1- در زمینه تیپ بندی ستونها هر گونه تفاوت در موارد زیر در ستونها را باید به عنوان یک تیپ جداگانه برای ستون در نظر گرفت :

- تفاوت در ارتفاع ستون

- تفاوت در مقطع ستون حتی برای یکی از طبقات آن

- تفاوت قابل توجه در تراز اتصال تیرها به ستون (مربوط به سازه هایی که سقفهای آنها در یک طبقه دارای اختلاف تراز میباشد) .

نکته: تفاوت جزیی در تراز نبشی نشیمن اتصال تیرها به ستون در حد چند سانتیمتر (که معمولاً در سقفهای کامپوزیت رخ میدهد) مبنای تیپبندی جدید برای ستون نمیشود و میتوان اینگونه ستونها را در یک تیپ قرار داد. همچنین تعداد تیرهای متصل به ستون در یک طبقه هم در این تیپ بندی در نظر گرفته نمیشود .

2- در مورد تیپ بندی صفحه ستونها لزومی ندارد که برای هر تیپ ستون یک تیپ صفحه ستون تعریف شود و ستونهایی که درتیپهای مختلف قرار دارند میتوانند در این تیپ بندی در یک تیپ قرار گیرند. این تیپبندی همان تیپ بندی ای است که در زمان

طراحی صفحه ستون مورد استفاده قرار گرفته است .

3- ترسیم این پلان معمولاً با مقیاس یک صدم میباشد .

4- بهتر است که در این ترسیم ستونها به شکل واقعی خود به همراه صفحه ستون ترسیم شوند. در این ترسیم معمولاً صفحه ستون فقط با بولتهای آن ترسیم میشود و سخت کننده ها ترسیم نمیشوند. معیار ترسیم ستون در این حالت مقطع هر یک از ستونها در طبقه اول آنها خواهد بود. ترسیم ساده ستونها به صورت یک مربع هم قابل قبول است .

5- در تیپ بندی بادبندها برای هر دهانها باید یک نامگذاری انجام داد. تنها در صورتی که شکل بادبندها به همراه مقطع بادبند در تمام طبقات و همچنین ابعاد ورقهای اتصال برای دو دهانه متفاوت با هم تماماً یکسان باشد میتوان دو دهانه را با یک نام تیپبندی کرد. دهانه هایی که حتی در یکی از طبقات خود دارای بادبند هستند باید تیپ بندی شوند. دهانه های بادبندی که تمام موارد ذکر شده قبلی در آنها مشترک اما طول دهانه بادبندی شده متفاوت است را با اغماض از این مساله میتوان در یک تیپ قرار داد .

6- موقعیت بادبندها در پلان باید به شکلی نمایش داده شود و بر روی هر کدام از آنها نام تیپ بادبند نمایش داده شود. نحوه نمایش به روش های مختلفی انجام میشود .در فایلهای ضمیمه نمونه های مختلفی از این ترسیمات نمایش داده شده است .

در مورد ترسیم برش عمودی ستونها نیز باید به نکات زیر توجه نمود :

1- برای هر تیپ از ستونها باید یک برش عمودی در ارتفاع ترسیم شود. بهتر است این ترسیم از دو نمای عمود بر هم (جان و بال) به صورت جداگانه ترسیم شود. ولی به هر حال باید حداقل یکی از این دو نما را ترسیم نمود .

2- بهتر است ترسیم در هر دو راستای عرض و ارتفاع ستون به صورت مقیاس شده انجام شود. برای نمایش بهتر با توجه به عرض کم ستونها در مقایسه با ارتفاع آنها معمولاً در عرض مقیاس ترسیم بزرگتر از مقیاس ترسیم در ارتفاع است. به طور مثال اگر مقیاس ترسیم در ارتفاع یک صدم باشد مقیاس ترسیم در عرض را یک پنجاهم فرض میکنیم تا عرض ستون نسبت به حالت واقعی آن دو برابر نمایش داده شود و جزییات آن بهتر دیده شود. در هر صورت رعایت مقیاس ترسیم در ارتفاع ضروری است و در عرض میتوان ترسیم را به صورت شماتیک انجام داد .

3- در ترسیم برش ستونها ، در هر طبقه تراز نشیمن زیر تیرها به همراه خود نشیمن به صورت شماتیک باید ترسیم شود. تراز نشیمن از تراز سقف به اندازه ضخامت سقف کمتر است. ضخامت سقف را میتوان به طور پیش فرض 40 سانتیمتر فرض نمود. تراز هر کدام از این نشیمنها به همراه تراز پایین ستون و تراز بالاترین نقطه ستون باید در این ترسیم نمایش داده شود .

نکته : در سقفهای کامپوزیت با توجه به اینکه تیرها نسبت به بال بالای خود تراز میشوند و بال بالای آنها هم تراز با زیر دال

سقف است ، تراز نشیمنها برای تیرهای با ارتفاع متفاوت ، با هم یکسان نخواهد بود. نمایش دقیق این مساله در برش ستونها به راحتی امکانپذیر نیست. بهتر است یکی از تیرها را به عنوان مبنا قرار داده و بر اساس آن تراز نشیمنها ترسیم شود. برای جلوگیری از اشتباه باید این مساله به صورت یک توضیح متنی در نقشه ذکر گردد و تعیین تراز دقیق نشیمنها به مجری نقشه واگذار شود .

4- در هر طبقه مقطع ستون باید به شکلی مشخص شود. برای این منظور میتوان عنوان سکشنی که در ان مقطع ستون مورد نظر ترسیم شده است را ارجاع داد. برای ستونهای طبقاتی که مقطع ستون با طبقه زیر مشابه است میتوان از این مساله صرفنظر کرد و تنها در طبقاتی که مقطع ستون تغییر میکند این نمایش مقطع را انجام داد .

5- بهتر است که اجزای تشکیل دهنده ستون در هر طبقه (مقطع اصلی به همراه ورقهای تقویتی تشکیل دهنده ستون و همچنین ورقهای بست و ورقهای انتهایی و اتصال در مورد ستونهای مشبک) در صورت دیده شدن در نمای ستون ، نمایش داده شده و با متن مشخصات این ورق توضیح داده شود. در این حالت باید محل قطع ورقهای تقویتی در ارتفاع ستون در محل تغییر مقطع را مشخص نمود. این محل باید بالاتر از تراز روی تیر متصل به ستون در هر طبقه باشد. در صورت اتصال بادبند به ستون این تراز بالاتر از تراز روی ورق اتصال بادبند به ستون باید باشد. به جای اینگونه نمایش ستون که معمولاً سخت و وقتگیر است میتوان ترسیم را به صورت شماتیک انجام داد. در این حالت نکات ذکر شده در بالا در مورد نقطه قطع ورق تقویتی و تغییر مقطع باید به صورت متنی در قسمت توضیحات نقشه یا در زیر ترسیم برش ستونها ذکر شود .

6- نمایش جزییات ریز مثل جوشها و سخت کننده های داخل ستون در این نمایش معمولاً ضروری نیست .

7- با توجه به اینکه موقعیت وصله ستون بر حسب وضعیت اجرایی در زمان اجرای سازه ممکن است متغیر باشد نیازی به نمایش این موقعیت در نقشه به صورت دقیق نیست اما با توجه به ممنوعیت وصله ستون در فاصله 1.2 متری بالا و پایین ستون در هر طبقه این مساله باید به نوعی در نقشه ذکر کرد. این مساله را میتوان در بخش توضیحات نقشه به صورت متنی ذکر کرد .

8- در هر مورد بهتر است که تعداد تیپ های استفاده شده از آن ستون در سازه هم ذکر گردد .

در مورد نمایش مقطع عرضی ستونها نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد :

1- شکل کامل مقطع ستون شامل کلیه اجزای ستون (مقطع اصلی به همراه ورقهای تقویتی و ورقهای بست در مورد ستونهای مشبک) باید ترسیم و نمایش داده شود .

2- ترسیم معمولاً با مقیاسهای بزرگتر مثلاً یک دهم یا یک بیستم انجام میشود .

3- مشخصات ابعادی هر یک از اجزای مقطع ستون (جز طول آنها که برای ستونهای مختلف بر حسب ارتفاع ستون میتواند متغیر باشد) را به صورت متنی بر روی مقطع ستون مشخص میکنیم .

4- مشخصات جوش قطعات به یکدیگر هم باید مشخص شود. در این زمینه باید توجه نمود که این مشخصات با فرضیات اولیه که در طراحی ستون در نظر گرفته شده است یکسان باشد. در این زمینه لازم است که به نکات زیر هم توجه شود :

- در صورتی که بر اساس نیاز به فشردگی یا فشردگی لرزه ای ستون ، اتصال بال به جان تیرورقها با جوش سراسری فرض شده است این مساله در جزییات ستونهای تیرورقی هم باید مورد توجه قرار گیرد. در مورد ستونهای دوبل لزومی ندارد که اتصال دو مقطع به هم با جوش سراسری باشد؛ البته به شرط آنکه هر یک از مقاطع ، شرایط فشردگی یا فشردگی لرزه ای را بر حسب نیاز داشته باشند .

- در صورت منقطع بودن جوش ، در تعیین طول قطعات جوش و فواصل آزاد بین این قطعات باید به ضابطه بند 10-1-4-4-1 مبحث دهم (در مورد ستونهای دارای ورق تقویتی سراسری) توجه نمود .در مورد ستونهای دوبل بدون ورق تقویتی، در آیین نامه به طور واضح ضابطه ای ذکر نشده است اما به نظر میرسد که ضابطه بند 10-1-4-4-2 مربوط به اعضای فشاری مرکب با لقمه در مورد فواصل قطعات جوش از یکدیگر در این ستونها قابل استفاده باشد. به هر حال در این مورد باید با توجه به ابهام آیین نامه تا حدی به صورت محافظه کارانه عمل کرد. در هر صورت در مورد ستونهای با جوش منقطع باید توجه کرد که بخشی از ستون باید با جوش سراسری ساخته شود. این بخش در شکل 10-1-4-2 مبحث دهم نمایش داده شده است .این قسمتها شامل موارد زیر میباشد :

الف- اتصال ستون به صفحه ستون به ارتفاعی حداقل برابر بعد بزگتر مقطع ستون

ب- قسمتی از ستون در مجاورت اتصال تیر به ستون به ارتفاع بزرگترین تیر متصل به ستون به اضافه قسمتهایی اضافه در بالا و پایین که اجزای اتصال تیر به ستون در آن قرار میگیرد .

برای نمایش قسمتهای بالا میتوان از یک دتایل کلی استفاده نمود و یا آن را در بخش توضیحات نقشه به صورت متنی گنجاند .

-در مورد جزییات جوش ستونها باید به محدودیتهای بعد جوش هم مطابق آیین نامه توجه نمود. بخشی از این محدودیتها در شکل 10-1-4-2 مبحث دهم و بخشی دیگر که مربوط به حداقل و حداکثر بعد جوش است در بند 10-1-10-2 ب – 2 مبحث دهم ذکر گردیده است .

-در مورد ستونهای تیرورقی که عمدتاً به شکل H ، قوطی یا صلیب هستند جهت تعیین بعد و طول جوش اتصالات جان به بال باید

به نکات ذکر شده در بند 10-1-4-5 مبحث دهم هم توجه نمود. در این مورد اگر این ستونها برای قابهای خمشی استفاده شده باشد ، طول و بعد جوش باید بر اساس جریان برش در محل اتصال بال به جان و استخراج برش ماکسییم وارد بر مقطع ستون طراحی شود. نحوه طراحی این جوش در مراجع مختلف ذکر گردیده است. در صورتی که این ستونها برای قابهای مفصلی استفاده شده باشند ، رعایت حداقلهای ذکر شده در قسمتهای قبل کفایت خواهد کرد و نکته ویژه قابل توجهی برای این جوشها به صورت اضافه ، لازم به رعایت نیست .

در مورد ترسیم برش عمودی قابهای بادبندی توجه به نکات زیر ضروری است :

1- هر چند بهتر است که ترسیم ستونها و بادبندها و تیرها با رعایت مقیاس انجام گیرد اما حداقل در مورد ترسیم تیر و ستون میتوان آنها را به صورت شماتیک ترسیم نمود. در مورد بادبندها بهتر است مقیاس رعایت شود و آنها بر اساس عرض مقطع به صورت مقیاس شده ترسیم شوند .

2- در هر قاب ترسیم دهانه ای که دارای بادبند میباشد کفایت میکند .

3- این ترسیم را باید به صورت مقیاس شده و ترجیحاً با مقیاس یک صدم انجام دهیم. در مورد تیپ بندی هایی که مربوط به دهانه های بادبندی مختلف با دهانه های متفاوت میباشند رعایت این مقیاس در راستای عرضی ضروری نیست .

4- قابهای چند دهانه ای که چند تیپ بادبند در کنار هم در آنها قرار دارد در ترسیم مقطع آنها میتوان آنها را به صورت مشترک ترسیم نمود .

5- در ترسیم این برشها باید آکسهای تیر ها ، ستونها و بادبندها را هم ترجیحاً با خطچین نمایش دهیم. ترسیم باید به گونه ای باشد که جز در مورد قابهای EBF آکس تیرها ، بادبندها و ستونها با هم در یک نقطه متقارب باشد .در مورد بادبندهای 7 و 8 آکس بادبند و تیر باید در وسط تیر به هم برخورد نمایند. در مورد بادبندهای برون محور یا EBF آکس بادبند و تیر باید در محل شروع قطعه رابط و یا اندکی به سمت داخل قطعه رابط به یکدیگر برخورد نمایند .

6- علاوه بر تیر و ستون و بادبند باید ورقهای اتصال بادبندی نیز ترجیحاً به صورت مقیاس شده نسبت به حالت واقعی ترسیم شوند. در صورت استفاده از سخت کننده در اتصالات یا داخل جان تیر (در مورد تیرهای متصل به بادبند 7 و 8 یا EBF) این سخت کننده ها نیز باید ترسیم شوند .

7- در برش عمودی قابهای بادبندی باید به صورت متنی مقطع بادبندها در هر طبقه به همراه ابعاد ورقهای اتصال مشخص شود. در صورت استفاده از سخت کننده باید ابعاد این سخت کننده ها نیز ذکر شوند. در مورد قابهای EBF موقعیت این سخت کننده ها در

جان تیر هم باید نمایش داده شود. جزییات مقاطع تیرها و ستونها لزومی به ذکر دوباره در این قسمت نیست .

8- جزییات ریزتر اتصالات نظیر نحوه جوش و بعد جوش لازم نیست که در برش عمودی ستونها ذکر گردد. این جزییات در دتایلهای اتصالات بادبندی ذکر میگردد .

در مورد جزییات اتصالات کف ستونها هم ذکر چند نکته زیر ضروری است :

1- در این جزییات باید یک پلان مقیاس شده از هر تیپ صفحه ستون شامل صفحه ستون ، بولتها و سخت کننده ها و ستون ترسیم شود .

2- مقیاس ترسیم صفحه ستونها معمولاً یک دهم یا یک بیستم است .

3- علاوه بر پلان بهتر است که یک برش عمودی از هر صفحه ستون نیز ترسیم گردد .

4- بهتر است جوشهای اتصال قطعات مختلف صفحه ستون به یکدیگر نیز به شکلی نمایش داده شود. به هر حال باید بعد جوش اتصال به نحوی نمایش داده شود .

5- موقعیت بولتها در صفحه ستون همچنین موقعیت سخت کننده ها باید در روی صفحه ستون با اندازه گذاری نمایش داده شود .

6- باید دقت کرد که سخت کننده ها و بولتها و ورقهای اتصال بادبندی (در صورت اتصال بادبند به صفحه ستون) با یکدیگر تداخل نداشته باشند .

7- جزییات بولتها شامل طول رزوه ، طول کلی و طول بعد از خم باید به صورت جداگانه نمایش داده شود .

8- معمولاً در وسط صفحه ستون یک سوراخ هواگیری قرار داده میشود که در دتایلها باید این سوراخ نیز نمایش داده شود .

9- برخی از ورقهای سخت کننده حالت مثلثی یا ذوزنقه ای شکل دارند که بهتر است جداگانه شکل این ورقها در کنار دتایل اصلی به صورت اندازه گذاری شده نمایش داده شود. میتوان این ورقها را شماره گذاری کرده و تمام این ورقها را به صورت جدول بندی شده به صورت کلی نمایش داد .

10- بهتر است تعداد استفاده شده از هر دتایل در نقشه در زیر هر دتایل ذکر گردد .

در مورد ترسیم جزییات وصله ستونها هم ذکر چند نکته زیر مفید است :

1- این دتایلها به سه دسته وصله همسایز ، وصله غیرهمسایز با ورقهای پر کننده و وصله غیرهمسایز با ورق نشیمن اتصال ، بین دو ستون تقسیم میشوند .حالت دوم برای اتصال دو ستون با اختلاف سایز اندک و حالت سوم برای اتصال دو ستون با اختلاف سایز قابل توجه استفاده میشود .

نکته : برای اتصال حالت سوم بهتر است از دتایل ذکر شده در 10-3-2 مبحث دهم استفاده نمود. در این دتایل تغییر سایز به صورت تدریجی با شیب یک به شش انجام میشود. این دتایل به صورت توصیه میباشد و فعلاً حالت اجباری ندارد .

2- ترسیم دتایل بهتر است هم در پلان و هم در نمای عمودی انجام شود. به هر حال ترسیم باید به گونه ای باشد که به صورت واضح جزییات وصله در ان مشخص باشد .

3- در جزییات باید ورقهای وصله به همراه ابعاد و جزییات جوش و یا اتصال پیچی آن مشخص شود .

4- معمولاً در ترسیم این جزییات از چند دتایل کلی استفاده میشود و جزییات دقیقتر اتصال برای مقاطع مختلف به صورت جداگانه و ترجیحاً جدولبندی شده ذکر میگردد .

5- بعضاً برای این جزییات از دتایلهای آماده استفاده میگردد. در صورت استفاده از این دتایلها غیر از لزوم اطمینان از صحت دتایل باید دقت کرد که از گنجاندن دتایلهایی که در نقشه بدون کاربرد است به دلیل ایجاد شلوغی و احتمال ایجاد اشتباه در اجرا خودداری نمود. این مساله را باید در مورد مابقی دتایلهای آماده نیز رعایت نمود .

در مورد جزییات اتصالات بادبندها هم ذکر چند نکته زیر ضروری است :

1- دتایلهایی که رسم میشود معمولاً محدود به موارد زیر میباشد :

- دتایل اتصال بادبند به تیر و ستون

- دتایل اتصال بادبند به صفحه ستون

- دتایل اتصال بادبند در وسط در مورد بادبندهای ضربدری

- دتایل اتصال بادبند به وسط تیر در مورد بادبندهای 7و 8

- دتایل اتصال بادبند به تیر در بادبندهای برون محور

- دتایل سخت کننده ها در داخل تیرهای متصل به بادبندهای 7 و 8 یا برون محور

- دتایل اتصال بادبندهای دوبل به همدیگر به وسیله لقمه یا ورق بست

- دتایل وصله بادبندها

2- در ترسیم دتایلهای ذکر شده معمولاً به ترسیم یک دتایل کلی کفایت میشود و جزییات برای حالات مختلف با استفاده از جدول نمایش داده میشود .

3- در دتایل اتصال بادبندهای دوبل به یکدیگر ، فاصله ورقهای بست یا لقمه باید بر اساس ضابطه بند 10-1-4-4-2 تعیین شود.

در این مورد با توجه به اینکه شرایط متغیری برای یک مقطع بادبند بر اساس لاغری های متفاوت ممکن است رخ دهد ، باید شرایط بحرانیتری که در سازه حاکم است را لحاظ نماییم و در واقع باید معیار تعیین فاصله بین ابعاد ورق بست یا لقمه حداقل لاغری رخ داده برای هر مقطع در سازه مورد نظر باشد. وجود دو بست یا لقمه در دو انتهای بادبند ضروری است که این مساله به نحوی باید در دتایلها نمایش داده شود و یا به صورت متنی در بخش توضیحات نقشه قرار داده شود. ابعاد ورقهای بست یا لقمه یک ابعاد حداقل اجرایی بر اساس مقطع بادبند میباشد و آیین نامه در این مورد ضابطه خاصی ندارد .

به ضمیمه چند نمونه فایل کامل نقشه سازه های فلزی قرار داده شده است که در این مورد میتواند به شما کمک نماید[40]. نقشه ها متنوع و شامل سازه های با اتصال جوشی و بعضاً پیچ و مهره ای میباشند.

ترسیم پلان تیپ بندی ، ستون ، دیوارهای برشی ، به همراه برش عمودی و عرضی آنها و دتایلهای مربوطه

این بخش مشابه قسمت قبل اما ویژه سازه بتنی است. این بخش شامل موارد زیر است :

1- پلان تیپ بندی ستونها به همراه دیوارهای برشی (در صورت وجود)

2- برش عمودی ستونها

3- مقطع عرضی ستونها

4- مقطع عمودی دیوارهای برشی (در صورت وجود)

5- مقطع عرضی دیوارهای برشی (در صورت وجود)

6- جزییات خاص مربوط به دیوارهای برشی و ستونها (در صورت نیاز)

قبل از انجام این مرحله باید یک تیپ بندی برای ستونها و دیوارهای برشی بر اساس نتایج طراحی در ETABS انجام دهیم. قبلاً گفته ایم که برای طراحی ستونها و دیوارهای برشی دو حالت Reinforced to be Design و Reinforced to be checked وجود دارد. در حالت دوم تیپ بندی مقطع ستونها و دیوارهای برشی از نظر مقدار آرماتور طولی در نرم افزار انجام شده است و تنها نیاز به یک تیپ بندی برای آرماتورهای عرضی ستون میباشد. اما در حالت اول لازم است که هر دو تیپ بندی را بر اساس نتایج نرم افزار انجام دهیم. در مورد برداشت نتایج نرم افزار در این زمینه در قسمتهای قبل توضیحات کافی داده شده است .در

[40]- نقشه های مورد اشاره در فولدر شماره 15 در دسترس میباشند.

اینجا به چند نکته دیگر در مورد نحوه ساخت تیپهای ستون و دیوار برشی اشاره میشود. قابل ذکر است که این تیپ بندی برای مقطع عرضی آنها میباشد و فعلاً بحثی روی تیپ بندی آنها در ارتفاع سازه نیست. در ابتدا نکات مربوط به تیپ بندی مقطع عرضی ستونها مورد اشاره قرار میگیرد :

1- حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی ستونها برابر یک درصد و حداکثر آن برابر 6درصد است که مورد دوم با احتساب آرماتورهایی میباشد که در یک مقطع وصله پوششی میشوند. مورد اول (حداقل آمارتور طولی) در نرم افزار رعایت میگردد ، اما در مورد حداکثر آرماتورهای طولی مقدار حداکثر 6 درصد بدون احتساب وصله آرماتورها میباشند. به همین جهت کنترل حداکثر آرماتور طولی باید جداگانه انجام شود. برای اینکه مطمئن شویم که که این ضابطه به طور کامل در تمام مقاطع ستونها بدون توجه به میزان آرماتورهایی که همزمان وصله میشوند رعایت میگردد باید کنترل کنیم که درصد آرماتورهای طولی گزارش شده توسط نرم افزار از 3 درصد بیشتر نشود. در غیر این صورت بهتر است که از مقطعی بزرگتر استفاده کنیم تا این حداکثر درصد رعایت گردد .

2- تعداد آرماتورهای طولی باید زوج و ترجیحاً ضریبی از چهار تعریف شود. به هر حال نحوه توزیع آرماتورها در محیط مقطع ستون باید با پیش فرضی که به نرم افزار معرفی شده است یکسان یا تقریباً یکسان باشد .

3- برای چیدمان آرماتورهای طولی در محیط ستون معمولاً دو حالت دایره ای و مستطیلی وجود دارد. در حالت اول باید از آرماتور عرضی به صورت مارپیچ استفاده شود و در حالت دوم از تنگ بسته. در حالت اول تعداد آرماتورهای طولی حداقل باید 6 عدد و در حالت دوم حداقل 4 عدد باید باشد .

4- تعداد میلگردهای طولی و چیدمان آنها باید به گونه ای باشد که فاصله آزاد بین آرماتورهای طولی از مقدار تعیین شده در بندهای 9-11-11-1 و 9-11-11-1-4 مبحث نهم کمتر نشود. بر این اساس فاصله آزاد بین آرماتورهای طولی نباید از سه مقدار زیر بیشتر شود :

-1.5 برابر قطر میلگرد بزرگتر

-40 میلیمتر

-1.33 برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

قطر بزرگترین سنگدانه بتن باید توسط خود مهندس طراح فرض شود .

همچنین فاصله محور تا محور میلگردهای طولی متوالی نباید از 20 سانتیمتر بیشتر باشد .

5- در مورد چیدمان آرماتورهای طولی در صورت نیاز میتوان از ضوابط بند 9-11-11-2 مبحث نهم در مورد گروه میلگردهای در تماس هم استفاده نمود .البته با توجه به محدودیتهایی که این نحوه چیدمان آرماتور دارد بهتر است که از این نحوه چیدمان در جهت اطمینان استفاده ننماییم .

6- در مورد چیدمان آرماتورهای طولی باید ضوابط پوشش بتن روی آرماتورها را نیز در نظر گرفت. این ضوابط قبلاً مورد اشاره قرار گرفته است .

7- در مورد آرماتورهای عرضی آنچه که نرم افزار به عنوان نتیجه ارایه میکند نسبت Av/S برای دو جهت اصلی ستونها میباشد که باید بر اساس آن مقدار آرماتورهای عرضی برای تیپ های مختلف ستون استخراج شود. در این مورد لازم است که به نکات مورد اشاره در بندهای بعدی توجه شود

8- در صورت استفاده از مارپیچ (دورپیچ) باید ضوابط بند 9-11-9-3 مبحث نهم را رعایت نمود از جمله باید مطابق ضابطه بند 9-11-9-3-12 مبحث نهم در مورد نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته از مقدار رابطه 9-11-6 بیشتر در نظر گرفته شود. قطر میلگرد دورپیچ حداقل باید 6 میلیمتر و گام دورپیچ بین 25تا 75 میلیمتر باشد. گام مارپیچ همچنین نباید از یک ششم قطر هسته داخلی بتن بیشتر شود. دورپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت گردد. این فاصله نگهدارها باید مطابق ضوابط بندهای 9-11-9-3-9 و 9-11-9-3-10 باشند .

9- در صورت استفاده از تنگ بسته باید ضوابط ذکر شده در مورد این آرماتورها در بند 9-12-6 مبحث نهم رعایت گردد. بر این اساس حداقل آرماتور برشی در هر دو جهت مقطع ستون باید ضابطه بند 9-12-6-3 را ارضا نماید. این مقدار برابر 0.35bw.S/fy میباشد .

10- در تعیین فواصل آرماتورهای برشی در حالت استفاده از تنگ بسته باید ضوابط بند 9-12-6-4 را رعایت نمود. بر این اساس این حداکثر فاصله باید d/2 یا d/4 باشد که d ارتفاع موثر مقطع است. معمولاً در ستونها ضابطه بند 9-12-6-4-3 در مورد مقدار برش وارد بر ستون حاکم نیست و میشود این حداکثر فاصله را به d/2 محدود کرد. علاوه بر مورد ذکر شده در بند مذکور باید ضوابط بند 9-12-12-4 نیز رعایت شود. بر این اساس فاصله آرماتورهای عرضی باید از مقادیر زیر هم کمتر باشد :

-12 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی

-36 برابر قطر میلگرد خاموت

- کوچکترین بعد ستون

-25 سانتیمتر

11 - در مورد قطر ارماتورهای عرضی باید این قطر حداقل برابر 6 میلیمتر و یک سوم قطر بزرگترین آرماتور طولی (برای آرماتورهای طولی با قطر 30 میلیمتر یا کمتر) یا 10 میلیمتر (برای آرماتورهای طولی با قطر بیش از 30 میلیمتر) لحاظ شود .

12- آرماتورهای عرضی میتواند ترکیبی از آرماتورهای عرضی مختلف نظیر تنگ بسته ، رکابی و یا سنجاقی باشد. در استفاده از این موارد به نحوی باید این ترکیب انجام شود که ضوابط بند 9-12-12-5 مبحث نهم نیز رعایت شود. بر این اساس باید میلگردهای طولی به صورت یک در میان در گوشه یک میلگرد عرضی با زاویه حداکثر 135 درجه قرار گیرد. برای میلگردهای طولی با فاصله بیشتر از 15سانتیمتر با میلگرد مجاور این مساله به جای یک در میان باید به صورت متوالی برای میلگردهای طولی رعایت شود .

13- در مورد قابهای خمشی با حد شکلپذیری متوسط و زیاد علاوه بر ضوابط ذکر شده در بالا باید ضوابط فصل بیستم از مبحث نهم هم رعایت گردد. به طور خاص برای قابهای خمشی متوسط ضوابط بخش 9-20-3 و برای قابهای خمشی ویژه ضوابط بخش 9-20-4 باید رعایت گردد. در بندهای بعدی به صورت جزیی تر به این بندها اشاره میشود .

14- برای قابهای خمشی متوسط و ویژه ستون به دو ناحیه میانی و انتهایی (در دو قسمت بالا و پایین ستون) تقسیم میشود. قسمتهای انتهایی در هر یک از دو انتها دارای طول l0 میباشد. در این طول باید ضوابط اضافی برای آرماتورهای عرضی رعایت گردد. مقدار این طول در هر یک از دو انتها برای قابهای خمشی متوسط و ویژه حداقل برابر مقادیر زیر باید باشد :

-یک ششم ارتفاع آزاد ستون (یا به بیان دیگر یک ششم ارتفاع مفید هر طبقه)

-ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای ستون

-45 سانتیمتر

15 -در قابهای خمشی متوسط در مورد ناحیه L0 باید ضوابط زیر برقرار باشد :

- قطر میلگرد تنگ حداقل باید 8 میلیمتر باشد .

- فاصله تنگها از یکدیگر بیشتر از مقادیر نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون ، 8 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ، 24 برابر قطر خاموتها و 250 میلیمتر نباید اختیار شود .

در مورد دورپیچها ضوابط ویژه اضافی لازم به رعایت نیست .

علاوه بر موارد ذکر شده در بالا باید ضوابط بندهای 9-20-3-2-2-6 و 9-20-3-2-2-7 را مورد توجه قرار داد .

16- در قابهای خمشی ویژه در مورد ناحیه l0 باید ضوابط بند 9-20-4-2-3-2 مبحث نهم رعایت گردد. علاوه بر آن ضابطه بند 9-20-4-2-3-4 نیز باید رعایت گردد. به این ترتیب باید در این مورد ضوابط زیر را رعایت نمود :

- قطر میلگرد عرضی حداقل باید 8 میلیمتر باشد .

- فاصله بین این میلگردها در راستای طولی ستون باید از مقادیر یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون ، 6 برابر کوچکترین میلگرد طولی و 125 میلیمتر کوچکتر باشد .

علاوه بر موارد ذکر شده در بالا ضوابط بندهای 9-20-4-2-3-5 تا 9-20-4-2-3-11 را هم در مورد آرماتورهای عرضی قابهای خمشی ویژه مورد نظر قرار داد. به طور مثال بر اساس ضابطه بند 9-20-4-2-3-11 در قسمتهایی غیر از طولی که نیاز به آرماتور عرضی ویژه است (نظیر نواحی غیر از ناحیه l0) قطر آرماتور عرضی حداقل باید 8 میلیمتر و فاصله بین آرماتورهای عرضی از هم در راستای طولی ستون باید کمتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل عضو ، نصف قطر مقطع دایره ای شکل عضو ، شش برابر قطر میلگرد طولی و یا 200 میلیمتر باشد .

17- بر اساس موارد ذکر شده در بالا مقدار آرماتورهای عرضی در قسمت میانی ستون با طول l0 در بالا و پایین آن متفاوت خواهد بود. به این ترتیب در هر طبقه دو مقطع برای ستون مورد نیاز است که اختلاف آنها در آرماتور عرضی آنها میباشد. بهتر است که تیپ بندی به گونه ای انجام شود که اختلاف این دو حالت فقط در فواصل آرماتورهای عرضی از هم باشد و قطر و علی الخصوص شکل کلی آرماتورهای عرضی با هم یکی باشد. در این صورت نیازی به ترسیم مقطع ستون به صورت جداگانه نیست و تنها به صورت نوشته فاصله بین خاموتها در راستای طولی ستون برای دو ناحیه میانی و l0 به صورت جداگانه نوشته میشود. (حتی در صورت متفاوت بودن قطر خاموتها هم میشود این ترسیم را برای هر تیپ مقطع ستون یکبار انجام داد) .

18- در ترسیم مقاطع ستونها برای هر یک از اجزای تشکیل دهنده آرماتورهای عرضی باید در دو انتها مهاری مناسب به صورت قلاب در نظر گرفته شود. ضوابط این مهارها در در بندهای 9-18-2-2 و 9-18-2-3 ذکر شده است .

19- در تیپ بندی مقاطع ستونها جهت راحتی در اجرا باید دقت نمود که تعداد تیپ های ستونها بیش از اندازه زیاد نشود و بهتر است فقط از تعداد محدودی از تیپهای مقاطع عرضی برای ستونها استفاده کرد. حتی الامکان بهتر است که جهت جلوگیری از وصله های بیش از اندازه ، آرماتورهای طولی دارای قطر یکسانی باشند و تعداد آنها را تغییر داد. در مورد آرماتورهای عرضی نیز بهتر است همین مساله رعایت شود و از قطرها و شکلهای خیلی متنوع برای این آرماتورها استفاده ننمود .

موارد ذکر شده در بالا برای تیپ بندی مقطع ستونها بود. در مورد سازه های دارای دیوار برشی این مراحل نیز باید با رعایت نکات زیر انجام شود :

1- مقدار آرماتورهای افقی (برای تحمل برش وارد بر مقطع دیوار) که از نرم افزار استخراج میشود نباید کمتر از 0.0025 مساحت مقطع دیوار عمود بر راستای این آرماتور ها باشد. فاصله محور تا محور این آرماتورها بر اساس ضابطه بند 9-12-6-4-1 نباید از سه برابر ضخامت دیوار ، یک پنجم طول دیوار و 350 میلیمتر بیشتر باشد. این آرماتورها در نرم افزار به عنوان آرماتور برشی مورد طراحی قرار گرفته و گزارش میشود .

2- مقدار آرماتورهای طولی (عمودی) دیوار که از نرم افزار استخراج میشود باید ضابطه بند 9-12-16-4-2 را نیز ارضا نماید. بر این اساس مقدار نسبت سطح مقطع این آرماتورها به سطح مقطع دیوار (عمود بر راستای این آرماتورها) نباید از مقدار رابطه 9-12-33 کمتر باشد. در صورتی که مقدار آرماتورهای عمودی حداقل برابر آرماتورهای افقی اختیار شود کنترل رابطه فوق نیازی نیست .توجه نمایید که در صورتی که دیوار به صورت Simplified T and C در نرم افزار لحاظ شده باشد تنها آرماتورهای عمودی دو انتهای دیوار توسط نرم افزار گزارش میشود و آرماتورهای عمودی ناحیه میانی دیوار یا باید بر اساس رابطه 9-12-33 محاسبه شود و یا در جهت اطمینان حداقل برابر آرماتور افقی دیوار لحاظ شود. توجه گردد که مطابق ضابطه بند 9-12-6-4-2 فاصله بین این آرماتورها از هم نباید از سه برابر ضخامت دیوار ، یک سوم طول دیوار و 35 سانتیمتر بیشتر لحاظ شود .

3- هر چند که در برخی حالات خاص استفاده از یک سفره آرماتور در دیوار قابل قبول میباشد اما بهتر است در جهت اطمینان فرض را به وجود دو سفره آرماتور در دیوار قرار داد و بر اساس آن مقاطع عرضی دیوارهای برشی را طراحی و تیپ بندی نمود و در تبدیل نتایج نرم افزار به آرماتورهای دیوار باید به این مساله نیز توجه نمود. به طور مثال در به دست آوردن ارماتورهای افقی دیوار در هر سفره ، باید مقادیر گزارش شده توسط نرم افزار را به دو تقسیم نمود و بر اساس عدد به دست آمده آرماتور مورد نیاز در هر سفره را استخراج نمود .

4- علاوه بر موارد ذکر شده در قسمتهای قبل آرماتورهای دیوار برشی باید محدودیتهای ذکر شده در بند 9-16-4 را هم ارضا نماید. بر این اساس مطابق ضابطه بند 9-16-4-2 نسبت سطح مقطع آرماتورهای قائم به سطح مقطع دیوار (صفحه افقی دیوار) در حالت استفاده از آرماتور S400 با قطر 16 میلیمتر یا کمتر نباید از 0.0012 کمتر اختیار شود. در بقیه موارد این مقدار حداقل برابر 0.0015 میباشد. در صورتی که بر اساس ضوابط مراحل قبل، آرماتورهای قائم را برابر آرماتور افقی لحاظ کرده باشیم عملاً ضابطه این قسمت نیز رعایت میشود و نیازی به کنترل نیست. در مورد دیوارهای برشی با حد شکلپذیری متوسط و ویژه باید

ضابطه بند 9-20-4-3-2-1 هم رعایت گردد. در صورتی که مقدار سطح مقطع آرماتورهای قائم و افقی حداقل برابر 0.0025 سطح مقطع دیوار فرض شده باشد عملاً ضابطه این بند نیز رعایت میگردد. مطابق بند 9-16-4-4 نیز مقدار آرماتورهای قائم و افقی نسبت به سطح مقطع دیوار (عمود بر راستای این آرماتورها) نباید از 0.04 بیشتر شود. این محدودیت باید در محل وصله ها نیز رعایت گردد. جهت رعایت این محدودیت بهتر است که بدون توجه به درصد آرماتورهایی که در هر مقطع وصله میشوند، مقدار سطح مقطع آرماتورها به سطح مقطع دیوار را به 0.02 محدود نماییم. این محدودیت در نرم افزار نیز قابل اعمال است و در صورتی که قبلاً آن را در تنظیمات نرم افزار وارد کرده باشیم نیازی به کنترل دوباره آن به صورت دستی نیست .

5- در مورد خاموت بندی آرماتورهای قائم دیوار باید به ضابطه بند 9-16-4-7 توجه نمود. بر این اساسا در صورتی که مقدار آرماتورهای قائم به سطح مقطع دیوار کمتر از 0.01 باشد نیازی به خاموت بندی دیوار به صورت تنگ بسته نیست .در غیر این صورت باید همانند ستون و مطابق ضوابط ستونها آرماتورهای قایم دیوار برشی را خاموت بندی نمود. این ضوابط در بالا مورد اشاره قرار گرفته است. البته در هر صورت باید به عنوان یک حداقل اجرایی یک سری آرماتور عرضی در راستای عمود بر صفحه قایم دیوار و در راستای ضخامت دیوار ، به صورت قلاب به عنوان فاصله نگهدار بین دو سفره آرماتور دیوار قرار داد. این آرماتورها ضابطه خاصی در آیین نامه ندارند و بر اساس حداقلهای اجرایی تعیین میشوند .در حالتی که دیوار به صورت Simplified T and Cفرض میشود ، آرماتورهای قائم دیوار در دو انتهای متمرکز میشوند و معمولاً مقدار این آرماتورها بیش از 0.01سطح مقطع دیوار در آن قسمت هستند که در نتیجه برای این آرماتورها باید خاموت بندی مناسب در نظر گرفته شود. علاوه بر این در نرم افزار یک ناحیه در دو انتها به عنوان ناحیه مرزی (Boundary Element) در نظر گرفته شده و طول آن گزارش میشود. این دو ناحیه در دو انتها نیز همانند ستون باید دارای خاموت بندی مناسب باشند. ضابطه خاموتبندی این بخش از دیوار مطابق بند 9-20-4-3-3-2 تا 9-20-4-3-3-4 میباشد. ضابطه خاص آرماتورهای عرضی در این قسمت همانند همین ضابطه در ستونهای قابهای خمشی ویژه است که در بندهای 9-20-4-2-3-2 تا 9-20-4-2-3-6 ذکر شده است. در قسمتهای قبل در مورد ستونها اشاره هایی به این ضوابط شده است. علاوه بر آن باید توجه کرد که عرض قسمت مرزی در دیوار حداقل باید 300 میلیمتر و فاصله بین میلگردهای طولی همانند ستونها حداکثر باید 200 میلیمتر باشد .

6- میلگردهای افقی دیوار باید مطابق ضابطه ذکر شده در بند 9-20-4-3-3-6 در دو انتهای خود در لبه دیوار مهار گردند. در صورتی که در دو لبه ناحیه مرزی نداشته باشیم کافیست که این میلگردها به یک قلاب استاندارد ختم شوند و آخرین میلگرد قائم را در بر بگیرند. در صورتی که دیوار دارای ناحیه مرزی باشد ، میلگردهای قائم لبه دیوار باید به وسیله رکابی هایی که دارای قطر و

فاصله مشابه میلگرد افقی هستند و به آنها وصله میشوند ، نگهداری شوند. در این حالت باید آرماتورهای افقی را به داخل حلقه ناحیه مرزی به اندازه طول مهاری (مستقیم یا در صورت نیاز بر اساس مهار به صورت قلاب استاندارد) به داخل این ناحیه ادامه داده شود. در مورد دیوارهای برشی متصل به ستون مهار آرماتورهای طولی در داخل ستون و با قلاب استاندارد انجام میشود.در این حالت ستون به صورت ناحیه مرزی برای دیوار محسوب میشود .

7- ضوابط دیوارهای برشی با حد شکلپذیری متوسط و زیاد در موارد ذکر شده در بالا تقریباً یکسان است جز آنکه در مورد قابهای خمشی متوسط میتوان حالات استثنا ذکر شده در بندهای 9-20-3-3-2 و 9-20-3-3-3 را جایگزین ضوابط قابهای خمشی ویژه نمود .

8- در تیپ بندی و ترسیم مقاطع عرضی دیوارها باید به ضوابط پوشش بتن روی آرماتورها هم توجه نمود .

9- در تیپبندی آرماتورهای دیوار نیز همانند ستونها باید دقت کرد که از تیپهای خیلی متنوع استفاده نشود و برای ارماتورهای دیوار فقط از قطرهای محدودی حتی الامکان استفاده گردد .

با توجه به موارد ذکر شده در بالا تیپ بندی ستونها و دیوارهای برشی در مقاطع عرضی تکمیل میشود. همزمان با این تیپبندی میتوان آنها را نیز در نقشه اتوکد ترسیم نمود. ترسیم این مقاطع عرضی را باید با مقیاس مناسب (به طور مثال یک دهم ، یک بیستم یا یک به بیست و پنج) انجام دهیم و به هر تیپ نامی مناسب اختصاص دهیم .

بعد از تعیین مقاطع عرضی دیوار ، شروع به ترسیم پلان تیپ بندی ستونها و دیوارهای برشی مینماییم. در این زمینه توجه به نکات زیر ضروری است :

1- پلان به صورت مقیاس شده ترجیحاً با مقیاس یک صدم ترسیم میشود .

2- هر گونه اختلاف در تعداد طبقات ستون ، مقطع ستون حتی در یکی از طبقات ، تراز اتصال تیر به ستون (در حالتی که دارای سقف با اختلاف تراز باشیم) باید به صورت یک تیپ جدید ستون لحاظ گردد .

3- موارد ذکر شده در بند قبلی در مورد تیپ بندی ستون باید در مورد تیپ بندی دیوارهای برشی هم باید لحاظ شود .

4- بهتر است در پلان مقطع عرضی ستونها و دیوارهای برشی با ابعاد واقعی مربوط به طبقه روی پی ترسیم شود. در این مورد لزومی ندارد که آرماتورهای طولی و عرضی ستون و دیوار برشی را در پلان کلی ترسیم نماییم .

بعد از ترسیم پلان کلی تیپ بندی ستونها و دیوارهای برشی نوبت به ترسیم مقطع عمودی آنها میرسد. در این زمینه توجه به نکات زیر ضروری به نظر میرسد :

1- ترسیم مقاطع عمودی به صورت مقیاس شده با مقیاس مناسب (مثلاً یک پنجاهم) باید انجام شود .

2- با توجه به اینکه ممکن است ارتفاع تیرهای متصل به ستون یا دیوار برشی متغیر باشد در نمایش مقطع عمودی ستون و دیوار تراز روی پی و تیرها در هر طبقه نمایش داده میشود و عدد مربوط به هر کدام نوشته میشود .

3- در ترسیم مقطع عرضی ستونها باید آرماتورهای طولی ، آرماتورهای عرضی ، امتداد آرماتورهای طولی در هر طبقه به میزان طول انتظار و وصله آنها با آرماتورهای طولی طبقه بعد ، امتداد آرماتورهای طولی در داخل پی و مهار آنها در داخل پی با قلاب 90 درجه و همچنین مهار آنها در تیرهای آخرین طبقه با قلاب استاندارد 90 درجه نمایش داده شود. در ترسیم آرماتورهای عرضی باید به تفاوت این آرماتورها در ناحیه l0 پایین و بالای ستون در هر طبقه هم توجه نمود و هم در ترسیم و هم به صورت متنی این مساله را نمایش داد. آرماتورهای عرضی باید در داخل پی و در مجاورت اتصال تیر به ستون نیز ادامه یابد .ترسیمات در این زمینه لزومی ندارد که به صورت کامل و دقیق و با نمایش تمام جزییات انجام شود و ترسیم در حدی که دتایل گویا باشد کفایت میکند.

مقدار آرماتور برشی در مجاورت اتصال تیر به ستون بستگی به سطح شکلپذیری سازه دارد. برای قابهای خمشی متوسط باید ضابطه بند 9-20-3-4 را رعایت نمود. بر این اساس مقدار آرماتور برشی در مجاورت اتصال تیر به ستون در داخل ستون (به ارتفاع بلندترین تیر متصل به ستون) نباید از مقادیر مورد اشاره در بند الف و ب بند مذکور کمتر باشد. برای رعایت این ضابطه کافیست که خاموتهای ناحیه l0 ستون را در این ناحیه با فاصله یک و نیم برابر نسبت به ناحیه مذکور قرار داد. البته به شرط آنکه مقدار به دست آمده از آرماتور حداقل برشی مطابق رابطه 9-12-13 کمتر نباشد. این مقدار برابر 0.35bw.S/fy میباشد .برای قابهای خمشی ویژه باید طبق ضوابط بند 9-20-4-4 عمل نمود .آرماتورگذاری عرضی در مجاورت اتصال تیر به ستون باید به گونه ای باشد که این قسمت از ستون برای حداکثر نیروی برشی که ممکن است به آن بر اساس ضوابط بند مذکور وارد میشود مقاومت کافی را داشته باشد .کنترل کفایت اتصال تیر به ستون از لحاظ تحمل نیروی برشی در نرم افزار برای قابهای خمشی ویژه انجام میشود و مقدار نسبت نیروی برشی وارد بر اتصال به ظرفیت اتصال در دو جهت اصلی آن گزارش میشود که باید کنترل شود که این نسبت کمتر از یک باشد. علاوه بر آن لازم است که در مجاورت اتصال تیر به ستون در داخل ستون آرماتورگذاری مطابق ضابطه بند 9-20-4-4-2 انجام پذیرد. در صورتی که در این ناحیه نیز همان آرماتورگذاری عرضی ویژه مربوط به ناحیه l0 را

ادامه دهیم نیاز به رعایت ضابطه اضافی دیگری نداریم. در مورد ستونهایی که از چهار سمت به تیر متصل هستند و عرض تیرها حداقل سه چهارم عرض ستون در قسمتی که به آن متصل میشوند هستند ، میتوان مطابق بند 9-20-4-4-2-2 از آرماتور کمتری استفاده نمود. در این ناحیه در ارتفاعی که برابر ارتفاع کوتاهترین تیر متصل به ستون است ، میتوان آرماتورگذاری عرضی ویژه ناحیه l0 را با رعایت بقیه مشخصات به نصف کاهش داد به بیان دیگر فاصله بین آنها را دو برابر کرد ؛ البته به شرط آنکه این فاصله از 150 میلیمتر بیشتر نشود .

4- در ترسیم مقطع عمودی دیوارهای برشی باید آرماتورهای افقی و قائم ، امتداد آرماتورهای قائم در هر طبقه به صورت آرماتور انتظار به همراه نمایش وصله آرماتور و طول آرماتور انتظار ، مهار آرماتورها در پی و سقف طبقه آخر با قلاب استاندارد 90 درجه به نحوی نمایش داده شود. این ترسیم لزومی ندارد که با جزییات کامل باشد و نمایش به گونه ای که دتایل گویا و قابل فهم باشد کفایت میکند. در مورد قابهای خمشی ویژه باید توجه نمود که چون وصله آرماتورها در خارج از ناحیه میانی ستون باید به صورت حداکثر یک در میان انجام شود باید طول آرماتورهای انتظار به صورت یک در میان به اندازه طول وصله میلگردهای کششی بیشتر از حالت عادی در نظر گرفته شود. این مساله باید به نحوی در برش عمودی ستونها برای قابهای خمشی ویژه نمایش داده شود .(نمونه ای از اینگونه نمایش آرماتورها در یکی از فایلهای اتوکد ضمیمه قابل مشاهده است[41]) .

5- در قسمتهایی که آرماتورهای اصلی با آرماتورهای انتظار ستون وصله میشوند وصله این دو ارماتور باید با رعایت ضابطه بند 9-11-11-3 انجام شود. بر این اساس در قسمت انتهای میلگرد انتظار لازم است که جهت وصله دو آرماتور از یک خم استفاده نمود که این خم باید با شیب حداکثر یک به شش اجرا شود. این خم باید در ترسیم مقطع عمودی ستون نمایش داده شود و جزییات دقیقتر آن به صورت جداگانه در قسمت دتایلهای سازه ترسیم شود. از این خم در محل تغییر مقطع ستون از سایز بزرگتر به سایز کوچکتر نیز استفاده میشود. این تغییر مقطع را میتوان در مجاورت اتصال تیر به ستون انجام داد. در صورتی که تغییر مقطع به گونه ای باشد که جا به جایی محور آرماتورها قبل و بعد از خم بیشتر از 75 میلیمتر باشد (به بیان دیگر تغییر سایز ستون بیشتر از 150 میلیمتر باشد) دیگر از این نوع خم نمیتوان استفاده نمود. در این حالت باید مطابق ضابطه بند 9-11-11-3-3 عمل نموده و میلگردهای انتظار جداگانه در قسمت عقب نشسته در ستون طبقه بالا تعبیه نموده و به اندازه طول مستقیم وصله به داخل ستون طبقه پایین امتداد داد. در این حالت میلگردهای طبقه پایین باید به صورت قلاب استاندارد در داخل تیر طبقه مهار شوند .

6- مطابق بند 9-20-3-2-2-7 برای قابهای خمشی متوسط ، در محل اتصال ستون به شالوده ، آرماتور طولی ستون که به داخل

[41]- فایلهای مورد اشاره در این بخش در فولدر شماره 16 در دسترس است.

پی برده شده است باید در طول حداقل برابر با 300 میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند 9-20-3-2-2-4 تقویت گردد. بند مذکور در قسمتهای بالا مورد اشاره قرار گرفته است. این خاموتها باید در مقطع عمودی ستونها نمایش داده شود. این ضابطه در مورد قابهای خمشی ویژه هم باید رعایت گردد. در این مورد خاموتها در این ناحیه باید از نوع ویژه (آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق با نیاز طول l0 ستون) باشند .

7- طولی از آرماتور که در داخل پی به صورت آرماتور انتظار باید قبل از اجرای ستون به صورت همزمان با اجرای پی در پی تعبیه شود را میتوان نسبت به روی پی اندکی کمتر از فاصله آزاد روی آرماتورهای سفره پایین پی تا روی پی لحاظ کرد. این طول باید قبلاً کنترل شده باشد که از طول مهار مستقیم آرماتورهای فشاری (البته با این فرض محافظه کارانه که تمام میلگردهای طولی ستون تحت فشار هستند) کمتر نباشد. این آرماتورها در انتهای خود باید به یک قلاب استاندارد 90 درجه ختم شوند. در مورد طول آرماتور انتظار در بالای تراز پی یا بالای تراز طبقات نیز قبلاً راهنمایی انجام شده است. این طول را میتوان در جهت اطمینان با فرض کششی بودن میلگردها بر اساس طول وصله آرماتورهای کششی طبق ضابطه بند 9-18-4-2-1 محاسبه و در نقشه اعمال نمود. برای آرماتورهای فشاری میتوان به جای این ضابطه ، ضابطه بند 9-18-4-3 را جایگزین نمود. محاسبه دقیقتر این طول در مراجع مختلف ذکر شده است

8- در صورت وجود سوراخ در دیوارهای برشی ، جزییات آرماتورگذاری در قسمتهای بالا و پایین این سوراخها باید بر اساس نتایج نرم افزار در قسمت Spandrel Designاستخراج و ترسیم شود. آرماتورهای طولی و عرضی در این قسمت از دیوار ، ترکیبی از آرماتورهای افقی و عمودی میباشند. آرماتورهای افقی حالت خمشی و برشی (به صورت همزمان) دارند و آرماتورهای عمودی نقش آرماتور برشی را دارند. آرماتورهای افقی در قست بالا و پایین مقطع و همچنین به صورت جداگانه به عنوان آرماتور برشی گزارش میشوند. آرماتورهای برشی افقی و خمشی را میتوان در جهت اطمینان با هم جمع نمود (البته میتوان سطح مقطع قستی از آرماتورهای برشی افقی که در بالا و پایین مقطع قرار میگیرند را از سطح مقطع آرماتورهای خمشی کاست و باقیمانده را به صورت آرماتور خمشی به آرماتور موجود اضافه نمود). آرماتورهای خمشی در بالا و پایین و در عرض دیوار (ضخامت دیوار) توزیع میشود و آرماتورهای برشی افقی را در در ارتفاع دیوار توزیع مینماییم. فاصله بین آرماتورهای برشی افقی که در ارتفاع توزیع میشوند مطابق بند 9-12-4-3-1 نباید از مقادیر d/3 و 300 میلیمتر بیشتر اختیار نمود. d ارتفاع موثر تیر بالا یا پایین دیوار برشی است. آرماتورهای برشی عمودی نیز در طول تیر همبند از دیوار توزیع میشود. فاصله بین این آرماتورها مطابق بند 9-112-4-3-2 نباید از d/5 و 300 میلیمتر بیشتر شود. باید توجه نمود که مقادیری که توسط نرم افزار تحت عنوان Avert

گزارش میشود بر حسب cm^2/mاست که با توجه به اینکه ممکن است در هر مقطع از بیش از یک آرماتور عمودی استفاده شود (مثلاً به صورت تنگ بسته) باید مقدار گزارش شده را بر تعداد شاخه های عمودی فرض شده برای ارماتور عمودی تقسیم نمود. بر اساس عدد به دست آمده و سطح مقطع آرماتور عمودی فرض شده میتوان فاصله بین آرماتورهای عمودی را در راستای طولی تیر همبند به دست آورد .

در مورد دیوارهای برشی با حد شکلپذیری زیاد علاوه بر آرماتورهای فوق آرماتور دیگری نیز به صورت ارماتور قطری توسط نرم افزار گزارش میشود که این ارماتور باید به صورت قطری و مایل در گوشه های سوراخ توزیع شود. در این مورد باید ضوابط بندهای 9-20-4-3-4-2 تا 9-20-4-3-4-4 را مد نظر داشت .مساحتی که نرم افزار تحت عنوان Adiag گزارش میکند همان مقداری است که در رابطه 9-20-7 مبحث نهم تحت نام Avd محاسبه میشود. شکل 18-13 از جلد دوم کتاب دکتر مستوفی نژاد در این زمینه میتواند راهنمای خوبی باشد. غیر از آن در نمونه نقشه بتنی شماره 3 که ضمیمه این پست میباشد هم نمونه جزییات اجرای آرماتور قطری در 4 گوشه سوراخ دیوار برشی نمایش داده شده است .

بر اساس موارد ذکر شده در بالا ، پلان تیپ بندی ستون و دیوار برشی به همراه مقاطع عرضی و عمودی آنها ترسیم میشود. جز این موارد ترسیم برخی جزییات خاص هم به صورت جداگانه جهت گویاتر شدن نقشه لازم میباشد. برخی از این جزییات به شرح زیر است :

1- جزییات آرماتورگذاری قطری در گوشه های سوراخها برای دیوارهای برشی در حد ویژه (در صورت وجود در نقشه)

2-جزییات قلابهای استاندارد استفاده شده

3- جزییات وصله آرماتورها

4- جزییات خم آرماتورهای انتظار در محل تغییر مقطع ستون (در صورت وجود) و جزییات خم آرماتورهای اصلی در مجاورت آرماتورهای انتظار

5- در مورد وصله آرماتورهای طولی ستون یک سری محدودیت در مبحث نهم برای سازه های با حد شکلپذیری ویژه پیش بینی شده است. این ضوابط در مورد وصله های پوششی در بندهای 9-20-4-2-2-3 و 9-20-4-2-2-4 ذکر گردیده است. با توجه به اینکه جز در مورد آرماتورهای انتظار ، در بقیه موارد محل وصله آرماتور قابل پیش بینی نیست ضوابط بندهای مذکور بهتر است به نوعی در نقشه گنجانده شود. برای این مساله میتوان به صورت نوشته در بخش توضیحات نقشه عمل نمود .میتوان به صورت

محافظه کارانه وصله آرماتور جز در قسمت میانی هر طبقه را ممنوع نمود و وصله در این ناحیه را هم بر اساس طول پوشش لازم برای آرماتورهای کششی لحاظ کرد که در این صورت دیگر نیازی به گنجاندن جزییات یا توضیحات اضافه دیگر در نقشه نیست. در مورد آرماتورهای انتظار به دلیل آنکه وصله در ناحیه ای خارج از قسمت میانی ستون انجام میشود تنها وصله به صورت یک در میان مجاز است ، طول آرماتورهای انتظار را باید به صورت یک در میان متفاوت لحاظ کرد به گونه ای که هیچ دو آرماتور متوالی دارای طول مشترک وصله نباشند. برای این منظور کافیست که به صورت یک در میان طول میلگردهای انتظار را به اندازه طول وصله کششی آرماتورها بیشتر در نظر بگیریم. این مساله باید در ترسیم میلگردهای ستون در مقطع عمودی آنها لحاظ شود .

به ضمیمه تعدادی نقشه کامل سازه های بتنی برای دانلود قرار داده شده است که میتواند برای این قسمت و کلاً ترسیم نقشه های سازه های بتنی راهنمای خوبی باشد. نقشه ها سعی شده است که به صورت متنوع و شامل حالات مختلف باشد.

ترسیم پلانهای تیرریزی و جزییات مربوط به آن در سازه های فلزی

بعد از ترسیم پلانهای پی و تیپ بندی ستون ، صفحه ستون و بادبندها و ترسیم جزییات مربوط به آن نوبت به ترسیم پلانهای تیرریزی به همراه جزییات خاص مربوط به این پلانها میرسد. این ترسیم نسبت به ترسیمات قبلی نکات و سختی های کمتری دارد. پلانهای ترسیمی تقریباً همانهایی هستند که در ETABS مدل شده اند و در اتوکد دوباره ترسیم میشوند. در نقشه هایی که در بخشهای قبلی به صورت نمونه قرار داده شده است میتوانید نحوه ترسیم این پلانها را مشاهده نمایید. نکات خاصی که در این مورد به صورت تاکید میتوان بیان کرد شامل موارد زیر میباشد :

1- طبقاتی که از لحاظ پلان تیرریزی تیپ هستند لازم نیست که به صورت جداگانه پلان آنها ترسیم شود و میتوان برای آنها پلان مشترک ترسیم نمود. برای تیپ بودن دو پلان باید تیرریزی و سایز تیرها و موقعیت و ابعاد داکتهای مدل شده در نرم افزار ، راه پله ، کنسولها ، نوع سقف و جهت تیرریزی ها و موارد مشابه دیگر در آنها با هم یکسان باشد .موارد متفرقه ای نظیر عدم مشابهت پلان معماری به صورت جزیی یا موقعیت دیوارها یا داکتهای کوچک و موارد دیگر که بر روی سازه تاثیر گذار نبوده اند و یا تاثیر آنها ناچیز بوده است در این مساله نادیده گرفته میشود .

نکته : اگر اختلاف دو پلان در یک یا چند مورد خیلی جزیی باشد میتوان دو پلان را در یک پلان ترکیب و ترسیم نمود و با نوشته به نحوی گویا اختلافات دو پلان را در آن مشخص نمود. نحوه مشخص کردن اختلافات به ابتکار نقشه کش میباشد .

2- بخشهای مختلف پلان تیرریزی بهتر است که در لایه های مختلف اتوکد و با رنگ و ضخامت خطوط و شکل متفاوت خطوط

ترسیم شود. مثلاً بهتر است برای تیرهای اصلی ، تیرهای فرعی ، نوشته های متنی هر کدام یک لایه جداگانه با مشخصات متفاوت انتخاب شود .

3- در سقف کامپوزیت علاوه بر تیرهای اصلی لازم است که تیرهای فرعی نیز ترسیم شوند و بر روی آنها مقطعشان نیز به صورت متنی نوشته شود. اما در مورد سقفهای تیرچه بلوک و تیرچه کرومیت نیازی به ترسیم تک به تک تیرچه ها نیست و تنها لازم است که جهت قرارگیری تیرچه ها نمایش داده شود. مشخصات تیرچه ها برای دهانه های مختلف به صورت جدول بندی شده در نقشه باید ترسیم شود و به بیان دیگر تیرچه ها باید تیپ بندی شوند و به هر تیپ نامی اختصاص شود. این تیپ بندی معمولاً بر اساس طول دهانه انجام میشود. بهتر است که در پلانهای تیرریزی علاوه بر نمایش جهت تیرریزی ، تیپ تیرچه ها برای هر دهانه نیز با نوشتن نام اختصاص داده شده به آن تیپ، مشخص شود .

4- حتی الامکان ترسیمات باید به واقعیت نزدیک باشد. به طور مثال تیرهای دوبل به صورت دو خطی ترسیم شوند و ورقهای تقویتی تیرها نیز با خطوطی که طول آنها با طول ورق تقویتی (به صورت مقیاس شده) یکسان است ترسیم شود .همچنین اگر تیر به صورت خورجینی اجرا میشود خط نمایش دهنده تیر هم باید به گونه ای ترسیم شود که این وضعیت را نمایش دهد (خط تیر را از آکس ستون عبور نمیدهیم و از کنار ستون ترسیم میکنیم) .

5- پلانها باید همانند دیگر پلانها به صورت مقیاس شده و ترجیحاً در مقیاسی مشابه با بقیه ترسیم شوند .

6- موقعیت داکتهای بزرگ تاثیر گذار روی سازه مثل نورگیر ، آسانسور و همچنین راه پله باید به نحو مناسبی مشخص گردد. داکتهای کوچک غیرتاثیرگذار روی سازه نیازی به نمایش ندارد و موقعیت آنها باید در زمان اجرا از مابقی نقشه ها استخراج شود .

7- در صورت وجود دستک در سازه ، محل دستک باید به نحو مناسبی در پلانها نمایش داده شود. ترسیم جزییات دستک باید همراه با جزییات ستونها و بادبندها (مرحله قبل) و ترجیحاً در کنار آنها انجام شود. همانند ستون و بادبند باید یک نمای عمودی از دستک و جزییاتی از اتصالات دستکها به تیر و ستون ترسیم شود .

8- در سقفهای تیرچه بلوک و تیرچه کرومیت باید موقعیت کلافهای عرضی بر روی پلانهای ترسیمی به نحو مناسبی مشخص شود .

9- در مورد نحوه اتصال تیرها به ستون از لحاظ گیرداری یا مفصلی بودن باید به نحوی این مساله در نقشه ها نمایش داده شود. در صورتی که تمام اتصالات ساده باشند و یا همه گیردار باشند نیازی به نمایش این مساله به طور خاص نیست و با یک نوشته و درج دتایل کلی اتصال، نحوه اتصال تیر به ستون مشخص میشود. در مواردی که اتصالات تیر به ستون ترکیبی از اتصالات مفصلی

و گیردار باشد باید این مساله به نحوی در نقشه مشخص شود. اگر تمام تیرها در یک جهت دارای یک نوع اتصال باشند و تیرهای جهت متعامد هم دارای یک نوع اتصال دیگر ، میشود باز هم با یک نوشته در زیر نقشه ها نحوه اتصال را مشخص نمود. علاوه بر موارد ذکر شده در ترسیم نقشه ها میتوان با ایجاد تفاوت در شکل خطوط، تیرهای با اتصال گیردار را از تیرهای مفصلی جدا نمود. همچنین میتوان به صورت نمادین در مورد تیرهای گیردار، ورقهای بالاسری (معمولاً کفگیری شکل) متصل به بال بالای تیرها را در دو انتها ترسیم نمود و آنها را از بقیه تیرها متمایز کرد .

10- در سقفهایی که دارای اختلاف تراز هستند این اختلاف تراز باید به نحو مناسبی نمایش داده شود. در این مورد در یک روش میتوان برای هر تراز یک پلان ترسیم نمود و در یک روش دیگر تمام قسمتهای مربوط به یک طبقه در یک پلان ترسیم میشوند و برای هر قسمت تراز معماری روی کف آن در پلان در قسمت مربوطه نوشته میشود .

علاوه بر ترسیم پلانهای تیرریزی باید جزییات مرتبط با این پلانها نیز به نحو مناسبی در نقشه ترسیم شود. عمده این جزییات به شرح زیر میباشند :

1- جزییات اتصالات تیر به ستون

2- جزییات اتصالات تیر به تیر

3- جزییات تیرچه ها و سقف

4- جزییات اتصال ورقهای تقویتی به بال تیرها

5- جزییات وصله تیرها

6- جزییات تیرورقها

7- جزییات تیرهای شمشیری

8- جزییات سخت کننده های داخل جان تیرها (در صورت وجود)

9- جزییات مربوط به تیرهای لانه زنبوری در صورت وجود (جزییات ساخت به همراه ورقهای پر کننده سوارخها در دو انتهای تیر و محل بارهای متمرکز)

10- هر جزییات خاص دیگری که بنا بر ویژگی خاص هر نقشه به آن در نقشه مورد نیاز باشد .

در نقشه هایی که در بخشهای قبل قرار داده شده است موارد بالا قابل مشاهده است و از دتایلهای ارایه شده در آنها میتوان جهت

ترسیم نقشه (بعد از مطابقت با شرایط خاص نقشه) کمک گرفت. توجه کنید که کپی اینگونه دتایلها در نقشه بدون توجه به محتوای دتایل و عدم مطابقت با شرایط هر نقشه روشی کاملاً نادرست است که باید به شدت از آن پرهیز نمود.

ترسیم پلانهای تیرریزی و جزییات مربوطه در ساختمان بتنی

همانند سازه فلزی در مورد سازه بتنی نیز باید پلانهای تیرریزی به همراه جزییات آن ترسیم شود. در نقشه هایی که در پستهای قبل قرار داده شده است نحوه ترسیم این جزییات قابل مشاهده است. برخی از نکات ذکر شده در مورد سازه فلزی در مورد ترسیم این پلانها و جزییات در سازه بتنی هم صادق است. در اینجا سعی میشود که به موارد افتراق اشاره شود. مواردی که باید ترسیم شود شامل موارد زیر است :

1- پلانهای تیرریزی طبقات

2- مقطع طولی تیرهای مختلف با جزییات آرماتورگذاری طولی و عرضی

3- مقطع عرضی تیرها با جزییات آرماتورگذاری طولی و عرضی

4- جزییات خاص سقف و تیرها

در ادامه به برخی نکات مربوط به هر یک از موارد بالا اشاره میشود .

- پلانهای تیرریزی

پلانهای تیرریزی باید برای طبقات مختلف و به صورت مقیاس شده ترسی شوند .برای پلانهایی که شرایط مشابه دارند میتوان آنها را به صورت تیپ در یک پلان ترسیم نمود. برای تیپ بودن پلان باید علاوه بر مشابه بودن شرایط کلی پلان به طور مثال از نظر مشابهت نحوه تیرریزی اصلی و فرعی باید ابعاد و آرماتورگذاری طولی و عرضی تیرها نیز در آن طبقات مشابه باشد. در ترسیم پلانها باید به هر تیر یک نام اختصاص داد و بر اساس آن نام جزییات طولی و عرضی آنها را جداگانه ترسیم نمود. تیرهایی که در محور قرار میگیرند را میتوان تحت یک نام مشابه نامگذاری نمود. جزییات بیشتر در زمینه ترسیم این پلانها با مشاهده نمونه نقشه هایی که در پستهای قبل قرار داده شده است قابل مشاهده است .

- مقطع طولی و عرضی تیرهای مختلف با جزییات آرماتورگذاری طولی و عرضی

تیرهایی که در پلانهای تیرریزی تیپ بندی و نامگذاری میشوند باید در مقطع طولی و عرضی آنها ترسیم شوند. در مورد مقطع طولی و عرضی آنها نکات زیر قابل توجه است :

1- معمولاً تیرهایی که در یک محور قرار دارند تحت یک نام تیپبندی و ترسیم میشوند .

2- ترسیمات باید به صورت مقیاس شده انجام شود. برای نمایش بهتر جزییات بهتر است که مقیاس ترسیم در طول و ارتفاع تیرها متفاوت باشد. بهتر است ترسیم در ارتفاع از نظر مقیاس حداقل دو برابر بزرگتر از ترسیم در طول تیر باشد .مثلاً اگر ترسیم در طول با مقیاس یک صدم باشد ، ترسیم در ارتفاع تیر با مقیاس یک پنجاهم یا یک چهلم انجام شود. همراه با تیر ستونهایی که تیرها به آن متصل میشوند نیز باید به صورت شماتیک ترسیم و نمایش داده شوند .

3- در ترسیم طولی باید آرماتورهای عرضی و طولی تیرها به همراه نقاط قطع آنها و خم های انتهایی ترسیم شود. بر روی شکل باید به صورت متنی تعداد ، سایز و طول آرماتورهای طولی و همچنین قطر و فواصل آرماتورهای عرضی نمایش داده شوند. جهت جلوگیری از شلوغی نیازی نیست که تمام آرماتورهای طولی و عرضی نمایش داده شود و ترسیم شماتیک آنها کفایت میکند. مثلاً برای آرماتورهای عرضی ترسیم چند عدد از انها در سه مقطع اول ، وسط و انتهای هر دهانه کفایت میکند .

4- در هر دهانه باید یک سکشن ایجاد شده و جداگانه مقطع عرضی آنها ترسیم شود. در صورت مشابهت مقاطع تیرها در یک محور ، تنها ترسیم یک سکشن برای کل تیر کفایت میکند ؛ در غیر این صورت باید برای هر دهانه یک سکشن جداگانه با نامگذاری متفاوت ایجاد شود و مقطع عرضی هر کدام جداگانه ترسیم شوند .

5- برای ترسیم مقاطع طولی باید آرماتورهای طولی تیرها از نرم افزار استخراج شوند. آرماتورهای طولی تیرها مجموع آرماتورهای خمشی و پیچشی تیر میباشد که جداگانه در نرم افزار گزارش میشود. توضیحات این موارد قبلاً در پستهای پیشین ارایه شده است. آرماتورهای خمشی در هر تیر در سه مقطع اول ، وسط و آخر تیر و در مقطع از این مقاطع سه گانه در بالا و پایین تیر گزارش میشود .آرماتورهای پیچشی نیز در همان سه مقطع گزارش میشود؛ اما در هر مقطع فقط یک عدد برای آرماتور طولی گزارش میشود. عددی که برای آرماتورهای پیچشی گزارش میشود باید در محیط مقطع توزیع شده و به آرماتورهای طولی اضافه شود. باید توجه کرد که آنچه نرم افزار برای آرماتورهای طولی گزارش میکند به صورت سطح مقطع میباشد و سایز و تعداد آرماتورها گزارش نمیشود. همچنین مشخص نیست که چه بخش از این آرماتورها اصلی و سراسری و چه بخش دیگری تقویتی با طول محدود است و البته به تبع آن طول آرماتورهای تقویتی نیز مشخص نیست. برای تعیین این موارد علاوه بر نتایجی که نرم افزار گزارش میکند باید به نکات زیر نیز توجه نمود :

- در هر محور برای هر یک از دو قسمت بالا و پایین تیر مقادیر گزارش شده برای آرماتورهای طولی را از نرم افزار استخراج میکنیم. کوچکترین عددی بین آنها در هر یک از دو قسمت بالا و پایین میتواند تعیین کننده سایز و تعداد آرماتورهای طولی تیر

باشد .

نکته : مطابق مبحث نهم برای سازه های با حد شکلپذیری متوسط طبق بند 9-20-3-1-2-3 حداقل یک پنجم آرماتور ماکسیمم دو تکیه گاه باید به صورت سراسری در بالا و پایین تیر ادامه یابد. بر این اساس باید کنترل نمود که مقدار آرماتور سراسری به دست آمده از یک پنجم مقادیر ماکسیمم دو تکیه گاه در هر در هر دهانه هم برای بالا و هم برای پایین تیر (هر کدام که بیشتر است) کمتر نشود. در غیر این صورت باید مقدار آرماتور سراسری را جهت تامین این ضابطه بیشتر لحاظ کرد. برای قابهای خمشی با حد شکلپذیری ویژه به جای یک پنجم باید یک چهارم را مطابق بند 9-20-4-1-2-3 به صورت سراسری امتداد داد .

- یکی از مواردی که در تعیین تعداد و قطر آرماتورهای طولی تعیین کننده است ، ضوابط بند 9-11-11 مبحث نهم است. بر این اساس باید فاصله ازاد بین میلگردهای طولی از سه مقدار ذکر شده در بند 9-11-11-1-1 (قطر میلگرد بزرگتر 25 -میلیمتر و 1.33 برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن) بیشتر نشود. در صورتی که به این شکل نتوان میلگردها را در مقطع تیر جا داد میتوان یا آنها را در بیش از یک سفره قرار داد و یا اینکه آنها در گروه میلگرد قرار داد .ضوابط مربوط به استفاده از چند سفره در بند 9-11-11-1-3 ذکر شده است. بر این اساس فاصله سفره ها باید به گونه ای باشد که معبر بتن تنگ نشود. برای این منظور فاصله آزاد دو سفره بالا و پایین حداقل باید برابر 25 میلیمتر و همچنین قطر میلگرد بزرگتر باشد. در صورت استفاده از گروه میلگرد باید ضوابط بند 9-11-11-2 را برای آنها رعایت نمود. بر این اساس تعداد میلگردها در هر گروه حداکثر سه عدد خواهد بود. در صورتی که تعداد سه عدد باشد چیدمان آنها در هر گروه باید به صورت مثلثی شکل باشد. میلگردهای با قطر بیشتر از 36 میلیمتر را نمیتوان به صورت گروه میلگرد به کار برد .

- در تعیین تعداد و قطر آرماتورهای طولی اصلی علاوه بر موارد ذکر شده در بالا باید به ضوابط فصل چهاردهم آیین نامه آبا در زمینه ترک خوردگی هم توجه نمود. برای این منظور معمولاً بهتر است مقداری برای قطر و تعداد بر اساس نتایج نرم افزار و توضیحات قسمتهای قبل در نظر گرفت و کنترل نمود که ایا ضوابط مربوط به ترک خوردگی برای آن جوابگوست یا خیر. به طور خاص ابتدا باید بر اساس بند 9-14-3-2 و رابطه 9-14-7 عرض ترک را با توجه به آرماتوربندی فرض شده محاسبه نمود (توضیحات آیتمهای استفاده شده در این رابطه در ابتدای فصل چهاردهم ذکر شده است). سپس باید مقدار به دست آمده بر اساس این رابطه را با مقدار مجاز ذکر شده در بند 9-14-3-3 که بستگی به شرایط محیطی دارد مقایسه کنیم. اگر مقدار محاسبه شده از مقدار مجاز کمتر باشد چیدمان آرماتورهای طولی که فرض شده است از لحاظ ضوابط ترک خوردگی مناسب است و در غیر این صورت باید از قطر آرماتور کاسته و به تعداد آنها بیفزاییم تا این ضابطه ارضا شود. در مورد تیرهایی که دارای ارتفاع بیش از

600 میلیمتر میباشند باید به ضابطه بند 9-14-3-1-5 نیز توجه نمود. مطابق این بند باید آرماتورهای طولی دیگری تحت عنوان Ask در ارتفاع تیر علاوه بر آرماتورهای خمشی با شرایطی که در بند فوق گفته شده است، توزیع شوند. آرماتوری که به این شکل به دست می آید میتواند نقش آرماتور پیچشی را نیز ایفا نماید .

- علاوه بر موارد ذکر شده در بالا در تعیین قطر و تعداد آرماتورهای طولی باید به ضوابط بند 9-20-3-1-2 در مورد قابهای خمشی متوسط و بند 9-20-4-1-2 در مورد قابهای خمشی ویژه نیز توجه نمود. اکثر ضوابط این دو بند به نوعی در نرم افزار لحاظ میشود و نتایج نرم افزار با توجه به همین شرایط میباشد ؛ جز آنکه باید توجه نمود که قطر آرماتورهای طولی نباید از 12 میلیمتر کمتر شود و تعداد آنها در هر مقطع حداقل باید دو عدد باشد. این دو آرماتور حداقلی باید به صورت سراسری در تمام مقطع ادامه یابند .

6- پس از تعیین آرماتورهای طولی سراسری باید آرماتورهای طولی پیچشی را نیز تعیین و به آرماتورهای طولی اضافه نمود. نحوه استخراج این آرماتورها از نرم افزار ، در قسمتهای پیشین توضیح داده شده است. همانطور که گفته شد در هر تیر در سه مقطع ابتدا ، وسط و انتها مقدار سطح مقطع آرماتور طولی گزارش میشود. جز در مواردی خاص که مقدار پیچشی در طول تیر متغیر است (مثل حالتی که تیر با اتصال گیردار به تیر مورد نظر متصل میشود) مقدار آرماتور پیچشی در طول تیر عددی ثابت است. بر این اساس میشود این آرماتورها را به صورت آرماتور اصلی به آرماتورهای اصلی خمشی اضافه نمود و این ارماتورها دیگر نقشی در تعیین آرماتورهای تقویتی نخواهند داشت. باید توجه نمود که آرماتورهای پیچشی باید در کل محیط مقطع تیر توزیع شوند و قاعدتاً تعداد این آرماتورها باید زوج باشد. ضابطه مربوط به این آرماتورها در بند 9-12-8-3 مبحث نهم ذکر گردیده است که بر این اساس این آرماتورها در فواصل حداکثر 300 میلیمتر باید در عرض و ارتفاع مقطع توزیع شوند و حداکثر 4 آرماتور در 4 گوشه باید قرار داده شوند. قطر این آرماتورها حداقل باید یک شانزدهم فواصل خاموتها در راستای طولی تیر باشد. (این فاصله در مرحله بعدی تعیین میشود؛ به همین جهت در این مرحله باید عددی برای آن حدس زد و بعد از تعیین مقدار دقیق فاصله آرماتورهای عرضی ، کنترل نماییم ک این ضابطه رعایت شده است یا خیر). با توجه به موارد ذکر شده برای تیرهای با ارتفاع 400 میلیمتر و یا کمتر با توجه به کاهش پوشش بتن به میزان تقریبی 50 میلیمتر در بالا و پایین ، فاصله بین آرماتورهای طولی بالا و پایین 300 میلیمتر یا کمتر خواهد بود که بر این اساس دیگر نیازی به قرار دادن آرماتور طولی پیچشی در وسط ارتفاع تیر نخواهد بود .

7- پس از تعیین قطر و تعداد آرماتورهای اصلی خمشی و پیچشی باید به سراغ تعیین قطر، تعداد و طول آرماتورهای طولی تقویتی

برویم. برای این منظور باید از نتایج نرم افزار برای آرماتورهای طولی خمشی کمک بگیریم. در هر مقطع اختلاف بین اعداد گزارش شده توسط نرم افزار و سطح مقطع آرماتورهای سراسری خمشی ، تعیین کننده مقدار آرماتورهای تقویتی خواهد بود. در تعیین قطر و تعداد این آرماتورها هم باید به گونه ای عمل کنیم که ضوابطی که در قسمتهای قبل برای چیدمان آرماتورهای طولی گفته شد رعایت گردد. این کنترل باید با احتساب کل آرماتورهای طولی سراسری و تقویتی خمشی و آرماتورهای طولی پیچشی انجام گیرد. برای تامین شرایط ذکر شده در قسمتهای قبل بهتر است که آرماتورهای تقویتی در کنار آرماتورهای اصلی به صورت گروه آرماتور چیده شوند. نحوه چیدمان این آرماتورها در کنار آرماتورهای اصلی معمولاً در مقطع طولی نمایش داده نمیشود و این مساله در مقطع عرضی تیر نمایش داده میشود .همین مساله در مورد سایز و تعداد آرماتورهای طولی اصلی نیز صادق است و بهتر است که در مقطع طولی آرماتورهای سراسری تنها به صورت شماتیک ترسیم شوند و تعداد ، قطر و نحوه چیدمان دقیق آنها در مقطع عرضی تیرها ترسیم و نمایش داده شود .

8- یک مساله دیگری که وجود دارد تعیین طول آرماتورهای طولی تقویتی است .برای تعیین این طول میتوان از شکلهایی که در اکثر کتابهای بتن موجود است کمک گرفت. به طور خلاصه میتوان به شکل زیر عمل کرد :

- آرماتورهای تقویتی میانی حداقل به طول 0.75 دهانه آزاد تیر انتخاب میشوند به گونه ای که فاصله دو انتهای میلگرد از هر یک از دو انتهای آزاد تیر حداکثر برابر با 0.125 طول دهانه تیر شود .

- طول آرماتورهای تقویتی در دو انتهای تیر به گونه ای انتخاب شود که آرماتور در هر یک از دو انتهای خود به اندازه 0.3 طول دهانه آزاد تیر بزرگتر از لبه ستون ادامه داشته باشد (به بیان دیگر طول آرماتور تقویتی در دهانه های میانی برابر 0.6 دهانه آزاد تیر بزرگتر به علاوه بعد ستون به موازات راستای تیر خواهد بود و برای دهانه کناری 0.3 طول دهانه آزاد تیر به علاوه بعد ستون به موازات راستای تیر و یک طول خم 90 درجه خواهد بود). این آرماتورها در دهانه های میانی به صورت متقارن در دو سمت ستون قرار داده میشود به گونه ای که وسط آرماتور بر آکس ستون منطبق باشد. در دهانه های کناری آرماتور به داخل ستون امتداد می یابد و در انتهای خود با یک خم 90 استاندارد در ستون مهار میشود .

- طولهایی که به این شکل به دست می آید را بهتر است به سمت بالا رند کنیم. معمولاً این رند کردن در فواصل هر نیم متر انجام میشود .

9- مرحله بعدی ، تعیین آرماتورهای عرضی تیر میباشد. این آرماتورها دو بخش است. یک بخش آرماتور برشی و بخش دیگر آرماتور پیچشی . آنچه در نرم افزار گزارش میشود برای آرماتورهای برشی نسبت Av/S و برای آرماتورهای عرضی پیچشی

نسبت At/S است. انتخاب آرماتوربندی عرضی مناسب بر اساس این نتایج بر عهده کاربر خواهد بود. در مرحله اول باید فاصله بین آرماتورهای عرضی را تعیین نماییم. این فواصل را در قسمتهای نزدیک تکیه گاه که برش مقدار بیشتری دارد کمتر اختیار میکنیم و در قسمتهای میانی عضو این فاصله را افزایش میدهیم .برای این منظور باید به شرایط بند 9-12-6-4 توجه نمود. برای استفاده از آرماتورهای عرضی قائم باید شرایط دو بند 9-12-6-4-1 و 9-12-6-4-3 را رعایت نمود. در جهت اطمینان میتوان فاصله خاموتها را در قسمتهای انتهایی تیر در حد یک چهارم ارتفاع موثر تیر (d/4) در نظر گرفت و برای قسمتهای میانی این فاصله را دو برابر کرد. اگر میخواهیم این فاصله را در قسمتهای انتهایی بیشتر لحاظ کنیم باید ضابطه بند 9-12-6-4-3 را کنترل نماییم. اگر برش موجود در تیر از مقدار مجاز ذکر شده در این بند کمتر باشد میتوان فاصله بین خاموتها در راستای طولی تیر را به d/2 افزایش داد. اگر میلگردهای عرضی تیر نقش آرماتور پیچشی را نیز ایفا میکنند باید ضابطه بند 9-12-10-5 را نیز در مورد فاصله بین خاموتها رعایت نمود. بر این اساس فاصله S باید از 300 میلیمتر و Ph/8 باید کمتر باشد. Ph محیط هسته داخلی بتن در تیر میباشد. اگر در قسمت میانی تیر نیز پیچش وجود داشته باشد این ضابطه باید در آن قسمت نیز رعایت گردد. در مورد قابهای خمشی متوسط و ویژه باید ضوابط فصل بیستم مبحث نهم نیز رعایت گردد. برای قابهای خمشی متوسط باید ضابطه بندهای 9-20-3-1-2-4 تا 9-20-3-1-2-6 را رعایت نمود. مطابق بند 9-20-3-1-2-4 قسمت بحرانی تیر به فاصله دو برابر ارتفاع مقطع تیر از بر ستون خواهد بود. مطابق بند 9-20-3-1-2-5 در این ناحیه قطر خاموتها نباید کمتر از 6 میلیمتر باشد .فاصله خاموتها از یکدیگر نیز در این ناحیه باید از مقادیر یک چهار ارتفاع موثر مقطع ، 8 برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی ،24 برابر قطر خاموتها و 300 میلیمتر کمتر باشد. در قابهای خمشی ویژه باید ضابطه بند 9-20-4-1-3 را مورد نظر داشت. طول قسمت بحرانی در این قابها نیز مشابه قاب خمشی متوسط به طول دو برابر ارتفاع مقطع از بر ستون میباشد. قطر خاموتها در این ناحیه باید حداقل 8 میلیمتر و فاصله تنگها حداکثر باید 8 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ، 24 برابر قطر میلگرد خاموت و 300 میلیمتر اختیار شود. در این ناحیه خاموت باید از نوع تنگ ویژه باشد. منظور از تنگ ویژه مطابق بند 9-20-2-1-13 خاموتی است بسته متشکل از یک یا چند میلگرد که هر یک از آنها در دو انتها به قلاب ویژه ختم شوند. تنگ ویژه میتواند به صورت دورپیچ باشد و در دو انتها به قلاب ویژه ختم شود. منظور از قلاب ویژه نیز مطابق بند 9-20-2-1-18 قلابی است با خم حداقل 135 درجه با انتهای مستقیمی به طول حداقل 6 برابر قطر میلگرد و یا 75 میلیمتر . این قلاب باید میلگردهای طولی را در بر گیرد و انتهای آن به سمت داخل خاموت متمایل باشد .

به این ترتیب فاصله بین خاموتها (S) در طول تیر به دست می آید. بهتر است در طول دو برابر ارتفاع تیر از لبه ستون این فاصله

را با ضوابط ناحیه بحرانی و حداکثر یک چهارم ارتفاع موثر تیر در نظر بگیریم و در قسمتهای میانی برابر یک دوم ارتفاع موثر تیر .

پس از تعیین مقدار S در مرحله بعدی باید قطر میلگردهای عرضی و تعداد شاخه های این آرماتورها را در مقطع تیر تعیین کنیم. در این مورد باید به گونه ای عمل کنیم که آرماتورها برای مجموع اثرات برش و پیچش کافی باشند. به عنوان فرض اولیه میتوان ابتدا در مقطع یک تنگ بسته در نظر گرفت و در مراحل بعدی در صورت عدم جوابگویی قلابهایی به صورت عمودی در مقطع اضافه نمود و به این ترتیب تعداد شاخه های خاموت را افزایش داد. این قلابها تنها برای تحمل برش قابل استفاده اند و برای تحمل پیچش نقشی ندارند. برای تعیین قطر آرماتور میتوان به شرح زیر عمل کرد :

-ابتدا مساحت یک آرماتور را به صورت تابعی از قطر آرماتور به دست می آوریم. مقدار به دست آمده را در تعداد شاخه های عمودی آرماتور عرضی ضرب میکنیم. در شروع محاسبات فرض میکنیم که تنها یک خاموت بسته وجود داشته باشد که شامل دو شاخه است. در صورت عدم جوابگویی در مراحل بعدی بر تعداد شاخه ها می افزاییم .

-مقادیر Av/S و At/S را که از نرم افزار استخراج کرده ایم به صورت At/S+Av/S 2با هم ترکیب میکنیم .

-مقادیر به دست آمده از دو قسمت قبل را با هم مساوی قرار میدهیم. به این ترتیب معادله ای به دست می آید که با حل آن قطر میلگرد عرضی به دست می آید .اگر این قطر مقدار مناسبی نبود (که تصمیمگیری در مورد آن بستگی به سلیقه مهندس محاسب و برخی مسایل اجرایی دارد) همانطور که در بالا اشاره شد میتوان بر تعداد شاخه های خاموت افزود و محاسبات را تکرار نمود.

توجه باید نمود که درهر صورت نسبت مساحت یک شاخه آرماتور تنگ بسته به فاصله طولی این آرماتورها حداقل برابر At/S باشد. در تعیین قطر آرماتور باید حداقلهایی که در قسمت قبل در مورد قابهای خمشی متوسط و ویژه اشاره شد را نیز رعایت نمود .

محاسبات اشاره شده در بالا را باید یک بار برای قسمتهای انتهایی تیر و یک بار برای قسمت میانی تیر انجام داد. اگر نتایج دو قسمت انتهایی تیر متفاوت باشد بهتر است که محاسبه را برای مقدار بحرانیتر انجام دهیم. همچنین بهتر است در تعیین قطر آرماتور دقت کنیم که برای تیرهای مختلف از تنوع قطر بیش از دو یا حداکثر سه تیپ استفاده نکنیم و ترجیحاً بهتر است قطر تمام آرماتورهای عرضی تیر یکسان باشد. این مساله جهت راحتی اجرا میباشد. جهت انجام این امر میتوان مقدار S را نسبت به حداکثر مقدار مجاز کاهش داد تا بتوان از قطر آرماتور کمتری استفاده کنیم. البته به دلیل مسایل اجرایی بهتر است که S را هیچگاه از 50 میلیمتر کمتر در نظر نگیریم. برخی از کنترلهای مربوط به فاصله آرماتورها در ناحیه بحرانی تیر بستگی به قطر آرماتور دارد که در مرحله اول به دلیل نامشخص بودن قطر آرماتور قابل کنترل نبود. در این مرحله باید به قسمت قبل بازگشته و کنترل کنیم که آیا

فاصله انتخاب شده برای Sبا توجه به قطر آرماتور برای ناحیه بحرانی مناسب است یا خیر .

به این ترتیب آرماتورهای عرضی تیر نیز مشخص میشود .

باید توجه نمود که آرماتورهای عرضی تیر به داخل ستون ادامه نمی یابند و شروع آنها به فاصله S/2 از لبه ستون خواهد بود. در ترسیم آرماتورهای عرضی لازم نیست که تمام آنها ترسیم شوند و ترسیم تعدادی از آنها به صورت شماتیک در دو انتها و وسط تیر کفایت میکند. در نقشه های نمونه ای که در قسمتهای قبل قرار داده شده است این مساله قابل مشاهده است .

10- پس از ترسیم مقطع طولی تیرها نوبت به ترسیم مقطع عرضی آنها میرسد. برای هر تیر در هر دهانه در مقطع طولی باید یک سکشن ایجاد شده و مقطع عرضی آن ترسیم شود. در مقطع عرضی آرماتورهای سراسری و خاموتها نمایش داده میشود. با توجه به تفاوت در فاصله بین خاموتها (و احتمالاً تعداد شاخه های عمودی و حتی قطر آنها) در دو انتها و وسط تیر در این مقطع به صورت نوشته باید این مساله مشخص شود و یا اینکه تعیین فاصله و قطر آرماتورها به مقطع طولی تیرها واگذار شود و در مقطع عرضی چیزی دراین مورد ذکر نشود و تنها به ترسیم شماتیک آن بسنده شود. در مقطع عرضی ابعاد مقطع ، قطر و تعداد آرماتورهای طولی بالا و پایین و ترجیحاً مقدار پوشش روی آرماتورها باید به صورت متنی مشخص شوند .

- برخی از جزییات خاص مربوط به پلانهای تیرریزی

علاوه بر موارد ذکر شده در قسمتهای قبل بر حسب نوع سقف و وضعیت خاص هر سقف باید برخی جزییات خاص نیز در نقشه ترسیم و گنجانده شود. برخی از این موارد به شرح زیر میباشند :

1- جزییات سقف (بستگی به نوع سقف دارد و در بخشهای قبل برای سقفها مختلف توضیحات کافی ارایه شده است و دتایلهای خاص آن نیز قرار داده شده است) .

2- جزییات تیرریزی و سقف راه پله و اتصالات آنها به ستونها و سازه

3- جزییات اتصال تیرهای فرعی به تیرهای اصلی (علی الخصوص اگر این اتصالات به صورت مفصلی فرض شده باشد) .

با توجه به موارد ذکر شده در این بخش ترسیم پلانهای تیرریزی و جزییات آن به پایان میرسد.

نکات متفرقه در زمینه ترسیم نقشه ها

با طی کردن مراحل قبلی ، نقشه سازه شما تقریباً آماده شده است. غیر از موارد ذکر شده در قسمتهای قبل لازم است که به چند نکته دیگر هم توجه گردد .این نکات به شرح زیر میباشند :

1- در هر نقشه بخشی را باید به توضیحات کلی به صورت متنی اختصاص داد. در بخش توضیحات مواردی مثل مشخصات مصالح (فولاد، دیوارها ، سقفها ، آرماتور ، بلوکها ، بتن، سیمان ، بتن مگر، جزییات طرح اختلاط بتن، سیم جوش ، پیچها و ...) ، مقادیر خم آرماتورها ، طول وصله آرماتورها ، بعد جوش (در مواردی که در نقشه مشخص نشده است) ، مقادیر بارهای مرده و زنده ، مقاومت خاک زیر پی ، لزوم یا عدم سنگ چینی در زیر پی و ابعاد آن ، محلهای ممنوع برای وصله ستونها و تیرها و آرماتورها ، مقادیر پوشش بتن روی آرماتورها در بخشهای مختلف سازه ، لزوم یا عدم لزوم آزمایش جوش و بتن و جزییات آن ، لزوم کنترل و تطبیق نقشه های سازه با نقشه های معماری ، لزوم ایجاد ضدزنگ بر روی قطعات فلزی در اسکلت و ... ذکر میگردد. بعضاً برای این بخش از نقشه های تیپ شامل توضیحات تیپ استفاده میگردد. در صورت استفاده از این گونه نقشه ها لازم است که این جزییات را به طور کامل مطالعه کرده و موارد زائد را که به نقشه شما ربطی ندارد حذف نمایید و بقیه موارد را نیز در صورت نیاز در جهت انطباق با مشخصات خاص نقشه خود ویرایش نمایید. در برخی نقشه ها این جزییات به صورت یک شیت جداگانه قرار داده میشود و در برخی دیگر در همان شیت اول در کنار بقیه جزییات ذکر میگردد. برخی نیز ترجیح میدهند که این بخش را چند تکه کرده و هر بخش را در کنار جزییات سازه ای مرتبط با آن قرار دهند تا بهتر مورد توجه قرار گیرد. در نقشه هایی که در قسمتهای قبل قرار داده شده است این بخش نیز به شکلهای مختلف موجود و قابل استفاده است .

2- برای نقشه خود یک کادر مناسب انتخاب نمایید. ابعاد این کادر بستگی به این دارد که پلات نقشه های شما در چه ابعادی مورد نظر باشد. بر این اساس میتوان کادر مناسب را انتخاب کرد. معمولاً ابعاد کادر بر حسب سانتیمتر در اتوکد ترسیم میشود .

3- بهتر است در گوشه سمت راست هر شیت نقشه یک کادر کوچک برای درج مشخصات کلی نقشه و مشخصات خاص آن شیت نقشه قرار دهیم. در این کادر معمولاً نام کارفرما ، نام پروژه ، مهندس طراح ، نقشه کش، مقیاس نقشه ، شماره نقشه و مشخصات آن شیت نقشه درج میشود. بهتر است که هر شیت نقشه شماره ای داشته باشد که به این ترتیب دسترسی به نقشه ها ساده تر شود .

4- برای نقشه هایی که تعداد شیت های آنها زیاد است بهتر است در اولین شیت یک جدول ترسیم شده و در آن فهرست شیتهای نقشه و محتوای هر شیت درج شود .معمولاً در کنار این جدول آرم شرکت و مشخصات کلی پروژه نیز به صورت بزرگ درج میشود .

5- موراد ترسیم شده در مراحل قبل باید در شیتهای نقشه چیده شوند. نحوه چیدمان بهتر است به همان ترتیبی باشد که در قسمتهای قبل توضیح داده شد .یعنی ابتدا پلان پی و جزییات آن و به ترتیب پلانهای تیپ بندی ستونها ، صفحه ستونها ، بادبندها و

دیوارهای برشی و جزییات مربوطه و سپس پلانهای تیرریزی و جزییات آنها از طبقه پایین و به سمت بالا قرار داده شود. برای آنکه استفاده از نقشه ساده تر شود بهتر است که جزییات و بخشهای مرتبط در یک نقشه در کنار یکدیگر چیده شوند و حتی الامکان در شیتهای متفاوت قرار داده نشوند. اگر این مساله امکانپذیر نشد بهتر است جزییات مرتبط به یکدیگر در دو شیت متوالی چیده شوند .

6- در ترسیم نقشه و جزییات آنها باید یک روال منظم را پیگیری کرد ؛ به طوری که به هر بخش از نقشه در یک لایه با رنگ ، ضخامت خط و نوع خط خاص خود ترسیم شود. مثلاً در یک پلان تیرریزی برای هر کدام از بخشهای تیرهای اصلی ، ستونها ، تیرهای فرعی ، توضیحات بهتر است یک مشخصه جداگانه تعریف شود .برای متنها و توضیحات نیز بهتر است یک روال یکسان استفاده شود و از فونتها و رنگهای متنوع استفاده نشود. همین مساله را هم بهتر است در مورد مقیاسها نیز رعایت کنیم. مثلاً برای تمام پلانها یک مقیاس خاص را انتخاب کنیم و برای جزییات، مقیاس خاص دیگری .

7- بعضاً در نقشه ها از جزییاتی تیپ استفاده میشود. استفاده از این جزییات در صورتی قابل قبول است که این جزییات بازبینی شده و در صورت مغایرت با شرایط خاص نقشه و غیرقابل قبول نبودن برخی از قسمتهای آن ، تغییرات لازم در انها ایجاد شود. در استفاده از این جزییات باید دقت شود که موراد غیرمرتبط با شرایط نقشه حذف گردد و همچنین مشخصات ارایه شده در این جزییات با بخشهای دیگر نقشه تناقضی نداشته باشد .

8- در محله آخر حتماً یک بار دیگر نقشه را بازبینی کنید و از صحت موارد ترسیم شده اطمینان حاصل نمایید.

تهیه دفترچه محاسبات

پس از پایان محاسابت و تهیه نقشه به عنوان آخرین مرحله باید دفترچه محاسبات سازه راتهیه کنیم. اگر مطابق مراحل بیان شده در این مجموعه عمل شده باشد ، عملاً بخشهای مختلف دفترچه محاسبات نیز تا به حال تهیه شده است و فقط نیاز به یک گردآوری این محاسبات به عنوان دفترچه میباشد. دفترچه محاسبات مجموعه ای از نتایج محاسبات نرم افزار در SAFE و ETABS به همراه محاسبات دستی ای میباشد که در بخشهای مختلف این مجموعه به آنها اشاره شده است. در تهیه دفترچه محاسبات سلایق متفاوتی وجود دارد و نمیتوان برای آن یک الگوریتم کلی تعریف و تعیین کرد. آشنایی با مجموعه نرم افزارهای آفیس و علی الخصوص نرم افزارهای Word و Excel کمک موثری در تهیه یک دفترچه ماسبات مناسب مینماید .در ادامه بدون وارد شدن در جزییات اشاره ای به برخی از نکات در زمینه دفترچه محاسابت مینماییم. دفترچه محاسبات معمولاً شامل بخشهای اصلی زیر میباشد :

1- جلد :

صفحه اول دفترچه محاسبات به جلد دفترچه اختصاص می یابد. در صفحه جلد با فونتهای بزرگ و مناسب مواردی نظیر نام پروژه ، نام کارفرما ، نام مهندس محاسب ، زمان تهیه دفترچه محاسبات درج میشود .

2- صفحه فهرست :

بعد از صفحه جلد بلافاصله صفحه فهرست قرار داده میشود. در این صفحه بخشهای مختلف دفترچه محاسبات ترجیحاً با ذکر صفحه آن درج میشود. معمولاً نیازی نیست این صفحه شامل بخشهای ریزتر دفترچه باشد و درج تیتروار قسمتهای کلی در آن کفایت میکند .

3- مقدمه :

بعد از فهرست مطالب در اولین بخش پروژه بهتر است بخشی تحت عنوان مقدمه درج شود. در مقدمه به توضیحات کلی در مورد پروژه و نکات کلی طراحی سازه میپردازیم. مواردی نظیر تعداد طبقات و زیربنای سازه ، منظمی یا نامنظمی سازه ، روش تحلیل سازه در برابر زلزله ، نوع سیستم سازه ای در دو جهت اصلی آن ، نوع سقف ، فونداسیون ، جنس دیوارها ، مقاومت خاک ، نرم افزارهای مورد استفاده از جمله مواردی است که میتوان در قسمت مقدمه ذکر کرد. در انتهای این بخش بهتر است موارد ذکر شده در بالا را به صورت چک لیست و خلاصه شده نیز در دفترچه درج کرد .

4- هندسه سازه :

بعد از بخش مقدمه ، بهتر است در یک بخش به صورت تصویری هندسه سازه را نمایش دهیم. بهتر است با استفاده از خروجیهای تصویری نرم افزار ETABS (که البته بهتر است که با پیش زمینه سفید گرفته شود) استفاده نماییم. یک تصویر از حالت سه بعدی سازه به همراه پلانهای ستونگذاری و تیرریزی مختلف در طبقات مختلف و همچنین برشهای عمودی مختلف سازه در محورهای مختلف مواردی است که بهتر است در این بخش گنجانده شود. با توجه به آنکه در قسمتهای بعدی نتایج محاسبات سازه بر اساس شماره اختصاص داده شده به هر عضو درج خواهد شد بهتر است برای گویا شدن دفترچه محاسبات در این قسمت خروجیها به همراه عنوان اختصاص داده شده به هر عضو باشد (در حالت نمایش سه بعدی بهتر است این نامگذاری نمایش داده نشود تا بیهوده تصویر شلوغ و غیرقابل استفاده نشود) .

نکته : در صورت تیپ بودن پلانهای طبقات درج یک تصویر از یکی از پلانهای تیرریزی کفایت میکند .

5- بارگذاری :

قسمت بعدی که در دفترچه گنجانده میشود بخش بارگذاری سازه است. در این قسمت وزن هر متر مربع برای بخشهای مختلف

سازه (مثل سقفها و دیوارها) در کنار بارهای زنده محاسبه میشود. علاوه بر آن محاسبات مربوط به زلزله و در صورت لزوم باد نیز گنجانده میشود. بهتر است که علاوه بر محاسبه ضریب زلزله ، مقدار برش پایه زلزله و توزیع آن در ارتفاع سازه نیز بر اساس محاسبات دستی درج شود و با خروجیهای نرم افزار در این مورد مقایسه شود. به همراه آن حالات مختلف بارگذاری و ترکیبات بارگذاری نیز معرفی میشود. در صورت تحلیل دینامیکی در مورد این بارها و محاسبات مربوط به آن نیز توضیحاتی داده میشود. برای بخشهایی از موارد بالا مثل ترکیبات بارگذاری میتوان از خروجیهای نرم افزار ETABS و SAFE نیز کمک گرفت.

معمولاً در سازه برای هر بخش از یک سری ترکیب بار استفاده میشود. به طور مثال برای پی از دو سری ترکیب بار استفاده میشود که یکی برای کنترل تنش در زیر پی و دیگری برای طراحی خود پی است و یا در سازه فلزی با سقف کامپوزیت ترکیب بارهای طراحی سقف و بقیه اسکلت متفاوت است. در این بخش تمامی این ترکیب بارها به صورت تفکیک شده و با توضیحات در مورد هر سری از این ترکیب بارها درج میشود .

6- مقاطع مورد استفاده در سازه :

در این بخش مقاطع مختلفی که برای قسمتهای مختلف سازه (ستونها ، تیرها و بادبندها) استفاده شده است را معرفی میکنیم. در این زمینه برای هر مقطع ابعاد قسمتهای مختلف آن و مشخصات آن (نظیر سطح مقطع ، ممانهای اینرسی ، شعاعهای ژیراسیون ، اساس مقطع و ...) را درج میکنیم. برای این بخش میتوان از خروجی های نرم افزار نیز کمک گرفت. بخشهایی از این خروجیها که دارای اهمیت نیست را میتوانیم از این خروجیها حذف کنیم. بهتر است که مشخصات یک نمونه از این مقاطع نیز به صورت دستی محاسبه شده و با خروجیهای نرم افزار مقایسه شود .

نکته : برای انتقال خروجیهای متنی نرم افزار به فایل word دفترچه محاسبات بهتر است از نرم افزار اکسل به عنوان واسطه استفاده کنیم. در این حالت در اکسل خروجیهای زائد را حذف کرده و همچنین میتوانیم بر روی فرمت خروجیها دراین قسمت عملیات دلخواه خود را انجام دهیم و سپس این خروجیها را به فایل wordانتقال دهیم. بهتر است این خروجی ها را از نرم افزار تحت واحد kgf,cm بگیریم تا برای انتقال به دفترچه فرمت مناسبی داشته باشند و برای فردی که دفترچه را مطالعه میکند قابل فهمتر باشد .

7-خلاصه نتایج تحلیل دینامیکی :

در صورتی که سازه به روش تحلیل دینامیکی برابر زلزله تحلیل شده باشد در این بخش خلاصه ای از نتایج تحلیل دینامیکی را درج میکنیم. در این زمینه میتوانیم از نتایج متنی تحلیل دینامیکی در نرم افزار (پس از حذف خروجیهای زائد نرم افزار) کمک بگیریم. مواردی نظیر طیف ورودی آیین نامه 2800 (یا مبحث ششم) به نرم افزار ، زمانهای تناوب و جرمهای مودی در هر یک

از مودهای نوسان و همچنین جزییات همپایه سازی برشهای پایه استاتیکی و دینامیکی مواردی است که در این بخش به عنوان یک حداقل گنجانده میشود .

8- بررسی منظمی یا نامنظمی سازه :

در صورتی که در طراحی سازه فرض بر منظمی سازه قرار داده شده باشد بهتر است که در این بخش از دفترچه ، محاسبات مربوط به این موضوع بر اساس شرایط مبحث ششم درج شود. در صورتی که فرض بر نامنظمی سازه گذاشته شده باشد میتوان از این بخش صرفنظر کرد .

9- محاسبات مربوط به مقدار برون از مرکزیت اتفاقی بارهای جانبی زلزله :

در مورد بارگذاری زلزله بخشی از محاسبات مربوط به لزوم یا عدم لزوم اعمال برون از مرکزیت اتفاقی و همچنین مساله تشدید مقدار برون از مرکزیت اتفاقی است. در این بخش محاسبات مربوط به این قسمت درج میشود. اگر بخواهیم در هر صورت حداقل 5 درصد برون از مرکزیت اتفاقی در بار زلزله برای هر طبقه و هر جهت اعمال کنیم نیازی به محاسبات مربوط به لزوم اعمال این برون از مرکزیت نیست و تنها محاسبات مربوط به تشدید برون از مرکزیت اتفاقی را درج میکنیم .

10- خلاصه ای از محاسبات نرم افزار : ETABS

در نرم افزار ETABS با مراجعه به قسمت File/Print Tables…/Summary Report… میتوان به یک فایل متنی شامل خلاصه ای از برخی خروجیهای مهم از نرم افزار دست یافت. این خروجیها که تعداد صفحات محدودی نیز دارند و معمولاً فاقد اطلاعات زائد میباشند را میتوان مستقیماً در این قسمت از دفترچه محاسبات درج نمود .

11- مختصات مرکز جرم و سختی طبقات و کنترل واژگونی سازه

در این بخش به درج خروجیهای نرم افزار در زمینه مختصات مرکز جرم و سختی طبقات میپردازیم. ممکن است که این اطلاعات در بخشهای قبلی دفترچه (قسمت کنترل منظمی یا نامنظمی سازه یا قسمت مربوط به محاسبات برون از مرکزیت نیروی زلزله) مورد نیاز باشد که در این صورت این قسمت در بخشهای قبلی دفترچه ادغام میشود و دیگر نیازی به تکرار آن در این بخش نیست. علاوه بر این اطلاعات در این بخش میتوان محاسبات مربوط کنترل واژگونی سازه را قرار دهیم .

12- طراحی سقف :

بر حسب اینکه سقف سازه از چه نوعی باشد در این بخش به جزییات طراحی سقف میپردازیم. این جزییات عمدتاً بر اساس محاسبات دستی خواهد بود. در مورد سقفهای کامپوزیت در صورت مدلسازی تیرهای فرعی در نرم افزار نیازی به محاسبات دستی

نیست و میتوان از خروجیهای نرم افزار به همراه یک نمونه کنترل دستی استفاده نمود. در مورد سقفهای دال نیز اگر سقف جداگانه با نرم افزار (معمولاً SAFE) مدل و طراحی شده باشد میتوان از خروجیهای نرم افزار کمک گرفت و گرنه جزییات طراحی باید بر اساس نتایج تحلیل دستی ارایه شود. از سقفهای دیگری که ممکن است استفاده شده باشد میتوان به سقفهای تیرچه بلوک و تیرچه کرومیت اشاره کرد. برای این سقفها میتوان از محاسبات دستی و یا استفاده از فایلهای اکسل آماده و یا نرم افزارها متفرقه دیگر استفاده نموده و خروجی های آنها را به دفترچه منتقل کرد. به هرحال صرفنظر از روش طراحی بهتر است که حداقل یک نمونه محاسبه دستی در دفترچه محاسبات برای هر کدام از سقفها که استفاده شده است درج شود .

13- طراحی تیرها :

در این بخش از دفترچه خلاصه ای از نتایج طراحی تیرها استخراج شده از خروجیهای نرم افزار به همراه محاسبات نمونه دستی (جهت مقایسه با نتایج نرم افزار) درج میشود. بهتر است در ابتدای این بخش توضیحاتی کلی در زمینه طراحی تیرها و تنظیماتی که در این مورد در نرم افزار انجام داده ایم به همراه فرضهای طراحی بگنجانیم. اطلاعاتی که از نرم افزار درج میکنیم درحد درج خلاصه محاسبات نظیر نسبتهای تنش خمشی ، برشی کفایت میکند و نیازی به درج جزییات کامل خروجیهای نرم افزار که بیهوده باعث حجیم شدن دفترچه محاسبات میشود نیست. همانند قسمتهای قبل در این زمینه میتوان اکسل را واسطه انتقال اطلاعات از نرم افزار به دفترچه نمود .

14- طراحی ستونها :

این بخش مشابه قسمت قبلی است که برای ستونها انجام میشود .

15- طراحی بادبندها :

مشابه قسمت قبل که برای بادبندها درج میشود .

16- طراحی دیوارهای برشی :

مشابه قسمتهای قبل که در اینجا اطلاعات آن برای دیوارهای برشی درج میشود .

17- بررسی مهار یا عدم مهارشدگی قابهای خمشی :

این قسمت بر اساس محاسبه شاخص پایداری طبقات در قابهای خمشی میباشد و بر اساس آن بررسی میشود که آیا قاب ساختمانی در هر یک از دو جهت میتواند مهارشده فرض شود یا خیر. این قسمت تنها برای قابهای خمشی فاقد بادبند یا دیوار برشی انجام میشود و در صورتی مورد نیاز است که در محاسبات و تنظیمات نرم افزار فرض بر مهارشدگی قابها قرار داده شده باشد .

18- کنترل تغییر شکل جانبی در سازه تحت اثر بارهای جانبی :

در این بخش محاسبات مربوط به کنترل Drift در سازه تحت اثر بارهای جانبی قرار داده میشود. برای این بخش میتوان از خروجیهای نرم افزار کمک گرفت. مثل حالات قبلی میتوان اکسل را واسطه انتقال اطلاعات به دفترچه قرار داد .همچنین میتوان قبل از انتقال اطلاعات به دفترچه محاسبات Drift بر اساس نتایج نرم افزار و مقایسه با مقادیر مجاز را در اکسل انجام داده و سپس کل اطلاعات را به فایل Word انتقال داد .

19- طراحی اتصالات :

در این بخش به طراحی اتصالات و محاسبات خاص آن پرداخته میشود. مواردی نظیر طراحی اتصالات تیر به تیر ، تیر به ستون ، وصله تیرها ، ستونها و بادبندها ، اتصالات صفحه ستون را میتوان در این بخش گنجاند. این بخش بیشتر در مورد سازه های فلزی میباشد. در مورد سازه های بتنی عمدتاً نیازی به این بخش نیست. در مورد سازه های بتنی این بخش میتواند شامل محاسبات مربوط به انتقال نیرو از تیرها به ستون در گره اتصال و انتقال نیرو از ستون به پی باشد .

20- محاسبات مربوط به مهار و وصله آرماتورها :

این بخش بیشتر برای سازه های بتنی دارای اهمیت است اما در سازه فلزی نیز میتواند جزئی از دفترچه محاسبات باشد. محاسبات مربوط به طول مهار و وصله آرماتورها در حالات مختلف و برای سایزهای مختلف آرماتور در این بخش گنجانده میشود .

21- کنترل صلبیت دیافراگم سقفها :

این بخش معمولاً در دفترچه های محاسبات صرفنظر میشود ؛ اما اگر وضعیت سازه به گونه ای باشد که صلبیت برخی از سقفها جای تردید داشته باشد بهتر است که این بخش نیز در دفترچه گنجانده شود و به صورت نمونه صلبیت یکی از سقفها که حالت بحرانیتری نیز دارد بررسی شود .

22- کنترل قابهای خمشی بدون حضور بادبند و دیوارهای برشی در سیستمهای دوگانه :

در سازه های دوگانه لازم است که در یک فایل جداگانه سازه بدون حضور بادبندها و دیوارهای برشی و تحت اثر 25 درصد نیروی زلزله مورد کنترل قرار گیرد. در این بخش از دفترچه محاسبات به همراه یک مقدمه خلاصه ای از نتایج این فایل به صورت متنی یا تصویری را ارایه میکنیم. این نتایج را میتوان از خروجی های نرم افزار تهیه نمود .

23- خلاصه ای از برآورد حجم بتن و آهن آلات مصرفی بر اساس نتایج نرم افزار ETABS

در نرم افزار ETABS خروجیهایی وجود دارد که بر اساس آن میتوان به صورت تقریبی یک برآورد اولیه از لیست مصالح سازه

تهیه کرد. این اطلاعات برای مهندس مجری برای سفارش اولیه مصالح و همچنین برآورد تقریبی قیمت اسکلت مناسب است و به همین جهت بهتر است این اطلاعات در این بخش از دفترچه محاسبات گنجانده شود .

24- خلاصه محاسبات فونداسیون :

در این بخش خلاصه ای از محاسبات مربوط به پی که اکثراً از فایل محاسباتی SAFEاستخراج میشود را درج میکنیم. در این بخش بهتر است در ابتدا به صورت یک مقدمه توضیحات کلی در مورد روش طراحی پی ، مقاومت مجاز خاک، آیین نامه طراحی پی و .... بپردازیم و سپس به درج نتایج در این زمینه بپردازیم. در قسمت اول میتوانیم بر اساس نتایج ETABS مقادیر واکنشهای تکیه گاهی منتقل شده به پی را درج کنیم. سپس بر اساس نتایج تصویری فایل SAFE تنشهای زیر پی را در چند ترکیب بار خاص (از بین ترکیب بارهای بدون ضریب کنترل تنش در زیر پی) ترجیحاً از بین ترکیب بارهای بحرانیتر نمایش میدهیم و با مقدار تنش مجاز خاک مقایسه میکنیم. پس از آن نتایج نرم افزار برای آرماتورهای طولی بالا و پایین پی در نوارهای افقی و عمودی را ترجیحاً به صورت تصویری بر اساس نتایج نرم افزار نمایش میدهیم. درج این اطلاعات برای جلوگیری از شلوغی میتواند در چند تصویر مختلف از پلان پی به تفکیف آرماتورهای بالا و پایین و نوارهای افقی و عمودی (حداکثر در 4 تصویر) انجام گیرد. پس از آن نیز باز هم ترجیحاً به صورت تصویری و با کمک نتایج نرم افزار نتایج کنترل برش پانچ را درج میکنیم. بهتر است برای نتایج کنترل برش پانچ حداقل یک نمونه محاسبات دستی نیز ارایه شده و با محاسبات نرم افزار مقایسه شود. به عنوان آخرین بخش به طور نمونه محاسباتی از کنترل برش تیری (یک طرفه) در نوارهای مختلف پی را درج مینماییم .

به این ترتیب با درج اطلاعات بالا دفترچه محاسبات تکمیل میشود. برای برخی سازه های خاص ممکن است علاوه بر موارد بالا به محاسبات دیگری نیز نیازمند باشیم که این محاسبات را نیز میتوانیم به عنوان بخشی جداگانه در بین بخشهای بالا بگنجانیم .

به ضمیمه دو نمونه دفترچه محاسبات در فرمت فایل Word برای دانلود موجود است که با استفاده از این فایلها (که هر دو متعلق به سازه های فلزی میباشند) میتوانید درک بهتری نسبت به روش تهیه دفترچه محاسبات سازه خود داشته باشید[42]. قابل ذکر است که این دو دفترچه محاسبات کامل نبوده و برخی از موارد ذکر شده در بالا در آنها درج نشده است .

در بخشهای دیگر سایت نمونه های دیگری از دفترچه های محاسبات وجود دارد که میتواند در این زمینه راهنمای خوبی باشند.

[42]- فایلهای مورد اشاره در فولدر شماره 17 در دسترس میباشند.

پایان