معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز

مدیریت کنترل ونظارت ساختمان

دستورالعمل الزامات تکمیلی طراحی سازه های فولادی

دستورالعمل شماره 4 - 103 - 94

کارگروه سازه مدیریت کنترل و نظارت ساختمان

به نام یگانه معمار هستی

پیش گفتار

به منظور ایجاد وحدت رویه در انجام محاسبات سازه، با توجه به وجود برخی ابهامات و تناقضات در ضوابط لرزه ای ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران سال 1392، کارگروه سازه مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز اقدام به تدوین دستورالعمل الزامات تکمیلی طراحی سازه های فولادی بر اساس آئین نامه های معتبر بین المللی نموده است. لذا از این پس به کارگیری ضوابط این دستورالعمل در طراحی سازه های فولادی پیشنهاد می گردد.

چهارچوب اصلی این دستورالعمل از استاندارد ANSI / AISC 341-10 امریکا تحت عنوان « ضوابط لرزه ای سازه های فولادی» برگرفته شده است. سایر آئین نامه ها و مراجع استفاده شده در این دستورالعمل به شرح زیر می باشند:

1- ANSI / AISC 360-10 ; Specification for Structural Steel Buildings.
2- ANSI / AISC 341-10 ; Seismic Provisions for Structural Steel Buildings .
3- ANSI / AISC 358-10 ; Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications .
4- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، ویرایش 1392 تحت عنوان « طرح و اجرای ساختمانهای فولادی » .

با وجود تلاشهای فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط های فنی، نگارشی، ابهام و ایهام نیست. از این رو از شما مهندسان گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه اشکال و ابهام مراتب را به نشانی الکترونیکی shirazmn.str@gmail.com گزارش فرمایید تا موجبات شناسایی و برطرف نمودن آنها فراهم شود.

اعضای کارگروه سازه (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس جعفر آزادی (نماینده شهرداری شیراز)

مهندس امیر محمد ادریسی

مهندس محمدرضا بهارلو

مهندس سید علی رضا حکمت آرا (مدیر طرح)

دکتر داود صفری

مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز

کارگروه سازه

تابستان 1394

فهرست مندرجات

موضوع **صفحه**

1- مقدمه 1

2- روش طراحی 2

3- الزامات بارگذاری 2

4- الزامات تحلیل 2

5- الزامات عمومی مقاطع 4

6- الزامات عمومی ستون ها و کف ستون ها 5

7- کنترل ضوابط شکل پذیری 9

8- الزامات تکمیلی شکل پذیری قاب مهاربندی همگرای معمولی 12

9- الزامات تکمیلی شکل پذیری قاب مهاربندی همگرای ویژه 17

10- الزامات تکمیلی شکل پذیری قاب خمشی متوسط 28

11- الزامات تکمیلی شکل پذیری قاب خمشی ویژه 34

1- مقدمه

با توجه به رویکرد آیین نامه ها در سال های اخیر برای بهره گیری از مفهوم شکل پذیری، رعایت ضوابط شکل پذیری اهمیت ویژه ای پیدا کرده است. در تمامی آیین نامه های بین المللی ضوابط شکل پذیری بر اساس نتایج آزمایشگاهی تدوین می شوند؛ لذا ایجاد کوچکترین تغییر در این ضوابط بدون انجام آزمایش، برای بومی کردن آن ها مناسب نمی باشد. سرعت تغییر در ضوابط آیین نامه های بین المللی در سال های اخیر و عدم مطابقت بخش عمده ای از مباحث مقررات و آیین نامه های داخلی با این تغییرات، سبب شده است که ساخت و ساز های کنونی مغایر با استانداردهای بین المللی باشند. هر چند در به روز رسانی مباحث مقررات ملی ساختمان ایران در سال 1392 با استانداردهای بین المللی تلاش به سزایی صورت پذیرفت، اما به دلیل تغییر در برخی از ضوابط و یا حذف پاره ای از محدودیت ها (به منظور انطباق با شرایط ساخت و ساز)، تناقض هایی در تعدادی از ضوابط این مقررات پدید آمده است. لذا در این دستورالعمل بر آنیم تا بر اساس منابع اصلی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای رسیدن به اهداف آیین نامه در بحث شکل پذیری، نکات تکمیلی بر مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای طراحی سازه های فولادی به صورت توصیه های طراحی ارائه کنیم.

لازم به ذکر است، تکرار برخی ضوابط ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران سال 1392 در این دستورالعمل، صرفا به دلیل تاکید بر اهمیت آن ها و یا ارائه روش های عملی برای کنترل آن ها بوده است.

2- روش طراحی

طراحی سازه های فولادی شامل کلیه اعضا و اتصالات می باید بر اساس روش حدی مطابق ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران سال 1392 انجام پذیرد.

3- الزامات بارگذاری

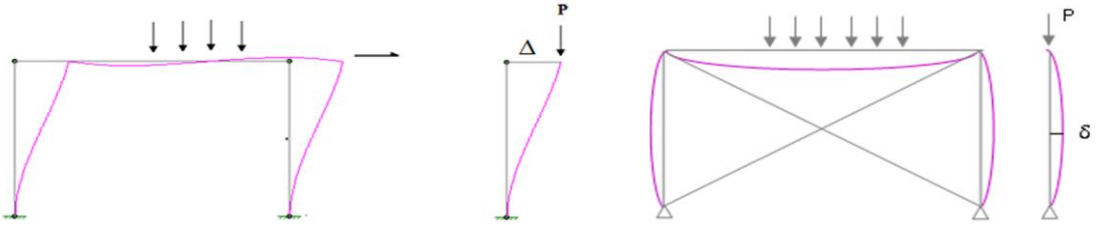
3-1- در تعیین نیروی زلزله برای طراحی به روش حدی، می باید از ویرایش چهارم آیین نامه 2800 و راهنمای شماره 1-106-94 مدیریت کنترل و نظارت معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز استفاده گردد.

3-2- به جهت ایجاد وحدت رویه در طراحی سازه و نیز تسهیل امر کنترل و بازبینی دفترچه ها، شایسته است از علائم اختصاری و ترکیبات ارائه شده در دستورالعمل شماره 2-102-93 مدیریت کنترل و نظارت معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز استفاده گردد.

4- الزامات تحلیل

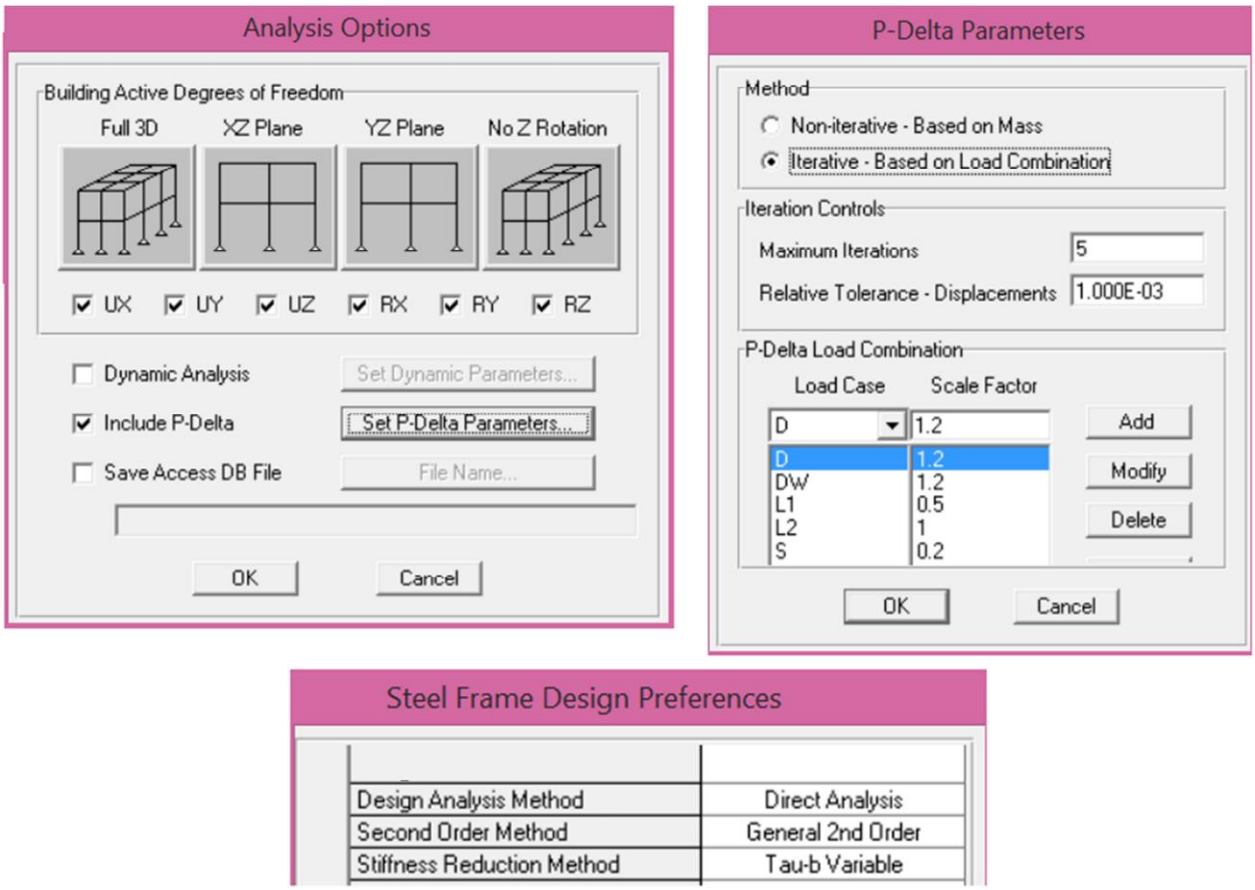
توصیه می گردد جهت طراحی اعضاء سازه، از روش تحلیل مستقیم (Direct Analysis) استفاده گردد. تحلیل مستقیم، روشی جدید جهت تحلیل سازه با در نظر گرفتن آثار غیر خطی مصالح در تحلیل می باشد. در این روش مناسب تر است برای در نظر گرفتن آثار غیر خطی، از ضریب کاهش سختی خمشی متغیر (τ_b تابع نیروی محوری) استفاده شود.

همچنین توصیه می گردد برای در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم از تحلیل مرتبه 2 (تحلیل P-Delta) به جای تحلیل مرتبه 1 تشدید یافته بهره گیری شود. آثار مرتبه 2 (تحلیل P-Delta) به دو بخش اثر تغیر مکان جانبی نسبی عضو (اثر P-Δ) و اثر انحناء عضو (اثر P-δ) تقسیم بندی می شود. به طور معمول اثر P-Δ در قاب های خمشی و اثر P-δ در سیستم های دوگانه قابل ملاحظه تر خواهند بود. (شکل 1)



شکل (1) : آثار مرتبه دوم P-Δ و P-δ

تنظیم الزامات اشاره شده تحلیل جهت طراحی سازه در نرم افزار ETABS9.7.4: بعد از تنظیم اثر P-Δ در تحلیل، می باید در تنظیمات طراحی روش تحلیل مستقیم به همراه تحلیل عمومی مرتبه دوم و τ_b متغیر انتخاب گردد. (شکل 2)



شکل (2) : پارامترهای تحلیل جهت طراحی در نرم افزار ETABS9.7.4

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS:

الف- لازم به ذکر است در سازه های معمول، به دلیل هم مکان نبودن محل لنگر حداکثر ناشی از بارهای متعارف با ناحیه بحرانی اثر P-δ، در نظر گرفتن اثر P-δ تاثیر چندانی در نتایج تحلیل نخواهد داشت. اما به هر صورت برای اعمال این اثر در نرم افزار می توان به یکی از دو رش زیر عمل کرد.

الف-1- تقسیم بندی ستون به اجزاء کوچکتر یا ایجاد گره در میانه ستون. به این ترتیب نرم افزار به طور خودکار اثر P-δ را در نظر می گیرد.

الف-2- انتخاب گزینه Amplified 1st Order در ناحیه Second Order Method از تنظیمات طراحی. به این ترتیب نرم افزار از ضریب تشدید لنگر B1 برای در نظر گرفتن اثر P-δ استفاده می کند.

ب- برای کنترل های سازه در حالت حدی بهره برداری مانند کنترل تغییر مکان سازه، خیز تیرها، محاسبه زمان تناوب سازه، نیاز به اعمال کاهش سختی اعضاء نیست. بنابراین برای انجام این کنترل ها بعد از طراحی سازه می توان در یک فایل جداگانه آئین نامه را از AISC360-05(or 10) به AISC-ASD89 تغییر داد و مجدد سازه را تحلیل نمود، با این ترفند نتایج تحلیل بدون اثر کاهش سختی ارائه خواهند شد.

5- الزامات عمومی مقاطع

5-1- استفاده از مقاطع لانه زنبوری به عنوان تیر اصلی (حمال) در کفهای عرشه فولادی و کفهای مرکب (کامپوزیت)، به دلیل عملکرد نامناسب، مجاز نبوده و صرفا به عنوان تیر فرعی قابل استفاده می باشد.
به طور کلی استفاده از مقاطع لانه زنبوری برای تیرهایی که تحت اثر بار متمرکز یا نیروهای محوری و برشی زیاد هستند، مناسب نمی باشد. بنابراین شایسته است از این مقاطع در دهانه مهاربندی و دهانه های مجاور آن همچنین دهانه مجاور بازشوهای کناری ساختمان، استفاده نگردد.
در صورت به کارگیری مقطع زنبوری در کف های تیرچه بلوک، ارجح است از پرفیل تک مدفون در بتن استفاده گردد.

5-2- کاربرد مقاطع ساخته شده با جوش منقطع به دلیل غیر فشردگی تنها به موارد زیر محدود می شود:

الف) تیرها در قابهای ساده البته به جز تیرهای دهانه مهار بندی شده.

ب)ستونهای غیر باربر لرزه ای درقابهای ساده معمولی.

در محاسبه ظرفیت خمشی این مقاطع (M_n)، با توجه به عدم پیوستگی کامل بال به جان و ارائه نشدن ضوابط مربوط به فشردگی آن ها، می باید از ظرفیت نهایی الاستیک ($M_y=S.F_y$) به جای ظرفیت پلاستیک ($M_p=Z.F_y$) استفاده گردد. همچنین در صورت عدم وجود مهار جانبی، کنترل کمانش جانبی-پیچشی می باید انجام شود.

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: در صورتیکه برای معرفی مقطع تقویت شده از Section Designer استفاده شود، نرم افزار ضوابط فشردگی مقطع را بررسی نکرده و ظرفیت خمشی عضور را بدون کنترل کمانش جانبی پیچشی برابر ظرفیت نهایی الاستیک (M_y) در نظر می گیرد. این روند برای تیر های مهار شده (مدفون در کف) مناسب است اما برای اعضای مهار نشده، می باید کنترل کمانش جانبی پیچشی به روش دستی و یا با استفاده از نکته ارائه شده در بند 5-3 الزامات عمومی مقاطع انجام شود.

لازم به ذکر است استفاده از نرم افزارهایی همچون Proper جهت معادل سازی مقاطع ساخته شده با جوش منقطع، مناسب نمی باشد.

3-5- مقاطع ساخته شده با جوش پیوسته و با رعایت نسبت پهنا به ضخامت ورق های استفاده شده، فشرده می باشد.

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: در صورت استفاده از ورق تقویتی با جوش پیوسته بر روی مقاطع نورد شده برای تیرها و با رعایت فشردگی ورق تقویتی، برای در نظر گرفتن افزایش مقاومت خمشی (ظرفیت پلاستیک $M_p=Z.F_y$ به جای ظرفیت الاستیک $M_y=S.F_y$)، می توان از مقطع معادل I شکل استفاده کرد. برای ساخت مقطع معادل I شکل می توان مساحت بال را در حدود مجموع مساحت بال پروفیل و ورق تقویتی با ارتفاع کل مقطع تقویت شده در نظر گرفت به گونه ای که مشخصات هندسی هر دو مقطع یکسان باشد. با استفاده از مقطع معادل I شکل، کنترل کمانش جانبی پیچشی توسط نرم افزار انجام می شود.

6- الزامات عمومی ستون ها و کف ستون ها

6-1- کلیه ستون ها باید بطور مجزا برای دو حالت زیر طرح گردند.

الف) بیشترین نیروهای داخلی (نیروی محوری، برشی و خمش) ناشی از ترکیب بارهای متعارف به صورت هم زمان

ب) بیشترین نیروهای محوری (بدون اثر برش و خمش) ناشی از ترکیب بارهای تشدید یافته

6-2- برای ستون های باربر لرزه ای که در معرض بار جانبی در حد فاصل دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات تشدید یافته به صورت توام در نظر گرفته شود. بطور مثال می توان به اثر نیروی زلزله افقی ناشی از اینرسی پاگرد پله اشاره کرد.

نکته 1 در مدلسازی در نرم افزار ETABS:

در صورتیکه کنترل ترکیبات بار تشدید یافته با اعمال ضریب Ω_0 بطور خودکار توسط نرم افزار انجام گردد، حتی در صورت اعمال نیروی جانبی در میانه ستون اثر لنگر به صورت توام با نیروهای محوری در نظر گرفته نمی شود. بنابراین کنترل ضابطه مزبور می باید به صورت دستی انجام گردد.

نکته 2 در مدلسازی در نرم افزار ETABS:

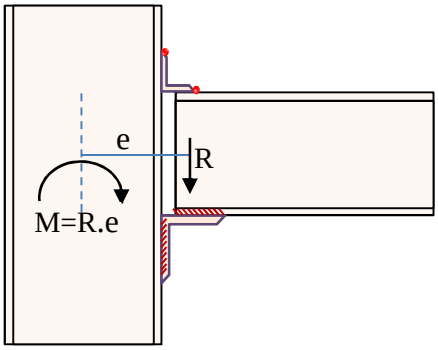
در شرایطی که از سیستم قاب ساده مهاربندی استفاده می گردد، با توجه به اینکه در ستون ها تنها لنگر جزئی ناشی از خروج از مرکزیت عکس العمل تیر نسبت به محور آن وجود دارد (شکل 3)، می توان برای کنترل ضابطه مزبور به روش زیر عمل کرد. (شکل 4)

الف) معرفی ترکیبات بار تشدید یافته در نرم افزار

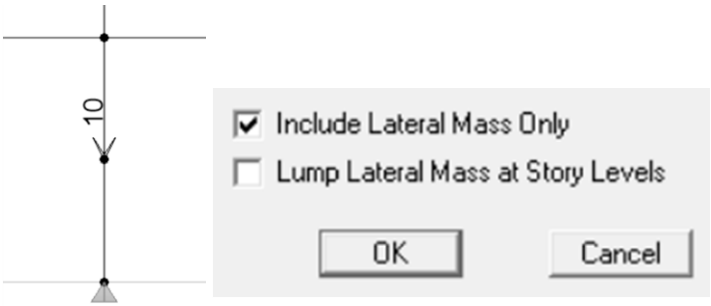
ب) مدل سازی تیر میان طبقه و اعمال بار ثقلی به آن یا ایجاد گره در میانه ستون و اعمال عکس العمل قائم به آن

ج) حذف گزینه Lump Lateral Mass at Story Level در Mass Source

د) طرح ستون های باربر لرزه ای در معرض بار جانبی در میانه خود، برای ترکیبات بار تشدید یافته با در نظر گرفتن لنگر موجود در ستون



شکل (3) : لنگر جزئی ستون ناشی از خروج از مرکزیت عکس العمل تیر نسبت به محور ستون



شکل (4) : تنظیمات اعمال بار ثقلی در نظر گرفتن اینرسی بار های ثقلی وارد به میانه ستون در نرم افزار ETABS9.7.4

3-6- کف ستون ها با اتصال ساده باید بطور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند:

الف) بیشترین نیروهای داخلی (نیروی محوری و برش) ناشی از ترکیب بارهای متعارف به صورت هم زمان

ب) بیشترین نیروهای محوری (بدون اثر برش) ناشی از ترکیب بارهای تشدید یافته

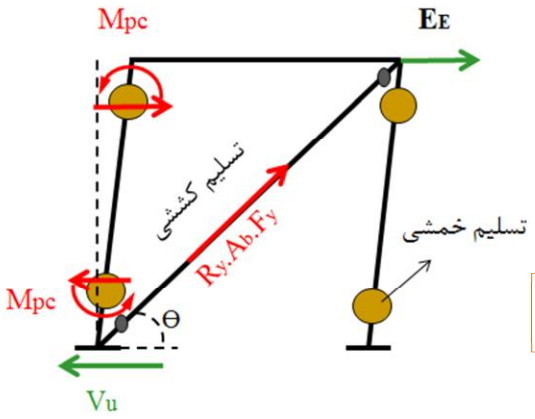
ج) بیشترین نیروی برشی در هر دو راستا (بدون اثر نیروهای محوری) ناشی از مجموع مولفه های افقی مقاومت های مورد نیاز اتصالات مهاربندی رسیده به کف ستون

4-6- کف ستون های با اتصال گیردار باید بطور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند:

الف) بیشترین نیروهای داخلی (نیروی محوری، برشی و خمش) ناشی از ترکیب بارهای متعارف به صورت هم زمان

ب) بیشترین نیروهای محوری (بدون اثر برش و خمش) ناشی از ترکیب بارهای تشدید یافته

ج) بیشترین نیروی برشی در هر دو راستا (بدون اثر نیروهای محوری) ناشی از مجموع مولفه های افقی مقاومت های مورد نیاز اتصالات مهاربندی رسیده به کف ستون همچنین برش ناشی از ظرفیت خمشی ستون (برابر $\sum M_{pc}/H_s$). (شکل 5)



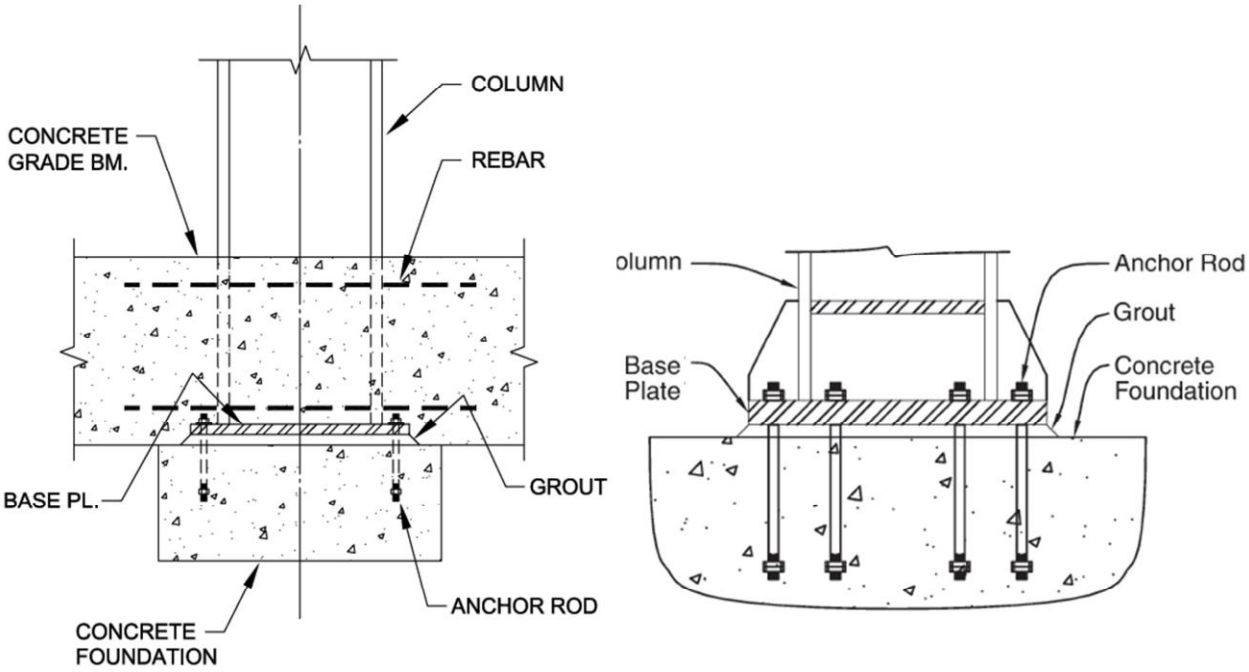
$$V_u = 2 M_{pc} / H_s + R_y . A_b . F_y . Cos(\theta)$$

شکل (5) : برش وارد به کف ستون ناشی از تسلیم بادبند و ستون

د) کمترین دو مقدار لنگر خمشی تشدید یافته و لنگر خمشی معادل $1.1R_y$ برابر ظرفیت پلاستیک ستون الزامی است.

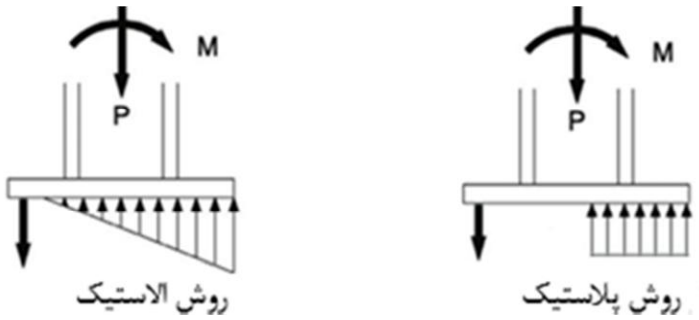
6-4- جوش وصله ستون ها و جوش اتصال ستون به کف ستون در سیستم های قاب خمشی متوسط و ویژه و قاب ساده با مهاربندی ویژه به عنوان جوش بحرانی بوده و می باید به صورت شیاری با نفوذ کامل اجرا گردد.

6-5- نمونه هایی از اتصال گیردار کف ستون های مطابق شکل 6 می باشد.



شکل (6) : نمونه هایی از اتصال گیر دار کف ستون.

6-6- برای محاسبه فشار زیر کف ستون ها استفاده از دو روش الاستیک و پلاستیک (مطابق AISC Design Guide 01-Base Plate And Anchor Rod Design) امکان پذیر است. لازم به ذکر است، در صورت استفاده از روش پلاستیک، ابعاد کوچک تری برای کف ستون بدست می آید. (شکل7)



شکل (7) : روش الاستیک و پلاستیک برای تعیین تنش های اتکایی بتن

7- کنترل ضوابط شکل پذیری

در این بخش، الزامات شکل پذیری مرتبط با هر سیستم سازه ای به تفکیک ارائه شده است.

نکته در مدل سازی نرم افزار ETABS9.7.4: بخشی از ضوابط شکل پذیری می تواند توسط نرم افزار کنترل گردد. برای این منظور می باید در تنظیمات طراحی منو option، آیین نامه AISC360-05 انتخاب و نوع قاب مشخص گردد، همچنین گزینه No در مقابل عبارت Ignore Seismic Code انتخاب گردد، (شکل 8).

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	IMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	4.
System Omega0	2.
System Cd	4.
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	Yes

شکل (8) : در نظر گرفتن ضوابط لرزه ای در نرم افزار ETABS9.7.4

Frame Type (نوع قاب): شامل SMF (قاب خمشی ویژه)، IMF (قاب خمشی متوسط)، SCBF (قاب مهاربندی همگرای ویژه)، OCBF (قاب مهاربندی همگرای معمولی)، OCBFI (قاب مهاربندی همگرای معمولی با جداگر لرزه ای) و EBF (قاب مهاربندی واگرا) می باشد.

Seismic Design Category (منطقه لرزه ای): شامل A تا F می باشد. مطابق ضوابط AISC360-05 اگر منطقه لرزه ای A تا C بوده و ضریب رفتار کوچکتر یا مساوی 3 انتخاب گردد، لزومی به کنترل ضوابط لرزه ای نبوده و برنامه نیز کنترل های مربوطه را انجام نمی دهد. بنابراین برای انجام برخی کنترل های لرزه ای مطابق توانایی نرم افزار که در ادامه اشاره خواهد شد، می باید منطقه D تا F انتخاب گردد.

Importance Factor (ضریب اهمیت): نرم افزار مطابق ضوابط AISC360-05 جهت کنترل چرخش تیر پیوند در سیستم قاب مهاربندی واگرا، نتایج جابجایی تحلیل خطی خود را در نسبت C_D/I ضرب می کند.

System Rho (ضریب نامعینی): مطابق ASCE07 و ویرایش چهارم استاندارد 2800، ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آن ها در دو جهت متعامد دارای نامعینی کافی نیستند، می باید برای بار جانبی افزایش یافته (با ضریب نامعینی ρ) طرح شوند.

System Sds (ضریب پریود کوتاه): مطابق ASCE07 مقدار مولفه زلزله قائم 0.2Sds برابر بار مرده می باشد. در صورت استفاده از این امکانات در نرم افزار، اثر مولفه قائم زلزله در طراحی تمام اعضاء در نظر گرفته می شود که این امر مطابق ویرایش چهارم استاندارد 2800 تنها برای شهرهای با خطر لرزه خیزی خیلی زیاد مانند تهران الزامی می باشد. در سایر مناطق لرزه ای مانند شیراز که اثر مولفه قائم زلزله تنها برای بالکن های طره و تیرهای با طول بیشتر از 15 متر یا تحت بار متمرکز قابل ملاحظه به همراه اتصالات و ستون های متصل به آن ها الزامی است، می توان این ضریب را صفر وارد کرده و مولفه زلزله قائم را به گونه دیگر مانند آنچه در دستورالعمل شماره 1-102-93 مدیریت کنترل و نظارت معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز عنوان شده در نظر گرفت.

System R (ضریب رفتار): مطابق ضوابط AISC360-05 اگر منطقه لرزه ای A تا C بوده و ضریب رفتار کوچکتر یا مساوی 3 انتخاب گردد، لزومی به کنترل ضوابط لرزه ای نبوده و برنامه نیز کنترل های مربوطه را انجام نمی دهد.

System Omega0 (ضریب اضافه مقاومت): کاربرد ضریب اضافه مقاومت جهت کنترل ستون ها تحت ترکیبات زلزله تشدید یافته می باشد. ترکیبات تشدید یافته ای که توسط نرم افزار در روش طراحی حدی کنترل می گردد شامل:

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

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

می باشد.

لازم به ذکر است در صورت معرفی ترکیبات زلزله تشدید یافته توسط کاربر (مطابق دستورالعمل شماره 1-102-93 مدیریت کنترل و نظارت معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز) می باید در ادامه گزینه yes در ناحیه Ignore Special Seismic Load انتخاب گردد تا نرم افزار به طور خودکار ترکیبات تشدید یافته پیش فرض خود را در طرح ستون ها اعمال ننماید.

System Cd (ضریب اصلاح تغییر شکل هی خطی به غیر خطی): کاربرد این ضریب در گزینه Importance Factor اشاره گردید.

Design Provision (روش طراحی): مطابق AISC360-05 و AISC360-10 دو روش طراحی LRFD (ضرایب بار و مقاومت) و ASD (مقاومت مجاز) وجود دارد. هرچند در ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران سال 1392 تنها روش حدی یا همان LRFD ارائه شده است.

Design Analysis Method (روش تحلیل جهت طراحی): سه روش تحلیل جهت طراحی وجود دارد که مطابق توصیه عنوان شده در بخش الزامات تحلیل مناسب است از روش Direct Analysis استفاده گردد.

Second Order Method (روش در نظر گرفتن آثار مرتبه دو): دو روش تشدید لنگر و تحلیل مرتبه دو برای در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم وجود دارد که مطابق توصیه عنوان شده در بخش الزامات تحلیل مناسب است از روش General 2nd Order استفاده گردد.

Stiffness Reduction Method (روش در نظر گرفتن کاهش سختی): دو روش کاهش سختی متغییر و ثابت وجود دارد که مطابق توصیه عنوان شده در بخش الزامات تحلیل مناسب است از روش Tau-b Variable استفاده گردد.

Phi (...) (ضریب کاهش مقاومت): پیش فرض ضرایب کاهش مقاومت مطابق آیین نامه می باشد.

Ignore Seismic Code (نادیده گرفتن ضوابط لرزه ای آیین نامه): برای کنترل ضوابط لرزه ای می باید گزینه No انتخاب گردد.

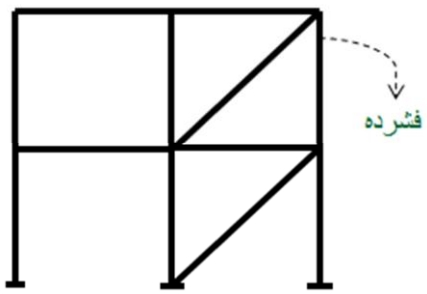
Ignore Special Seismic Load (نادیده گرفتن ترکیبات لرزه ای): همانطور که در گزینه System Omega0 اشاره گردید، در صورت معرفی ترکیبات زلزله تشدید یافته توسط کاربر (مطابق دستورالعمل شماره 1-102-93 مدیریت کنترل و نظارت معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز) می باید گزینه yes انتخاب گردد تا نرم افزار ترکیبات تشدید یافته پیش فرض خود را در طرح ستون ها اعمال ننماید.

8- الزامات شکل پذیری قاب مهاربندی همگرای معمولی

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: نوع قاب در تنظیمات طراحی (موضوع بند 7) می تواند یکی از دو حالت OCBF یا OMF به شرح زیر انتخاب شود. اگر نوع قاب OCBF انتخاب گردد، نرم افزار مقاطع غیر فشرده لرزه ای را برای مهابندها طراحی نمی کند، بر این اساس در صورت استفاده از دوعدد ناودانی یا نبشی، می باید مقطع مهاربندها به صورت Box معرفی شده باشد. اما با توجه به اینکه الزامات این سیستم در نرم افزار نسبت به سیستم OMF تفاوت قابل توجهی ندارد می توان از گزینه OMF استفاده گردد.

8-1- استفاده از این نوع سیستم، مطابق ضوابط 2800 ویرایش چهارم برای سازه های بیشتر از 15 متر ممنوع می باشد.

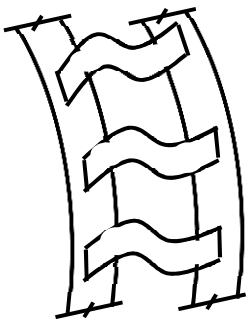
8-2- مقطع کلیه ستونهای دهانه مهاربندی می باید به صورت فشرده باشد. (شکل 9)



شکل (9) : مقطع مناسب برای ستون های مجاور مهاربند

لذا درصورت استفاده از مقاطع مرکب، جوش اتصال ورقها می باید ممتد اجرا شود. بر این اساس استفاده از مقاطع مرکب با جوش منقطع و مقاطع بست دار برای این ستونها مناسب نمی باشد.

لازم به ذکر است، در مورد مقاطع بست دار هر یک از پروفیل ها به تنهایی فشرده می باشند، ولیکن به دلیل عدم پیوستگی بال به هر دو جان و تغییر شکل برشی بست ها در خمش، عملکرد مقطع مرکب بست دار به عنوان یک مقطع واحد به درستی مشخص نیست و نمی تواند به عنوان مقطع فشرده تلقی شود و دارای ظرفیت پلاستیک باشد. (شکل 10)

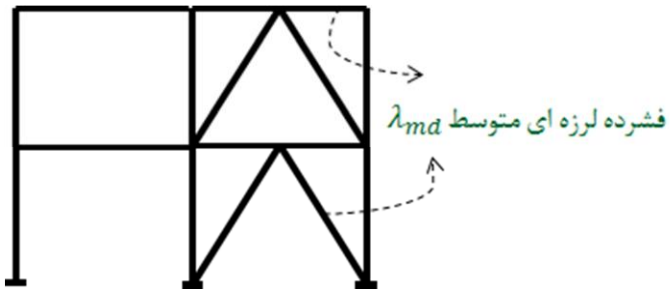


شکل (10) : تغییر شکل برشی بست ها در خمش ستون

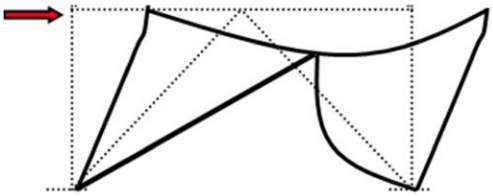
نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: کنترل فشردگی ستون های مجاور بادبند در نرم افزار انجام نشده و می باید با محاسبات دستی کنترل گردد.

8-3- مقاطع مهاربندها و تیرهای نظیر دهانه مهاربندی از نوع 7 و 8، باید فشرده لرزه ای متوسط (با محدودیت λ_{md}) باشند. (شکل 11)

مقطع مناسب برای این تیرها جهت تحمل تغییر شکل های فرا ارتجایی (شکل 12) مقطع I شکل بدون ورق های تقویتی می باشد.



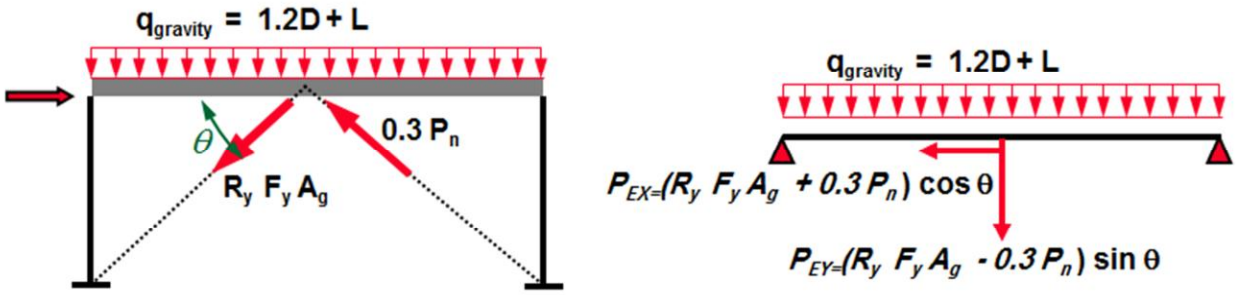
شکل (11) : مقطع مناسب دهانه مهاربند 7 و8



شکل (12) : تغییر شکل های فراارتجایی مهاربند 7 و8

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: کنترل فشرده لرزه ای تیرها در نرم افزار انجام نشده و می باید بصوت دستی کنترل گردد.

8-4- کنترل تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار برای طرح تیرهای نظیر دهانه مهاربندی از نوع 7 و 8، و اتصالات آنها الزامی است. (شکل 13)



A_g: سطح مقطع کل مهاربند
P_n: ظرفیت فشاری مهاربند
R_y: ضریب تولیدات فولاد

شکل (13) : نیروهای نا متعادل ناشی از زلزله وبارهای ثقلی ضریبدار وارد به تیر دهانه مهاربند 8

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: برای منظور کردن ضابطه مزبور در نرم افزار، می توان بعد از حذف مهاربندهای 7 و 8 در یک فایل جداگانه، بار متمرکز P_{EY} و درصدی از بار متمرکز P_{EX} (به دلیل ظرفیت باربری کف) را به تیر مورد نظر اعمال کرده و تیر تحلیل و طرح گردد. توجه شود که در صورت ناپایدار شدن سازه می توان از تکیه گاه جانبی طبقات استفاده کرد.

8-5- موارد زیر برای مهارجانبی تیرهای نظیر دهانه مهاربندی از نوع 7 و 8 می باید مد نظر قرار گیرد.

8-5-1- وجود یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندها الزامی است. نیروی طراحی مهار جانبی برابر $0.02M_u/h_0$ خواهد بود. در این رابطه $M_u=R_yZF_y$ می باشد که Z اساس مقطع پلاستیک تیر می باشد.

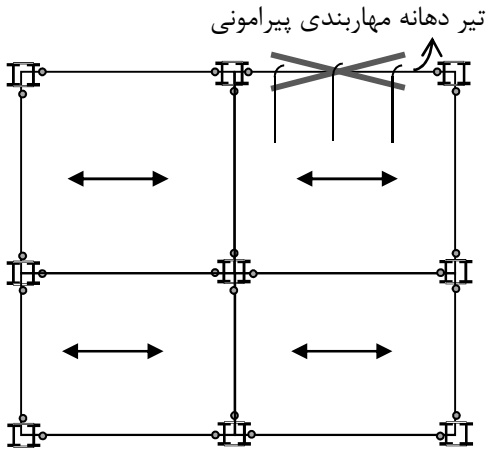
8-5-2- در سازه های با کف تیرچه و بلوک، برای تیرهای کناری مهار بال ها الزامی می باشد. لازم به ذکر است برای تیر های حمال می توان از ظرفیت میلگرد منفی قلاب شده تیرچه ها به پشت بال تیر استفاده کرد.

8-5-3- در سازه های با کف عرشه فولادی یا کف مرکب (کامپوزیت)، مهار بال پایینی تیر در مهاربند 8 الزامی می باشد. (شکل 14)

شکل (14) : مهار جانبی تیر دهانه مهاربند 8

8-6- با توجه به وجود نیروی محوری در تیرهای دهانه مهاربندی، این تیرها به همراه اتصال آنها می باید با ظرفیت محوری مناسب طرح شوند. بر این اساس رعایت نکات زیر توصیه می شود.

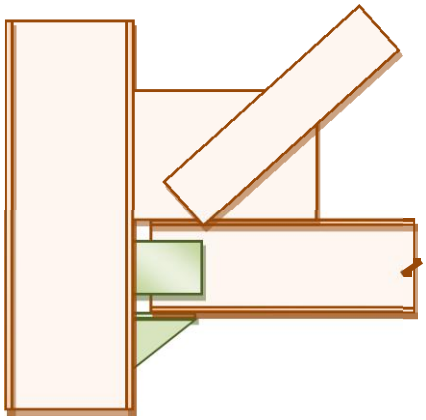
8-6-1- در کف های تیرچه بلوک، در صورت استفاده از مهاربند در قاب های پیرامونی، اگر جهت تیرچه ها موازی تیر اصلی باشد، می توان با استفاده از میلگردهای عصایی تیر را مهار کرد؛ (شکل 15). در غیر این صورت تیر مزبور می باید مانند ستون با طول مهار نشده کل تیر طرح شود.



شکل (15) : مهار جانبی تیر دهانه مهاربند در قاب پیرامونی برای افزایش ظرفیت محوری

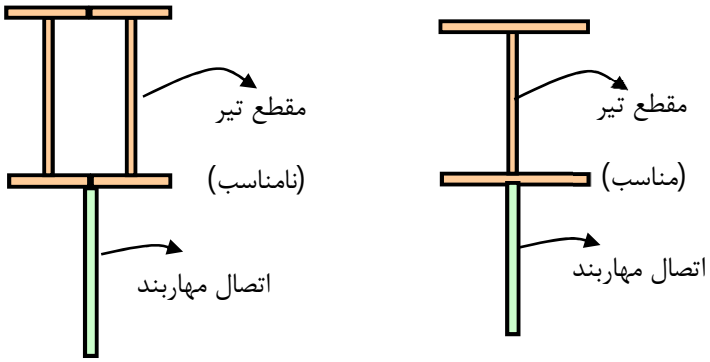
8-6-2- برای اتصال تیر دهانه مهاربندی به ستون می توان از نشیمن سخت شده با ورقهای لچکی به همراه ورق جان استفاده نمود. (شکل 16)

توجه شود درصورت وجود بادبند در زیر تیر، برای جلوگیری از کاهش طول جوش ورقهای بادبندی، تعداد ورقهای لچکی زوج استفاده گردد.



شکل (16) : استفاده از ورق جان تیر جهت انتقال نیروهای تیر دهانه مهار بندی به ستون

8-6-3- تیرهای فاقد مهار در دهانه مهار بندی می باید با ظرفیت محوری طرح گردند. استفاده از مقطع متشکل از دو پروفیل به دلیل اتصال نامناسب ورق مهاربند به آن، توصیه نمی گردد و برای افزایش ظرفیت محوری تیر، می توان از مقطع بال پهن I استفاده کرد. (شکل 17)



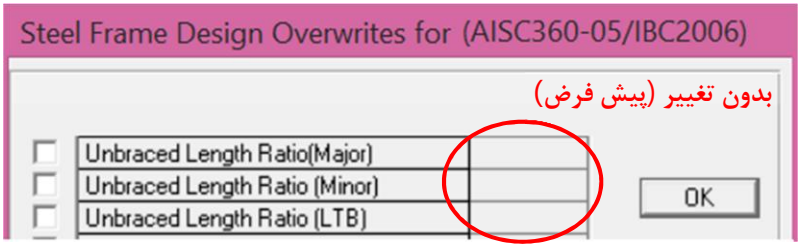
شکل (17) : استفاده از مقطع بال پهن I به جای مقطع دوبل برای تیرهای دهانه مهاربندی

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: جهت مد نظر قرار گرفتن نیروی محوری تیرهای فاقد مهار جانبی دهانه مهاربندی در نرم فزار، می باید نکات زیر در نظر گرفته شود.

الف- مدلسازی کف ها با هندسه واقعی (با پارامترهای صحیح تحلیلی E و ν)

ب- معرفی دیافراگم به صورت Semi Rigid

ج- انتخاب مقادیر پیش فرض برای ضرایب طول مهار نشده تیرهای فاقد مهار دهانه مهاربندی در تنظیم پارامترهای طراحی. (شکل 18)



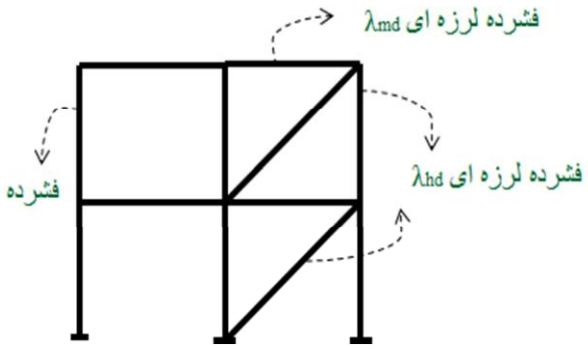
شکل (18) : انتخاب مقادیر پیش فرض ضرایب طول مهار نشده تیرهای فاقد مهار دهانه مهاربندی

9- الزامات شکل پذیری قاب مهاربندی همگرای ویژه

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: نوع قاب در تنظیمات طراحی (موضوع بند 7) می باید SCBF انتخاب شود. مگر اینکه کنترل های فشردگی لرزه ای (موضوع بند 9-1) به صورت دستی کنترل گردد.

برای این سازه ها علاوه بر الزامات تکمیلی شکل پذیری قاب مهاربندی همگرای معمولی، الزامات زیر نیز می باید رعایت شود.

9-1- مقطع کلیه مهاربند ها و ستونهای دهانه مهاربندی می باید فشرده لرزه ای ویژه (با محدودیت λ_{hd}) و مقطع ستون های ثقلی می باید فشرده باشند. (شکل 19)



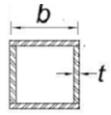
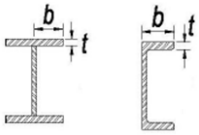
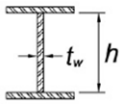
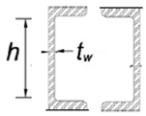
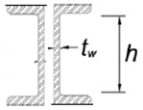
شکل (19) : مقطع مناسب برای ستون ها و تیرهای نظیر دهانه مهاربندی برای قاب ساده مهاربندی ویژه

همچنین موارد 9-1-1 و 9-1-2 برای انتخاب مقاطع ستون ها و مهاربندها می باید مد نظر قرار گیرد.

9-1-1- با توجه به عدم ارائه ضوابط فشرده لرزه ای برای ورق تقویتی در جداول محدودیت نسبت پهنا به ضخامت مقاطع شکل پذیر در مبحث دهم و به دلیل رفتار ناشناخته لرزه ای مقاطع تقویت شده، استفاده از مقاطع مرکب از چند پروفیل حتی با جوش پیوسته برای ستونهای دهانه مهاربندی مناسب نمی باشد. بر این اساس استفاده از مقاطع ارائه شده در جدول مذکور (Box و H) توصیه می گردد.
برای ساخت مقاطع Box و H بهتر است از جوش شیاری استفاده گردد. در صورت استفاده از جوش گوشه، در مقاطع H مناسب است از جوش گوشه دوطرفه استفاده شود و در مقاطع Box جوش گوشه در محدوده اتصال مهاربند بر اساس ظرفیت مهاربند طرح گردد.

9-1-2- جهت کنترل فشردگی لرزه ای مهاربندها از محدودیت های جدول 1 می توان استفاده کرد.

جدول (1) : محدودیت نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع مهاربندی ویژه

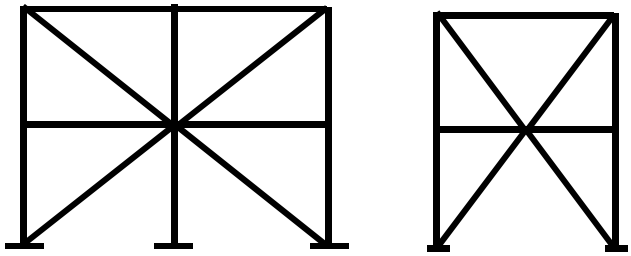
شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	محدودیت فشرده لرزه ای λ_{hd}	مقطع
بال های مقطع قوطی ساخته شده	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$	
بال مقطع I و ناودانی	b/t	$0.3\sqrt{E/F_y}$	
جان مقطع I	h/t_w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
جان ناودانی دوبل وقتی به صورت جلو به جلو استفاده شود	h/t_w	$0.55\sqrt{E/F_y}$	
جان ناودانی دوبل وقتی به صورت پشت به پشت استفاده شود	h/t_w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	

نکته: محدودیت های جدول 1 برای جان اکثر ناودانی های موجود در بازار در حالت زوج ناودانی جلو به جلو ارضاء نمی گردد. تحقیقات متعدد نیز حاکی از رفتار مناسب تر لرزه ای زوج ناودانی به صورت پشت به پشت نسبت به حالت جو به جلو است. بر این اساس مقطع مناسب جهت مهاربندها در سیستم قاب ساده مهاربند همگرای ویژه مقاطع ساخته شده (Box و H و ...) یا زوج ناودانی به صورت پشت به پشت می باشد. متاسفانه در حال حاضر با توجه به شرایط و امکانات ساخت استفاده از زوج ناودانی به صورت جلو به جلو متداول بوده و شاید بهتر باشد تا بهبود شرایط، از ضوابط آن اغماض کرد.

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: با توجه به اینکه نرم افزار مقاطع مدل شده در Section Designer را غیر فشرده فرض می کند و از طرفی مقاطع غیر فشرده لرزه ای را برای مهاربندها طراحی نمی کند،

بنابراین در صورت استفاده از دوعدد ناودانی، می باید مقطع مهاربندها بسته به اتصال جلو به جلو یا پشت به پشت به شکل Box یا H مدل گردند.

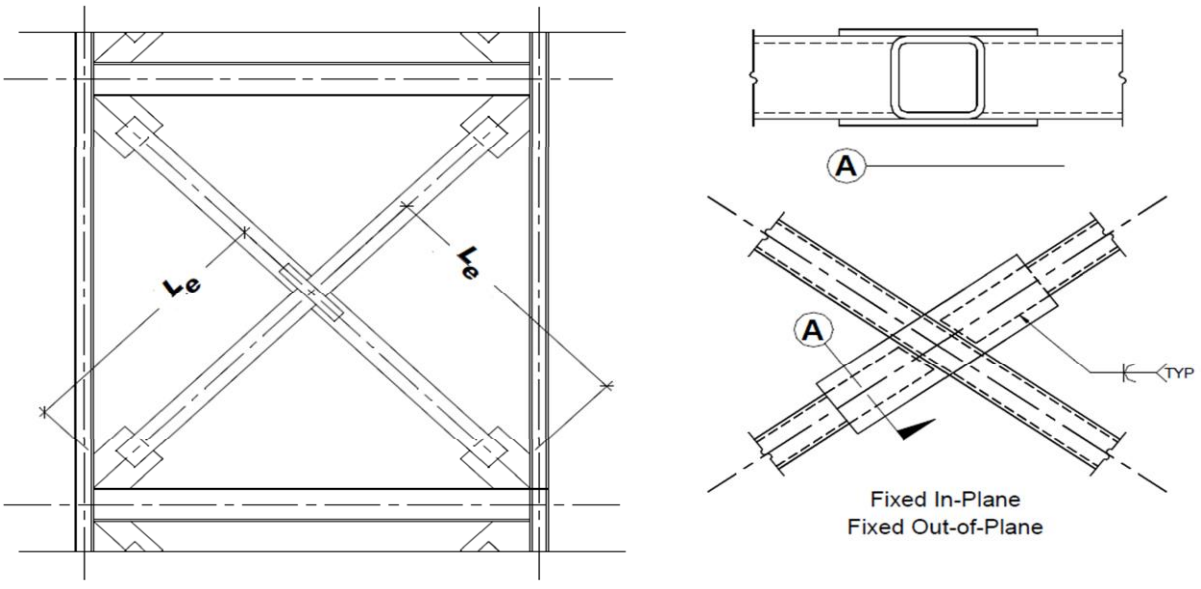
9-2- استفاده از مهاربندهای X با اجرای دو تکه یکی از قطری ها و وصله تک ورق (به صورت متداول)، به دلیل رفتار نامناسب عضو دو تکه در فشار، توصیه نمی گردد. بدیهی است آنچه که در مراجع معتبر توصیه شده است استفاده از سیستم مهاربند X طبقاتی بوده، که نمونه های آن در شکل 20 نشان داده شده است.



شکل (20) : نمونه هایی از مهاربند X طبقاتی

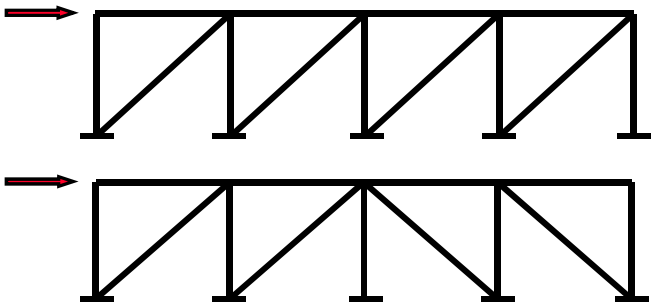
نکته: در صورت پیوسته کردن عضو دوتکه مهاربند X، مشکل اشاره شده مرتفع می گردد. برای پیوسته کردن می باید از وصله مشابه ستون استفاده گردد، (نمونه شکل 21). بدین منظور وصله می باید علاوه بر تحمل ظرفیت کششی مورد انتظار مهاربند ($R_y.A_g.F_y$)، برای ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع مهاربند ($R_y.Z_b.F_y$) نیز طراحی گردد. هرچند با توجه به شرایط اجرایی این دتایل برای مقاطع جفت ناودانی توصیه نمی گردد.

در این شرایط مطابق پیشنهاد ارائه شده در راهنمای SEAOC Blue Book, Structural Engineers Association of California، در صورتی که اتصال انتهایی به صورت متداول تک ورق باشد، می توان طول موثر کمانش خارج صفحه هر یک از قطری ها را نصف کل طول آنها گرفت.



شکل (21) : پیوسته کردن عضو دو تکه مهاربند X با مقطع Box

9-3- آرایش مهاربند ها در امتداد هر محور در هر طبقه باید به گونه ای باشد که در هر راستای بارگذاری حداقل 30 درصد و حداکثر 70 درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شوند. (شکل 22)



شکل (22) : آرایش مناسب مهاربندها در یک محور

تبصره: در صورت محقق نشدن ضابطه فوق در هر محور، می باید مهاربندهای محور فوق برای فشار ناشی از ترکیبات تشدید یافته طرح گردند.

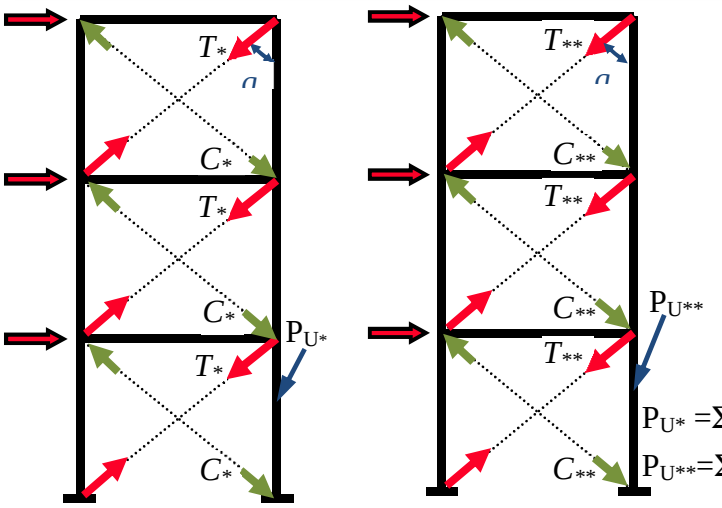
9-4- کنترل تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار برای طرح تیرهای نظیر دهانه مهاربندی از نوع 7 و 8 ، مطابق آنچه برای قاب های هم محور معمولی مطرح شد (بند 8-4)، الزامی است.

9-5- برای مهارجانبی تیرهای نظیر دهانه مهاربندی از نوع 7 و 8 علاوه بر آنچه برای قاب های هم محور معمولی مطرح شد (بند 8-5)، موارد 9-5-1 و 9-5-2 نیز می باید مد نظر قرار گیرد.

9-5-1- تیرها در محل تکیه گاه می باید در مقابل پیچش مقید باشند. وجود بتن کف در یک یا دو طرف تیر، قید پیچشی محسوب می گردد. در غیر این صورت می توان با اتصال هر دو بال به ستون نظیر اتصال گیردار قید پیچشی ایجاد کرد.

9-5-2- حداکثر فاصله بین مهار تیرها برای جلوگیری از کمانش جانبی پیچشی تیر های I شکل برابر $0.17r_y.E/F_y$ می باشد. که در این رابطه r_y شعاع ژیراسیون تیر نسبت به محور قائم می باشد.

9-6- ستون ها و تیرها در قاب های مهاربندی می باید برای تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار طراحی گردند. برای این منظور اثر زلزله می باید برای دو حالت قبل و بعد از کمانش مهاربندهای فشاری در نظر گرفته شود. (شکل 23)



$T_* = R_y A_g F_y$, $C_* = 1.14 A_g F_{cr}$

$T_{**} = R_y A_g F_y$, $C_{**} = 0.3 \times 1.14 A_g F_{cr}$

*: قبل از کمانش مهاربند فشاری

**: بعد از کمانش مهاربند فشاری

$P_{U*} = \Sigma (R_y F_y A_g)\cos\theta + \Sigma (1.14 P_n)\cos\theta + P_{gravity}$

$P_{U**} = \Sigma (R_y F_y A_g)\cos\theta + \Sigma (0.3 \times 1.14 P_n)\cos\theta + P_{gravity}$

شکل (23) : کنترل تیر و ستون های مجاور بادبند برای حالت ظرفیت مهاربندها

انجام تحلیل های فوق نیازمند یک تحلیل دقیق غیرخطی می باشد. لیکن با توجه به استفاده از تحلیل های خطی در پروژه های معمول، برای انجام این تحلیل ها می توان از روش های تقریبی اشاره شده در بند های 1-6-9 و 2-6-9 که مبنای دوبعدی دارد، استفاده کرد.

9-6-1- روش پیشنهادی برای کنترل ستون ها در نرم افزار ETABS، بعد از تحلیل و طراحی اولیه سازه (فایل شماره 1) به صورت گام به گام مطابق مراحل الف تا و (در فایل شماره 2) به شرح ذیل می باشد.

الف- معرفی یک مقطع بسیار ضعیف، مثلا دایره ای به قطر یک میلی متر و اختصاص به مهاربندها

ب- معرفی حالات بار زلزله جدید با رعایت نکات زیر:

* اثر جهات x و y
* اثر کششی (T) یا فشاری (C) بودن نیرو در مهاربند
* اثر رفت (1) و برگشت (2) زلزله
* انتخاب گزینه none در حالت خودکار

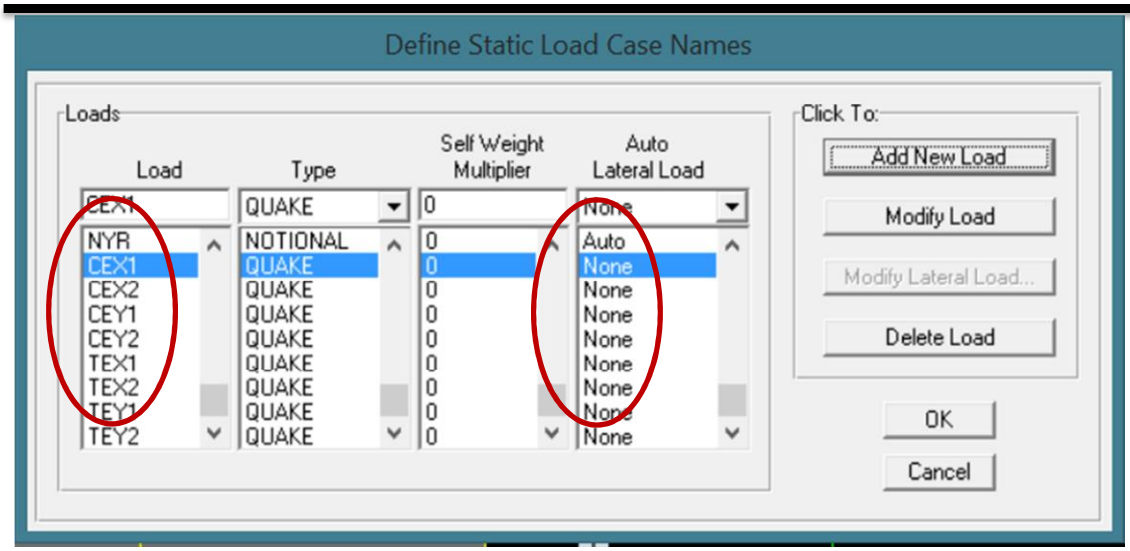
بر این اساس هشت حالت بار می باید معرفی شود. (شکل 24)

ج- معرفی ترکیبات طراحی شامل حالات بار زلزله جدید. برای این منظور از ترکیبات لرزه ای متعارف با جایگزینی حالات بار زلزله جدید به جای زلزله متعارف استفاده می شود.

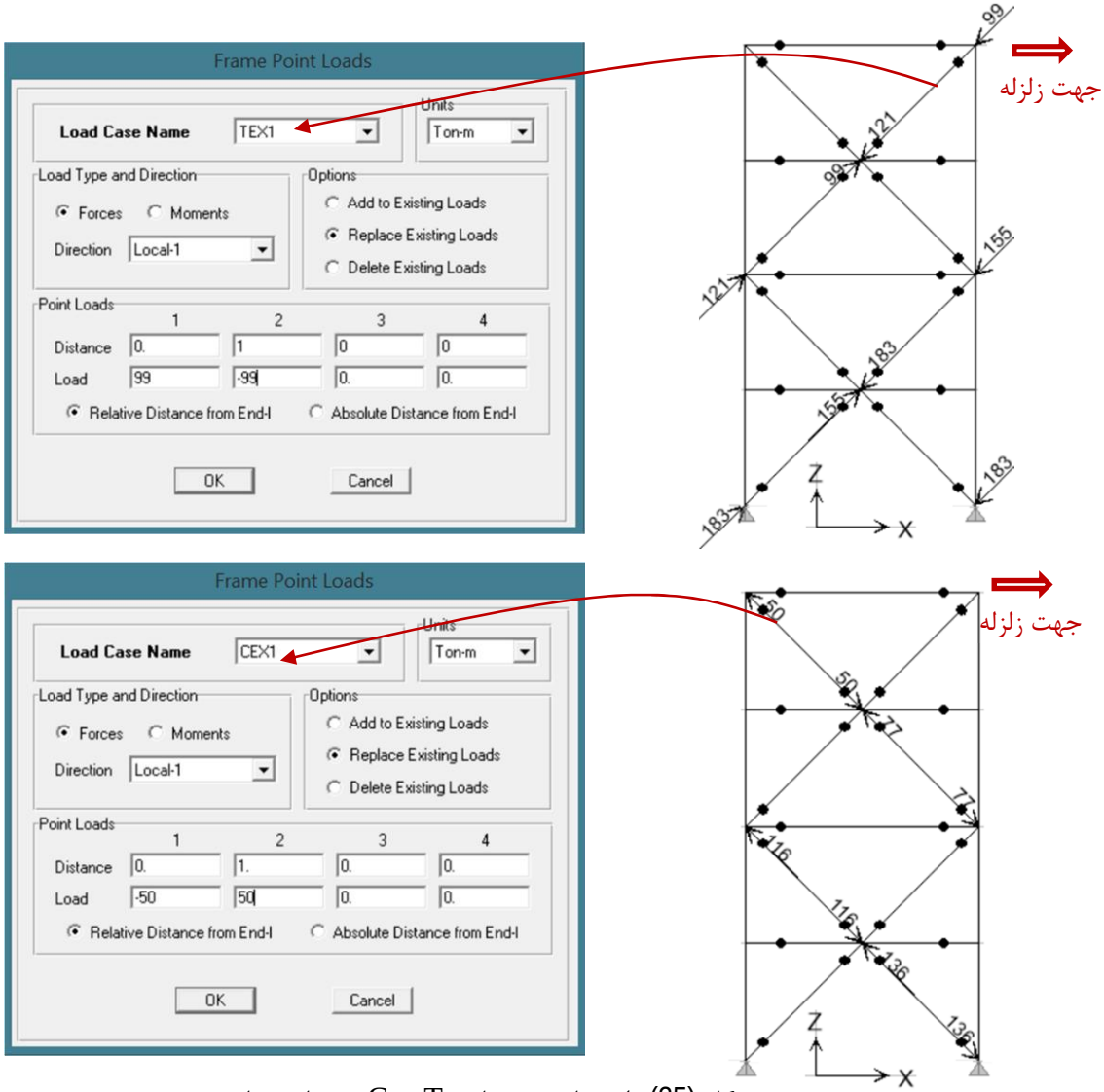
د- محاسبه نیروهای کششی T_* و فشاری C_* و اختصاص به مهاربندها با استفاده از گزینه Assign>Frame/Line Load>Point (شکل 25)

ه- حذف درجات آزادی جانبی و پیچشی سازه در تحلیل (شکل 26)

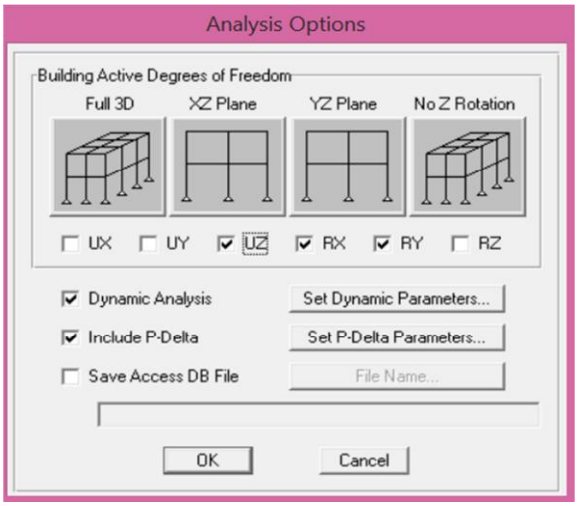
و- تحلیل و کنترل ستون ها در نرم افزار با استفاده از ترکیبات گام ج.



شکل (24) : معرفی حالات بار زلزله جدید



شکل (25) : اختصاص نیروهای $T*$ و $C*$ به مهاربندها



شکل (26) : حذف درجات آزادی جانبی و پیچشی سازه در تحلیل

بعد از انجام مراحل الف تا و اشاره شده در فایل شماره 2، در صورت جوابگو نبودن تیرها و ستون های دهانه مهاربندی، مقاطع آ نها افزایش داده شده و در نهایت در فایل اول جایگزین می شوند.
توجه شود در صورت هرگونه تغییر در فایل اول، مراحل اشاره شده می باید تکرار گردد.

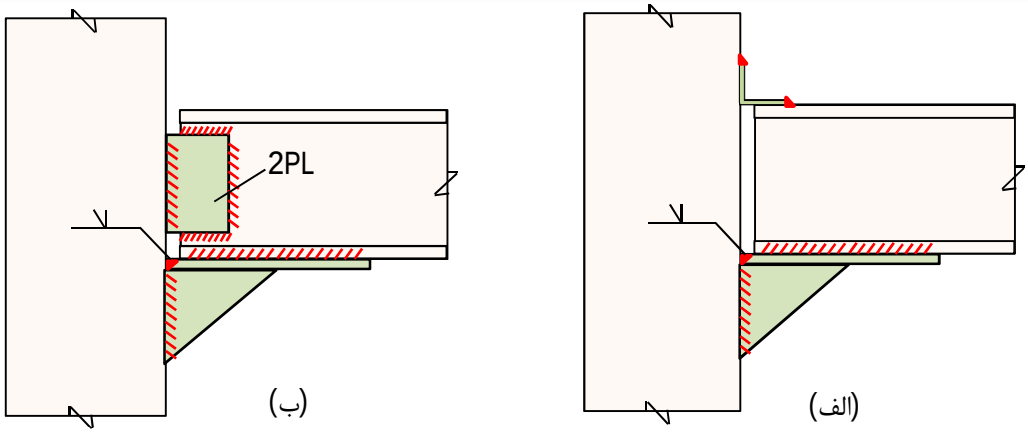
9-6-2- تیرهای دهانه مهاربندی و دهانه های مجاور آن، نقش جمع کننده (Collector) را ایفا می کنند. این تیرها و اتصالات آن ها باید دارای ظرفیت محوری کافی برای انتقال نیروهای دیافراگم به مهاربند ها باشند. نیروی انتقالی برابر تصویر افقی مولفه ظرفیت مهاربند در شکل 23، می باشد.

بر این اساس اجرای نکات الف تا د توصیه می گردد.

الف- ترجیها برای تیرهای دهانه مهاربندی و دهانه های مجاور آن از تیر ورق استفاده گردد.

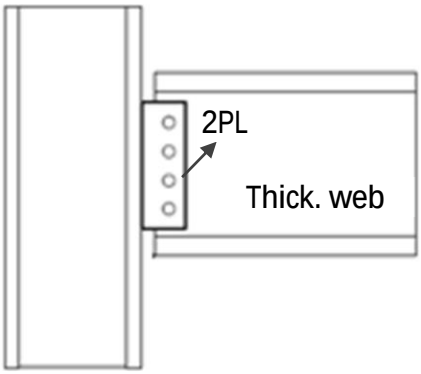
ب- توصیه می گردد اتصال تیر به ستون در دهانه مهابندی بصورت گیردار طرح و اجرا گردد.

ج- در صورت استفاده از سازه جوشی با اتصال ساده تیر به ستون به صورت نشیمن سخت شده (ورق ولچکی)، توصیه می گردد مطابق پیشنهاد اکثر محققان از جوش نفوذی ورق افقی استفاده گردد. همچنین طول افقی ورق نشیمن برای تیرهای دهانه مجاور مهاربندی کفایت لازم جهت انتقال نیروهای دیافراگم را داشته باشد، (شکل 27-الف). در صورت وجود نیروهای محوری زیاد استفاده از زوج ورق جان توصیه می گردد. (شکل 27-ب)



شکل (27) : اتصال ساده تیر به ستون با نشیمن سخت شده در قاب ساده مهاربند همگرای ویژه

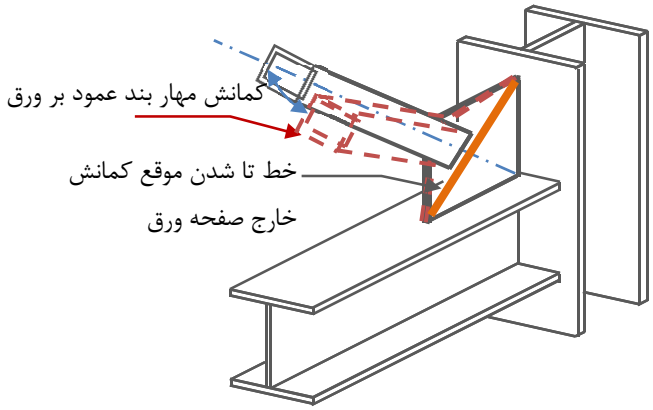
د- در سازه های پیچی با اتصال ساده تیر به ستون بوسیله ورق جان، در صورت وجود نیروهای محوری زیاد، می توان ضخامت جان تیر دهانه مجاور مهاربندی را افزایش داده و از زوج ورق اتصال جان استفاده کرد. (شکل 28)



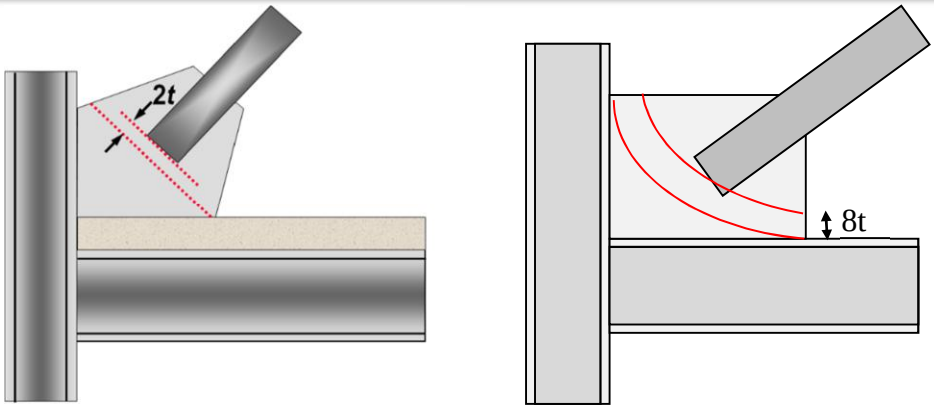
شکل (28) : اتصال ساده پیچی تیر به ستون با استفاده از ورق جان در قاب ساده مهاربند همگرای

9-7- برای سازگاری اتصال ساده مهاربندها با دوران غیر الاستیک (شکل 29) رعایت فاصله خطی 2t یا فاصله بیضوی 8t با کنترل تمامی ضوابط مربوطه الزامی می باشد. (شکل 30)

توضیح اینکه روش بیضوی برای ایجاد مفصل در اتصال توسط Roeder در سال 2011 پیشنهاد و پس از آن تحقیقات بسیاری روی آن انجام گردیده است. با توجه به استفاده از ورق مستطیلی در این روش مزایای زیادی نسبت به روش دیگر وجود دارد.



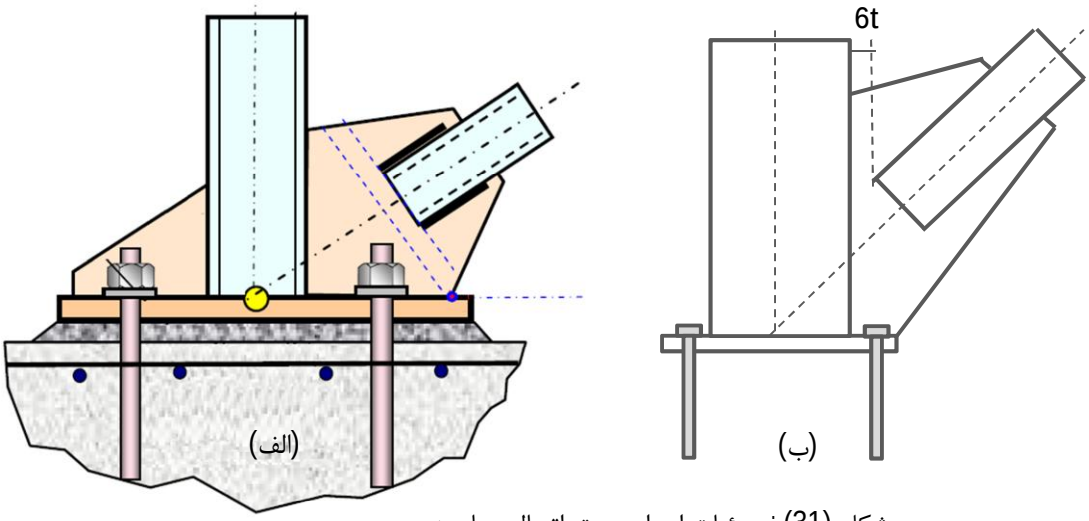
شکل (29) : فاصله خطی 2t و بیضوی 8t برای آزادی دورانی غیر الاستیک اتصال مهاربندی ویژه



شکل (30) : فاصله خطی 2t و بیضوی 8t برای آزادی دورانی غیر الاستیک اتصال مهاربندی ویژه

لازم به ذکر است مراحل طراحی ورق های اتصال مهاربندی در راهنمای شماره 1-107-94 مدیریت کنترل و نظارت معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز ارائه شده است.

نکته: توصیه می گردد برای اتصال مهاربند به پای ستون، با افزایش بعد کف ستون و فراهم نمودن جوش افقی کافی ورق به کف ستون از دتایل مهاربند گوشه استفاده گردد، (شکل 31-الف)، در غیر این صورت تنها جوش قائم مد نظر قرار گرفته و می توان از دتایل ارائه شده در شکل 31-ب استفاده کرد.



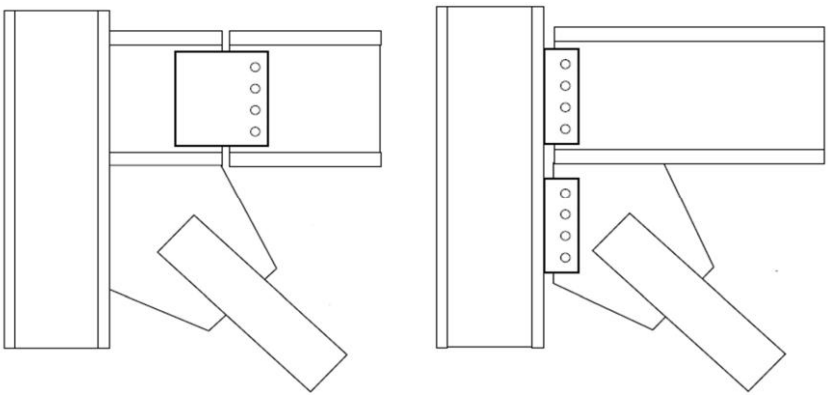
شکل (31) : جزئیات اجرایی ورق اتصال مهاربندی

9-8- برای اتصال تیر دهانه مهار بندی رعایت موارد زیر الزامی می باشد.

9-8-1- اتصال تیر به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار باشد. برای این منظور می باید از تحلیل های اشاره شده در بند 6-9 استفاده شود.

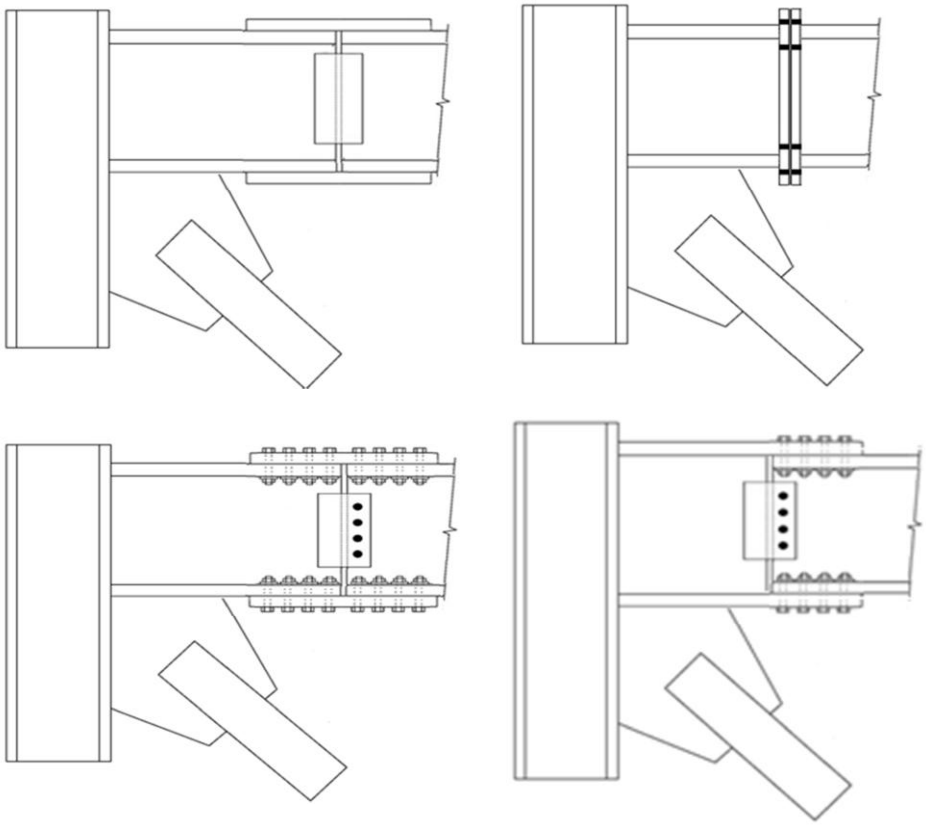
9-8-2- به دلیل تغییر شکل های فرا ارتجایی قابل ملاحظه در این سیستم، برای اتصال تیر دهانه مهاربندی به ستون یکی از دو روش الف یا ب می باید استفاده گردد.

الف: در صورت استفاده از اتصال ساده، اتصال باید دارای ظرفیت چرخش دورانی باشد. برای این منظور می توان از ظرفیت دورانی اتصال پیچی ورق جان تیر (مطابق نمونه های ارائه شده در شکل 32) استفاده کرد.



شکل (32) : نمونه اتصالات تیر دهانه مهاربندی به ستون دارای ظرفیت چرخشی دورانی، با استفاده از شکل پذیری اتصال پیچی ورق جان

ب: در صورت استفاده از اتصال گیردار، اتصال باید دارای ظرفیت خمشی برابر 1/1 لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر ($1.1M_{pr}$) باشد. نمونه هایی از دتایل اتصال گیردار تیر به ستون در دهانه مهاربندی در شکل 33 ارائه شده است.

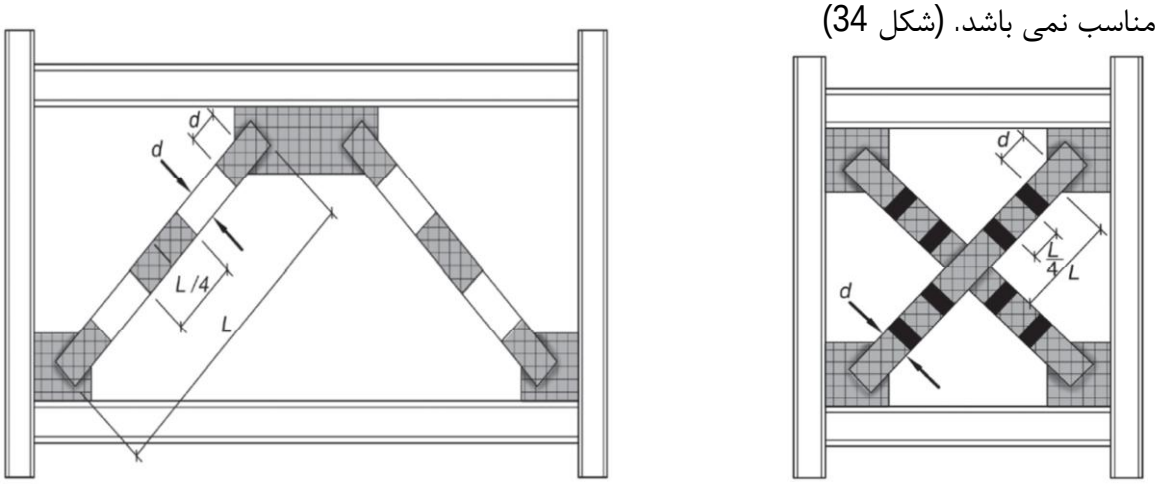


شکل (33) : نمونه هایی از اتصال گیردار تیر دهانه مهاربندی به ستون

نکته مهم: در صورت استفاده از هر یک از دتایل های اشاره شده در شکل های 32 و33 که از تیر انتظار استفاده شده، اجرای تیر انتظار و ورق بادبندی می باید در زمان ساخت ستون و بر روی زمین انجام پذیرد.

9-9- در طراحی اتصال کف ستون های دهانه مهار بندی می باید علاوه بر ضوابط معمول، نتایج تحلیل ناشی از نیروهای نامتعادل زلزله اشاره شده در بند 9-6 در نظر گرفته شود.
همچنین جوش وصله ستون ها و جوش اتصال ستون به کف ستون به عنوان جوش بحرانی بوده و می باید به صورت شیاری با نفوذ کامل اجرا گردد.

9-10- ورق های اتصال مهاربند و نواحی از مهاربند که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در آن ها وجود دارد، به عنوان نواحی حفاظت شده بوده و ایجاد وصله یا هر عملیاتی که منجر به تغییر رفتار شکل پذیر آن ها می شود، مناسب نمی باشد. (شکل 34)



شکل (34) : نواحی محافظت شده مهاربند های X و 7 و 8

9-11- در صورت استفاده از مقاطع مرکب برای مهاربندها، اگر کمانش خارج صفحه مهاربند (کمانش نسبت به محور لقمه ها) حاکم بر طراحی باشد، فوصل لقمه ها باید به گونه انتخاب شود که لاغری مقطع تک در حد فاصل لقمه ها کمتر از 0/4 لاغری حاکم بر طراحی باشد. همچنین مجموع مقاومت برشی جوش لقمه ها باید از ظرفیت کششی هر عضو بیشتر باشد.

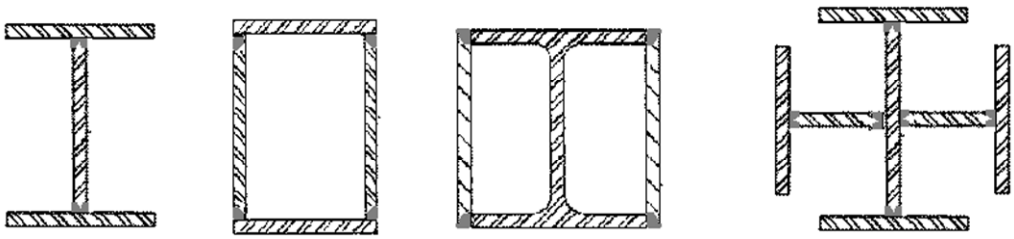
10- الزامات شکل پذیری قاب خمشی متوسط

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: نوع قاب در تنظیمات طراحی (موضوع بند 7) می باید IMF انتخاب شود.

10-1- مقاطع تیر و ستون در این قابها می باید از نوع فشرده لرزه ای متوسط (با محدودیت λ_{md}) باشد. لازم به ذکر است محدودیتهای ذیل می باید در انتخاب مقاطع اعضاء مد نظر قرار گیرد.

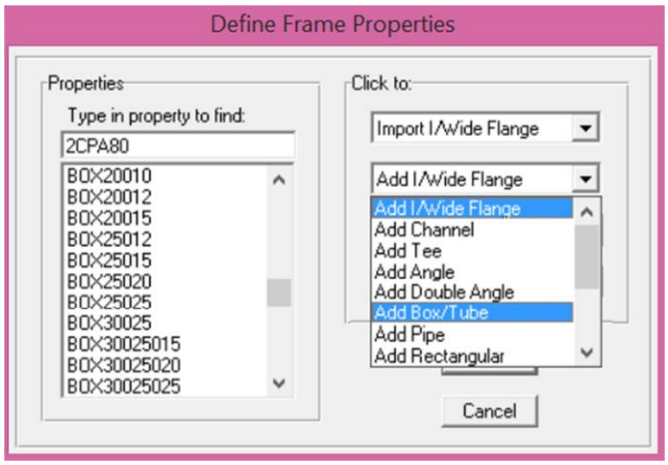
10-1-1- با توجه به عدم ارائه ضوابط فشرده لرزه ای برای ورق تقویتی در جداول مربوطه (به دلیل رفتار ناشناخته لرزه ای مقاطع تقویت شده)، استفاده از مقاطع مرکب برای تیر یا ستون ها (حتی با جوش ممتد) در این سیستم مناسب نمی باشد.

توصیه می گردد برای ستون ها از مقاطع H، BOX و صلیبی استفاده گردد. (شکل 35)



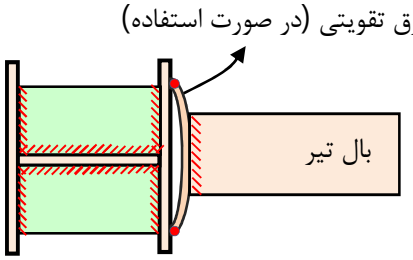
شکل (35) : مقاطع مناسب برای ستون ها در سیستم قاب های خمشی

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: برای مدلسازی این مقاطع می باید از گزینه های Add I و Add Box استفاده گردد، (شکل 36) در غیر این صورت نرم افزار کنترل فشردگی را انجام نمی دهد.



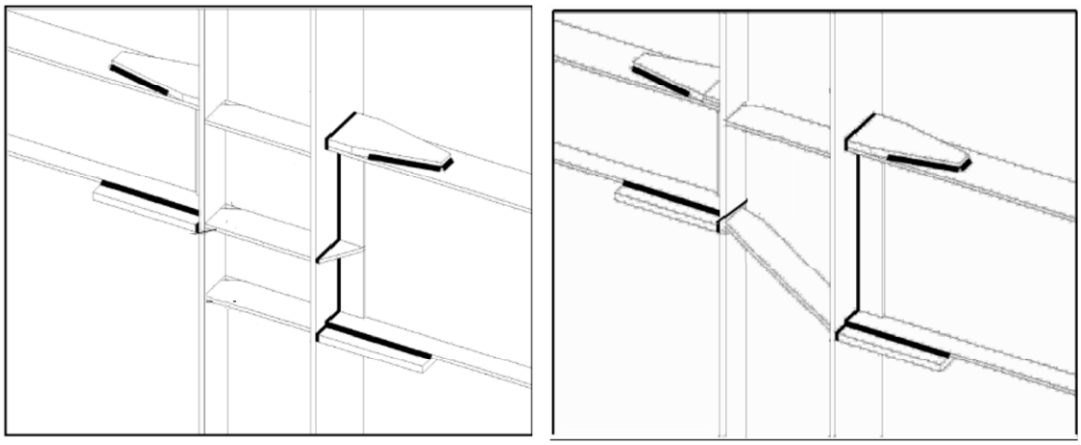
شکل (36) : معرفی مقاطع H و Box در نرم افزار

ضمنا استفاده از ورق تقویتی بر روی بال ستونهای H یا جعبه ای به دلیل قطع پیوستگی بال تیرها در چشمه اتصال، مناسب نمی باشد. (شکل 37)



شکل (37) : پیوستگی نامناسب تیر به ستون در صورت استفاده از ورق تقویتی روی ستون

10-1-2- بهره گیری از تیرهای با ارتفاع متفاوت در دو طرف یک چشمه اتصال به دلیل اجرای نامناسب ورق های پیوستگی، توصیه نمی گردد. لیکن در شرایط خاص، می باید با اجرای دتایل هایی، نیرو به نحو مناسبی بین بال های تیر ها در دو طرف ستون انتقال یابد. (شکل 38)



شکل (38) : دتایل اجرایی ورق پیوستگی ستون برای تیرهای با ارتفاع متفاوت

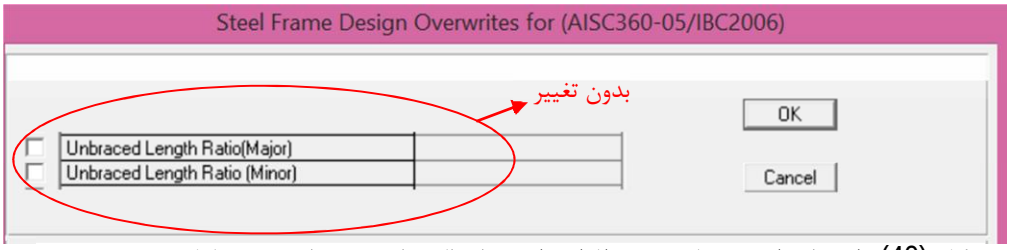
10-2- حداکثر فاصله بین مهار تیرها برای جلوگیری از کمانش جانبی پیچشی تیر های I شکل برابر $0.17r_y.E/F_y$ می باشد. که در این رابطه r_y شعاع ژیراسیون تیر نسبت به محور قائم می باشد. بر این اساس محدودیت های ذیل می باید رعایت گردد.

10-2-1- در صورت استفاده از کف عرشه فولادی یا مرکب (کامپوزیت)، مهار بال پایینی بر اساس حداکثر فاصله مجاز (موضوع بند 10-2) الزامی خواهد بود. (شکل 39)

شکل (39) : مهار جانبی بال پایینی تیرهای مرکب عرشه فولادی

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: برای کنترل ضابطه مزبور توسط نرم افزار، ضریب طول مهارنشده تیرها نباید توسط کاربر معرفی گردد. (شکل 40)

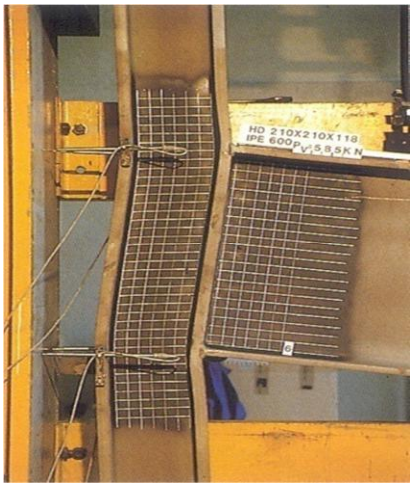
بر این اساس، برای حالتی که تیرچه های کف موازی تیر اصلی باشند، طول مهار نشده تیر اصلی برابر طول کل آن و اگر تیرچه های کف عمود بر تیر اصلی باشند، طول مهار نشده تیر اصلی برابر فواصل بین تیرچه ها در نظر گرفته می شود. به این ترتیب، اگر طول مهار نشده تیر بیشتر از مقدار مجاز باشد، در صورت استفاده از طراحی با لیست مقاطع خودکار، نرم افزار از مقطع بزرگتر برای رعایت ضابطه فوق استفاده می کند. و در صورت کنترل یک مقطع خاص که طول مهار نشده آن جوابگو نباشد، در نرم افزار پیغام $L_b/r_y>0.17E/F_y$ ارائه می شود.



شکل (40) : استفاده از پیش فرض نرم افزار برای مهار بال جانبی تیرهای عرشه فولادی

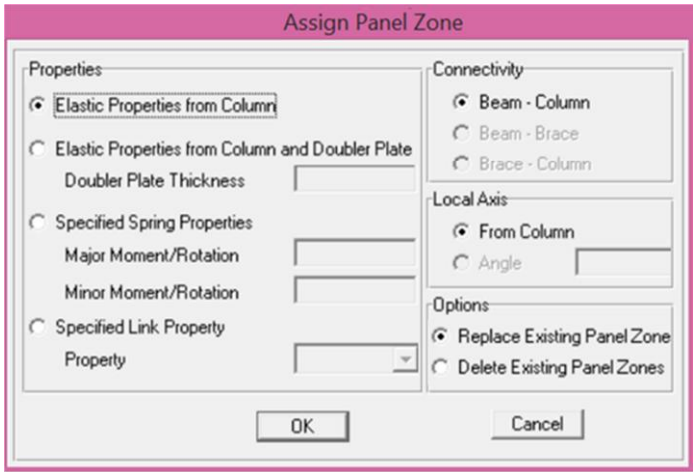
10-2-2- در صورت استفاده از کف تیرچه بلوک، در صورتیکه تیر اصلی تنها از یک سمت به کف متصل باشد، در هر دو حال تیرچه موازی و عمود بر تیر اصلی، بال پایینی تیر اصلی فاقد مهار جانبی بوده و ضریب طول مهارنشده آن تیر نباید توسط کاربر معرفی گردد. (مانند بند 10-2-1، مگر اینکه دتایل خاصی برای مهار تیر ارائه گردد.)

10-3- برای حصول دقت بیشتر توصیه می گردد اثر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه در نظر گرفته شود. (شکل 41)



شکل (41) : تغییر شکل برشی چشمه اتصال

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: برای منظور کردن این اثر در نرم افزار می توان از گزینه Panel Zone در منو Assign برای اختصاص به گره اتصال استفاده نمود. (شکل 42)



شکل (42) : در نظر گرفتن اثر تغییر شکل برشی چشمه اتصال در نرم افزار

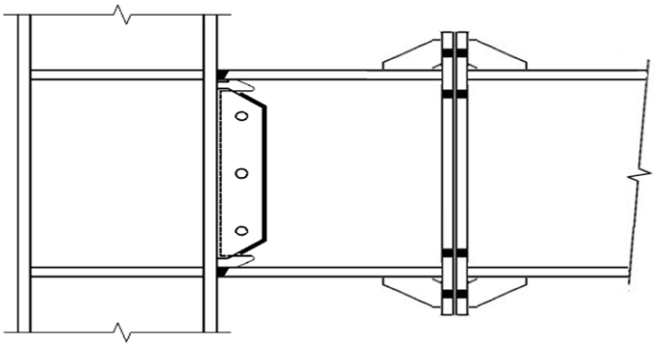
10-4- در طراحی اتصالات تیر به ستون در سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط موارد زیر می باید رعایت گردد.

10-4-1- انتخاب نوع اتصال می باید مطابق یکی از اتصالات گیردار از پیش تایید شده به شرح جدول ذیل باشد.

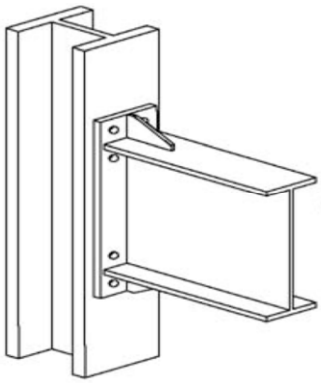
ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط
۶	اتصال مستقیم تقویت نشدهٔ جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

لازم به ذکر است اتصال با استفاده از ورقهای روسری و زیرسری جوشی (مورد شماره 5) در منبع اصلی (AISC 358-10) وجود نداشته و تاییدیه آن ارائه نشده است، بر این اساس استفاده از آن توصیه نمی گردد. هر چند در صورت استفاده از این نوع اتصال، با رعایت الزامات مبحث دهم مقررات ملی، ضخامت ورق های روسری و زیرسری بسیار زیاد و غیر اجرایی حاصل خواهد شد.
استفاده از اتصالات مستقیم (موارد 1 و 6) نیز معمولا به دلیل مسایل اجرایی نیاز به وصله تیر دارد که به ناچار از یکی از روشهای وصله فلنجی یا ورق های روسری و زیر سری استفاده می گردد. بر این اساس اتصالات گیر دار از پیش تاییده را می توان به دو گروه اصلی فلنجی و ورق های روسری و زیرسری تقسیم بندی کرد. (شکل 43)

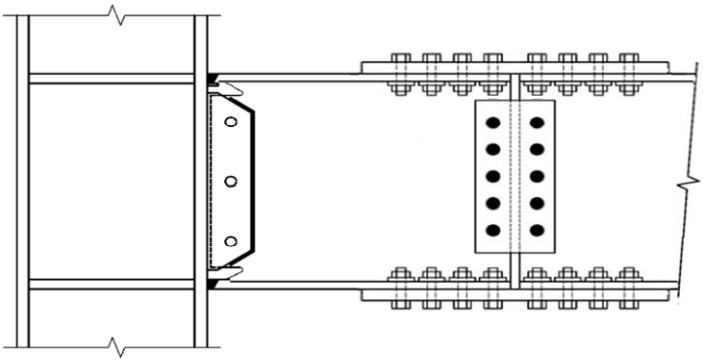
10-4-2- در صورت استفاده از اتصال مستقیم جوشی با استفاده از وصله تیر، محدوده وصله باید کاملا خارج از ناحیه بحرانی تیر (محدوده بر ستون تا یک برابر عمق تیر) باشد.



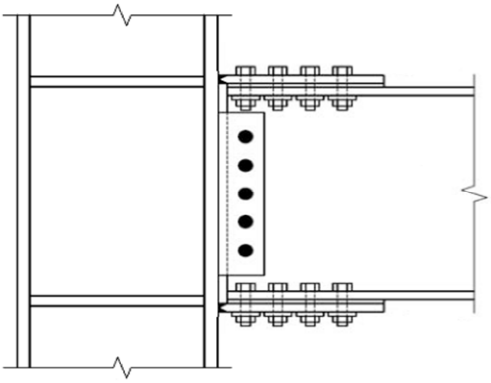
اتصال مستقیم جوشی با وصله فلنجی



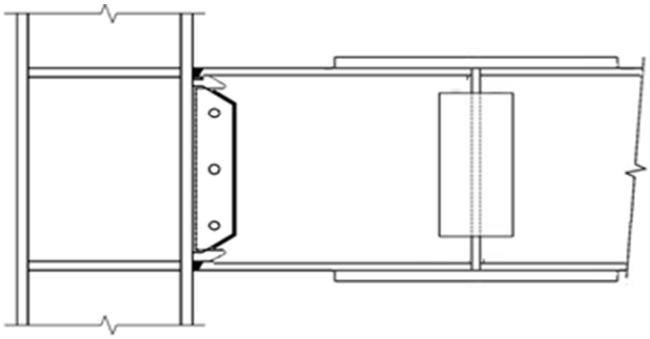
اتصال فلنجی پیچی



اتصال مستقیم جوشی با وصله ورق روسری و زیرسری پیچی



اتصال با ورق روسری و زیرسری پیچی



اتصال مستقیم جوشی با وصله ورق روسری و زیرسری جوشی

شکل (43) : اتصالات گیردار تیر به ستون از پیش تایید شده

10-4-2- ضوابط کامل طراحی اتصالات گیردار از پیش تایید شده در منبع اصلی (AISC 358-10) ارائه شده است. لازم به ذکر است در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، تنها به الزامات عمومی این اتصالات اشاره شده است.

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: در صورتیکه از مقطع ستون H استفاده گردد، نرم افزار کنترل برش چشمه اتصال را انجام می دهد.

11- الزامات شکل پذیری قاب خمشی ویژه

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: نوع قاب در تنظیمات طراحی (موضوع بند 7) می باید SMF انتخاب شود.

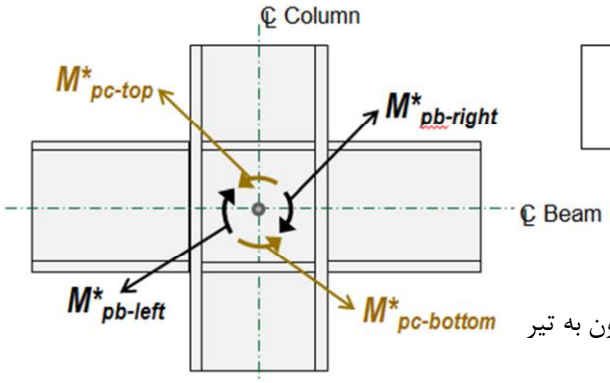
در این سازه ها علاوه بر الزامات تکمیلی شکل پذیری قاب مهاربندی خمشی متوسط، الزامات زیر نیز می باید رعایت شود.

11-1- مقاطع تیر و ستون در این قابها می باید از نوع فشرده لرزه ای ویژه (با محدودیت λ_{hd}) باشد. لازم به ذکر است محدودیتهای مقاطع مربوط به قاب خمشی متوسط (موضوع بند 10-1) نیز می باید مد نظر قرار گیرد.

11-2- حداکثر فاصله بین مهار تیرها برای جلوگیری از کمانش جانبی پیچشی تیر های I شکل برابر $0.086r_y.E/F_y$ می باشد. که در این رابطه r_y شعاع ژیراسیون تیر نسبت به محور قائم می باشد. لازم به ذکر است محدودیتهای مهار جانبی تیرها مربوط به قاب خمشی متوسط (موضوع بند 10-2) نیز می باید مد نظر قرار گیرد.

11-3- مناسب است اثر تغییر شکل چشمه اتصال مانند قاب های خمشی متوسط در تحلیل سازه در نظر گرفته شود. (موضوع بند 10-3)

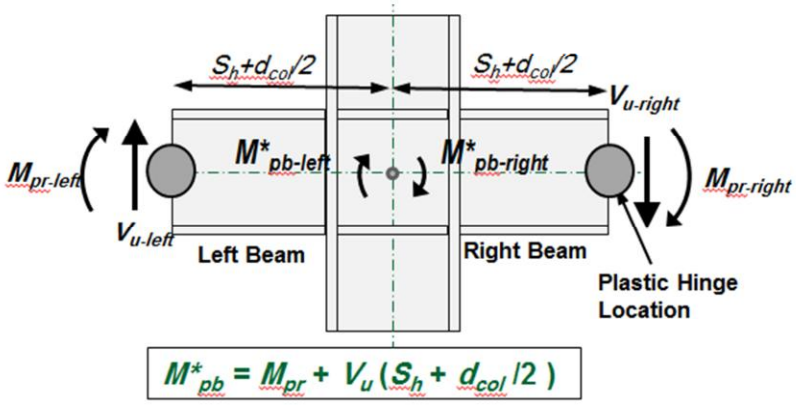
11-4- در تمامی گره های اتصالات خمشی، نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر می باید از یک بیشتر باشد. (شکل 44)، مگر استثنای اشاره شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان.



$$\frac{\sum M^{*}_{pc}}{\sum M^{*}_{pb}} > 1/0$$

شکل (44) : کنترل نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر

$\sum M^{*}_{pb}$= مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل 45)

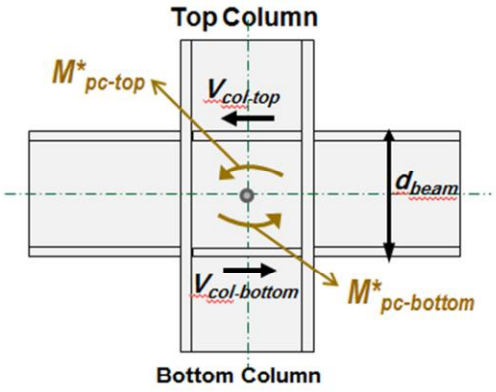


$$M^{*}_{pb} = M_{pr} + V_u\,(S_h + d_{col}/2)$$

شکل (45) : تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال

$\sum M^{*}_{pc}$= مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با شکل 46

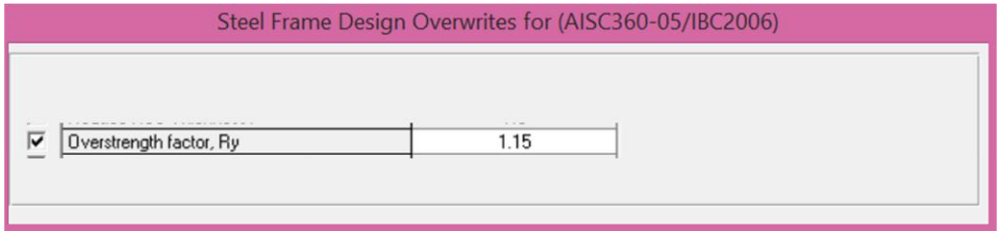
$$\sum M^{*}_{pc} = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_g)$$



$$M^{*}_{pc} = M_{pc} + V_{col}\,(d_{beam}/2)$$

شکل (46) : لنگرهای خمشی ستون ها بالا و پایین گره اتصال

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: کنترل نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر در گره های اتصال برای مقاطع H شکل با کمی ایراد توسط نرم افزار انجام می گردد. برای نمونه محل مفصل پلاستیک تیر همواره در بر ستون فرض می شود، همچنین اثر برش ناشی از ثقل درنظر گرفته نمی شود. مقدار ضریب تولیدات فولاد (R_y) در اختصاص پارامترهای لرزه ای اختصاص داده می شود. (شکل 47)



شکل (47) : اختصاص ضریب تولیدات فولاد (R_y) اعضاء

4-10- ضوابط اتصالات تیر به ستون در این سیستم عینا مشابه اتصالات تیر به ستون در قاب های خمشی متوسط می باشد، با این تفاوت که استفاده از اتصالات گیردار با ورق های روسری و زیرسری به هیچ وجه قابل استفاده نمی باشد.