

جزوه طراحی سازه های فولادی

با

تأکید بر طراحی اتصالات



تهیه و تنظیم ؛ سیدصادق علوی

ویرایش بهار ۹۷

بی شک مهم ترین بخش از طراحی و اجرای سازه های فولادی، مربوط به اتصالات می شود. خوشبختانه امروزه منابع بسیار خوبی به انگلیسی و فارسی در دسترس علاقه مندان و طراحان سازه های فولادی قرار گرفته است. عمده این منابع بر اساس مجموعه کدهای AISC تهیه و تدوین شده اند. همین منابع (فارسی و انگلیسی) الهام بخش مؤلف در تهیه این جزوه میباشد. در حال حاضر مجموعه بی نظیر ۷ جلدی آقایان دکتر میرقادری و ازهری از اساتید به نام کشور به صورت گسترده مورد استفاده اغلب طراحان و دانشجویان در زمینه طرح و اجرای سازه های فولادی میباشد. در کنار این بزرگوران آقایان دکتر مسعود حسین زاده اصل و مهدی علیرضایی در محیط مجازی سخاوتمندانه با انتشار مطالب کاربردی در به کارگیری دانش طراحی سازه های فولادی به کمک نرم افزار حجت را بر من و سایر همکاران تمام نمودند. در حین نگارش جزوه با چالش هایی روبرو شدم که سعی نمودم برآیند نظرات اساتیدی مثل دکتر علیرضا رضاییان، دکتر علیرضا فاروقی از اساتید و مدرسین به نام سازه های فولادی و مهندس صمد آقازاده از محاسبین چیره دست سازه های فولادی کشور را به کار گیرم. در این جزوه یک سازه فولادی ۴ طبقه با سیستم مرسوم قاب خمشی ویژه در یک راستا و قاب ساده به اضافه مهاربند همگرای (شورون) راستای دیگر طراحی خواهد شد (با تأکید بر طراحی اتصالات). علیرغم وسواس فراوان قطعاً این دست نوشته خالی از ایراد نخواهد بود، به همین مناسبت از همه شما همکاران و اساتید گرامی تقاضا دارم از نظرات ارزشمند خود در جهت بهبود و ارتقاء سطح جزوه بنده را بی نصیب نگذارید.

بهار ۱۳۹۷

سیدصادق علوی

Email ; Sadeghalavi@yahoo.com

Telegram ; @sadiqalavi
Chanel ; @alavisadiq



Telegram

اغلب نکات نرم افزاری به صورت فیلم و با به اشتراک گذاری دستکاپ مدرس به آن اشاره می شود.

(دوره در حال برگزاری میباشد.)

عناوین اصلی دوره

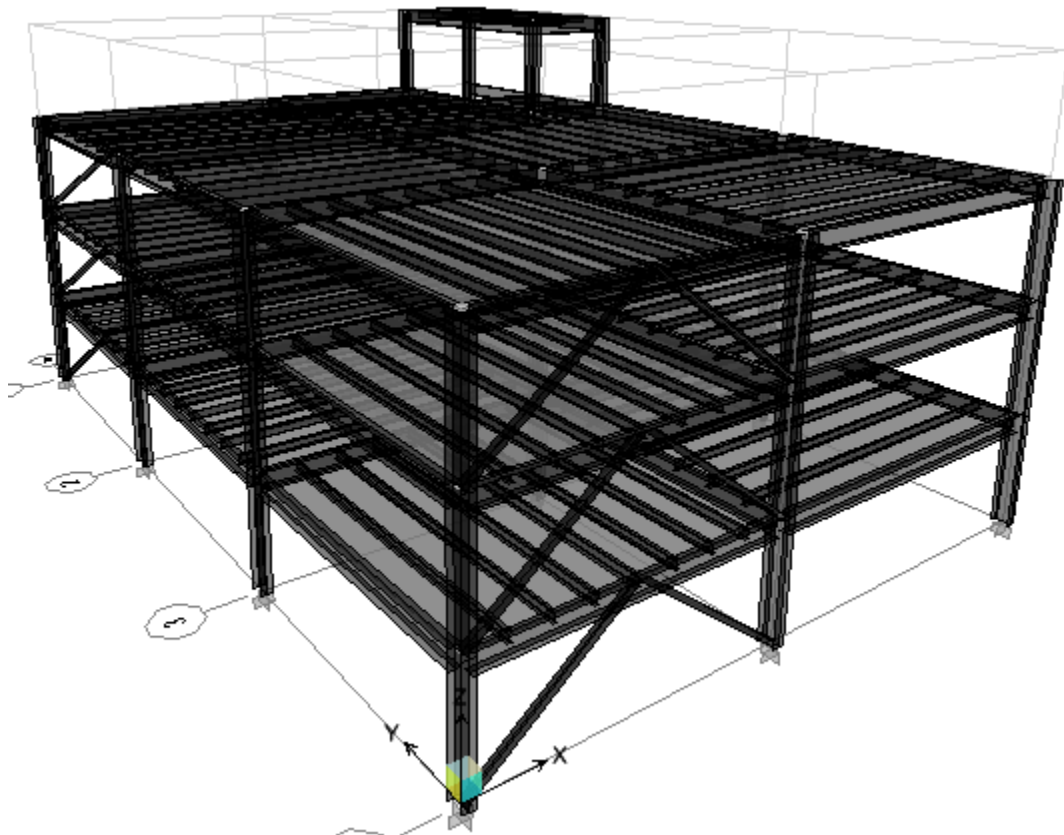
طرح لرزه ای سازه به روش حالت حدی

طرح سقف عرشه فولادی

طراحی کلیه اتصالات سازه (غالباً پیچی)

استفاده از صفحه گسترده های کمکی جهت طراحی اتصالات

طراحی لرزه ای دیافراگم



مشخصات پروژه

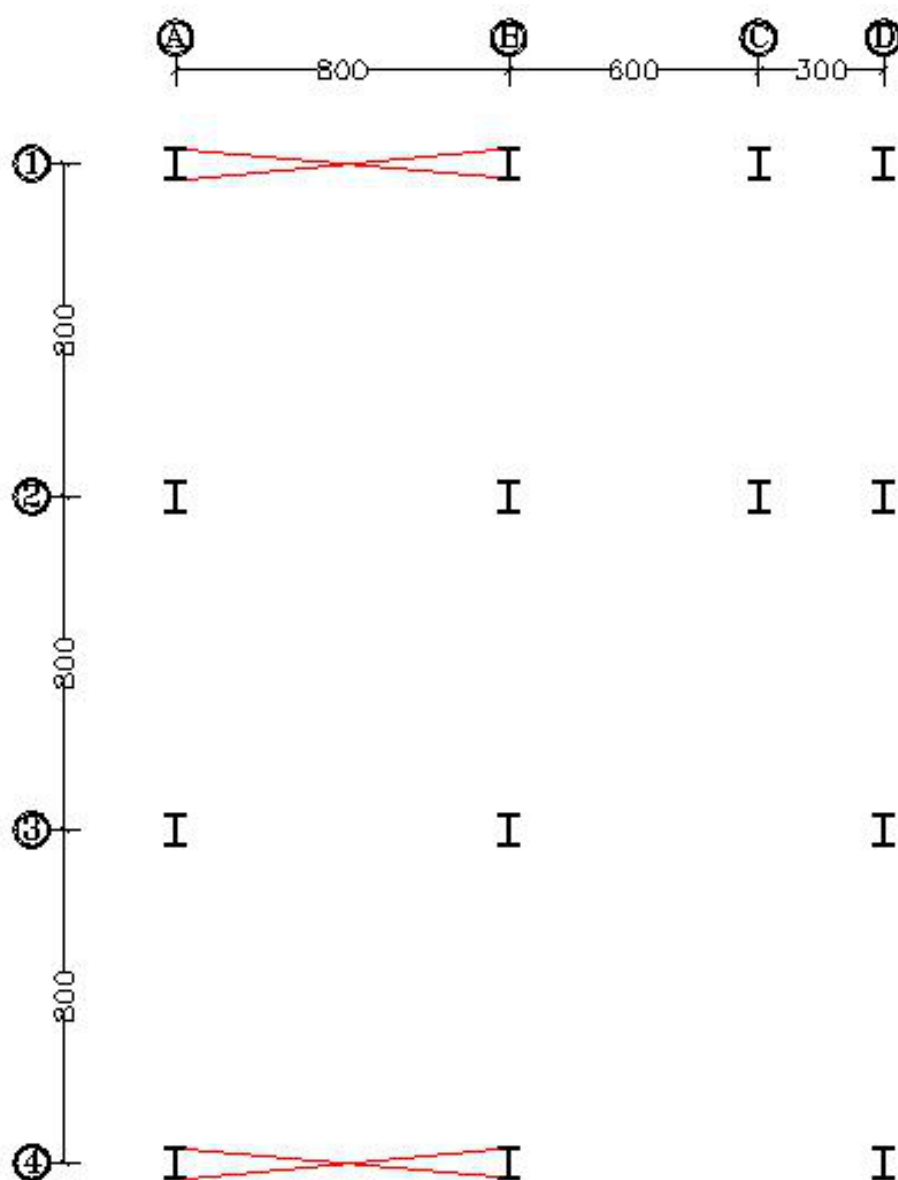
محل اجرا : تهران

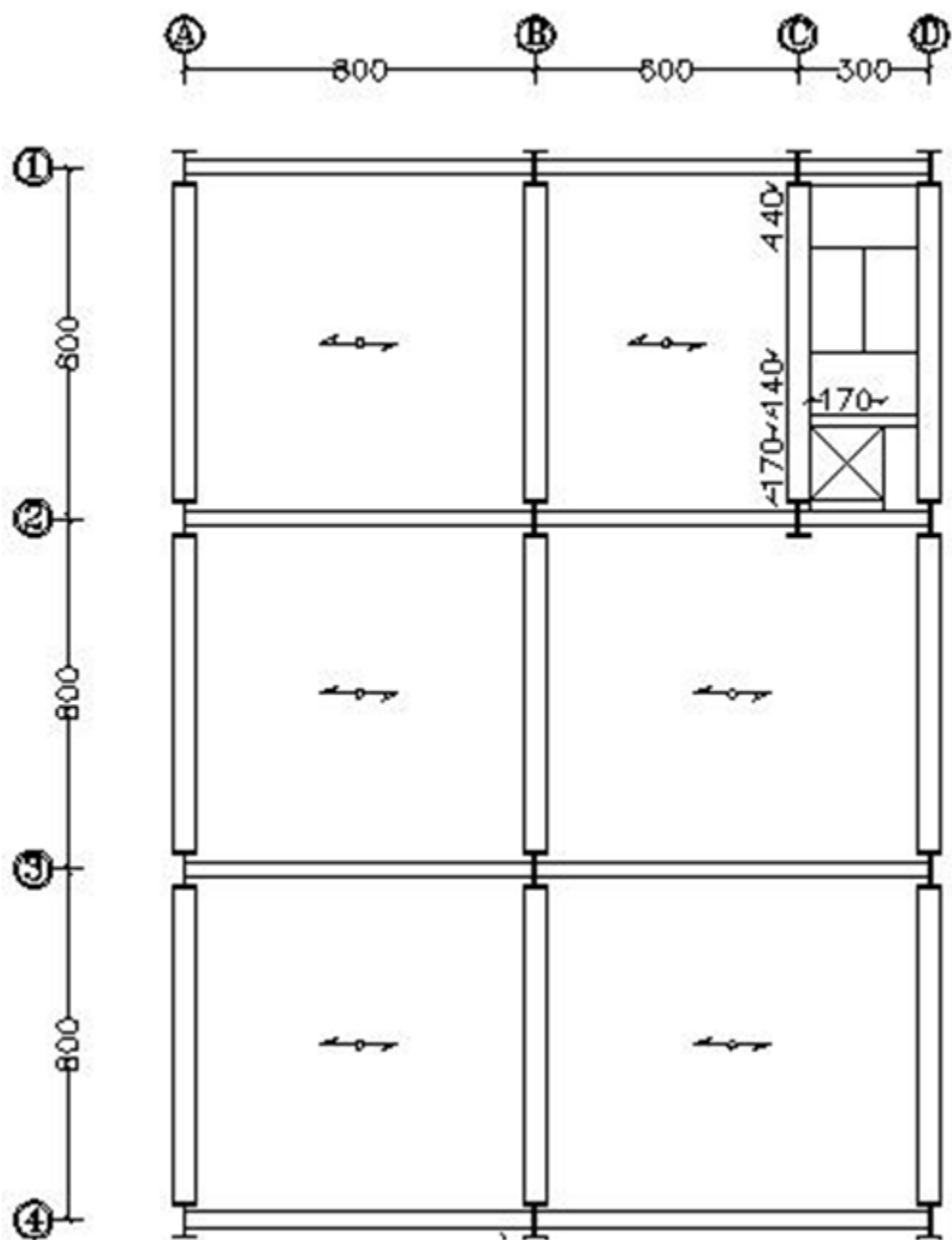
کابری : مسکونی

تعداد طبقات : ۳

نوع زمین : ۲

سیستم باربر جانبی : در یک راستا قاب خمشی ویژه و در یک راستا قاب ساختمانی به اضافه مهاربند همگرای ویژه





۴-۱ ملاحظات معماری

۴-۱-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای

حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

۵-۵-۱ عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله به‌صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در هر طبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد باشد.

۵-۵-۲ در ساختمان‌هایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای مقابله با بار جانبی زلزله استفاده می‌شود، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون‌ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۵-۱۰-۱ از به‌کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع حتی‌المقدور خودداری شود.

۷-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان‌هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند "نامنظم" و در غیر این صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که پس رفتگی همزمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_z = 1/0$

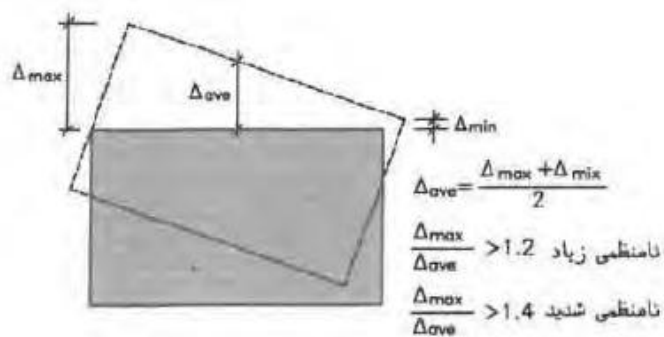
بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

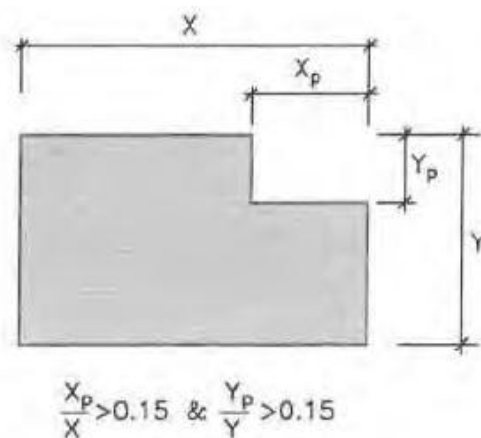
پ- نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

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

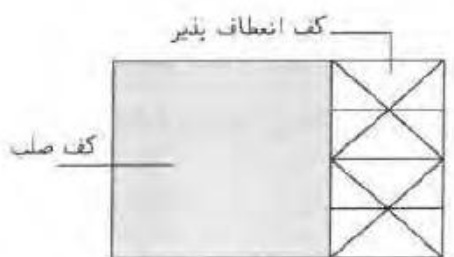
ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



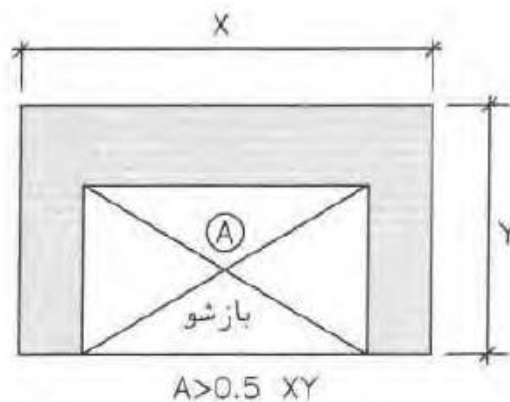
ب - نامنظمی پیچشی



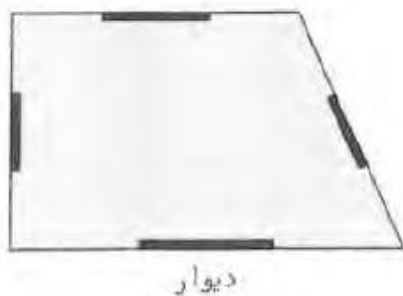
الف - نامنظمی هندسی



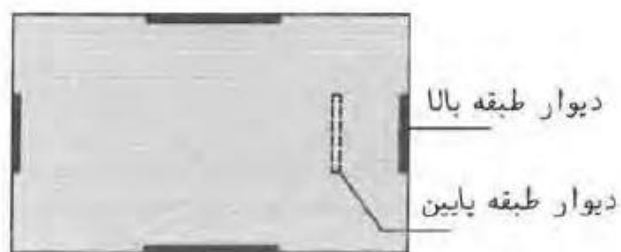
پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)



پ-۱ نامنظمی دیافراگم (در مساحت)



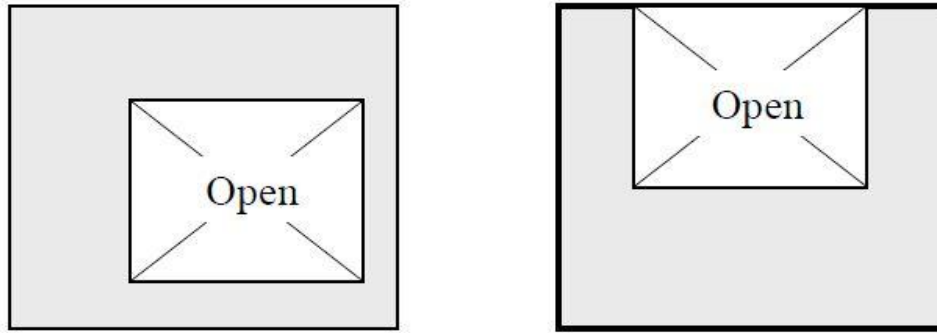
ث - نامنظمی سیستم‌های غیرموازی



ت - نامنظمی خارج از صفحه

Horizontal Structural Irregularities

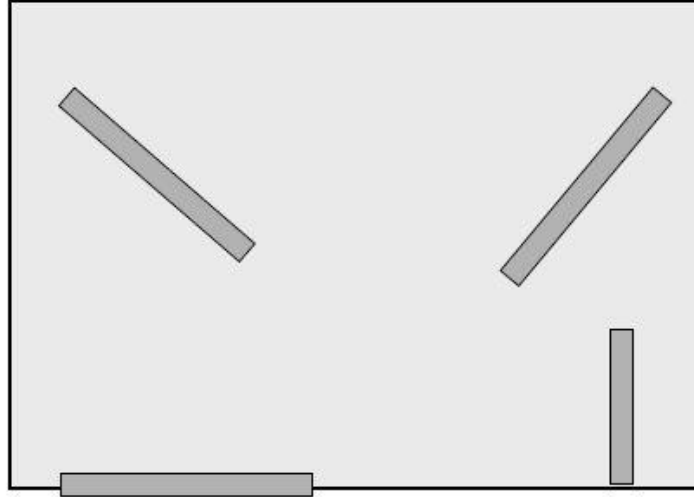
3) Diaphragm Discontinuity Irregularity



Irregularity exists if open area > 0.5 times floor area
OR if effective diaphragm stiffness varies by more than 50% from one story to the next.

Horizontal Structural Irregularities

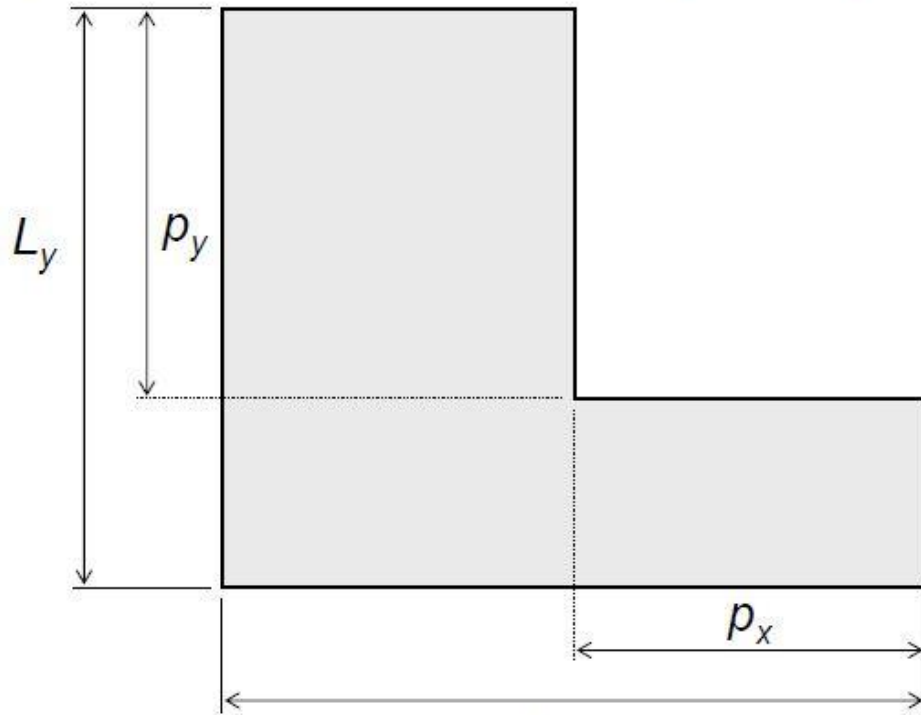
5) Nonparallel Systems Irregularity



Nonparallel system Irregularity exists when the vertical lateral force resisting elements are not parallel to or symmetric about the major orthogonal axes of the seismic force resisting system.

Horizontal Structural Irregularities

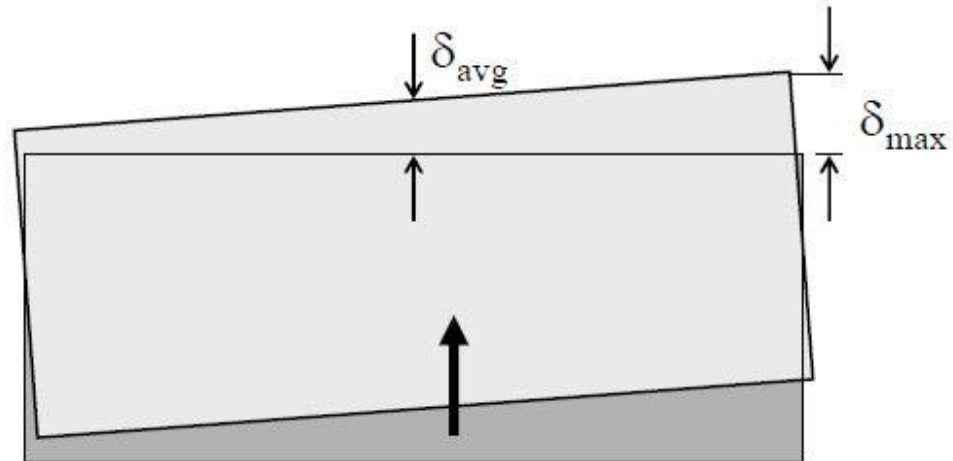
2) Re-entrant Corner Irregularity



Irregularity exists if $p_y > 0.15L_y$ and $p_x > 0.15L_x$

Horizontal Structural Irregularities

1a) and 1b) Torsional Irregularity



$$\delta_{max} < 1.2\delta_{avg} \text{ No irregularity}$$

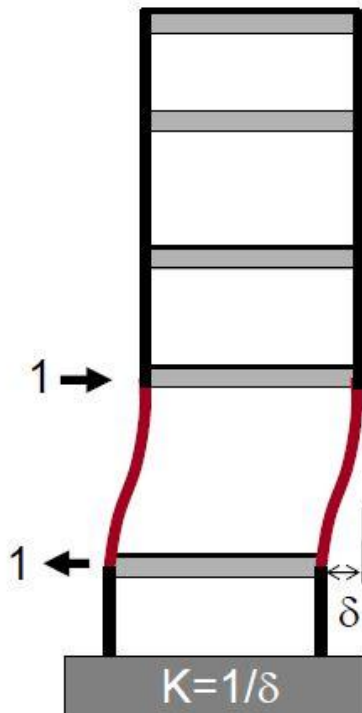
$$1.2\delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1.4\delta_{avg} \text{ Irregularity}$$

$$\delta_{max} > 1.4\delta_{avg} \text{ Extreme irregularity}$$

Irregularity 1b is NOT PERMITTED in SDC E or F.

Vertical Structural Irregularities

1a, 1b) Stiffness (Soft Story) Irregularity



Irregularity (1a) exists if stiffness of any story is less than 70% of the stiffness of the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.

An extreme irregularity (1b) exists if stiffness of any story is less than 60% of the stiffness of the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.

Exception: Irregularity does not exist if no story drift ratio is greater than 1.3 times drift ratio of story above.

Irregularity 1b is NOT PERMITTED in SDC E or F.

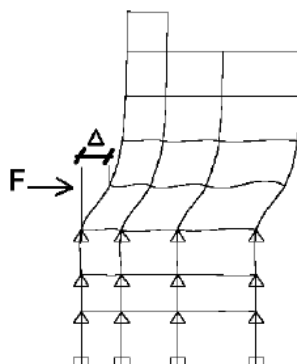
• پیشنهاد استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه سختی طبقه

سختی طبقه: Story Stiffness

برابر با مجموع سختی جانبی اعضای باربر جانبی آن طبقه است. برای محاسبه این سختی می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرد و کلیه طبقات زیرین را بدون حرکت در نظر گرفت.

بر اساس تعریف فوق می‌توان سختی جانبی طبقه را به راحتی توسط نرم افزار محاسبه کرد. برای نمونه در شکل زیر اگر بخواهیم سختی طبقه چهارم را محاسبه کنیم، باید در طبقات تحتانی تکیه گاه قرار داده و با اعمال جابجایی (و یا نیرو) حرکت سازه را بررسی کنیم:

$$F = K\Delta$$

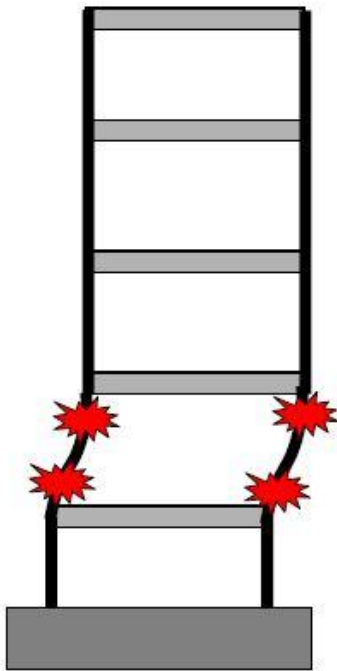


همانطور که در شکل مشاهده می‌شود، در این روش سختی طبقات بالاتر بر تغییر شکل طبقه چهارم تاثیر گذار خواهد بود و عملاً سختی طبقه چهارم تنها تابع سختی تیر و ستونهای آن طبقه نخواهد بود. بلکه سختی تیر و ستونهای طبقات بالاتر بر مقدار سختی حاصل از روش تاثیر گذار خواهد بود. بنابراین در این روش مقدار دقیق سختی طبقه بدست نمی‌آید. منتهی برای مقاصد طراحی که هدف در بیشتر مواقع مقایسه نسبی سختی طبقات می‌باشد (مثلاً زمانی که هدف تعیین نامنظمی تغییرات سختی در ارتفاع می‌باشد)، این روش با تقریب قابل قبولی می‌تواند سختی طبقات را محاسبه کند.

سوالاتی که ممکن است مطرح شود این است که در سازه‌های سه بعدی، نیروی F به چه نقطه‌ای باید وارد شود. آیا نیرو را به مرکز جرم طبقه وارد کنیم یا به مرکز سختی طبقه؟ با توجه به اینکه هدف محاسبه سختی طبقه می‌باشد، باید نیروی F به مرکز سختی طبقه وارد شود. در این صورت در سازه پیچش نخواهیم داشت و تمام نقاط طبقه حرکت (Δ) یکسان خواهند داشت.

Vertical Structural Irregularities

5a, 5b) Strength (Weak Story) Irregularity



Irregularity (5a) exists if the lateral strength of any story is less than **80%** of the strength of the story above.

An extreme irregularity (5b) exists if the lateral strength of any story is less than **65%** of the strength of the story above.

Irregularities 5a and 5b are NOT PERMITTED in SDC E or F.
Irregularity 5b not permitted in SDC D.

۲-۷-۱ نامنظمی در ارتفاع

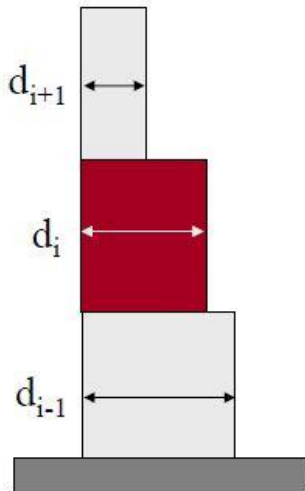
الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

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

طبقات بام و خربشته از این تعریف مستثنا هستند.

Vertical Structural Irregularities

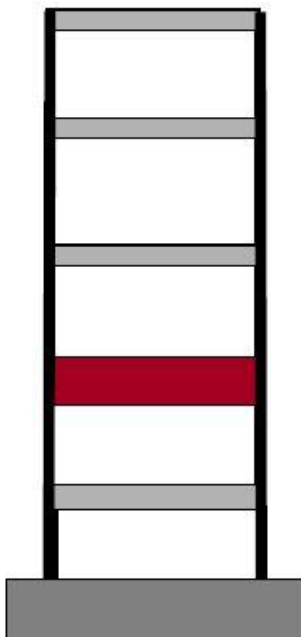
3) Vertical Geometric Irregularity



Irregularity exists if the dimension of the lateral force resisting system at any story is more than 130% of that for any adjacent story

Vertical Structural Irregularities

2) Weight (Mass) Irregularity



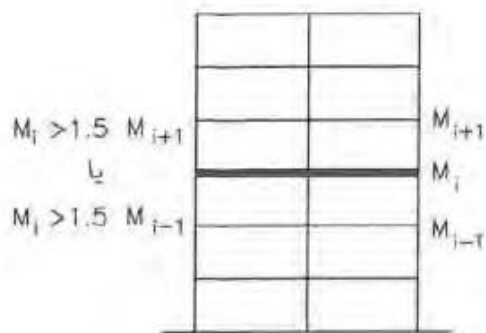
Irregularity exists if the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story.

Exception: Irregularity does not exist if no story drift ratio is greater than 1.3 times drift ratio of story above.

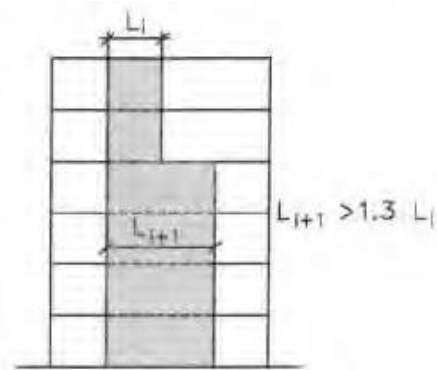
پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به طوری که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.

ت- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود. در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.

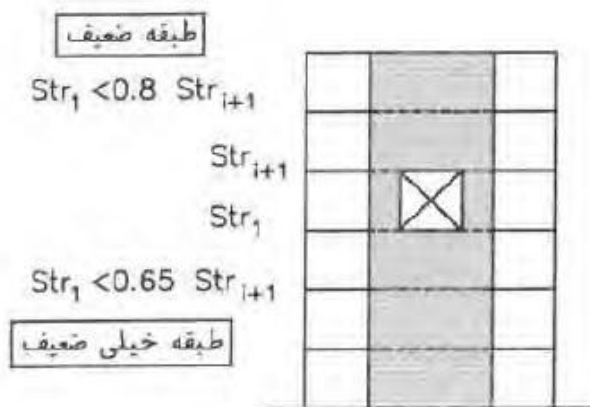
ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می‌شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی نرم" توصیف می‌شود.



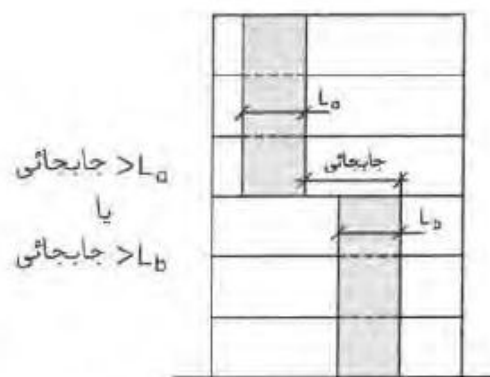
ب- نامنظمی جرمی



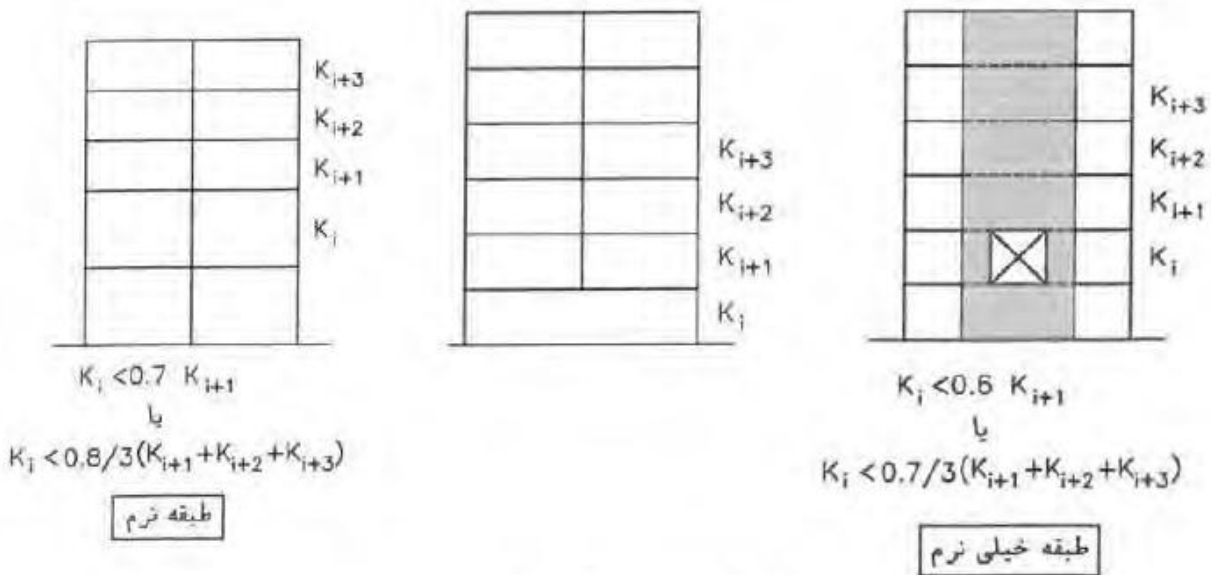
الف- نامنظمی هندسی



ت- نامنظمی مقاومت جانبی



پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



ث - نامنظمی سختی جانبی

۱-۷-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطر نسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

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

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

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

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

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می گردد.

$$\begin{aligned}
 B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\
 B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\
 B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s
 \end{aligned}
 \tag{۲-۲}$$

در این روابط:

T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می‌شود.
 T_0 ، T_s ، S و S_0 : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند.
 مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین‌ها در بند (۴-۲) مشخص شده‌اند.

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

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

SITE CLASSES

A Hard rock $v_s > 5000$ ft/sec

I

B Rock: $2500 < v_s < 5000$ ft/sec

C Very dense soil or soft rock: $1200 < v_s < 2500$ ft/sec

II

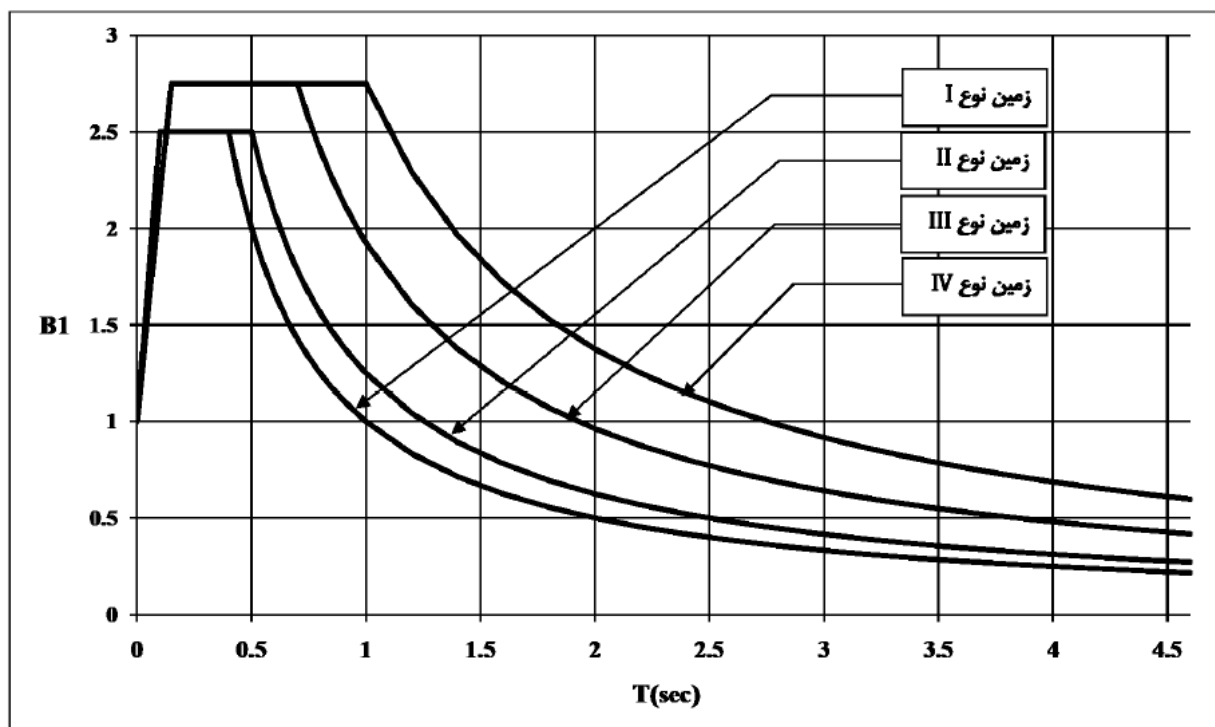
D Stiff soil : $600 < v_s < 1200$ ft/sec

III

E $v_s < 600$ ft/sec

I V

F Site-specific requirements



شکل ۲-۱ ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N=1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (3-2)$$

$$N=1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N=1$$

$$T < T_s$$

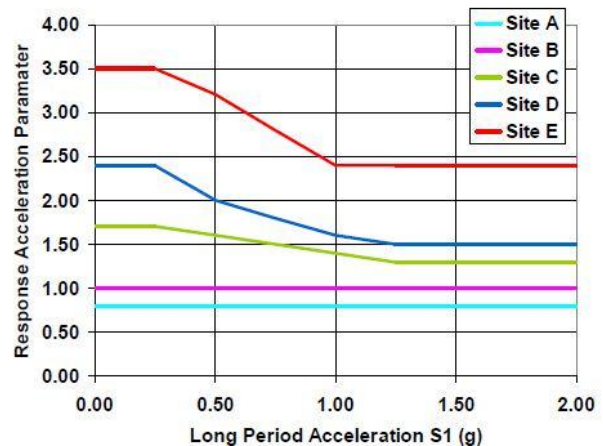
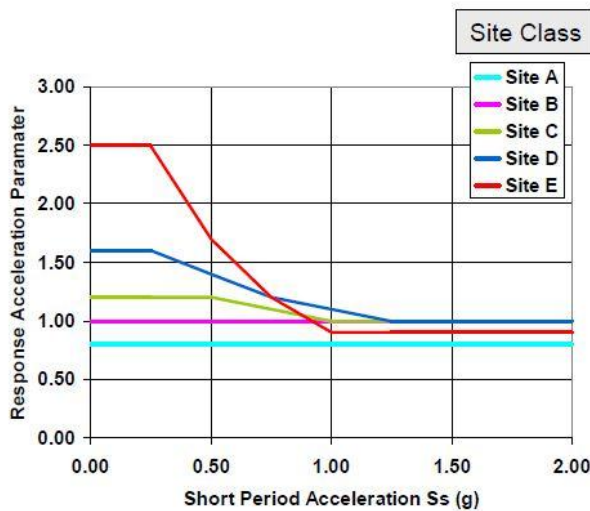
$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (4-2)$$

$$N=1.4$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

NEHRP Site Amplification for Site Classes A through E



۵-۲ حرکت زمین

اثر حرکت زمین در ساختمان‌ها به یکی از روش‌های زیر تعیین می‌شود:

۵-۲-۱ طیف طرح استاندارد

این طیف منعکس‌کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین‌نامه است و از حاصلضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان B در پارامترهای نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت I موضوع بند (۳-۳-۴) و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ موضوع بند (۳-۳-۵) و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۳) به دست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

طیف طرح استاندارد را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها بجز مواردی که در بند (۲-۵-۲) عنوان شده، به کار برد.

۵-۲-۲ طیف طرح ویژه ساختمان

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختمان و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختمان، و با به‌کارگیری نسبت میرایی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرایی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختمان نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

طیف طرح ویژه را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها به‌کاربرد، ولی استفاده از آن در ساختمان‌هایی که مطابق بند (۲-۴-۵) مطالعات ویژه ساختمان برای آنها الزامی است و نیز در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند (۳-۲-۲) مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، الزامی است.

الف- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر از تراز پایه و یا دارای زمان تناوب اصلی نوسان T ، بیشتر از $3/5$ ثانیه

ب- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۲-۳)، ساخته می‌شوند.

پ- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۲-۳)، ساخته می‌شوند.

ت- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های نوع II و III، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

۱-۳ ملاحظات کلی

۱-۱-۳ کلیه ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه، بجز آن دسته از ساختمان‌های با مصالح بتایی که مقررات مندرج در فصل هفتم در آنها رعایت شده باشد، باید بر طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

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

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

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

الف- ساختمان های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند، انتخاب شود و یا می توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می شود، الزامی نیست.

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

۳-۱-۶ مدل ریاضی که برای تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شود، باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر کلیه اجزای مقاوم جانبی، اجزایی که مقاومت و سختی آنها تأثیر قابل ملاحظه‌ای در توزیع نیروها دارند، در نظر گرفته شوند. در این ارتباط در سازه‌های بتن‌آرمه رعایت اثر ترک‌خوردگی اجزا در سختی آنها الزامی است. اثر ترک‌خوردگی در این سازه‌ها را می‌توان مطابق بند (۳-۵-۵) برای تعیین تغییرشکل‌ها و نیز نیروهای داخلی در تحلیل سازه منظور کرد.

۳-۱-۷ نیروی جانبی زلزله، که با استفاده از روش‌های مختلف محاسبه می‌گردد، در شرایط خاصی از سازه‌ها باید افزایش داده شود. در این ارتباط باید به موارد زیر توجه شود:

الف- ضریب نامعینی سازه، μ ، موضوع بند (۳-۳-۲)

ب- ضریب اضافه مقاومت، Ω_0 ، موضوع بند (۳-۳-۱۰)

۳-۲ روش‌های تحلیل سازه

۳-۲-۱ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هریک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

۲-۲-۳ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

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

۱-۳-۳ نیروهای جانبی زلزله

۱-۱-۳-۳ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \quad (1-3)$$

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_w} \quad (2-3)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳)

R_w : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳)

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (3-3)$$

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حد اقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلونیوتن بر متر مربع

جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵	۳۱	بوشهر	۱
۲	اراک	۴	۳۲	بیجار	۴
۳	اردبیل	۵	۳۳	بیرجند	۲
۴	اردستان	۲	۳۴	پیرانشهر	۵
۵	ارومیه	۴	۳۵	تبریز	۴
۶	اسلام آباد غرب	۴	۳۶	تربت جام	۴
۷	اصفهان	۳	۳۷	تربت حیدریه	۳
۸	الیگودرز	۵	۳۸	تکاب	۴
۹	امیدیه	۱	۳۹	تهران جنوب	۴
۱۰	انار	۲	۴۰	تهران شمال	۴

۳-۱-۳-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازى در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با $1/2$ افزایش داده شود.

۳-۲-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۲-۳)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

جدول ۲-۳ محدودیت‌های مربوط به $\rho = 1.0$

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌پسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

۳-۲-۳-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر با ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه
ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $\Delta - P$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

۱- در تمامی سازه‌های "یک" و "دو" طبقه هر ارتفاعی که داشته باشند، ضریب Rho برابر یک خواهد بود. همچنین تمامی سازه‌هایی که زیر ۱۰ متر باشند این ضریب برابر یک خواهد بود.
به پرسش و پاسخ زیر که مربوط به دفتر تدوین ضوابط و استانداردها توجه نمایید:

آیا بند ۳-۲-۳ (ضریب نامعینی) شامل ساختمانهای ۳ طبقه نمی‌شود؟ (اکثر ساختمانهای ۳ طبقه متعارف خصوصاً مسکونی، کوتاهتر از ۱۰ متر از روی تراز پایه می‌باشند).
ساختمانهای با تعداد ۳ طبقه و کمتر و کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند.
مشاهده: ۲۸ مرتبه تاریخ نمایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ آخرین ویرایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳

با توجه به متن فوق (برگرفته از جزوه دکتر حسین زاده اصل) در صورتی میتوان ضریب نامعینی یک سازه ۳ طبقه را برابر با ۱ در نظر گرفت (البته با استفاده از بند الف و بدون محاسبات) که ارتفاع آن سازه از روی تراز پایه کمتر از ۱۰ متر باشد.
در صورتی که سازه ۳ طبقه باشد اما ارتفاع آن از روی تراز پایه کمتر از ۱۰ متر باشد در هر صورتی ضریب نامعینی آن برابر با ۱ خواهد بود.

در کلیه سازه‌های یک و ۲ طبقه با هر ارتفاعی، ضریب نامعینی تحت هر حالتی ۱ خواهد بود.

ρ سازه‌های نامنظم شدید پیچشی همیشه ۱/۲ خواهد بود و نیازی به بررسی ندارد

✓ • مهاربند

در صورتی که در سازه مهاربند داشته باشیم، "یکی" از مهاربندها از مدل حذف خواهند شد. در صورتی که مهاربند ضربدری داشته باشیم، تنها یکی از قطری‌ها حذف خواهد شد. این حذف تنها در "یکی از طبقات" انجام خواهد شد و لازم نیست در کلیه طبقات مهاربند مورد نظر حذف شود.

✓ • قاب خمشی

در صورتی که قاب خمشی داشته باشیم، یکی از تیرهای قاب خمشی در "یکی از طبقات" باید در مدل دوسرمفصل شود (دو سرمفصل کردن تیر در حقیقت موجب از دست رفتن باربری جانبی آن دهانه می‌شود)

در صورت استفاده از روش ب، مقدار ρ به صورت جداگانه برای هر جهت محاسبه می‌شود.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$

در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از $1/25$ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

۳-۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، R_u

۳-۳-۵-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده خصوصیات هائیکه شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل‌پذیر کردن آن به‌کاربرده شده است، با رعایت محدودیت‌های بندهای (۳-۵-۳) تا (۳-۵-۷)، از جدول (۳-۴) تعیین می‌گردد. توجه شود که مقدار R_u نیروی برشی در رابطه (۳-۲) را در حد مقاومت به‌دست می‌دهد. حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان‌شده ساخته می‌شود. این ارتفاع از تراز پایه تعیین می‌گردد.

C_d : ضریب بزرگ‌گمایی تغییر مکان جانبی سازه به علت رفتار غیرخطی آن است. به بند (۳-۵) مراجعه شود.

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدید یافته مورد استفاده قرار می‌گیرد. به بند (۳-۱۰) مراجعه شود.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۲۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۲	۵	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۲/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

[۲] ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه، با مهاربندهای واگرای ویژه یا با مهاربندهای همگرای ویژه، در صورتی که شرایط زیر موجود باشد، می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد:

الف- زمین ساختگاه از نوع I، II یا III جدول (۲-۴) باشد.

ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی نباشد.

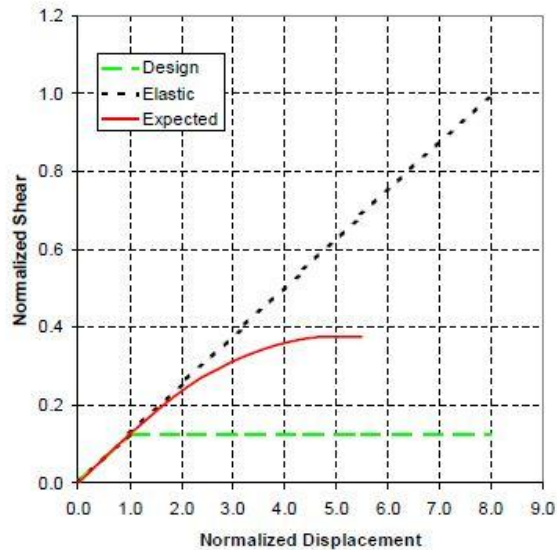
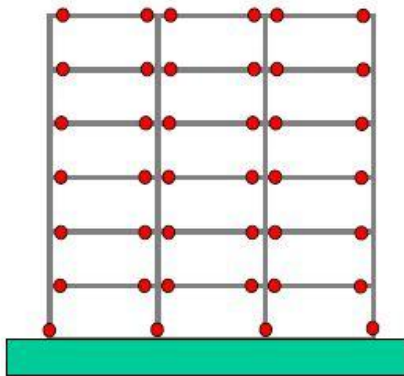
پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در دو طرف مرکز جرم باشد.

۳-۳-۵ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.

Special Steel Moment Frame

R	8
C_d	5.5
Ω_o	3

A	B	C	D	E	F
NL	NL	NL	NL	NL	NL



Advantages:

Architectural simplicity, relatively low base shear

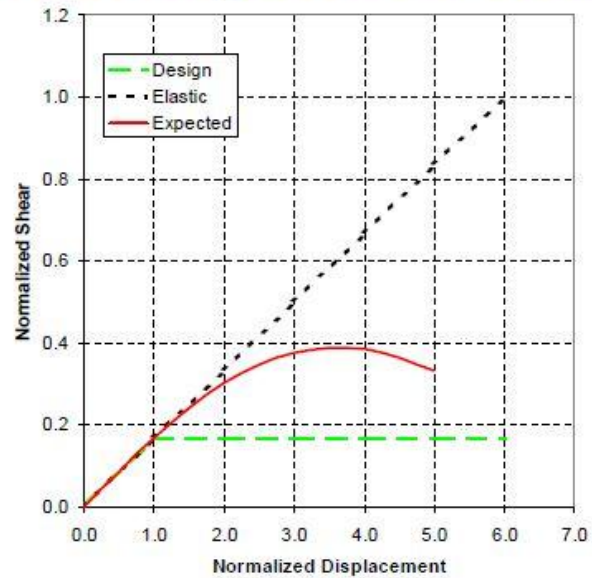
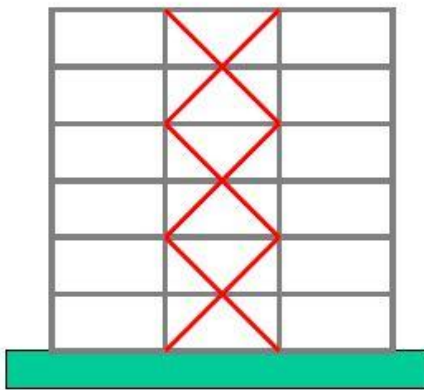
Disadvantages:

Drift control, connection cost, connection testing

Special Steel Concentrically Braced Frame

R	6
C_d	5
Ω_o	2

A	B	C	D	E	F
NL	NL	NL	160	160	100



Advantages:

Lower drift, simple field connections

Disadvantages:

Higher base shear, high foundation forces, height limitations, architectural limitations

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

نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۳-۳-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۳-۶)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

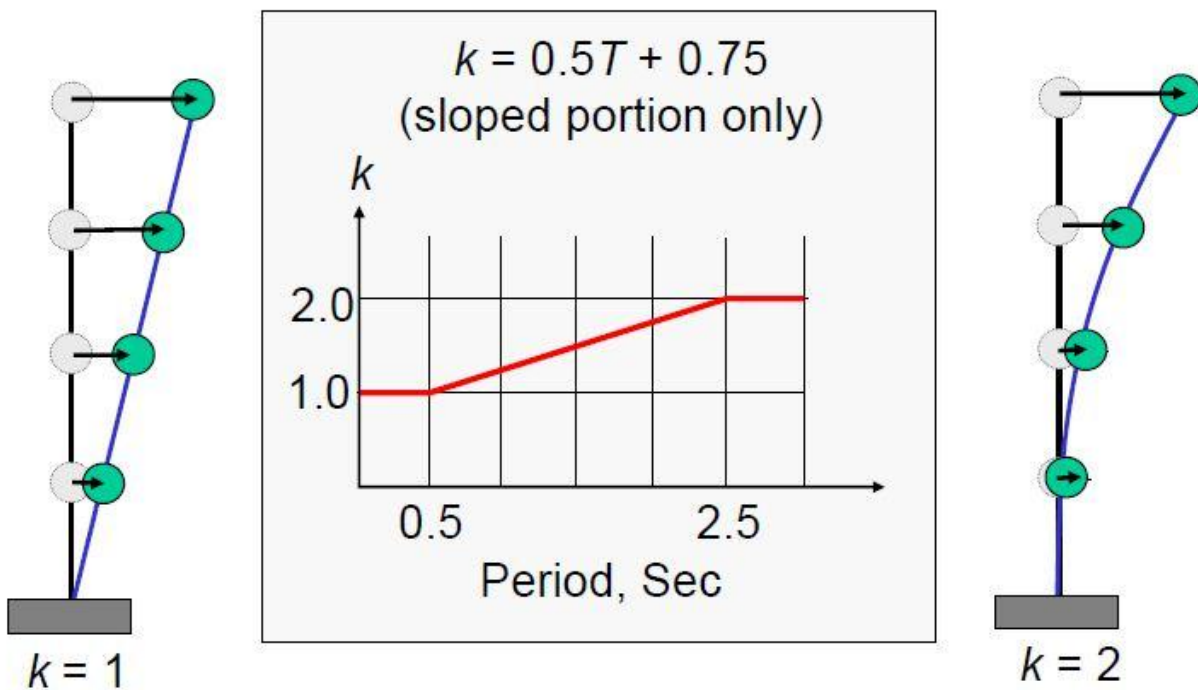
k : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۳-۷)$$

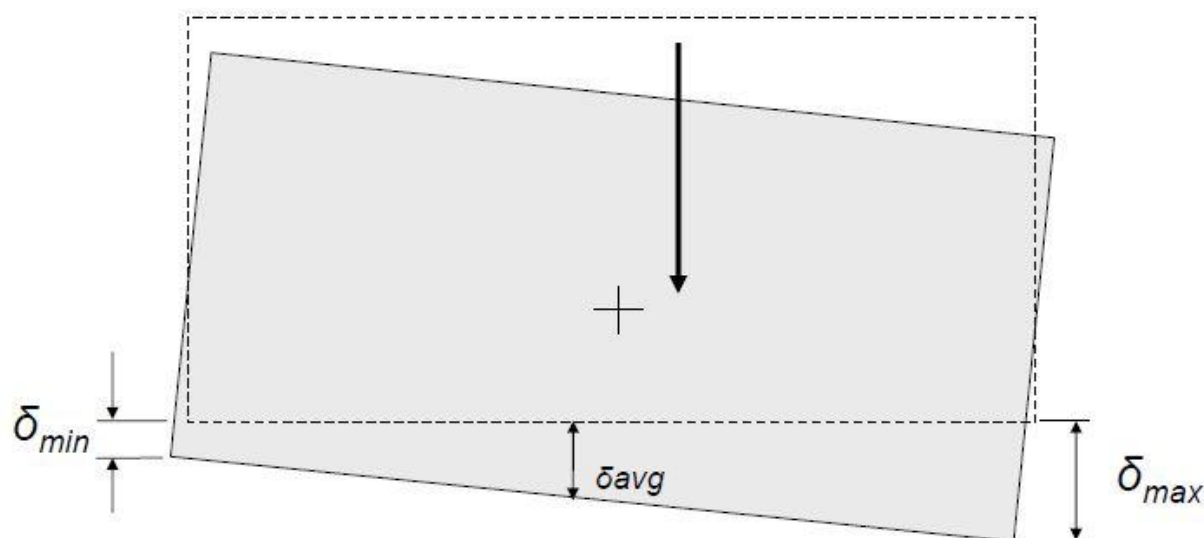
مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با $1/0$ و $2/0$ در نظر گرفته شود.

تبصره: در صورتی که وزن خریشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خریشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

k accounts for Higher Mode Effects



Amplification of Accidental Torsion



$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

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

۱-۷-۳-۳ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۶-۳-۳) در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیش‌ش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۲-۷-۳-۳)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییر شکل‌های ایجادشده در کف‌ها نیز منظور شود.

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

$$M_{ui} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_{uj} \quad (۸-۳)$$

در این رابطه:

e_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i ، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i
 e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ، موضوع بند (۳-۷-۳-۳)
 F_{uj} : نیروی جانبی در تراز طبقه j

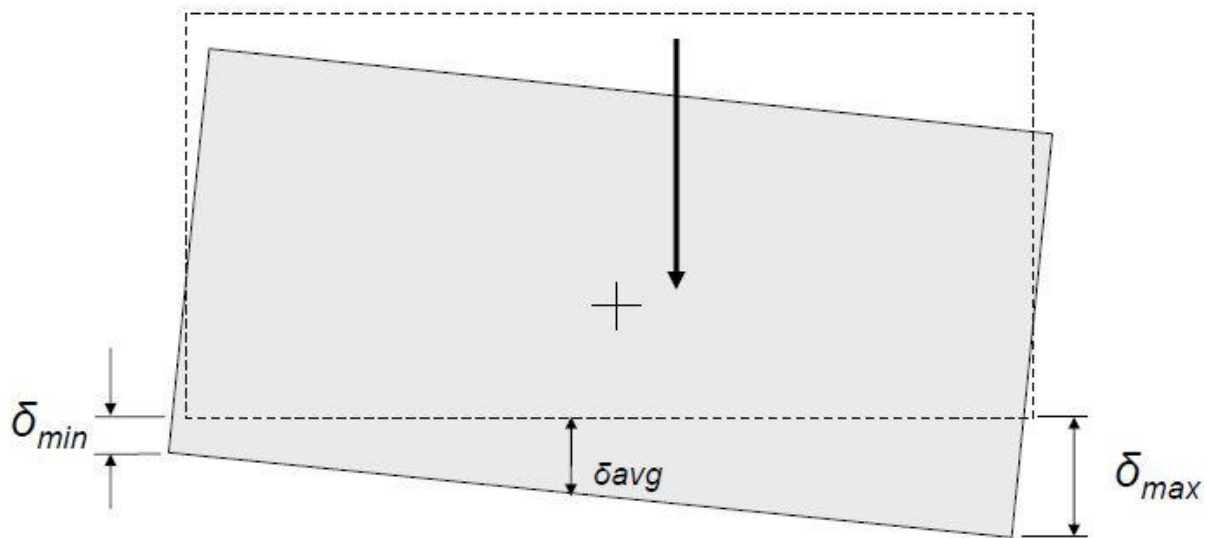
۳-۷-۳-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/4 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (۹-۳)$$

در این رابطه:

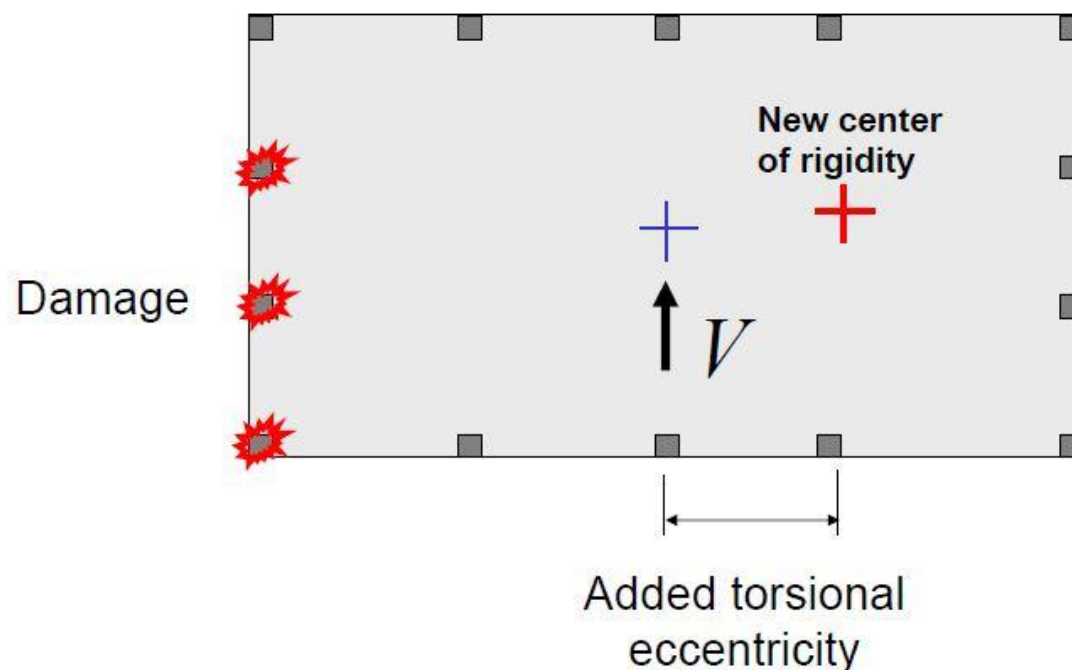
Δ_{\max} = حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.
 Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Amplification of Accidental Torsion



$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

Reason for Amplifying Accidental Torsion



۳-۳-۷-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

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

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

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

$$F_v = 0.6 A I W_p \quad (3-10)$$

در این رابطه:

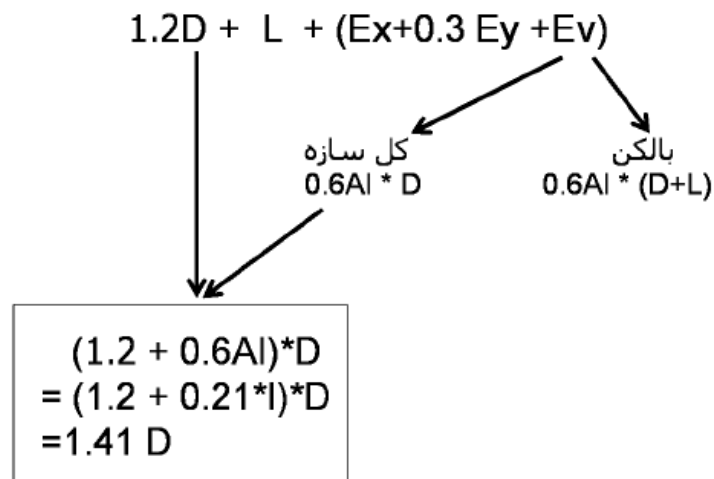
A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است. نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

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

نحوه منظور کردن زلزله قائم برای کل سازه (مورد اول)

EV مانند بارهای مرده و زنده در راستای قائم می باشد. بنابراین به جای اعمال مستقیم بار EV به کل سازه می توان در ترکیب بارها ضریب بار مرده را افزایش داد. در شکل زیر نحوه منظور کردن زلزله قائم در کل سازه نمایش داده شده است.



با فرض ضریب اهمیت برابر با ۱ خواهیم داشت ؛

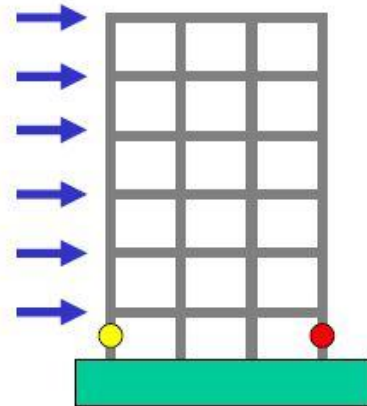
$$0.6 \times 0.35 \times (1) = 0.21$$

$$S_{DS} = \frac{0.6AI}{0.2} = \frac{0.6 \times 0.35 \times 1}{0.2} = 1.05$$

Basic Load Combinations (involving earthquake)

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

$$0.9D + 1.0E$$



Note: $0.5L$ may be used when $L_o < 100$ psf
(except garages and public assembly)

Combination of Load Effects

Use ASCE 7 basic load combinations but substitute the following for the earthquake effect E :

$$E = E_h \pm E_v$$

$$E_h = \rho Q_E \quad E_v = 0.2S_{DS}D$$

Resulting load combinations (from this and previous slide)

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E$$

۱۰-۴-۶-۷ ناشاقولی ستون‌ها

درخصوص کنترل ناشاقولی ستون‌ها رعایت الزامات زیر ضروری است.

الف) میزان حداکثر جابه‌جایی محور ستون از محل فرضی مساوی ± 6 میلی‌متر می‌باشد.

ب) حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها، تا طبقه بیستم به‌ازای هر طبقه مساوی $\frac{1}{500}$ ارتفاع و حداکثر ۲۵ میلی‌متر به‌سمت نما و ۵۰ میلی‌متر به‌سمت داخل ساختمان می‌باشد.

پ) در شکل ۹-۴-۱۰ پوش رواداری ناشاقولی ستون در سمت نما و در سمت داخل ستون نشان داده شده است.

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

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

$$N_i = 0.02Y_i \quad (10-2-1-4)$$

که در آن:

N_i = بار جانبی فرضی در طبقه i

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

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

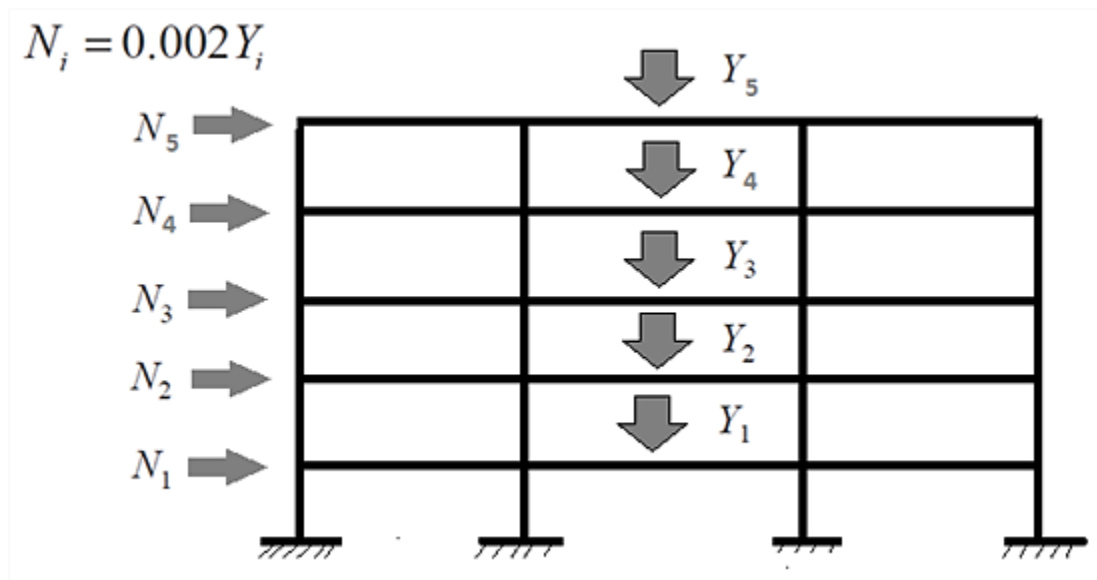
(۱) توزیع بار جانبی فرضی در کف هر طبقه باید مشابه توزیع بارهای ثقلی در کف همان طبقه در نظر گرفته شود.

(۲) بار جانبی فرضی (N_i) باید به کلیه ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی که نسبت تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول (و یا بطور تقریب مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته) با احتساب سختی کاهش یافته اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۲) در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی $1/7$ باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی (N_i) را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور نموده و از اثر آنها در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرف‌نظر نمود.

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

(۴) ضریب بار جانبی فرضی (0.02) براساس حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها در هر طبقه برابر $\frac{1}{500}$ ارتفاع طبقه محاسبه شده است. در مواردی که میزان ناشاقولی از مقدار حداکثر ($\frac{1}{500}$ ارتفاع طبقه) کمتر باشد، ضریب بار جانبی فرضی می‌تواند متناسب با آن کاهش یابد.

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



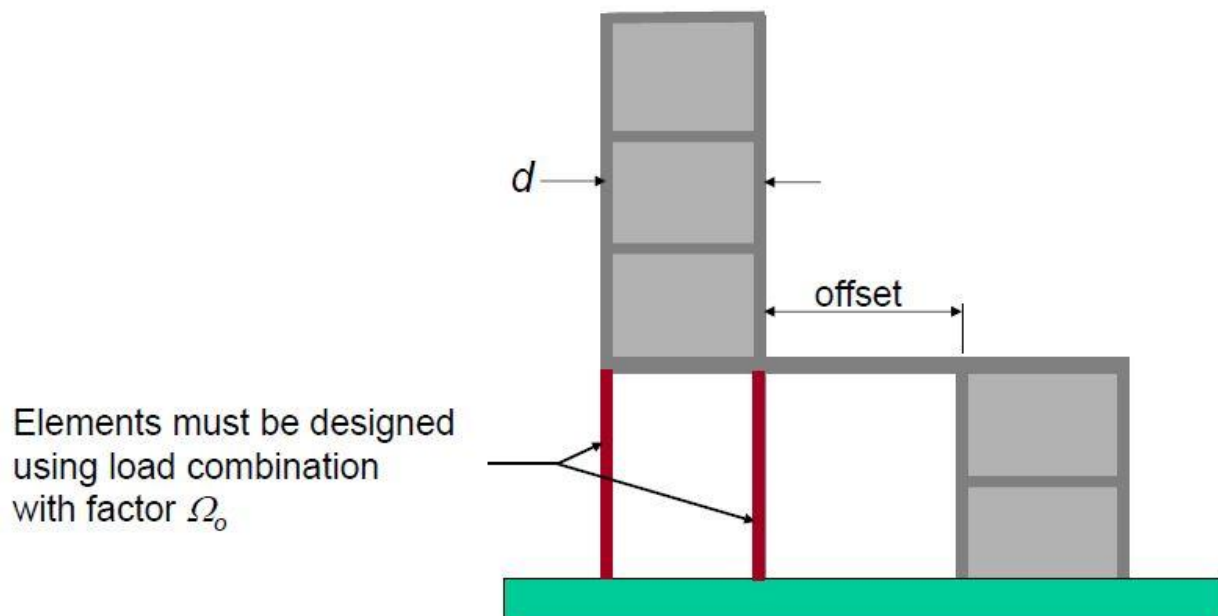
۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت ، Ω_0

این ضریب، در مواردی که براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به کار برده می‌شود. در این اعضا، اثرهای ناشی از

بار جانبی زلزله باید در ضریب Ω_0 ضرب گردند. مقدار Ω_0 در سازه‌های با سیستم‌های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هر حال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می‌توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود.

در این موارد تغییرات لازم در تنش‌های مجاز و یا ضرایب بار نهایی در ترکیبات مختلف بارگذاری باید براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی صورت گیرد.

Overstrength Factor Ω_o



۴-۳ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

روش‌های تحلیل دینامیکی خطی شامل روش‌های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخچه زمانی" اند و در کاربرد آنها باید ضوابط بندهای (۱-۴-۳) و (۲-۴-۳) رعایت شوند. کلیه پارامترهای مربوط به حرکت زمین نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره در این روش‌ها همان مقادیر عنوان شده در تحلیل استاتیکی معادل‌اند. در این روش‌ها رعایت ضوابط مربوط به موضوعات زیر که در روش استاتیکی معادل عنوان شده است، نیز الزامی است:

- ضریب نامعینی سازه ρ ، موضوع بند (۲-۳-۳)
- محاسبه ساختمان‌ها در برابر واژگونی موضوع بند (۸-۳-۳)
- نیروی قائم زلزله موضوع بند (۹-۳-۳)
- ضریب اضافه مقاومت Ω_o موضوع بند (۱۰-۳-۳)
- اثرهای اندرکنش خاک و سازه موضوع بند (۱۱-۳-۳)

۱-۴-۳ روش تحلیل طیفی

۱-۱-۴-۳ در این روش، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه شده است، انجام شده و مشخصات مدهای طبیعی نوسان آن تعیین می‌گردد. سپس حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح به دست آورده شده و با ترکیب آماری آنها بازتاب کلی سازه تعیین می‌گردد. در این روش تحلیل، الزامات بندهای (۲-۱-۴-۳) تا (۶-۱-۴-۳) باید رعایت شود.

۲-۱-۴-۳ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

۳-۱-۴-۳ ترکیب اثر مدها

حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرنده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

۴-۱-۴-۳ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۱-۳) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۱-۳) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود. تبصره: مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر در نظر گرفته شود.

۴-۱-۴-۴ اثر پیچش

در روش تحلیل طیفی باید اثر پیچش و پیچش اتفاقی را مشابه ضابطه بند (۳-۳-۷) منظور نمود. در مواردی که از مدل‌های سه‌بعدی برای آنالیز سازه استفاده می‌شود، اثر پیچش اتفاقی را می‌توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون‌مرکزی اتفاقی منظور نمود.

Analytical Modeling for Modal Response Spectrum Analysis

- Use three-dimensional analysis
- **For concrete structures, include effect of cracking [req'd]**
- **For steel structures, include panel zone deformations [req'd]**
- Include flexibility of foundation if well enough defined
- Include actual flexibility of diaphragm if well enough defined
- Include P-delta effects in analysis if program has the capability
- Do not try to include accidental torsion by movement of center of mass
- Include orthogonal load effects by running the fill 100% spectrum in each direction, and then SRSSing the results.

11. For determining drift, multiply the results of the modal analysis (including the I/R scaling but not the 85% scaling) by C_d/I .

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که

در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۱۱-۳)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۴-۳)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۱-۳)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۲-۵-۳) مقایسه شود.

۲-۵-۳ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

$$\Delta_a = 0.025h$$

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه

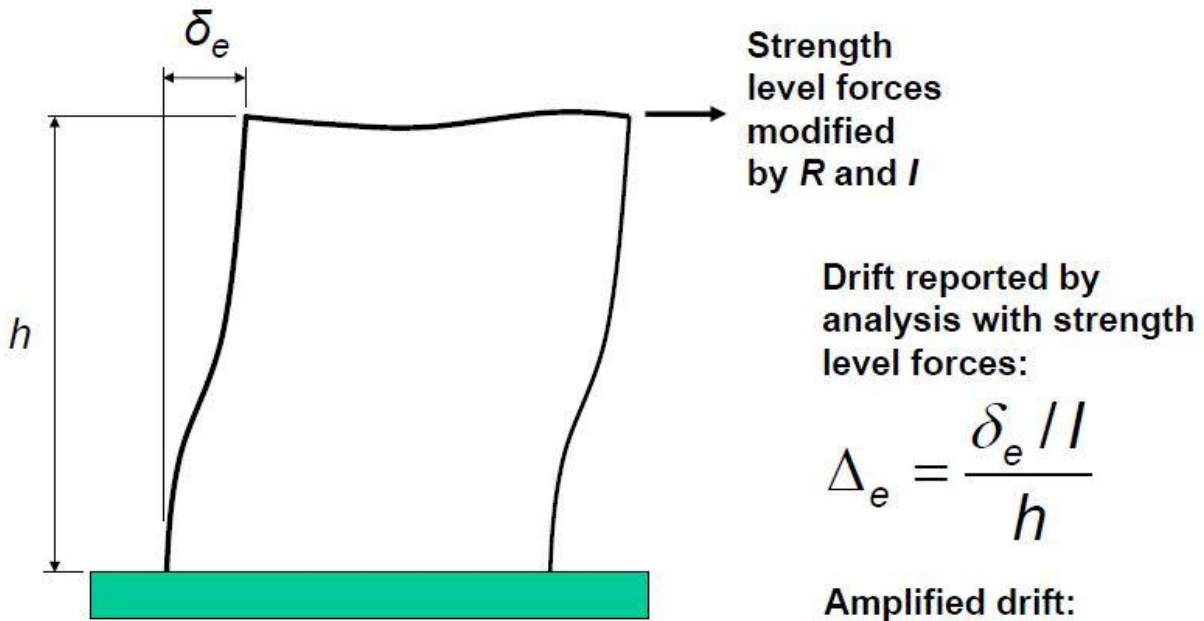
$$\Delta_a = 0.020h$$

- در سایر ساختمان‌ها

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۱-۱-۳-۳) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

Story Drift



Note: Drift computed at center of mass of story

Story Drift (continued)

For purposes of computing drift, seismic forces may be based on computed building period without upper limit $C_u T_a$.

For SDC C,D,E, and F buildings with torsional irregularities, drift must be checked at building edges.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

۳-۵-۷ در زلزله سطح بهره‌برداری، تغییر مکان نسبی باید الزامات بند (۳-۱۱-۲) را اکتناع نماید.

۳-۶ اثر $P-\Delta$

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

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{vu}}{V_u h} \right]_i \quad (۳-۱۲)$$

در این رابطه:

P_{ui} = مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n ، طبقه آخر، در حد مقاومت

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

V_{ui} = مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i = ارتفاع طبقه i

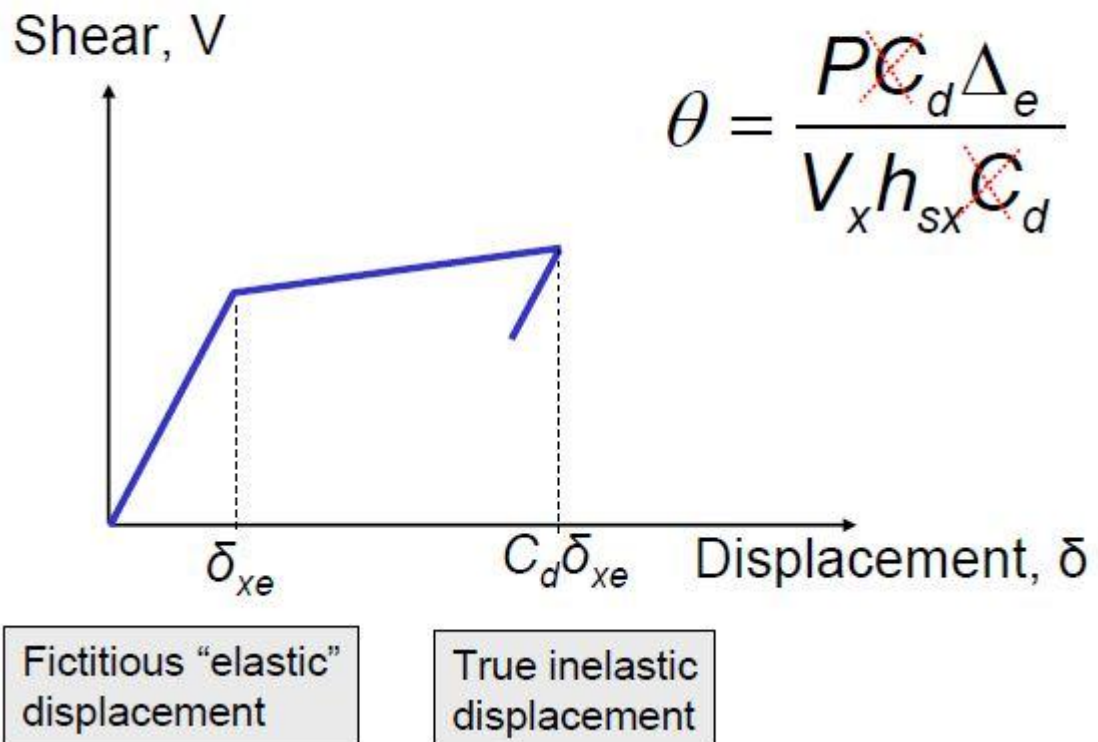
شاخص پایداری θ_i در سازه‌ها نباید از θ_{max} در رابطه (۳-۱۲) بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{c_d} \leq 0.25 \quad (۳-۱۳)$$

برای منظور کردن اثر Δ -P در طراحی سازه‌ها یا می‌توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه‌ها منظور کرد و نیروهای داخلی اعضاء را به‌دست آورد و یا می‌توان از روش‌های تقریبی عنوان‌شده در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمود. همچنین می‌توان روش تقریبی ارائه شده در پیوست (۳) را مورد استفاده قرار داد. در کلیه موارد، تغییر مکان‌های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به‌کار برده می‌شوند باید تغییر مکان‌های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات، $\bar{\Delta}_{ei}$ باشند. تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر Δ -P، را می‌توان از رابطه (۳-۱۴) محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{ei} = \frac{\Delta_{ei}}{1 - \theta_i} \quad (۳-۱۴)$$

P-Delta effects are based on the *Fictitious Elastic Displacements*



۳-۸ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها

دیافراگم‌ها که معمولاً کف‌های سازه‌ای تحمل‌کننده بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف‌ها را به عناصر قائم‌یاربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم‌ها باید در برابر تغییرشکل‌های افقی که در آنها ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

۳-۸-۱ در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم‌ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم‌ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می‌شوند.

الف- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله، بند (۳-۳-۶)، بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم نرم تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع چوبی یا ورق‌های فلزی تقویت‌نشده بدون پوشش بتن در سازه‌های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده ممکن است در این دسته قرار گیرند.

در سازه‌های دارای دیافراگم‌های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۳) نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می‌شود.

ب- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع دال بتنی یا ورق‌های فلزی همراه با بتن‌آرمه رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ‌یک از نامنظمی‌های مندرج در بند (۱-۷-۱) نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

پ- سایر دیافراگم‌ها نیمه‌صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آنها در توزیع نیروها بین اجزای سازه، باید یا مدل کردن دیافراگم‌ها، در نظر گرفته شود .

۳-۸-۲ درسازه‌های دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۷-۳-۳) و (۳-۷-۳-۳) الزامی است.

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = \left(\sum_{j=1}^n \frac{F_{vj}}{W_j} \right) W_i \quad (۳-۱۵)$$

در این رابطه:

F_{pui} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۳-۳-۱-۱)

F_{uj} و W_j : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶) در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 A_i W_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $A_i W_i$ در نظر گرفته شود.

۳-۸-۴ در مواردی که دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل می‌نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به‌دست آمده از رابطه (۳-۱۵) اضافه شود. در این موارد اثر ضریب نامعینی ρ سازه باید طبق ضوابط بند (۳-۳-۲) برای محاسبه مقادیر این بخش از نیروها نیز در محاسبات منظور شود.

۳-۸-۵ تلاش‌های داخلی و نیز تغییر شکل‌های ایجاد شده در دیافراگم‌ها باید با استفاده از روش‌های شناخته‌شده تحلیل سازه‌ها تعیین گردند. در دیافراگم‌های متعارف که دارای پلان نسبتاً منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند، این تلاش‌ها و تغییر شکل‌ها را می‌توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه‌ای که بر روی تکیه‌گاه‌های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. کنترل مقاومت دیافراگم‌های

بتن‌آرمه براساس ضوابط آیین‌نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم‌های ساخته‌شده از مصالح دیگر براساس ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط تعیین می‌گردد.

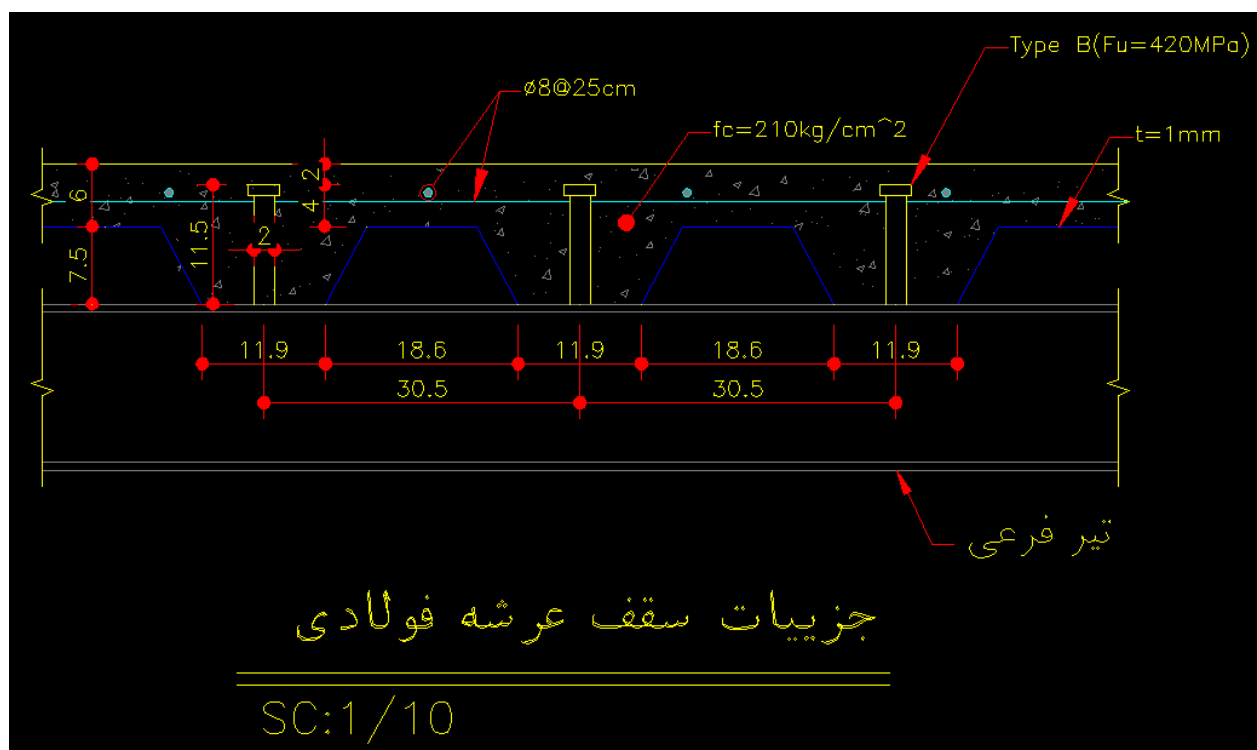
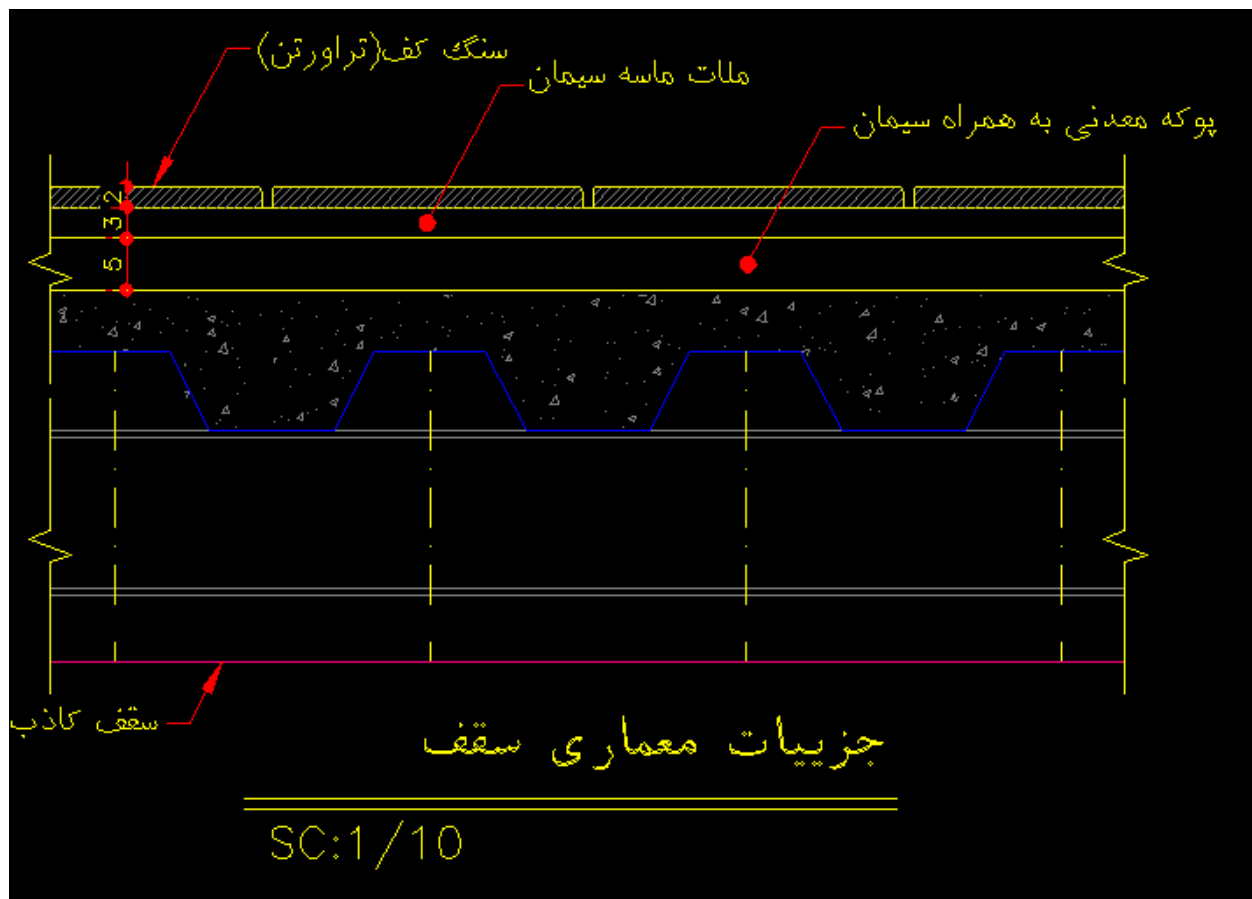
۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله شدید یافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

۳-۸-۷ در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه بند (۱-۷-۱) و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم پاربر جانبی بند (۱-۷-۲) در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع‌کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

سقف عرشه فولادی

شکل های زیر نحوه قرار گیری گلمیخ ها را نشان میدهد:





۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط

اعضای خمشی با مقطع مختلط به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

الف) اعضای خمشی با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر

ب) اعضای خمشی با مقطع مختلط محاط در بتن

پ) اعضای خمشی با مقطع مختلط پر شده با بتن

۱۰-۲-۸-۳-۱ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲. نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبه دال

تبصره: حداقل ضخامت دال بتنی، ۸۰ میلی‌متر مقرر می‌گردد.

۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در حین اجرا

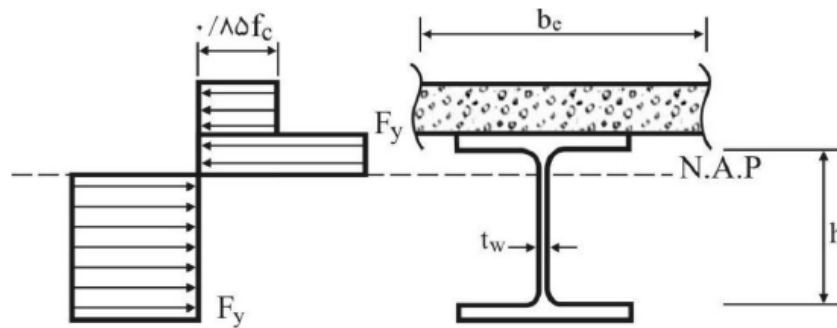
در صورتی که در اعضای خمشی با مقطع مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال بتنی از پایه موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، عضو فولادی تا قبل از رسیدن بتن به ۷۵ درصد مقاومت مشخصه f_c' ، باید به تنهایی دارای مقاومت کافی برای تحمل وزن خود، وزن بتن تر و بارهای حین اجرا (نظیر بار ناشی از قالب‌بندی) باشد. مقاومت خمشی عضو فولادی تنها، باید طبق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین گردد.

۱۰-۲-۸-۳ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

الف) مقاومت خمشی مثبت

مقاومت خمشی مثبت طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی مثبت اسمی می باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود.

۱. در صورتی که $\frac{h}{t_w} \leq 3/76 \sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n باید بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط تعیین شود.



شکل ۱۰-۲-۸-۲ توزیع پلاستیک تنش در مقطع مختلط

۲. در صورتی که $\frac{h}{t_w} > 3/76 \sqrt{E/F_y}$ باشد M_n باید بر اساس روی هم گذاری تنش های الاستیک با

فرض مقطع تبدیل یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه های موقت برای حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی مقطع مختلط (M_y) تعیین گردد. به عبارت دیگر:

$$M_n = \min (M_{n1} \text{ و } M_{n2}) \quad (10-2-8-1)$$

در روابط فوق:

M_{n1} = لنگر خمشی نظیر تنش F_y در دورترین تار فولادی مقطع تبدیل یافته

M_{n2} = لنگر خمشی نظیر تنش $0.7f_c$ در دورترین تار دال بتنی در مقطع تبدیل یافته

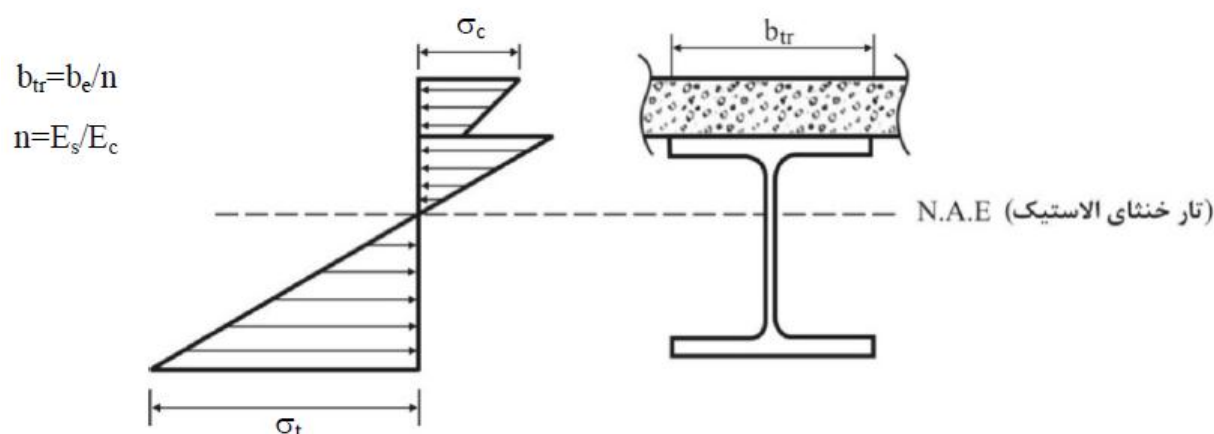
F_y = تنش تسلیم فولاد

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

t_w = ضخامت جان تیر فولادی

h = فاصله بین شروع گردی ریشه جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصله آزاد بین دو بال

برای مقاطع فولادی ساخته شده از ورق



شکل ۱۰-۲-۸-۳ توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل یافته

پ) مقاومت خمشی مقاطع مختلط به همراه ورق‌های فولادی شکل داده شده

مقاومت خمشی طراحی مقاطع مختلط متشکل از دال بتنی بر روی ورق‌های فولادی شکل داده

شده و متصل به مقطع فولادی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ضریب کاهش مقاومت برابر

0.9 و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳ و با رعایت

الزامات زیر تعیین گردد.

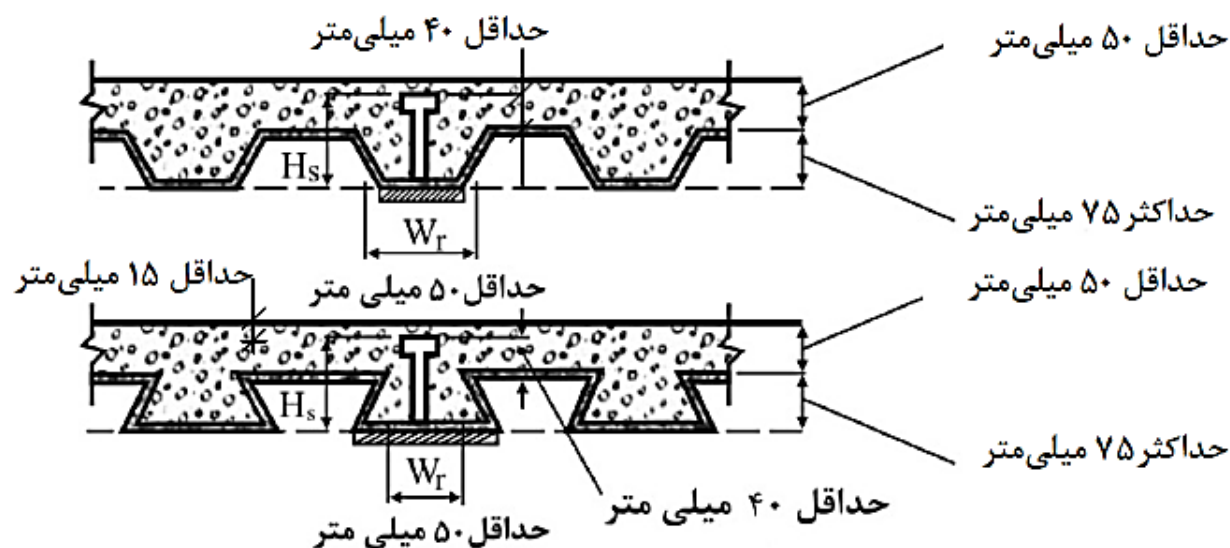
پ-۱) ملاحظات و محدودیت‌ها

۱. ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_F) نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر باشد. پهنای متوسط کنگره‌های پر شده با بتن نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل پهنای آزاد (خالص) در نزدیکی سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده در نظر گرفته شود.

۲. دال بتنی باید به وسیله گل‌میخ‌های برشگیر با قطر حداکثر ۲۰ میلی‌متر به مقطع فولادی متصل شوند. گل‌میخ‌ها باید از طریق ورق فولادی شکل داده شده یا به طور مستقیم به مقطع فولادی جوش شوند. در هر حال گل‌میخ‌ها باید روی بال مقطع فولادی ذوب شوند. پس از نصب، ارتفاع گل‌میخ‌ها که از بالای ورق فولادی شکل داده شده اندازه‌گیری می‌شود، نباید از ۴۰ میلی‌متر کمتر باشد. پوشش بتن روی گل‌میخ‌ها نباید کمتر از ۱۵ میلی‌متر باشد.

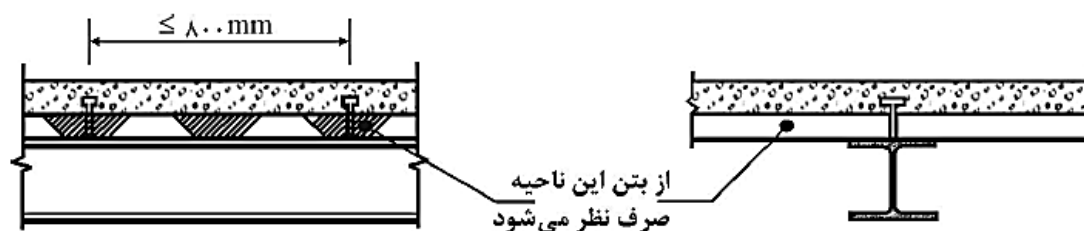
۳. ضخامت دال بتنی در قسمت فوقانی ورق فولادی شکل داده شده نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.

۴. ورق‌های فولادی شکل داده شده باید در فواصلی حداکثر ۴۵۰ میلی‌متر به مقطع فولادی و سایر اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند. این مهارها می‌توانند گل‌میخ‌های برشگیر، ترکیبی از گل‌میخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای یا هر راهکار ارائه شده توسط مهندس طراح باشد.



شکل ۴-۸-۲-۱۰ ملاحظات و محدودیت‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده

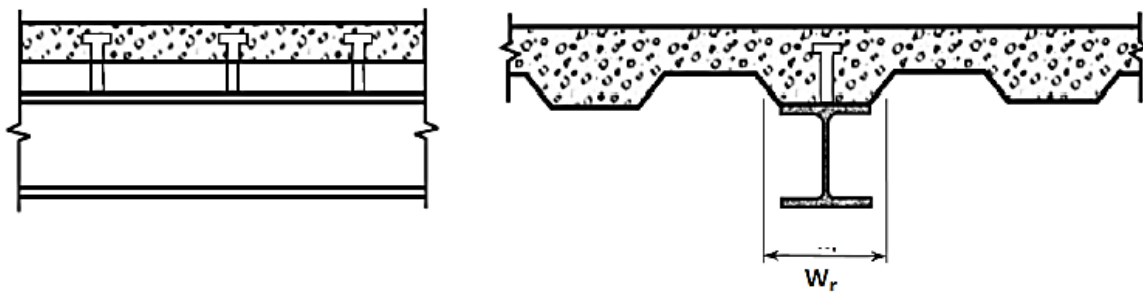
پ-۲) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها عمود بر محور تیر می‌باشد. در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبه A_c باید از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده صرف نظر شود (شکل ۵-۸-۲-۱۰).



شکل ۵-۸-۲-۱۰ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آن‌ها عمود بر محور تیر می‌باشد

پ-۳) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها موازی با محور تیر می‌باشد در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبه A_c می‌توان از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده استفاده نمود. همچنین، ورق‌های فولادی شکل داده شده را می‌توان در روی تیر فولادی تکیه‌گاهی از هم جدا کرد تا در روی بال مقطع فولادی یک ماهیچه بتنی تشکیل شود.

چنانچه ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_r) ۴۰ میلی‌متر یا بزرگتر باشد، پهنای متوسط کنگره‌های پر شده با بتن در روی تیر تکیه‌گاهی نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر برای حالت یک گل‌میخ در پهنای باشد. این پهنای حداقل برای هر گل‌میخ اضافی، به اندازه ۴ برابر قطر گل‌میخ باید افزایش یابد.



شکل ۱۰-۲-۸-۶ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها موازی با محور تیر می‌باشد

ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) نواحی لنگر خمشی مثبت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

برای عملکرد مختلط کامل، برش افقی مورد نیاز باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی خردشدگی بتن و تسلیم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

• خردشدگی بتن

$$V_{hu} = 0.185 f_c A_c \quad (10-2-8-19)$$

• تسلیم کششی مقطع فولادی

$$V_{hu} = F_y A_s \quad (10-2-8-20)$$

در روابط فوق:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

A_c = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر

A_s = مساحت مقطع فولادی

F_y = تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید مطابق رابطه زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$$V_{hn} = \Sigma Q_n \quad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

ΣQ_n = مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۷-۸-۲-۱۰.

۳. تعداد، فاصله و مشخصات برشگیرها بایستی از طریق برقراری رابطه زیر و بدون احتساب ضریب کاهش مقاومت تعیین گردد.

$$V_{hn} \geq V_{hu} \quad (۲۲-۸-۲-۱۰)$$

۷-۸-۲-۱۰ برشگیرها

۱-۷-۸-۲-۱۰ الزامات عمومی

برشگیرهای مورد نیاز در هریک از طرفین نقطه لنگر حداکثر مثبت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به‌طور یکنواخت توزیع کرد. لیکن مقدار برشگیر موجود بین هر بار متمرکز و نزدیکترین نقطه دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداکثر مورد نیاز در نقطه اعمال بار کافی باشد.

قطر گل‌میخ نباید از ۲/۵ برابر ضخامت فلز پایه که به آن جوش می‌شود، تجاوز نماید، مگر اینکه گل‌میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گرفته باشد.

بند ۱۰-۲-۸-۷-۲ به الزامات برشگیرهای اعضای خمشی با مقطع مختلط و بند ۱۰-۲-۸-۷-۳ به الزامات برشگیرهای سایر اعضای با مقطع مختلط می‌پردازد.

۱۰-۲-۸-۷-۲ برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

برشگیرها باید یا از نوع گل‌میخ‌های کلاهدار که طول آنها بعد از نصب، حداقل ۴ برابر قطرشان است یا از نوع ناودانی‌های گرم نوردشده باشند، برشگیرها باید در دال‌هایی مدفون شوند که سنگدانه‌های آنها برای بتن معمولی منطبق بر الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشند. استفاده از سایر اجزای فولادی به عنوان برشگیر تنها در صورتی مجاز است که مقاومت برشی اسمی آنها از طریق آزمایشگاه ذیصلاح تأیید شده باشد.

الف) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (10-2-8-33)$$

که در آن:

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

E_c = مدول الاستیسیته بتن

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_u = تنش کششی نهایی حداقل مصالح گل‌میخ

R_g و R_p = ضرایب اصلاحی طبق جدول ۱۰-۲-۸-۱

جدول ۱۰-۲-۸-۱ مقادیر R_p و R_g

R_p	R_g	حالت	
۰/۷۵	۱	۱. مقاطع مختلط بدون استفاده از ورق‌های فولادی شکل داده شده	
۰/۷۵	۱	$w_f/h_f \geq 1/5$	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی
۰/۷۵	۰/۸۵	$w_f/h_f < 1/5$	
۰/۶	۱	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۱	۲. مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های فولادی شکل داده شده کنگره‌ها عمود بر محور تیر فولادی
۰/۶	۰/۸۵	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۲	
۰/۶	۰/۷	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی یا بزرگتر از ۳	

پ) جزئیات بندی

به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره ورق‌های فولادی شکل داده شده، برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. حداقل فاصله گل‌میخ تا لبه بتن در امتداد برش افقی برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی باید ۲۰ میلی‌متر و برای بتن‌های سبک ۲۵ میلی‌متر باشد.

حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل‌میخ مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آنها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مختلط می‌باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصله مرکز تا مرکز در هر امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل‌میخ انتخاب کرد. حداکثر فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

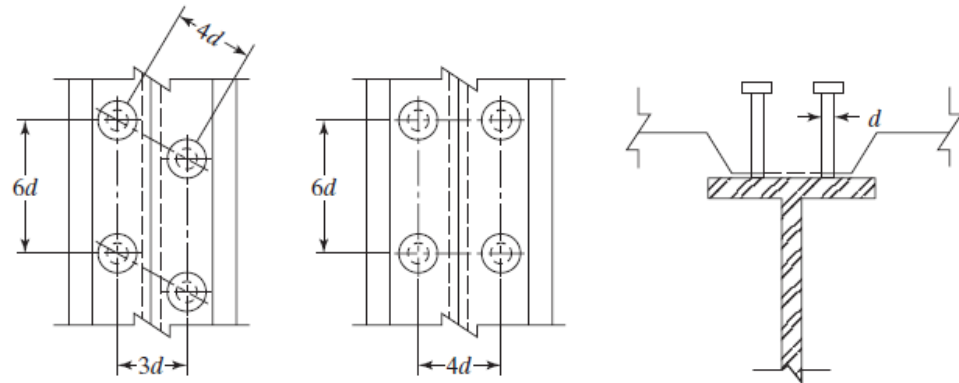


FIGURE 16.6
Anchor
arrangements.

ADVANTAGES OF COMPOSITE CONSTRUCTION

The floor slab in composite construction acts not only as a slab for resisting the live loads, but also as an integral part of the beam. It actually serves as a large cover plate for the upper flange of the steel beam, appreciably increasing the beam's strength.

A particular advantage of composite floors is that they make use of concrete's high compressive strength by putting a large part of the slab in compression. At the same time, a larger percentage of the steel is kept in tension (also advantageous) than is normally the case in steel-frame structures. The result is less steel tonnage required for the same loads and spans (or longer spans for the same sections). Composite sections have greater stiffness than noncomposite sections, and they have smaller deflections—perhaps only 20 to 30 percent as large. Furthermore, tests have shown that the ability of a composite structure to take overload is decidedly greater than for a noncomposite structure.

An additional advantage of composite construction is the possibility of having smaller overall floor depths—a fact of particular importance for tall buildings. Smaller floor depths permit reduced building heights, with the consequent advantages of smaller costs for walls, plumbing, wiring, ducts, elevators, and foundations. Another important advantage available with reduced beam depths is a saving in fireproofing costs, because a coat of fireproofing material is provided on smaller and shallower steel shapes.

It occasionally is necessary to increase the load-carrying capacity of an existing floor system. Often, this can be handled quite easily for composite floors by welding cover plates onto the bottom flanges of the beams.

A disadvantage for composite construction is the cost of furnishing and installing the steel anchors. This extra cost usually will exceed the cost reductions mentioned when spans are short and lightly loaded.

DISCUSSION OF SHORING

After the steel beams are erected, the concrete slab is placed on them. The formwork, wet concrete, and other construction loads must therefore be supported by the beams or by temporary shoring. Should no shoring be used, the steel beams must support all of these loads as well as their own weights. Most specifications say that after the concrete has gained 75 percent of its 28-day strength, the section has become composite and all loads applied thereafter may be considered to be supported by the composite section. When shoring is used, it supports the wet concrete and the other construction loads. It does not really support the weight of the steel beams unless they are given an initial upward deflection (which probably is impractical). When the shoring is removed (after the concrete gains at least 75 percent of its 28-day strength), the weight of the slab is transferred to the composite section, not just to the steel beams. The student can see that if shoring is used, it will be possible to use lighter, and thus cheaper, steel beams. The question then arises, "Will the savings in steel cost be greater than the extra cost of shoring?" The answer probably is no. The usual decision is to use heavier steel beams and to do without shoring for several reasons, including the following:

1. Apart from reasons of economy, the use of shoring is a tricky operation, particularly where settlement of the shoring is possible, as is often the case in bridge construction.
2. Both theory and load tests indicate that the ultimate strengths of composite sections of the same sizes are the same, whether shoring is used or not. If lighter steel beams are selected for a particular span because shoring is used, the result is a smaller ultimate strength.
3. Another disadvantage of shoring is that after the concrete hardens and the shoring is removed, the slab will participate in composite action in supporting the dead loads. The slab will be placed in compression by these long-term loads and will have substantial creep and shrinkage parallel to the beams. The result will be a great decrease in the stress in the slab, with a corresponding increase in the steel stresses.

The probable consequence is that most of the dead load will be supported by the steel beams anyway, and composite action will really apply only to the live loads, as though shoring had not been used.

4. Also, in shored construction cracks occur over the steel girders, necessitating the use of reinforcing bars. In fact, we should use reinforcing over the girders in unshored construction, too. Although cracks will be smaller there, they are going to be present nonetheless, and we need to keep them as small as possible.

Nevertheless, shored construction does present some advantages compared with unshored construction. First, deflections are smaller because they are all based on the properties of the composite section. (In other words, the initial wet concrete loads are not applied to the steel beams alone, but rather to the whole composite section.) Second, it is not necessary to make a strength check for the steel beams for this wet load condition. This is sometimes quite important for situations in which we have low ratios of live to dead loads.

The deflections of unshored floors due to the wet concrete sometimes can be quite large. If the beams are not cambered, additional concrete (perhaps as much as 10 percent or more) will be used to even up the floors. If, on the other hand, too much camber is specified, we may end up with slabs that are too thin in those areas where wet concrete deflections aren't as large as the camber.

SHEAR TRANSFER

The concrete slabs may rest directly on top of the steel beams, or the beams may be completely encased in concrete for fireproofing purposes. This latter case, however, is very expensive and thus is rarely used. The longitudinal shear can be transferred between the two by bond and shear (and possibly some type of shear reinforcing), if needed, when the beams are encased. When not encased, mechanical connectors must transfer the load. Fireproofing is not necessary for bridges, and the slab is placed on top of the steel beams. Bridges are subject to heavy impactive loads, and the bond between the beams and the deck, which is easily broken, is considered negligible. For this reason, steel anchors are designed to resist all of the shear between bridge slabs and beams.

Various types of steel anchors have been tried, including spiral bars, channels, zees, angles, and studs. Several of these types of connectors are shown in Fig. 16.4. Economic considerations have usually led to the use of round studs welded to the top flanges of the beams. These studs are available in diameters from 1/2 to 1 in and in lengths from 2 to 8 in, but the AISC Specification (I8.2) states that their length may not be less than 4 stud diameters. This specification also permits the use of hot-rolled steel channels, but not spiral connectors.

The studs actually consist of rounded steel bars welded on one end to the steel beams. The other end is upset or headed to prevent vertical separation of the slab from the beam. These studs can be quickly attached to the steel beams through the steel decks with stud-welding guns by semiskilled workers. The AISC Commentary (I3.2d) describes special procedures needed for 16-gage and thicker decks and for decks with heavy galvanized coatings (>1.25 ounces per sq ft).

A rather interesting practical method is used by many engineers in the field to check the adequacy of the welds used to connect the studs to the steel beams. They take a 5 or 6 lb hammer and hit occasional studs a sufficient number of times to cause them to bend over roughly 25 or 30 degrees. If the studs don't break loose during this hammering, the welds are considered to be satisfactory and the studs are left in their bent positions, which is OK because they will later be encased in the concrete. Should the welds be poor, as where they were made during wet conditions, they may break loose and have to be replaced.

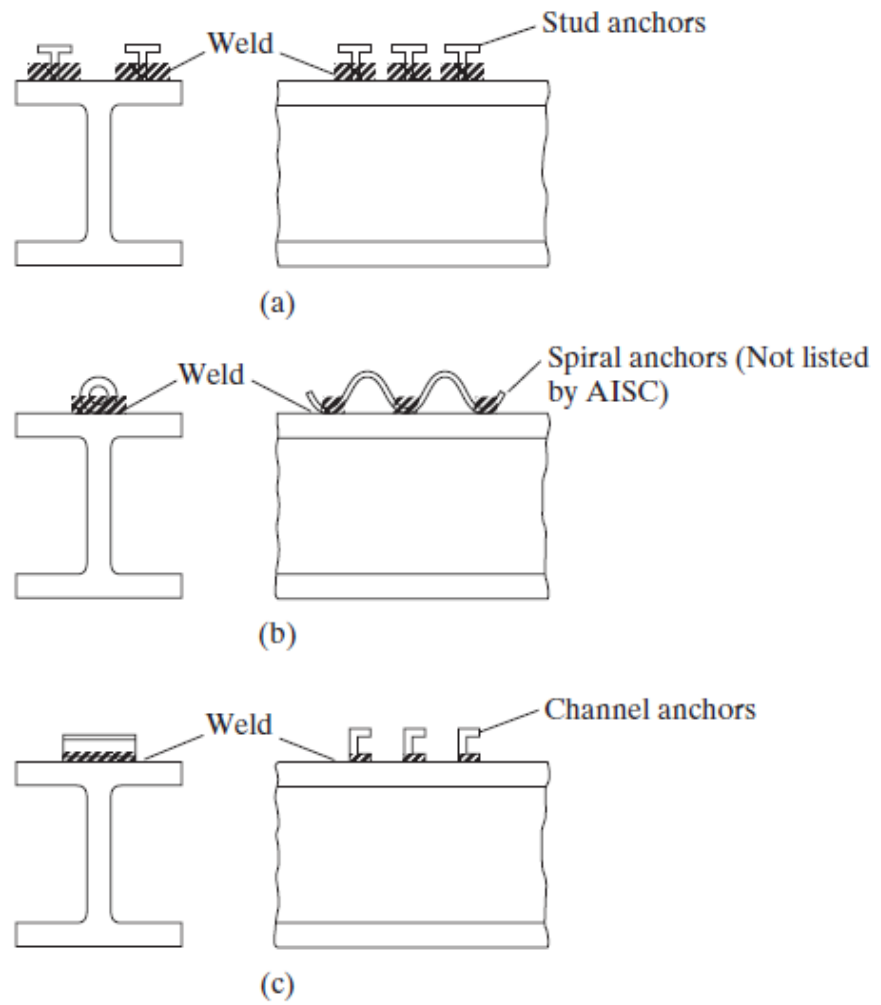


FIGURE 16.4
Steel anchors.

Shop installation of steel anchors initially is more economical, but there is a growing tendency to use field installation. There are two major reasons for this trend: The anchors may easily be damaged during transportation and setting of the beams, and they serve as a hindrance to the workers walking along the top flanges during the early phases of construction.

When a composite beam is being tested, failure will probably occur with a crushing of the concrete. It seems reasonable to assume that at that time the concrete and steel will both have reached a plastic condition.

For the discussion to follow, reference is made to Fig. 16.5. Should the plastic neutral axis (PNA) fall in the slab, the maximum horizontal shear (or horizontal force on the plane between the concrete and the steel) is said to be $A_s F_y$; and if the plastic neutral axis is in the steel section, the maximum horizontal shear is considered to equal $0.85 f'_c A_c$, where A_c is the effective area of the concrete slab. (For the student unfamiliar with the strength design theory for reinforced concrete, the average stress at failure on the compression side of a reinforced concrete beam is usually assumed to be $0.85 f'_c$.)

From this information, expressions for the shear to be taken by the anchors can be determined: The AISC (I3.2d) says that, for composite action, the total horizontal shear between the points of maximum positive moment and zero moment is to be taken as the least of the following, where ΣQ_n is the total nominal strength of the steel anchors provided,

a. For concrete crushing

$$V' = 0.85 f'_c A_c \quad (\text{AISC Equation I3-1a})$$

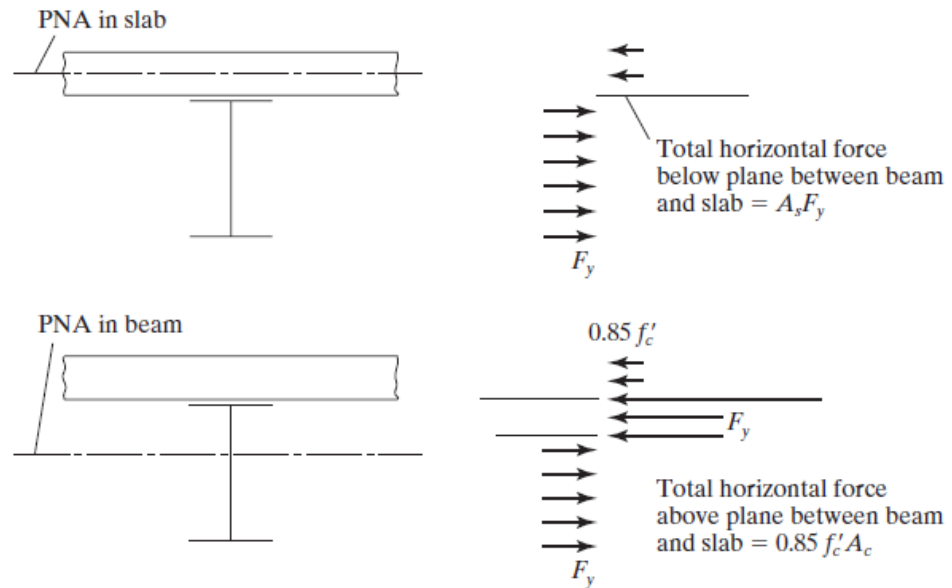


FIGURE 16.5

- b. For tensile yielding of the steel section (for hybrid beams, this yield force must be calculated separately for each of the components of the cross section)

$$V' = F_y A_s \quad (\text{AISC Equation I3-1b})$$

- c. For strength of steel anchors

$$V' = \Sigma Q_n \quad (\text{AISC Equation I3-1c})$$

PARTIALLY COMPOSITE BEAMS

For this discussion, it is assumed that we need to select a steel section that will have an LRFD design strength of 450 ft-k when made composite with the concrete slab. It is further assumed that when we select a section from the Manual, it has an $\phi_b M_n$ equal to 510 ft-k (when made composite with the slab). If we now provide steel anchors for full composite action, the section will have a design strength of 510 ft-k. But we need only 450 ft-k.

It seems logical to assume that we may decide to provide only a sufficient number of anchors to develop a design strength of 450 ft-k. In this way we can reduce the number of anchors and reduce costs (perhaps substantially if we repeat this section many times in the structure). The resulting section is a *partially composite section*, one that does not have a sufficient number of anchors to develop the full flexural strength of the composite beam. We will encounter this situation in Examples 16-3 and 16-4.

It is usually felt that the total strength of the steel anchors used in a particular beam should not be less than 25 percent of the shearing strength required for full composite action ($A_s F_y$). Otherwise, our calculations may not accurately depict the stiffness and strength of a composite section.

نکات نرم افزاری

نکته بسیار مهم؛ نرم افزار ETABS در طرح تیرهای کامپوزیت نیروی محوری را لحاظ نمی کند، منوال نرم افزار توصیه می کند در صورتی که تیر نیروی محوری قابل توجهی را تحمل می کند، تیر به صورت غیر کامپوزیت طراحی شده تا اثر نیروی محوری در طراحی لحاظ شده و آن تیر به صورت تیر-ستون طراحی گردد.

<u>Pmax</u>	<p>The largest axial load in the beam for any design load combination.</p> <p>Important note: This value is not used in the Composite Beam Design postprocessor design. It is reported to give you a sense of how much axial load, if any, is in the beam. If there is a significant amount of axial load in the beam, you may want to design it noncompositely using the Steel Frame Design postprocessor. The Steel Frame Design postprocessor does consider axial load.</p>
-------------	---

میزان برداشته شدن بال تیرهای فرعی جهت اتصال به شایتهای

Ctop Left and Ctop Right	<p>The program calculated cope of the beam top flange at the left and right ends of the beam. Do not confuse the left and right ends of the beam with the left and right sides of the beam. The left end of the beam is the I-end and the right end of the beam is the J-end.</p>
--------------------------	---

راستای قرارگیری دال نسبت به تیرهای فرعی

Dir. Left and Dir. Right	<p>The deck directions on the left and right sides of the beam. Perpendclr means that the deck span is perpendicular to the beam span. Parallel means that the deck span is parallel to the beam span.</p>
--------------------------	--

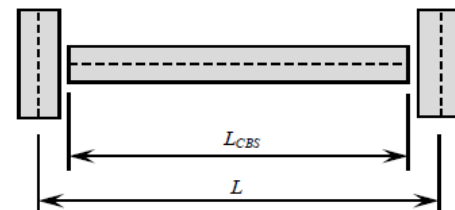
نسبت تعداد گلمیخ های موجود به حداکثر گلمیخ ممکن

<u>Stud Ratio</u>	<p>This item has a slightly different meaning, depending on whether the shear studs are user-defined or calculated by the program.</p> <p>When the number of shear studs is calculated by the program, a stud ratio is reported for each composite beam segment. It is equal to the number of shear studs required in the segment divided by the maximum number of studs that fit in the segment.</p>
-------------------	---

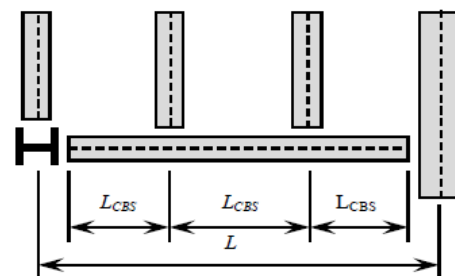
درصد عملکرد کامپوزیت

PCC	Percent composite connection.
-----	-------------------------------

در صورتی که چند تیر به یک تیر کامپوزیت اتصال داشته باشند، نرم افزار برای طراحی گلمیخ ها تیر را به چند بخش کوچکتر تقسیم می کند.

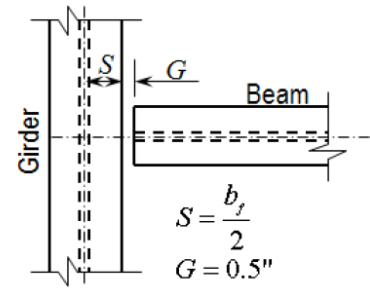


b) L_{CBS} for Beam Between Two Girders



c) L_{CBS} when Beams Frame into Considered Beam

نحوه محاسبه طول خالص تیر توسط نرم افزار

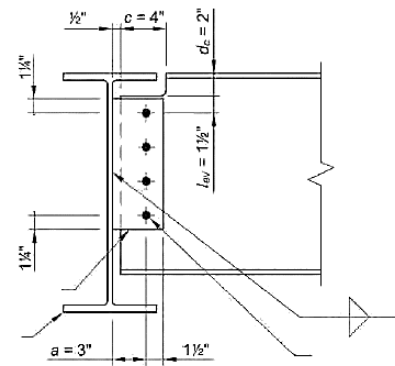


Case 1

عمقی از بخش بالایی تیر فرعی که بایستی جهت اتصال به تیر اصلی باید برداشته شود.

C_{top}

Cope depth at top of beam, in.



The Governments of the various regions of the UK publish documents which provide guidance on means by which compliance can be achieved. In terms of fire, the most widely used of these is England's [Approved Document B^{\[2\]}](#). Amongst the various rules for fire safety in buildings contained in this document are details of the [structural fire resistance requirements](#) to meet the obligations for structural stability described above. For example, an office building over 30 metres in height requires 120 minutes fire resistance plus a [life safety sprinkler](#) system and an unsprinklered assembly building between 18 and 30 metres in height requires 90 minutes fire resistance. Until April 2014, this document was shared between England & Wales but in that month, a separate document was issued for Wales^[3]. The differences between these are small but it is necessary to know that they exist.

Table A2 Minimum periods of fire resistance

Purpose group of building	Minimum periods of fire resistance (minutes) in a:					
	Basement storey ⁽⁵⁾ including floor over		Ground or upper storey ✓			
	Depth (m) of a lowest basement		Height (m) of top floor above ground, in a building or separated part of a building			
	More than 10	Not more than 10	Not more than 5 ✓	Not more than 18	Not more than 30	More than 30
1. Residential: ✓						
a. Block of flats						
– not sprinklered ✓	90	60	30*	60**†	90**	Not permitted
– sprinklered	90	60	30*	60**†	90**	120**
b. Institutional	90	60	30*	60	90	120#
c. Other residential	90	60	30*	60	90	120#
2. Office:						
– not sprinklered	90	60	30*	60	90	Not permitted
– sprinklered ⁽²⁾	60	60	30*	30*	60	120#
3. Shop and commercial:						
– not sprinklered	90	60	60	60	90	Not permitted
– sprinklered ⁽²⁾	60	60	30*	60	60	120#
4. Assembly and recreation:						
– not sprinklered	90	60	60	60	90	Not permitted
– sprinklered ⁽²⁾	60	60	30*	60	60	120#
5. Industrial:						
– not sprinklered	120	90	60	90	120	Not permitted
– sprinklered ⁽²⁾	90	60	30*	60	90	120#
6. Storage and other non-residential:						
a. any building or part not described elsewhere:						
– not sprinklered	120	90	60	90	120	Not permitted
– sprinklered ⁽²⁾	90	60	30*	60	90	120#
b. car park for light vehicles:						
i. open sided car park ⁽³⁾	Not applicable	Not applicable	15*+	15*+ ⁽⁴⁾	15*+ ⁽⁴⁾	60
ii. any other car park	90	60	30*	60	90	120#

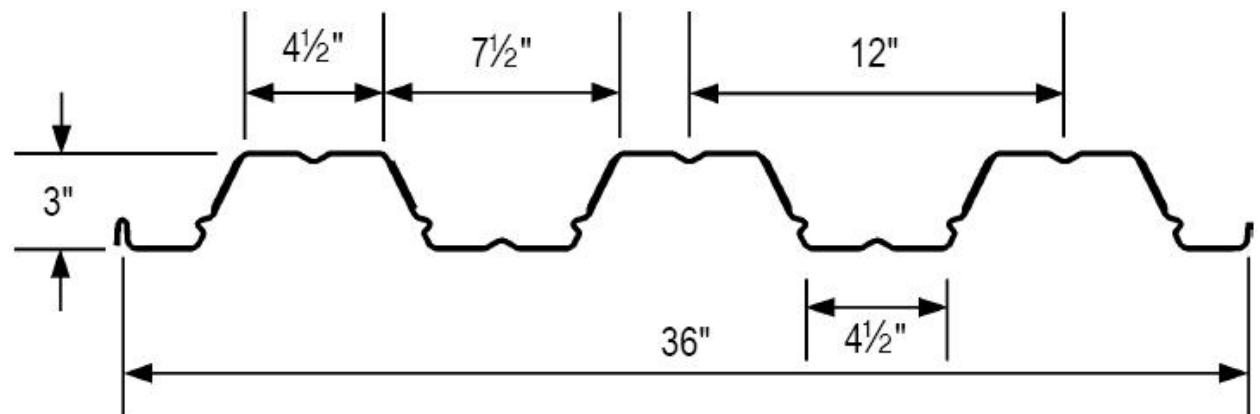
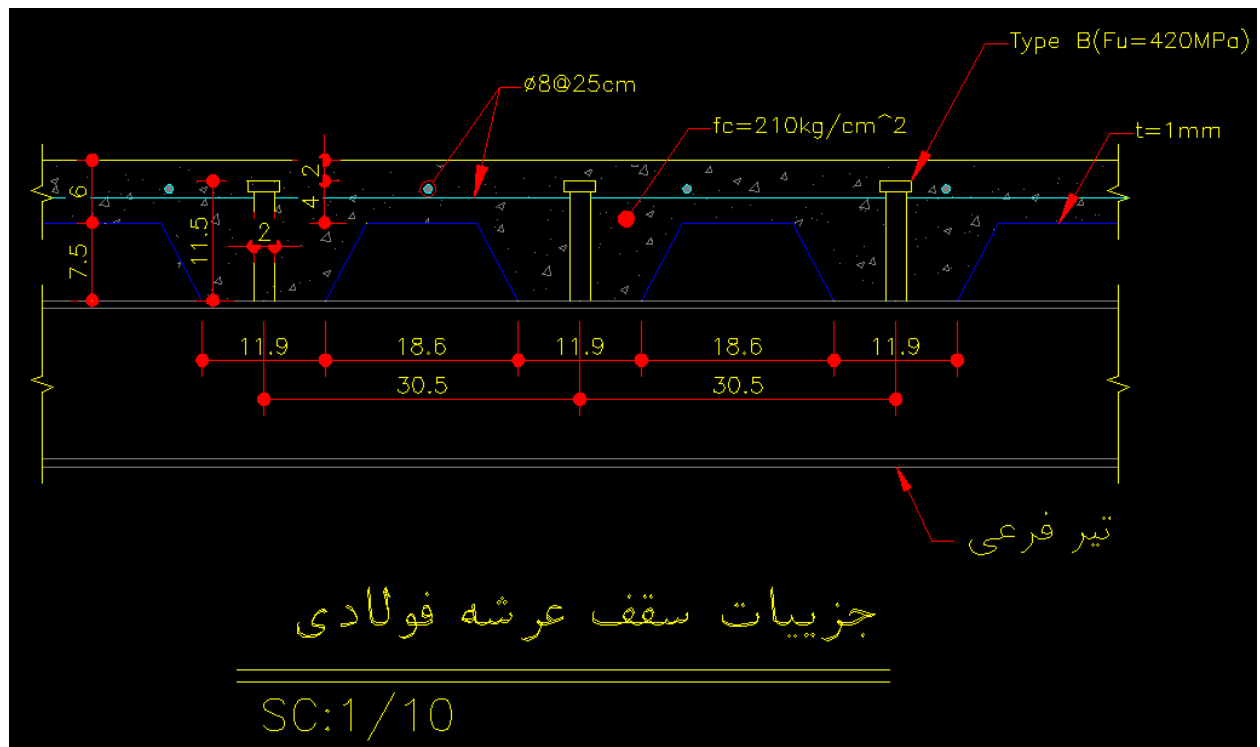


Concrete type	Minimum thickness of concrete (mm) for a fire resistance period (mins) of:					
	30	60	90	120	180	240
Normal concrete (All cases) ✓	<u>60</u>	70	<u>80</u>	90	115	130
Lightweight concrete (All cases)	50	60	70	80	100	115

Minimum insulation depth of concrete, measured above the steel deck, for trapezoidal profile steel deck exposed to a [BS 476 Part 20^{\[1\]}](#) fire test



Measurement of minimum insulation depth of concrete



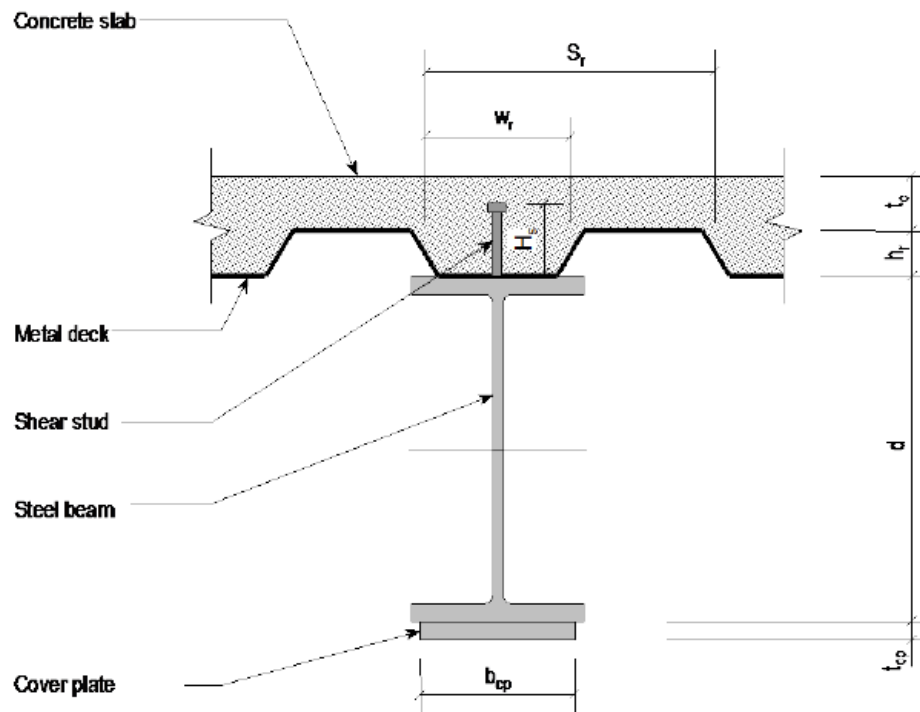


Figure 2-1 Illustration of Composite Beam

- **Slab Depth:** The depth of concrete fill above the metal deck. This item is labeled t_c in Figure 2-1.
- **Deck Depth:** The height of the metal deck ribs. This item is labeled h_r in Figure 2-1.
- **Rib Width:** The average width of the metal deck ribs. This item is labeled w_r in Figure 2-1.
- **Rib Spacing:** The center-to-center spacing of the metal deck ribs. This item is labeled S_r in Figure 2-1.

The weight-per-unit-area of the deck, w_d , can be specified. The self-weight of the deck element representing the concrete slab over metal deck is calculated using the weight-per-unit-area shown in the following equation.

$$\text{Weight-per-Unit-Area} = w_c \left(\frac{w_r h_r}{S_r} + t_c \right) + w_d$$

In the equation, w_c is the weight-per-unit-volume of concrete. The first term is the weight-per-unit-area of the concrete and the second term is the weight-per-unit-area of the metal deck.

Note that the program does not check the design of the metal deck itself.

بارهای حین ساخت ؛

وزن بتن تازه+ورق عرشه

$$2500 \times \left\{ \frac{\frac{0.119 + 0.186}{2}}{0.305} \times 0.075 + 0.06 \right\} + 11 \approx 255 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

وزن پروفیل فولادی

$$\frac{7833 \times 0.00334}{1} \approx 26 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

سربارهای مرده پس از ساخت شامل کفسازی و بار دیوارهای جدا کننده

$$250 + 100 = 350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

بار زنده کف طبقات برابر با

$$200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

تا پیش از گیرش بتن، پروفیل فولادی باید بتواند وزن خودش به اضافه وزن بتن تازه به همراه وزن عرشه و بخشی از بار زنده زمان بهره برداری (معمولاً ۲۰ درصد در نظر گرفته می شود) به عنوان بار زنده ناشی از تردد عوامل اجرایی و تجهیزات را تحمل نماید.

فاصله تیرهای فرعی ۱ متر در نظر گرفته شده است.

با این تفصیل برای زمان ساخت خواهیم داشت ؛

$$1.6D + 0.3(1.6L) = \{1.6 \times (255 + 26 + 40)\} + (0.2 \times 1.6 \times 200) \approx 578 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

به همین ترتیب برای زمان بهره برداری خواهیم داشت ؛

$$1.2D + (1.6L) = \{1.2 \times (255 + 26 + 40 + 350)\} + (1.6 \times 200) \approx 1125 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

For slabs that are to be placed at a constant elevation, AISC Design Guide 3 (West and Fisher, 2003) recommends an additional 10% of the nominal slab weight be applied to account for concrete ponding due to deflections resulting from the wet weight of the concrete during placement. For the slab under consideration, this would result in an additional load of 8 lb/ft²; however, for this design the slab will be placed at a constant thickness, and thus, no additional weight for concrete ponding is required.

در اثر وزن بتن طبیعتاً پروفیل فولادی دچار مقداری خیز می شود، در اثر این خیز ضخامت دال بتنی در وسط دهانه بیش از سایر قسمت‌ها خواهد، بنابراین توصیه شده وزن بتن را ۱۰ درصد بیش از مقدار تئوری در نظر گرفت تا جبران این موضوع شود. به صورت تقریبی و در صورت عدم محاسبه دقیق می توان ۴۰ کیلوگرم بر متر مربع به عنوان این بار در نظر گرفت.

Composite Deck and Anchor Requirements

Check composite deck and anchor requirements stipulated in AISC *Specification* Sections I1.3, I3.2c and I8.

1. Concrete Strength: $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ (for normal weight concrete) (Spec. Section I1.3)

$$205 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < f'_c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 680 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

2. Rib height: $h_r \leq 3 \text{ in.}$ (Spec. Section I3.2c)

3. Average rib width: $w_r \geq 2 \text{ in.}$ (Spec. Section I3.2c)

4. Use steel headed stud anchors $\frac{3}{4} \text{ in.}$ or less in diameter. (Spec. Section I8.1)

5. Steel headed stud anchor diameter: $d_{sa} \leq 2.5t_f$ (Spec. Section I8.1)

$$\text{for IPE220} \rightarrow \{2 \text{ cm} < \{2.5 \times 0.95 = 2.375 \text{ cm}\}\} \text{ OK}$$

در صورتی که گلمیخ ها دقیقاً در امتداد جان تیر قرار گیرند، رعایت ضابطه فوق الزامی نمی باشد.

6. In accordance with AISC *Specification* I3.2c, steel headed stud anchors, after installation, shall extend not less than $1\frac{1}{2}$ in. above the top of the steel deck. A minimum anchor length of $4\frac{1}{2}$ in. is required to meet this requirement for 3 in. deep deck. From steel headed stud anchor manufacturer's data, a standard stock length of $4\frac{7}{8}$ in. is selected. Using a $\frac{3}{8}$ -in. length reduction to account for burn off during anchor installation through the deck yields a final installed length of $4\frac{1}{2}$ in.

با توجه به بند ۶ ارتفاع ۱۲ سانتیمتر برای گلمیخ ها مناسب میباشد.

7. Minimum length of stud anchors = $4d_{sa}$ (Spec. Section I8.2)

$$12 \text{ cm} > \{4 \times 2 = 8 \text{ cm}\} \text{ OK}$$

9. In accordance with AISC *Specification* Section I3.2c, slab thickness above steel deck shall not be less than 2 in.

$$6 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \text{ OK}$$

Design for Pre-Composite Condition

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{578 \times 8^2}{8} = 4624 \text{ Kg. m}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$Z_{x,min} = \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

$$Z = \frac{4624 \times 10^2}{0.9 \times 2400} = 214 \text{ cm}^3 < 581 \text{ cm}^3 \text{ OK}$$

Pre-Composite Deflections

AISC Design Guide 3 (West and Fisher, 2003) recommends deflections due to concrete plus self-weight not exceed the minimum of $L/360$ or 1.0 in.

From AISC *Manual* Table 3-23, Case 1:

$$\Delta_{nc} = \frac{5w_D L^4}{384EI}$$

$$\Delta = \frac{5 \times (255 + 26 + 40) \times 10^{-4} \times 800^4}{384 \times (2.04 \times 10^6) \times 2772} \times 100 \approx 3.02 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2.2 \text{ cm}$$

{3.02 cm \nless 2.2 , 2.5} no good

هشدار ؛ نرم افزار ETABS این خیز را محاسبه می کند اما به صورت پیش فرض حد مجازی برای آن قائل نیست و در واقع آن را کنترل نمی کند.

Pre-composite deflections exceed the recommended limit. One possible solution is to increase the member size. A second solution is to induce camber into the member. For this example, the second solution is selected, and the beam will be cambered to reduce the net pre-composite deflections.

در اینصورت می توان مقطع را قوی در نظر گرفت یا اینکه از پیش خیز استفاده کرد.

Reducing the estimated simple span deflections to 80% of the calculated value to reflect the partial restraint of the end connections as recommended in AISC Design Guide 3 yields a camber of:

حداکثر مقدار پیش خیز توصیه شده به اندازه ۸۰ درصد تغییر مکان محاسبه شده است، بنابراین خواهیم داشت ؛

$$0.8 \times 3.02 = 2.416 \text{ cm} \approx (2.5 \text{ cm}) \text{ camber} \uparrow$$

بنابراین از همان مقطع IPE220 با ۲/۵ سانتیمتر پیش خیز استفاده می کنیم.

Design for Composite Condition

Required Flexural Strength

Using tributary area calculations, the total uniform loads (including pre-composite dead loads in addition to dead and live loads applied after composite action has been achieved) are determined as:

Determine effective width, b

The effective width of the concrete slab is the sum of the effective widths to each side of the beam centerline as determined by the minimum value of the three widths set forth in AISC *Specification* Section I3.1a:

1. one-eighth of the beam span, center-to-center of supports

برای تیرهای میانی خواهیم داشت ؛

$$2 \times \frac{800}{8} = 200 \text{ cm}$$

2. one-half the distance to the centerline of the adjacent beam

$$2 \times \frac{100}{2} = 100 \text{ cm} \checkmark$$

To utilize AISC *Manual* Table 3-19, the distance from the compressive concrete flange force to beam top flange, Y_2 , must first be determined as illustrated by *Manual* Figure 3-3. Fifty percent composite action [$\Sigma Q_n \approx 0.50(A_s F_y)$] is used to calculate a trial value of the compression block depth, a_{trial} , for determining Y_2 as follows:

$$a_{trial} = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 f'_c b} \quad (\text{from } Manual \text{ Eq. 3-7})$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{33.4 \times 2400}{0.85 \times 210 \times 100} = 4.5 \text{ cm}$$

Note that a trial value of $a = 1 \text{ in.}$ is a common starting point in many design problems.

$$A_s \times F_y = 80160 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$$

$$y = \frac{22}{2} + 13.5 - \frac{4.5}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$\phi . M_n = 0.9 \times 80160 \times 22.5 \times 10^{-2} = 16233 \text{ Kg. m}$$

$$M_u = \frac{1125 \times 8^2}{8} = 9000 \text{ Kg. m}$$

$$\text{Raitio} = \frac{9000}{16233} = 0.55 \text{ OK}$$

Steel Anchor Strength

According to AISC *Specification* Section I8.2c, the number of steel headed stud anchors required between the section of maximum bending moment and the nearest point of zero moment is determined by dividing the required horizontal shear, ΣQ_n , by the nominal shear strength per anchor, Q_n . Assuming one anchor per flute:

$$n_{anchors} = \frac{\Sigma Q_n}{Q_n}$$

Shear Strength of Anchors Used with Steel Deck

The shear strength of one stud depends on the values of R_p and R_g in

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (\text{AISC Equation I8-1})$$

If the studs are welded directly to the top flange of the steel beam (no deck), $R_p = 1.0$ and $R_g = 0.75$. With a formed steel deck, these constants can take on different values. For deck ribs oriented perpendicular to the beam, the values are

$$\begin{aligned} R_g &= 1.0 \text{ for one stud per rib} \\ &= 0.85 \text{ for two studs per rib (as in Figure 9.16)} \\ &= 0.7 \text{ for three or more studs per rib} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_p &= 0.75 \text{ for } e_{\text{mid-ht}} \geq 2 \text{ in.} \\ &= 0.6 \text{ for } e_{\text{mid-ht}} < 2 \text{ in.} \end{aligned}$$

$e_{\text{mid-ht}}$ = distance from mid-height of the rib to the stud, measured in the load-bearing direction (toward the point of maximum moment in a simply supported beam)

Most steel deck is manufactured with a longitudinal stiffener in the middle of the rib, so the stud must be placed on one side or the other of the stiffener. Tests have shown that placement on the side farthest from the point of maximum moment results in a higher strength. Since it is difficult to know in advance where the stud will actually be placed, it is conservative to use a value of $R_p = 0.6$. In this book, we will use $R_p = 0.6$ when formed steel deck is used.

جدول ۱۰-۲-۸ مقادیر R_p و R_g

R_p	R_g	حالت		
۰/۷۵	۱	۱. مقاطع مختلط بدون استفاده از ورق‌های فولادی شکل داده شده		
۰/۷۵	۱	$w_f/h_f \geq ۱/۵$	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی	۲. مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های فولادی شکل داده شده
۰/۷۵	۰/۸۵	$w_f/h_f < ۱/۵$		
۰/۶	۱	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۱	کنگره‌ها عمود بر محور تیر فولادی	
۰/۶	۰/۸۵	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۲		
۰/۶	۰/۷	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی یا بزرگتر از ۳		

$$Q_n = 0.5 \times 3.14 \times \sqrt{210 \times 2.53 \times 10^5} = 11443 \text{ Kg}$$

با فرض قرار گرفتن یک عدد گلمیخ در هر ردیف خواهیم داشت ؛

$$Q_{n \max} = 1 \times 0.6 \times 3.14 \times 4200 = 7913 \text{ Kg}$$

$$n_{anchors} = \frac{\sum Q_n}{Q_n}$$

تعداد گلمیخ های هر سمت مرکز تیر برابر خواهد شد با ؛

$$n = \frac{80160}{7913} = 10.13 \rightarrow \text{use } 11$$

بنابراین کل گلمیخ ها برای یک تیر ۸ متری برابر خواهد شد با ۲۲ ، اکنون کنترل می کنیم حداکثر و حداقل فاصله گلمیخ ها رعایت شد یا خیر

- Minimum longitudinal spacing (center-to-center) = $6 \times \text{stud diameter}$
- Maximum longitudinal spacing (center-to-center) = $8 \times \text{slab thickness} \leq 36''$
- Minimum transverse spacing (center-to-center) = $4 \times \text{stud diameter}$

$$6 \times 2 = 12 \text{ cm} < \left\{ \frac{800}{22} \approx 37 \text{ cm} \right\} < \{ 8 \times 13.5 = 108 \text{ cm} \}, \{ 92 \text{ cm} \}$$

در ساختمانهای معمولی فاصله گلمیخ ها را معمولاً برابر با ۳۰ سانتیمتر در نظر می گیرند.

محاسبات فوق با فرض عملکرد کامل مختلط میباشد، نرم افزار ETABS این قابلیت را دارد که تیر مختلط با عملکرد ناقص مختلط را طراحی نماید. در این حالت با کاهش تعداد گلمیخ ها دال بتنی اجازه دارد مقداری لغزش داشته باشد، به

این ترتیب تار خشی کمی پایین تر آمده می آید، این موضوع اغلب باعث می شود ظرفیت خمشی مقطع مختلط قدری افزایش یابد.

Partial Composite Action

Partial composite action exists when there are not enough steel anchors to completely prevent slip between the concrete and steel. Neither the full strength of the concrete nor that of the steel can be developed, and the compressive force is limited to the maximum force that can be transferred across the interface between the steel and the

concrete. That is, the strength of the studs, ΣQ_n . Recall that C is the smallest of $A_s F_y$, $0.85 f'_c A_c$, and ΣQ_n .

With partial composite action, the plastic neutral axis (PNA) will usually fall within the steel cross section. This location will make the strength analysis somewhat more difficult than if the PNA were in the slab, but the basic principles are the same.

The steel strength will not be fully developed in a partially composite beam, so a larger shape will be required than with full composite behavior. However, fewer stud anchors will be required, and the costs of both the steel and the studs (including the cost of installation) must be taken into account in any economic analysis. Whenever a fully composite beam has excess capacity, which almost always is the case, the design can be fine-tuned by eliminating some of the studs, thereby creating a partially composite beam.

5. Maximum spacing of deck attachment:

AISC *Specification* Section I3.2c.1(d) requires that steel deck be anchored to all supporting members at a maximum spacing of 18 in. The stud anchors are welded through the metal deck at a maximum spacing of 12 inches in this example, thus this limit is met without the need for additional puddle welds or mechanical fasteners.

Available Shear Strength

According to AISC *Specification* Section I4.2, the beam should be assessed for available shear strength as a bare steel beam using the provisions of Chapter G.

۱۰-۲-۹-۱-۸ ترکیب پیچ و جوش

✓ وقتی که پیچ‌های معمولی یا پیچ‌های پر مقاومت در حالت اتصال اتکایی (غیر اصطکاکی) بصورت مشترک با جوش استفاده شود، نباید فرض کرد که آنها در تحمل بار با جوش سهیم هستند. در این صورت کل تنش در اتصال را باید جوش به تنهایی تحمل کند.

✓ در صورت استفاده از ترکیب جوش و پیچ‌های پر مقاومت در اتصال اصطکاکی، می‌توان جوش و پیچ را در تحمل تنش‌ها سهیم فرض کرد مشروط بر اینکه در اتصال‌های برشی سوراخ پیچ‌ها از نوع استاندارد یا دارای شکاف‌های عمود بر جهت بار و جوش‌های گوشه تحت اثر بار طولی در نظر گرفته شده باشند. در چنین اتصال‌هایی، مقاومت موجود در پیچ‌ها را نباید بزرگتر از ۵۰ درصد مقاومت موجود پیچ‌ها در حالت اتکایی در نظر گرفت.

✓ تقویت از طریق جوشکاری در خصوص ساختمان‌های موجودی که اتصالات آنها از نوع پیچی می‌باشد به شرطی مجاز است که پیچ‌های موجود از نوع اصطکاکی طراحی و اجرا شده باشند. در اینگونه موارد پیچ‌های موجود را می‌توان برای انتقال بارهای موجود فرض نموده و جوش باید تنش‌های اضافی را انتقال دهند.

۱۰-۲-۹-۲-جوش‌ها

۱۰-۲-۹-۲-۱-جوش‌های شیار

الف) سطح مقطع موثر: سطح مقطع موثر در جوش‌های شیار عبارت است از: حاصل ضرب طول موثر در ضخامت موثر جوش. طول موثر جوش برابر با طول جوش شده و ضخامت موثر جوش شیار با نفوذ کامل برابر با ضخامت قطعه نازکتر در اتصال لب به لب و ضخامت قطعه جوش شده در اتصال کنج و سپری در نظر گرفته می‌شود. ضخامت موثر در جوش شیار با نفوذ نسبی برابر با عمق شیار جوش منهای ۳ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. استفاده از جوش شیار با نفوذ نسبی در وضعیتی که بارگذاری متناوب (اثر خستگی) وجود داشته باشد مجاز نیست.

ب) محدودیت: ضخامت موثر در جوش‌های شیار با نفوذ نسبی نباید از مقادیر مندرج در جدول ۱۰-۹-۲-۱ کمتر شود. حداقل ضخامت موثر با توجه به ضخامت قطعه نازکتر تعیین می‌شود. ضخامت جوش نباید از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز کند.

جدول ۱۰-۹-۲-۱ حداقل ضخامت موثر جوش شیار با نفوذ نسبی

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل ضخامت موثر
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر
بیش از ۴۰ تا ۶۰ میلی‌متر	۱۰ میلی‌متر
بیش از ۶۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر	۱۳ میلی‌متر
بیش از ۱۵۰ میلی‌متر	۱۶ میلی‌متر

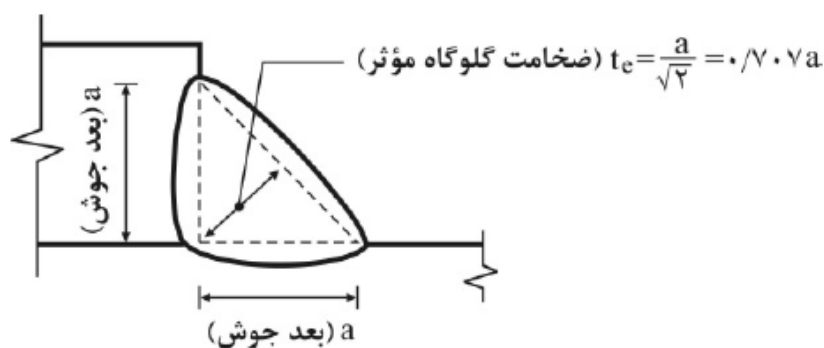
- در صورتی که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک عبور تعیین نمود باید از پیش گرمایش و یا فرآیندهای کم‌هیدروژن استفاده کرد.
- برای قطعات با ضخامت بزرگتر از ۴۰ میلی‌متر، پیش گرمایش و دستورالعمل جوشکاری باید با مطالعه خاص مورد بررسی قرار گیرد.

۱۰-۲-۹-۲-۲ جوش‌های گوشه

الف) سطح مقطع موثر: سطح مقطع موثر در جوش‌های گوشه برابر با حاصل ضرب طول موثر در ضخامت گلوگاه موثر در نظر گرفته می‌شود.

طول موثر جوش گوشه (به جز جوش‌هایی که در سوراخ و شکاف قرار می‌گیرد) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت‌های برگشت خورده می‌باشد.

بعد جوش گوشه (a) اندازه ساق مقطع جوش می‌باشد. طبق شکل ۱۰-۲-۹-۳ ضخامت گلوگاه موثر (t_e) در جوش گوشه برابر کوتاهترین فاصله بین ریشه مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به عبارت دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به حساب می‌آید.



شکل ۱۰-۲-۹-۳ ضخامت گلوگاه موثر جوش‌های گوشه

برای جوش‌های گوشه در سوراخ و شکاف، طول موثر برابر با طول محوری (میانتری) که از مقطع گلوگاه جوش می‌گذرد، در نظر گرفته می‌شود.

ب) محدودیت‌ها:

۱- حداقل بُعد جوش‌های گوشه نباید از بُعد مورد نیاز برای انتقال بارهای محاسبه شده و اندازه‌های نشان داده شده در جدول ۱۰-۲-۹-۲ کوچکتر انتخاب شود. حداقل بُعد جوش تابع ضخامت قطعه نازکتر می‌باشد و از طرفی نباید بُعد جوش از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز نماید.

۲- حداکثر بُعد جوش‌های گوشه در لبه قطعات متصل شونده برای قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر و برای قطعات با ضخامت بیش از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه می‌باشد.

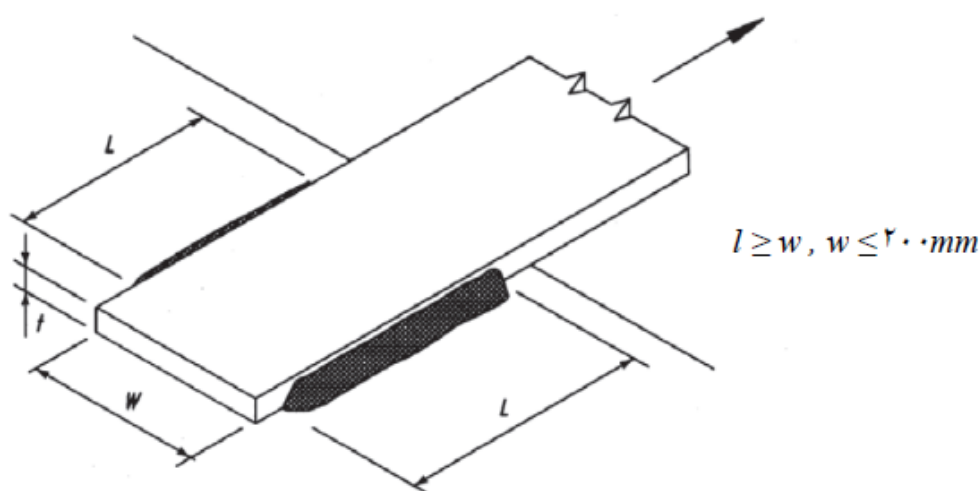
جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

- در صورتی که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یکبار عبور تأمین نمود، باید از پیش گرمایش و یا فرآیندهای کم هیدروژن استفاده کرد.
- در سازه تحت بار دینامیکی حداقل اندازه جوش ۵ میلی‌متر می‌باشد

۳- طول موثر جوش‌های گوشه‌ای که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده‌اند نباید از ۴ برابر بُعد جوش کمتر باشد. به عبارت دیگر، بُعد جوش نباید از $\frac{1}{4}$ طول آن تجاوز نماید.

۴- در اتصال‌های انتهایی تسمه‌های کششی اگر از جوش گوشه فقط در لبه‌های طولی و موازی امتداد نیرو استفاده شود، طول جوش هر طرف نباید از فاصله عمودی بین آنها (تقریباً پهنای تسمه) کمتر باشد و این فاصله نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند (شکل ۱۰-۲-۹-۴). برای تأثیر طول جوش در سطح مقطع موثر اعضای کششی به جدول ۱۰-۲-۳-۱ مراجعه شود.



شکل ۱۰-۲-۹-۴ جوش گوشه در انتهایی تسمه‌های کششی

۵- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول موثر جوشی که به صورت طولی بارگذاری شده است نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش (a) تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد ساق جوش، طول موثر جوش باید با ضریب (β) کاهش داده شود.

$$L_e = \beta L$$

$$\beta = 1/2 - 0.002 (L/a) \leq 1/0 \quad (1-9-2-10)$$

که در آن:

L_e = طول موثر جوش

L = طول واقعی جوشی که از قسمت انتهایی جوش به صورت طولی بارگذاری شده است.

a = بُعد ساق جوش

β = ضریب کاهش طول واقعی (اسمی) جوش

برای L/a بزرگتر از ۳۰۰ طول موثر جوش باید برابر $180a$ در نظر گرفته شود.

۶- جوش‌های گوشه منقطع برای انتقال تنش‌های محاسبه شده هنگامی مجاز است که نیروی منتقله از مقاومتی که با جوش پیوسته (سرتاسری) و با حداقل بعد جوش تأمین می‌شود، کمتر باشد. استفاده از این نوع جوش در اتصال جان و بال تیر ورق‌ها، اتصال ورق‌های تقویتی بال، اتصال قطعات سخت‌کننده به جان تیر ورق و برای اتصال اجزای اعضای ساخته‌شده از ورق مجاز می‌باشد. طول موثر قطعات جوش منقطع نباید از ۴ برابر بُعد جوش و از ۴۰ میلی‌متر کمتر باشد. فاصله آزاد بین قطعات جوش نباید از ۱۶ برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل شونده وقتی که در فشار است و از ۲۴ برابر این ضخامت وقتی که در کشش است، بیشتر شود. در این خصوص به الزامات بندهای ۱۰-۲-۳-۵ و ۱۰-۲-۴-۷-۲ نیز مراجعه شود.

۷- در اتصالات پوششی (رویهم) دو قطعه، طول همپوشانی نباید از ۵ برابر ضخامت قطعه نازک‌تر کمتر باشد و در هیچ حالتی از ۲۵ میلی‌متر کمتر نشود. در اتصالات پوششی که ورق و تسمه‌های تحت اثر تنش‌های محوری را به یکدیگر متصل می‌کند، باید ضلع انتهایی هریک از قسمت‌های متصل شونده، توسط جوش گوشه اتصال یابند (جوش دو طرفه). در وضعیتی که اتصال به اندازه کافی مقید شده باشد یا تغییرشکل خمشی آنقدر محدود باشد که از باز شدن اتصال تحت اثر بار حداکثر جلوگیری شود، می‌توان از جوش یکطرفه استفاده کرد (شکل ۱۰-۲-۹-۵).

۱۰-۲-۹-۴ مقاومت جوش

مقاومت طراحی جوش‌ها مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت طبق جدول ۱۰-۲-۹-۳ و R_n مقاومت اسمی جوش می‌باشد که باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه

شده بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و گسیختگی برشی برای مصالح فلز پایه و حالت حدی گسیختگی برای فلز جوش در نظر گرفته شود.

الف) بر اساس مصالح فلز پایه

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (۲-۹-۲-۱۰)$$

ب) بر اساس مصالح فلز جوش

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we} \quad (۳-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$F_{nBm} = \text{تنش اسمی فلز پایه}$$

$$F_{nw} = \text{تنش اسمی فلز جوش}$$

$$A_{BM} = \text{سطح مقطع فلز پایه}$$

$$A_{we} = \text{سطح مقطع مؤثر جوش}$$

$$\beta = \text{ضریب بازرسی جوش به شرح زیر:}$$

۱. در صورت انجام آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و التراسونیک (فراصوتی): $\beta = 1$
۲. در صورت انجام جوش در کارخانه (یا شرایط مشابه) و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس ذیصلاح جوش: $\beta = 0.85$
۳. در صورت انجام جوش در محل و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس ذیصلاح جوش: $\beta = 0.75$

جدول ۳-۹-۲-۱۰ مقاومت جوش‌ها

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
جوش گوشه	برشی، در مقطع مؤثر	بر اساس فلز پایه	۰/۷۵	مطابق فصل ۶-۲-۱۰
		بر اساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		$F_{nw} = 0.6 F_{ue}$
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	فلز پایه	مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰	مطابق فصل ۳-۲-۱۰ یا ۴-۲-۱۰

F_y = تنش تسلیم فلز پایه F_{ue} = تنش نهایی فلز جوش (الکتروود مصرفی)

۱۰-۲-۹-۶ الکتروودهای سازگار با مصالح فلز پایه

فلز جوش (الکتروود مصرفی) باید سازگار با مصالح فلز پایه و مطابق با مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۴ باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۴ الکتروودهای سازگار با فلز پایه

تنش تسلیم مصالح فلز پایه (F_y)	مقاومت نهایی کششی فلز الکتروود (F_{ue})	نوع الکتروود سازگار
تا 300 MPa , $t \leq 15 \text{ mm}$	420 MPa	E۶۰ یا معادل آن
	490 MPa	E۷۰ یا معادل آن
تا 300 MPa , $t > 15 \text{ mm}$	490 MPa	E۷۰ یا معادل آن
از 300 MPa تا 380 MPa	490 MPa	E۷۰ یا معادل آن
از 380 MPa تا 460 MPa	560 MPa	E۸۰ یا معادل آن

t = ضخامت فلز پایه

۱۰-۲-۹-۳ پیچ‌ها و قطعات دندانه‌شده

۱۰-۲-۹-۱ انواع پیچ‌ها

انواع متداول پیچ‌های مورد استفاده در اسکلت‌های فولادی عبارتند از پیچ‌های معمولی و پیچ‌های پرمقاومت. در جدول ۱۰-۲-۹-۶ مشخصات پیچ‌های موجود یا تولید در ایران طبق استانداردهای ASTM و ISO ارائه شده است. برای هر پیچ باید واشر و مهره سازگار مورد استفاده قرار گیرد.

پیچ‌ها با دو نوع عملکرد "اتکایی" و "اصطکاکی" مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده از پیچ‌های پرمقاومت منطبق با استانداردهای ملی یا بین‌المللی، برای هر دو نوع اتصال و استفاده از پیچ‌های معمولی فقط در اتصالات اتکایی مجاز است. در اتصالات اتکایی ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی لازم نیست ولی در اتصالات اصطکاکی پیچ‌ها باید پیش‌تنیده گردند. حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۷ می‌باشد. برای حصول پیش‌تنیدگی استفاده از یکی از سه روش «سفت کردن مجدد مهره»، «واشرهای کشش سنج» یا «آچار مدرج» امکان‌پذیر است.

جدول ۱۰-۲-۹-۶ مشخصات پیچ‌های تولید یا موجود در ایران

تنش کششی نهایی مصالح پیچ (F_u)	تنش تسلیم مصالح پیچ (F_y)	نام استاندارد		نوع پیچ
		ISO	ASTM	
۴۰۰ MPa	۲۴۰ MPa	-	A۳۰۷	پیچ‌های معمولی
۴۰۰ MPa	۲۴۰ MPa	۴.۶	-	
۴۲۰ MPa	۳۲۰ MPa	۴.۸	-	
۵۰۰ MPa	۳۰۰ MPa	۵.۶	-	
۵۲۰ MPa	۴۰۰ MPa	۵.۸	-	
۶۰۰ MPa	۴۸۰ MPa	۶.۸	-	
۸۰۰ MPa	-	-	A۳۲۵ $d \leq 24\text{mm}$	پیچ‌های پرمقاومت
۷۲۵ MPa	-	-	A۳۲۵ $d > 24\text{mm}$	
۱۰۰۰ MPa	-	-	A۴۹۰	
۸۰۰ MPa	-	۸.۸		
۱۰۰۰ MPa	-	۱۰.۹		
۱۲۰۰ MPa	-	۱۲.۹		

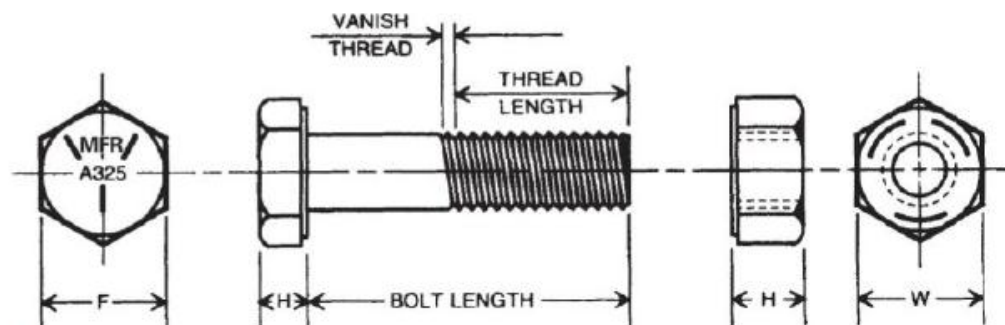


FIGURE 1.1 High-strength structural-steel bolt and nut.

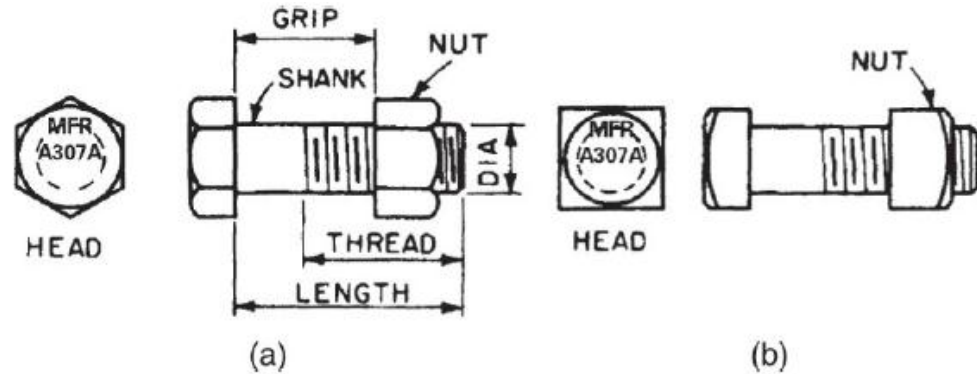


FIGURE 1.2 Unfinished (machine) or common bolts.

Structural bolts can be installed pretensioned or snug tight. Pretensioned means that the bolt is tightened until a tension force approximately equal to 70 percent of its minimum tensile strength is produced in the bolt. Snug tight is the condition that exists when all plies are in contact. It can be attained by a few impacts of an impact wrench or the full effort of a man using an ordinary spud wrench. Common bolts (A307) can be installed only to the snug-tight condition. There is no recognized procedure for tightening these bolts beyond this point.

Pretensioned structural bolts must be used in certain locations. Section J3.1 of the AISC specification requires that they be used for the following joints:

1. *Joints* that are subject to significant load reversal
2. *Joints* that are subject to fatigue load with no reversal of the loading direction
3. *Joints* with ASTM A325 or F1852 bolts that are subject to tensile fatigue
4. *Joints* with ASTM A490 or F2280 bolts that are subject to tension or combined shear and tension, with or without fatigue
5. Connections subjected to vibratory loads where bolt loosening is a consideration
6. End connections of built-up members composed of two shapes either interconnected by bolts or with at least one open side interconnected by perforated cover plates or lacing with tie plates, as required in Section E6.1 of the AISC Specification

1.2.2 Washer Requirements

Washers are generally not required in snug-tightened joints. However, a beveled ASTM F436 washer should be used where the outer face of the bolted parts has a greater slope than 1:20 with respect to a plane normal to the bolt axis. Additionally, an ASTM F436 washer must be provided to cover the hole when a slotted or oversized hole occurs in an outer ply. Alternatively a $\frac{5}{16}$ in common plate washer can be used to cover the hole.

Washers conforming to ASTM F436 are required in pretensioned and slip-critical joints as indicated in [Table 1.2](#).

TABLE 1.2 Washer Requirements for High Strength Bolts

Washer Requirements for Pretensioned or Slip-Critical Joints*							
Bolt type	Bolt dia. (in)	Fy< 40	Installation method			Hole in outer ply	
			Calibrated wrench	Twist-off tension control	Direct tension indicator	OVS or SSL	LSL
A325 or F1852	≤1½	Not REQ'D	REQ'D Under turned element	REQ'D Under nut	REQ'D See RCSC spec. for location	REQ'D	5/16" Plt. washer or Cont. bar
A490 or F2280	≤1	REQ'D†				REQ'D	REQ'D w/ 3/8" Plt. washer or Cont. bar
	>1					REQ'D 5/16" thick ^c	

*REQ'D indicates a washer conforming to ASTM F436 is required.

†Not required for F2280 with a circular head.

‡A 3/8 in plate washer and an ordinary thickness F436 washer may be used. The plate washer need not be hardened.

For connections with high-strength bolts, surfaces, when assembled, including those adjacent to bolt heads, nuts, and washers, should be free of scale, except tight mill scale. The surfaces also should be free of defects that would prevent solid seating of the parts, especially dirt, burrs, and other foreign material. Contact surfaces within slip-critical joints should be free of oil, paint (except for qualified paints), lacquer, and rust inhibitor.

High-strength bolts usually are tightened with an impact or TC wrench. Only where clearance does not permit its use will bolts be hand-tightened.

Tensioning should be done by one of the following methods, as given in the RCSC Specifications (2004).



Calibrated-Wrench Method. When a calibrated wrench is used, it must be set to cut off tightening when the required tension has been exceeded by 5 percent. The wrench should be tested periodically (at least daily on a minimum of three bolts of each diameter being used).

For this purpose, a calibrating device that gives the bolt tension directly should be used. In particular, the wrench should be calibrated when bolt size or length of air hose is changed. When bolts are tightened, bolts previously tensioned may become loose because of compression of the connected parts. The calibrated wrench should be reapplied to bolts previously tightened to ensure that all bolts are tensioned to the prescribed values.



Torque + Angle

Turn-of-the-Nut Method. When the turn-of-the-nut method is used, tightening may be done by impact or hand wrench. This method involves the following three steps:

1. *Fit up of connection.* Enough bolts are tightened a sufficient amount to bring contact surfaces together. This can be done with fit-up bolts, but it is more economical to use some of the final high-strength bolts.
2. *Snug tightening of bolts.* All high-strength bolts are inserted and made snug-tight (tightness obtained with a few impacts of an impact wrench or the full effort of a person using an ordinary spud wrench). While the definition of snug-tight is rather indefinite, the condition can be observed or learned with a tension-testing device.
3. *Nut rotation from snug-tight position.* All bolts are tightened by the amount of nut rotation specified in Table 1.7. If required by bolt-entering and wrench-operation clearances, tightening, including by the calibrated-wrench method, may be done by turning the bolt while the nut is prevented from rotating.

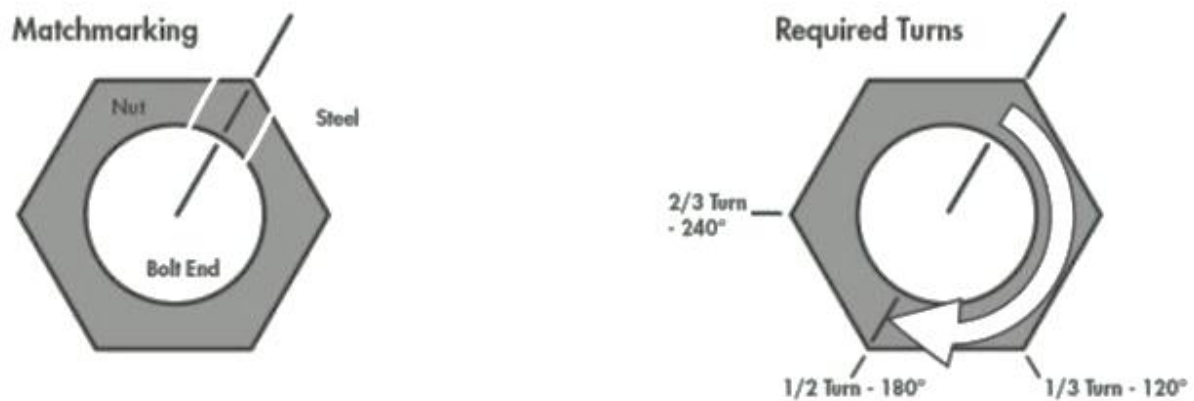
TABLE 1.7 Number of Nut or Bolt Turns from Snug-Tight Condition for High-Strength Bolts*

Bolt length (Fig. 1.1)	Both faces normal to bolt axis	Slope of outer faces of bolted parts	
		One face normal to bolt axis and the other sloped [†]	Bolt faces sloped [†]
Up to 4 diameters	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{3}$
Over 4 diameters but not more than 8 diameters	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{5}{8}$
Over 8 diameters but not more than 12 diameters [‡]	$\frac{3}{8}$	$\frac{5}{8}$	1

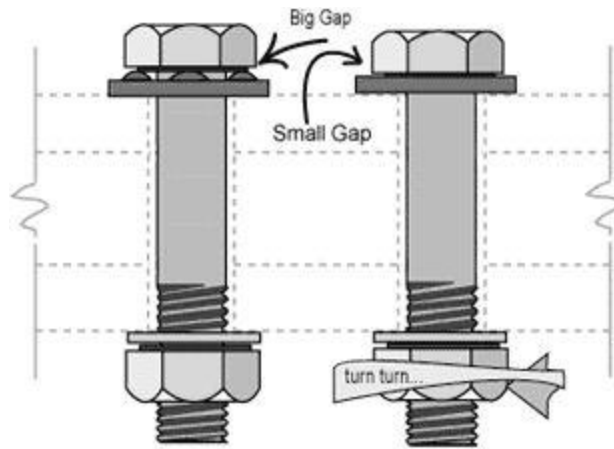
*Nut rotation is relative to the bolt regardless of whether the nut or bolt is turned. For bolts installed by $\frac{1}{2}$ turn and less, the tolerance should be $\pm 30^\circ$. For bolts installed by $\frac{2}{3}$ turn and more, the tolerance should be $\pm 45^\circ$. This table is applicable only to connections in which all material within the grip of the bolt is steel.

[†]Slope is not more than 1:20 from the normal to the bolt axis, and a beveled washer is not used.

[‡]No research has been performed by RCSC to establish the turn-of-the-nut procedure for bolt lengths exceeding 12 diameters. Therefore, the required rotation should be determined by actual test in a suitable tension-measuring device that simulates conditions of solidly fitted steel.



Direct Tension Indicator. The direct tension indicator (DTI) hardened-steel load-indicator washer has dimples on the surface of one face of the washer. When the bolt is tensioned, the dimples depress to the manufacturer's specification requirements, and proper pretension can be verified by the use of a feeler gage. Special attention should be given to proper installation of flat hardened washers when load-indicating washers are used with bolts installed in oversize or slotted holes and when the load-indicating washers are used under the turned element.

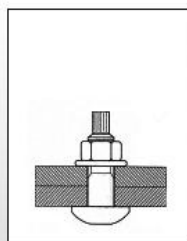


Twist-Off-Type Tension-Control Bolts. The twist-off or TC bolt is a bolt with an extension to the actual length of the bolt. This extension will twist off when torqued to the required tension by a special torque gun. The use of TC bolts have increased for both shop and fieldwork, since they allow bolts to be tightened from one side, without restraining the element on the opposite face. A representative sample of at least three TC assemblies for each diameter and grade of fastener should be tested in a calibration device to demonstrate that the device can be torqued to 5 percent greater tension than that required.

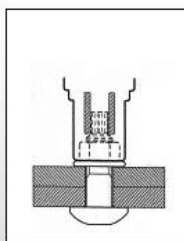
For all pretensioning installation methods bolts should first be installed in all holes and brought to the snug-tight condition. All fasteners should then be tightened, progressing systematically from the most rigid part of the connection to the free edges in a manner that will minimize relaxation of previously tightened fasteners. In some cases, proper tensioning of the bolts may require more than a single cycle of systematic tightening.

An excellent source of information on bolt installation is the *Structural Bolting Handbook* (2016).

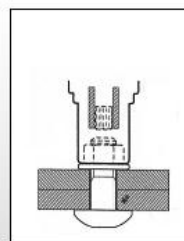
How to install a Tension Control Bolt



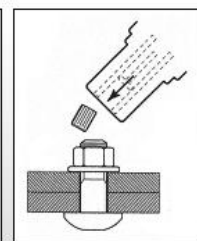
Step 1:
Place the bolt into the connection with the washer under the nut.



Step 2:
Slide the inner socket over the bolt tip and the outer socket over the nut. Press the trigger switch. The outer socket will rotate and tighten the nut until the bolt reaches the required tension.



Step 3:
When the proper tension is reached, the tip of the bolt will shear. When the tip of the bolt shears, pull back on the wrench until the outer socket is no longer engaging the nut.



Step 4:
Push the ejector lever to discharge the severed bolt.

در تمام روشهای پیش تنیده کردن، کلیه پیچ ها ابتدا باید بسته و سفت شوند، سپس از صلب ترین نقطه اتصال (معمولاً مرکز) شروع به پیش تنیده کردن بولتها خواهیم کرد، در غیر اینصورت احتمال لق شدن پیچهای انتهای قطعه اتصال پس از سفت کردن مجدد پیچهای میانی وجود خواهد داشت.

جدول ۱۰-۲-۹-۷ حداقل نیروی پیش تنیدگی در اتصالات اصطکاکی (T_b)

پیچ های نوع A۴۹۰	پیچ های نوع A۳۲۵	قطر اسمی پیچ (بر حسب میلی متر)
۱۱۴ kN	۹۱ kN	M۱۶
۱۷۹ kN	۱۴۲ kN	M۲۰
۲۲۱ kN	۱۷۶ kN	M۲۲
۲۵۷ kN	۲۰۵ kN	M۲۴
۳۳۴ kN	۲۶۷ kN	M۲۷
۴۰۸ kN	۳۲۶ kN	M۳۰
۵۹۵ kN	۴۷۵ kN	M۳۶

تبصره: در مواردی که قطر اسمی پیچ غیر از اعداد ذکر شده در جدول ۱۰-۲-۹-۷ باشد، حداقل نیروی پیش تنیدگی را می توان برابر $0.55A_{nb}F_u$ (که معادل $0.7A_{eb}F_u$ است) در نظر گرفت، که در آن A_{nb} سطح مقطع اسمی پیچ، A_{eb} سطح مقطع خالص یا سطح مقطع زیر دندانه ها و F_u تنش کششی نهایی مصالح پیچ است.

۱۰-۲-۹-۳-۲ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

در اتصالات پیچی لازم است قطعات فولادی به نحو صحیح و متناسب با قطر پیچ سوراخ شوند. دقت در سوراخ‌کاری و سالم بودن بدنه سوراخ و نیز رعایت فواصل سوراخ‌ها از لبه قطعه و نیز از یکدیگر نقش مهمی در میزان مقاومت و باربری اتصالات پیچی ایفا می‌کند از این روی، لازم است به شرح زیر الزامات بندهای (الف) تا (ج) در طراحی و محاسبه مورد رعایت قرار گیرند.

الف) انواع سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

انواع سوراخ‌ها در اتصالات پیچی به شرح زیر می‌باشد.

۱. سوراخ استاندارد
۲. سوراخ بزرگ‌شده
۳. سوراخ لوبیایی بلند
۴. سوراخ لوبیایی کوتاه

ب) محدودیت ابعاد اسمی سوراخ‌ها و دامنه کاربرد آنها

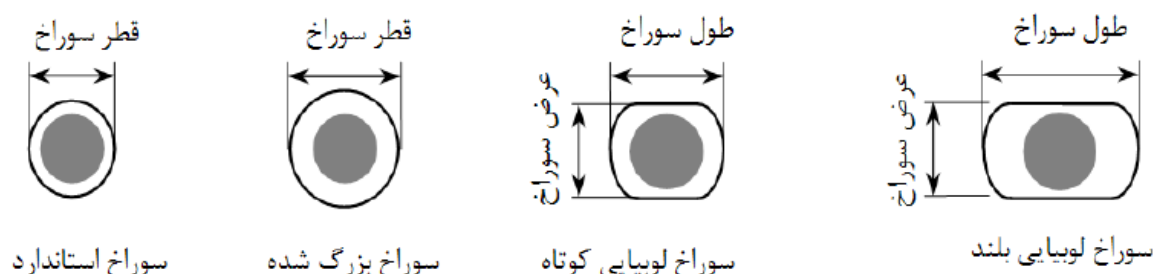
۱. ابعاد حداکثر سوراخ پیچ‌ها باید مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۸ باشند.
۲. سوراخ‌های بزرگ شده فقط در اتصالات اصطکاکی مجاز است.
۳. سوراخ لوبیایی کوتاه در تمام امتدادها در اتصالات اصطکاکی مجاز هستند ولی در اتصالات اتکایی، امتداد طولی سوراخ باید عمود بر امتداد نیرو باشد.
۴. سوراخ لوبیایی بلند فقط در امتداد عمود بر مسیر نیرو در اتصالات اتکایی مجاز هستند. در اتصالات اصطکاکی در تمام امتدادها مجاز بوده لیکن باید فقط در یکی از ورق‌های اتصال وجود داشته باشد.
۵. در ورق کفستون‌ها، ضمن رعایت رواداری‌های مبحث یازدهم مقررات ملی ساختمان، حداکثر قطر سوراخ مساوی $d+6$ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۱۰-۲-۹-۸ ابعاد اسمی سوراخ پیچ بر حسب میلی‌متر

ابعاد اسمی سوراخ (mm)				قطر پیچ (mm)
سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ شده	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)	
۱۸	۲۰	۱۸×۲۲	۱۸×۴۰	M۱۶
۲۲	۲۴	۲۲×۲۶	۲۲×۵۰	M۲۰
۲۴	۲۸	۲۴×۳۰	۲۴×۵۵	M۲۲
۲۷	۳۰	۲۷×۳۲	۲۷×۶۰	M۲۴
۳۰	۳۵	۳۰×۳۷	۳۰×۶۷	M۲۷
۳۳	۳۸	۳۳×۴۰	۳۳×۷۵	M۳۰
$d+۳$	$d+۸$	$(d+۱۰) \times (d+۳)$	$d \times (d+۲) \times ۵$	$\geq M۳۶$

پ) حداقل فواصل سوراخ پیچ‌ها در اتصالات پیچی

فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد، سوراخ‌های بزرگ شده و سوراخ‌های لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر وسیله اتصال کمتر باشد.



شکل ۱۰-۲-۹-۱۰ انواع سوراخ پیچ‌ها در اتصالات پیچی

ت) حداقل فاصله سوراخ‌ها تا لبه در اتصالات پیچی

فاصله مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبه قطعه متصل شونده نباید از مقادیر داده شده در جدول ۱۰-۲-۹-۸ کمتر باشد. برای سوراخ‌های بزرگ شده و سوراخ‌های لوبیایی فاصله مرکز سوراخ تا لبه

نباید از آنچه که برای سوراخ استاندارد تعیین شده به اضافه مقدار C مربوطه از جدول ۹-۹-۲-۱۰ کمتر شود.

جدول ۹-۹-۲-۱۰ حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبه بریده شده با قیچی (گیوتین)	لبه نورد شده ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده شده با شعله اتوماتیک یا اره
۲d	۱/۷۵d

d = قطر اسمی پیچ

جدول ۹-۹-۲-۱۰ مقادیر افزایش حداقل فاصله سوراخ تا لبه (C)

سوراخ لوبیایی (mm)			سوراخ بزرگ شده (mm)
موازی با لبه	عمود بر امتداد لبه		
	لوبیایی بلند	لوبیایی کوتاه	
.	۰/۷۵ d	۵ mm	۳ mm

ث) حداکثر فاصله مرکز سوراخ تا لبه

حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا به شرح زیر است.

۱. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا نباید از ۱۲ برابر ضخامت نازکترین قطعه و همچنین از ۱۵۰ میلی متر تجاوز کند.

۲. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا نباید از ۸ برابر ضخامت نازکترین قطعه و همچنین ۱۲۵ میلی متر تجاوز کند.

ج) حداکثر فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

حداکثر فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی در هر راستا به شرح زیر است.

۱. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله بین مرکز سوراخ‌ها نباید از ۲۴ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده و همچنین از ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.

۲. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله بین مرکز سوراخ‌ها نباید از ۱۴ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده و همچنین از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.

۱۰-۲-۹-۳ مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

در اتصالات اتکایی که در آنها لقی و خستگی در اثر ارتعاشات یا نوسانات بارگذاری مسئله‌ساز نیستند، کافی است پیچ‌ها را بدون ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی، تنها تا حالت سفت‌شدن اولیه محکم نمود. سفت‌شدن اولیه هنگامی است که یک کارگر معمولی با یک آچار معمولی تلاش کامل خود را برای محکم کردن پیچ به کار برد. در روش‌های ماشینی، سفت‌شدن اولیه پس از اعمال چند ضربه توسط دستگاه ایجاد می‌شود.

در تعیین مقاومت‌ها، سطح مقطع اسمی پیچ (مقطع دندانه‌نشده پیچ) و میله‌های دندانه شده (غیر از میله‌های با دندانه‌های برجسته) ملاک می‌باشند. در میله‌های با دندانه‌های برجسته، سطح مقطع میله بدون دندانه ملاک محاسبه می‌باشد. همچنین، در مواردی که میل‌مهارهای کفستون‌ها از میلگرد ساخته می‌شوند، در تعیین مقاومت‌ها سطح مقطع اسمی ناحیه رزوه شده (که عموماً کوچکتر از قطر اسمی میلگرد می‌باشد)، ملاک محاسبه خواهد بود.

در اتصالات اتکایی، مقاومت کششی طراحی (ϕR_{nt}) و مقاومت برشی طراحی (ϕR_{nv}) پیچ‌ها و قطعات دندانه‌شده از روابط زیر تعیین می‌گردند.

$$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb} = \text{مقاومت کششی طراحی} \quad (۱۰-۲-۹-۴)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb} = \text{مقاومت برشی طراحی} \quad (۱۰-۲-۹-۵)$$

در روابط فوق:

ϕ - ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می باشد.

R_{nt} - مقاومت کششی اسمی

R_{nv} - مقاومت برشی اسمی

A_{nb} - سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندانه شده)

F_{nt} - تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

F_{nv} - تنش برشی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی	نوع وسیله اتصال
$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.45F_u$ [۵],[۳]	پیچ‌های معمولی
$0.75F_u$ [۴]	$0.45F_u$ [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد
$0.75F_u$ [۴]	$0.55F_u$ [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد
$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.45F_u$	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد
$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.55F_u$	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد

یادداشت‌ها:

[۱] فقط بارگذاری استاتیکی

[۲] در پیچ‌های معمولی که طول گیره آنها از ۵ برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر ۲ میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.

[۳] قرار گرفتن دندانه‌ها در سطح برش مجاز است.

[۴] برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پرمقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.

[۵] وقتی که فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلی‌متر تجاوز کند این مقادیر را باید ۲۰٪ کاهش داد.

[۶] مقاومت کششی اسمی ناحیه دندانه‌شده یک قطعه دندانه‌شده با حدیده توپی بر اساس سطح مقطع آن در قطر خارجی حدیده، A_D ، باید از سطح مقطع اسمی تنه (قبل از ناحیه توپی) ضربدر F_y بیشتر باشد.

۱۰-۲-۹-۳-۴ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی

مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی پیچ‌های تحت اثر توأم کشش و برش باید بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی مطابق روابط زیر تعیین شود.

$$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_{nb} = \text{مقاومت کششی طراحی} \quad (۱۰-۲-۹-۶)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_{nb} = \text{مقاومت برشی طراحی} \quad (۱۰-۲-۹-۷)$$

که در آن:

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1/3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \leq F_{nt} \quad (۱۰-۲-۹-۸)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left[1/3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right] \leq F_{nv} \quad (۱۰-۲-۹-۹)$$

ϕ = ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می باشد.

F_{nt} = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید.

F_{nv} = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ وقتی که نیروی برشی به تنهایی عمل نماید.

f_{uv} = تنش برشی مورد نیاز

f_{ut} = تنش کششی مورد نیاز

A_{nb} = سطح مقطع اسمی پیچ

تبصره: در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش طراحی متناظر باشد ($f_u \leq 0.3\phi F_n$)، منظور کردن رابطه اندرکنش لازم نیست.

۱۰-۲-۹-۳-۵ مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی

مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اتکایی بوده و از ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی مساوی ϕR_{nv} می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} مقاومت برشی اسمی به شرح زیر می‌باشد.

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (10-9-2-10)$$

که در آن:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

- برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو $\phi=1$
- برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو $\phi=0.85$
- برای سوراخ‌های لوبیایی بلند $\phi=0.7$

μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلس دار تمیز و رنگ شده): $\mu = 0.3$
- برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ نشده): $\mu = 0.5$
- D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی $1/13$
- h_f = ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:
- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱
- در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱
- در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 0.85

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۷

n_s = تعداد صفحات لغزش

۱۰-۲-۹-۳-۶ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اصطکاکی

در اتصالات اصطکاکی، در صورت وجود توأم نیروی کششی و برشی، مقاومت برشی اسمی بر اساس کنترل لغزش طبق رابطه ۱۰-۲-۹-۱۰ باید به شرح زیر در ضریب کاهش k_{sc} ضرب گردد.

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \quad (10-2-9-11)$$

که در آن:

T_u = نیروی کششی مورد نیاز

D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی $1/13$

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق جدول ۱۰-۲-۹-۷

n_b = تعداد پیچ‌هایی که نیروی کششی را تحمل می‌کنند.

۱۰-۲-۹-۳-۷ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ پیچ

مقاومت اتکایی طراحی در جدار سوراخ پیچ در اتصالات اتکایی و اصطکاکی مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۷۵ و R_n مقاومت اتکایی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی اتکایی برای حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌گردد.

۱. برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه و سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد طولی باشد:

$$R_n = 1/2 l_c t F_u \leq 2/4 d t F_u \quad (10-2-9-12)$$

۲. برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد)

$$R_n = 1/0 l_c t F_u \leq 2/0 d t F_u \quad (10-2-9-13)$$

در روابط فوق:

d = قطر اسمی پیچ

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

t = ضخامت قطعه اتصال

l_c = فاصله خالص در راستای نیرو، بین لبه سوراخ‌ها برای سوراخ‌های میانی

= فاصله خالص در راستای نیرو، بین لبه سوراخ تا لبه آزاد ورق اتصال برای سوراخ‌های انتهایی

تبصره: استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده، لوبیایی کوتاه و بلند موازی امتداد نیرو فقط به اتصالات اصطکاکی محدود می‌گردد.

۱۰-۲-۹-۴-۲ مقاومت برشی اعضا در مجاورت ناحیه اتصال

مقاومت برشی طراحی اعضا در مجاورت ناحیه اتصال، ϕR_n ، باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی روی مقطع کلی و گسیختگی برشی روی مقطع خالص تعیین شود.

الف) بر اساس تسلیم برشی روی مقطع کلی:

$$\phi = 1 \quad (10-2-9-14)$$

$$R_n = 0.6 F_y A_{gv}$$

ب) بر اساس گسیختگی برشی روی مقطع خالص:

$$\phi = 0.75 \quad (10-2-9-15)$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$$

در روابط فوق:

$$A_{gv} = \text{سطح مقطع کلی تحت برش}$$

$$A_{nv} = \text{سطح مقطع خالص تحت برش (مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۳)}$$

$$\phi = \text{ضریب کاهش مقاومت}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$F_u = \text{تنش کششی نهایی فولاد}$$

۱۰-۲-۹-۴-۳ مقاومت برش قالبی

در اتصال انتهای تیرهایی که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در اتصال اعضای کششی یا در ورق‌های اتصال انتهای خرپاها و مهاربندهای یا در حالت‌های نظیر که ممکن است به علت برش در سطحی که از وسیله اتصال می‌گذرد و یا به علت اثر ترکیبی برش در مقطع مار بر وسیله اتصال و کشش در مقطع عمود بر آن خرابی اتفاق افتد، (شکل‌های ۱۰-۲-۹-۱۰ و ۱۱-۹-۲-۱۰) مقاومت طراحی برش قالبی، ϕR_n ، از مجموع مقاومت برشی در روی سطح مار بر وسیله اتصال و مقاومت کششی در سطح عمود بر آن به شرح زیر تعیین می‌گردد.

$$\phi = 0.75 \quad (10-2-9-16)$$

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

که در آن:

$$A_{gv} = \text{سطح مقطع کلی تحت برش}$$

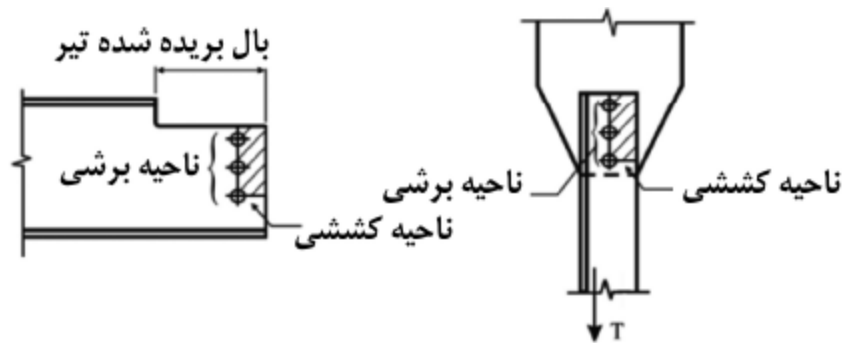
$$A_{nt} = \text{سطح مقطع خالص تحت کشش}$$

$$A_{nv} = \text{سطح مقطع خالص تحت برش}$$

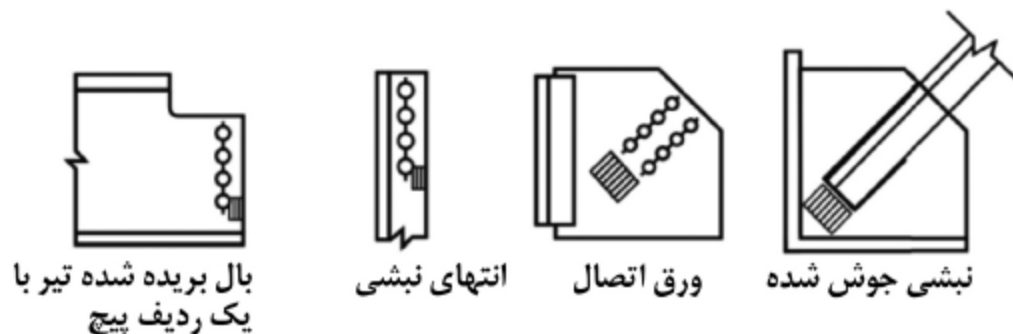
$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$F_u = \text{تنش کششی نهایی فولاد}$$

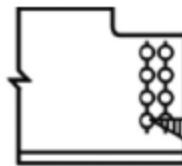
U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۰-ب).



شکل ۱۰-۲-۹-۱۰-الف سطوح گسیختگی در برش قالبی



(a) حالت‌هایی که در آنها $U_{bs}=1/0$ در نظر گرفته می‌شود



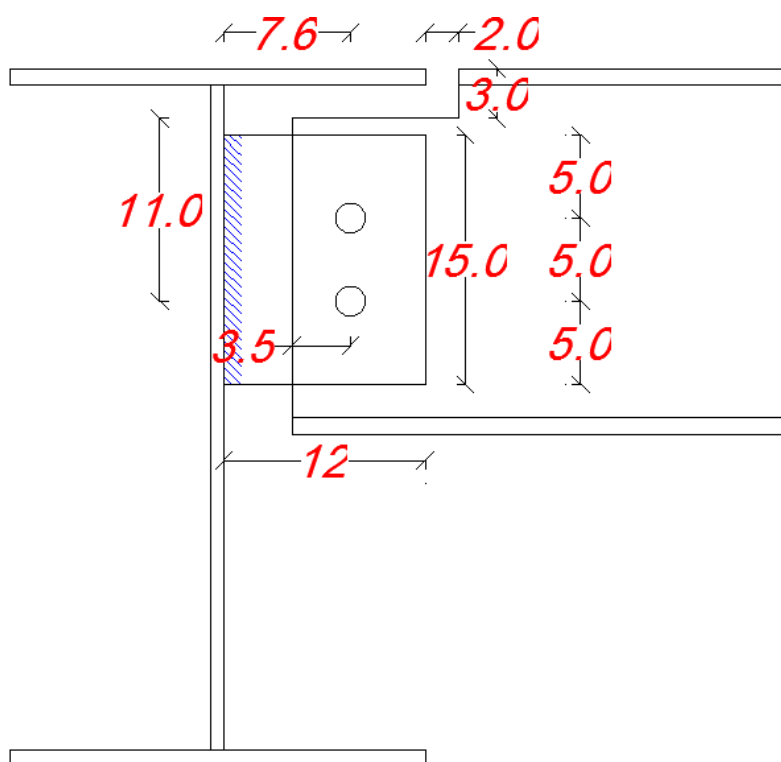
بال بریده شده تیر با دو ردیف پیچ

(b) حالت‌هایی که در آنها $U_{bs}=0/5$ در نظر گرفته می‌شود

2.4.2 Framed Connections

These are the familiar double-angle, single-angle, single-shear plate, and shear end-plate connections. They are called *framed connections* because they connect beams, web-to-web, directly. Figure 2.37a shows a typical double-angle connection and Fig. 2.37b shows a shear end-plate connection. These and other types of framed connections can be easily designed using the design aids (charts, tables) contained in the AISC *Manual of Steel Construction*. A shear end-plate and single plate shear connection will be designed in detail in the next two examples. The other types are designed in a similar manner.

SINGLE-PLATE CONNECTION (BEAM-TO-GIRDER WEB)



Summary	Strength	Stud Details	Serviceability			
AISC360-05/IBC2006 Composite Beam Design Beam Label: B60 Units: Kgf-m						
PCC PNA: 0.212		PCC phiMn: 11593.681				
Full PNA: 0.220		Full phiMn: 15550.897				
Pmax: 0.00		Pmax Combo: NA				
Moment Design						
Type	Combo	Lb	Cb	Mu	phiMn	Ratio
Constr Pos	DCMPC2	8.000E-06	1.000	4017.061	6156.000	0.653
Final Pos	DCMPS2	8.000E-06	1.000	8548.795	11593.681	0.737
Shear Design						
Type	Combo	Block	Vu	PhiVn	Ratio	
Constr Left	DCMPC2	OK	2008.53	16877.30	0.119	
Constr Right	DCMPC2	OK	2008.53	16877.30	0.119	
Final Left	DCMPS2	OK	4274.40	15189.57	0.281	
Final Right	DCMPS2	OK	4274.40	15189.57	0.281	
End Reactions						
Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction			
DCMPS2	4274.40	DCMPS2	4274.40			

با توجه به خروجی نرم افزار حداکثر عکس العمل انتهای تیر با توجه به ظرفیت خمشی مقطع مختلف برابر خواهد شد با

$$R = \frac{4274.4}{0.737} \approx 5800 \text{ Kg}$$

Connection Design

Tabulated values in AISC *Manual* Table 10-1 consider the limit states of bolt shear, bolt bearing and tearout on the angles, shear yielding of the angles, shear rupture of the angles, and block shear rupture of the angles.

Coped Beam Strength

From AISC *Manual* Part 9, the available coped beam web strength is the lesser of the limit states of flexural local web buckling, shear yielding, shear rupture, block shear rupture, and the sum of the effective strengths of the individual fasteners. From the Commentary to AISC *Specification* Section J3.6, the effective strength of an individual fastener is the lesser of the fastener shear strength, the bearing strength at the bolt holes and the tearout strength at the bolt holes.

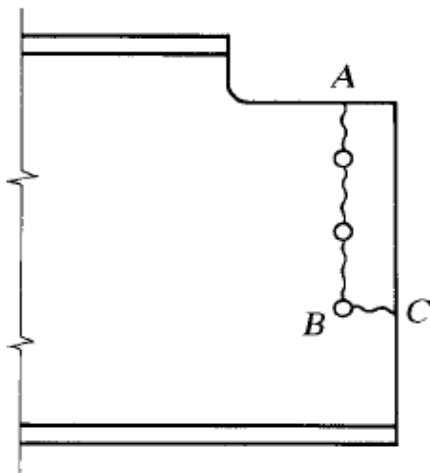
Block Shear Rupture of Beam Web

The nominal strength for the limit state of block shear rupture is given by AISC *Specification* Section J4.3.

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

Block Shear

Block shear, which was considered earlier in conjunction with tension member connections, can occur in certain types of beam connections. To facilitate the connection of beams to other beams so that the top flanges are at the same elevation, a short length of the top flange of one of the beams may be cut away, or *coped*. If a coped beam is connected with bolts as in Figure 5.20, segment *ABC* will tend to tear out.



The applied load in this case will be the vertical beam reaction, so shear will occur along line AB and there will be tension along BC . Thus the block shear strength will be a limiting value of the reaction.

We covered the computation of block shear strength in Chapter 3, but we will review it here. Failure is assumed to occur by rupture (fracture) on the shear area (subject to an upper limit) and rupture on the tension area. AISC J4.3, “Block Shear Strength,” gives the following equation for block shear strength:

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \quad (\text{AISC Equation J4-5})$$

where

A_{gv} = gross area in shear (in Figure 5.20, length AB times the web thickness)

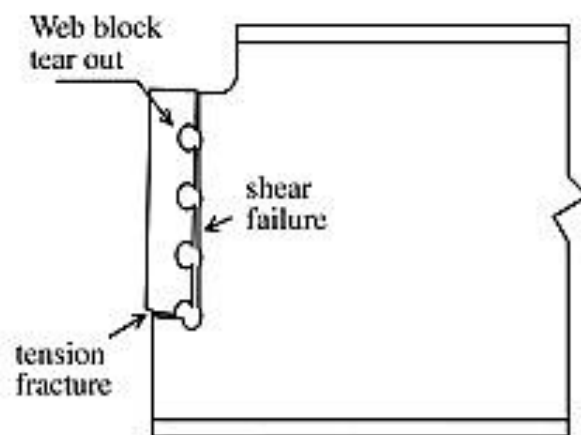
A_{nv} = net area along the shear surface or surfaces

A_{nt} = net area along the tension surface (in Figure 5.20, along BC)

$U_{bs} = 1.0$ when the tensile stress is uniform (for most coped beams)

$= 0.5$ when the tension stress is not uniform (coped beams with two lines of bolts or with nonstandard distance from bolts to end of beam) (Ricles and Yura, 1983)

For LRFD, $\phi = 0.75$. For ASD, $\Omega = 2.00$.



Shear Yield & Tension Fracture

$$\phi R_{bsv} \uparrow$$

$$\phi (.6 F_y A_{gv}) \downarrow$$

$$\phi (F_u A_{nt}) \downarrow$$

Shear Fracture & Tension Yield

$$\phi R_{bsv} \uparrow$$

$$\phi (.6 F_u A_{nv}) \downarrow$$

$$\phi (F_u A_{gt}) \downarrow$$

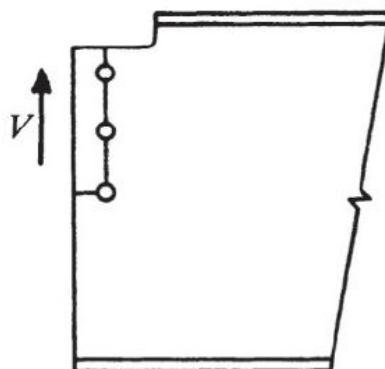


FIGURE 2.59 Block shear rupture under shear.

Section Name		IPE220	
Extract Data from Section Property File			
Open File...	c:\program files\computers and structures\etabs		Import...
Properties	Property Modifiers	Material	
Section Properties...	Set Modifiers...	STEEL	
Dimensions			
Outside height (t3)	22.	Display Color <input type="checkbox"/>	
Top flange width (t2)	11.		
Top flange thickness (tf)	0.92		
Web thickness (tw)	0.59		
Bottom flange width (t2b)	11.		
Bottom flange thickness (tfb)	0.92		

در صورتی که ۳ سانتیمتر فوقانی تیر برداشته شود و از بالا و پایین ورق اتصال ۵ سانتیمتر تا مرکز اولین و آخرین پیچ فاصله داشته باشیم و با فرض استفاده از یک ورق ۱۰ میل، خواهیم داشت ؛

در صورت استفاده از ۲ پیچ به قطر ۱۶ میلیمتر از رده A307 و با فرض اینکه جهت برش ورق از گیوتین استفاده شده باشد، خواهیم داشت ؛

فاصله پیچها از هم و از لبه ورق حداقل به این شکل خواهد شد.

از لبه ورق

$$2d = 2 \times 1.6 = 3.2 \text{ cm} < 5 \text{ cm OK}$$

از یکدیگر

$$3d = 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm} < 5 \text{ cm OK}$$

برای جان تیر فرعی خواهیم داشت ؛

$$A_{gv} = 0.59 \times 11 = 6.5 \text{ cm}^2$$

به دلیل اینکه ۱/۵ بولت در مسیر مقطع برشی قرار دارد خواهیم داشت ؛

$$A_{nv} = 6.5 - 1.5 \times \{(1.6 + 0.2) \times 0.59\} \approx 4.9 \text{ cm}^2$$

همچنین نصف یک بولت در مسیر مقطع کششی قرار دارد خواهیم داشت ؛

$$A_{nt} = \{(12 - 7.6) - 0.5 \times (1.6 + 0.2)\} \times 0.59 \approx 2.1 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 \times 3700 \times 4.9 + 1 \times 3700 \times 2.1 = 18648 \text{ Kg}$$

$$R_{n\max} = 0.6 \times 2400 \times 6.5 + 1 \times 3700 \times 2.1 = 17130 \text{ Kg}$$

$$\phi.R_n = 0.75 \times 17130 = 12848 \text{ Kg} > 5800 \text{ Kg OK}$$

کنترل کفایت پیچ ها برای برش

Strength of Bolt Group

The strength of the bolt group is determined as the minimum of the bolt strength in single shear and bolt bearing strength.

3.3.1.1 Bolt Strength in Single Shear

$$\phi R_n = \phi n F_{nv} A_b \quad (\text{AISC J3-1})$$

$$\phi = 0.75$$

The nominal shear strength of the bolt, F_{nv} , is taken from Table J3.2. A_b is the bolt area and n is the total number of bolts.

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.45 \times F_{ub} \times n \times A_b$$

در صورت استفاده از پیچ $A307$ با رده مقاومتی 6.8 با مقاومت نهایی 6000 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع خواهیم داشت :

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.45 \times 6000 \times 2 \times 2 = 8100 \text{ Kg} > 5800 \text{ Kg OK}$$

Bolt Bearing Strength

$$R_n = 1.2 \ell_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \quad (\text{AISC Equation J3-6a})$$

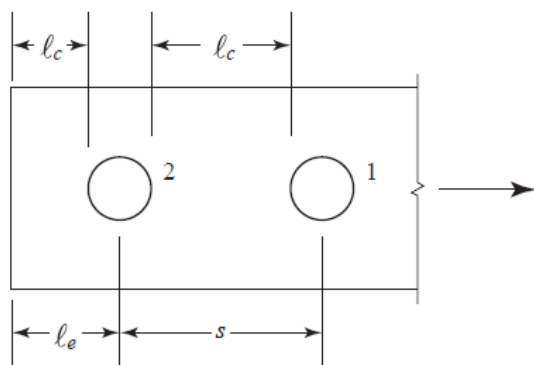
where

ℓ_c = clear distance, in the direction parallel to the applied load, from the edge of the bolt hole to the edge of the adjacent hole or to the edge of the material

t = thickness of the connected part

F_u = ultimate tensile stress of the connected part (not the bolt)

d = bolt diameter



For load and resistance factor design, the resistance factor is $\phi = 0.75$, and the design strength is

$$\phi R_n = 0.75 R_n$$

فاصله خالص بولتها از لبه ورق و از یکدیگر برابر خواهد شد با ؛

$$l_c = 5 - (1.6 + 0.2) = 3.2 \text{ cm}$$

$$l_c = 5 - 0.5 \times (1.6 + 0.2) = 4.1 \text{ cm}$$

$$\phi \cdot R_n = 2 \times \{0.75 \times 1.2 \times 3.2 \times 1 \times 3700\} = 21312 \text{ Kg} > 5800 \text{ Kg OK}$$

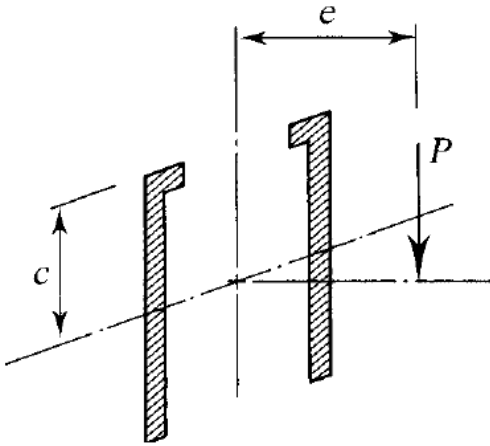
$$\phi \cdot R_{nmax} = 2 \times \{0.75 \times 2.4 \times 1.6 \times 3700\} = 21312 \text{ Kg}$$

به همین ترتیب برای جان تیر خواهیم داشت ؛

$$\phi \cdot R_n = 2 \times \{0.75 \times 1.2 \times 3.2 \times 0.59 \times 3700\} = 12574 \text{ Kg} > 5800 \text{ Kg OK}$$



$$f_v = \frac{P}{A}$$



where A is the total throat area of the weld. The maximum tensile stress can be computed from the flexure formula

$$f_t = \frac{Mc}{I}$$

where I is the moment of inertia about the centroidal axis of the area consisting of the total throat area of the weld, and c is the distance from the centroidal axis to the farthest point on the tension side. The maximum resultant stress can be found by adding these two components vectorially:

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_t^2}$$

$$\phi R_n = 0.75(0.707wF_{nw})$$

با فرض استفاده از جوش گوشه ۲ طرفه به ساق جوش ۸ میلیمتر و با فرض استفاده از الکتروود E60، همچنین با فرض بازرسی چشمی جوش، مقاومت مجاز هر سانتیمتر جوش گوشه برابر خواهد شد با ؛

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.707 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.8 \approx 800 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

خروج از مرکزیت عکس العمل تکیه گاهی (که در مرکز بولتها قرار دارد) نسبت به جوشها برابر خواهد شد با ؛

$$e = 7.6 - 0.5 \times 0.8 = 7.2 \text{ cm}$$

$$M = R_u \times e = 41760 \text{ Kg. cm}$$

ممان اینرسی جوشها نیز برابر خواهد شد با ؛

$$I = 2 \times \frac{bh^3}{12} = 2 \times \frac{0.8 \times 15^3}{12} = 450 \text{ cm}^4$$

فاصله مرکز هندسی جوشها تا انتهای خط جوش نیز برابر خواهد شد با ؛

$$C = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{5800}{2 \times 15 \times 0.8} \approx 242 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_t = \frac{41760 \times 7.5}{450} \approx 696 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_t^2} = \sqrt{242^2 + 696^2} \approx 737 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 800 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

کنترل گسیختگی برشی جان تیرورق در محل جوش ورق اتصال

Shear Rupture of the Girder Web at the Weld

The minimum support thickness to match the shear rupture strength of the weld is determined as follows:

Web Plate Rupture Strength

The web plate rupture strength is calculated by determining the minimum base metal thickness that will match the available shear rupture strength of the base metal, to the available shear rupture strength of the weld(s). The minimum base metal thickness is calculated as follows.

$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22.62F_u} \quad (\text{AISC Manual pg. 9-5})$$

$$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \rightarrow t_{min} = \frac{0.707 \times F_{ue} \times D}{F_{u \text{ metal}}}$$

$$t_{min} = \frac{0.707 \times 4200 \times 0.8}{3700} = 0.64 \text{ cm} < \{t_w \text{ Girder} = 1 \text{ cm}\} \text{ OK}$$

Flexural Yielding of the Plate

$$M_u = V_u e$$

$$e = \frac{7.6}{2} = 3.8 \text{ cm}$$

$$M_u = 5800 \times 3.8 = 22040 \text{ Kg. cm}$$

$$Z_g = \frac{t_p l^2}{4}$$

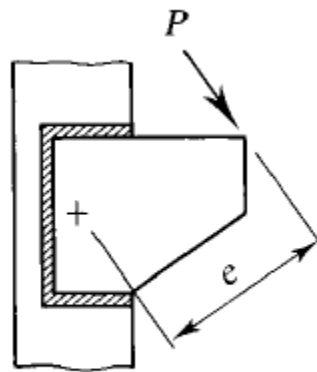
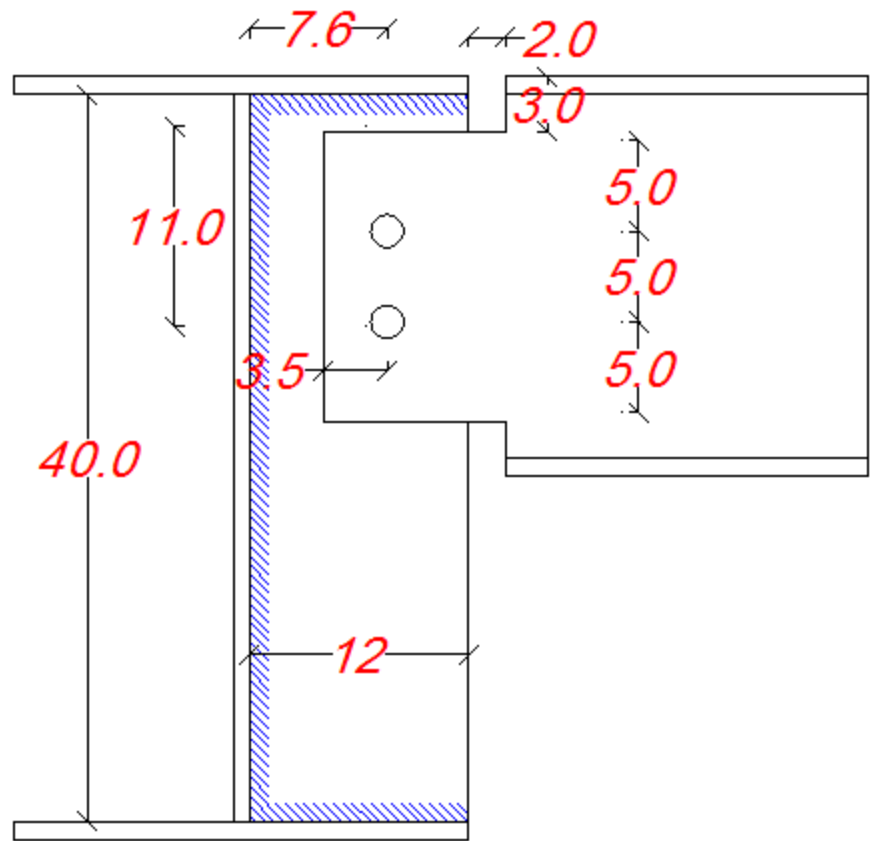
$$M_n = F_y Z_g$$

$$\phi = 0.90$$

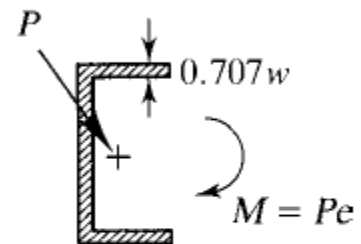
$$Z_g = \frac{1 \times 15^2}{4} = 56.25 \text{ cm}^3$$

$$\phi . M_n = 0.9 \times 56.26 \times 2400 = 121500 \text{ Kg. cm} > 22040 \text{ Kg. cm OK}$$

در صورتی که ورق اتصال جان به صورت کامل با جوش یکره اجرا شود توزیع تنش در جوشها به این شکل تغییر خواهد کرد؛



(a)



(b)

An eccentric load in the plane of the weld subjects the weld to both direct shear and torsional shear. Since all elements of the weld receive an equal portion of the direct shear, the direct shear stress is

$$f_1 = \frac{P}{L}$$

where L is the total length of the weld and numerically equals the shear area, because a unit throat size has been assumed. If rectangular components are used,

$$f_{1x} = \frac{P_x}{L} \quad \text{and} \quad f_{1y} = \frac{P_y}{L}$$

where P_x and P_y are the x and y components of the applied load. The shearing stress caused by the couple is found with the torsion formula

$$f_2 = \frac{Md}{J}$$

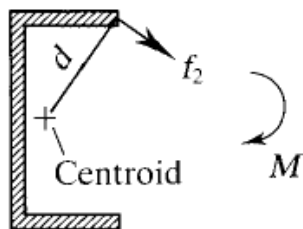
where

d = distance from the centroid of the shear area to the point where the stress is being computed

J = polar moment of inertia of that area

Figure 8.17 shows this stress at the upper right-hand corner of the given weld. In terms of rectangular components,

$$f_{2x} = \frac{My}{J} \quad \text{and} \quad f_{2y} = \frac{Mx}{J}$$

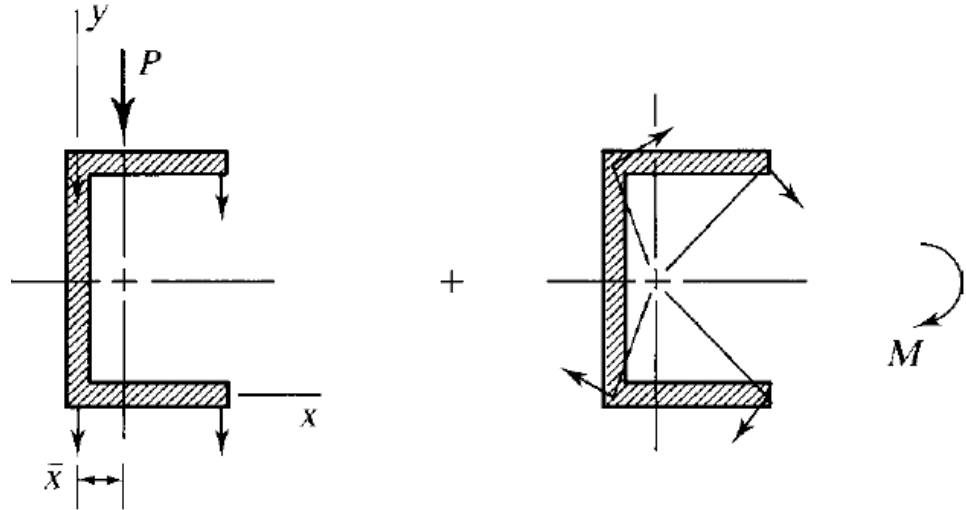


Also,

$$J = \int_A r^2 dA = \int_A (x^2 + y^2) dA = \int_A x^2 dA + \int_A y^2 dA = I_y + I_x$$

where I_x and I_y are the rectangular moments of inertia of the shear area. Once all rectangular components have been found, they can be added vectorially to obtain the resultant shearing stress at the point of interest, or

$$f_v = \sqrt{(\sum f_x)^2 + (\sum f_y)^2}$$



$$\bar{x} = \frac{2 \times \frac{12^2}{2}}{2 \times 12 + 40} = 2.25 \text{ cm}$$

$$e = 7.6 - 2.25 = 5.35 \text{ cm}$$

$$M = R_u \times e = 5800 \times 5.35 = 31030 \text{ Kg.cm}$$

If the moment of inertia of each horizontal weld about its own centroidal axis is neglected, the moment of inertia of the total weld area about its horizontal centroidal axis is

$$I_x = \left\{ \frac{bh^3}{12} + Ad^2 \right\} = \left\{ \frac{0.8 \times 44^3}{12} + (0.8 \times 12 \times 22^2) \right\} = 10325 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \left\{ 2 \times \left\{ \frac{0.8 \times 12^3}{12} + (0.8 \times 12 \times (6 - 2.25)^2) \right\} + (0.8 \times 44 \times 2.25^2) \right\} = 679 \text{ cm}^4$$

$$J = I_x + I_y$$

$$J = 10325 + 679 = 11004 \text{ cm}^4$$

$$f_{2x} = \frac{My}{J}$$

$$f_{2y} = \frac{Mx}{J}$$

$$f_{2x} = \frac{31030 \times \frac{44}{2}}{11004} = 62 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{2y} = \frac{31030 \times (12 - 2.25)}{11004} \approx 28 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{1y} = \frac{5800}{0.8 \times (44 + 2 \times 12)} \approx 107 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_r = \sqrt{62^2 + (28 + 107)^2} = 149 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 800 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

کنترل ضخامت ورق اتصال جان برای تامین مهار جانبی برای شاهتیر

$$M_{br} = 0.02 M_r$$

$$(Spec. Eq. A-6-9)$$

ظرفیت پلاستیک مقطع *PG-1* برابر است با ؛

$$M_r = \phi \cdot Z_x \cdot F_y = 0.9 \times 2014 \times 2400 = 4350240 \text{ Kg.cm}$$

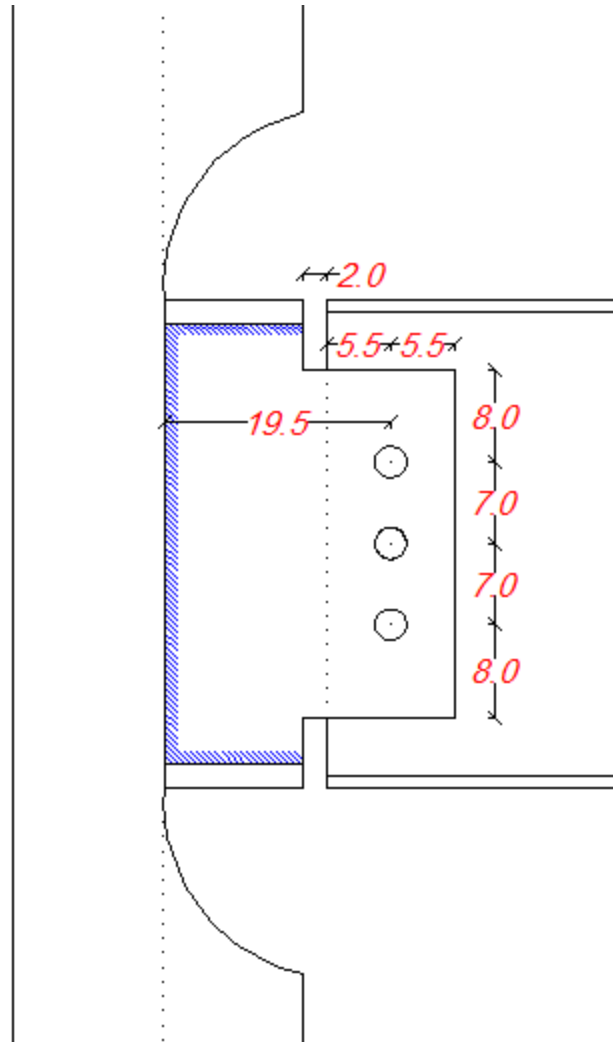
$$M_{br} = 0.02 \times 4350240 = 87005 \text{ Kg.cm}$$

با توجه به سطح تماس ۱۵ سانتیمتری تیر فرعی و ورق اتصال جان شاهتیر خواهیم داشت ؛

$$0.9 \times \frac{tb^2}{6} \times F_y \geq 87005 \text{ Kg.cm}$$

$$t_{req} = \frac{6 \times 87005}{0.9 \times 15^2 \times 2400} = 1.07 \text{ cm} \cong 1 \text{ cm OK}$$

EXTENDED SINGLE-PLATE CONNECTION (BEAM-TO-COLUMN WEB)



حداکثر عکس العمل تکیه گاهی تیر به انتهای مفصلی بر اساس ظرفیت پلاستیک مقطع برابر است با ؛

$$R_u = \frac{4\phi M_n}{L} = \frac{4 \times 0.9 \times 2014 \times 2400}{800} \approx 21750 \text{ Kg}$$

Elastic Analysis

In Figure 8.3a, the fastener shear areas and the load are shown separate from the column and bracket plate. The eccentric load P can be replaced with the same load acting at the centroid plus the couple, $M = Pe$, where e is the eccentricity. If this replacement is made, the load will be concentric, and each fastener can be assumed to resist an equal share of the load, given by $p_c = P/n$, where n is the number of fasteners. The fastener forces resulting from the couple can be found by considering the shearing stress in the fasteners to be the result of torsion of a cross section made up of the cross-sectional areas of the fasteners. If such an assumption is made, the shearing stress in each fastener can be found from the torsion formula

$$f_v = \frac{Md}{J} \quad (8.1)$$

where

d = distance from the centroid of the area to the point where the stress is being computed

J = polar moment of inertia of the area about the centroid

and the stress f_v is perpendicular to d . Although the torsion formula is applicable only to right circular cylinders, its use here is conservative, yielding stresses that are somewhat larger than the actual stresses.

If the parallel-axis theorem is used and the polar moment of inertia of each circular area about its own centroid is neglected, J for the total area can be approximated as

$$J = \sum Ad^2 = A \sum d^2$$

ممان اینرسی قطبی مجموعه پیچ ها برابر خواهد شد با ؛

$$J = \sum y_i^2$$

با توجه به توزیع متقارن پیچها طبیعتاً مرکز هندسی گروه پیچها، پیچ میانی خواهد بود، بنابراین خواهیم داشت ؛

$$J = 2 \times (7)^2 = 98 \text{ cm}^2$$

با توجه به اینکه ملاک محاسبات را بر اساس نیرو قرار دادیم از عبارت A در محاسبه ممان اینرسی قطبی صرف نظر شده است. (البته در صورتی که پیچها دارای قطر یکسانی نباشند نمی توان از اثر A در محاسبات چشم پوشی نمود)

بنابراین برش ناشی از لنگر پیچشی در دورترین پیچ برابر خواهد شد با ؛

$$R_{vt} = \frac{M \times y}{J} = \frac{(21750 \times 19.5) \times 7}{98} = 30289 \text{ Kg}$$

البته دقت داشته باشد که خروج از مرکزیت عکس العمل تکیه گاهی جهت محاسبه لنگر پیچشی برابر است با فاصله مرکز هندسی پیچها تا مرکز هندسی مجموعه جوشها، که طبیعتاً مقدار لنگر کمتری را نتیجه خواهد داد.

همچنین برش مستقیم نیز برابر خواهد شد با ؛

$$R_{vd} = \frac{P}{n_b} = \frac{21750}{3} = 7250 \text{ Kg}$$

به این ترتیب برآیند مولفه های نیروی برشی در دورترین پیچ برابر خواهد شد با ؛

$$R_u = \sqrt{30289^2 + 7250^2} = 31145 \text{ Kg}$$

در صورتی که برای یک پیچ با قطر ۲۰ میلی متر از رده ۶.۸ مقاومت برشی طراحی برابر است با ؛

$$\phi . R_n = \{0.75 \times 0.45 \times 3.14 \times 6000\} = 6358 \text{ Kg}$$

میتوان به جای انجام محاسبات فوق از جداول آماده شده *Aisc construction manual* استفاده نمود. البته این جداول را به شرطی میتوان استفاده نمود که اولاً فاصله پیچها از یکدیگر برابر باشد و در ثانی فاصله پیچ ها ۳ یا ۶ اینچ باشد.

$$e = 19.5 \text{ cm}$$

Coefficients C for Eccentrically Loaded Bolt Groups

Angle = 0°

Available strength of a bolt group, ϕR_n or R_n/Ω , is determined with

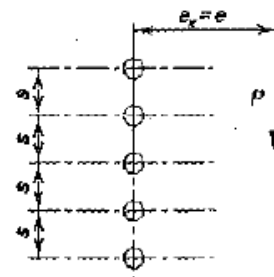
$$R_n = C \times r_n$$

or

LRFD	ASD
$C_{min} = \frac{P_u}{\phi r_n}$	$C_{min} = \frac{\Omega P_d}{r_n}$

where

- P = required force, P_u or P_d , kips
 r_n = nominal strength per bolt, kips
 e = eccentricity of P with respect to centroid of bolt group, in.
 (not tabulated, may be determined by geometry)
 e_x = horizontal component of e , in.
 s = bolt spacing, in.
 C = coefficient tabulated below



s, in.	e_x , in.	Number of Bolts in One Vertical Row, n										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	2	1.18	2.23	3.32	4.39	5.45	6.48	7.51	8.52	9.53	10.5	11.5
	3	0.88	1.75	2.81	3.90	4.98	6.06	7.12	8.17	9.21	10.2	11.3
	4	0.69	1.40	2.36	3.40	4.47	5.56	6.64	7.72	8.78	9.84	10.9
	5	0.56	1.15	2.01	2.96	3.98	5.05	6.13	7.22	8.30	9.38	10.4
	6	0.48	0.97	1.73	2.59	3.55	4.57	5.63	6.70	7.79	8.87	9.96
	7	0.41	0.83	1.51	2.28	3.17	4.13	5.15	6.20	7.28	8.36	9.44
	8	0.36	0.73	1.34	2.04	2.85	3.75	4.72	5.73	6.78	7.85	8.93
	9	0.32	0.65	1.21	1.83	2.59	3.42	4.34	5.31	6.32	7.36	8.42
	10	0.29	0.59	1.09	1.66	2.36	3.14	4.00	4.92	5.89	6.90	7.94
	12	0.24	0.49	0.92	1.40	2.00	2.68	3.44	4.27	5.15	6.09	7.06

$$\phi R_n = C \times \phi r_n$$

$$C \times \phi R_n = 0.73 \times \{0.75 \times 0.45 \times 3.14 \times 6000\} = 4641 \text{ Kg} \neq 21750 \text{ Kg NOT OK}$$

اکنون فرض می کنیم از ۲ ستون و ۴ ردیف پیچ از رده 8.8 استفاده خواهیم کرد. با فرض اینکه ۲ ستون پیچ (مرکز تا مرکز) از هم به اندازه ۷ سانتیمتر فاصله داشته باشند و در راستای قائم نیز فاصله پیچها از یکدیگر ۶ سانتیمتر باشد، محاسبات به این شکل تغییر خواهد کرد.

ممان اینرسی قطبی مجموعه پیچ ها برابر خواهد شد با ؛

$$J = \Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2$$

با توجه به توزیع متقارن پیچها طبیعتاً مرکز هندسی گروه پیچها، پیچ میانی خواهد بود، بنابراین خواهیم داشت ؛

$$J = 8 \times (3.5)^2 + 4\{(3)^2 + (9)^2\} = 458 \text{ cm}^2$$

با توجه به اینکه ملاک محاسبات را بر اساس نیرو قرار دادیم از عبارت A در محاسبه ممان اینرسی قطبی صرف نظر شده است. (البته در صورتی که پیچها دارای قطر یکسانی نباشند نمی توان از اثر A در محاسبات چشم پوشی نمود)

بنابراین برش ناشی از لنگر پیچشی در دورترین پیچ برابر خواهد شد با ؛

$$e = 19.5 + 3.5 = 23 \text{ cm}$$

$$R_{vtx} = \frac{M \times y}{J} = \frac{(21750 \times 23) \times 9}{458} = 9830 \text{ Kg} \rightarrow$$

$$R_{vty} = \frac{M \times X}{J} = \frac{(21750 \times 23) \times 7}{458} = 7645 \text{ Kg} \downarrow$$

همچنین برش مستقیم نیز برابر خواهد شد با ؛

$$R_{vd} = \frac{P}{n_b} = \frac{21750}{8} = 2718 \text{ Kg} \downarrow$$

به این ترتیب برآیند مولفه های نیروی برشی در دورترین پیچ برابر خواهد شد با ؛

$$R_u = \sqrt{9830^2 + (7645 + 2718)^2} = 14283 \text{ Kg}$$

در صورتی که برای یک پیچ با قطر ۲۰ میلی متر از رده ۸.۸ مقاومت برشی طراحی برابر است با ؛

$$\phi.R_n = \{0.75 \times 0.45 \times 3.14 \times 8000\} = 8478 \text{ Kg} \neq 14283 \text{ Kg NOT OK}$$

همانطور که ملاحظه می فرمایید، پیچ ها پاسخگو نیستند. البته می توان جهت مقابله با برش موجود راهکارهای دیگر استفاده نمود ؛

۱- استفاده از زوج نبشی جان به جای ورق تکی جان (در این حالت ۲ سطح برش خواهیم داشت)، که در آن سهم برشی پیچ ها نصف خواهد شد.

۲- کاهش میزان خروج از مرکزیت پیچها نسبت به مرکز هندسی جوش ورق اتصال به جان ستون

۳- استفاده از انواع دیگر اتصالات از جمله استفاده از نبشی نشیمن یا ورق انتهایی

البته دقت داشته باشد که خروج از مرکزیت عکس العمل تکیه گاهی جهت محاسبه لنگر پیچشی برابر است با فاصله مرکز هندسی پیچها تا مرکز هندسی مجموعه جوشها، که طبیعتاً مقدار لنگر کمتری را نتیجه خواهد داد.

Table 7-9
Coefficients C for Eccentrically Loaded Bolt Groups
Angle = 0°

Available strength of a bolt group, ϕR_n or R_n/Ω , is determined with

$$R_n = C \times r_n$$

or

LRFD	ASD
$C_{min} = \frac{P_u}{\phi r_n}$	$C_{min} = \frac{\Omega P_a}{r_n}$

where

P = required force, P_u or P_a , kips

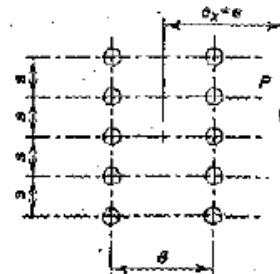
r_n = nominal strength per bolt, kips

e = eccentricity of P with respect to centroid of bolt group, in.
(not tabulated, may be determined by geometry)

e_x = horizontal component of e , in.

s = bolt spacing, in.

C = coefficient tabulated below



s, in.	e_x , in.	Number of Bolts in One Vertical Row, n											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	2	1.31	2.91	4.71	6.66	8.69	10.8	12.8	14.9	16.9	18.9	21.0	23.0
	3	1.12	2.54	4.14	5.95	7.90	9.93	12.0	14.1	16.2	18.2	20.3	22.4
	4	0.98	2.24	3.66	5.33	7.15	9.10	11.1	13.2	15.3	17.4	19.5	21.6
	5	0.87	1.99	3.27	4.80	6.48	8.33	10.3	12.3	14.4	16.5	18.6	20.7
	6	0.79	1.80	2.95	4.35	5.90	7.63	9.49	11.6	13.5	15.6	17.7	19.8
	7	0.71	1.63	2.68	3.97	5.40	7.02	8.77	10.7	12.6	14.6	16.7	18.8
	8	0.65	1.49	2.46	3.65	4.97	6.48	8.13	9.91	11.8	13.8	15.8	17.9
	9	0.60	1.38	2.27	3.37	4.59	6.01	7.55	9.24	11.1	13.0	14.9	17.0
	10	0.56	1.28	2.11	3.13	4.27	5.59	7.04	8.64	10.4	12.2	14.1	16.1

$$\phi R_n = C \times \phi r_n$$

$$C \times \phi R_n = 3.37 \times \{0.75 \times 0.45 \times 3.14 \times 8000\} = 28570 \text{ Kg} > 21750 \text{ Kg OK}$$

البته رابطه فوق مقداری تقریب دارد، به جهت اینکه فاصله پیچها در عمل بر خلاف جدول فوق، ۶ سانتیمتر میباشد.

تعیین ضخامت ورق اتصال جان

Maximum Plate Thickness

From AISC Manual Part 10, determine the maximum plate thickness, t_{max} , that will result in the plate yielding before the bolts shear.

$$M_{max} = \frac{F_{mv}}{0.90} (A_b C') \quad (\text{Manual Eq. 10-4})$$

Table 7-7
Coefficients C for Eccentrically Loaded Bolt Groups
Angle = 0°

Available strength of a bolt group, ϕR_n or R_n/Ω , is determined with

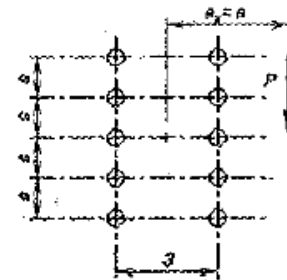
$$R_n = C \times r_n$$

or

LRFD	ASD
$C_{min} = \frac{\phi_u}{\phi R_n}$	$C_{min} = \frac{\Omega_u P_u}{r_n}$

where

- P = required force, P_u or P_a , kips
- r_n = nominal strength per bolt, kips
- e = eccentricity of P with respect to centroid of bolt group, in.
(not tabulated, may be determined by geometry)
- e_x = horizontal component of e , in.
- s = bolt spacing, in.
- C = coefficient tabulated below



s_1 , in.	e_x , in.	Number of Bolts in One Vertical Row, n											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	2	0.84	2.54	4.48	6.59	8.72	10.8	12.9	15.0	17.0	19.0	21.0	23.0
	3	0.65	2.03	3.68	5.67	7.77	9.91	12.1	14.2	16.3	18.3	20.4	22.5
	4	0.54	1.67	3.06	4.86	6.84	8.93	11.1	13.2	15.4	17.5	19.6	21.7
	5	0.45	1.42	2.59	4.21	6.01	8.00	10.1	12.2	14.4	16.5	18.7	20.8
	6	0.39	1.22	2.25	3.69	5.32	7.17	9.16	11.2	13.4	15.5	17.7	19.8
	7	0.35	1.08	1.99	3.27	4.74	6.46	8.33	10.3	12.4	14.5	16.7	18.8
	8	0.31	0.96	1.78	2.93	4.27	5.86	7.60	9.50	11.5	13.6	15.7	17.8
	9	0.28	0.86	1.60	2.65	3.87	5.34	6.97	8.75	10.7	12.7	14.7	16.8
	10	0.26	0.78	1.46	2.42	3.53	4.90	6.42	8.10	9.91	11.8	13.8	15.9
	12	0.22	0.66	1.24	2.06	3.01	4.19	5.51	7.01	8.63	10.4	12.2	14.2
	14	0.19	0.57	1.08	1.78	2.62	3.66	4.82	6.15	7.61	9.19	10.9	12.7
	16	0.17	0.51	0.95	1.57	2.32	3.24	4.27	5.47	6.79	8.23	9.78	11.4
	18	0.15	0.45	0.85	1.41	2.07	2.90	3.83	4.92	6.11	7.43	8.85	10.4
	20	0.14	0.41	0.77	1.27	1.88	2.63	3.48	4.47	5.55	6.76	8.07	9.48
	24	0.12	0.34	0.65	1.07	1.58	2.21	2.93	3.77	4.69	5.72	6.85	8.06
	28	0.10	0.29	0.56	0.92	1.36	1.90	2.53	3.25	4.05	4.95	5.93	7.00
	32	0.09	0.26	0.49	0.80	1.19	1.67	2.22	2.86	3.57	4.36	5.23	6.18
	36	0.08	0.23	0.43	0.72	1.06	1.49	1.98	2.55	3.18	3.90	4.67	5.52
$C',$ in.		2.94	8.33	15.8	26.0	38.7	54.2	72.2	93.1	117	143	172	204

$$M_{max} = \frac{0.45 \times 8000}{0.9} \times 3.14 \times \{26 \times 2.54\} = 829462 \text{ Kg.cm}$$

$$t_{max} = \frac{6M_{max}}{F_y I^2}$$

(Manual Eq. 10-3)

در صورتی که ارتفاع موثر ورق اتصال جان را برابر با ۳۰ سانتیمتر در نظر بگیریم خواهیم داشت ؛

$$t_{max} = \frac{6 \times 829462}{2400 \times 30^2} \approx 2.3 \text{ cm} \rightarrow use \{1 \text{ cm}\}$$

Shear Strength of Plate

From AISC *Specification* Section J4.2(a), the available shear yielding strength of the plate is determined as follows:

$$A_{gv} = lt$$

$$A_{gv} = 30 \times 1 = 30 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 0.60F_y A_{gv} \quad (\text{Spec. Eq. J4-3})$$

$$R_n = 0.6 \times 2400 \times 30 = 43200 \text{ Kg}$$

$$\phi = 1.00$$

$$43200 \text{ Kg} > 21750 \text{ Kg OK}$$

From AISC *Specification* Section J4.2(b), the available shear rupture strength of the plate is determined using the net area determined in accordance with AISC *Specification* Section B4.3b.

$$A_{nv} = [l - n(d_h + 1/16 \text{ in.})]t$$

$$A_{nv} = \{30 - 4(2 + 0.2)\} \times 1 = 21.2 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \quad (\text{Spec. Eq. J4-4})$$

$$R_n = 0.6 \times 3700 \times 21.2 = 47064 \text{ Kg}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\{0.75 \times 47064 = 35298\} \text{ Kg} > 21750 \text{ Kg OK}$$

کنترل مقاومت برش قالبی برای ورق اتصال جان

Block Shear Rupture of Plate

From AISC *Specification* Section J4.3, the block shear rupture strength of the plate is determined as follows.

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \quad (\text{Spec. Eq. J4-5})$$

where

$$A_{gv} = (l - l_{ev})t$$

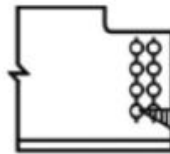
$$A_{gv} = \left\{ 30 - \frac{(30 - 3 \times 6)}{2} \right\} \times 1 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (n - 0.5)(d_h + 1/16 \text{ in.})t$$

$$A_{nv} = \{ 24 - (4 - 0.5) \times \{ 2 + 0.2 \} \} \times 1 = 16.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = [3 \text{ in.} + 1 1/4 \text{ in.} - 1.5(d_h + 1/16 \text{ in.})] t$$

$$A_{nt} = \{ (7 + 5.5) - 1.5 \times (2 + 0.2) \} \times 1 = 9.2 \text{ cm}^2$$



بال بریده شده تیر با دو ردیف پیچ

(b) حالت‌هایی که در آنها $U_{bs} = 0.5$ در نظر گرفته می‌شود

Block Shear Rupture of Plate

From AISC Specification Section J4.3, the block shear rupture strength of the plate is determined as follows.

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \quad (\text{Spec. Eq. J4-5})$$

$$R_n = 0.6 \times 3700 \times 16.3 + 0.5 \times 3700 \times 9.2 = 53206 \text{ Kg}$$

$$R_{n \max} = 0.6 \times 2400 \times 24 + 0.5 \times 3700 \times 9.2 = 51580 \text{ Kg} \rightarrow \text{controls}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\{ 0.75 \times 51580 = 38685 \} \text{ Kg} > 21750 \text{ Kg OK}$$

کنترل اندرکنش تسلیم برشی و تسلیم خمشی روی ورق اتصال جان

Interaction of Shear Yielding and Flexural Yielding of Plate

From AISC *Manual* Part 10, the plate is checked for the interaction of shear yielding and yielding due to flexure as follows:

$$\left(\frac{V_r}{V_c}\right)^2 + \left(\frac{M_r}{M_c}\right)^2 \leq 1.0 \quad (\text{Manual Eq. 10-5})$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \quad (\text{Spec. Eq. J4-4})$$

$$V_c = R_n = 0.6 \times 3700 \times 21.2 = 47064 \text{ Kg}$$

From AISC *Manual* Part 10:

$$\begin{aligned} M_c &= \phi_b M_n \\ &= \phi_b F_y Z_{pl} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= M_u \\ &= V_u a \end{aligned}$$

a برابر است با فاصله مرکز هندسی جوش تا اولین ستون پیچها

$$M_c = 0.9 \times 2400 \times \frac{1 \times 30^2}{4} = 486000 \text{ Kg.cm}$$

$$\left(\frac{21750}{47064}\right)^2 + \left(\frac{21750 \times 19.5}{486000}\right)^2 = 0.975 < 1 \text{ OK}$$

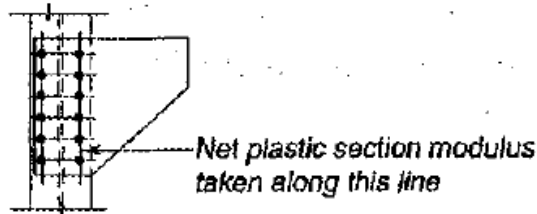
Flexural Rupture of Plate

The net plastic section modulus of the plate, Z_{net} , is determined from AISC *Manual* Table 15-3:

From AISC *Manual* Equation 9-4:

$$M_n = F_u Z_{net} \quad (\text{Manual Eq. 9-4})$$

Table 15-3
Net Plastic Section Modulus, Z_{net} , in.³
(Standard Holes)



# Bolts in One Vertical Row, <i>n</i>	Bracket Plate Depth, <i>d</i> , in.	Nominal Bolt Diameter, <i>d</i> , in.							
		³ / ₄				⁷ / ₈			
		Bracket Plate Thickness, <i>t</i> , in.							
		¹ / ₄	<u>³/₈</u>	¹ / ₂	⁵ / ₈	³ / ₄	³ / ₈	¹ / ₂	⁵ / ₈
2	6	1.59	2.39	3.19	3.98	4.78	2.25	3.00	3.75
3	9	3.70	5.55	7.40	9.26	11.1	5.25	7.00	8.75
<u>4</u>	<u>12</u>	6.38	<u>9.56</u>	12.8	15.9	19.1	9.00	12.0	15.0
5	15	10.1	15.1	20.2	25.2	30.2	14.3	19.0	23.8
6	18	14.3	21.5	28.7	35.9	43.0	20.3	27.0	33.8
7	21	19.6	29.5	39.3	49.1	58.9	27.8	37.0	46.3
8	24	25.5	38.3	51.0	63.8	76.5	36.0	48.0	60.0
9	27	32.4	48.6	64.8	81.0	97.2	45.8	61.0	76.3

$$Z_{net} = 9.56 \times (2.54)^3 \approx 157 \text{ cm}^3$$

$$M_n = F_u Z_{net}$$

$$M_n = 3700 \times 157 = 580900 \text{ Kg.cm}$$

$$\phi_b = 0.75$$

$$M_u = 21750 \times 19.5 = 424125 \text{ Kg.cm}$$

$$\{0.75 \times 580900 = 435675\} > 424125 \text{ Kg.cm OK}$$

با توجه استفاده از سخت کننده در ۲ انتهای ورق اتصال جان مقداری لنگر در اتصال ایجاد شده که ورقهای سخت کننده باید توانایی تحمل زوج نیروی حاصل از این لنگر مقاومت داشته باشند.

$$V_s = \frac{Va'}{l}$$

$$V_s = \frac{21750 \times 15}{30} = 10875 \text{ Kg}$$

a' فاصله جان ستون تا انتهای سخت کننده های افقی میباشد.

l فاصله قائم سخت کننده های افقی از یکدیگر.

$$F_{up} = V_{us} + \frac{N_u}{2}$$

$$F_{up} = 10875 + \frac{0}{2} = 10875 \text{ Kg}$$

در نهایت برش در هر ورق اتصال برابر خواهد شد با ؛

Shear:

$$V_u = \frac{F_{up}}{2}$$

$$V_u = \frac{10875}{2} = 5438 \text{ Kg}$$

Moment:

$$M_u = \frac{F_{up} w}{4}$$

w عرض سخت کننده های افقی

$$M_u = \frac{10875 \times 40}{4} = 108750 \text{ Kg.cm}$$

$$A_{nv} = bt$$

$$A_{nv} = 15 \times 1 = 15 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv}$$

$$R_n = 0.6 \times 3700 \times 15 = 33300 \text{ Kg}$$

$$\phi = 0.75$$

$$0.75 \times 0.6 \times 3700 \times 15 = 24975 \text{ Kg} > 5438 \text{ Kg OK}$$

The available flexural strength of the stabilizer plate is determined as follows:

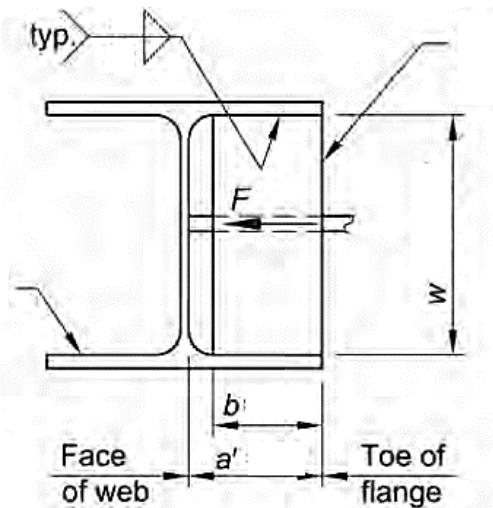
$$M_n = F_y Z_x$$

$$Z = \frac{bt^2}{4} = \frac{1 \times 15^2}{4} = 56.25 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 2400 \times 56.25 = 135000 \text{ Kg.cm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$0.9 \times 135000 = 121500 \text{ Kg.cm} > 108750 \text{ Kg.cm OK}$$



اتصال گیردار تیر به ستون

۱۰-۳-۲ ناحیه حفاظت شده اعضا

ناحیه حفاظت شده در یک عضو از سازه، که به ناحیه شکل پذیر عضو نیز موسوم است، به ناحیه ای از عضو اطلاق می شود که انتظار می رود در آن مفصل پلاستیک تشکیل شود. نظر به اهمیت این ناحیه و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه، این ناحیه باید عاری از هر گونه عملیاتی که موجب دگرگونی عملکرد عضو در این ناحیه می شود، باشد. ناحیه حفاظت شده در دو انتهای تیر، فاصله بین بر ستون تا نصف عمق تیر از محل تشکیل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه در نظر گرفته می شود. همچنین ناحیه حفاظت شده برای مهاربندی های ویژه در تمام طول عضو و برای تیرهای پیوند قاب های مهاربندی شده و اگر تمام طول آن می باشد.

تبصره: در مهاربندهای همگرای ویژه ضربدری ناحیه حفاظت شده را می توان فاصله بین انتهای اتصال در محل ضربدری و انتهای عضو مهاربندی در نظر گرفت.

نظر به اهمیت ناحیه حفاظت شده اعضا در تأمین شکل پذیری مورد نیاز، الزامات عمومی که باید در جزئیات بندی ناحیه حفاظت شده اعضا در نظر گرفته شوند به شرح زیر است.

۱. به کار بردن وصله مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ ها یا ورق های تشکیل دهنده عضو در ناحیه حفاظت شده ممنوع است.

۲. هر گونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش های موضعی، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی های ناشی از برش های حرارتی در ناحیه حفاظت شده ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی بر طرف شده و تعمیر گردد.

۳. خال جوش کردن ورق های دوزنقه ای تیرهای مختلط و نیز جوش برشگیرهای از نوع گل میخ در تیرهای مختلط در ناحیه حفاظت شده، در صورت تأمین الزامات بخش ۱۰-۳-۱۳ مجاز است.

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب R_y عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده، که به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب R_y در محاسبات لرزه‌ای سازه‌های با شکل‌پذیری مختلف در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب R_y از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \quad (۱۰-۲-۳)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب R_y باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

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

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

همانطور که ملاحظه می‌فرمایید، در استانداردهای آمریکایی (ASTM, AISC) این جدول به صورت مفصل تر ارائه شده که به ویژه برای مقاطعی ب مثل قوطی و لوله اختلاف زیادی به چشم می‌خورد. از جمله مواردی که احتمال تغییر در آن در ویرایش بعدی مبحث دهم (ویرایش بعد از سال ۹۲) وجود دارد، همین ضرایب می‌باشد.

TABLE A3.1
 R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615, ASTM A706	1.25	1.25

۱۰-۳-۲-۴ ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

ترکیبات بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدید یافته ($\Omega_o E$) در ترکیبات متعارف بارها به دست می‌آیند که در آن Ω_o به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین شده

مصالص مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب Ω_0 برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۲-۲ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای


Ω_0	نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای
۳	کلیه قاب‌های خمشی فولادی
۲	کلیه قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی

Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	PG1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.8444
<input type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.5
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	2.894
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Yield stress, Fy	24000000.
<input type="checkbox"/>	HSS Welding Type	ERW
<input type="checkbox"/>	Reduce HSS Thickness?	No
<input type="checkbox"/>	Overstrength factor, Ry	1.1

OK

Cancel



۱۰-۳-۳-۳ اتصالات پیچی

کلیه پیچ‌های مورد استفاده در اتصالات و وصله‌های اعضا سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصله ستون‌های غیر باربر جانبی لرزه‌ای، باید با رفتار اصطکاکی و از نوع پرمقاومت باشند و با حداقل بار مندرج در فصل ۱۰-۲ پیش‌تنیده شوند. سوراخ‌ها نیز باید استاندارد یا لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو باشد.

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی

در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه می‌رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت پهنای یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می‌گردد. در اینگونه سیستم‌های سازه‌ای تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بخش ۱۰-۲-۲ در فصل دوم، جانشین تعریف قبلی می‌گردد و با نام مقطع فشرده لرزه‌ای معرفی می‌شود.

مقطع فشرده لرزه‌ای همان تعریف مقطع فشرده بخش ۱۰-۲-۲ را دارد، با این تفاوت که در آن نسبت پهنای یا ارتفاع به ضخامت اجزای مقطع برای سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط به اعدادی که در جدول ۱۰-۳-۴-۱ عنوان شده، محدود می‌گردد. کاربرد مقاطع فشرده در سازه‌های با شکل‌پذیری‌های مختلف در بخش‌های مربوطه آورده شده است.

جدول ۱۰-۳-۴-۱ محدودیت نسبت پهنای به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		نسبت پهنای به ضخامت	شرح اجزا	$\frac{A}{A_c}$
	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط			

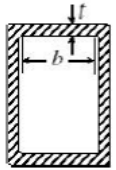
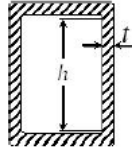
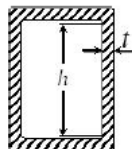
Table 1-2. W-Shapes That Satisfy Seismic Local Buckling Requirements

		LIMITING WIDTH-THICKNESS RATIO	
		Flange	Web
SMF	Beam	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$2.45\sqrt{E/F_y}$
	Column	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$1.12\sqrt{E/F_y} \left(2.33 - P_u / \phi_b P_y \right) \geq 1.49\sqrt{E/F_y}$
SCBF	Brace	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$1.12\sqrt{E/F_y} \left(2.33 - P_u / \phi_b P_y \right) \geq 1.49\sqrt{E/F_y}$
	Column	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$1.12\sqrt{E/F_y} \left(2.33 - P_u / \phi_b P_y \right) \geq 1.49\sqrt{E/F_y}$
EBF	Link	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$1.12\sqrt{E/F_y} \left(2.33 - P_u / \phi_b P_y \right) \geq 1.49\sqrt{E/F_y}$
	Brace	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$3.76\sqrt{E/F_y}$ See note a.

Table 1-4. Rectangular and Square HSS That Satisfy Seismic Local Buckling Requirements

		LIMITING WIDTH-THICKNESS RATIO	
		Flange	Web
SCBF	Brace	$0.64\sqrt{E/F_y}$	$0.64\sqrt{E/F_y}$
	Column	$0.64\sqrt{E/F_y}$	$0.64\sqrt{E/F_y}$
EBF	Brace	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$2.42\sqrt{E/F_y}$ See note a.

Table 4-1 Limiting Width-Thickness Ratios of Compression Elements for Classification Sections

Section Type	Description of Element	Graphical Example	Given Case No.	Width-Thickness Ratio, (λ)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements	
					Highly Ductile Members (λ_{hd})	Moderately Ductile Members (λ_{md})
Box	Flexural or axial compression of flanges under major axis bending		4	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$ $0.60\sqrt{E/F_y}$ (columns in SMF)	$0.64\sqrt{E/F_y}$ (braces) ✓ $1.12\sqrt{E/F_y}$ (beams) $1.12\sqrt{E/F_y}$ (columns)
	Flexural compression of webs under minor axis bending		4	h/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$ $0.60\sqrt{E/F_y}$ (columns in SMF)	$0.64\sqrt{E/F_y}$ (braces) ✓ $1.12\sqrt{E/F_y}$ (beams) $1.12\sqrt{E/F_y}$ (columns)
	Webs in flexural compression or combined flexural or axial compression		6	h/t	If $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 0.93C_a)$ If $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93 - C_a) \geq$ $1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	If $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 2.75C_a)$ If $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33 - C_a) \geq$ $1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصله ستون‌ها، کف‌ستون‌ها و وصله تیرها

۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

۱۰-۳-۵-۱-۱ کلیه ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۱۰-۲ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند.

تبصره ۱: برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ترکیب نیروی زلزله راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزله راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

تبصره ۳: شالوده ساختمان باید برای نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته نیز مورد محاسبه و کنترل قرار گیرد.

۱۰-۳-۵-۲ الزامات طراحی لرزه‌ای وصله ستون‌ها

۱۰-۳-۵-۲-۱ موقعیت وصله ستون‌ها

الف) به جز موارد ذکر شده در زیر، در کلیه ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی لرزه‌ای محل درز وصله در بالا و پایین وصله نباید از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون نزدیکتر باشد.
(۱) در جایی که ارتفاع آزاد ستون کمتر از ۲/۴ متر است، محل وصله باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

(۲) در مواردی که درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون در کارخانه و به صورت نفوذی کامل انجام می‌شود، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

(۳) در مواردی که اتصال کلیه تیرهای متصل به ستون مفصلی بوده و ستون در دهانه‌های مهاربندی شده قرار نگرفته باشد، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از ۱/۵ برابر بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

ب) اتصال وصله ستون به هر یک از دو قطعه ستون وصله‌شونده باید با یک نوع وسیله اتصال، جوش یا پیچ پر مقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.

پ) در وصله لب به لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۶ صورت گیرد.

ت) در وصله ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۱ به ۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

ث) در محل وصله ستون‌های متشکل از چند نیم‌رخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله‌شونده در ارتفاعی حداقل به اندازه بعد بزرگتر مقطع ستون به صورت یکپارچه در آیند و سپس وصله شوند.

۱۰-۳-۵-۲-۲ مقاومت مورد نیاز وصله ستون‌ها

وصله کلیه ستون‌ها، شامل ستون‌های غیربرابر جانبی، علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروهای محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته و با در نظر گرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) نیروی برشی حداقل برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. این نیروی برشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴) لنگر خمشی حداقل برابر $R_y M_{pc}$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون و M_{pc} لنگر خمشی پلاستیک ستون با مقطع کوچکتر وصله شونده است. این لنگر خمشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و برشی در نظر گرفته شود.

تبصره: جوش‌هایی که در کارخانه و به صورت لب به لب صورت می‌گیرند، باید به صورت نفوذی کامل انجام شوند در صورتی که پس از انجام آزمایش مشخص شود که جوش مذکور با نفوذ نسبی صورت گرفته است این جوش در صورتی مورد تأیید خواهد بود که مقاومت طراحی اتصال مذکور حداقل دو برابر مقاومت مورد نیاز مطابق حالت‌های (۱) تا (۴) این بند باشد.

۱۰-۳-۵ الزامات طراحی لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

کف‌ستون کلیه ستون‌های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته و با در نظر گرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱.

(۳) در هر دو امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا نیروی برشی برابر مجموع مولفه‌های افقی مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی و برش ظرفیتی ستون برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. در محاسبه و طراحی کف ستون این نیروی برشی باید بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴) در هر دو امتداد اصلی ستون و به طور مجزا لنگر خمشی برابر مجموع لنگرهای خمشی زیر و بدون حضور نیروهای برشی و محوری.

الف) برای مهاربندی‌های امتداد مورد نظر مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مهاربند.

ب) برای ستون‌ها کمترین دو مقدار $1/1 R_y F_y Z_c$ و بیشترین لنگر خمشی (بدون حضور نیروهای محوری و برشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ شدید یافته و با در نظر گرفتن مفاد تبصره ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱؛ که در آن نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون، F_y تنش تسلیم مصالح ستون و Z_c مدول پلاستیک مقطع ستون است.

۱۰-۳-۵-۴ الزامات طراحی لرزه‌ای وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرهای باربر جانبی باید الزامات لرزه‌ای زیر را تأمین کنند.

الف) وصلهٔ تیرها باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در صورت استفاده از وصلهٔ مستقیم، وصله باید با جوش نفوذی کامل صورت گیرد. در این گونه موارد ارجح است محل وصله بال‌ها و محل وصله جان در یک مقطع صورت نگیرد.

پ) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت - که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند - تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

(ت) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_{II}) وصله‌های غیرمستقیم باید برابر مقاومت خمشی طراحی ($\phi_b M_p$) عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده در نظر گرفته شود.

(ث) مقاومت برشی مورد نیاز (V_{II}) وصله‌های غیرمستقیم نباید از یکی از سه مقدار (۱)، (۲) و (۳) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

(۱) بیشترین برش حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در محل وصله

(۲) نیروی برشی در محل وصله که باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب‌داری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود.

(۳) مقاومت برشی طراحی عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک.

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر.

C_{pr} = ضریبی است که در برگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبه حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به کار گرفته می‌شود. به جز در موردی که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$1/1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1/2 \quad (10-3-5-2)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر

F_u = تنش کششی نهایی فولاد تیر

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصله L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی-پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییر مکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیه مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.6 R_y F_y Z_b / h_o \quad (10-3-6-1)$$

که در آن:

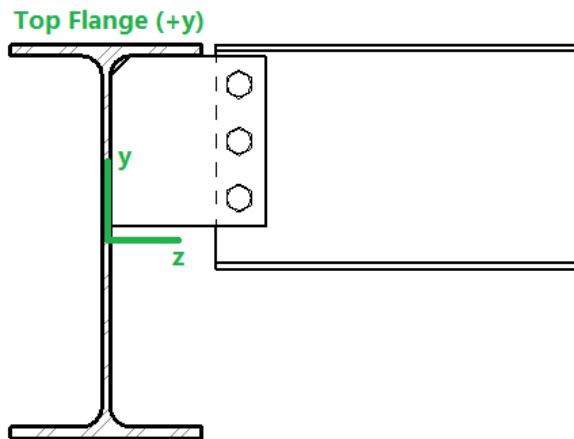
Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_o = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

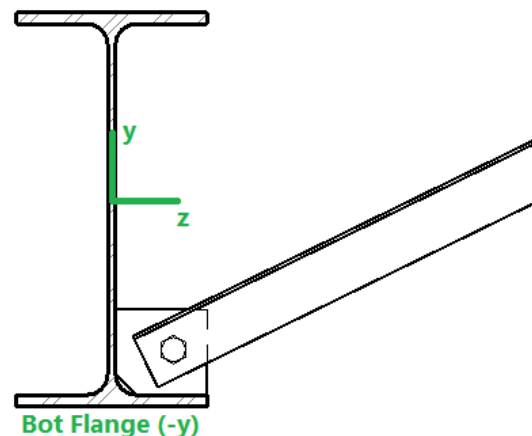
ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر

$0.17 I_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $0.86 I_y \frac{E}{F_y}$ می‌باشد، که در آن I_y شعاع

ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.



Lcomp-top Bracing prevents lateral movement of beam's top flange



Lcomp-bot Bracing prevents lateral movement of beam's bottom flange

۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

۱۰-۳-۸-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح باشد.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیه حفاظت‌شده دو انتهای تیر و در نیمه میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طور کامل فراهم گردد.

ت) در ناحیه حفاظت شده دو انتهای تیر، ایجاد هر گونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی باشد. تغییر تدریجی در پهنای یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

۱۰-۳-۸-۲ مقاومت های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر

(۲) در دو انتهای تیر، مقاومت برشی مورد نیاز تیرها باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب داری که با نیروی زلزله ترکیب می شوند و اثرات لرزه ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$ در محل های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود. مقاومت برشی طراحی تیرها باید براساس الزامات فصل ۱۰-۲ تعیین شود.

در روابط فوق:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

M_{po} = لنگر پلاستیک مقطع تیرهای با مقطع کاهش یافته در ابتدا و انتهای تیر

C_{pr} = ضریبی است که دربرگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبه حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به کار گرفته می شود. به جز در موردی که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش بینی شده است، مقدار آن باید از رابطه زیر تعیین شود

$$1/1 \leq C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \leq 1/2 \quad (10-3-1)$$

که در آن:

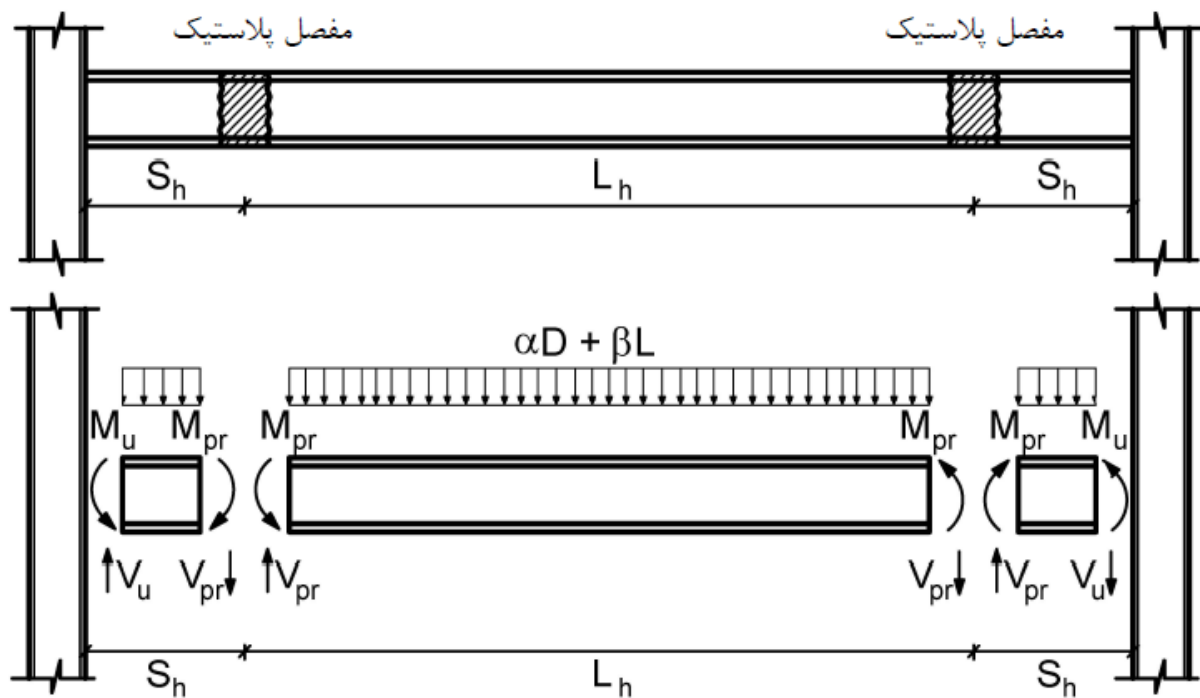
F_y = تنش تسلیم فولاد تیر

F_u = تنش کششی نهائی فولاد تیر

۱۰-۳-۸-۳ اتصال تیر به ستون

کلیه اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی متوسط که نیروهای جانبی لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، باید دارای شرایط زیر باشند.

پ) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضربرداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱). که در آن، M_p ، R_y و C_{pr} مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۸-۲ می‌باشد.



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (8.58)$$

$$M_{pr} = 1.4 \times 1.15 \times 2400 \times 2014 = 7782096 \text{ Kg.cm}$$

The seismic shear is thus:

$$V_E = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (8.59)$$

در این نوع اتصال محل تشکیل مفصل پلاستیک بر ستون میباشد. بنابراین S_h برابر با صفر خواهد بود.

$$L_h = 800 - 44 = 756 \text{ cm}$$

$$V_E = \frac{2 \times 7782096}{756} = 20588 \text{ Kg}$$

The gravity shear is determined from the appropriate load combination:

$$V_g = \frac{w_u L_h}{2}$$

$$w_u = 1.2D + 0.5L$$

Thus the shear at left side of the beam (where the seismic shear is aligned with gravity) is:

$$V_u = V_E + V_g$$

برای تیر داخلی در اولین طبقه خواهیم داشت ؛

$$1.2 \times \{4 \times (250 + 350)\} + (0.5 \times 4 \times 200) = 3280 \text{ Kg}$$

$$V_u = 20588 + 3280 = 23788 \text{ Kg}$$

and the shear at the right side of the beam is:

$$V_u = V_E - V_g$$

$$V_u = 23788 - 3280 = 20508 \text{ Kg}$$

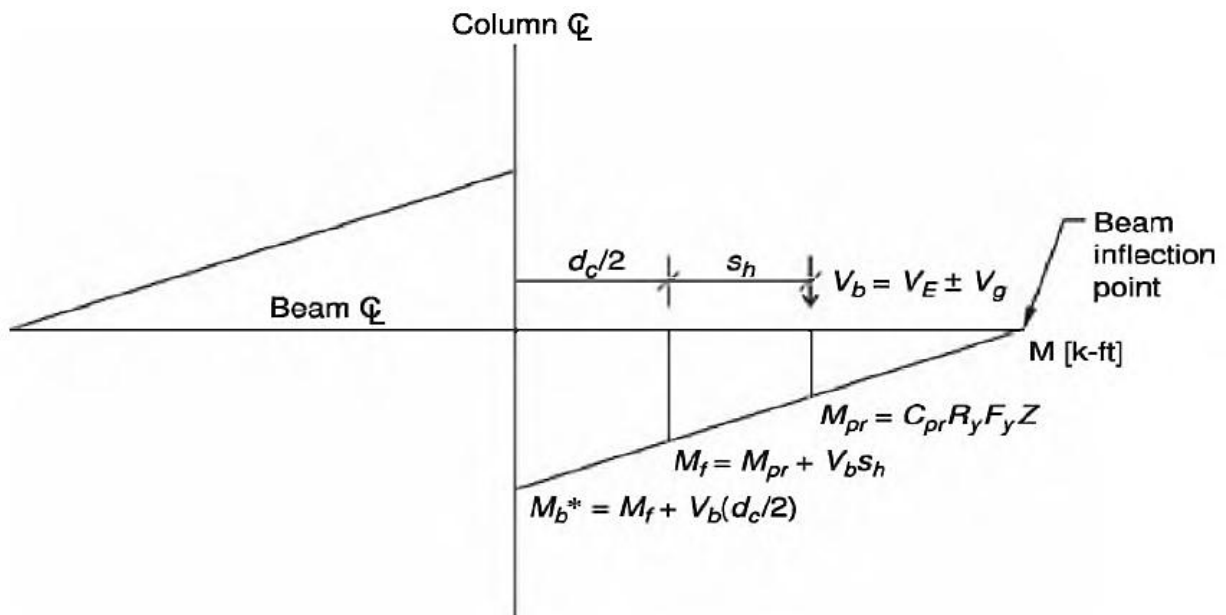


FIGURE 8.55 Projection of probable beam moment capacity to column centerline.

These shears are used to calculate the beam moments at the column face (for determining panel-zone shear) and at the column centerline (for checking the strong-column/weak-beam requirement). Figure 8.55 shows the projection of the probable moment to the column face and to the column centerline.

For reference, the beams are given the following designations (see Figure 8.56 below): Beam 1 is to the left of the column and Beam 2 is to the right.

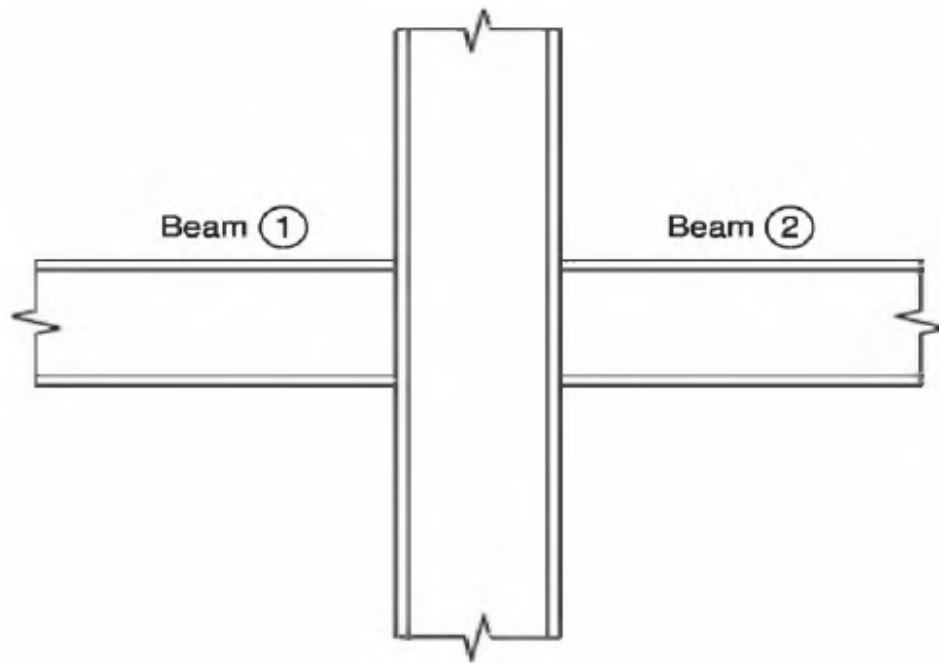


FIGURE 8.56 Beam identification convention.

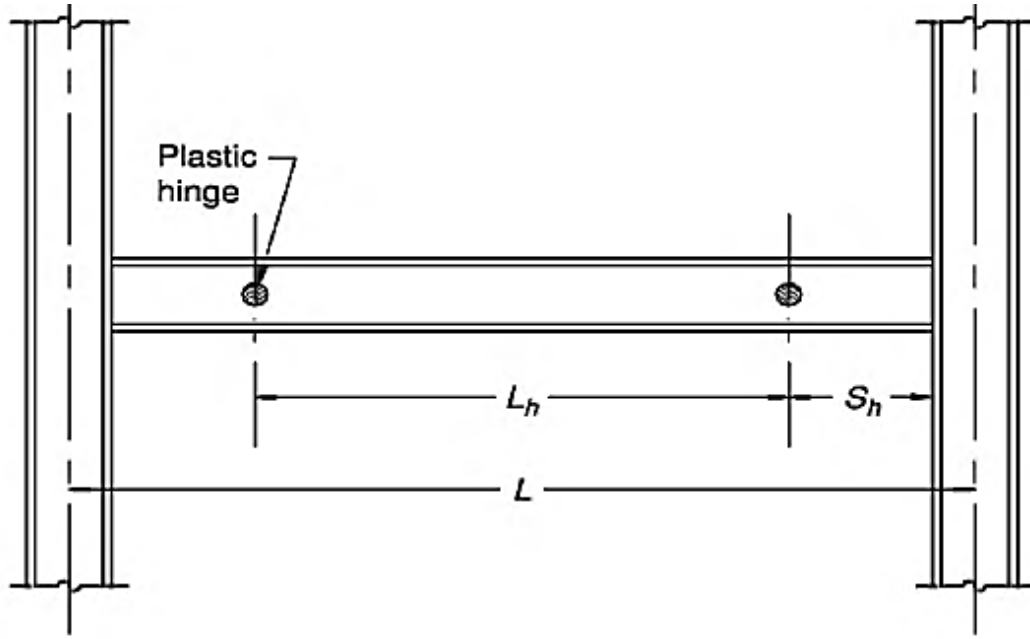


FIGURE 8.57 Location of plastic hinge.

At the left face of the column (at Beam 1) the moment is:

$$M_{f1} = M_{pr} + V_u s_h \quad (8.64)$$

where s_h is the distance from the face of the column to the center of the plastic hinge as shown in Figure 8.57. For this connection, s_h is taken to be 0.

At the right face of the column (at Beam 2) the moment is:

$$M_{f2} = M_{pr} + V_u s_h \quad (8.65)$$

$$M_{f1} = M_{f2} = M_{pr} = 7782096 \text{ Kg.cm}$$

At the centerline of the column the moment due to Beam 1 framing in from the left is:

$$M_{b1}^* = M_{pr} + V_u (s_h + \frac{1}{2} d_c) \quad (8.66)$$

$$M_{b1*} = 7782096 + 23788 \times \left(0 + \frac{44}{2} \right) = 8305432 \text{ Kg.cm}$$

At the centerline of the column the moment due to Beam 2 framing in from the right is:

$$M_{b2}^* = M_{pr} + V_u(s_h + \frac{1}{2} d_c) \quad (8.67)$$

$$M_{b2*} = 7782096 + 20508 \times \left(0 + \frac{44}{2}\right) = 8233272 \text{ Kg.cm}$$

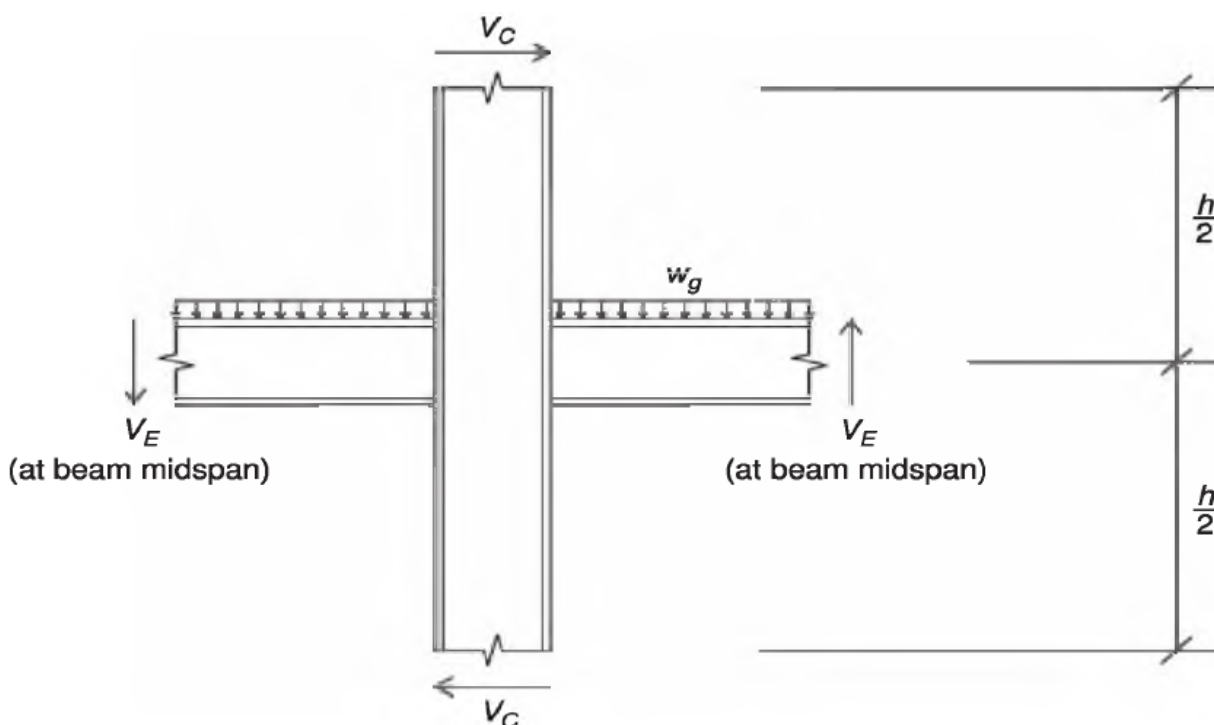


FIGURE 8.58 Free-body diagram of beam and column assembly.

The column shear corresponding to the probable beam strength can be estimated by assuming an inflection point at the column midheight above the connection and again at the column midheight below. Similarly, the beam inflection points are assumed to occur at midspan. Figure 8.58 shows the free-body diagram of a beam and column assembly from inflection point to inflection point.

To simplify the determination it is conservatively assumed that the column shear is the same above and below the connection. Thus:

$$V_c = \frac{\sum M_b^*}{\sum H/2} \quad (8.68)$$

$$V_c = \frac{8305432 + 8233272}{2 \times \frac{300}{2}} = 55129 \text{ Kg}$$

Now that these forces have been determined, the beam shear, strong-column/weak-beam, panel-zone, and continuity-plate requirements can be checked.

8.8.6.1 Beam Shear

The shear at the column face is compared with the beam shear strength:

$$\phi V_n = \phi 0.6 R_y F_y A_w \quad (8.69)$$

Step 5. Check beam design shear strength:

The required shear strength, V_u , of the beam shall be taken equal to the larger of the two values of V_h computed at each end of the beam in Step 3.

$$\{\phi V_n = 0.75 \times 0.6 \times 1.2 \times 2400 \times (43 \times 1) = 55728 \text{ Kg}\} > 55674 \text{ Kg OK}$$

۱۰-۳-۹-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (10-3-9-1)$$

که در آن:

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

رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (10-3-9-2)$$

$\sum M_{pb}^*$ = 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 ۱۰-۳-۸-۱).

تبصره: در صورتی که یکی از حالت‌های زیر برقرار باشد، رعایت رابطه ۱۰-۳-۹-۱ در گره فوقانی ستون الزامی نیست.

✓ ۱- ستون‌هایی که در کلیه ترکیبات بار متعارف دارای $P_{uc} < 0.3 P_c$ (که در آن P_{uc} مقاومت فشاری مورد نیاز، $P_c = F_{yc} A_g$ ، تنش تسلیم فولاد ستون و A_g سطح مقطع ستون است) بوده و دارای شرایط زیر باشند.

✓ الف) ستون‌های ساختمان‌های یک طبقه و ستون‌های طبقه آخر ساختمان‌های چند طبقه
 ✓ ب) تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی طراحی آنها کمتر از ۲۰ درصد کل مقاومت برشی طراحی ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی طراحی آنها به گونه‌ای که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از ۳۳ درصد کل مقاومت برشی طراحی آن محور باشد. در این بند محور ستون به محور 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.

✓ ۲- ستون‌های طبقه‌ای که در آن نسبت مجموع مقاومت برشی طراحی ستون‌ها به مجموع مقاومت برشی مورد نیاز ستون‌ها در آن طبقه ۵۰ درصد بیشتر از این نسبت در طبقه فوقانی آن باشد.

8.8.6.2 Strong-Column/Weak-Beam

A virtual beam moment is calculated by projecting the moment at the column face to the column centerline. It is compared with a virtual column capacity which is determined by projecting the true capacity from the top flange level to the beam centerline.

A typical interior connection involves two beams (one to the left and one to the right of the columns), whereas an exterior one involves just one. At intermediate floors the continuous column is considered to be two columns (i.e., to represent a capacity based on its strength both above and below the connection).

$$\sum M_c^* = 2 \left[\left(F_y - \frac{P_u}{A} \right) Z + V_c \frac{1}{2} d_b \right] \quad (8.70)$$

$$R_u = (1.2 + 0.2 S_{DS}) D + 0.5 L + \Omega_o E \quad (8.55)$$

$$R_u = (0.9 - 0.2 S_{DS}) D - \Omega_o E \quad (8.56)$$

$$P_u = \{(1.2 + 0.2 \times 1.05) \times 125859\} + (0.5 \times 27317) + (2 \times 1341) = 193852 \text{ Kg}$$

$$\sum M_c^* = 2 \left\{ \left(2400 - \frac{193852}{159} \right) \times 2840 + \frac{55674 \times 43}{2} \right\} = 6946640 \text{ Kg.cm}$$

$$\sum M_b^* = 8305432 + 8233272 = 16538704 \text{ Kg.cm}$$

$$\frac{6946640}{16538704} \approx 0.42 \not\geq 1 \text{ NOT OK}$$

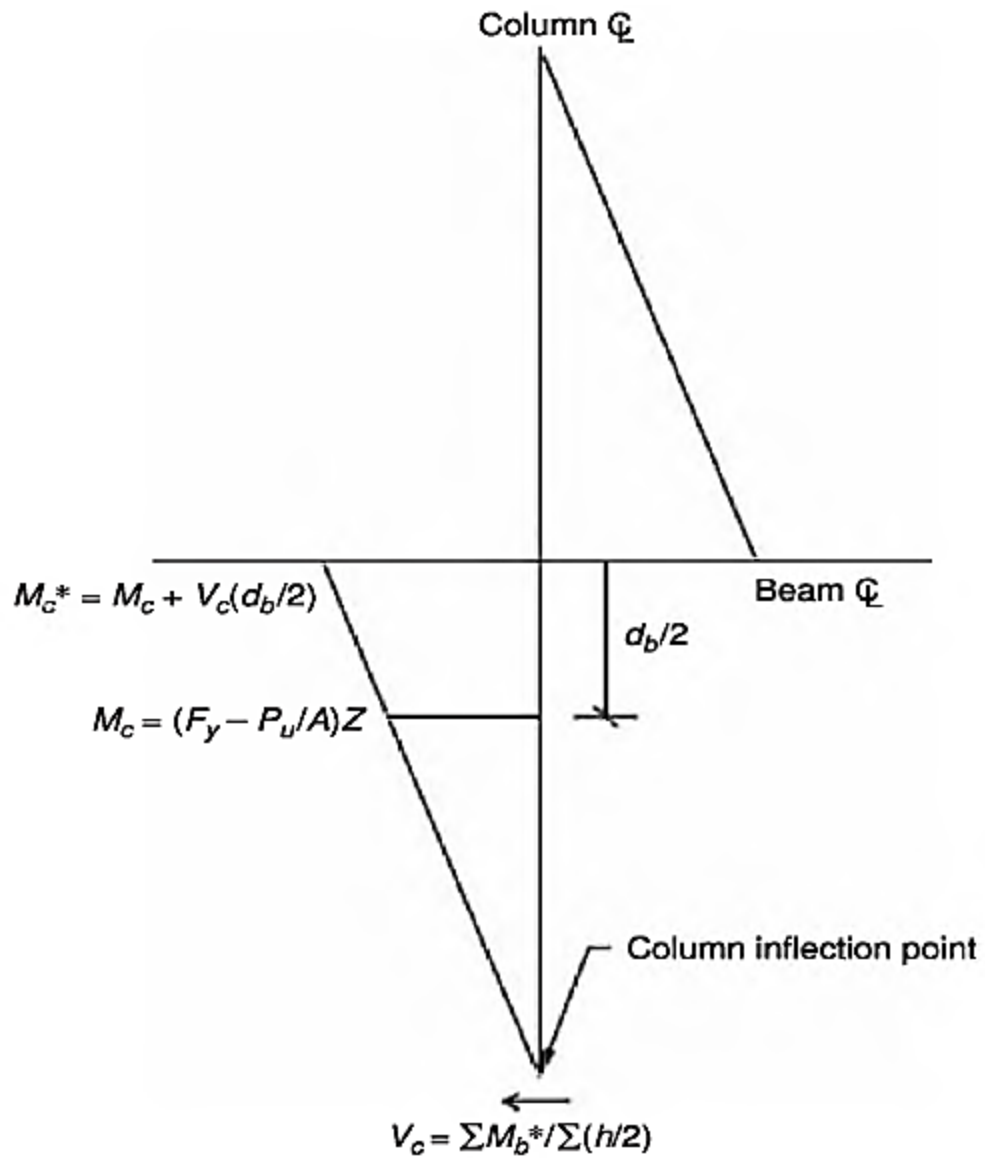
همانطور که ملاحظه می فرمایید، ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی برقرار نیست و احتمال پلاستیک شدن ستون به جای تیر وجود داشته که به لحاظ لرزه ای رفتار مطلوبی نمی باشد. بنابراین لازم است راهکارهای مناسب با این مشکل اتخاذ گردد، از جمله ؛

- تغییر مقاطع تیر و ستون جهت دستیابی به این موضوع
- تغییر سیستم از قاب خمشی ویژه به متوسط
- کنترل تبصره های ذیل بندهای فوق

8.8.6.3 Panel-Zone Shear

The panel-zone shear demand is computed from the moments at the column face and reduced by the estimated column shear. The moment at the column face from one of the two connecting beams (Beam 2) has already been converted into a flange force (R_{u2}) for purposes of checking the need for continuity plates. The flange force (R_{u1}) at the opposite column face is similarly calculated from the moment from the other beam (Beam 1), and the resulting column panel-zone shear is computed.

Because the distance s_h is taken to be zero for this connection and identical beam sizes are used on each side, the moments at the opposite column faces are equal. Where s_h is greater than zero the gravity shear affects the projection of the moment to the column



face, increasing the moment on one side of the column and decreasing it on the other.

$$V_u = R_{u1} + R_{u2} - V_c \quad (8.71)$$

$$R_u = \frac{M_f}{(d_b - t_{bf})} \quad (8.72)$$

$$V_u = \frac{M_{f1}}{(d_b - t_{bf})} + \frac{M_{f2}}{(d_b - t_{bf})} - V_c$$

$$V_u = 2 \times \left\{ \frac{7782096}{43 - 1.5} \right\} - 55129 = 319911 \text{ Kg}$$

۱۰-۲-۹-۱۰ برش در چشمه اتصال

الزامات این بند مربوط است به حالتی که یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می‌کند (شکل ۱۰-۲-۹-۲۱).

مقاومت برشی طراحی در چشمه اتصال مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9 و R_n مقاومت اسمی است که بر اساس حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر تعیین می‌گردد.

۱. در حالتی که تأثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

- برای حالتی که $P_u \leq 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \quad (10-2-9-32)$$

- برای حالتی که $P_u > 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1/4 - \frac{P_u}{P_c} \right) \quad (10-2-9-33)$$

با فرض اینکه تغییر شکل در چشمه اتصال لحاظ نشده باشد خواهیم داشت ؛

با توجه به اینکه در قابهای خمشی، غالب تلاشها به صورت خمشی هستند و در جهت اطمینان خواهیم داشت ؛

$$\phi . R_n = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 44 \times 1 = 55728 \text{ Kg} \neq 335672 \text{ Kg NOT OK}$$

همانطور که ملاحظه می‌فرمایید برش موجود در چشمه اتصال بیش از ظرفیت آن بوده و به سراغ حالت دوم، یعنی کنترل برش در چشمه اتصال با لحاظ تغییر شکل در آن می‌رویم. در این حالت با توجه به تغییر فرم چشمه اتصال، سختی جانبی قاب قدری کاهش یافته و تغییر مکانها افزایش خواهند یافت. بنابراین در صورت استفاده از حالت دوم این مورد بایستی لحاظ گردد. نرم افزار ETABS این قابلیت را دارد.

۲. در حالتی که تأثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

- برای حالتی که $P_u \leq 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{b_{cf} t_{cf}}{d_b d_c t_w} \right) \quad (10-9-2-34)$$

- برای حالتی که $P_u > 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{b_{cf} t_{cf}}{d_b d_c t_w} \right) \left(1 - \frac{0.75 P_u}{P_c} \right) \quad (10-9-2-35)$$

در روابط فوق:

b_{cf} = پهنای بال ستون

t_{cf} = ضخامت بال ستون

d_c = ارتفاع کلی مقطع ستون

d_b = ارتفاع کلی مقطع تیر

t_w = ضخامت جان مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم فولاد

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز ستون

$(P_c = P_y = A_g F_y)$ = مقاومت محوری تسلیم

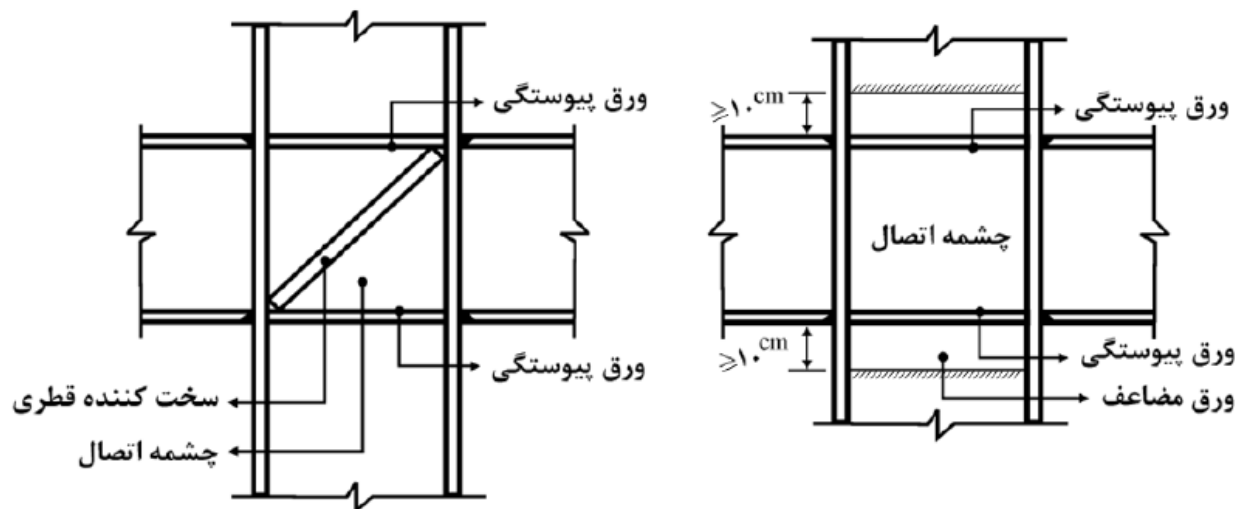
A_g = سطح مقطع کلی مقطع ستون

تبصره ۲: در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال از مقاومت برشی طراحی بیشتر

باشد، تعبیه ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) یا یک جفت سخت‌کننده قطری دارای

مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محدوده چشمه

اتصال ضروری است. ورق‌های مضاعف باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ را تأمین نمایند.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۲ سخت کننده های قطری و ورق های مضاعف در چشمه اتصال

Therefore, use AISC 360 Equation J10-11. Note that panel zone flexibility was accounted for in the ETABS model.

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3 b_f t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right)$$

$$\phi R_n = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 44 \times 1 \times \left(1 + \frac{3 \times 30 \times 2^2}{43 \times 44 \times 1} \right) = 164230 \text{ Kg} \neq 319911 \text{ Kg NOT OK}$$

هرچند اوضاع بهتر شد اما همچنان چشمه اتصال در برش موجود ضعیف می باشد. جهت رفع این نقیصه می توان راهکارهای زیر را اتخاذ نمود ؛

- افزایش ضخامت جان ستون به صورت موضعی
- استفاده از سخت کننده قطری (در سازه های ساختمانی به سختی قابل اجرا می باشد).
- استفاده از ورق مضاعف کننده جان

Doubler plates are required. The deficit in web strength will be corrected by the addition of a doubler.

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y t_{dp} d \quad (8.74)$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$t_{dp} \geq \frac{R_u}{(\phi 0.6 F_y d)}$$

$$t_{dp} = \frac{319911 - 164230}{0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 43} \approx 2.8 \text{ cm} \rightarrow \text{use } 2(15 \text{ mm}) \text{ plate on each side of web}$$

The thickness of doubler plates, if used, shall not be less than 1/4 in. (6 mm).

همچنین حداقل ضخامت ورقهای پیوستگی باید رابطه زیر را برآورده کند.

Panel-Zone Thickness

The individual thicknesses, t , of column web and doubler plates, if used, shall conform to the following requirement:

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (E3-7)$$

where

$d_z = d - 2t_f$ of the deeper beam at the connection, in. (mm)

t = thickness of column web or individual doubler plate, in. (mm)

w_z = width of panel zone between column flanges, in. (mm)

When plug welds are used to join the doubler to the column web, it is permitted to use the total panel-zone thickness to satisfy Equation E3-7. Additionally, the individual thicknesses of the column web and doubler plate shall satisfy Equation E3-7, where d_z and w_z are modified to be the distance between plug welds. When plug welds are required, a minimum of four plug welds shall be provided and spaced in accordance with Equation E3-7.

The minimum doubler thickness (without bracing) is:

$$\begin{aligned} t_{dp} &\geq \frac{d_z + w_z}{90} \\ &\geq \frac{d_{b-2}t_{bf} + d_{c-2}t_{cf}}{90} \end{aligned} \quad (8.75)$$

با لحاظ اثر سخت کننده ها

$$t_{dp} \geq \left\{ \frac{43 - 2 \times 1.5 + 44 - 2 \times 2}{90} \approx 0.9 \text{ cm} \right\} < 1.5 \text{ cm OK}$$

کنترل ضخامت جان به تنهایی با فرض اینکه آرایش جوشهای کام و انگشتانه به گونه ای است طول آزاد ورقهای مضاعف را به ۳ قسمت مساوی تقسیم می کند.

$$t_{dp} \geq 0.3 \times \left\{ \frac{43 - 2 \times 1.5 + 44 - 2 \times 2}{90} \approx 0.3 \text{ cm} \right\} < 1 \text{ cm OK}$$

۱۰-۳-۸-۴ ورقهای تقویتی چشمه اتصال (ورقهای مضاعف)

در صورت نیاز به تعبیه ورقهای تقویتی چشمه اتصال (ورقهای مضاعف) در محل اتصال تیر به ستون، ورقهای مضاعف علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

الف) اتصال ورقهای مضاعف به بال ستون می تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد

ب) ورقهای مضاعف باید به صورت متقارن و در ستونهای H شکل باید در دو طرف جان و در ستونهای قوطی شکل در دو وجه ستون به کار برده شوند.

پ) در مواردی که نیاز به تعبیه سخت کننده های عرضی (ورقهای پیوستگی) نباشد، بالا و پایین ورقهای مضاعف باید حداقل ۱۵۰ میلی متر از بال فوقانی و تحتانی تیر فاصله داشته باشند.

ت) در صورت وجود ورقهای پیوستگی، ورقهای مضاعف می توانند در محل ورقهای پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه به ورقهای پیوستگی جوش شوند.

User Note: When a beam perpendicular to the column web connects to a doubler plate, the doubler plate should be sized based on the shear from the beam end reaction in addition to the panel zone shear. When welding continuity plates to extended doubler plates, force transfer between the continuity plate and doubler plate must be considered. See commentary for further discussion.

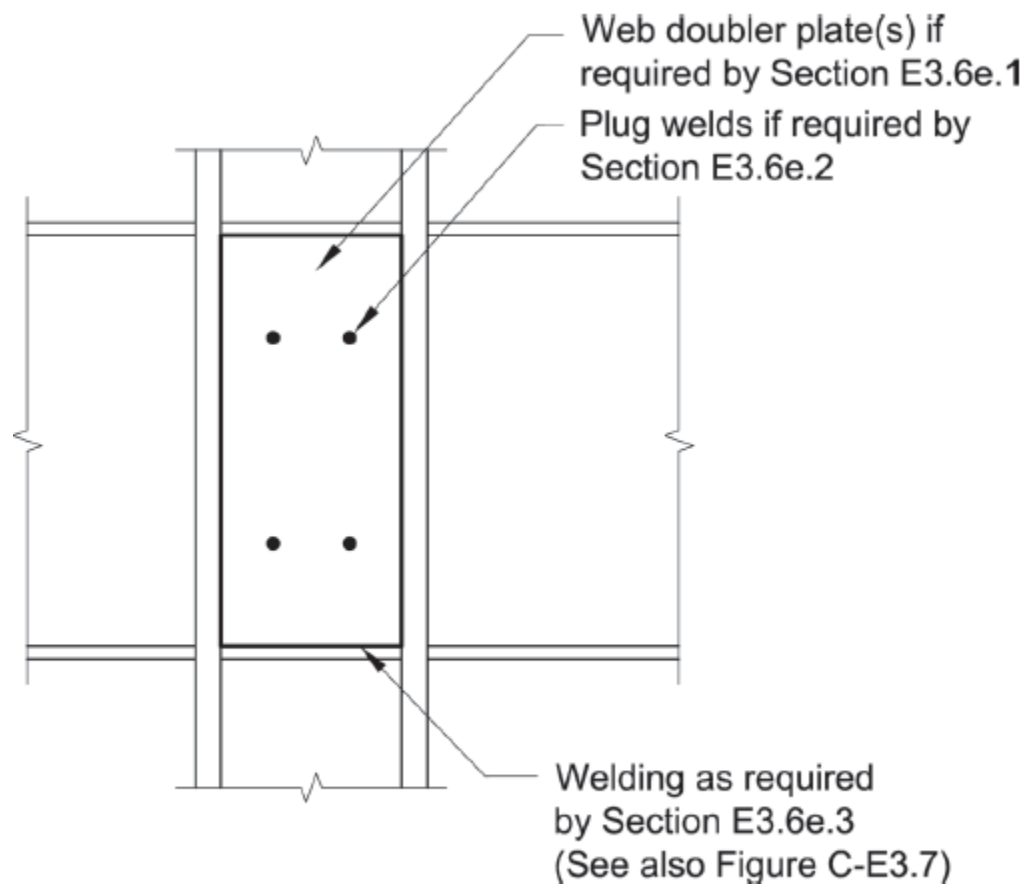
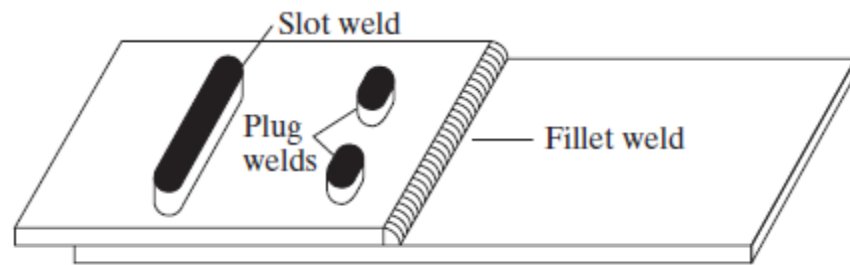


Fig. C-E3.4. Connecting web doubler plates with plug welds.



(d) Plug and slot welds

Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	1.05
System R	8.
System Omega0	2.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
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?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No

OK

Cancel

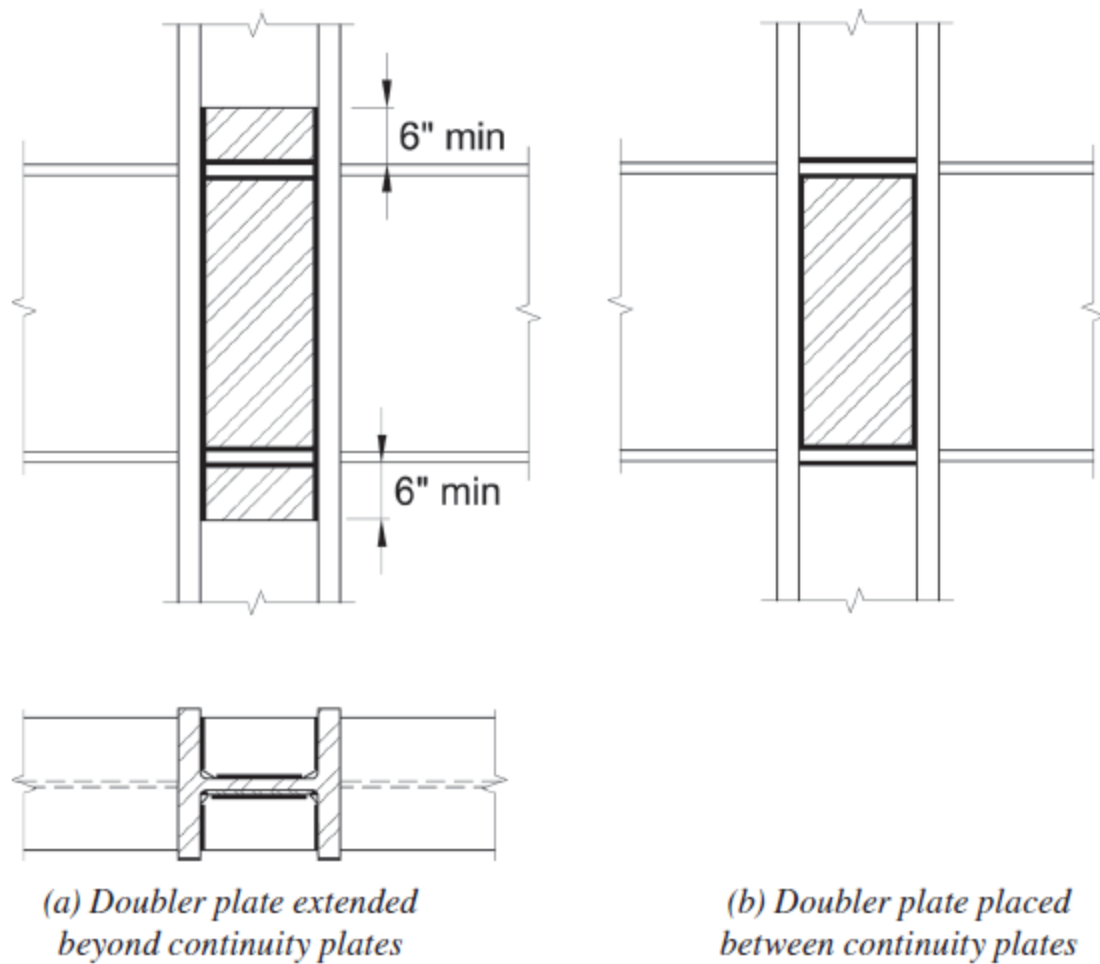


Fig. C-E3.8. Doubler plate used with continuity plates.

8.8.6.4 Continuity Plates

The need for continuity plates is checked considering the moment at the column face to be delivered as a force couple to the column flange:

$$R_u = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \quad (8.76)$$

$$R_u = \frac{7782096}{43 - 1.5} = 187520 \text{ Kg} \sqrt{}$$

البته این نیرو نیازی نیست از مقدار محاسبه شده از رابطه زیر بیشتر باشد.

This demand need not exceed the maximum force that the flange can deliver. Based on the continuity plate criterion Eq. (8.77) this maximum is:

$$R_u \leq 1.8 b_{bf} t_{bf} F_{yb} R_{yb} \quad (8.77)$$

$$R_u \leq 1.8 \times 30 \times 1.5 \times 2400 = 233280 \text{ Kg}$$

This demand is compared to the column web local yielding and crippling limit states. Two additional checks are performed on the column flange. Should any of these limit states be exceeded, continuity plates are required. The designer may consider a larger column section, smaller beam section, use of a doubler (or thicker doubler), or other adjustments to the design as well.

۱۰-۲-۹-۱۰ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفه فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۷).

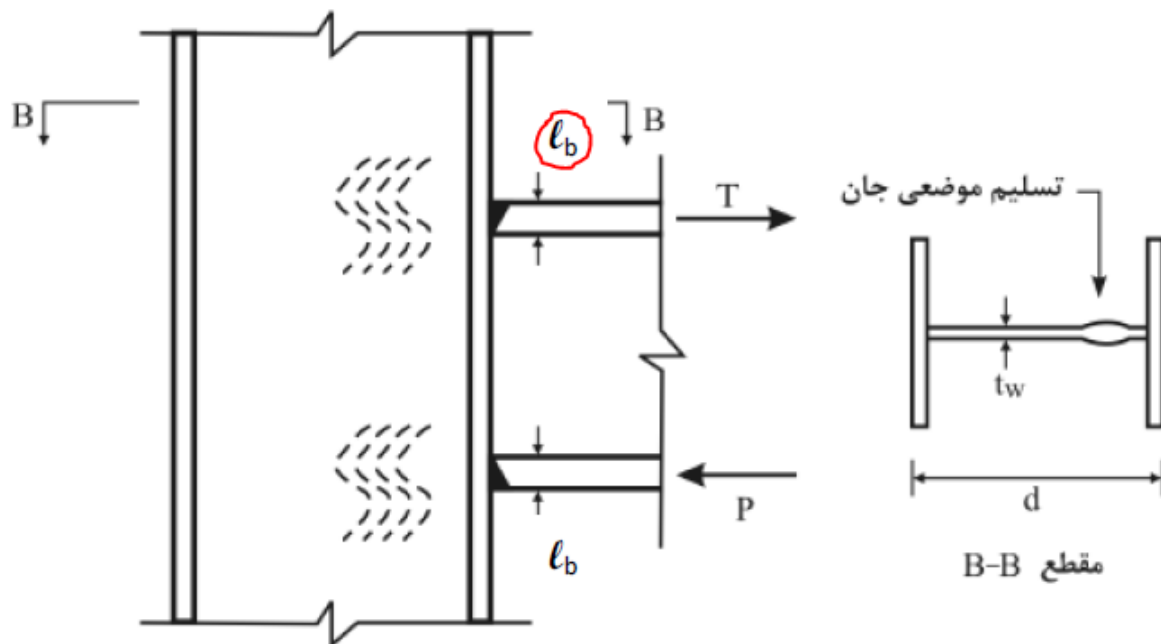
مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس حالت حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (\Delta k + l_b) \quad (۱۰-۲-۹-۲۴)$$

l_b = طول اتکای بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود)

t_w = ضخامت جان



(ب)

8.8.6.4.1 Column Web Local Yielding For this check the reinforced web thickness including the doubler is considered. Thus the effective web thickness is:

$$t_w = t_{wc} + t_d$$

ضخامت جان در رابطه زیر، مجموع ضخامت جان ستون و ورقهای مضاعف کننده جان میباشد.

$$t_w = 1 + 3 = 4 \text{ cm}$$

$$\phi R_n \leq \phi(5k + t_{wf})F_y t_w$$

$$K = t_w + a_{weld} = 1 + 0.6 = 1.6 \text{ cm}$$

$$\phi . R_n = 1 \times (5 \times 1.6 + 1.5) \times 2400 \times 4 = 91200 \text{ Kg}$$

$$\phi R_n \leq R_u$$

۱۰-۲-۹-۱۰-۳ لهدیگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند برای نیروی فشاری متمرکز تکی و مولفه فشاری زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰).

مقاومت طراحی لهدیگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۰/۷۵ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی لهدیگی موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = 0.85 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (10-9-2-26)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچکتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- در صورتی که $l_b/d \leq 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (10-9-2-27)$$

- در صورتی که $l_b/d > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.4 \cdot t_w \left[1 + \left(\frac{l_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (28-9-2-10)$$

در روابط فوق:

d = ارتفاع کلی مقطع

t_w = ضخامت جان

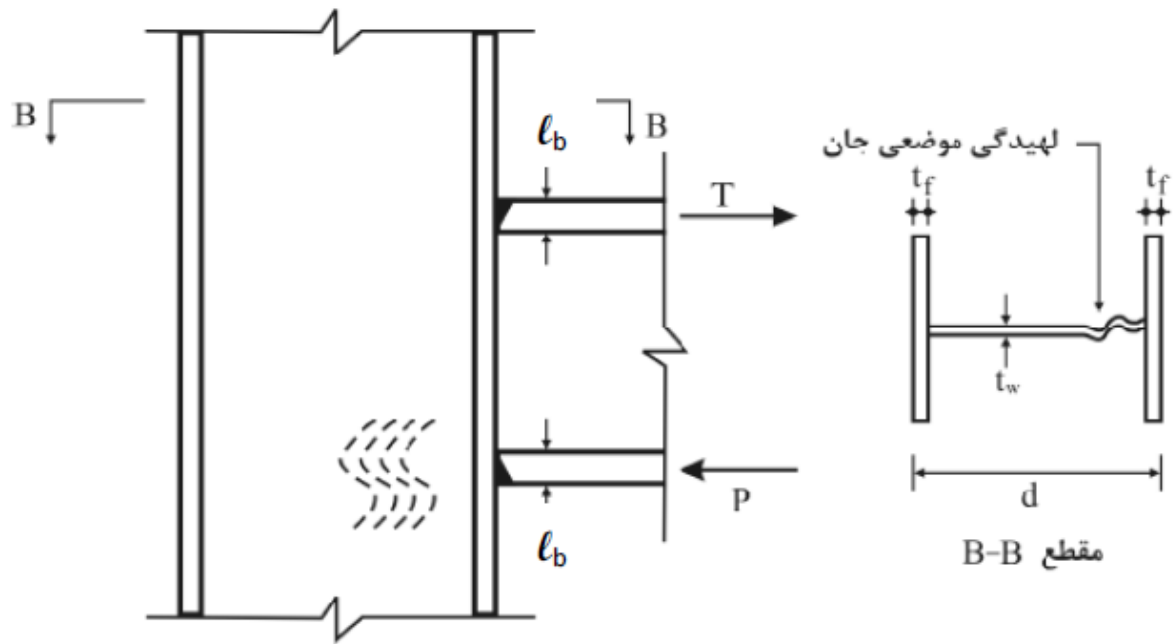
t_f = ضخامت بال تحت بار

l_b = طول اتکایی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود)

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

E = مدول الاستیسیته فولاد

تبصره: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیه یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز ضروری است. سخت‌کننده‌های تعبیه شده باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ را تأمین نمایند.



شکل ۱۰-۲-۹-۱۸ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

8.8.6.4.2 Column Web Crippling

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (8.79)$$

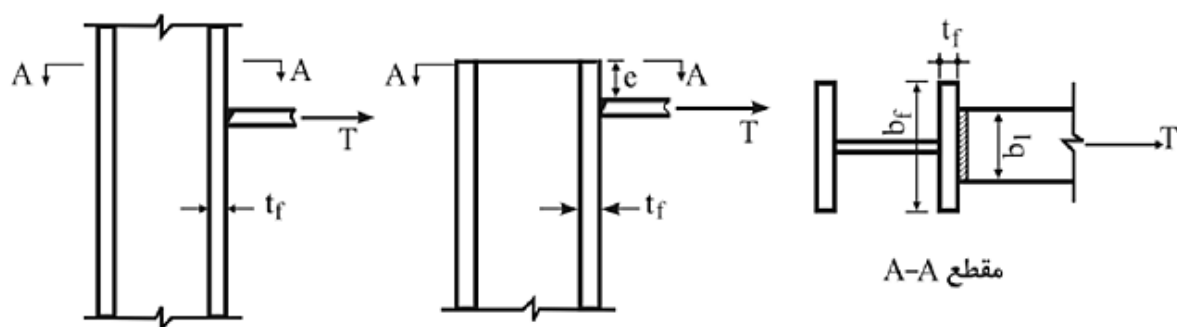
$$N = t_{fb}$$

$$\phi . R_n = 0.75 \times 0.8 \times 4^2 \left\{ 1 + 3 \left(\frac{1.5}{44} \right) \times \left(\frac{4}{2} \right)^{1.5} \right\} \times \sqrt{\frac{2.05 \times 10^6 \times 2400 \times 2}{4}} = 613880 \text{ Kg}$$

$$\phi . R_n > R_u$$

۱۰-۲-۹-۱-۱۰ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مولفه کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۰).



شکل ۱۰-۲-۹-۱۰ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

مقاومت طراحی خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و R_n مقاومت اسمی طبق رابطه زیر می‌باشد.

$$R_n = 6/25 F_y t_f^2 \quad (۱۰-۲-۹-۲۳)$$

تبصره: در صورتی که مقاومت مورد نیاز (T_u) از مقاومت طراحی (ϕR_n) بیشتر باشد، تعبیه یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز ضروری می‌باشد. سخت‌کننده‌های مورد نیاز باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۷ را تأمین نمایند.

که در آن:

t_f = ضخامت بال تحت نیروی کششی

F_{yf} = تنش تسلیم بال

R_n = مقاومت اسمی با اعمال محدودیت‌های زیر:

۱- در صورتی که طول بارگذاری شده در امتداد پهنای بال (b_1)، کوچکتر از $0.15b_f$ باشد، بررسی رابطه ۲۳-۹-۲-۱۰ الزامی نیست.

۲- در صورتی که نیروی کششی در فاصله‌ای کمتر از $1.0t_f$ از انتهای عضو اثر نماید ($e < 1.0t_f$)، مقدار R_n حاصل از رابطه ۲۳-۹-۲-۱۰ باید ۵۰ درصد کاهش یابد.

$$\phi R_n = 0.9 \times 6.25 \times 2400 \times 2^2 = 54000 \text{ Kg}$$

$$\phi R_n \leq R_u$$

$$R_{uCP} = R_u - \phi R_n$$

$$R_{uCP} = 187520 - 54000 = 133520 \text{ Kg}$$

Assuming the full beam flange width is effective, the required plate thickness is determined:

$$t_{CP} = \frac{R_u}{\phi F_y b_f}$$

$$t_{CP} = \frac{133520}{0.9 \times 2400 \times 30} \simeq 2 \text{ cm} \rightarrow \text{use a pair of 20 mm plates}$$

۱۰-۳-۸-۵ ورق‌های پیوستگی

ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۹-۲-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

الف) در ستون‌های H شکل در صورتی که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۲ و ۱۰-۳-۸-۳ باشد، تعبیه ورق‌های پیوستگی در چشمه اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیه یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ج) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq \sqrt[4]{\frac{1}{8} b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad (۱۰-۳-۸-۲)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (۱۰-۳-۸-۳)$$

در روابط فوق:

F_{yb} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال تیر

F_{yc} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال ستون

R_{yb} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

R_{yc} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

b_{bf} = پهنای بال تیر

t_{bf} = ضخامت بال تیر

t_{cf} = ضخامت بال ستون

- پ) طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصله خالص دو بال ستون باشد.
- ت) پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصله خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع H شکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.
- ث) ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.
- ج) جوش ورق‌های پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. در صورتی که ضخامت ورق پیوستگی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشه دو طرفه نیز مجاز است.
- چ) جوش ورق‌های پیوستگی به جان ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه دو طرفه باشد.
- ح) نسبت پهنای به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1/4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ کوچکتر باشد. در این روابط E مدول الاستیسیته فولاد و F_y تنش تسلیم فولاد ورق پیوستگی می‌باشد.

تأمین مهار جانبی-پیچشی برای تیرها در قابای خمشی ویژه

در قابهای خمشی ویژه به ۲ نوع مهار جانبی-پیچشی نیاز داریم، یکی در نزدیکی محل تشکیل مفصل پلاستیک و دیگری در طول تیر، در سازه های ساختمانی متدوال که دارای سقف کامپوزیت یا عرشه فولادی هستند، لزومی به تعبیه مهار جانبی نوع اول نمیباشد. مهار جانبی نوع دوم نیز به شرط آنکه تیرهای فرعی (تو دلی ها) وجود داشته باشند، می توانند نقش این مهارهای جانبی را بازی کنند، مشروط بر اینکه توانایی تحمل اضافه تنش ناشی از نیروی فشاری که در ادامه محاسبه خواهد شد، بدون در نظر گرفتن عملکرد کامپوزیت را داشته باشند. (در سازه های معمول این نیرو قابل ملاحظه نمیباشد).

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصله L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی-پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییر مکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیه مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.6 R_y F_y Z_b / h_o \quad (1-6-3-10)$$

که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_o = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر

$0.17 I_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $0.086 I_y \frac{E}{F_y}$ می‌باشد، که در آن I_y شعاع

ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

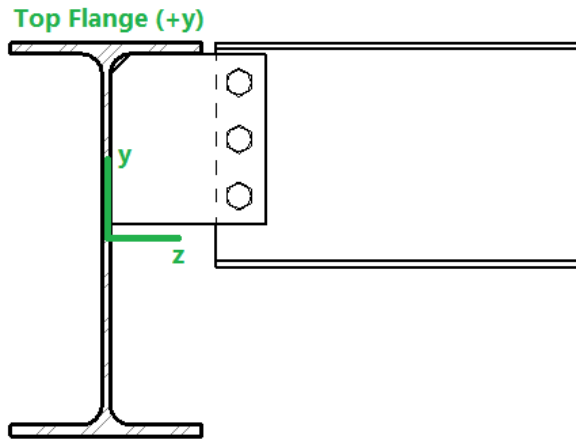
8.8.8.2 Bracing Near the Plastic Hinge

A brace is ostensibly required near the plastic hinge by AISC 358. However, in most building conditions this requirement is waived by

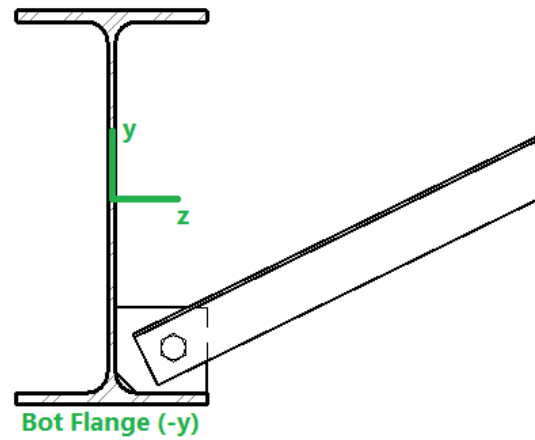
an exception that allows the torsional stabilizing effect of the composite slab to substitute for this discrete brace.

$$P_u = \frac{0.06 R_y Z F_y}{h_o} \quad (8.86)$$

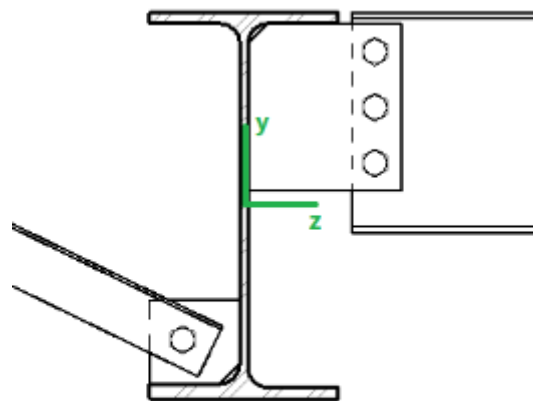
دقت داشته باشید، نیرویی که از رابطه فوق محاسبه می‌شود، جهت طراحی مهار جانبی در نقاطی می‌باشد که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، از جمله در نزدیکی اتصال تیر به ستون، در محلهایی که تغییر ناگهانی مقطع تیر داریم و در نقاطی که بار متمرکز قابل توجهی وجود دارد.



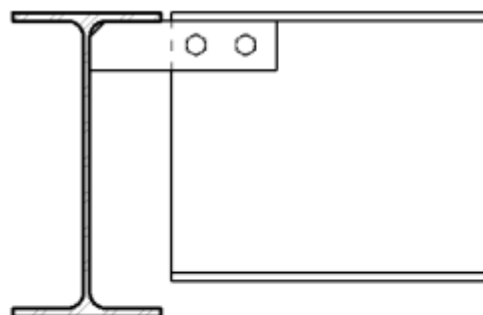
Lcomp-top Bracing prevents lateral movement of beam's top flange



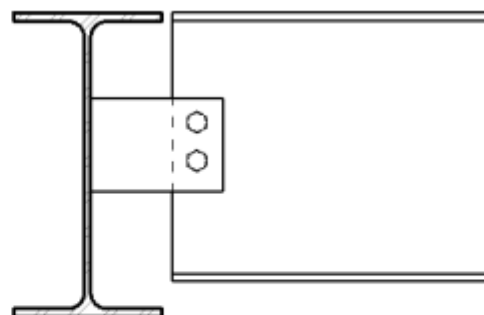
Lcomp-bot Bracing prevents lateral movement of beam's bottom flange



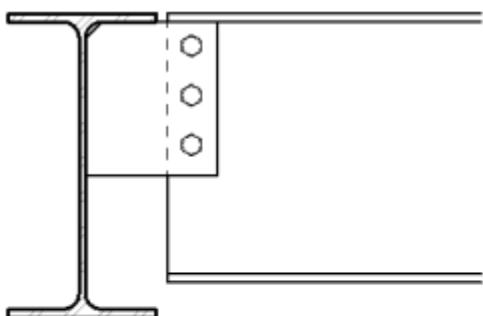
L-torque Bracing prevents beam from twisting about its own axis



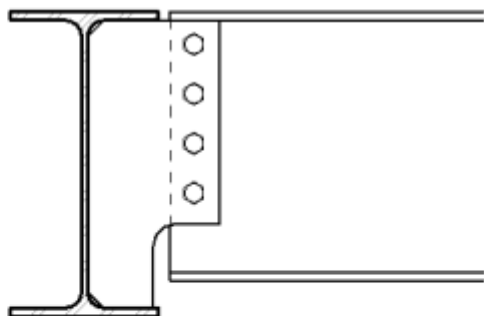
A) The beam is braced for $L_{comp-top}$ Only



B) The beam is braced for L_{byy} Only



C) The beam is braced for $L_{comp-top}$ and L_{byy}
 $L_{comp-top} = L_{byy}$



D) The beam is braced for L_{byy} ,
 $L_{comp-top}$ and $L_{comp-bot}$
 $L_{comp-top} = L_{byy}$
 $L_{comp-bot} = L_{byy}$

جهت محاسبه نیروی لازم جهت طراحی مهارهای جانبی در طول تیر از رابطه زیر استفاده می کنیم.

8.8.8.3 Bracing Along the Beam

$$P_{br} = \frac{0.02 M_r C_d}{h_o} \quad (8.89)$$

$$C_d = 1.0.$$

h_o = distance between flange centroids, in. (mm)

$$M_r = R_y F_y Z$$

$$M_r = 1.15 \times 2400 \times 2014 = 5558640 \text{ Kg.cm}$$

$$P_{br} = \frac{0.02 \times 5558640}{43 - 1.5} = 2679 \text{ Kg}$$

همچنین حداکثر طول مهار نشده ما بین این مهارهای جانبی برابر خواهد شد با ؛

$$L_b \leq \frac{0.086 r_y E}{F_y} \quad (8.91)$$

$$L_b \leq \frac{0.086 \times 5.8 \times 2050000}{2400} = 423 \text{ cm}$$

با توجه به اینکه طول تیر ۸ متر میباشد، یک مهار جانبی در میانه تیر نیاز خواهیم داشت.


حداقل برای تیرهای که از هیچ سمت تیر تو دلی ندارند نیاز به این مهارهای جانبی خواهیم داشت. البته ارجح این هست که این مهارها از ۲ سمت تأمین شوند.

Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	PG1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.8444
<input type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.

OK

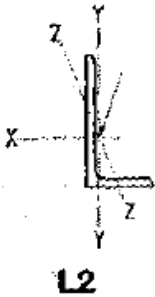
Cancel



Section Name		PG1	
Properties			
Cross-section (axial) area	116.	Section modulus about 3 axis	1801.1212
Torsional constant	67.5804	Section modulus about 2 axis	312.7733
Moment of Inertia about 3 axis	39624.667	Plastic modulus about 3 axis	2014.
Moment of Inertia about 2 axis	3909.6667	Plastic modulus about 2 axis	479.
Shear area in 2 direction	44.	Radius of Gyration about 3 axis	18.4822
Shear area in 3 direction	62.5	Radius of Gyration about 2 axis	5.8055

در صورتی که جهت مهار بال تحتانی شاهتیر به تیرهای فرعی موازی با آن از یک نبشی تک L50X50X5 استفاده کنیم،
با توجه به طول آزاد نبشی و با کمک Aisc Construction Manual ظرفیت فشاری آن را مشخص می کنیم.

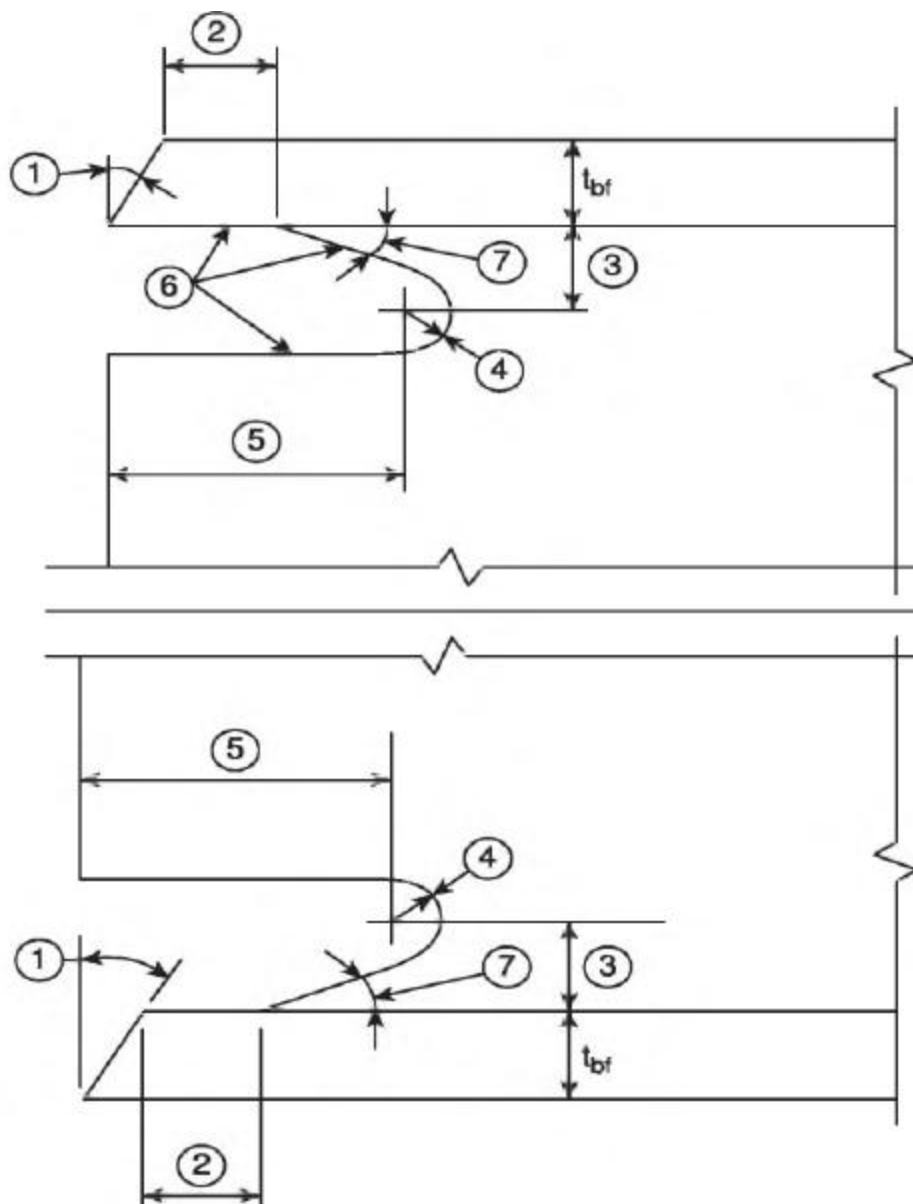
$$L = \sqrt{100^2 + 40^2} \approx 108 \text{ cm} \approx 3.6 \text{ ft} \cong 3 \text{ ft}$$

<div>  <div> Table 4-11 (continued) Available Strength in Axial Compression, kips Centrally Loaded Single Angles </div> <div> $F_y = 36 \text{ ksi}$ </div> </div>											
Shape		L2x2x ✓									
		3/8		5/16		1/4		3/16 ✓		1/8 ^c	
lb/ft		4.70		3.92		3.19		2.44		1.65	
Design		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		P_n/Ω_c	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD ✓	ASD	LRFD
r gyration, r_z	0	29.5	44.4	25.0	37.6	20.3	30.6	15.6	23.4	9.65	14.5
	1	28.1	42.2	23.8	35.7	19.3	29.1	14.8	22.2	9.23	13.9
	2	24.1	36.2	20.4	30.7	16.6	25.0	12.7	19.1	8.06	12.1
	3	18.7	28.1	15.8	23.8	12.9	19.4	9.92	14.9	6.43	9.66
	4	13.1	19.7	11.1	16.7	9.05	13.6	6.98	10.5	4.68	7.04
	5	8.52	12.8	7.22	10.8	5.90	8.87	4.56	6.86	3.13	4.71
	6	5.92	8.90	5.01	7.53	4.10	6.16	3.17	4.76	2.18	3.27

با توجه به طول به دست آمده و بر اساس مشخصات مقطع نبشی مورد نظر ظرفیت فشاری طراحی آن برابر خواهد شد
با ؛

$$\phi . P_{nc} = 14.9 \text{ Kips} = \{14.9 \times 455 = 6780 \text{ Kg}\} > P_{br} = 2679 \text{ Kg OK}$$

همانطور که ملاحظه می فرمایید ظرفیت مقطع از نیروی موجود خیلی بیشتر است و حتی می توان از یک مقطع کوچکتر مثل $L40X40X4$ نیز استفاده نمود. البته جداول موجود این مقطع را پوشش نمی دهد که اینصورت طراح باید به صورت تحلیلی ظرفیت آن را تعیین نماید که البته روند طراحی آن نسبتاً طولانی میباشد.



Notes:

1. Bevel as required for the WPS.
2. t_{bf} or 1/2 in [12 mm], whichever is larger (plus 1/2 t_{bf} , or minus 1/4 t_{bf}).
3. The minimum dimension shall be 3/4 t_{bf} , or 3/4 in [20 mm], whichever is greater. The maximum dimension shall be t_{bf} (+1/4 in [6 mm]).
4. 3/8 in [10 mm] minimum radius (–0, +unlimited).
5. 3 t_{bf} ($\pm 1/2$ in [12 mm]).
6. See 6.10.2.1 for surface roughness requirements.
7. Tolerances shall not accumulate to the extent that the angle of the access hole cut to the flange surface exceeds 25°.

FIGURE 8.46 AWS D.18 Alternate Geometry for Beam-Flange Weld Access Hole Detail—surface roughness requirements of 500 μ in (13 μ mm) per clause 6.10.2.1. (AWS D1.8/D1.8M:2009, Figure 6.2; *Reproduced with permission of the American Welding Society [AWS], Miami, Florida.*)

بررسی لزوم به کار گیری سوراخ دسترسی و ورق اتصال جان

اغلب مراجع به لزوم به کارگیری سوراخ دسترسی و ورق اتصال جان تاکید دارند.

در همین رابطه نظر ۲ تن از اساتید در زمینه طراحی سازه های فولادی را جویا شدم.

✓ مهندس صمد آقازاده از طراحان با تجربه و خبره در زمینه سازه های فولادی اعتقاد دارند در صورتی که جوش این اتصال به تیر تماماً در کارخانه انجام شده باشد لزومی به استفاده از ورق اتصال جان نمیباشد. (کدهای زاپنی بر این عقیده هستند).

✓ دکتر علیرضا رضاییان از اساتید برجسته در زمینه طراحی سازه های فولادی بر این عقیده هستند که استفاده از ورق اتصال جان الزامی است، چرا که طراحی اتصالات ما بر اساس استانداردهای آمریکایی بوده و جزء لاینفک اتصال میباشد.

به عنوان جمع بندی اگر به دیتایلهای ارائه شده دقت بفرمایید ورق اتصال جان دارای یک سری پیچ جهت مونتاژ و انجام جوش کارگاهی میباشد و نوع جوش ورق اتصال به جان تیر هم با علامت جوش کارگاهی مشخص شده است. در نهایت می توان نتیجه گرفت هر ۲ روش صحیح بوده و نظر هر ۲ بزرگوار قابل احترام میباشد. البته تقریباً تمام مراجع در لزوم به کار گیری سوراخ دسترسی تاکید دارند.

Because of the presence of the root weld between the flanges, the web welds induce tension in the vertical plane (noted 1* on the triaxial stress diagram in Figure 2.18a), but the weld-access hole can effectively reduce these residual stresses.

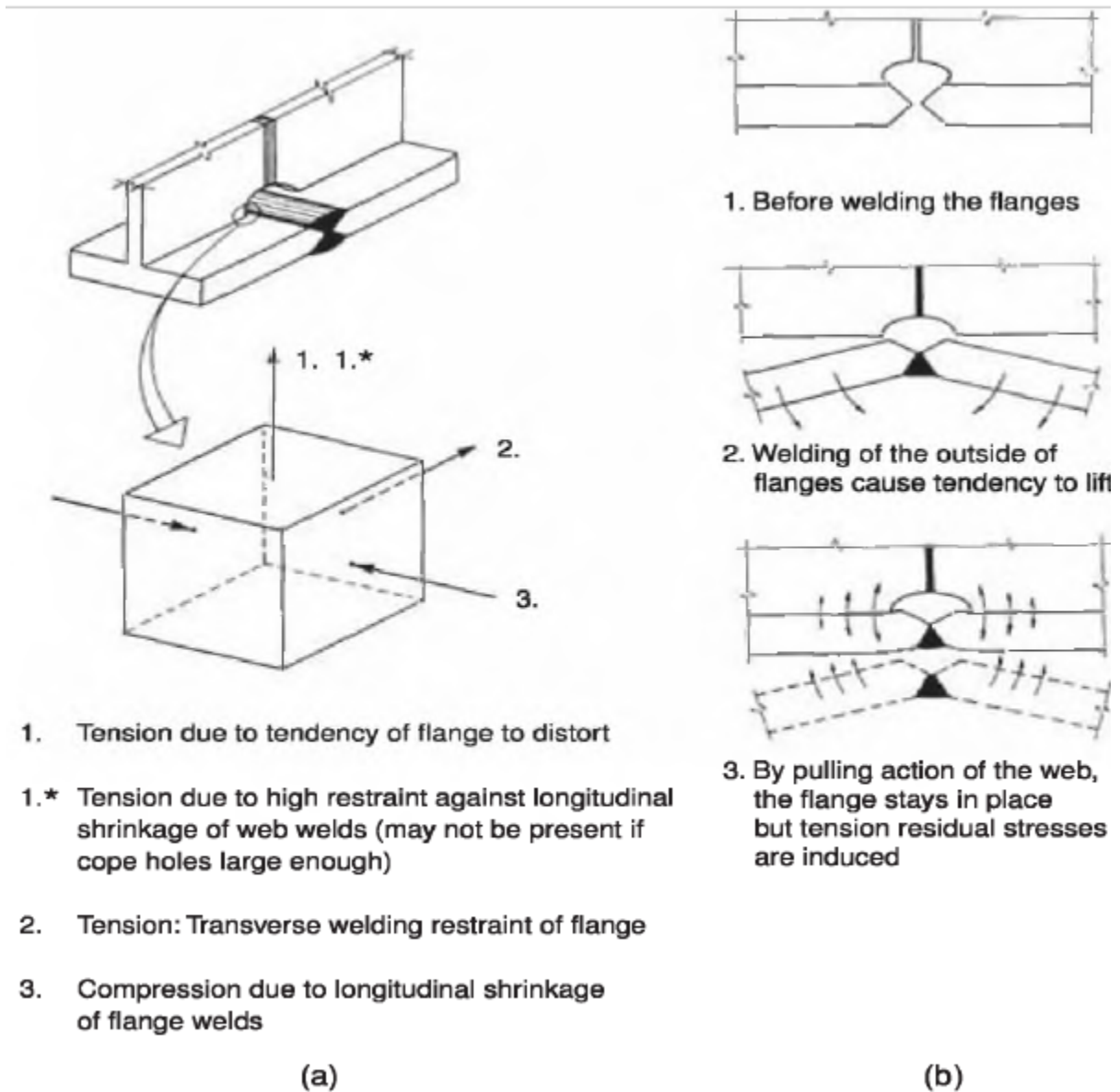


FIGURE 2.18 Qualitative illustration of: (a) triaxial state of stress at the point of cracking initiation, and (b) effect of weld shrinkage on internal stresses. (Bruneau and Mahin 1987.)

۱۰-۳-۵-۴ الزامات طراحی لرزه‌ای وصله تیرها

وصله تیرهای باربر جانبی باید الزامات لرزه‌ای زیر را تأمین کنند.

الف) وصله تیرها باید خارج از ناحیه حفاظت‌شده دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در صورت استفاده از وصله مستقیم، وصله باید با جوش نفوذی کامل صورت گیرد. در این‌گونه

موارد ارجح است محل وصله بال‌ها و محل وصله جان در یک مقطع صورت نگیرد.

پ) در وصله مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت - که در بال یا جان تیرها به کار

می‌روند - تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر

۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

ت) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) وصله‌های غیرمستقیم باید برابر مقاومت خمشی طراحی

($\phi_b M_p$) عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده در نظر گرفته شود.

ث) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) وصله‌های غیرمستقیم نباید از یکی از سه مقدار (۱)، (۲) و (۳)

این بند کمتر در نظر گرفته شود.

(۱) بیشترین برش حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در محل وصله

(۲) نیروی برشی در محل وصله که باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب‌داری

که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$ در محل‌های

تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود.

(۳) مقاومت برشی طراحی عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده

که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک.

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده مصالح تیر.

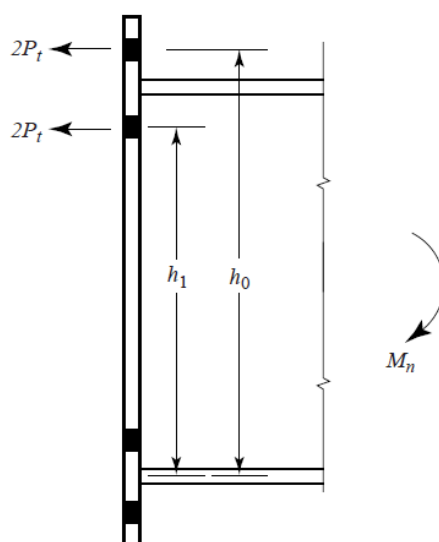
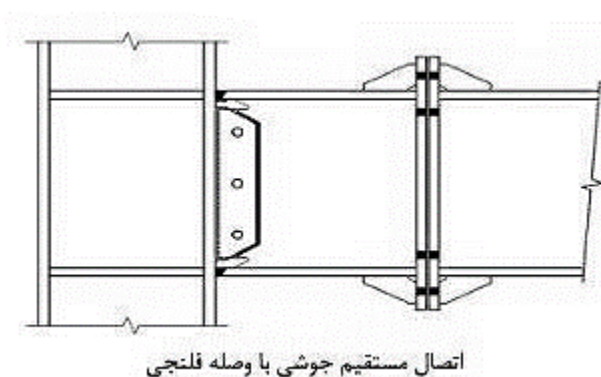
C_{pr} - ضریبی است که در برگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیده‌های موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبه حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به کار گرفته می‌شود. به جز در موردی که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$1/1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1/2 \quad (10-3-5-2)$$

که در آن:

F_y - تنش تسلیم فولاد تیر

F_u - تنش کششی نهائی فولاد تیر



where

M_u = required moment strength

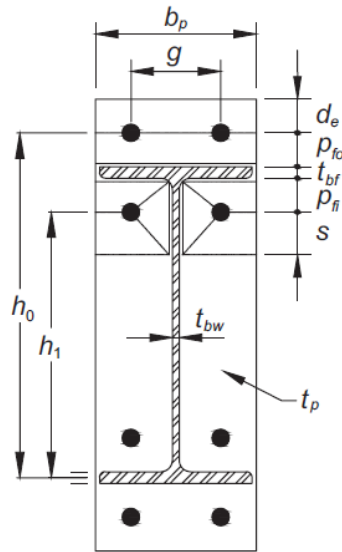
h_0 = distance from center of beam compression flange to center of outer row of bolts on the tension side

h_1 = distance from center of compression flange to center of inner row of bolts

$\phi = 0.75$

Equation 8.10 can be solved for the required bolt diameter.

$$d_b = \sqrt{\frac{2M_u}{\pi\phi F_t(h_0 + h_1)}} \quad (8.11)$$



For a four-bolt unstiffened extended end plate, the yield-line mechanism parameter is given in AISC Design Guide 4 as

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s)] \quad (8.14)$$

where

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad (\text{if } p_{fi} > s, \text{ use } p_{fi} = s)$$

To ensure thick-plate behavior (no prying action), use 90% of the strength given by Equation 8.13 to match the moment strength provided by the bolts (ϕM_n from Equation 8.12).

$$0.90 \phi_b F_y t_p^2 Y_p = \phi M_n$$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_n}{\phi_b F_y Y_p}} \quad (8.15)$$

در صورتی که پارامترهای زیر را به شرح زیر در نظر بگیریم خواهیم داشت ؛

$$P_{fi} = P_{fo} = d_e = 6 \text{ cm}$$

$$b_p = b_{bf} = 30 \text{ cm}$$

$$g = \frac{b_p}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

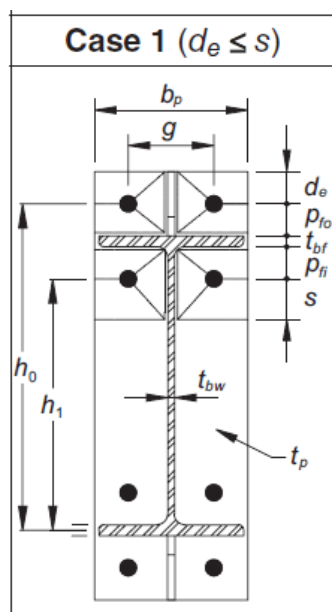
$$s = \frac{\sqrt{30 \times 15}}{2} = 10.6 \text{ cm}$$

$$Y_p = \frac{30}{2} \left\{ (41.5 - 6) \times \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{6} \right) + (41.5 + 6) \times \left(\frac{1}{6} \right) - \frac{1}{2} \right\} + \frac{2}{15} \{ (41.5 - 6) \times (6 + 10.6) \} = 367 \text{ cm}$$

$$\phi \times M_n = \phi \times Z_x \times F_y = 0.9 \times 2014 \times 2400 = 4350240 \text{ Kg.cm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \times 4350240}{0.9 \times 2400 \times 367}} = 2.46 \text{ cm} \rightarrow \text{use 25mm End plate}$$

در صورت استفاده از سخت کننده رابطه محاسبه پارامتر Y_p مقداری متفاوت بوده که مقدار بالاتری را خواهد داد و نتیجتاً ضخامت ورق انتهایی قدری کاهش خواهد یافت.



$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{to}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{to})]$$

$$Y_p = \frac{30}{2} \left\{ (41.5 - 6) \times \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{6} \right) + (41.5 + 6) \times \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{2 \times 10.6} \right) \right\} + \frac{2}{15} \{ (41.5 - 6) \times (6 + 10.6) + (41.5 + 6) \times (6 + 6) \} = 485 \text{ cm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \times 4350240}{0.9 \times 2400 \times 485}} = 2.14 \text{ cm}$$

در صورت استفاده از پیچهایی از رده 8.8 خواهیم داشت.

$$d_b = \sqrt{\frac{2 \times 4350240}{3.14 \times 0.75 \times (0.75 \times 8000) \times \{ (41.5 - 6) + (41.5 + 6) \}}} \approx 2.4 \text{ cm}$$

۱۰-۲-۶-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده (با سخت کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (۱۰-۶-۲)$$

که در آن:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

$$A_w = \text{مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)}$$

$$C_v = \text{ضریب برشی جان به شرح زیر:}$$

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

$$\text{ب-۱) برای } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1}{1} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} :$$

$$C_v = 1$$

$$(۱۰-۶-۳)$$

$$\phi \cdot V_n = 1 \times 0.6 \times 2400 \times (40 \times 1) \times 1 = 57600 \text{ Kg}$$

Step 11. The bolt shear rupture strength of the connection is provided by the bolts at one (compression) flange; thus

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b \quad (6.8-11)$$

where

A_b = nominal gross area of bolt, in.² (mm²)

F_{nv} = nominal shear strength of bolt from the AISC Specification, ksi (MPa)

V_u = shear force at end of the beam, kips (N), given by Equation 6.8-2

n_b = number of bolts at compression flange

= 4 for 4E and 4ES connections

= 8 for 8ES connections

$$n_b = \frac{57600}{0.75 \times 0.45 \times 8000 \times \left(\frac{\pi \times 2.4^2}{4} \right)} \approx 4.7 \nless 4$$

همانطور که ملاحظه می فرمایید در این حالت تعداد پیچها کافی نمی باشد، بنابراین از بند ۲ جهت تعیین برش مورد نیاز استفاده می کنیم.

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

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نوردشده
۱/۲۰	سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

$$V_{pr} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2}$$

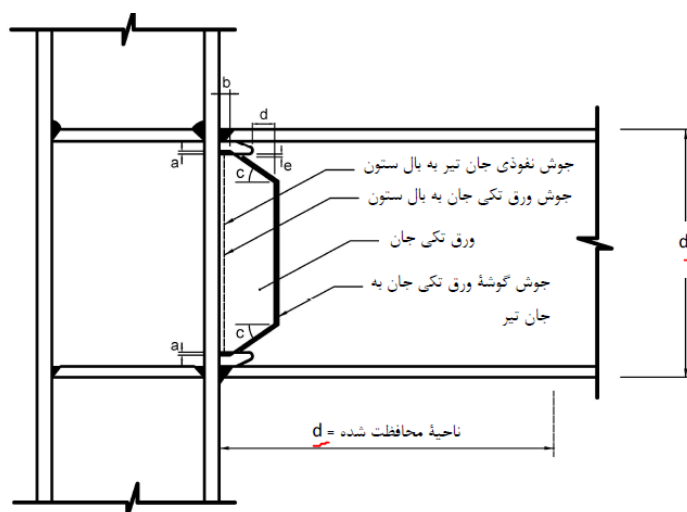
$$M_{pr} = 1.4 \times 1.15 \times 2400 \times 2014 = 7782096 \text{ Kg.cm}$$

در این نوع اتصال محل تشکیل مفصل پلاستیک بر ستون می‌باشد. بنابراین S_h برابر با صفر خواهد بود.

$$L_h = 800 - 44 = 756 \text{ cm}$$

$$V_{pr} = \frac{2 \times 7782096}{756} + \left(\frac{1.2 \times \{4 \times (250 + 350)\} + (0.5 \times 4 \times 200)}{2} \right) \times 7.56 = 32985 \text{ Kg}$$

$$n_b = \frac{32985}{0.75 \times 0.45 \times 8000 \times \left(\frac{\pi \times 2.4^2}{4} \right)} \approx 2.7 < 4 \text{ OK}$$



شکل ۱۰-۳-۱ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

با توجه به شکل فوق طول دستک (فاصله وصله از بر ستون) را برابر با ۶۰ سانتیمتر در نظر می گیریم.

۱۰-۳-۱۱-۲ تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها

مقاومت‌های طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند.

✓ الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1/4 F_{cre} A_g$ می‌باشد.

✓ ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1/4 F_{cre} A_g \times 0.3$ می‌باشد.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱.

F_y = تنش تسلیم فولاد مهاربندی.

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی.

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن بجای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد.

Determine the assumed force in the tension brace

$$P_t = R_y F_y A_g$$

(Provisions 13.4a(1a))

$$P_t = R_y \times F_y \times A_g = 1.25 \times 2400 \times 52 = 124800 \text{ Kg}$$

Determine the assumed force in the compression brace

Section Name		20x20x10	
Properties			
Cross-section (axial) area	52.	Section modulus about 3 axis	210.4762
Torsional constant	2197.	Section modulus about 2 axis	210.4762
Moment of Inertia about 3 axis	1473.3333	Plastic modulus about 3 axis	254.
Moment of Inertia about 2 axis	1473.3333	Plastic modulus about 2 axis	254.
Shear area in 2 direction	28.	Radius of Gyration about 3 axis	5.3229
Shear area in 3 direction	28.	Radius of Gyration about 2 axis	5.3229

$$\lambda_{max} = \frac{Kl}{r_{min}} \quad \text{that} \quad r_{min} = 5.32 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{max} = \frac{1 \times 500}{5.32} \approx 94 < 200 \text{ OK}$$

ث) ضریب لاغری (KL/r) مهاربندهای فشاری در قاب‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ و ۸)، نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.

هرچند آیین نامه در حال حاضر حد پایینی برای لاغری مهاربند در نظر نگرفته اما تحقیقات اخیر توسط Tremblay و دیگران نشان می دهد، لاغری کمتر از ۷۰ می تواند موجب کاهش شکل پذیر شود. (به دلیل اینکه از کمانش الاستیک و کنترل شده مهاربند که بخشی از مکانیزم رفتاری این سیستم میباشد جلوگیری به عمل می آورد.) به عبارت دیگر می توان گفت گاهی اوقات کار از محکم کاری عیب می کند.

$$F_{cre} = \left[0.658 \frac{R_y F_y}{F_e} \right] \cdot R_y \times F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{(94)^2} = 2276 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cre} = \left[0.658 \frac{1.15 \times 2400}{2276} \right] \times (1.15 \times 2400) = 1661 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.14 \times F_{cre} \times A_g = 1.14 \times 1661 \times 52 = 98464 \text{ Kg}$$

$$0.3 \times (1.14 \times F_{cre} \times A_g) = 0.3 \times 1.14 \times 1661 \times 52 = 29539 \text{ Kg}$$

Determine the unbalanced vertical load on the beam, Q_b

The vertical components of P_t and P_c are

Therefore,

$$Q_b = P_{ty} - P_{cy}$$

$$Q_{b1} = \frac{3}{5} \times (98464 - 124800) = -15802 \text{ Kg} \downarrow$$

$$Q_{b2} = \frac{3}{5} \times (29539 - 124800) = -57157 \text{ Kg} \downarrow$$

Determine the axial force in the beam

The horizontal components of P_t and P_c are

Assuming that the unbalanced force is shared equally,

$$P_u = \frac{P_{tx} + P_{cx}}{2}$$

$$P_{cx1} = \frac{4}{5} \times 98464 = 78771 \text{ Kg} \rightarrow$$

$$P_{cx2} = \frac{4}{5} \times 29539 = 23631 \text{ Kg} \rightarrow$$

$$P_{tx} = \frac{4}{5} \times 124800 = 99840 \text{ Kg} \rightarrow$$

$$P_{u1} = \frac{99840 + 78771}{2} = 89306 \text{ Kg}$$

$$P_{u2} = \frac{99840 + 23631}{2} = 61736 \text{ Kg}$$

علاوه بر نیروهای متمرکز ناشی از اعضای فشاری کششی مهاربندها اثر بارهای ثقلی گسترده ثقلی نیز بایستی به صورت همزمان در نظر گرفته شود.

$$P_{br} = 0.02 M_{rx} \frac{C_d}{h_o}$$

با استفاده از رابطه زیر و بر اساس ضخامت جداره مقطع قوطی مهاربند، حداکثر ساق جوش قابل استفاده جهت اتصال مهاربند به گاست پلست را تعیین میکنیم.

$$t_{min} = \frac{0.60 F_{EXX} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \left(\frac{D}{16} \right)}{0.6 F_u} \quad (9-2)$$

$$= \frac{3.09 D}{F_u}$$

در صورت بازنویسی رابطه فوق خواهیم داشت ؛

$$D_{max} = \frac{F_u \times t_{wall}}{0.707 \times F_e}$$

به عنوان مثال برای فولادی st-37 و الکتروود E-60 و برای ضخامت جداره ۱ سانتیمتر خواهیم داشت ؛

$$D_{max} = \frac{3700 \times 1}{0.707 \times 4200} = 1.24 \text{ cm} \rightarrow \text{use } 4 \times 10 \text{ mm fillet weld}$$

۱۰-۳-۱۱ اتصال مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها، شامل اتصال تیر به ستون اگر بخشی از سیستم مهاربندی باشد، باید به شرح زیر در نظر گرفته شوند.

✓ الف) مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید حداقل برابر $R_y F_y A_g$ باشد.

✓ ب) مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید حداقل $1/1 F_{cre} A_g$ باشد.

ظرفیت برشی هر سانتیمتر طول جوش گوشه با فرض استفاده از الکتروود E60 و بازرسی چشمی جوش در محل ؛

$$\phi R_n = 0.75(0.707 w F_{nw})$$

$$\phi . R_n = 0.75 \times 0.707 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \approx 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_t = R_y \times F_y \times A_g = 1.25 \times 2400 \times 52 = 124800 \text{ Kg} \checkmark$$

$$1.14 \times F_{cre} \times A_g = 1.14 \times 1661 \times 52 = 98464 \text{ Kg}$$

بنابراین حداقل طول جوش لازم جهت اتصال مهاربند به گاست پلست برابر خواهد شد با ؛

$$l_{weld} = \frac{124800}{4 \times 1000} = 31.2 \text{ cm} \rightarrow \{4 \times 32\} \text{ weld line}$$

The minimum gusset plate thickness required to develop the force delivered by the welds is,

$$t_{min} = \frac{P_u}{2\phi(0.6F_{ug})L}$$

$$t_{min} = \frac{124800}{2 \times 0.75 \times 0.6 \times 3700 \times 32} = 1.17 \rightarrow \text{use 12 mm plate}$$

البته ضخامت فوق اولیه بوده و ممکن است در ادامه به ضخامت بیشتری جهت ورق گاست نیاز داشته باشیم.

Check shear lag of brace

Per Seismic Provisions Section 13.2b and Section 6.2,

$$\phi R_t F_u A_e \geq R_y F_y A_g$$

$$R_t = 1.2$$

(Table I-6-1)

$$\{A_{e, req} = \frac{124800}{0.75 \times 1.2 \times 3700} \approx 38 \text{ cm}^2\} < \{A_g = 52 \text{ cm}^2\}$$

Since $A_{e, req'd} > A_g$, net section reinforcement is required. There are many ways that the net section could be reinforced. These include, but are not limited to, rods, bars, plates, rolled shapes, etc.

همانطور که در متن فوق اشاره شده در صورتی که مقدار A_e مورد نیاز بیشتر از A_g باشد، در محل اتصال عضو مهاربند به ورق گاست نیاز به سخت کننده خواهیم داشت.


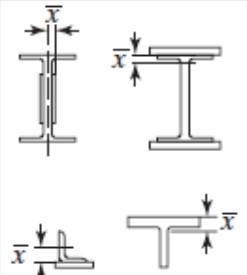

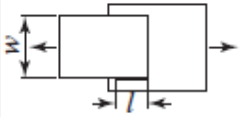
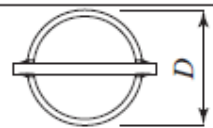
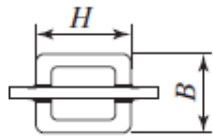
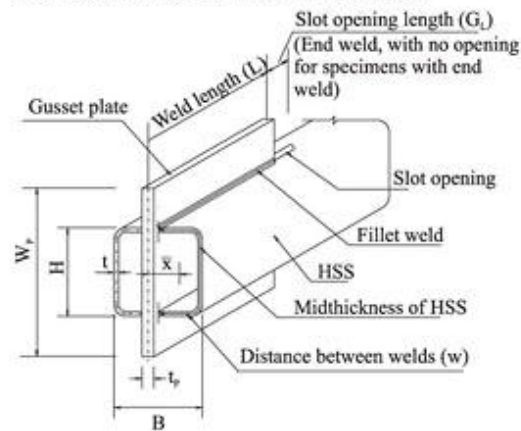
Case	Description of Element		Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).		$U = 1.0$	
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds or by longitudinal welds in combination with transverse welds. (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used. For angles, Case 8 may be used.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.		$U = 1.0$ and A_n = area of the directly connected elements	
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Rectangular HSS	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	

Fig. 1. Slotted hollow structural section (HSS) connection with a gusset plate (shown for a specimen with no end weld).



$$\bar{x} = \frac{14^2 + 2 \times 7 \times 7}{4(7 + 7)} = 5.25 \text{ cm}$$

$$U = 1 - \frac{5.25}{32} \approx 0.84$$

$$A_e = A_n U \quad \text{(Specification D3-1)}$$

$$A_n = A_g - 2 \times \{t_{gp} + 0.3 \text{ cm}\} \times t_{wall}$$

$$A_n = 52 - 2 \times \{1.2 + 0.3\} \times 1 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 49 \times 0.84 = 41.16 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi R_t F_u A_e$$

(Specification D2-2)

$$0.75 \times 1.2 \times 3700 \times 41.16 = 137063 \text{ Kg} > (R_y \times F_y \times A_g = 1.25 \times 2400 \times 52 = 124800 \text{ Kg}) \text{ OK}$$

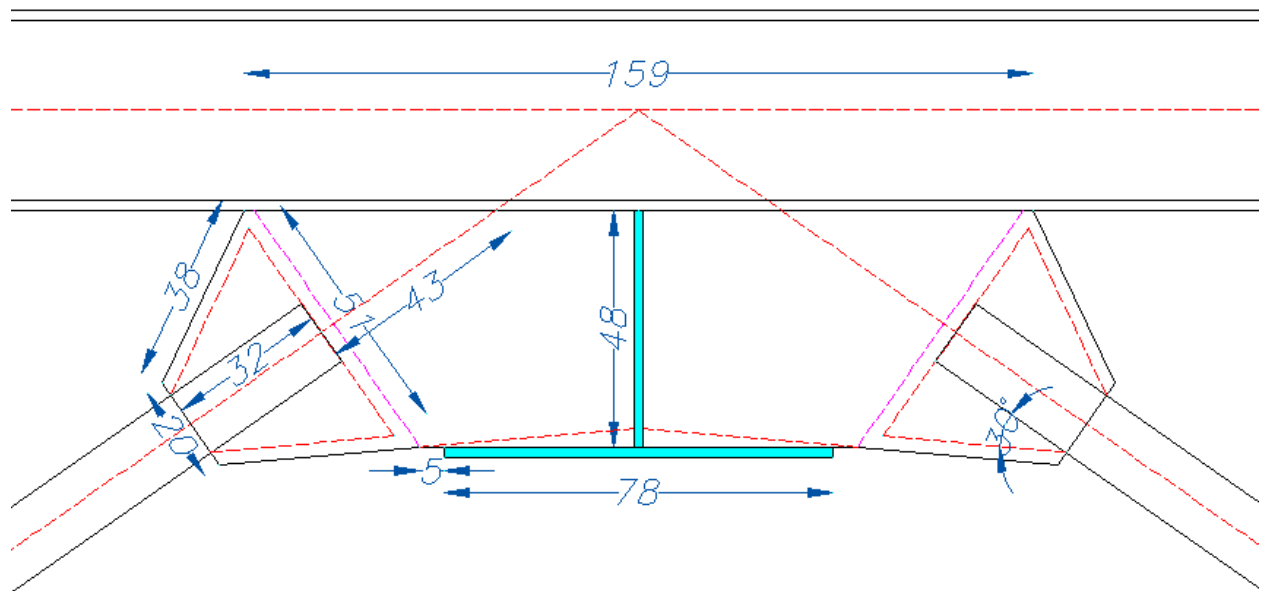
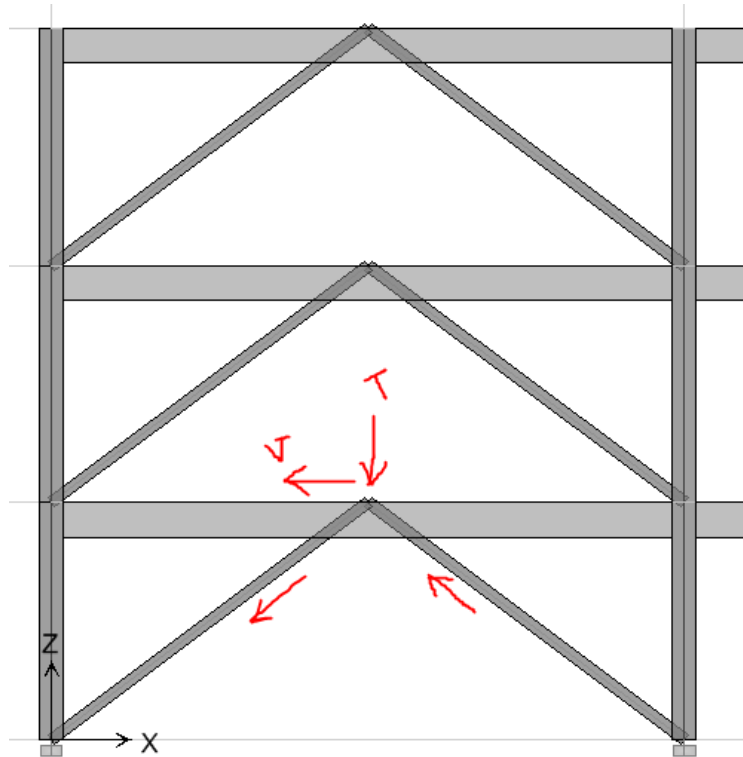
$$\frac{U \times A_e}{A_g} = \frac{41.16}{52} = 0.79$$

Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	20X20X10
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.]
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
<input type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.

$$\frac{U \times A_n}{A_g}$$

↑



Determine the forces at the gusset/beam interface

$$P_t = R_y \times F_y \times A_g = 1.25 \times 2400 \times 52 = 124800 \text{ Kg}$$

$$1.14 \times F_{cre} \times A_g = 1.14 \times 1661 \times 52 = 98464 \text{ Kg}$$

$$T = \frac{3}{5} \times (-124800 + 98464) = -15802 \text{ Kg} \downarrow$$

$$V = \frac{4}{5} \times (-124800 - 98464) = -223264 \text{ Kg} \leftarrow$$

حالت دوم

$$P_t = R_y \times F_y \times A_g = 1.25 \times 2400 \times 52 = 124800 \text{ Kg}$$

$$0.3 \times (1.14 \times F_{cre} \times A_g) = 1.14 \times 1661 \times 52 = 29539 \text{ Kg}$$

$$T = \frac{3}{5} \times (-124800 + 29539) = -57157 \text{ Kg} \downarrow$$

$$V = \frac{4}{5} \times (-124800 - 29539) = -154339 \text{ Kg} \leftarrow$$

از مقایسه مقادیر فوق مشخص می شود حالت اول بحرانی بوده و طراحی ورق گاست میانی را بر این اساس انجام می دهیم.

$$T = \frac{3}{5} \times (-124800 + 98464) = -15802 \text{ Kg} \downarrow$$

$$V = \frac{4}{5} \times (-124800 - 98464) = -223264 \text{ Kg} \leftarrow$$

$$M = V \left(\frac{d_b}{2} \right)$$

$$M = 223264 \times \left(\frac{43}{2} \right) = 4800176 \text{ Kg.cm}$$

برش افقی فوق با توجه به اینکه نسبت به بال تحتانی تیر به اندازه نصف عمق تیر خروج از مرکزیت دارد، ایجاد یک لنگر نیز خواهد کرد.

Design the weld at the gusset/beam interface

اساس مقطع الاستیک خط جوش افقی ورق گاست به بال تحتانی تیر با فرض ساق جوش واحد برابر خواهد شد با ؛

$$S_w = \frac{l^2}{6}$$

$$S_w = \frac{159^2}{6} = 4214 \text{ cm}^3$$

$$f_v = \frac{V}{l}$$

$$f_v = \frac{223264}{159} = 1404 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_a = \frac{T}{l}$$

$$f_a = \frac{15802}{159} = 99 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_b = \frac{M}{S_w}$$

$$f_b = \frac{4800176}{4214} = 1139 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{peak} = \sqrt{f_v^2 + (f_a + f_b)^2}$$

$$f_{peak} = \sqrt{1404^2 + (99 + 1139)^2} = 1872 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

با توجه به مقدار تنش فوق ساق جوش مورد نیاز جهت اتصال ورق گاست به بال تحتانی تیر و با فرض استفاده از ۲ خط جوش برابر خواهد شد با ؛

$$D_{weld} = \frac{1872}{2(1000)} = 0.936 \rightarrow \text{use 10 mm fillet weld double side}$$

Check compression buckling of gusset plate

شعاع ژیراسیون حداقل ورق گاست با فرض اولیه ضخامت ۱۲ میلی متر برابر خواهد شد با ؛

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

$$r = \frac{1.2}{\sqrt{12}} \approx 0.35 \text{ cm}$$

With $K = 1.2$ and the average buckling length

$$\lambda_{max} = \frac{Kl}{r_{min}}$$

$$\rightarrow \lambda_{max} = \frac{1.2 \times 43}{0.35} \approx 147$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] \times F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{(147)^2} = 930 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{930}} \right] \times (2400) = 815 \text{ Kg/cm}^2$$

The Whitmore width is,

$$L_w = 2l_w \tan 30 + D$$

$$L_w = 2 \times 32 \times 0.577 + 14 \approx 51 \text{ cm}$$

$$\{F_{cr} \times A_g = 815 \times (51 \times 1.2) = 49878 \text{ Kg}\} \neq 98464 \text{ Kg N. G}$$

همانطور که ملاحظه می فرمایید ضخامت ورق گاست مناسب نمی باشد، بنابراین ضخامت ورق را به ۱۵ میلی متر افزایش می دهیم.

$$r = \frac{1.5}{\sqrt{12}} \approx 0.433 \text{ cm}$$

$$\lambda_{max} = \frac{Kl}{r_{min}}$$

$$\rightarrow \lambda_{max} = \frac{1.2 \times 43}{0.433} \approx 119$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] \times F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{(119)^2} = 1422 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{1422}} \right] \times (2400) = 1184 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\{F_{cr} \times A_g = 1184 \times (51 \times 1.5) = 90590 \text{ Kg}\} \cong 98464 \text{ Kg OK}$$

با اندکی اغماض ضخامت ۱۵ میلی را برای ورق گاست می پذیریم.

Check tension yielding of gusset

$$\phi R_n = \phi F_y A_g$$

$$0.9 \times 2400 \times (51 \times 1.5) = 165240 \text{ Kg} > 124800 \text{ Kg OK}$$

Check beam web local yielding

The maximum compressive load per unit length of the gusset is,

$$f_c = f_b + f_a$$

$$f_c = 1139 + 99 = 1238 \frac{Kg}{cm^2}$$

The maximum tensile load per unit length of the gusset is,

$$f_t = f_b - f_a$$

$$f_t = 1139 - 99 = 1040 \frac{Kg}{cm^2}$$

The length of gusset subjected to tensile stresses is,

$$L_t = \left(\frac{f_t}{f_t + f_c} \right) (L_g)$$

$$L_t = \left(\frac{1040}{1040 + 1238} \right) \times 159 = 73 \text{ cm}$$

The resultant tensile force is,

$$R_u = \frac{1}{2} L_t f_t$$

$$R_u = \frac{73 \times 1040}{2} = 37960 \text{ Kg}$$

With the tensile force applied $> d_b$ from the beam end,

$$R_n = (5k + N) F_{yw} t_w \quad \text{(Specification J10-2)}$$

$$\{\phi \times R_n = 1 \times (5 \times (1.5 + 0.6) + 73) \times 2400 \times 1 = 200400 \text{ Kg}\} > 37960 \text{ Kg OK}$$

Note that a quick check could have been made by comparing the gusset design tensile strength per unit length with the peak tensile load per unit length,

$$\phi F_{yw} t_w$$

$$0.9 \times 2400 \times 1 = 2160 \frac{Kg}{cm^2} > 1040 \frac{Kg}{cm^2} \text{ OK}$$

A similar check for the compressive force shows that the design strength is greater than the required strength.

Check beam web crippling

The resultant compressive force is,

$$R_u = \frac{1}{2} (L_g - L_t) f_c$$

$$R_u = \left(\frac{159 - 73}{2} \right) \times 1238 = 53234 \text{ Kg}$$

$$N = 159 - 73 = 86 \text{ cm}$$

With the compressive force applied $> d_b/2$ from the beam end,

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (\text{Specification J10-4})$$

$$\left\{ \phi \times R_n = 0.75 \times 0.8 \times 1^2 \times \left\{ 1 + 3 \left(\frac{86}{43} \right) \left(\frac{1}{1.5} \right)^{1.5} \right\} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6 \times 2400 \times 1.5}{1}} = 219349 \text{ Kg} \right\} > 53234 \text{ Kg OK}$$

Check free-edge buckling of gusset plate

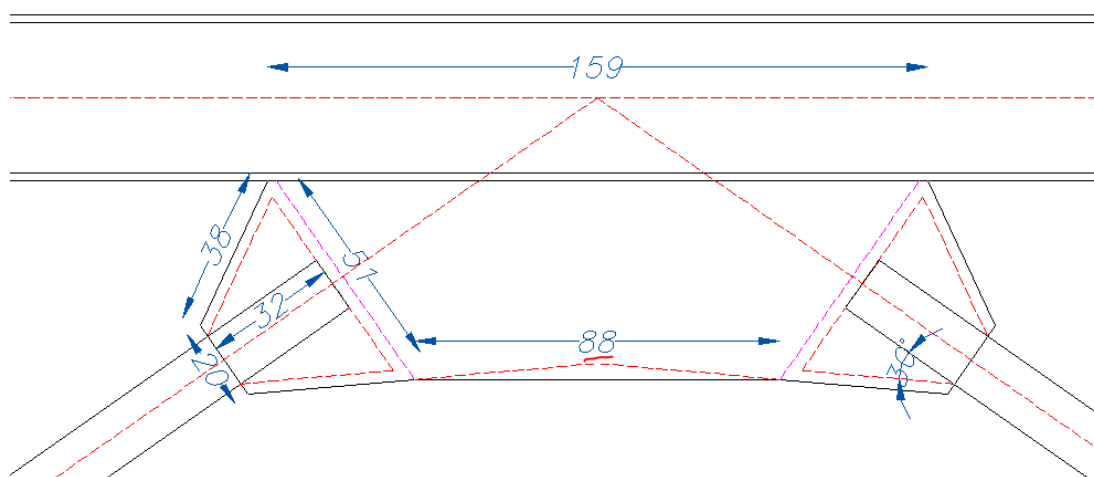
To prevent edge buckling of the gusset plate the maximum free-edge length is,

$$L_{fg\max} = 0.75t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Astaneh, 1998})$$

$$L_{fg\max} = 0.75 \times 1.5 \times \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2400}} = 33 \text{ cm}$$

$$L_{fg} = \frac{l_w}{\cos 30^\circ} \approx 38 \text{ cm} \nlessgtr L_{fg\max} = 33 \text{ cm N.G}$$

همچنین فاصله آزاد افقی ۲ خط آزاد کمانش حد فاصل ۲ عضو مهار نیز بایستی کنترل شود. با



در صورت استفاده از یک سخت کننده این طول آزاد به ۴۳ سانتیمتر کاهش خواهد یافت اما همچنان بیش از مقدار مجاز میباشد. با توجه به این تفصیل در نهایت ضخامت ورق گاست میانی را برابر با ۲۰ میلی متر در نظر می گیریم.

