



بسم الله الرحمن الرحيم

طراحی لرزه ای ساختمان های فولادی به روش LRFD

مرفصلها:

- ۱- مقدمه ای به روش LRFD
- ۲- مقدمه ای به طرح لرزه ای سازه های فولادی
- ۳- سیستم های باربر جانبی فولادی

Concentrically Braced Frames
Eccentrically Braced Frames
Moment Resisting Frames
Plate Shear Walls
Dual System

- سیستم های مهاربندی هم محور
- سیستم های مهاربندی برون محور
- سیستم های قاب خمشی
- سیستم دیوار برشی فولادی
- سیستم های ترکیبی
- سایر سیستم ها

4- طراحی اجزا ساختمان (تیر-ستون-مهاربند ..) به روش LRFD

5- آشنایی با ضوابط طرح لرزه ای ساختمانهای فولادی به روش LRFD

آیین نامه های طراحی سازه های فولادی:

اصلی ترین و مهمترین آئین نامه ای که حاوی ضوابط طراحی سازه های فولادی در کشور ایالات متحده آمریکا است، آئین نامه **AISC: "American Institute of Steel Construction"** است. و در کشور ایران مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مجموعه ای است که به عنوان آئین نامه سازه های فولادی مورد استفاده مهندسان قرار می گیرد.

ANSI/AISC 360-05
An American National Standard

Specification for Structural Steel Buildings

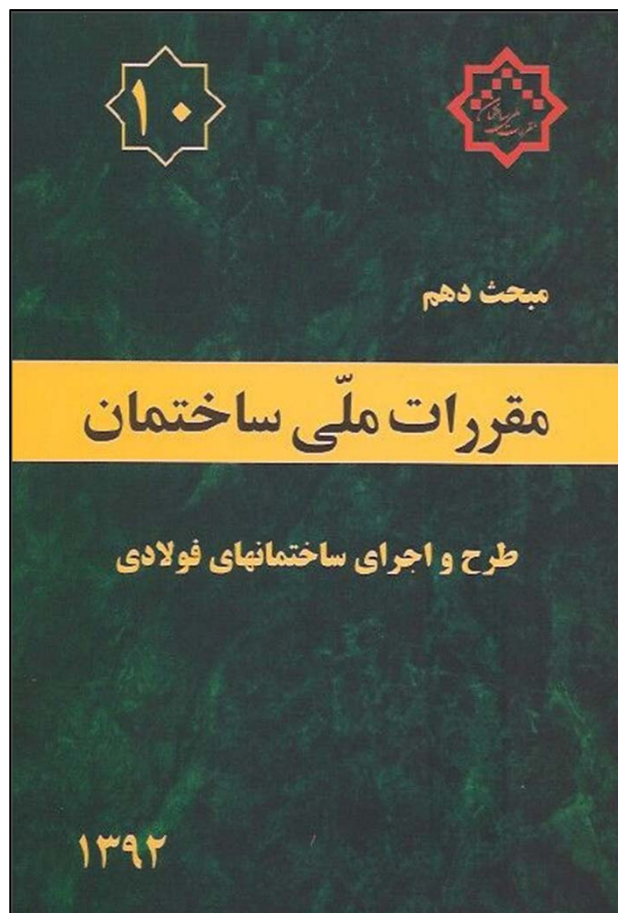
March 9, 2005

Supersedes the *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings* dated December 27, 1999, the *Specification for Structural Steel Buildings—Allowable Stress Design and Plastic Design* dated June 1, 1989, including Supplement No. 1, the *Specification for Allowable Stress Design of Single-Angle Members* dated June 1, 1989, the *Load and Resistance Factor Design Specification for Single-Angle Members* dated November 10, 2000, and the *Load and Resistance Factor Design Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections* dated November 10, 2000, and all previous versions of these specifications.

Approved by the AISC Committee on Specifications and issued by the AISC Board of Directors



AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.
One East Wacker Drive, Suite 700
Chicago, Illinois 60601-1802



2- روشهای طراحی

هدف از هر طراحی تولید يك سازه ایمن و اقتصادی است. اگر مقاومت سازه را با R و بارهای وارد بر آن را با Q نمایش دهیم، شرط ایمنی و اقتصادی این است که



$$Q = R$$

عدم قطعیت های طراحی:

- عدم توانایی در پیش بینی دقیق بارهای وارده به سازه
- مقاومت اعضای سازه و بارهای وارد بر آن طبیعت آماری داشته و به یقین نمی توان گفت که مقاومت مصالحی که از کارخانه بیرون میآید، چه مقدار است.
- در روشهایی که برای تحلیل سازه به کار می رود فرضیاتی وجود دارد در عمل و اجرا دقیقاً قابل تامین نمی باشند

$$\sum Y_i * Q_i = \Phi * R_n$$

که در Y_i ضرایب افزایش بار، Q_i بارهای وارد بر سازه Φ ضریب کاهش مقاومت R_n مقاومت اسمی عضو است.

انواع روش های طراحی:

$$\sum Q_i \leq \frac{\Phi * R_n}{\gamma_i} = \frac{R_n}{FS}$$

روش تنش مجاز:

$$R_U = \sum \gamma_i * Q_i$$

$$R_U \leq \Phi * R_n$$

روش ضرایب بار و تغییر مکان:

۱۰-۲-۱-۳-۴ طراحی در حالات حدی نهایی

در این حالت حدی، طراحی اعضای مختلف سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی طرح یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع، بزرگتر یا مساوی با تلاش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای ضریب‌دار وارد به‌سازه باشد:

$$\phi R_n \geq R_r \quad (10-2-1-3-4)$$

در رابطه فوق، R_n مقاومت نهایی اسمی عضو در مقطع مورد نظر و R_r تلاش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای ضریب‌دار است که مقاومت مورد نیاز نیز خوانده می‌شود. ϕ را ضریب تقلیل مقاومت و ϕR_n را مقاومت نهایی طرح نامند.

الف) مقاومت نهایی اسمی R_n

مقاومت نهایی اسمی R_n ، برای هر تلاش خاص، باید براساس مشخصات هندسی مقطع، رفتار مکانیکی عضو تحت آن نوع تلاش و با منظور کردن شرایط تعادل نیروها در مقطع و سازگاری تغییرشکل‌ها در تارهای مختلف آن تعیین شود. در تعیین مقاومت نهایی طرح مقطع، ضرایب تقلیل مقاومت ϕ باید اثر داده شوند. مقدار ضریب تقلیل ϕ و مقاومت نهایی اسمی برای هر تلاش خاص در بخش‌های مربوطه و در قسمت ب، بعضی از مقادیر نمونه ϕ ارائه شده است.

ب) ضرایب تقلیل مقاومت ϕ

در این فصل، ضرایب تقلیل مقاومت ϕ به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

$\phi_c = 0.9$ (برای فشار محوری)

$\phi_v = 0.90$ تا 1.0 (برای برش)

$\phi_b = 0.90$ (برای لنگر خمشی)

$\phi_t = 0.90$ (برای تسلیم عضو کششی)

$\phi_t = 0.75$ (برای گسیختگی عضو کششی)

$\phi = 0.75$ (برای مقاومت اتکایی)

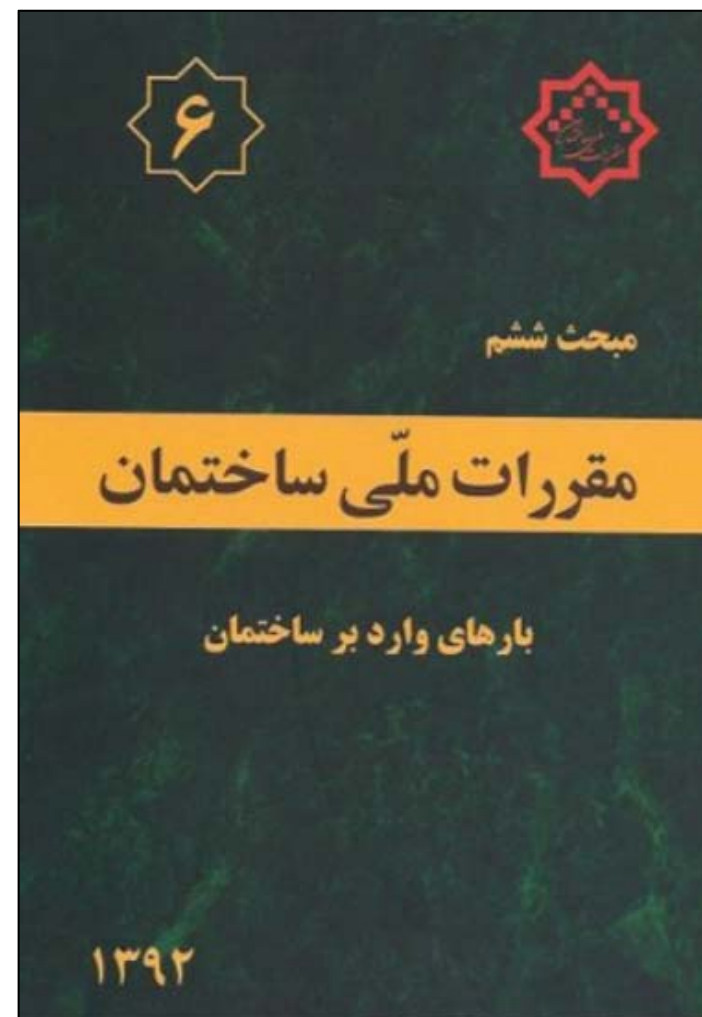
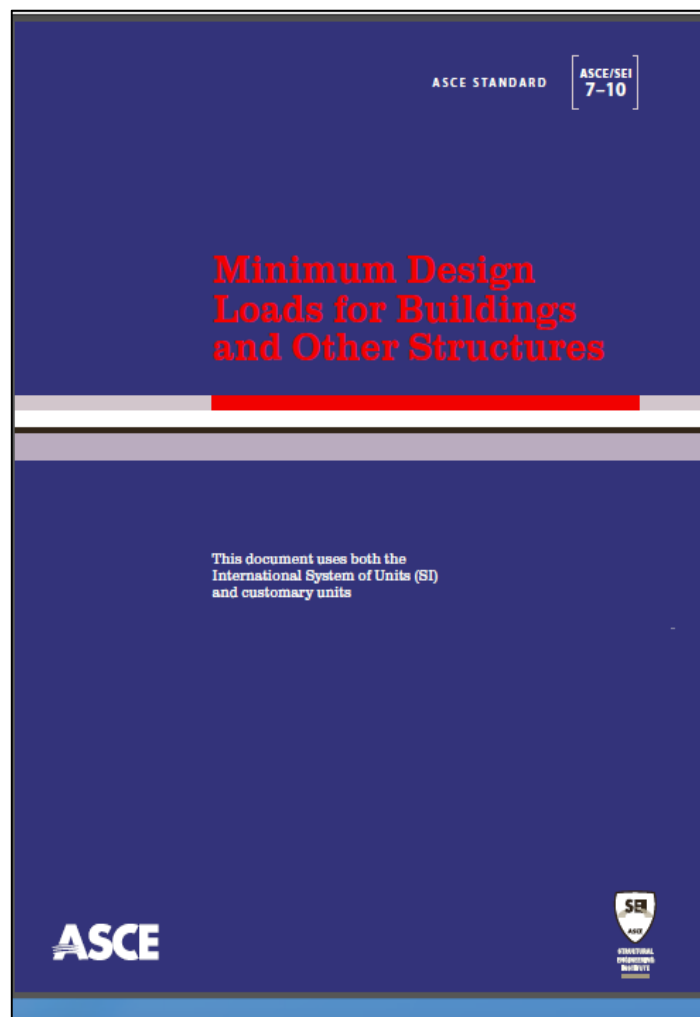
$\phi_T = 0.9$ (برای لنگر پیچشی)

پ) تلاش های نهایی یا مقاومت مورد نیاز R_r

تلاش های نهایی یا مقاومت مورد نیاز R_r در مقاطع مختلف سازه، شامل لنگرهای خمشی، نیروهای محوری، نیروهای برشی و لنگرهای پیچشی باید براساس تحلیل سازه تحت اثر بارهای محاسباتی مبحث ششم و ترکیبات ضریب دار آنها تعیین شود. در این مورد باید نامساعدترین شرایط بارگذاری و ترکیبات آنها در نظر گرفته شود. نامساعدترین وضعیت ممکن است هنگامی رخ دهد که یک یا چند مورد از بارها مؤثر نباشند.

.....

آیین نامه های بارگذاری :



جدول ۱۰-۱-۱ ترکیب‌های بارگذاری متعارف در ساختمان‌ها در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز

ردیف	شرایط	ترکیب بار
۱	ترکیب بار مبنا ^۱ (مرده + بهره‌برداری)	$D + L$
۲	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد *	$0.75 [D + L \pm (E \text{ یا } W)]$ $0.75 [D \pm (E \text{ یا } W)]$
۳	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	$(D + F) + (L + H)$ $D + F + H$
۴	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاه‌ها *	$0.75(D + L \pm T)$ $0.75(D \pm T)$

در ترکیبات فوق:

D = بار مرده

L = بار بهره‌برداری شامل بار زنده طبقات و سربار حاکم بر بام (بار زنده بام، بار برف یا

بار باران)

W = بار باد

E = بار زلزله

F = وزن و فشار ناشی از مایعات

H = بار ناشی از وزن و فشار خاک و یا فشار توأم خاک و آب

T = اثرات خودکرنشی ناشی از تغییرات دما، نشست پایه‌ها، وارفتگی و غیره

ترکیبات بارگذاری مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۸۷

مبحث دهم

جدول ۱۰-۲-۱ ترکیب‌های بارگذاری در ساختمان‌های متعارف در حالت حدی نهایی

ردیف	شرایط	ترکیب بار
۱	ترکیب بار مینا ^۱ (مرده + بهره‌برداری)	$\frac{1}{4}D$ $\frac{1}{25}D + \frac{1}{5}L$
۲	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد	$D + \frac{1}{4}L + \frac{1}{4}(E \text{ یا } W)$ $0.85D + \frac{1}{4}(E \text{ یا } W)$
۳	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	$\frac{1}{25}(D + F) + \frac{1}{5}(L + H)$ $0.85D + \frac{1}{25}F + \frac{1}{5}H$
۴	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاه‌ها	$D + \frac{1}{4}L + T$ $\frac{1}{25}D + \frac{1}{25}T$

۱. در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیبات بارگذاری کاهش‌دهنده است، ضریب آن معادل صفر منظور می‌گردد.

در ترکیبات فوق:

D = بار مرده

L = بار بهره‌برداری شامل بار زنده طبقات و سربار حاکم بر بام (بار زنده بام، بار برف یا

بار باران)

W = بار باد

E = بار زلزله

F = وزن و فشار ناشی از مایعات

ضرایب جزئی ایمنی مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲ به شرح ذیل است.

۶-۲-۲ علایم اختصاری

علایم به کار رفته در روابط این فصل عبارتند از:

A_k : بار یا اثر ناشی از حادثه غیر عادی

D : بار مرده

D_i : وزن یخ

E : بار زلزله طرح

F : بار ناشی از سیال با فشار و ارتفاع حداکثر مشخص

F_a : بار سیل

L : بار زنده طبقات به جز بام

L_0 : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت

L_r : بار زنده بام

R : بار باران

S : بار برف

T : بار خود کرنشی از قبیل اثرات تغییرات دما، نشست پایه‌ها و وارفتگی

W : بار باد

W_i : بار باد وارد بر یخ

۱) $\frac{1}{4}D$

۲) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [\frac{1}{5}(L \text{ یا } \frac{1}{4}W)]$

۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W) + L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}E + L + \frac{1}{5}S$

۶) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W)$

۷) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{10}E$

۸) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{5}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{2}T$

۹) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{10}T$

ضرایب جزئی ایمنی مطابق ACSE 7-10

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.0W$
7. $0.9D + 1.0E$
8. $1.2D + 1.2T + 0.5L$
9. $1.2D + 1.6T + 1.0T$

2.2 SYMBOLS

A_k = load or load effect arising from extra ordinary event A

D = dead load

D_i = weight of ice

E = earthquake load

F = load due to fluids with well-defined pressures and maximum heights

F_a = flood load

H = load due to lateral earth pressure, ground water pressure, or pressure of bulk materials

L = live load

L_r = roof live load

R = rain load

S = snow load

T = self-straining load

W = wind load

W_i = wind-on-ice determined in accordance with Chapter 10

تأثير ارتعاشات زلزله بر سازه ها



تأثير ارتعاشات زلزله بر سازه ها



تأثیر ارتعاشات زلزله بر سازه ها



Figure 1 Column shear failures from (a) 1999 Kocaeli and (b) 1994 Northridge Earthquakes

گسیختگی برشی در ستونها

تأثیر ارتعاشات زلزله بر سازه ها



از دست رفتن باربری قائم بدلیل اضافه بار وارد بر ستونها ناشی از زلزله

تأثیر ارتعاشات زلزله بر سازه ها



Figure 3 Gravity load collapse from 1995 Kobe Earthquake (AIJ, 1997)



گسیختگی تمامی ستونهای طبقه

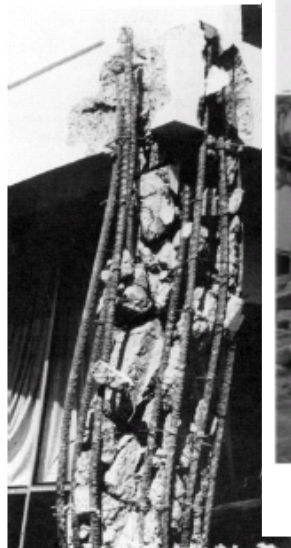
تأثیر ارتعاشات زلزله بر سازه ها



(a)



(b)



(c)



Figure 12-9. Collapse of concrete parking garage structure - October 17, 1989, Loma Prieta earthquake

گسیختگی برشی، عدم محصور شدگی کافی

خسارت در ناحیه اتصال تیر به ستون

تاثیر ارتعاشات زلزله بر سازه ها

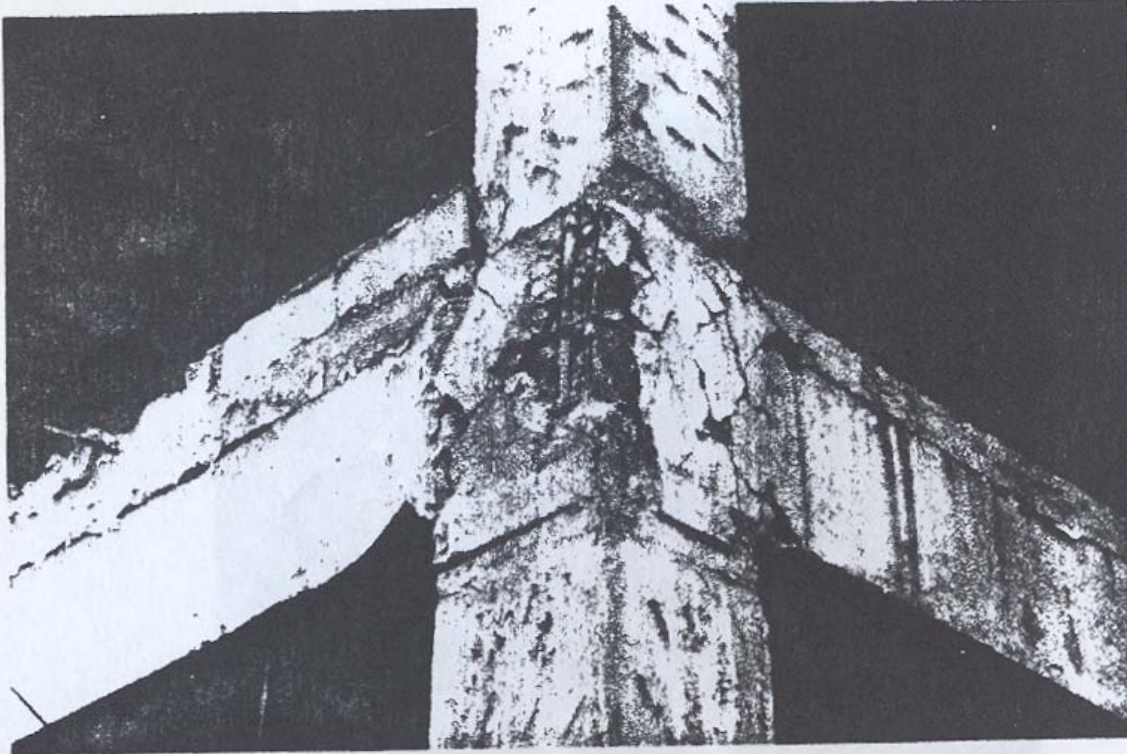
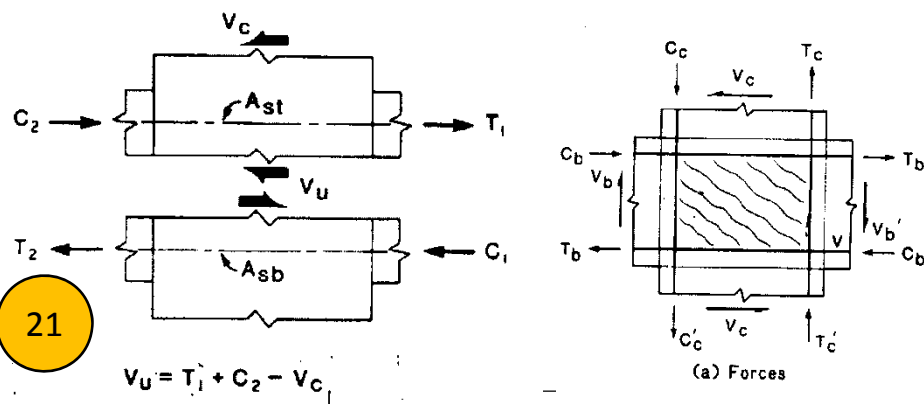
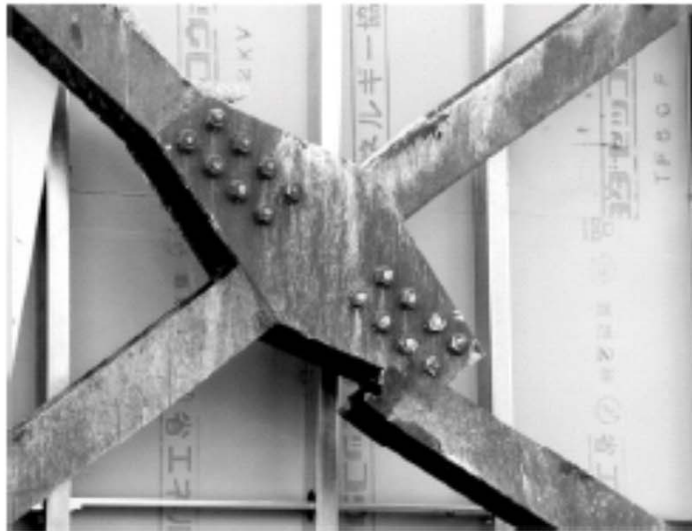


Figure 4 – Joint failures – Northridge earthquake



گسیختگی در جوش و اعضا

تاثیر ارتعاشات زلزله بر سازه ها



(a) Net section fracture at bolt holes



(c) Fracture of welded connection and web tear-out in brace



(b) Severe distortion of beam without lateral support at location of chevron braces



(d) Weld fracture

محاسبه نیروهای زلزله وارد بر سازه ها

۱۳-۱-۳ نیروی برشی پایه، V

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

$$V = CW \quad (۱-۱۳)$$

در این رابطه:

V : نیروی برشی در تراز پایه. این تراز در بند ۱۳-۳-۲ تعریف شده است.

W : وزن کل ساختمان، شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف

Activate Windows!
Go to PC settings to activate Windows.

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

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

که در آن:

A: نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g)

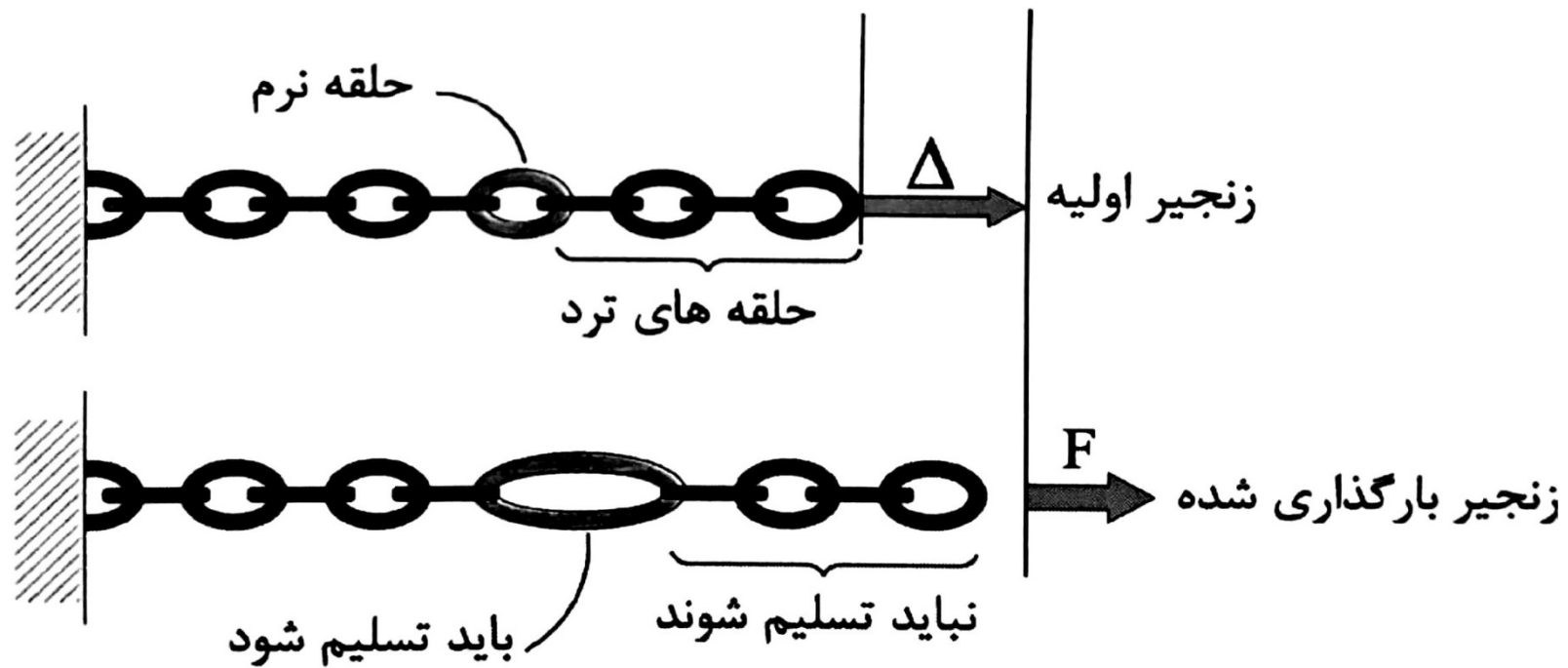
B: ضریب بازتاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست می آید.

I: ضریب اهمیت ساختمان

R: ضریب رفتار ساختمان

مقدمه ای بر طرح لرزه ای سازه های فولادی

مفاهیم و تعاریف طراحی لرزه ای

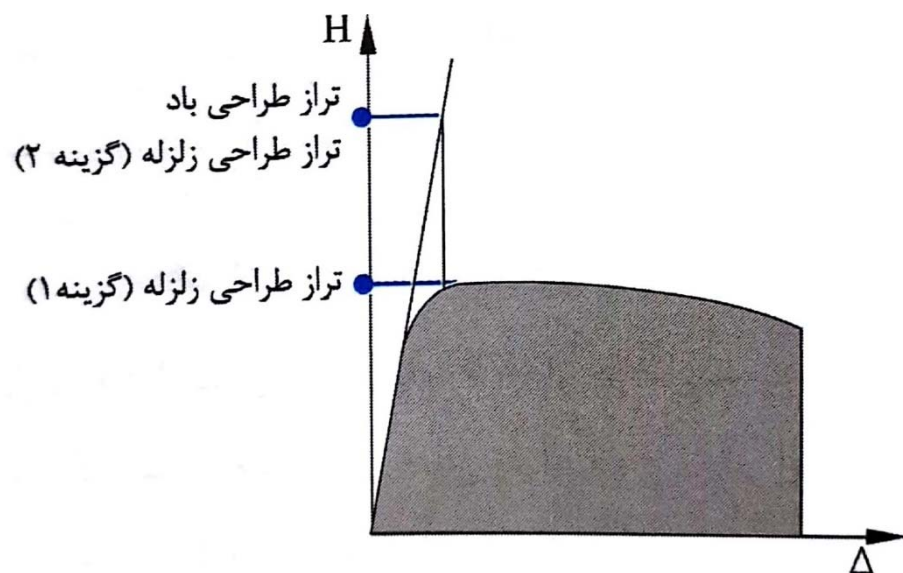


شکل ۷-۱ تشبیه سازه به یک زنجیر ایمن

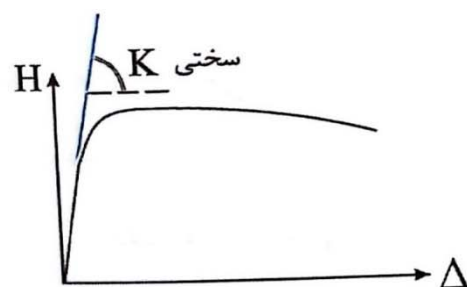
۱- تفاوت بار جانبی باد و نیروی زلزله:

- بار باد به صورت نیرو است و برای طراحی سازه در برابر باد یک حاشیه ایمنی منظور می گردد تا سازه رفتار ارتجاعی-خطی داشته باشد.
- سختی و مقاومت سازه دو پارامتر مهم طراحی در برابر باد هستند.
- علاوه بر دو پارامتر سختی و مقاومت سازه، در مقابل نیروی زلزله شکل پذیری نقش اساسی و شاید مهمتر از دو عامل دیگر داشته باشد.
- طراحی سازه در برابر باد در محدوده ارتجاعی صورت می گیرد اما در برابر زلزله دو گزینه طراحی ارتجاعی و غیر ارتجاعی وجود دارد.

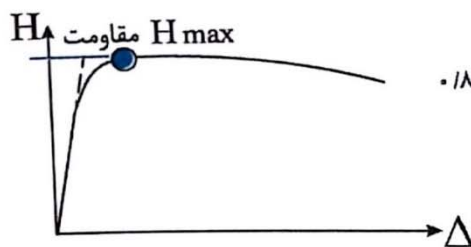
۱- تفاوت بار جانبی باد و نیروی زلزله:



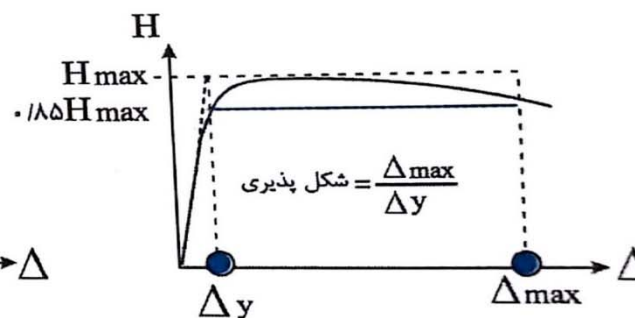
ترازهای طراحی سازه در برابر باد و زلزله



(ج) سختی

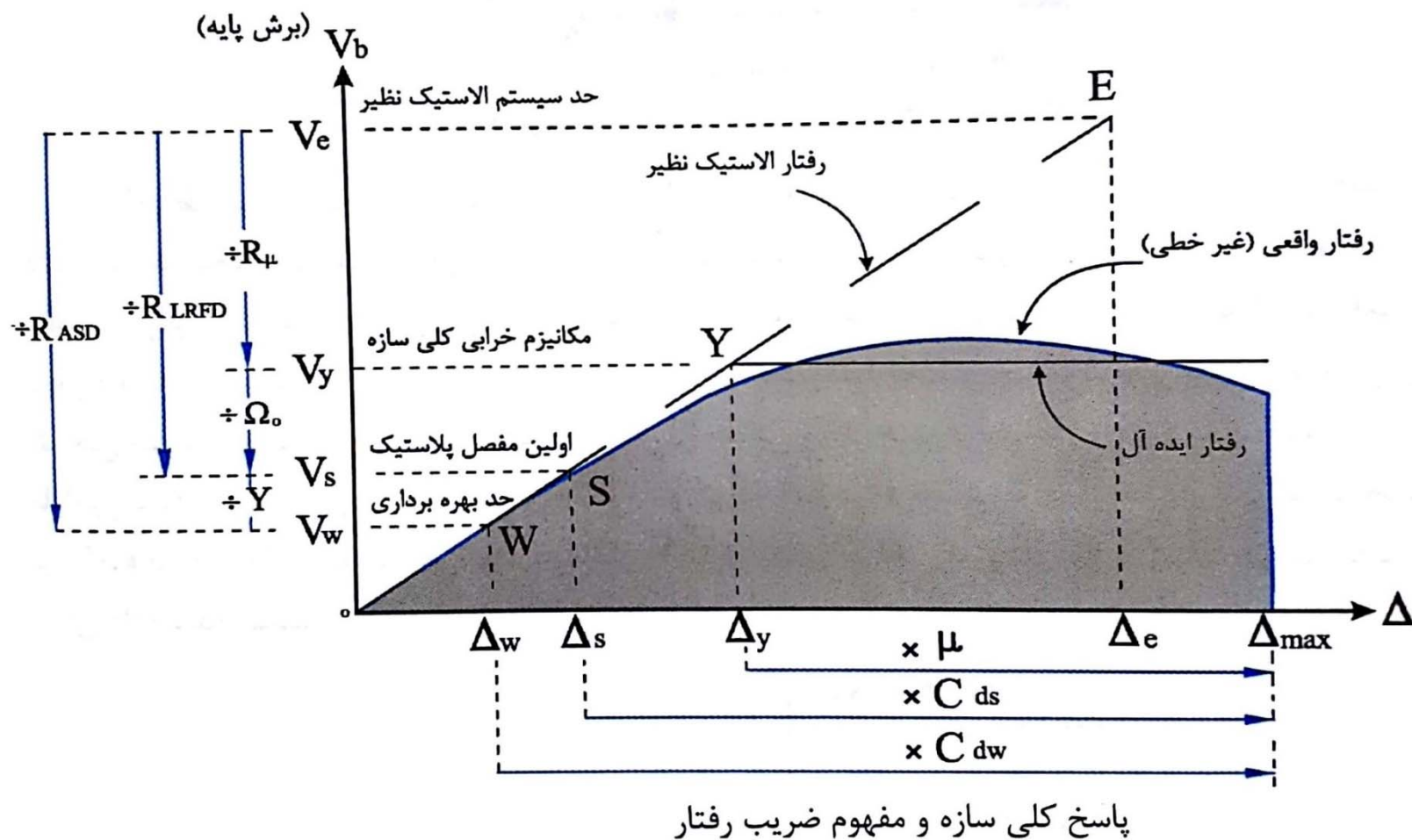


(ب) مقاومت

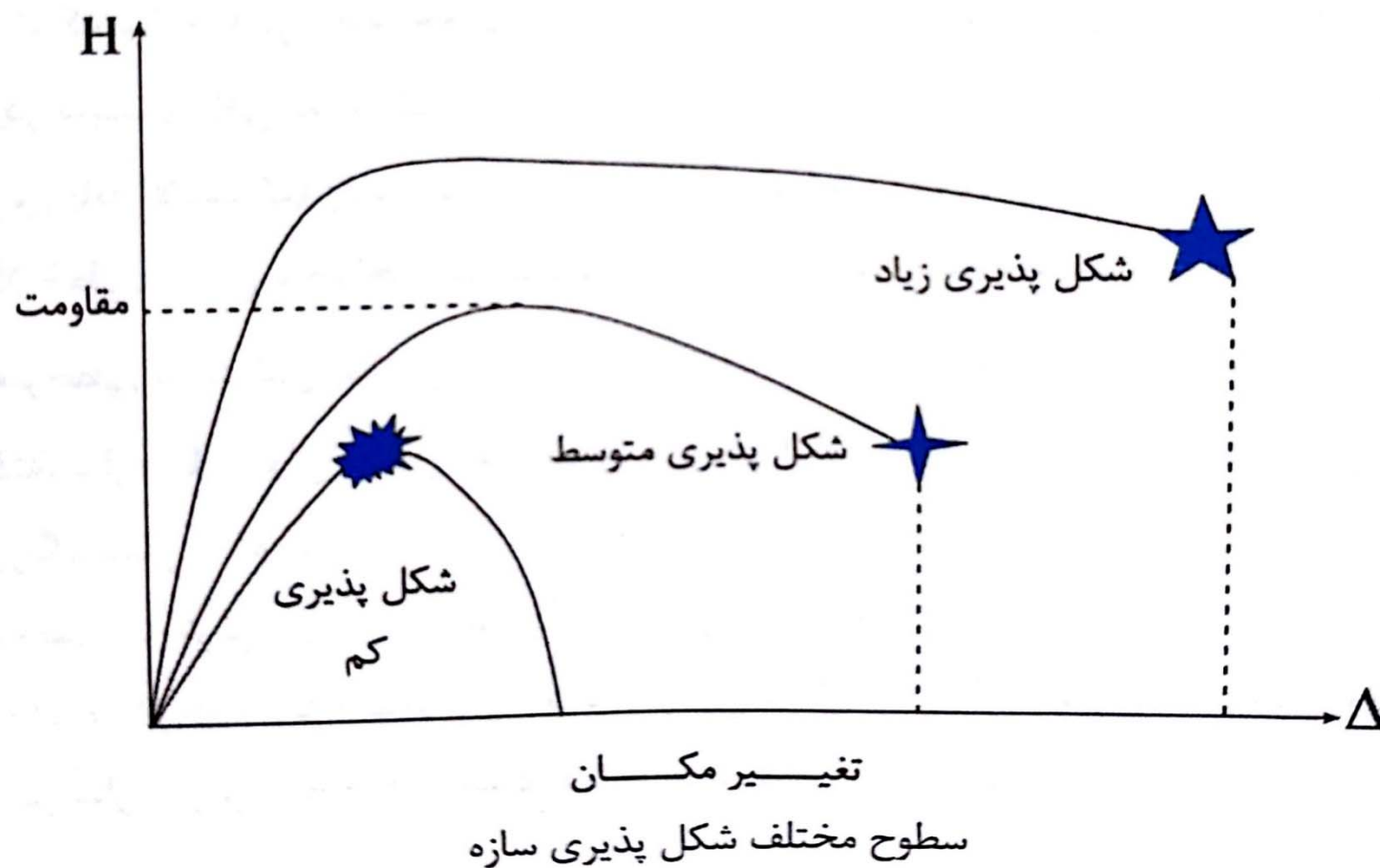


(الف) شکل پذیری

۲- مفاهیم شکل پذیری و ضریب رفتار:



۲- مفاهیم شکل پذیری و ضریب رفتار:



۳- ضریب اضافه مقاومت:

$$\Omega_s = \frac{V_y}{V_s}$$

- اضافه مقاومت به علت باز توزیع نیروهای داخلی در محدوده غیرالاستیک (نامعینی سازه)؛
- تفاوت بین مقاومت طراحی و مقاومت واقعی مصالح، شامل سختی کرنشی؛
- اضافه ابعاد مقطع اعضا نسبت به مقطع موردنیاز؛
- مشارکت ناسازه‌ها در باربری سازه؛
- لحاظ اجزای سازه‌ای که اثر آن‌ها در مقاومت جانبی در نظر گرفته نشده است؛
- اضافه مقاومت موجود به علت اعمال محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای تغییر مکان نسبی طبقات.

۳- ضریب اضافه مقاومت:

جدول ۱۰-۳-۲ 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

۱۳-۱ ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته

ضروری است مؤلفه افقی نیروی زلزله، Q_E ، در برخی از مواردی که در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها آمده است، تشدید شود. در این گونه موارد باید نیروی حاصل از تحلیل‌های خطی برای زلزله طرح، در ضریبی به نام ضریب اضافه مقاومت، Ω_0 ، ضرب شود. در این صورت:

$$E = \Omega_0 Q_E \pm 0.2 S_{DS} D \quad (23-1)$$

از جایگزینی رابطه ۲۳-۱ در ترکیب بارهای مبنای نیروی زلزله، ترکیب بارهای تشدید یافته زیر حادث می‌شوند:

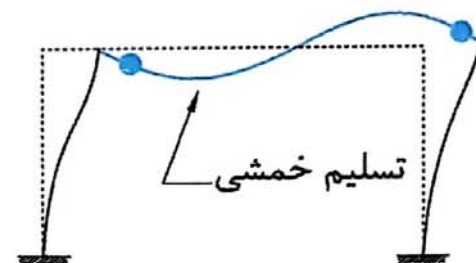
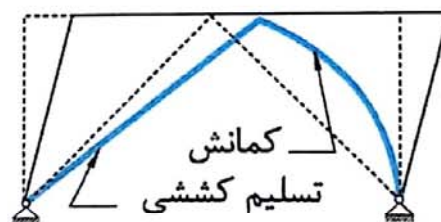
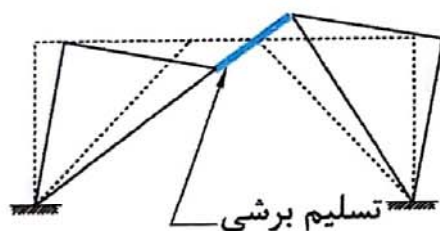
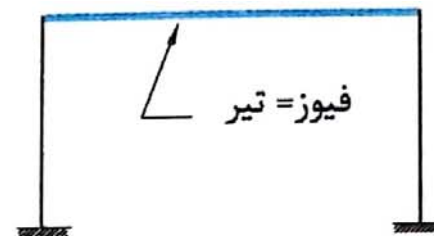
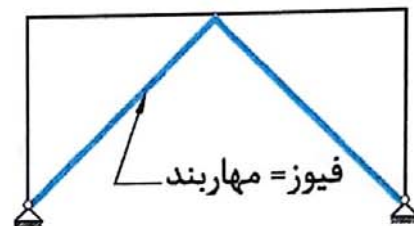
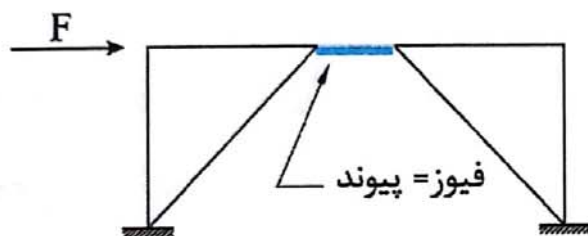
$$\begin{aligned} & (1/2 + 0.6 AI) D + \Omega_0 Q_E + 0.5 L + 0.2 S \\ & (0.9 - 0.6 AI) D + \Omega_0 Q_E \end{aligned}$$

همان طور که ملاحظه می‌شود زلزله تشدید یافته از جایگزینی نیروی زلزله $\Omega_0 E$ به جای E در ترکیبات عادی بارگذاری به دست می‌آید. کاربرد زلزله تشدید یافته برای طراحی اعضایی است که در آنها شکل‌پذیری قابل توجه‌ای مدنظر نبوده و باید زلزله را در حالت ارتجاعی تحمل کنند. به عنوان مثال در ستون‌ها با افزایش نیروی محوری شکل‌پذیری و قدرت استهلاک آنها از بین می‌رود، از این رو اعمال تمام ضریب رفتار (R) بر نیروهای حاصل زلزله، برای ستون‌ها مناسب نمی‌باشد.

۴- ضریب رفتار در دو روش حالت حدی و تنش مجاز

۵- ضریبزرگنمایی تغییر مکان C_d

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوششی فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سببندی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۲۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کماتش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی، همگرا، ویژه فولادی، [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰

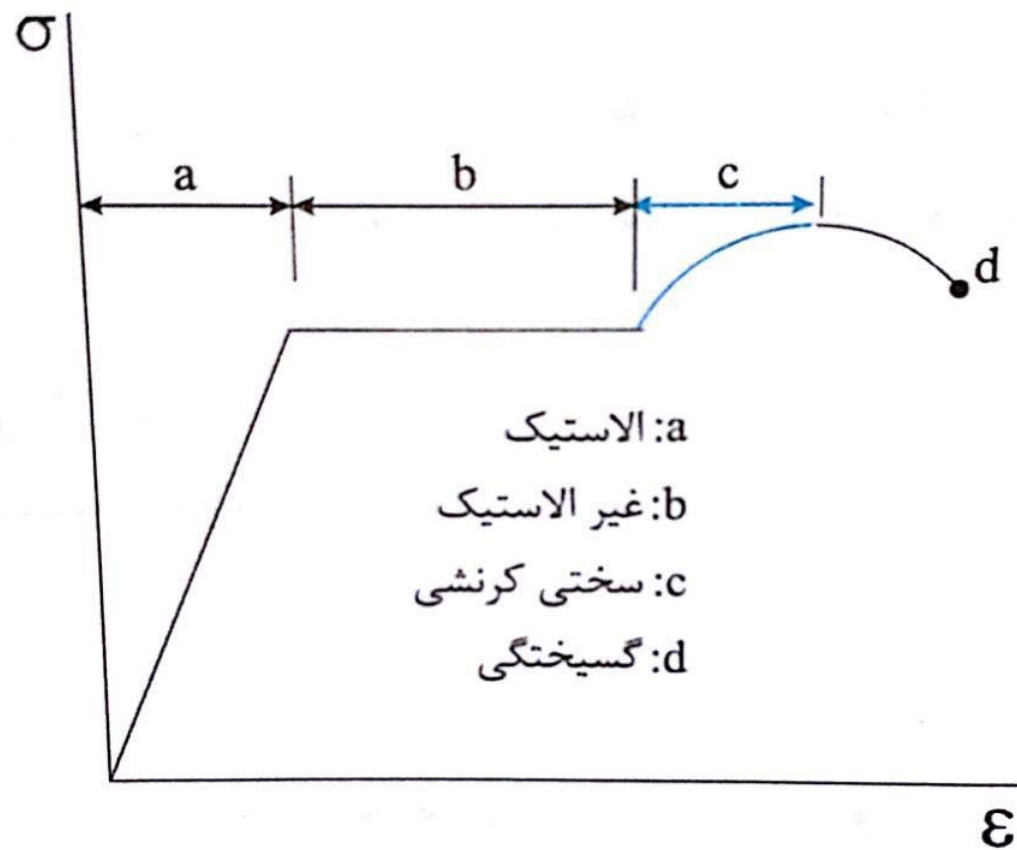


ج) قاب مهاربندی واگرا

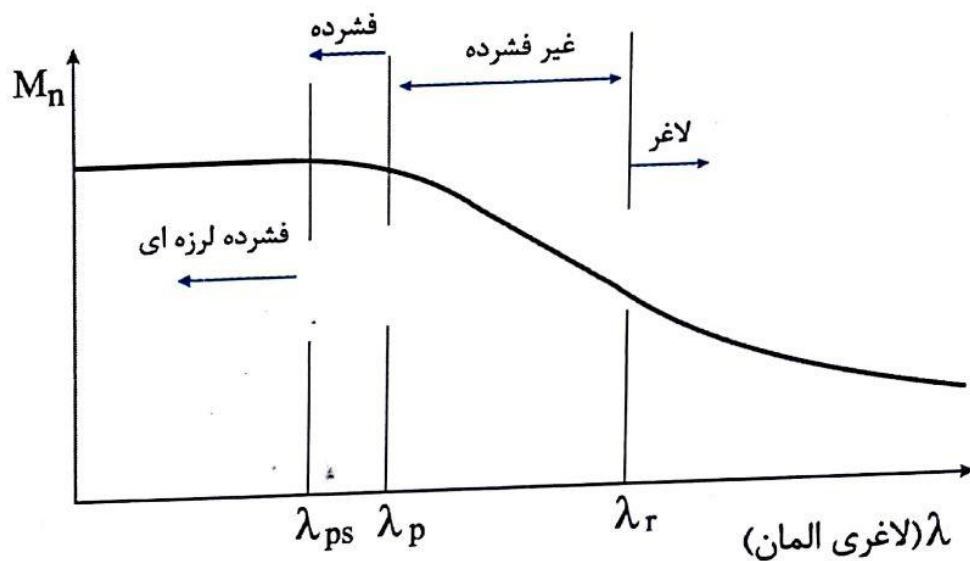
ب) قاب مهاربندی همگرا

الف) قاب خمشی

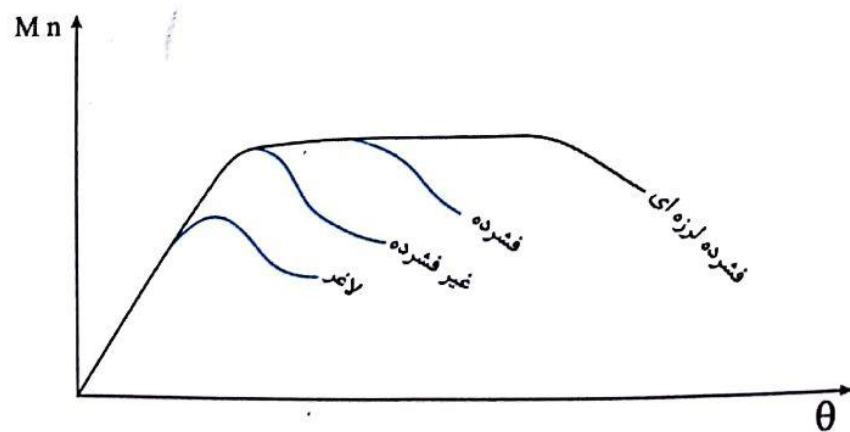
شکل ۸-۱ عضو فیوز و مکانیزم تسلیم هدف سیستم‌های باربر جانبی



شکل ۱-۱۲ سخت شدگی مجدد فولاد پس از پله تسلیم



شکل ۱-۱۶ اثر لاغری بر ظرفیت خمشی عضو



شکل ۱-۱۷ رابطه - لنگر دوران برای نسبت‌های مختلف عرض به ضخامت

روش طراحی LRFD و ASD

تحلیل سازه

در این فصل، روش‌های تحلیل زیر مجاز می‌باشد:

الف) تحلیل خطی

ب) تحلیل خطی با بازتوزیع محدود

پ) تحلیل غیرخطی

ت) تحلیل حدی (تحلیل پلاستیک)

ترکیب بار برای کنترل تغییر شکل در هردو روش یکسان است

- $1.0D + 1.0L$
- $1.0D + 1.0L + 1.0W$
- $1.0D + 1.0L + 1.0E$

D=dead load

L=live load

W=wind load

E=earthquake load

بار مرده

بار زنده

بار جانبی باد

بار جانبی زلزله

ضریب لاغری Slenderness Ratio

- Compression

$$KL/r \leq 200$$

در اعضای فشاری

- Tension

$$L/r \leq 300$$

در اعضای کششی

اعضای کششی Tension Members

- L/r کنترل لاغری
- f_t : Gross Area کنترل برای سطح مقطع کل
- f_t : Net Area کنترل برای سطح مقطع خالص

محدودیت‌های لاغری	۱۰ - ۲ - ۳ - ۱
مقاطع محاسباتی در اعضای کششی	۱۰ - ۲ - ۳ - ۲
مقاومت کششی طرح	۱۰ - ۲ - ۳ - ۳

اعضای کششی

ASD

$$f_{at} = FX/A_g \leq F_t$$

Gross Area

$$f_t = FX/A_e \leq F_t$$

Net Area

LRFD

$$P_u = FX \leq \phi_t P_n = \phi_t A_g F_y \quad \phi_t = 0.9 \text{ for Gross Area}$$

$$P_u = FX \leq \phi_t P_n = \phi_t A_e F_u \quad \phi_t = 0.75 \text{ for Net Area}$$

ASD

Gross Area $F_t = 0.6F_y$

Net Area $F_t = 0.5F_u$

LRFD

Gross Area $\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$ $\phi_t = 0.9$

Net Area $\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e$ $\phi_t = 0.75$

مثال طراحی اعضای کششی

$$P_D = 10000 \text{ Kg}$$

$$P_L = 5000 \text{ Kg}$$

$$ASD : P = P_D + P_L = 15000 \text{ Kg}$$

$$F_t = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg / cm}^2$$

$$A = \frac{P}{0.6 F_y} = \frac{15000}{1440} = 10.42 \text{ cm}^2$$

$$Ratio = \frac{10.42}{9.26} = 1.125$$

$$P_D = 10000 \text{ Kg}$$

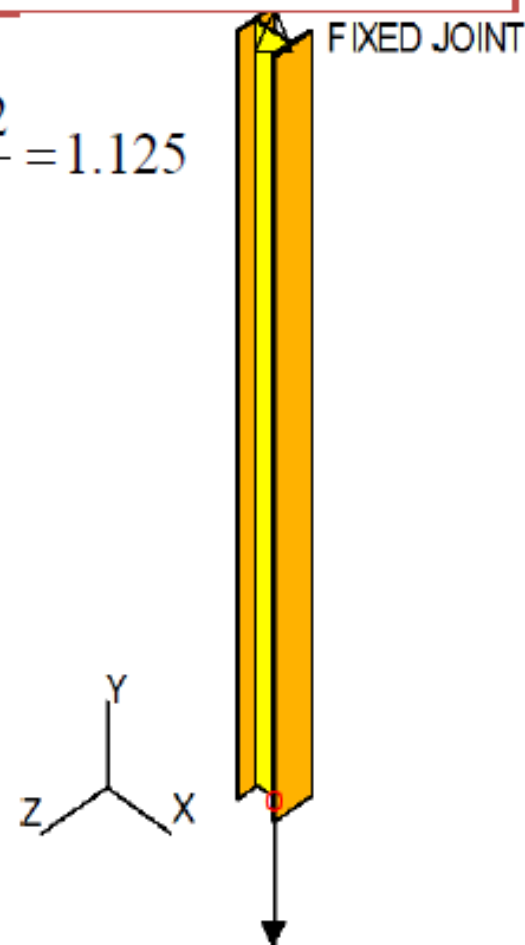
$$P_L = 5000 \text{ Kg}$$

$$LRFD : P_{ut} = 1.25 P_D + 1.5 P_L = 20000 \text{ Kg}$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g \quad \phi_t = 0.9$$

$$F_y = 2400 \text{ kg / cm}^2$$

$$A = \frac{P_{ut}}{\phi_t F_y} = \frac{20000}{0.9 \times 2400} = 9.26 \text{ cm}^2$$



طراحی برای خمش

تنشهای خمشی Bending Stresses

■ لنگری که در اثر آن کل مقطع جاری شده و مفصل خمیری تشکیل می شود لنگر خمیری Plastic Moment ، M_p ، نامیده می شود:

$$M_p = Z F_y$$

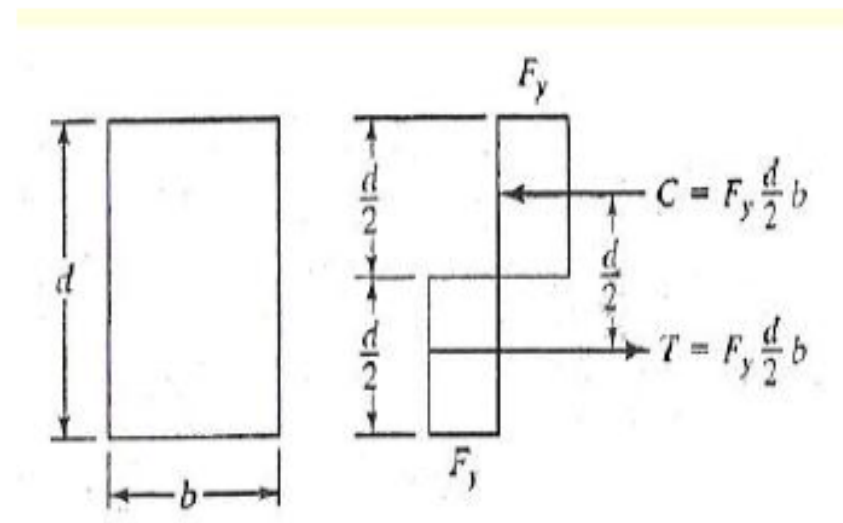
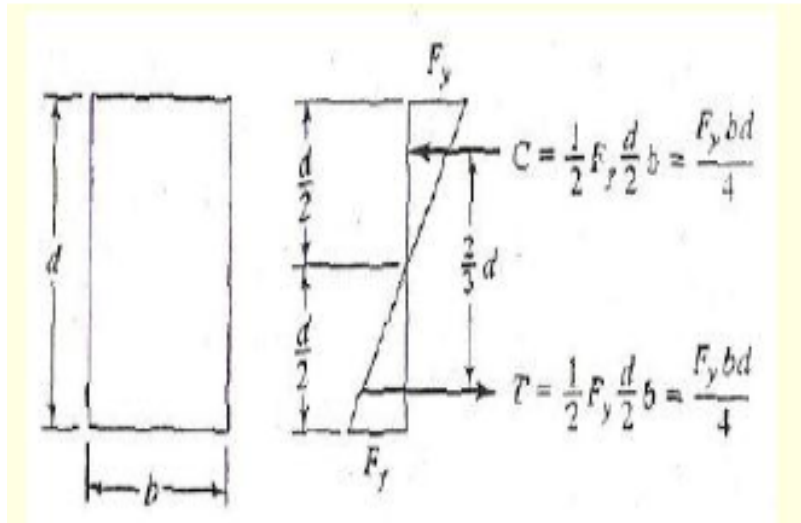
$Z = \text{Plastic Section Modulus}$ = اساس مقطع خمیری

■ نسبت لنگر خمیری به لنگر تسلیم، ضریب شکل Shape Factor نامیده می شود:

$$M_p / M_y = Z F_y / S F_y = Z/S$$

■ ضریب شکل برای مقطع مستطیلی برابر با 1.5 است.

The Plastic Modulus اساس مقطع خمیری



$$M_p = M_n = T \frac{d}{2} = C \frac{d}{2} = (F_y b d / 2) (\frac{d}{2}) = F_y b d^2 / 4$$

$$M_p = F_y Z = \text{اساس مقطع خمیری} \times \text{تنش تسلیم}$$

$$Z = b d^2 / 4$$

اساس مقطع خمیری، Z ، برابر با جمع لنگر سطح، سطوح تحت کشش و فشار حول تار خنشی است.

تنها در صورتی که مقطع شکل متقارنی داشته باشد محل تار خنشی در محدوده خمیری بر محل تار خنشی در محدوده ارتجاعی منطبق خواهد بود.

در تعیین محل تار خنشی در محدوده خمیری باید به این نکته توجه شود که سطح تحت فشار باید با سطح تحت کشش برابر باشد.

ضریب شکل (shape factor) برای مقطع مستطیلی برابر است با:

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z}{F_y S} = \frac{Z}{S} = \frac{bd^2 / 4}{bd^2 / 6} = 1.5$$

ضریب شکل برای دیگر انواع مقاطع را نیز میتوان براساس روش فوق تعیین کرد. برای مقاطع دایره ای شکل مقدار آن 1.7 و برای مقاطع I شکل بین 1.1 تا 1.2 خواهد بود.

طراحی برای خمش

اجزای با یک لبه منتهی	حالت	پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای آزاد به ضخامت			
			مقاطع فشرده λ_y		مقاطع غیر فشرده λ_y	
			تنش مجاز	حالت حدی	تنش مجاز	حالت حدی
اجزای با دو لبه منتهی	۱- بال‌های تیر نورد شده I در خمش	$\frac{b}{t}$	$\frac{545}{\sqrt{F_y}} = 11.12$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.24$	$\frac{795}{\sqrt{F_y}} = 16.22$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 22.48$
	جان‌قطعات تحت اثر فشار حاصل از خمش	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{5365}{\sqrt{F_y}} = 109.51$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.22$	$\frac{6370}{\sqrt{F_y}} = 130.02$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 168.61$

طراحی برای خمش

Flexural Members

ASD

$$f_b = M/S_z \leq F_b$$

ASD

$$F_b = 0.66F_y$$

LRFD

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

Where $\phi_b = 0.9$

طراحی برای خمش Flexural Members

عوامل موثر بر مقاومت خمشی تیرها:

- شکل مقطع
- فشرده بودن یا نبودن مقطع
- چگونگی اتکای جانبی
- محور خمش
- چگونگی انحنای تیر
- مقاومت پیچشی مقطع

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

ASD

When $\sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l / r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

ASD

When $\sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l / r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

ASD

When $\frac{l}{r_T} \geq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(l / r_T)^2} \leq 0.6 F_y$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

ASD

For any value of l/r_T

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{ld / A_f} \leq 0.6F_y$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

LRFD

$$\phi \times M_n \geq M_r$$

1. Yielding of Flanges
2. LTB, Lateral-Torsional Buckling
3. FLB, Flange Local Buckling

$$M_n = F_y \cdot Z_x \quad \text{ab Local Buckling}$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

LRFD

For

LTB

$$L_b < L_p$$

کنترل نیاز نیست.

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

LRFD

For

LTB

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

Where:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x h_0}{J_c} \right)^2}}$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

LRFD

For

Where:

LTB

$$L_p < L_b < L_r$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

طراحی برای خمش - مقاطع غیر فشرده

LRFD

LTB

For $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J \cdot c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

ASD

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

$$M_1 < M_2$$

If $M_{\max}$ between M_1 and M_2 , $C_b = 1.0$

LRFD

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

M_A = absolute value of moment at quarter point

M_B = absolute value of moment at centerline

M_C = absolute value of moment at three – quarter point

طراحی برای برش

Design for Shear

$$\textbf{ASD} \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$$

$$f_v = FY/A_w \leq F_v = 0.4F_y$$

$$\textbf{LRFD} \quad h / t_w \leq 2.45 \sqrt{E / F_{yw}}$$

$$V_u = FY \leq \phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_{yw} A_w C_v$$

Where $\phi_v = 0.9$

$$C_{v=1}$$

طراحی برای برش

Design for Shear

ASD $\frac{h}{t_w} > \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$

$$f_v = FY/A_y \leq F_v = \frac{F_y}{2.89}(C_v) \leq 0.4F_y$$

LRFD $1.1\sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} < 1.37\sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}$

$$V_u = FY \leq \phi_v V_n = \phi_v 0.6F_{yw} A_w C_v$$

$$C_v = \frac{1.1\sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}$$

طراحی برای برش

Design for Shear

LRFD $3.07\sqrt{E / F_{yw}} < h / t_w \leq 260$

$$V_u = FV \leq \phi_v V_n = \phi_v A_w \left[\frac{4.52E}{(h / t_w)^2} \right]$$

Where $\phi_v = 0.9$

۱۰- ۲- ۱۱- ۴ افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی

الف) افتادگی

تیرها و شاهتیرهایی که کفها و سقفهای ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند.

تیرها و شاهتیرهایی که سقفهای نازک کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییرمکان حداکثر نظیر بار مرده و زنده از $\frac{1}{440}$ طول دهانه و تغییرمکان حداکثر نظیر بار زنده از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر نشود.

ب) ارتعاش

تیرها و شاهتیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (راه رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها)

محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، نسبت ارتفاع به دهانه $\left(\frac{d}{L}\right)$ نباید از $\frac{1}{۲۰}$ کمتر گردد. d ارتفاع کلی مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن در تیرهای مختلط) و L طول مرکز به مرکز تکیه گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس نوسانی تیرها محاسبه گردد که این فرکانس باید از حد احساس بشری کمتر باشد*.

پ) انتقال و نوسان جانبی در سازه های فولادی

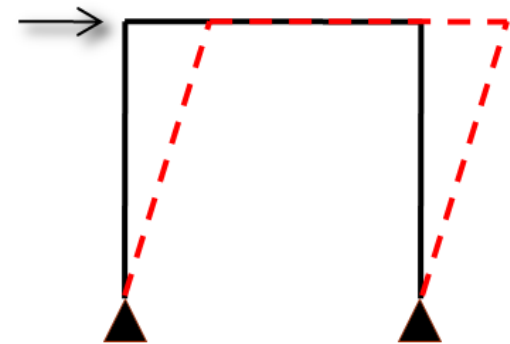
سازه فولادی باید سختی و صلبیت کافی داشته باشد و تغییر مکان جانبی آن در مقابل اثر باد یا زلزله محدودیت های آیین نامه های مربوطه را برآورده سازد.

Conventional Building Code Philosophy for Earthquake-Resistant Design

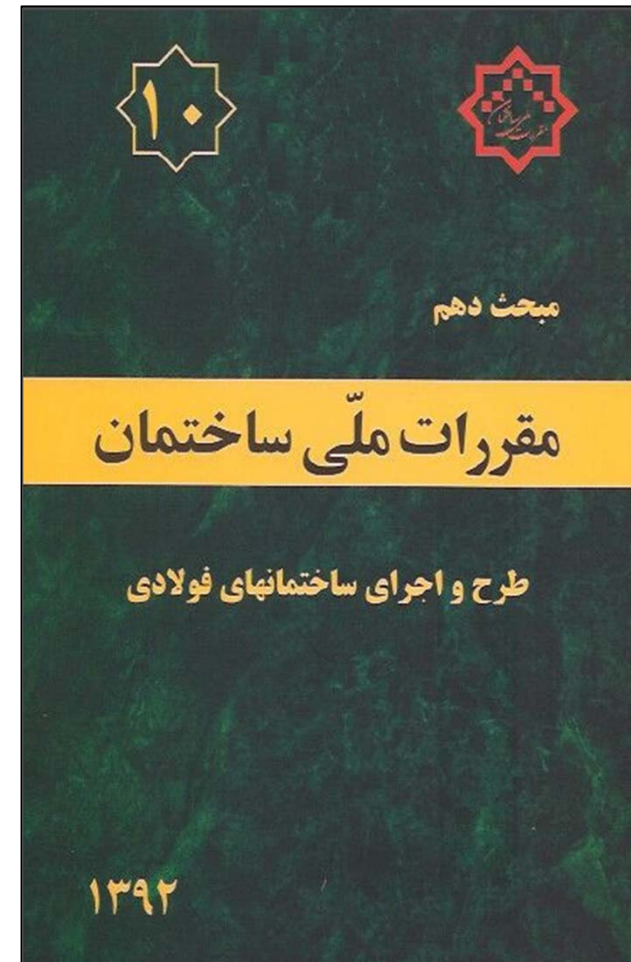
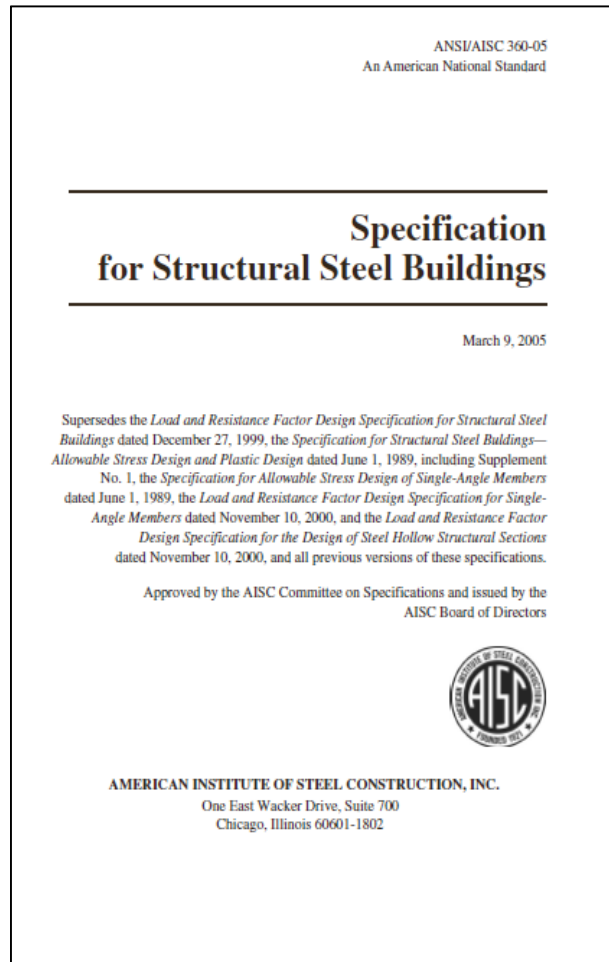
Objective: Prevent collapse in the extreme earthquake likely to occur at a building site.

Objectives are not to:

- limit damage
- maintain function
- provide for easy repair



آیین نامه های طراحی لرزه ای سازه های فولادی:

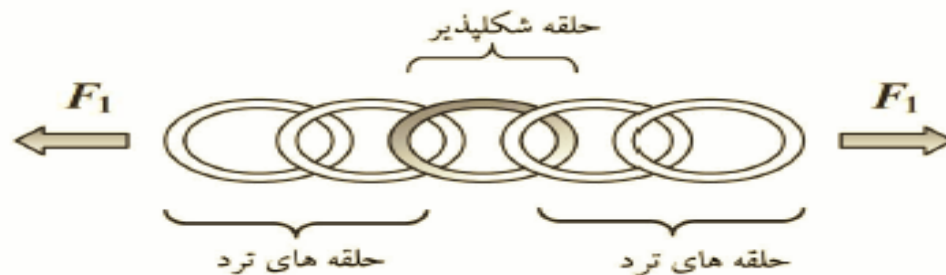


Developing Ductile Behavior:

- **Choose frame elements ("fuses") that will yield in an earthquake; e.g. beams in moment resisting frames, braces in concentrically braced frames, links in eccentrically braced frames, etc.**
- **Detail "fuses" to sustain large inelastic deformations prior to the onset of fracture or instability (i.e. , detail fuses for ductility).**
- **Design all other frame elements to be stronger than the fuses, i.e., design all other frame elements to develop the plastic capacity of the fuses.**

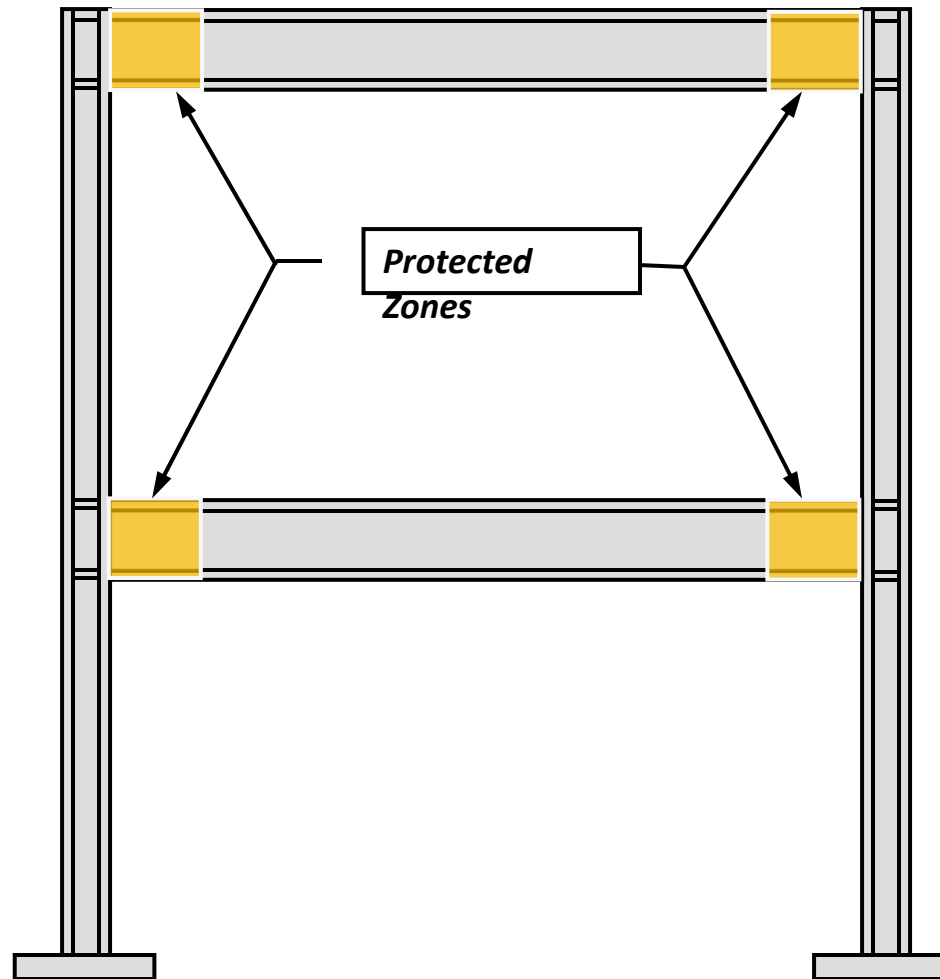
ایده زنجیر پاولی:

حلقه‌های نرم (کنترل شونده توسط تغییر مکان)
حلقه‌های ترد (کنترل شونده توسط نیرو)



اساس روش طراحی براساس عملکرد این است که در زلزله مورد نظر:
نیرو در اعضای ترد به حد مقاومت عضو نرسد
جابجایی در اعضای نرم به حد ظرفیت جابجایی عضو نرسد

Examples of Protected Zones: SMF



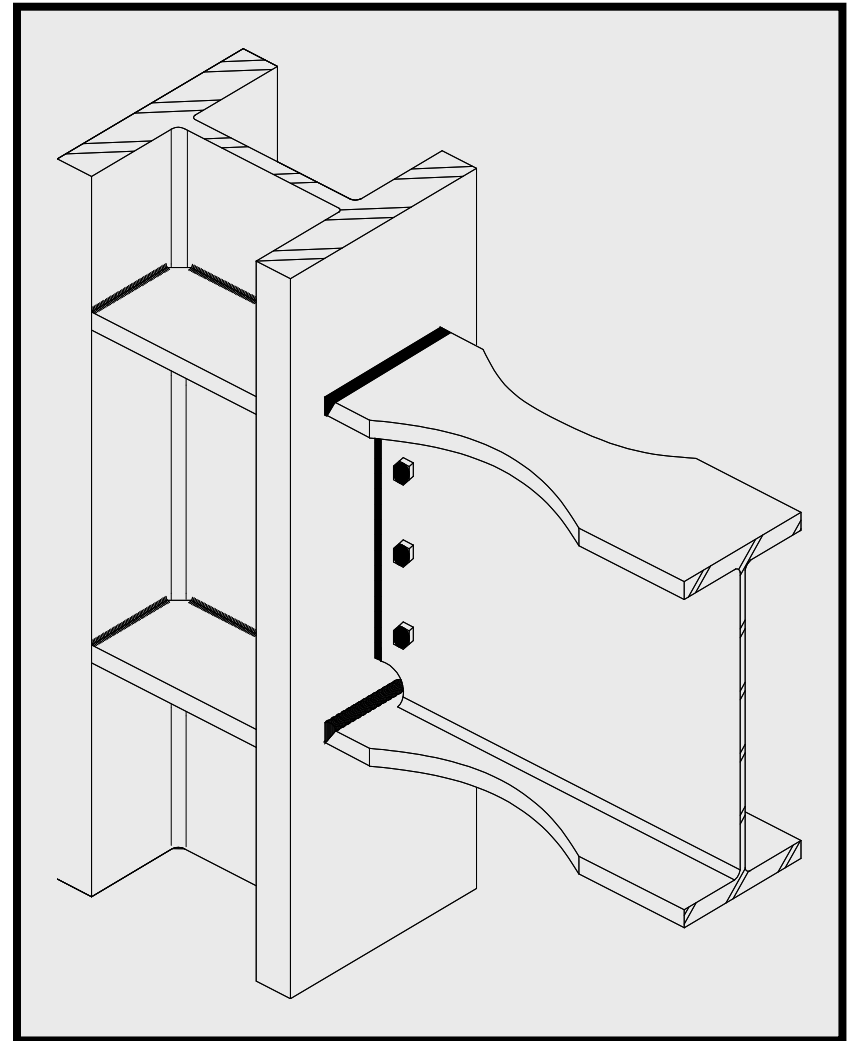
Local buckling of a moment frame beam.....



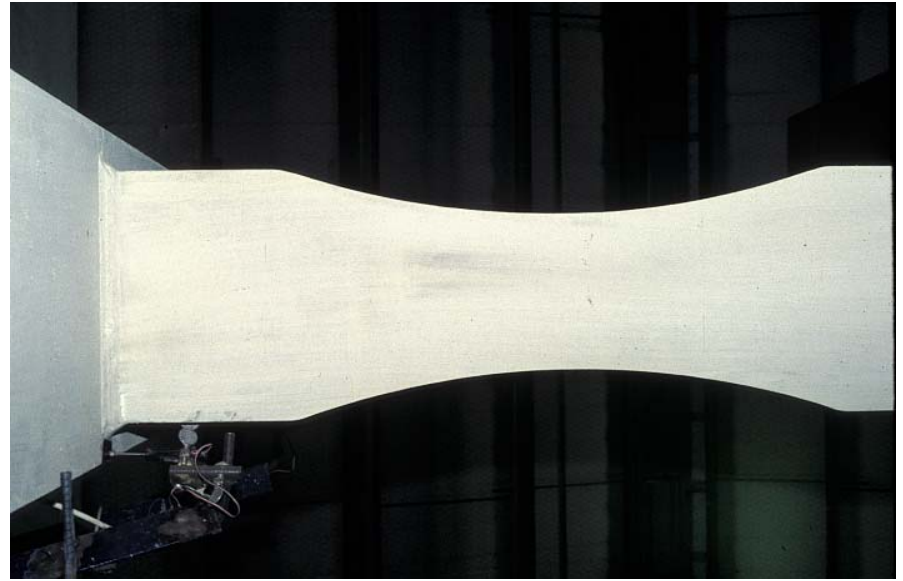
Reduced Beam Section (RBS) Moment Connection

RBS Concept:

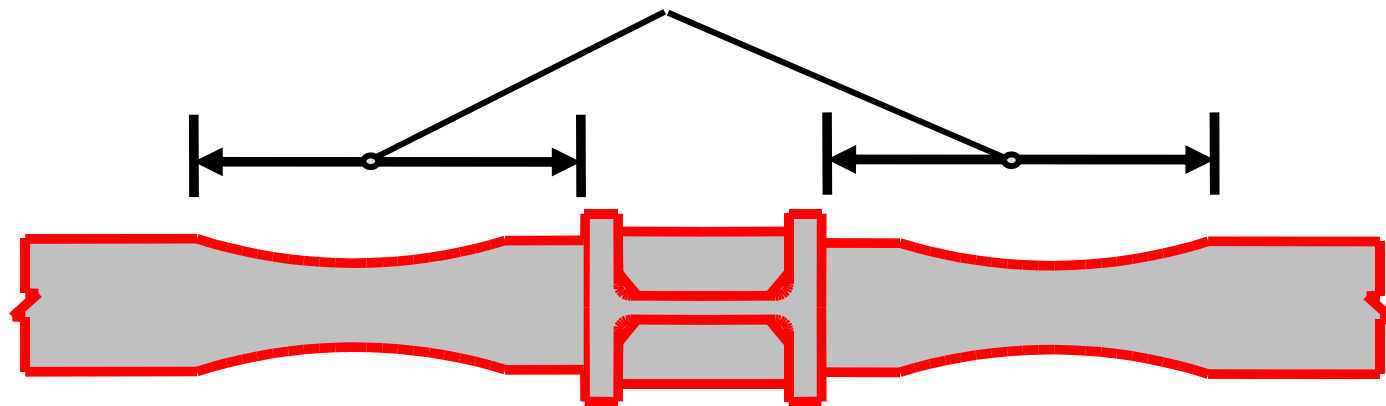
- Trim Beam Flanges Near Connection
- Reduce Moment at Connection
- Force Plastic Hinge Away from Connection







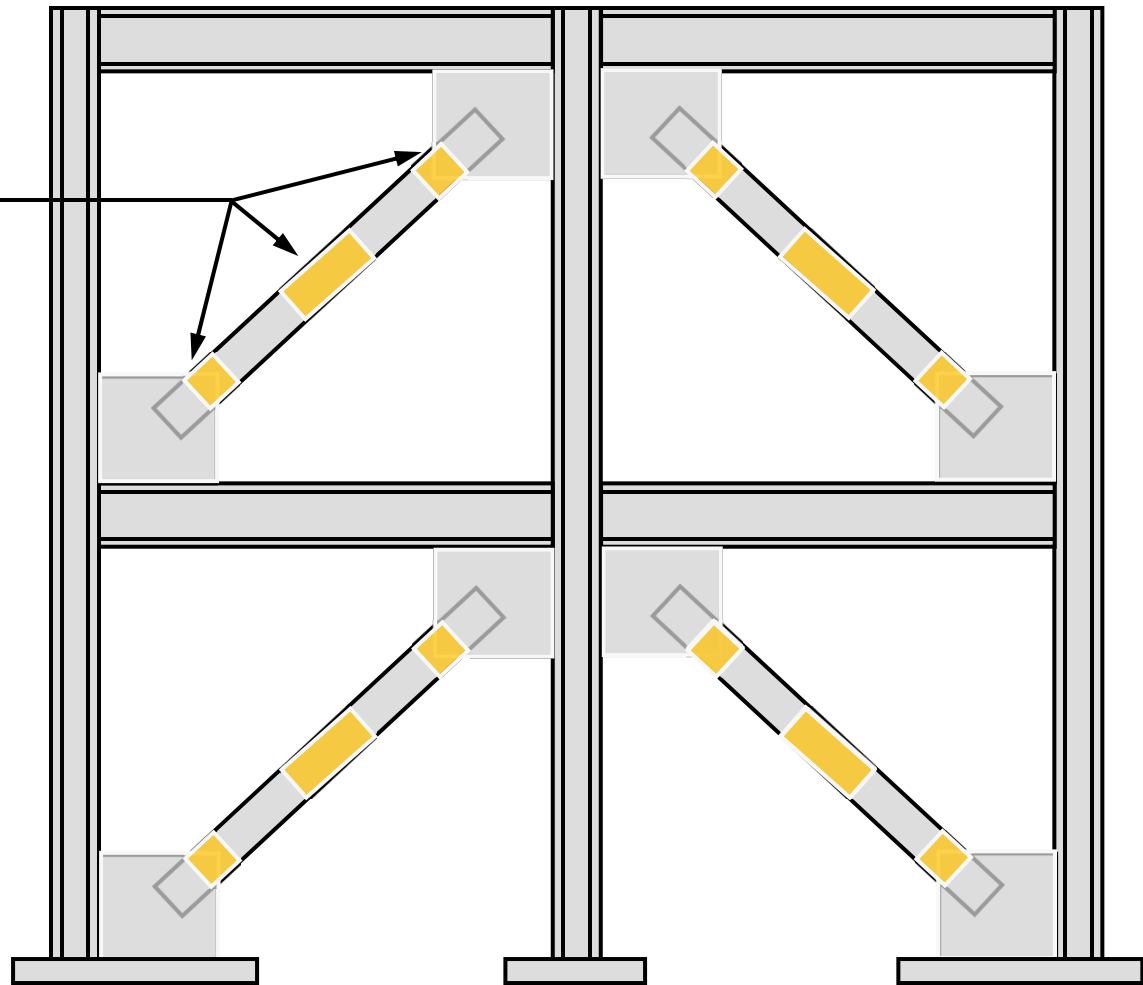
Protected Zone





Examples of Protected Zones: SCBF

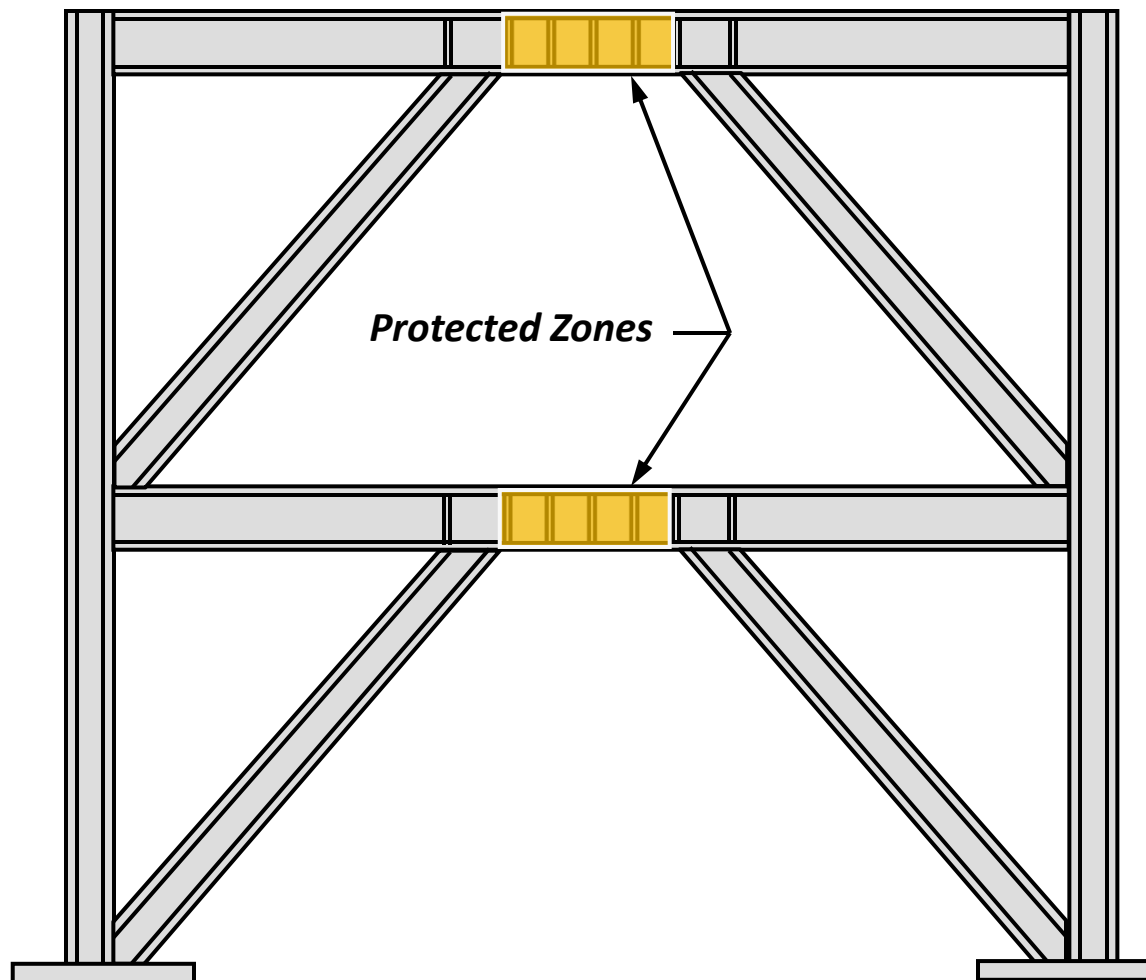
Protected Zones



Local buckling of a brace member.....



Examples of Protected Zones: EBF



Local buckling of an EBF link.....



الزامات طراحی لرزه ای

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.

۱. به کار بردن وصله مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ‌ها یا ورق‌های تشکیل‌دهنده عضو در ناحیه حفاظت‌شده ممنوع است.
۲. هر گونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش‌های موضعی، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش‌های حرارتی در ناحیه حفاظت‌شده ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی بر طرف شده و تعمیر گردد.

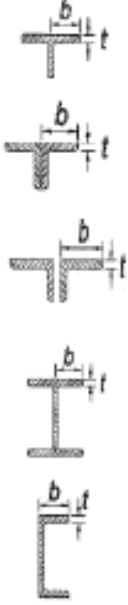
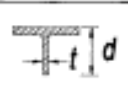
۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای مشخصات مصالح

۱۰-۳-۳-۱ فولاد مصرفی

هر چند در فصل اول این مبحث به الزامات متعارف فولاد مصرفی به عنوان یک ماده ساختمانی پرداخته شده است، لیکن جهت تأمین شکل‌پذیری مناسب لازم است توجه ویژه‌ای به نحوه عملکرد فولاد در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها شود. برای حصول این امر لازم است از ناپایداری موضعی و کلی از قبیل کمانش جانبی- پیچشی در محدوده رفتار پلاستیک جلوگیری به عمل آید. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت کششی نهایی حداقل $1/2$ برابر مقاومت حد تسلیم باشند. یعنی:

$$F_u \geq 1/2 F_y \quad (10-3-3)$$

جدول ۱۰-۳-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	λ
	λ _{max} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	λ _{max} اعضای با شکل‌پذیری متوسط			
	$0.17 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.178 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق، نساوندنی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دویل با فاصله و ساق پرچسته نبشی‌های دویل به هم چسبیده	۱
	$0.175 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	b/t	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	۲
	$0.17 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.178 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	تیر (جان) مقاطع سپری	۳

اجزای تک لبه و دو لبه

سیستم مهاربندی هم محور (Concentric Braced Frame)

۱- نیروهای زلزله توسط عملکرد خربایی که ستون ها تیرها و مهاربندها تشکیل داده اند تحمل می شوند

شکل پذیری مورد نیاز توسط عوامل زیر تامین می گردد.
- تسلیم کششی مهاربند در کشش
- کمانش مهاربند در فشار

سیستم مهاربندی هم محور (Concentric Braced Frame)

مزایا:

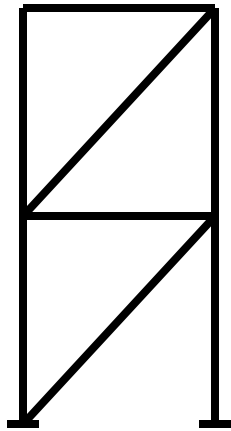
- ۱- سختی مناسب در برابر بارهای جانبی و کنترل تغییر مکان جانبی سازه
- ۲- ساده بودن اتصالات و سرعت اجرا

معایب:

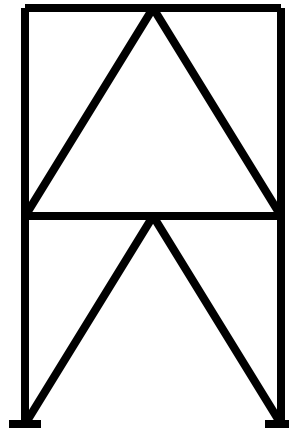
- ۴- شکل پذیری کم نسبت به سایر سیستم ها مانند سیستم قاب خمشی و سیستم مهاربند برون محور
- ۳- محدودیت از لحاظ معماری و ایجاد باز شو در نما

Types of CBFs

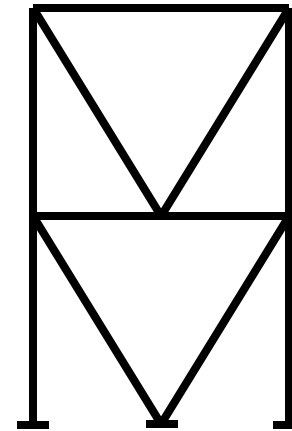
سیستم مهاربندی هم محور



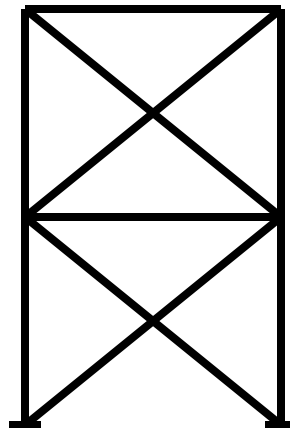
مهاربند قطری



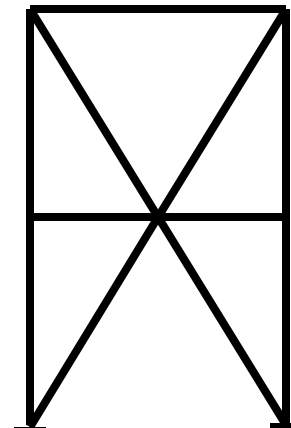
مهاربند V معکوس



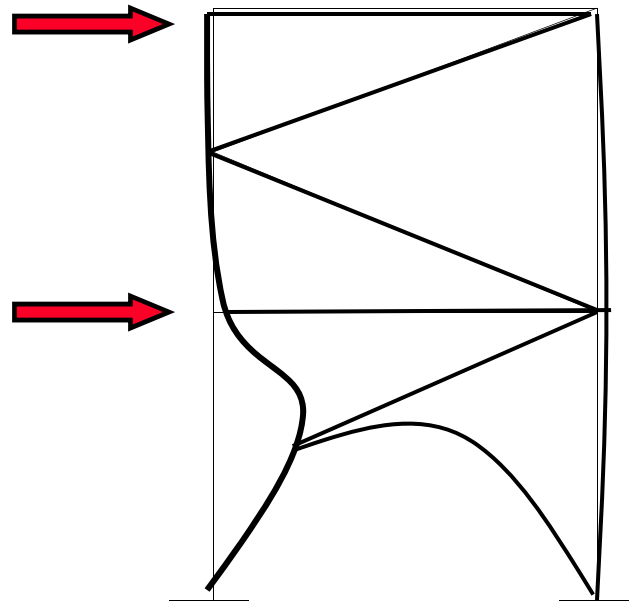
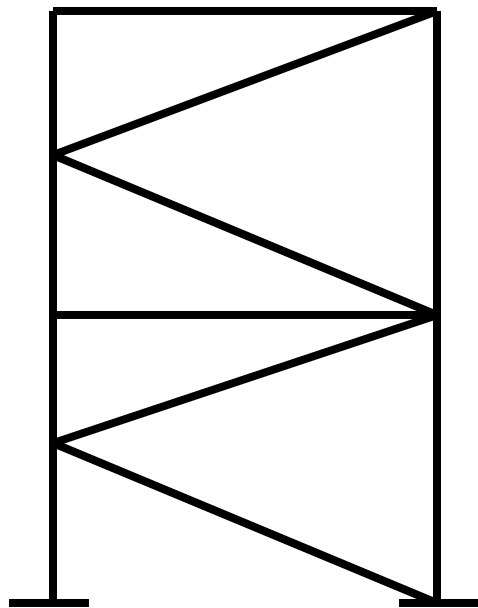
مهاربند V



مهاربند X



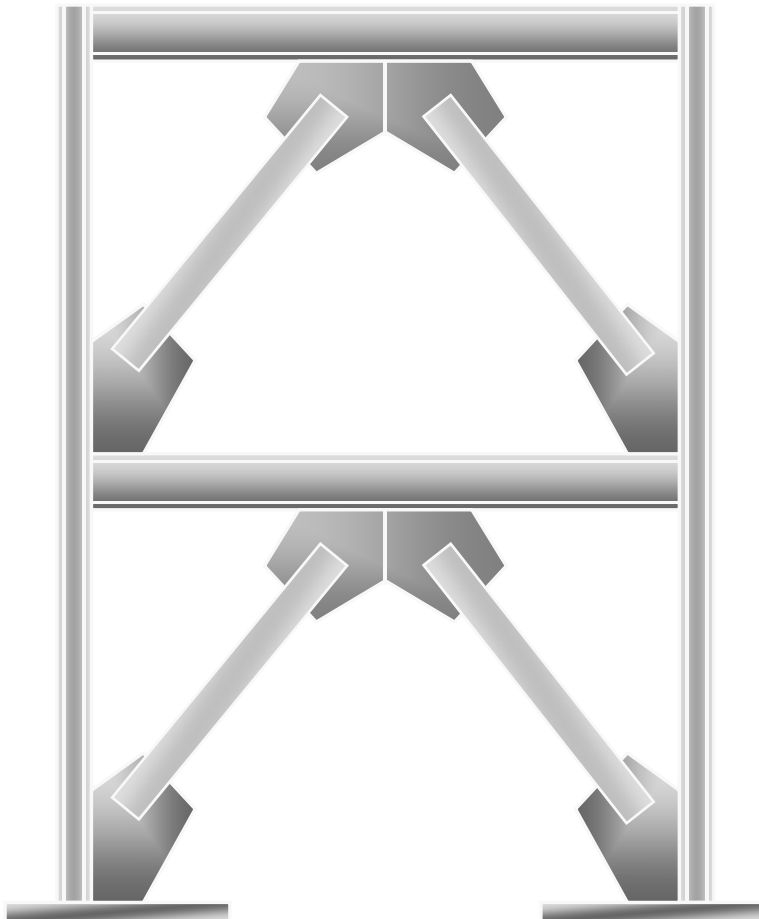
مهاربند X دو طبقه



K-Type Braces are not Permitted

Developing Ductile Behavior in CBFs

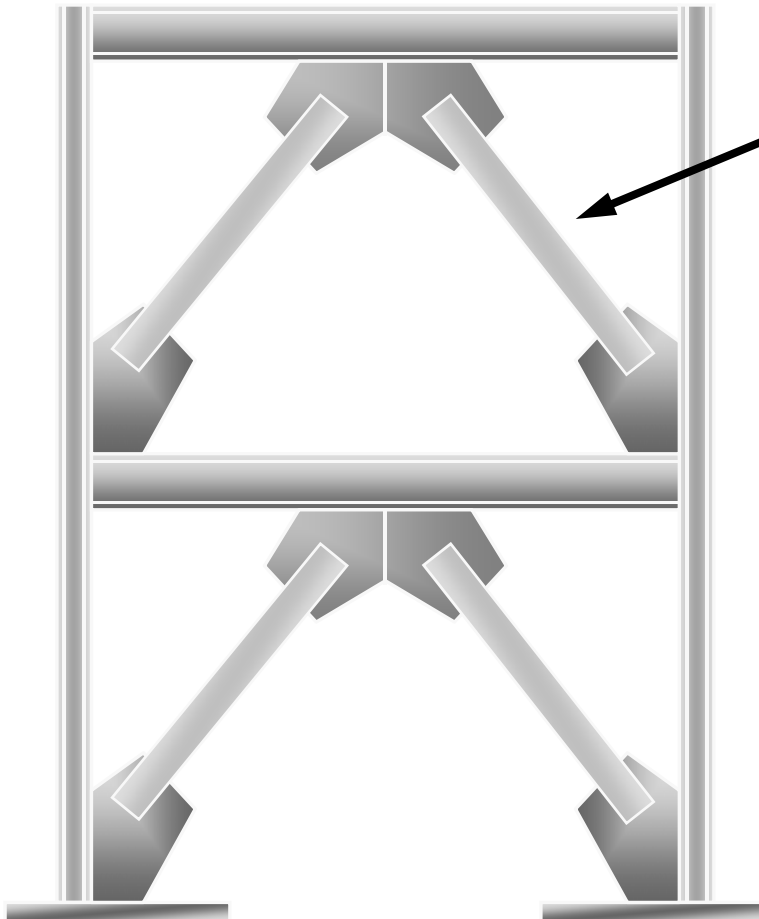
General Approach



- Design braces based on code specified earthquake forces.
- Design all other frame elements for maximum forces that can be developed by braces.

Developing Ductile Behavior in CBFs

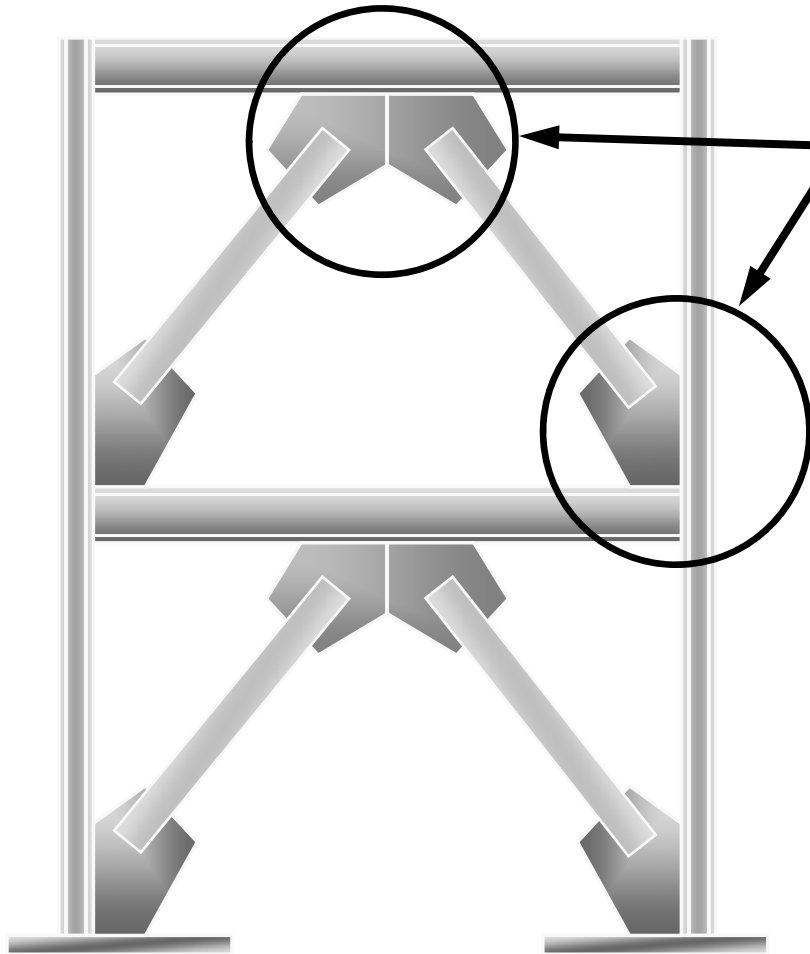
General Approach



- Design frame so that inelastic behavior is restricted to braces.
 - Braces are "fuse" elements of frame.
 - Braces are weakest element of frame. All other frame elements (columns, beams, connections) are stronger than braces.
- Choose brace members with good energy dissipation capacity and fracture life (limit kL/r and b/t).

Developing Ductile Behavior in CBFs

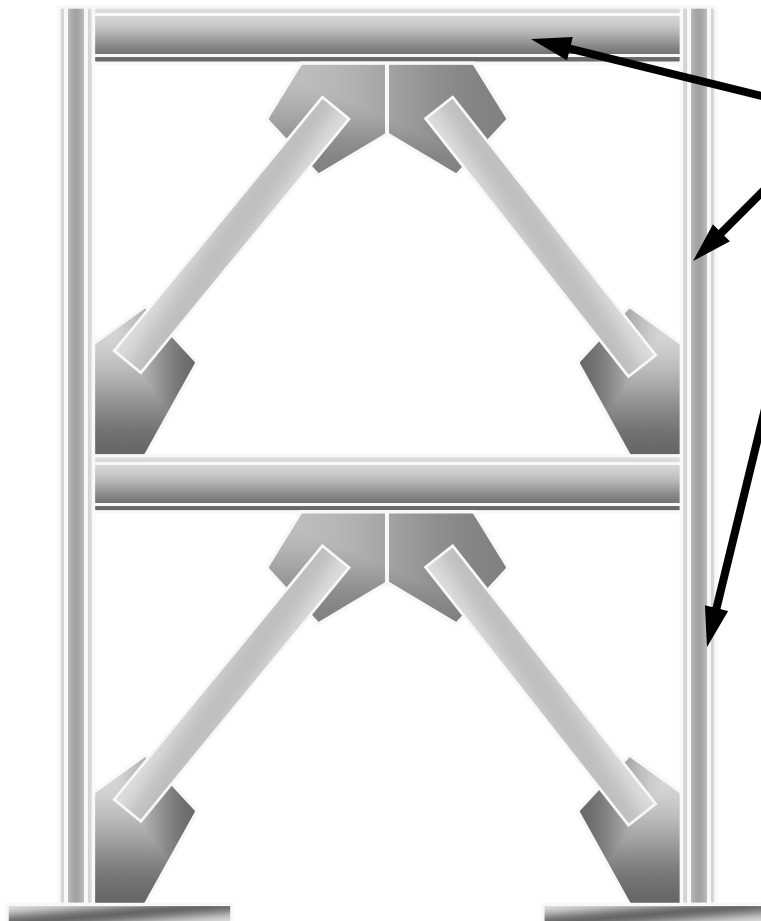
General Approach



- Design brace connections for maximum forces and deformations imposed by brace during cyclic yielding/buckling

Developing Ductile Behavior in CBFs

General Approach



- Design beams and columns (and column splices and column bases) for maximum forces imposed by braces

کنترل ضوابط لرزه ای بحث دهم مقررات ملی برای طراحی مهاربندهای هم محور

۱۰-۳-۱۱-۱ الزامات عمومی

الف) پیکربندی مهاربندی‌های مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندی‌های قطری، ضربدری و مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های به شکل K در این نوع قاب‌ها مجاز نیست.

ب) مقاطع اعضای مهاربندی‌ها و ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع بقیه ستون‌ها باید فشرده باشند.

کنترل ضوابط لرزه ای بحث دهم مقررات ملی برای طراحی مهاربند های هم محور

پ) در قاب های مهاربندی شده همگرا، نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندی های کششی و فشاری توزیع شود و مهاربندی ها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها تحت اثر ترکیبات بار متعارف طراحی شوند. در قاب های مهاربندی شده همگرای ویژه طراحی مهاربندی ها به صورت کششی تنها مجاز نمی باشد.

خ) تیرهای دهانه های مهاربندی شده با مهاربندی های به شکل ۷ و ۸ باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندی ها باشند.

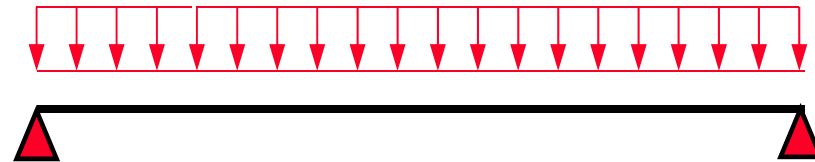
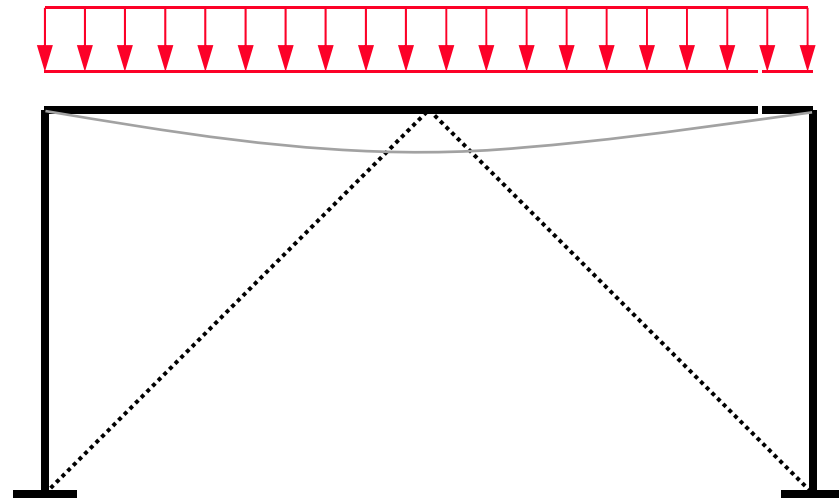
د) تیرهای دهانه های مهاربندی شده با مهاربندی های به شکل ۷ و ۸ باید در حد فاصل دو ستون پیوسته بوده و دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی - پیچشی باشند. در هر صورت، وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندی ها به تیر الزامی است.

کنترل ضوابط لرزه ای بحث دهم مقررات ملی برای طراحی مهاربند های هم محور

۱۰-۳-۱۰-۲ مهاربندی های به شکل ۷ و ۸

قاب های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندی های از نوع ۷ و ۸ باید دارای شرایط زیر باشند.
الف) ضریب لاغری (KL/r) مهاربندی های از نوع ۷ و ۸ نباید از $4\sqrt{E/F_y}$ تجاوز نماید.

ت) تیرهای دهانه های مهاربندی شده با مهاربندی های به شکل ۷ و ۸ باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندی ها باشند.
ث) تیرهای دهانه های مهاربندی شده با مهاربندی های به شکل ۷ و ۸ باید در حد فاصل دو ستون پیوسته بوده و دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش پیچشی - جانبی باشند. در هر صورت، وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندی ها به تیر الزامی است.



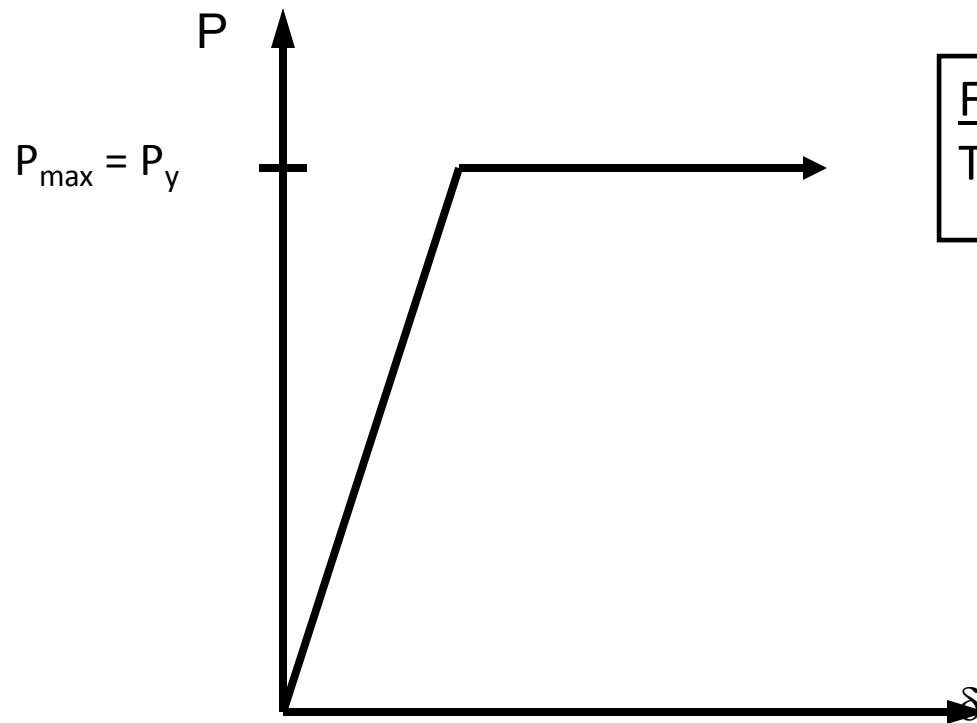
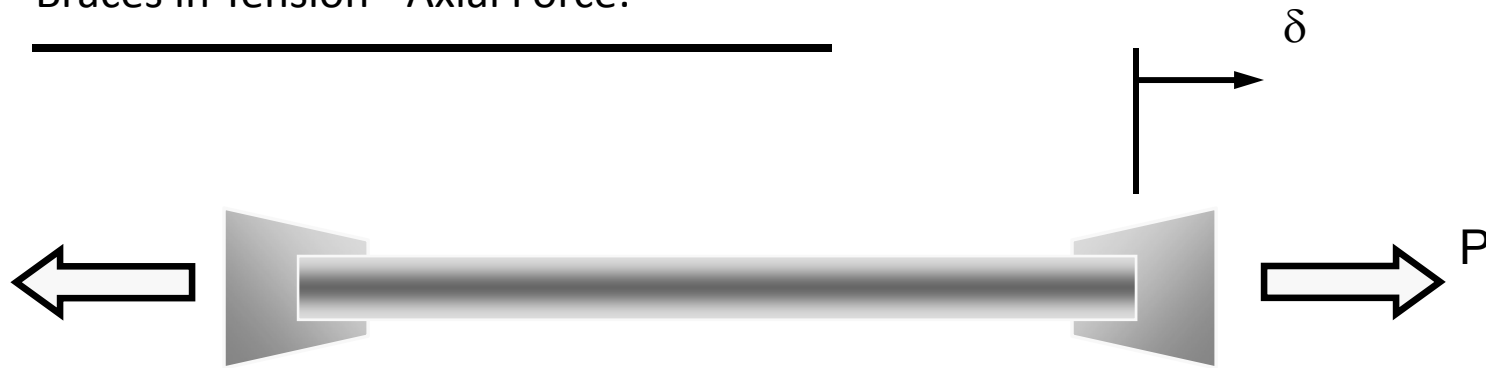
کنترل ضوابط لرزه ای بحث دهم مقررات ملی برای طراحی مهاربندهای هم محور

ج) تیرهای دهانه های مهاربندی شده با مهاربندی های به شکل ۷ و ۸ و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندی های کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیرهای دهانه های مهاربندی شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبدار که با نیروی زلزله ترکیب می شوند و اثرات لرزه ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندی ها محاسبه شوند.

• نیروی لرزه ای مهاربند کششی کمترین دو مقدار $R_y F_y A_g$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته. که در آن، $R_y =$ نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی، $F_y =$ تنش تسلیم فولاد مهاربندی و $A_g =$ سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.

نیروی لرزه ای مهاربند فشاری برابر $0.3 P_n$ که در آن P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری است.

Braces in Tension - Axial Force:

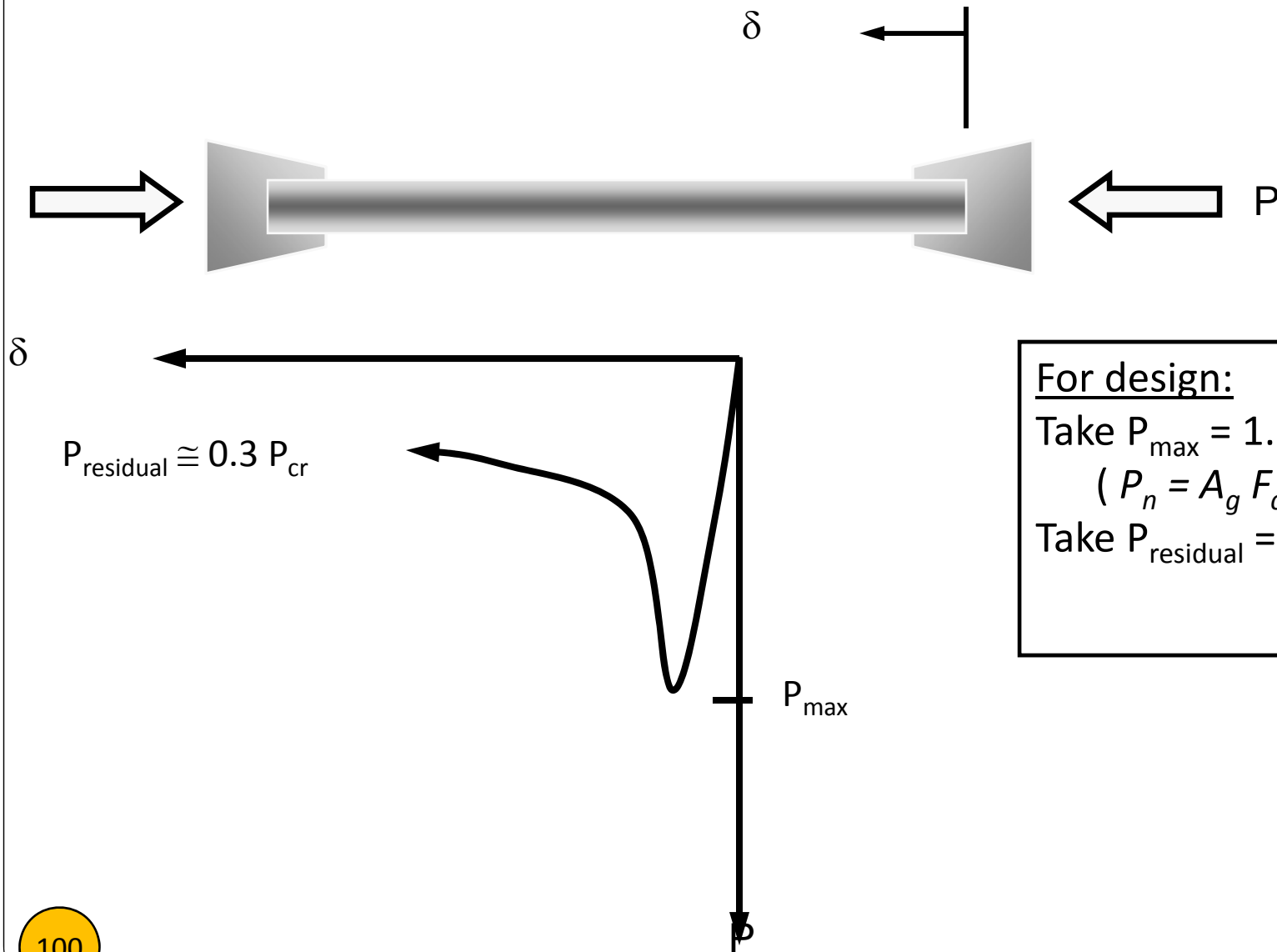


For design:

$$\text{Take } P_{\max} = R_y F_y A_g$$

Maximum Forces Developed by Braces

Braces in Compression - Axial Force

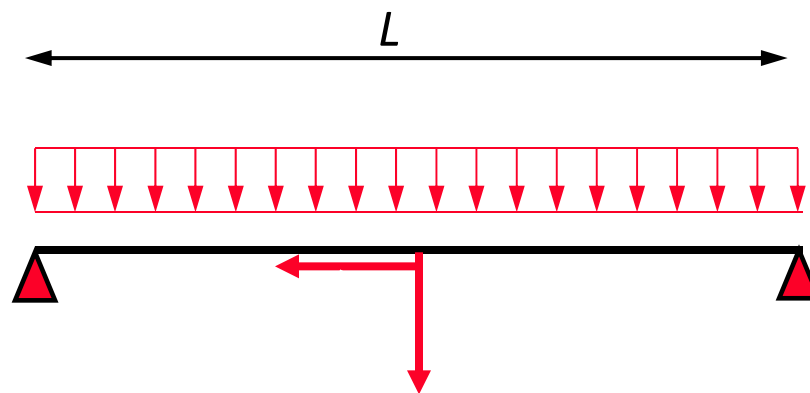
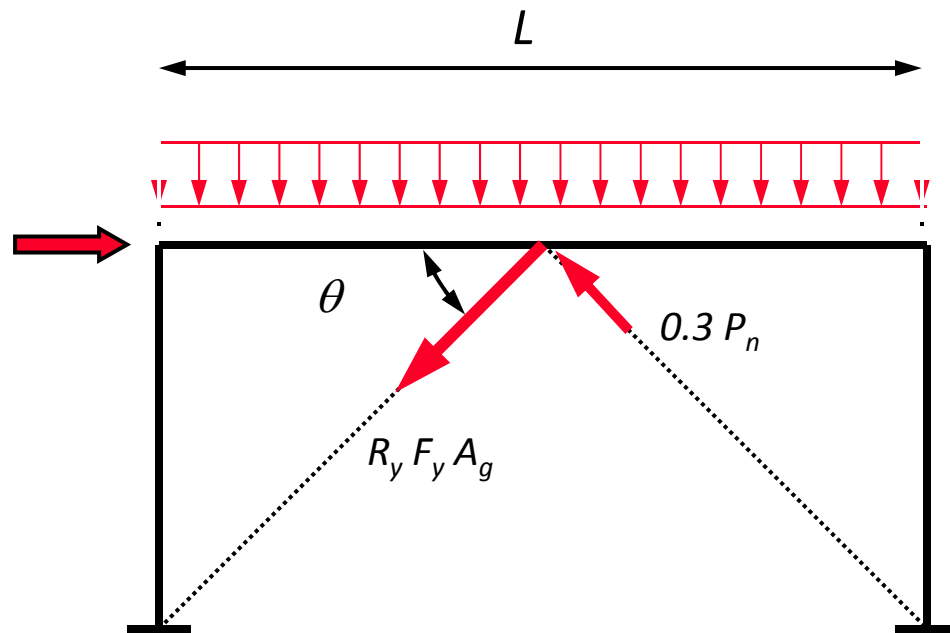


For design:

Take $P_{\max} = 1.1 R_y P_n$

($P_n = A_g F_{cr}$)

Take $P_{\text{residual}} = 0.3 P_n$



$$(R_y F_y A_g + 0.3 P_n) \cos \theta$$

$$(R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \theta$$

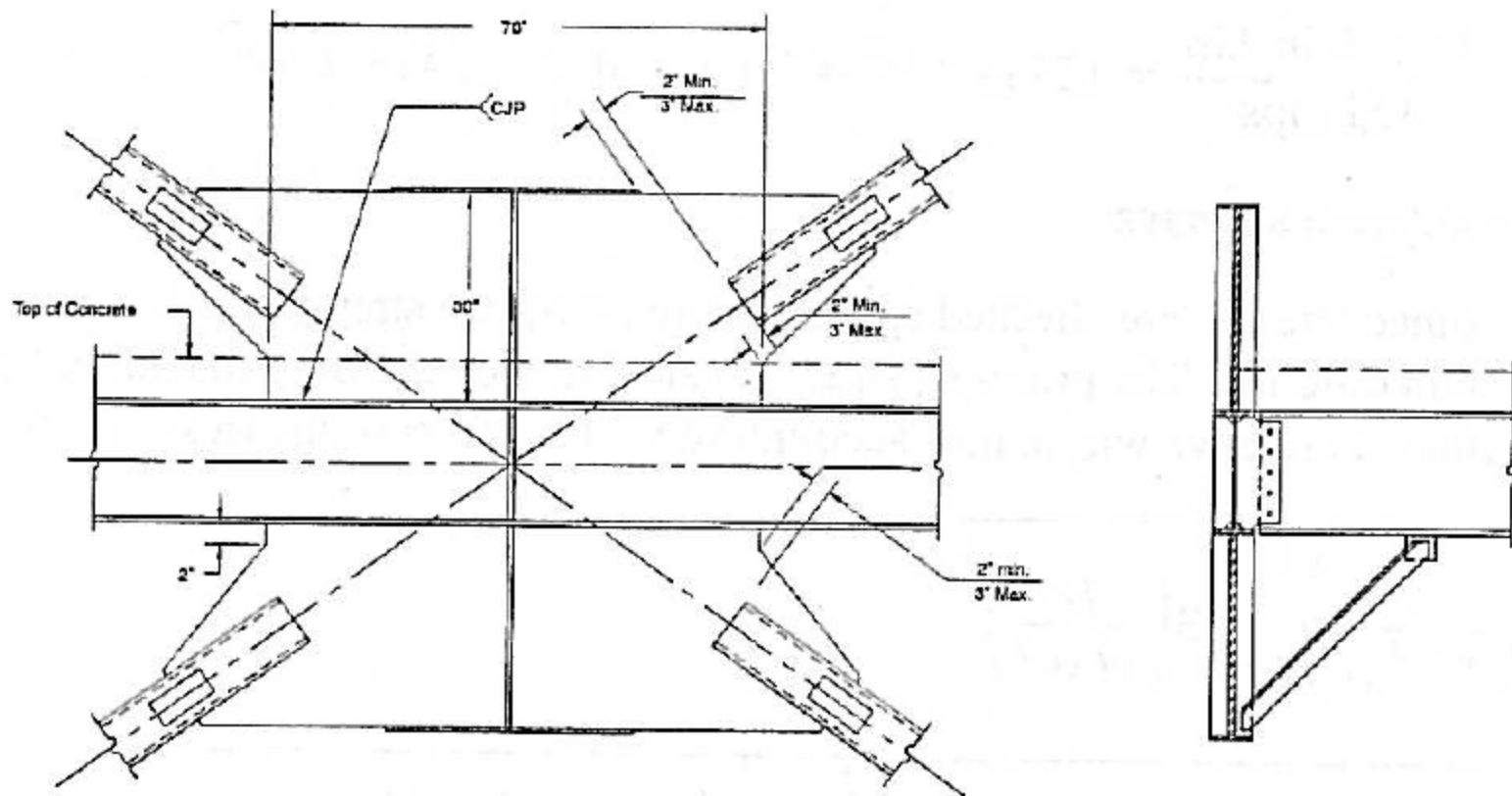
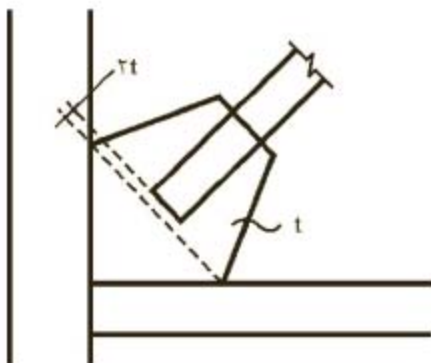
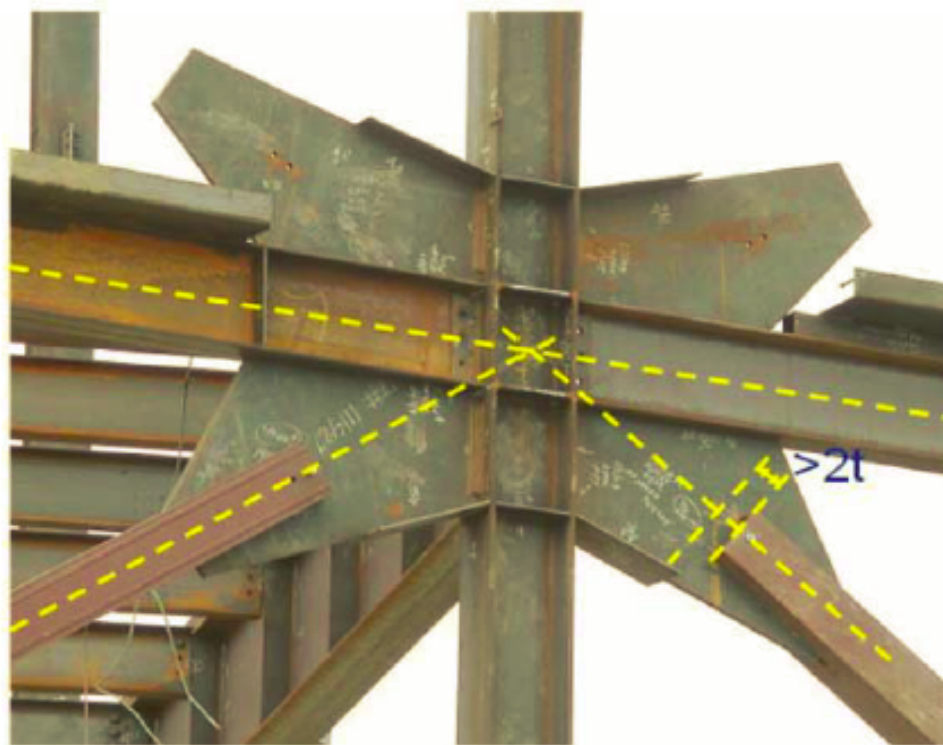


Figure 1A-13. Brace-to-beam connection at midspan



اتصالات مهاربندی



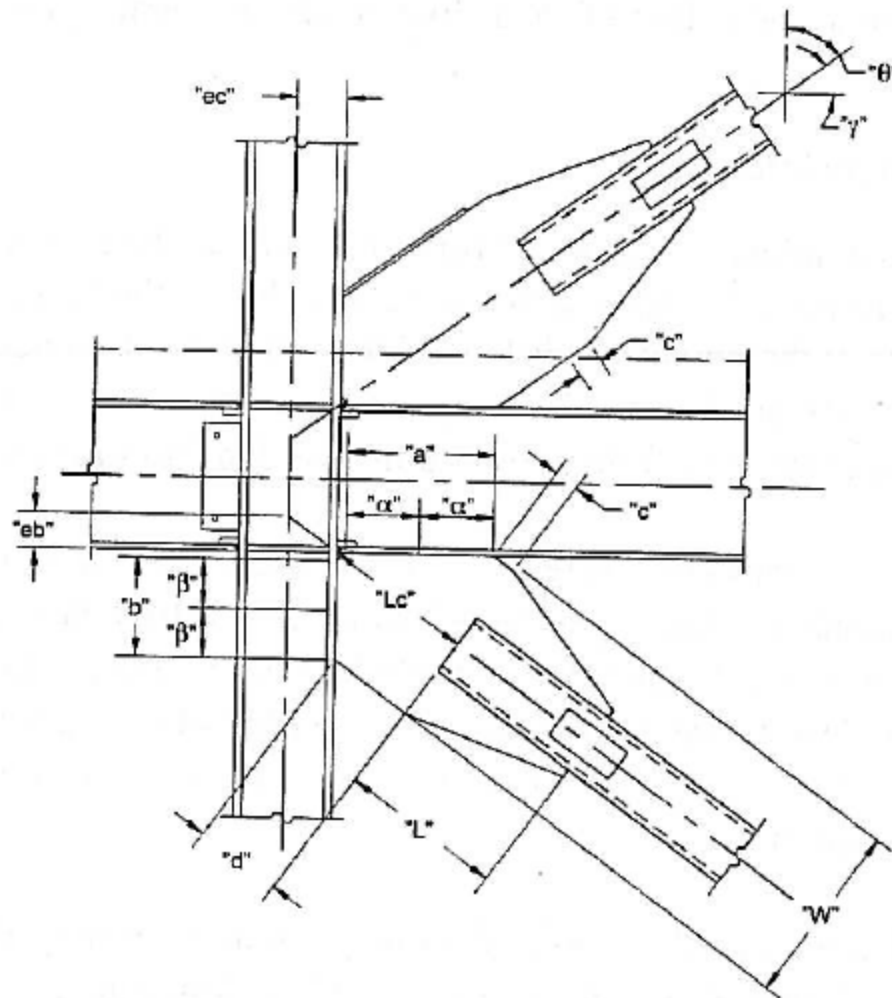


Figure 1A-11. Diagram of dimensions used in the connection design

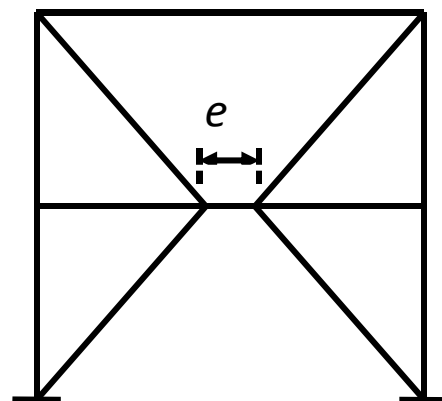
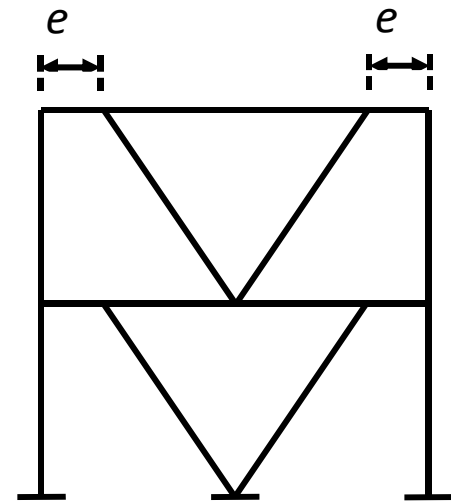
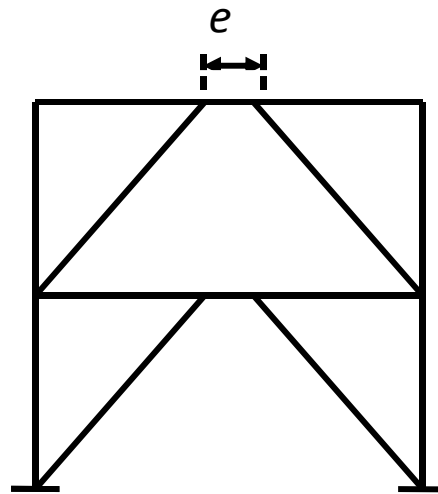
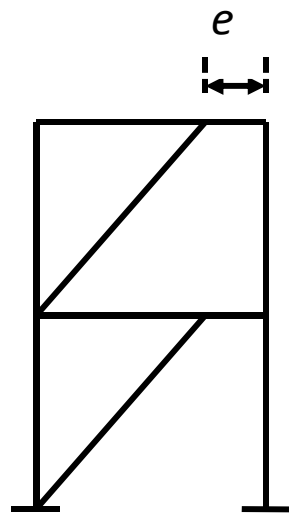
اتصالات مهاربندی

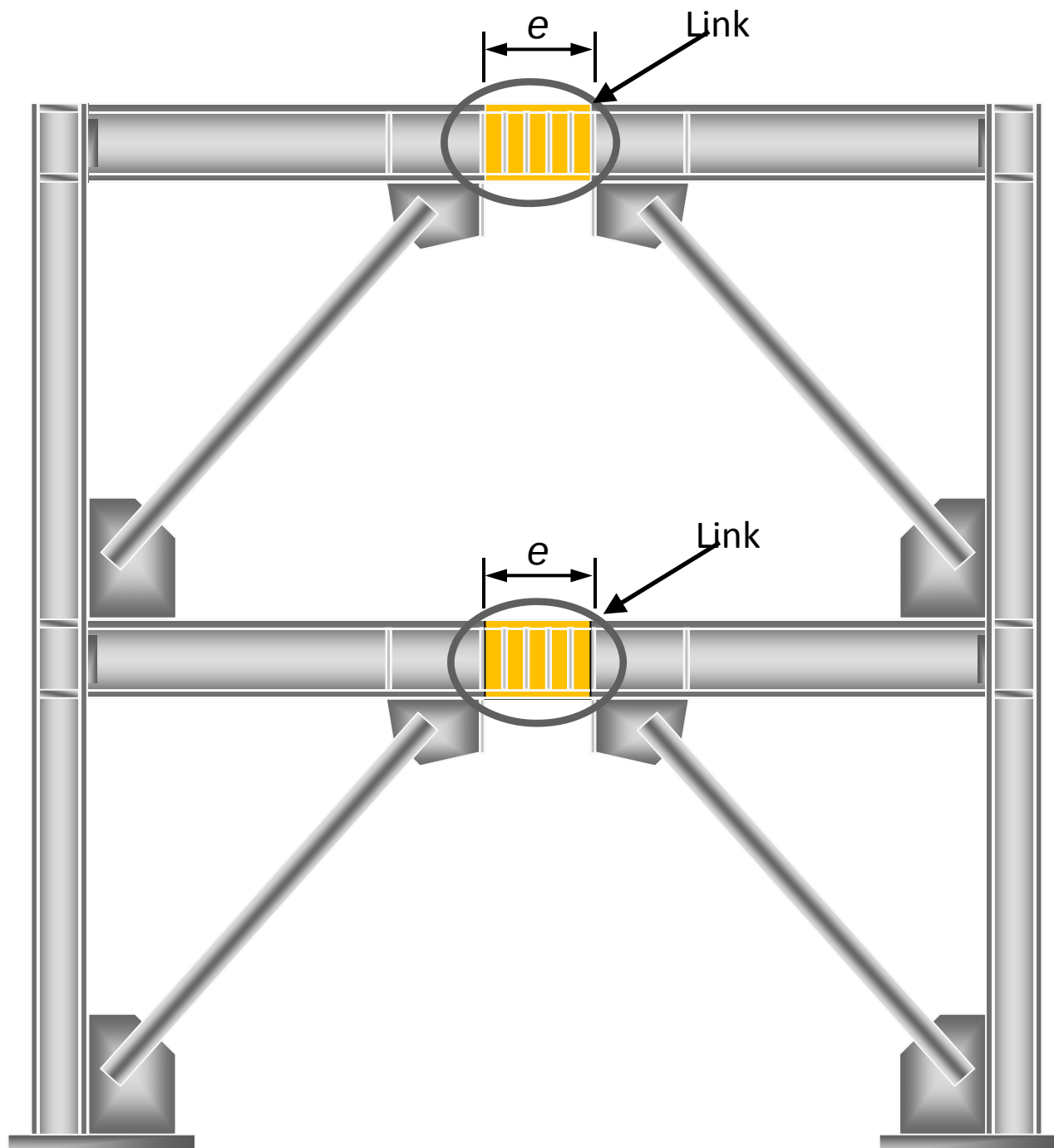


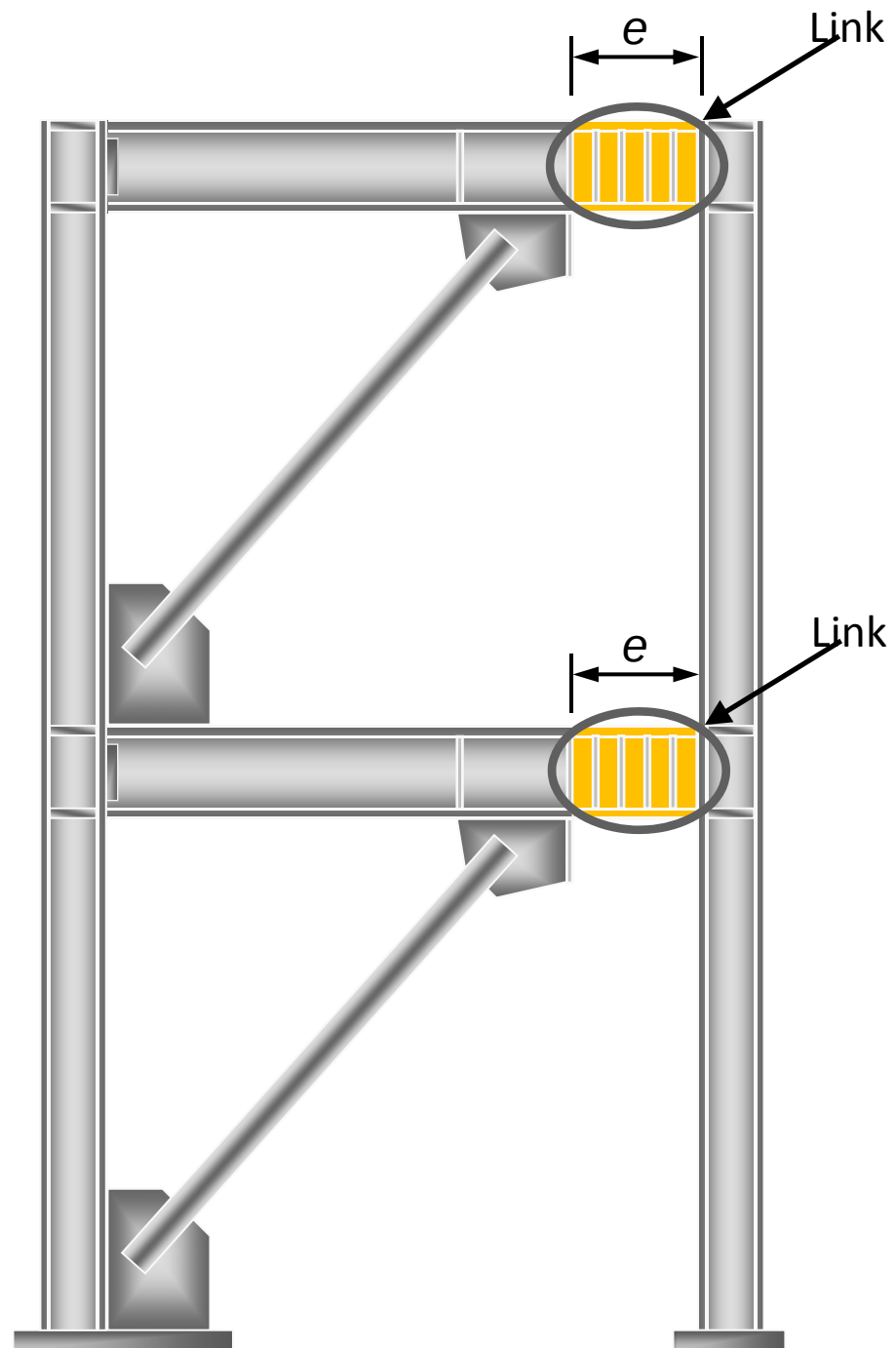
سیستم مهاربندی برون محور:



Some possible bracing arrangement for EBFS



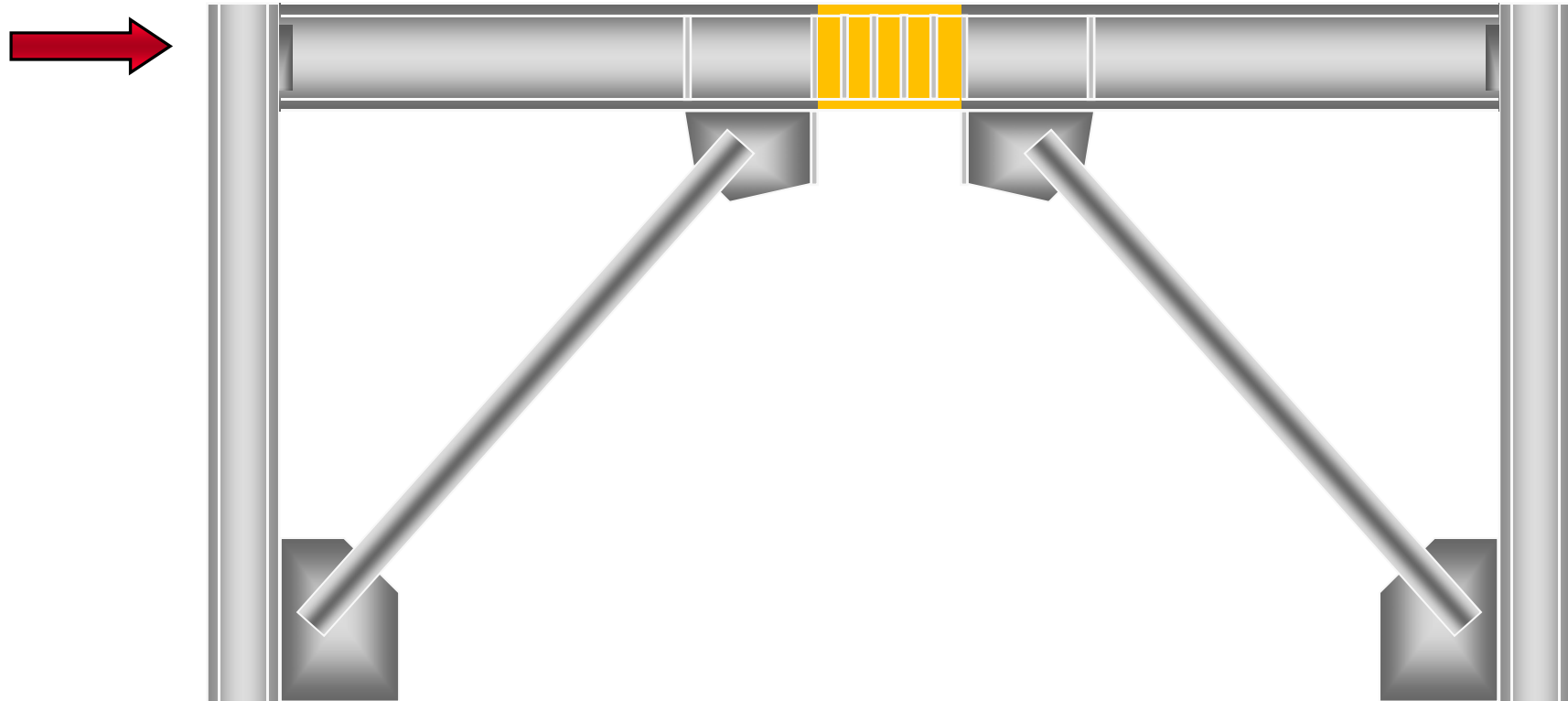


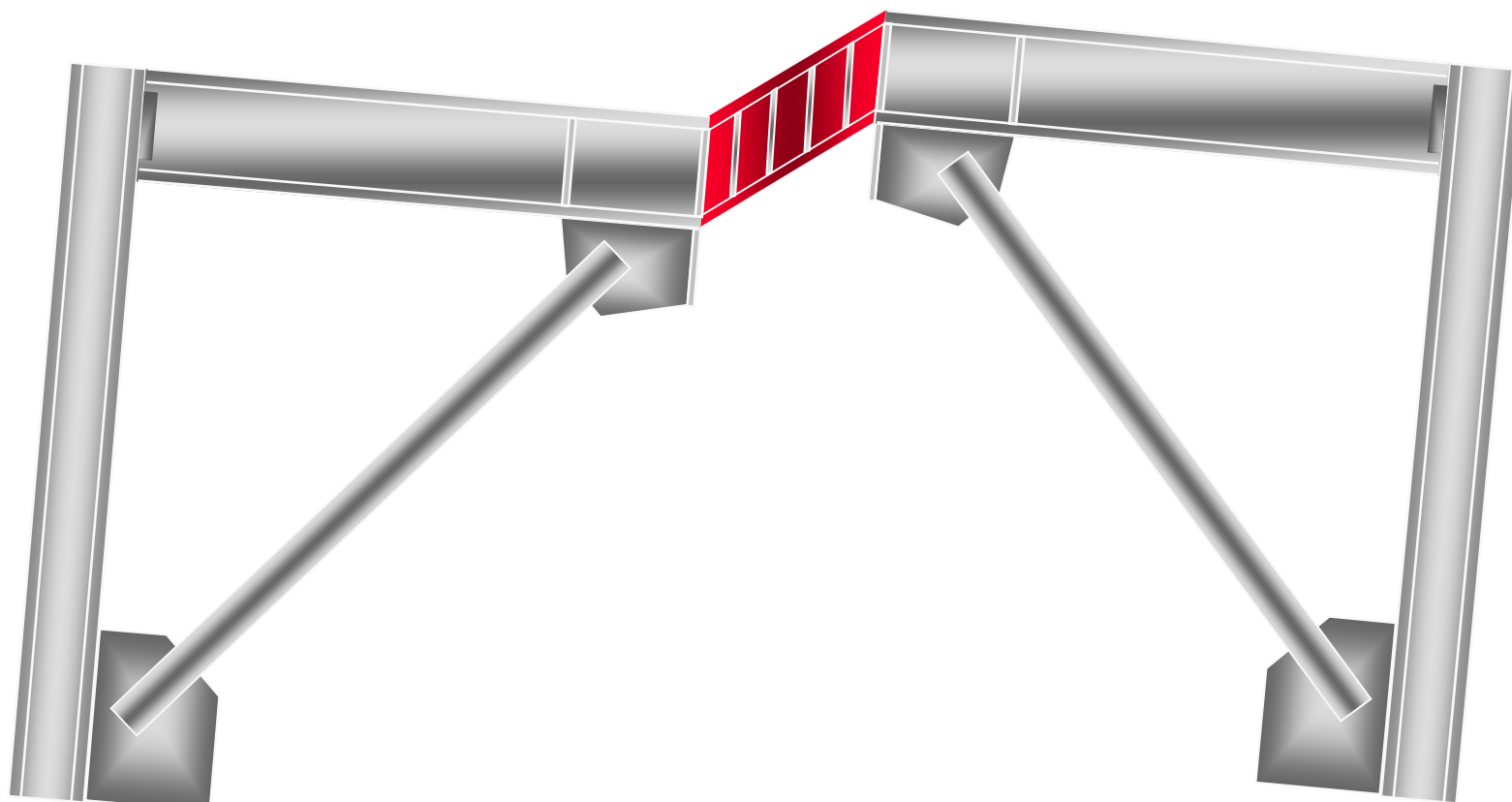


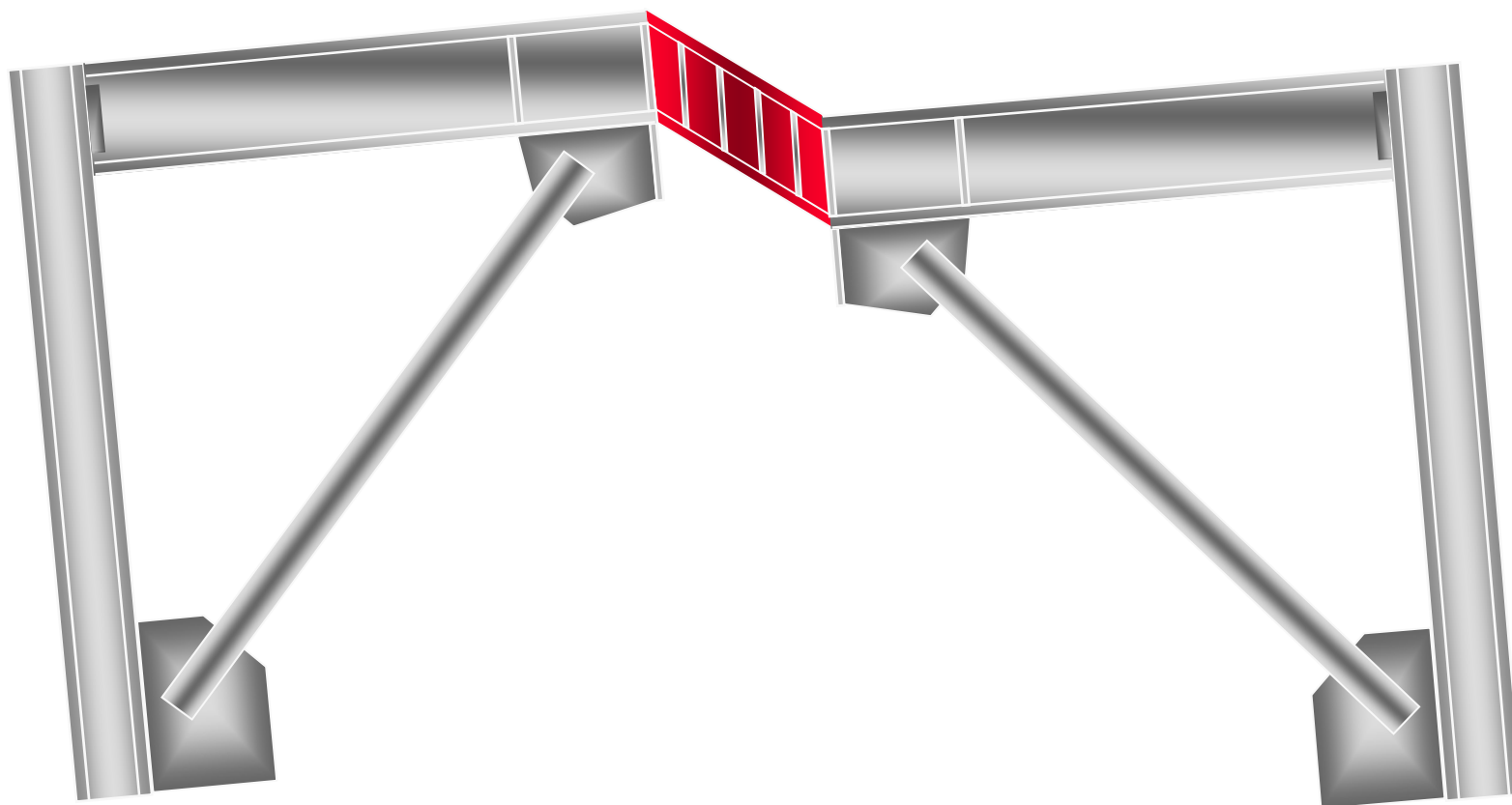


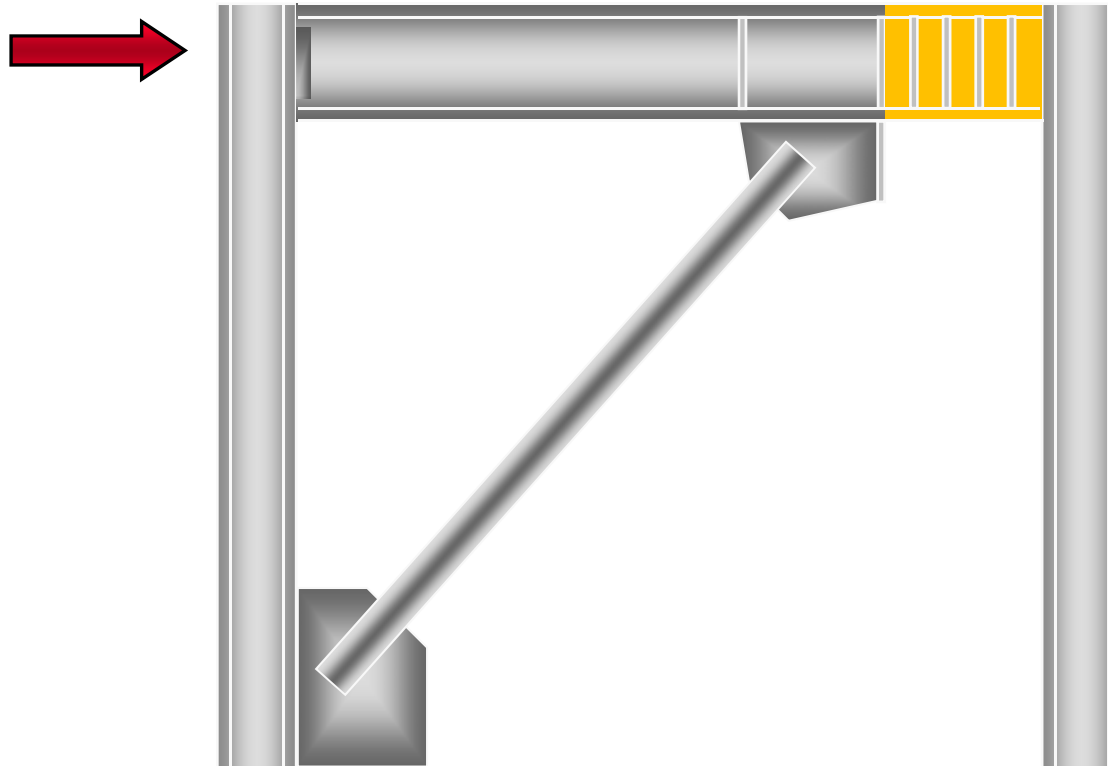


Inelastic Response of EBFs

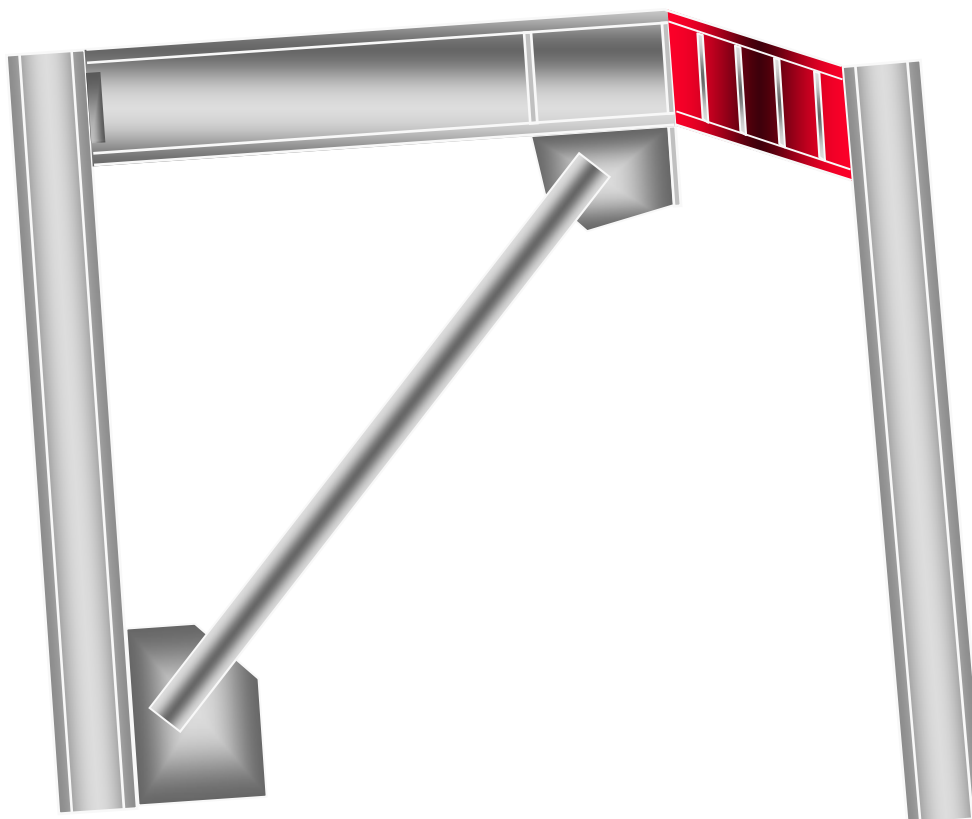




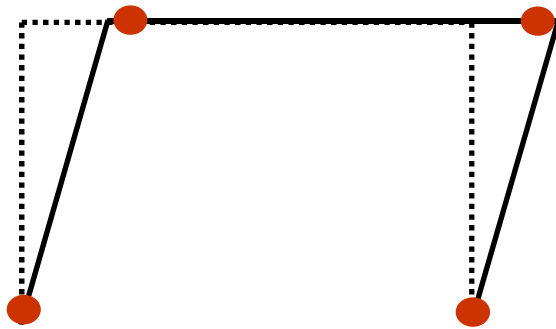




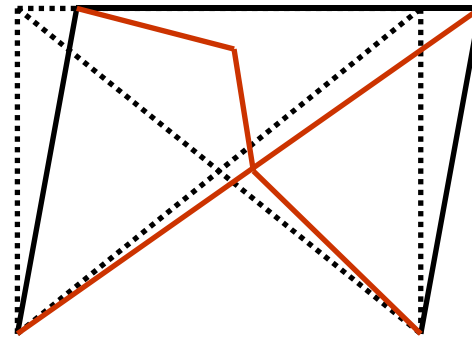




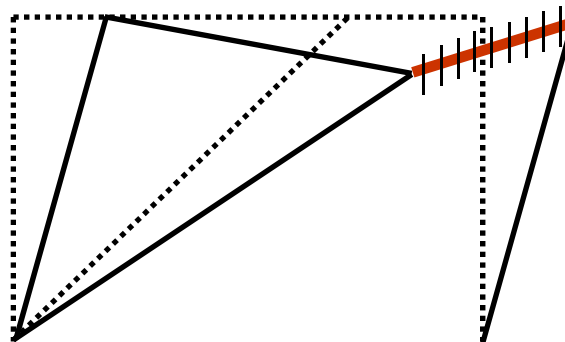




MRF



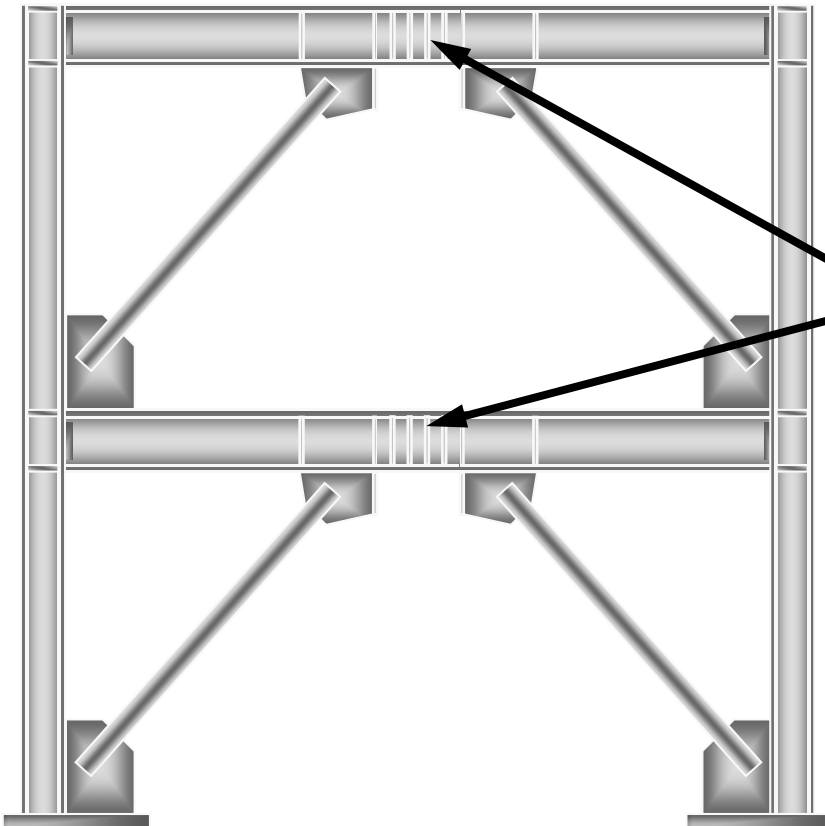
CBF



EBF

Energy Dissipation Mechanisms

Design of EBFs - General Approach



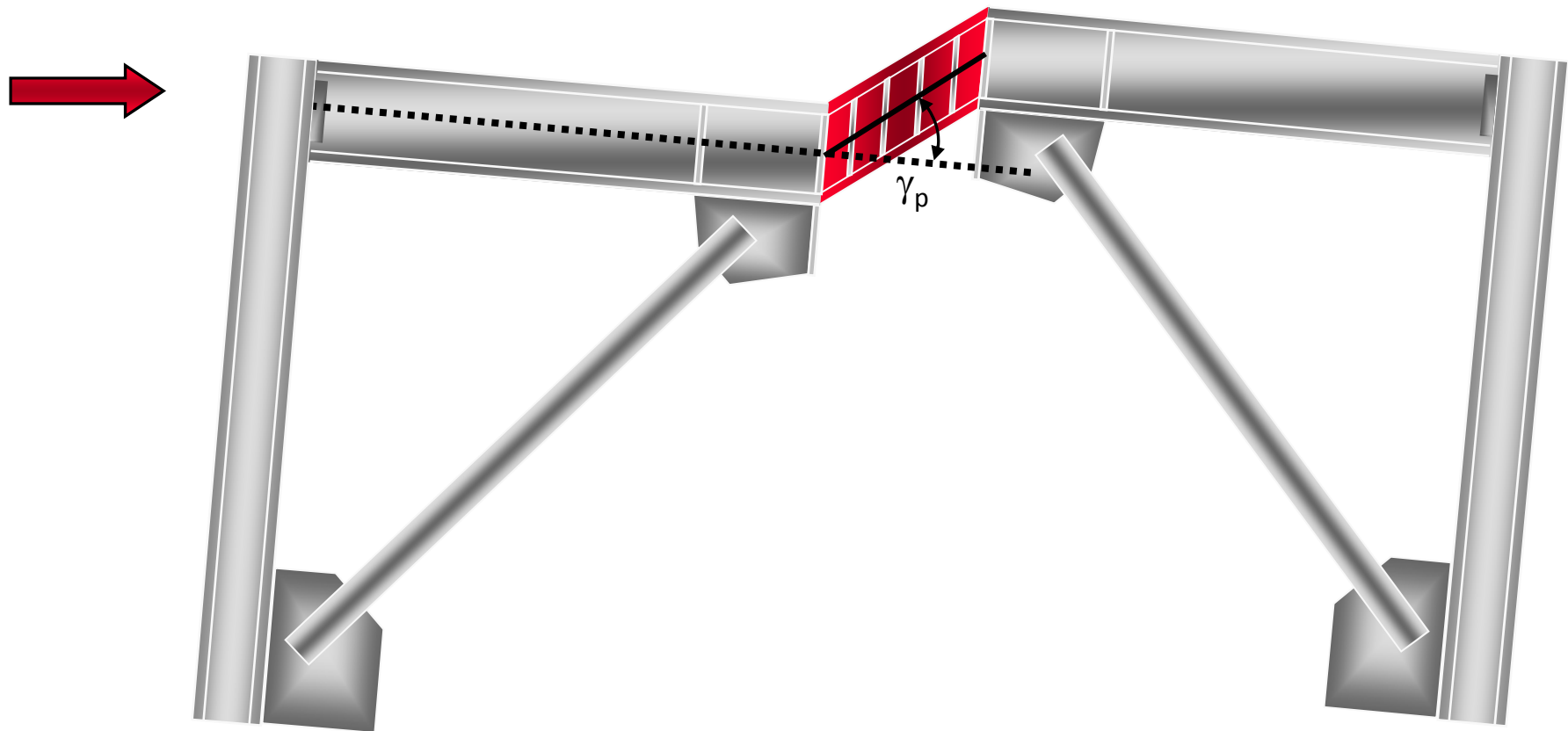
- Design frame so that inelastic behavior is restricted to links.
 - Links are "fuse" elements of frame.
 - Links are weakest element of frame. All other frame elements (braces, columns, beam segments outside of link, connections) are stronger than links.
- Detail links to provide high ductility (stiffeners, lateral bracing).

EBFs - Link Behavior

- Link plastic rotation angle
- Forces in links
- Shear vs flexural yielding links
- Link nominal strength
- Post-yield behavior of links
- Examples of experimental performance of links



Link Plastic Rotation Angle



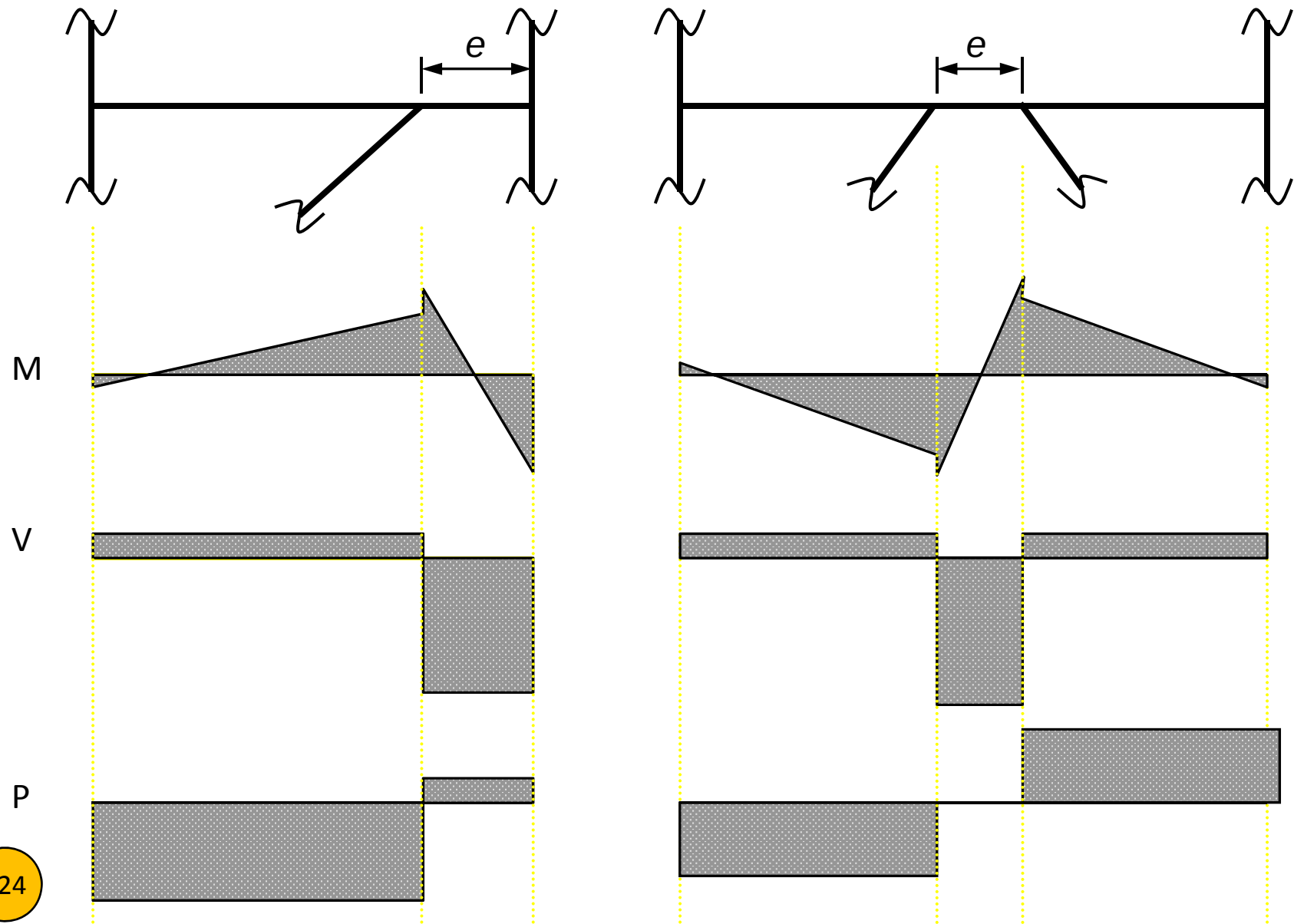
γ_p = link plastic rotation angle (rad)

Link Plastic Rotation Angle



γ_p = link plastic rotation angle (rad)

Link Behavior: Forces in Links



Shear Vs. Flexural Yielding Links:

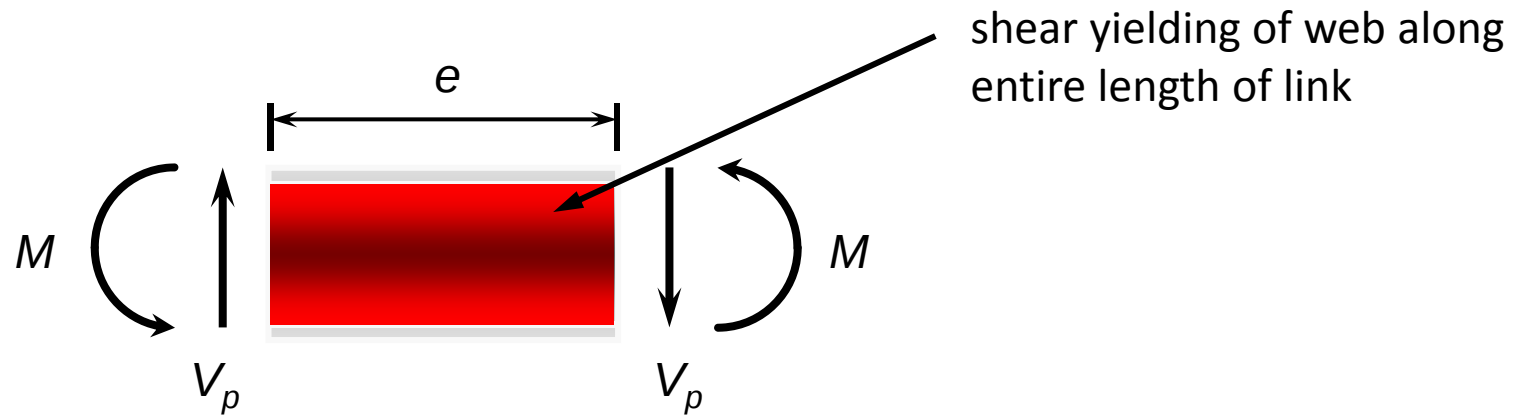
Simple Plastic Theory (assumes no strain hardening and no shear - flexure interaction)

SHEAR YIELDING LINK:

$$e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$

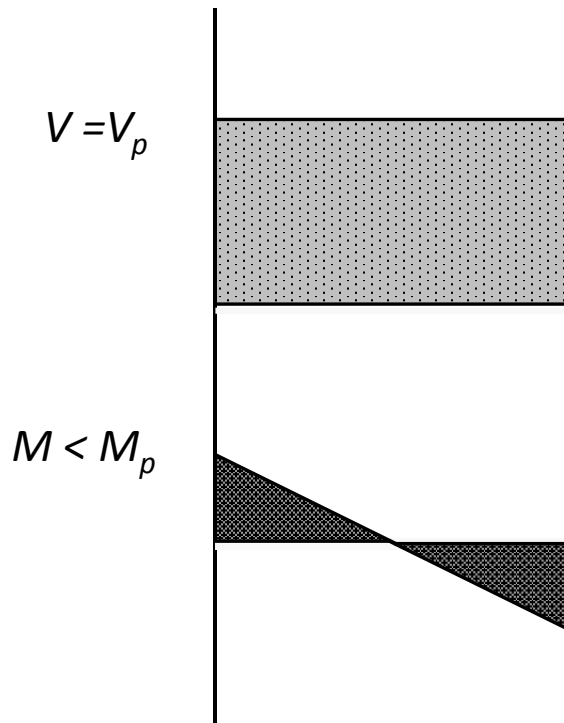
FLEXURAL YIELDING LINK:

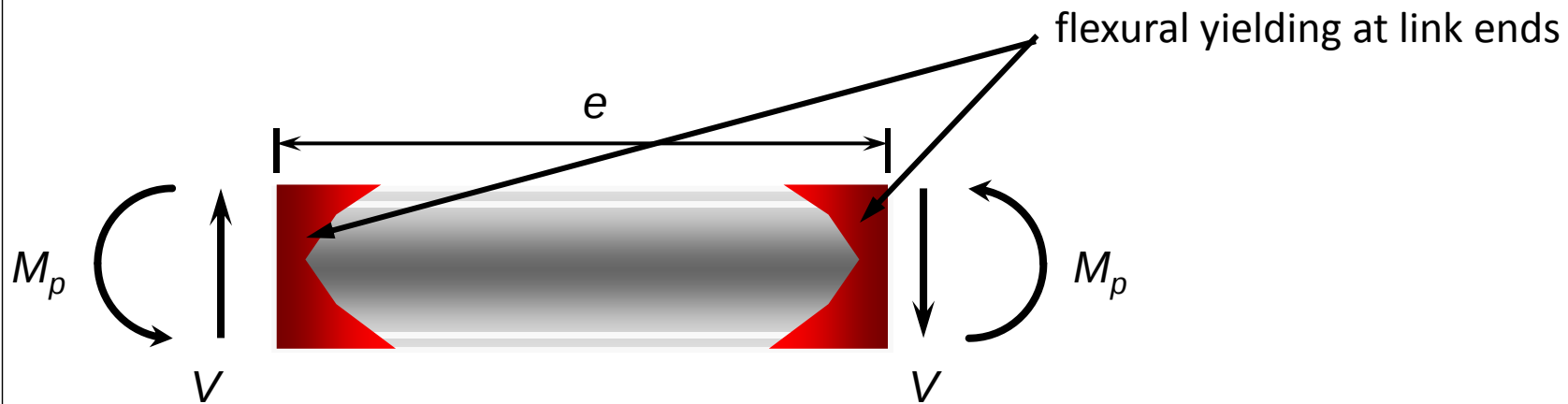
$$e \geq \frac{2M_p}{V_p}$$



Shear yielding will occur when $V=V_p$ and $M < M_p$

or, when:
$$e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$





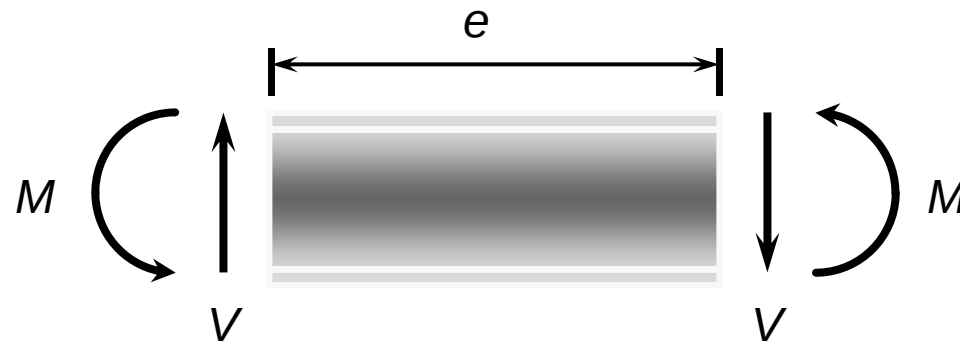
$$V < V_p$$

$$M = M_p$$

Shear yielding will occur when
 $M = M_p$ and $V < V_p$

or, when:

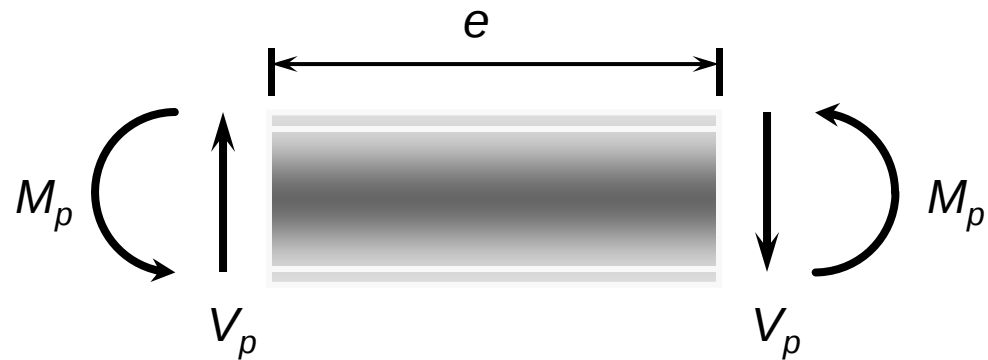
$$e \geq \frac{2M_p}{V_p}$$



Static equilibrium of link: $Ve = 2M$ or:

$$e = \frac{2M}{V}$$

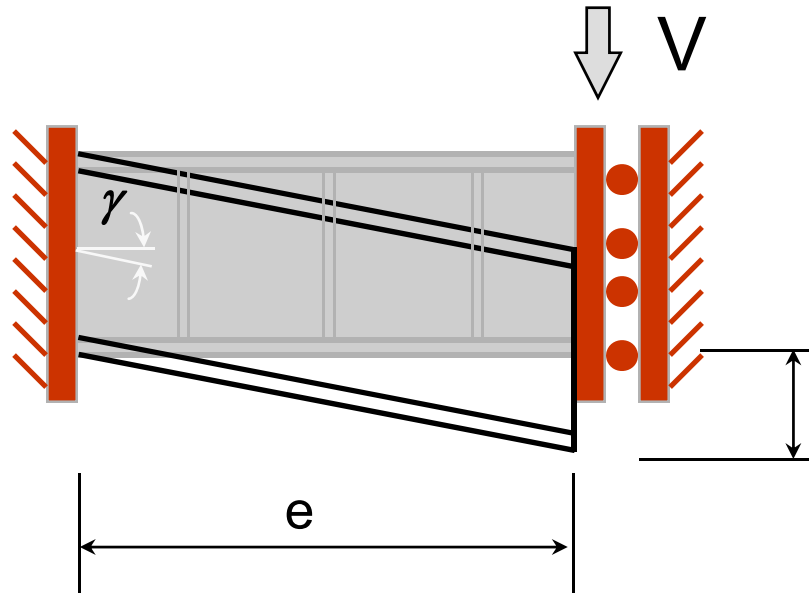
Shear vs. Flexural Yielding Links:



Shear and flexural yielding occur simultaneously
when $V=V_p$ and $M=M_p$

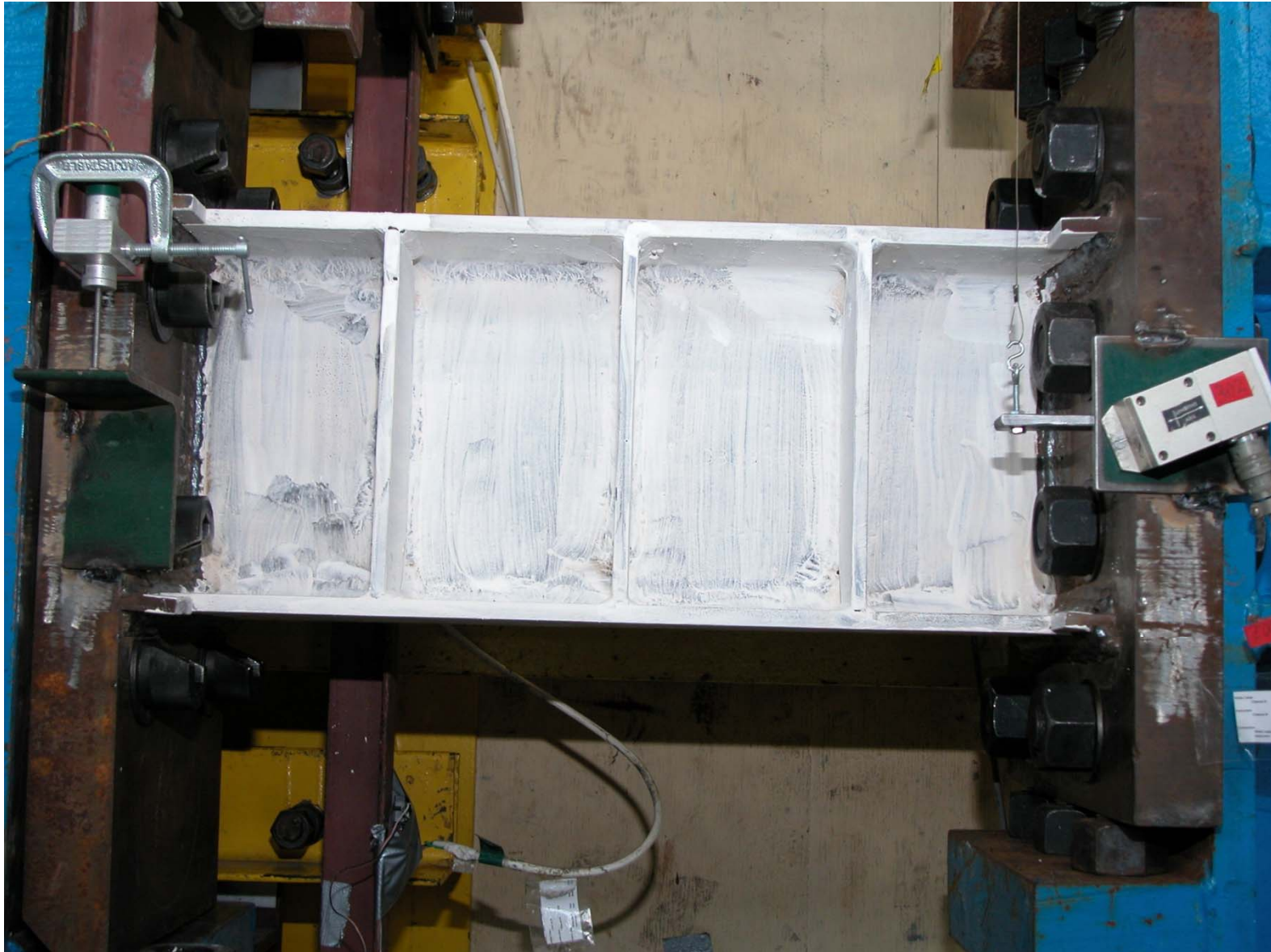
or, when:
$$e = \frac{2 M_p}{V_p}$$

Experimental Performance of Shear Links



Link Deformation: $\gamma = \frac{\Delta}{e}$ (radian)

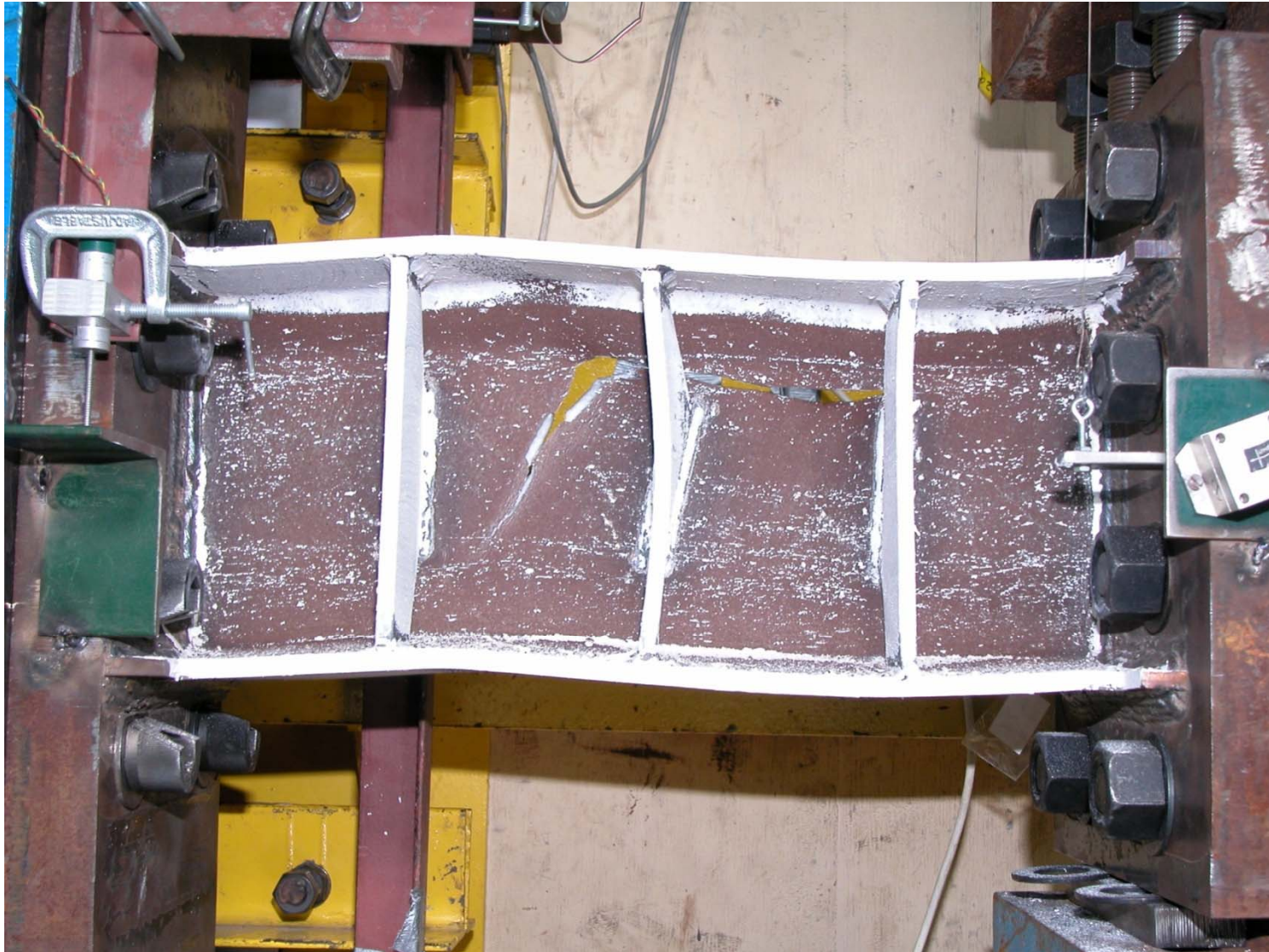
Experimental Performance of a Shear Link:
W10x33 (A992) $e = 23'' = 1.1 M_p/V_p$



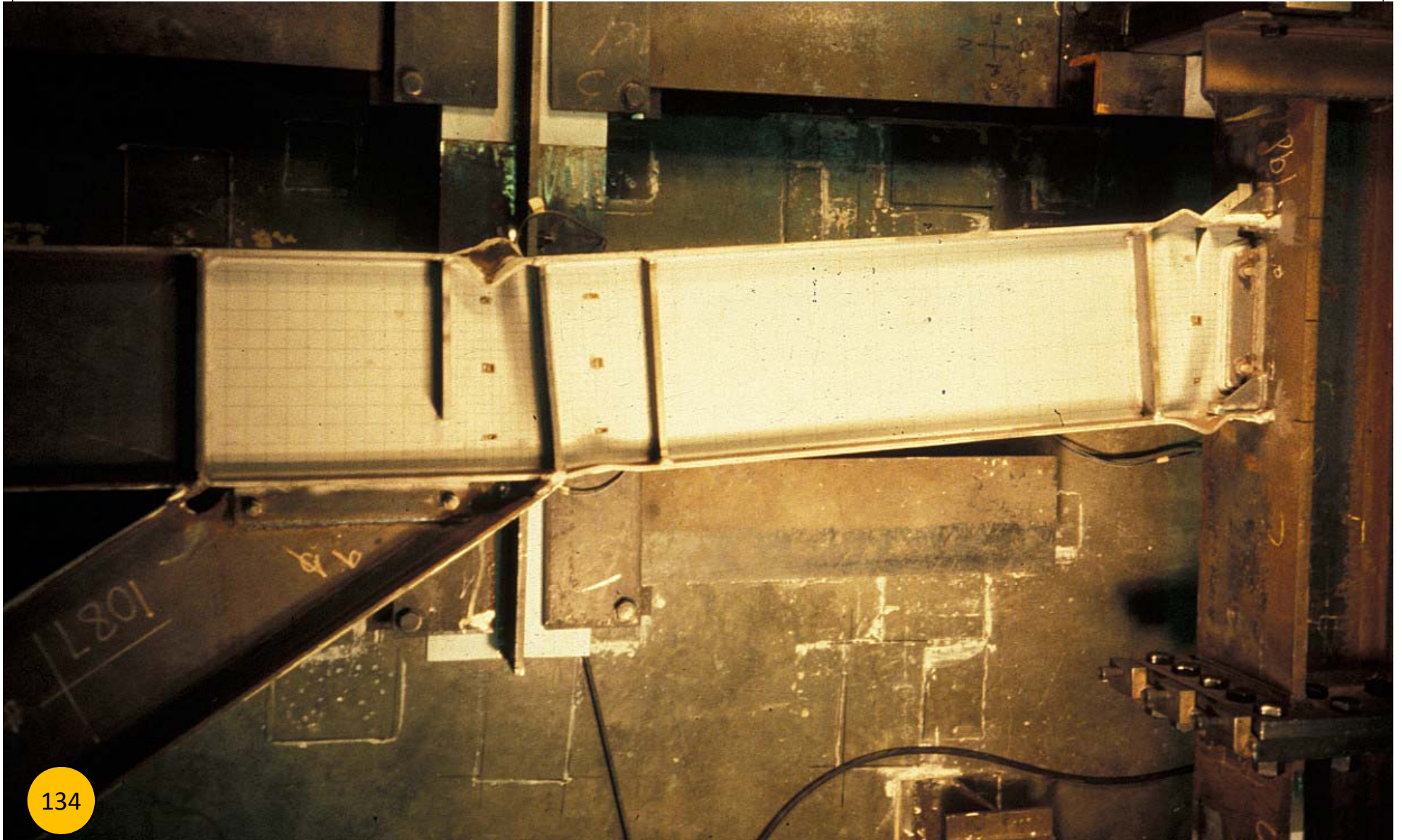
Experimental Performance of a Shear Link:
W10x33 (A992) $e = 23'' = 1.1 M_p/V_p$



Experimental Performance of a Shear Link:
W10x33 (A992) $e = 23'' = 1.1 M_p/V_p$



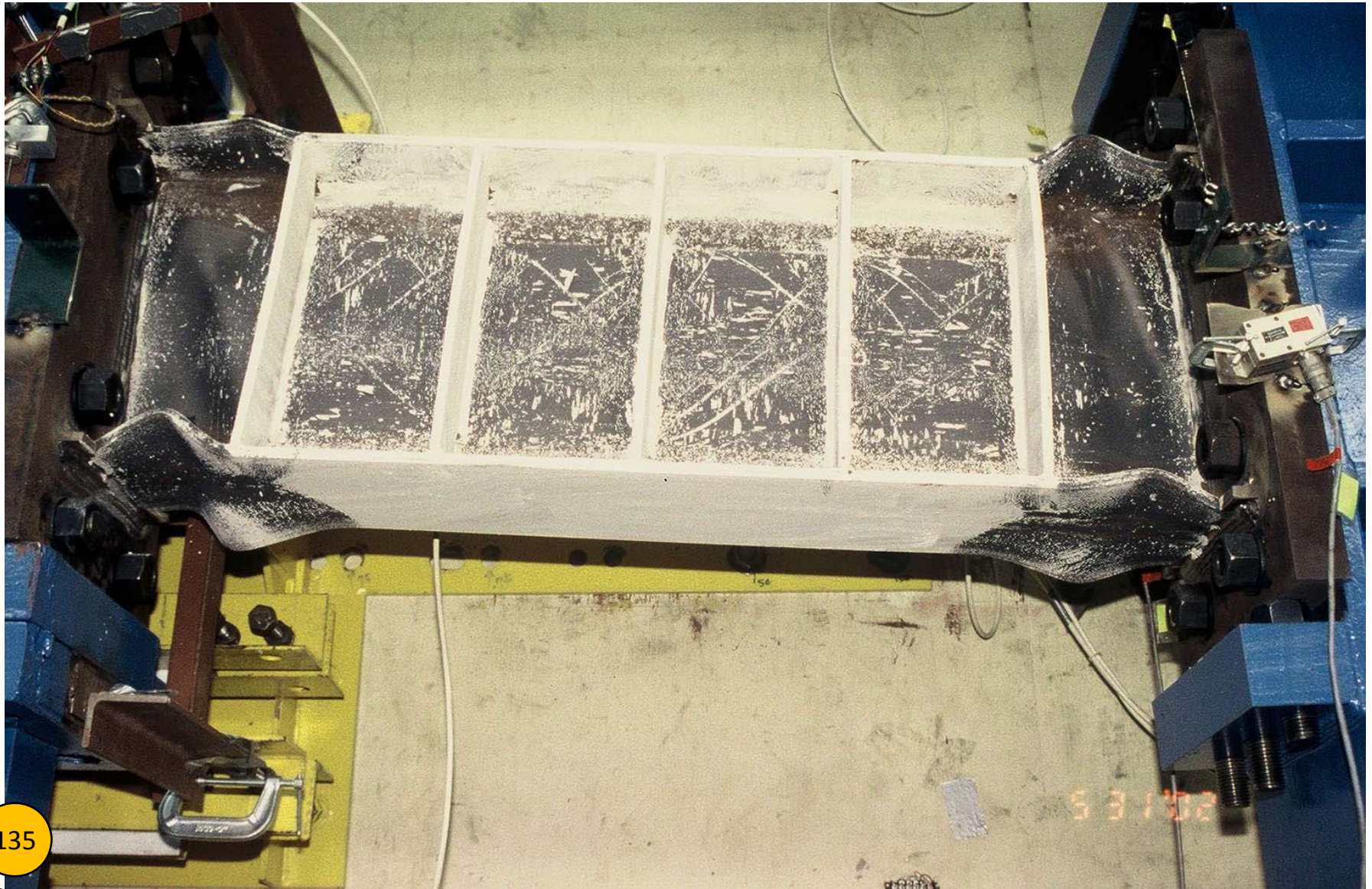
Experimental Performance of a Flexural Yielding Link:
W12x16 (A36) $e = 44" = 3.4 M_p/V_p$



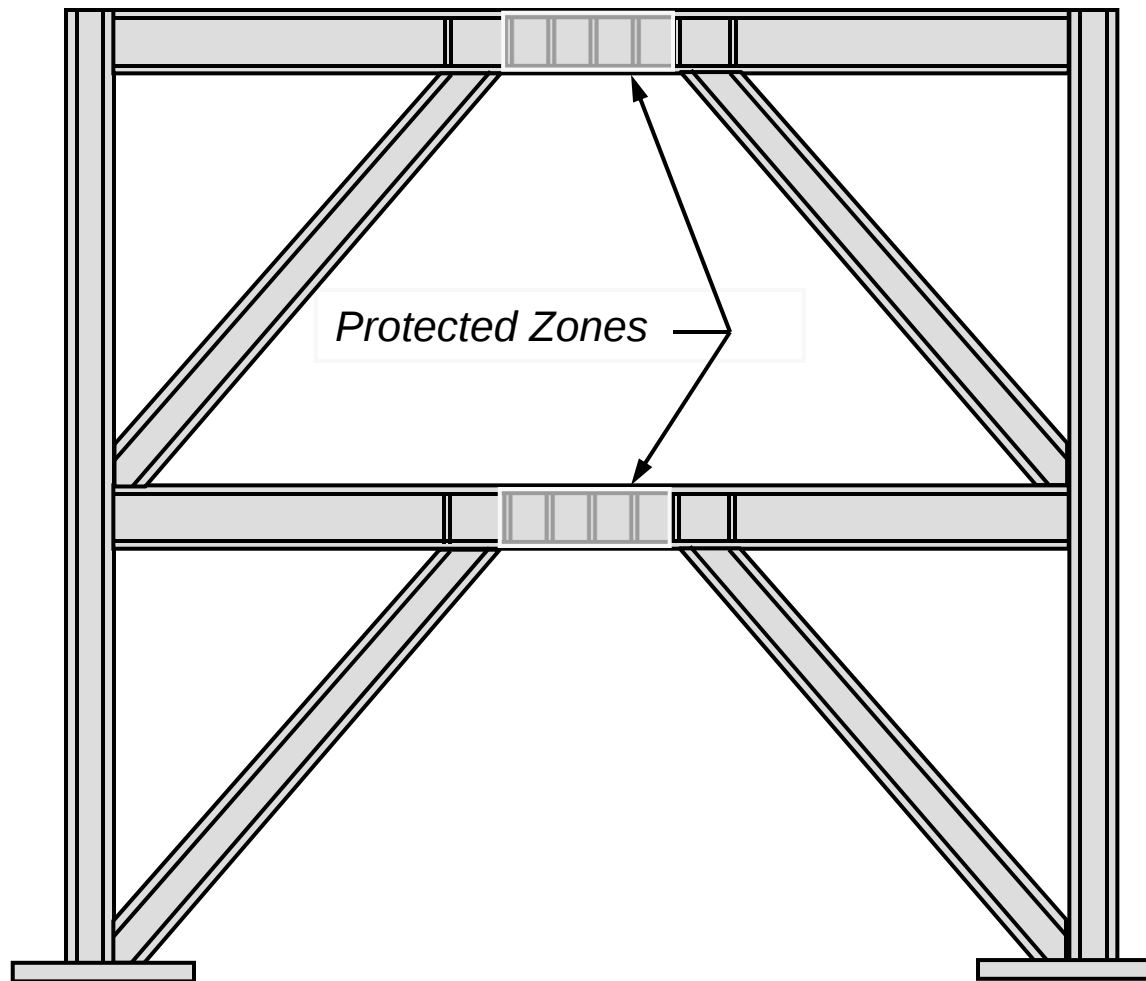
Experimental Performance of an Intermediate (Shear and Flexural Yielding)

Link:

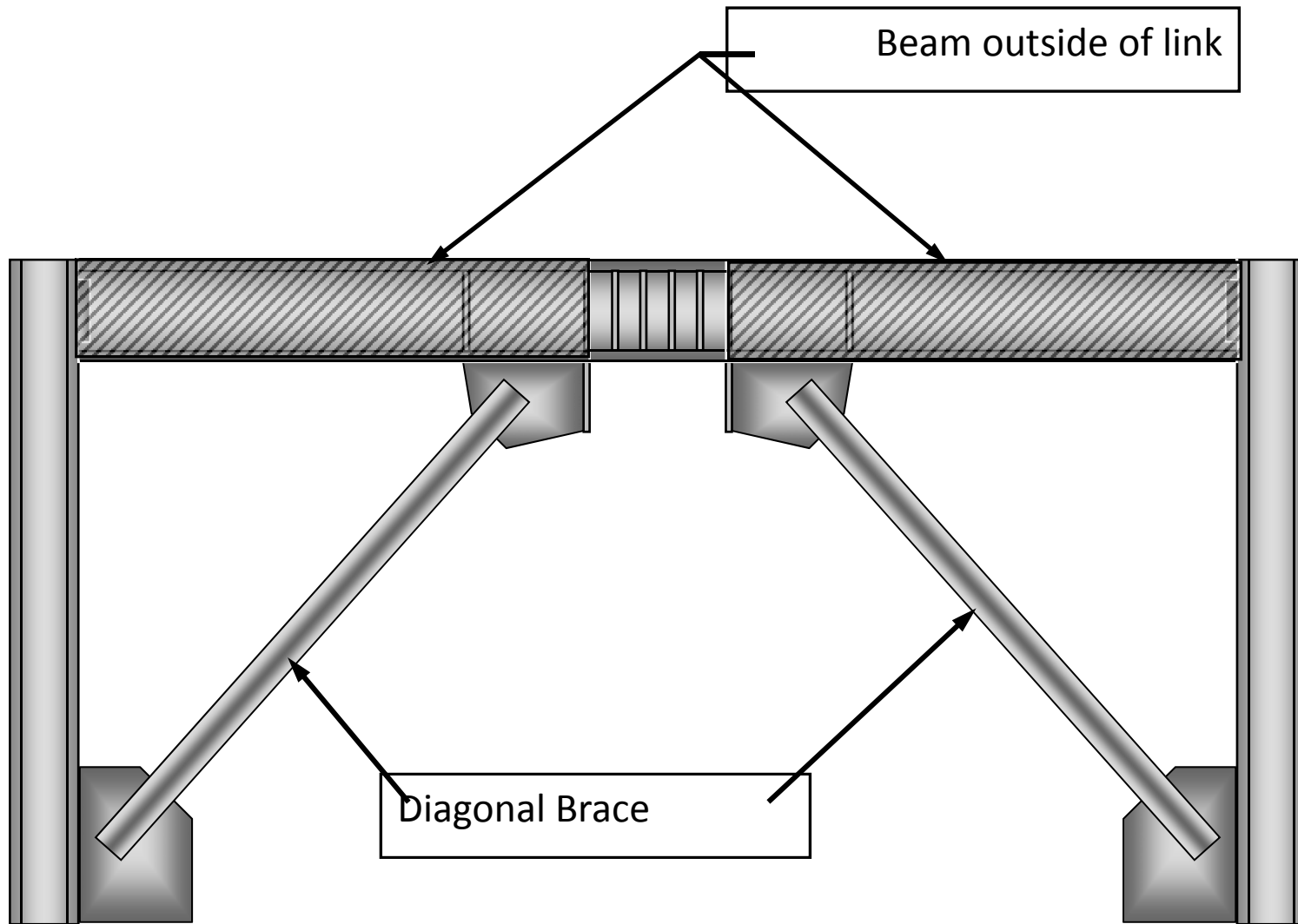
W16x36 (A992) $e = 48'' = 2 M_p/V_p$



15.9 Protected Zone



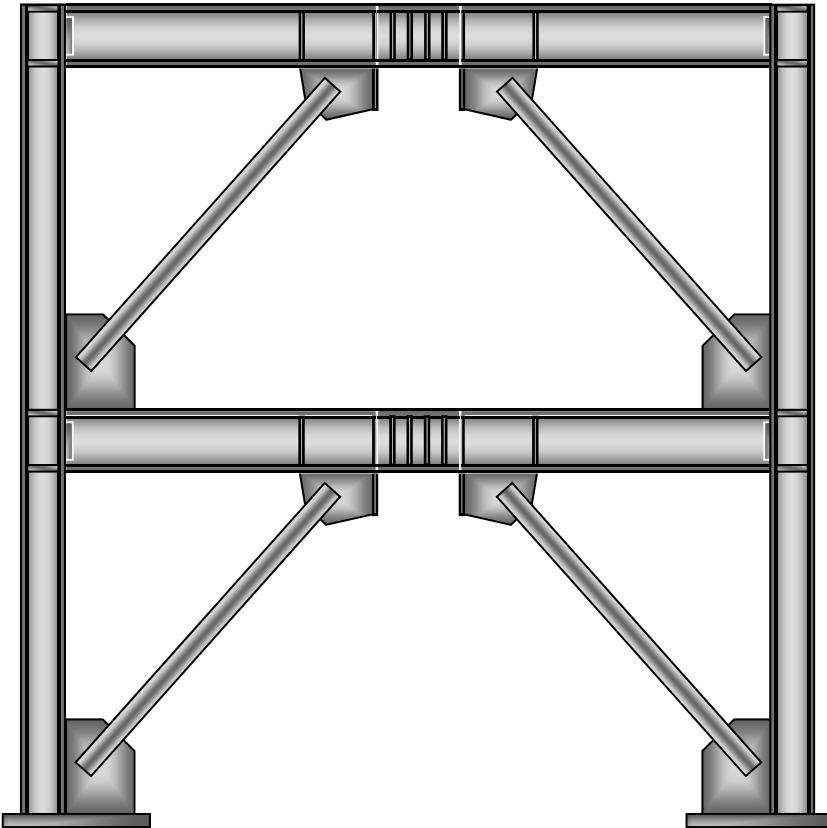
15.6 Diagonal Brace and Beam Outside of Link



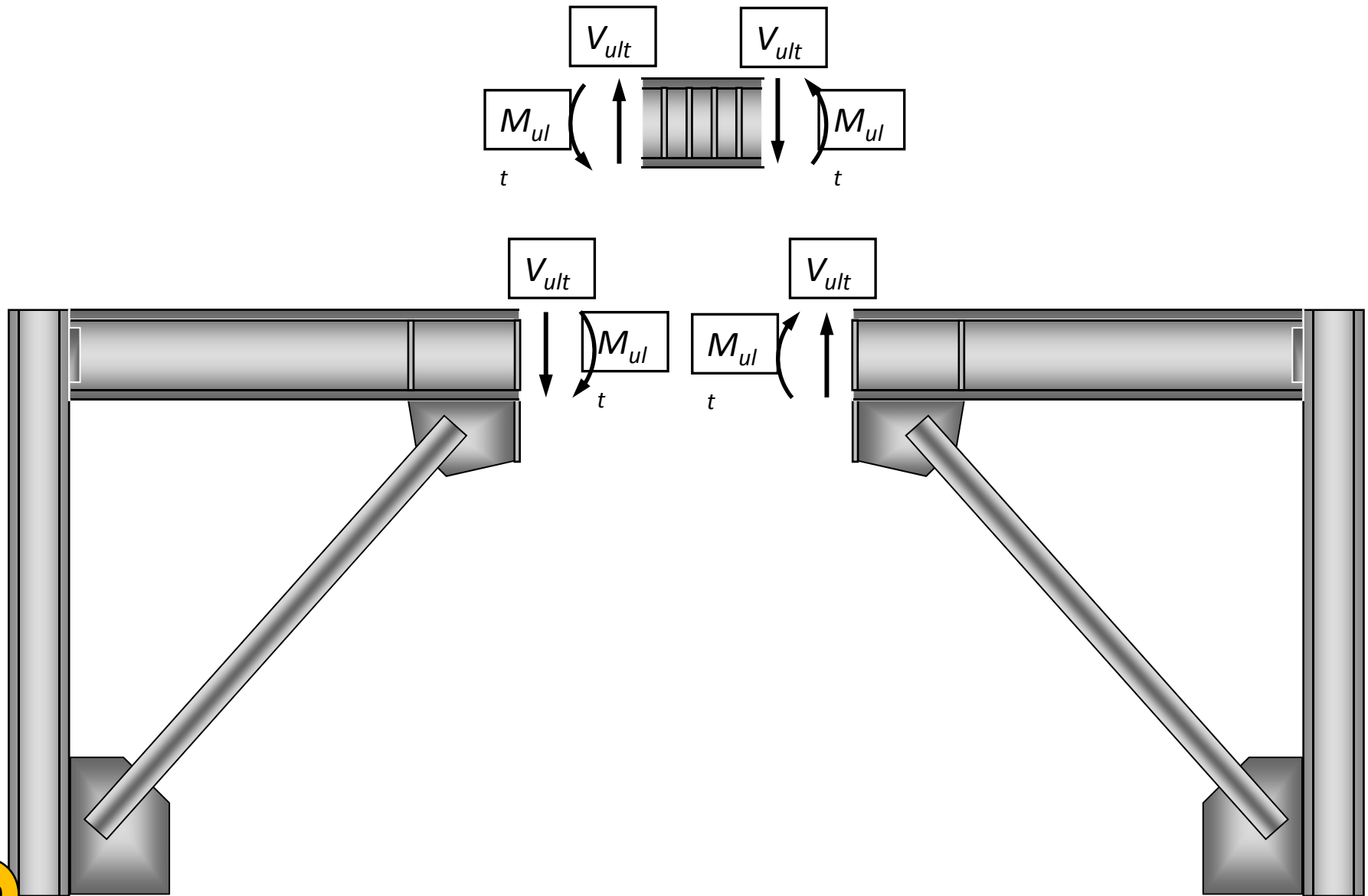
Design of EBFs

General Approach

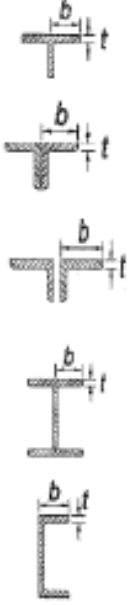
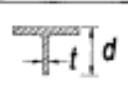
1. Size links for code levels forces.
2. Size all other members and connections for maximum forces that can be generated by links.
3. Estimate ductility demand on links; check that links can supply the required ductility
4. Detail links to supply high ductility (stiffeners and lateral bracing)



Diagonal Brace and Beam Outside of Link



جدول ۱۰-۳-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	λ
	λ _{max} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	λ _{max} اعضای با شکل‌پذیری متوسط			
	$0.73 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.738 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق، نساودنی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دویل با فاصله و ساق پرچسته نبشی‌های دویل به هم چسبیده	۱
	$0.735 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	b/t	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	۲
	$0.73 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.738 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	تین (جان) مقاطع سپری	۳

اجزای تک به تک

۱۰-۳-۱۲ محدودیت تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها

مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها باید دارای شرایط زیر باشند.

(الف) مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نورد شده یا ساخته‌شده از ورق) یا از نوع قوطی شکل ساخته شده از ورق باشد.

(ب) جان (یا جان‌ها) باید از یک ورق تک بدون هر گونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و در آن هیچ‌گونه بازشویی نباید ایجاد شود.

(پ) در تیرهای پیوند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش گوشه دو طرفه یا جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.

(ت) تیرهای قوطی شکل ساخته‌شده از ورق باید دارای شرایط $I_y > 0.167 I_x$ باشد که در آن I_y ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی در امتداد جان‌های مقطع و I_x ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی عمود بر امتداد جان‌های مقطع می‌باشد.

(ث) تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

ج) تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیه پیوند، اگر دارای مقطع متفاوت با مقطع تیر پیوند باشند، باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ باشند.

چ) مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ و مقطع بقیه ستون‌ها باید از نوع فشرده باشند

ح) مقاطع مهاربندی‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ باشند.

خ) در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود. این مهارهای جانبی باید برای نیروی P_{bu} مطابق رابطه ۱-۶-۳-۱۰ طراحی شوند.

۱۰-۳-۹ اتصالات مهاربندی‌ها

اتصالات مهاربندی‌ها باید دارای شرایط زیر باشند.

۱. اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا می‌توانند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند.

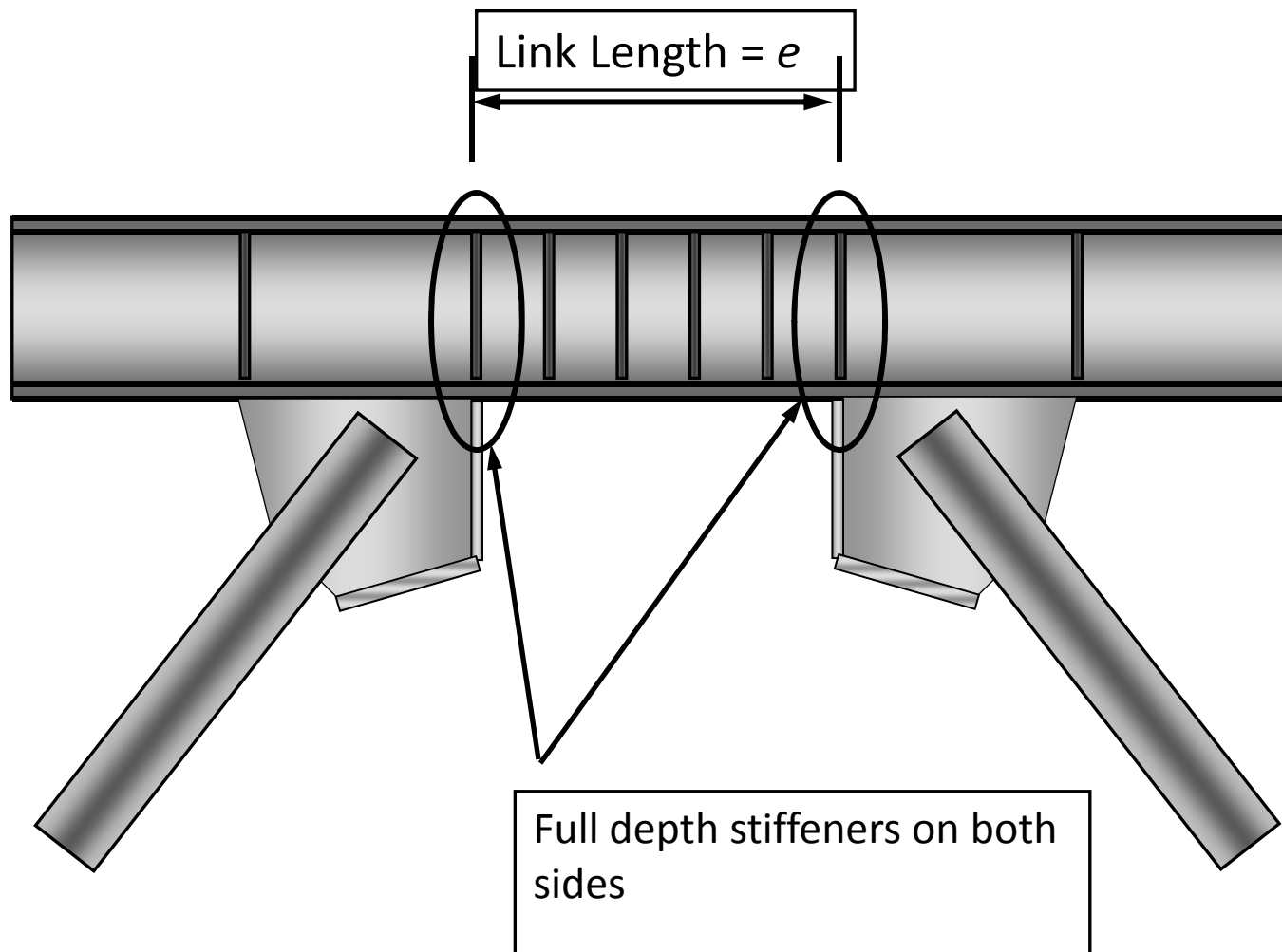
۲. در مواردی که مهاربندی برای تحمل بخشی از لنگر انتهایی تیر پیوند طراحی می‌شود، اتصال مهاربندی به تیر پیوند باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شود.

۱۰-۳-۱۲-۱۰-۱ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند I شکل

الف) سخت‌کننده‌های انتهایی

سخت‌کننده‌های انتهایی در محل اتصال دو انتهای مهاربندی به تیر پیوند باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای هریک از این سخت‌کننده‌ها نباید از $(\frac{1}{4}b_f - t_w)$ و ضخامت آنها نباید از $0.75t_w$ یا ۱۰ میلی‌متر، کمتر اختیار شود. که در آن، b_f پهنای بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان مقطع تیر پیوند است.

15.3 Link Stiffeners



ب) سخت‌کننده‌های میانی

سخت‌کننده‌های میانی باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در مواردی که طول تیر پیوند از $1/6 M_p / V_p$ کوچکتر باشد، فاصله سخت‌کننده‌های میانی نباید بیشتر از $(30 t_w - d/5)$ برای تیرهای پیوند با زاویه دوران $0/08$ رادیان و $(52 t_w - d/5)$ برای تیرهای پیوند با زاویه دوران $0/02$ رادیان در نظر گرفته شود. برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین دو مقدار $0/02$ و $0/08$ رادیان می‌توان از درون‌یابی خطی بین دو مقدار مذکور استفاده نمود.

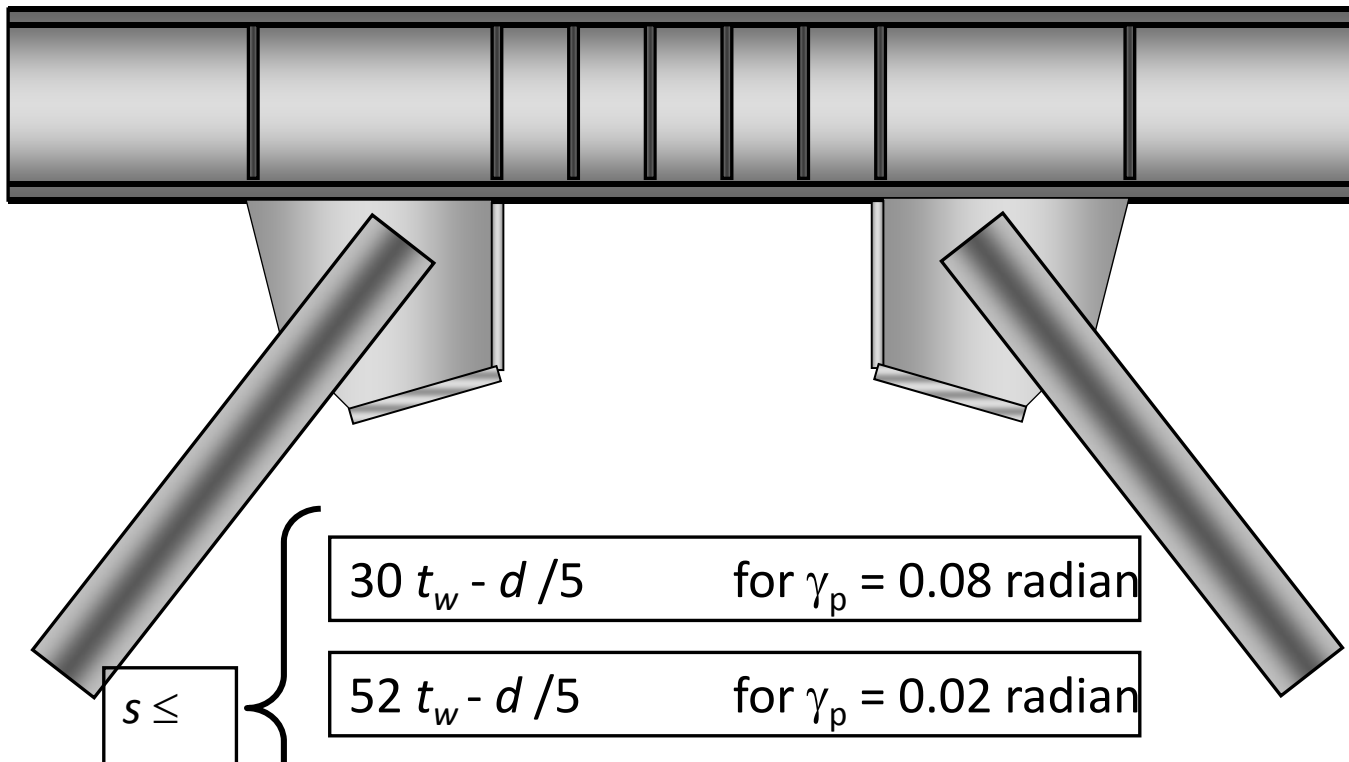
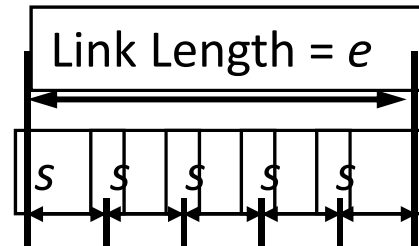
(۲) در مواردی که طول تیر پیوند در محدوده $2/6 M_p / V_p \leq e \leq 5 M_p / V_p$ باشد، تعبیه یک سخت‌کننده به فاصله $1/5 b_f$ در هریک از دو انتهای تیر پیوند الزامی است.

(۳) در مواردی که طول تیر پیوند در محدوده $1/6 M_p / V_p \leq e \leq 2/6 M_p / V_p$ باشد، سخت‌کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط (۱) و (۲) در فوق را تأمین نمایند.

15.3 Link Stiffeners

$$e \leq 1.6 M_p / V_p$$

(Shear Yielding Links)



$$30 t_w - d / 5 \quad \text{for } \gamma_p = 0.08 \text{ radian}$$

$$52 t_w - d / 5 \quad \text{for } \gamma_p = 0.02 \text{ radian}$$

$$\text{interpolate} \quad \text{for } 0.02 < \gamma_p < 0.08 \text{ radian}$$

$$t_w = \text{link web thickness} \quad d = \text{link depth}$$

(۴) در مواردی که طول تیر پیوند بزرگتر از $\Delta M_p / V_p$ باشد، تعبیه سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

(۵) سخت‌کننده‌های مورد نیاز در شرایط (۱) تا (۳) در فوق، باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند. این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر و بیشتر باید به صورت جفت و در دو سمت جان تعبیه شوند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به صورت تکی و در یک سمت جان تیر پیوند تعبیه نمود.

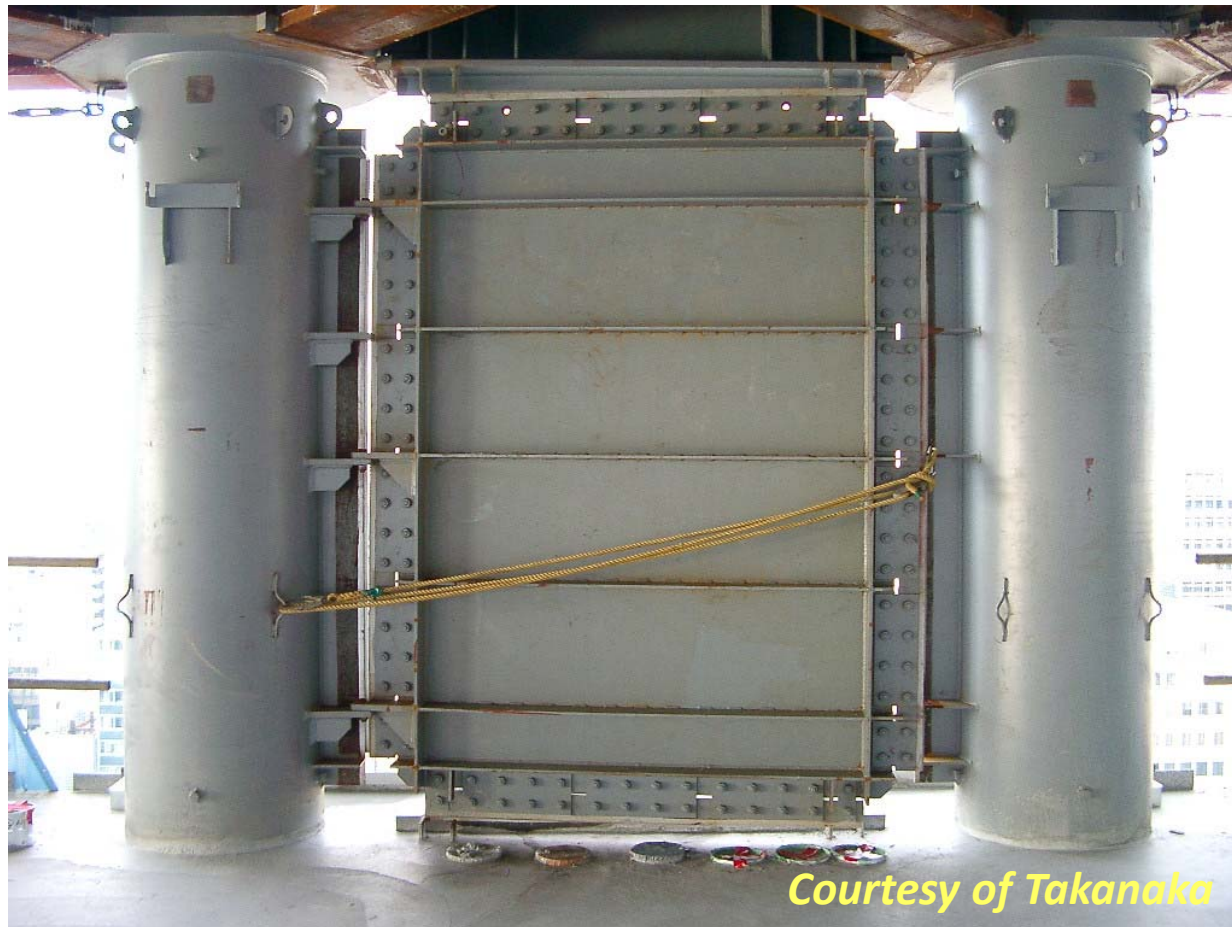
(۶) پهنای هریک از سخت‌کننده‌ها نباید از $(\frac{1}{4} b_f - t_w)$ و ضخامت آنها نباید از t_w یا ۱۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures

Special Plate Shear Walls



*Steel plate shear wall panel in Japan:
Wall with horizontal panel stiffeners*



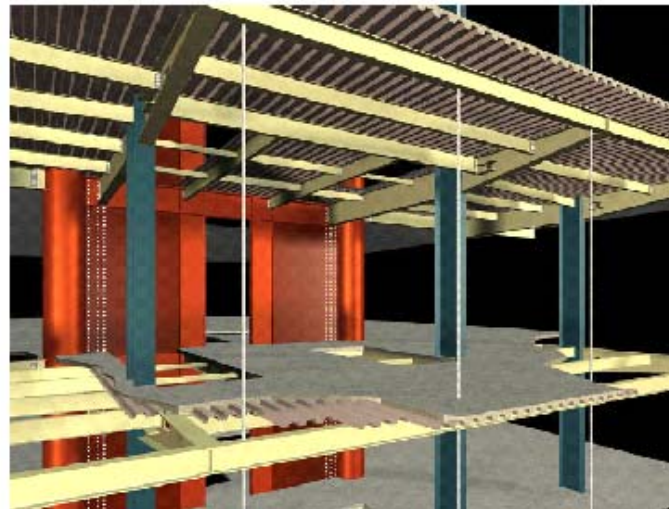
Courtesy of Takanaka

*Steel plate shear wall panel in Japan:
Wall with horizontal and vertical stiffeners*



Courtesy of Nippon Steel

U.S. Federal Courthouse, Seattle



□ در طی سه دهه اخیر یک سیستم مقاوم سازه ای جدید مورد توجه قرار گرفته و تحقیقات و مطالعاتی در مورد آن انجام شده است. نام این سیستم، دیوار برشی فولادی است که به اختصار ssw یا spsw نامیده می شود.

□ عملکرد مطلوب ساختمان های مسلح به این سیستم در خلال زلزله های گذشته، انعطاف پذیری بسیار مناسب و قدرت جذب انرژی بالا باعث شد تا از آن در ساختمان های مهمی از جمله بیمارستانها، هتلها، ... بکار گرفته شود.

□ اولین کار جدی برای بررسی مقاومت پانلهای برشی پس از کمانش جان آنها، توسط واگنر در سال 1931 انجام گرفت.

□ بکارگیری دیوارهای برشی فولادی از سال 1970 به بعد در مناطق زلزله خیزی چون کالیفرنیا و ژاپن توسط مهندسين سازه آغاز شد.

□ در سالهای 1973 و 1977 تاکاناشی و می مورا و آکیاما تعدادی از اولین آزمایشات را بر روی دیوارهای برشی فولادی به انجام رساندند. به این نتیجه رسیدند که تئوری تیر قراردادی می تواند جهت محاسبه سختی و مقاومت دیوارهای برشی همراه سخت کننده بکار رود. می مورا و آکیاما علاوه بر انجام یک برنامه آزمایشی، مدلی را برای توصیف رفتار هیستریزیس پانل های دیوار برشی فولادی ارائه نمودند.

□ طرح استفاده از دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بر اساس نتایج مطالعات انجام شده بر روی تیر ورق ها برای اولین بار در دهه 80 میلادی در دانشگاه آلبرتای کانادا توسط کولاک و همکارانش مطرح گردید.

□ در سال 1992 رفتار دینامیکی دیوار برشی فولادی و همچنین اثر بازشو در رفتار دیوار برشی فولادی توسط صبوری و رابرتز بررسی شد. الغالی نیز در سال 1993 مطالعاتی در زمینه اثر بازشو در رفتار دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده انجام داده است.

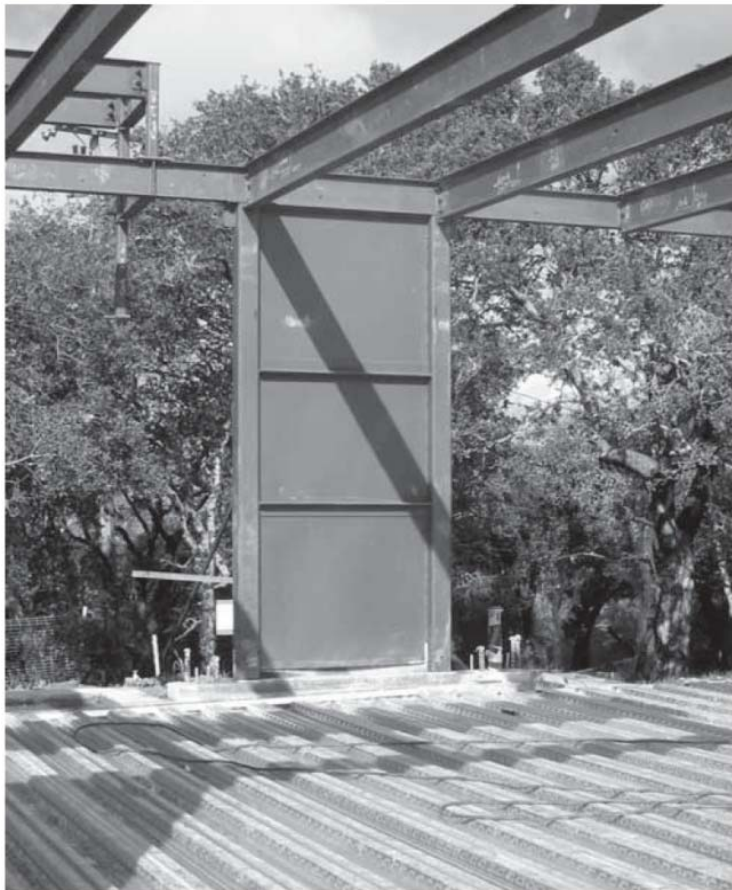
دیوار برشی فولادی (STEEL SHEAR WALL)

✓ دیوار برشی فولادی (SSW) یک سیستم ابتکاری است مشابه یک صفحه قائم طره ای که برای مقاومت در برابر بارهای جانبی باد و زلزله بکار می رود و در دهه های اخیر نوع جدار نازک آن مورد توجه محققین قرار گرفته است.

✓ وظیفه اصلی دیوارهای برشی فولادی تحمل برش افقی طبقه و ممان واژگونی حاصل از بارهای جانبی می باشد.

✓ اساس ایده دیوار برشی فولادی بهره گیری از میدان کشش قطری است که پس از کمانش ورق فولادی در آن ایجاد میگردد.

✓ بنابراین مقاومت پانل با عمل میدان کششی کنترل می گردد بطوریکه وقتی که دیوار برشی در معرض بارهای جانبی قرار می گیرد، برش موجود توسط تشکیل میدان کششی قطری که در هر یک از پانل ها ایجاد می شود تحمل می گردد.



دیوار برشی فولادی با سخت کننده

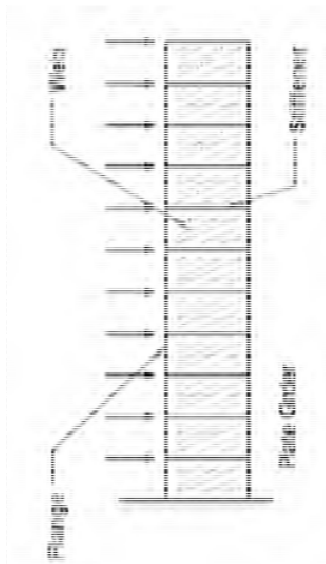
□ اجزای اصلی دیوار برشی فولادی

دیوارهای برشی فولادی از سه جزء اصلی تشکیل شدند :

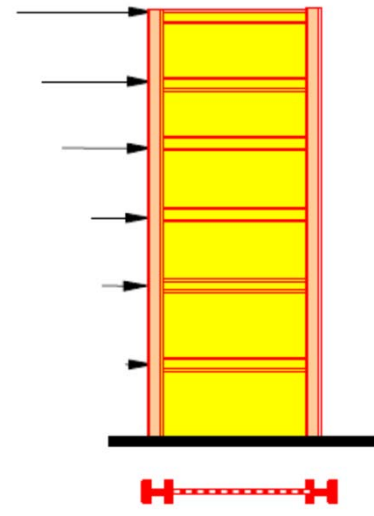
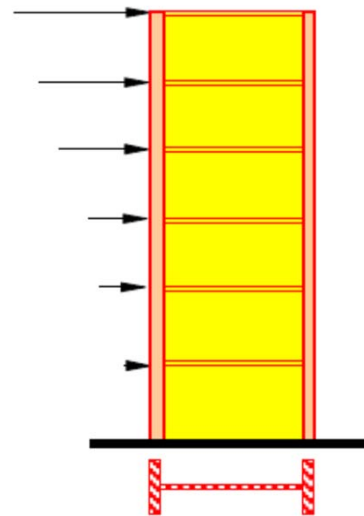
- 1- ورق فولادی
- 2- دو ستون مرزی که به صورت عمودی در اطراف ورق فولادی قرار می گیرند.
- 3- دو تیر افقی که مرزهای بالا و پایین ورق فولادی را تشکیل می دهند.

❑ عملکرد دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی همراه ستونهای مرزی اطراف خود عملکردی مشابه یک تیر ورق دارد :
در دیوار برشی فولادی تیرها به عنوان سخت کننده، ستونهای مرزی به عنوان بال و ورق فولادی به عنوان جان تیر ورق عمل می کنند.



ب) تیر ورق



الف) دیوار برشی فولاد

□ انواع دیوارهای برشی فولادی

دیوار برشی به دو شکل تقویت شده و تقویت نشده اجرا میگردد.

1- **تقویت شده (با سخت کننده):** در این نوع هدف جلوگیری از کمانش قبل از تسلیم برشی است.

2- **تقویت نشده (بدون سخت کننده):** در این سیستم اجازه داده میشود که ورق کمانه کند تا از

ناحیه کشش قطری جهت حمل برش طبقه استفاده شود.

انواع دیگر آن شامل دیوارهای با ورق فولادی نازک و دیوارهای مرکب با یا بدون بازشو است.

کمانش صفحه دیوار برشی

از نقاط ضعف دیوار برشی فولادی سخت نشده کمانش صفحه فولادی است. اثرات عمده کمانش:

- 1- کاهش باربری و سختی
- 2- با ایجاد تغییر شکل زیاد باعث بروز مشکلات معماری نیز می گردد.

برای حل این مشکل دو راه حل وجود دارد:

1- استفاده از سخت کننده ها :

با وجود اینکه باعث افزایش مقاومت می شود ، اما دارای هزینه های اجرایی قابل توجه و صرف زمان زیادی می باشد.

2- دیوار برشی مرکب :

ترکیب دیوار برشی فولادی همراه با پوشش بتن آرمه در یک یا دو طرف آن است.

1- سخت کننده ها در دیوارهای برشی فولادی

- محققین زیادی درباره پارامترهای مختلف این سیستم تحقیقاتی انجام داده اند که از آن جمله می توان به بررسی تاثیر جنس و خواص ورق، زاویه تشکیل میدان کششی، ضخامت ورق، نسبت عرض به ارتفاع پائل برشی، نحوه اتصال تیر به ستون و وجود سخت کننده و باز شو در ورق اشاره کرد.
- در آمریکا دیوارهای برشی فولادی هم با سخت کننده و هم بدون سخت کننده ساخته شده اند. در ژاپن تقریباً همه دیوارهای برشی دارای سخت کننده می باشند.
- جوش دادن این سخت کننده ها به صفحات فولادی سبب افزایش مقاومت تسلیم برشی دیوار می شود در نتیجه جابجایی جانبی سیستم تقویت شده نسبت به سیستم با صفحات نازک، بدلیل عدم امکان کمانش آن، کمتر است.

2- دیوار برشی مرکب (کامپوزیت)

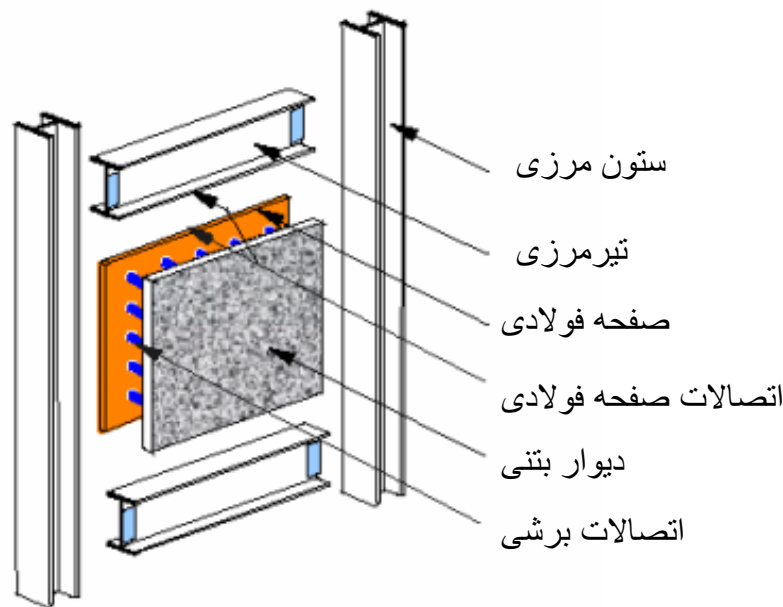
این نوع دیوار برشی به اختصار (C-SPW) نام گذاری شده است.

با توجه به اینکه دیوار برشی بعد کمانش هم میتواند نیروی قابل توجهی را تحمل کند. رفتار بعد از کمانش ورق که با ایجاد عمل ناحیه کشش در ورق صورت می گیرد ، محققین را واداشت که با استفاده از دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده، از تمامی ظرفیت دیوار تا رسیدن به گسیختگی هندسی استفاده کنند.

همچنین با ترکیب پوشش بتنی به وسیله برشگیر ها به صفحه فولادی از کمانش صفحه جلوگیری می شود.

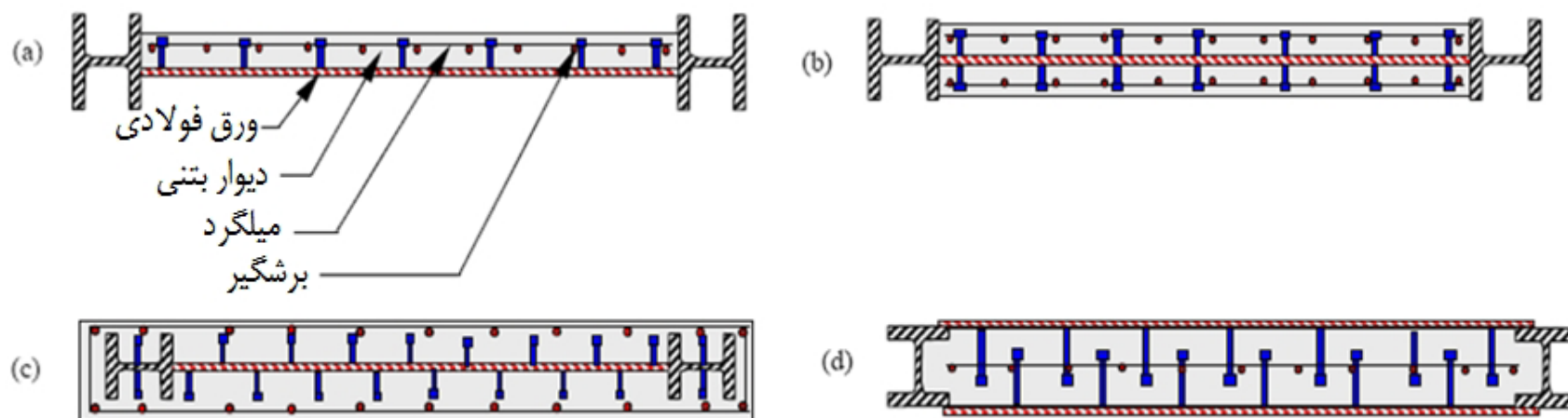
اجزای دیوار برشی مرکب :

در شکل مقابل اجزای دیوار برشی مرکب نشان داده شده است.



اجرای کامپوزیت دیوار برشی فولادی

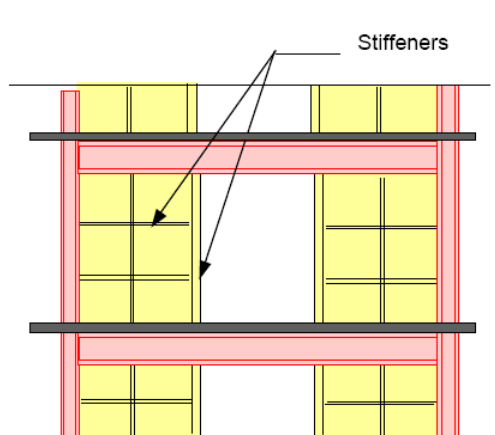
خصوصیات دیوار برشی فولادی را می توان با اجرای کامپوزیت آن با دیوارهای بتنی بهبود بخشید. در این حالت علاوه بر مشارکت دیوار بتنی در سختی و مقاومت سیستم، با تأمین برشگیرها در فواصل مناسب، از کمایش موضعی ورق جلوگیری به عمل آمده و رفتار بهتری برای ورق فولادی حاصل می شود. بتن این گونه دیوار برشی ها می تواند در جا و یا پیش ساخته باشد.



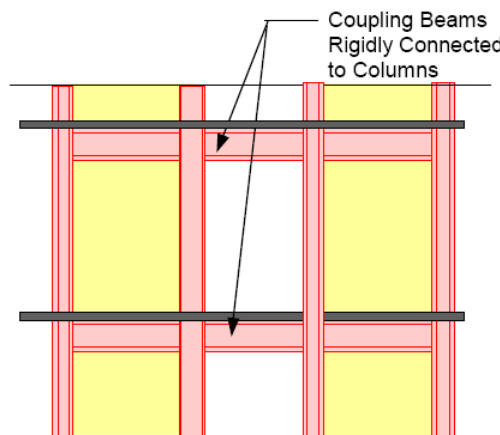
اشکال متداول در اجرای دیوارهای برشی کامپوزیت

ایجاد بازشو در دیوارهای برشی فولادی

وجود بازشو باعث کاهش ظرفیت نهایی و نامطلوب شدن عملکرد این سیستم ها می گردد. بنابراین بایستی اطراف بازشو بمانند شکل زیر با سخت کننده ها تقویت شوند. باید توجه داشت که در دیوارهای فولادی بدون سخت کننده جهت حفظ پیوستگی اثر میدان کششی، محل بازشو بایستی در قسمت میانی ارتفاع ستونها و در وسط دهانه انتخاب گردد و یا از دو دیوار برشی متصل به یکدیگر بوسیله تیرهای کوپل استفاده شود که این سیستم بسیار انعطاف پذیر بوده و رفتار بسیار مطلوبی دارد.



(با سخت کننده)



(با تیرهای کوپل)

انواع دیوار برشی فولادی با بازشو

✓ در سال 1991 دکتر صبوری و رابرتس در انگلستان آزمایشهای رفت و برگشتی شبه استاتیکی را روی 16 پانل نازک تقویت نشده در مقیاس کوچک جهت بررسی مشخصات بار- تغییر مکان انجام دادند. اتصالات قاب به صورت مفصلی و اتصال ورق به دیگر اعضاء با استفاده از پیچ انجام شده بود. بعضی از پانلها دارای بازشو بودند. بارگذاری رفت و برگشتی در امتداد قطر جهت ایجاد برش خالص اعمال شد. تمام پانلها شکل پذیری کافی از خود نشان دادند.

✓ محققین نتیجه گرفتند که مقاومت و سختی به طور خطی با افزایش در $(1 - D/d)$ کاهش می یابد، که D قطر بازشو و d ارتفاع پانل می باشد.

□ مزایای استفاده از دیوارهای برشی فولادی

- (1) این سیستم به دلیل انعطاف پذیری زیاد مستهلک کننده خوبی برای انرژی محسوب می شود و رفتار هیستریزیس پایدار در بارگذاری رفت و برگشتی از خصوصیات این سیستم می باشد.
- (2) دیوارهای برشی فولادی دارای سختی داخلی نسبتاً بالایی بوده که این باعث محدود کردن حرکت جانبی به شکل بسیار موثری می شود.
- (3) در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی این سیستم بسیار سبکتر بوده که این خود نه تنها باعث تحمیل بار کمتری به ستونها و فونداسیونها می گردد بلکه نیروهای جانبی لرزه ای را نیز کاهش می دهد.
- (4) بکارگیری این سیستم سرعت اجرا بالا رفته و در نتیجه هزینه های ساخت کاهش می یابد. همچنین بازرسیهای میدانی و کنترل کیفیت ساخت در این سیستم راحت تر صورت می گیرد.
- (5) بدلیل ضخامت کم صفحات از نقطه نظر معماری این دیوارها جای خیلی کمتری نسبت به دیوارهای برشی بتنی معادل اشغال می کنند.

□ مقایسه با دیگر سیستم های مقاوم جانبی

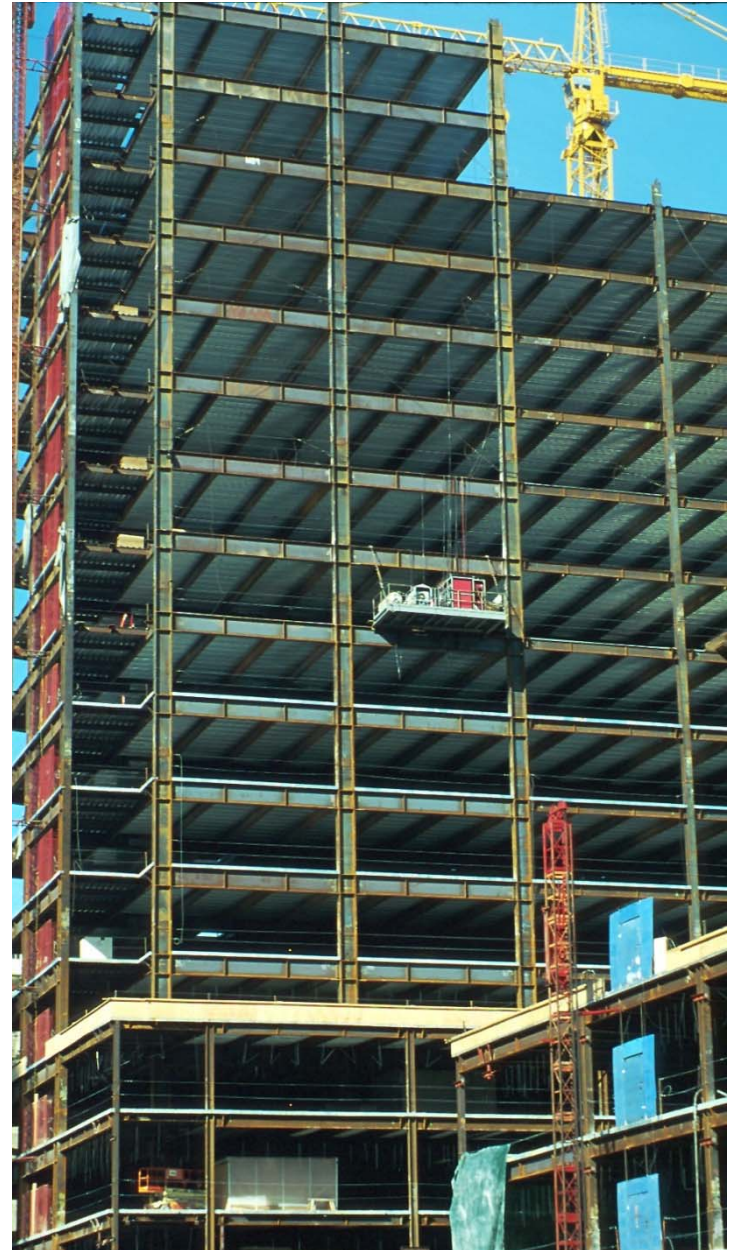
- استفاده از این سیستم در ساختمان های بلند در مقایسه با قابهای فولادی خمشی تا حدود 50% صرفه جویی در مصرف فولاد را دارد.
- سیستم از نظر سختی برشی از سخت ترین سیستم های مهاربندی که X شکل می باشد، سخت تر بوده و با توجه به امکان ایجاد بازشو در هر نقطه از آن، کارائی همه سیستم های مهاربندی را از این نظر دارا می باشد.
- این سیستم در مقایسه با سیستم مهاربندی به دلیل تعدیل و توزیع تنش ها از مزایایی همچون عدم شکست اتصالات، در مقایسه با تمرکز تنش ها در محل اتصال مهاربند ها با تیر و ستون و امکان تعویض صفحه پس از وقوع زلزله برخوردار است.
- استفاده از این سیستم نسبت به مشابه بتنی، می توان به مواردی همچون کاهش وزن مرده ساختمان و در نتیجه کاهش نیروهای زلزله وارد بر آن، افزایش سختی جانبی و در نتیجه کاهش جابجایی بالایی آن، کاهش ابعاد تیر و ستون ها و در نتیجه افزایش فضای مفید طبقات و همچنین اجرای سریع و آسان آن اشاره نمود.

نکات اجرایی دیوار برشی فولادی

- 1- دیوارهای برشی فولادی توسط جوش یا بولت های با مقاومت بالا به قاب متصل می شوند.
- 2- از موارد مهم به کارگیری این روش، طرز قرار دادن دیوارها در ساختمان است.
به خاطر عدم پیدایش پیچش باید حتی المقدور دیوارها چه در ارتفاع و چه در پلان بصورت منظم و متقارن قرار گیرند.
- 3- به دلیل وارد کردن وزن به سازه اولیه باید دقت شود که تنها در قاب های با ظرفیت برشی ضعیف بکار روند و از استفاده بیش از اندازه جلوگیری شود.
- 4- اجرای سیستم بوسیله جوش و یا پیچ سبب می شود که این سیستم نسبت به سیستم دیوارهای برشی بتنی موثرتر بوده و در مناطق سردسیر که استفاده از بتن غیر اقتصادی است می تواند بسیار مفید واقع شود.
- 5- در اجرای این دیوارها با جوش بدلیل نداشتن مشکل تمرکز تنش، نیازی به کنترل دقیق جوش نیست.

Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures

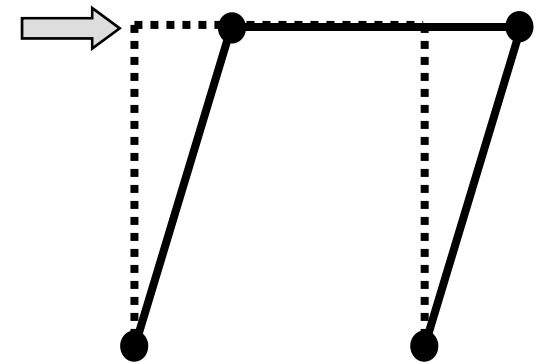
2. Moment Resisting Frames



Achieving Ductile Behavior:

Understand and Control Inelastic Behavior:

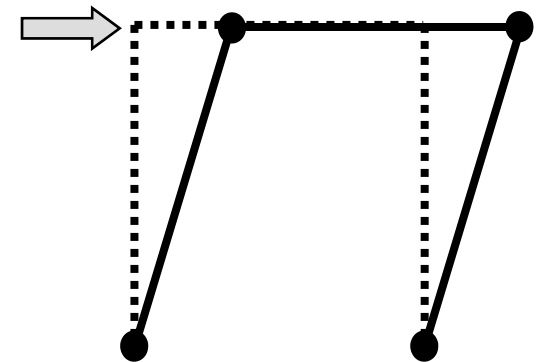
- **Choose frame elements ("fuses") that will yield in an earthquake, i.e, choose plastic hinge locations.**
- **Detail plastic hinge regions to sustain large inelastic rotations prior to the onset of fracture or instability.**
- **Design all other frame elements to be stronger than the plastic hinge regions.**

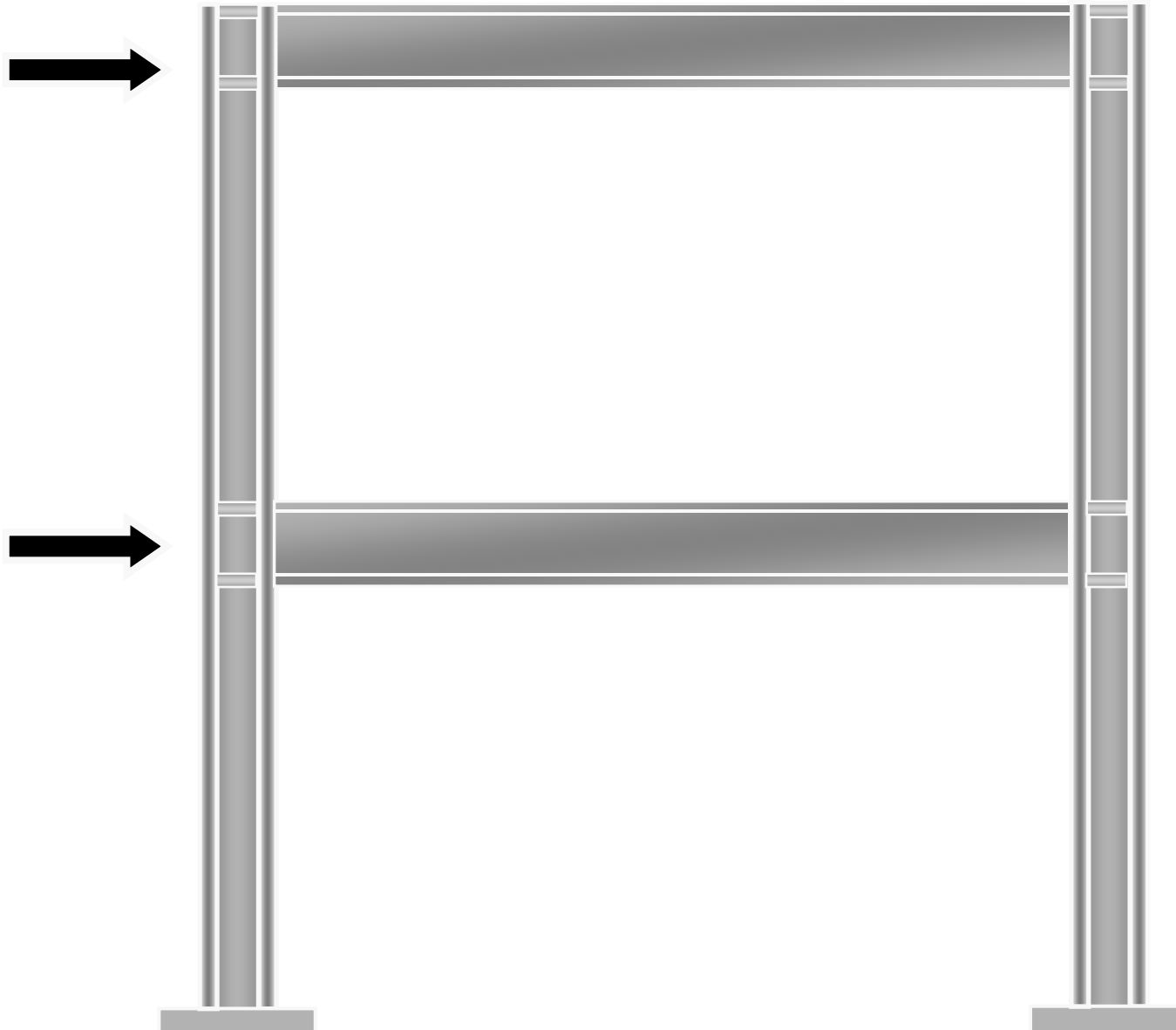


Achieving Ductile Behavior:

Understand and Control Inelastic Behavior:

- **Choose frame elements ("fuses") that will yield in an earthquake, i.e, choose plastic hinge locations.**
- **Detail plastic hinge regions to sustain large inelastic rotations prior to the onset of fracture or instability.**
- **Design all other frame elements to be stronger than the plastic hinge regions.**

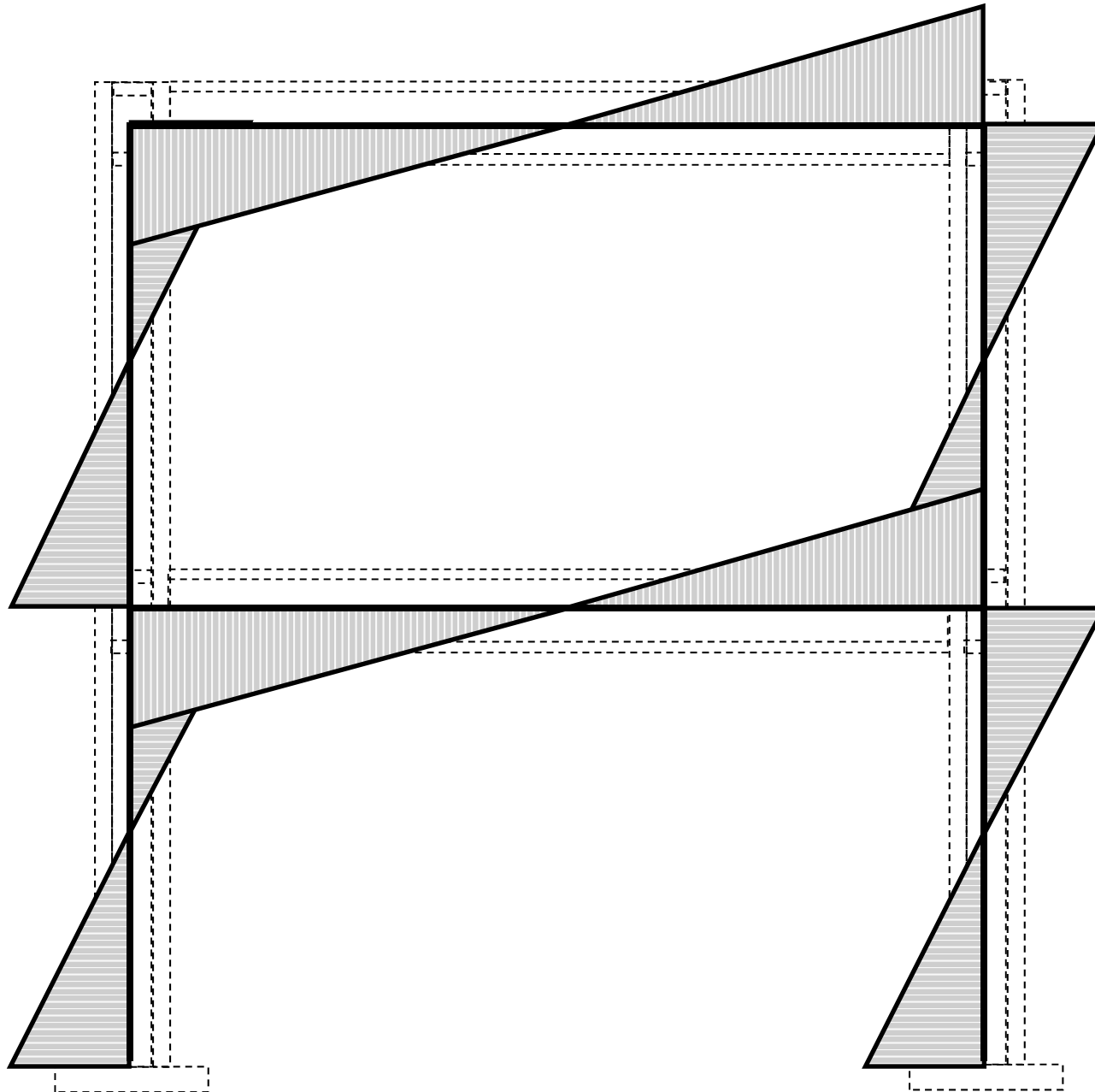


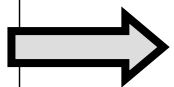


Behavior of an MRF Under Lateral Load:

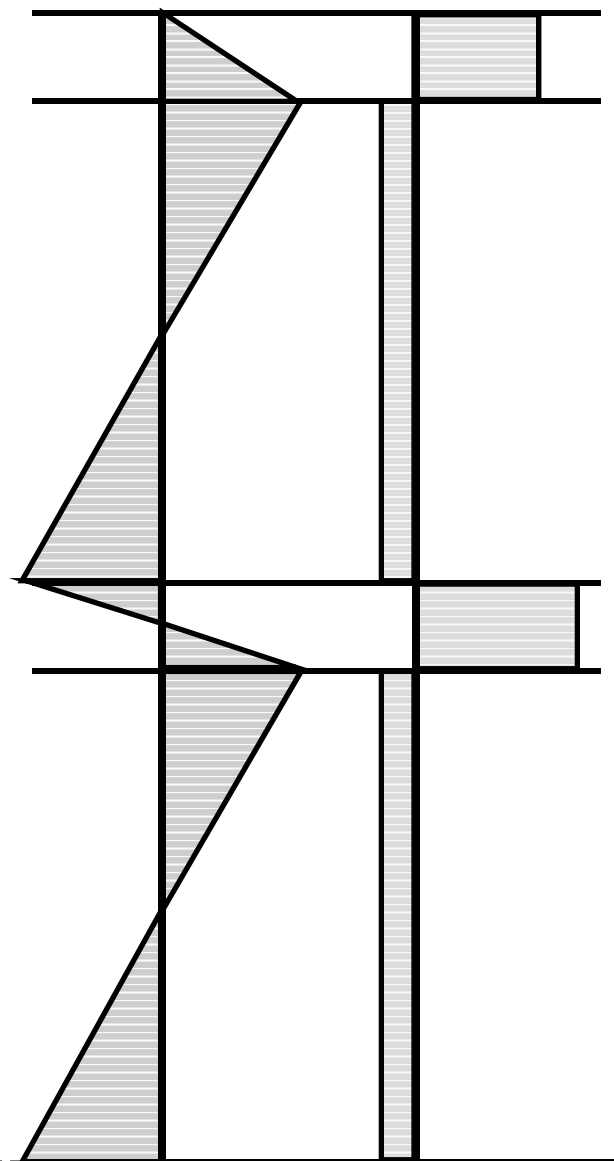
171

Internal Forces and Possible Plastic Hinge Locations





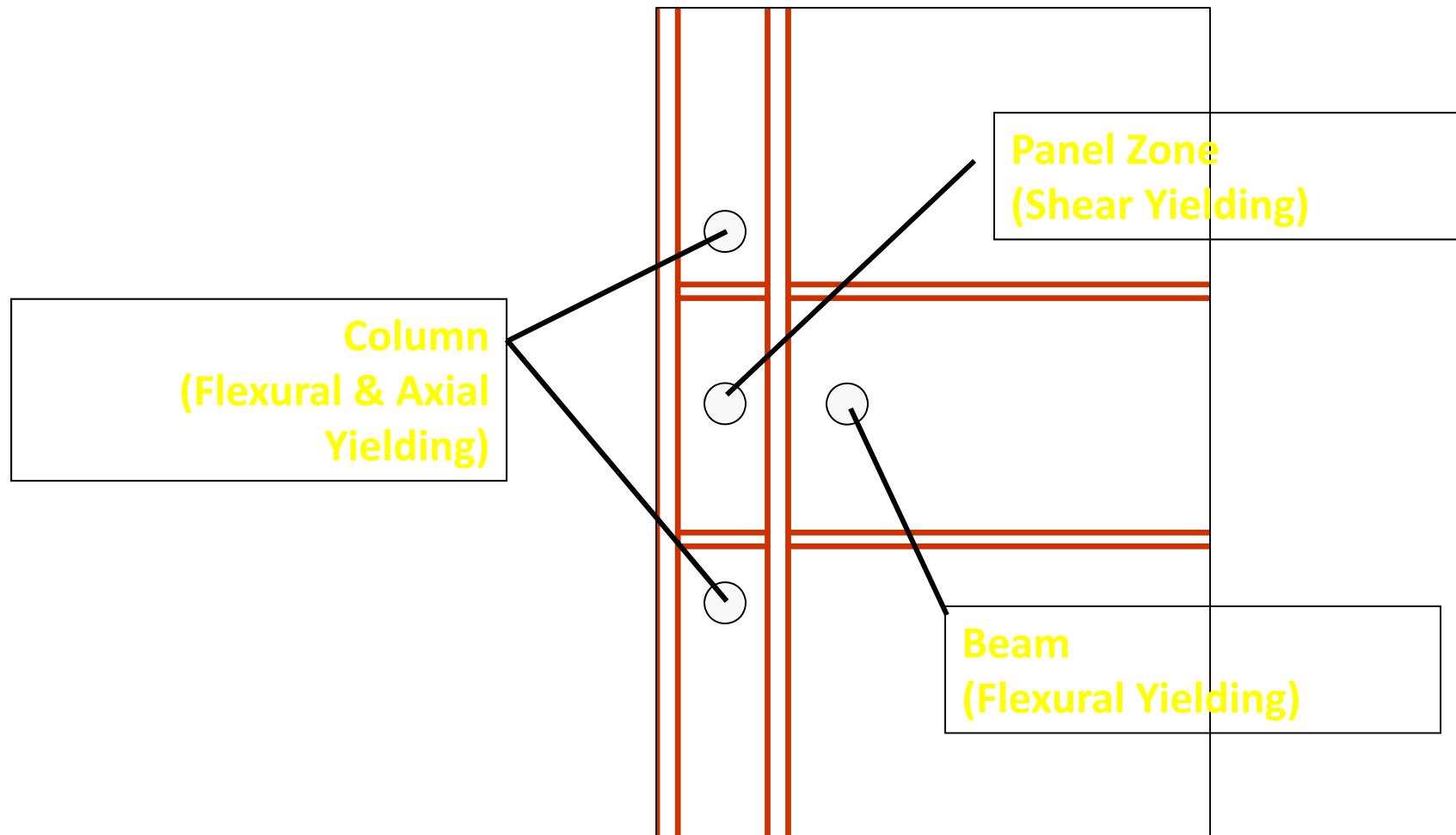
173



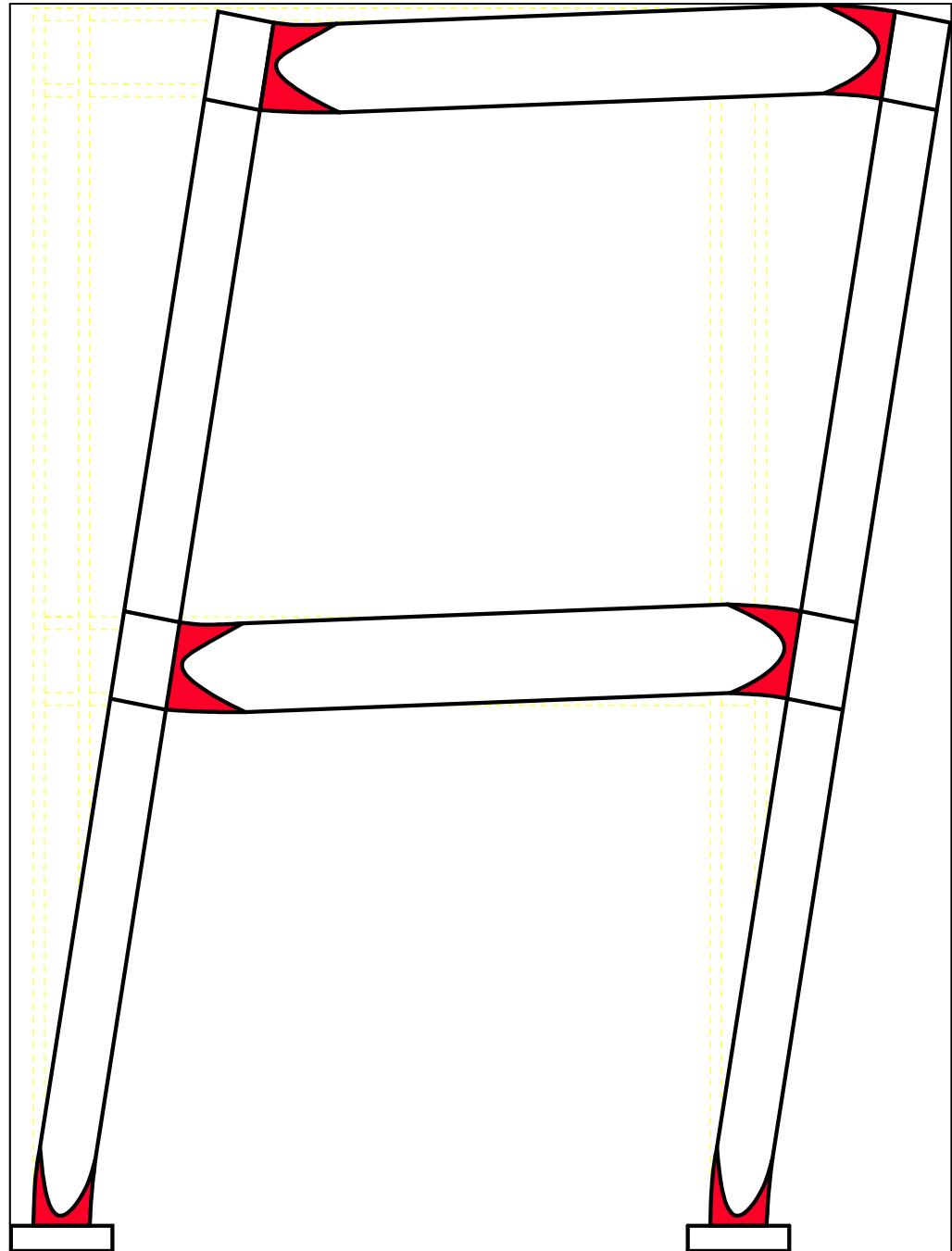
M

V

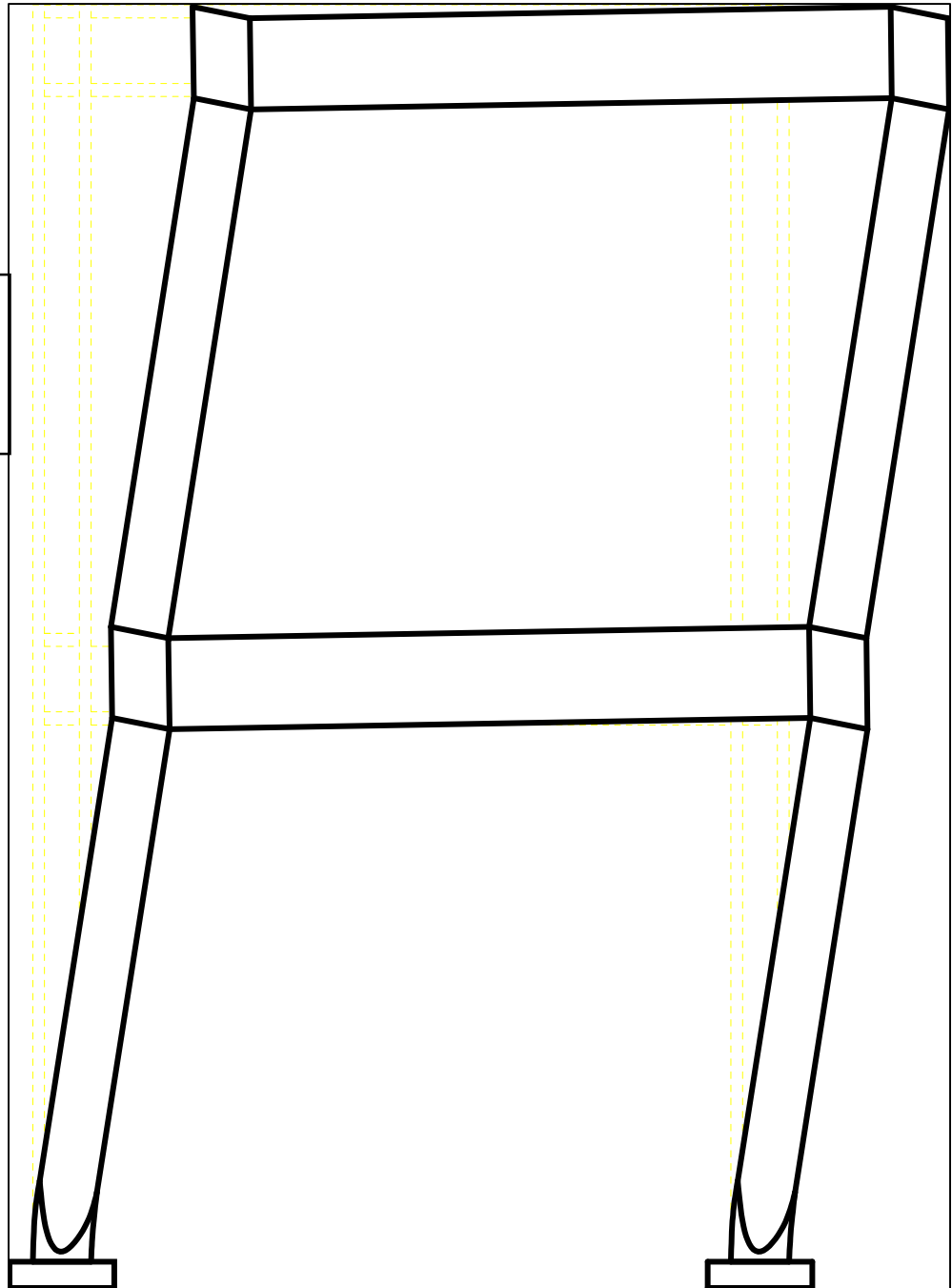
Possible Plastic Hinge Locations



Plastic Hinges In Beams

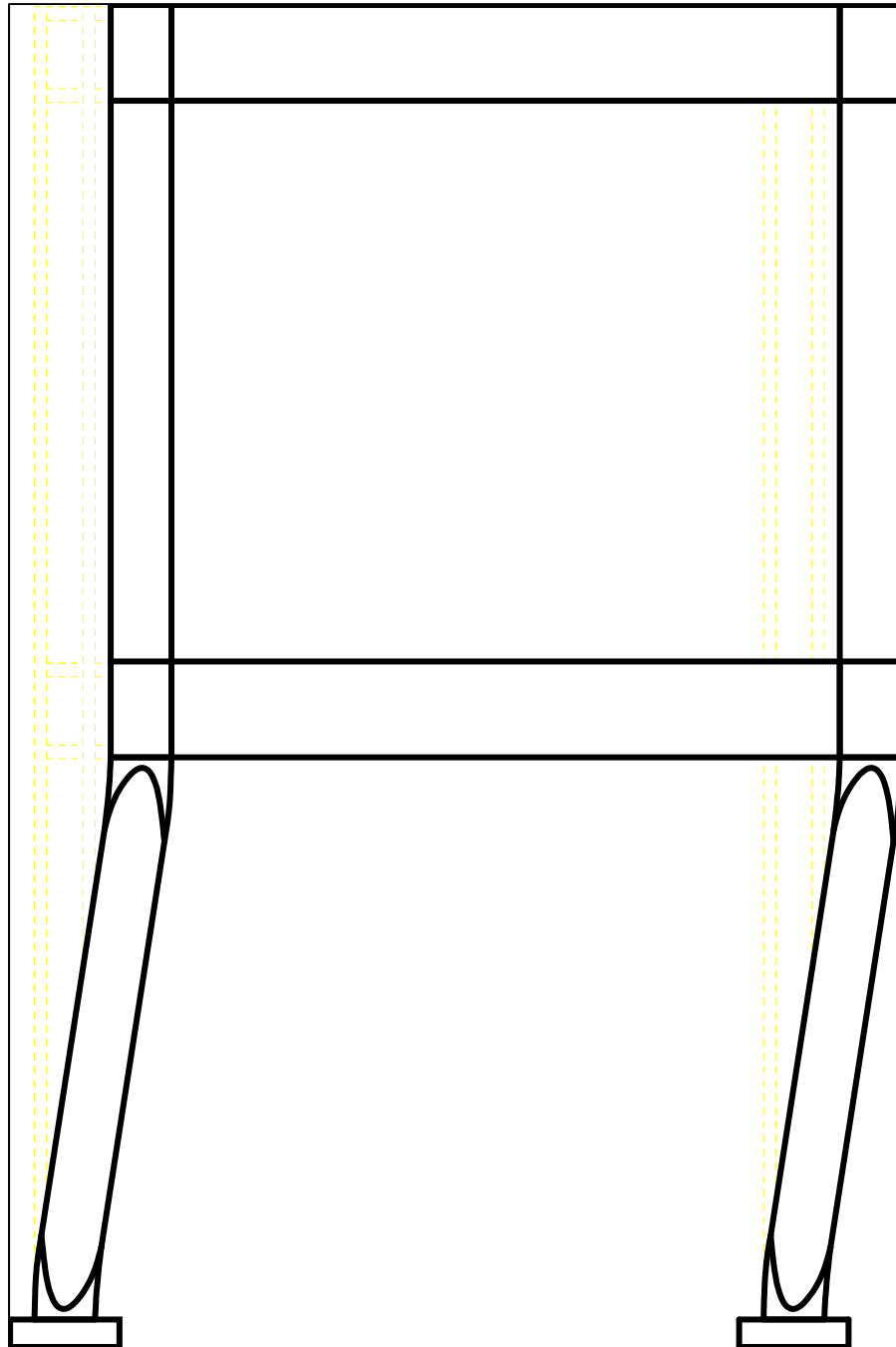


Plastic Hinges In Column Panel Zones



**Plastic Hinges
In Columns:**

Potential for Soft Story Collapse

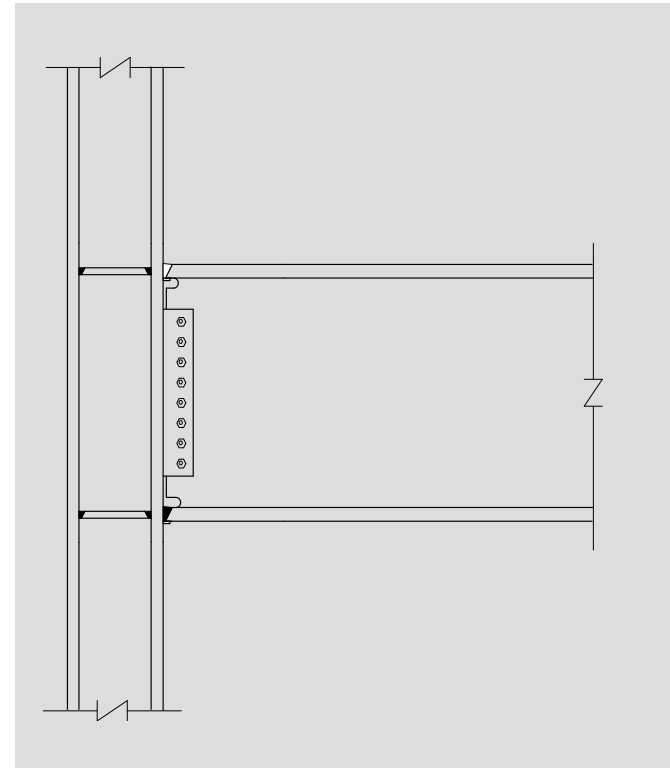


Critical Detailing Area for Moment Resisting Frames:

Beam-to-Column Connections

Design Requirement:

Frame must develop large ductility without failure of beam-to-column connection.





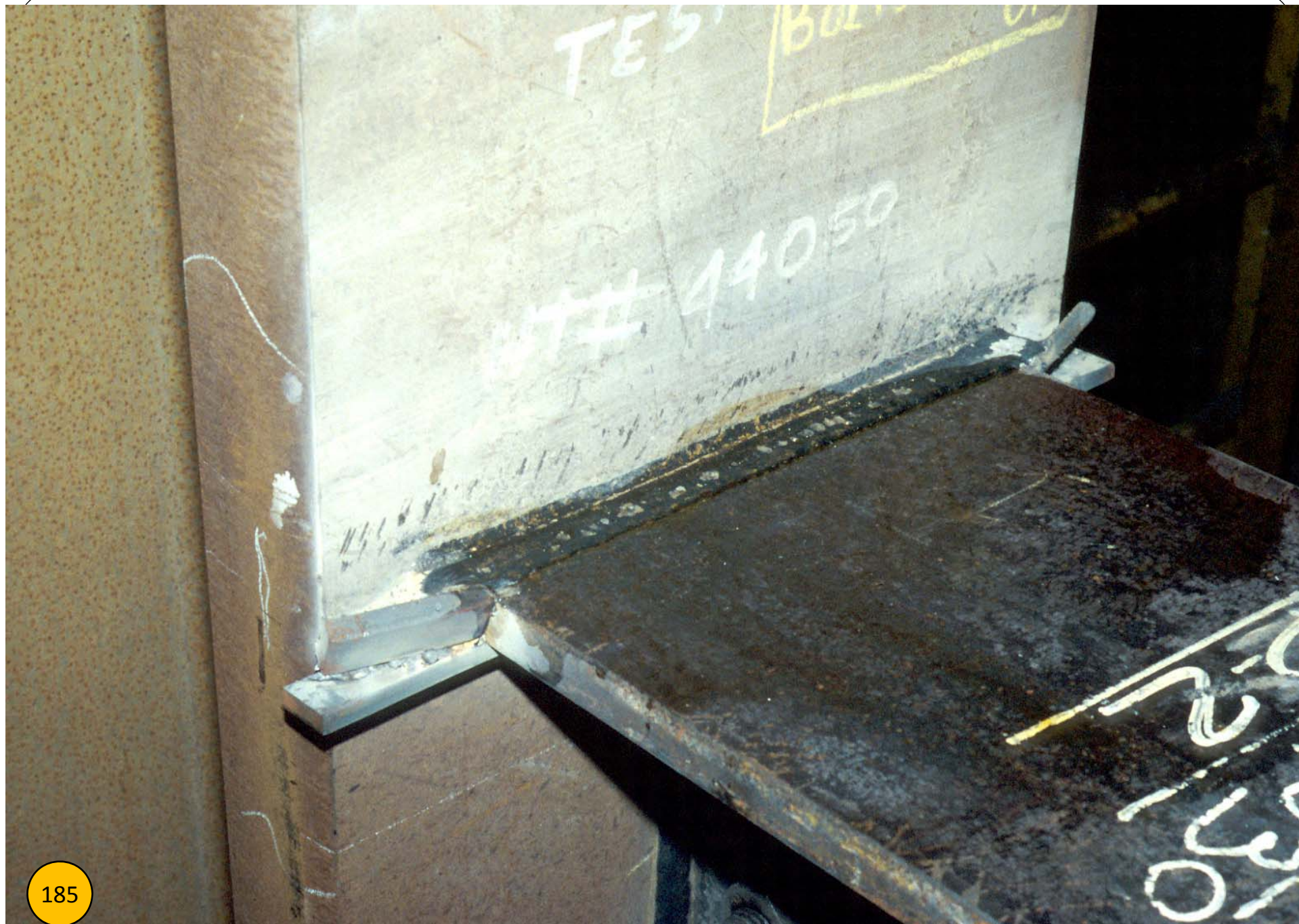






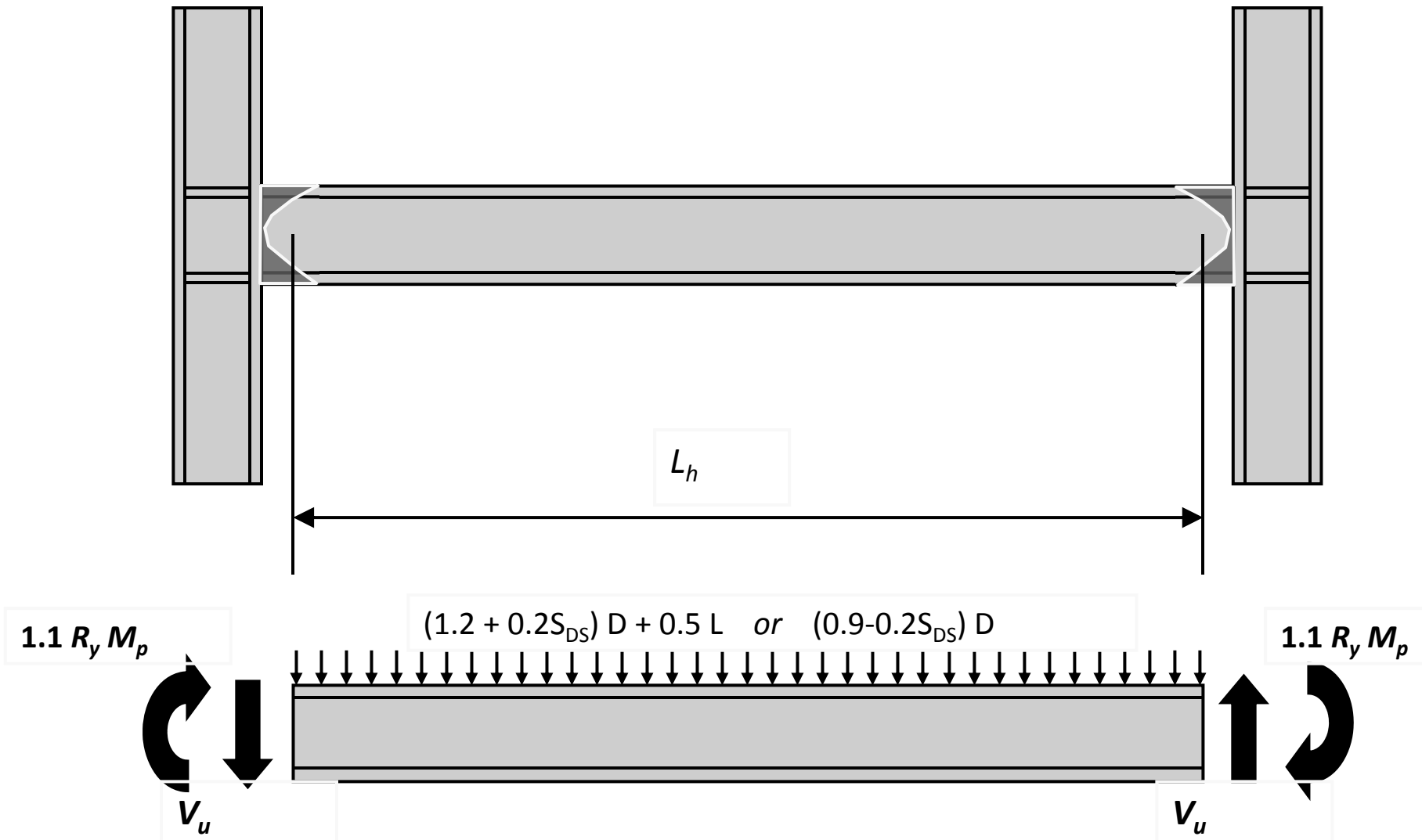




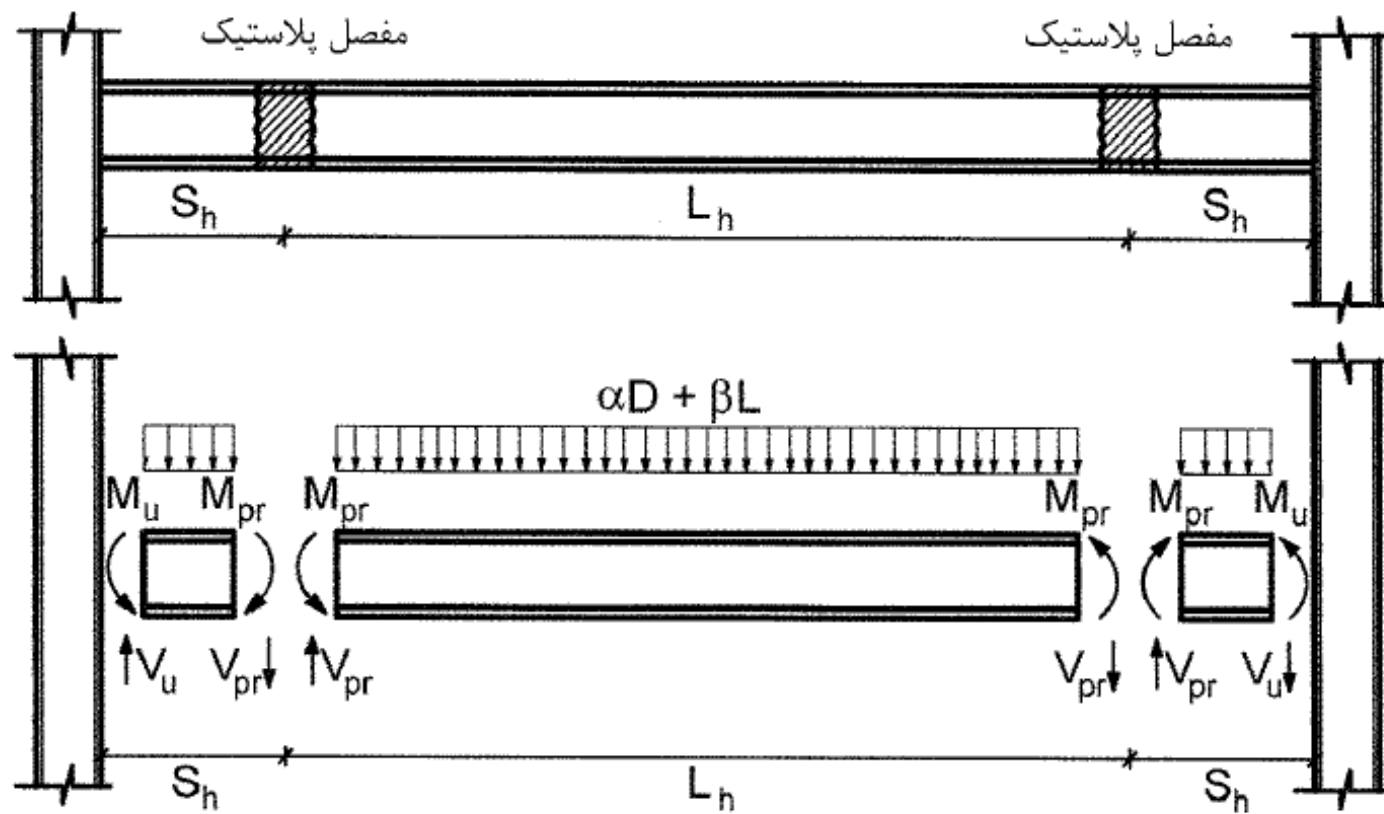




Required Shear Strength of Beam-to-Column Connection



$$V_u = 2 [1.1 R_y M_p] / L_h + V_{gravity}$$



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی



۱۰-۳-۸ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

قاب خمشی متوسط به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروی جانبی زلزله بتواند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را تحمل کند. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها باید سعی شود که در نزدیکی دو انتهای تیر مفصل‌های پلاستیک تشکیل شوند و ظرفیت دورانی آنها به حدی باشد که دوران نظیر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حداقل به 0.02 رادیان برسد که حدود 0.01 رادیان آن در ناحیه فرا ارتجاعی باشد.

۱۰-۳-۸-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

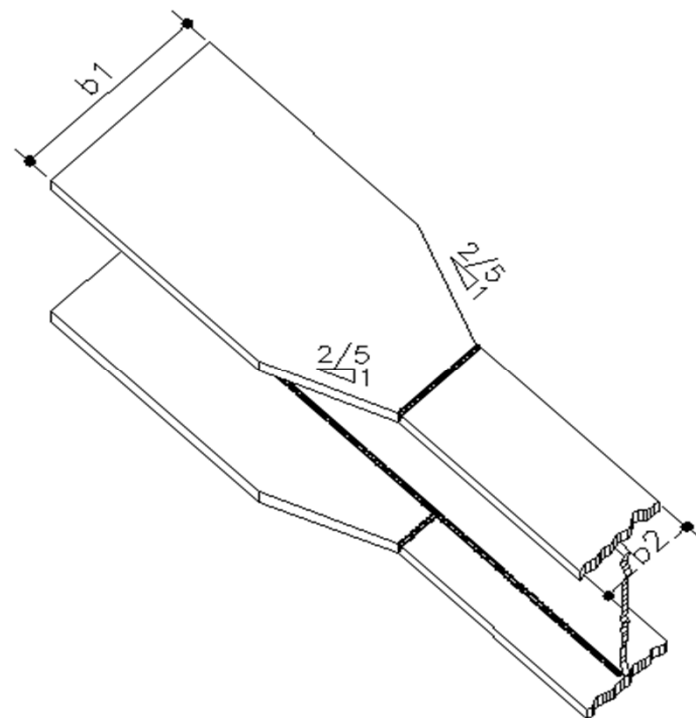
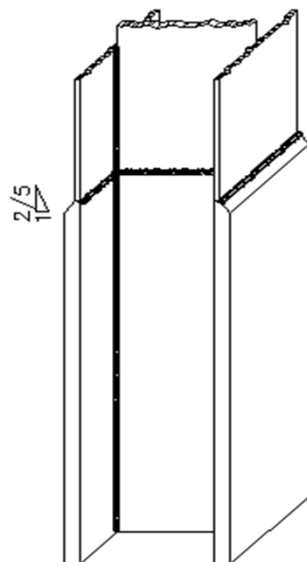
تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۴-۳ 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 حفاظت‌شده دو انتهای تیر، ایجاد هر گونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

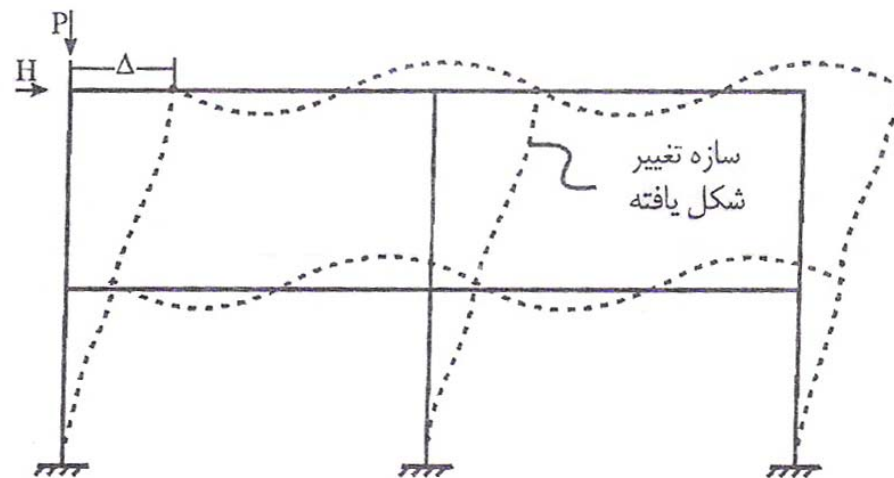


تغییر تدریجی ابعاد مقطع در وصله، با شیب 2/5 : 1

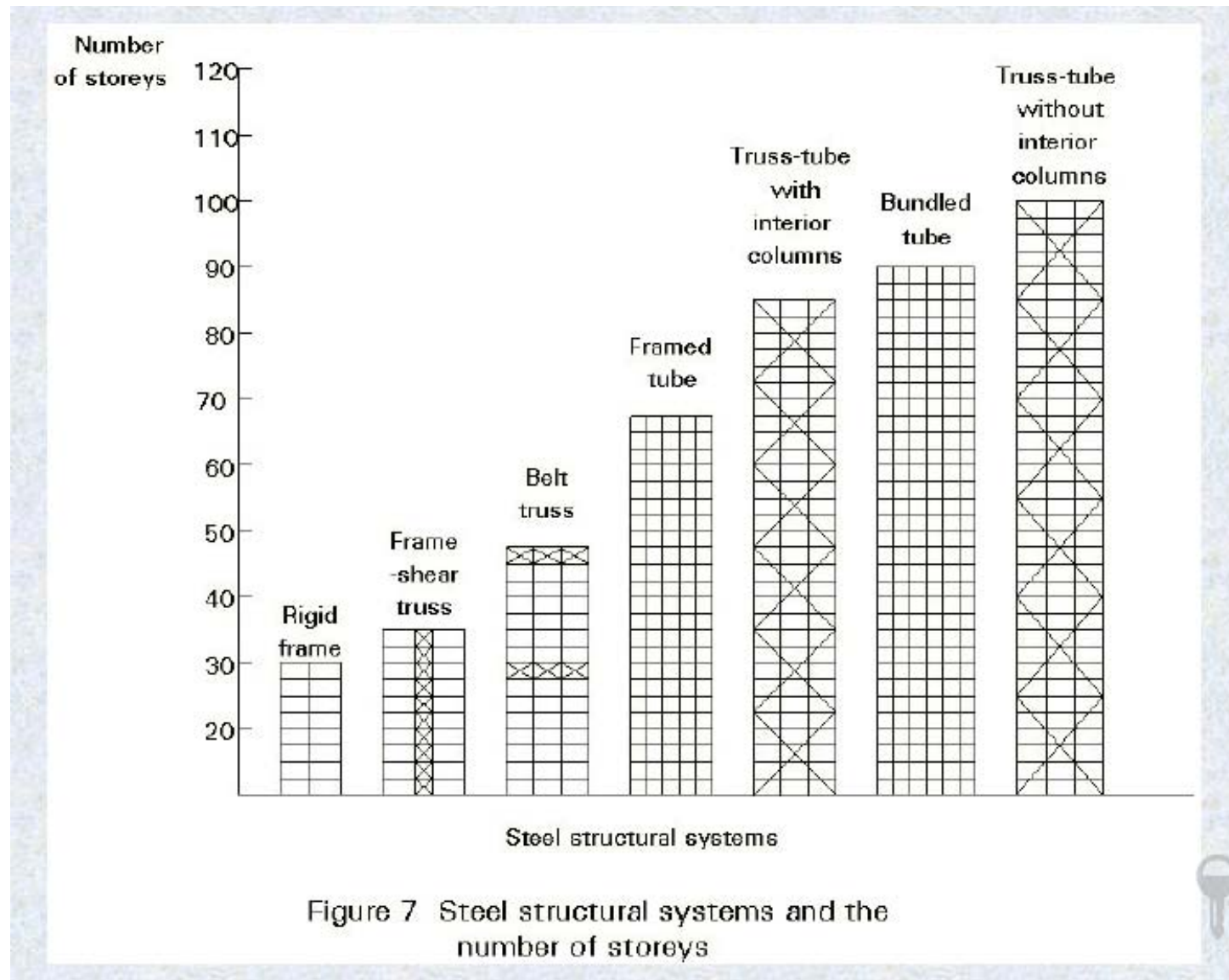
سیستم قاب خمشی (Moment Frame System)

● وظیفه اصلی تیرها و ستونها تحمل بارهای ثقلی و بارهای جانبی بطور توأم می باشد .

● سختی خمشی تیرها در پایداری سیستم شرکت خواهد کرد .



شکل ۱-۱: تغییر شکل قاب صلب خمشی



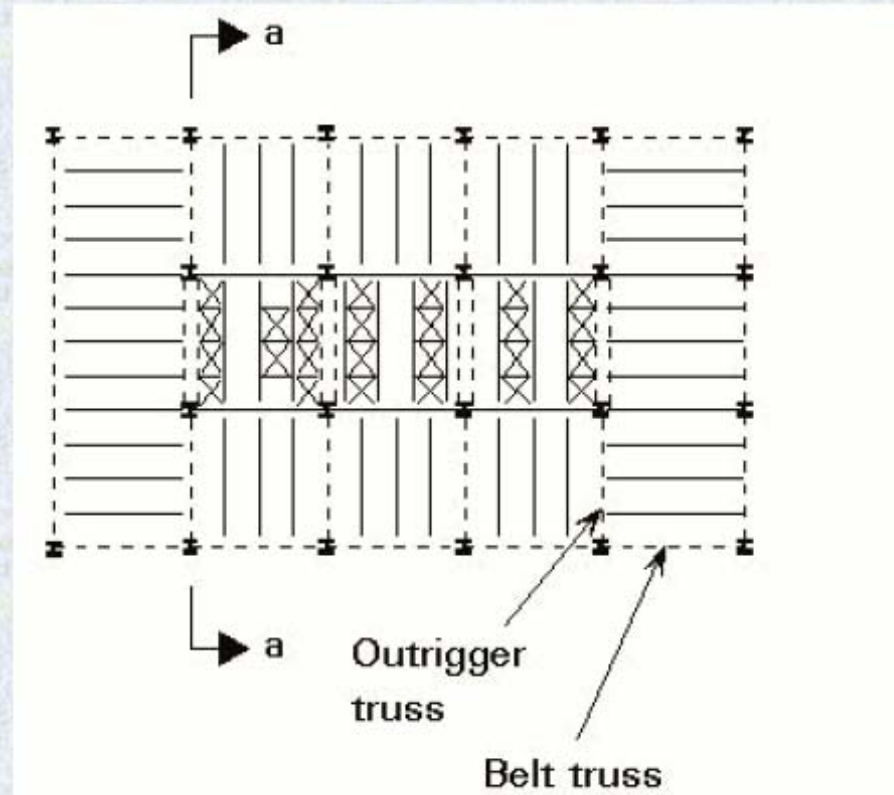
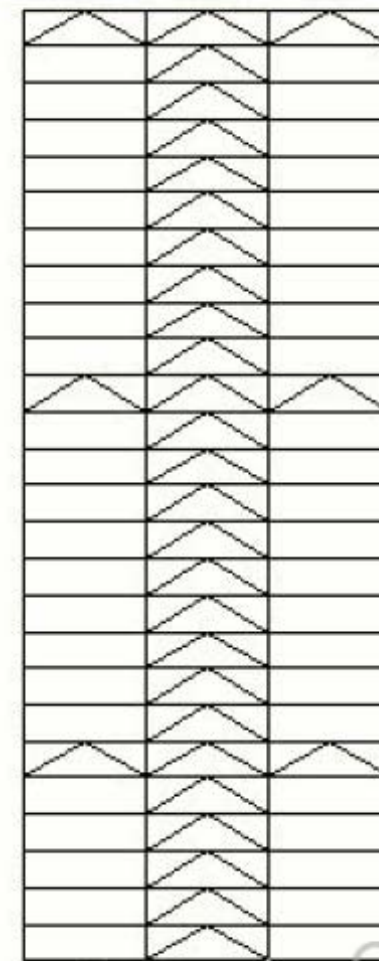


Figure 4 Belt-outrigger truss system



Section a-a

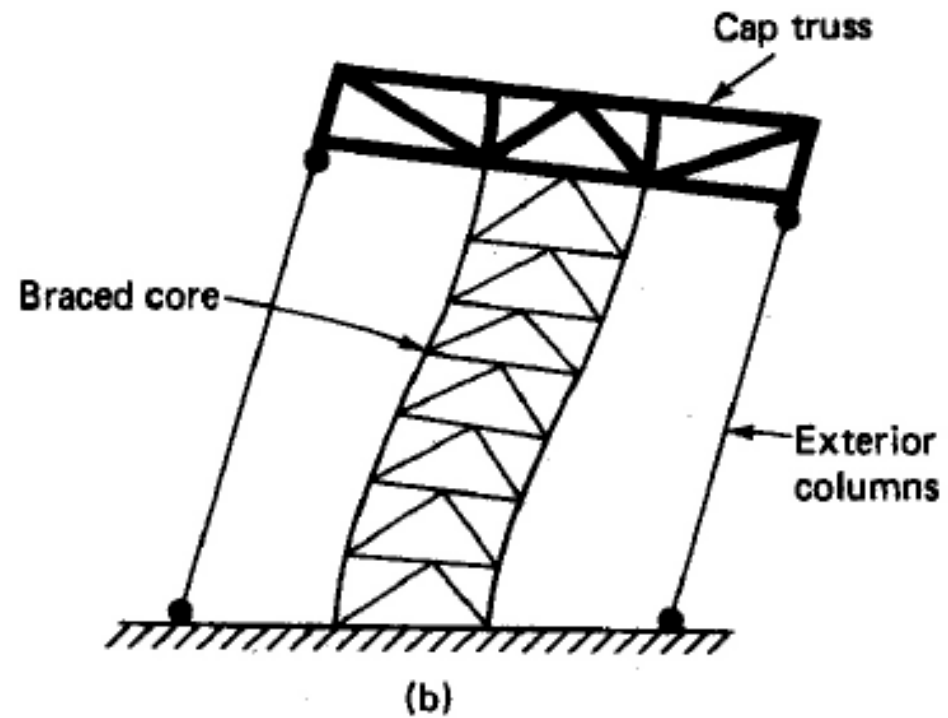
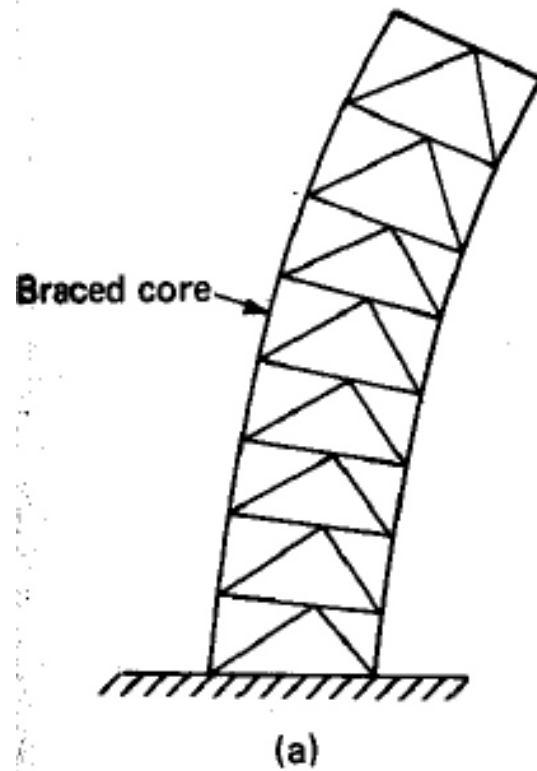
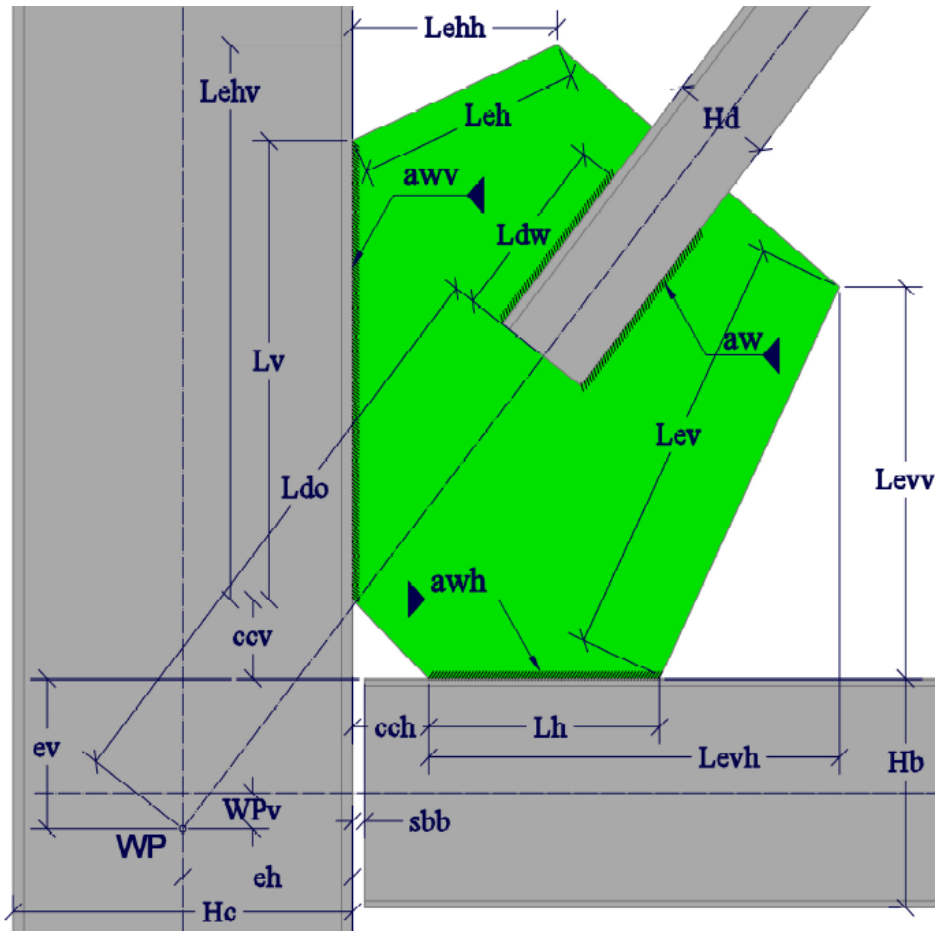


Figure 4.27 (a) Cantilever deflection of core; (b) reversed curvature induced by cap and belt trusses.



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 تعیین‌شده، که به منظور در نظرگرفتن 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.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \quad (۱۰-۳-۲-۱۰)$$

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 ۱۰-۳-۲-۱۰ در نظر گرفته شود.

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

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده
۱/۲۰	سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

	محاسبه نیروهای اتصال تیر به ستون برای قاب خمشی متوسط و ویژه	
	اطلاعات اولیه	
V_D	برش ناشی از بار مرده در محل اتصال تیر به ستون	
V_L	برش ناشی از بار زنده در محل اتصال تیر به ستون	
V_S	برش ناشی از بار برف در محل اتصال تیر به ستون	
M_D	لنگر ناشی از بار مرده در محل اتصال تیر به ستون	
M_L	لنگر ناشی از بار زنده در محل اتصال تیر به ستون	
M_S	لنگر ناشی از بار برف در محل اتصال تیر به ستون	
V_D^H	برش ناشی از بار مرده در محل مفصل پلاستیک	
V_L^H	برش ناشی از بار زنده در محل مفصل پلاستیک	
V_S^H	برش ناشی از بار برف در محل مفصل پلاستیک	
M_D^H	لنگر ناشی از بار مرده در محل مفصل پلاستیک	
M_L^H	لنگر ناشی از بار زنده در محل مفصل پلاستیک	
M_S^H	لنگر ناشی از بار برف در محل مفصل پلاستیک	
$S_h = 65.0 \text{ cm}$	فاصله مفصل پلاستیک تا بر ستون	
$L_h = 416.0 \text{ cm}$	فاصله بین مفاصل پلاستیک تیر	
$Z_b = 1956.25 \text{ cm}^3$	اساس مقطع پلاستیک تیر	
$M_p = Z_b F_y = 46.95 \text{ t.m}$	لنگر پلاستیک تیر	
$R_y = 1.15$	مطابق با جدول ۱۰-۳-۱	

توجه: محاسبه نیروها بر اساس انتقال نیروها از محل مفصل پلاستیک به محل اتصال تیر به ستون انجام می‌شود.

آیین نامه های بارگذاری بیان میکنند که اگر بار زنده طبقات کمتر از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع باشند (به استثناء کف پارکینگها یا محلهای اجتماع عمومی)، در ترکیبات بارگذاری ضریب بار زنده را بجای ۱ می توان ۰.۵ قرار داد.

نیروی برشی ناشی از بارهای ثقیلی در محل مفصل پلاستیک :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{gravity}^H = \max(1.2V_D^H + 0.5 V_L^H + 0.2 V_S^H; 0.9 V_D^H) \\ V_{gravity}^H = \max(1.2V_D^H + 1.0 V_L^H + 0.2 V_S^H; 0.9 V_D^H) \end{array} \right. \quad V_{gravity}^H = -1.86 \text{ ton}$$

لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقیلی در محل مفصل پلاستیک :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{gravity}^H = \max(1.2M_D^H + 0.5 M_L^H + 0.2 M_S^H; 0.9M_D^H) \\ M_{gravity}^H = \max(1.2M_D^H + 1.0 M_L^H + 0.2 M_S^H; 0.9M_D^H) \end{array} \right. \quad M_{gravity}^H = -0.23 \text{ t.m}$$

نیروی برشی ناشی از بارهای ثقیلی در محل اتصال تیر به ستون

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{gravity} = \max(1.2V_D + V_L + 0.2V_S; 0.9V_D) \\ V_{gravity} = \max(1.2V_D + V_L + 0.2V_S; 0.9V_D) \end{array} \right. \quad V_{gravity} = -2.52 \text{ ton}$$

لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقیلی در محل اتصال تیر به ستون

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{gravity} = \max(1.2M_D + M_L + 0.2M_S; 0.9M_D) \\ M_{gravity} = \max(1.2M_D + M_L + 0.2M_S; 0.9M_D) \end{array} \right. \quad M_{gravity} = -1.63 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \\ (WUF-W) \text{ Connection} \Rightarrow C_{pr} = 1.4 \end{array} \right. \quad C_{pr} = 1.20$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p \quad M_{pr} = 64.79 \text{ ton.m}$$

حالتی که زلزله از چپ به راست باشد

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad V_{pr} = 31.15 \text{ ton}$$

برش لرزه‌ای ناشی از M_{pr} در محل‌های

تشکیل مفصل پلاستیک

$$V_u^H = V_{pr} + V_{gravity}^H$$

مقاومت برشی مورد نیاز در محل مفصل

پلاستیک

$$V_u' = V_u^H + (V_{gravity} - V_{gravity}^H) \quad V_u' = 28.62 \text{ ton}$$

مقاومت برشی مورد نیاز در محل اتصال تیر

به ستون

$$M_u' = M_{pr} + (V_u^H S_h) + (M_{gravity} - M_{gravity}^H - V_{gravity}^H S_h)$$

مقاومت خمشی مورد نیاز در محل اتصال تیر

به ستون

$$M_u' = 83.64 \text{ t.m}$$



حالتی که زلزله از راست به چپ باشد

$$V_{pr} = \frac{-2M_{pr}}{L_h}$$

$$V_{pr} = -31.15 \text{ ton}$$

برش لرزه‌ای ناشی از M_{pr} در محل‌های
تشکیل مفصل پلاستیک

$$V_u^H = V_{pr} + V_{gravity}^H$$

مقاومت برشی مورد نیاز در محل مفصل
پلاستیک

$$V_u'' = V_u^H + (V_{gravity} - V_{gravity}^H) \quad V_u'' = 34.58 \text{ ton}$$

مقاومت برشی مورد نیاز در محل اتصال تیر
به ستون

$$M_u'' = -M_{pr} + (V_u^H S_h) + (M_{gravity} - M_{gravity}^H - V_{gravity}^H S_h)$$

مقاومت خمشی مورد نیاز در محل اتصال تیر
به ستون

$$M_u'' = 86.93 \text{ t.m}$$



مقاومت خمشی و برشی مورد نیاز

$$V_u = \max\{V_u', V_u''\}$$

$$V_u = 34.58 \text{ ton}$$

مقاومت برشی مورد نیاز

$$M_u = \max\{M_u', M_u''\}$$

$$M_u = 86.93 \text{ ton}$$

مقاومت خمشی مورد نیاز

گزارش محاسبات : بررسی ورق های بالاسری و پائین سری در اتصال تیر به ستون گیردار - صلب

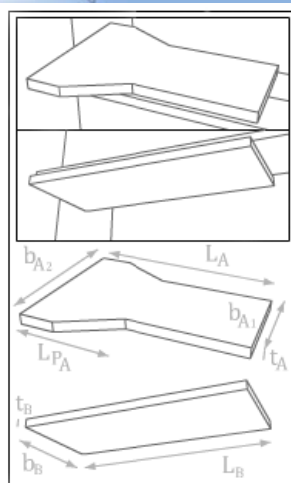


مشخصات کلی گزارش

لرزه ای	نوع طراحی	2400.0 Kg/cm^2	F_y	تنش تسلیم فولاد
ضرایب بار و مقاومت (LRFD)	روش طراحی	4200.0 Kg/cm^2	F_{ue}	تنش نهایی فلز الکتروود
واکنش تکیه گاهی		1.5 cm	e_0	فاصله مونتاژ
$M_u = 86.93 \times 100 \% = 86.93 \text{ ton.m}$		0.75	β	ضریب بازرسی جوش
بعد جوش		0.3 cm	D_F	حداقل فاصله آزاد مورد نیاز بعد از جوشکاری
$D_A = 12 \text{ mm}$	ورق بالاسری			
$D_B = 12 \text{ mm}$	ورق زیرسری			



المان های درگیر در اتصال



ورق بالا سری		
22.0 cm	b_{A1}	عرض کوچکتر
27.0 cm	b_{A2}	عرض بزرگتر
60.0 cm	L_A	طول کلی
7.0 cm	L_{PA}	طول جوش نشده
35 mm	t_A	ضخامت

ورق زیر سری		
30.0 cm	b_B	عرض
65.0 cm	L_B	طول کلی
4.0 cm	L_{PB}	طول جوش نشده
30 mm	t_B	ضخامت

مشخصات تیر		
12-PG6		مقطع تیر
25.0 cm	b_f	عرض بال
15 mm	t_f	ضخامت بال
43.0 cm	d	ارتفاع
10 mm	t_w	ضخامت جان
1.5 cm	k	سطح خارج بال تا انتهای ماهیچه جان

مشخصات ستون		
1C30X20		مقطع ستون
30.0 cm	b_{col}	عرض ستون
20 mm	t_{col}	ضخامت ستون



کنترل هندسی اجزاء اتصال

کنترل هندسی ورق بالا سری			
 $b_{A1} \leq b_f - 2(D_A + D_F)$	$22.0\text{cm} \leq 22.0\text{ cm}$	✓	
 $b_{A2} \leq b_{col}$	$27.0\text{ cm} \leq 30.0\text{ cm}$	✓	
 $e_0 \leq L_{pA}$	$1.5\text{cm} \leq 7.0\text{ cm}$	✓	
کنترل هندسی ورق زیر سری			
 $b_B \geq b_f + 2(D_B + D_F)$	$30.0\text{cm} \geq 28.0\text{ cm}$	✓	
 $b_B \leq b_{col}$	$30.0\text{cm} \leq 30.0\text{ cm}$	✓	
 $e_0 \leq L_{pB}$	$1.5\text{cm} \leq 4.0\text{ cm}$	✓	
اتصال از پیش تایید شده گیر دار جوشی با ورق های زیر سری روسری (WFP)			
$P_z = 86.5$			ناحیه محافظت شده
$S_h = 65.0$			محل مفصل پلاستیک
$d_b \leq 900\text{ mm}$	$430 \leq 900\text{ mm}$	✓	عمق تیر
$t_f^b \leq 30\text{ mm}$	$15 \leq 30\text{ mm}$	PNG 10	ضخامت بال تیر
محاسبه و کنترل ورق بالاسری			(جدول ۳-۹-۲-۱۰) میبخت ۱۳۹۲-۱۰
کنترل کفایت جوش نفوذی در ورق بالاسری			
جوش شیارى تحت کشش عمود بر مقطع موثر قرار دارد. مطابق جدول ۳-۹-۲-۱۰ میبخت ۱۳۹۲-۱۰، جوش شیارى با نفوذ کامل باید براساس فلز پایه کنترل شود؛ که در بخش دیگری آمده است.			✓
محاسبه و کنترل مقاومت کششی در ورق بالاسری			(بند ۴-۳-۲-۱۰ (الف)) میبخت ۱۳۹۲-۱۰
نیروی کششی نهایی ایجاد شده در ورق ناشی از لنگر خمشی در تیر			
$T_u = \frac{M_u}{d + \frac{t_A + t_B}{2}}$	$T_u = 187.96\text{ ton}$		
$\phi_t = 1.00$			ضریب کاهش مقاومت (بند ۵-۱-۳-۱۰) میبخت ۱۳۹۲-۱۰
$\phi_t P_n = \phi_t \times F_y \times (b_{A1} \times t_A)$	$\phi_t P_n = 184.80\text{ ton}$		مقاومت کششی طراحی
$Ratio = \frac{T_u}{\phi_t P_n}$	$Ratio = 1.02$		نسبت مقاومت کششی در ورق بالا سری
 $Ratio \leq 1$	$1.02 \leq 1$		با اندکی اگماض قابل قبول است
کنترل برش قالبی در فلز پایه (فلز مادر)			(بند ۳-۴-۹-۲-۱۰) میبخت ۱۳۹۲-۱۰
$T_u = 187.96\text{ ton}$			نیروی نهایی کششی موجود در ورق
$\phi = 1.00$			ضریب کاهش مقاومت
$t_{pmin} = 15\text{ mm}$			ضخامت ورق
$A_{nv} = A_{gv} = 159.00\text{ cm}^2$			سطح مقطع تحت برش
$A_{nt} = 33.00\text{ cm}^2$			سطح مقطع خالص تحت کشش
$U_{bs} = 1.00$			ضریب توزیع تنش کششی
$\phi R_n = \phi(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$			مقاومت طراحی

$$\phi R_n = 351.06 \text{ ton}$$

$$Ratio = \frac{T_u}{\phi R_n}$$

$$Ratio = 0.54$$



$$Ratio \leq 1$$

$$0.54 \leq 1$$



محاسبه و کنترل مقاومت برشی در جوش گوشه ورق بالاسری

(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)
(ب) میحث ۱۳۹۲-۱۰

$$D_A = 12 \text{ mm}$$

بعد جوش ورق بالاسری

$$\phi = 0.90$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi \times \beta \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_A \quad \phi R_n = 1443.3 \text{ Kg/cm}$$

ارزش جوش

$$L_{PA} = 7.0 \text{ cm}$$

طول جوش نشده ورق

$$L_{WA} = 2 \times (L_A - L_{PA})$$

$$L_{WA} = 128.0 \text{ cm}$$

طول کلی جوش

$$Ratio = \frac{T_u}{L_{WA} \phi R_n}$$

$$Ratio = 1.02$$

نسبت مقاومت برشی در جوش گوشه



$$Ratio \leq 1$$

$$1.02 \leq 1$$

با اندکی اغماض قابل قبول است

کنترل هندسی کفایت بعد و طول جوش گوشه ورق بالاسری

(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)
(ب) میحث ۱۳۹۲-۱۰

$$t_A = 35 \text{ mm}$$

$$t_f = 15 \text{ mm}$$

$$D_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$D_{max} = 15 \text{ mm}$$



$$D_{min} \leq D_A \leq D_{max}$$

$$6 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$



$$L_{WA} \geq 4D_A$$

$$1280 \geq 48 \text{ mm}$$



محاسبه و کنترل ورق زیر سری

(جدول ۳-۹-۲-۱۰)
میحث ۱۳۹۲-۱۰

کنترل کفایت جوش نفوذی در ورق زیرسری

جوش شیاری تحت کشش عمود بر مقطع موثر قرار دارد. مطابق جدول ۳-۹-۲-۱۰ میحث ۱۳۹۲-۱۰، جوش شیاری با نفوذ کامل باید براساس فلز پایه کنترل شود؛ که در بخش دیگری آمده است.

PNG
5

محاسبه و کنترل نسبت مقاومت کششی در ورق زیر سری

(بند ۴-۳-۲-۱۰ (الف))
میحث ۱۳۹۲-۱۰

$$T_u = \frac{M_u}{d + \frac{t_A + t_B}{2}}$$

$$T_u = 187.96 \text{ ton}$$

نیروی کششی نهایی ایجاد شده در ورق ناشی

از لنگر خمشی در تیر

$$\phi_t = 1.00$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi_t P_n = \phi_t \times F_y \times (b_B \times t_B)$$

$$\phi_t P_n = 216.00 \text{ ton}$$

مقاومت کششی طراحی

$$Ratio = \frac{T_u}{\phi_t P_n}$$

$$Ratio = 0.87$$

نسبت مقاومت کششی در ورق زیر سری



$$Ratio \leq 1$$

$$0.87 \leq 1$$



(بند ۵-۱۳-۳-۱۰)
(۱۱۲) میحث ۱۰-۱۳۹۲



محاسبه و کنترل مقاومت برشی در جوش گوشه ورق زیر سری

(بند ۴-۲-۹-۲-۱۰)
(ب) میحت ۱۰-۱۳۹۲

$$12 \text{ mm} D_B =$$

بعد جوش ورق زیر سری

$$S10_PhiWeld \text{ Not Found } \phi =$$

ضریب کاهش مقاومت

(بند ۵-۱۳-۳-۱۰)
(۱۲) میحت ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi R_n = \phi \times \beta \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_B \quad \phi R_n = S10_Rw \text{ Not Found} \quad Kg/cm$$

ارزش جوش

$$L_{PB} = 4.0 \text{ cm}$$

طول جوش نشده ورق

$$L_{WB} = 2 \times (L_B - L_{PB})$$

$$L_{WB} = 122.0 \text{ cm}$$

طول کلی جوش

$$Ratio = \frac{T_u}{L_{WB} \phi R_n}$$

$$Ratio = 1.07$$

نسبت مقاومت برشی در جوش گوشه



$$Ratio \leq 1$$

$$1.07 \leq 1$$

با اندکی اغماض قابل قبول است



کنترل هندسی کفایت بعد و طول جوش گوشه ورق زیر سری

(بند ۲-۲-۹-۲-۱۰)
(ب) میحت ۱۰-۱۳۹۲

$$t_B = 30 \text{ mm}$$

$$t_f = 15 \text{ mm}$$

$$D_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$D_{max} = 15 \text{ mm}$$



$$D_{min} \leq D_B \leq D_{max}$$

$$6 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$



$$L_{WB} \geq 4 D_B$$

$$1220 \text{ mm} \geq 48 \text{ mm}$$



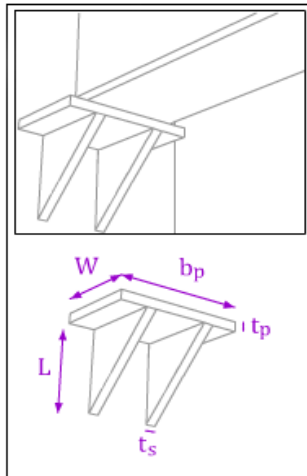
گزارش محاسبات: بررسی سخت کننده نشیمن در اتصال تیر به ستون گیردار - صلب



مشخصات کلی گزارش

لرزه ای	نوع طراحی
ضرایب بار و مقاومت (LRFD)	روش طراحی
واکنش تکیه گاهی $R_u = 34.58 \times 100 \% \times 65 \% = 22.48 \text{ ton}$	
$D_s = 10 \text{ mm}$	بعد جوش سخت کننده ها به ستون
$D_p = 12 \text{ mm}$	بعد جوش ورق نشیمن به تیر
$D_F = 3 \text{ mm}$	حداقل فاصله آزاد مورد نیاز بعد از جوشکاری

2400.0 Kg/cm^2	F_y	تنش تسلیم فولاد
4200.0 Kg/cm^2	F_{ue}	تنش نهایی فلز الکتروود
1.5 cm	e_0	فاصله مونتاژ
0.75	β	ضریب بازرسی جوش



مشخصات سخت کننده		
20.0 cm	L	ارتفاع سخت کننده
15.0 cm	W	عرض سخت کننده
15 mm	t _s	ضخامت سخت کننده
2	No.	تعداد سخت کننده ها

مشخصات تیر		
12-PG6		مقطع تیر
25.0 cm	b _f	عرض بال
15 mm	t _f	ضخامت بال
43.0 cm	d	ارتفاع
10 mm	t _w	ضخامت جان
1.5 cm	k	سطح خارج بال تا انتهای ماهیچه جان

مشخصات ورق نشیمن		
30.0 cm	b _p	پهنای ورق نشیمن
30 mm	t _p	ضخامت ورق نشیمن
4.0 cm	l _p	طول ورق نشیمن

مشخصات ستون		
1C30X20		مقطع ستون
30.0 cm	b _{col}	عرض ستون
20 mm	t _{col}	ضخامت ستون

کنترل هندسی اجزاء اتصال

	$t_p \geq t_s$	$30\text{mm} \geq 15\text{mm}$	✓
	$t_s \times \text{No.} \geq t_w$	$30\text{mm} \geq 10\text{mm}$	✓
	$b_{col} > b_p$	$30.0\text{cm} > 30.0\text{cm}$	✓
	$t_p \geq t_f$	$30\text{mm} \geq 15\text{mm}$	✓
	$b_p \geq (b_f + 2(D_p + D_F))$	$30.0\text{cm} \geq 28.0\text{cm}$	✓

کنترل عرض نشیمن برای جلوگیری از تسلیم و لهیدگی جان تحت اثر بارهای

متمرکز

تعیین حداقل عرض ورق نشیمن بر مبنای تسلیم موضعی جان

(بند ۱۰-۲-۹-۳-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi = 1.00$$

ضریب کاهش مقاومت

$$l_{b1} = \max\left(\frac{R_u}{\phi F_y t_w} - 2.5 k, k\right) \quad 5.6\text{ cm} \quad l_{b1} =$$

حداقل عرض نشیمن بر اساس تسلیم موضعی جان

کنترل حداقل عرض ورق نشیمن بر مبنای لهیدگی جان

$$\phi = 0.75$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } l_{b2} \leq 0.2 \Rightarrow \phi R_n = \phi \times 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_{b2}}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \\ \text{if } l_{b2} > 0.2 \Rightarrow \phi R_n = \phi \times 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(4 \frac{l_{b2}}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \end{array} \right.$$

$$l_{b2} = -3.3\text{ cm}$$

$$l_b = \max(l_{b1}, l_{b2})$$

$$l_b = 5.6\text{ cm}$$

حداقل طول نشیمن تیر

$$W \geq l_b + e_0 \quad 15.0\text{cm} \geq 7.1\text{ cm} \quad \checkmark$$

کنترل کفایت ابعاد ورق(های) سخت کننده (بر اساس روش

پلاستیک)

(بند ۳-۱۰-۹-۲-۱۰)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

کنترل کمانش موضعی سخت کننده (ها)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5 < \frac{W}{L} = 0.75 \leq 1.0 \rightarrow \frac{W}{t_s} = 10.00 \leq \frac{1050}{\sqrt{F_y}} = 21.43 \\ 1.0 < \frac{W}{L} = \leq 2.0 \rightarrow \frac{W}{t_s} = \leq \frac{1050}{\sqrt{F_y}} \times \frac{W}{L} = \\ \frac{W}{L} < 0.5 \text{ or } \frac{W}{L} > 2.0 ; \frac{W}{L} = \end{array} \right.$$



کنترل مقاومت سخت کننده(ها)

کنترل مقاومت اتکایی

$$A_p = N_o \times t_s \times (w - e_o)$$

$$A_p = 40.50 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع

$$\phi = 0.75$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi 1.8 F_y A_p$$

$$\phi R_n = 131.22 \text{ ton}$$

مقاومت اتکایی طرح

$$\text{Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$\text{Ratio} = 0.17$$

نسبت تنش اتکایی



$$\text{Ratio} \leq 1$$

$$0.17 \leq 1$$

کنترل مقاومت تسلیم

$$e = W - \frac{l_b}{2}$$

$$e = 12.2 \text{ cm}$$

فاصله برون محوری بار از بر ستون

$$e_c = e - \frac{W}{2}$$

$$e_c = 4.7$$

فاصله برون محوری بار تا وسط عرض سخت کننده

$$\sin^2 \phi = \frac{L^2}{W^2 + L^2}$$

$$\sin^2 \phi = 0.64$$

$$\phi = 0.90$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi P_n = \phi F_y t_s \sin^2 \phi (\sqrt{4e_c^2 + W^2} - 2e_c) \times N_o \quad \phi P_n = 34.46$$

مقاومت طراحی سخت کننده(ها)

$$\text{Ratio} = \frac{R_u}{\phi P_n}$$

$$\text{Ratio} = 0.65$$

نسبت مقاومت



$$\text{Ratio} \leq 1$$

$$0.65 \leq 1$$

کنترل نسبت تنش در جوش سخت کننده (ها) به بال ستون

محاسبه اندر کنش تنش های جوش در بر ستون

$$M_u = R_u \times e$$

$$M_u = 2.74 \text{ ton.m}$$

لنگر خمشی نهایی در بر ستون

$$N = 2$$

تعداد سخت کننده (ها)

$$B_w = b_p - N \times t_s$$

$$B_w = 27.0$$

طول جوش شده ورق نشیمن به بال ستون

$$S_x = \frac{1}{3} \frac{L(2B_w^2 + 2B_wNL + 2N^2L^2 + 3N^2LB_w)}{N(B_w + 2NL)}$$

$$S_x = 414.27 \text{ cm}^3$$

مدول الاستیک مقطع

$$f_x'' = \frac{M}{S_x}$$

$$f_x'' = 661.5 \text{ Kg/cm}$$

تنش کششی نهایی ناشی از خمش

$$f_y' = \frac{R}{B_w + N \times 2 \times L}$$

$$f_y' = 210.1 \text{ Kg/cm}$$

تنش برشی نهایی ناشی از واکنش تکیه گاهی

$$f_{ru} = \sqrt{f_y'^2 + f_x''^2}$$

$$f_{ru} = 694.1 \text{ Kg/cm}$$

اندر کنش تنش های نهایی



محاسبه ارزش جوش گوشه

(بند ۱۰-۹-۴)
مبحث ۱۰-۱۳۹۲

$$\phi = 0.75$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi \times \beta \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_s \quad \phi R_n = 1002.3 \text{ Kg/cm}$$

ارزش جوش

$$\text{Ratio} = \frac{f_{ru}}{\phi R_n}$$

$$\text{Ratio} = 0.69$$

نسبت تنش جوش



$$\text{Ratio} \leq 1$$

$$0.69 \leq 1$$



کنترل بعد جوش گوشه

(بند ۲-۹-۲-۱۰)
۲(ب) مبحث ۱۰-
۱۳۹۲

$$t_s = 15 \text{ mm}$$

ضخامت سخت کننده

$$t_{col} = 20 \text{ mm}$$

ضخامت ستون

$$D_{min} = 6 \text{ mm}$$

حداقل بعد جوش

$$D_{max} = 15 \text{ mm}$$

حداکثر بعد جوش

$$D_s = 10 \text{ mm}$$

بعد جوش



$$D_{min} \leq D_s \leq D_{max}$$

$$6 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$



گزارش محاسبات : بررسی نبشی جان در اتصال تیر به ستون گیردار - صلب

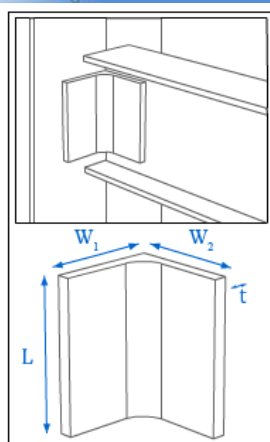


مشخصات کلی گزارش

لرزه ای	نوع طراحی	2400.0 Kg/cm^2	F_y	تنش تسلیم فولاد
ضرایب بار و مقاومت (LRFD)	روش طراحی	4200.0 Kg/cm^2	F_{ue}	تنش نهایی فلز الکتروود
$R_u = 34.58 \times 100 \% \times 70 \% = 24.21 \text{ ton}$	واکنش تکیه گاهی	1.5 cm	e_0	فاصله مونتاژ
$D_A = 8 \text{ mm}$	بعد جوش اتصال نبشی به تیر	0.75	β	ضریب بازرسی جوش
$D_B = 8 \text{ mm}$	بعد جوش اتصال نبشی به ستون			



المان های درگیر در اتصال



مشخصات نبشی		
100x100x10		نام نبشی
30.0 cm	L	طول نبشی
10.0 cm	W ₁	بعد اول بال نبشی
10.0 cm	W ₂	بعد دوم بال نبشی
10 mm	t	ضخامت نبشی
2	No.	تعداد

مشخصات تیر		
12-PG6		مقطع تیر
25.0 cm	b _f	عرض بال
15 mm	t _f	ضخامت بال
43.0 cm	d	ارتفاع
10 mm	t _w	ضخامت جان
1.5 cm	k	سطح خارج بال تا انتهای ماهیچه جان

مشخصات ستون		
1C30X20		مقطع ستون
30.0 cm	b _{col}	عرض ستون
20 mm	t _{col}	ضخامت ستون

کنترل هندسی اجزاء اتصال

کنترل بیرون زدگی ارتفاع نبشی از ارتفاع موثر تیر

$$L \leq (d - 2k - 2D_A) \quad 30.0 \text{ cm} \leq 39.4 \text{ cm}$$



کنترل بیرون زدگی عرض نبشی از ستون

$$W_1 \leq \frac{b_{col} - t_w}{2} - D_B \quad 10.0 \text{ cm} \leq 14.2 \text{ cm}$$



کنترل مقاومت برشی نبشی

(بند ۲-۴-۹-۲-۱۰)
(الف) میخ ۱۰-
۱۳۹۲

$$V_u = \frac{R_u}{No.} \quad V_u = 12.10 \text{ ton}$$

نیروی برشی نهایی وارد بر نبشی

$$1.00\phi =$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi \times 0.6 \times F_y \times (L \times t) \times No. \quad \phi R_n = 86.40$$

مقاومت برشی طراحی

$$Ratio = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad Ratio = 0.28$$

$$Ratio \leq 1 \quad 0.28 \leq 1$$



محاسبه و کنترل مقاومت برشی وارد بر جوش اتصال نبشی به تیر

محاسبه اندرکنش تنش های جوش

$$L = 30.0 \text{ cm} \quad \text{ارتفاع جوش}$$

$$b = W_2 - e_0 \quad b = 8.5 \text{ cm} \quad \text{عرض جوش}$$

$$A_w = No. \times (L + 2b) \quad A_w = 94.0 \text{ cm} \quad \text{سطح مقطع جوش در واحد طول}$$

$$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + L} \quad \bar{x} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{فاصله مرکز سطح جوش از خط قائم آن}$$

$$e = W_2 - \bar{x} \quad e = 8.5 \text{ cm} \quad \text{برون محوری پیچی}$$

$$I_p = \frac{8b^3 + 6bL^2 + L^3}{12} - \frac{b^4}{2b + L} \quad I_p = 6373.35 \text{ cm}^3 \quad \text{ممان اینرسی قطبی}$$

$$T_u = \frac{R_u}{No.} \times e \quad T_u = 1.02 \text{ ton.m} \quad \text{لنگر پیچشی نهایی}$$

$$f'_y = \frac{R_u}{A_w} \quad f'_y = 257.5 \text{ Kg/cm} \quad \text{تنش برشی نهایی جوش در جهت قائم}$$

$$f''_y = \frac{T_u(b - \bar{x})}{I_p} \quad f''_y = 111.9 \text{ Kg/cm} \quad \text{تنش برشی نهایی ناشی از پیچش در جهت قائم}$$

$$f''_x = \frac{T_u \left(\frac{L}{2} \right)}{I_p} \quad f''_x = 241.1 \text{ Kg/cm} \quad \text{تنش برشی نهایی ناشی از پیچش در جهت افقی}$$

$$f_{ru} = \sqrt{f''_x^2 + (f'_y + f''_y)^2} \quad f_{ru} = 441.1 \text{ Kg/cm} \quad \text{اندر کنش تنش های نهایی}$$

محاسبه ارزش جوش

(بند ۲-۴-۹-۲-۱۰)
میخ ۱۰-
۱۳۹۲

$$\phi = 0.75 \quad \text{ضریب کاهش مقاومت}$$

$$\phi R_n = \phi \times \beta \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_A \quad \phi R_n = 801.9 \text{ Kg/cm} \quad \text{ارزش جوش}$$

$$Ratio = \frac{f_{ru}}{\phi R_n} \quad Ratio = 0.55 \quad \text{نسبت تنش جوش}$$

$$Ratio \leq 1 \quad 0.55 \leq 1$$



(بند ۲-۹-۱۰-۲)
۲(ب) میحث ۱۰-
۱۳۹۲

کنترل بعد جوش

$$t = 10 \text{ mm}$$

ضخامت نبشی

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

ضخامت تیر در محل اتصال نبشی

$$D_{min} = 5 \text{ mm}$$

حداقل بعد جوش

$$D_{max} = 8 \text{ mm}$$

حداکثر بعد جوش

$$D_A = 8 \text{ mm}$$

بعد جوش



$$D_{min} \leq D_A \leq D_{max}$$

$$5 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm}$$



محاسبه و کنترل مقاومت برشی وارد بر جوش B-جوش اتصال نبشی به

ستون



محاسبه اندرکنش تنش های جوش B (بر اساس رابطه بلاجت)

$$A_w = No. \times L$$

$$A_w = 60.0 \text{ cm}$$

سطح مقطع جوش در واحد طول

$$f'_y = \frac{R_u}{A_w}$$

$$f'_y = 403.4 \text{ Kg/cm}$$

تنش برشی نهایی جوش در جهت قائم

$$T_u = \frac{R_u}{No.} \times \left(W_1 + \frac{t_w}{2} \right)$$

$$T_u = 1.27 \text{ ton.m}$$

لنگر پیچشی نهایی وارد بر جوش

$$f_t = \frac{18 T_u}{5 L^2}$$

$$f_t = 508.3 \text{ Kg/cm}$$

بیشینه تنش کششی نهایی ناشی از پیچش در جهت افقی

$$f_{ru} = \sqrt{f_y'^2 + f_t^2}$$

$$f_{ru} = 649.0 \text{ Kg/cm}$$

اندر کنش تنش های نهایی



محاسبه ارزش جوش B

(بند ۲-۹-۱۰-۲-۲)
۲(ب) میحث ۱۰-
۱۳۹۲

$$0.75 \phi =$$

ضریب کاهش مقاومت

$$\phi R_n = \phi \times \beta \times 0.6 \times F_{ue} \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times D_B \quad 801.9 \text{ Kg/cm} \phi R_n =$$

ارزش جوش

$$Ratio = \frac{f_{ru}}{\phi R_n}$$

$$0.81 \text{ Ratio} =$$

نسبت تنش جوش



$$Ratio \leq 1$$

$$0.81 \leq 1$$



کنترل بعد جوش B

(بند ۲-۹-۱۰-۲)
۲(ب) میحث ۱۰-
۱۳۹۲

$$t = 10 \text{ mm}$$

ضخامت نبشی

$$t_{col} = 20 \text{ mm}$$

ضخامت ستون در محل اتصال نبشی

$$D_{min} = 5 \text{ mm}$$

حداقل بعد جوش

$$D_{max} = 8 \text{ mm}$$

حداکثر بعد جوش

$$D_B = 8 \text{ mm}$$

بعد جوش

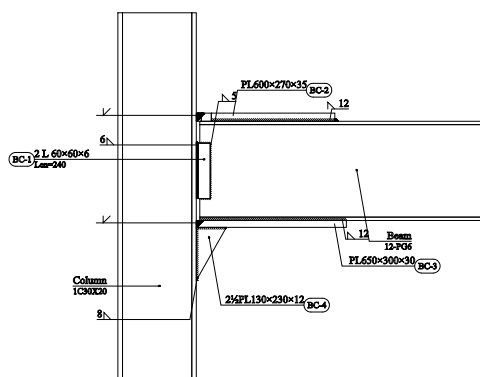
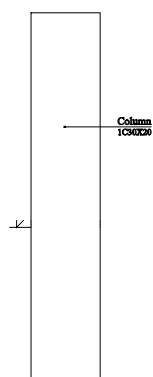
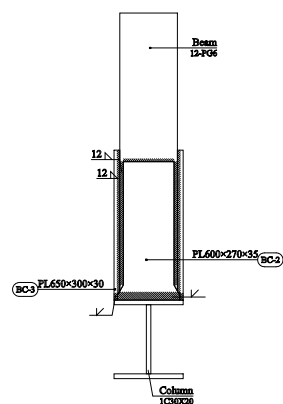


$$D_{min} \leq D_B \leq D_{max}$$

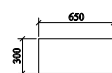
$$5 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm}$$



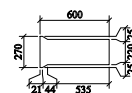
تصویر جزئیات اتصال



BCCon 1
12-F06 (Cont : 48) Scale = 1/10



BC-1
Scale = 1/20



BC-2
Scale = 1/20



BC-3
Scale = 1/20



BC-4
Scale = 1/20

2400.0 Kg/cm^2	F_y	تنش تسلیم فولاد
3700.0 Kg/cm^2	F_u	تنش نهایی فولاد
4200.0 Kg/cm^2	F_{uw}	مقاومت نهایی کششی فلز الکترو
2040000.0 Kg/cm^2	E_{st}	مدول الاستیسیته فولاد

1.5 cm	e_0	فاصله مونتاژ
0.7500	φ	ضریب آگاهی جوش
1.0000	SF	پارامتر لرزه ای

نوع مہار بند	ہمگرا
روش طراحی	تشش مجاز (ASD)

ابعاد جوش

$$\begin{aligned} D_{awl} &= 10 \text{ mm} \\ D_{awf} &= 5 \text{ mm} \\ D_{awv} &= 12 \text{ mm} \\ D_{aw} &= 8 \text{ mm} \\ D_{awh} &= 12 \text{ mm} \end{aligned}$$

نیروهای طراحی

$$P = 72.71 \text{ ton}$$
$$T = 66.82 \text{ ton}$$

مشخصات المان های درگیر در اتصال مهاربند

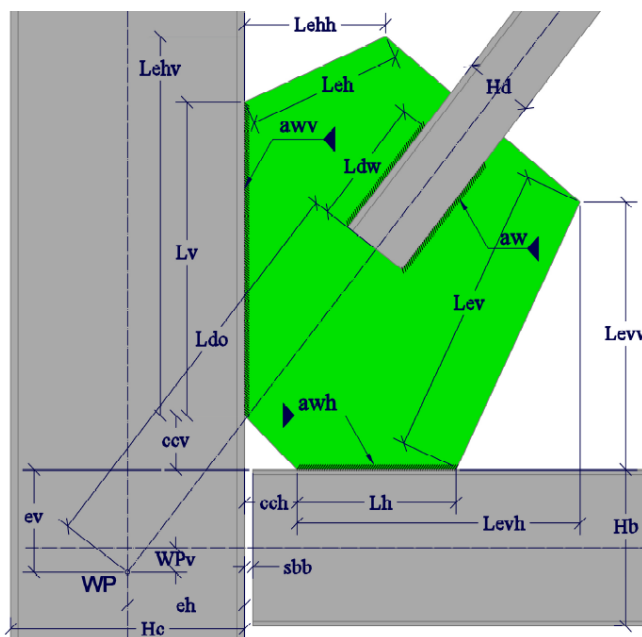
مشخصات هندسی ستون		
1H30X20		مقطع ستون
20 mm	t_f	ضخامت بال

مشخصات هندسی ورق اتصال		
35.0 cm	L_h	طول جوش افقی با تیر
25.0 cm	L_v	طول جوش قائم با ستون
0.0 cm	CC_h	پخی افقی ورق اتصال
0.0 cm	CC_v	پخی قائم ورق اتصال
15 mm	t_p	ضخامت ورق
دوطرفه		جوش به المان های اطراف

مشخصات هندسی تیر		
11-PG2		مقطع تیر
20mm	t_f	ضخامت بال تیر یا صفحه ستون
34.0 cm	H_b	ارتفاع
15 mm	t_w	ضخامت جان
2.6 cm	K	فاصله سطح خارج بال تا انتهای ماهیچه جان

مشخصات هندسی مهاربند		
2U120/F/15/		مقطع مهاربند
12.0 cm	H_d	ارتفاع مقطع
9 mm	t_b	ضخامت لبه جوش شونده
33.98 cm ²	A_g	سطح مقطع کلی

مشخصات تکمیل اتصال		
50 °	θ	زاویه مهاربند با خط قائم
30.0 cm	Ld_w	طول جوش مهاربند به ورق
0.0 cm	WP_v	فاصله قائم نقطه کار



(شکل پذیری معمولی)

$$\begin{cases} P_{Design} = P \\ T_{Design} = \min\{T, 0.6 \times F_y \times A_g\} \end{cases}$$

(شکل پذیری ویژه)

$$\begin{cases} P_{Design} = 1.25 \times F_a \times A_g \\ T_{Design} = \max(\min\{T, 0.6 \times F_{ye} \times A_g\}, 0.75 \times 0.6 \times F_y A_g) \\ F_{ye} = 1.15 \times F_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_{Design} = 61.05 \text{ ton} \\ T_{Design} = 56.28 \text{ ton} \\ F_{Design} = \max\{P_{Design}, T_{Design}\} = 61.05 \text{ ton} \end{cases}$$

محاسبه و کنترل المان مهاربندی

کنترل هندسی بعد جوش اتصال مهاربند به ورق گاست

$$\begin{cases} t_p = 15 \text{ mm} \\ t_b = 9 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_{min} = 5 \text{ mm} \\ D_{max} = 9 \text{ mm} \end{cases}$$

$$D_{min} \leq D_{aw} \leq D_{max} \quad 5 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \leq 9 \text{ mm}$$

$$Ld_w \geq \max\{4 \times D_{aw}, 4\} \quad 30.0 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

کنترل تنش جوش اتصال مهاربند به ورق گاست

$$R_w = 0.3 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times F_{uw} \times D_{aw} \times \varphi \quad R_w = 534.6 \text{ Kg/cm}$$

n تعداد خط جوش یک مهاربند

$$\begin{cases} F = F_{Design} = 61.05 \text{ ton} \\ L = n \times (Ld_w)_e = 4 \times 30.0 \text{ cm} = 120.0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{Ratio} = \frac{F}{R_w \times L} \quad \text{Ratio} = 0.95$$

$$\text{Ratio} \leq 1 \quad 0.95 \leq 1$$

کنترل فاصله از خط آزاد خمشی

$$\begin{cases} \text{Dist. 1} = 5.4 \text{ cm} \\ \text{Dist. 2} = 5.4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Dist.} = \min\{\text{Dist. 1}, \text{Dist. 2}\} = 5.4 \text{ cm}$$

$$\text{Dist.} \geq 2 \times t_p \quad 5.4 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

کنترل حداقل فاصله از المان های مجاور

$$Le_{beam} = 14.7 \text{ cm} \quad \text{فاصله المان مهاربندی از تیر}$$

$$Le_{col} = 21.8 \text{ cm} \quad \text{فاصله المان مهاربندی از ستون}$$

$$Le_{min} = 2.0 \text{ cm} \quad \text{حداقل فاصله مجاز}$$

$$\min\{Le_{beam}, Le_{col}\} \geq Le_{min} \quad 14.7 \text{ cm} \geq 2.0 \text{ cm}$$

کنترل ورق اتصال

محاسبه نیروهای قائم و برشی در محل اتصال ورق گاست و المان های اطراف (روش نیروی یکنواخت)

$e_h = \frac{H_c}{2}$	$17.0cm e_h =$	فاصله افقی نقطه کار و لبه ستون
$e_v = \frac{H_b}{2} - WP_v$	$17.0cm e_v =$	فاصله قائم نقطه کار و لبه تیر
$\alpha = \frac{L_h}{2} - CC_h$	$18.3cm \alpha =$	
$\beta = \frac{\alpha + e_h - e_v \times \tan(\theta)}{\tan(\theta)}$	$13.0cm \beta =$	
$r = \sqrt{(\alpha - e_h)^2 + (\beta - e_v)^2}$	$46.3 cmr =$	
$N_h = \frac{F_{design} \times e_v}{r}$	$22.43ton N_h =$	نیروی قائم بین ورق اتصال و تیر
$V_h = \frac{F_{design} \times \alpha}{r}$	$24.08ton V_h =$	نیروی مماسی بین ورق اتصال و تیر
$N_v = \frac{F_{design} \times e_h}{r}$	$22.43ton N_v =$	نیروی قائم بین ورق اتصال و ستون
$V_v = \frac{F_{design} \times \beta}{r}$	$17.11ton V_v =$	نیروی مماسی بین ورق اتصال و ستون

محاسبه و کنترل تنش ورق گاست در محل اتصال

$\sigma_h = \frac{\sqrt{N_h^2 + 3 \times V_h^2}}{L_h \times t_p}$	$942.5Kg/cm^2 \sigma_h =$	تنش مقایسه ای ترکیبی در محل اتصال به تیر
$\sigma_h \leq 0.75 \times F_y$	$942.5Kg/cm^2 \leq 1800.0Kg/cm^2$	✓
$\sigma_v = \frac{\sqrt{N_v^2 + 3 \times V_v^2}}{L_v \times t_p}$	$991.0Kg/cm^2 \sigma_v =$	تنش مقایسه ای ترکیبی در محل اتصال به ستون
$\sigma_v \leq 0.75 \times F_y$	$991.0Kg/cm^2 \leq 1800.0Kg/cm^2$	✓

کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال

$47.9cm L_{eh} =$		طول لبه آزاد ورق در محل اتصال به ستون
$\frac{L_{eh}}{t_p} \leq 0.85 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$31.9026 \leq 24.7815$	✓
$37.7cm L_{ev} =$		طول لبه آزاد ورق در محل اتصال به تیر
$\frac{L_{ev}}{t_p} \leq 0.85 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$25.1573 \leq 24.7815$	✓

کنترل تنش ها در عرض ویتمور

$$36.0 \text{ cm} W =$$

$$f = \frac{T_{Design}}{t_p \times W}$$

$$f \leq 0.6 \times F_y$$

$$f_a = \frac{P_{Design}}{t_p \times W}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 29.8 \text{ cm} \\ K = 1.2 \\ r = 0.3 \times t_p = 0.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$f = 1043.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1043.3 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1440.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 1131.8$$

$$\Rightarrow F_a = 1042.2 \text{ Kg/cm}^2$$

عرض موثر ویتمور

تنش کششی در عرض ویتمور

تنش فشاری در عرض ویتمور

تنش فشاری مجاز در عرض ویتمور

$$f_a \leq F_a$$

کنترل برش قالبی در کشش

المان اول

$$A_v = 2 \times t_p \times (Ld_w + dp_w)$$

$$A_v = 91.67 \text{ cm}^2$$

$$F_v = 0.3 \times F_u$$

$$F_v = 1110.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = t_p \times H_d$$

$$A_t = 18.00 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 0.5 \times F_u$$

$$F_t = 1850.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_v \times F_v + A_t \times F_t = 135.05 \text{ ton}$$

$$T_{Design} \leq A_v \times F_v + A_t \times F_t \quad 56.28 \text{ ton} \leq 135.05 \text{ ton}$$

سطح مقطع خالص در برش

تنش برشی مجاز

سطح مقطع خالص در کشش

تنش کششی مجاز

حداکثر نیروی مجاز کششی

کنترل ورق های تقویتی

کنترل اتصال ورق گاست به ستون

کنترل هندسی بعد جوش اتصال

$$\left\{ \begin{array}{l} t_p = 15 \text{ mm} \\ t_f = 20 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_{min} = 6 \text{ mm} \\ D_{max} = 13 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$D_{min} \leq D_{awv} \leq D_{max}$$

$$6 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} \leq 13 \text{ mm}$$

$$L_v \geq \max\{4 \times D_{awv}, 4\}$$

$$250 \text{ mm} \geq 48 \text{ mm}$$

$$D_{min} \leq D_{awv} \leq D_{max}$$

$$6 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} \leq 13 \text{ mm}$$

$$L_v \geq \max\{4 \times D_{awv}, 4\}$$

$$250 \text{ mm} \geq 48 \text{ mm}$$

محاسبه و کنترل تنش های وارد بر جوش

$$n = 2$$

تعداد خط جوش اتصال به ستون

$$\sigma = \frac{N_v}{n \times L_v}$$

$$\sigma = 448.7 \text{ Kg/cm}$$

تنش قائم در طول جوش

$$\tau = \frac{V_v}{n \times L_v}$$

$$\tau = 342.1 \text{ Kg/cm}$$

تنش برشی در طول جوش

$$\sigma_{wv} = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_{wv} = 564.2 \text{ Kg/cm}$$

تنش مقایسه ای در طول جوش

$$R_w = 0.3 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times F_{uw} \times D_{awv} \times \varphi \quad R_w = 801.9 \text{ Kg/cm}$$

ارزش جوش



$$\frac{\sigma_{wv}}{R_w} \leq 1$$

$$0.1 \leq 1$$



کنترل تیر در مقابل بارهای متمرکز

$$R = \frac{P_{Design}}{F_{Design}} \times N_h = 22.43 \text{ ton}$$

نیروی فشاری قائم بین تیر و ورق اتصال

$$\frac{L_h + CC_h - \max\{CC_h, e_0\}}{2} = 16.8 \text{ cm}$$

فاصله محل اثر بار متمرکز از لبه تیر

$$H_b = 34.0 \text{ cm}$$

$$H_b \leq \frac{L_h + CC_h - \max\{CC_h, e_0\}}{2} \Rightarrow$$



$$\frac{R}{t_w(N + 5K)} \leq 0.66 \times F_y$$

$$373.9 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584.0 \text{ kg/cm}^2$$



کنترل لهدگی جان

$$\frac{L_h + CC_h - \max\{CC_h, e_0\}}{2} = 16.8 \text{ cm}$$

فاصله محل اثر بار متمرکز از لبه تیر

$$\frac{H_b}{2} = 17.0 \text{ cm}$$

$$\frac{H_b}{2} \leq \frac{L_h + CC_h - \max\{CC_h, e_0\}}{2} \Rightarrow$$

$$R \leq 566 \times t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{F_{yw} \frac{t_f}{t_w}}$$



$$22.43 \text{ ton} \leq 105.92 \text{ ton}$$





گزارش کنترل تغییر مکان جانبی نسبی سازه (Drift) به همراه محاسبه درز انقطاع طبقات

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان _ ویرایش ۱۳۹۲

تعداد طبقات ساختمان بر روی تراز پایه

ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در جهت X

ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در جهت Y

$$N = 7$$

$$Cd_x = 4.0$$

$$Cd_y = 5.0$$

H ارتفاع طبقه

h ارتفاع طبقه از تراز پایه

U تغییر مکان طبقه

Δ_M تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه

Δ_e تغییر مکان جانبی نسبی طبقه تحت زلزله طرح

P مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه تا طبقه آخر

V مجموع نیروی برشی وارد در طبقه

$$\Delta_M = Cd \times \Delta_e$$

$$Drift = \left(\frac{\Delta_M}{H} \right)$$

$$\begin{cases} Drift_{Max} = 0.025 (N \leq 5) \\ Drift_{Max} = 0.020 (N > 5) \end{cases}$$

نام بار : EPY									0.00 m		تراز پایه :			
طبقه	h (m)	H (m)	در جهت X						در جهت Y					
			U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)	U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)		
STORY1	2.90	2.90	-0.015	-0.015	-0.058	0.000	✓	41	3.460	3.460	17.302	0.006	✓	41
STORY2	6.30	3.40	-0.027	-0.012	-0.049	0.000	✓	48	9.161	5.700	28.501	0.008	✓	48
STORY3	9.70	3.40	-0.053	-0.026	-0.104	0.000	✓	48	16.632	7.472	37.359	0.011	✓	48
STORY4	13.10	3.40	-0.072	-0.020	-0.079	0.000	✓	48	24.555	7.922	39.611	0.012	✓	48
STORY5	16.50	3.40	-0.079	-0.007	-0.027	0.000	✓	48	32.345	7.791	38.953	0.011	✓	48
STORY6	19.90	3.40	-0.122	-0.042	-0.170	0.000	✓	48	39.412	7.067	35.336	0.010	✓	48
STORY7	23.20	3.30	-0.371	-0.249	-0.997	0.000	✓	47	45.551	6.139	30.694	0.009	✓	47

EPY									نام بار :		0.00 m			تراز پایه :	
طبقه	h (m)	H (m)	در جهت X						در جهت Y						
			U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)	U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)			
STORY1	2.90	2.90	-0.015	-0.015	-0.058	0.000	✓	41	3.460	3.460	17.302	0.006	✓	41	
STORY2	6.30	3.40	-0.027	-0.012	-0.049	0.000	✓	48	9.161	5.700	28.501	0.008	✓	48	
STORY3	9.70	3.40	-0.053	-0.026	-0.104	0.000	✓	48	16.632	7.472	37.359	0.011	✓	48	
STORY4	13.10	3.40	-0.072	-0.020	-0.079	0.000	✓	48	24.555	7.922	39.611	0.012	✓	48	
STORY5	16.50	3.40	-0.079	-0.007	-0.027	0.000	✓	48	32.345	7.791	38.953	0.011	✓	48	
STORY6	19.90	3.40	-0.122	-0.042	-0.170	0.000	✓	48	39.412	7.067	35.336	0.010	✓	48	



STORY7	23.20	3.30	-0.371	-0.249	-0.997	0.000	✓	47	45.551	6.139	30.694	0.009	✓	47
--------	-------	------	--------	--------	--------	-------	---	----	--------	-------	--------	-------	---	----

EPX							نام بار :		0.00 m				تراز پایه :	
طبقه	h (m)	H (m)	در جهت X						در جهت Y					
			U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)	U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)		
STORY1	2.90	2.90	6.344	6.344	25.376	0.009	✓	41	0.000	0.000	0.001	0.000	✓	41
STORY2	6.30	3.40	20.787	14.443	57.773	0.017	✓	48	0.000	0.000	0.001	0.000	✓	48
STORY3	9.70	3.40	36.427	15.640	62.559	0.018	✓	48	0.001	0.000	0.002	0.000	✓	48
STORY4	13.10	3.40	53.217	16.790	67.161	0.020	✓	48	0.001	0.000	0.002	0.000	✓	48
STORY5	16.50	3.40	69.075	15.858	63.432	0.019	✓	48	0.003	0.002	0.008	0.000	✓	48
STORY6	19.90	3.40	79.743	10.668	42.671	0.013	✓	48	0.002	-0.001	-0.005	0.000	✓	48
STORY7	23.20	3.30	90.721	10.978	43.912	0.013	✓	47	0.001	-0.001	-0.005	0.000	✓	47

ENY							نام بار :		0.00 m				تراز پایه :	
طبقه	h (m)	H (m)	در جهت X						در جهت Y					
			U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)	U (mm)	Δc (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)		
STORY1	2.90	2.90	0.015	0.015	0.059	0.000	✓	41	3.461	3.461	17.305	0.006	✓	41
STORY2	6.30	3.40	0.027	0.012	0.049	0.000	✓	48	9.162	5.701	28.506	0.008	✓	48
STORY3	9.70	3.40	0.053	0.026	0.106	0.000	✓	48	16.635	7.473	37.366	0.011	✓	48
STORY4	13.10	3.40	0.073	0.020	0.080	0.000	✓	48	24.559	7.924	39.619	0.012	✓	48
STORY5	16.50	3.40	0.080	0.007	0.027	0.000	✓	48	32.357	7.798	38.988	0.011	✓	48
STORY6	19.90	3.40	0.123	0.043	0.172	0.000	✓	48	39.420	7.063	35.317	0.010	✓	48
STORY7	23.20	3.30	0.375	0.252	1.009	0.000	✓	47	45.551	6.131	30.656	0.009	✓	47

ENX								نام بار :		0.00 m				تراز پایه :	
طبقه	h (m)	H (m)	در جهت X						در جهت Y						
			U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)	U (mm)	Δe (mm)	Δ _M (mm)	Drift	درز انقطاع (mm)			
STORY1	2.90	2.90	6.334	6.334	25.335	0.009	✓	41	0.000	0.000	0.000	0.000	✓	41	
STORY2	6.30	3.40	20.768	14.434	57.738	0.017	✓	48	0.000	0.000	-0.001	0.000	✓	48	
STORY3	9.70	3.40	36.388	15.620	62.481	0.018	✓	48	0.000	0.000	-0.001	0.000	✓	48	
STORY4	13.10	3.40	53.163	16.775	67.100	0.020	✓	48	-0.001	0.000	-0.001	0.000	✓	48	
STORY5	16.50	3.40	69.016	15.852	63.410	0.019	✓	48	-0.002	-0.001	-0.005	0.000	✓	48	
STORY6	19.90	3.40	79.651	10.635	42.540	0.013	✓	48	-0.001	0.001	0.003	0.000	✓	48	
STORY7	23.20	3.30	90.395	10.744	42.977	0.013	✓	47	0.001	0.002	0.010	0.000	✓	47	