



تهران شرق

طراحی سازه های فولادی ۱

پاییز ۱۴۰۰ (با بررسی پیش نویس ۹۹)

ارائه دهنده :

علیرضا فاروقی

تألیف :

بهرخ حسینی هاشمی

مهدی علیرضایی

حسن احمدی

با سپاس از :

نوید سیاه بلو، هیئت علمی مجتمع آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

استاد یار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

دکترای تخصصی مهندسی سازه



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

سرفصل مطالب:

- ۱- معرفی فولاد ساختمانی
- ۲- معرفی مقاطع، رفتار و خصوصیات فولاد
- ۳- معرفی روشهای طراحی مجاز و مقاومت
- ۴- طراحی اعضای کششی
- ۵- طراحی اعضای فشاری
- ۶- طراحی اعضای خمشی
- ۷- طراحی اعضای برشی
- ۸- طراحی اعضای تیر - ستون (اندرکنش خمش و نیروی محوری)

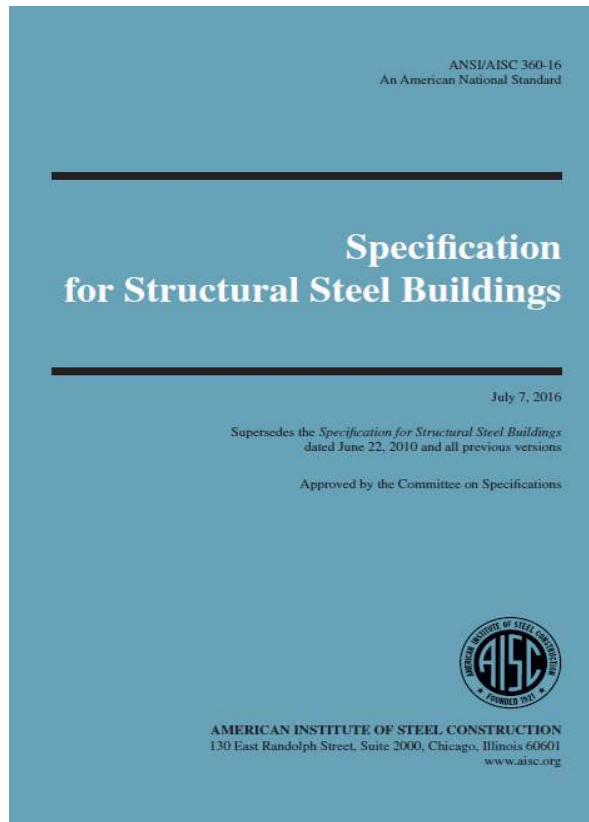


واحد تهران شرق

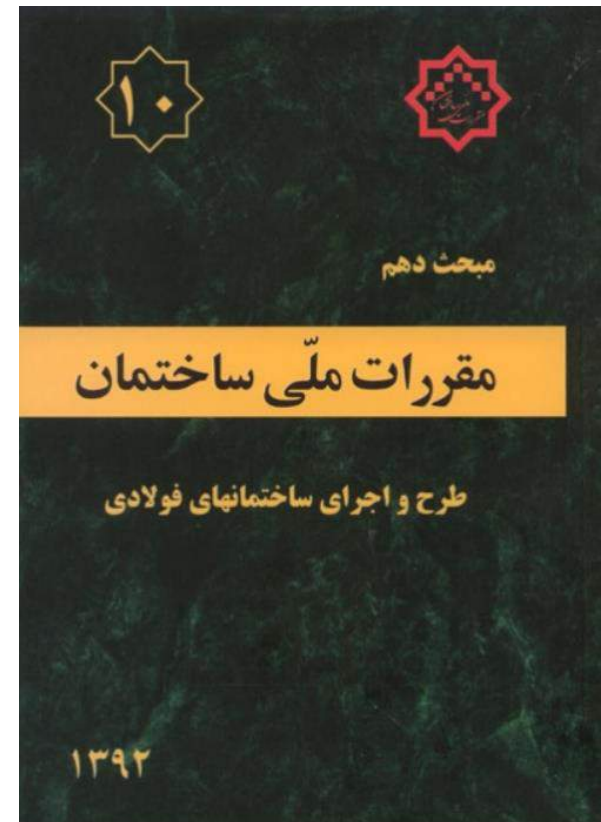
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

آیین نامه های مورد استفاده:



AISC 360 - 16



مبحث دهم - ۹۲ (۹۹)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

معرفی فولاد ساختمانی





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

انواع فولادها

A - طبقه بندی فولادها

A-1- طبقه بندی فولادها بر اساس ترکیب شیمیایی فولادها آلیاژی با پایه آهن هستند که دارای حداکثر ۰.۲٪ کربن و عناصر دیگر می باشند. افزودنی های فولاد به قرار زیر هستند :

- ۱) کربن: افزودن کربن به فولاد، باعث افزایش مقاومت فولاد تا یک محدوده مشخص شده ولی تردی و شکنندگی آن را افزایش داده و مقاومت آن را در برابر بارهای ضربه ای و دینامیکی کاهش می دهد. همچنین کربن زیاد، خاصیت جوش پذیری فولاد را نیز به شدت کاهش می دهد.
- ۲) منگنز: باعث افزایش مقاومت فولاد در برابر ضربه و سایش شده و شکل پذیری آن را افزایش می دهد.
- ۳) مولیبدن: باعث افزایش مقاومت گرمایی و سختی فولاد شده و شکل پذیری آن را کاهش می دهد.
- ۴) سیلیسیوم: باعث افزایش مقاومت فولاد در برابر خوردگی می شود.
- ۵) نیکل: باعث افزایش شکل پذیری فولاد می شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

A-2- آشنایی با انواع فولاد

فولادهای رایج در صنعت معمولاً در یکی از شاخه‌های زیر قرار می‌گیرند:

- | | |
|------------------------------|------------------|
| ۱- فولاد کم کربن | } ۱- فولاد کربنی |
| ۲- فولاد با کربن ملایم | |
| ۳- فولاد با کربن متوسط | |
| ۴- فولاد با کربن بالا | |
| ۲- فولاد پرمقاومت کم‌آلیاژ | |
| ۳- فولادهای آلیاژی (آب‌دیده) | |

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، کربن افزودنی بسیار مهمی در فولاد محسوب شده و فولادهای کربنی خانواده بزرگی از فولادها را تشکیل می‌دهند. در ادامه با انواع فولادها آشنا می‌شویم.

۱- فولاد کربنی :

فولاد کم کربن : مقدار آن کمتر از ۰.۱۵ درصد است.
فولاد با کربن ملایم: مقدار آن حدود ۰.۱۵ الی ۰.۲۹ درصد است.
فولاد با کربن متوسط : مقدار آن حدود ۰.۳ الی ۰.۵۹ درصد است.
فولاد با کربن زیاد: مقدار آن حدود ۰.۶ الی ۱.۷ درصد است.



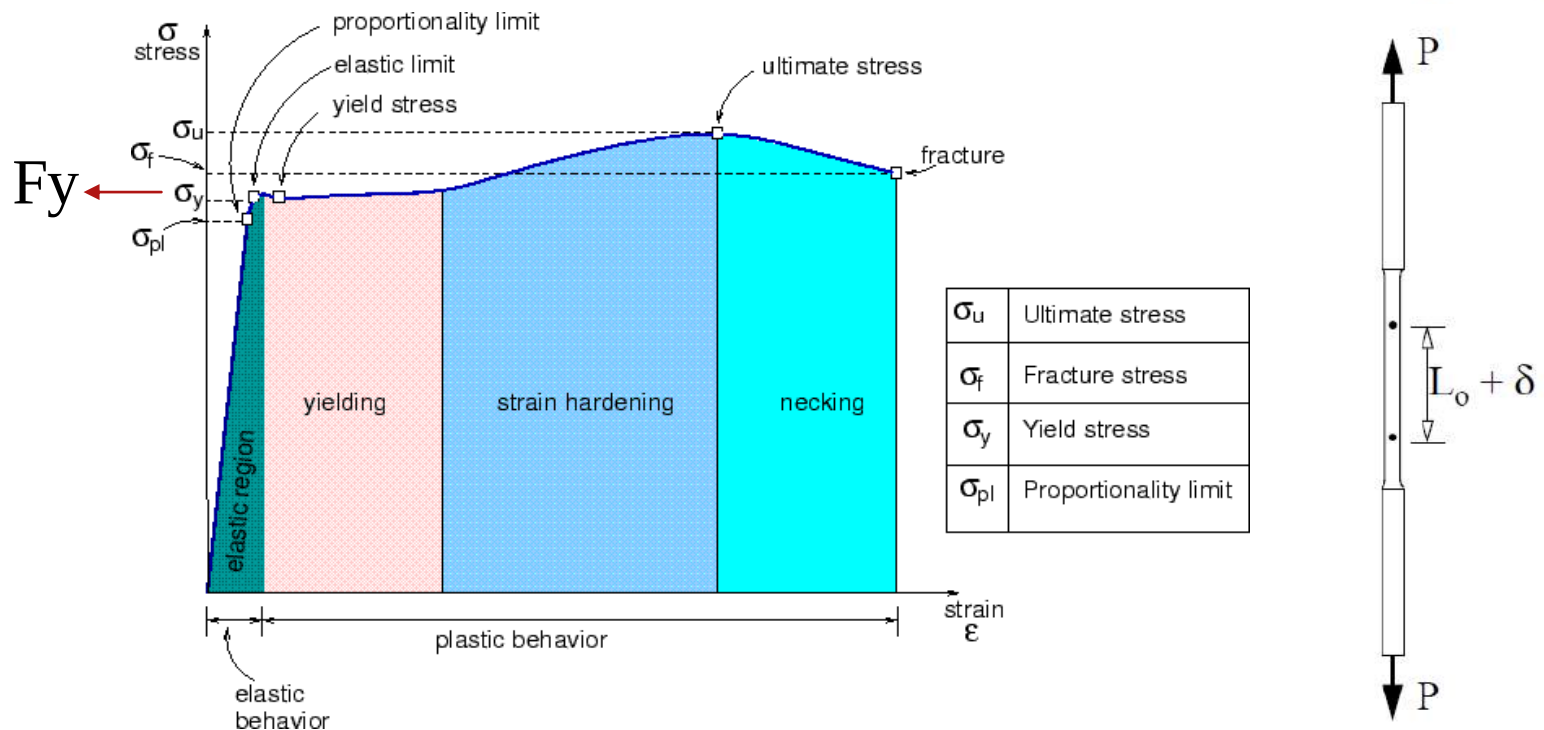
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

A-3 - بررسی منحنی تنش - کرنش در فولاد نرمه ساختمانی

آزمایش کشش مستقیم، یکی از ساده‌ترین و مهم‌ترین آزمایش‌های مقاومت مصالح می‌باشد. هدف از انجام این آزمایش، رسم نمودار تنش - کرنش در مصالح است. به همین منظور، میله‌ای از جنس ماده موردنظر را تحت اثر نیروی کششی P قرار داده و با افزایش نیروی P ، تغییر طول میله را به دست می‌آوریم. کامل‌ترین نمودار تنش - کرنشی که می‌توان برای فولاد ساختمانی رسم کرد، مطابق شکل مقابل است:





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

جدول ۱-۴-۱-۱۰ مشخصات مکانیکی فولادهای ساختمانی

مقاومت کششی برای ضخامت (mm)									نوع فولاد					
حداقل تنش تسلیم برای ضخامت قطعه به mm														
>۲۵۰	>۲۰۰	>۱۵۰	>۱۰۰	>۸۰	>۶۳	>۴۰	>۱۶	≤۱۶	>۲۵۰	>۱۵۰	>۱۰۰	≥۳	<۲	
≤۴۰۰	≤۲۵۰	≤۲۰۰	≤۱۵۰	≤۱۰۰	≤۸۰	≤۶۳	≤۴۰		≤۴۰۰	≤۲۵۰	≤۱۵۰	≤۱۰۰		
N/mm ^۲									N/mm ^۲					
-	۱۷۵	۱۸۵	۱۹۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۲۵	۲۳۵	-	۳۴۰-۴۹۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	S۲۳۵JR
-	۱۷۵	۱۸۵	۱۹۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۲۵	۲۳۵	-	۳۴۰-۴۹۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	S۲۳۵J۰
۱۶۵	۱۷۵	۱۸۵	۱۹۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۲۵	۲۳۵	۳۳۰-۴۸۰	۳۴۰-۴۹۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	S۲۳۵J۲
-	۲۰۵	۲۱۵	۲۲۵	۲۳۵	۲۴۵	۲۵۵	۲۶۵	۲۷۵	-	۳۸۰-۵۴۰	۴۰۰-۵۶۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۳۰-۵۸۰	S۲۷۵JR
-	۲۰۵	۲۱۵	۲۲۵	۲۳۵	۲۴۵	۲۵۵	۲۶۵	۲۷۵	-	۳۸۰-۵۴۰	۴۰۰-۵۶۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۳۰-۵۸۰	S۲۷۵J۰
۱۹۵	۲۰۵	۲۱۵	۲۲۵	۲۳۵	۲۴۵	۲۵۵	۲۶۵	۲۷۵	۳۸۰-۵۴۰	۳۸۰-۵۴۰	۴۰۰-۵۶۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۳۰-۵۸۰	S۲۷۵J۲

واحد تهران شرق

رده بندی فولاد
ساختمانی :
EN 10025
پارامترهای
JR, J2, J0
مربوط به
حداقل طاقت فولاد
در آزمایش است)

Steel grade according to Table 1		Mechanical and technological properties 1)									
		Tensile strength Rm					Upper yield point ReH.				
		for product thicknesses in mm					for product thicknesses in mm				
Code number	Material number	< 3	≥ 3 ≤ 100	> 100	≤ 16	> 16 ≤ 40	≥ 40 ≤ 63	≥ 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100	
		N/mm ²			N/mm ²						
St33	1.0035	310 up to 540	290	-	185	175 5)	-	-	-	-	
St37.2	1.0037	360 up to 510	340 up to 470	by agreement	235	225	215	205	195	by agreement	
USt37.2	1.0035										
RSt37.2	1.0038				235	225	215	215	215		
St44-2	1.0044	430 up to 580	410 up to 540	by agreement	275	265	255	245	235	by agreement	
St44-3	1.0144										
St52-3	1.0570	510 up to 680	490 up to 630		355	345	335	325	315		

رده بندی فولاد
ساختمانی :
DIN 17100



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه

عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

جدول ۱۰-۱-۱: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استانداردهای

ISIRI 14262 (جدید ایران)، ISIRI 1600 (قدیم ایران)، EN 10025 (اتحادیه اروپا) و

ISO 630-2 (بین المللی)

واحد تهران شرق

نسخه ۹۹

گرش نهایی (ϵ_u) (%)	تنش کششی نهایی (MPa)	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	ضخامت (mm)	نام رده فولاد مطابق استاندارد قدیم ایران	** نام رده فولاد مطابق استاندارد جدید ایران، EN و ISO
28	330-410	205 195	≤ 16 16 ~ 40	St-34	—
22-26	360-510	235 225 215	≤ 16 16 ~ 40 40 ~ 100	St-37	S235
19-23	410-560	275 265 255 245 235	≤ 16 16 ~ 40 40 ~ 63 63 ~ 80 80 ~ 100	St-44	S275
18-22	470-630	355 345 335 325 315	≤ 16 16 ~ 40 40 ~ 63 63 ~ 80 80 ~ 100	St-52	S355
20	490-610	295 285 275	≤ 16 16 ~ 40 40 ~ 63	St-50	—
17	550-720	450 430 410 390 380	≤ 16 16 ~ 40 40 ~ 63 63 ~ 80 80 ~ 100	—	S450
17	540-730	460 440 430 410 400	≤ 16 16 ~ 40 40 ~ 63 63 ~ 80 80 ~ 100	—	S460



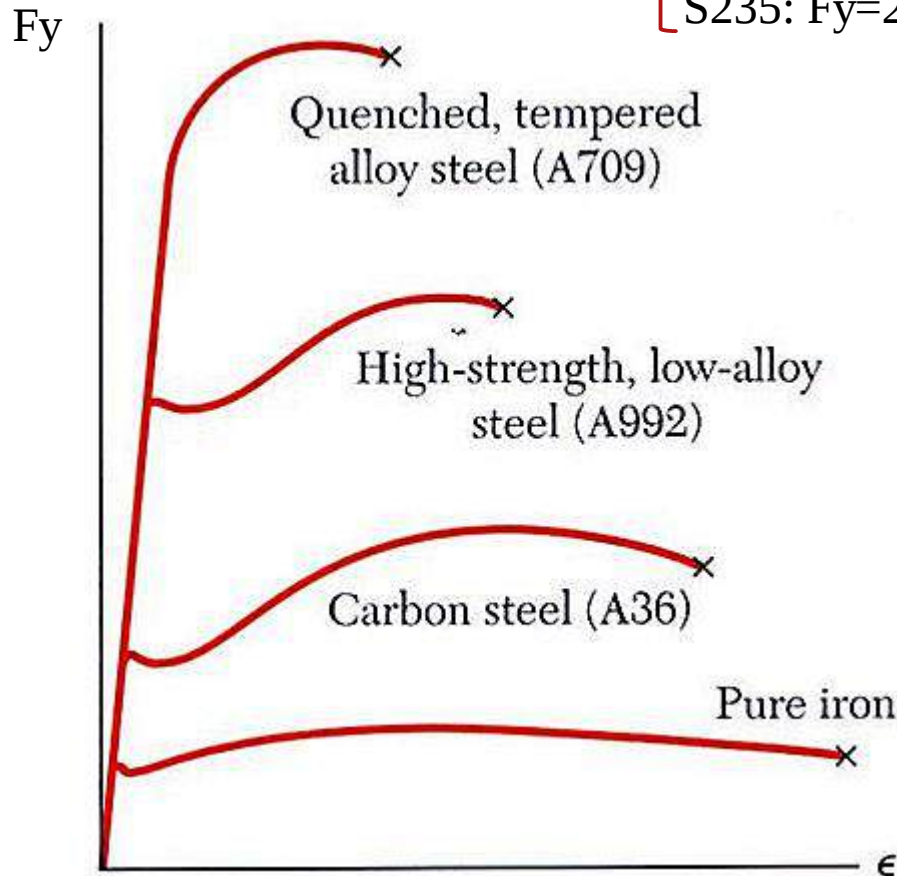
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

دیگر نامگذاری های بین المللی فولاد

A992: $F_y=3500$, $F_u=4600$ (ASTM) kg/cm²
S355: $F_y=3600$, $F_u=5200$ (EN)-(DIN: ST52)
A36: $F_y=2500$, $F_u=4100$ (ASTM) kg/cm²
S235: $F_y=2400$, $F_u=3600$ (EN)-(DIN: ST37)



فولاد با کربن زیاد



فولاد با کربن متوسط



فولاد با کربن ملایم



فولاد کم کربن



واحد تهران شرق

فولاد نرمه ساختمانی:

فولاد ST37 در رده فولاد با کربن ملایم قرار دارد (کمتر از ۰.۲ درصد). این نوع فولاد دارای پله تسلیم مشخص بوده و پروفیل‌های ساختمانی بر اساس آن ساخته شده‌اند. افزایش درصد کربن باعث افزایش تنش تسلیم، کاهش شکل پذیری و مشکلات در جوش پذیری می‌شود. در صورتی که مقدار کربن از ۰.۳ درصد تجاوز نماید عمل جوشکاری پر خرج شده و احتیاج به پیش گرمایش، پس گرمایش و الکترودهای خاص خواهد بود.

فولاد پرمقاومت و کم‌آلیاژ

۲-

این فولاد با افزودن مقادیر ناچیزی کروم، مس، منگنز و ... به فولادهای کم کربن ساخته می‌شود. افزودن این آلیاژها، باعث ریزتر شدن ساختمان بلوری آهن و افزایش مقاومت آن می‌شود. تنش تسلیم این فولادها، در بازهٔ زیر قرار می‌گیرد:

$$2800 \text{ kg/cm}^2 < F_y < 4800 \text{ kg/cm}^2$$

تذکره ۱: فولاد ST52 در ردهٔ فولادهای پرمقاومت و کم‌آلیاژ قرار دارد. این نوع از فولاد مقاومت قابل قبولی در مقابل جوشکاری داشته و برای این عمل، احتیاج به هیچ‌گونه پیش گرمایش و پس گرمایش ندارد.

تذکره ۲: اعداد بعد از ST در ST37 و ST52، مقاومت نهایی فولاد (F_u) را بر حسب کیلوگرم بر میلی‌مترمربع (kg/mm^2) نشان می‌دهند.

۳- فولاد آلیاژی

فولادهای آلیاژی دسته دیگری از فولادها هستند که در ترکیب شیمیایی خودشان عناصر دیگری هم دارند. بیشترین عناصری که در ترکیب فولادهای آلیاژی به کار رفته‌اند: نیکل، کرم، مولیبدن، وانادیوم، تنگستن.



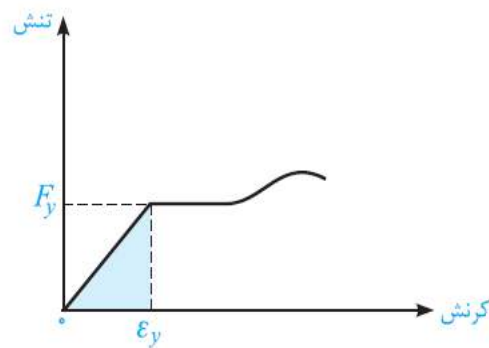
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

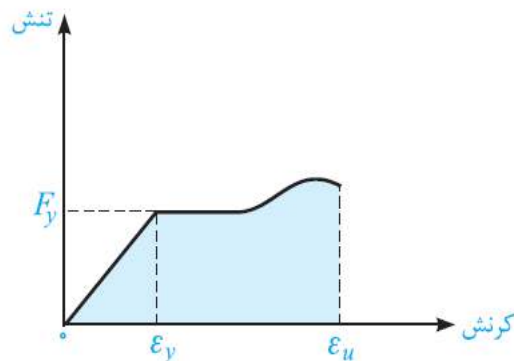
A-3- بررسی منحنی تنش - کرنش در فولاد نرمه ساختمانی

از مقاومت مصالح به خاطر داریم که مساحت زیر نمودار تنش - کرنش، معادل انرژی کرنشی جذب شده توسط واحد حجم مصالح می باشد. با توجه به این موضوع، ۳ پارامتر زیر را برای فولاد تعریف می کنیم:



فنریت: سطح زیر نمودار تنش - کرنش در ناحیه الاستیک، معادل فنریت ماده است و به آن مدول برجهندگی نیز می گویند. این انرژی کرنشی پس از باربرداری حذف می شود زیرا تنش ها و کرنش ها در مصالح صفر می شود. با افزایش F_y ، مساحت زیر نمودار در ناحیه الاستیک افزایش یافته و فنریت ماده افزایش می یابد.

مدول برجهندگی را معمولاً به سختی فولاد مرتبط می کنند. برای جذب انرژی بیشتر در ناحیه الاستیک، بایستی از فولاد با فنریت بیشتر استفاده کرد. در کمک فر خودروها، از این خاصیت فولاد استفاده می شود.



طاقة (چقرمگی): سطح زیر نمودار تنش - کرنش تا لحظه شکست، معادل طاقة فولاد است و به آن مدول چقرمگی نیز می گویند. این پارامتر را معمولاً به شکل پذیری فولاد مرتبط می کنند.

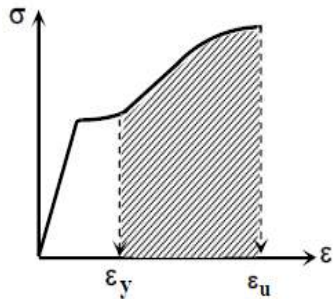
برای جذب انرژی بیشتر در ناحیه پلاستیک، بایستی از فولاد با طاقة بالاتر استفاده کرد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



$$\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$$

شکل پذیری (Ductility): انرژی جذب شده در واحد حجم آزمون تست کشش در محدوده رفتار پلاستیک (پس از جاری شدن تا لحظه خرابی) معادل سطح هاشور خورده در نمودار روبرو، شکل پذیری فولاد است.

برخلاف تصور اولیه دو پارامتر مهم نمودار تنش - کرنش فولاد یعنی F_u و ϵ_u متناظر یک نقطه (نقطه پایانی) در نمودار تنش - کرنش نیستند. ϵ_u کرنش نهایی فولاد در لحظه گسیختگی را نشان داده و F_u تنش ماکزیمی است که فولاد در طی بارگذاری تحمل می کند و مربوط به نقطه ای قبل از نقطه گسیختگی می باشد. برای فولاد نرمه ساختمانی، معمولاً مقادیر زیر در محاسبات استفاده می شود:

$$E = 21 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2, \quad \nu = 0.3, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.18 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \quad (\text{ضریب انبساط حرارتی})$$

دقت شود که پارامترهای E ، ν ، G و α در تمام فولادها تقریباً یکسان می باشند و افزودنی های فولاد، بر روی آنها تأثیر چندانی ندارد.

Young's Modulus (Pa)

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Stress (Pa)
Strain

۱-۴-۲ از نظر این مبحث، مدول الاستیسیته (ضریب ارتجاعی) مصالح فولادی (E) مساوی

2×10^5 مگاپاسکال در نظر گرفته می شود.

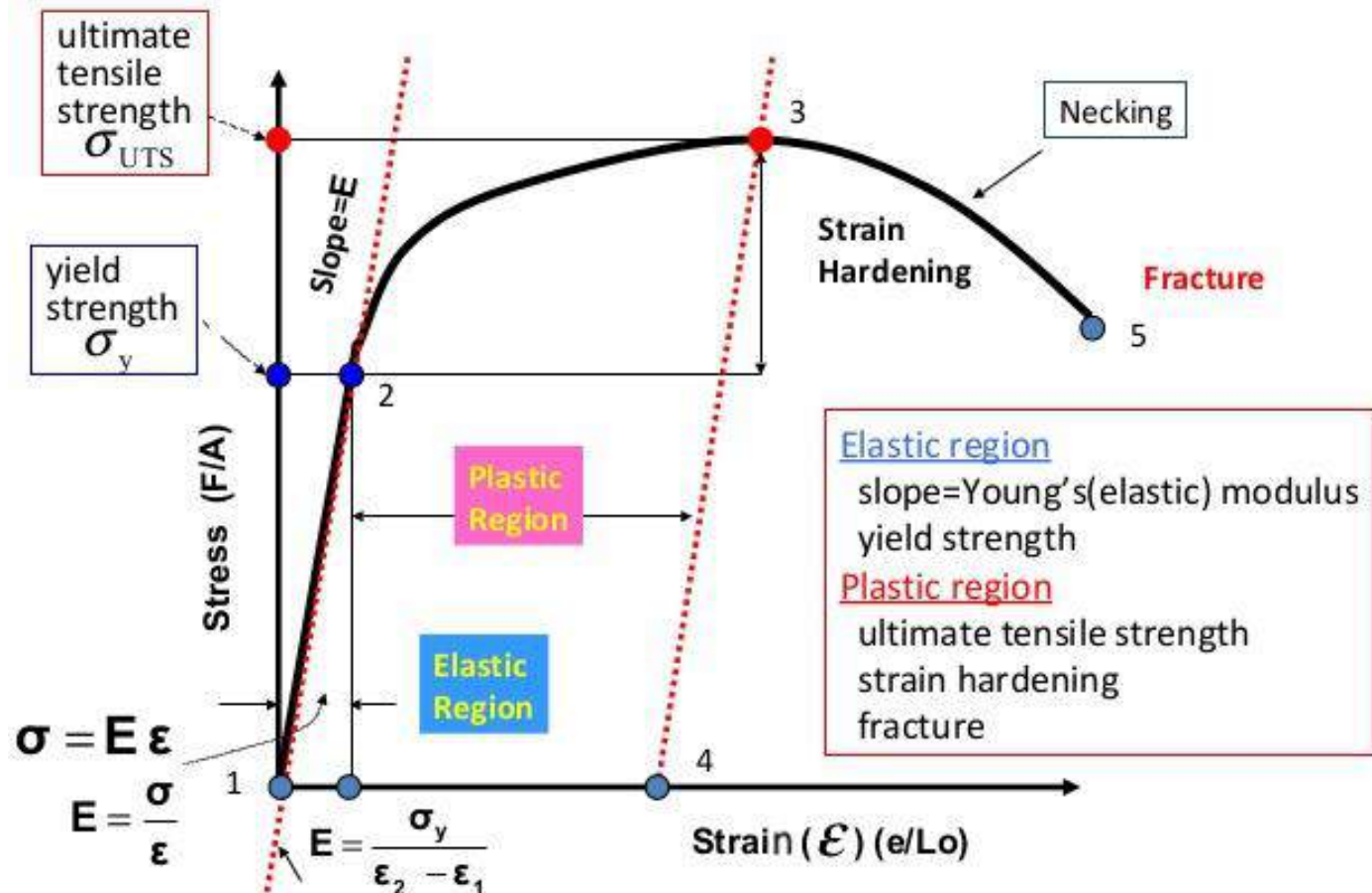


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

Stress-Strain Diagram



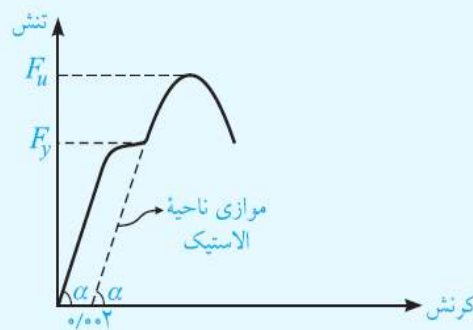


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

کمی توجه



در نمودار تنش - کرنش برای فولادهای با مقاومت بالا، نقطه مشخصی به عنوان تنش تسلیم وجود ندارد. در این حالت برای تعیین F_y ، معمولاً از کرنش ۰/۲ درصد (۰/۰۰۲)، خطی به موازات ناحیه الاستیک رسم می‌کنیم تا نمودار تنش - کرنش را قطع کند. مقدار تنش در محل قطع خط با نمودار که در شکل مقابل نیز نشان داده شده است، به عنوان F_y پذیرفته می‌شود. این روش، روش اُفسِت نامیده می‌شود.

شایان ذکر است که در این فولادها، نسبت $\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$ کوچک بوده و شکل‌پذیری فولاد نسبت به فولادی مانند ST37 کمتر است.

به عنوان روش دیگر برای تعیین F_y ، می‌توان خط قائمی از کرنش ۰/۵ درصد (۰/۰۰۵) در راستای قائم رسم کرد. مقدار تنش در محل تقاطع خط با نمودار، مقدار F_y را نشان می‌دهد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

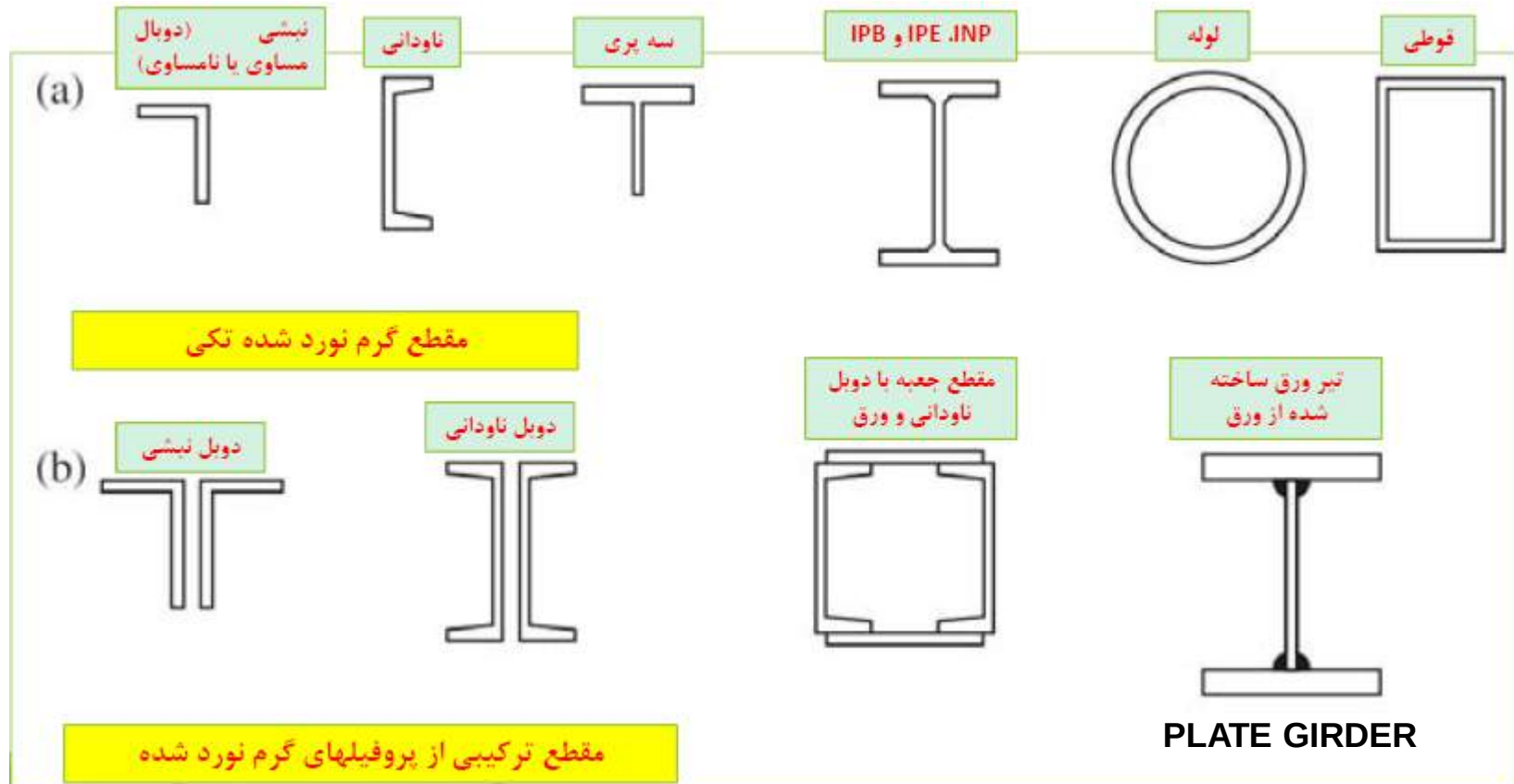
واحد تهران شرق

پروفیل‌های ساختمانی:

بطور کلی مقاطع رایج در سازه های فولادی در دو دسته تقسیم بندی می شوند :

الف - گرم نورد شده (Hot Rolled Steel)

معمولا مقاطع گرم نورد شده را از اسلب (دال فولادی) و یا شمش فولادی تهیه میکنند. از اسلب برای تولید ورق و از شمش برای تولید پروفیل استفاده می شود.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

پروفیل‌های ساختمانی:

ب- سرد نورد شده (Cold Rolled Steel)

این پروفیل‌ها با انجام عملیات نورد در دمای محیط بر روی ورق‌های فولادی نازک انجام می‌شوند. بدین منظور از فولاد کربنی کم آلیاژ استفاده می‌گردد. از این پروفیل‌ها برای اعضای سبک بام، کف‌ها و دیوارها استفاده می‌شود. ضخامت این پروفیل‌ها از ۰/۲۵ تا ۶/۵ میلیمتر متغیر است. عملیات سرد تا حدی شکلپذیری را کاهش داده اما در مقابل مقاومت فولاد را افزایش می‌دهد.



Angle



Channel



Stiffened
channel



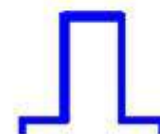
Zee



Stiffened
Zee



Hat



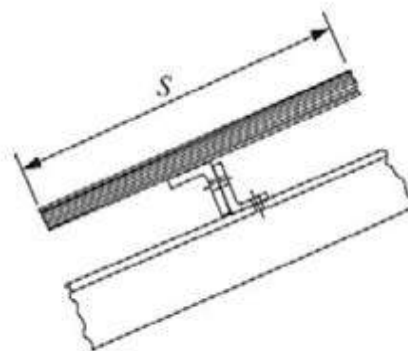
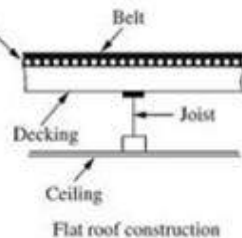
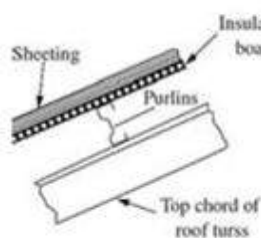
Stiffened
Hat



Corrugated sheeting



Roof decking





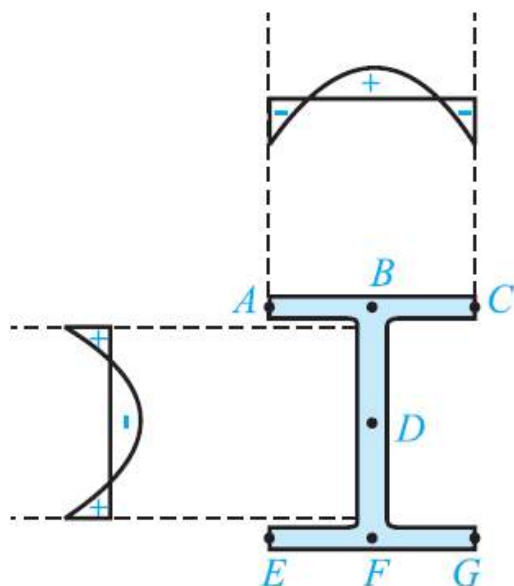
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تنشهای پسماند:

در تهیه پروفیل‌های فولادی به خصوص در مقاطعی مانند I شکل، نبشی، ناودانی و قوطی در مراحل مختلف عملیات نورد فولاد، سرد شدن غیریکنواخت پروفیل باعث ایجاد تنش پسماند (*Residual Stress*) در پروفیل می‌شود. این تنش‌های نرمال به گونه‌ای در مقطع توزیع می‌شوند که مقطع بدون نیاز به هیچ‌گونه نیروی خارجی در حال تعادل باشد.



مقطع (۱): در یک پروفیل I شکل، نقاطی مانند A ، C ، D ، E و G زودتر سرد شده و نقاطی مانند B و F دیرتر سرد می‌شوند. آزمایش‌ها نشان می‌دهد که در پنج نقطه اول، تنش پسماند از نوع فشاری و در دو نقطه دیگر از نوع کششی می‌باشد. با توجه به این موضوع، نمودار توزیع تنش پسماند مطابق شکل مقابل است:

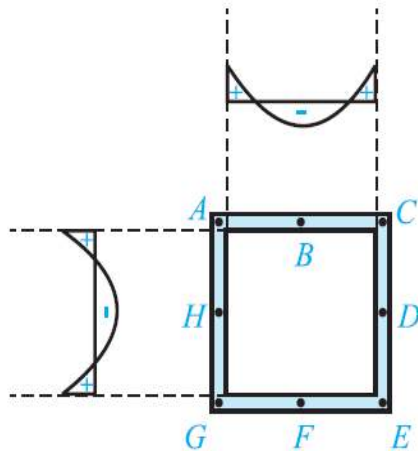


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تنشهای پسماند:



مقطع (۲): در مقطع Box ، نقاط B ، D ، F و H زودتر سرد شده و نقاطی مانند A ، C ، E و G دیرتر سرد می‌شوند. در چهار نقطه اول، تنش پسماند از نوع فشاری و در چهار نقطه دیگر از نوع کششی می‌باشد. با توجه به این موضوع، نمودار توزیع تنش پسماند مطابق شکل مقابل است:

باید توجه شود که تنش پسماند بر روی مقاومت نهایی عضو تحت کشش تأثیری نداشته و تأثیر آن بر روی مقاومت فشاری عضو است. این اثرات را در فصل‌های بعد به صورت کامل بررسی می‌کنیم.

نکته:

در اثر جوشکاری نیز در مقطع تنش‌های پسماند ایجاد می‌شود که مقادیر آن، در مقایسه با تنش‌های پسماند ناشی از نورد فولاد بیشتر است. از طرفی عملیاتی مانند چکش کاری فولاد، تنش‌های پسماند را آزاد می‌کند.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

Fatigue:

B-۲- خستگی در فولاد

در یک سازه فولادی تحت اثر نیروهای متناوب، هنگامی که تعداد تناوب بارهای اعمالی زیاد شده و این بارها در سازه ایجاد تنش کششی کنند، بدون این که تنش ایجاد شده به حد تسلیم برسد، سازه می تواند دچار گسیختگی و شکست شود که این پدیده **خستگی** نام دارد.

پدیده خستگی در مورد پل ها، سازه های مرتبط با ماشین آلات مرتعش و سکوه های دریایی بیشتر مشاهده می شود. در مورد این پدیده، موارد زیر حائز اهمیت است:

۱) مقاومت یک سازه فولادی در برابر خستگی، علاوه بر جنس فولاد، به پارامترهایی مانند نحوه بارگذاری، تعداد تناوب بارگذاری و به عیوبی مانند شیار و ترک در فولاد نیز بستگی دارد.

۲) در یک بارگذاری رخ دادن خستگی به نسبت $R = \frac{f_{min}}{f_{max}}$ و $F_r = f_{max} - f_{min}$ بستگی دارد. هرچه تغییر

علامت بار بیشتر باشد، خستگی تأثیر بیشتری بر عملکرد فولاد دارد.

به طور مثال در دو نمودار تنش - زمان زیر حاصل $f_{max} - f_{min}$ برابر 4 kg/cm^2 بوده ولی در نمودار سمت چپ که حاصل R در آن منفی است، تغییر علامت بار بیشتر بوده و اثر خستگی بیشتر است.

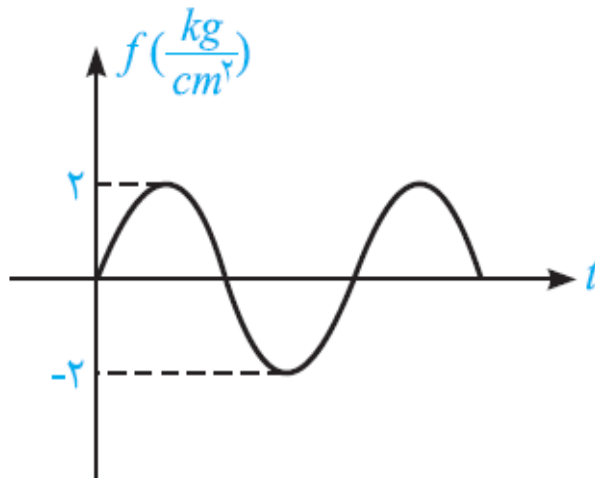


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

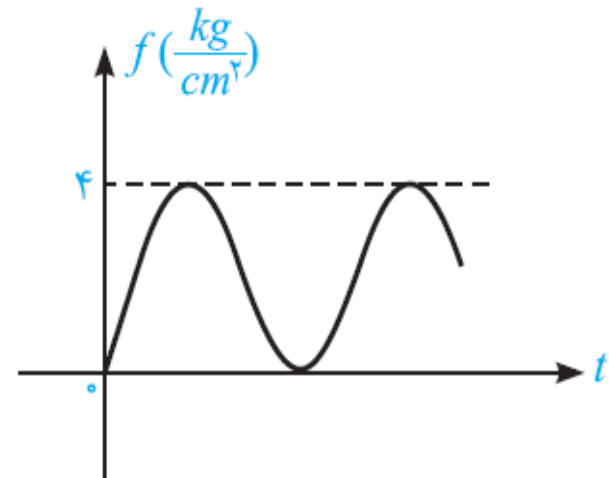
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

:Fatigue



$$f_{max} - f_{min} = 2 - (-2) = 4$$

$$R = \frac{-2}{2} = -1$$



$$f_{max} - f_{min} = 4 - 0 = 4$$

$$R = \frac{0}{4} = 0$$

نکته:

به طور معمول این اثر باعث افت 20 % مقاومت در فولاد می شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

طراحی





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

اساس طراحی:

طراحی سازه صرف نظر از نوع فلسفه حاکم بر آن، باید حاشیه امنیت لازم برای برقراری ایمنی در مقابل بارهای وارده را ایجاد کند.

به منظور این حاشیه امنیت، اثرات هم زمان احتمال افزایش بارها و احتمال کاهش مقاومت عضو نسبت به مقادیر مفروض اولیه باید ایجاد شود.

بر همین اساس داریم :

$$\Phi R \geq \Omega S$$

R, S به ترتیب بار و مقاومت نهایی و Ω, Φ به ترتیب ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار هستند که بر اصول علم آمار و احتمال استوارند.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت – مقایسه دو روش طراحی

حالات حدی نهایی و مقاومت (ULS, LRFD):

در اینجا همان رابطه اصلی (مبنا) وجود دارد بنابراین داریم:

$$\Phi R \geq \Omega S$$

به طور مثال برای $\Omega=1.5, \Phi=0.9$ داریم:

$$0.9R \geq 1.5S$$

تنش یا مقاومت مجاز (ASD):

در این روش با توجه به رابطه قبل با انتقال ضرایب داریم: (با همان ضرایب فرضی بالا)

$$(\Phi/\Omega) R \geq S$$

$$0.6R \geq S$$

S تنشهای ناشی از بارهای (ضریب دار یا بدون ضریب) وارده و R مقاومت عضو است.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ضریب کاهش مقاومت (ϕ): دلایل تعریف ضریب کاهش مقاومت

- ❑ عدم انطباق مقاومت‌های موجود با آنچه در فرآیند تحلیل و طراحی استفاده شده است.
- ❑ اجرای ناقص سازه باعث تقلیل مقاومت سازه می‌گردد.
- ❑ تفاوت در ابعاد واقعی سازه با آنچه در محاسبات تعریف شده است.
- ❑ اثر ساده سازی هایی که در تحلیل و طراحی دیده شده است.
- ❑ وجود نقص عضو و تنشهای پسماند در المانهای فولادی.
- ❑ ایجاد تمایز در درجه اهمیت المانهای طرح شده فولادی.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱- مفهوم بار

انواع بارهای وارد بر سازه

Dead Load - DL

بار مرده

باری است که مقدار و نقطه اثر آن در زمان عمر مفید سازه ثابت است. بار ناشی از وزن سقف، دیوارها، تیغه بندی و تاسیسات ثابت در این رده می باشند.

Live Load - LL

بار زنده

باری است در طول عمر مفید سازه به صورت متحرک بوده و ناشی از وزن افراد می باشد. این بار وابسته به نوع کاربری کف است و براساس مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان تعیین می گردد.

Snow Load - S

بار برف

باری است که ناشی از قرارگیری حداکثر لایه برف ممکن در مناطق مختلف کشور بر کف طبقه بام وارد می شود. شدت بار برف که در مبحث ۶ به بار برف مبنا اسم گذاری شده است تابع شرایط برف گیر بوده و در کشور ایران به ۶ منطقه برفگیر تقسیم بندی می شود.

Wind Load - W

بار باد

معمولا در طراحی ساختمان های بلند بار باد حاکم بر طراحی است. نیروی جانبی باد تابع شرایط بادگیر منطقه، ارتفاع سازه و شرایط توپوگرافی منطقه است. بار باد عمود بر سطح بادگیر از نوع فشار و سطح پشت به باد ساختمان از نوع مکش است. سطح بام نیز بار باد بصورت مکش یا فشار است.

Earthquake Load - E

بار زلزله

معمولا ۹۵٪ سازه های متعارف برای نیروی زلزله طراحی می شوند. این نیرو وابسته است به وزن ساختمان، شرایط لرزه خیزی منطقه، اهمیت و کاربری سازه، شرایط خاک منطقه و نوع سیستم مقاوم لرزه ای. این نیرو ذاتا ماهیت دینامیکی دارد اما براساس مبحث ۶ می توان برای یکسری از شرایط خاص آن را بصورت یک نیروی استاتیکی معادل در نظر گرفت.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ترکیبات بارگذاری حالت مقاومت (وقتی زلزله هم حالت مقاومت است):

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

ترکیبات بارگذاری حالت مجاز (وقتی زلزله هم حالت مقاومت است):

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
4. $D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $D + (0.6W \text{ or } 0.7E)$
- 6a. $D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- 6b. $D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S$



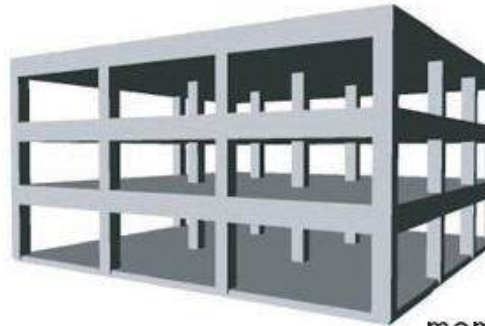
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت - قسمت دوم

معرفی سیستمهای سازه ای متداول

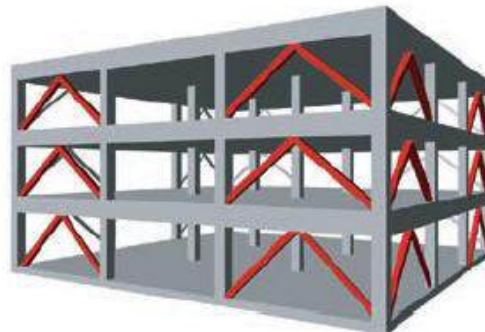


moment resisting frame



اعضا:

خمشی و خمشی - محوری

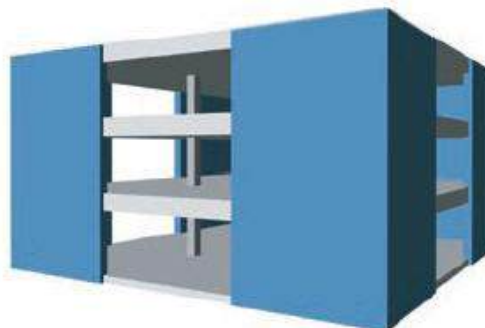


braced frame



اعضا:

خمشی و محوری (فشاری کششی)



shear walls



اعضا:

خمشی ، محوری ، خمشی و برشی



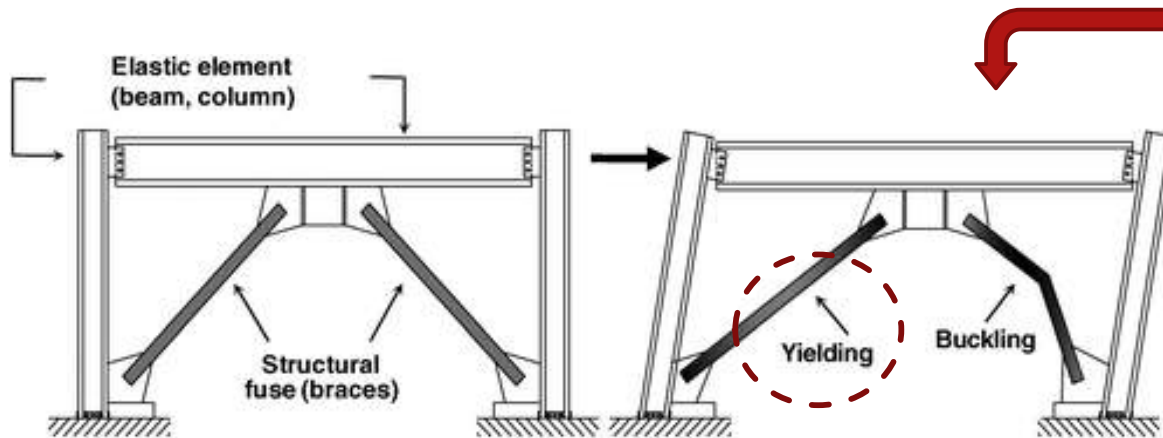
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

این قسمت عبارت است از الزامات طراحی برای تلاشهای زیر:



۲-۳- مقاومت کششی

۲-۴- مقاومت فشاری

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۶- مقاومت برشی

۲-۷- مقاومت ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی



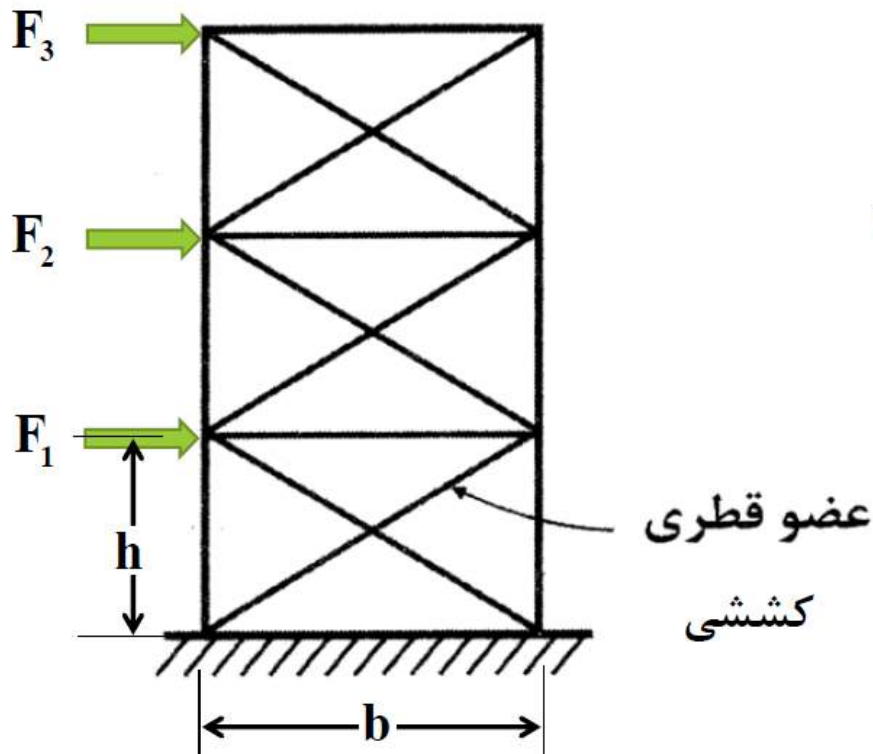
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

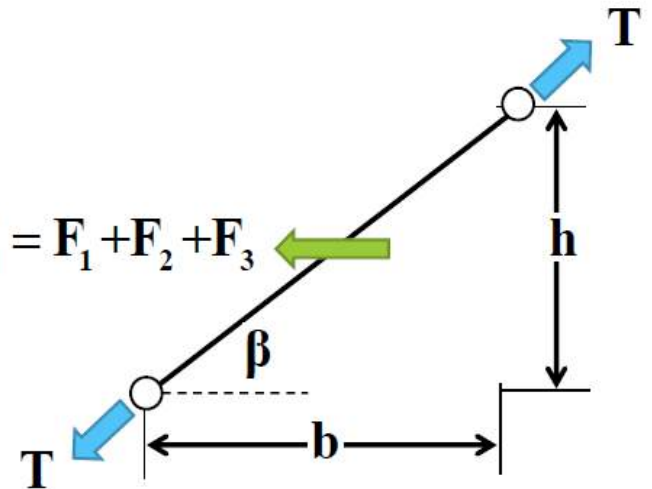
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۳- مقاومت کششی



$$V_1 = \sum_{i=1}^n F_i = F_1 + F_2 + F_3$$



مهاربند کششی در طبقه همکف

$$T = \frac{V_1}{\cos(\beta)} = \frac{V_1 \sqrt{b^2 + h^2}}{b}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۳- مقاومت کششی

۲-۳-۴- الزامات طراحی

مقاومت کششی طراحی ($\phi_t P_n$) در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{و} \quad P_n = F_y A_g \quad (10-2-3-4)$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_n \quad (10-2-3-5)$$

پ) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر عضو در محل اتصال:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_e \quad (10-2-3-6)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۰-۲-۳ تعیین سطح مقطع خالص موثر اعضای کششی

سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می شود:

$$A_e = UA_n$$

$$A_e = UA_g$$

(الف) برای اتصالات و وصله های از نوع پیچی

(ب) برای اتصالات و وصله های از نوع جوشی

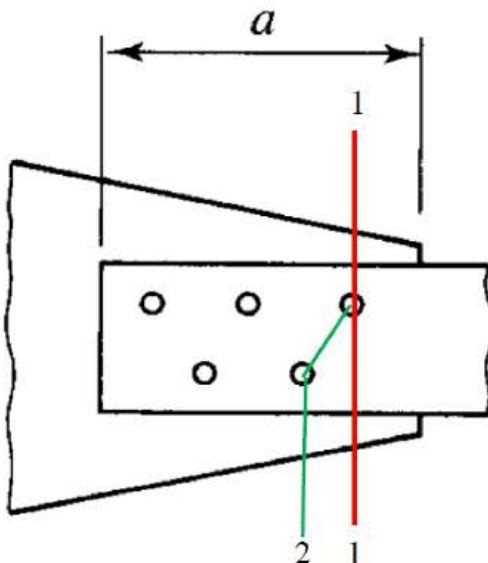
۲- مفهوم مقاومت

۲-۳- مقاومت کششی

۲-۳-۲ الزامات طراحی

الف : پیچی
(A_n : سطح خالص)

از بین مسیرهای مختلفی مسیری که کمترین سطح مقطع خالص را داراست بعنوان مسیر بحرانی انتخاب می گردد:

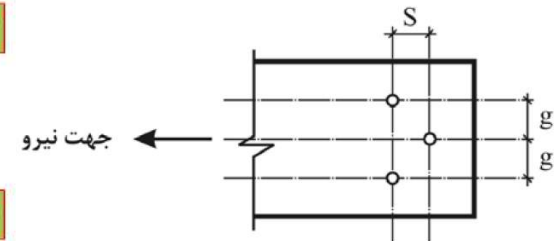


① سطح مقطع خالص بدون مسیر مورب

$$A_n = A_g - nDt$$

② سطح مقطع خالص با مسیر مورب

$$A_n = A_g - nDt + \sum \frac{s^2}{4g}t$$



g = gage distance

S = pitch distance

به ازای هر مسیر مورب



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

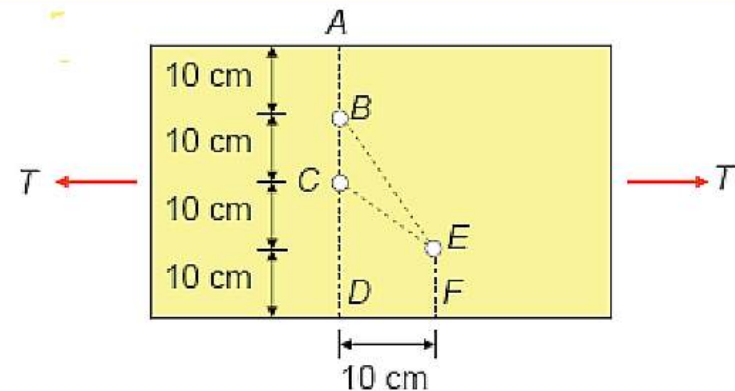
Example :

Compute the smallest net area for the plate shown below:

Plate thickness = 12 mm

Bolt diameter = 19 mm

(قطر سوراخ استاندارد ۳ میلیمتر بیشتر از قطر پیچ است.)



Solution.

محاسبه عرض موثر :

$$\left\{ \begin{array}{l} ABCD = 40 - 2(2.2) = 35.6 \text{ cm} \\ ABCE = 40 - 3(2.2) + \frac{10^2}{4(10)} = 35.9 \text{ cm} \\ ABEF = 40 - 2(2.2) + \frac{10^2}{4(20)} = 36.85 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{control})$$

$$A_n = 35.6(1.2) = 42.7 \text{ cm}^2$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۰-۲-۳ تعیین سطح مقطع خالص موثر اعضای کششی

سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می شود:

$$A_e = U A_n$$

(الف) برای اتصالات و وصله های از نوع پیچی

$$A_e = U A_g$$

(ب) برای اتصالات و وصله های از نوع جوشی

۲- مفهوم مقاومت

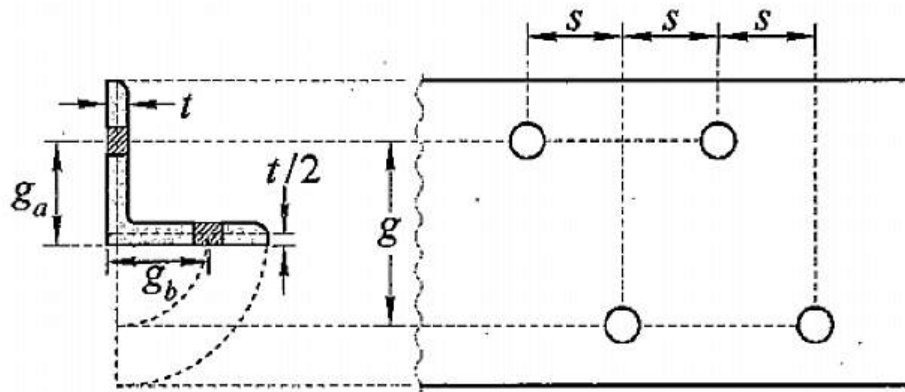
۲-۳- مقاومت کششی

۲-۳-۲ الزامات طراحی

تسمه معادل:

الف : پیچی

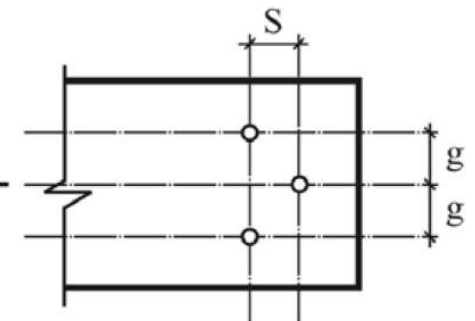
عبارت است از خط میانی (میاننار) در پروفیل های نبشی ، ناودانی و یا I شکل و ...



مقطع گسترش یافته نبشی سوراخ دار

$$g = g_a + g_b - t$$

جهت نیرو



g = gage distance

S = pitch distance



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

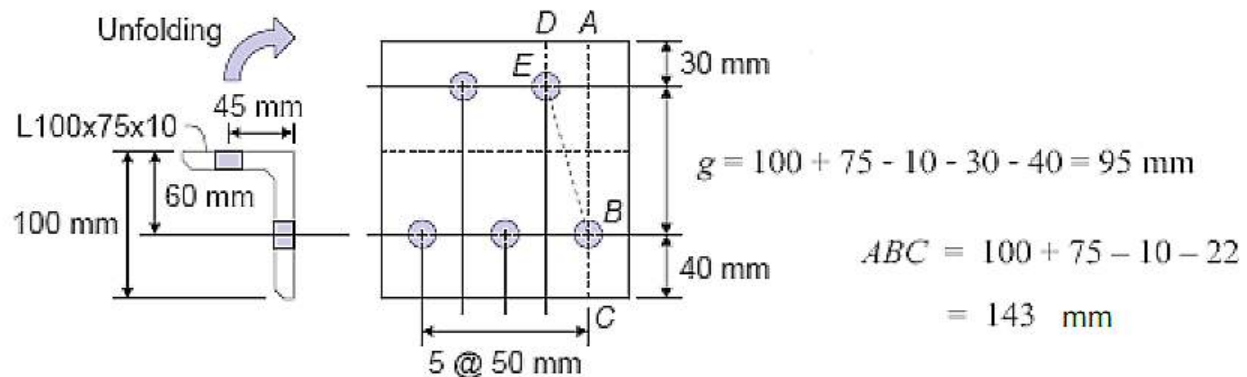
Example :

Compute the smallest net area for the angle shown below:

Bolt diameter = 19 mm (قطر سوراخ استاندارد ۳ میلیمتر بیشتر از قطر پیچ است.)

Solution.

The unfolding is done at the middle surface to obtain an equivalent plate (with gross width equal to the sum of the leg lengths minus the angle thickness).



$$A_n = (12.76)(1.0) = 12.76 \text{ cm}^2 \quad \blacksquare$$



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

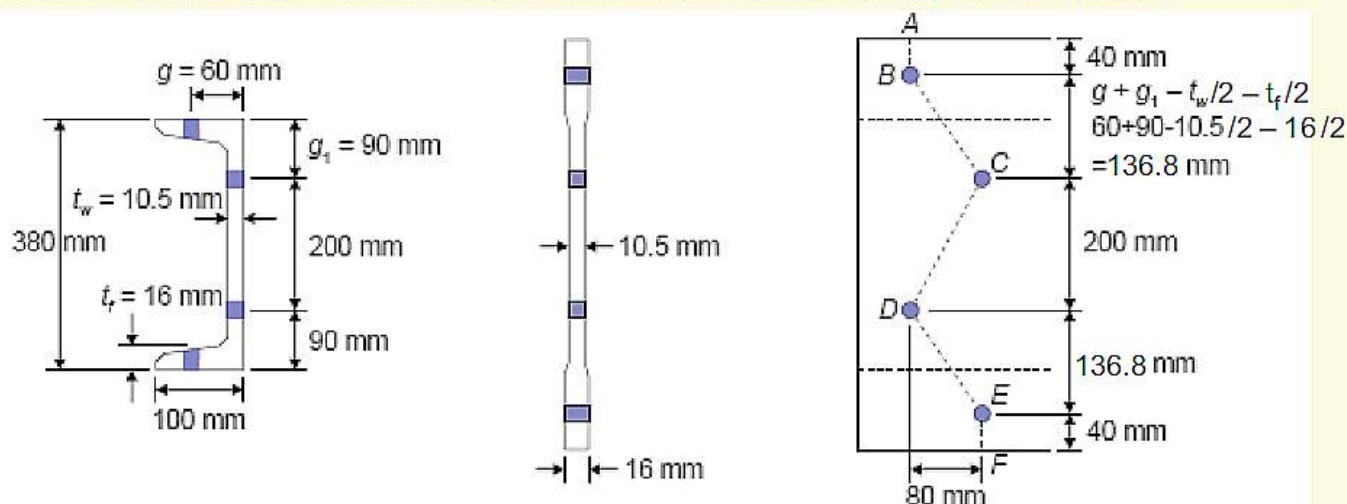
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

Example :

Determine the net area along route ABCDEF for the C380×100×54.5 ($A_g = 69.39 \text{ cm}^2$). Holes are for 19 mm Bolts. (قطر سوراخ استاندارد ۳ میلیمتر بیشتر از قطر پیچ است.)

Solution.

The unfolding is done at the middle surface to obtain an equivalent plate.



$$\begin{aligned}
 \text{Area}_{ABCDEF} &= 69.39 - 2(2.2)(1.6 + 1.05) + \frac{8^2}{4(20)}(1.05) + (2)\frac{8^2}{4(13.68)}\left(\frac{1.6 + 1.05}{2}\right) \\
 &= \underline{\underline{61.6 \text{ cm}^2}}
 \end{aligned}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۰-۲-۳ تعیین سطح مقطع خالص موثر اعضای کششی

سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می شود:

$$A_e = U A_n$$

(الف) برای اتصالات و وصله های از نوع پیچی

$$A_e = U A_g$$

(ب) برای اتصالات و وصله های از نوع جوشی

۲- مفهوم مقاومت

۲-۳- مقاومت کششی

۲-۳-۲ الزامات طراحی

جدول ۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اعضای کششی

الف : پیچی

	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه ها و مقاطع قوطی و لوله ای) که در آنها بار به وسیله پیچ یا جوش طولی و یا ترکیبی از جوش طولی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	۲
--	-----------------------------	--	----------



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۰-۲-۳-۳ تعیین سطح مقطع خالص موثر اعضای کششی

۲- مفهوم مقاومت

سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می شود:

$$A_e = U A_n$$

(الف) برای اتصالات و وصله های از نوع پیچی

۲-۳-۳ مقاومت کششی

$$A_e = U A_g$$

(ب) برای اتصالات و وصله های از نوع جوشی

۲-۳-۲ الزامات طراحی

جدول ۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اعضای کششی

ب : جوشی ←

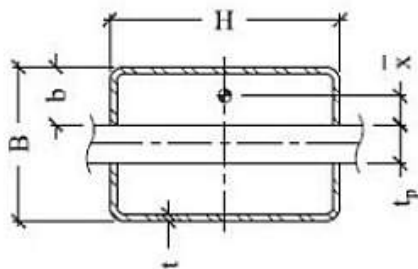
	$l \geq H \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$ (l : طول جوش)	چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم محور صورت گیرد که در آن طول جوش ها نباید از H کمتر باشد.	در مقاطع قوطی شکل	۶
--	---	--	--------------------------	----------

$$L=H \rightarrow \text{با مساوی قراردادادن روابط بند الف و پ و با فرض } H=B \leftarrow F_u=1.6F_y$$



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch



نسخه ۹۹

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

$$\bar{x} = b - \frac{2b^2 + tH - 2t^2}{2H + 4b - 4t}$$

علیرضا فاروقی

دکتری تخصصی مهندسی سازه

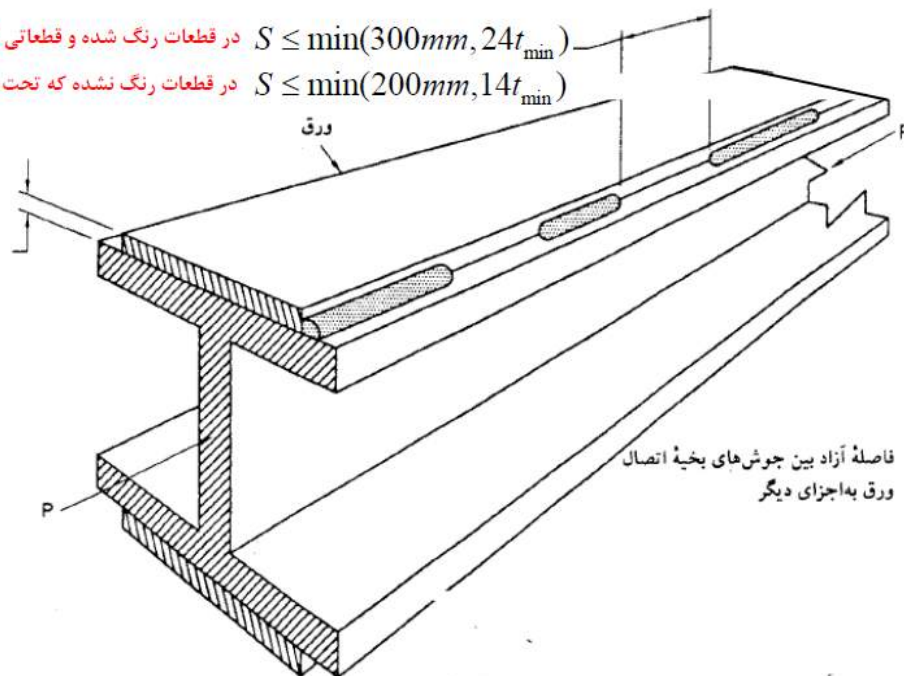
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

چنانچه اتصال تنها
به کمک یک ورق
هم محور صورت
گیرد که در آن
طول جوش ها نباید
از H کمتر باشد.

اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

در قطعات رنگ شده و قطعاتی که رنگ نمی شوند ولی احتمال زنگ زدگی و خوردگی ندارند $S \leq \min(300mm, 24t_{min})$

در قطعات رنگ نشده که تحت اثر زنگ زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند $S \leq \min(200mm, 14t_{min})$





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

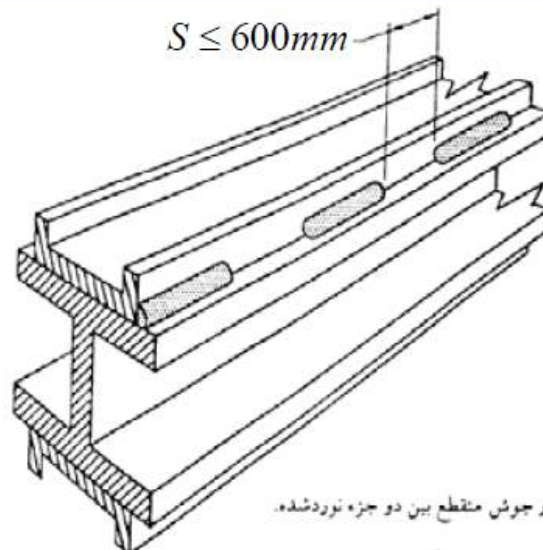
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) مقطع در تماس با یکدیگر تشکیل می‌شوند، فاصله طولی وسایل اتصال اجزا باید ترجیحاً به میزانی باشد که ضریب لاغری هر عنصر بین وسایل اتصال از ۳۰۰ تجاوز ننماید. علاوه بر آن فاصله محور به محور وسایل اتصال و یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر شود.

$$S \leq 600mm$$



مذاکرات فاصله آزاد در جوش منقطع بین دو جزء نورد شده.

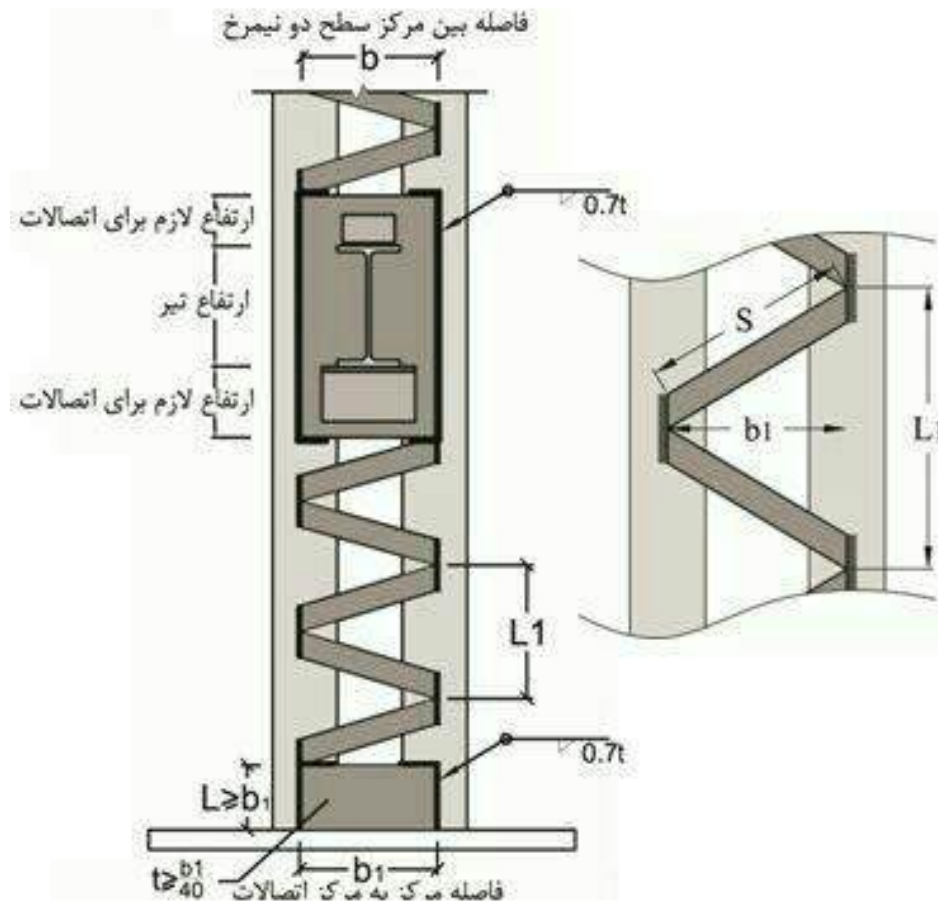


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مقاومت فشاری





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

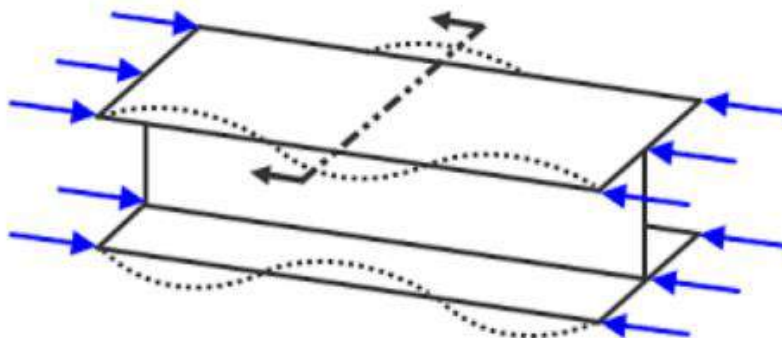
۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

۲-۲-۱- طبقه بندی (الزامات مقاطع)

۱۰-۲-۲-۱- طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای فشار محوری

برای فشار محوری، مقاطع فولادی به دو گروه زیر طبقه بندی می شوند.



• مقاطع با اجزای غیر لاغر

• مقاطع با اجزای لاغر

مقاطع با اجزای غیر لاغر به مقطعی گفته می شوند که در آنها نسبت پهنای به ضخامت اجزای فشاری تشکیل دهنده مقطع عضو از λ_r مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲-۱ و ۱۰-۲-۲-۲ تجاوز ننماید.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

۲-۲-۱- طبقه بندی (الزامات مقاطع)

جدول ۱۰-۲-۲-۱ نسبت‌های پهنای ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنای به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت، λ_p (لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
			[a]	
۱	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ورق‌های بیرون‌زده از مقاطع I شکل نورد شده، ساق‌های برجسته جفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سپری	b/t	$\frac{1}{\sqrt{56}} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

جدول ۱-۴-۲-۱۰ حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف بدون اجزای لاغر

شماره	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
۱	• مقطع I شکل با دو محور تقارن		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۲	• مقطع I شکل با یک محور تقارن • مقاطع ناودانی		• کمانش خمشی • کمانش خمشی-پیچشی
۳	• مقاطع صلیبی • مقاطع مرکب		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۴	• مقاطع توخالی مستطیلی شکل		• کمانش خمشی
۵	• مقاطع توخالی دایره‌ای شکل		• کمانش خمشی

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

۲-۴-۲- الزامات طراحی

(مقاطع غیر لاغر)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۴-۲- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری مساوی $\phi_c P_n$ می باشد که در آن ϕ_c ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و P_n مقاومت فشاری اسمی می باشد

۴-۲-۱۰- کمانش خمشی

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کلی عضو

F_{cr} = تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می آید.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

الف) اگر $\frac{KL}{r} \leq 4/71$ یا $\frac{F_y}{F_e} \leq 2/25$ باشد: (کمانش غیر الاستیک ستون چاق - اثر

تنشهای پسماند)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

(۲-۴-۲-۱۰)

ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4/71$ یا $\frac{F_y}{F_e} > 2/25$ باشد: (کمانش الاستیک ستون لاغر)

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

(۳-۴-۲-۱۰)

$$\frac{4}{71} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \approx 137 \quad (F_y = 2400)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

Design Stress for Compression Member of $F_y=2333 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi_c=0.9$

KL/r	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	$\phi_c F_{cr}$
1	2100	41	1932	81	1517	121	1017	161	600
2	2099	42	1924	82	1505	122	1005	162	593
3	2099	43	1916	83	1493	123	993	163	586
4	2098	44	1908	84	1481	124	981	164	579
5	2097	45	1899	85	1468	125	969	165	572
6	2096	46	1891	86	1456	126	957	166	565
7	2095	47	1882	87	1443	127	945	167	558
8	2093	48	1873	88	1431	128	933	168	551
9	2091	49	1864	89	1418	129	921	169	545
10	2089	50	1855	90	1406	130	909	170	539
11	2087	51	1846	91	1393	131	898	171	532
12	2085	52	1837	92	1381	132	886	172	526
13	2082	53	1827	93	1368	133	874	173	520
14	2079	54	1817	94	1356	134	863	174	514
15	2076	55	1808	95	1343	135	852	175	508
16	2073	56	1798	96	1330	136	840	176	502
17	2070	57	1788	97	1318	137	829	177	497
18	2066	58	1778	98	1305	138	818	178	491
19	2062	59	1767	99	1292	139	806	179	486
20	2059	60	1757	100	1280	140	794	180	480
21	2054	61	1746	101	1267	141	783	181	475
22	2050	62	1736	102	1254	142	772	182	470
23	2045	63	1725	103	1242	143	761	183	465
24	2041	64	1714	104	1229	144	751	184	460
25	2036	65	1703	105	1216	145	740	185	455
26	2031	66	1692	106	1204	146	730	186	450
27	2025	67	1681	107	1191	147	720	187	445
28	2020	68	1670	108	1178	148	711	188	440
29	2014	69	1659	109	1166	149	701	189	436
30	2008	70	1647	110	1153	150	692	190	431
31	2002	71	1636	111	1141	151	683	191	427
32	1996	72	1624	112	1128	152	674	192	422
33	1989	73	1613	113	1116	153	665	193	418
34	1983	74	1601	114	1103	154	656	194	414
35	1976	75	1589	115	1091	155	648	195	409
36	1969	76	1577	116	1078	156	640	196	405
37	1962	77	1565	117	1066	157	631	197	401
38	1955	78	1554	118	1054	158	623	198	397
39	1947	79	1541	119	1041	159	616	199	393
40	1940	80	1529	120	1029	160	608	200	389



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

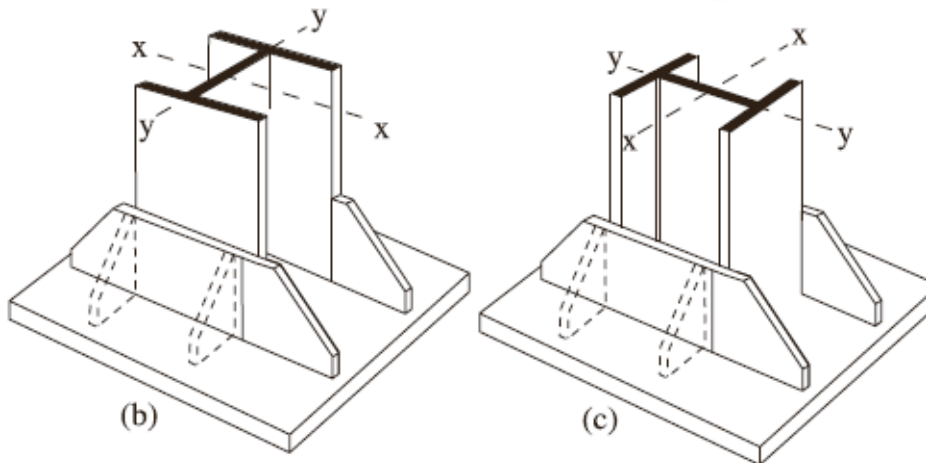
۱۰-۲-۴-۲ طول موثر کمانش و ضریب لاغری (برای کمانش حول محور مورد نظر)

ضریب طول موثر، K ، برای محاسبه لاغری اعضا، $\frac{KL}{r}$ ، باید مطابق با ضوابط پیوست ۱ این مبحث تعیین شود.

که در آن:

L : طول فاقد مهار جانبی عضو

r : شعاع ژیراسیون مقطع عضو



۱۰-۲-۴-۳ محدودیت ضریب لاغری

اعضایی که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارند، ضریب لاغری حداکثر آنها، $(\frac{KL}{r})_{max}$ ، نباید از ۲۰۰ تجاوز کند.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

طول موثر کمانش حول محور مورد نظر (ضریب طول موثر)

الف :

محاسبه ضریب طول موثر
وقتی دو انتها قیود تعریف شده
داشته باشند. (تکیه گاه باشد)

توضیحات	انواع مختلف اعضای فشاری با شرایط تکیه گاهی ایده آل					
شکل کمانش یافته عضو فشاری به صورت خط چینی نمایش داده شده است.	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f)
مقادیر نظری K	۰/۵	۰/۷	۱/۰	۱/۰	۲/۰	۲/۰
مقادیر پیشنهادی K برای طراحی	۰/۶۵	۰/۸	۱/۲	۱/۰	۲/۱	۲/۰
نماد شرایط مرزی	انتقال آزاد، دوران مقید = انتقال و دوران مقید = انتقال و دوران آزاد = انتقال مقید، دوران آزاد =					



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱-۲-۳-۱-۲-۱۰ قابهای ثقیلی
قابهای ثقیلی به قابهایی گفته می‌شوند که سختی جانبی آنها در مقایسه با سختی جانبی سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی بسیار ناچیز بوده و فقط برای بارهای ثقیلی طراحی می‌شوند. ستون‌های موجود در قابهای ثقیلی باید بر اساس طول واقعی ستون ($K=1$) طراحی شوند.

ب : محاسبه ضریب طول موثر وقتی دو انتها قیود تعریف شده نداشته باشند.

۱-۲-۱-۳ دسته‌بندی سیستم‌های قاب‌بندی شده و طول موثر کمانشی اعضا
در این بخش سیستم‌های قاب‌بندی شده به شرح زیر دسته‌بندی می‌شوند.

- قاب‌های مهارشده
- قاب‌های مهارنشده
- قاب‌های ثقیلی

۱-۲-۱-۳-۱ قاب‌های مهار شده و طول موثر کمانشی اعضا

قاب‌های مهار شده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها پایداری جانبی و مقاومت در برابر بارهای جانبی به سختی خمشی ستون‌ها وابسته نبوده و در آنها حرکت جانبی قاب با تکیه کردن بر مهاربندی‌های مورب، دیوارهای برشی و یا به شیوه‌های مشابه مقید می‌شود. در این گونه قاب‌ها، ضریب طول موثر (K) برای اعضای فشاری باید برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود مگر آن که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید. در این مبحث تعیین طول موثر کمانش اعضا فشاری قاب‌های مهار شده بر اساس روش ارائه شده در پیوست ۱ این مبحث مجاز است.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

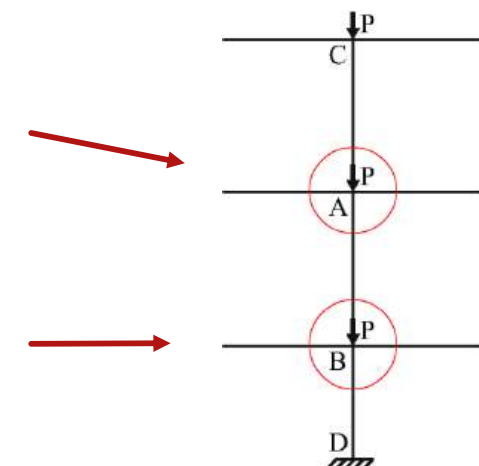
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۰-۲-۱-۲ قاب‌های مهارنشده و طول موثر کمانشی اعضا

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ ستون‌های متصل به گره A}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ تیرهای متصل به گره A}}$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ ستون‌های متصل به گره B}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ تیرهای متصل به گره B}}$$



E = مدول الاستیسیته فولاد

I = ممان اینرسی تیرها و ستون‌ها حول محور عمود بر صفحه کمانش

L = طول اعضا

قاب‌های مهارنشده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که سختی خمشی ستون‌ها در پایداری جانبی و مقاومت قاب‌ها در برابر بارهای جانبی سهمیم می‌باشد. ضریب طول موثر (K) در این نوع قاب‌ها باید با استفاده از تحلیل کمانشی به دست آید و هیچ‌گاه نباید کوچکتر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

$$K = \sqrt{\frac{1/6 G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7/5}{G_A + G_B + 7/5}} \geq 1.0$$

رابطه تقریبی

$$\frac{G_A G_B (\pi / K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi / K)}{\tan(\pi / K)} = 0$$

رابطه دقیق



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

توجه :

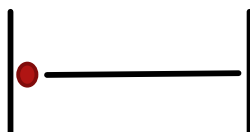


(۱) برای انتهای مربوط به تکیه‌گاه گیردار ستون که ضریب G به صورت نظری صفر است، مقدار G برابر یک فرض شود.



(۲) برای انتهای مربوط به تکیه‌گاه مفصلی ستون که ضریب G به صورت نظری بی‌نهایت است، مقدار G برابر ۱۰ فرض شود.

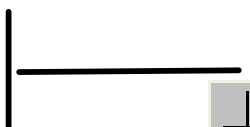
ستون



(۳) هرگاه تیر متصل به عضو فشاری طره‌ای باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته شود.



(۴) هرگاه انتهای نزدیک تیر متصل به عضو فشاری مفصلی باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته شود.



(۵) هرگاه انتهای دور تیر متصل به عضو فشاری مفصلی باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر باید در ضریب ۰/۵ ضرب شود.

(۶) هرگاه انتهای دور تیر متصل به عضو فشاری به تکیه‌گاه با دوران مقید لیکن انتقال جانبی آزاد

متصل باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر باید در ضریب $\frac{2}{3}$ ضرب شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

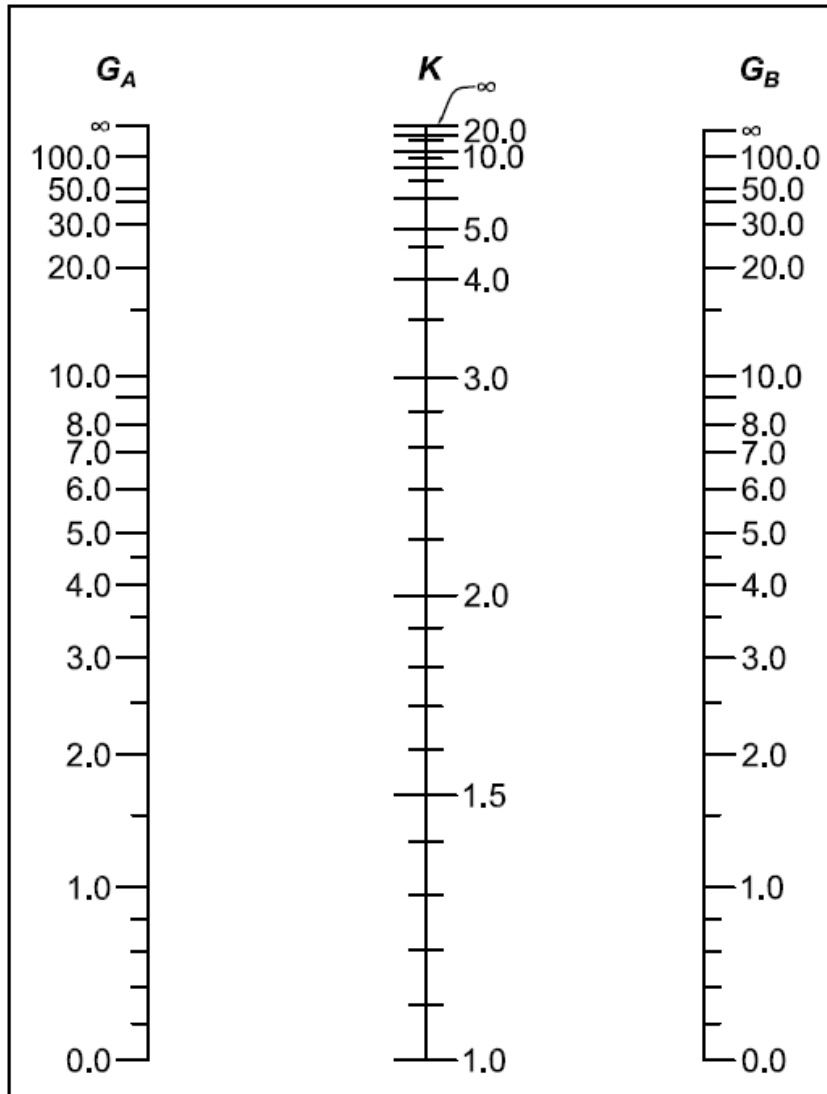
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

ب :

نمودار محاسبه ضریب طول موثر
وقتی دو انتها شرایط تعریف شده
نداشته باشند. (قاب خمشی)

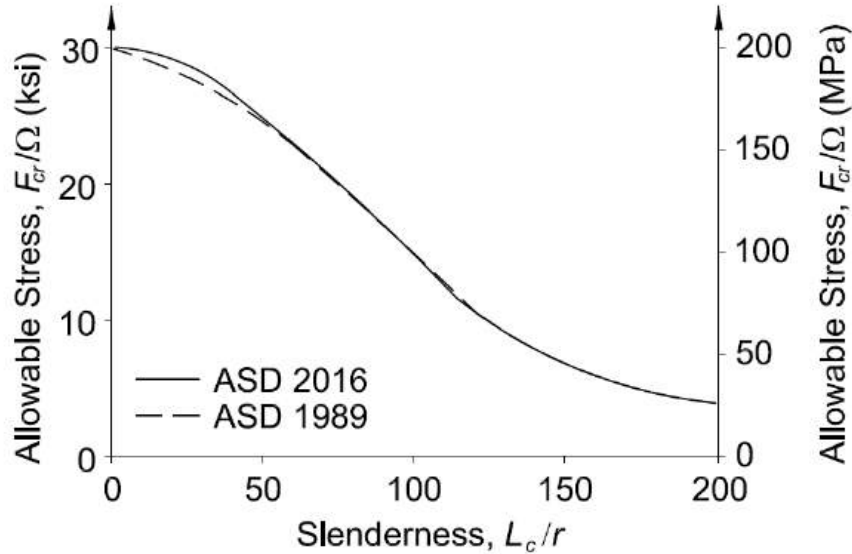




Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

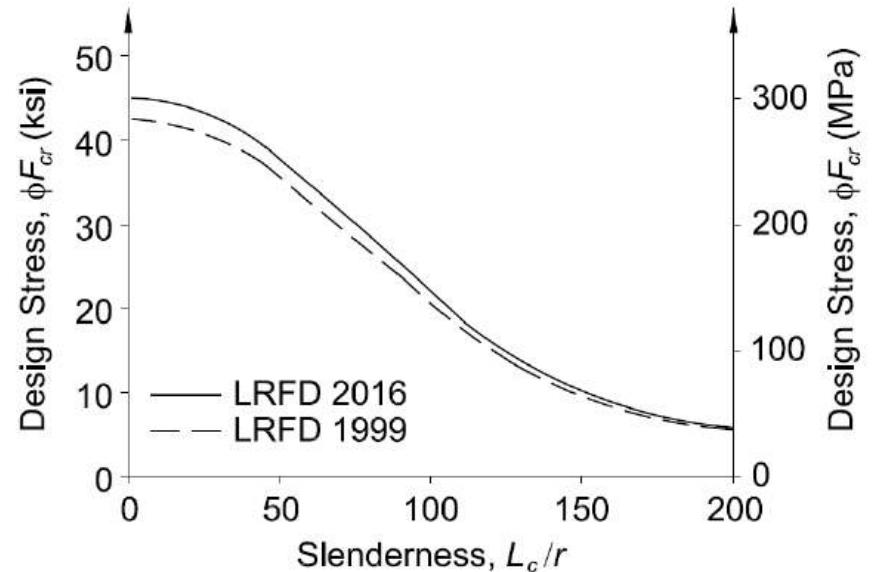
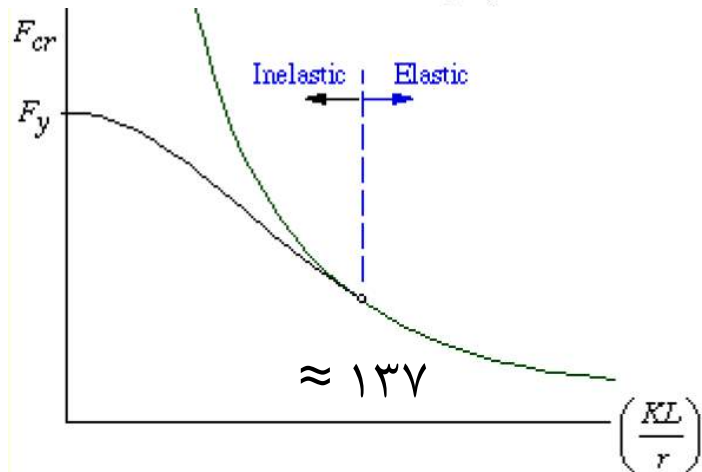
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری





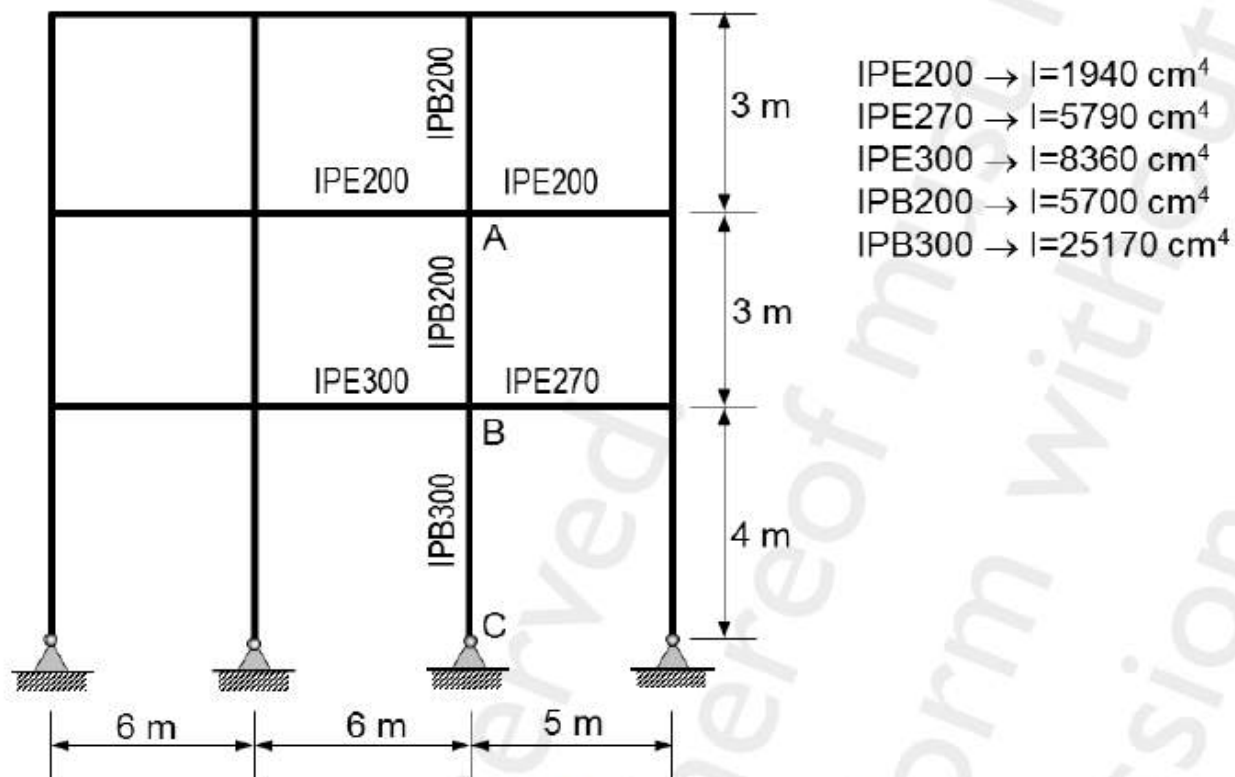
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

در قاب نشان داده شده در شکل ۶-۱۰، ضریب طول موثر ستون‌های AB و BC را تعیین نمایید.



شکل ۶-۱۰ مثال تعیین ضریب طول موثر ستون.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

برای ستون AB: با توجه به اینکه مصالح تیر و ستون یکسان می باشند، در رابطه مقدار E از صورت و مخرج حذف می شود.

$$G_A = \frac{\frac{5700}{300} + \frac{5700}{300}}{\frac{1940}{600} + \frac{1940}{500}} = 5.3 \quad G_B = \frac{\frac{25170}{400} + \frac{5700}{300}}{\frac{5790}{500} + \frac{8360}{600}} = 3.21$$

$$K_{AB} = \sqrt{\frac{1.6 \times 5.3 \times 3.21 + 4(5.3 + 3.21) + 7.5}{5.3 + 3.21 + 7.5}} = 2.07$$

برای ستون BC:

$$G_A = \frac{\frac{25170}{400} + \frac{5700}{300}}{\frac{5790}{500} + \frac{8360}{600}} = 3.21 \quad G_B = 10$$

$$K_{BC} = \sqrt{\frac{1.6 \times 10 \times 3.21 + 4(10 + 3.21) + 7.5}{10 + 3.21 + 7.5}} = 2.32$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

مثال ۲: برای دابل نبشی روبرو و ارتفاع ۴۵۰ سانتیمتر و $K_x=2$, $K_y=1$ مقاومت فشاری را محاسبه کنید.

$$E=2040000, F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$$

: از اشتال داریم

$$A_g=61.9 \quad \text{cm}^2$$

$$I_x=3330 \quad \text{cm}^4$$

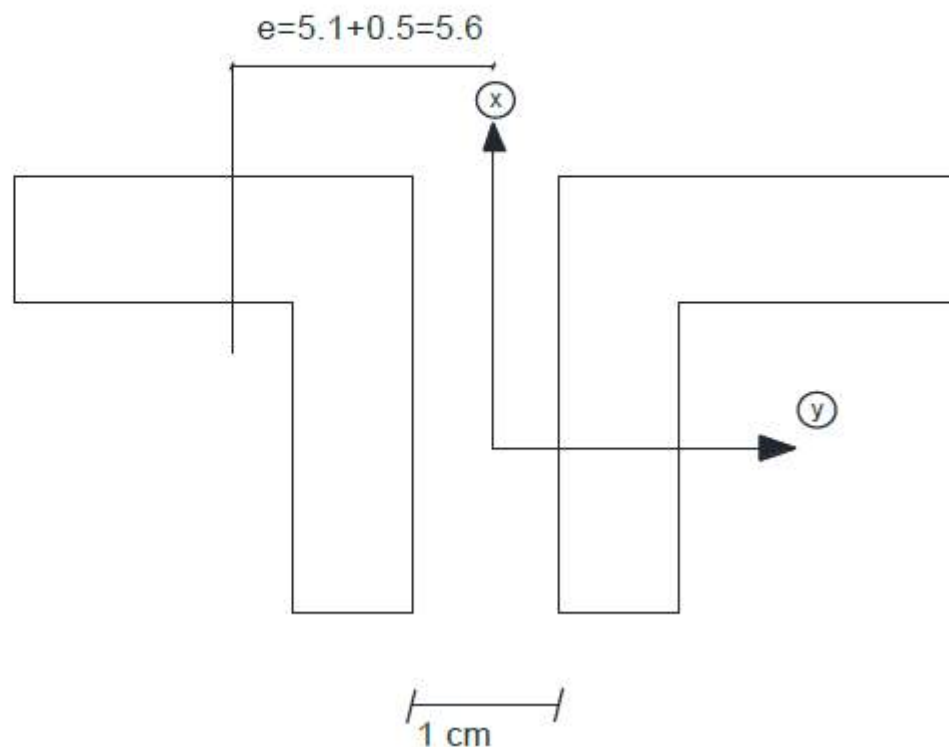
$$I_y=3330 \quad \text{cm}^4$$

$$e=5.1 \quad \text{cm}$$

$$I_y=2*3330=6660 \quad \text{cm}^4$$

$$I_x=2*3330+2*61.9*5.6^2 \quad \text{cm}^4$$

$$I_x=10542 \quad \text{cm}^4$$





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

$$r_y = \sqrt{\frac{6660}{2 * 61.9}} = 7.33 \quad , \quad r_x = \sqrt{\frac{10542}{2 * 61.9}} = 9.23 \quad \text{cm}$$

$$(\lambda = KL/r) \quad \lambda_x = \frac{900}{9.23} = 97.5 \quad , \quad \lambda_y = \frac{450}{7.33} = 61.4 \quad \rightarrow \quad \lambda_{\max} = 97.5$$

$$97.5 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.3$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

رابطه ی ۱۰-۲-۴-۳

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{97.5^2} = 2180 \quad \text{kg/cm}^2$$

رابطه ی ۱۰-۲-۴-۴

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{2180}} \right] * 2400 = 1514 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$P_u = 0.9 * (1514 * 2 * 61.9) = 168690$$

kg



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۴-۲- مقاومت فشاری : ۲-۴-۷- اعضای ساخته شده

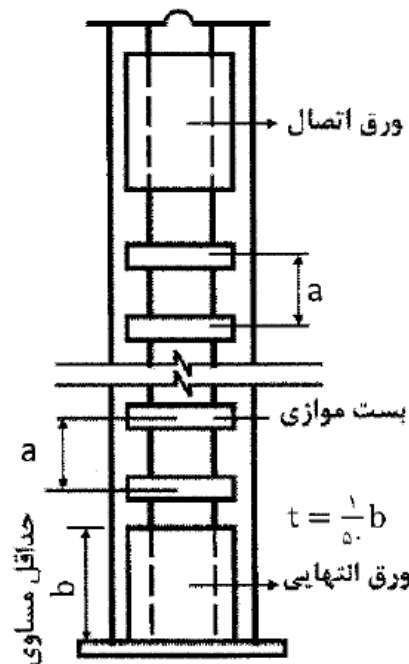
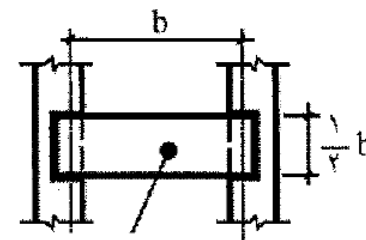
(الف) در اعضای فشاری ساخته شده که در آنها اتصال قطعات متصل کننده میانی به اجزای مختلف مقطع به صورت پیچی و با عملکرد اتکائی می باشد، ضریب لاغری نسبت به محور عمود بر صفحه بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته شده) باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (10-4-2-19)$$

(ب) در اعضای فشاری ساخته شده که در آنها اتصال قطعات میانی متصل کننده به اجزای مختلف مقطع به صورت جوشی و یا پیچی با عملکرد اصطکاکی می باشد، ضریب لاغری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته شده (محور عمود بر صفحه بست در اعضای فشاری ساخته شده با بست)، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$\frac{a}{r_i} \leq 40 \quad \rightarrow \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \quad (10-4-2-20)$$

$$\frac{a}{r_i} > 40 \quad \rightarrow \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \quad (10-4-2-21)$$





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری : ۲-۴-۷- اعضای ساخته شده

در روابط فوق:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = ضریب لاغری اصلاح شده عضو فشاری ساخته شده نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته شده

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = ضریب لاغری مقطع ساخته شده نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته شده

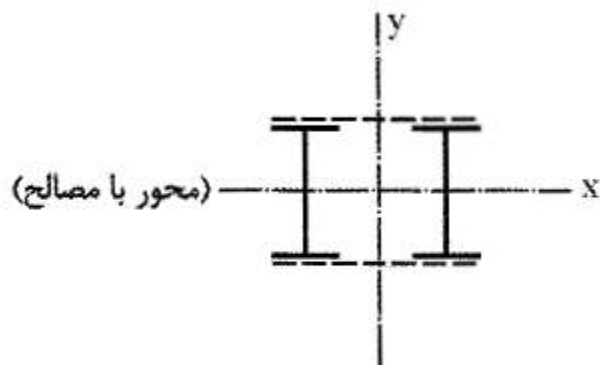
$K_i = 0.5$ برای مقطع نبشی پشت به پشت

$= 0.75$ برای مقطع ناودانی پشت به پشت

$= 0.86$ برای سایر مقاطع

a = فاصله بین متصل کننده ها

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از اجزا



محور عمود بر صفحه بست
(محور بدون مصالح)

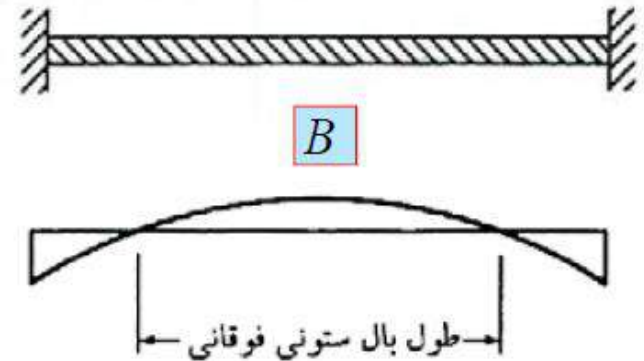
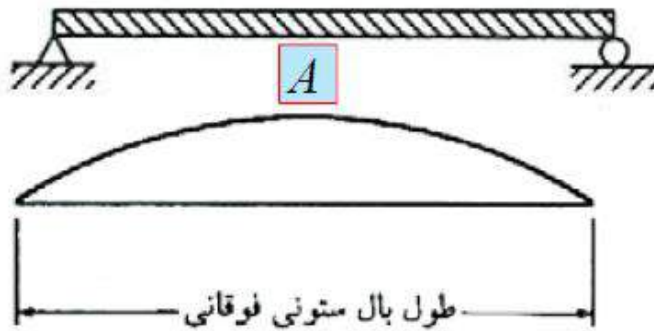


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مقاومت خمشی





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

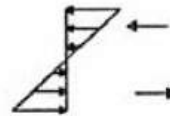
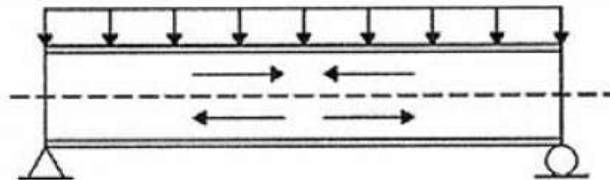
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

یادآوری تئوری ارتجاعی خمش

از مقاومت مصالح داریم



$$S_x = \frac{I}{C} \rightarrow f_b = \frac{M}{S_x} \leq F_b$$

S_x : اساس مقطع ارتجاعی
 M : حداکثر لنگر خمشی وارده به مقطع

فرضیات اساسی در تئوری ارتجاعی عبارتست از:

۱- نسبت تنش به کرنش ثابت است.

۲- هر سطح مقطع بعد از خمش نیز مسطح باقی می ماند.

نسبت مماس اینرسی به دورترین تار مقطع در هر مقطعی ثابت است و به مدول مقطع معروف است.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

لنگر پلاستیک و ضریب شکل

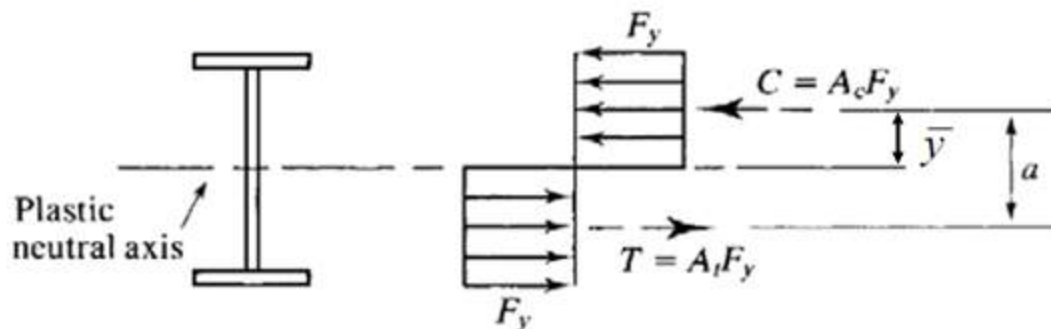
لنگر تسلیم M_y : لنگری که باعث می شود دورترین تار مقطع تسلیم گردد : $M_y = S F_y$

لنگر پلاستیک M_p : لنگری که باعث می شود تمامی تارهای مقطع تسلیم گردد : $M_p = Z F_y$

نکته!

در لحظه وارد شده لنگر پلاستیک محور خنثی به گونه ای است که مقطع را به دو نیمه با مساحت‌های یکسان تبدیل می کند.

$$A_{TOP} = A_{BOT}$$



اساس مقطع پلاستیک :

$$Z = \sum Q = \sum A \bar{y}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

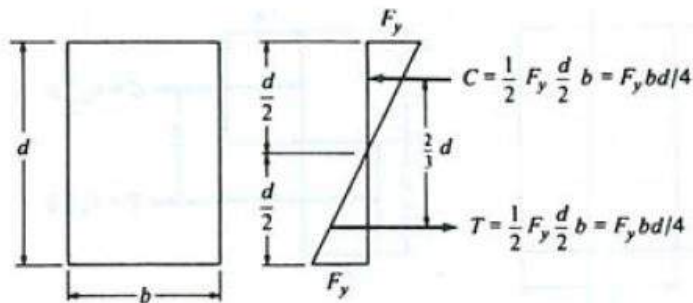
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

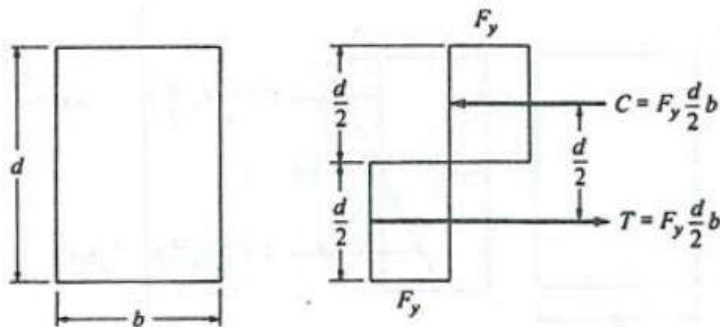
۲-۵- مقاومت خمشی

لنگر پلاستیک و ضریب شکل

به طور نمونه برای مقطع مستطیل شکل داریم :



$$M_y = \left(\frac{F_y b d}{4} \right) \left(\frac{2}{3} d \right) = \frac{F_y b d^2}{6}$$



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

در نهایت ضریب شکل عبارتست از :

$$SF = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{S} = \frac{6}{4} = 1.50$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

محاسبه اساس مقطع پلاستیک در مقاطع I و قوطی شکل :

	جهت قوی (X) $Z_P = bt_f(d - t_f) + 0.25t_w(d - 2t_f)^2$ جهت ضعیف (Y) $Z_P = (b^2t_f) / 2 + 0.25t_w^2(d - 2t_f)$
	جهت قوی (X) $Z_P = \frac{bh^2}{4} - (b - 2t)(\frac{h}{2} - t)^2$ جهت ضعیف (Y) $Z_P = \frac{b^2h}{4} - (h - 2t)(\frac{b}{2} - t)^2$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

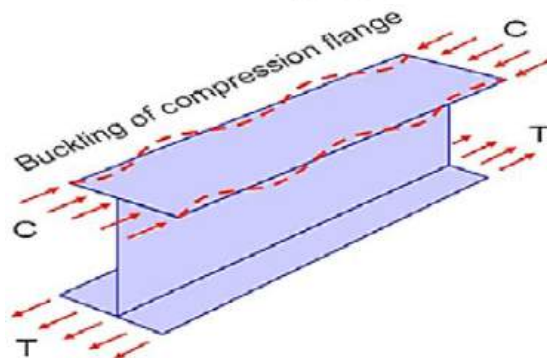
۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۲-۲-۲- طبقه بندی (الزامات مقاطع)

۲-۲-۲-۲-۱۰ طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای خمش

برای خمش، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه بندی می شوند.



- مقاطع فشرده

- مقاطع غیر فشرده

- مقاطع با اجزای لاغر

الف) مقاطع فشرده به مقطعی گفته می شوند که در آنها اولاً بال ها به طور سرتاسری و پیوسته به

جان یا جانها متصل باشند، ثانیاً نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل دهنده مقطع عضو

از λ_p مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲ و ۱۰-۲-۲-۴ تجاوز ننماید.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۲-۲-۲-۱۰ طبقه بندی - (الزامات مقاطع) - جدول ۱۰-۲-۲-۳

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		نسبت پهنای به ضخامت	شرح اجزا	حالت
	λ_g (لاغر / غیر فشرده)	λ_p (غیر فشرده / فشرده)			
	$1 / \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 29.15	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 11.08	b/t	بال های مقاطع I شکل نورد شده، ناودانی ها و سپری ها	۱۰



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مثال : کنترل فشردگی مقطع

، فولاد در نظر گرفته شده برای مقاطع IPE از نوع فولاد A۳۶ با $F_y = ۲۵۳۱.۰۵ \text{ kgf/cm}^۲$ و $E = ۲.۰۳۸۹۰۱۹۲ \times ۱۰^۶ \text{ kgf/cm}^۲$ می باشد.

نیمرخ IPE۲۴۰ استفاده کرده ایم که مشخصات آن به شرح زیر می باشد:

d ارتفاع کلی مقطع = ۲۴ cm

$b_f = ۱۲ \text{ cm}$

$t_f = ۰.۹۸ \text{ cm}$

$t_w = ۰.۶۲ \text{ cm}$

$z = ۳۶۷ \text{ cm}^۳$

مطابق جدول ۳-۲-۲-۱۰ و ۴-۲-۲-۱۰ محدودیت برای مقاطع ۱ شکل نورد شده به شرح زیر می باشد.

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2.03890192 \times 10^6}{2531.05}} = 28.38$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.78$$

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12}{2(0.98)} = 6.1224$$

چون $\lambda_f < \lambda_{pf}$ پس بال مقطع فشرده می باشد.

حال به بررسی فشردگی جان می پردازیم:

$$\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.76$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.7$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{24}{0.62} = 38.7$$

پس جان مقطع نیز فشرده است



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

جدول ۱۰-۲-۵-۱ انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۲-۵-۲-۱۰		C	C	Y, LTB
۳-۵-۲-۱۰		NC	C	LTB, FLB
۴-۵-۲-۱۰		C, NC	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
۵-۵-۲-۱۰		C, NC	S	Y, LTB, FLB, TFY
۶-۵-۲-۱۰		C, NC	N/A	Y, FLB
۷-۵-۲-۱۰		C, NC	C, NC	Y, FLB, WLB
۸-۵-۲-۱۰		N/A	N/A	Y, LB
۹-۵-۲-۱۰		C, NC	N/A	Y, LTB, FLB
۱۰-۵-۲-۱۰		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
۱۱-۵-۲-۱۰		N/A	N/A	Y, LTB
۱۲-۵-۲-۱۰	مقاطع نامتقارن به غیر از نبش تک			کلیه حالت‌های حدی

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی

Y = تسلیم

LTB = کمانش پیچشی - جانبی

FLB = کمانش موضعی بال

WLB = کمانش موضعی جان

TFY = تسلیم کششی بال

LLB = کمانش موضعی ساق

LB = کمانش موضعی

C = فشرده

NC = غیر فشرده

S = لاغر

N/A = کاربرد ندارد.



واحد تهران شرق

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر $\frac{0.9}{1}$ و M_n مقاومت خمشی اسمی می باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ و ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

L_b = فاصله بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییر مکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است که در این بخش برای اختصار و سادگی به عنوان فاصله تکیه گاه های جانبی نامگذاری می شود. (شکل صفحه بعد)

L_p = طول مهار نشده عضو مطابق رابطه زیر، که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کماتش پیچشی - جانبی غیر ارتجاعی را مشخص می کند.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (10-2-5-6)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

(شعاع ژیراسیون حول محور y- ضعیف)

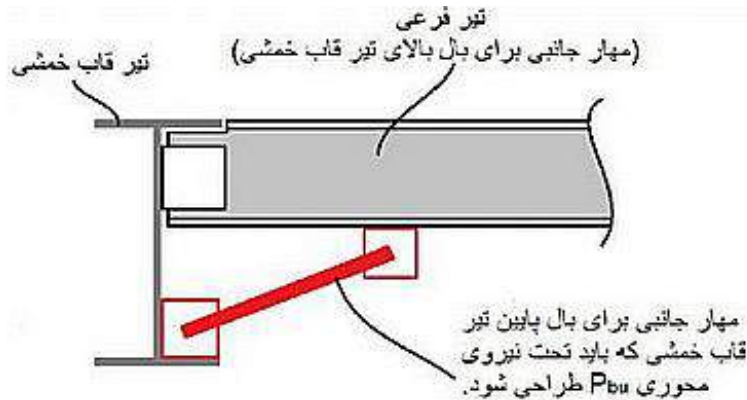


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

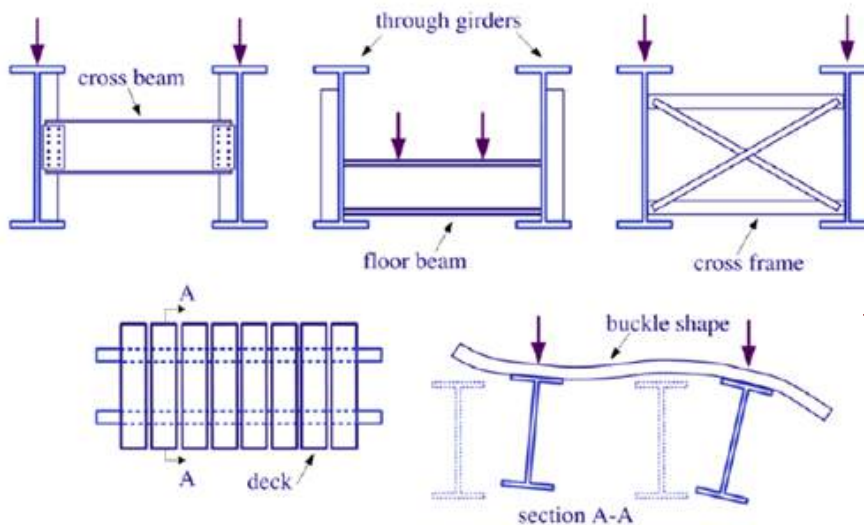
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

مهار جانبی اتصال



در مهار جانبی ۲ نوع مهار وجود دارد، مهار صفحه ای و مهار نقطه ای. مهار صفحه ای که با مهاربندی صفحه فوقانی تیرها انجام می شود و دیگری با اتکا تیر به یک تکیه گاه یا المان صلب.

در بحث مهار پیچشی ۲ نوع مهار وجود دارد، یکی پیوسته (بوسیله دال) و دیگری منقطع (یا نقطه ای بوسیله تیر یا قاب متقاطع). در تیر متقاطع صرف وارد شدن تیرچه عمود به تیر کافی نیست، بلکه علاوه بر اتصال خمشی، مقطع تیرچه باید برای لنگر پیچشی که از تیر اصلی به این مهارها به صورت خمشی وارد میشود کنترل شود، اگر جوابگو باشند، تیرچه ها مهار پیچشی محسوب میشوند و ارتفاع قرار گرفتن مهار پیچشی (بر خلاف مهار جانبی) مهم نیست. در روش تیر متقاطع، سخت کننده نیز معمولاً استفاده می شود.





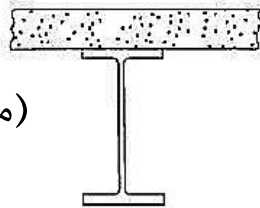
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

نمونه هایی از مهار جانبی تیر

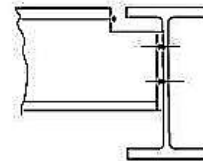
واحد تهران شرق

(مهار پیچشی مقطع)



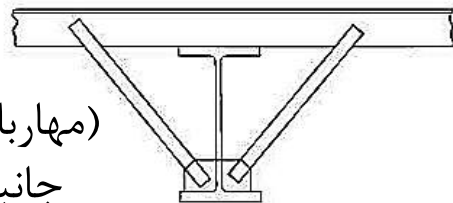
Floor slab provides
full lateral restraint

(مهاربال بالا)



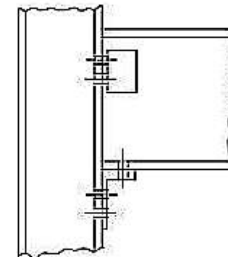
Secondary beam provides
lateral restraint

(مهاربال بالا و پایین)
جانبی و پیچشی

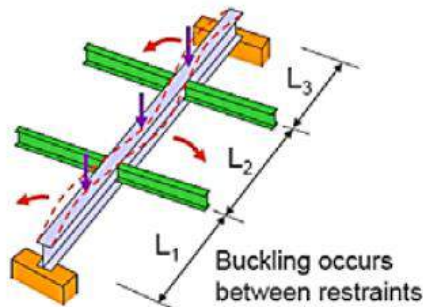


Lateral and torsional restraint

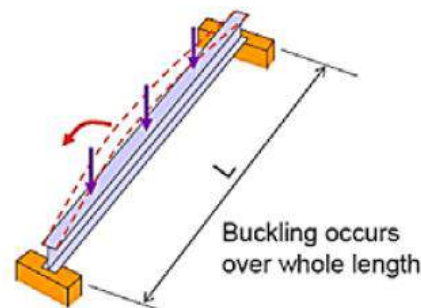
(مهارهر دوبرال در محل اتصال)



Torsional restraint
free to rotate in plan



Buckling occurs
between restraints



Buckling occurs
over whole length



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی (الف - حالت حدی تسلیم Y) اگر $L_b \leq L_p$ باشد

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

الف) حالت حدی تسلیم

(۳-۵-۲-۱۰)

در رابطه فوق:

M_p = لنگر پلاستیک

F_y = تنش تسلیم فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور X



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

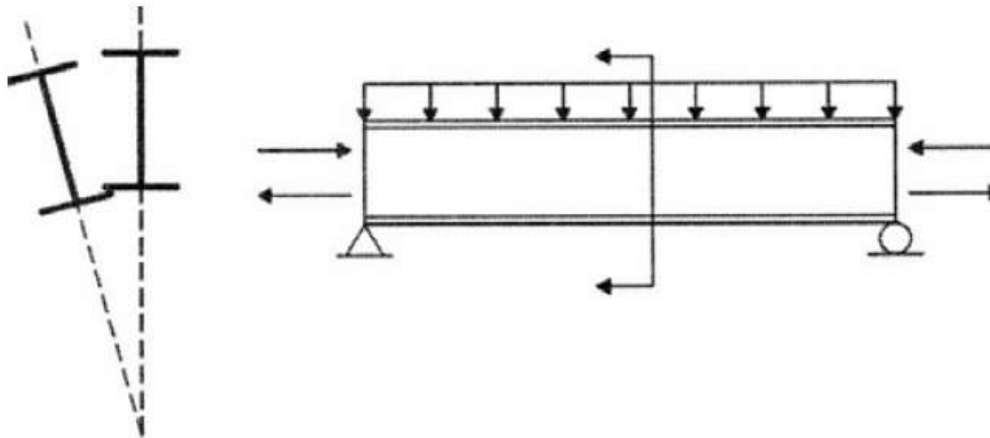
۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی (ب- حالت کمانش پیچشی - جانبی LTB)

کمانش در عضو خمشی

کمانش جانبی - پیچشی - Lateral - Torsional Buckling

- در اعضای خمشی I شکل (بطور نمونه) برای ناحیه فشاری، مجموعه بال و بخشی از جان تیر مشابه یک ستون عمل می نماید. اگر فواصل تکیه گاه های جانبی به گونه ای باشد که برای ممانعت از کمانش قید کافی وجود نداشته باشد، بخش فشاری تیر دچار کمانش جانبی - پیچشی می گردد.
- این کمانش متقارن نیست زیرا عامل کمانش در وجه فشاری تیر است. حال آنکه وجه کششی تیر تمایلی به کمانش جانبی نخواهد داشت.





۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- ب- حالت کمانش پیچشی - جانبی LTB

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$ (کمانش غیرارتجاعی اثر تنشهای پسماند)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - \cdot / \sqrt{F_y} S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$: (کمانش ارتجاعی)

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (۵-۵-۲-۱۰)$$

L_r = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر، که مرز بین حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی و ارتجاعی را مشخص می کند.

$$L_r = 1/95 r_{ts} \frac{E}{\cdot / \sqrt{F_y}} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6/76 \left(\frac{\cdot / \sqrt{F_y}}{E} \right)^2} \quad (۷-۵-۲-۱۰)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۵-۲- مقاومت خمشی

۵-۲-۲- ب- حالت کمانش پیچشی - جانبی LTB

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

یادداشت: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ بوده و لذا رابطه ۵-۲-۱۰-۹ برای مقاطع I شکل به صورت زیر ساده می‌شود.

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \quad (۵-۲-۱۰-۱۰)$$

همچنین r_{ts} را می‌توان به طور محافظه کارانه شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک ششم جان نسبت به محور مار بر جان در نظر گرفت.

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{h t_w}{6 b_f t_f} \right)}} \quad (۵-۲-۱۰-۱۱)$$

$b_f t_f$ = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع h, t_w ضخامت و ارتفاع جان



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- ب- حالت کمانش پیچشی - جانبی LTB برای مقاطع I متقارن:

$$E=2040000 \text{ kg/cm}^2, F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_r = 2367.86 r_{ts} \sqrt{\frac{J}{S_x(d-t_f)} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x(d-t_f)}\right)^2 + 0.0000046}}$$

با صرف نظر کردن از جان

$$S_x = b_f t_f d \quad I_y = \frac{t_f b_f^3}{6}$$

$$J = \frac{2}{3} b_f t_f^3$$

d : ارتفاع تیر h : ارتفاع جان

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{h t_w}{6 b_f t_f}\right)}}$$

$$L_r = \pi \cdot r_{ts} \left(E / 0.7 F_y \right)^{0.5}$$

و در نهایت به طور محافظه کارانه:



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- ب- حالت کمانش پیچشی - جانبی LTB ($L_b > L_r$)

F_{cr} = تنش کمانش الاستیک پیچشی - جانبی مطابق رابطه زیر:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.7 \lambda \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (۸-۵-۲-۱۰)$$

تبصره: در رابطه ۸-۵-۲-۱۰ عبارت زیر رادیکال را می توان به طور محافظه کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

J = ثابت پیچشی (مساوی $\frac{1}{3} \sum (bt^3)$) $C = 1$ برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن

S_x = اساس مقطع الاستیک نسبت به محور X $C = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ برای مقاطع ناودانی
 h_o = فاصله مرکز تا مرکز بال ها

b, t : عرض و ضخامت قسمتهای مقطع (بالها و جان)



۵-۲- مقاومت خمشی

۵-۲-۲- ب- حالت کمانش پیچشی - جانبی LTB

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهار شده از رابطه زیر تعیین می شود.

$$C_b = \frac{12/5 M_{\max}}{2/5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3 \quad (1-5-2-10)$$

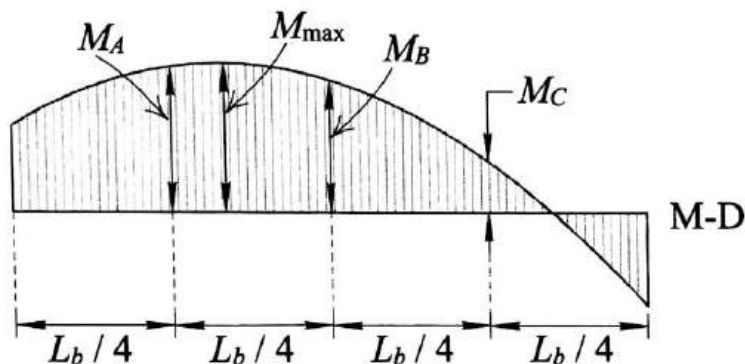
که در آن:

$M_{\max}$ = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهار شده

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{4}$ طول مهار نشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{2}$ طول مهار نشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{3}{4}$ طول مهار نشده





واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

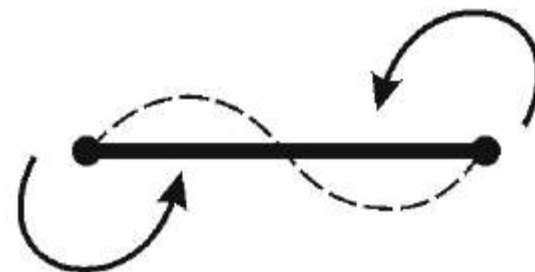
نکات و حالات خاص :

الف: این ضریب باید برای هر تکه محاسبه

و تیر در هر قسمت جداگانه طراحی شود!

ب : برای حالتی که ممان دو انتها برابر

ولی انحنا معکوس باشد : $C_b = 2.273$



ج : برای حالتی که ممان یک انتها برابر

صفر باشد و توزیع سهمی : $C_b = 1.18 \sim 1.3$

د : برای تیرهای طره ای که انتهای آزاد

آن مهار نشده است : $C_b = 1.0$

C_b	تغییرات لنگر در طول L_b
۱	
۱/۱۳۶	
۱/۳۱۶	
۲/۲۷۳	
۱/۳۱۶	
۱/۶۶۷	
۱	
۱/۲۵	
۱/۹۲۳	



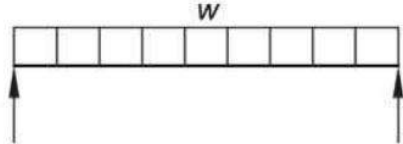
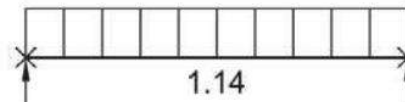
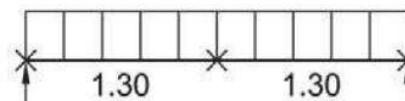
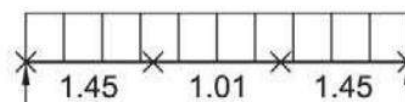
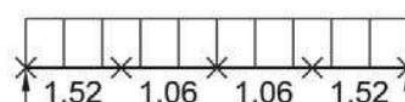
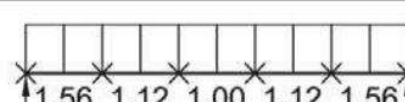
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نکات و حالات خاص :

جدول ۱-۳ از AISC MANUAL برای بارگذاری یکنواخت تیر دو سر ساده و تکیه گاههای جانبی بال فشاری در نقاط نمایش داده شده با ضربدر:

Load	Lateral Bracing Along Span	C_b
	None	 1.14
	At midpoint	 1.30 1.30
	At third points	 1.45 1.01 1.45
	At quarter points	 1.52 1.06 1.06 1.52
	At fifth points	 1.56 1.12 1.00 1.12 1.56



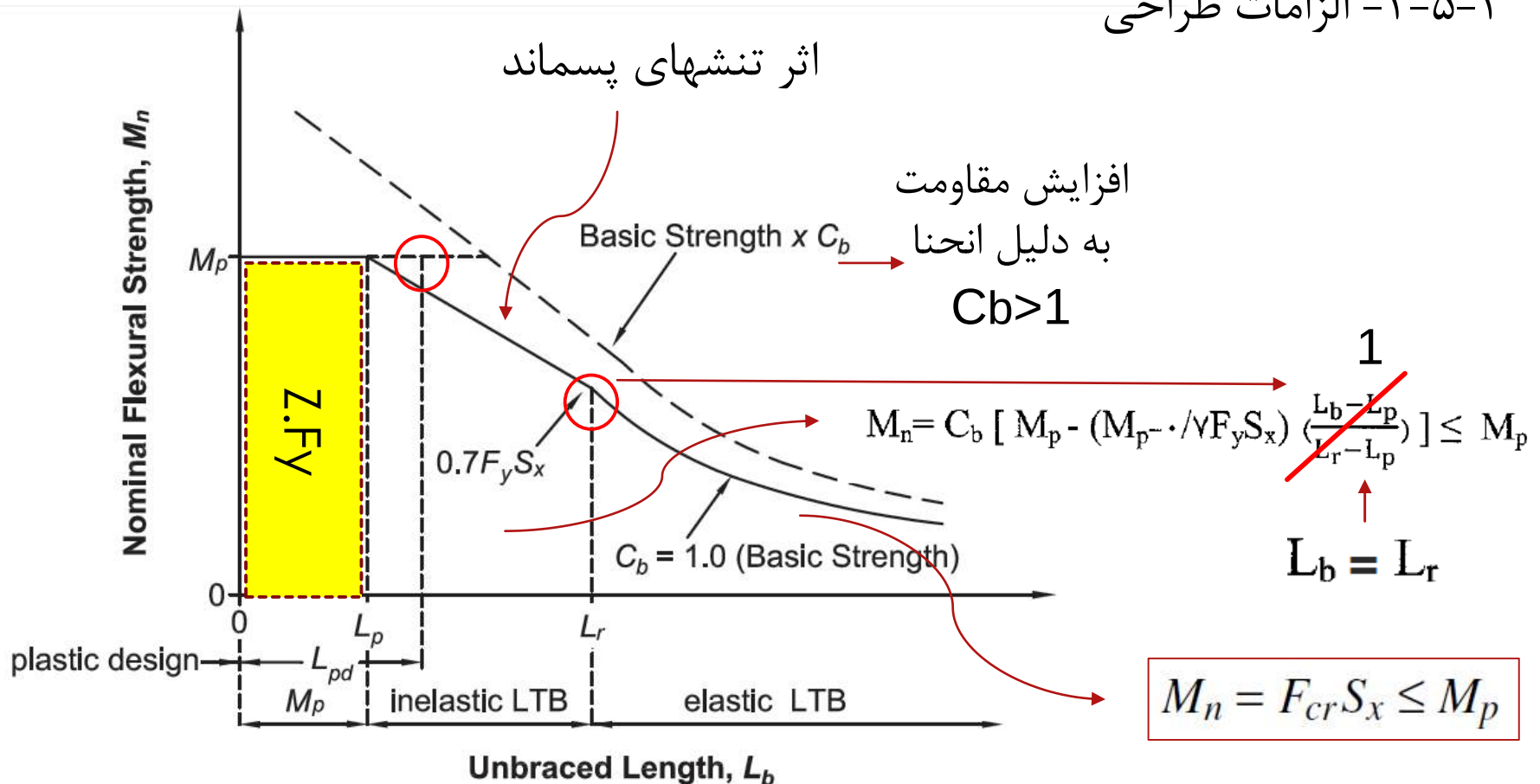
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی (جمع بندی مقطع I حول محور قوی)

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی مقطع I با دو محور تقارن و فشرده (بال و جان فشرده می باشد) و ناودانی فشرده حول محور قوی

مقدار لنگر طراحی حداقل موارد دوگانه زیر (الف یا ب) است :

(الف) - حالت حدی تسلیم (Y)

$$M_n = Z_x F_y$$

(LTB)

ب- حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی

$$L_b > L_r$$

$$M_n = F_{Cr} S_x \leq M_p$$

$$L_p < L_b \leq L_r$$

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

$$L_b \leq L_p$$

نیازی به کنترل حالت
حدی کمانش پیچشی -
جانبی نیست

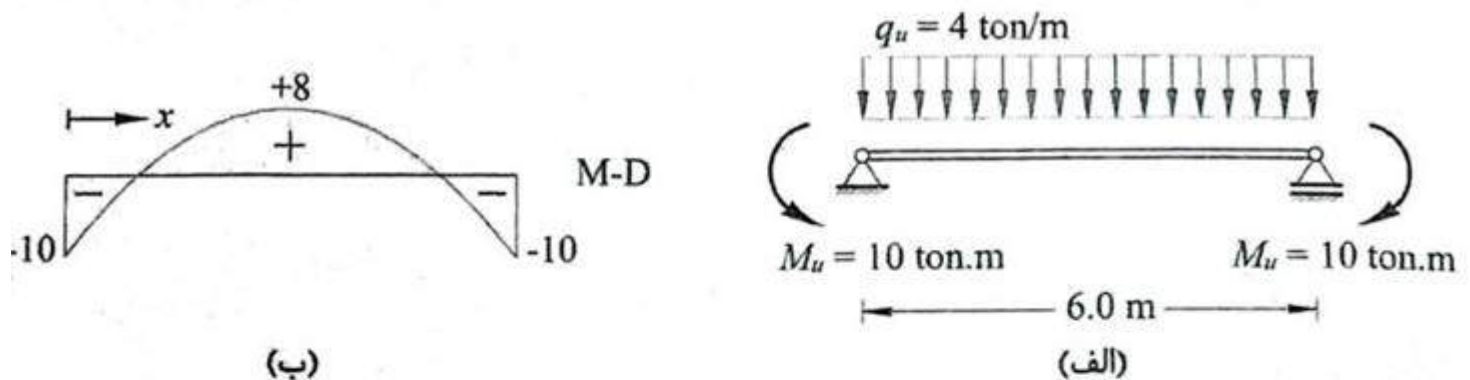


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مثال : تیر زیر را با فرض فاصله تکیه گاه جانبی برابر ۳ متر و $F_y=2400, E=2.1 \times 10^6$ حل کنید.



شکل ۴-۲۲- تیر مثال ۴-۶ و نمودار لنگر آن

حل:

الف- با توجه به شکل ۴-۲۲- ب، لنگر حداکثر ضریب دار تیر ۱۰ t.m است. در صورتی که برای حدس نیم رخ در حالت الف با توجه به طول مهار نشده سه متری و ضریب C_b ، ظرفیت خمشی اسمی عضو برابر M_p فرض می گردد:

$$M_u = 10 \times 10^5 \leq 0.9 \times 2400 \times Z \Rightarrow Z \geq 463 \text{ cm}^3$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

با توجه به جدول پروفیل های ساختمان فولادی، برای حدس اولیه از نیم رخ IPE ۲۷۰ با این مشخصات استفاده می شود:

$$\text{IPE } 270: d=27 \text{ cm} ; t_f=1.02 \text{ cm} ; b_f=13.5 \text{ cm} ; t_w=.66 \text{ cm} ; d-2k=21.9 \text{ cm} \\ r_y=3.02 \text{ cm} ; S_x=429 \text{ cm}^3 ; I_y=42.0 \text{ cm}^4 ; Z=2 \times 242=484 \text{ cm}^3$$

ابتدا شرایط فشردگی مقطع کنترل می شود:

$$\text{بال} : \frac{b_f}{t_f} = \frac{13.5}{1.02} = 13.24 \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{21 \times 10^6}{240}} = 11.24 \rightarrow \text{بال فشرده است.}$$

$$\text{جان} : \frac{h}{t_w} = \frac{21.9}{.66} = 33.18 \leq \lambda_p = 0.76 \sqrt{\frac{21 \times 10^6}{240}} = 111 \rightarrow \text{جان فشرده است.}$$

بنابراین مقطع شرایط فشردگی را دارد. برای کنترل حالت حدی کماتش پیچشی - جانبی

باید حد L_p بر اساس رابطه (۴-۲۶) تعیین شود:

$$L_p = 1.76 \times 3.02 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^6}{240}} = 157 \text{ cm}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

از آن جایی که $L_b = 300 > L_p = 157$ می باشد، باید حد L_r نیز تعیین گردد.

$$J = \frac{1}{3} \left[2 \times 13/5 \times 1/0.2^3 + (27 - 2 \times 1/0.2) \times 0.66^3 \right] = 11/94 \text{ cm}^4$$

$$h_o = 27 - 1/0.2 = 25/98 \text{ cm}$$

$$C_w = 42 \times \frac{25/98^2}{4} = 7.871$$

$$(29-4): r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{42 \times 7.871}}{429} = 12/72 \Rightarrow r_{ts} = 3/566 \text{ cm}$$

$$L_r = 1/95 \times 3/566 \times \frac{2/1 \times 1.6}{0.7 \times 240} \times \sqrt{\frac{11/94}{429 \times 25/98}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6/76 \times \left(\frac{0.7 \times 240 \times 429 \times 25/98}{2/1 \times 1.6 \times 11/94} \right)^2}}$$

$$= 50.8 \text{ cm}$$

با توجه به این که $L_p = 157 < L_b = 300 < L_r = 50.8$ می باشد، ظرفیت خمشی اسمی بر اساس رابطه (37-4) تعیین می شود. بدین منظور باید مقادیر M_p و C_b محاسبه شوند.

$$M_p = ZF_y = 240 \times 484 = 11/62 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

برای تعیین ضریب C_b رابطه تغییرات لنگر بر حسب x نوشته می شود:

$$M(x) = 12x - 10 - 4 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_A = \left| M_{(x=0)} \right| = -2/125 \text{ t.m}$$

$$M_B = M_{(x=1/5)} = 3/5 \text{ t.m}$$

$$M_C = M_{(x=2/25)} = 6/875 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 10 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \text{رابطه (۴-۱۹): } C_b = \frac{12/5 \times 10}{2/5 \times 10 + 3 \times 2/125 + 4 \times 3/5 + 3 \times 6/875} \times 1 = 1/894$$

$$M_n = 1/894 \left[11/62 \times 10^5 - (11/62 \times 10^5 - 0/7 \times 240 \times 429) \times \frac{300 - 157}{508 - 157} \right] = 18/60 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

چون M_n به دست آمده بزرگتر از M_p است، پس $M_n = M_p$ منظور می شود.

$$\Rightarrow \text{مناسب است. } M_u = 10 \leq 0/9 \times 11/62 = 10/46 \text{ t.m} \rightarrow \text{رابطه (۴-۲۱)}$$

پس از نیم رخ IPE ۲۷۰ استفاده می شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت - محدودیت ها

۲-۵- مقاومت خمشی (تیرورق) مقطع I حول محور قوی)

نکته :

تیر ورقهایی که عضو سیستم باربر جانبی نیستند در دهانه های بلند معمولا دارای لاغری جان هستند:

جدول ۴-۲-۲-۱۰ نسبت های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	حالت
	لاغر / غیر فشرده λ_T	(غیر فشرده / فشرده) λ_p			
	$5/70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3/76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t_w	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	۱۵

نسبت فوق برای فولاد ST37 برابر ۱۶۶ می گردد.



واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت - محدودیت ها

۲-۵- مقاومت خمشی (تیرورق) مقطع I حول محور قوی

این نسبت در هیچ حالتی نباید بیشتر از ۲۶۰ گردد مگر با استفاده از سخت کننده عرضی به قرار زیر:
در اعضای با مقطع I شکل با جان لاغر باید محدودیت‌های زیر نیز رعایت شوند.

$$\text{برای } \frac{a}{h} \leq 1/5 :$$

$$(10-2-5-79)$$

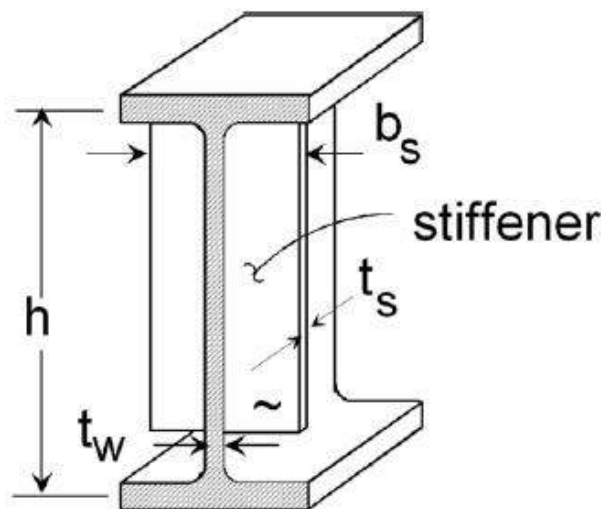
$$\text{برای } \frac{a}{h} > 1/5 :$$

$$(10-2-5-80)$$

که در آن:

a - فاصله آزاد بین سخت کننده‌های عرضی

h - فاصله آزاد بین دو بال برای مقاطع ساخته شده از ورق



$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{\max} = 12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 350$$

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{\max} = 0.4 \frac{E}{F_y} = 340$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

پ) ملاحظات ورق‌های تقویتی در بال مقاطع اعضای خمشی

پ-۱) تقویت بال‌ها

بال مقاطع تیرهای نورددشده و تیرهای ساخته‌شده از ورق را می‌توان به کمک ورق‌های تقویتی بال، تقویت نمود. در مواردی که اتصال ورق تقویتی بال به بال مقاطع تیرها از نوع پیچی باشد، در هر بال مجموع سطح مقطع‌های ورق‌های تقویتی نباید از ۷۰ درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورق‌های تقویتی) تجاوز نماید.

پ-۳) قطع ورق‌های تقویتی بال‌ها

حداقل طول گیرایی (a) که از انتهای ورق اندازه‌گیری می‌شود، باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:
(۱) برابر پهنای ورق تقویتی، درحالی که جوش اتصال ورق تقویتی به تیر در طول a، پیوسته و بعد ساق آن حداقل سه چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد و در دو لبه کناری ورق تقویتی و در لبه انتهای ورق اجرا شود.

(۲) یک و نیم برابر پهنای ورق تقویتی، درحالی که بعد جوش پیوسته به طول a در دو لبه کناری ورق و در انتهای آن کمتر از سه چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد.

(۳) دو برابر پهنای ورق تقویتی، درحالی که جوش پیوسته به طول a فقط در دو لبه کناری ورق وجود دارد و در لبه انتهایی جوش اجرا نمی‌شود.

۹۹

یا جوشی



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, EIGHTH EDITION, 2017

6.10.12—Cover Plates ضخامت ورق تقویتی بیش از

6.10.12.1—General

۲ برابر بال نباشد.

The maximum thickness of a single cover plate on a flange shall not be greater than two times the thickness of the flange to which the cover plate is attached. Multiple welded cover plates shall not be permitted.

Cover plates may either be wider or narrower than the flange to which they are attached.

نکته در ساخت تیر ورق:

مقطع بهینه برای ساخت تیر ورق :

عرض بال، حداکثر نصف ارتفاع کل : $B=0.5H$

مجموع سطح بالها، حداکثر ۷۵ درصد سطح کل : $AS_b=0.75AS$

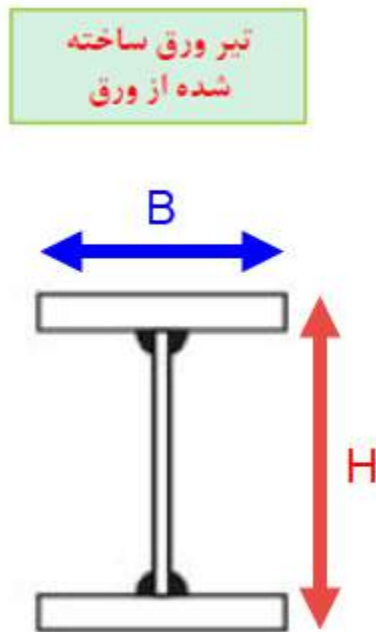


PLATE GIRDER

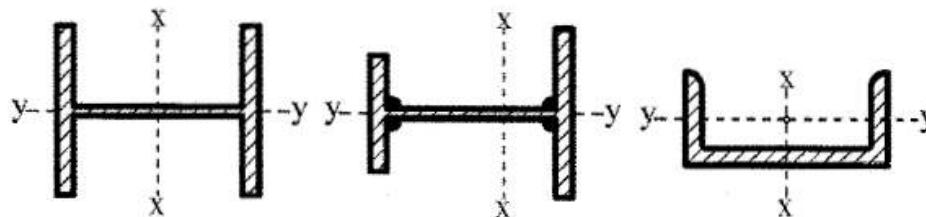


واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی حول محور ضعیف الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارند.

۲-۵- مقاومت خمشی



(بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان فشرده یا غیرفشرده و یا لاغر)

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد

S_y = اساس مقطع الاستیک نسبت به محور ضعیف

Z_y = اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور ضعیف

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت حدی تسلیم و کمانش موضعی بال در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم (Y)

(۱۰-۲-۵-۴)

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1/6 F_y S_y$$

ب) کمانش موضعی بال (FLB)

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال نمی‌باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

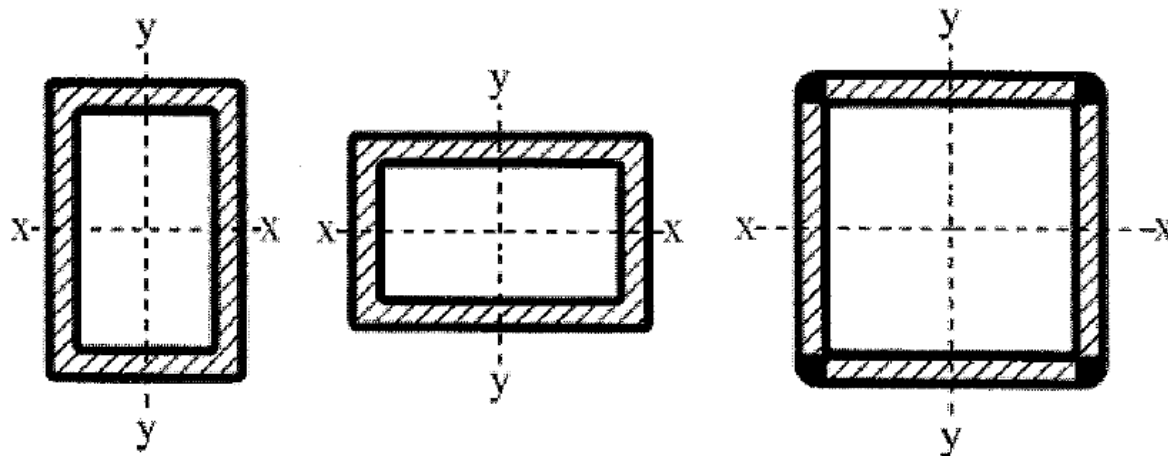
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی (مقاطع قوطی)

۱۰-۲-۵-۷ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل حول محوره‌های قوی و ضعیف الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل با بال‌ها و جان‌های فشرده یا غیرفشرده که تحت اثر خمش حول محوره‌های قوی یا ضعیف قرار دارند.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی (مقاطع قوطی)

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم (Y)

$$M_n = M_p = F_y Z$$

(۴۳-۵-۲-۱۰)

ب) کمانش موضعی بال (FLB)

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال نمی‌باشد.

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left[\frac{3}{5} \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right] \leq M_p$$

(۴۴-۵-۲-۱۰)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی (مقاطع قوطی)

پ) کمانش موضعی جان (WLB)

پ-۱) برای مقاطع با جان‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی جان نمی‌باشد.

پ-۲) برای مقاطع با جان‌های غیرفشرده

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left[0.3 \cdot \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right] \leq M_p \quad (10-2-5-45)$$

بنابراین در صورت فشرده بودن مقطع در تمامی حالات خواهیم داشت:

$$M_n = M_p = F_y Z$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نکته : سختی خمشی

کنترل خیز در تیر

در تیرهای با دهانه بزرگ خیز تیر عامل تعیین کننده طراحی است. تیرها و شاهتیرهایی که سقف های گچ کاری شده را تحمل می کنند باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر نظیر بار مرده و زنده از $1/240$ طول دهانه و تغییر مکان نظیر بار زنده از $1/360$ طول دهانه بیشتر نشود. در حالت کلی حداکثر خیز را در یک قطعه ارتجاعی می توان از رابطه زیر محاسبه کرد :

$$\Delta_{\max} = \beta \frac{W \cdot L^3}{EI}$$

تیر دو سر مفصل تحت بار گسترده یک نواخت $\beta = \frac{5}{384}, W = qL$

تیر دو سر مفصل تحت بار متمرکز در وسط دهانه $\beta = \frac{1}{48}, W = P$

$$\Delta_{DL+LL} \leq \frac{L}{240}$$

$$\Delta_{LL} \leq \frac{L}{360}$$

$p \leftarrow$ بار متمرکز روی تیر

$q \leftarrow$ بار خطی روی تیر

$W \leftarrow$ بار کل بروی دهانه تیر

$L \leftarrow$ طول دهانه تیر

$E \leftarrow$ مدول ارتجاعی تیر

$I \leftarrow$ ممان اینرسی مقطع



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نکته : سختی خمشی

۱۰-۲-۱۰ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد* (برای مسکونی و اداری)

برای محاسبه فرکانس دوره ای (f) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره ای (f) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت qD می توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$f = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EIg}{qD}}$$

تغییر مکان نسبی قائم حداکثر کف بر حسب میلی متر تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می شود.

با جایگذاری تغییر شکل تیر دو سر ساده با بار گسترده یکنواخت (صفحه قبل) در رابطه فوق، فرکانس برابر خواهد بود با : (بر حسب متر)

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} = 0.56 \sqrt{\frac{1}{\Delta}}$$

(برای فرکانس ۵ هرتز مقدار Δ برابر ۱۲.۶ میلیمتر خواهد بود)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

واحد تهران شرق

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط

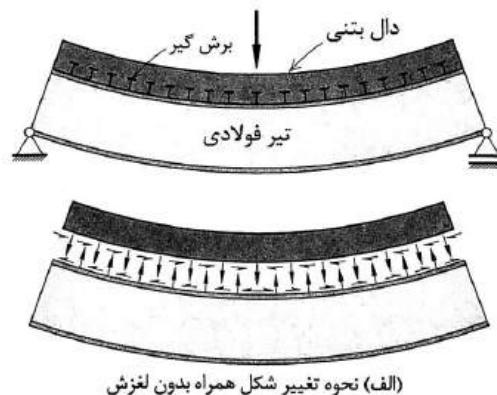
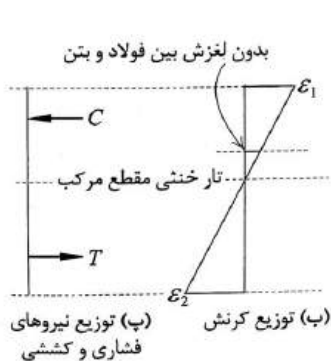
۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط

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

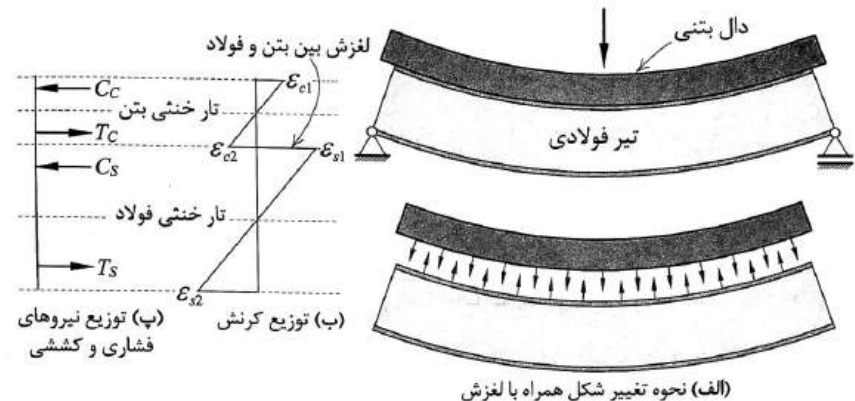
الف) اعضای خمشی با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر

ب) اعضای خمشی با مقطع مختلط محاط در بتن

پ) اعضای خمشی با مقطع مختلط پر شده با بتن



نحوه تغییر شکل و عملکرد مقطع مختلط تحت خمش به صورت عملکرد مرکب



نحوه تغییر شکل و عملکرد مقطع مختلط تحت خمش به صورت عملکرد غیر مرکب



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۱۰-۲-۸-۱-۱ مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط

در این بخش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط بر اساس یکی از روش‌های زیر تعیین می‌گردد.

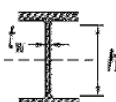
- روش توزیع پلاستیک تنش
- روش سازگاری کرنش

روش سازگاری کرنش در تعیین مقاومت اسمی اعضای با مقطع نامنظم و نیز در حالت‌هایی که اجزای فولادی مقطع مختلط دارای رفتار الاستوپلاستیک نیستند، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

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

مختلط تعیین شود.

جدول ۱۰-۲-۲-۳

حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	
مثال‌های نمونه	(غیرفشرده / فشرده) λ_p
	$3/76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$



بنابراین در مقاطع فشرده از روش توزیع پلاستیک استفاده می‌شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط

الف) روش توزیع پلاستیک تنش

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط بر اساس مفروضات زیر محاسبه می‌شود.

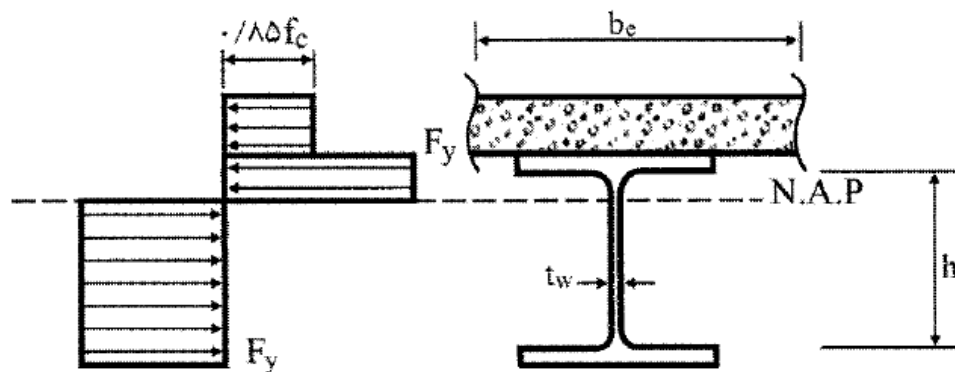
۱. تنش در اجزای فولادی (هم در ناحیه فشاری و هم در ناحیه کششی) به تنش یکنواخت F_y می‌رسد.

۲. تنش در ناحیه فشاری اجزای بتنی به تنش یکنواخت $0.85f_c$ می‌رسند.

که در آن:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_y = تنش تسلیم اجزای فولادی مقطع مختلط





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط

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

الف) مقاومت خمشی مثبت

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

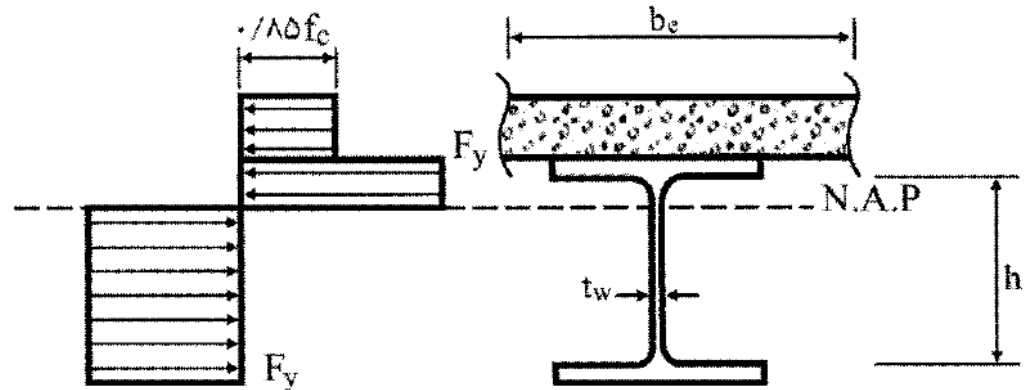
be عرض موثر، مجموع کمترین مقادیر زیر از هر طرف تیر یا تیرچه است:

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه گاه های تیر)

۲. نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبه دال بتنی برای تیرهای مختلط کناری

تبصره: حداقل ضخامت دال بتنی، ۸۰ میلی متر مقرر می گردد.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت (بدون قالب فلزی - سقف کامپوزیت)

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط (اگر تار خنثی در بتن باشد = تیر کوچک است)

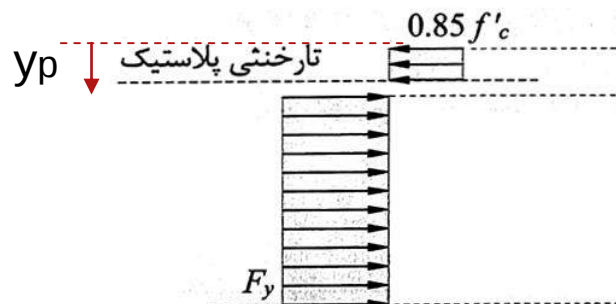
محاسبه تار خنثی (y_p): (با فرض توزیع پلاستیک تنش و تعادل فشار در بتن و کشش فولاد خواهیم داشت)

$$0.85 \times f_c \times b_e \times y_p = f_y \times A_s$$

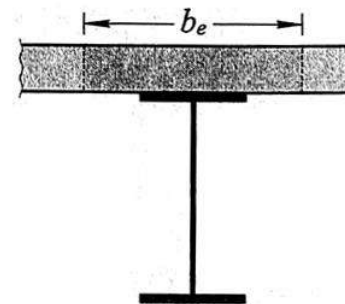
A_s سطح مقطع تیر و y_p ارتفاع تار خنثی از روی بتن می باشد.

ممان مقاوم مقطع با لنگر گیری حول تار خنثی پلاستیک تعیین می شود:

$$M_n = 0.85 \times f_c \times b_e \times y_p \times \frac{y_p}{2} + f_y \times A_s \times \left[\frac{h_b}{2} + (d - y_p) \right]$$



توزیع تنش
اگر تار خنثی پلاستیک در بتن قرار گیرد



مقطع مختلط

d
 h_b : ارتفاع تیر



واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت (با قالب فلزی و کنگره ها عمود بر تیرچه)

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط (اگر تار خنثی در بتن باشد = تیر کوچک است)

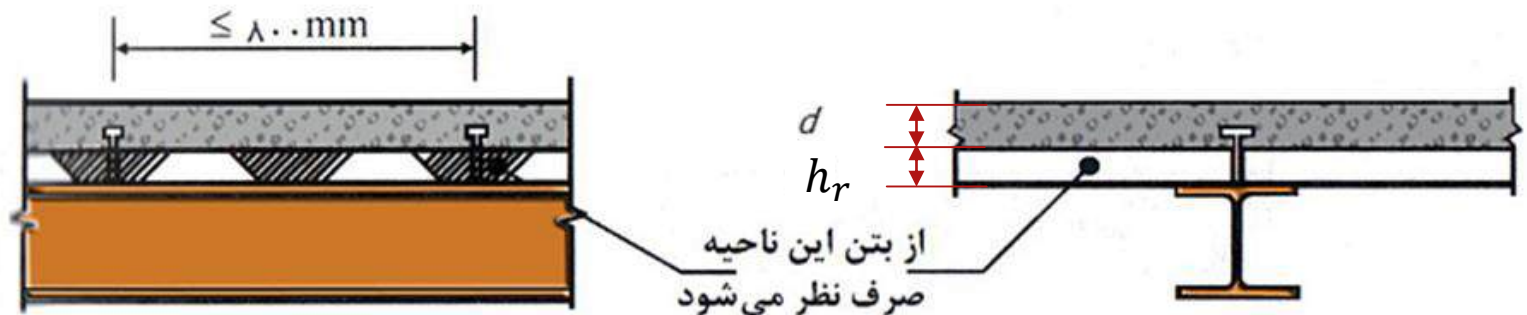
محاسبه تار خنثی (y_p): (با فرض تعادل فشار در بتن و کشش فولاد خواهیم داشت)

$$0.85 \times f_c \times b_e \times y_p = f_y \times A_s$$

A_s سطح مقطع تیر و y_p ارتفاع تار خنثی از روی بتن می باشد.

ممان مقاوم مقطع با لنگر گیری حول تاخشی پلاستیک تعیین می شود:

$$M_n = 0.85 \times f_c \times b_e \times y_p \times \frac{y_p}{2} + f_y \times A_s \times \left[\frac{h_b}{2} + (d + h_r - y_p) \right]$$





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

پ-۱) ملاحظات و محدودیت‌ها

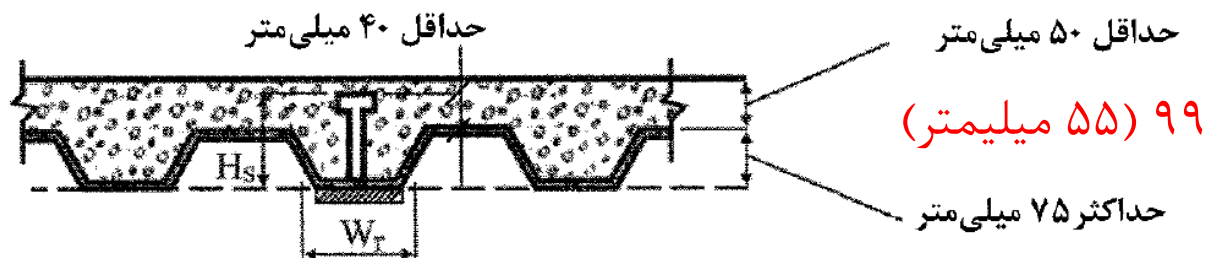
۱. ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_F) نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر باشد. پهنای متوسط کنگره‌های پر شده با بتن نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل پهنای آزاد (خالص) در نزدیکی سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده در نظر گرفته شود.

W_r

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

۴۰ میلی‌متر کمتر باشد. پوشش بتن روی گلمیخ‌ها نباید کمتر از ۱۵ میلی‌متر باشد. و روی برشگیرهای از نوع ناودانی از ۲۰ میلی‌متر

۳. ضخامت دال بتنی در قسمت فوقانی ورق فولادی شکل داده شده نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد. ۹۹ (۵۵ میلی‌متر)





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط (طراحی برشگیر)

ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) نواحی لنگر خمشی مثبت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

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

- خردشدگی بتن (وقتی تار خنثی در مقطع فولادی است)

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

- تسلیم کششی مقطع فولادی (وقتی تار خنثی در بتن است ✓)

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

A_s = مساحت مقطع فولادی

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_y = تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

A_c = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط (طراحی برشگیر)

۲. مقاومت برش افقی اسمی

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

$$V_{hn} = \sum Q_n \quad (2-8-10)$$

که در آن:

$\sum Q_n$ = مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر

و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۷-۸-۲-۱۰.

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

کاهش مقاومت تعیین گردد.

$$V_{hn} \geq V_{hu} \quad (2-8-10)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

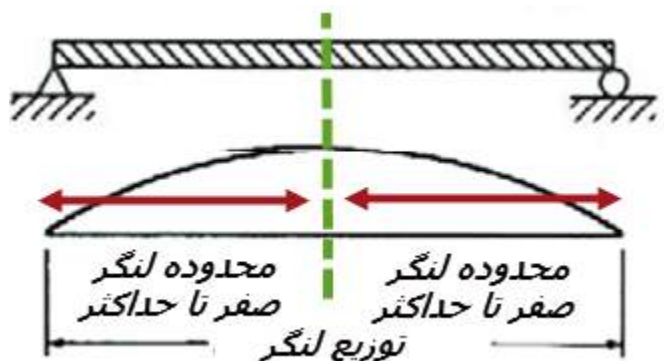
۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط (طراحی برشگیر) ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

الف) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ

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

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

(واحد مهم نیست)



$$(f_c = 25 \frac{N}{mm^2} \rightarrow E_c \sim 2.35 \times 10^4 \frac{N}{mm^2}) \quad \text{که در آن:}$$

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

E_c = مدول الاستیسیته بتن

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_u = تنش کششی نهایی حداقل مصالح گل‌میخ

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

$$N = 2 \frac{V_{hu}}{Q_n}$$

تعداد کل برشگیر



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۸-۲- مقاومت خمشی اعضای مختلط (طراحی برشگیر) ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

جدول ۱۰-۲-۸-۱ مقادیر R_p و R_g

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



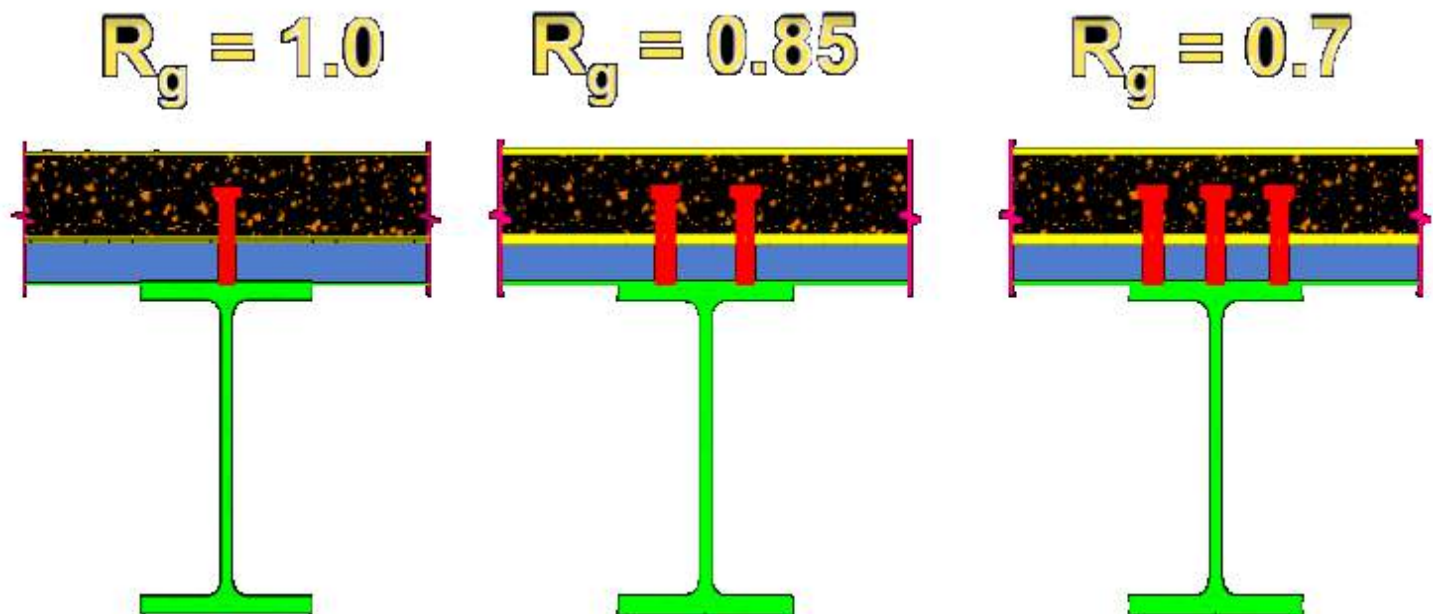
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط (طراحی برشگیر) ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۸- مقاومت خمشی اعضای مختلط (طراحی برشگیر) ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

(ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

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

$$Q_n = \frac{1}{3}(t_f + \frac{1}{5}t_w) L_a \sqrt{f_c E_c} \quad (10-2-8-34) \quad \text{(واحد مهم نیست)}$$

که در آن:

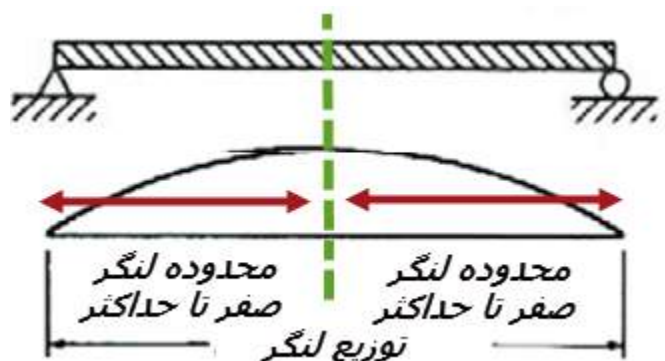
t_f = ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w = ضخامت جان ناودانی

L_a = طول ناودانی

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن



$$N = 2 \frac{V_{hu}}{Q_n} \quad \text{تعداد کل برشگیر}$$



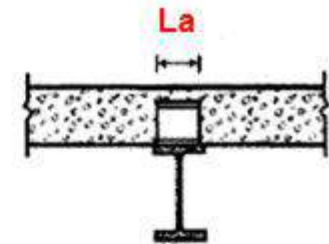
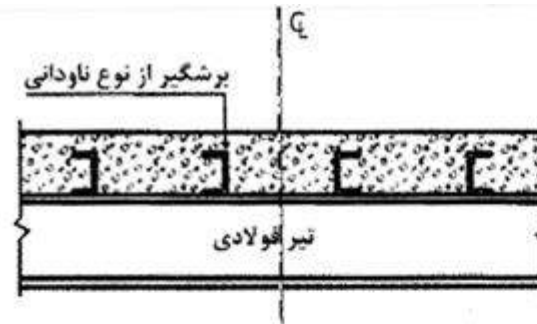
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

آیین نامه جوشکاری - نشریه ۲۲۸

۷-۵- فواصل طولی و عرضی برشگیرهای گلمیخ (نوع B) از یکدیگر و همچنین فاصله آنها از لبه بال تیر یا شاهتیر نسبت به آنچه که در نقشه‌ها نشان داده شده می‌تواند حداکثر ۲۵ میلیمتر مغایرت داشته باشد. حداقل فاصله لبه پایه گلمیخ از لبه بال تیر، مساری قطر گلمیخ به علاوه ۳ میلیمتر است، این فاصله نباید کمتر از ۳۸ میلیمتر باشد.



شکل ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرهای از نوع ناودانی

پ) جزئیات بندی

قطر گل میخ نباید از $\frac{2}{5}$ برابر ضخامت فلز پایه که به آن جوش می‌شود، تجاوز نماید، مگر اینکه گل میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گرفته باشد. به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره ورق‌های فولادی شکل داده شده، برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. حداقل فاصله گل میخ تا لبه بتن در امتداد برش افقی برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی باید ۲۰ میلی‌متر و برای بتن‌های سبک ۲۵ میلی‌متر باشد.

حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل میخ مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آنها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مختلط می‌باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصله مرکز تا مرکز در هر امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل میخ انتخاب کرد. حداکثر فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید

از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. (۹۹-۹۰۰ میلیمتر)



واحد تهران شرق

مثال ۱۸۴

مقطع مرکب نشان داده شده در شکل ۱۰-۱۰ را در نظر بگیرید که از مقطع تیر IPE300 و یک دال بتنی به ضخامت ۱۰ سانتیمتر و مقاومت مشخصه ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تشکیل شده است. عرض موثر تیر برابر ۳ متر و طول تیر برابر ۷ متر در نظر گرفته شود. در صورتی که بار روی تیر بصورت یکنواخت توزیع شده باشد، تعداد برشگیرهای مورد نیاز برای ایجاد عملکرد مرکب کامل را تعیین نمایید. قطر گل‌میخ‌های استفاده شده برابر ۱۶ میلیمتر و تنش تسلیم نهایی آنها ۵۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.

مشخصات مقطع فولادی IPE300 برابر است با:

$$A_s = 53.8 \text{ cm}^2 \quad d = 30 \text{ cm}$$

مساحت موثر دال بتنی برابر است با:

$$A_c = b t_c = 300 \times 10 = 3000 \text{ cm}^2$$

مقدار نیروی برشی افقی موجود در گل‌میخ‌ها برابر با کمترین دو مقدار ظرفیت نهایی بتن و ظرفیت مقطع فولادی است:

$$V_r' = 0.85 f_c' A_c = 0.85 \times 300 \times 3000 \times 10^{-3} = 765 \text{ ton}$$

ظرفیت نهایی مقطع فولادی، با فرض جاری شدن کامل آن برابر است با:

$$V_r' = F_y A_s = 2400 \times 53.8 \times 10^{-3} = 129 \text{ ton} < 0.85 f_c' A_c$$

بنابراین ظرفیت مقطع فولادی حاکم می‌باشد. برای تعیین ضریب ارتجاعی بتن داریم:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \sqrt{30} = 29400 \text{ MPa} = 294000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ادامه مثال ۱۸۴:

در صورتی که از گل‌میخ‌هایی به قطر ۱۶ میلیمتر استفاده شود، مساحت مقطع یک گل‌میخ برابر با $A_{sc} = 2 \text{ cm}^2$ می‌باشد. مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده برابر است با:

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f_c E_c} = 0.5 \times 2 \sqrt{300 \times 294000} = 9390 \text{ kg} > R_g R_p A_{sa} F_u = 1.0 \times 0.75 \times 2 \times 5000 = 7500 \text{ kg}$$

برای عملکرد مرکب کامل، تعداد گل‌میخ‌های مورد نیاز برابر است با:

$$2n = \frac{2V_r'}{Q_n} = \frac{(2 \times 129000)}{7500} = 34.4$$

در صورتی که فاصله اولین و آخرین گل‌میخ از ابتدا و انتهای تیر برابر ۲۰ سانتیمتر و از ۳۶ گل‌میخ استفاده شود، فاصله بین گل‌میخ‌ها برابر است با:

$$s = \frac{700 - 2 \times 20}{36 - 1} = 18.8 \text{ cm}$$

حداقل فاصله بین گل‌میخ‌ها:

$$s = 6d = 6 \times 2 = 12 \text{ cm} < 18.8 \text{ cm}$$

حداکثر فاصله بین گل‌میخ‌ها:

$$s = 8t_c = 8 \times 10 = 80 \text{ cm} > 18.8 \text{ cm}$$

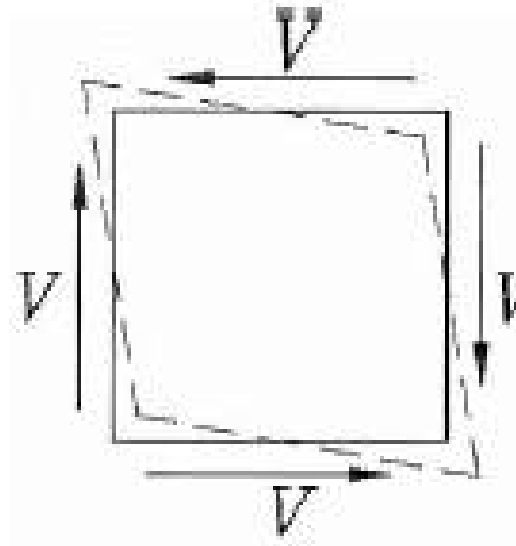


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مقاومت برشی





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

مقدمه ای بر طراحی تیرها برای نیروی برشی

اعضای خمشی (تیرها) را می بایست علاوه بر لنگر خمشی برای نیروی برشی نیز طراحی نمود. البته در تیرهای متعارف عموماً نیروی برشی نقش تعیین کننده ای بر انتخاب مقطع طراحی ندارد. اگر طول تیر کم بوده و نیروی برشی قابل توجهی (عموماً بصورت متمرکز) بر تیر وارد شود، ممکن است نیروی برشی تعیین کننده باشد. از مقاومت مصالح رابطه توزیع تنش برشی در مقطع تیر عبارتست از :

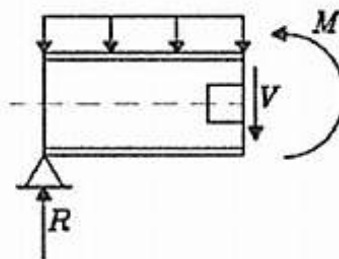
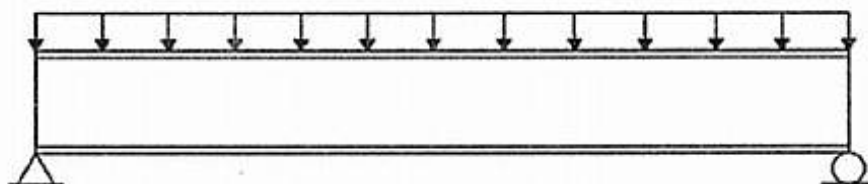
$$\tau \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{VQ}{It}$$

$V(\text{kg})$: نیروی برشی حداکثر در نقطه مورد نظر.

$Q(\text{cm}^3)$: ممان اول سطح.

$I(\text{cm}^4)$: ممان اینرسی مقطع حول محور قوی.

$t(\text{cm})$: ضخامت





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

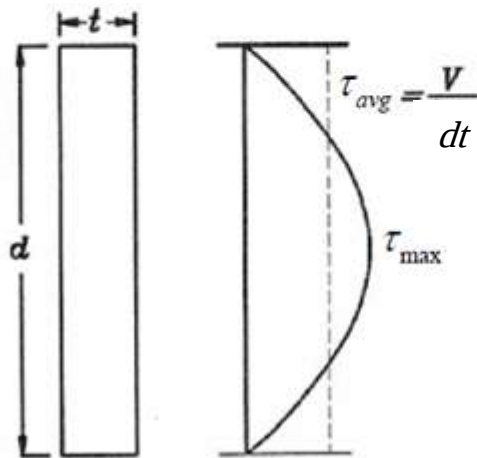
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

مقدمه ای بر طراحی تیرها برای نیروی برشی

از آنجاکه در مقاطع ۱ شکل نمودار نیروی برشی متوسط، جان و جان مقطع بصورت مستطیل می باشد، بنابراین بجای استفاده از رابطه اسلاید قبل، می توان از رابطه تنش برشی در مقطع مستطیل استفاده نمود:



$$\tau_{avg} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{V}{dt}$$

$$\tau_{max} = 1.50 \tau_{avg} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

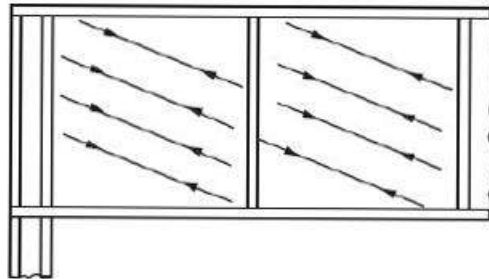
۲-۶- مقاومت برشی

۱۰-۲-۶-۱ مقاومت برشی اسمی

در این بخش برای طراحی برشی دو روش رایج گردیده است. در روش اول مطابق بند (۱۰-۲-۶-۲) برای محاسبه مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمی‌شود. اما در روش دوم مطابق بند (۱۰-۲-۶-۳) برای محاسبه مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده می‌شود.

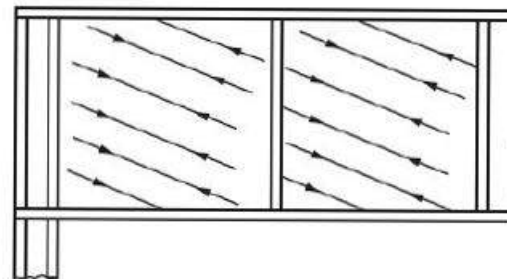
معرفی اثر میدان کششی (رفتار خرابایی با استفاده از سخت کننده ها)

(a)



Tension field in web only

(b)



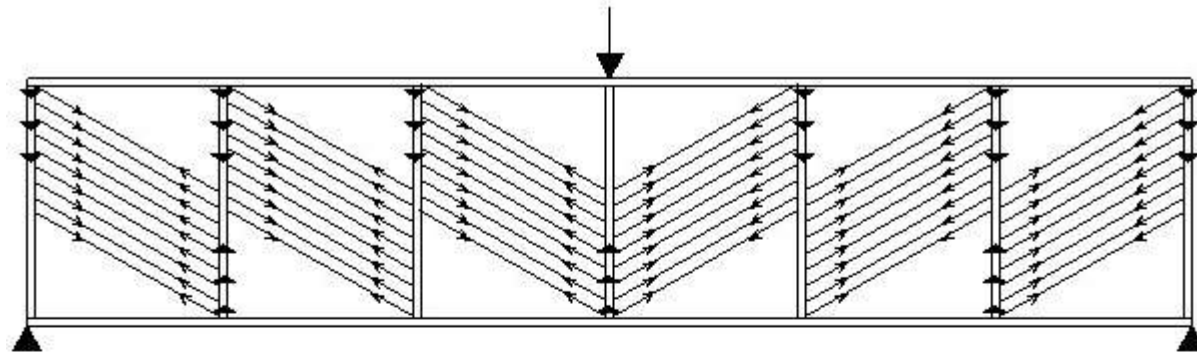
Flange contribution included



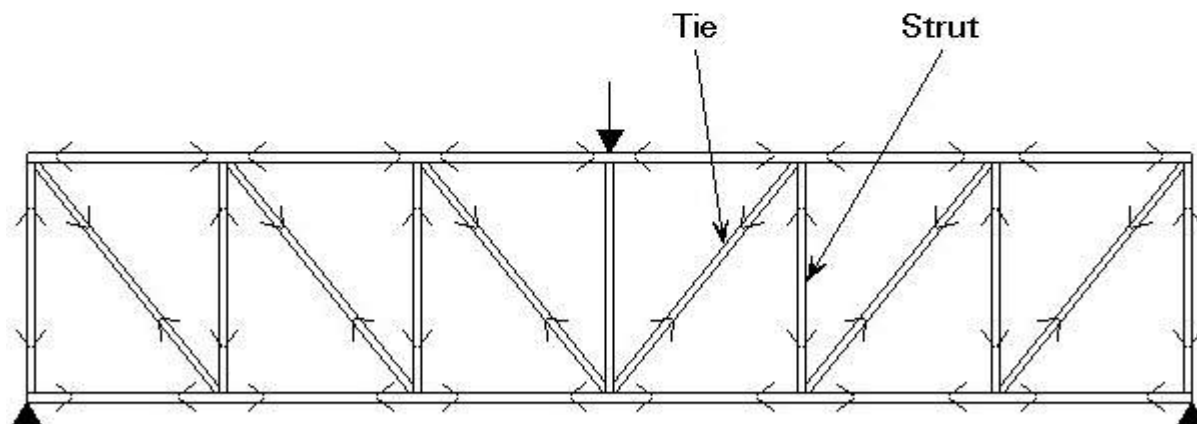
واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



(a) Tension field action



(b) Pratt or N-truss



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی : ۱۰-۲-۶-۱- مقاومت برشی اسمی (روش اول- بدون استفاده از **میدان کششی**)

مقاومت برشی طراحی مساوی $\phi_v V_n$ می باشد که در آن:

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده (با سخت کننده) بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (10-2-6-1)$$

که در آن: ضریب برشی جان (کاهنده مقاومت به علت **کمانش جان**): C_v

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

نکته :

ضریب ۰.۶ از معیار گسیختگی وون میز برای صفحه تحت برش خالص بدست می آید. $\sigma_{12} = k = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

طراحی برای برش بدون استفاده از میدان کشش

الف) جان مقاطع I شکل

$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \begin{cases} \phi_v = 1.0 \\ C_v = 1.0 \end{cases}$$

در پروفیل‌های گرم نورد شده: $h = d - 2k$

در تیرورق‌ها جوشی = فاصله خالص دو بال. $h =$

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای

$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \Rightarrow \begin{cases} \phi_v = 0.9 \\ C_v = 1.0 \end{cases}$$

یادآوری نسبت جان در خمش $(K_v=5 \rightarrow 1.1 \sqrt{K_v} = 2.46)$

$$\text{اگر } 1.1 \sqrt{K_v} \frac{E}{F_y} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{K_v} \frac{E}{F_y} \Rightarrow \begin{cases} \phi_v = 0.9 \\ C_v = \frac{1.1 \sqrt{K_v} \frac{E}{F_y}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} < 1.0 \end{cases}$$

کمانش غیر ارتجاعی جان)

لاغر / غیر فشرده λ_r	غیر فشرده / فشرده λ_p
$5/70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3/76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

طراحی برای برش بدون استفاده از میدان کشش

در پیش نویس ۹۹ حذف شده است.

(ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای

(کمانش ارتجاعی جان)

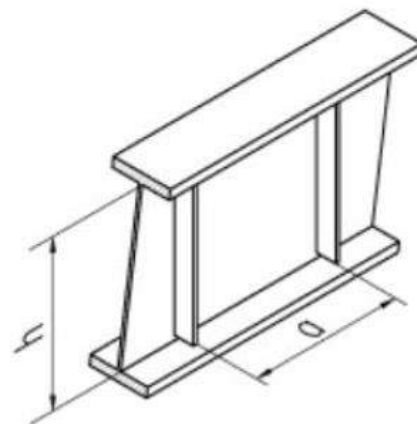
$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = \frac{1.51 E K_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} < 0.8$$

در روابط فوق، K_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و از روابط زیر به دست می‌آید:

$\frac{h}{t_w} < 260$ جان بدون سخت کننده عرضی با $\Rightarrow K_v = 5$

جان مقاطع سپری $\Rightarrow K_v = 1.2$

جان با سخت کننده‌های عرضی $\Rightarrow K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

طراحی برای برش بدون استفاده از میدان کشش

$$\boxed{\text{تبصره :}} \quad \text{اگر } \frac{a}{h} > 3.0 \quad \text{یا} \quad \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2 \quad \longrightarrow \quad K_v = 5$$

t_w - ضخامت جان

a - فاصله خالص بین سخت کننده‌های عرضی جان

h - برای تیرهای نوردشده مساوی فاصله خالص بین دو بال منهای شعاع گردی محل اتصال بال به جان

- برای تیورق‌های جوشی مساوی فاصله خالص بین دو بال

- برای تیورق‌های پیچی یا پرچی فاصله بین خطوط پیچ یا پرچ

- برای مقاطع سپری مساوی ارتفاع کلی مقطع



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی (۹۹)

- برای جان مقاطع بدون سخت کننده:

$$k_v = 5.34$$

(۵-۶-۲-۱۰)

- برای جان مقاطع دارای سخت کننده و $a/h \leq 3$:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

(۶-۶-۲-۱۰)

- برای جان مقاطع دارای سخت کننده و $a/h > 3$:

$$k_v = 5.34$$

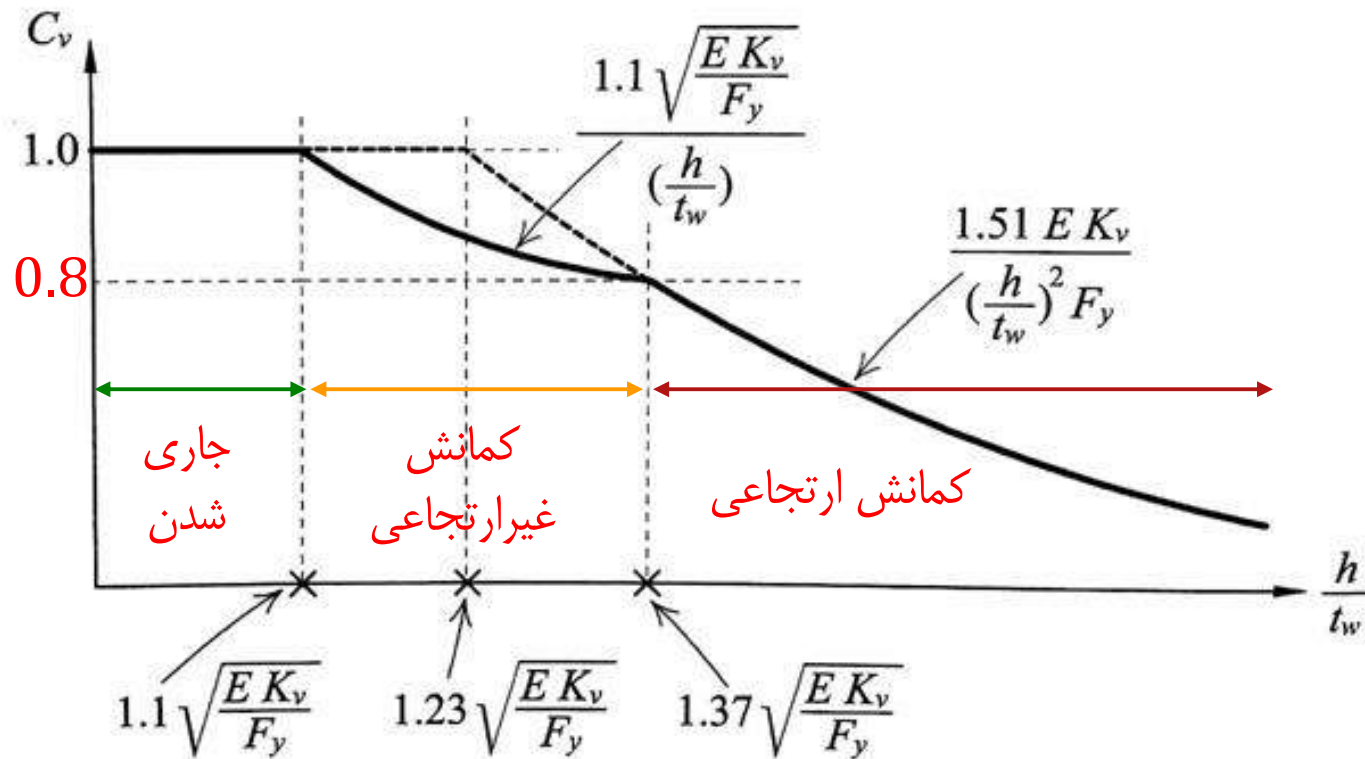
(۷-۶-۲-۱۰)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



تغییرات ضریب C_v بر حسب نسبت عرض به ضخامت ورق جان

نکته: با افزایش ارتفاع جان، C_v کاهش یافته و مقاومت برشی جان نیز کاسته شده و ناچار به استفاده از سخت کننده عرضی خواهیم شد!

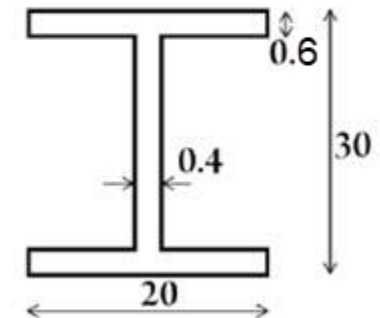
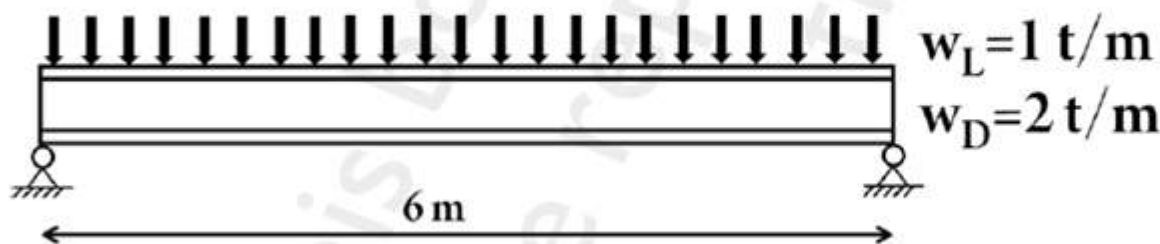


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مثال ۱۴۳ برای تیر نشان داده شده در شکل ۴-۸، از فولاد ST37 و دارای مهارهای جانبی کافی، کفایت برشی مقطع را کنترل نمایید. ابعاد درج شده بر روی مقطع تیر بر حسب سانتیمتر هستند.



شکل ۴-۸ تیر دو سر ساده تحت بارهای گسترده خطی.

$$A_w = dt_w = 30 \times 0.4 = 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow h/t_w = 28.8/0.4 = 72$$

$$\lambda_p = 2.46(E/F_y)^{0.5} = 2.46(2 \times 10^6/2400)^{0.5} = 71 < 72$$

$$\lambda_r = 3.07(E/F_y)^{0.5} = 3.07(2 \times 10^6/2400)^{0.5} = 88 > 72$$

بنابراین کمانش غیرارجاعی رخ خواهد داد. ظرفیت برشی اسمی جان برابر است با:

$$V_n = 0.6F_y A_w \left(2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} / (h/t_w) \right) = 0.6 \times 2400 \times 12 \left(2.46 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} / 72 \right) \times 10^{-3} = 17 \text{ ton}$$

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2 \times 2 + 1.6 \times 1 = 4 \text{ ton/m}$$

$$V_u = w_u L / 2 = 4 \times 6 / 2 = 12 \text{ ton} < \phi_v V_n = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ ton}$$



واحد تهران شرق

۹۹

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

$$h/t_w \leq 2.54 \sqrt{k_v E / F_y}$$

۲-۱۰-۲-۶-۲-۲ سخت کننده های عرضی (بدون استفاده از میدان کششی)

در مواردی که $h/t_w \leq 2.54 \sqrt{E/F_y}$ بوده و نیز در مواردی که مقاومت برشی مورد نیاز کوچکتر یا مساوی مقاومت برشی موجود (V_n) طبق بند ۲-۱۰-۲-۶-۲-۱۰-ب به ازای $k_v=5$ باشد، نیازی به تعبیه سخت کننده های عرضی در جان مقاطع نمی باشد. در صورت عدم تحقق یکی از شرایط مذکور باید از سخت کننده های عرضی با رعایت محدودیت های زیر استفاده شود.

الف) ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت کننده جفت نسبت به محور مرکزی جان و ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت کننده تک نسبت به محل تماس سخت کننده با ورق جان باید محدودیت زیر را تأمین نمایند.

در ۹۹ حذف شده و ضوابط سخت کننده های میدان کششی جایگزین شده است

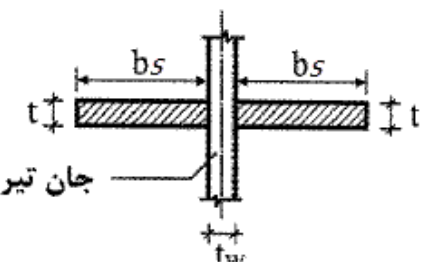
$$I_{st} \geq b t_w^3 j \quad (7-6-2-10)$$

که در آن:

$$j = \frac{2/5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (8-6-2-10)$$

$$I_{st} = \frac{1}{3} b_s^3 \cdot t \quad (\text{تک})$$

$$I_{st} = \frac{((2b_s^3 + t_w)^3 - t_w^3) \cdot t}{12} \cong \frac{2}{3} b_s^3 \cdot t \quad (\text{جفت})$$



b = کوچکترین مقدار a و h



واحد تهران شرق

$$I_{st} \geq I_{st2} + (I_{st1} - I_{st2}) \rho_w \quad \text{پیشنویس ۹۹} \quad (۱۵-۶-۲-۱۰)$$

ρ_w = نسبت نیروهای برشی در چشمه مجاور براساس رابطه زیر که نباید کوچکتر از صفر در نظر گرفته شود:

$$\rho_w = \left(\frac{V_u - V_{c2}}{V_{c1} - V_{c2}} \right) \geq 0 \quad (۱۶-۶-۲-۱۰)$$

V_u = مقاومت برشی موردنیاز در چشمه موردنظر

V_{c1} = برابر $\phi_v V_n$ در LRFD و V_n / Ω_v در ASD است که در آن مقدار V_n در چشمه موردنظر از روابط ۱-۶-۲-۱۰ یا ۹-۶-۲-۱۰ و یا ۱۰-۶-۲-۱۰ تعیین می گردد.

V_{c2} = برابر $\phi_v V_n$ در LRFD و V_n / Ω_v در ASD است که در آن مقدار V_n در چشمه موردنظر از رابطه زیر تعیین می گردد:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v2} \quad (۱۷-۶-۲-۱۰)$$

$$0.9 = \phi_v$$



واحد تهران شرق

پیشنویس ۹۹

C_{v2} = ضریب کمانش برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۱ تا ۱۳

$d t_w = A_w$ = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

$$I_{st1} = \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}}{40} \quad (۱۰-۲-۶-۱۸)$$

$$I_{st2} = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] b_p t_w^3 \geq 0.5 b_p t_w^3 \quad (۱۰-۲-۶-۱۹)$$

C_{v2} = ضریب کمانش برشی جان به شرح زیر:

$$- \text{ برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$C_{v2} = 1 \quad (۱۰-۲-۶-۱۱)$$

$$C_{v2} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$- \text{ برای } 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت (ادامه سخت کننده های عرضی)

نکته:

(ب) در صورتی که به عمل تماسی مستقیم بین قطعه سخت کننده و بال تیر، برای انتقال بارهای

متمرکز یا عکس العمل تکیه گاهی، نیاز نباشد، می توان سخت کننده عرضی را به بال کششی جوش

نداده و یا حتی می توان قطعه سخت کننده را نرسیده به بال کششی قطع کرد. در صورت عدم

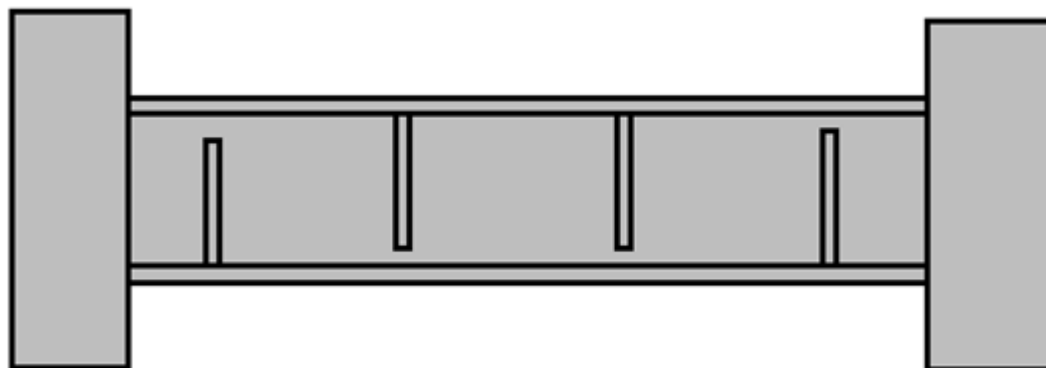
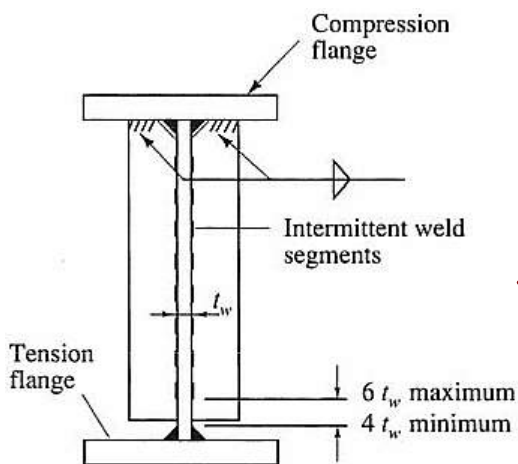
جوشکاری سخت کننده به بال کششی، جوش هایی که قطعه سخت کننده را به جان تیر متصل

می کنند باید در فاصله ای نه کمتر از ۴ برابر و نه بیشتر از ۶ برابر ضخامت جان از هر جوش اتصال

سخت کننده به جان و بال کششی ختم شوند.

(پ) سخت کننده های عرضی باید به بال فشاری متصل گردند تا از بلند شدن بال در اثر پیچش

جلوگیری به عمل آید.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی

محدودیت‌های استفاده از عمل میدان کششی

به طور کلی استفاده از عمل میدان کششی برای حالت‌های زیر محاز نمی‌باشد.

(الف) در چشمه‌های دو انتهای تیر،

(ب) در چشمه‌هایی که دارای بازشو هستند،

(پ) در چشمه‌های مجاور چشمه‌ای که بازشو دارد،

(ت) در اعضای که :

$$\frac{a}{h} > 3.0 \quad \text{یا} \quad \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2$$

(ت) در اعضای که :

$$\frac{2A_w}{A_{fc} + A_{ft}} > 2.5$$

(ت) در اعضای که :

$$\frac{h}{b_{ft}} > 6 \quad \text{یا} \quad \frac{h}{b_{fc}} > 6$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی

a- فاصله خالص بین سخت کننده‌های عرضی جان

h- مطابق تعریف بند (۱۰-۲-۶-۱)

A_{fc} - سطح مقطع بال فشاری

A_{ft} - سطح مقطع بال کششی

b_{fc} - پهنای بال فشاری

b_{ft} - پهنای بال کششی

در صورت استفاده از عمل میدان کششی، مقاومت برشی اسمی، V_n ، بر اساس حالت حدی تسلیم میدان کششی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} \Rightarrow V_n = 0.6 F_y A_w$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} \Rightarrow V_n = 0.6 F_y A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1/15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h} \right)^2}} \right)$$

(در پیش‌نویس ۹۹ به عنوان

C_v معرفی شده و

محدودیت حذف شده برای

C_v در نسخه ۹۲ اینجا

برای C_v اضافه شده

است)



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

(در پیشنویس ۹۹ ضوابط جداگانه ای نداریم و این ضوابط برای همه سخت کننده ها الزامی شده است)

۲-۶- مقاومت برشی

۱۰-۲-۶-۳-۳ سخت کننده های عرضی

در صورت استفاده از عمل میدان کششی، سخت کننده های عرضی علاوه بر تأمین الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۲ باید محدودیت زیر را نیز تأمین نمایند.

(الف)

$$(b/t)_{st} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \quad \text{(جلوگیری از کمانش موضعی)} \quad (11-6-2-10)$$

(ب)

$$I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1}) \left[\frac{V_u - V_{c1}}{V_{cr} - V_{c1}} \right] \quad (12-6-2-10)$$

که در آن:

$(b/t)_{st}$ = نسبت پهنا به ضخامت سخت کننده

F_{yst} = تنش تسلیم فولاد سخت کننده



واحد تهران شرق

Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

(در پیشنویس ۹۹ ضوابط جداگانه ای نداریم و این ضوابط برای همه سخت کننده ها الزامی شده است)

۶-۲- مقاومت برشی

I_{st1} = حداقل ممان اینرسی مورد نیاز بدون توجه به عمل میدان کششی مطابق رابطه زیر:

$$I_{st1} = b t_w^3 j = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] b_p t_w^3 \geq 0.5 b_p t_w^3 \quad (10-6-2-13)$$

که در آن، t_w ، b و j در بند ۱۰-۲-۶-۲-۲ تعریف شده اند.

I_{st2} = حداقل ممان اینرسی مورد نیاز با توجه به عمل میدان کششی مطابق رابطه زیر:

$$I_{st2} = \frac{h^4 \rho_{st}^{1/3}}{40} \left[\frac{F_{yw}}{E} \right]^{1/5} \quad (10-6-2-14)$$

h = مطابق تعاریف ارائه شده در بند ۱۰-۲-۶-۲-ب

V_u = بزرگترین مقاومت برشی مورد نیاز در چشمه های مجاور

V_{c1} = کوچکترین مقاومت برشی موجود در چشمه های مجاور بدون توجه به عمل میدان کششی

V_{c2} = کوچکترین مقاومت برشی موجود در چشمه های مجاور با توجه به عمل میدان کششی

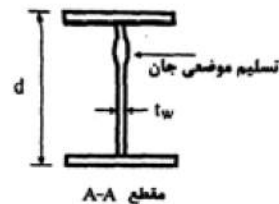
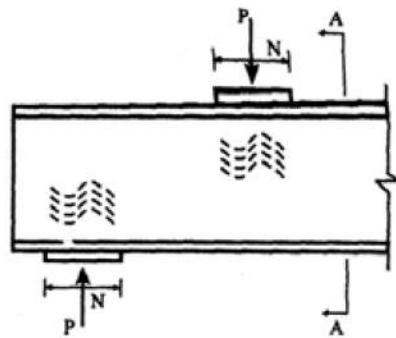
ρ_{st} = بزرگترین مقدار F_{yw}/F_{yst} و ۱

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان



۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی- خرابی موضعی زیر بار متمرکز: ۱۰-۲-۹-۱۰-۲



تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

مقاومت طرح، براساس حالت حدی تسلیم موضعی جان مساوی است با:

$$P \leq \phi R_n ; \phi = 1.0$$

$$R_n = (\delta k + N) F_{yw} t_w$$

$$R_n = (2 / \delta k + N) F_{yw} t_w$$

۱. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی و بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود.

۲. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کمتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود.

نکته: در ستونهای قوطی
 $t_w = 2t_w$

در روابط فوق:

F_{yw} - تنش تسلیم فولاد جان

t_w - ضخامت جان

d - ارتفاع کلی مقطع

k - فاصله از سطح خارج بال تا انتهای دو ماهیچه جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از سطح خارج بال تا انتهای جوش گوشه اتصال

بال و جان در مقاطع ساخته شده از ورق.

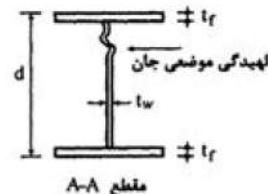
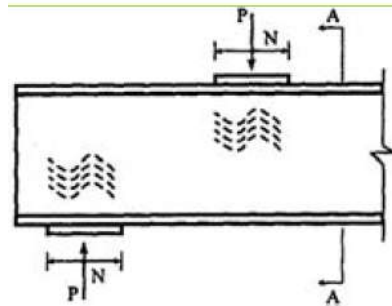
N - طول اتکای بار متمرکز (برای عکس‌العمل تکیه‌گاهی مقدار N نباید کمتر از K اختیار گردد).



واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی- خرابی موضعی زیر بار متمرکز: ۱۰-۲-۹-۱۰-۳



لهدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

مقاومت طرح، براساس حالت حدی لهدگی موضعی جان مساوی است با:

$$P \leq \phi R_n; \phi = 0.75$$

۱. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی و بزرگتر از $0.5d$ از انتهای عضو وارد می‌شود.

$$R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

۲. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کمتر از $0.5d$ از انتهای عضو وارد می‌شود.

$$\begin{aligned} \text{if } \frac{N}{d} \leq 0.2 &\Rightarrow R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \\ \text{if } \frac{N}{d} > 0.2 &\Rightarrow R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \end{aligned}$$

نکته: در ستونهای قوطی

$$t_f = t_f \text{ و } t_w = 2t_w$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

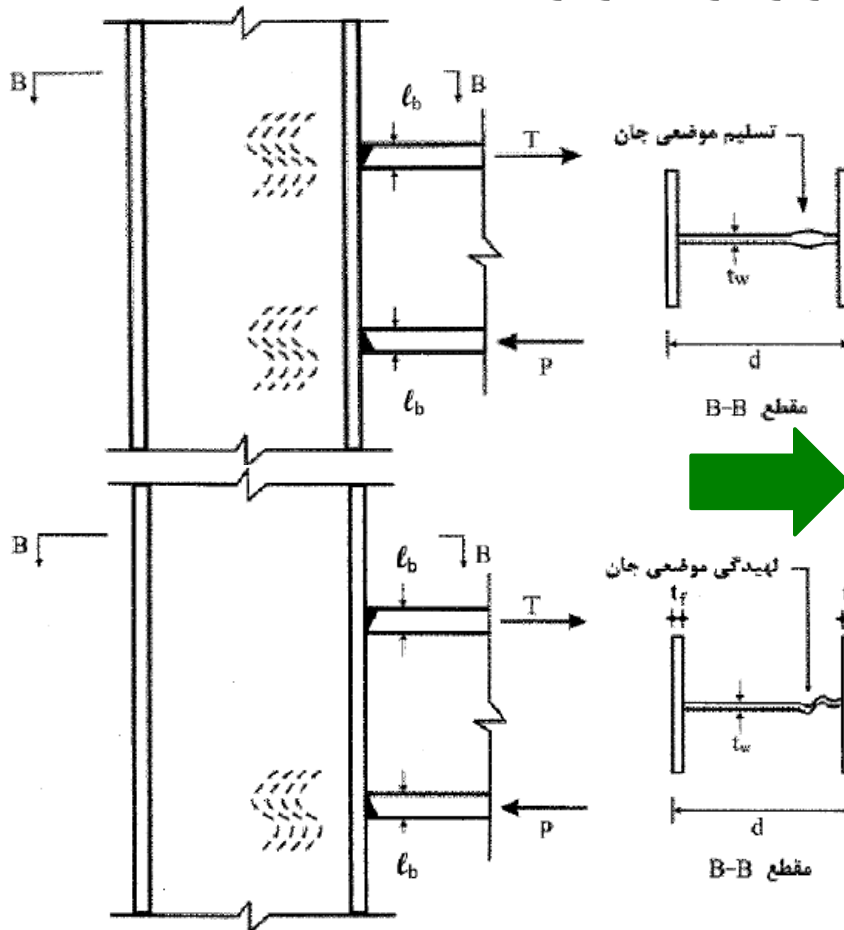
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

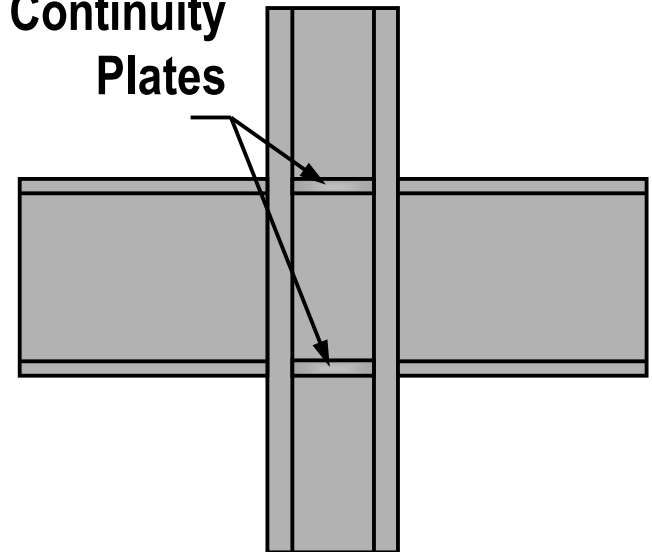
۲-۶- مقاومت برشی - خرابی موضعی زیر بار متمرکز: ۱۰-۲-۹-۱۰-۳

نکته:

$$l_b = N$$



Continuity
Plates





۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی- خرابی موضعی زیر بار متمرکز

تبصره: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیه یک جفت سخت کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز ضروری است. سخت کننده های تعبیه شده باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ را تأمین نمایند.

۱۰-۲-۹-۱۰-۷ مقررات تکمیلی برای سخت کننده ها در مقابل نیروهای متمرکز و در انتهای آزاد تیرها و شاه تیرها



- پهنای هر سخت کننده به اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک سوم پهنای بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می کند) کمتر باشد.

- **ضخامت** سخت کننده ها نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می کند) کمتر باشد. همچنین ضخامت سخت کننده ها نباید از پهنای هر سخت کننده تقسیم بر ۱۶ کمتر باشد.

همچنین نسبت عرض به ضخامت سخت کننده ها نباید از $0.56\sqrt{E/F_y}$ کمتر باشد.

۹۹

- ارتفاع ورق سخت کننده باید مساوی ارتفاع آزاد جان (فاصله بین دو بال) باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

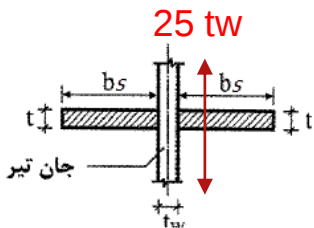
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی - خرابی موضعی زیر بار متمرکز

در صورتی که مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۱۰ تا ۱۰-۲-۹-۱۰ نیاز به سخت کننده در مقابل نیروی متمرکز فشاری باشد، لازم است یک جفت سخت کننده در مقابل نیروی فشاری متمرکز تعبیه شود. این سخت کننده ها باید به صورت یک ستون فرضی با بار محوری فشاری طراحی شوند. ارتفاع مؤثر ستون فرضی برابر $0.75h$ (ارتفاع آزاد جان در فاصله بین دو بال است) در نظر گرفته می شود. مقطع ستون فرضی عبارت است از مقطع جفت سخت کننده به اضافه نواری از جان که پهنای آن برای سخت کننده های میانی برابر $25t_w$ و برای سخت کننده های انتهایی برابر $12t_w$ در نظر گرفته می شود (t_w ضخامت جان است). جوش سخت کننده ها به بال (یا بال ها) باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز باشد. جوش سخت کننده ها به جان باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف جبری نیروهای فشاری دو انتهای سخت کننده باشد.





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی- شرایط استفاده از سخت کننده عرضی:

جمع بندی :

استفاده از سخت کننده عرضی در دو حالت امکان پذیر است:

۱- نسبت ارتفاع به ضخامت جان تیر (در ST37) بیشتر از ۷۱.۷ باشد.

$$h/t_w > 2/46 \sqrt{E/F_y}$$

در حالت کلی:

۲- لهیدگی یا تسلیم موضعی در جان رخ دهد. $h/t_w > 2.54 \sqrt{k_v E/F_y}$ ۹۹ (۱۷۱)

(۱۰-۲-۹-۱۰ و ۱۰-۲-۹-۳).

بنابراین برای تقویت به غیر از این موارد یا ضخامت جان را افزایش داده و یا ورق مضاعف جان نصب می شود:





Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

مقاومت برشی اعضا مقطع قوطی

مقاومت برشی اسمی، V_n برای این مقاطع مطابق با توضیحات بدون استفاده از میدان کششی محاسبه می شود با این تفاوت که در روابط مربوطه از مقایر زیر استفاده گردد :

$$K_v = 5$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$t_w = \text{ضخامت جان}^*$$

h = برای مقاطع نوردشده، فاصله خالص بین دو بال منهای شعاع انحنای بین بال و جان در هر طرف. در صورت مشخص نبودن شعاع انحنای برای محاسبه h می توان ابعاد کلی (بیرونی) منهای سه برابر ضخامت بال را در محاسبات منظور نمود.

= برای مقاطع جوشی ساخته شده از ورق، h فاصله خالص بین دو بال می باشد.

* منظور از جان مقاطع قوطی شکل، اجزایی می باشند که موازی نیروی برشی مورد نظر بوده و آن را تحمل می نمایند.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

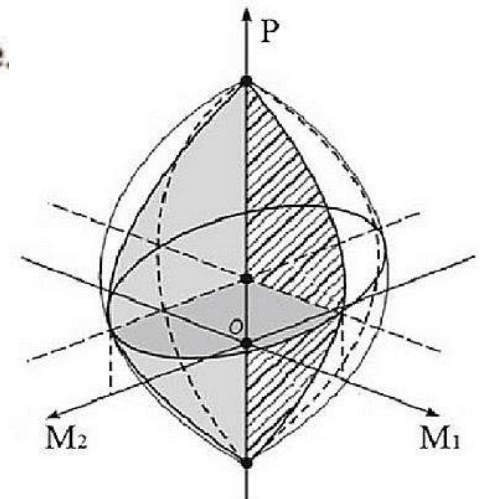
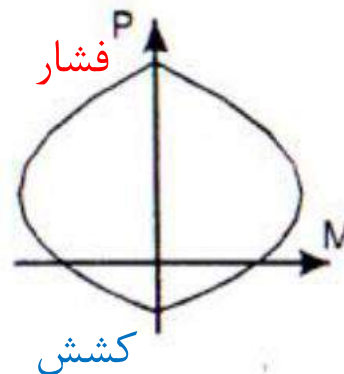
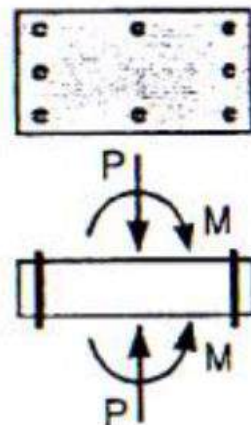
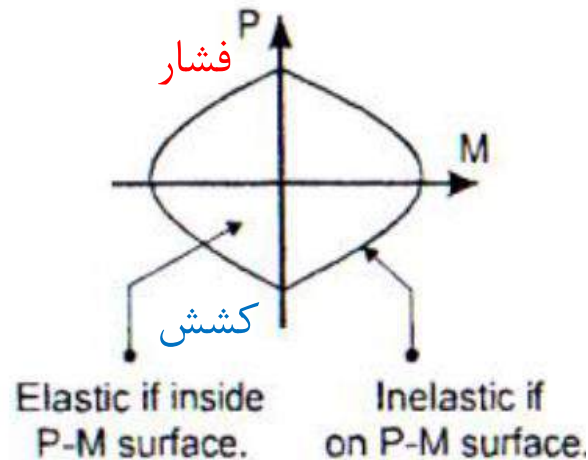
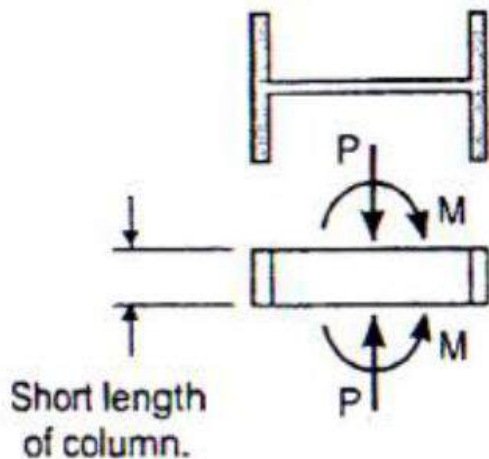
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

P-M Interaction Surfaces

۲- مفهوم مقاومت

۲-۷- ترکیب نیروی
محوری و خمشی
(تیر ستون)





واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۷- مقاومت خمشی و فشاری (تنش های ترکیبی - اندرکنش خمش و نیروی محوری)

۲-۷-۱- الزامات طراحی

(الف) برای $\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2$:

(۱-۷-۲-۱۰)

(ب) برای $\frac{P_u}{P_c} < 0.2$:

(۲-۷-۲-۱۰)

نکته : این نیروها باید از
روشهای مجاز تحلیل
بدست آمده باشند!

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\phi_c P_n = P_c = \text{مقاومت فشاری طراحی}$$

$$\phi_b M_{nx} = M_{cx} = \text{مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی X}$$

$$\phi_b M_{ny} = M_{cy} = \text{مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور ضعیف Y}$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۳- الزامات تحلیل و طراحی (اندرکنش) - روشهای مجاز تحلیل (۱۰-۲-۱-۵) واحد تهران شرق

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

روش مستقیم : (روش اصلی)

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

(۲) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۲ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.

(۴) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضاء محوری فشاری (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) برای انواع سیستمهای قاببندی شدهٔ ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی ($K=1$) تعیین شود.



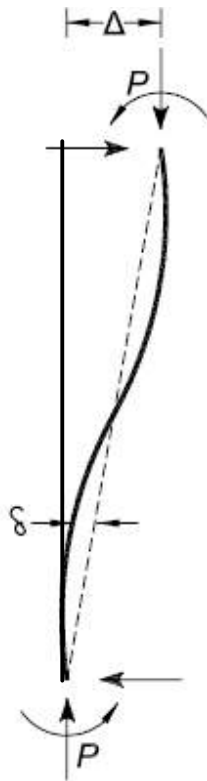
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

روشهای تحلیل مرتبه دوم (۱۰-۲-۱-۴)

الف- تحلیل الاستیک مرتبه دوم: تحلیل الاستیک مرتبه دوم به تحلیل‌هایی گفته می‌شود که در آنها روش تحلیل سیستم سازه‌ای الاستیک بوده لیکن در حین تحلیل آثار مرتبه دوم (شامل آثار $P-\delta$ و $P-\Delta$) در آن لحاظ می‌گردد.



ب- تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته:

$P-\Delta$ = Effect of loads acting on the displaced location of joints or nodes in a structure.

$P-\delta$ = Effect of loads acting on the deflected shape of a member between joints or nodes.

در این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته به عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است.

دقت کنید که اینجا نیروی P فشاری است نه کششی!



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

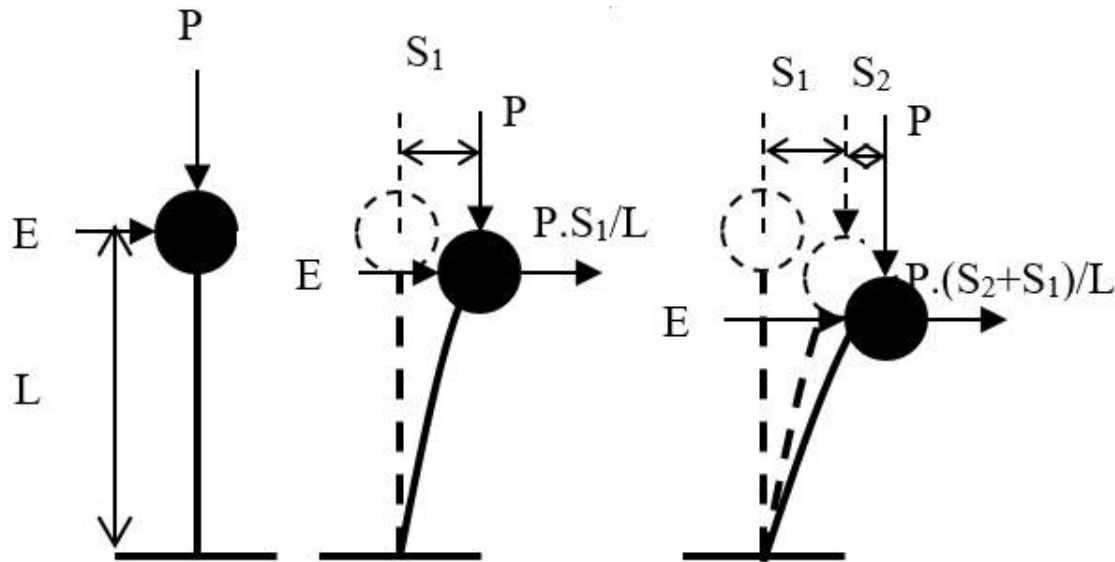
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تعریف تحلیل $P-\Delta$ (مرتبه دوم) الاستیک

الف- تحلیل الاستیک مرتبه دوم: (انجام تحلیل تکراری)

تغییر مکان نقطه اثر نیرو (اثر خطی-ارتجاعی) - اثر تقریبی و الاستیک: در اثر نیروی جانبی نقطه اثر نیروی قائم ثقلی جابجا شده و یک ممان ثانویه ($P.S_1$) ایجاد می کند، خود این ممان ثانویه مجدداً تغییر شکل جانبی را تشدید می کند، برای مثال یک سیستم یک درجه آزاد را مثال می زنیم:



در اینجا بر اثر تغییر مکان ناشی از بار جانبی، محل اثر بار ثقلی جابجا شده و ایجاد ممان ثانویه و در نتیجه برش ثانویه ($P.S_1/L$) می کند. این خود نیز باعث ایجاد تغییر مکان بیشتری می شود و این کار تا همگرایی و رسیدن به پایداری و یا فروریزش سازه ادامه دارد.

در این روش (الاستیک) **تحلیل تکراری** انجام شده و در انتها به **افزایش نیروها و نتایج** منتج می شود (تغییر مکان، خمش و برش)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تعریف تحلیل $P-\Delta$ (مرتبه دوم) الاستیک

ب : روش الاستیک مرتبه اول **تشدید یافته**

$$\begin{cases} M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \\ P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} \end{cases}$$

M_{nt} = لنگر خمشی مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد. (ثقلی)

M_{lt} = لنگر خمشی مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی (جانبی)

P_{nt} = نیروی محوری مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد. (ثقلی)

P_{lt} = نیروی محوری مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی (جانبی)

B_1 = ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر $P-\delta$. این ضریب باید برای هر عضو تحت اثر نیروی

محوری فشاری و لنگر خمشی و یا تحت اثر توام آنها در هر راستای خمشی عضو مطابق بخش -

پ-۲-۱ به طور جداگانه محاسبه گردد. برای اعضای که در معرض نیروی محوری فشاری قرار

ندارند، این ضریب باید برابر یک منظور گردد.

B_2 = ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$. این ضریب باید برای هر طبقه ساختمان و در هر

راستای تغییر مکان جانبی طبقه مطابق بخش پ-۲-۲-۲ به طور جداگانه محاسبه گردد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب : روش الاستیک مرتبه اول **تشدید یافته**

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} \geq 1.0 \quad (\text{پ-۲-۳})$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (EI)^*}{(K_1 L)^2} \quad \longrightarrow \quad * : \text{در تحلیل مستقیم سختی کاهش یافته استفاده می شود!} \quad (\text{پ-۲-۵})$$

K_1 = ضریب طول موثر در صفحه خمش و مقدار آن برای اعضای کلیه سیستم‌های سازه‌ای باید برابر یک در نظر گرفته شود.

P_u = مقاومت محوری مرتبه دوم مورد نیاز. در رابطه پ-۲-۳ برای محاسبه B_1 مقدار P_u را می‌توان بر اساس تخمین مرتبه اول ($P_u = P_{nt} + P_{lt}$) محاسبه کرد.

ضریب تشدید B_2 برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای جابجایی جانبی از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$B_2 = \frac{1}{\left[1 - \frac{P_{story}}{P_{e story}} \right]} \geq 1.0 \quad (\text{پ-۲-۶})$$

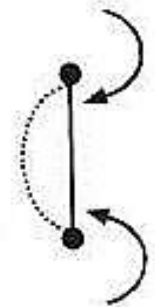


واحد تهران شرق

ب : روش الاستیک مرتبه اول **تشدید یافته**

C_m = ضریبی است که به شرح زیر در حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده است، تعیین می‌گردد. نکته : این ضریب صرفاً برای بارثقلی و بنابراین برای بدون انتقال جانبی محاسبه می‌شود.
(۱) برای تیر ستون‌های فاقد هر نوع بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحه خمش:

$$C_m = \frac{M_1}{M_2} - \frac{1}{6} \quad (\text{پ-۲-۴})$$



$$M_1 / M_2 < 0$$

انحنای ساده

که در آن M_1 و M_2 لنگرهای خمشی مرتبه اول دو انتهای ناحیه مهار نشده عضو مورد نظر در صفحه خمش بوده و $|M_1| \leq |M_2|$ می‌باشد. در رابطه پ-۲-۴ در صورتی که انحنای عضو به علت

لنگرهای M_1 و M_2 ساده باشد نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ منفی و در صورتی که انحنای عضو به علت لنگرهای M_1 و M_2 مضاعف باشد، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت است.



$$M_1 / M_2 > 0$$

انحنای مضاعف

(۲) برای تیر ستون‌هایی که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحه خمش قرار دارند مقدار C_m را می‌توان به طور محافظه کارانه برابر یک فرض نمود مگر آن که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب : روش الاستیک مرتبه اول **تشدید یافته**

P_{story} = مجموع بارهای قائم طبقه ناشی از ترکیب بارگذاری نظیر راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه

$P_{e\ story}$ = مقاومت کمانش بحرانی الاستیک طبقه در راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه و بر پایه تحلیل کمانش جانبی از رابطه زیر بدست می آید.

$$P_{e\ story} = \left(1 - 0.15 \frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) \frac{HL}{\Delta_H} \quad (\text{پ-۲-۷})$$

P_{mf} = مجموع بارهای قائم ستونهای قابهای خمشی ناشی از ترکیب بارگذاری نظیر راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه در طبقه مورد نظر. مقدار P_{mf} برای سیستمهای ساختمانی ساده توام با مهاربندی یا دیوارهای برشی برابر صفر و برای سیستمهای قاب خمشی و سیستمهای دوگانه یا ترکیبی در صورتی که کلیه اتصالات گیردار باشند برابر P_{story} و برای سیستمهای قاب خمشی و سیستمهای دوگانه یا ترکیبی که در آنها برخی از قابها به صورت ثقلی طراحی شده باشند، مقدار P_{mf} برابر مجموع بارهای قائم ستونهای قاب خمشی می باشد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب : روش الاستیک مرتبه اول **تشدید یافته**

Δ_H = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه مورد مطالعه ناشی از نیروهای جانبی بر پایه تحلیل مرتبه اول و صلبیت خمشی $(EI)^*$. $(EI)^*$ پارامتری است که در رابطه پ-۲-۵ مورد استفاده قرار گرفته است. در مواردی که مقدار Δ_H برای قابهای مختلف در پلان طبقه متفاوت باشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی تغییر مکان جانبی نسبی قابهای مختلف (که نسبت به بارهای قائم قابهای مختلف سنجیده می شود) و یا به طور محافظه کارانه برابر تغییر مکان جانبی حداکثر طبقه در نظر گرفته شود.

H = برش طبقه ناشی از بارهای جانبی در راستای مورد مطالعه که در محاسبه Δ_H مورد استفاده قرار گرفته است.

L = ارتفاع طبقه



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب : روش الاستیک مرتبه اول **تشدید یافته**

$$P_{e\ story} = \left(1 - \frac{P_{mf}}{P_{e\ story}}\right) \frac{HL}{\Delta_H} = \frac{HL}{\Delta_H} \quad (P_{mf}=0) \text{ قاب ساده مهاربندی}$$

$$P_{e\ story} = \left(1 - \frac{P_{mf}}{P_{e\ story}}\right) \frac{HL}{\Delta_H} = 0.85 \frac{HL}{\Delta_H} \quad (P_{mf}=P_{story}) \text{ قاب کامل خمشی}$$

$$B_2 = \frac{1}{\left[1 - \frac{P}{\alpha HL}\right]} = \frac{1}{\left[1 - \frac{P\Delta}{\alpha HL}\right]} = \frac{1}{[1 - \beta \theta_i]}$$

$\beta \approx 1.18$ برای قاب خمشی
 $\beta = 1.0$ برای قاب مهاربندی

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} \right]_i = \frac{P\Delta}{HL}$$

شاخص پایداری طبقه (استاندارد ۲۸۰۰)

$$M_{ip\Delta} = M_i \left(\frac{1}{1 - \theta_i} \right) \quad \text{ضریب تشدید لنگر تقریبی برای اثرات P-}\Delta \text{ (استاندارد ۲۸۰۰)}$$

$\rightarrow B_2$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تعریف تحلیل $P-\Delta$ (مرتبه دوم)

تغییر سختی (اثر غیر خطی - ارتجاعی) - اثر دقیق : ستون یک درجه آزاد تحت اثر بار ثقلی فشاری که در ابتدا وارد شده نرم تر می گردد یا به عبارتی **سختی هندسی** آن تغییر کرده لذا تغییر مکان ناشی از بار جانبی که مستقیماً به سختی جانبی آن بستگی دارد افزایش می یابد. نتیجتاً این عامل باعث افزایش تغییر مکانها و بعضاً نیروهای سازه شده و با حالتی که سازه هیچ تغییر سختی نداده است متفاوت خواهد بود. این اثر به **تحلیل مرتبه دوم غیر خطی** - یعنی تحلیل جانبی پس از بارگذاری ثقلی و نوشتن روابط تعادل برای هندسه تغییر شکل یافته عضو - معروف است. در یک سازه و برای محاسبه سختی کل داریم :

$$[K] = [K_f] + [K_g]$$

در رابطه بالا K_f ماتریس سختی مرتبه اول استاندارد و K_g ماتریس سختی هندسی است که به میزان P و طول عضو L بستگی دارد (P/L). تا قبل از انجام تحلیل ثقلی، مقدار نیروی محوری P صفر منظور می گردد و داریم : $[K] = [K_f]$ (تحلیل مرتبه اول). در ادامه با مشخص شدن P از تحلیل بار ثقلی ماتریس سختی هندسی ($[K_g]$) نیز محاسبه شده و باعث کاهش سختی کل می گردد و چنانچه با افزایش P داشته باشیم : $[K_g] = [K_f]$ سختی کل برابر صفر شده و **کمانش** اتفاق می افتد. تفاوت عمده این روش با روش قبلی در این است که روش اول **ناپایداری سازه و به طور ویژه کمانش ستونها** را در نظر نمی گیرد، اثری که ممکن است اتفاق بیافتد و بسیار مهم است.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نواقص هندسی اولیه (۱۰-۲-۱-۵-۱-۱)

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

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

$$N_i = 0.002 Y_i \quad (10-2-1-4)$$

که در آن:

N_i = بار جانبی فرضی در طبقه i

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



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نواقص هندسی اولیه (۱۰-۲-۱-۵-۱-۱)

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



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

روش مستقیم

سختی کاهش یافته (۲-۱-۵-۱-۲-۱۰)

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

(۱) ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیه سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیه سختی‌های تمامی اعضا (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش ۰/۸ یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = 0.8\tau_b EI$$

(۴-۱-۲-۱۰)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

روش مستقیم

سختی کاهش یافته (۲-۱-۵-۱-۲-۱۰)

$$\tau_b = \begin{cases} 1/0 & \frac{P_u}{P_y} \leq 0.5 \\ \frac{P_u}{P_y} \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > 0.5 \end{cases} \quad (6-1-2-10)$$

در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ P_u مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو می باشد. ($P_y = A_g F_y$)

(۳) به جای استفاده از τ_b متغیر در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضا، می توان مقدار τ_b را برای کلیه نسبت های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی

اضافی برابر $1.0 Y_i$ به کلیه طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیه ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته

شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱-۱-۵-۱-۲-۱۰ شامل این بار جانبی اضافی نمی شود. (دو صفحه قبل)



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

روش مستقیم

تبصره: در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومتهای مورد نیاز اعضا محدود می گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کفها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

لازم به ذکر است این کاهش سختی جهت منظور نمودن اثرات تنشهای پسماند در نرم کردن سازه منظور شده است.

مزایای روش آنالیز مستقیم:

- در هر دو صورت برقراری شرط $B_2 \geq 1.5, B_2 < 1.5$ قابل استفاده است.
- در صورت انجام تحلیل آنالیز مستقیم، نیازی به کنترل طبقه مهار شده و نشده برای سازه ها نیست. در این روش ضریب K برای همه ستون ها برابر 1 انتخاب می شود.
- انجام آنالیز مستقیم توسط کاربر ساده تر و سریع تر از روش ضریب طول موثر Effective Length می باشد و منجر به نتایج واقعی تر از سازه می شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- روش طول موثر - الزامات (۱۰-۲-۱-۵-۲)

شرط استفاده :

نسبت تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی $1/5$ باشد.

روش انجام:

(۱) تحلیل سازه باید مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم و بدون در نظر گرفتن هرگونه کاهش سختی باشد.

(۲) اثر نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) مطابق ملاحظات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مقاومت طراحی کلیه اعضاء محوری فشاری (P_c) بر اساس ضریب طول موثر (K) تعیین شود. ضریب طول موثر اعضا (K) متناسب با نوع سیستم قاببندی شده باید بر اساس الزامات بندهای ۱۰-۲-۱-۳-۱ الی ۱۰-۲-۱-۳-۳ تعیین گردد.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- روش طول موثر

معایب روش های سنتی آنالیز پایداری سازه های فولادی:

روش طول موثر Effective Length

- عدم قابلیت انعکاس توزیع غیر الاستیک نیرو های داخلی در سیستم سازه ای
- عدم تشخیص اطلاعات مکانیزم شکست اعضا در سیستم سازه ای
- آنالیز پایداری با روش طول موثر در نرم افزارهای محاسباتی به جهت لزوم محاسبه K برای هر عضو و سپس بررسی آنالیز پایداری با سرعت کمی همراه است
- و مهم تر اینکه همواره در تعیین ضریب K با مشکلات و پیچیدگی هایی برای موارد خاص مواجه بودیم که روند آنالیز را با مشکل روبرو می سازد



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۳- روش تحلیل مرتبه اول - الزامات (۱۰-۲-۱-۵-۳)

شرط استفاده :

- (۱) بارهای ثقیل عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم متحمل شود.
- (۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی $1/5$ باشد.
- (۳) مقاومت محوری فشاری مورد نیاز (P_u) تمامی اعضایی که سختی خمشی آنها در پایداری جانبی سازه موثرند از $0.5P_y$ تجاوز ننماید. P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y = A_g F_y$) می‌باشد.

با توجه به محدودیتهای این تحلیل، در خصوص طراحی سازه ها تحت بارهای جانبی توصیه نمی شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

خلاصه روشهای تحلیل

- انجام تحلیل تکراری یا غیرخطی
محاسبه ضرایب تشدید $B1, B2$
- روش مستقیم
- ۱- انجام تحلیل مرتبه دوم مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴
 - ۲- در نظر گرفتن آثار نواقص هندسی اولیه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱
 - ۳- فرض سختی کاهش یافته اعضا در تحلیل $P-\Delta$ مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۲
 - ۴- لحاظ کردن ضریب طول موثر K برابر ۱ برای محاسبه P_n (فرض قاب مهارشده)
- انجام تحلیل تکراری یا غیرخطی
محاسبه ضرایب تشدید $B1, B2$
- روش طول موثر
- ۱- انجام تحلیل مرتبه دوم مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴
 - ۲- در نظر گرفتن آثار نواقص هندسی اولیه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱
 - ۳- لحاظ کردن ضریب طول موثر K مطابق بند ۱۰-۲-۱-۳-۱ الی ۱۰-۲-۱-۳-۳



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

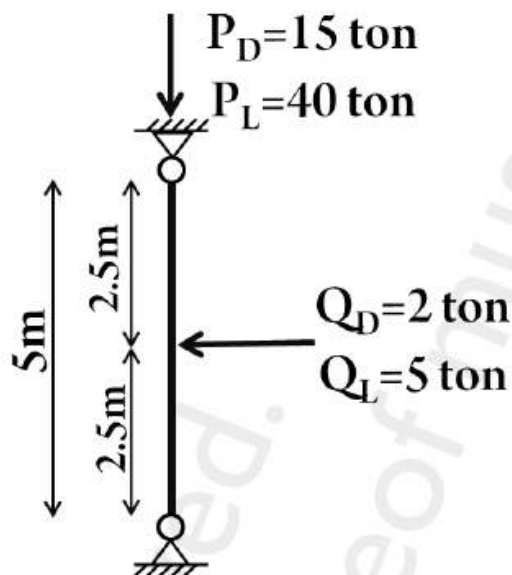
علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مثال ۱۶۳ تیر ستون نشان داده شده در شکل ۹-۲ با مقطع IPB240 که تحت بارهای نشان داده شده قرار دارد را در نظر بگیرید. خمش ایجاد شده حول محور قوی می باشد. ضوابط مبحث دهم برای اثر اندرکنشی لنگر و نیروی محوری را با فرض تنش تسلیم فولاد برابر ۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، بررسی نمایید.

با توجه به اینکه دو سر عضو بصورت مفصلی می باشد، بنابراین ضریب طول موثر قطعه برابر یک است. برای IPB240 داریم:

$A_g = 106 \text{ cm}^2$	$I_x = 11260 \text{ cm}^4$	$r_x = 10.3 \text{ cm}$	$r_y = 6.08 \text{ cm}$
$I_y = 3920 \text{ cm}^4$	$S_x = 938 \text{ cm}^3$	$S_y = 324 \text{ cm}^3$	$Z_x = 1053 \text{ cm}^3$
$t_f = 1.7 \text{ cm}$	$t_w = 1.0 \text{ cm}$		



شکل ۹-۲ تیر ستون تحت نیروی محوری و لنگر خمشی.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

بنابراین داریم:

$$\begin{aligned}\frac{KL}{r} &= \frac{500}{6.08} = 82.2 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \\ F_e &= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{(82.2)^2} = 2921.3 \frac{kg}{cm^2} \\ F_{cr} &= \left[0.658 \frac{2400}{2921.3} \right] 2400 = 1700 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow P_n = F_{cr} A_g = 1700 \times 106 \times 10^{-3} = 180 \text{ ton} \\ \phi_c P_n &= 0.9 \times 180 = 162 \text{ ton}\end{aligned}$$

برای تعیین ظرفیت خمشی حول محور قوی، با فرض $C_b = 1.0$ داریم: (برای توزیع مثلی لنگر، طبق جدول جزوه برابر ۱.۳۱۶ است)

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 309 \text{ cm} < L_b < L_r$$

مقدار L_r برابر است با:

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



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
 دکتری تخصصی مهندسی سازه
 عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ضریب ثابت تابیدگی C_w طبق مبحث دهم، برای مقاطع I شکل متقارن با تقارن دو محوره برابر است با:

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{3920 \times (24 - 1.7)^2}{4} = 487344 \text{ cm}^6$$

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} = \frac{2 \times 24 \times 1.7^3 + (24 - 2 \times 1.7) \times 1.0^3}{3} = 85 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{3920 \times 487344}}{938} = 46.6 \text{ cm}^2$$

مقدار h_0 برای مقطع IPB240 برابر $24 - 1.7 = 22.3 \text{ cm}$ می باشد.

$$L_r = 1.95 \times \sqrt{46.6} \frac{2 \times 10^6}{0.7 \times 2400} \sqrt{\frac{85 \times 1.0}{938 \times 22.3} + \sqrt{\left(\frac{85 \times 1.0}{938 \times 22.3}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 2400}{2 \times 10^6}\right)^2}} = 1476 \text{ cm}$$

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

$$M_p = Z F_y = 1053 \times 2400 = 2527200 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 1.0 \left[2527200 - (2527200 - 0.7 \times 2400 \times 938) \left(\frac{5 - 3.09}{14.74 - 3.09} \right) \right] = 2371200 \text{ kg.cm} \leq M_p$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 2371200 \times 10^{-5} = 21.3 \text{ ton.m}$$

نکته: حل صحیح این است که طبق جدول جزوه ضریب C_b برابر ۱.۳۱۶ فرض شود.



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

بارهای ضریبدار:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 15 + 1.6 \times 40 = 82 \text{ ton}$$

$$Q_u = 1.2Q_D + 1.6Q_L = 1.2 \times 2 + 1.6 \times 5 = 10.4 \text{ ton}$$

حداکثر لنگر خمشی در وسط ستون ایجاد می شود:

$$M_u = \frac{10.4 \times 5}{4} = 13 \text{ ton.m}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{82}{162} = 0.5 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.5 + \frac{8}{9} \left(\frac{13}{21.3} + 0 \right) = 1.04 > 1.0$$

با اندکی چشم پوشی می توان ۴٪ افزایش مقدار نسبت اندرکنشی را نادیده گرفت و مقطع را قبول نمود.

مثال ۱۶۶ مقطع عضو نشان داده شده در شکل ۸-۹، IPB300 می باشد. برای تحلیل سازه از یک تحلیل مرتبه اول با سختی کاهش یافته استفاده شده است.

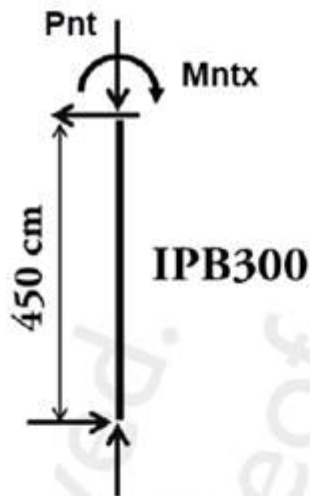
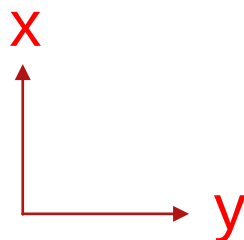
برای طراحی به روش حالات حدی، مقدار بارهای ضریبدار $P_{nt}=120 \text{ ton}$ ، $M_{ntx}=15 \text{ ton.m}$ بدست آمده است. با فرض $K_x=1.0$ کفایت مقطع را بررسی نمایید. نوع فولاد ST37 در نظر گرفته شود.



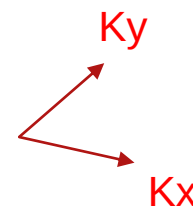
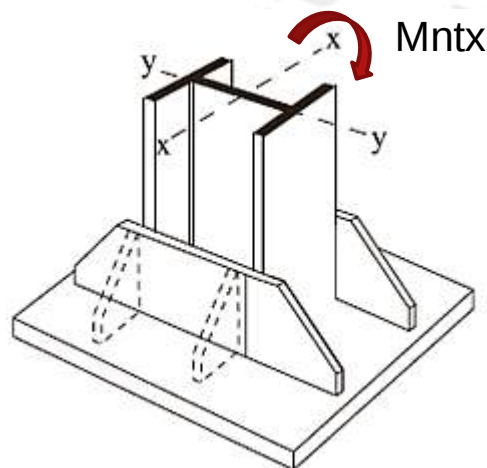
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



شکل ۸-۹ تیر-ستون



(ضرایب طول موثر برای
کمانش حول محور مورد
نظر)

برای IPB300 داریم:

$$A_g = 149 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 1869 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 870 \text{ cm}^3 \quad I_x = 25170 \text{ cm}^4 \quad I_y = 8563 \text{ cm}^4$$

برای خمش حول محور قوی داریم:

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

از آنجایی که در تحلیل از سختی کاهش یافته EI^* استفاده شده، در تعیین P_{e1} نیز بایستی از همین سختی کاهش یافته بهره جست. با فرض $\tau_b = 1.0$ داریم:

$$EI^* = 0.8\tau_b EI = 0.8(1.0)EI = 0.8EI$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.8 EI_x}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.8 \times 2 \times 10^6 \times 25170}{(1.0 \times 450)^2} \times 10^{-3} = 1962 \text{ ton}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1x}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{120}{1962}} = 0.639 < 1.0 \rightarrow B_{1x} = 1.0$$



Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مقاومت خمشی مورد نیاز برابر است با:

$$M_{ux} = B_{1x}M_{ntx} + B_{2x}M_{ltx} = 1.0 \times 15 + 0 = 15 \text{ ton.m}$$

مقاومت محوری فشاری مورد نیاز برابر است با:

$$P_r = P_u = P_{nt} + B_2P_{lt} = 120 + 0 = 120 \text{ ton}$$

برای طول مهارنشده ۴/۵ متر و همچنین مقطع IPB300، با فرض $C_b=1.0$ ، مقدار ظرفیت خمشی $M_{nx}=42.21 \text{ ton.m}$ می باشد بنابراین:

$$\phi_b M_{nx} = 0.9 \times 42.21 = 38 \text{ ton.m}$$

مقدار ظرفیت فشاری برای IPB300 با طول ۴۵۰ سانتیمتر برابر $P_n=298.9 \text{ ton}$ می باشد. بنابراین:

$$\rightarrow \phi_c P_n = 0.9 \times 298.9 = 269 \text{ ton}$$

با نوشتن رابطه اندرکنشی بین نیروها داریم:

$$\rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{120}{269} = 0.44 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.44 + \frac{8}{9} \left(\frac{15}{38} + 0 \right) = 0.79 < 1.0$$

مقطع جوابگو است.