تهران شرق

طراحی سازه های فولادی ۱

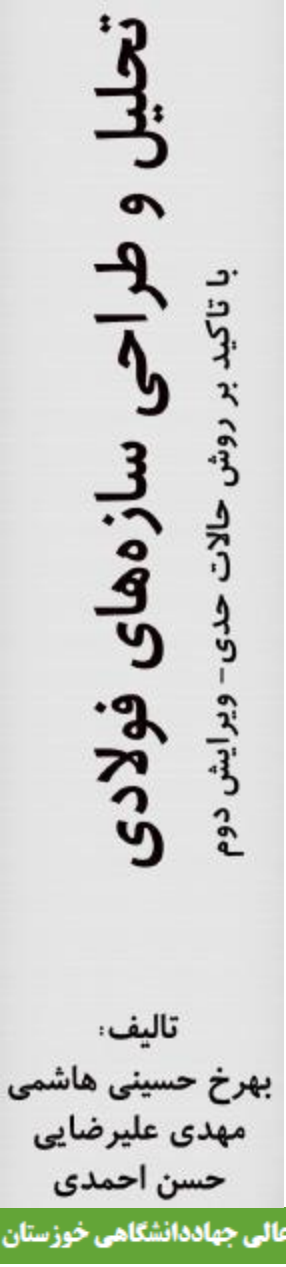
تابستان ۱۴۰۱ (با بررسی نسخه ۱۴۰۱)

ارائه دهنده :

علیرضا فاروقی

استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق
دکترای تخصصی مهندسی سازه

با سپاس از :
نوید سیاه پلو، هیئت علمی مجتمع آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان



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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

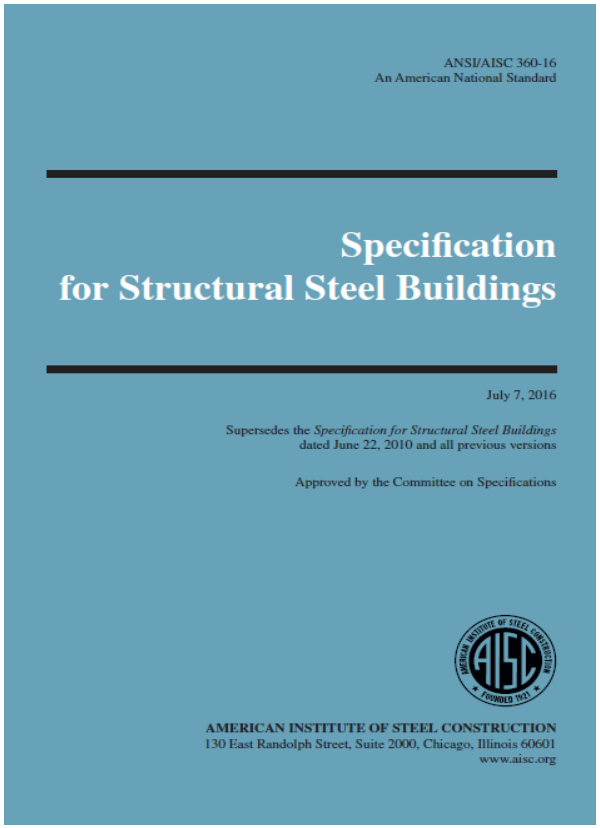
۸- طراحی اعضای تی‌ر - ستون (اندرکنش خمش و نی‌روی محوری)

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

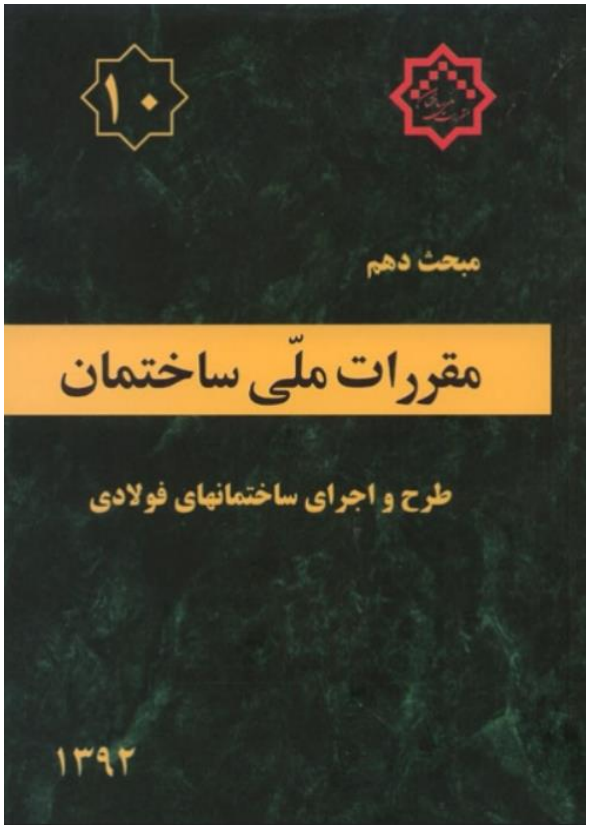
علیـــــرضا فـــاروقـــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

آی‌ی‌ن نامه های مورد استفاده:



AISC 360 - 16



مبحث دهم – ۹۲ (۱۴۰۱)

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

علیـــــــرضا فــاروقــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تعاریف

اتصال اتکایی: اتصالی که در آن انتقال نیروی برشی از طریق اتکای بدنهٔ پیچ به جدارهٔ سوراخ صورت می‌گیرد و از مقاومت اتصال در برابر لغزش صرف‌نظر می‌شود.

اتصال پیش‌تنیده: اتصالی که در آن انتقال نیروی برشی از طریق اتکای بدنهٔ پیچ به جدارهٔ سوراخ صورت می‌گیرد و از مقاومت اتصال در برابر لغزش صرف‌نظر می‌شود. بااین‌وجود در اجرا و هنگام نصب، پیچ‌های این نوع اتصالات باید پیش‌تنیده شوند.

اتصال ساده (مفصلی): اتصالی است که از نظر دوران، انعطاف‌پذیر بوده و لنگری را به تکیه‌گاه انتقال نمی‌دهد.

اتصال کف‌ستون: اتصالی است که از ورق کف‌ستون، اجزای اتصال‌دهنده (شامل سخت‌کننده‌های قائم، افقی و لچکی) و وسایل اتصال (شامل میل‌مهارها، پیچ و جوش) تشکیل شده و وظیفهٔ آن انتقال نیروهای ایجادشده در پای ستون به شالوده است.

اتصال گیردار پیش‌تأییدشدهٔ تیر به ستون: اتصال گیرداری است که دارای توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی غیر الاستیک به میزان موردنظر، بدون کاهش قابل‌توجه مقاومت است. الزامات این نوع اتصالات در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است.

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

علیـــــرضا فــاروقــی
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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

انواع فولادها

A – طبقه بندی فولادها

A-۱- طبقه بندی فولادها بر اساس ترکیب شیمیایی
فولادها آلیاژی با پایه آهن هستند که دارای حداکثر ۲٪ کربن و عناصر دیگر می باشند.
افزودنی های فولاد به قرار زیر هستند :

۱) **کربن:** افزودن کربن به فولاد، باعث افـزایش مقاومـت فـولاد تـا یـک محـدودهٔ مشخص شده ولی تردی و شـکنندگی آن را افـزایش داده و مقاومـت آن را در برابر بارهای ضربه‌ای و دینامیکی کاهش می‌دهد. همچنین کربن زیاد، خاصیت جوش‌پذیری فولاد را نیز به شدت کاهش می‌دهد.

۲) **منگنز:** باعث افزایش مقاومت فولاد در برابر ضربه و سایش شده و شکل‌پذیری آن را افزایش می‌دهد.

۳) **مولیبدن:** باعث افزایش مقاومت گرمایی و سختی فولاد شده و شکل‌پذیری آن را کاهش می‌دهد.

۴) **سیلیسیوم:** باعث افزایش مقاومت فولاد در برابر خوردگی می‌شود.

۵) **نیکل:** باعث افزایش شکل‌پذیری فولاد می‌شود.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

A-۲- آشنایی با انواع فولاد

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

۱- فولاد کربنی
  - ۱- فولاد کم‌کربن
  - 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 خانوادهٔ 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،۱۵الی ۰،۲۹ درصد است.
فولاد با کربن متوسط : مقدار آن حدود ۰،۳الی 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

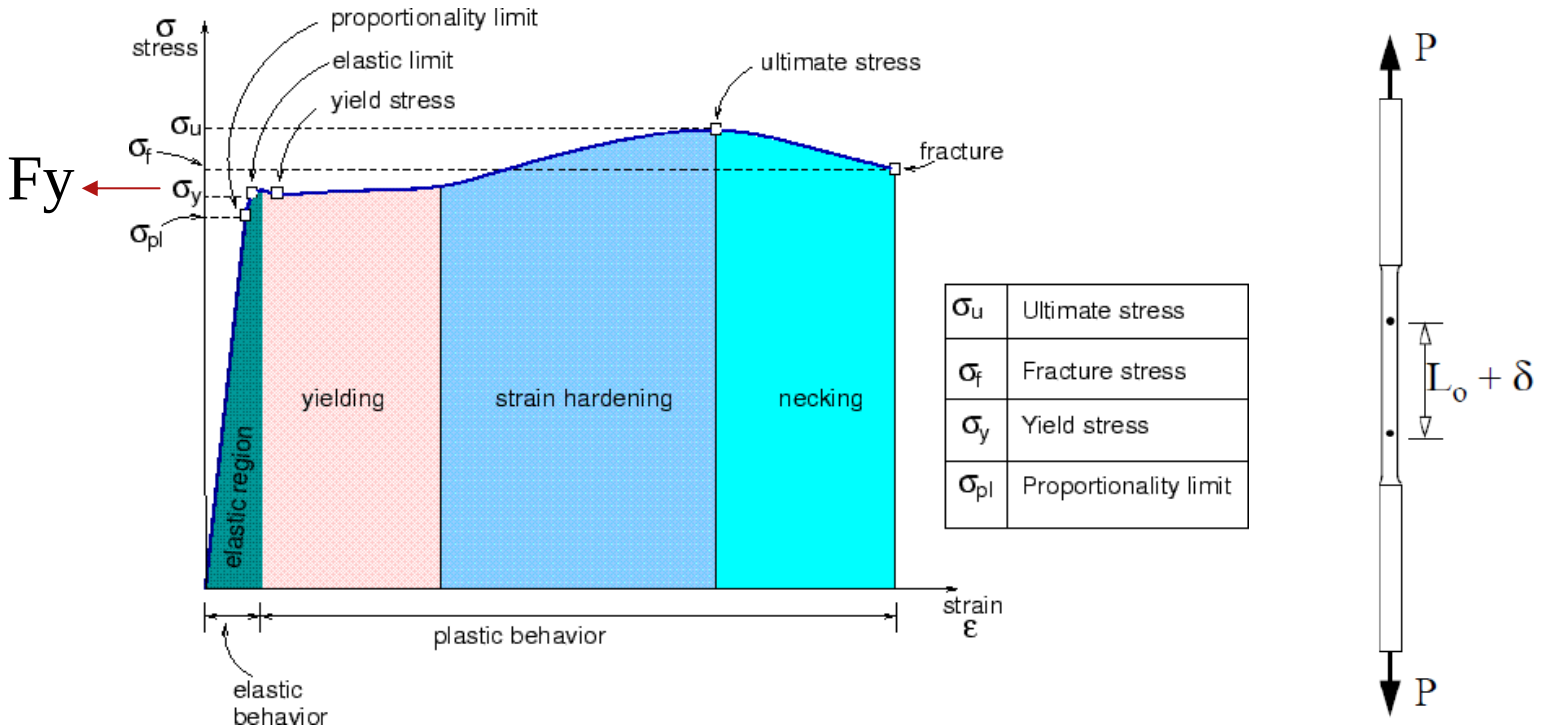
علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

A-۳- بررسی منحنی تنش - کرنش در فولاد نرمهٔ ساختمانی

آزمایش کشش مستقیم، یکی از ساده‌ترین و مهم‌ترین آزمایش‌های مقاومت مصالح می‌باشد. هدف از انجـام ایـن 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 به‌دست می‌آوریم.

کامل‌ترین نمودار تنش - کرنشی که می‌توان برای فولاد ساختمانی رسـم کرد، مطابق شکل مقابل است:



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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

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

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

نوع فولاد	مقاومت کششی برای ضخامت (mm)					حداقل تنش تسلیم برای ضخامت قطعه به mm								
	<۳	۳ ≤ ۱۰۰	> ۱۰۰ ≤ ۱۵۰	>۱۵۰ ≤۲۵۰	>۲۵۰ ≤۴۰۰	≤۱۶	>۱۶ ≤۴۰	>۴۰ ≤۶۳	>۶۳ ≤۸۰	>۸۰ ≤۱۰۰	>۱۰۰ ≤۱۵۰	>۱۵۰ ≤۲۰۰	>۲۰۰ ≤۲۵۰	>۲۵۰ ≤۴۰۰
	N/mm²					N/mm²								
S۲۳۵JR	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۴۰-۴۹۰	-	۲۳۵	۲۲۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۱۹۵	۱۸۵	۱۷۵	-
S۲۳۵J۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۴۰-۴۹۰	-	۲۳۵	۲۲۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۱۹۵	۱۸۵	۱۷۵	-
S۲۳۵J۲	۳۶۰-۵۱۰	۳۶۰-۵۱۰	۳۵۰-۵۰۰	۳۴۰-۴۹۰	۳۳۰-۴۸۰	۲۳۵	۲۲۵	۲۱۵	۲۱۵	۲۱۵	۱۹۵	۱۸۵	۱۷۵	۱۶۵
S۲۷۵JR	۴۳۰-۵۸۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۰۰-۵۴۰	۳۸۰-۵۴۰	-	۲۷۵	۲۶۵	۲۵۵	۲۴۵	۲۳۵	۲۲۵	۲۱۵	۲۰۵	-
S۲۷۵J۰	۴۳۰-۵۸۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۰۰-۵۴۰	۳۸۰-۵۴۰	-	۲۷۵	۲۶۵	۲۵۵	۲۴۵	۲۳۵	۲۲۵	۲۱۵	۲۰۵	-
S۲۷۵J۲	۴۳۰-۵۸۰	۴۱۰-۵۶۰	۴۰۰-۵۴۰	۳۸۰-۵۴۰	۳۸۰-۵۴۰	۲۷۵	۲۶۵	۲۵۵	۲۴۵	۲۳۵	۲۲۵	۲۱۵	۲۰۵	۱۹۵

رده بندی فولاد ساختمانی : DIN 17100

Steel grade according to Table 1		Mechanical and technological properties 1)									
		Tensile strength Rm for product thicknesses in mm			Upper yield point ReH. for product thicknesses in mm						
Code number	Material number	< 3	⩾ 3 ⩽100	> 100	⩽16	> 16 ⩽ 40	⩾ 40 ⩽ 63	⩾ 63 ⩽ 80	>80 ⩽100	> 100
		N/mm²			N/mm²					
St33	1.0035	310 up to 540	290	-	185	175 5)	-	-	-	-
St37.2 USt37.2	1.0037 1.0035	360up to 510	340 up to 470	by agreement	235	225	215	205	195	by agreement
RSt37.2 St37.3	1.0038 1.0116				235	225	215	215	215	
St44-2 St44-3	1.0044 1.0144	430 up to 580	410 up to 540		275	265	255	245	235	
St52-3	1.0570	510 up to 680	490 up to 630		355	345	335	325	315	

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نسخه ۱۴۰۱

جدول ۱۰-۱-۱*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استانداردهای ISIRI 14262 (جدید ایران)، ISIRI 1600 (قدیم ایران)، EN 10025 (اتحادیهٔ اروپا) و ISO 630-2 (بین‌المللی)

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

* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

واحد تهران شرق

نسخه ۱۴۰۱

جدول ۱۰-۱-۳*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استاندارد انجمن آزمایش مصالح آمریکا (ASTM)

** نام و ردهٔ فولاد مطابق استاندارد ASTM	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
ASTM A36	تا 200 بیشتر از 200	250 220	550-400	21
ASTM A572 Grade 42 Grade 50 Grade 55 Grade60 Grade65	تمام ضخامت‌ها	290 345 380 415 450	415 450 485 520 550	24 21 20 18 17
ASTM A588 Grade B Grade C	تمام ضخامت‌ها	345 345	485 485	21 21
ASTM A709 Grade 36 Grade50 Grade 50S	تمام ضخامت‌ها	250 345 450-345	550-400 450 450	21 21 21
ASTM A913 Grade 50 Grade 60 Grade 65	تمام ضخامت‌ها	345 415 450	450 520 550	21 18 17
ASTM A992	تمام ضخامت‌ها	450-345	450	21

* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

جدول ۱۰-۱-۴*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استاندارد JIS G 3136 ژاپن

** نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد JIS G 3136	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی (%)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
SN400A	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ 16 $16 < t \le 40$ $40 < t \le 100$	235 235 235 235 215	400 – 510	– – – – –	17 17 21 21 2
SN400B	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ 16 $16 < t \le 40$ $40 < t \le 100$	235 235 - 355 235 - 355 235 - 355 215 - 335	400 – 510	– ≤80 ≤80 ≤80 ≤80	18 18 22 22 24
SN400C	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ 16 $16 < t \le 40$ $40 < t \le 100$	– – 235 - 355 235 - 355 215 - 335	400 – 510	– – ≤80 ≤80 ≤80	18 18 22 22 24
SN490B	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ 16 $16 < t \le 40$ $40 < t \le 100$	325 325 – 445 325 – 445 325 – 445 295 – 415	490 – 610	– ≤80 ≤80 ≤80 ≤80	17 17 21 21 23
SN490C	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ 16 $16 < t \le 40$ $40 < t \le 100$	– – 325 – 445 325 – 445 295 – 415	490 – 610	– – ≤80 ≤80 ≤80	17 17 21 21 23

* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

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

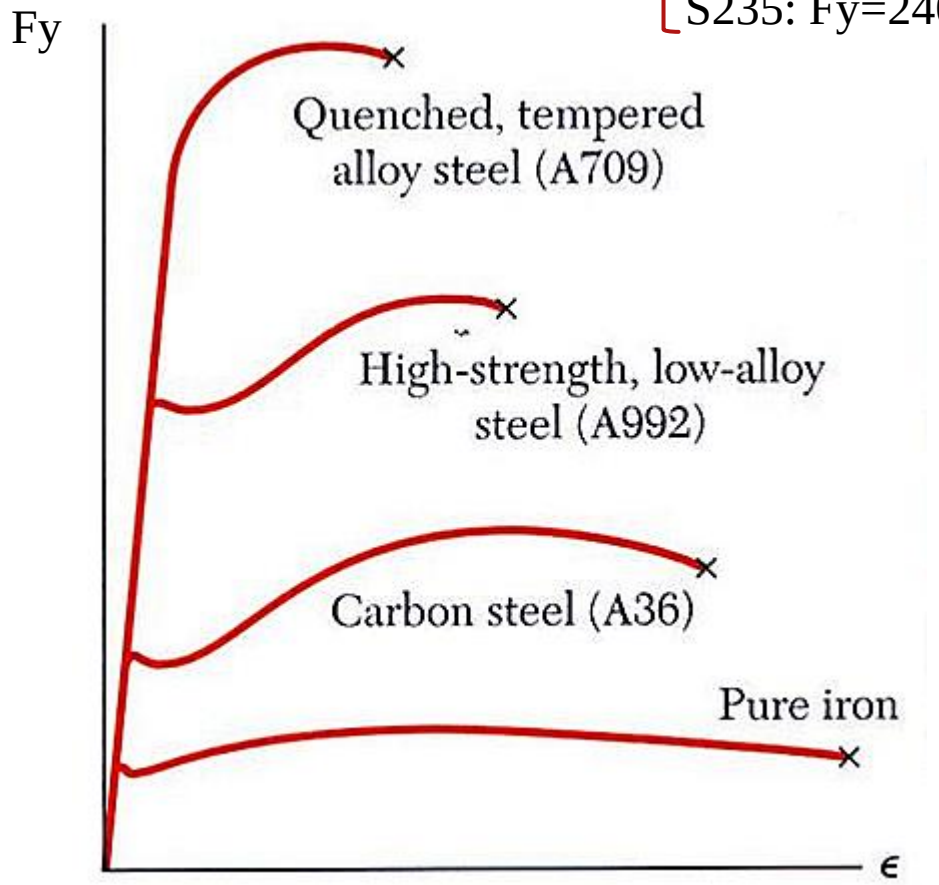
علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

دیگر نامگذاری های بین المللی فولاد

A14012: Fy=3500, Fu=4600 (ASTM) kg/cm2
S355: Fy=3600, Fu=5200 (EN)-(DIN: ST52)

A36: Fy=2500, Fu=4100 (ASTM) kg/cm2
S235: Fy=2400, Fu=3600 (EN)-(DIN: ST37)



فولاد با کربن زیاد

فولاد با کربن متوسط

فولاد با کربن ملایم

فولاد کم کربن

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

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.

۲- فولاد پرمقاومت و کم‌آلیاژ

این فولاد با افزودن مقادیر ناچیزی کروم، مس، منگنز و ... به فولادهای کم‌کربن 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: $۲۸۰۰\,kg/cm^۲ < F_y < ۴۸۰۰\,kg/cm^۲$

تذکر 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 پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش ندارد.

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

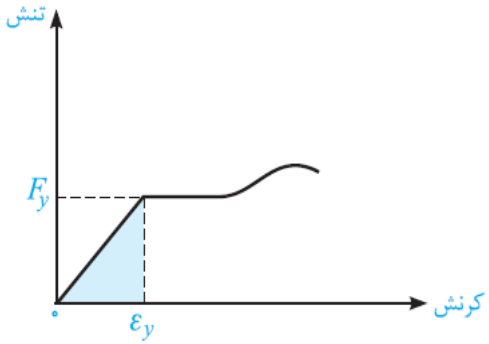
واحد تهران شرق

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

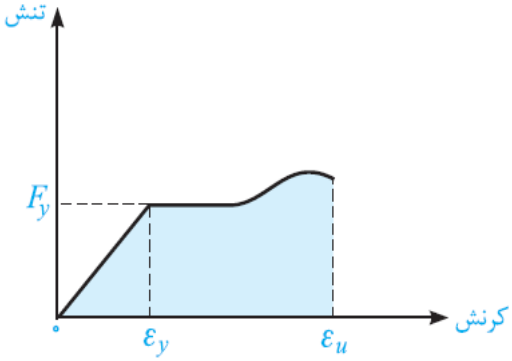
A-۳- بررسی منحنی تنش - کرنش در فولاد نرمهٔ ساختمانی

از مقاومت مصالح به خاطر داریم که مساحت زیر نمودار تنش - کرنش ، معادل انرژی کرنشی جـذب شـده توسط واحد حجم مصالح می‌باشد. با توجه به این موضوع، ۳ پارامتر زیر را برای فولاد تعریف می‌کنیم:



فنریت: سطح زیر نمودار تنش - کرنش در ناحیـهٔ الاسـتیک، معـادل فنریت ماده است و به آن مدول برجهندگی نیز می‌گویند. ایـن انـرژی کرنشی پس از باربرداری حذف می‌شود زیرا تـنش‌هـا و کـرنش‌هـا در مصالح صفر می‌شود. با افـزایش F_y ، مـساحت زیـر نمـودار در ناحیـهٔ الاستیک افزایش یافته و فنریت ماده افزایش می‌یابد.

مدول برجهندگی را معمولاً به سختی فولاد مرتبط می‌کنند. برای جذب انرژی بیـشتر در ناحیـهٔ الاسـتیک، بایستی از فولاد با فنریت بیشتر استفاده کرد. در کمک‌فنر خودروها، از این خاصیت فولاد استفاده می‌شود.



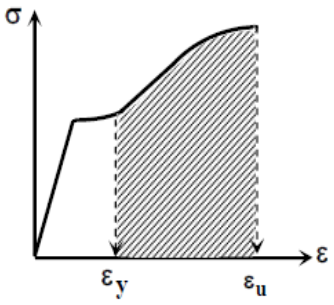
طاقت (چقرمگی): سطح زیر نمودار تنش - کرنش تا لحظهٔ شکـست، معادل طاقت فولاد است و به آن مدول چقرمگی نیز مـی‌گوینـد. ایـن پارامتر را معمولاً به شکل‌پذیری فولاد مرتبط می‌کنند.

برای جذب انرژی بیشتر در ناحیهٔ پلاسـتیک، بایـستی از فـولاد بـا طاقت بالاتر استفاده کرد.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق



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

$$\mu = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$$

برخلاف تصور اولیه دو پارامتر مهم نمودار تنش - کرنش فولاد یعنی F_u و ε_u متناظر یک نقطه (نقطهٔ پایانی) در نمودار تنش - کرنش نیستند. ε_u کرنش نهایی فولاد در لحظهٔ گسیختگی را نشان داده و F_u تنش ماکزیممی است که فولاد در طی بارگذاری تحمل می‌کند و مربوط به نقطه‌ای قبل از نقطهٔ گسیختگی می‌باشد.
برای فولاد نرمهٔ ساختمانی، معمولاً مقادیر زیر در محاسبات استفاده می‌شود:

$$E = ۲/۱\times۱۰^{۶}\ kg/cm^{۲} \quad , \quad \nu = ۰/۳ \quad , \quad G = \frac{E}{۲(۱+\nu)} \simeq ۰/۸\times۱۰^{۶}\ kg/cm^{۲}$$

$\alpha = ۱۲\times۱۰^{-۶}/C^{\circ}$ (ضریب انبساط حرارتی)

دقت شود که پارامترهای G، ν، E و α در تمام فولادها تقریباً یکسان می‌باشند و افزودنی‌های فولاد، بر روی آنها تأثیر چندانی ندارد.

Young's Modulus (Pa)

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

Stress (Pa)

Strain

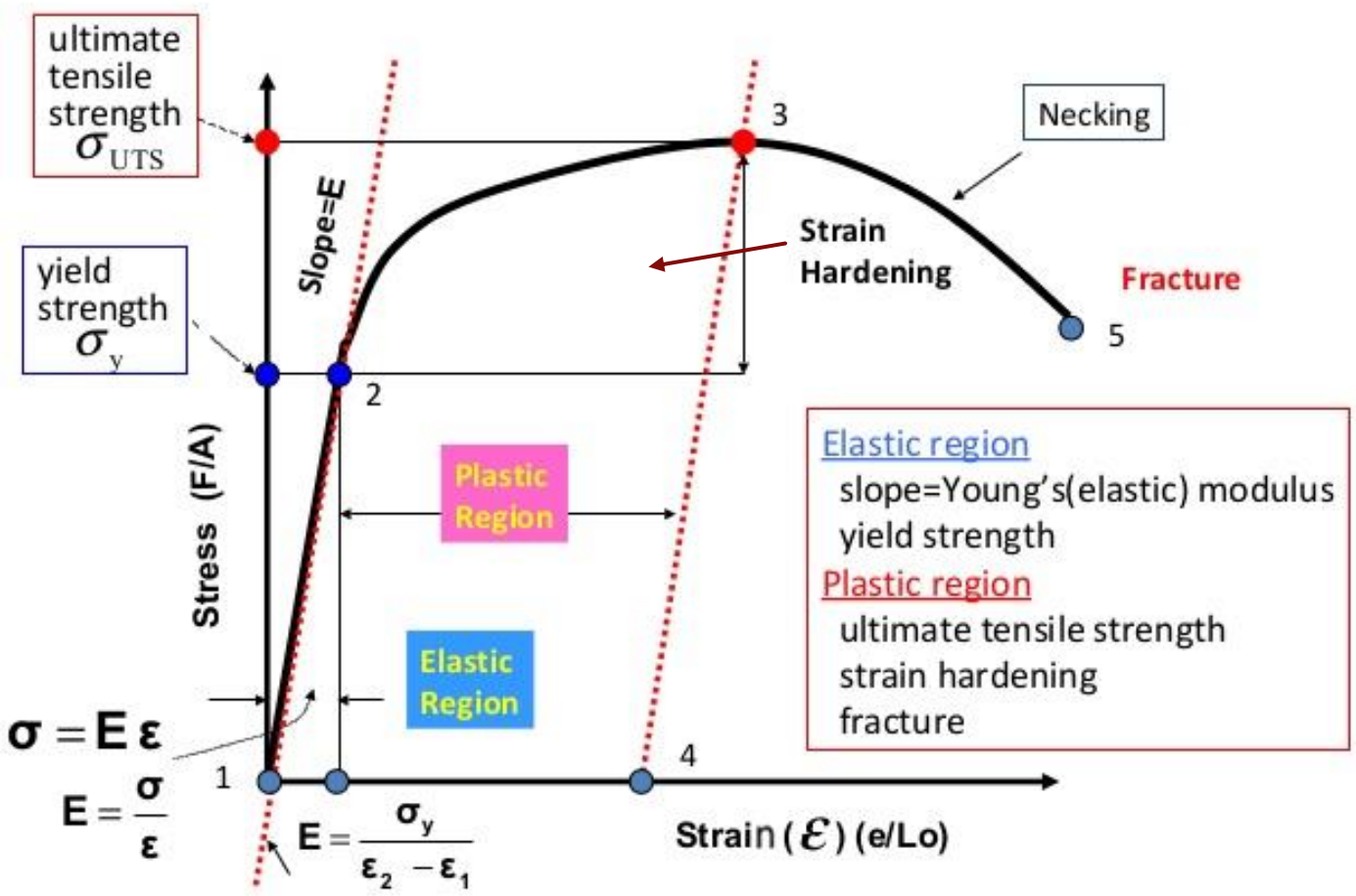
۱۰-۱-۴-۲ از نظر این مبحث، مدول الاستیسیته (ضریب ارتجاعی) مصالح فولادی (E) مساوی ۲×۱۰^{۵} مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

Stress-Strain Diagram

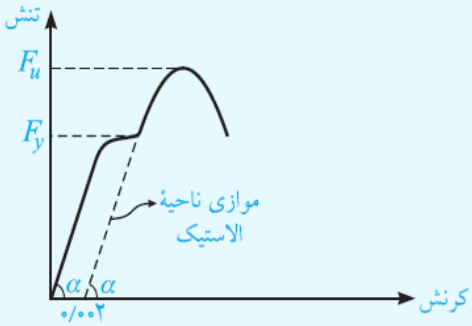


Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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، نقطهٔ 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 ناحیهٔ 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 **اُفست** نامیده می‌شود.

شایان ذکر است که در این فولادها، نسبت $\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$ 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

علیـــــرضا فـــاروقـــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

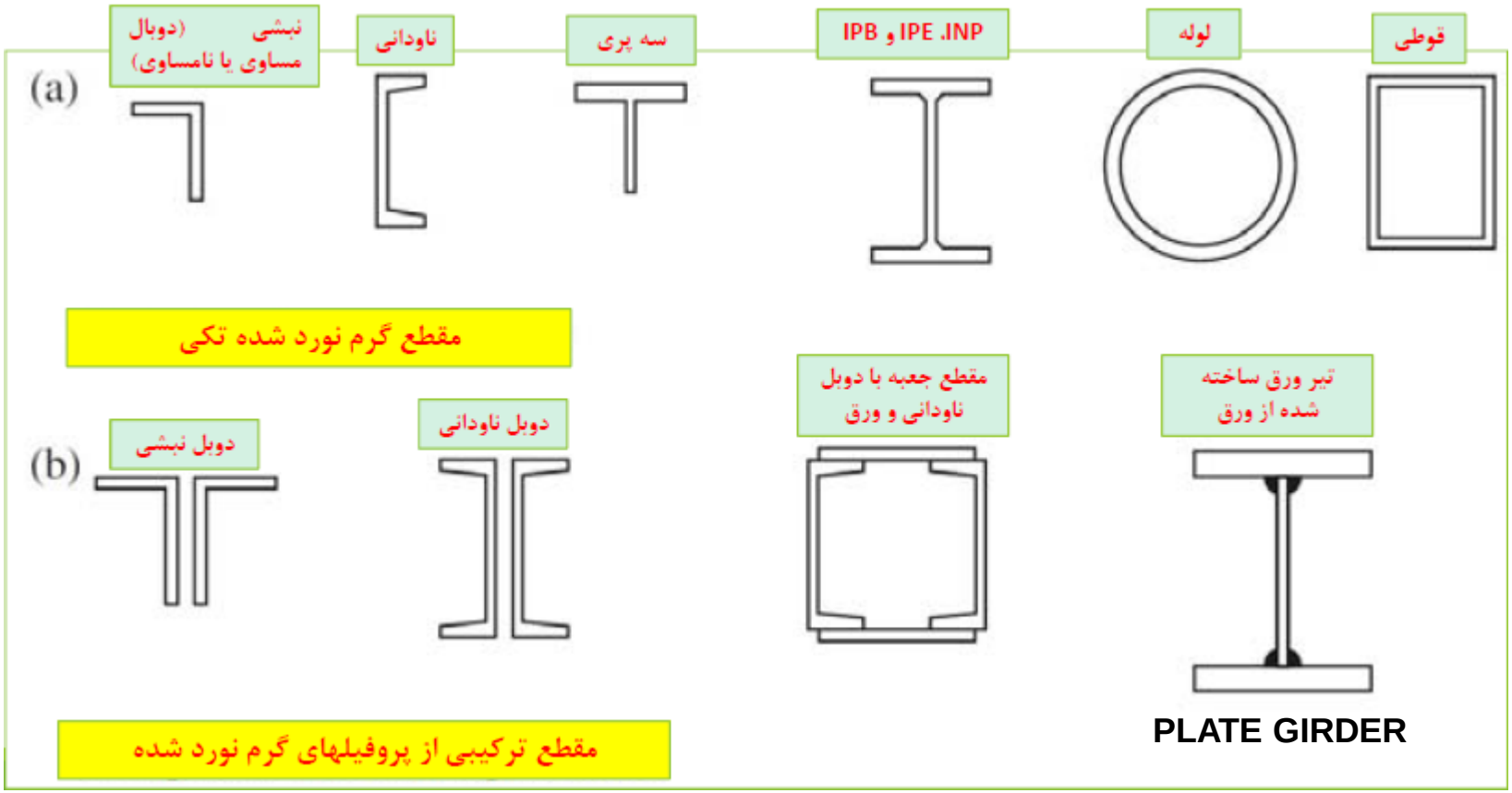
واحد تهران شرق

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 تویلد ورق و از شمش برای تولید پروفیل استفاده می شود.



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

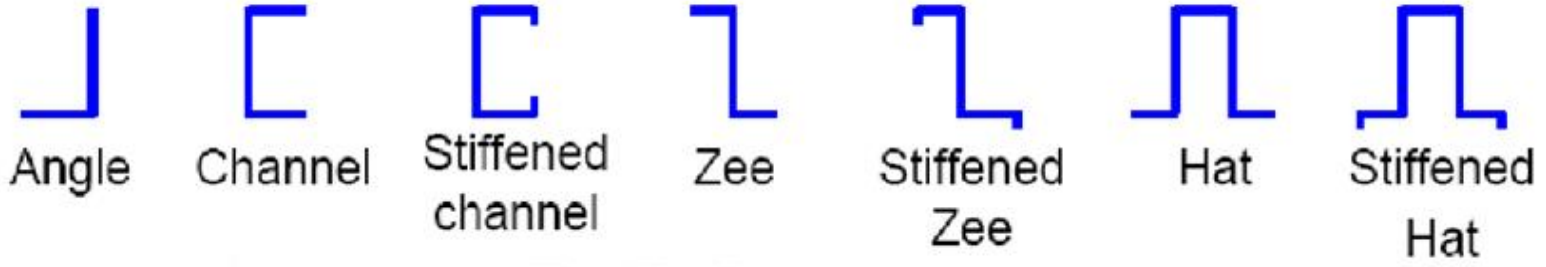
علیـــــرضا فـاروقــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

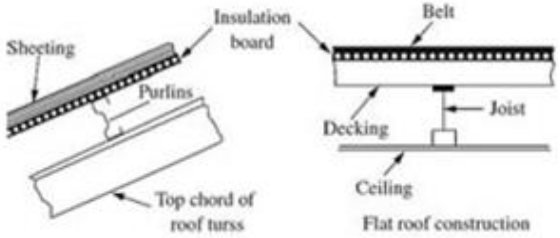
واحد تهران شرق

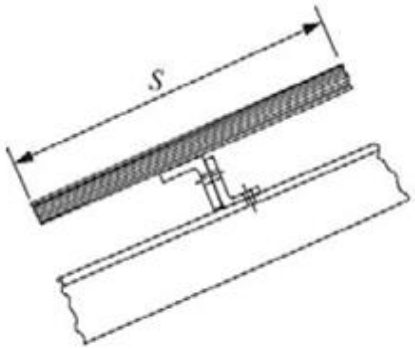
پروفیلهای ساختمانی:

ب- سرد نورد شده (Cold Rolled Steel)

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







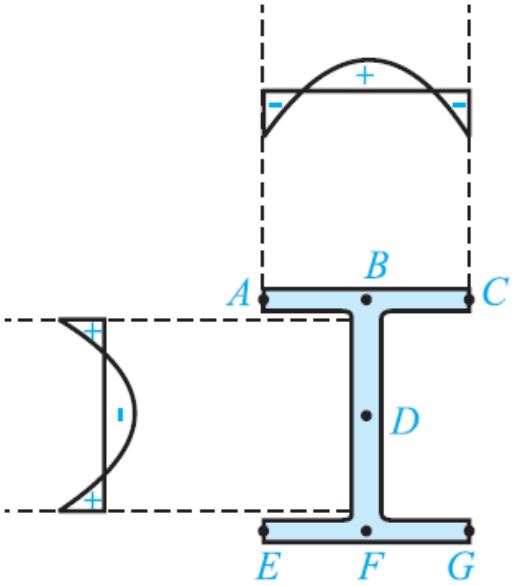
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تنشهای پسماند:

در تهیهٔ 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.



مقطـــع (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 نقطهٔ اول، تنش پسماند از نوع فشاری و در دو نقطهٔ دیگر از نوع کششی می‌باشد. با توجه به این موضوع، نمودار توزیع تنش پسماند مطابق شکل مقابل است:

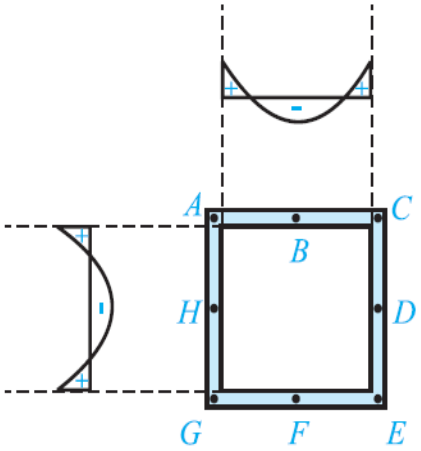
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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 مـی‌شـوند. در چهـار نقطـهٔ اول، تنش پسماند از نوع فشاری و در چهار نقطهٔ دیگر از نوع کششی می‌باشد. با توجه به این موضوع، نمودار توزیع تـنش پـسماند مطـابق شکل مقابل است:



باید توجه شود که تنش پسماند بر روی مقاومت نهایی عضو تحـت کـشش تـأثیری نداشـته و تـأثیر آن بـر 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 می‌شـود کـه مقـادیر آن، در مقایسه با تنش‌های پسماند ناشی از نورد فولاد بیشتر است. از طرفی عملیاتی مانند چکش‌کاری فولاد، تنش‌های پسماند را آزاد می‌کند.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

Fatigue:

B-۲- خستگی در فولاد

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

پدیدهٔ خستگی در مورد پل‌ها، سازه‌های مرتبط با ماشین‌آلات مرتعش و سکوهای دریایی بیشتر مشاهده می‌شود.

در مورد این پدیده، موارد زیر حائز اهمیت است:

۱. مقاومت یک سازهٔ فولادی در برابر خستگی، علاوه بر جنس فولاد، بـه پارامترهـایی ماننـد نحـوهٔ بارگـذاری، 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 تغییـر علامت بار بیشتر باشد، خستگی تأثیر بیشتری بر عملکرد فولاد دارد.

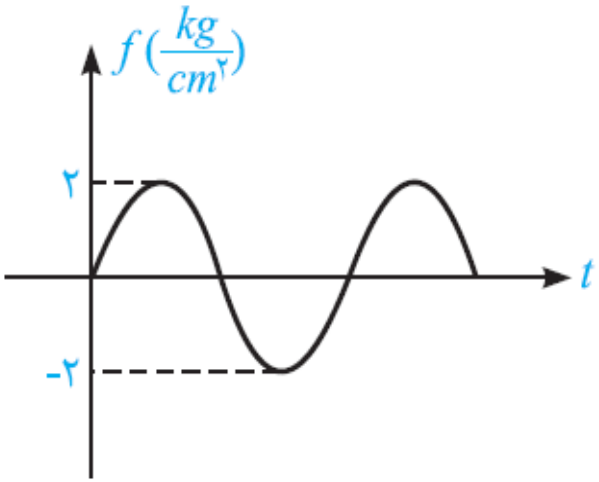
به‌طور مثال در دو نمودار تنش - زمان زیـر حاصـل $f_{max}-f_{min}$ برابـر $۴\ kg/cm^۲$ بـوده ولـی در نمـودار سمت چپ که حاصل R در آن منفی است، تغییرعلامت بار بیشتر بوده و اثر خستگی بیشتر است.

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

علیـــــرضا فـاروقــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

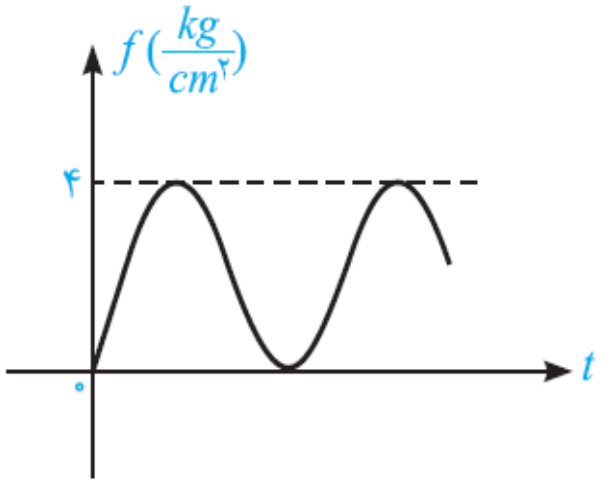
واحد تهران شرق

Fatigue:



$f_{max} - f_{min} = ۲ - (-۲) = ۴$

$R = \frac{-۲}{۲} = -۱$



$f_{max} - f_{min} = ۴ - ۰ = ۴$

$R = \frac{۰}{۴} = ۰$

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

علیـــــرضا فــاروقــی
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

علیـــــرضا فـاروقــی
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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 می گردد.
- 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 - L L

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 ٦ 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 ٦ به بار برف مبنا اسم گذاری شده است تابع شرایط برف گیر بوده و در کشور ایران به ٦ 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 ٦ 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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. $D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S$

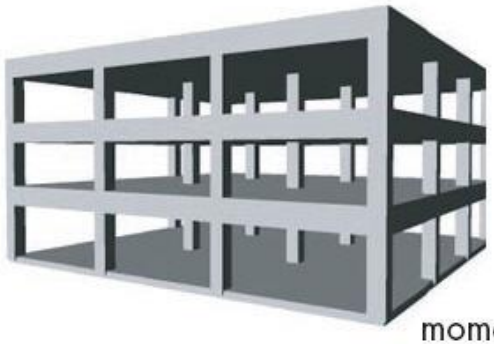
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

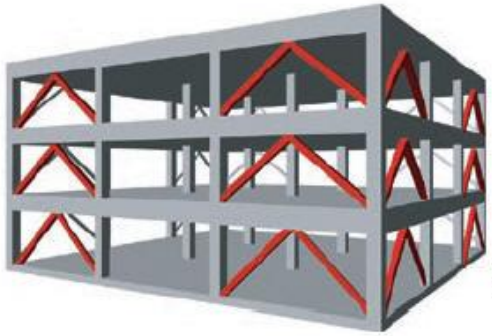
۲- مفهوم مقاومت- قسمت دوم

معرفی سیستمهای سازه ای متداول



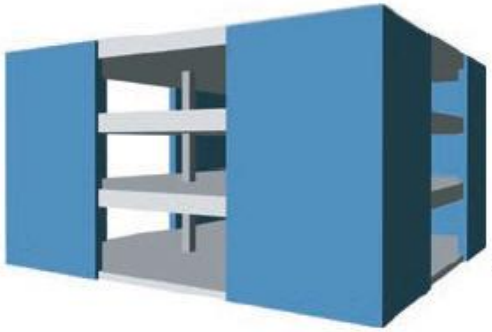
moment resisting frame

اعضا:
خمشی و خمشی - محوری



braced frame

اعضا:
خمشی و محوری (فشاری کششی)



shear walls

اعضا:
خمشی ، محوری ، خمشی و برشی

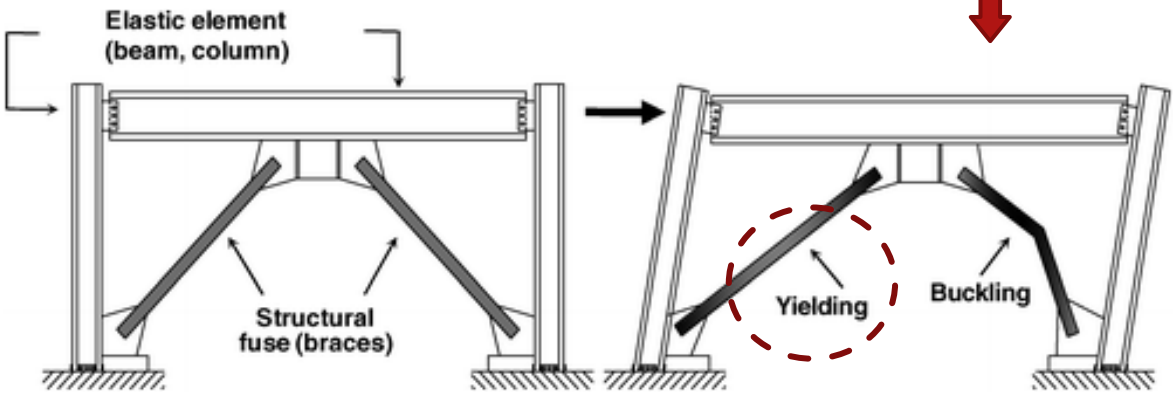
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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

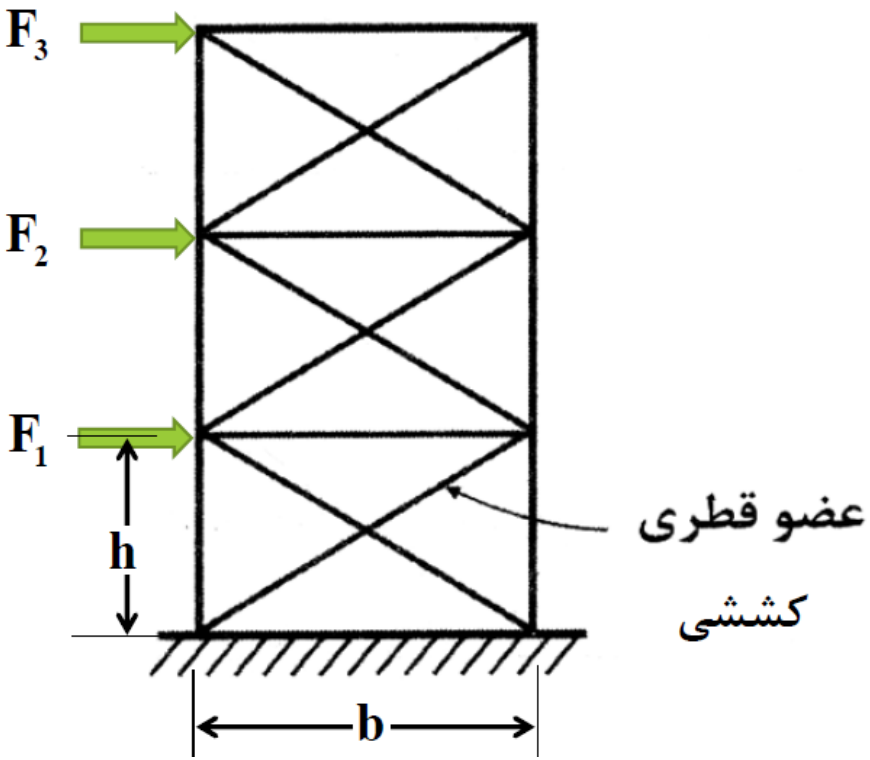
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

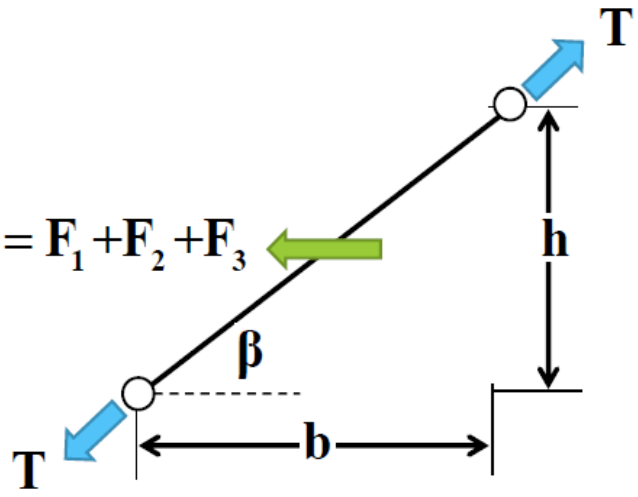
واحد تهران شرق

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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:

$$P_n = F_y A_g \qquad \text{(۴-۳-۲-۱۰)}$$

و

$$\phi_t = ۰/۹$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$P_n = F_u A_n \qquad \text{(۵-۳-۲-۱۰)}$$

و

$$\phi_t = ۰/۷۵$$

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

$$P_n = F_u A_e \qquad \text{(۶-۳-۲-۱۰)}$$

و

$$\phi_t = ۰/۷۵$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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- ۲- الزامات طراحی

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

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

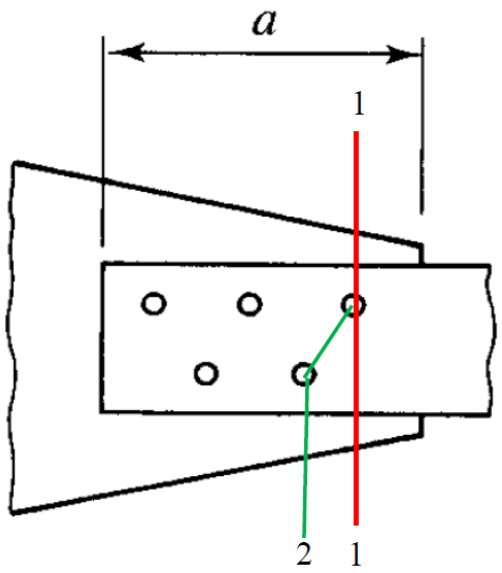
الف) برای اتصالات و وصله‌های از نوع پیچی $A_e = UA_n$

ب) برای اتصالات و وصله‌های از نوع جوشی $A_e = UA_g$

الف : پیچی ⇦

(An : سطح خالص)

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



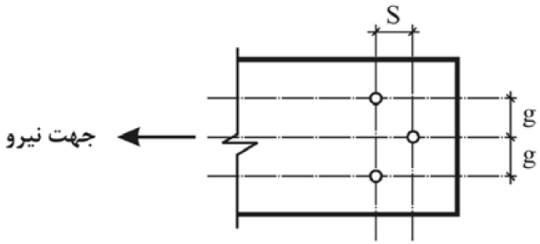
۱ سطح مقطع خالص بدون مسیر مورب

$$A_n = A_g - nDt$$

۲ سطح مقطع خالص بامسیر مورب

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

به ازای هر مسیر مورب



g = gage distance

S = pitch distance

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

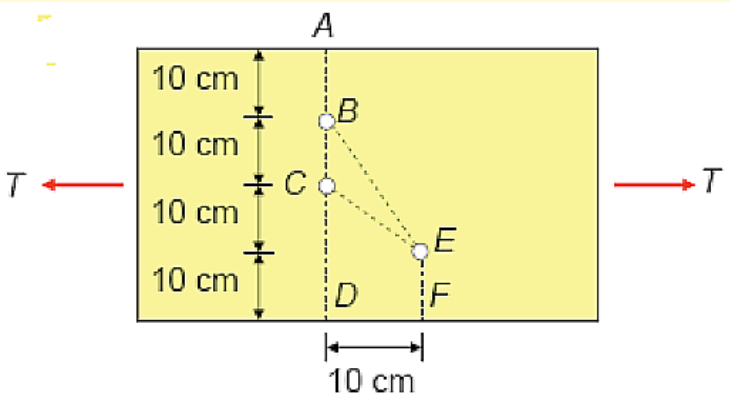
Example :

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 :

$$ABCD = 40 - 2(2.2) = 35.6\ cm \qquad \textbf{(control)}$$

$$ABCEF = 40 - 3(2.2) + \frac{10^2}{4(10)} = 35.9\ cm$$

$$ABEF = 40 - 2(2.2) + \frac{10^2}{4(20)} = 36.85\ cm$$

$$A_n = 35.6(1.2) = 42.7\ cm^2$$ ■

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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- ۲- الزامات طراحی

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

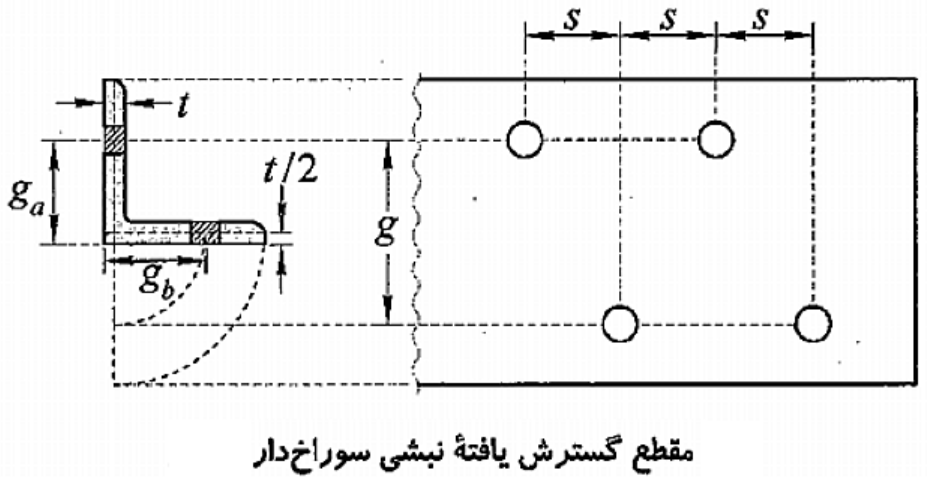
سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای اتصالات و وصله‌های از نوع پیچی $A_e = UA_n$

ب) برای اتصالات و وصله‌های از نوع جوشی $A_e = UA_g$

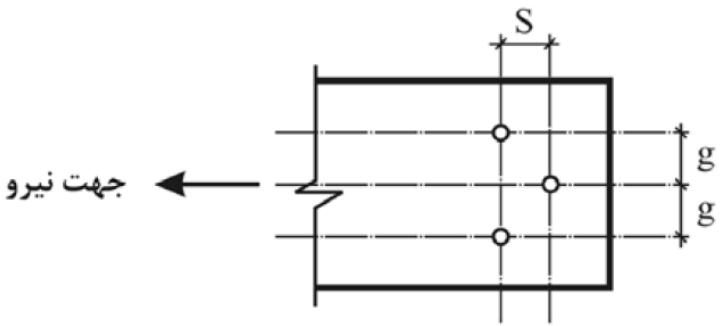
الف : پیچی ⇦ **تسمه معادل :**

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



مقطع گسترش یافتهٔ نبشی سوراخ‌دار

$$g = g_a + g_b - t$$



g = **gage distance**

S = **pitch distance**

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

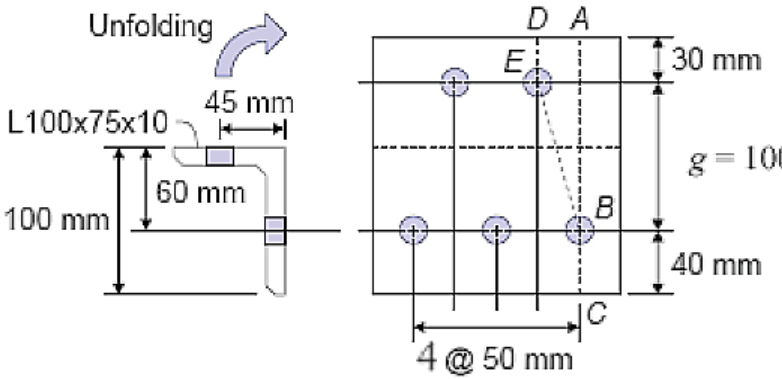
Example :

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).



$$g = 100 + 75 - 10 - 30 - 40 = 95 \text{ mm}$$

$$ABC = 100 + 75 - 10 - 22 = 143 \text{ mm}$$

$$DEBC = 100 + 75 - 10 - 2(22) + 50^2/(4\times 95) = 127.6 \text{ mm}$$

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

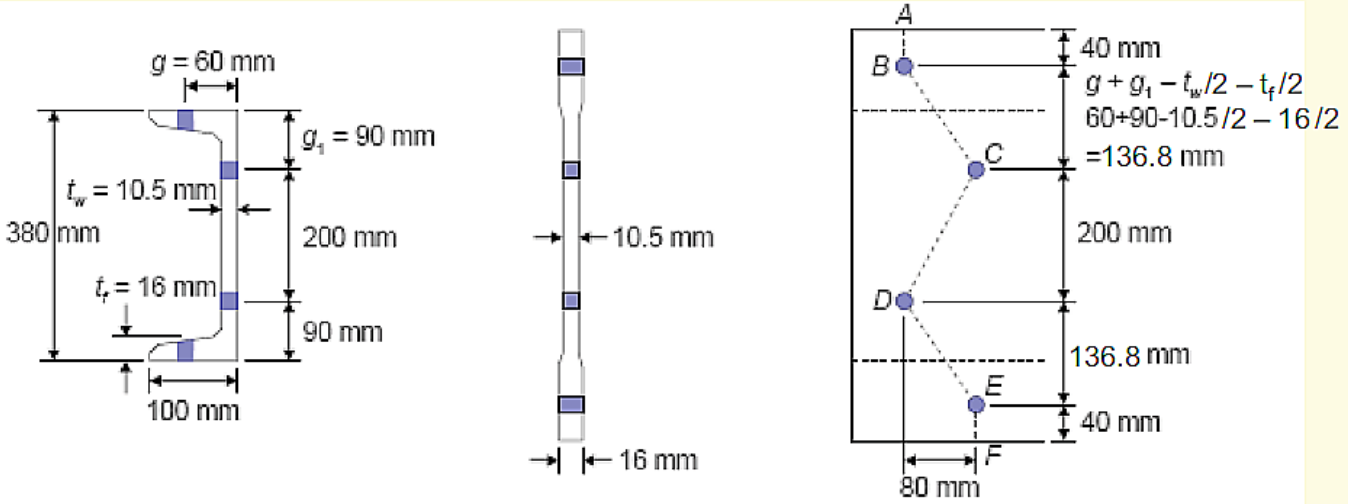
واحد تهران شرق

Example :

Determine the net area along route ABCDEF for the C380×100×54.5 (A_g =69.39 cm²). 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.



$$ABCDEF = 69.39 - 2(2.2)(1.6+1.05) + \frac{8^2}{4(20)}(1.05) + (2)\frac{8^2}{4(13.68)}\left(\frac{1.6+1.05}{2}\right)$$

$$= \underline{\underline{61.6\ \text{cm}^2}}$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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- ۲- الزامات طراحی

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

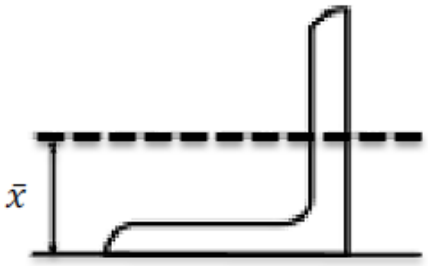
سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای اتصالات و وصله‌های از نوع پیچی $A_e = UA_n$

ب) برای اتصالات و وصله‌های از نوع جوشی $A_e = UA_g$

الف : پیچی

جدول۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اعضای کششی

۲	کلیهٔ اعضای کششی (به غیر از تسمه‌ها و مقاطع قوطی و لوله‌ای) 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.	$U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$ L برابر طول اتصال است	

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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- ۲- الزامات طراحی

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

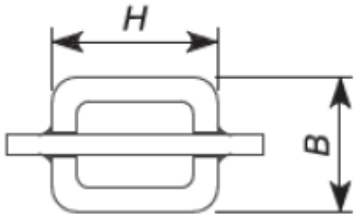
سطح مقطع خالص موثر برای اعضای کششی به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای اتصالات و وصله‌های از نوع پیچی $A_e = UA_n$

ب) برای اتصالات و وصله‌های از نوع جوشی $A_e = UA_g$

ب : جوشی ⇦

جدول۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اعضای کششی

۶	در مقاطع قوطی شکل	چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم‌محور صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد.	$l \geq H \ldots U = ۱ - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^۲ + ۲BH}{۴(B+H)}$ (ℓ : طول اتصال)	

Fu=1.6Fy ← H=Bبافرض و پ و الف بند روابط قراردادن برابر با ← L=H

واحد تهران شرق

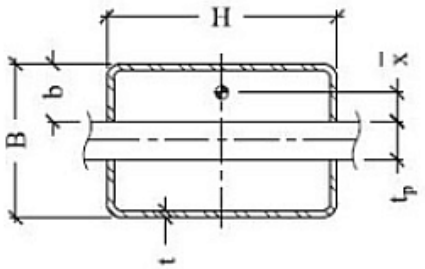
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـــاروقـــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم‌محور صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد.

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

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

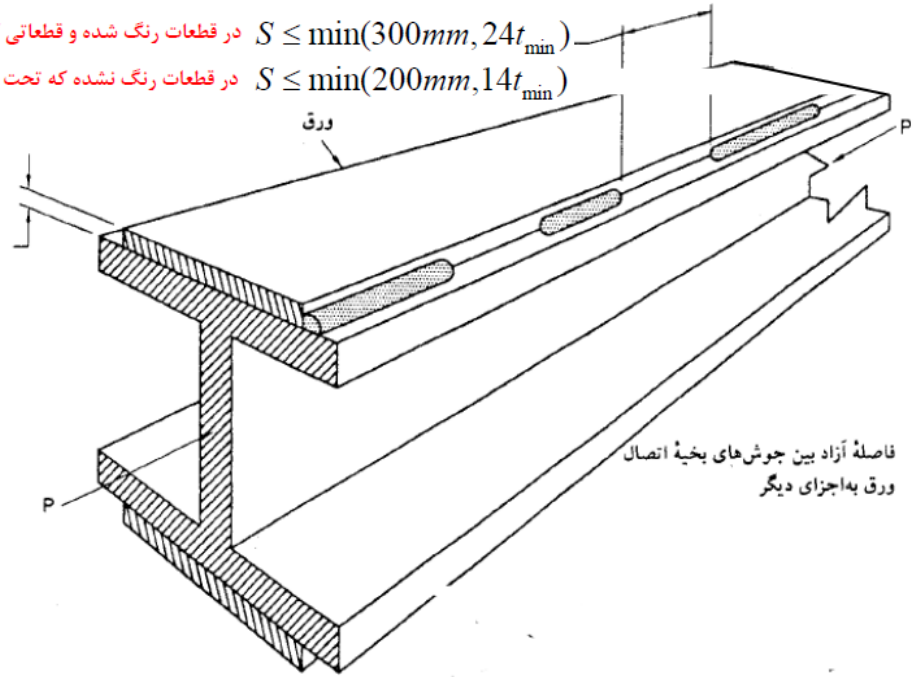


نسخه ۱۴۰۱

اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

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

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



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

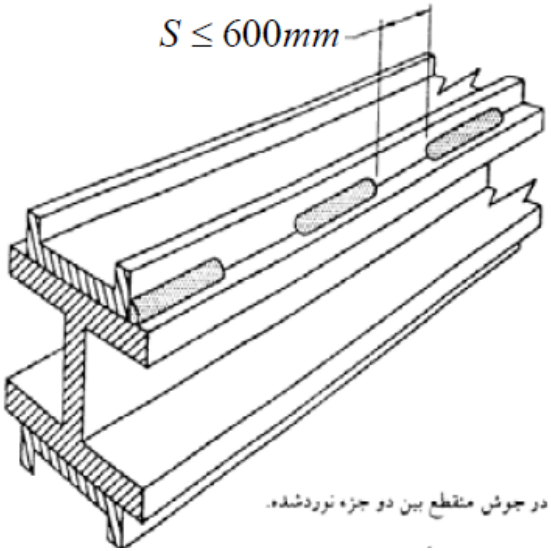
علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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 فاصلهٔ محور به محور وسایل اتصال و یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر شود.

$$S \leq 600mm$$



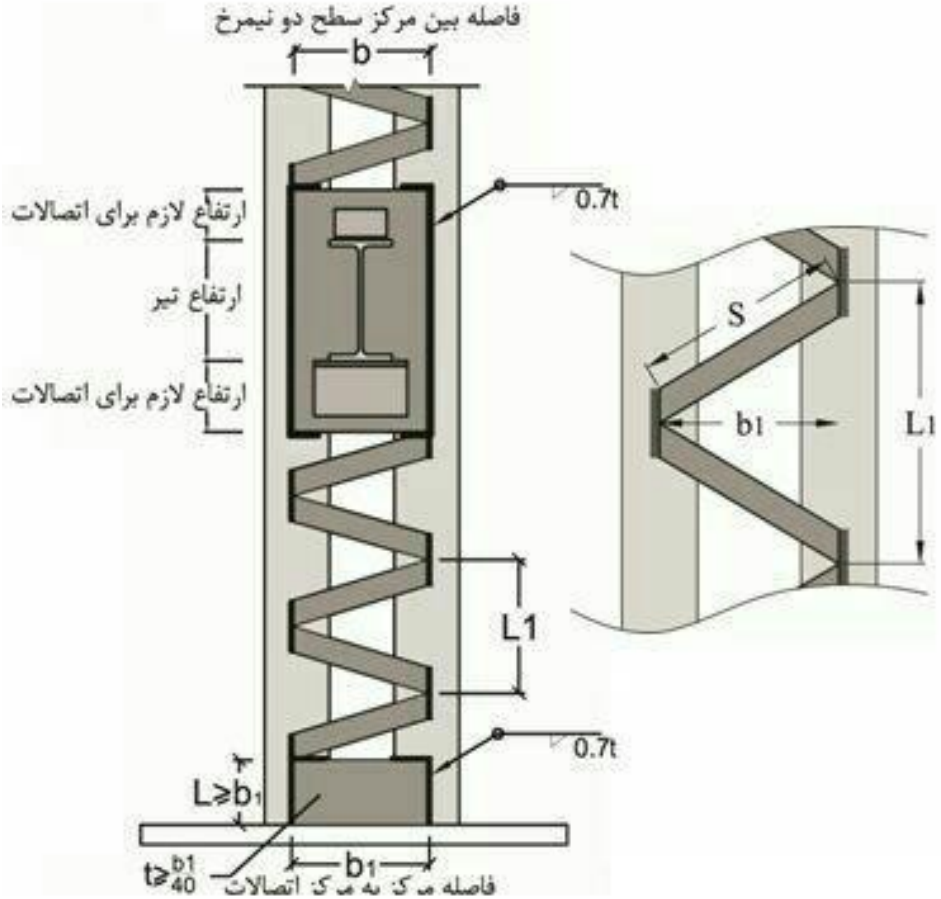
وداکثر فاصلهٔ آزاد در جوش منقطع بین دو جزء نوردشده.

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

علیـــــرضا فـــاروقـــی
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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

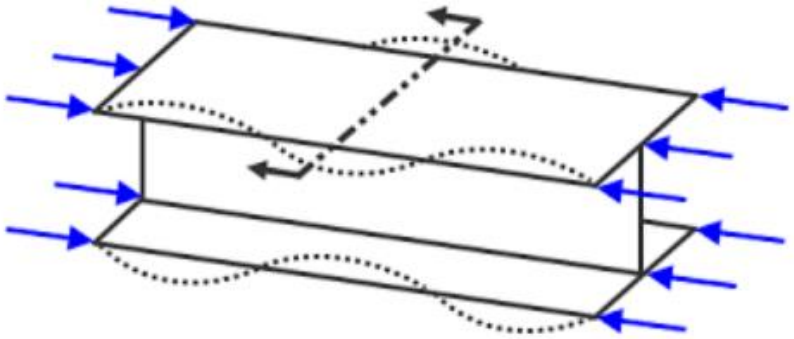
۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

۲-۲-۲-۱- طبقه بندی (الزامات مقاطع)

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

برای فشار محوری، مقاطع فولادی به دو گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.



- مقاطع با اجزای غیرلاغر
- مقاطع با اجزای لاغر

مقاطع با اجزای غیرلاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل دهندهٔ 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

علیـــــرضا فـاروقــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

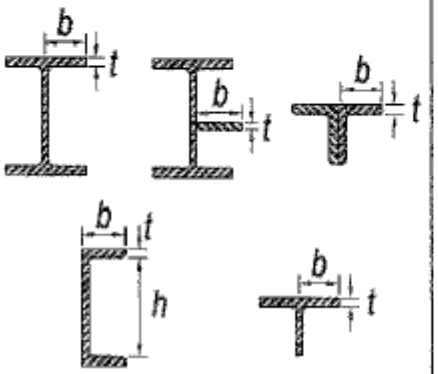
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

۲-۲-۲-۱- طبقه بندی (الزامات مقاطع)

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

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت، λ_r (لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
۱	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ورق‌های بیرون‌زده از مقاطع I شکل نورد شده، ساق‌های برجستهٔ جفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سپری	b/t	[a] $0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

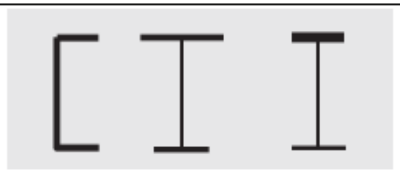
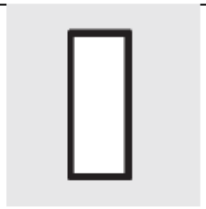
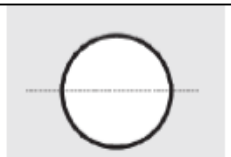
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

۲-۴-۲- الزامات طراحی (مقاطع غیر لاغر)

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

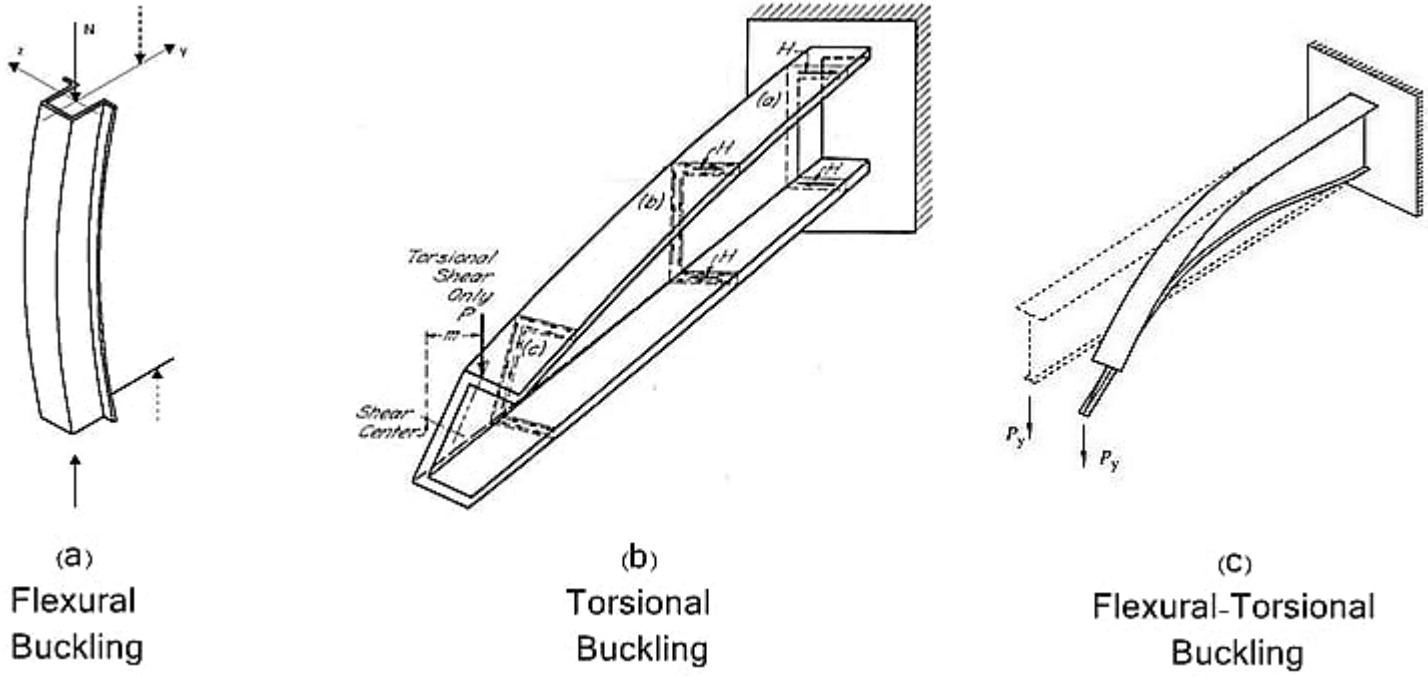
حالت	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
۱	• مقطع I شکل با دو محور تقارن		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۲	• مقطع I شکل با یک محور تقارن • مقاطع ناودانی		• کمانش خمشی • کمانش خمشی-پیچشی
۳	• مقاطع صلیبی • مقاطع مرکب		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۴	• مقاطع توخالی مستطیلی شکل		• کمانش خمشی
۵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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

سه حالت اصلی کمانش کلی از نمای سه‌بعدی



(a) Flexural Buckling

(b) Torsional Buckling

(c) Flexural-Torsional Buckling

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۴- مقاومت فشاری

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

۴-۴-۲-۱۰ کمانش خمشی

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

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

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

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

الف) اگر $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$ باشد: (کمانش غیر الاستیک ستون چاق- اثر تنشهای پسماند)

$$F_{cr} = [0.658^{\frac{F_y}{F_e}}] F_y \qquad (۲-۴-۲-۱۰)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ باشد: (کمانش الاستیک ستون لاغر)

$$F_{cr} = 0.877\, F_e \qquad (۳-۴-۲-۱۰)$$

$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (Fy=2400) ≈ ۱۳۷

با افزایش تنش‌ها از میزان تنش تسلیم مصالح، منحنی تنش-کرنش هم غیرخطی خواهد شد. در این حالت، مدول الاستیسیته در هر لحظه به دلیل رفتار غیرخطی ماده، متغیر بوده و نمی‌توان برای محاسبه‌ی بار بحرانی کمانش از یک مدول الاستیسیته ی ثابت استفاده نمود.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری

یادآوری: شعاع دوران (ژیراسیون) حول محور x ⟵ $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$

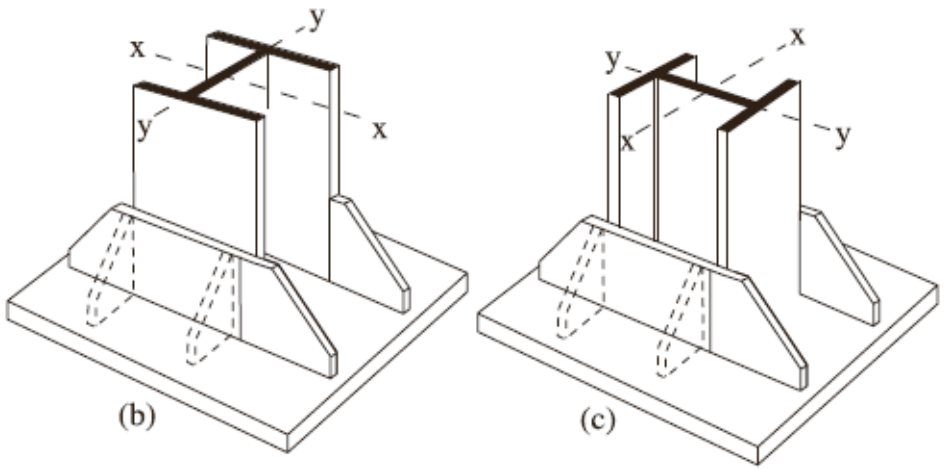
۲-۴-۲-۱۰ طول موثر کمانش و ضریب لاغری (برای کمانش حول محور مورد نظر)

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



۲-۴-۲-۱۰ 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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

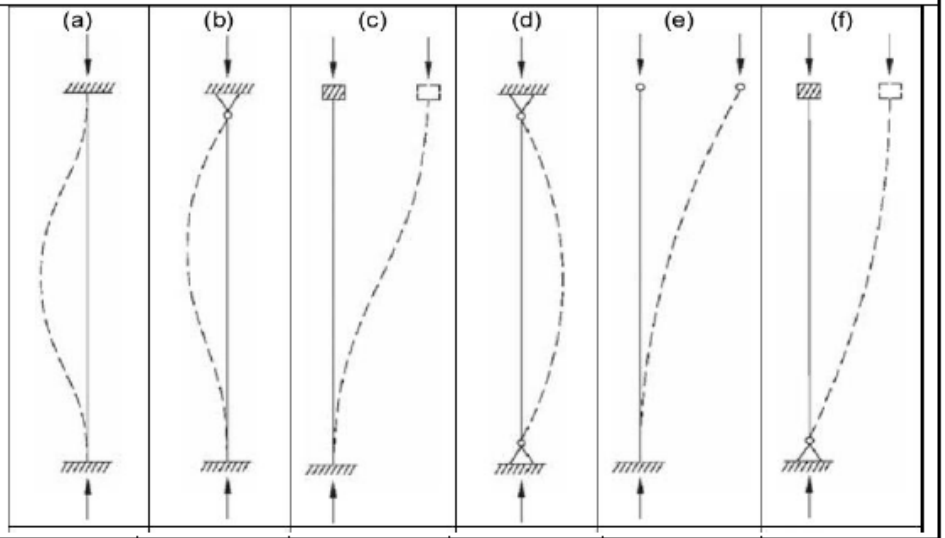
طول موثرکمانش حول محور مورد نظر(ضریب طول موثر)

الف :

محاسبه ضریب طول موثر

وقتی دو انتها **قیود** تعریف شده

داشته باشند. (تگیه گاه باشد)

توضیحات	انواع مختلف اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل					
شکل کمانش‌یافته عضوفشاری به صورت خطچینی نمایش داده شده است.						
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 آزاد			= انتقال و دوران مقید = انتقال مقید، دوران آزاد		

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

واحد تهران شرق

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

۱۰-۲-۱-۳ 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 ثقلی

۱۰-۲-۱-۳-۱ 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 تکیه‌کردن 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 آن‌که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید. در این مبحث تعیین طول موثر کمانش اعضاء فشاری قاب‌های مهار شده بر اساس روش ارائه شده در پیوست ۱ این مبحث مجاز است.

۱۰-۲-۱-۳-۲ قاب‌های ثقلی

قاب‌های ثقلی 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 ثقلی طراحی می‌شوند. ستون‌های موجود در قاب‌های ثقلی باید بر اساس طول واقعی ستون (K=1) طراحی شوند.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

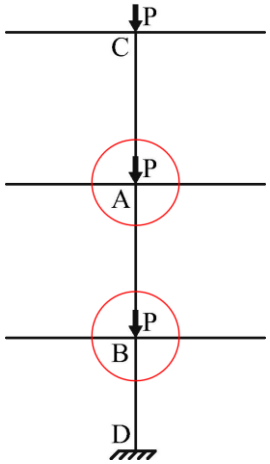
واحد تهران شرق

۱۰-۲-۱-۳-۲ قاب‌های مهارنشده و طول موثر کمانشی اعضا

قاب‌های مهارنشده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که سختی خمشی ستون‌ها در پایداری جانبی و مقاومت قاب‌ها در برابر بارهای جانبی سهیم 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.

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

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



E= مدول الاستیسیته فولاد

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

L= طول اعضا

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

رابطه دقیق

$$K = \sqrt{\frac{۱/۶ G_A G_B + ۴(G_A + G_B) + ۷/۵}{G_A + G_B + ۷/۵}} \geq ۱/۰$$

رابطه تقریبی

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

علیـــــرضا فـاروقــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

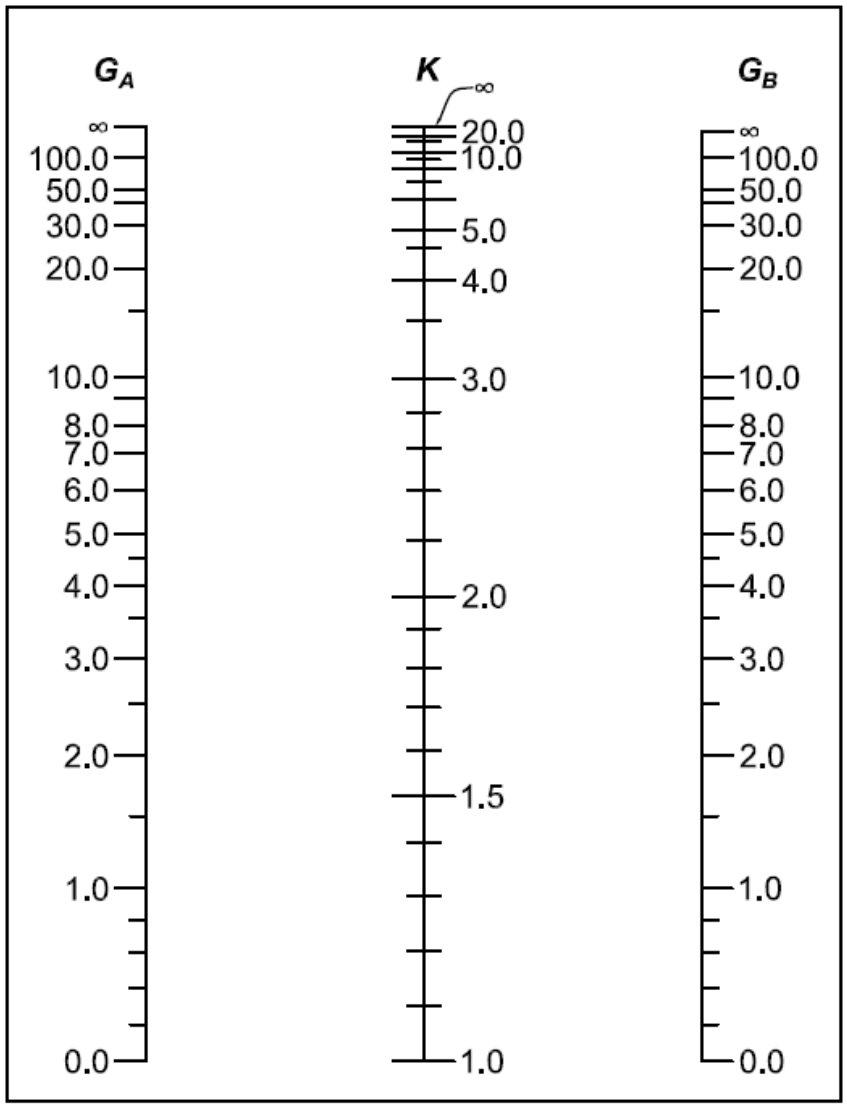
۲-۴- مقاومت فشاری

ب :نمودار محاسبه ضریب طول موثر

وقتی دو انتها شرایط تعریف شده

نداشته باشند. (قاب خمشی)

ج: در بحث ستونها و وجود تیرهای مورب بر اساس زوایای تیرهای بالا و پایین داریم:
(رابطه دکتر فنایی و همکاران)



$$G_T = \frac{\sum\left(\frac{I_C}{L_C}\right)}{\sum\left(\frac{I_{BT}}{L_{BT}}\cos^2\phi_T\right)}$$

$$G_B = \frac{\sum\left(\frac{I_C}{L_C}\right)}{\sum\left(\frac{I_{BB}}{L_{BB}}\cos^2\phi_B\right)}$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 $\frac{۲}{۳}$ ضرب شود.*

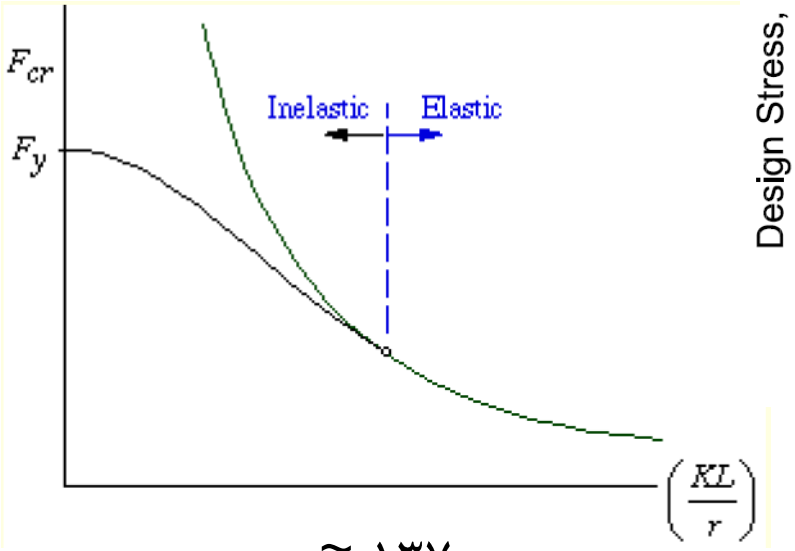
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

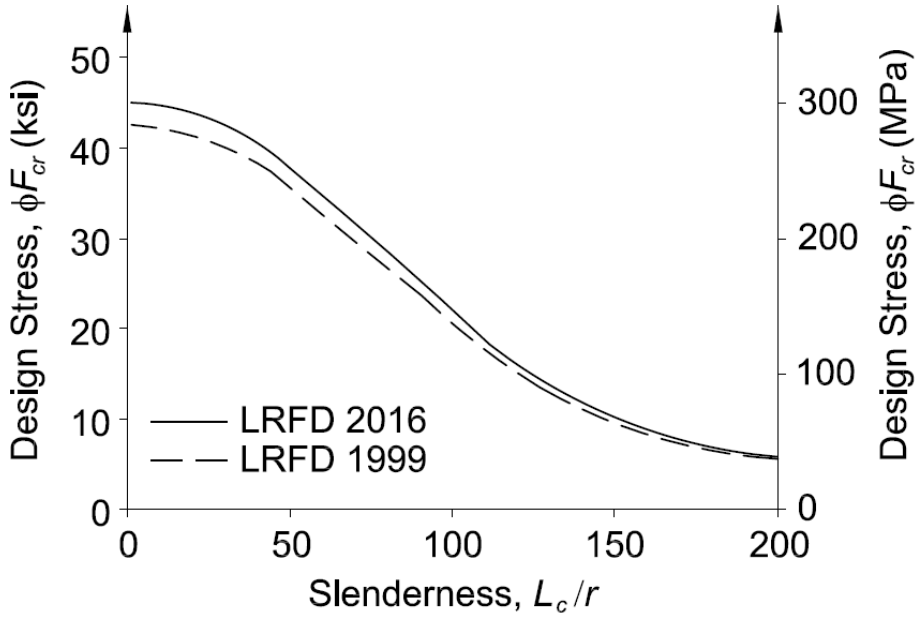
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۴- مقاومت فشاری



≈ ۱۳۷



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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 kgf/cm^2 , $\emptyset_c$=0.9

K L / r	$\emptyset_c F_{cr}$	K L / r	$\emptyset_c F_{cr}$	K L / r	$\emptyset_c F_{cr}$	K L / r	$\emptyset_c F_{cr}$	K L / r	$\emptyset_c F_{cr}$
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

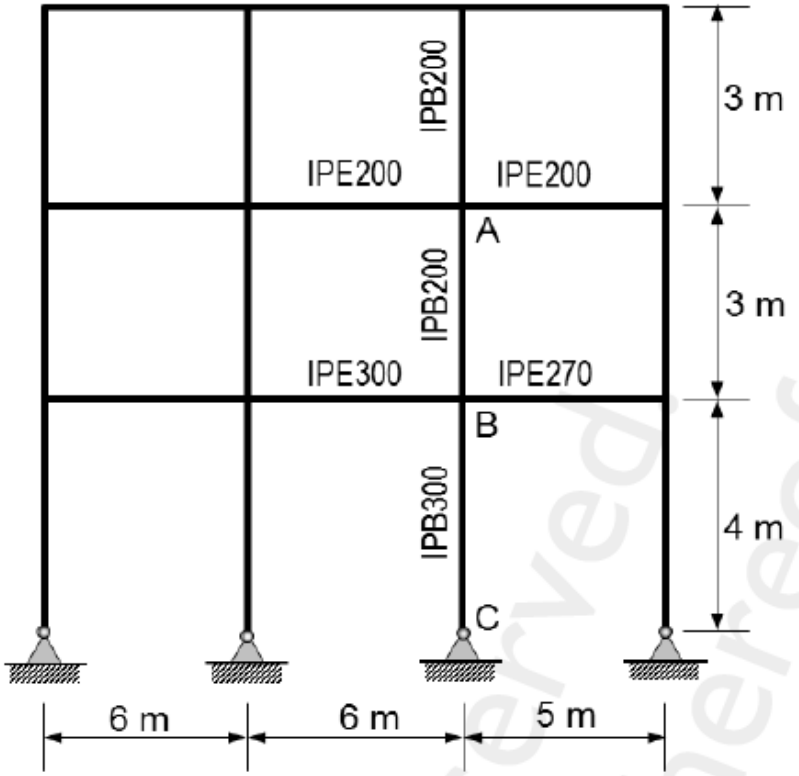
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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.



IPE200 → I=1940 cm^4
IPE270 → I=5790 cm^4
IPE300 → I=8360 cm^4
IPB200 → I=5700 cm^4
IPB300 → I=25170 cm^4

شکل ۶-۱۰ مثال تعیین ضریب طول موثر ستون.

served. Neither the whole nor any part thereof may be reproduced or transmitted in any form without permission.

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

علیـــــرضا فـاروقــی
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 می‌باشند، در رابطه مقدار E از صورت و مخرج حذف می‌شود.

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

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

برای ستون BC:

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

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

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced in any form or any part written permission

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

مثال ۲ : برای دوبل نبشی روبرو و ارتفاع ۴۵۰ سانتیمتر و Kx=2 ,Ky=1 مقاومت فشاری را محاسبه کنید.

E=2040000 ,Fy=2400 kg/cm2

برای هر مقطع نبشی:

Ag=61.9 **cm2**

Ix=3330 **cm4**

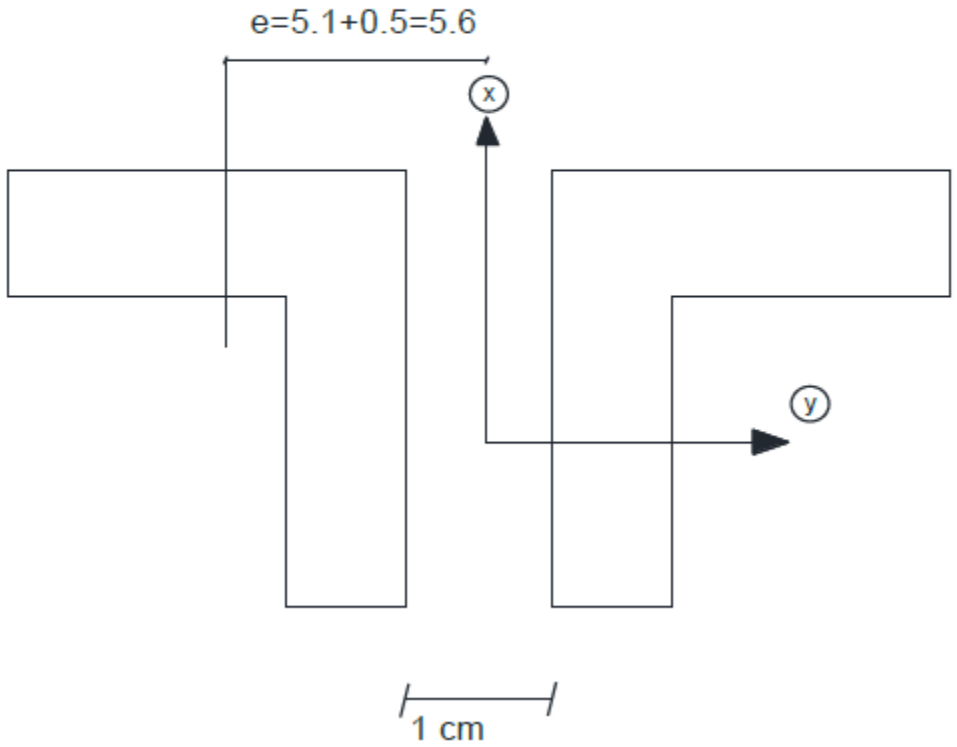
Iy=3330 **cm4**

e=5.1 **cm**

Iy=2*3330=6660 **cm4**

$Ix=2*3330+2*61.9*5.6^2$ **cm4**

Ix=10542 **cm4**



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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

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

$(\lambda = KL/r) \qquad \lambda x = \frac{900}{9.23} = 97.5 \quad , \quad \lambda y = \frac{450}{7.33} = 61.4 \quad \Rightarrow \quad \lambda max = 97.5$

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

$$Fcr = \left[0.658^{\frac{Fy}{Fe}}\right] Fy$$

رابطه ی ۱۰-۲-۴-۳

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{97.5^2} = 2180 \quad \text{kg/cm2}$$

رابطه ۱۰-۲-۴-۴

$$Fcr = \left[0.658^{\frac{2400}{2180}}\right] * 2400 = 1514 \quad \text{kg/cm2}$$

$Pn = Fcr.Ag \qquad Pu = 0.9*(1514*2*61.9) = 168690 \quad \text{kg}$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

ب) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آن‌ها اتصال قطعات میانی متصل‌کنندهٔ نیمرخ‌های مختلف مقطع به‌صورت جوشی یا پیچی پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی است، نسبت لاغری نسبت به محور عمود بر صفحهٔ بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

(محوری که بست کار می کند)

$$\frac{a}{r_i} \le 40 \;:\; \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad (۱۸-۴-۲-۱۰)$$

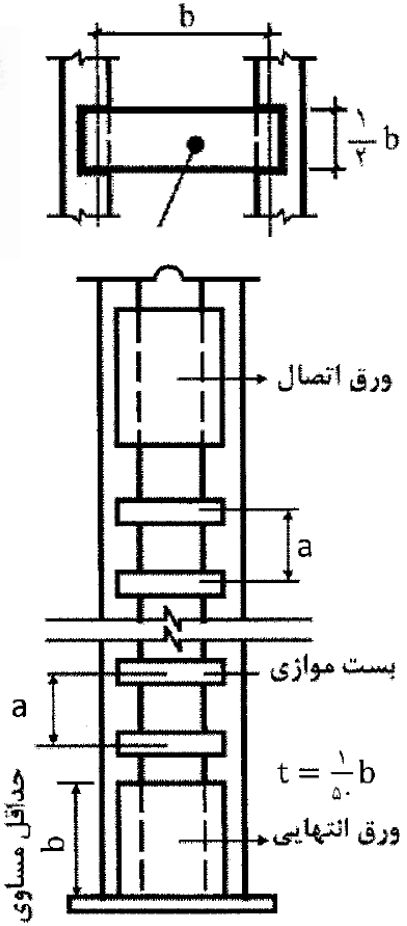
$$\frac{a}{r_i} > 40 \;:\; \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad (۱۹-۴-۲-۱۰)$$

a = فاصلهٔ بین متصل‌کننده‌ها

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از اجزا

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = نسبت لاغری اصلاح‌شدهٔ عضو فشاری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = نسبت لاغری عضو فشاری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده



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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

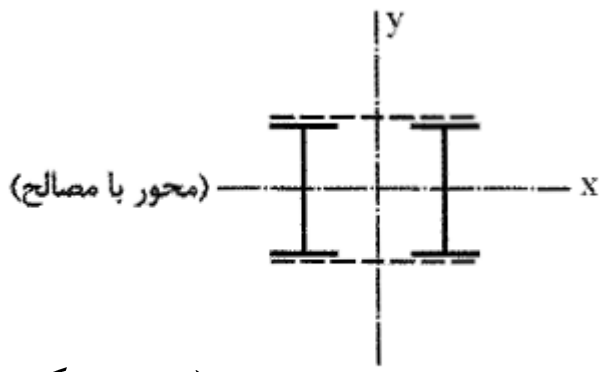
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

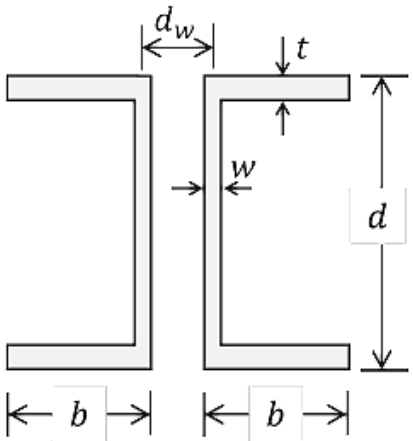
۱۰-۲-۴-۶-۲ محدودیت‌های ابعادی

محدودیت‌های ابعادی نیمرخ‌های اعضای فشاری ساخته‌شده به شرح زیر هستند:

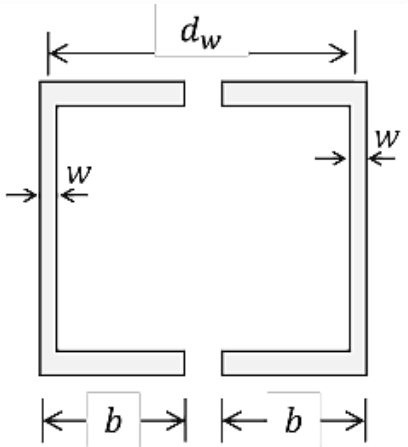
الف) هر یک از نیمرخ‌های اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب) باید در فاصلهٔ a به یکدیگر متصل باشند، به نحوی که ضریب لاغری مؤثر هر یک از نیمرخ‌ها (a/r_i) در این فاصله از $\frac{3}{4}$ نسبت لاغری تعیین‌کنندهٔ کل عضو ساخته‌شده بیشتر نشود. در این محاسبه، r_i شعاع ژیراسیون حداقل هر نیمرخ است.



(محوری که بست کار می کند)



ت) مقطع دوبل ناودانی



ث) مقطع دوبل ناودانی

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

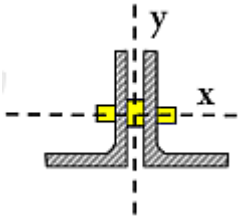
علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

بنابراین برای محاسبه ظرفیت فشاری مقطع دوبل دو ضریب لاغری محاسبه می شود یکی در جهت مصالح بدون اصلاح و با r مقطع دوبل و k در راستای ذکر شده و یکی ضریب لاغری اصلاح شده بر اساس روابط ۱۰-۲-۴-۱۸ یا ۱۹

مثال:



دو نبشی ⊥ 2L100×100×10 (با طول ۴۰۰ سانتی‌متری و ۴ قسمت تقسیم شده با لقمه)

مشخصات هندسی مورد نیاز (مقطع دوبل) بصورت زیر می‌باشد (از ذکر جزئیات محاسبه صرف نظر شده).

$$A = 38.3\,\text{cm}^2 \quad , \quad r_x = 3.03\,\text{cm} \quad , \quad r_y = 4.5\,\text{cm}$$

۱ محاسبه مقاومت کمانش خمشی حول محور x: (حول محور با مصالح و بدون اصلاح خاصی)

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{400\,\text{cm}}{3.03\,\text{cm}} = 132 \quad \Rightarrow \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 2\times 10^6}{(132)^2} = 1132\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2400}} = 136 > 132 \quad \Rightarrow$$ (با استفاده از رابطه ۱۰-۲-۴-۲)

$$\Rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2400}{1132}}\right)2400 \approx 988\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \Rightarrow \quad P_n = F_{cr} A_g = 988\times 38.3\times 10^{-3} = 37.8\,\text{ton}$$

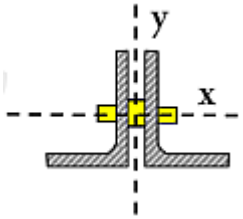
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲

محاسبه مقاومت کمانش خمشی- پیچشی حول محور y با استفاده از نسبت لاغری اصلاح شده بر اساس فاصله لقمه‌ها:



$$\left(\frac{KL}{r}\right)_0 = \left(\frac{KL}{r_y}\right) = \frac{400\,\text{cm}}{4.5\,\text{cm}} = 88$$

فاصله لقمه‌ها a=400/4=100 cm می‌باشد.

$$\frac{Ka}{r_i} = \frac{Ka}{r_z} = \frac{100\,\text{cm}}{1.95\,\text{cm}} = 51.3 < 0.75\times 88 = 66$$ خوب است

محاسبه نسبت لاغری اصلاح شده:

$$\frac{K_i a}{r_i} = \frac{0.5\times 100\,\text{cm}}{1.95\,\text{cm}} = 25.6$$

$$\frac{a}{r_i} = \frac{100}{1.95} = 51 > 40 \quad \rightarrow \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} = \sqrt{(88)^2 + (25.6)^2} = 91.6$$

بنابراین بایستی از مقدار فوق به جای KL/r_y در تعیین F_{cry} استفاده نمود:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 2\times 10^6}{(91.6)^2} = 2352\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

از آنجایی که $\frac{KL}{r} < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2400}} = 136$

$$\Rightarrow F_{cry} = \left(0.658^{\frac{2400}{2352}}\right)2400 \approx 1566\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

حالت ۱ تعیین کننده است

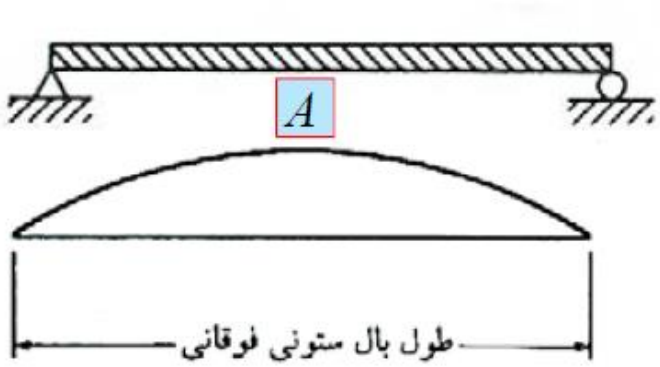
All rights reserved. Reproduced many form without permission.

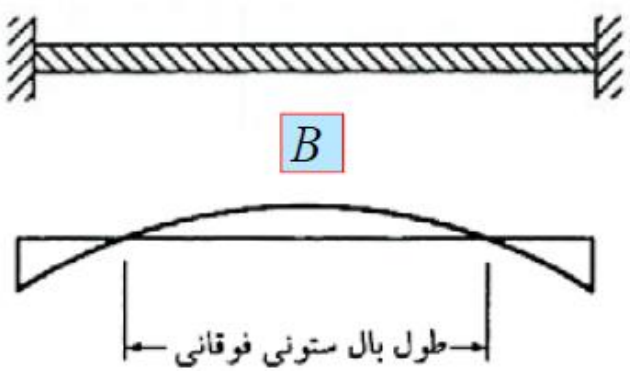
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

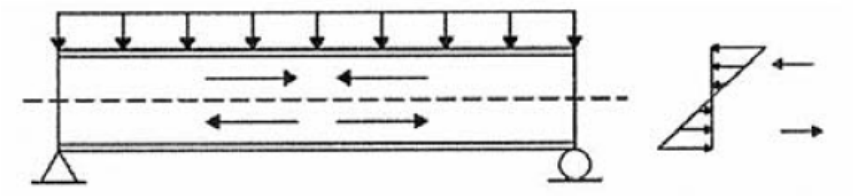
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

یادآوری تئوری ارتجاعی خمش

از مقاومت مصالح داریم



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

Sx : 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 ممان 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

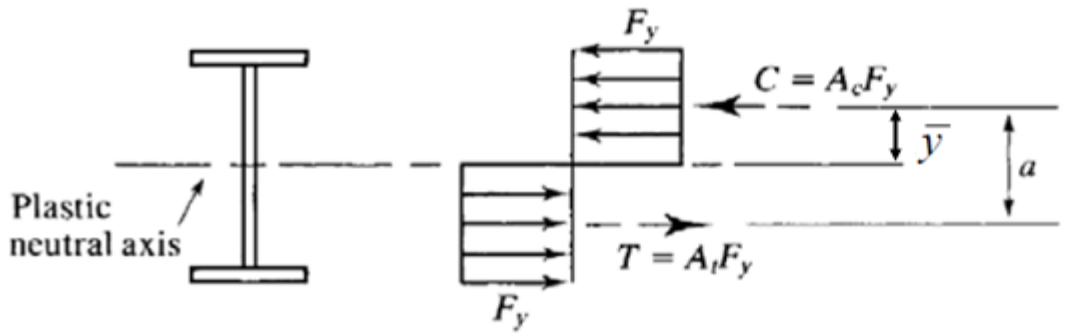
لنگر تسلیم My : لنگری که باعث می شود دورترین تار مقطع تسلیم گردد : $M_y = SF_y$

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

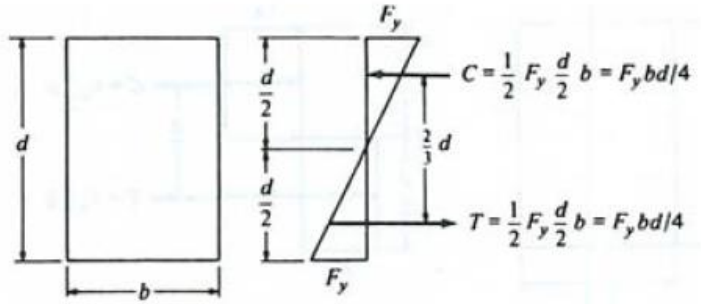
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

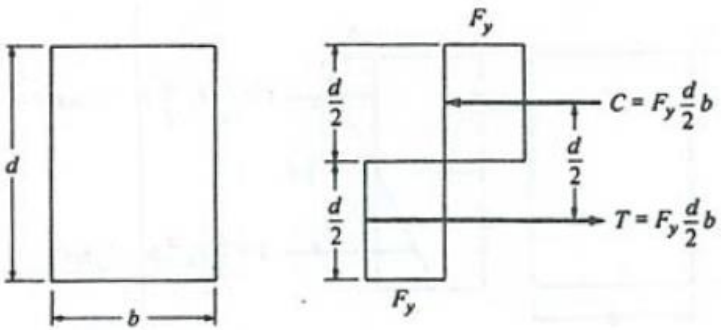
۲-۵- مقاومت خمشی

لنگر پلاستیک و ضریب شکل

به طور نمونه برای مقطع مستطیل شکل داریم :



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



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

در نهایت ضریب شکل عبارتست از :

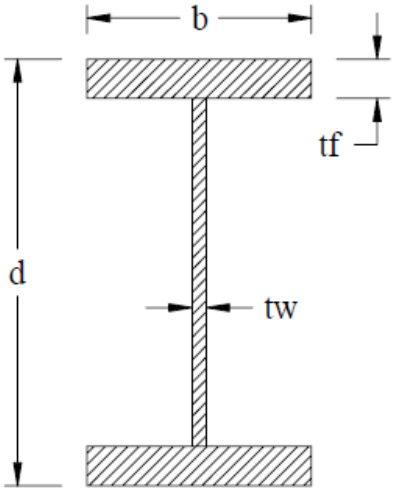
$$SF = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{S} = \frac{6}{4} = 1.50$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 :

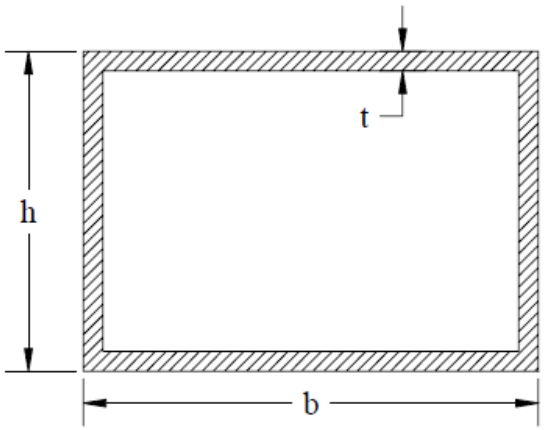


جهت قوی (x)

$$Z_P = bt_f(d - t_f) + 0.25t_w(d - 2t_f)^2$$

جهت ضعیف (y)

$$Z_P = (b^2 t_f)/2 + 0.25t_w^2(d - 2t_f)$$



جهت قوی (x)

$$Z_P = \frac{bh^2}{4} - (b - 2t)(\frac{h}{2} - t)^2$$

جهت ضعیف (y)

$$Z_P = \frac{\overset{2}{b}h}{4} - (h - 2t)(\frac{b}{2} - t)^2$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

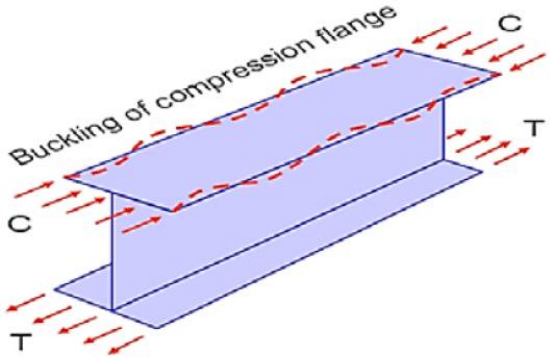
۲- مفهوم مقاومت

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 طبقه‌بندی می‌شوند.



- مقاطع فشرده
- مقاطع غیر فشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

الف) مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آنها اولاً بال‌ها به طور سرتاسری و پیوسته به جان یا جان‌ها متصل باشند، ثانیاً نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل دهندهٔ مقطع عضو از λ_p مشخص شده در جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ تجاوز ننماید.

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

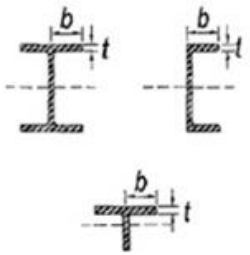
علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

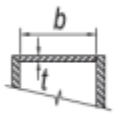
۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

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

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)	
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 11.08	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 29.15	

نسخه ۱۴۰۱

۲۱	بال‌های مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

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

علیـــــرضا فـــاروقـــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مثال : کنترل فشردگی مقطع

. فولاد در نظر گرفته‌شده برای مقاطع IPE از نوع فولاد A۳۶ با F_y=۲۵۳۱.۰۵ kgf/cm^2 و E=۲.۰۳۸۹۰۱۹۲×۱۰^6 kgf/cm^2 می‌باشد.

. نیمرخ IPE۲۴۰ استفاده کرده‌ایم که مشخصات آن به شرح زیر می‌باشد:

d ارتفاع کلی مقطع = ۲۴ cm

b_f =۱۲ cm

t_f =۰.۹۸ cm

t_w =۰.۶۲ cm

z=۳۶۷ cm^3

مطابق جدول ۱۰-۲-۱۰-۳ و ۱۰-۲-۱۰-۴ محدودیت برای مقاطع I شکل نورد شده به شرح زیر می‌باشد.

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2.03890192x10^6}{2531.05}} = 28.38$$

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

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

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

حال به بررسی فشردگی جان می‌پردازیم:

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

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

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

پس جان مقطع نیز فشرده است

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

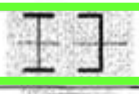
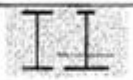
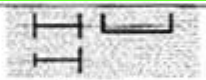
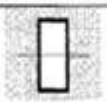
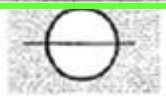
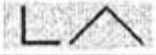
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی

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

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

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 = غیرفشرده
S = لاغر
N/A = کاربرد ندارد.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ و ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

L_b = فاصلهٔ بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییرمکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است که در این بخش برای اختصار و سادگی به عنوان فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی نامگذاری می‌شود. (شکل صفحه بعد)

L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر، که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_p = ۱/۷۶\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۰-۲-۵-۶)$$

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

(شعاع ژیراسیون حول محور y- ضعیف)

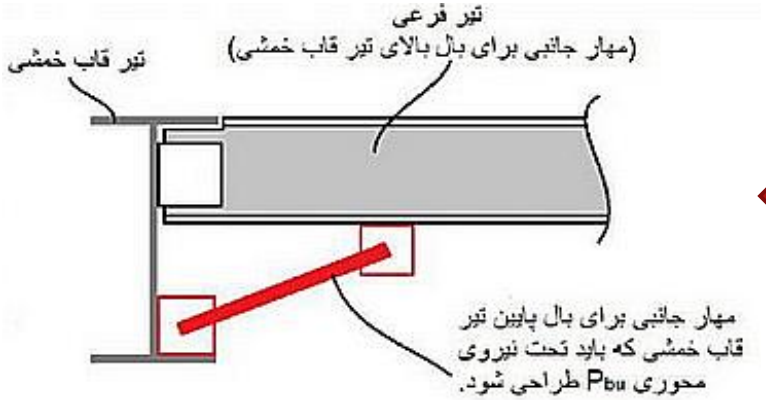
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

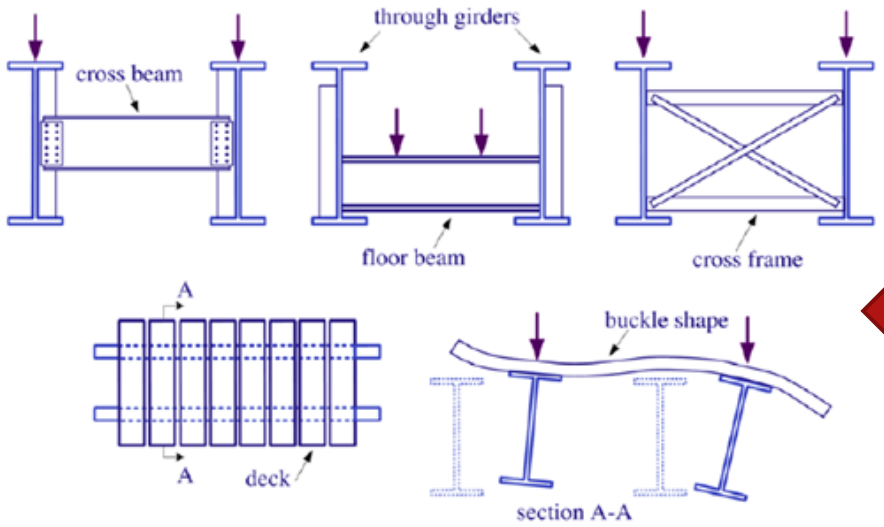
واحد تهران شرق

مهار جانبی

در مهارجانبی 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، اگه 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 معمولا استفاده می شود.



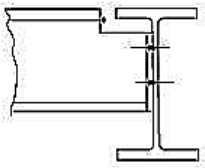
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

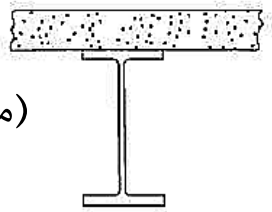
نمومه هایی از مهار جانبی تیر

(مهاربال بالا)



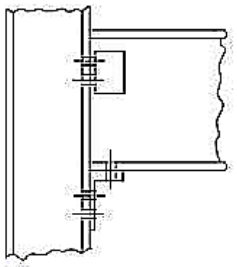
Secondary beam provides
lateral restraint

(مهار پیچشی مقطع)



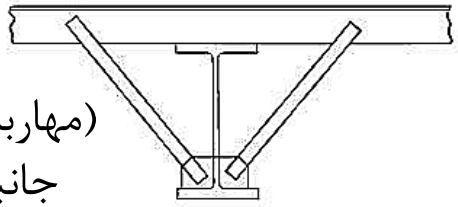
Floor slab provides
full lateral restraint

(مهارهر دوبال در محل اتصال)

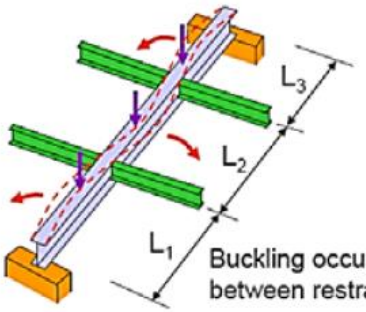


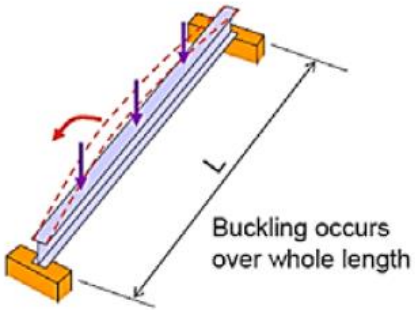
Torsional restraint
free to rotate in plan

(مهاربال بالا و پایین)
جانبی و پیچشی



Lateral and torsional restraint





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

علیـــــرضا فـاروقــی
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

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad (۳-۵-۲-۱۰)$$

در رابطهٔ 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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۵- مقاومت خمشی

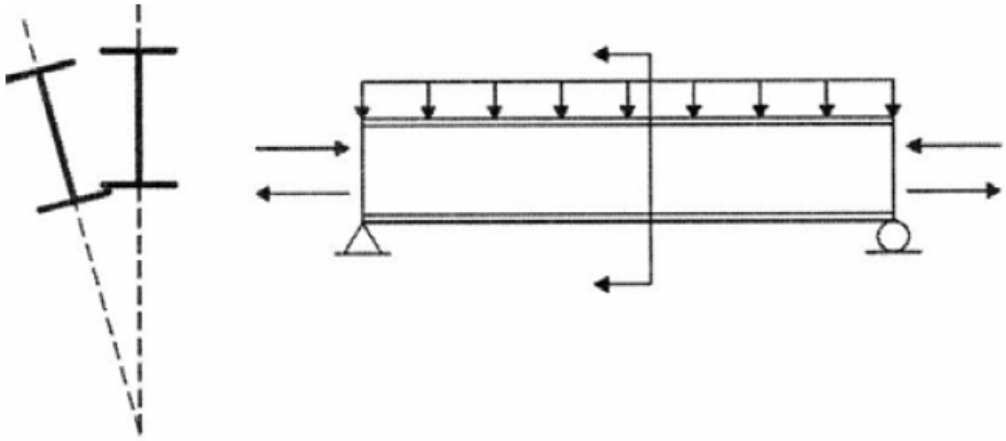
۲-۵-۲- الزامات طراحی (ب- حالت کمانش پیچشی – جانبی LTB)

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.



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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

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

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

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

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

L_r = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر، که مرز بین حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی و ارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۷-۵-۲-۱۰)$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

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

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

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

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

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

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 kg/cm2 , Fy=2400 kg/cm2

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

با صرف نظر کردن از جان

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

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

d : ارتفاع تیر h : ارتفاع جان (d-2tf)

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

و در نهایت به طور محافظه کارانه:

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 (Lb>Lr)

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

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad (۸-۵-۲-۱۰)$$

تبصره: در رابطهٔ ۸-۵-۲-۱۰ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

J = ثابت پیچشی (مساوی $\frac{1}{3} \Sigma (bt^3)$)

$c = 1$ 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 = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ 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 مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵\,M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \leq 3 \qquad (۱-۵-۲-۱۰)$$

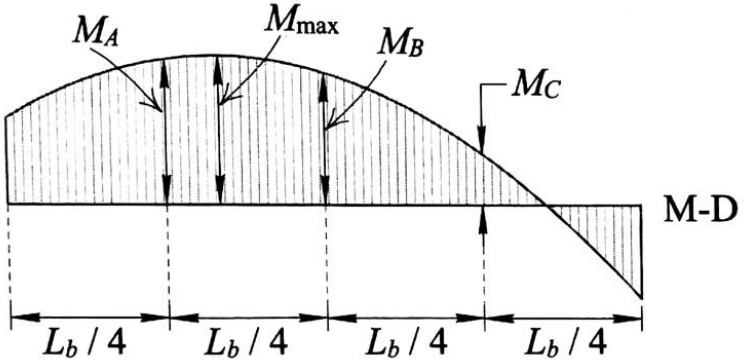
که در آن:

M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده



واحد تهران شرق

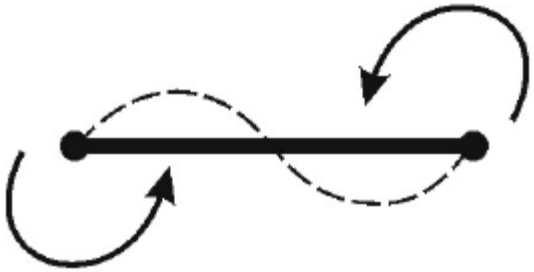
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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 : Cb = 2.273



ج : برای حالتی که ممان یک انتها برابر صفر باشد و توزیع سهمی : Cb=1.18~1.3

د : برای تیرهای طره ای که انتهای آزاد آن مهار نشده است : Cb = 1.0

C_b	تغییرات لنگر در طول L_b
۱	M ——— M
۱/۱۳۶	M
۱/۳۱۶	M, -M, -M
۲/۲۷۳	+M, -M
۱/۳۱۶	+M
۱/۶۶۷	M
۱	M
۱/۲۵	M, 0.5 M
۱/۹۲۳	M, -M, -M

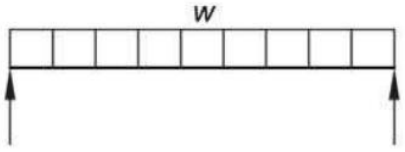
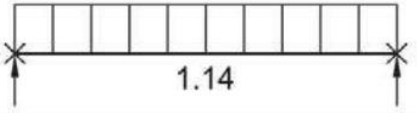
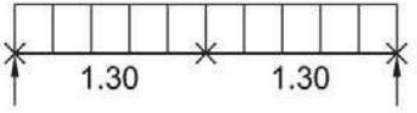
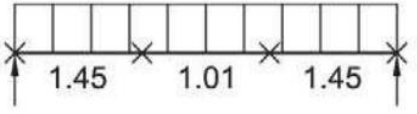
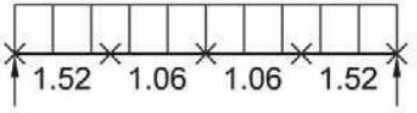
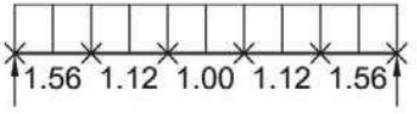
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـــاروقـــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نکات و حالات خاص :

جدول ۳-۱ 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	
	At midpoint	
	At third points	
	At quarter points	
	At fifth points	

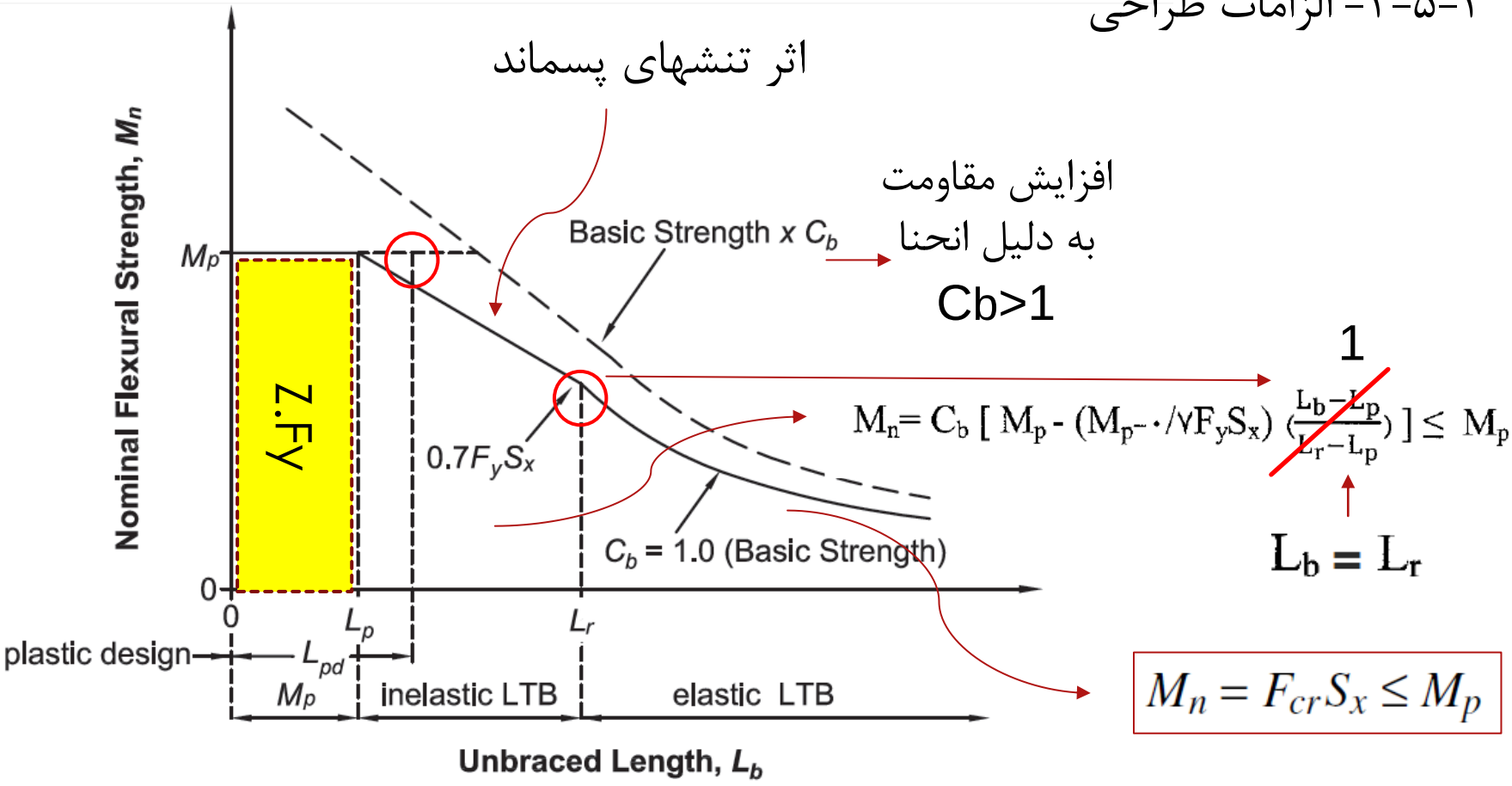
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 :

(Y) الف)-حالت حدی تسلیم

$$M_n = Z_x F_y$$

(LTB) ب- حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی

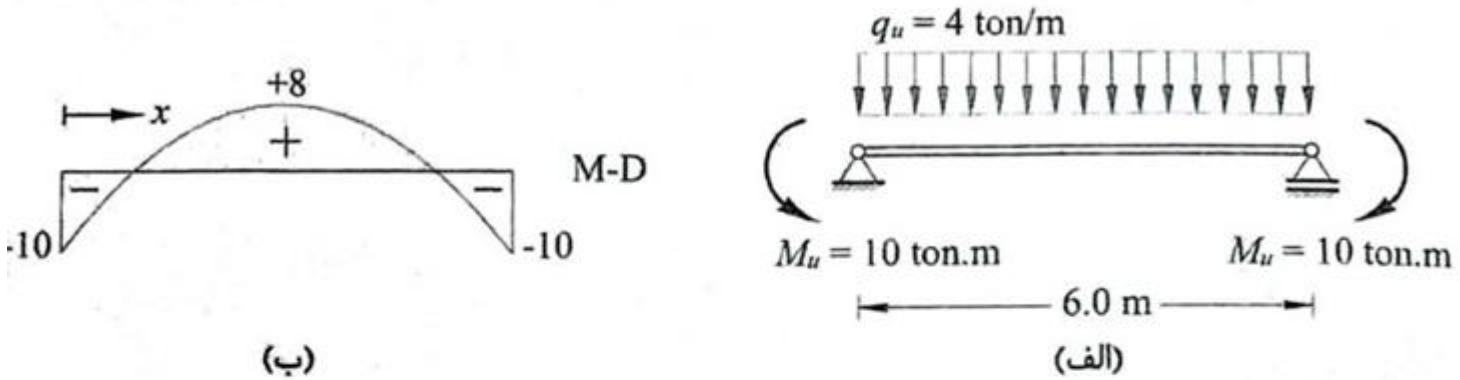
- $L_b > L_r$ → $M_n = F_{Cr} S_x \le M_p$
- $L_p < L_b \le L_r$ → $M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le M_p$
- $L_b \le L_p$ → نیازی به کنترل حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی نیست

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

علیـــــرضا فـــاروقـــی
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 Fy=2400,E=2.1 x 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 ضریب‌دار تیر ۱۰ t.m است. در صورتی که برای حدس نیم‌رخ در حالت الف با توجه به طول مهارنشده سه متری و ضریب C_b، ظرفیت خمشی اسمی عضو برابر M_p فرض می گردد:

$$M_u = ۱۰ \times ۱۰^۵ \leq ۰/۹ \times ۲۴۰۰ \times Z \Rightarrow Z \geq ۴۶۳\ cm^۳$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

با توجه به جدول پروفیل‌های ساختمان فولادی، برای حدس اولیه از نیم‌رخ IPE ۲۷۰ با این مشخصات استفاده می‌شود:

$$\text{IPE ۲۷۰}: d=۲۷\,cm\ ;\ t_f=۱/۰۲\,cm\ ;\ b_f=۱۳/۵\,cm\ ;\ t_w=۰/۶۶\,cm\ ;\ d-۲k=۲۱/۹\,cm$$

$$r_y=۳/۰۲\,cm\ ;\ S_x=۴۲۹\,cm^۳\ ;\ I_y=۴۲۰\,cm^۴\ ;\ Z=۲\times۲۴۲=۴۸۴\,cm^۳$$

ابتدا شرایط فشردگی مقطع کنترل می‌شود:

بال: $\frac{b_f}{۲t_f}=\frac{۱۳/۵}{۲\times۱/۰۲}=۶/۶۲\le\lambda_p=۰/۳۸\sqrt{\frac{۲/۱\times۱۰^۶}{۲۴۰۰}}=۱۱/۲۴\rightarrow$ بال فشرده است.

جان: $\frac{h}{t_w}=\frac{۲۱/۹}{۰/۶۶}=۳۳/۲\le\lambda_p=۳/۷۶\sqrt{\frac{۲/۱\times۱۰^۶}{۲۴۰۰}}=۱۱۱\rightarrow$ جان فشرده است.

بنابراین مقطع شرایط فشردگی را دارد. برای کنترل حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی باید حد L_p بر اساس رابطه (۴-۲۶) تعیین شود:

$$L_p=۱/۷۶\times۳/۰۲\times\sqrt{\frac{۲/۱\times۱۰^۶}{۲۴۰۰}}=۱۵۷\,cm$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

از آن‌جایی که $L_b=۳۰۰>L_p=۱۵۷$ می‌باشد، باید حد L_r نیز تعیین گردد.

$$J=\frac{۱}{۳}\left[۲\times۱۳/۵\times۱/۰۲^{۳}+(۲۷-۲\times۱/۰۲)\times۰/۶۶^{۳}\right]=۱۱/۹۴\,cm^{۴}$$

$$h_o=۲۷-۱/۰۲=۲۵/۹۸\,cm$$

$$C_w=۴۲۰\times\frac{۲۵/۹۸^{۲}}{۴}=۷۰۸۷۱$$

$$r_{ts}^{۲}=\frac{\sqrt{۴۲۰\times۷۰۸۷۱}}{۴۲۹}=۱۲/۷۲\Rightarrow r_{ts}=۳/۵۶۶\,cm \quad (\text{رابطه ۴-۲۹})$$

$$L_r=۱/۹۵\times۳/۵۶۶\times\frac{۲/۱\times۱۰^{۶}}{۰/۷\times۲۴۰۰}\times\sqrt{\frac{۱۱/۹۴}{۴۲۹\times۲۵/۹۸}}\times\sqrt{۱+\sqrt{۱+۶/۷۶\times\left(\frac{۰/۷\times۲۴۰۰}{۲/۱\times۱۰^{۶}}\times\frac{۴۲۹\times۲۵/۹۸}{۱۱/۹۴}\right)^{۲}}}$$

$$=۵۰۸cm$$

با توجه به این که $L_p=۱۵۷<L_b=۳۰۰<L_r=۵۰۸$ می‌باشد، ظرفیت خمشی اسمی بر اساس رابطه (۴-۳۷) تعیین می‌شود. بدین منظور باید مقادیر M_p و C_b محاسبه شوند.

$$M_p=ZF_y=۲۴۰۰\times۴۸۴=۱۱/۶۲\times۱۰^{۵}kg.cm$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

$$M(x)=۱۲x-۱۰-۴\times\frac{x^۲}{۲}$$

$$M_A=\left|M_{(x=۰/۷۵)}\right|=-۲/۱۲۵\,t.m$$

$$M_B=M_{(x=۱/۵)}=۳/۵\,t.m$$

$$M_C=M_{(x=۲/۲۵)}=۶/۸۷۵\,t.m$$

$$M_{max}=۱۰\,t.m$$

$$\Rightarrow \text{رابطه (۴-۱۹)}: C_b=\frac{۱۲/۵\times۱۰}{۲/۵\times۱۰+۳\times۲/۱۲۵+۴\times۳/۵+۳\times۶/۸۷۵}\times۱=۱/۸۹۴$$

$$M_n=۱/۸۹۴\left[۱۱/۶۲\times۱۰^۵-(۱۱/۶۲\times۱۰^۵-۰/۷\times۲۴۰۰\times۴۲۹)\times\frac{۳۰۰-۱۵۷}{۵۰۸-۱۵۷}\right]=۱۸/۶۰\times۱۰^۵\,kg.cm$$

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

$$\Rightarrow \text{رابطه (۴-۲۱)}: M_u=۱۰\leq۰/۹\times۱۱/۶۲=۱۰/۴۶\,t.m \rightarrow$$

مناسب است.

پس از نیم‌رخ IPE ۲۷۰ استفاده می‌شود.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

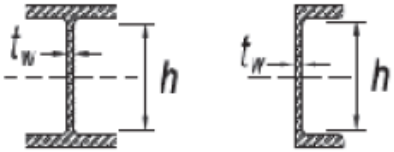
۲- مفهوم مقاومت – محدودیت ها

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

نکته :

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

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

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_p(غیرفشرده / فشرده)	λ_r(غیرفشرده / لاغر)	
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

نسبت فوق برای فولاد ST37 برابر ۱۶۶ می گردد.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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)

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.

برای $\frac{a}{h} \leq ۱/۵$:

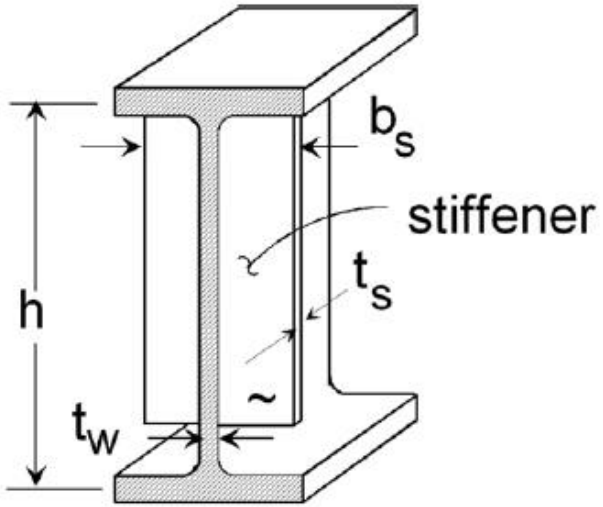
$$(\frac{h}{t_w})_{max} = ۱۲ \sqrt{\frac{E}{F_y}} = ۳۵۰$$

(۷۹-۵-۲-۱۰)

برای $\frac{a}{h} > ۱/۵$:

$$(\frac{h}{t_w})_{max} = ۰/۴ \frac{E}{F_y} = ۳۴۰$$

(۸۰-۵-۲-۱۰)



که در آن:

a - فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی

h - فاصلهٔ آزاد بین دو بال برای مقاطع ساخته‌شده از ورق

واحد تهران شرق

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

پ) ملاحظات ورق‌های تقویتی در بال مقاطع اعضای خمشی

پ-۱) تقویت بال‌ها

بال مقاطع تیرهای نوردشده و تیرهای ساخته‌شده از ورق را می‌توان به کمک ورق‌های تقویتی بال، تقویت نمود. در مواردی‌که 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.

۱۴۰۱
یا جوشی

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، درحالتی 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 لبهٔ کناری ورق تقویتی و در لبهٔ انتهای ورق اجرا شود.

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

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, EIGHTH EDITION, 2017

6.10.12—Cover Plates

ضخامت ورق تقویتی بیش از ۲ برابر بال نباشد.

6.10.12.1—General

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.

تیر ورق ساخته شده از ورق

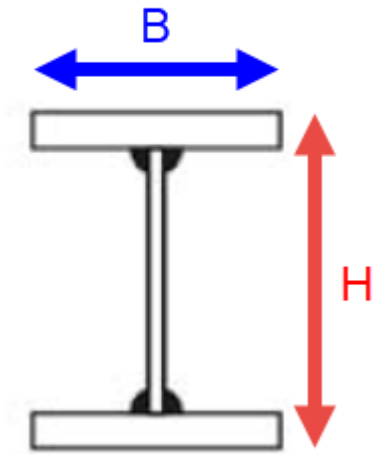


PLATE GIRDER

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 : ASb=0.75AS

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

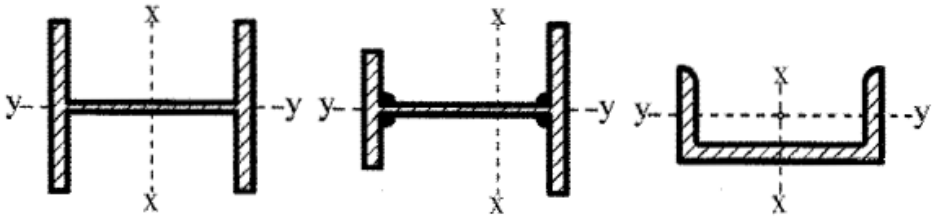
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

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.



(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)

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1/6\, F_y S_y \qquad (۱۰-۵-۲-۴۱)$$

ب) کمانش موضعی بال (FLB)

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

واحد تهران شرق

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

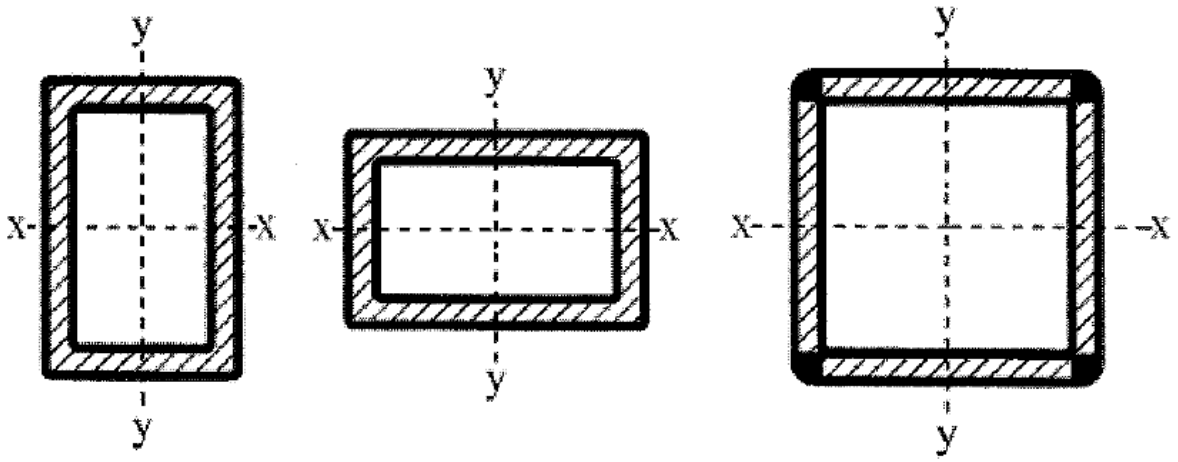
۲- مفهوم مقاومت

۲-۵- مقاومت خمشی

۲-۵-۲- الزامات طراحی (مقاطع قوطی)

۱۰-۲-۵-۷ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل حول محورهای 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 محورهای قوی یا ضعیف قرار دارند.



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

علیـــــرضا فـــاروقـــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی 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)

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (۴۳-۵-۲-۱۰)$$

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:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S)\left[۳/۵۷\frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - ۴\right] \le M_p \qquad (۴۴-۵-۲-۱۰)$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 نظرگرفتن کمانش موضعی جان نمی‌باشد.

پ-۲) برای مقاطع با جان‌های غیرفشرده

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S)\left[۰/۳۰۵\frac{h}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - ۰/۷۳۸\right] \le M_p \qquad (۴۵-۵-۲-۱۰)$$

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

علیـــــرضا فـــاروقـــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نکته : سختی خمشی

کنترل خیز در تیر

در تیر های با دهانه بزرگ خیز تیر عامل تعیین کننده طراحی است . تیرها و شاهتیر هایی 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 $\beta = \frac{1}{48}, W = P$

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

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

p ← بارمتمرکز روی تیر

q ← بارخطی روی تیر

W ← بار کل بروی دهانه تیر

L ← طول دهانه تیر

E ← مدول ارتجاعی تیر

I ← ممان اینرسی مقطع

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نکته : سختی خمشی

۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه‌تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (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 اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره‌ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد*. (برای مسکونی و اداری)

برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت q_D می‌توان از رابطهٔ زیر استفاده نمود.

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

تغییرمکان نسبی قائم حداکثر کف برحسب میلی‌متر تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود.

با جایگذاری تغییر شکل تیر دو سر ساده با بارگسترده 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

علیـــــرضا فـاروقــی
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

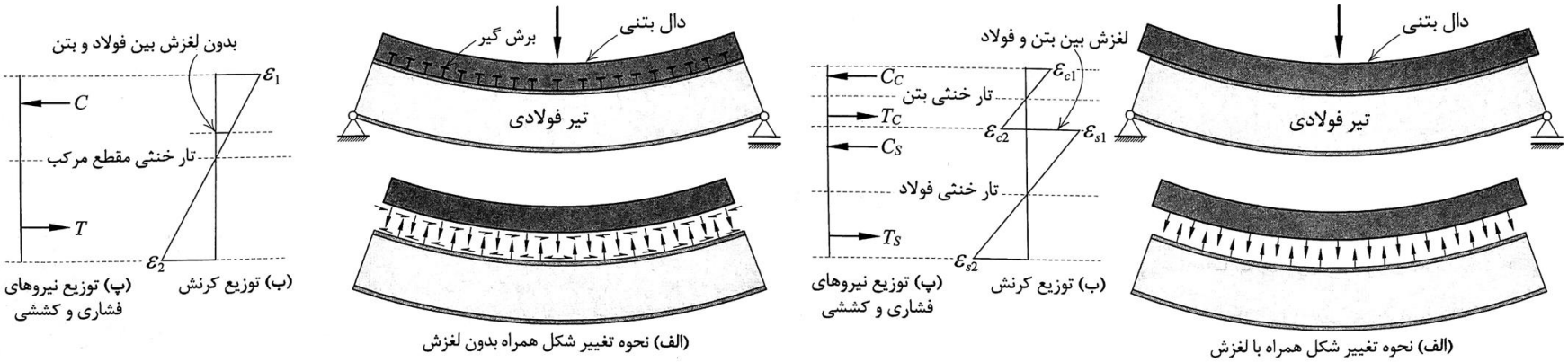
۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط

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 پرشده با بتن



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

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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.

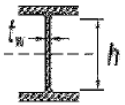
- روش توزیع پلاستیک تنش
- روش سازگاری کرنش

(در نسخه ۱۴۰۱ به ۴ روش تغییر یافته)

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 صورتی‌که $\frac{h}{t_w} \leq ۳/۷۶\sqrt{E/F_y}$ 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	
λ_p(غیرفشرده/ فشرده)	مثال‌های نمونه
$۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

بنابراین در مقاطع فشرده از روش توزیع پلاستیک استفاده می شود.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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.

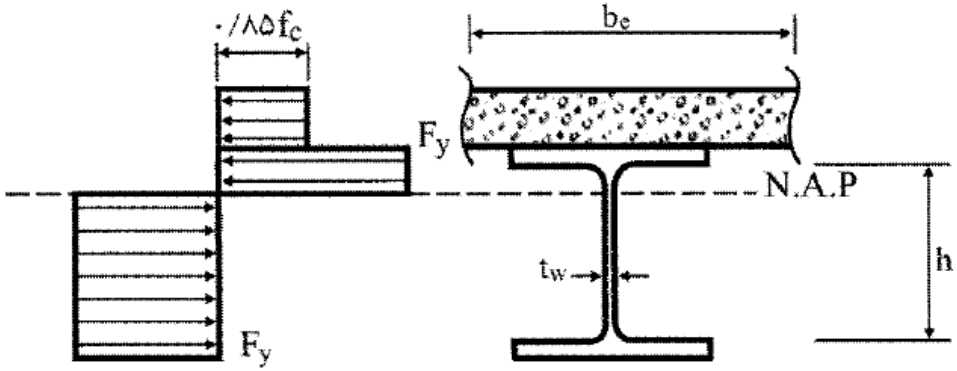
۱. تنش در اجزای فولادی (هم در ناحیه فشاری و هم در ناحیه کششی) به تنش یکنواخت F_y می‌رسد.

۲. تنش در ناحیه فشاری اجزای بتنی به تنش یکنواخت $۰/۸۵f_c$ می‌رسند.

که در آن:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونهٔ استوانه‌ای بتن

F_y = تنش تسلیم اجزای فولادی مقطع مختلط



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

علیـــــرضا فـــاروقـــی
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

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

الف) مقاومت خمشی مثبت

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

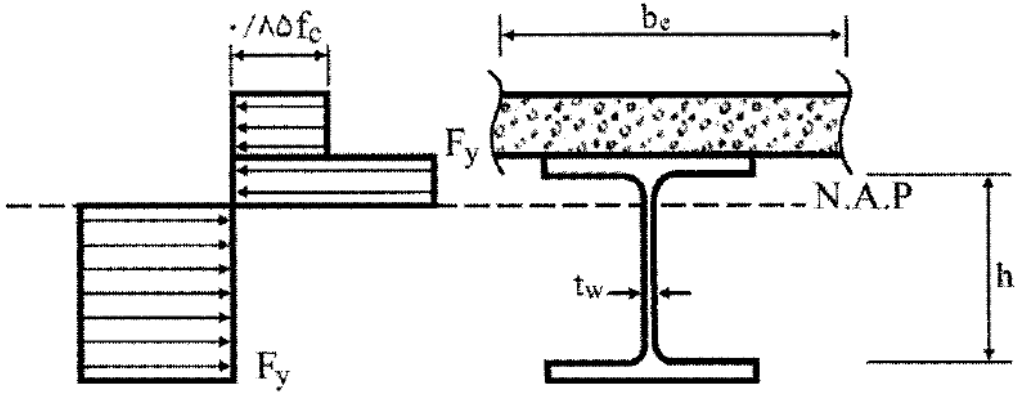
be عرض موثر، مجموع **کمترین** مقادیر زیر از هر طرف تیر یا تیرچه است:

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

۲. نصف فاصلهٔ محور تیر تا محور تیر مجاور

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

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



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

علیـــــرضا فـاروقـی
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)

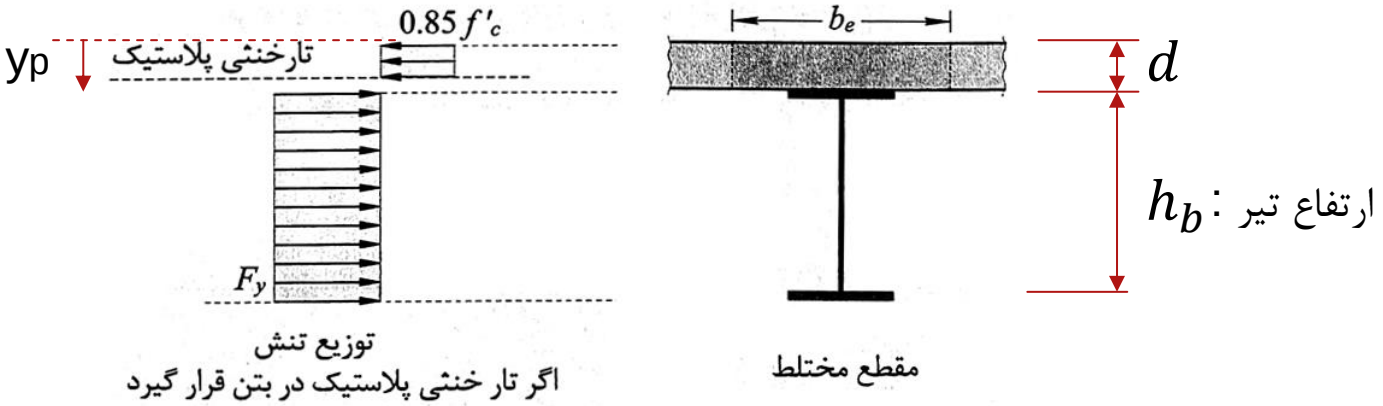
محاسبه تار خنثی (yp) : (با فرض توزیع پلاستیک تنش و تعادل فشار در بتن و کشش فولاد خواهیم داشت)

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

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:

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



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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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)

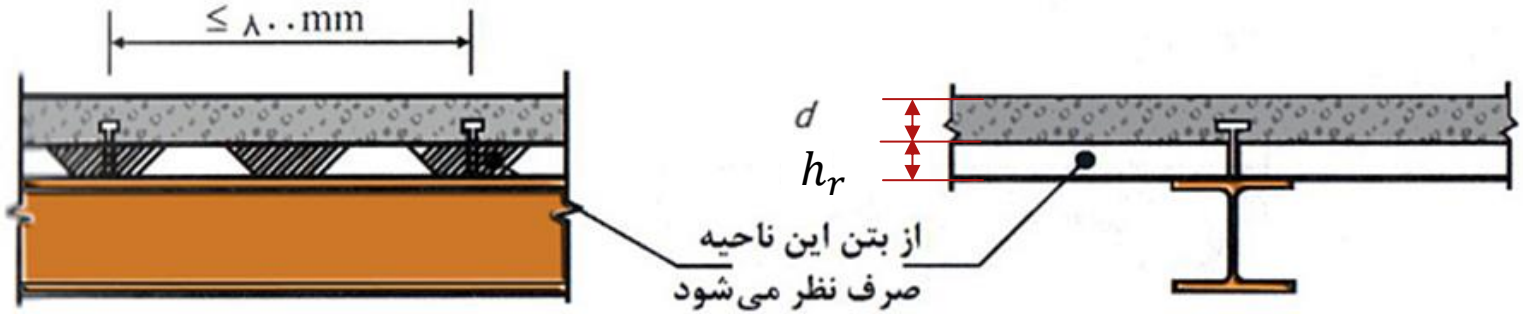
محاسبه تار خنثی (y_p) : (با فرض تعادل فشار در بتن و کشش فولاد خواهیم داشت)

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

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

ممان مقاوم مقطع با لنگر گیری حول تاخنثی 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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

پ-۱) ملاحظات و محدودیت‌ها

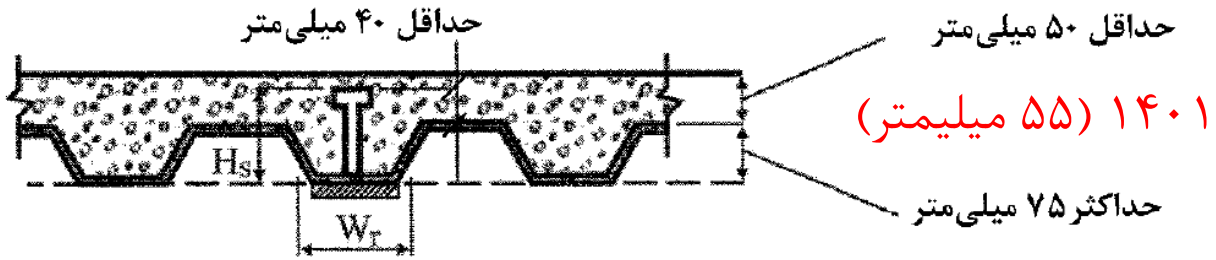
۱. ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_r) نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر باشد. پهنای متوسط کنگره‌های پرشده با بتن نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل پهنای آزاد (خالص) در نزدیکی سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده در نظر گرفته شود.

Wr

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 20 میلی‌متر

۱۴۰۱ (۵۵ میلیمتر)

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



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

علیـــــرضا فـاروقـی
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)**

$$V_{hu} = ۰/۸۵\ f_c A_c \qquad (۱۹-۸-۲-۱۰)$$

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

$$V_{hu} = F_y A_s \qquad (۲۰-۸-۲-۱۰)$$

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

A_s= مساحت مقطع فولادی

A_c= سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر

F_y= تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 رابطهٔ زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

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

که در آن:

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

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

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.5 A_{sa}\sqrt{f_c E_c} \le R_g R_p A_{sa} F_u \qquad (۱۰-۲-۸-۳۳)$$

(واحد مهم نی‌ست)

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

A_{sa}= سطح مقطع گل‌میخ

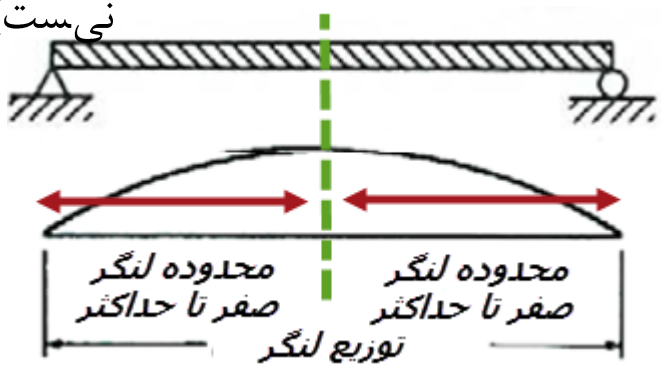
$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$

E_c= مدول الاستیسیته بتن

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

F_u= تنش کششی نهایی حداقل مصالح گل‌میخ

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



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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

جدول ۱۰-۲-۸-۱ مقادیر R_g و R_p

حالت			R_g	R_p
۱. مقاطع مختلط بدون استفاده از ورق‌های فولادی شکل‌داده‌شده			۱	۰/۷۵
۲. مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های فولادی شکل‌داده‌شده	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی	$w_r/h_r \geq 1/5$	۱	۰/۷۵
		$w_r/h_r < 1/5$	۰/۸۵	۰/۷۵
	کنگره‌ها عمود بر محور تیرفولادی	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۱	۱	۰/۶
		تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی۲	۰/۸۵	۰/۶
		تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی یا بزرگر از ۳	۰/۷	۰/۶

ویرایش ۱۴۰۱

* درصورتی‌که فاصلهٔ بین لبهٔ بدنهٔ گل‌میخ تا نصف ارتفاع عرشهٔ فولادی بیشتر از 50 میلی‌متر باشد، این مقدار می‌تواند تا 0.75 افزایش یابد.

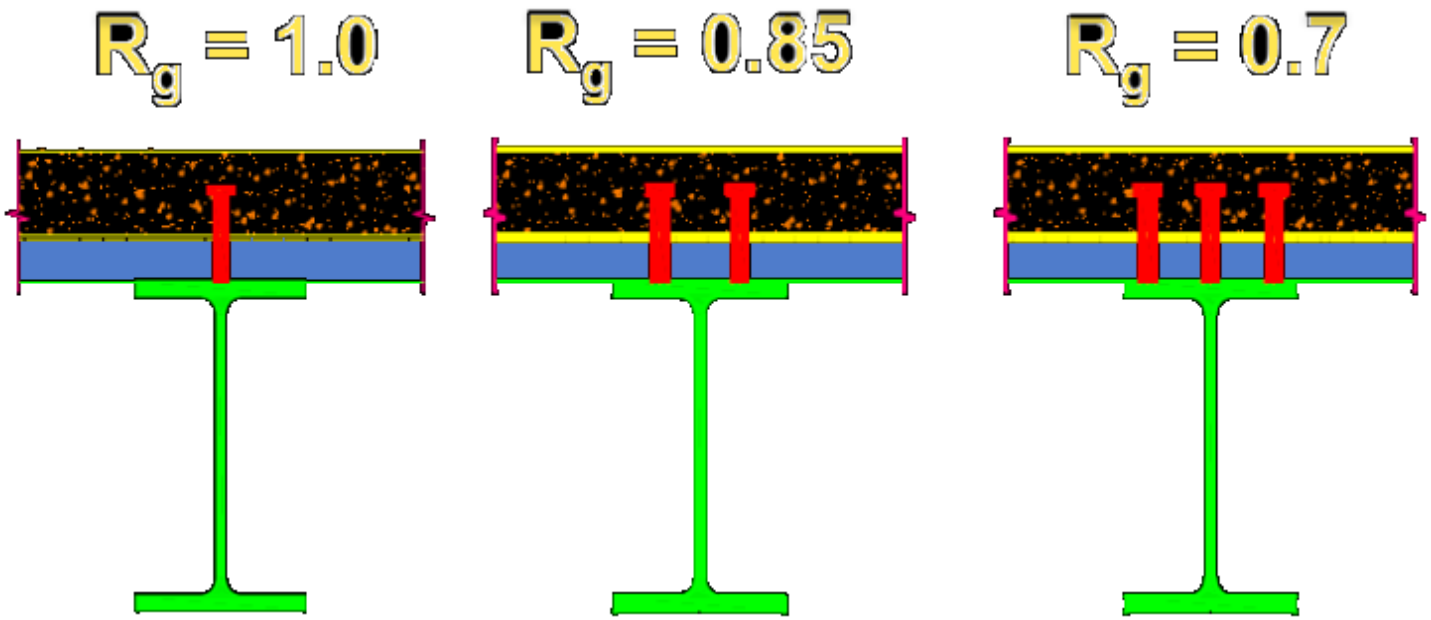
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 می‌گیرند، باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$Q_n = ۰/۳(t_f + ۰/۵t_w)\, L_a\sqrt{f_c E_c} \qquad (۱۰-۲-۸-۳۴)$$ (واحد مهم نیست)

که در آن:

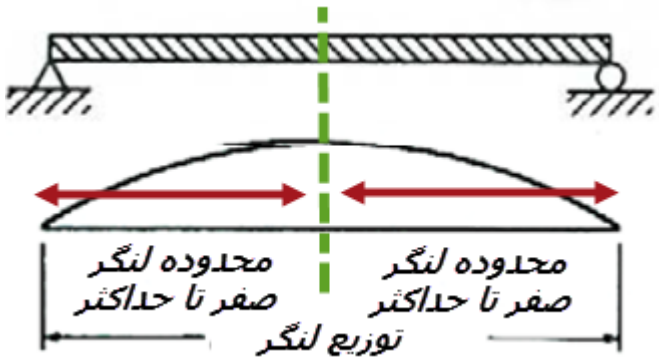
t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

L_a= طول ناودانی

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن



تعداد کل برشگیر $N = 2\dfrac{V_{hu}}{Q_n}$

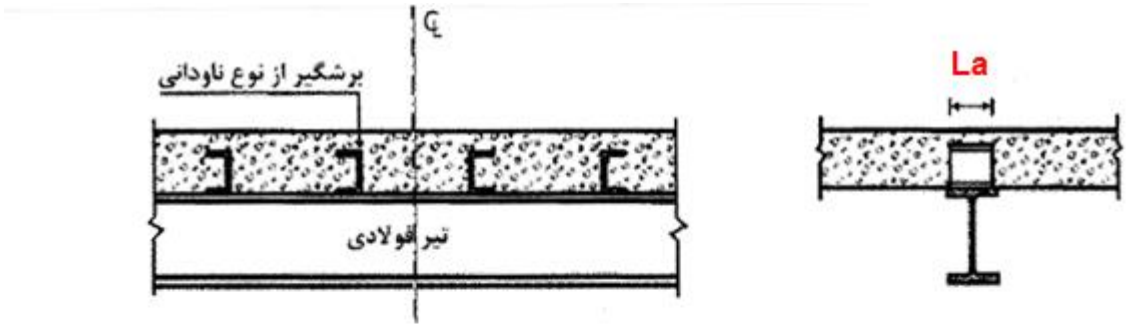
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

آیین نامه جوشکاری – نشریه ۲۲۸

۷-۴-۵- فواصل طولی و عرضی برشگیرهای گلمیخ (نوع B) از یکدیگر و همچنین فاصلهٔ آنها از لبهٔ بال تیر یا شاهتیر نسبت به‌آنچه که در نقشه‌ها نشان داده شده می‌تواند حداکثر ۲۵ میلیمتر مغایرت داشته باشد. حداقل فاصله لبهٔ پایهٔ گلمیخ از لبهٔ بال تیر، مساوی قطر گلمیخ به‌علاوه ۳ میلیمتر است؛ این فاصله نباید کمتر از ۳۸ میلیمتر باشد.



شکل ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرهای از نوع ناودانی

پ) جزئیات‌بندی

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

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

حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل‌میخ مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آن‌ها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مختلط می‌باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز در هر امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل‌میخ انتخاب کرد. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. (۱۴۰۱- ۹۰۰ میلیمتر)

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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 فولادیIPE300 برابر است با:

$$A_s = 53.8\ cm^2 \qquad d = 30\ cm$$

مساحت موثر دال بتنی برابر است با:

$$A_c = bt_c = 300 \times 10 = 3000\ cm^2$$

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

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

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

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

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

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

This book or any part of it is reproduced in the written

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 $A_{sc}=2\ cm^2$ می‌باشد.
مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده برابر است با:

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f_cE_c} = 0.5 \times 2\sqrt{300 \times 294000} = 9390\ kg > R_gR_pA_{sa}F_u = 1.0 \times 0.75 \times 2 \times 5000 = 7500\ kg$$

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:

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

حداقل فاصله بین گل‌میخ‌ها:

1.6 9.6

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

حداکثر فاصله بین گل‌میخ‌ها:

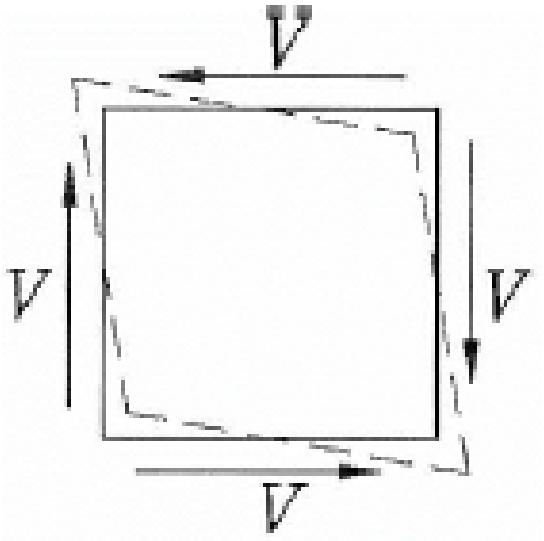
$$s = 8t_c = 8 \times 10 = 80\ cm > 18.8\ cm$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

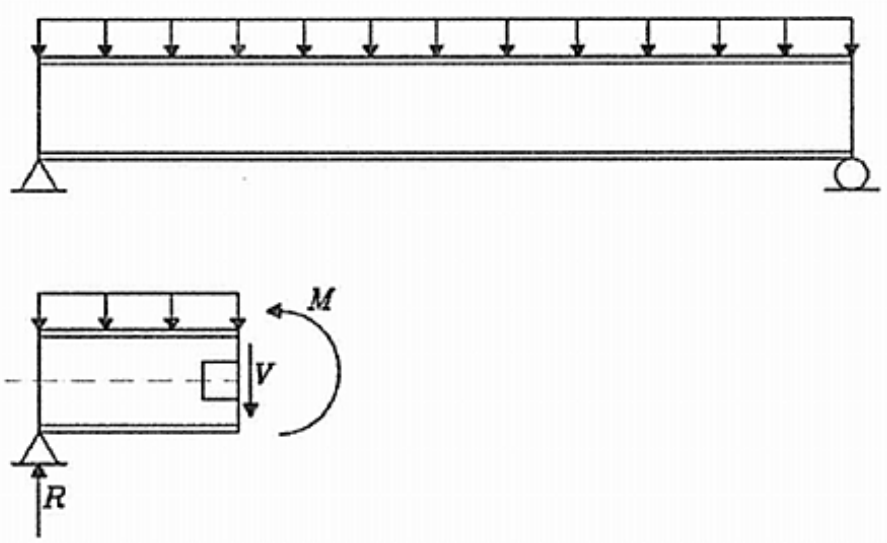
۲-۶- مقاومت برشی

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 عموما نیروی برشی نقش تعیین کننده ای بر انتخاب مقطع طراحی ندارد. اگر طول تیر کم بوده و نیروی برشی قابل توجهی (عموما 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 :

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

V(kg) : نیروی برشی حداکثر در نقطه مورد نظر.
Q(cm^3) : ممان اول سطح.
I(cm^4) : ممان اینرسی مقطع حول محور قوی.
t(cm) : ضخامت



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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

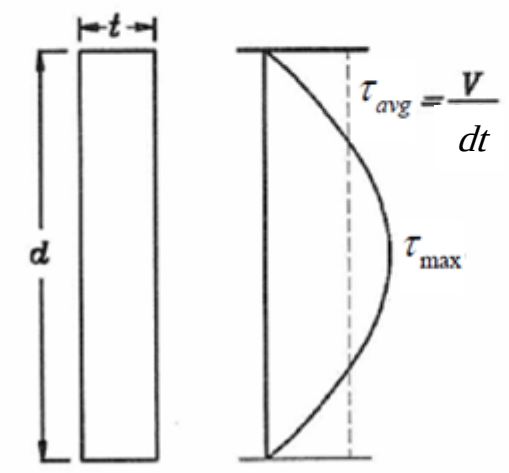
واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

مقدمه ای بر طراحی تیرها برای نیروی برشی

از آنجاکه در مقاطع I شکل عموما نیروی برشی توسط 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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

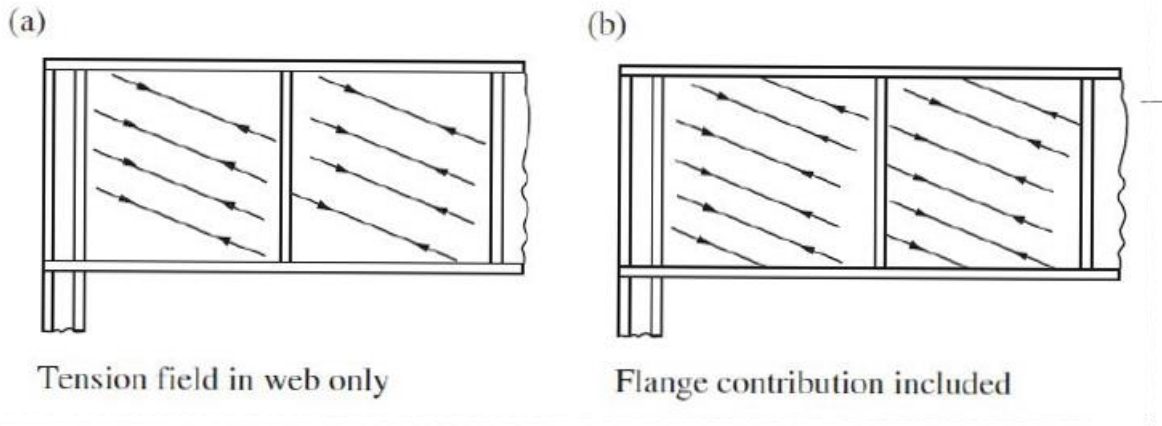
۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

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

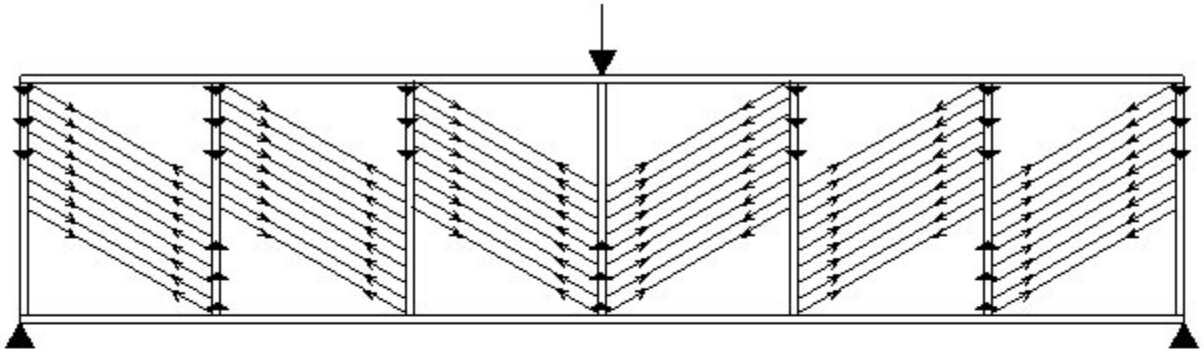
معرفی اثر میدان کششی (رفتار خرپایی با استفاده از سخت کننده ها)



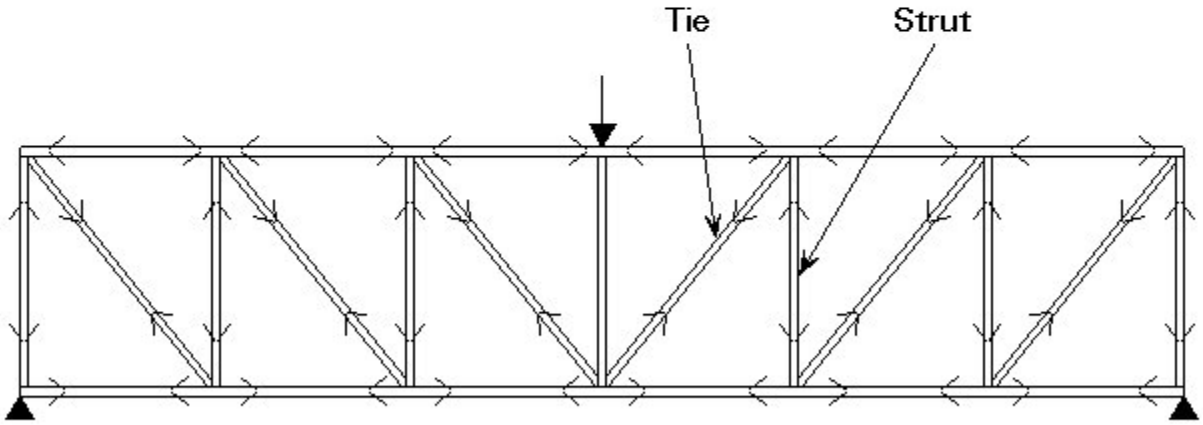
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

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

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

مقاومت برشی اسمی(V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (با سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = ۰/۶ F_y A_w C_v \qquad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

C_V : ضریب برشی جان (کاهنده مقاومت به علت کمانش جان)

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

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

نکته :

ضریب ۰,۶ از معیار گسیختگی وون میزز 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

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

در تیرورق ها جوشی = فاصله خالص دو بال. $h =$

اگر $\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \begin{cases} \varphi_v = 1.0 \\ C_v = 1.0 \end{cases}$

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای

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

یادآوری نسبت جان در خمش (Kv=5 → 1.1√Kv = 2.46)

λ_r(لاغر / غیرفشرده)	λ_p(غیرفشرده / فشرده)
$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

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

(کمانش غیر ارتجاعی جان)

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 نسخه ۱۴۰۱ حذف شده است.

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای

(کمانش ارتجاعی جان)

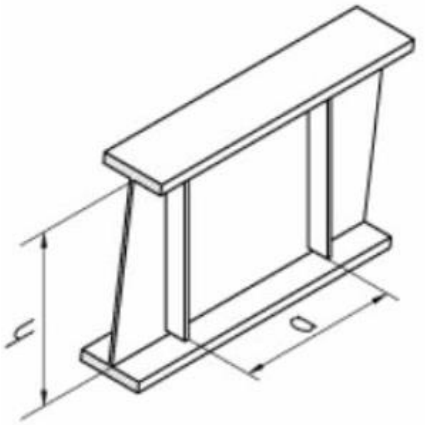
اگر $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = \frac{1.51EK_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} < 0.8$

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

$\frac{h}{t_w} <$ ۲۶۰ جان بدون سخت کنندهٔ عرضی با ⟹ $K_v = 5$

جان مقاطع سپری ⟹ $K_v = 1.2$

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



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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

اگر $\frac{a}{h} > 3.0$ یا $\frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(\frac{h}{t_w})}\right]^2$ $\Rightarrow$ $K_v = 5$

تبصره :

t_w- ضخامت جان
a- فاصلهٔ خالص بین سخت کننده‌های عرضی جان
h- برای تیرهای نوردشده مساوی فاصلهٔ خالص بین دو بال منهای شعاع گردی محل اتصال بال به جان
- برای تیرورق‌های جوشی مساوی فاصلهٔ خالص بین دو بال
- برای تیرورق‌های 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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی (۱۴۰۱)

- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$k_v = 5.34 \qquad (۵-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h \le 3$:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad (۶-۶-۲-۱۰)$$

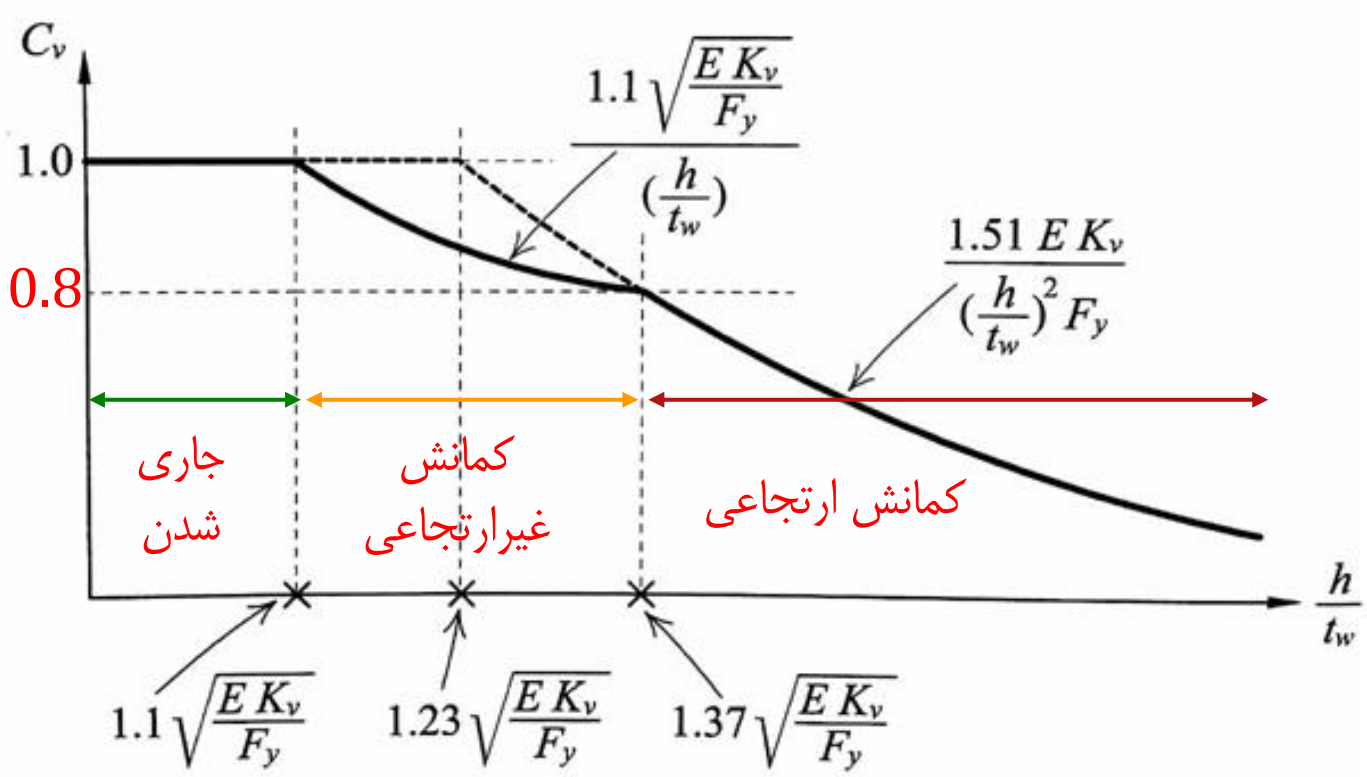
- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h > 3$:

$$k_v = 5.34 \qquad (۷-۶-۲-۱۰)$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

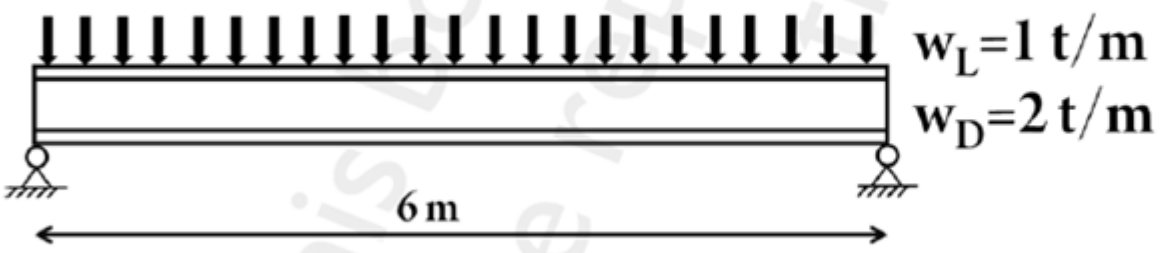
نکته : با افزایش ارتفاع جان، Cv کاهش یافته و مقاومت برشی جان نیز کاسته شده و ناچار به استفاده از سخت کننده عرضی خواهیم شد!

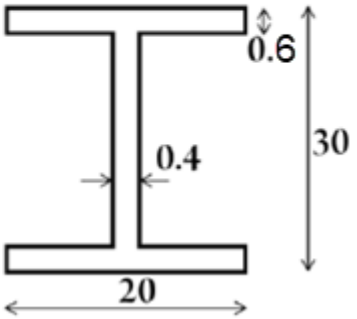
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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 ۸-۴، 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 ۸-۴ تیر دو سر ساده تحت بارهای گسترده خطی.

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

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

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

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

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

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

$$V_u = w_uL/2 = 4\times 6/2 = 12\ \text{ton} < \phi_vV_n = 0.9\times 17 = 15.3\ \text{ton}$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۱۴۰۱

۲- مفهوم مقاومت

۲-۶- مقاومت برشی

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

۱۰-۲-۶-۲-۲ سخت‌کننده‌های عرضی (بدون استفاده از میدان کششی)

در مواردی‌که $h/t_w \le ۲/۴۶\sqrt{E/F_y}$ بوده و نیز در مواردی‌که مقاومت برشی مورد نیاز کوچکتر یا مساوی مقاومت برشی موجود (V_n) طبق بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-ب به ازای $k_v=۵$ باشد، نیازی به تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی در جان مقاطع نمی‌باشد. در صورت عدم تحقق یکی از شرایط مذکور باید از سخت‌کننده‌های عرضی با رعایت محدودیت‌های زیر استفاده شود.

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

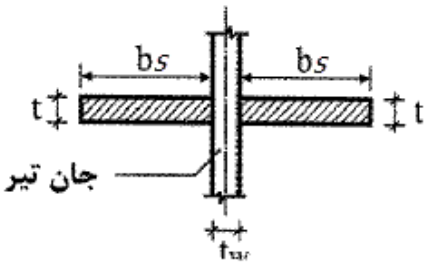
در ۱۴۰۱ حذف شده و ضوابط سخت کننده های میدان کششی جایگزین شده است

$$I_{st} \ge bt_w^3 j \qquad (۷-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$j = \frac{۲/۵}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - ۲ \ge ۰/۵ \qquad (۸-۶-۲-۱۰)$$

b = کوچکترین مقدار a و h



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

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نسخه ۱۴۰۱

$$I_{st} \geq I_{st2} + \left(I_{st1} - I_{st2}\right)\rho_w \qquad (۱۰-۲-۶-۱۵)$$

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

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

V_u = مقاومت برشی موردنیاز در چشمهٔ 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 چشمهٔ موردنظر از روابط ۱۰-۲-۶-۱ یا ۱۰-۲-۶-۹ و یا ۱۰-۲-۶-۱۰ تعیین می‌گردد.

V_{c2} = برابر $\phi_v V_n$ در LRFD و V_n / Ω_v در ASD است که در آن مقدار V_n در چشمهٔ موردنظر از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد:

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

ϕ_v = 0.9

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

نسخه ۱۴۰۱

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

$A_w = d\,t_w$ = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصلضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

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

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

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

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

$$C_{v2} = 1 \qquad (۱۰-۲-۶-۱۱)$$

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

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

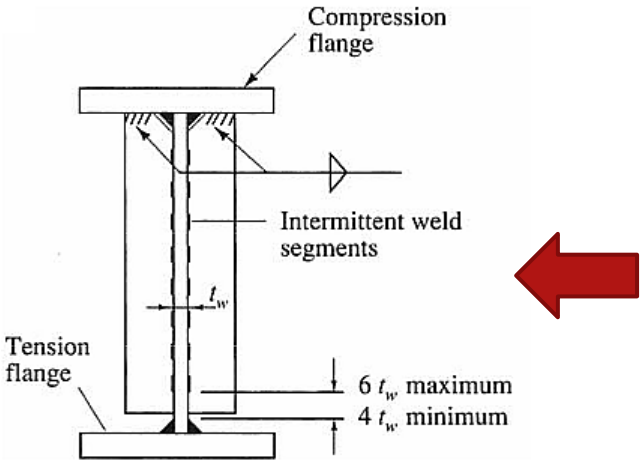
واحد تهران شرق

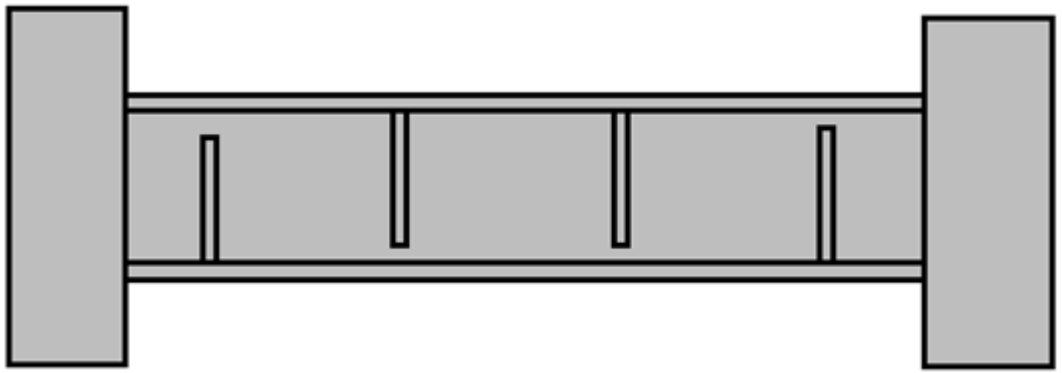
۲- مفهوم مقاومت (ادامه سخت کننده های عرضی)

ب) در صورتی‌که به عمل تماسی مستقیم بین قطعهٔ سخت‌کننده و بال تیر، برای انتقال بارهای متمرکز یا عکس‌العمل تکیه‌گاهی، نیاز نباشد، می‌توان سخت‌کنندهٔ عرضی را به بال کششی جوش نداده و یا حتی می‌توان قطعهٔ سخت‌کننده را نرسیده به بال کششی قطع کرد. در صورت عدم جوشکاری سخت‌کننده به بال کششی، جوش‌هایی که قطعه سخت‌کننده را به جان تیر متصل می‌کنند باید در فاصله‌ای نه کمتر از ۴ برابر و نه بیشتر از ۶ برابر ضخامت جان از بر جوش اتصال سخت‌کننده به جان و بال کششی ختم شوند.

پ) سخت‌کننده‌های عرضی باید به بال فشاری متصل گردند تا از بلندشدن بال در اثر پیچش جلوگیری به عمل آید.

نکته :
از آنجا که اتصال سخت کننده های عرضی به بال کششی تیر ورق ضمن ایجاد تمرکز تنش موجب تشدید پدیده خستگی میشود اتصال این سخت کننده ها به بال کششی تیرورق توصیه نمیشود.





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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 مجاز نمی‌باشد.

(الف) در چشمه‌های دو انتهای تیر،

(ب) در چشمه‌هایی که دارای بازشو هستند،

(پ) در چشمه‌های مجاور چشمه‌ای که بازشو دارد،

(ت) در اعضایی که :

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

(ت) در اعضایی که :

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

(ت) در اعضایی 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

علیـــــرضا فـاروقــی
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- فاصلهٔ خالص بین سخت کننده‌های عرضی جان
h- مطابق تعریف بند (۱۰-۲-۶-۲-۱)
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 به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

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

$$\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} \Rightarrow V_n = 0.6F_y A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right)$$

(در نسخه ۱۴۰۱ به عنولن Cv2 معرفی شده و محدودیت حذف شده برای Cv در نسخه ۹۲ اینجا برای Cv2 اضافه شده است)

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۶- مقاومت برشی

(در نسخه ۱۴۰۱ ضوابط جداگانه ای نداریم و این ضوابط برای همه سخت کننده ها الزامی شده است)

۱۰-۲-۶-۳-۳ سخت‌کننده‌های عرضی

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

الف)

$$(b/t)_{st} \leq ۰/۵۶ \sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \qquad (۱۰-۲-۶-۱۱)$$

(جلوگیری از کمانش موضعی)

ب)

$$I_{st} \geq I_{st۱} + (I_{st۲} - I_{st۱}) \left[\frac{V_u - V_{c۱}}{V_{c۲} - V_{c۱}}\right] \qquad (۱۰-۲-۶-۱۲)$$

که در آن:

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

F_{yst} = تنش تسلیم فولاد سخت‌کننده

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲-۶- مقاومت برشی

(در نسخه ۱۴۰۱ ضوابط جداگانه ای نداریم و این ضوابط برای همه سخت کننده ها الزامی شده است)

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

$$I_{st1} = bt_w^3 j = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2\right] b_p t_w^3 \geq 0.5 b_p t_w^3 \qquad (۱۰-۶-۲-۱۳)$$

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

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

$$I_{st2} = \frac{h^4 \rho_{st}^{1/3}}{40} \left[\frac{F_{yw}}{E}\right]^{1/5} \qquad (۱۰-۶-۲-۱۴)$$

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

V_u = بزرگترین مقاومت برشی مورد نیاز در چشمه‌های مجاور

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

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

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

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

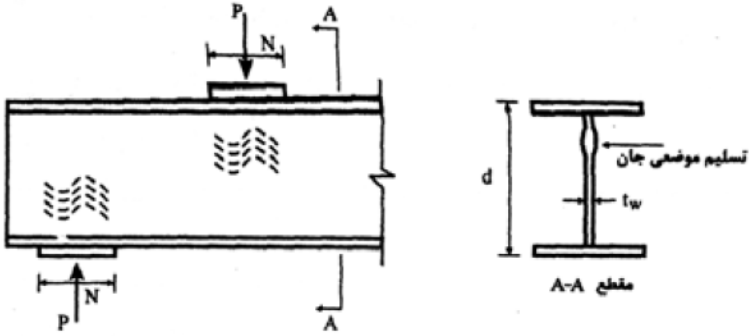
۲- مفهوم مقاومت

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

تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

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

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



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

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w$$

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

$$R_n = (2/5k + N)F_{yw}t_w$$

نکته: در ستونهای قوطی
tw=2tw

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 ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از سطح خارج بال تاانتهای 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**).

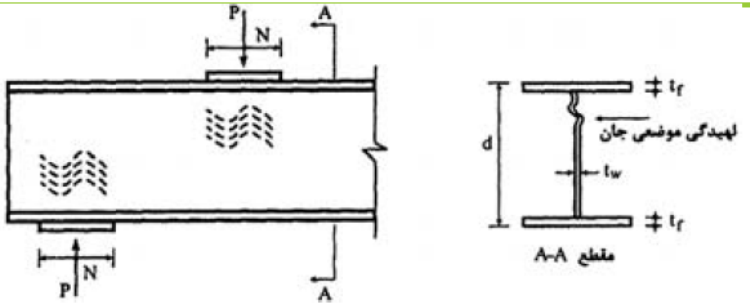
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقــی
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



لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

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

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

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

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

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

$$if \ \frac{N}{d} \le 0.2 \Rightarrow R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

$$if \ \frac{N}{d} > 0.2 \Rightarrow R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

نکته: در ستونهای قوطی

tf=tf و tw=2tw

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

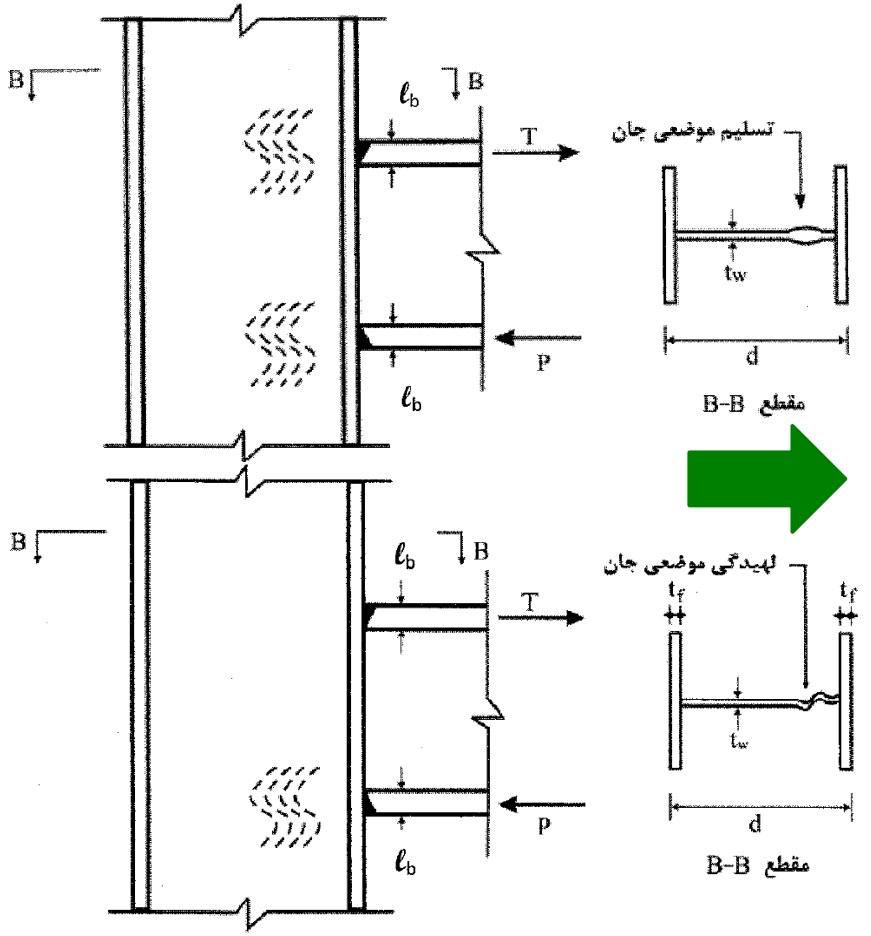
واحد تهران شرق

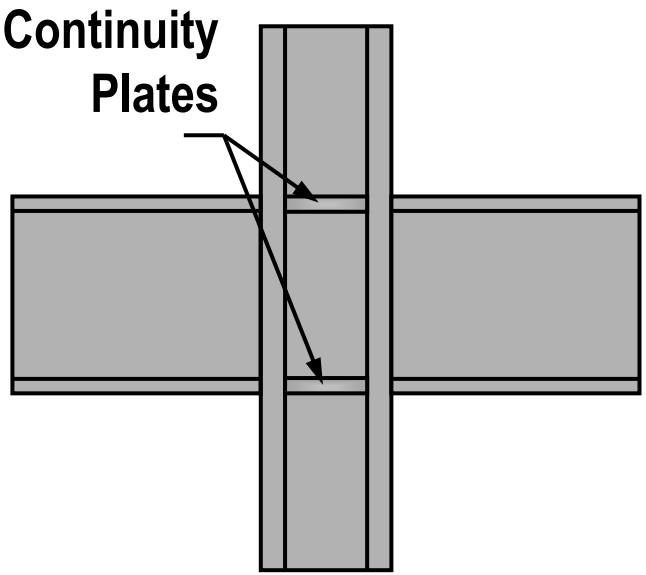
۲- مفهوم مقاومت

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

نکته :

lb=N





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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

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

۱۰-۲-۹-۱۰-۷ مقررات تکمیلی برای سخت‌کننده‌ها در مقابل نیروهای متمرکز و در انتهای آزاد تیرها و شاه‌تیرها

- پهنای هر سخت‌کننده به اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک سوم پهنای بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد.
- ضخامت سخت‌کننده‌ها نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد. همچنین ضخامت سخت‌کننده‌ها نباید از پهنای هر سخت‌کننده تقسیم بر ۱۶ کمتر باشد.

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

۱۴۰۱

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

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

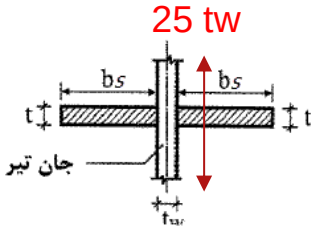
علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

۲- مفهوم مقاومت

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

در صورتی‌که مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۱۰-۳ تا ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ نیاز به سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز فشاری باشد، لازم است یک جفت سخت‌کننده در مقابل نیروی فشاری متمرکز تعبیه شود. این سخت‌کننده‌ها باید به صورت یک ستون فرضی با بار محوری فشاری طراحی شوند. ارتفاع مؤثر ستون فرضی برابر ۰/۷۵h (h ارتفاع آزاد جان در فاصلهٔ بین دو بال است) در نظر گرفته می‌شود. مقطع ستون فرضی عبارت است از مقطع جفت سخت‌کننده به اضافه نواری از جان که پهنای آن برای سخت‌کننده‌های میانی برابر $25t_w$ و برای سخت‌کننده‌های انتهایی برابر $12t_w$ در نظر گرفته می‌شود (t_w ضخامت جان است). جوش سخت‌کننده‌ها به بال (یا بال‌ها) باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز باشد. جوش سخت‌کننده‌ها به جان باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف جبری نیروهای فشاری دو انتهای سخت‌کننده باشد.



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

علیـــــرضا فـاروقـی
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:

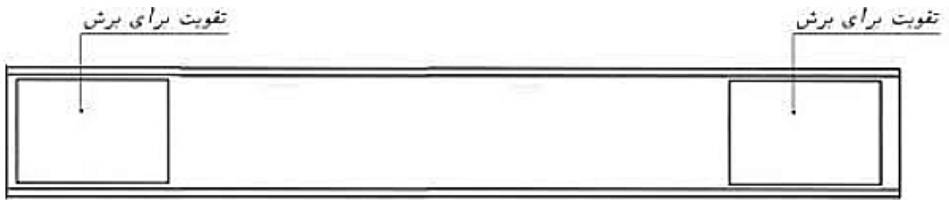
۱- نسبت ارتفاع به ضخامت جان تیر (در ST37) بیشتر از ۷۱.۷ باشد.

در حالت کلی: $h/t_w > ۲/۴۶\sqrt{E/F_y}$

۲- لهیدگی یا تسلیم موضعی در جان رخ دهد. $h/t_w > 2.54\sqrt{k_v E/F_y}$ ۱۴۰۱ (۱۷۱)

(۱۰-۲-۹-۱۰-۲ و ۱۰-۲-۹-۱۰-۳).

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 می‌شود با این تفاوت که در روابط مربوطه از مقایر زیر استفاده گردد :

$$K_v = 5$$
$$A_w = 2ht_w$$

t_w= ضخامت جان*

h= برای مقاطع نوردشده، فاصلهٔ خالص بین دو بال منهای شعاع انحنای بین بال و جان در هر طرف. در صورت‌مشخص نبودن شعاع انحنا برای محاسبهٔ h می‌توان ابعاد کلی (بیرونی) منهای سه برابر ضخامت بال را درمحاسبات منظور نمود.

= برای مقاطع جوشی ساخته شده از ورق، h فاصلهٔ خالص بین دو بال می‌باشد.

*منظور از جان مقاطع قوطی شکل، اجزایی می‌باشند که موازی نیروی برشی مورد نظر بوده و آن را تحمل می‌نمایند.

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

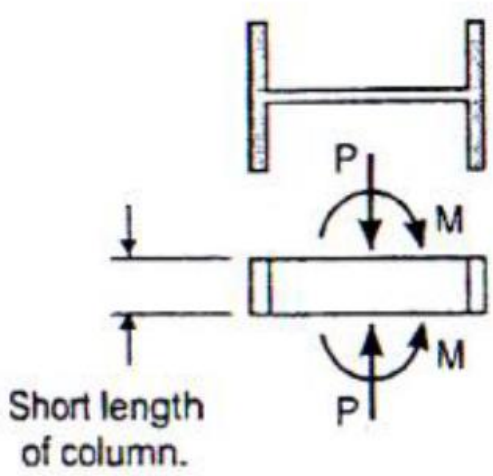
علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

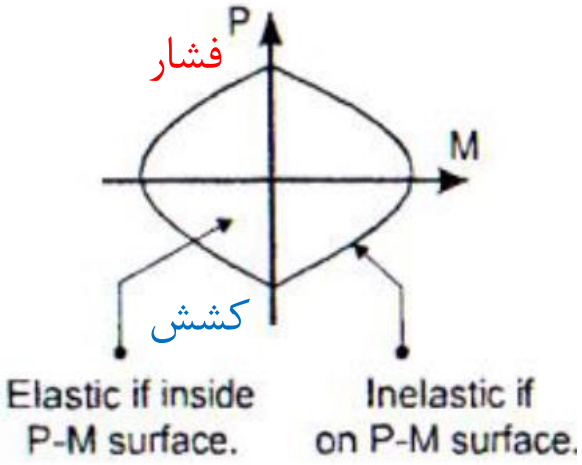
واحد تهران شرق

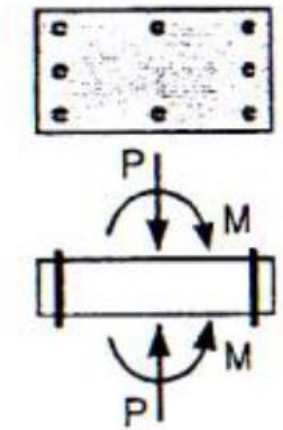
P-M Interaction Surfaces

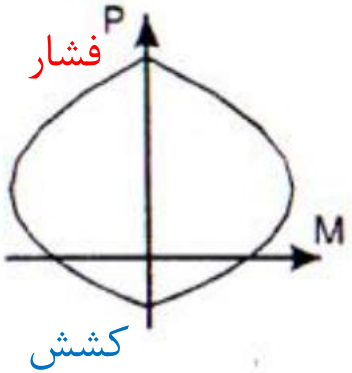
۲- مفهوم مقاومت

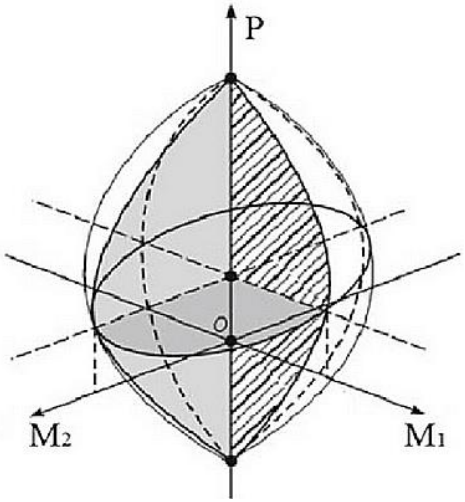
۲-۷- ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی (تیر ستون)











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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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

نکته : این نیروها باید از روشهای مجاز تحلیل بدست آمده باشند!

الف) برای $\frac{P_u}{P_c} \geq ۰/۲$:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{۸}{۹}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq ۱/۰ \qquad (۱-۷-۲-۱۰)$$

ب) برای $\frac{P_u}{P_c} < ۰/۲$:

$$\frac{P_u}{۲P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq ۱/۰ \qquad (۲-۷-۲-۱۰)$$

مقاومت فشاری طراحی = $\phi_c P_n = P_c$

مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی x = $\phi_b M_{nx} = M_{cx}$

مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور ضعیف y = $\phi_b M_{ny} = M_{cy}$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ 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=۱) تعیین شود.

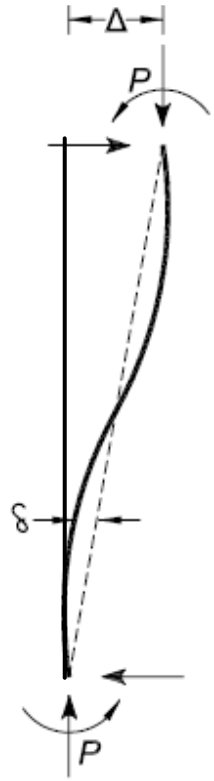
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
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 مرتبهٔ دوم: تحلیل الاستیک مرتبهٔ دوم به تحلیل‌هایی گفته می‌شود که در آنها روش تحلیل سیستم سازه‌ای الاستیک بوده لیکن در حین تحلیل آثار مرتبهٔ دوم (شامل آثار P-δ و P-Δ) در آن لحاظ می‌گردد.



ب- تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدید یافته:

در این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدید یافته به عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است.

P-Δ = Effect of loads acting on the displaced location of joints or nodes in a structure.

P-δ = Effect of loads acting on the deflected shape of a member between joints or nodes.

دقت کنید که اینجا نیروی P فشاری است نه کششی!

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

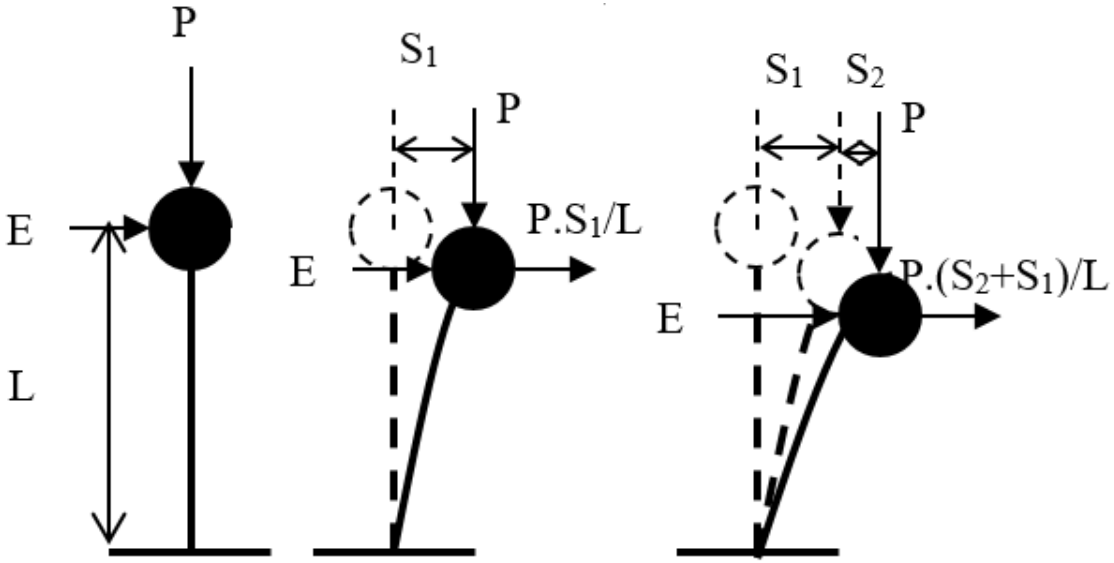
علیـــــرضا فـــاروقـــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تعریف تحلیل P-Δ (مرتبه دوم) الاستیک

الف- تحلیل الاستیک مرتبهٔ 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 می‌کند، خود این ممان ثانویه مجددا تغییرشکل 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 بـار ثقلـی جابجا شده و ایجاد ممان ثانویـه و در نتیجـــه بـــرش ثانویـــه ($P.S_1/L$) می کند. این خود نیز باعث ایجاد تغییر مکان بیشتری می شود و این کار تا همگرایی و رســـیدن بـــه پایـــداری و یـــا 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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تعریف تحلیل P-Δ (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-δ. 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-۲-۲-۱ به طور جداگانه محاسبه گردد. برای اعضایی 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-Δ. این ضریب باید برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای تغییر مکان جانبی طبقه مطابق بخش پ-۲-۲-۲ بطور جداگانه محاسبه گردد.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب : روش الاستیک مرتبه اول تشدید یافته

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u/P_{e1})} \geq 1.0 \qquad (پ-۲-۳)$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (EI)^*}{(K_1 L)^2} \qquad (پ-۲-۵)$$

* : در تحلیل مستقیم سختی کاهش یافته استفاده می شود!

K_1=ضریب طول موثر در صفحهٔ 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 رابطهٔ زیر تعیین میگردد:

$$B_2 = \frac{1}{\left[1-\frac{P_{story}}{P_{e\ story}}\right]} \geq 1/0 \qquad (پ-۲-۶)$$

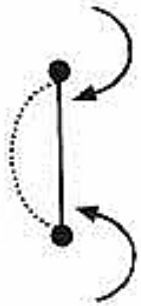
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب : روش الاستیک مرتبه اول تشدید یافته

C_m= ضریبی است که به شرح زیر در حالتی‌که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده است، تعیین میگردد. نکته : این ضریب صرفا برای بارثقلی و بنابراین برای بدون انتقال جانبی محاسبه می شود.



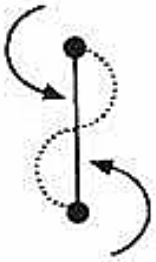
$M_1 / M_2 < 0$

انحنای ساده

(۱) برای تیر ستون‌های فاقد هر نوع بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحهٔ خمش:

$$C_m = ۰/۶ - ۰/۴ \frac{M_۱}{M_۲} \qquad (پ-۲-۴)$$

که در آن $M_۱$ و $M_۲$ لنگرهای خمشی مرتبه اول دو انتهای ناحیه مهار نشده عضو مورد نظر در صفحهٔ خمش بوده و $|M_۱| \le |M_۲|$ می‌باشد. در رابطه پ-۲-۴ در صورتی که انحنای عضو به علت لنگرهای $M_۱$ و $M_۲$ ساده باشد نسبت $\frac{M_۱}{M_۲}$ منفی و در صورتی‌که انحنای عضو به علت لنگرهای $M_۱$ و $M_۲$ مضاعف باشد، نسبت $\frac{M_۱}{M_۲}$ مثبت است.



$M_1 / M_2 > 0$

انحنای مضاعف

(۲) برای تیر ستون هایی که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحهٔ 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 جابجائی جانبی مورد مطالعه

$P_{e\ story}$ = مقاومت کمانش بحرانی الاستیک طبقه در راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه و بر پایهٔ تحلیل کمانش جانبی از رابطهٔ زیر بدست می‌آید.

$$P_{estory} = (۱ - ۰/۱۵\frac{P_{mf}}{P_{story}})\frac{HL}{\Delta_H} \qquad (پ-۲-۷)$$

P_{mf}= مجموع بارهای قائم ستون‌های قاب‌های خمشی ناشی از ترکیب بارگذاری نظیر راستای جابجائی 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 صورتی‌که 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 می‌باشد.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 پایهٔ تحلیل مرتبه اول و صلبیت خمشی $(EI)^*$. $(EI)^*$ پارامتری است که در رابطه پ-۲-۵ مورد استفاده قرار گرفته است. در مواردی‌که مقدار Δ_H برای قاب‌های مختلف در پلان طبقه متفاوت باشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی تغییرمکان جانبی نسبی قاب‌های مختلف (که نسبت به بارهای قائم قاب‌های مختلف سنجیده می‌شود) و یا به طور محافظه‌کارانه برابر تغییرمکان 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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

ب : روش الاستیک مرتبه اول تشدید یافته

قاب ساده مهاربندی (P_{mf}=0)

$$P_{e\,story} = (۱ - ۰/۱۵\frac{P_{mf}}{P_{story}})\frac{HL}{\Delta_H} = \frac{HL}{\Delta_H}$$

قاب کامل خمشی (P_{mf}=P_{story})

$$P_{e\,story} = (۱ - ۰/۱۵\frac{P_{mf}}{P_{story}})\frac{HL}{\Delta_H} = 0.85\,\frac{HL}{\Delta_H}$$

$$B_2 = \frac{1}{\left[1-\frac{P}{\frac{\alpha HL}{\Delta}}\right]} = \frac{1}{\left[1-\frac{P\Delta}{\alpha HL}\right]} = \frac{1}{[1-\beta\theta_i]}$$

$\beta \approx 1.18$ برای قاب خمشی

$\beta = 1.0$ برای قاب مهاربندی

شاخص پایداری طبقه(استاندارد ۲۸۰۰)

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h}\right]_i = \frac{P\Delta}{HL}$$

ضریب تشدید لنگر تقریبی برای اثرات P-Δ (استاندارد ۲۸۰۰)

$$M_{ip\Delta} = M_i\left(\frac{1}{1-\theta_i}\right)$$

→ B2

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

تعریف تحلیل P-Δ (مرتبه دوم)

تغییر سختی(اثرغیرخطی-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 تغییرکرده 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 غیرخطی** –یعنی تحلیل جانبی پس از بارگذاری ثقلی و نوشتن روابط تعادل برای هندسه تغییرشکل یافته عضو –معروف است. در یک سازه و برای محاسبه سختی کل داریم :

$$[K]= [Kf]+[Kg]$$

در رابطه بالا Kf ماتریس سختی مرتبه اول استاندارد و Kg 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 : $[K]=[Kf]$(تحلیل مرتبه اول). در ادامه با مشخص شدن P از تحلیل بار ثقلی ماتریس سختی هندسی ($[Kg]$) نیز محاسبه شده و باعث کاهش سختی کل می گردد و چنانچه با افزایش P داشته باشیم : $[Kf] = [Kg]$ 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 مرتبهٔ دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

N_i=بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

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

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 کلیهٔ ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی‌که 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 یافتهٔ اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲) در کلیهٔ طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی (N_i) را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور نموده و از اثر آنها در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرفنظر نمود.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

روش مستقیم

سختی کاهش یافته (۱۰-۲-۱-۵-۱-۲)

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 کلیهٔ سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیهٔ سختی‌های تمامی اعضاء (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

$$(EI)^* = 0.8EI \ , \ (EA)^* = 0.8EA$$

(۲) علاوه بر ضریب کاهش ۰/۸ یک ضریب کاهش اضافی τ_β نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = ۰/۸\tau_b EI \qquad (۱۰-۲-۱-۴)$$

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

روش مستقیم

سختی کاهش یافته (۱۰-۲-۱-۵-۱-۲)

$$\tau_b = \begin{cases} ۱/۰ & \frac{P_u}{P_y} \le ۰/۵ \\ ۴\frac{P_u}{P_y}\left(۱ - \frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > ۰/۵ \end{cases} \qquad (۱۰-۲-۱-۶)$$

در رابطهٔ ۱۰-۲-۱-۶ P_u مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

(۳) به جای استفاده از τ_β متغیر در رابطه ۱۰-۲-۱-۶ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضاء می‌توان مقدار τ_β را برای کلیهٔ نسبت‌های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر $۰/۰۰۱Y_i$ به کلیهٔ طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود. (دوصفحه قبل)

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 کاهش‌یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضاء 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 $B_2 < 1.5, B_2 \geq 1.5$ 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 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 کلیهٔ طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۵ 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 کلیهٔ 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

علیـــــرضا فـاروقـی
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

علیـــــرضا فـاروقـی
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 ثقلی 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 ۱/۵ 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 ($P_y=A_gF_y$) 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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

خلاصه روشهای تحلیل

روش مستقیم

۱-انجام تحلیل مرتبه دوم مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ — انجام تحلیل تکراری یا غیرخطی، محاسبه ضرایب تشدید B1,B2

۲-درنظر گرفتن آثار نواقص هندسی اولیه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱

۳-فرض سختی کاهش یافته اعضا در تحلیل P-Δ مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲

۴-لحاظ کردن ضریب طول موثر K برابر ۱برای محاسبهPn (فرض قاب مهارشده)

روش طول موثر

۱-انجام تحلیل مرتبه دوم مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ — انجام تحلیل تکراری یا غیرخطی، محاسبه ضرایب تشدید B1,B2

۲-درنظر گرفتن آثار نواقص هندسی اولیه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱

۳-لحاظ کردن ضریب طول موثر K مطابق بند ۱۰-۲-۱-۳-۱ الی ۳-۳

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

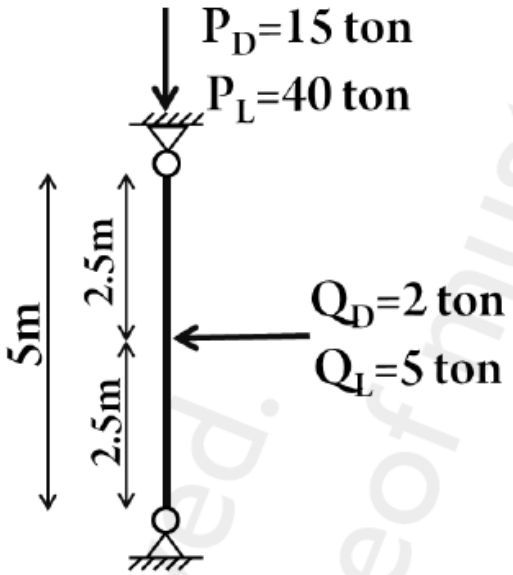
علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

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 می‌باشد. 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 می‌باشد، بنابراین ضریب طول موثر قطعه برابر یک است. برای IPB240 داریم:

$A_g=106\ cm^2$ $I_x=11260\ cm^4$ $r_x=10.3\ cm$ $r_y=6.08\ cm$
$I_y=3920\ cm^4$ $S_x=938\ cm^3$ $S_y=324\ cm^3$ $Z_x=1053\ cm^3$
$t_f=1.7\ cm$ $t_w=1.0\ cm$



شکل ۹-۲ تیر ستون تحت نیروی محوری و لنگر خمشی.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

بنابراین داریم:

$$\frac{KL}{r}=\frac{500}{6.08}=82.2<4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}=136 \quad \Rightarrow \quad F_{cr}=\left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y$$

$$F_e=\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}=\frac{\pi^2\times 2\times 10^6}{(82.2)^2}=2921.3\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr}=\left[0.658^{\frac{2400}{2921.3}}\right]2400=1700\ \frac{kg}{cm^2} \quad \Rightarrow \quad P_n=F_{cr}A_g=1700\times 106\times 10^{-3}=180\ ton$$

$$\phi_c P_n=0.9\times 180=162\ ton$$

برای تعیین ظرفیت خمشی حول محور قوی، با فرض C_b=1.0 داریم: (برای توزیع مثلثی لنگر، طبق جدول جزوه برابر ۱,۳۱۶ است)

$$L_p=1.76r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}}=309\ cm<L_b<L_r$$

مقدار L_r برابر است با:

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

All rights reserved. No part of this document may be reproduced in any form or by any means without written permission.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
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:

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{3920 \times (24 - 1.7)^2}{4} = 487344\ cm^6$$

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} = \frac{2 \times 24 \times 1.7^3 + (24 - 2 \times 1.7) \times 1.0^3}{3} = 85\ cm^4$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{3920 \times 487344}}{938} = 46.6\ cm^2$$

مقدار h_0 برای مقطع IPB240 برابر 24-1.7=22.3 cm می‌باشد.

$$L_r = 1.95 \times \sqrt{46.6} \frac{2 \times 10^6}{0.7 \times 2400} \sqrt{\frac{85 \times 1.0}{938 \times 22.3} + \sqrt{\left(\frac{85 \times 1.0}{938 \times 22.3}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 \times 2400}{2 \times 10^6}\right)^2}} = 1476\ cm$$

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

$$M_p = ZF_y = 1053 \times 2400 = 2527200\ kg.cm$$

$$M_n = 1.0\left[2527200 - (2527200 - 0.7 \times 2400 \times 938)\left(\frac{5 - 3.09}{14.74 - 3.09}\right)\right] = 2371200\ kg.cm \leq M_p$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 2371200 \times 10^{-5} = 21.3\ ton.m$$

نکته: حل صحیح این است که طبق جدول جزوه ضریب Cb برابر ۱,۳۱۶ فرض شود.

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

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

بارهای ضریبدار:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 15 + 1.6 \times 40 = 82\ ton$$
$$Q_u = 1.2Q_D + 1.6Q_L = 1.2 \times 2 + 1.6 \times 5 = 10.4\ ton$$

حداکثر لنگر خمشی در وسط ستون ایجاد می‌شود:

$$M_u = \frac{10.4 \times 5}{4} = 13\ ton.m$$
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{82}{162} = 0.5 > 0.2$$
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) = 0.5 + \frac{8}{9}\left(\frac{13}{21.3} + 0\right) = 1.04 > 1.0$$

با اندکی چشم پوشی می‌توان ۴٪ افزایش مقدار نسبت اندرکنشی را نادیده گرفت و مقطع را قبول نمود.

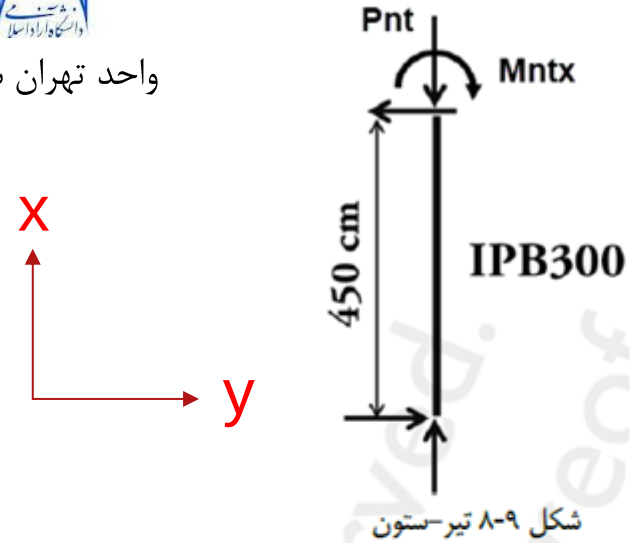
مثال ۱۶۶ مقطع عضو نشان داده شده در شکل ۹-۸، IPB300 می‌باشد. برای تحلیل سازه از یک تحلیل مرتبه اول با سختی کاهش یافته استفاده شده است.

برای طراحی به روش حالات حدی، مقدار بارهای ضریبدار P_{nt}=120 ton ،M_{ntx}=15 ton.m بدست آمده است. با فرض K_X=1.0 کفایت مقطع را بررسی نمایید. نوع فولاد ST37 در نظر گرفته شود.

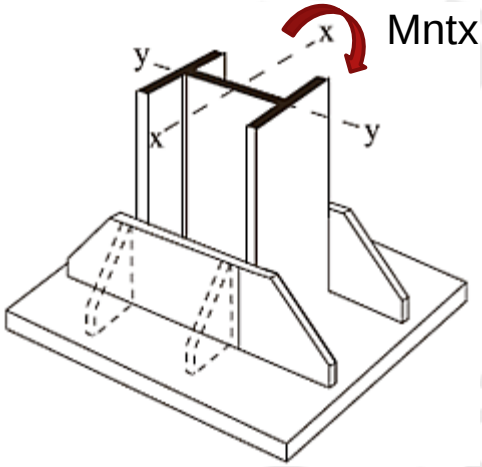
واحد تهران شرق

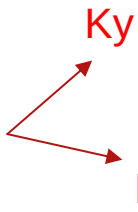
Alireza Faroughi
PhD in Structural Engineering
Faculty Member of IAU. East Tehran Branch

علیـــــرضا فـاروقـی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



شکل ۹-۸ تیر-ستون





(ضرایب طول موثر برای کمانش حول محور مورد نظر)

برای IPB300 داریم:

$$A_g = 149\ cm^2 \quad Z_x = 1869\ cm^3 \quad Z_y = 870\ cm^3 \quad I_x = 25170\ cm^4 \quad I_y = 8563\ cm^4$$

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 τ_b=1.0 داریم:

$$EI^* = 0.8\tau_b EI = 0.8(1.0)EI = 0.8EI$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.8EI_x}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 \times 0.8 \times 2 \times 10^6 \times 25170}{(1.0 \times 450)^2} \times 10^{-3} = 1962\ ton$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1x}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{120}{1962}} = 0.639 < 1.0 \quad \rightarrow \quad B_{1x} = 1.0$$

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

علیـــــرضا فـاروقــی
دکتری تخصصی مهندسی سازه
عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

واحد تهران شرق

مقاومت خمشی مورد نیاز برابر است با:

$$M_{ux} = B_{1x}M_{ntx} + B_{2x}M_{ltx} = 1.0 \times 15 + 0 = 15\ ton.m$$

مقاومت محوری فشاری مورد نیاز برابر است با:

$$P_r = P_u = P_{nt} + B_2P_{lt} = 120 + 0 = 120\ ton$$

برای طول مهارنشده ۴/۵ متر و همچنین مقطع IPB300، با فرض C_b=1.0، مقدار ظرفیت خمشی M_{nx}=42.21 ton.m می‌باشد بنابراین:

$$\phi_b M_{nx} = 0.9 \times 42.21 = 38\ ton.m$$

مقدار ظرفیت فشاری برای IPB300 با طول ۴۵۰ سانتیمتر برابر P_n=298.9 ton می‌باشد. بنابراین:

$$\rightarrow\ \phi_c P_n = 0.9 \times 298.9 = 269\ ton$$

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.