

---

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

---

عنوان درس:

طراحی پیشرفته سازه های فولادی

Advanced Design of Steel Structures

فصل اول: مقدمه ای بر سازه های فولادی و روشهای طراحی

Ch1. Introduction to steel structures and design approaches

فصل دوم: طراحی لرزه ای سازه های فولادی

Ch2. Introduction to seismic design of steel structures

فصل سوم: الزامات تحلیل و طراحی برای تامین پایداری

Ch3. Design for stability

فصل چهارم: طراحی تیر ستونها

Ch4. Design of beam-columns

فصل پنجم: نکات تکمیلی برای طراحی تیرورقها

Ch5. Plate Girders

فصل ششم: طراحی مقاطع فولادی پر شده با بتن (CFT)

Ch5. Concrete Filled Tube structures design guide

فصل هفتم: طراحی اتصالات

Ch6. Design of Connections

فصل هشتم: طراحی مقاطع تحت اثر پیچش

Ch7. Torsional analysis of steel members



وزارت راه و شهرسازی  
معاونت مسکن و ساختمان

مقررات ملی ساختمان ایران  
مبحث دهم  
طرح و اجرای ساختمان های فولادی

دفتر مقررات ملی ساختمان  
ویرایش چهارم ۱۳۹۲

مبحث دهم مقررات ملی

ساختمان ویرایش ۱۳۹۲

مقررات ملی ساختمان ایران

مبحث دهم

طرح و اجرای ساختمان های فولادی

## AISC 360-16

ANSI/AISC 360-16  
An American National Standard

# Specification for Structural Steel Buildings

July 7, 2016

Supersedes the *Specification for Structural Steel Buildings*  
dated June 22, 2010 and all previous versions of this specification

Approved by the AISC Committee on Specifications



## AISC 341-16

ANSI/AISC 341-16  
An American National Standard

# Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

July 12, 2016

Supersedes the *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*  
dated June 22, 2010, and all previous versions

Approved by the AISC Committee on Specifications



AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION  
130 East Randolph Street, Suite 2000  
Chicago, Illinois 60601-6204

## AISC 358-18

ANSI/AISC 358-16  
ANSI/AISC 358s1-18  
An American National Standard

.....

# Prequalified Connections

for Special and Intermediate  
Steel Moment Frames for  
Seismic Applications,  
including Supplement No. 1

.....

May 12, 2016  
(includes 2018 supplement)

Approved by the Connection Prequalification Review Panel

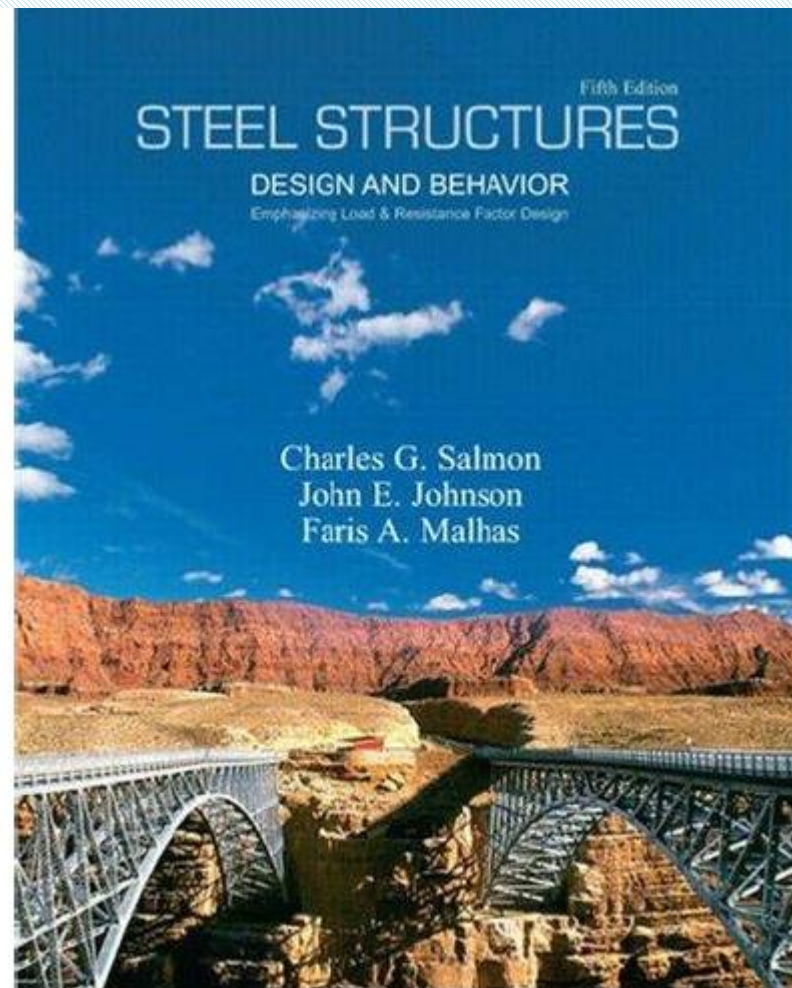


.....  
**Smarter.  
Stronger.  
Steel.**



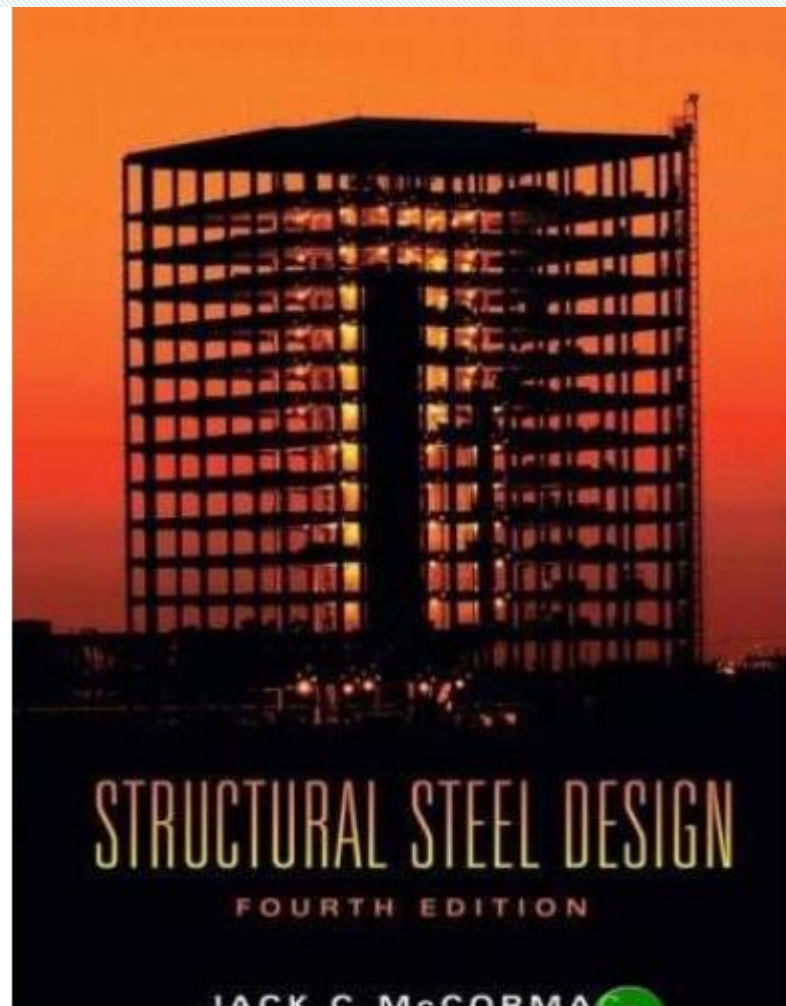
## **Steel Structure, Design and Behaviour, (5th Edition)**

**Author : Salomon , Johnson  
and Malhas**



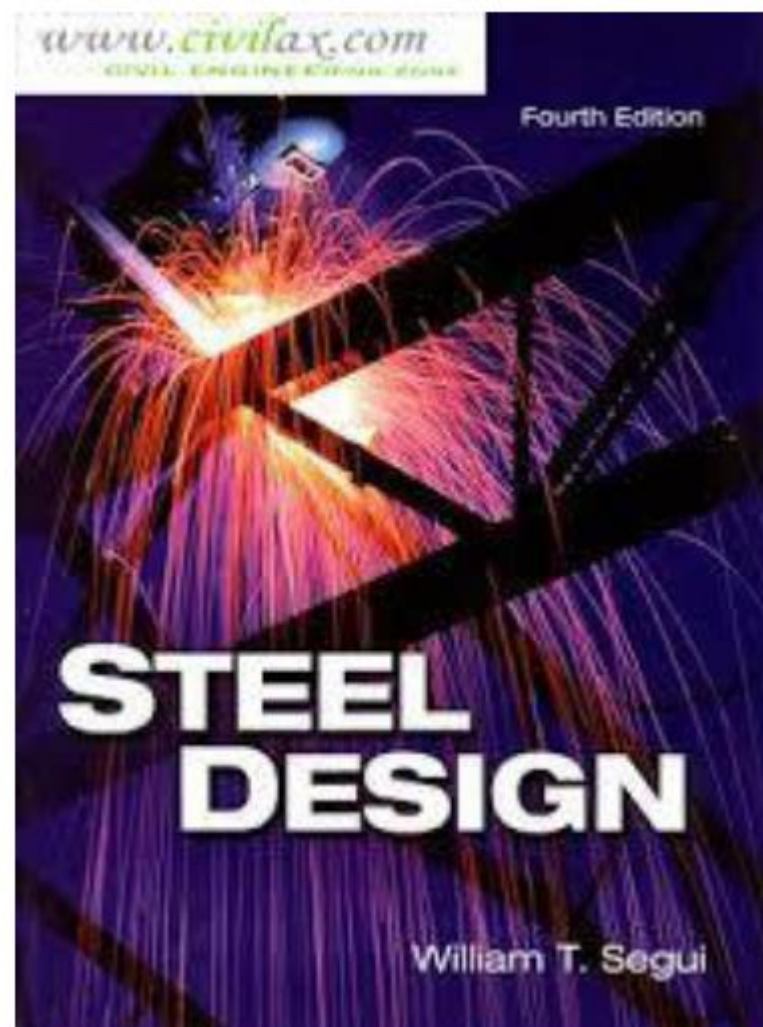
# Structural Steel Design (4th Edition)

Author : Jack C. McCormac



# **Steel Design (4th Edition)**

**Author : Wiliam T. Segui**



## Student Assessment Criteria

✓ Homework	15%
✓ Presentation (Research)	15%-25%
✓ Final Project	20%-30%
✓ Exam	40%

## فصل اول

### مقدمه ای بر سازه های فولادی و روشهای طراحی

#### Chapter.1

#### Introduction to steel structures and design approaches



## فولاد چیست؟

فولاد ترکیبی از آهن Fe، کربن C (۰/۱۵ تا ۲ درصد) و درصد بسیار جزیی از آلیاژهای زیر است که به تناسب دستیابی به مشخصات مکانیکی به فولاد اضافه می شوند

manganese (Mn), silicon (Si),  
aluminum (Al), nickel (Ni),  
chromium (Cr), molybdenum (Mo),  
copper (Cu), vanadium (V),  
niobium (Nb), and titanium (Ti)  
boron (B).



Iron Ore

اثر کربن C (۰/۱۵ تا ۲ درصد) در فولاد بسیار اثرگذار است و عملاً

باعث افزایش مقاومت (Strenght) و

کاهش انعطاف و شکل پذیری (Ductility) می شود

د) از نقطه نظر شکل پذیری ویژگی مکانیکی فولاد تابع مقدار کربن است.

کربن در فولاد نرم ۰/۰۹ تا ۰/۲۵ درصد،  
در فولاد نیم سخت ۰/۲۵ تا ۰/۵۵ درصد،  
در فولاد سخت ۰/۶ تا ۱/۲ درصد می باشد.

فولاد ساختمانی کربنی  
بین ۰/۱۷ تا ۰/۲۵  
درصد وزنی



✓ معمولاً یک صدم درصد افزایش کربن موجب افزایش تنش تسلیم فولاد به میزان حدوداً ۳/۵ مگاپاسکال می شود.

✓ شکل پذیری

✓ کرنش نهایی

✓ استقامت در مقابل ضربه

✓ خاصیت جوش پذیری

## محاسن فولاد

✓ مقاومت زیاد

✓ یکنواختی و دوام

✓ قابلیت الاستیک

✓ قابلیت شکل پذیری

✓ قابلیت توسعه و تهیه سریع

✓ بازیابی آسان



## معایب فولاد

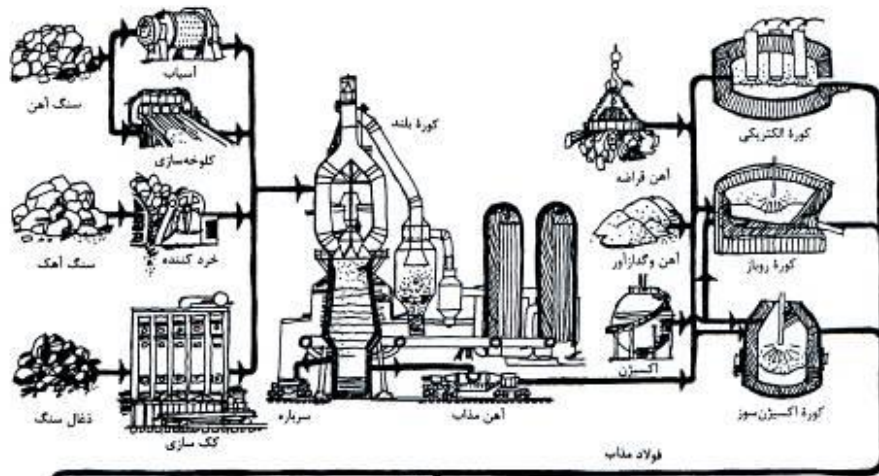
✓ هوازدگی

✓ مقاومت کم در مقابل آتش سوزی

✓ حساسیت در مقابل کمانش

## فصل اول: مقدمه ای بر سازه های فولادی و روشهای طراحی

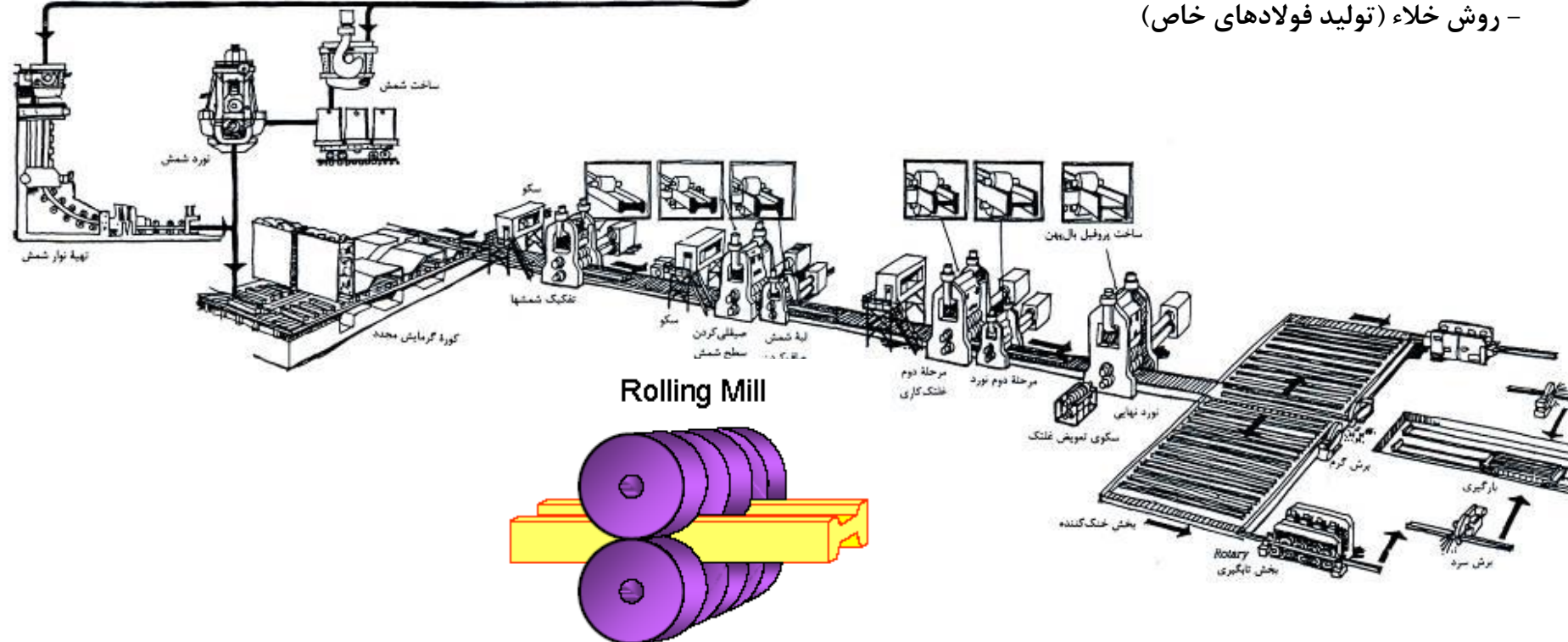
### نحوه تولید فولاد



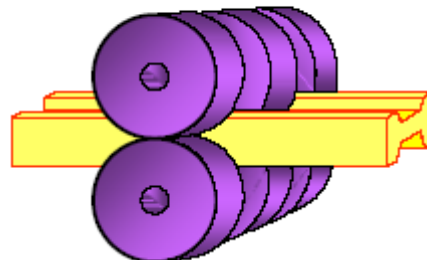
کوره بلند : آهن مذاب

روش های تولید فولاد :

- کوره باز (آهن قراضه + سنگ آهک + آهن مذاب)
- کوره الکتریکی (آهن قراضه)
- کوره اکسید سوز (مقداری آهن قراضه + آهن مذاب)
- روش خلاء (تولید فولادهای خاص)

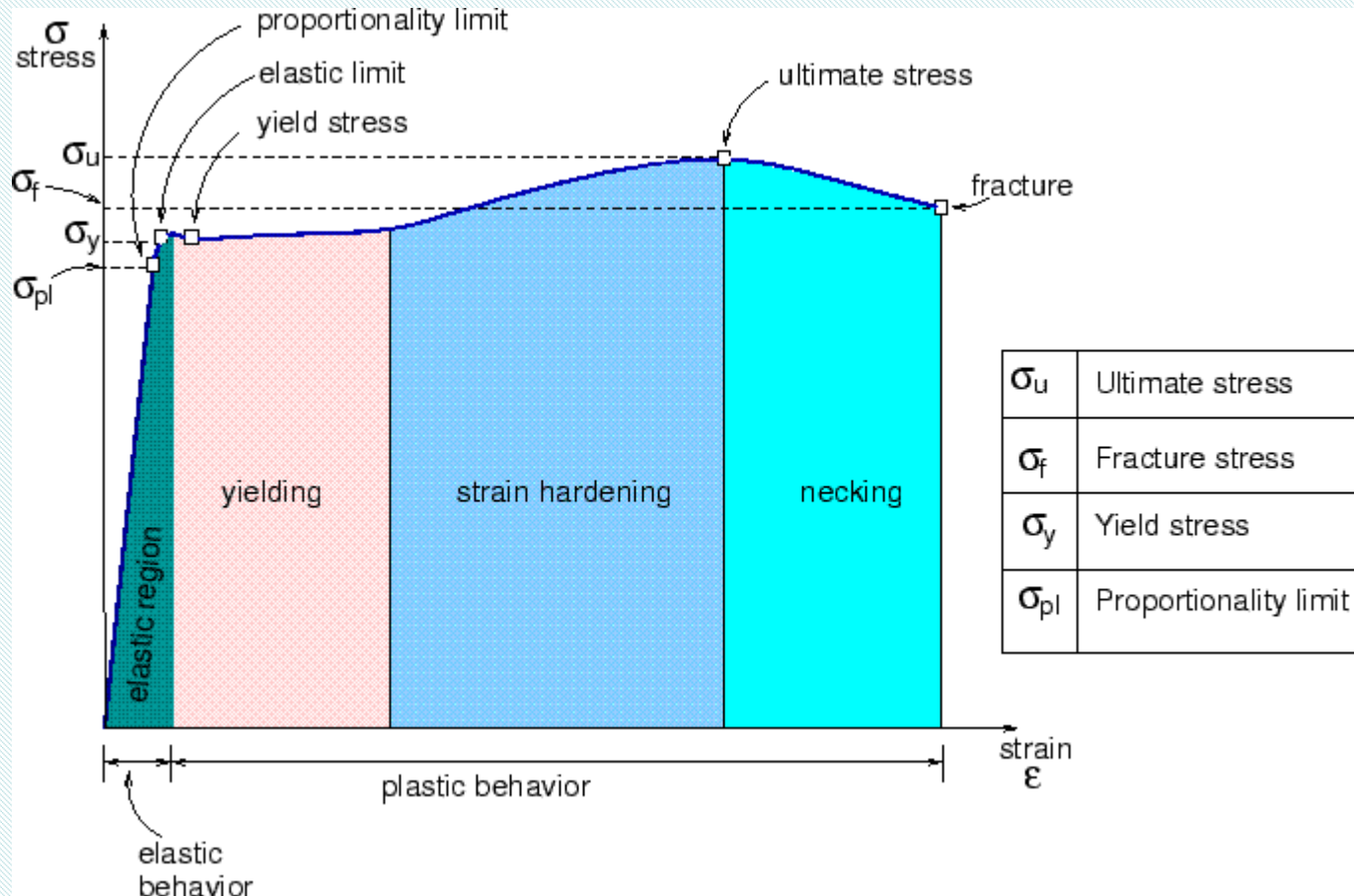


Rolling Mill





## مشخصات مکانیکی فولاد



## مشخصات مکانیکی فولاد

دستگاه یونیورسال

Universal Testing Machine (UTM)





## مشخصات مکانیکی فولاد مطلوب

(a linear elastic range)

وجود یک محدوده رفتار ارتجاعی خطی

(A well-defined yield (except Heat treated))

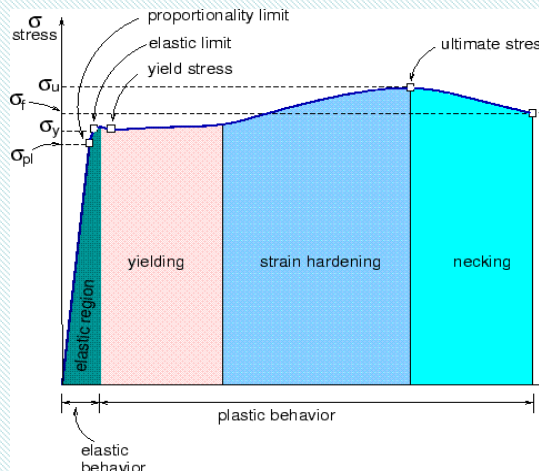
وجود نقطه تسلیم مشخص  
(مگر در فولادهای بازپخت شده)

(strain hardening)

سخت شدگی کرنشی

(significant ductility )

شکل پذیری قابل توجه

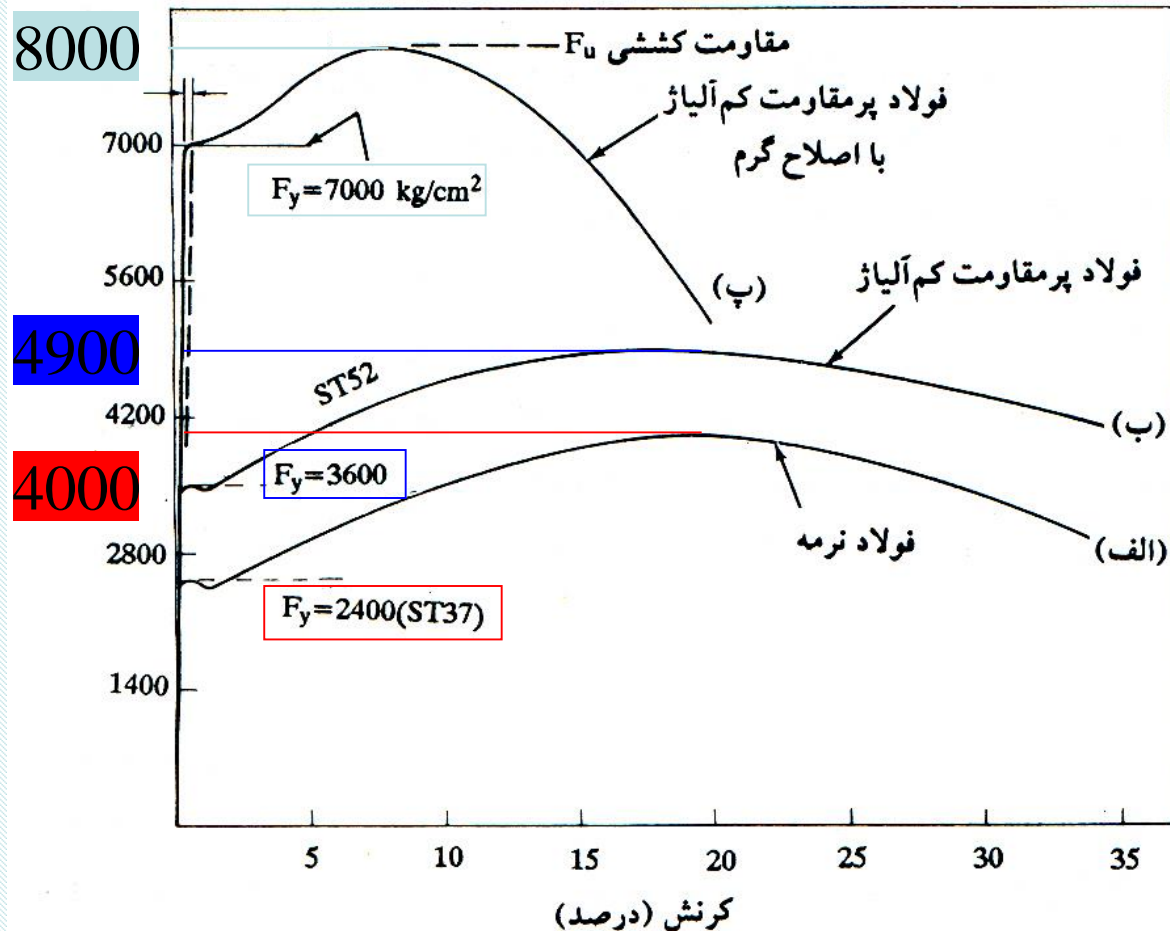


## ۱۰-۳-۵ مشخصات مصالح

### ۱۰-۳-۵-۱ فولاد مصرفی

فولادهای مصرفی در سیستمهای مقاوم در مقابل نیروی زلزله باید منطبق بر شرایط مذکور در بند ۱۰-۰-۳ باشند. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت نهایی کششی حداقل  $1/2$  برابر مقاومت حد تسلیم باشند.

$$F_u \geq 1/2 F_y \quad (10-3-5)$$



$$4000/2400=1.666$$

$$4900/3600=1.361$$

$$8000/7000=1.142$$



## معیارهای طراحی: حالات حدی مقاومت

✓ حالت‌های حدی تسلیم، گسیختگی

✓ معیار پایداری

✓ معیار خستگی

## معیارهای طراحی: حالات حدی بهره برداری

✓ کنترل تغییرشکلهای

✓ دررفت

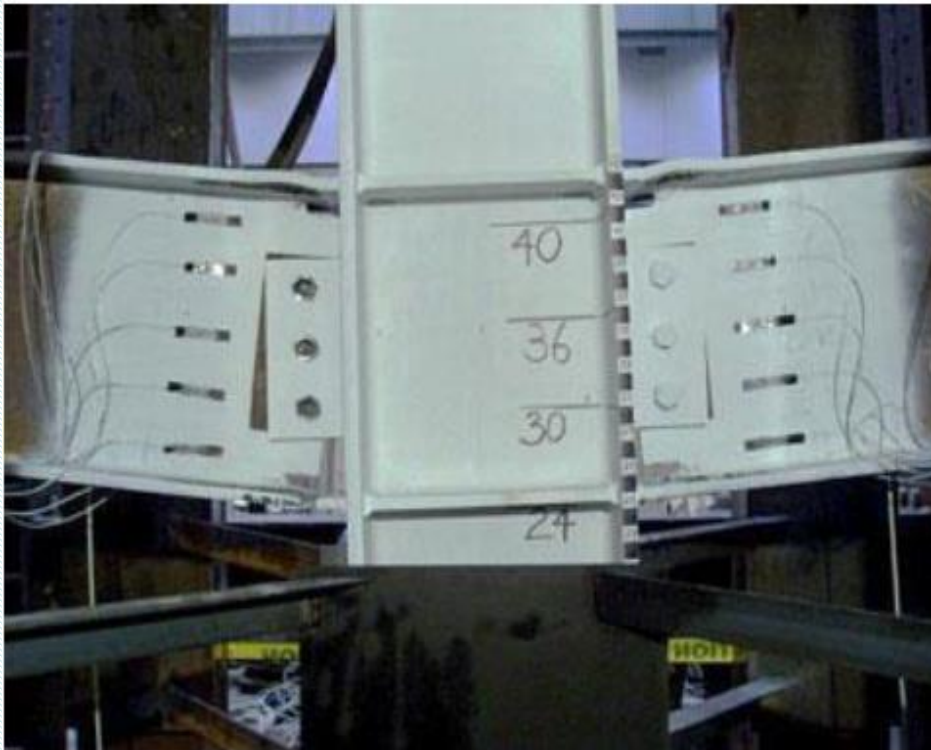
✓ ارتعاش

✓ انبساط و انقباض

## معیارهای طراحی

### ۱- معیار مقاومت

### Strength Criterion



## معیارهای طراحی

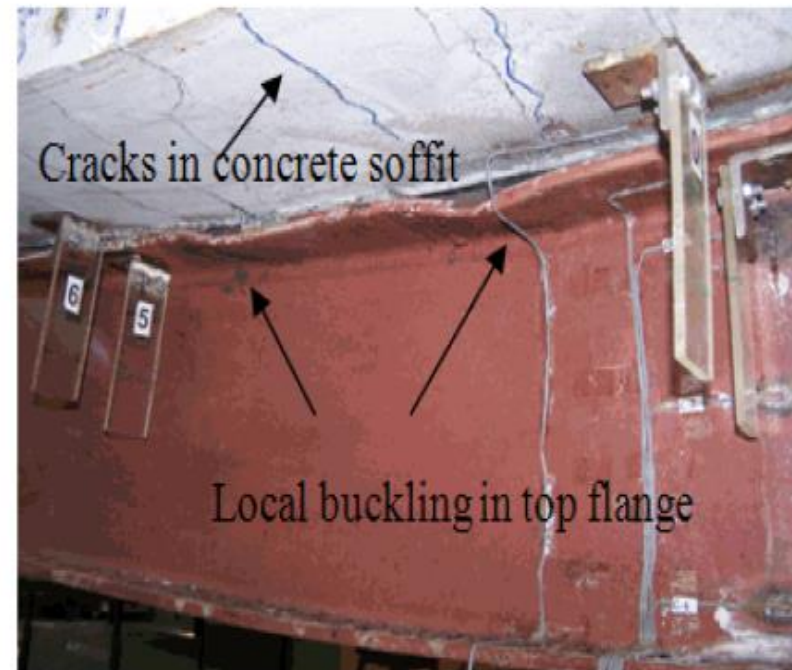




## معیارهای طراحی

### ۲- معیار پایداری

### Stability Criterion



## معیارهای طراحی

### ۳- معیار تغییر شکل

### Deflection Criterion



## معیارهای طراحی

### ۵- معیار خستگی

### Fatigue Criterion





## معیارهای طراحی





## انواع روشهای طراحی

✓ روش تنش مجاز

➤ Allowable Stress Design

✓ روش ضرایب بار و مقاومت

➤ Load and Resistance Factor Design

## انواع روشهای طراحی

ASD

✓ روش تنش مجاز

این روش در سال ۱۹۸۶ در آیین نامه AISC مبنای طراحی قرار گرفت و در سال ۱۹۸۹ منسوخ شد.

در مبحث ۱۰ مقررات ملی ویرایش ۱۳۸۴ بطور کامل و در ویرایش ۱۳۸۷ به همراه روش حالات حدی مبنای طراحی معرفی شد و در ویرایش سال ۱۳۹۲ حذف شده است.

$$L < (\phi / \gamma) \cdot S$$

## انواع روشهای طراحی

### LRFD

### ✓ روش ضرایب بار و مقاومت

این روش در سال ۱۹۸۹ در آیین نامه AISC مبنای طراحی قرار گرفت

در مبحث ۱۰ مقررات ملی ویرایش ویرایش ۱۳۸۷ به همراه روش تنش مجاز مبنای طراحی معرفی شد و در ویرایش سال ۱۳۹۲ به تنهایی مبنای طراحی قرار گرفته است.

$$\gamma \cdot L < \phi \cdot S$$

---

## فصل دوم

### طراحی لرزه ای سازه های فولادی

#### Chapter.2

#### Introduction to seismic design of steel structures

# طراحی لرزه ای

## Seismic Design

منظور از **طرح لرزه ای**، طراحی ساختمان های مقاوم در برابر زلزله می باشد، این امر مستلزم لحاظ جزئیاتی خاص در سازه و عضوهای آن برای تحمل و استهلاک نیروهای ناشی از زلزله است.

## فلسفه طرح سازه‌های مقاوم در برابر زلزله

طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله بر مبنای آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای معمولاً بر پایه طراحی در چند سطح عملکرد می‌باشد. در حالت عمومی سطح‌های عملکردی لحاظ شده عبارتند از:

- مقاومت در برابر **زلزله‌های ضعیف** بدون خسارت قابل ملاحظه؛
- مقاومت در برابر **زلزله‌های متوسط** با خسارت قابل تعمیر و جبران؛
- مقاومت در برابر **زلزله‌های شدید** با فروریزی (در این سطح حفظ جان ساکنین از پارامترهای اساسی می‌باشد).

## فلسفه طرح سازه‌های مقاوم در برابر زلزله

در این فلسفه برای زلزله‌های شدید، محدود نمودن خرابی، حفظ عملکرد و آماده‌سازی

شرایط برای ترمیم سازه پس از زلزله لحاظ نمی‌گردد

بنابراین در **زلزله‌های شدید**، خرابی و خسارت پیش‌بینی می‌گردد. در غیر اینصورت

ابعاد و اندازه عضوهای سازه به اندازه‌ای بزرگ خواهد بود که زندگی در ساختمان غیر

ممکن بوده و هزینه اجرای آن به میزانی زیاد می‌شود که خرید آن برای عموم مردم

امکان‌پذیر نیست

## فلسفه طرح سازه‌های مقاوم در برابر زلزله

برای ارضاء مطلب فوق و جلوگیری از **فروریزی ساختمان**، به جای فراهم آوردن

**مقاومت** برای سازه، باید **شکل پذیری** کافی در آن فراهم گردد.

به بیان دیگر کلید اصلی تحمل ساختمان در برابر یک زلزله بزرگ،

شکل پذیری آن می باشد

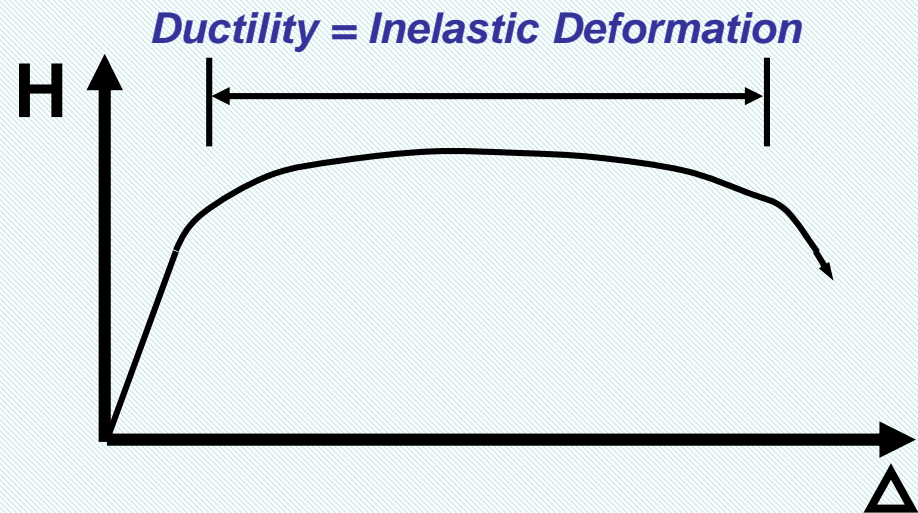
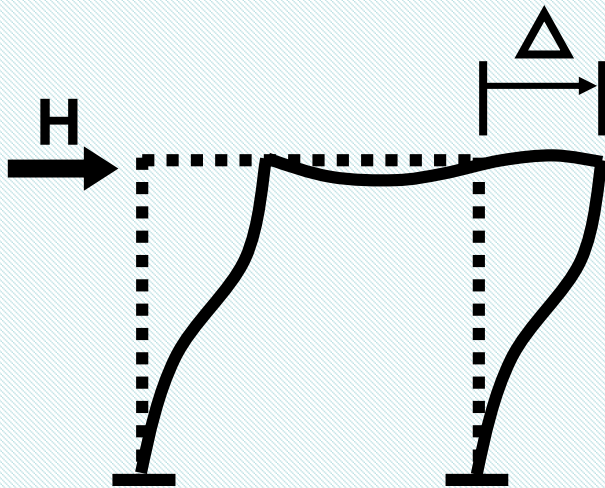


**مفهوم شکل پذیری؟**

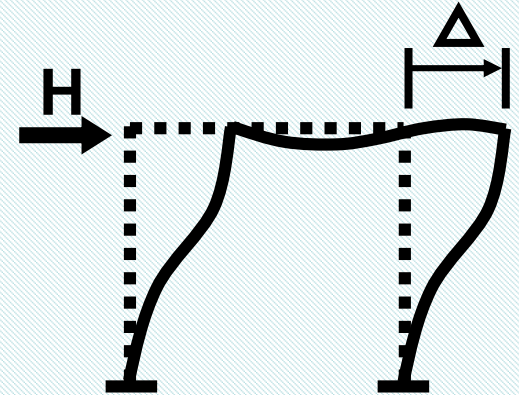
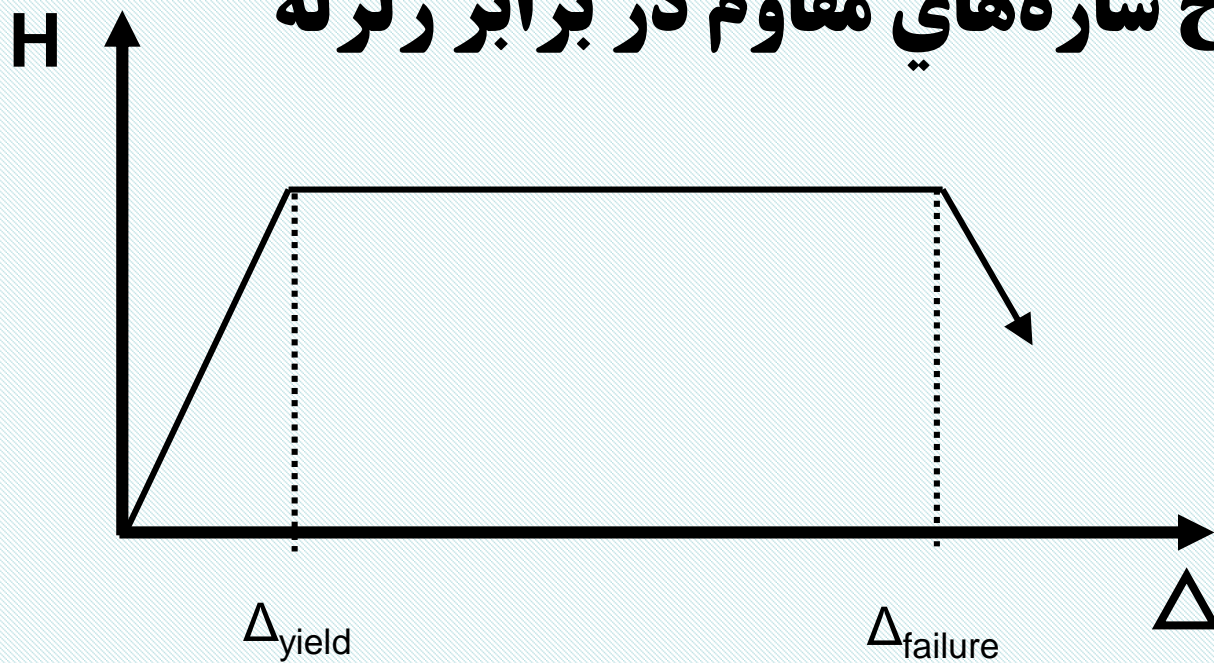
**Ductility Concept?**

## فلسفه طرح سازه‌های مقاوم در برابر زلزله

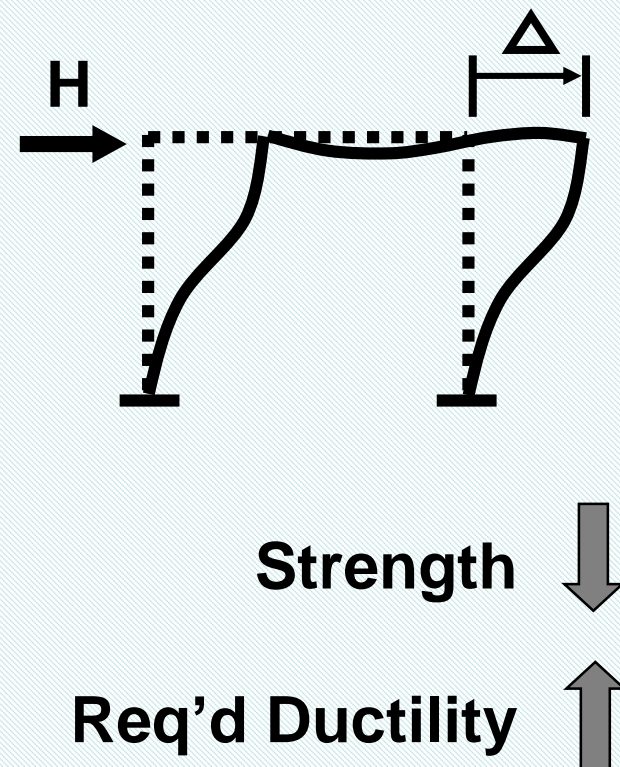
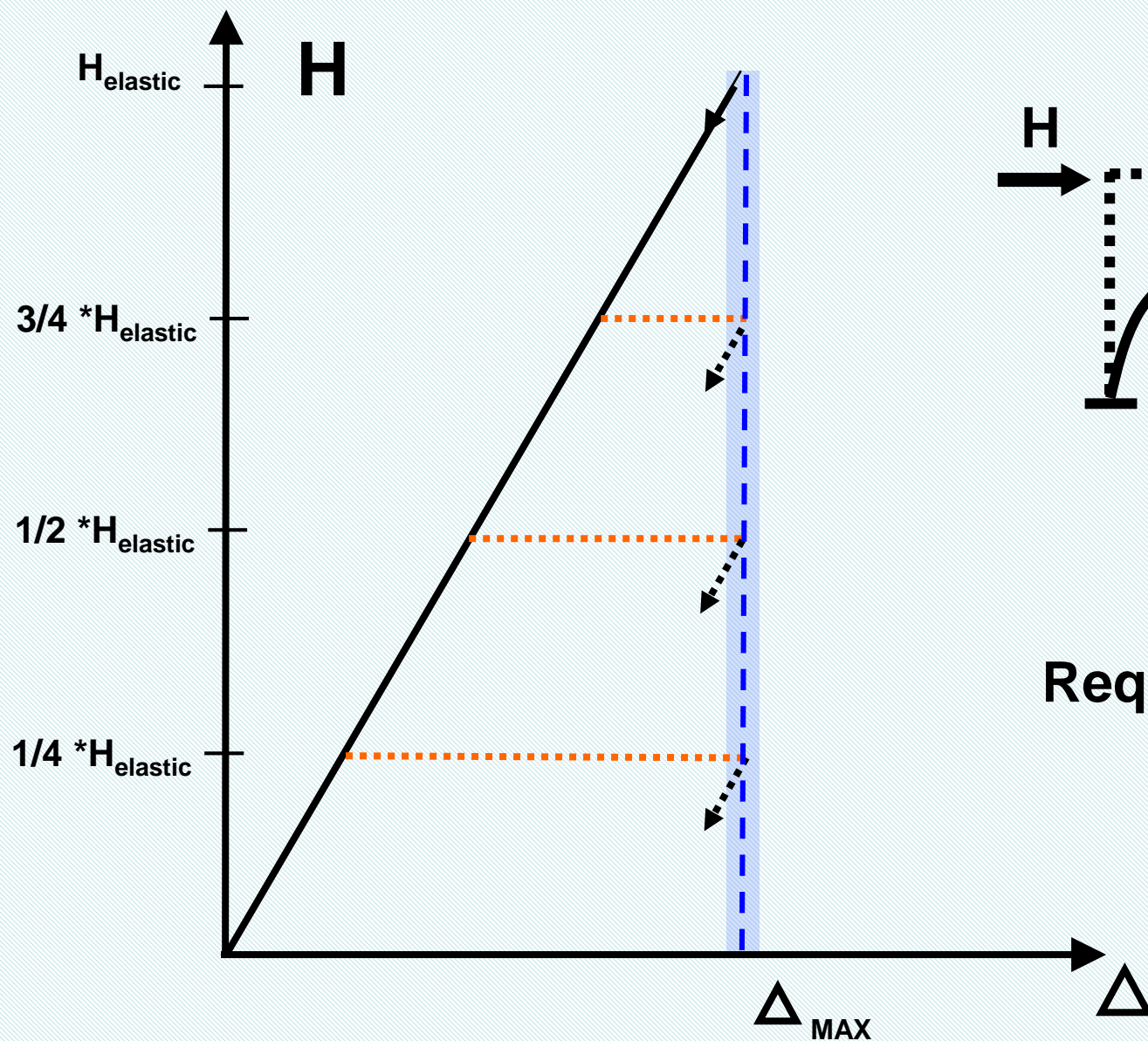
مفهوم **شکل پذیری**، توانایی سازه برای تحمل تغییر شکل‌های غیرخطی و زیاد بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت آن می‌باشد. هر چه میزان پذیرش تغییر شکل غیرالاستیک سازه بیشتر باشد، شکل پذیری آن نیز بیشتر است.



## فلسفه طرح سازه های مقاوم در برابر زلزله



$$\text{Ductility Factor } \mu = \frac{\Delta_{failure}}{\Delta_{yield}}$$



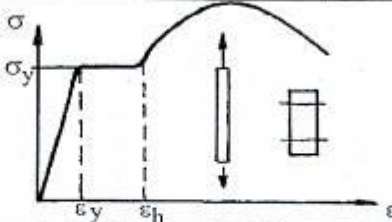
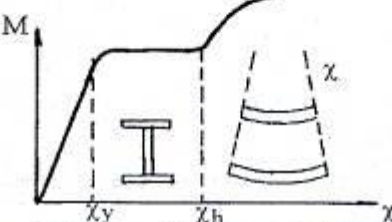
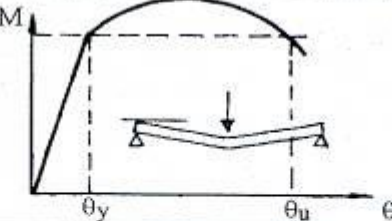
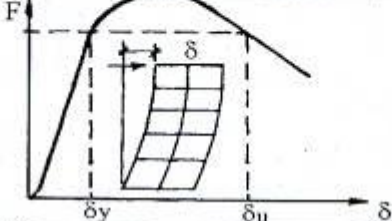
## خلاصه بحث

• یک سازه می تواند با یک مقاومت جانبی به مراتب کمتر از حالت الاستیک طراحی شود، شرط لازم ارضاء هدف عملکردی در زلزله های شدید، تأمین شکل پذیری لازم در آن می باشد.

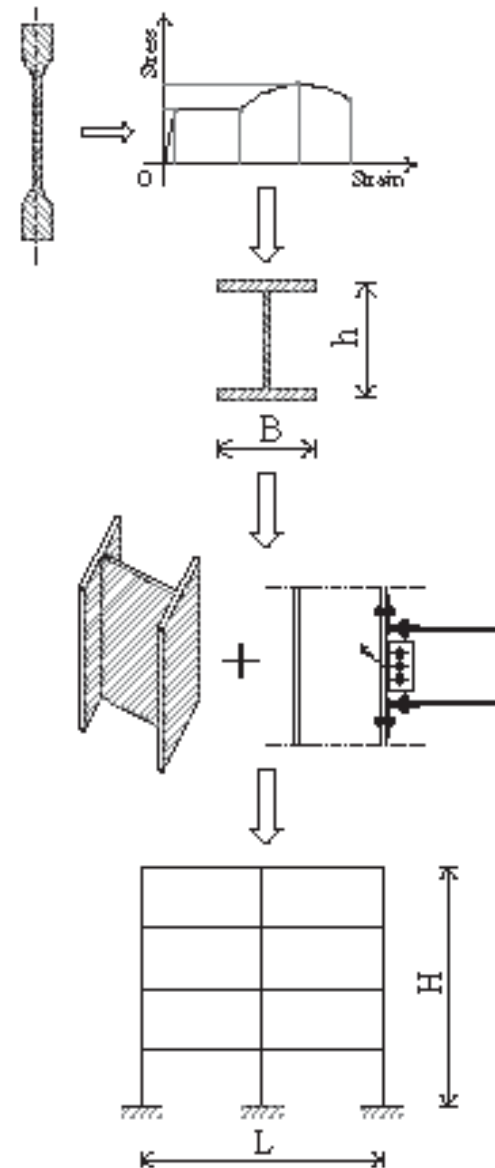
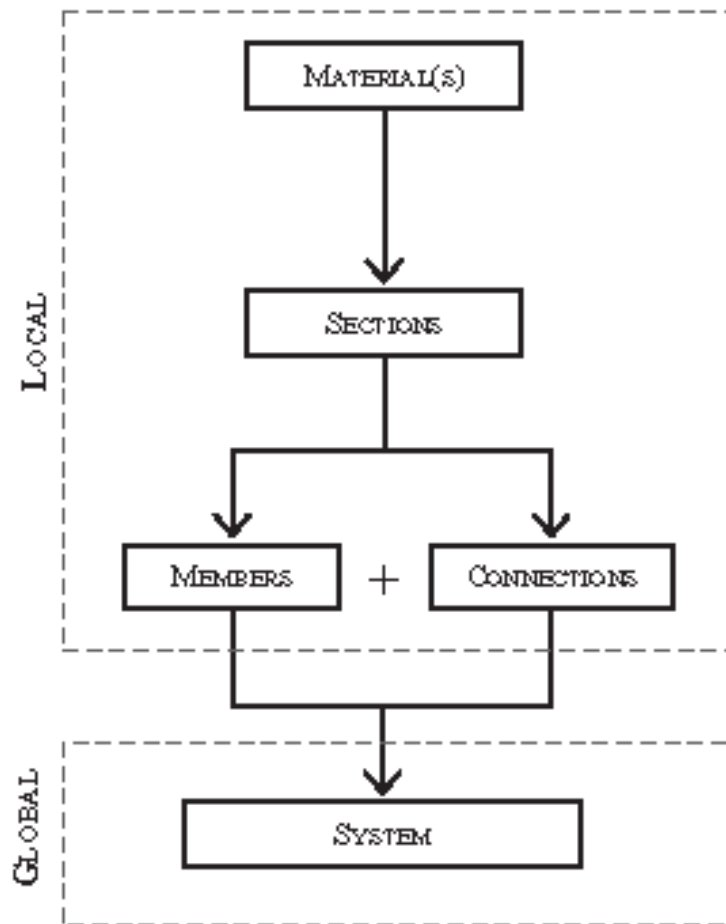
• بیان دیگر مطالب فوق بدین صورت می باشد که، وقتی برای یک سازه شرایط ایجاد تغییر شکل های غیر خطی فراهم می گردد، حداکثر نیروی جانبی در حین زلزله توسط مقاومت جانبی خود سازه تعیین می گردد.

• شکل پذیری به مفهوم خسارت است، یعنی وقتی از ابزار شکل پذیری برای کاهش نیروهای ناشی از زلزله در طراحی استفاده می گردد، انتظار خسارت نیز بعد از زلزله باید وجود داشته باشد.

## شکل پذیری

DUCTILITY TYPE	SCHEME	DEFINITION
<b>MATERIAL DUCTILITY</b> (deformation ductility)		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_h - \epsilon_y}{\epsilon_y}$
<b>CROSS-SECTION DUCTILITY</b> (curvature ductility)		$\mu_{\chi} = \frac{\chi_h - \chi_y}{\chi_y}$
<b>MEMBER DUCTILITY</b> (rotation ductility)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y}$
<b>STRUCTURE DUCTILITY</b> (displacement ductility, kinematic ductility)		$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_y}$

## شکل پذیری





## شکل پذیری

یک مبحث مهم در طرح لرزه ای حدود شکل پذیری می باشد، دو حد شکل پذیری به صورت زیر تعریف می شوند:

• **شکل پذیری موجود:** این شکل پذیری مربوط به سازه می باشد و به پیکربندی، خصوصیات مصالح، نوع سطح مقطع، کاهش سختی و مقاومت در بارهای رفت و برگشتی و ... بستگی دارد.

• **شکل پذیری مورد نیاز:** این شکل پذیری نتیجه اثرات زلزله می باشد و به پارامترهای مانند بزرگی زلزله، نوع حرکت زمین، تأثیر خاک، پریود طبیعی سازه در مقابل پریود حرکت، تعداد سیکل های رفت و برگشتی و ... بستگی دارد.

چنانچه شکل پذیری مورد نیاز کمتر از شکل پذیری موجود باشد سازه توانسته است که تغییر شکل مناسب در طی زلزله را بدون کاهش مقاومت از خود بروز بدهد.

### الف - حد شکل پذیری زیاد یا شکل پذیری ویژه

در این حد شکل پذیری، ظرفیت دورانی مورد انتظار در گره ها زیاد است و بخش قابل ملاحظه از آن فرا ارتجاعی است. در قاب های خمشی مشمول این رده میزان دوران به حدی است که دوران نظیر تغییر مکان نسبی طبقه در آن به  $0/04$  رادیان برسد که حدود  $0/03$  رادیان آن فرا ارتجاعی باشد. ضوابط خاص طراحی سازه ها در این رده در بندهای ۱۰-۳-۸-۱ و ۱۰-۳-۹-۲ و ۱۰-۳-۱۰-۲ آورده شده است.

### ب - حد شکل پذیری متوسط

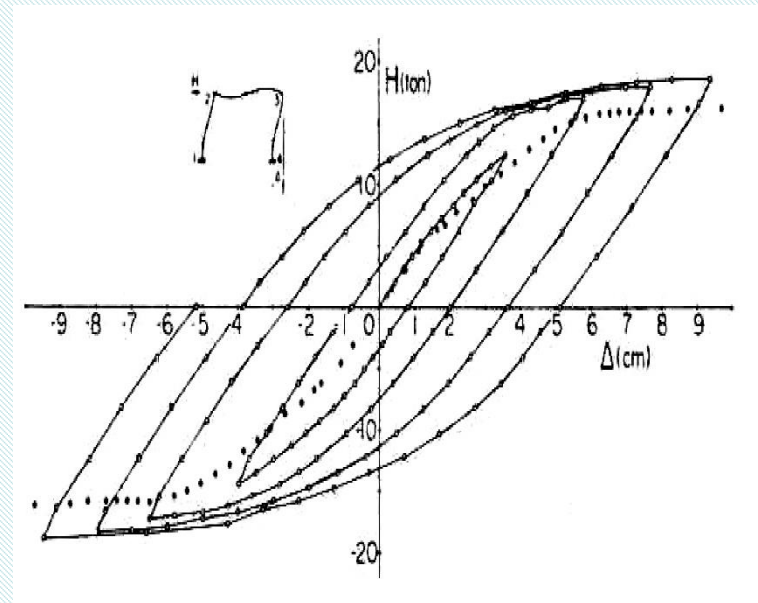
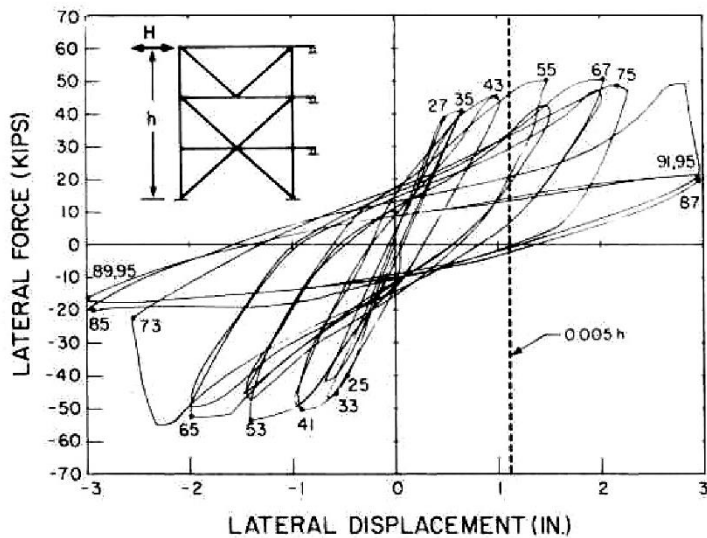
در این حد شکل پذیری، ظرفیت دورانی مورد انتظار در گره ها متوسط است، به طوری که در قاب های خمشی که تنها گروه سازه ای در این رده است، میزان دوران تغییر مکان نسبی طبقه حداقل به  $0/02$  رادیان محدود می شود که دوران فرا ارتجاعی آن حدود  $0/01$  رادیان می باشد. ضوابط خاص طراحی این قاب ها در بند ۱۰-۳-۸-۲ ارایه شده است.

### پ - حد شکل پذیری کم

در این حد شکل پذیری، ظرفیت دورانی مورد انتظار در گره ها کم است و سازه عملاً تغییر شکل های فرا ارتجاعی ندارد. به این علت ضوابط خاص طراحی برای زلزله در این سازه ها محدود است. در بندهای ۱۰-۳-۸-۳ و ۱۰-۳-۹-۳ و ۱۰-۳-۱۰-۳ ضوابط خاص این سازه ها عنوان شده است.

## نمودار هیستریزیس

بارهای رفت و برگشتی می توانند تأثیر بسزایی بر روی رفتار سازه و عضوهای آن داشته باشند. ترسیم نمودار بار در مقابل تغییر مکان وقتی بار به صورت رفت و برگشتی باشد، نمودار هیستریزیس نامیده می شود



## نمودار هیستریزیس

الف) سطح زیر منحنی نمودار هیستریزیس بیانگر میزان انرژی مستهلک شده ناشی از زلزله می باشد، هرچه میزان این سطح بزرگتر باشد، بیانگر میزان شکل پذیری بیشتر است.

ب) تقارن در نمودار هیستریزیس بیانگر یکسان بودن رفتار سازه در بارهای رفت و برگشتی است، هر چه میزان تقارن در این نمودار بیشتر باشد، رفتار یکنواخت تری از سازه در زلزله مورد انتظار است.

ج) چنانچه شیب نمودار در سیکل های متوالی کاهش پیدا کند، سازه دارای زوال سختی می باشد.

## نمودار هیستریزیس

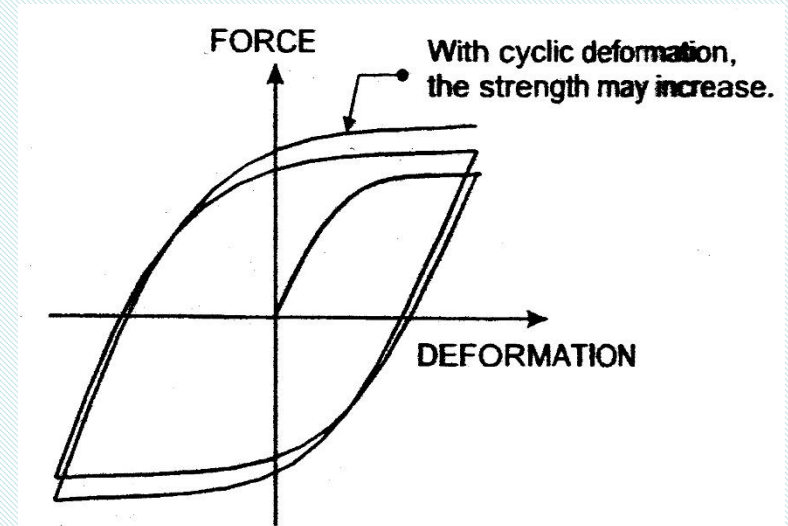
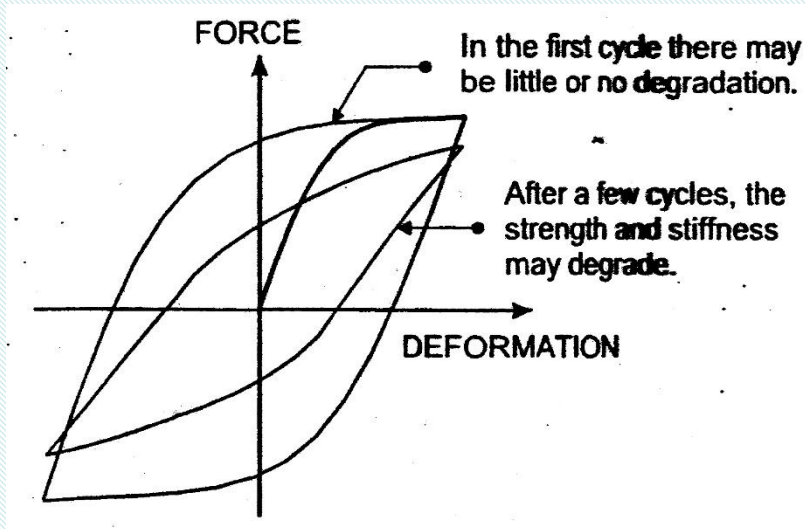
(د) چنانچه ارتفاع نمودار در سیکل های متوالی کاهش پیدا کند، سازه دارای زوال مقاومت می باشد.

(ه) چنانچه ارتفاع نمودار در سیکل های متوالی افزایش پیدا کند، سازه دارای سخت شدگی می باشد.

(و) چنانچه نمودار در یک سیکل مسیر یکنواختی را طی نکند سازه دارای لغزش می باشد.

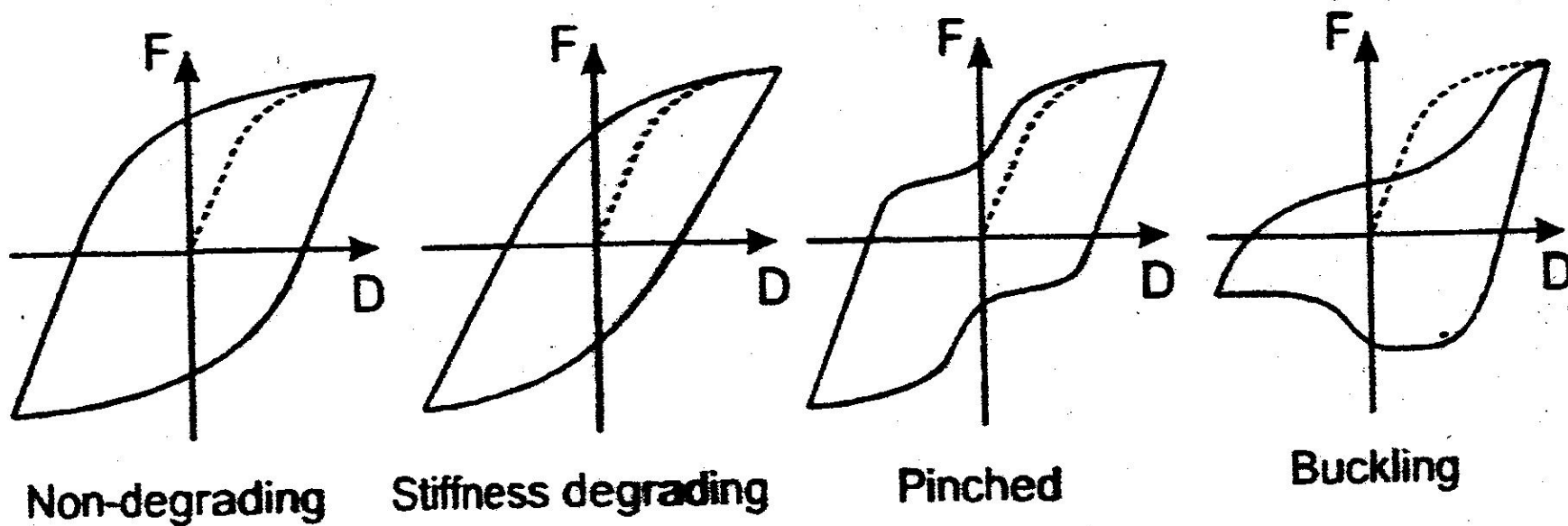
(ز) تعداد سیکل های نمودار بیانگر عملکرد سازه در زلزله می باشد.

## نمودار هیستریزیس



بیان کمیت شکل پذیری توسط نمودار هیستریزیس (آزمایشگاهی) بسیار مشکل می باشد اما به صورت کیفی این امکان وجود دارد، به عنوان مثال می تواند بیان گردد که قاب خمشی از قاب مهاربندی شده هم مرکز شکل پذیرتر است.

## نمودار هیستریزیس





## تاریخچه طرح لرزه ای

کشور آمریکا

تا قبل از سال ۱۹۸۸ آیین نامه های ساختمانی آمریکا به میزان کمی نیازها و جزئیات طرح لرزه ای فولادی را پوشش می دادند (توجه به این نکته لازم است که شرایط تعیین نیروهای جانبی زلزله سابقه طولانی دارد اما در مورد طراحی سازه های فولادی مقاوم در برابر زلزله ادامه ضوابط مربوط به سال های اخیر می باشد).

اولین سری شرایط و جزئیات کامل برای ساختمان های فولادی توسط SEAOC تهیه و به نام **"Recommended Lateral Force Requirement and commentary"** ویرایش 1988 چاپ شد (که در حال حاضر به نام "کتاب آبی" معروف است). این آیین نامه توسط UBC1988 مورد پذیرش قرار گرفت و دیگر آیین نامه های موجود در آمریکا نیز از آن استفاده کردند.

پس از انتشار کتاب آبی در سال ۱۹۸۸، به روزسازی و انتشار ضوابط و جزئیات طرح لرزه ای سازه های فولادی به AISC واگذار گردید.

AISC پس از آن **"Seismic Provision for Structural Steel Building"** که در حال حاضر به **"AISC Seismic Provision"** معروف است را منتشر ساخت.

## تاریخچه طرح لرزه ای

دومین انتشار ضوابط طرح لرزه ای AISC در سال ۱۹۹۰ منتشر گردید که بسیار مشابه کتاب آبی ویرایش ۱۹۸۸ بود. لازم به ذکر است AISC ضوابط طرح لرزه ای را در فرمت LRFD منتشر نمود در صورتی که کتاب آبی در بیشتر موارد روش ASD را به کار برده بود.

سومین ویرایش ضوابط طرح لرزه ای AISC در سال ۱۹۹۴ منتشر گردید که تغییرات کمی نسبت به ویرایش ۱۹۹۰ داشت.

پس از وقوع زلزله های ۱۹۹۴ نورثریج و ۱۹۹۵ کوبه، بسیاری از ساختمان های مدرن فولادی دچار خرابی های عمده ای شدند که به ویژه شکست در جوش اتصالات تیر به ستون قاب های خمشی بود و منجر به تحقیقات بسیار وسیعی در آمریکا، ژاپن و دیگر کشورها گردید.

تحقیقات انجام شده منجر به شناخت بیشتر عملکرد سازه های فولادی در زلزله های شدید گردید و نشان داد که تغییرات عمده ای باید در شرایط طرح لرزه ای AISC اعمال گردید.

سومین ویرایش طرح لرزه ای AISC در سال ۱۹۹۷ منتشر گردید که بر مبنای درس های آموخته شده از زلزله های نورثریج و کوبه بنا شده بود. برای به روزرسانی این آیین نامه دو الحاقیه در فوریه ۱۹۹۹ و نوامبر ۲۰۰۰ منتشر گردید. ویرایش چهارم این آیین نامه در ۲۰۰۲ و ویرایش پنجم آن در ۲۰۰۵ منتشر گردید و آخرین ویرایش آن مربوط به سال ۲۰۱۶ می باشد.

ANSI/AISC 360-16  
An American National Standard

---

# Specification for Structural Steel Buildings

---

July 7, 2016

Supersedes the *Specification for Structural Steel Buildings*  
dated June 22, 2010 and all previous versions of this specification

Approved by the AISC Committee on Specifications



AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

## تاریخچه طرح لرزه ای

### کشور ایران

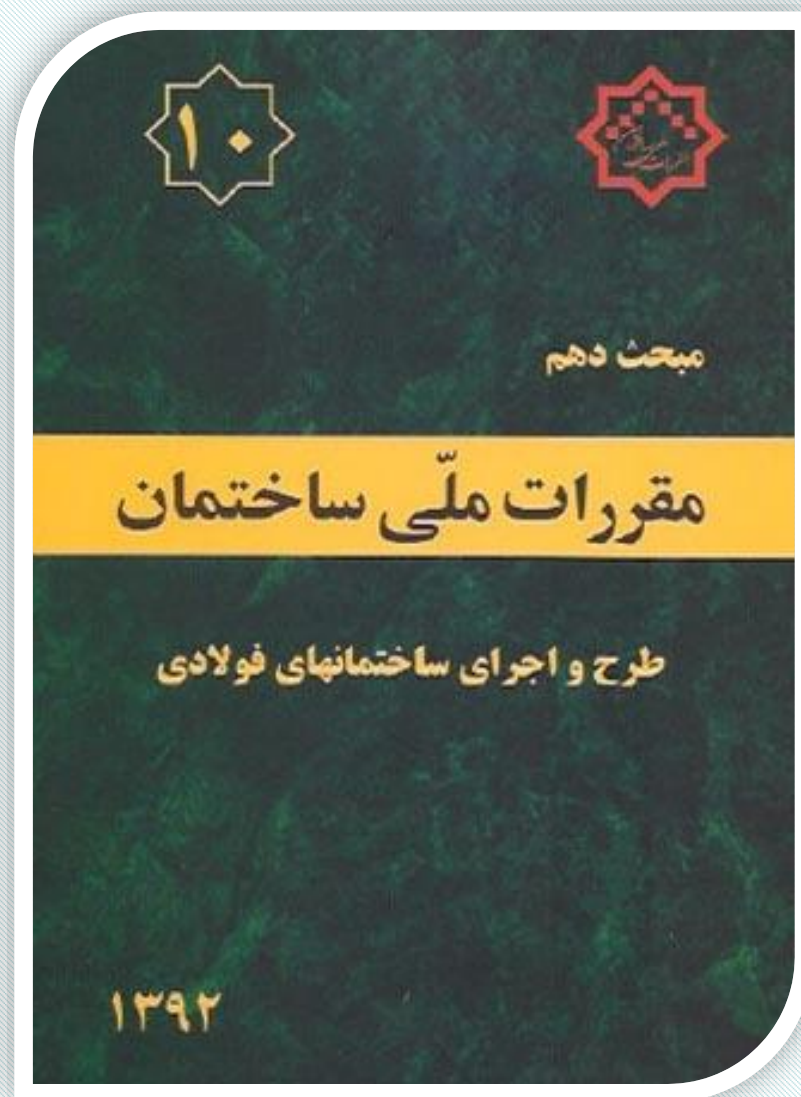
پس از زلزله دهم شهریور ۱۳۴۱ بوئین زهرا، "آیین نامه ایمنی ساختمان ها در برابر زلزله" در شهریورماه ۱۳۴۶ به عنوان اولین گام در مسیر طراحی ساختمان های مقاوم در برابر زلزله منتشر گردید. این آیین نامه شامل دو فصل بود. فصل ۱، مربوط به مصالح بنایی و فصل دوم مربوط به محاسبه نیروی زلزله می باشد. مندرجات این آیین نامه سپس به فصل "بارهای ناشی از زلزله" در استاندارد ۵۱۹ (آیین نامه حداقل بارهای وارد بر ساختمان و ابنیه فنی) اضافه گردید. سپس کمیسیونی تحت عنوان "تدوین آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله" تشکیل و پیش نویسی در این زمینه را آماده نمود. این پیش نویس تحت استاندارد شماره ۲۸۰۰ در سال های ۱۳۶۶ (ویرایش اول)، ۱۳۷۸ (ویرایش دوم) و ۱۳۸۴ (ویرایش سوم) چاپ گردید. و آخرین ویرایش آن (ویرایش چهارم) در سال ۱۳۹۳ ابلاغ گردید.

## تاریخچه طرح لرزه ای

اما آیین نامه طرح سازه های فولادی ایران تحت نام "طرح و اجرای ساختمان های فولادی" به عنوان مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان های ایران در دهه ۶۰ هجری شمسی تدوین گردید. اما این آیین نامه فاقد ضابطه های طراحی سازه های فولادی مقاوم در برابر زلزله بود.

به همین علت ضابطه های مربوط به طرح لرزه ای سازه های فولادی تحت عنوان پیوست ۲ به ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ اضافه گردد. لازم به ذکر است این پیوست بسیار خلاصه بوده و ضابطه طراحی قاب های مهاربندی شده و اگر را نیز ارائه ننموده بود. به علت عدم ویرایش مبحث ۱۰، این پیوست بدون هیچ گونه اصلاحی در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ مجدداً منتشر گردید. اما در ویرایش سال ۱۳۸۵ مبحث ۱۰، فصل سوم به "ضوابط طرح لرزه ای" اختصاص داده شد که از پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ کامل تر می باشد و در بعضی ضابطه ها نیز اختلافاتی مشاهده می گردد. به نظر می رسد ضابطه های پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ و فصل سوم مبحث ۱۰ از UBC اقتباس شده باشند.

در ویرایش سال ۱۳۸۷ اقتباس کاملی از AISC2005 انجام شده است.



## چگونگی فراهم آوردن شکل پذیری در سازه های فولادی

- ✓ پاسخ **شکل پذیر** یک سازه فولادی منوط به دستیابی به تسلیم فولاد می باشد.
- ✓ پاسخ **غیر شکل پذیر** سیستم های فولادی نتیجه **شکست** و یا **ناپایداری** می باشد.
- ✓ در نتیجه، پارامتر کلیدی در طراحی شکل پذیر سازه ها برای حداکثر تسلیم در المان های قاب های فولادی، **تأخیر** در شروع ناپایداری و شکست می باشد.



## چگونگی فراهم آوردن شکل پذیری در سازه های فولادی

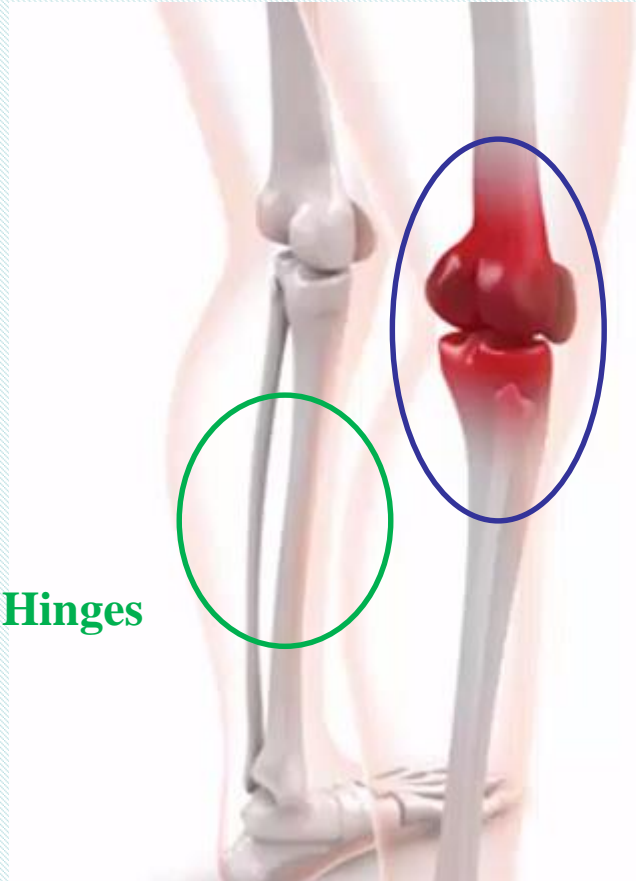
برای تحقق این موضوع اولین قدم انتخاب محل های جاری شدن (تسلیم) فولاد در قاب ها می باشد، به این محل ها **مفصل پلاستیک** اطلاق می گردد. این مکان های عبارتند از:

❖ انتهای تیرها در قاب های خمشی

❖ عضوهای مهاري در قاب های مهاربندی شده هم مرکز

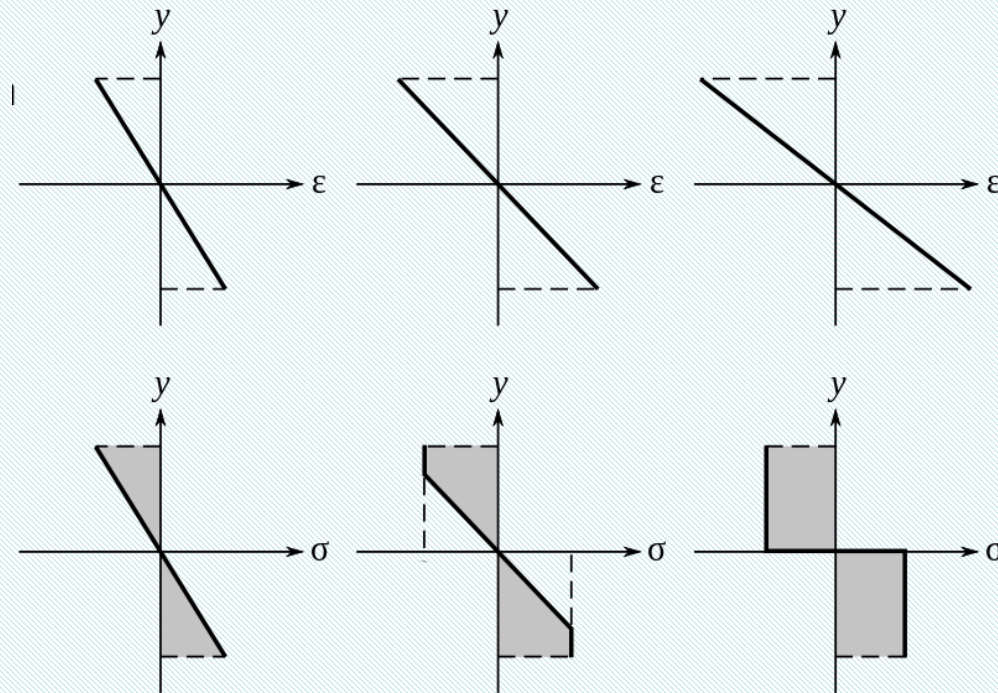
❖ پیوندها در قاب های مهاربندی شده واگرا

## What is Plastic Hinges?



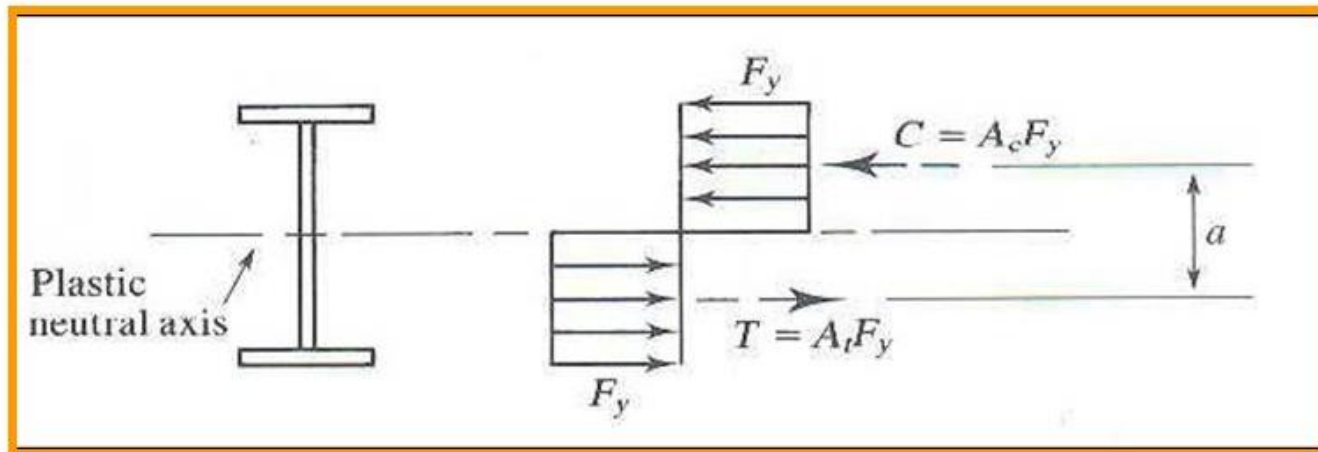
Plastic Hinges

## What is Plastic Hinge?



# What is Plastic Hinge?

- BENDING STRESS AND THE PLASTIC MOMENT:

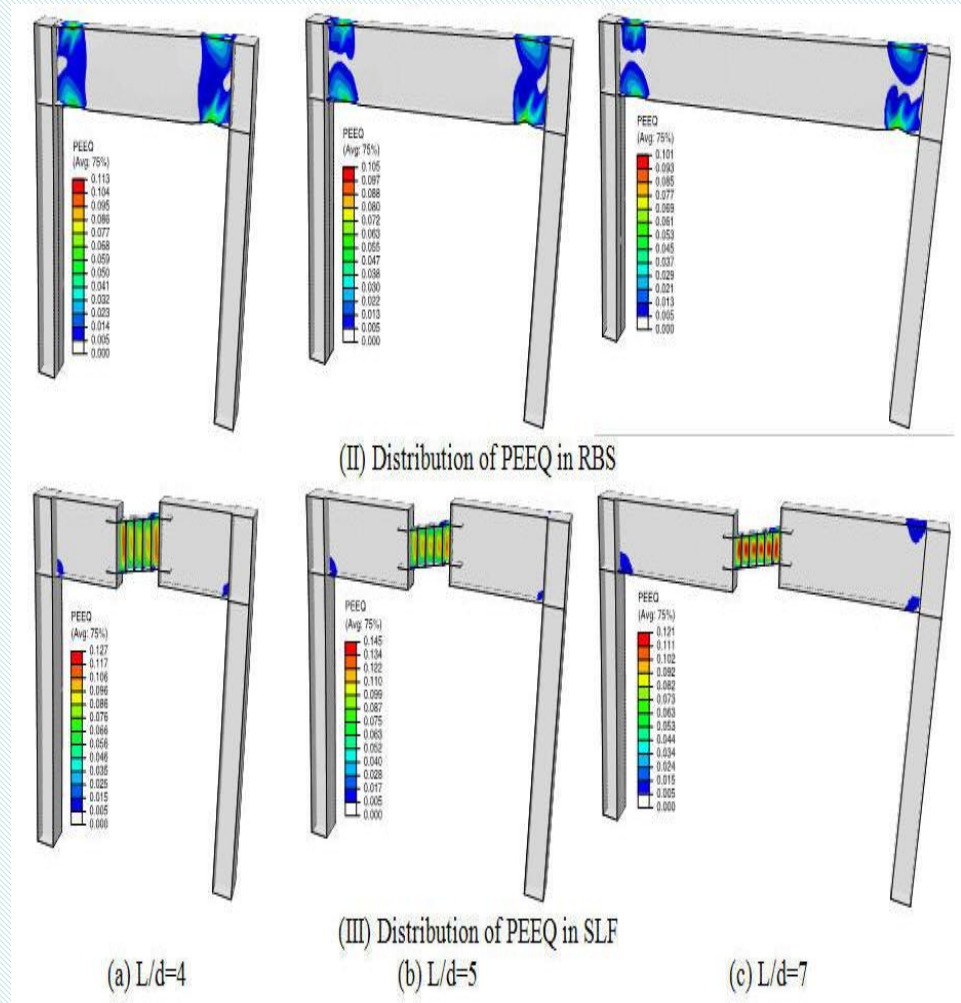
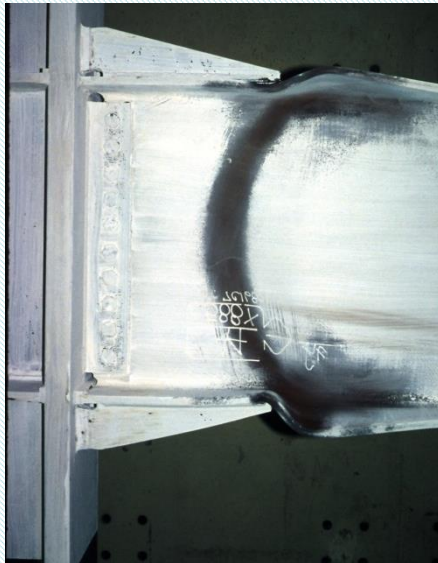
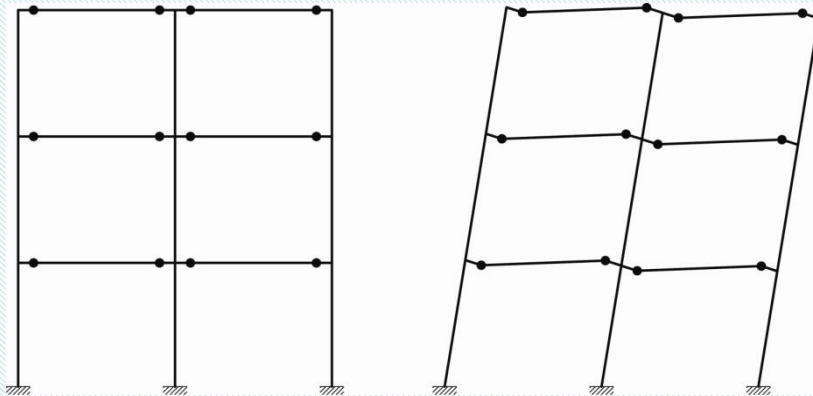


- The plastic moment capacity, which is the moment required to form the plastic hinge, can easily be computed from a consideration of the corresponding stress distribution,

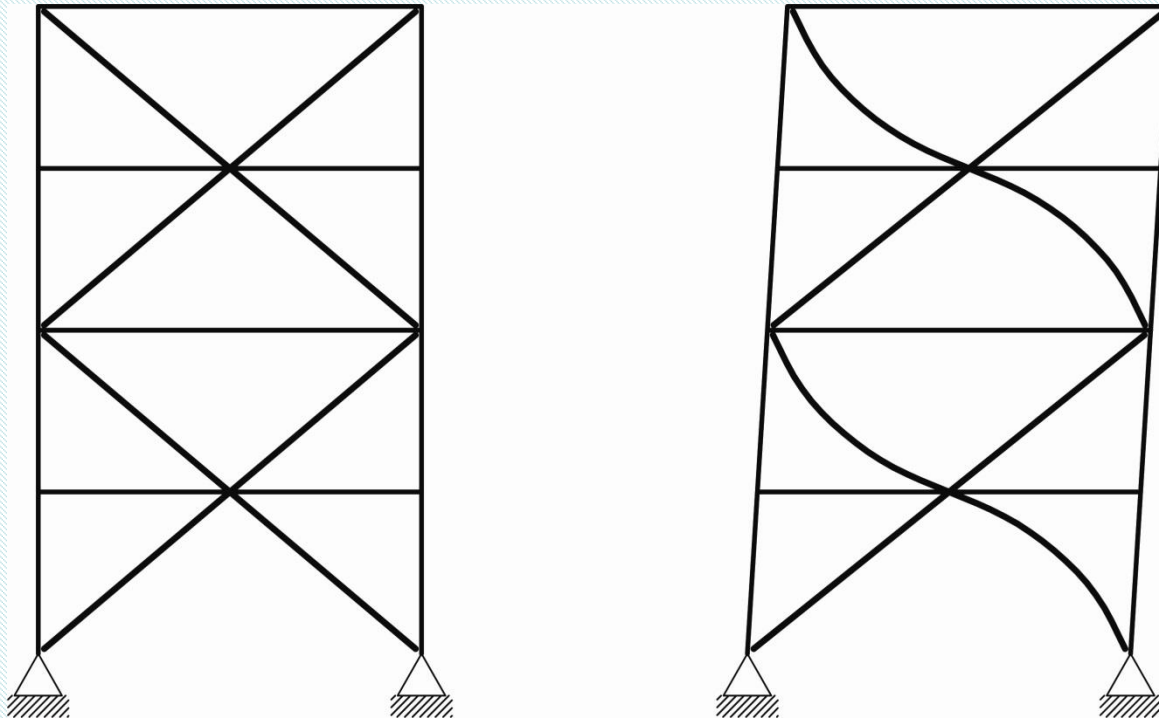
From equilibrium of forces:

$$\begin{aligned} C &= T \\ A_c F_y &= A_t F_y \\ A_c &= A_t \end{aligned}$$

## محل تشکیل مفاصل پلاستیک

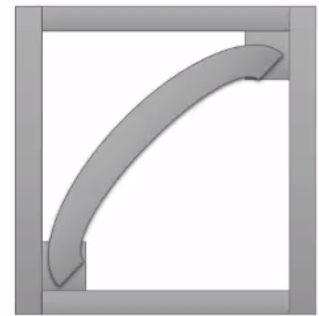
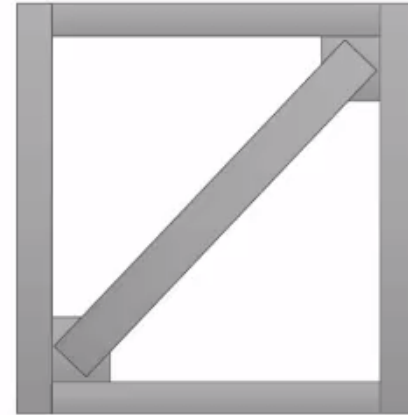


## چگونگی فراهم آوردن شکل پذیری در سازه های فولادی



عضوهای مهاری در قاب های مهاربندی شده هم مرکز

## چگونگی فراهم آوردن شکل پذیری در سازه های فولادی



Out of plane buckling

In-Plane buckling



## BUCKLING IN CONCENTRICALLY BRACED FRAMES



## BUCKLING IN CONCENTRICALLY BRACED FRAMES

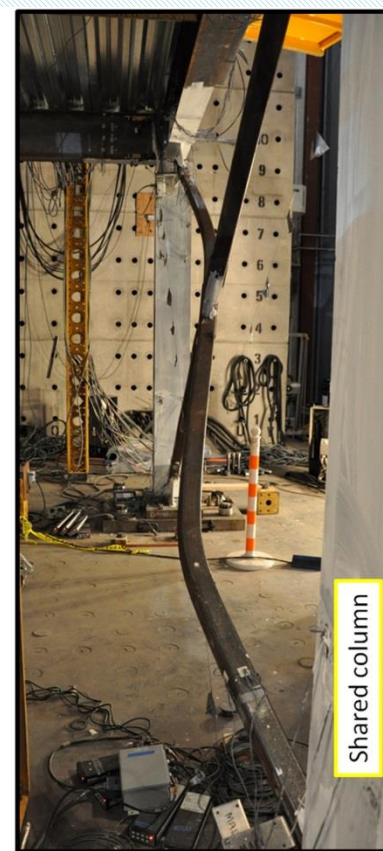




## BUCKLING IN CONCENTRICALLY BRACED FRAMES



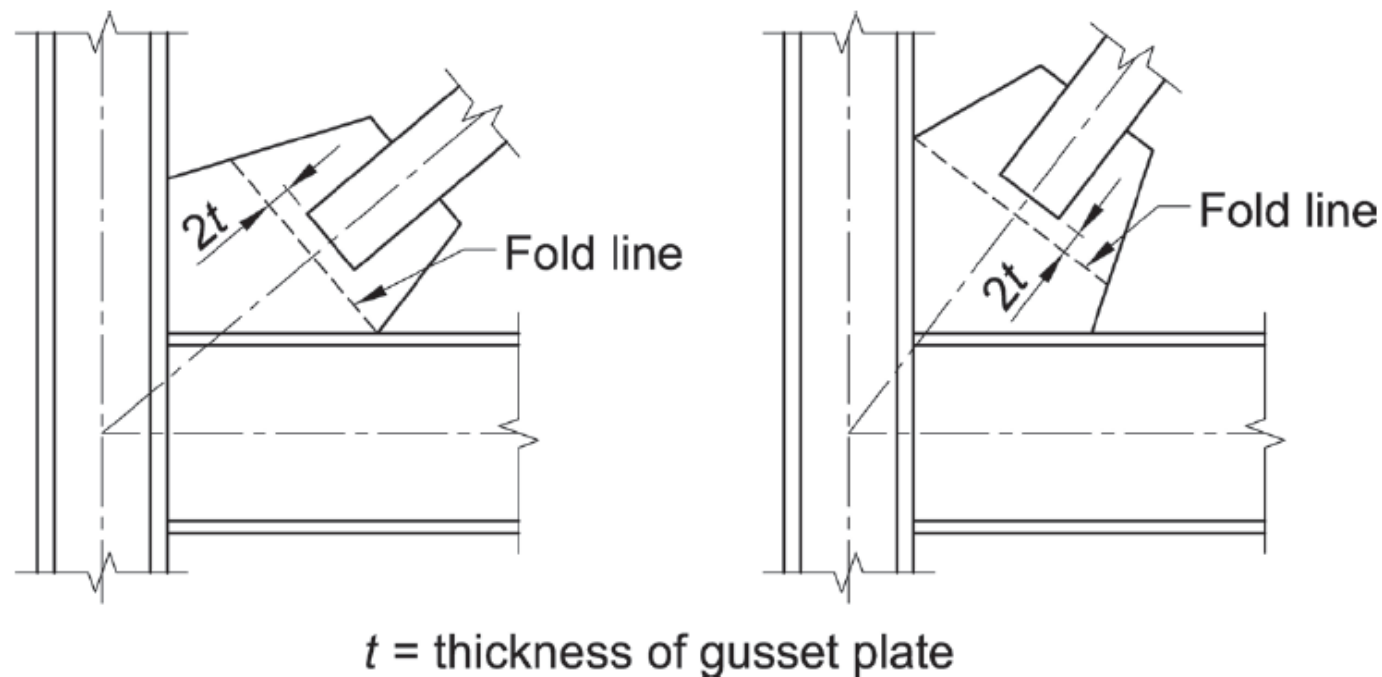
(a)



(b)

## BUCKLING IN CONCENTRICALLY BRACED FRAMES

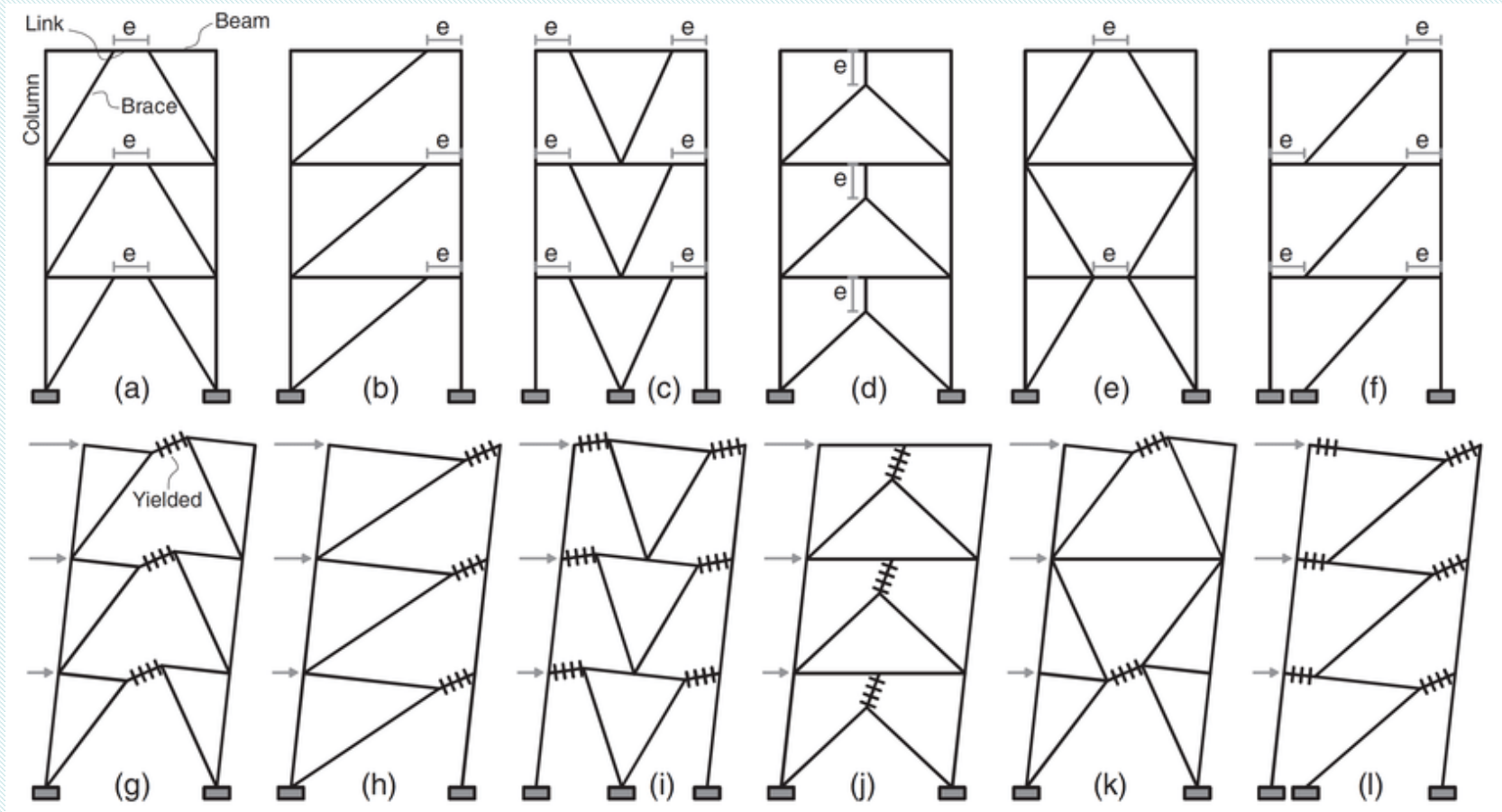




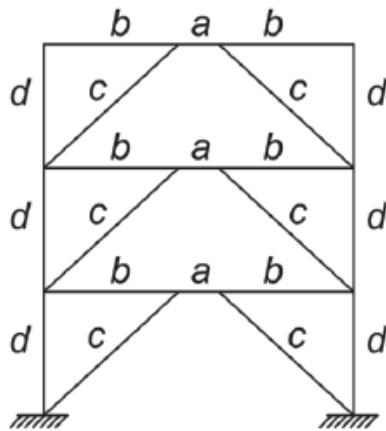
*Fig. C-F2.19. Brace-to-gusset plate requirement for buckling out-of-plane bracing system.*



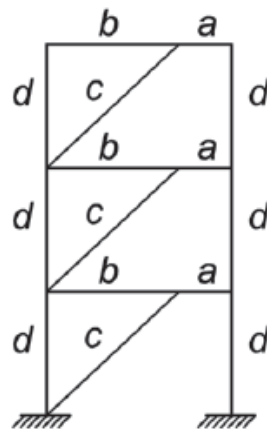
## Examples of eccentrically braced frames (EBF)



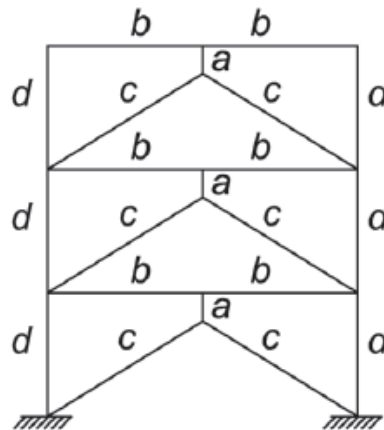
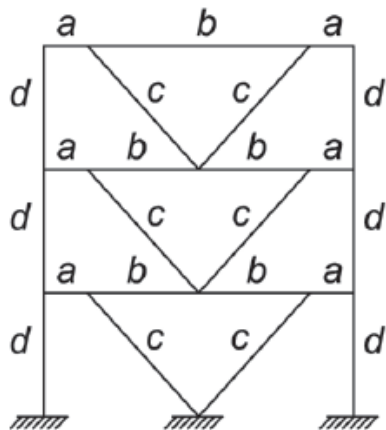
## Examples of eccentrically braced frames



(a)



(b)



$a$  = link  
 $b$  = beam segment outside of link  
 $c$  = diagonal brace  
 $d$  = column



The inelastic response of a link is strongly influenced by the length of the link as related to the ratio,  $M_p / V_p$ , of the link cross section

When the link length is selected not greater than  $1.6M_p / V_p$ , shear yielding will dominate the inelastic response



The inelastic response of a link is strongly influenced by the length of the link as related to the ratio,  $M_p / V_p$ , of the link cross section

If the link length is selected greater than  $2.6M_p / V_p$ , flexural yielding will dominate the inelastic response



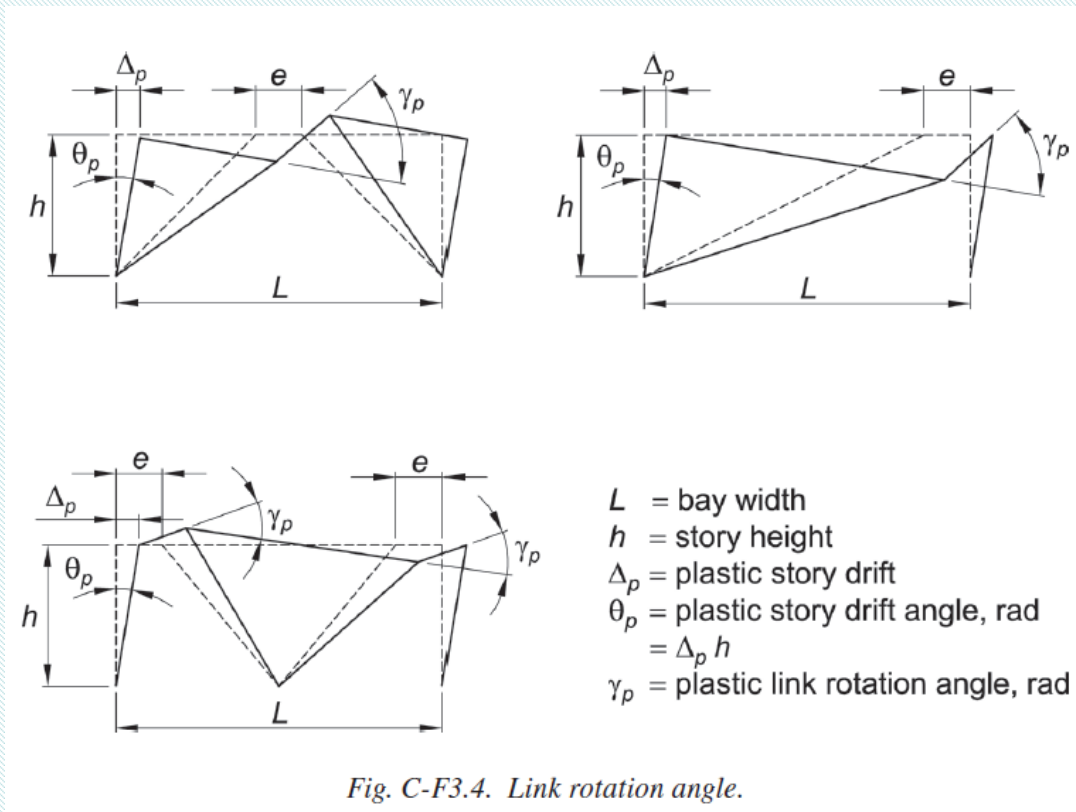


Fig. C-F3.4. Link rotation angle.

Based on experimental evidence, the link rotation angle is limited to 0.08 rad for shear yielding links ( $e \leq 1.6Mp/Vp$ ) and 0.02 rad for flexural yielding links ( $e \geq 2.6Mp/Vp$ ). For links in the combined shear and flexural yielding range ( $1.6Mp/Vp < e < 2.6Mp/Vp$ ), the limit on link rotation angle is determined according to link length by linear interpolation between 0.08 and 0.02 rad.

## طرح لرزه ای

### فلسفه طرح لرزه ای سازه های فولادی

طرح لرزه ای در سازه فولادی از دو بخش تشکیل می یابد:

الف) طراحی بر اساس شکل پذیری (**Ductility Design**)

ب) طراحی بر اساس ظرفیت (**Capacity Design**)

## طرح لرزه ای

### فلسفه طرح لرزه ای سازه های فولادی – طراحی شکل پذیر

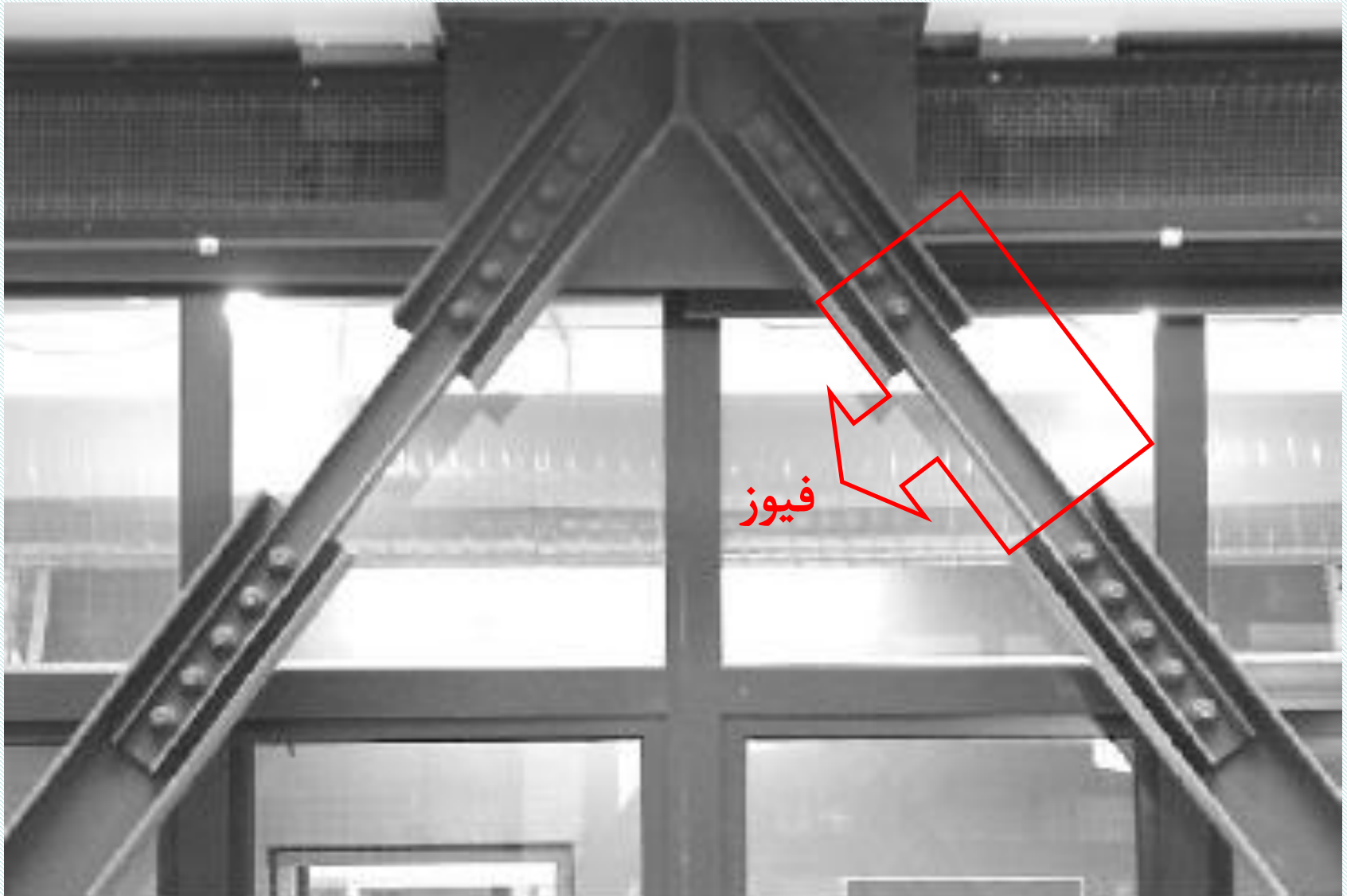
برای دستیابی به **تسلیم** فولاد در یک سازه، لازم است که **فیوزهای سازه ای**

**(Structural Fuse)** در مکان های مناسب پیش بینی گردد و از شکست و

ناپایداری آنها نیز جلوگیری به عمل آید

به این امان ها **کنترل شونده توسط تغییر شکل**

**(Deformation-Controlled Elements -DCE)** اطلاق می گردد





## فلسفه طرح لرزه ای سازه های فولادی – طراحی شکل پذیر

دیگر عضوهای قاب، باید قوی تر از المان فیوز باشند به صورتیکه این المان ها در ناحیه الاستیک باقی بمانند

به این المان ها **کنترل شونده توسط نیرو**

**(Forced-Controlled Elements -FCE)** اطلاق می گردد



به صورت خلاصه فلسفه اصلی به کار رفته برای "طراحی سازه های مقاوم در برابر

زلزله" عبارت است از:

طراحی شکل پذیر

- انتخاب المانی (فیوز) که در زمان زلزله تسلیم شود (المان کنترل شونده توسط تغییر شکل)؛

- ارائه جزئیات فیوز برای تحمل تغییر شکل های غیرالاستیک قبل از هر گونه شکست و ناپایداری؛

طراحی ظرفیت

- طراحی دیگر عضوهای قاب، قوی تر از المان فیوز (المانهای کنترل شونده توسط نیرو).

برای دست یابی به هدف طرح لرزه ای باید

**طراحی شکل پذیر**

عضوهای کنترل شونده توسط تغییر شکل برای نیروهای سطح آیین نامه (مانند

استاندارد ۲۸۰۰) طراحی گردند

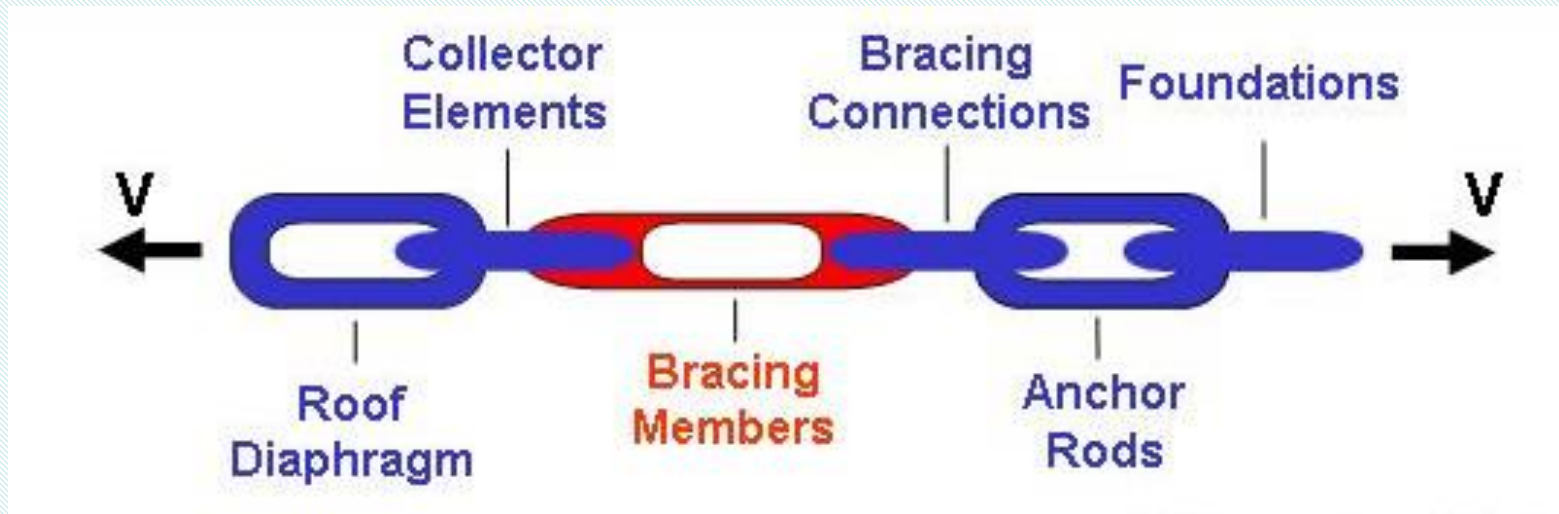
و

**طراحی ظرفیت**

عضوهای کنترل شونده توسط نیرو برای حداکثر نیروی تولید شده در المانهای

تسلیم شونده

## چگونگی فراهم آوردن شکل پذیری در سازه های فولادی



## طرح لرزه ای-تعیین نیرو در المان های کنترل شونده توسط نیرو

$R_y$  Ratio of the expected yield stress to the specified minimum yield stress,  $F_y$ . . . . . (I-6)

### 6.2. Material Properties for Determination of Required Strength of Members and Connections

When required in these *Provisions*, the *required strength* of an element (a member or a connection) shall be determined from the expected yield stress,  $R_y F_y$ , of an adjoining member, where  $F_y$  is the specified minimum yield stress of the grade of steel to be used in the adjoining members and  $R_y$  is the ratio of the expected yield stress to the specified minimum yield stress,  $F_y$ , of that material.

The *available strength* of the element,  $\phi R_n$  for LRFD and  $R_n / \Omega$  for ASD, shall be equal to or greater than the required strength, where  $R_n$  is the *nominal strength* of the connection. The expected tensile strength,  $R_t F_u$ , and the *expected yield stress*,  $R_y F_y$ , are permitted to be used in lieu of  $F_u$  and  $F_y$ , respectively, in determining the nominal strength,  $R_n$ , of rupture and yielding limit states within the same member for which the required strength is determined.

## طرح لرزه ای-تعیین نیرو در المان های کنترل شونده توسط نیرو

**TABLE I-6-1**  
 **$R_y$  and  $R_t$  Values for Different Member Types**

Application	$R_y$	$R_t$
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A572/572M Grade 42 (290)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Grade 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Grade 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grade 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A529 Grade 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Grade 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500 (Grade B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A572/A572M Grade 50 (345), ASTM A588/A588M	1.1	1.2

## ضریب رفتار

### Seismic response modification coefficient

- ✓ هدف اصلی در طراحی لرزه ای سازه ها بر این مبناست که رفتار سازه در مقابل نیروهای ناشی از زلزله های کوچک بدون خسارت و در محدوده خطی باقی مانده و در مقابل نیروهای ناشی از زلزله های شدید، ضمن حفظ پایداری کلی خود، خسارت های سازه ای و غیر سازه ای را تحمل کند.
- ✓ به همین دلیل مقاومت لرزه ای که مورد نظر آیین نامه های طراحی در برابر زلزله است، عموماً کمتر و در برخی موارد، بسیار کمتر از مقاومت جانبی مورد نیاز برای حفظ پایداری سازه در محدوده ارتجاعی در یک زلزله شدید است. بنابراین رفتار سازه ها به هنگام رخداد زلزله های متوسط و بزرگ وارد محدوده غیر ارتجاعی شده و برای طراحی آنها نیاز به یک تحلیل غیر ارتجاعی است.
- ✓ به دلیل پرهزینه بودن این روش و گسترده نبودن برنامه های تحلیل غیر ارتجاعی و سهولت روش ارتجاعی، روش های تحلیل و طراحی متداول، بر اساس تحلیل ارتجاعی سازه و با نیروی کاهش یافته زلزله صورت می گیرد.

## ضریب رفتار

### Seismic response modification coefficient

- ✓ روش های محاسبه ضریب رفتار را می توان به دو گروه کلی روش های پژوهشگران آمریکایی و پژوهشگران اروپایی تقسیم بندی کرد.
- ✓ روش های آمریکایی از مبانی تئوری ساده تری برخوردار بوده و در عین حال کاربردی تر هستند، در حالی که روش های اروپایی دارای مبانی تئوری پیچیده تری بوده و استفاده از آنها در عمل برای قاب های واقعی ساختمانی مشکل و در بعضی موارد غیر عملی است.
- ✓ در روش های آمریکایی دو روش شاخص تر از بقیه بوده و روش های دیگر با کمی تفاوت عمده شبیه این روش ها هستند.
- ✓ یکی از این روش ها روش ضریب شکل پذیری است که دستاورد پژوهش های یانگ است و روش دیگر روش طیف ظرفیت معروف است که حاصل تحقیقات فریمن است.
- ✓ روش هایی که توسط اروپایی ها مورد استفاده قرار گرفته اند به سه گروه تقسیم بندی می شوند: روش متکی بر تئوری ضریب شکل، روش های انرژی و روش های متکی بر پاسخ غیر خطی سیستم های یک درجه آزادی

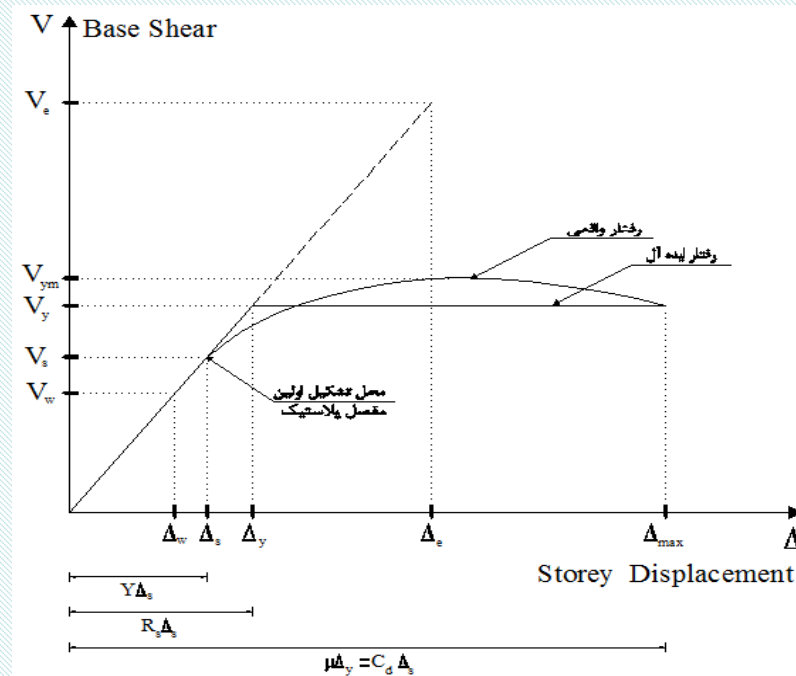


# ضریب رفتار

## Seismic response modification coefficient

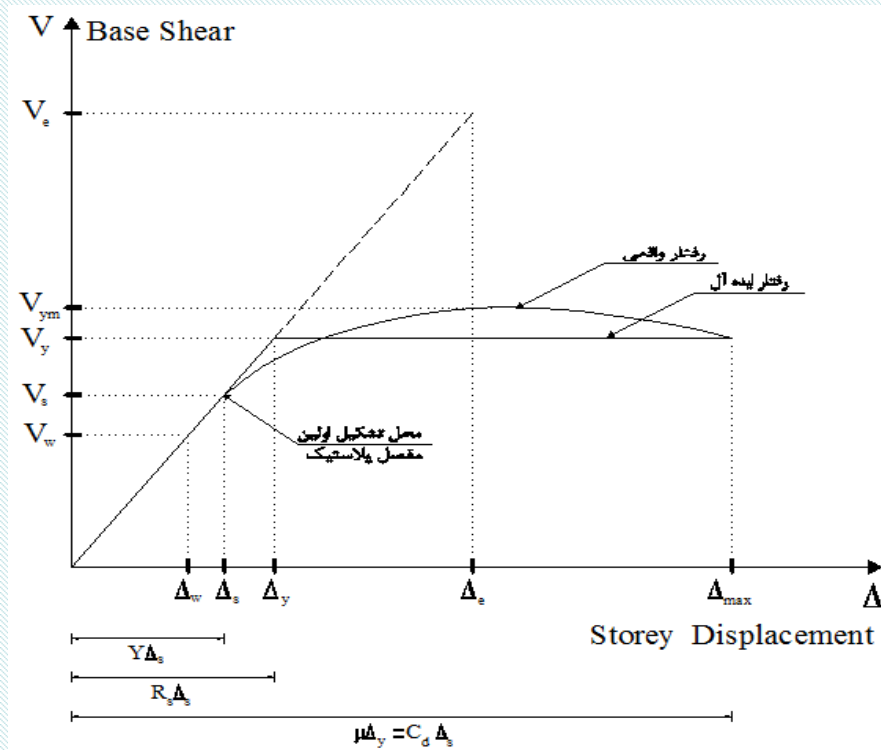
## محاسبه ضریب رفتار بر اساس روش شکل پذیری یانگ

یکی از معتبرترین روش‌ها برای محاسبه ضریب رفتار، توسط یانگ ارائه شده است. در این روش ابتدا بیشینه برش پایه سازه هنگامی که سازه در محدوده خطی باقی می‌ماند، محاسبه می‌شود. همان‌طور که در شکل زیر نشان داده شده است، در این روش رفتار واقعی غیرخطی سازه با یک نمودار دوطرفی مدل می‌شود.



## Seismic response modification coefficient

## ضریب رفتار



در این مدل دوخطی، نیروی حد جاری شدن سازه  $V_y$

تغییر مکان حد جاری شدن

در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در آن برابر  $V_e$

حداکثر جابجایی سازه قبل از خرابی  $\Delta_{max}$

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \leftarrow \text{ضریب شکل پذیری}$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y}$$

ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری نسبت برش پایه سازه در حالت الاستیک به برش پایه در تراز گسیختگی تعریف می شود. به دلیل شکل پذیری و رفتار غیرخطی سازه، نیروی خطی  $V_e$  می تواند به نیروی  $V_y$  کاهش یابد.

## فصل دوم: طراحی لرزه ای سازه های فولادی

نسبت برش پایه در تراز گسیختگی سازه به برش پایه در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک نیز ضریب مقاومت افزون نامیده می شود، به عبارت دیگر از اولین جاری شدن در سازه  $V_s$  تا ایجاد مکانیسم و خرابی واقعی سازه  $V_y$ ، اضافه مقاومت یا مقاومت افزون نامیده شده و طبق رابطه زیر تعریف می شود.

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s}$$

با توجه به مفاهیم در روابط فوق ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی طراحی به کار می رود به ترتیب زیر محاسبه می شود.

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_s$$

**ضریب بزرگنمایی** تغییر مکان از روابط زیر قابل محاسبه است.

$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu \times R_s$$

همان طور که در روابط به دست آمده برای تعیین ضریب رفتار مشاهده شد، ضریب کاهش شکل پذیری  $R_\mu$  و ضریب اضافه مقاومت  $R_s$  دو پارامتر اصلی ضریب رفتار است.

نیومارک و هال در سال ۱۹۸۲، رابطه ای را پیشنهاد کردند که با استفاده از آن می توان ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری  $R_\mu$  را برای سیستم های الاستوپلاستیک یک درجه آزادی به صورت زیر آورد.

برای زمان های تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه (فرکانس های بالای ۳۳ هرتز)

$$R_\mu = 1$$

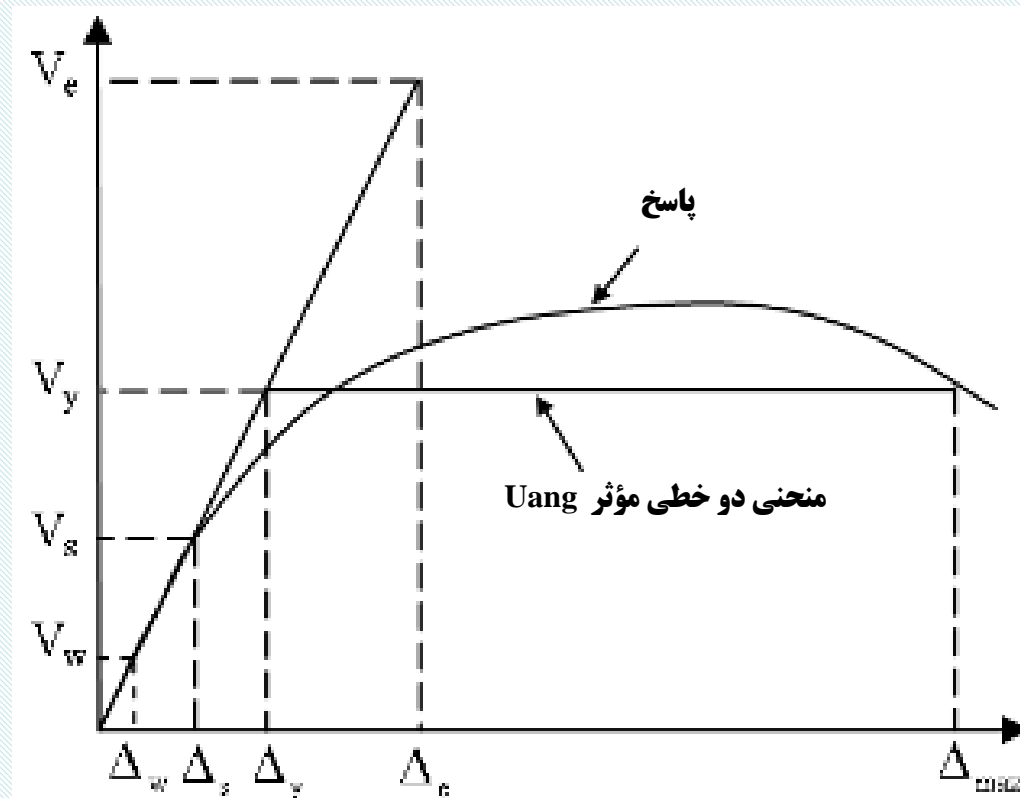
برای زمان های تناوب بین ۰/۱۲ ثانیه و ۰/۵ ثانیه (فرکانس های بین ۲ و ۸ هرتز)

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$$

برای زمان های تناوب بزرگتر از ۱/۰ ثانیه (فرکانس های کوچکتر از ۱ هرتز)

$$R_\mu = \mu$$

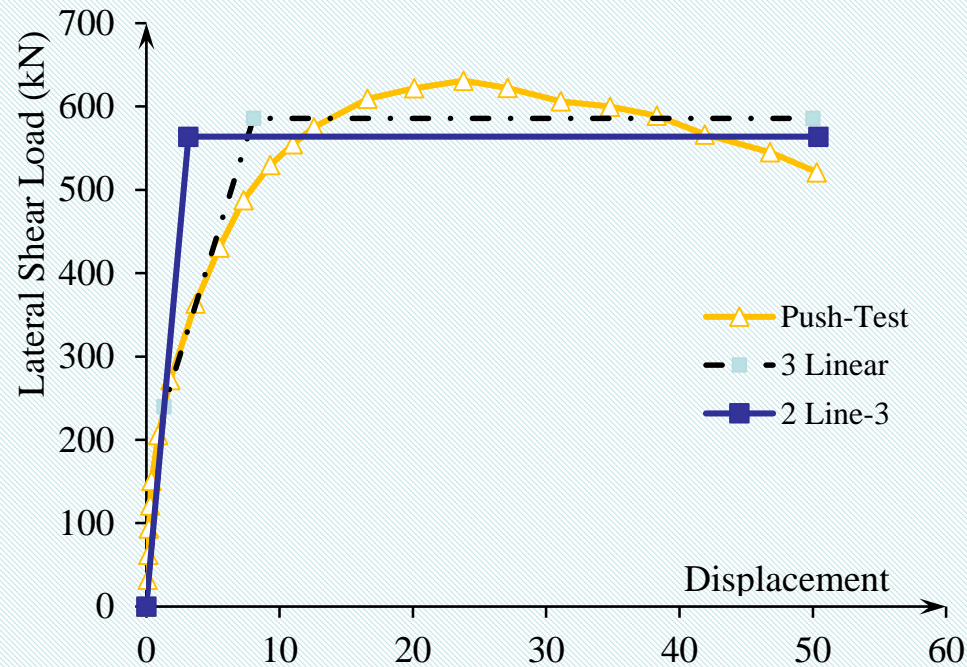
## ضریب رفتار



با توجه به آنکه ضریب رفتار در حالت حدی نهائی معرفی شده است. توصیه می گردد تا مبنای طراحی برای تنظیم در نرم افزار نیز **LRFD** باشد.

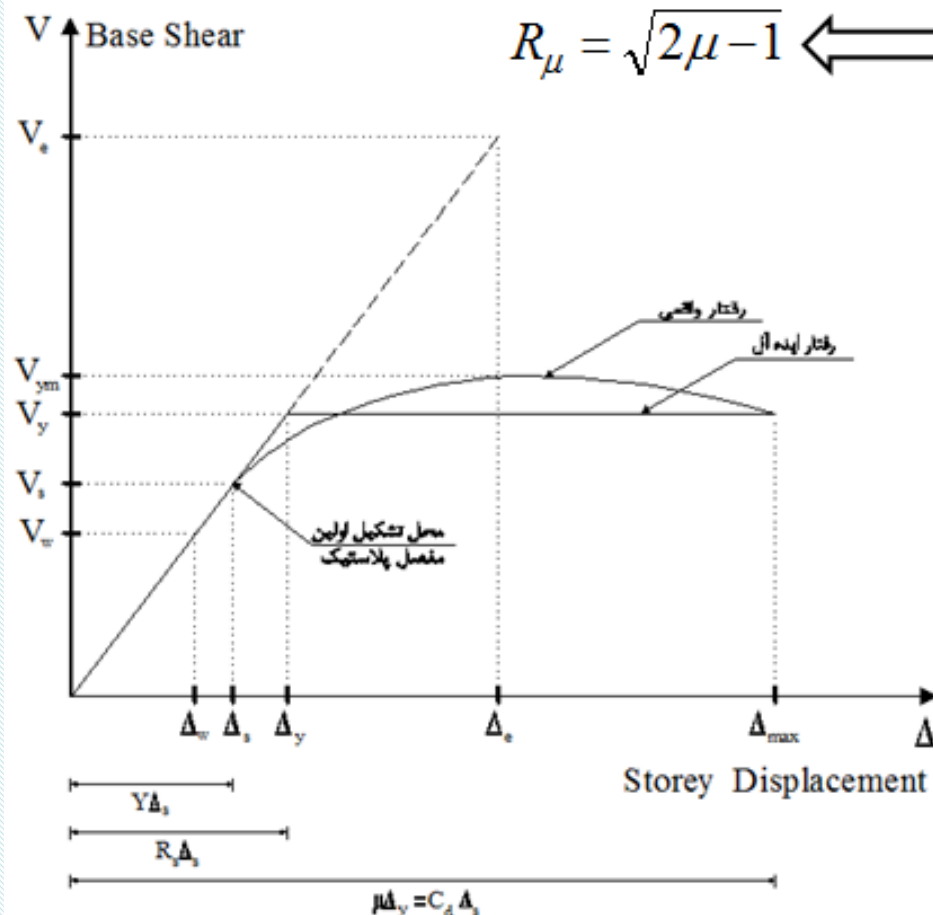
## فصل دوم: طراحی لرزه ای سازه های فولادی

محاسبه شکل پذیری و ضریب رفتار نمونه های آزمایشگاهی



جدول ۸-۱ محاسبه پارامترهای شکل پذیری برای نمونه های آزمایشگاهی

Specimen	$\Delta_{max}$	$\Delta_y$	$\Delta_s$	$\mu$	$R_s$	$C_d$	$C_w$	$R_\mu$	$R$
SSW201	50.4	3.4	1.3	14.8	2.6	38.8	54.3	5.3	14.0
SSW202	55.0	3.4	1.3	16.0	2.6	42.3	59.2	5.6	14.7
SSW203	45.6	3.3	1.2	13.7	2.8	38.1	53.3	5.2	14.3
Mean				14.9	2.7	39.7	55.6	5.4	14.3



$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

ضریب شکل پذیری

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y}$$

ضریب کاهش شکل پذیری

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s}$$

ضریب مقاومت افزون

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_s$$

ضریب رفتار سازه

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu \times R_s$$

ضریب بزرگنمایی تغییر مکان



## ضریب رفتار در استاندارد ۲۸۰۰

### ۳-۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، $R_u$

۳-۳-۵-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده خصوصیات مانند شکل پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل پذیر کردن آن به کار برده شده است، با رعایت محدودیت های بندهای (۳-۵-۳) تا (۳-۵-۷)، از جدول (۳-۴) تعیین می گردد. توجه شود که مقدار  $R_u$  نیروی برشی در رابطه (۳-۲) را در حد مقاومت به دست می دهد.  $H_m$ : حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان شده ساخته می شود. این ارتفاع از تراز پایه تعیین می گردد.

## ضریب رفتار در استاندارد ۲۸۰۰

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	$R_u$	$\Omega_0$	$C_e$	$H_m$ (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	۲/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۳	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش 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	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی و اگرای 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 همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۳۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۲/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۳۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

## ضریب $C_d$

این ضریب در حقیقت تغییر مکانهای حاصل از آنالیز خطی را به تغییر مکان های واقعی در زلزله تبدیل می نماید

### ۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکانهای جانبی واقعی مراکز جرم کفهای بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به دست آورد:

$$\Delta_M = C_d \Delta_{eu}$$

در این رابطه:

$\Delta_M$  = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

$C_d$  = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

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

## ترکیب بارهای افزایش یافته

### ۱۰-۳-۴ ترکیب های بار زلزله تشدید یافته

ترکیب های بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله  $E$  با  $\Omega_0 E$  در ترکیب های عادی بارها، مطابق ضوابط فصل های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ به دست می آیند. این ترکیب ها عبارتند از:

الف - در طراحی به روش تنش مجاز:

$$0.75 (D + L + \Omega_0 E)$$

$$0.75 (D + \Omega_0 E)$$

ب - در طراحی به روش حدی:

$$D + 1/2 L + 1/2 \Omega_0 E$$

$$0.85 D + 1/2 \Omega_0 E$$

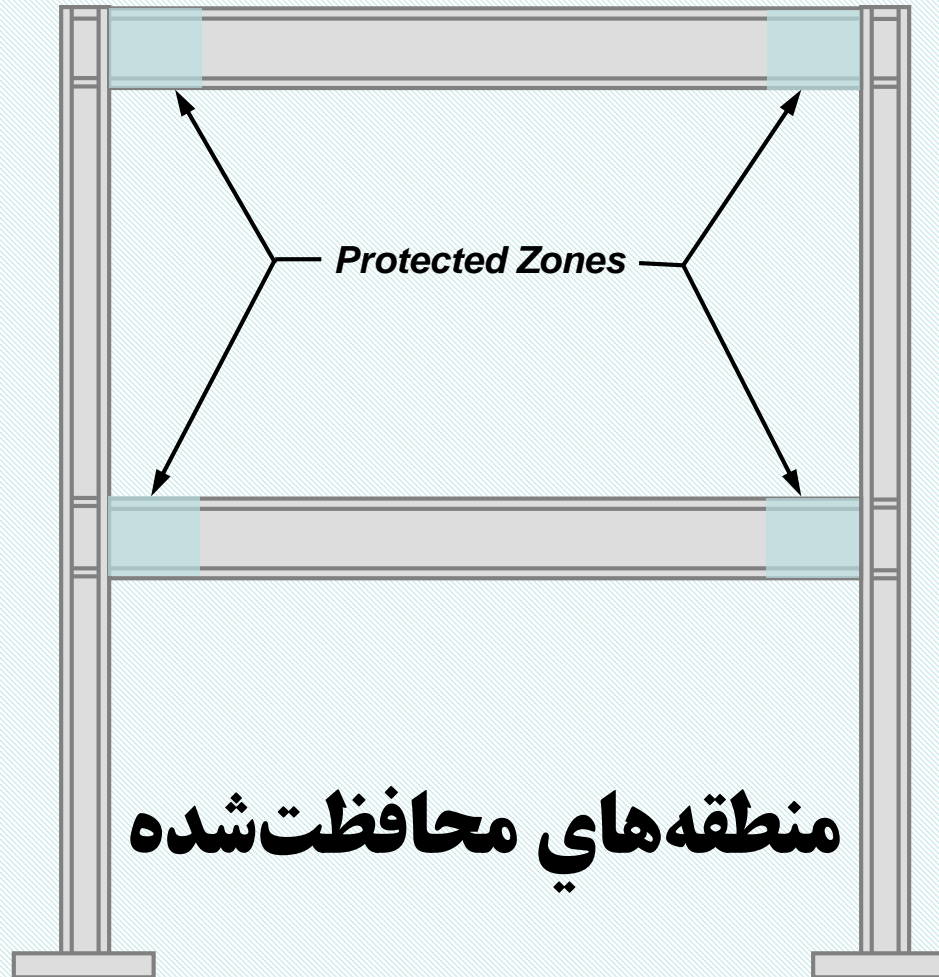
## ترکیب بارهای افزایش یافته

جدول ۱۰-۳-۲ ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  برای انواع سیستم های باربر جانبی لرزه ای

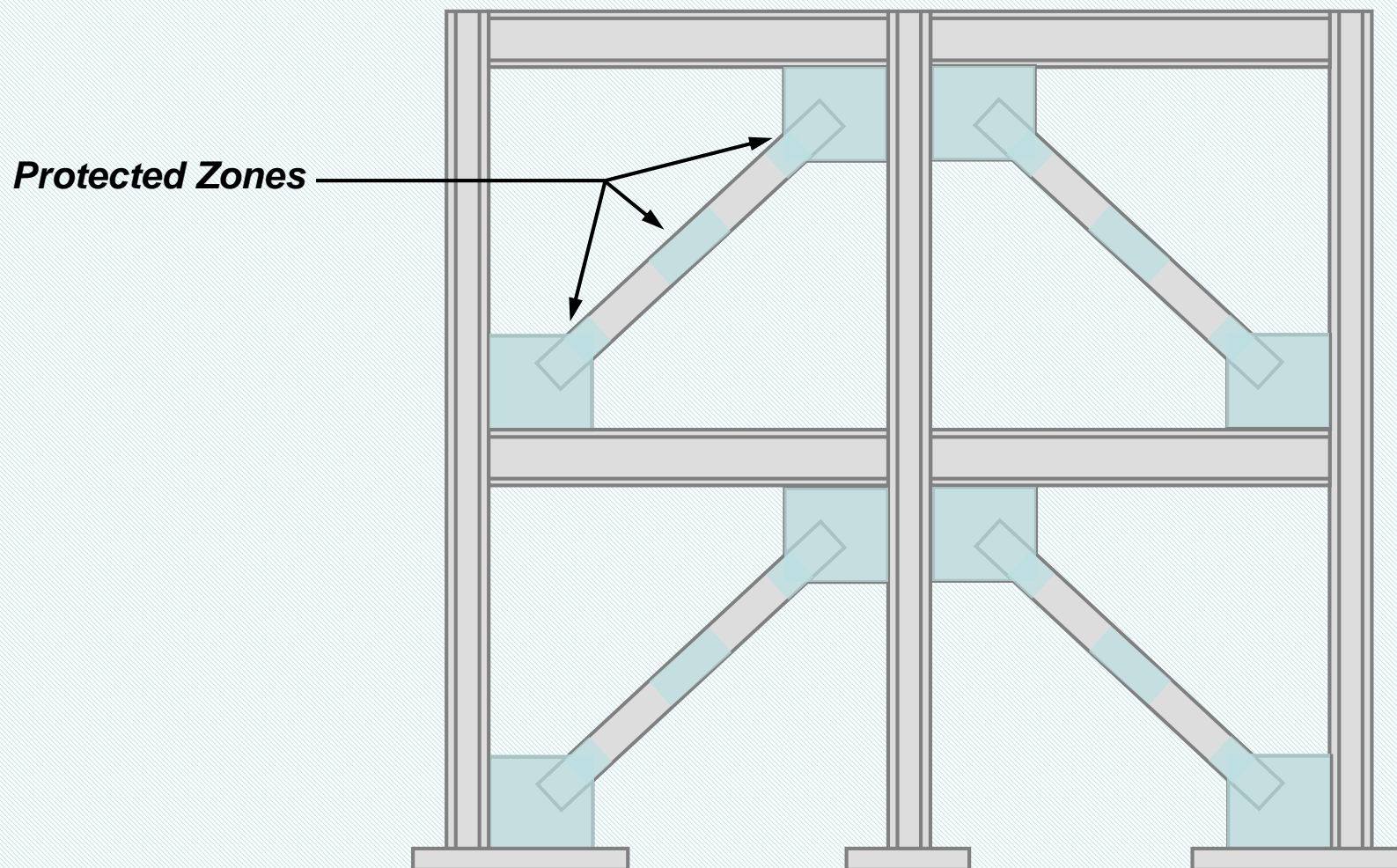
$\Omega_0$	نوع سیستم باربر جانبی لرزه ای
۳	کلیه قاب های خمشی فولادی
۲	کلیه قاب های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم محور و برون محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم های دوگانه یا ترکیبی

## منطقه های محافظت شده

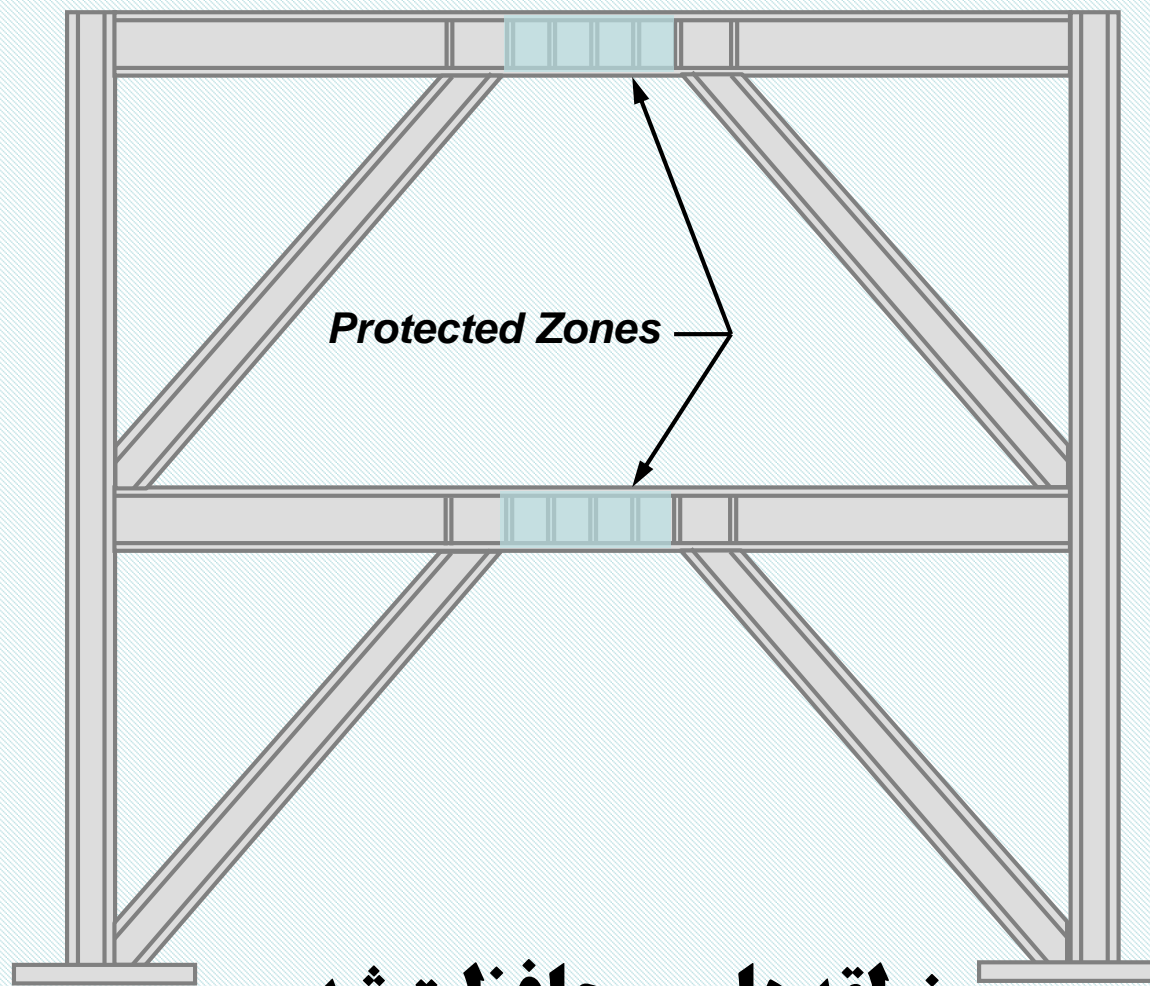
- آزمایش های انجام شده توسط FEMA/SAC، حساسیت نواحی تحت تأثیر کرنش بزرگ غیرالاستیک را در برابر ناپیوستگی توسط جوشکاری، تغییر ناگهانی در سطح مقطع و ... را نشان داده اند.
- به همین علت از عملیاتی که باعث ایجاد ناپیوستگی در منطقه های تحت کرنش های بزرگ غیرالاستیک می شوند، جلوگیری شده است. به این منطقه ها، "منطقه های محافظت شده" اطلاق می گردد.



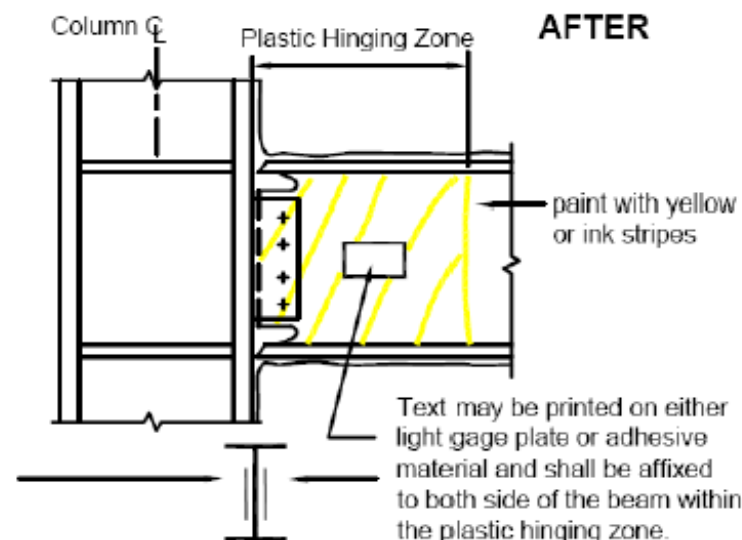
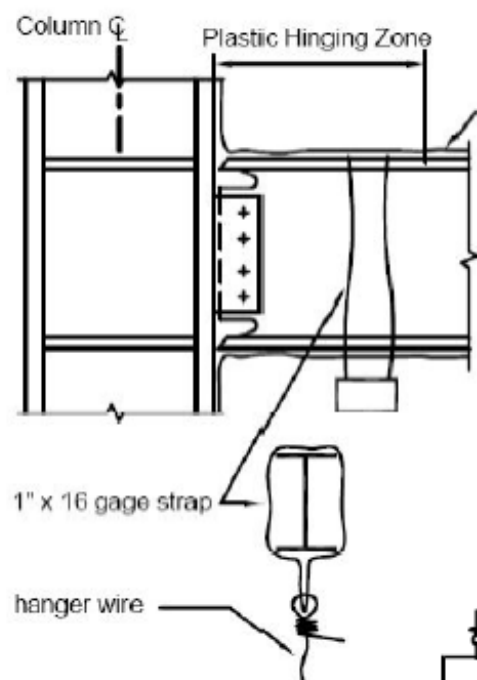




منطقه های محافظت شده



منطقه های محافظت شده



## WARNING SIGN

"It is PROHIBITED to attach and to cause penetration or damage to the plastic hinging zones of steel moment-frames. These PROHIBITED conditions include bolts, holes, screws, shot pins, welds and tack welds (permanent or temporary). Failure to comply with these requirements may cause the replacement of steel."

DO NOT MOVE OR REMOVE THIS SIGN

## فصل دوم: طراحی لرزه ای سازه های فولادی



## منطقه های محافظت شده

### *Protected zone*

#### ۱۰-۳-۴ ناحیه بحرانی

ناحیه بحرانی در یک عضو از سازه، عمدتاً در تیرها، به ناحیه ای عنوان 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 محل باید عاری از هرگونه عملیاتی که در رفتار آن اثر ناخواسته ایجاد کند، باشد. در این ناحیه ضوابط ویژه زیر باید رعایت شوند:

**الف -** هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش های موضعی، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی های ناشی از برش های حرارتی باید به طور مناسبی برطرف شده و تعمیر گردد.

**ب -** برشگیرها که برای مرکب کردن دال بتن آرمه و تیرها به کار گرفته می شود، نباید در این ناحیه به کار برده شود.

**پ -** قطعات الحاقی که برای نگهداری نماها، تیغه ها، لوله های تأسیساتی و غیره به کار گرفته می شود، نباید در این ناحیه مورد استفاده قرار گیرد.

**ت -** خال جوش کردن ورق های دوزنقه ای کف به این محل مجاز است.



## مقطع فشرده لرزه ای



## ۱۰-۳-۴-۲ مقطع فشرده لرزه ای

در سازه های با شکل پذیری زیاد که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه می رود، برای اعضا ضوابط سخت گیرانه تری در رابطه با کمانش موضعی بال ها و جان اعمال می شود. در نتیجه برای نسبت عرض یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می گردد. در این سازه ها تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بندهای ۱۰-۱-۲-۶ و ۱۰-۲-۲-۱ در فصول ۱۰-۱ و ۱۰-۲، جانشین تعریف قبلی می گردد و با نام «مقطع فشرده لرزه ای» معرفی می شود.


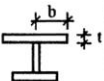


مقطع فشرده لرزه ای همان تعریف مقطع فشرده بندهای فوق را دارد، با این تفاوت که در آن نسبت عرض به ضخامت و یا ارتفاع به ضخامت اجزا مقطع به اعدادی که در جدول شماره ۱۰-۳-۱ عنوان شده محدود می گردد.

کاربری مقاطع فشرده در سازه های با شکل پذیری های مختلف در بخش های مربوطه آورده شده است.



## فصل دوم: طراحی لرزه ای سازه های فولادی

جدول ۱۰-۳-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه ای

شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت $\lambda_{ps}$	مثال
بالهای تیرهای نورددیده I شکل تحت اثر خمشی	$\frac{b}{t}$	$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	$\frac{b}{t}$	$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن تحت اثر خمشی	$\frac{h}{t_w}$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
بال مقاطع قوطی شکل تحت اثر فشار یکنواخت	$\frac{b}{t}$	$0.65 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
جان ستون ها در فشار یکنواخت	$\frac{h}{t_w}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	—
جان تیرستون ها تحت اثر ترکیب فشار محوری و لنگر خمشی	$\frac{h}{t_w}$	$C_a \leq 0.125$ $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_a)$ $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a)$ $> 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	—

$$C_a = \frac{P_a}{0.6 P_y} \quad \text{در روش تنش مجاز}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b F_y} \quad \text{در روش حدی}$$

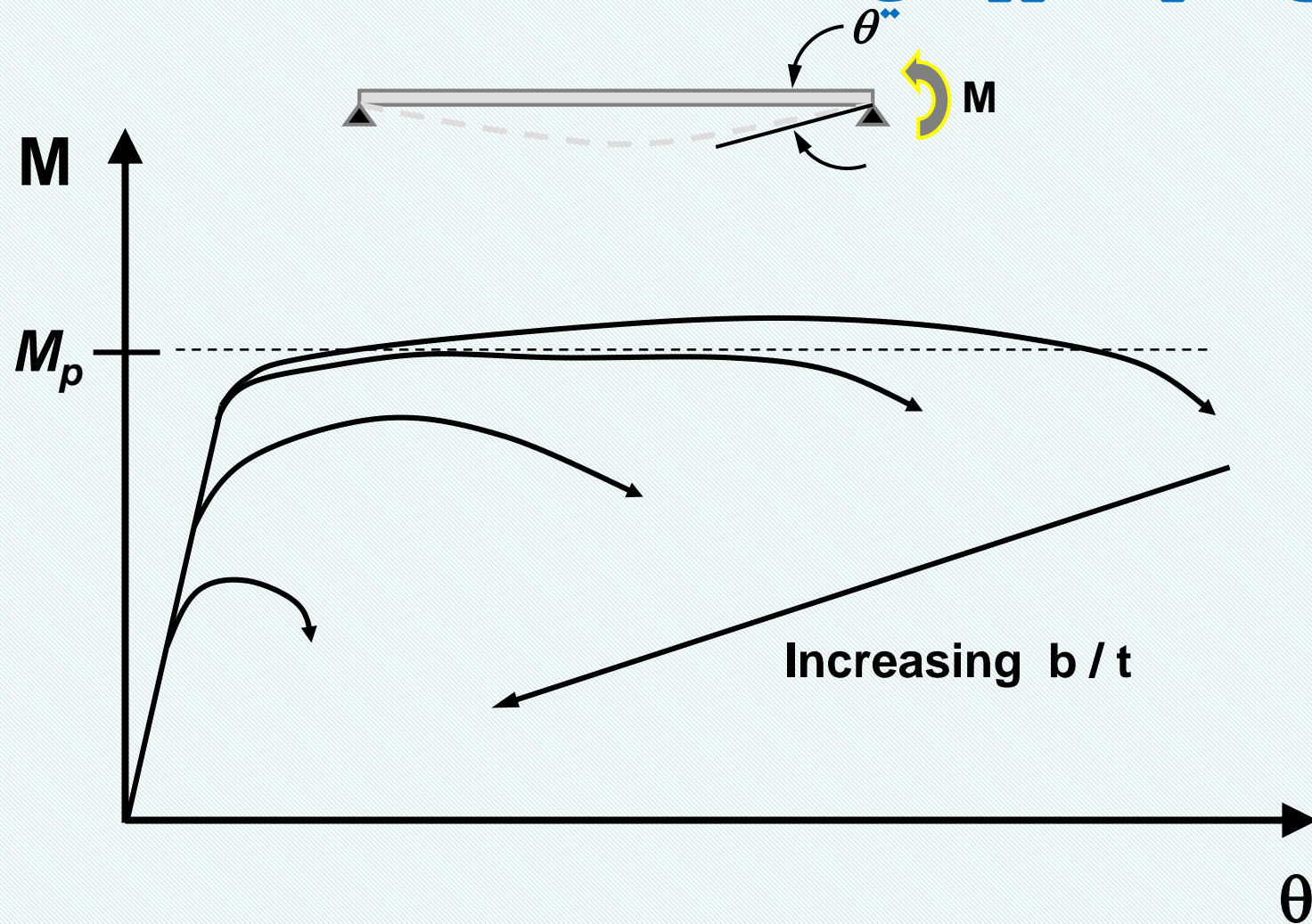
$$\phi_b = 0.9$$

**TABLE I-8-1**  
**Limiting Width-Thickness Ratios for**  
**Compression Elements**

Description of Element		Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
			$\lambda_{ps}$ (seismically compact)
Compression Elements	Flexure in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [a], [c], [e], [g], [h]	$b/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	$b/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	$b/t$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	$b/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$

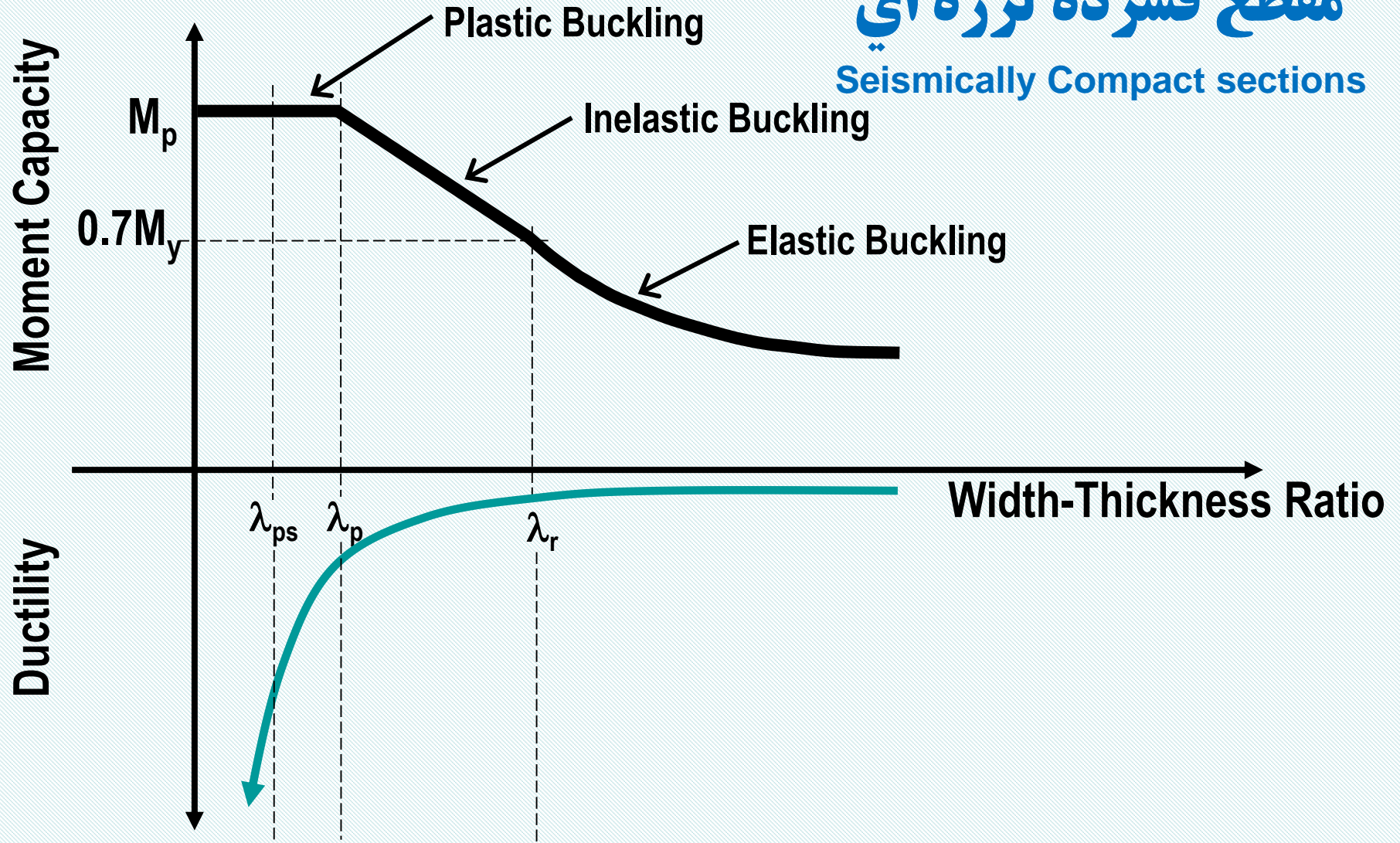
## Seismically Compact sections

## مقطع فشرده لرزه ای



## مقطع فشرده لرزه ای

Seismically Compact sections



---

## **List of Presentation**