



طراحی سازه های فولادی بروش ضرایب بار و مقاومت

بخش ۱ – مقدمه ای بر فولاد و مبانی طراحی



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 - DL

بار زنده

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

Snow Load - S

بار برف

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

Wind Load - W

بار باد

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

Earthquake Load - E

بار زلزله

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

انواع فولادها

۱- فولادهای کربنی (ساده): آهن - کربن - منگنز - سیلیس و مس

۱-۱ کم کربن (حداکثر ۰/۱۵ درصد کربن)

۱-۲ کربن متوسط - فولاد نرمه (۰/۱۵ تا ۰/۲۹ درصد کربن)

۱-۳ کربن متوسط - فولاد اعلا - (۰/۳ تا ۰/۵۹ درصد کربن)

توجه! هرچه درصد کربن فولاد افزایش یابد، تنش تسلیم فولاد، شکلپذیری و جوشپذیری آن کاهش می یابد.

$$F_y = 2200-2600 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 3400-3800 \text{ kg/cm}^2$$

۲- فولادهای مقاوم کم آلیاژ: افزودن عناصری همچون کرم، کلسیم و ... برای افزایش مقاومت فولاد

$$F_y = 2750-4800 \text{ kg/cm}^2$$

۳- فولادهای آلیاژی بازپخت شده - (Quenched Tempered Steel)

برای تولید این فولاد ابتدا فولاد تا ۹۰۰ درجه سانتیگراد گرما می دهند. سپس آن را درون آب - روغن یا دمای ۱۹۰ درجه سانتیگراد قرار می دهند. سپس دوباره فولاد را حرارت داده تا دمای ۶۲۰ درجه سانتیگراد گرما می دهند و در نهایت اجازه می دهند فولاد بصورت طبیعی سرد شود. این فولاد نقطه تسلیم مشخصی ندارد.

$$F_y = 5500-7600 \text{ kg/cm}^2$$

اجزای تشکیل دهنده فولاد

۱- کربن

افزایش مقاومت، تنش تسلیم و ترد شکنی.
کاهش شکلپذیری، مقاومت در برابر ضربه و بارهای دینامیکی، جوشپذیری

۲- منگنز

افزایش شکلپذیری، مقاومت در برابر سایش و بارهای ضربه ای.

۳- مولیبدن

افزایش سختی و مقاومت در برابر حرارت
کاهش شکلپذیری

۴- کروم، سیلیکون و نیکل (بجای افزودن کربن)

مقاومت بسیار بیشتر نسبت به حالت افزودن کربن، شکلپذیری و قابلیت جوشکاری
هزینه بالای ساخت و تهیه مواد اولیه : فولاد گران قیمت

۵- مس

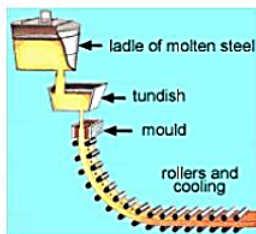
افزایش مقاومت در برابر سایش (فولادهای مقاوم در برابر سایش با رده A242 و A558 براساس استاندارد AISC

روش تولید فولاد در کارخانه ذوب آهن

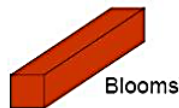
- ❑ مصالح خام مورد استفاده سنگ آهن است که در دو نوع هماتیت و ماگنتیت در دسترس است.
- ❑ در یک کوره و طی یک پروسه خاص آهن از سنگ آهن جدا می شود.
- ❑ عمل ذوب و جداسازی باعث ایجاد تفاله های روی سطح آهن مذاب می شود که به آن Slags گویند.
- ❑ به آهن مذابی که روی آن تفاله جمع می شود آهن خام گویند.
- ❑ آهن خام بصورت بلوکهای فولادی باریک تبدیل می گردند. کربن آهن خام خیلی بیشتر از حد تعریف شده در فولادهای ساختمانی است. بدین منظور آهن خام پالایش نیاز دارد.
- ❑ از یک کوره اکسیژن برای پالایش فولاد خام استفاده می شود.
- ❑ در این مرحله آلیاژهای آهن به آن افزوده می شود.
- ❑ سپس عملیات ریخته گری روی فولاد مذاب انجام شده و شمش های فولادی در شکلهای مختلف تولید می گردد.
- ❑ سپس عملیات حرارتی روی فولاد انجام شده تا چکشخواری و انعطافپذیری آن بالا رفته و در ادامه عملیات نورد پروفیل روی آن انجام می گیرد.

روش تولید فولاد در کارخانه ذوب آهن

Continuous Caster



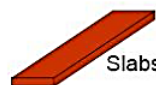
Rolling Mill



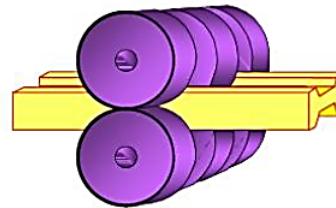
Blooms



Billets



Slabs



نقاط قوت و ضعف فولاد

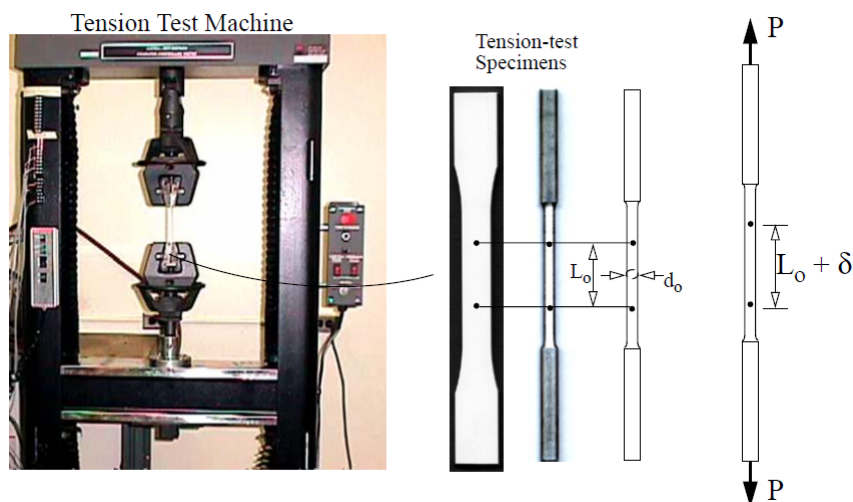
نقاط قوت:

- ✓ مقاومت بالا در مقایسه با وزن آن
- ✓ خواص یکنواخت فولاد به جهت ترکیب و ساختار و افزایش قابلیت اعتماد و استفاده از ضرایب اطمینان کوچکتر
- ✓ جوشپذیری
- ✓ خاصیت ارتجاعی
- ✓ امکان فرم دهی، ترکیب و ساخت انواع پروفیل‌های نورد گرم و سرد
- ✓ شرایط آسان ساخت به همراه سرعت در اجرای سازه و امکان استفاده از سازه های پیش ساخته
- ✓ دوام مناسب فولاد در صورت نگهداری مناسب از آن
- ✓ شکلپذیری فولاد و قابلیت استهلاک انرژی وارد بر المان در اثر بارهای دینامیکی و ضربه ای
- ✓ بازیابی آسان

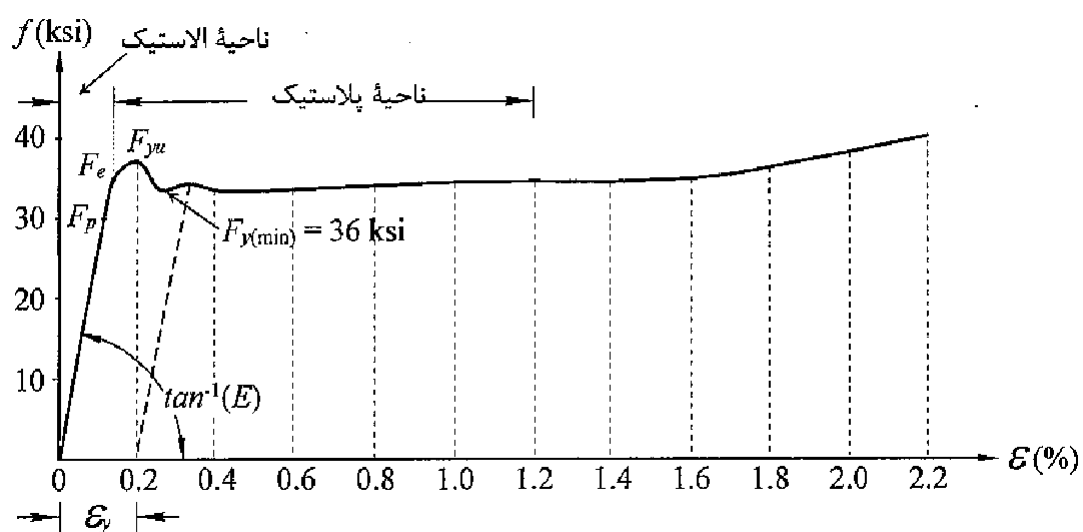
نقاط ضعف:

- ✓ تغییر در خواص فولاد در اثر افزایش درجه حرارت
- ✓ خوردگی فولاد بخصوص در نواحی مرطوب
- ✓ تمایل به کمانش در قطعات به جهت اینکه معمولاً ابعاد مقاطع فولادی کوچک می باشد
- ✓ نیازمند به رعایت تمهیدات لازم برای اجرای مناسب و با کیفیت جوش
- ✓ خستگی
- ✓ شکست ترد

یادآوری تست – تنش – کرنش فولاد



نمودار تنش – کرنش فولاد معمولی



نمودار تنش - کرنش فولاد معمولی

F_p = حد تناسب تنش (Proportional Limit) که رفتار سازه تا این نقطه به صورت الاستیک خطی بوده و از قانون هوک پیروی می کند.

F_e = حد الاستیک تنش (Elastic limit) که رفتار سازه تا این نقطه به صورت الاستیک (خطی و غیر خطی) است.

F_{yu} = حد بالای تسلیم.

F_y = حد پایینی تسلیم که عمدتاً مشخصه اصلی فولاد را بیان می کند و ضوابط آیین نامه های طراحی معمولاً براساس مقدار این تنش استوار است.

نمودار تنش - کرنش فولاد معمولی

ϵ_y = کرنش در شروع ناحیه پلاستیک.

ϵ_{sh} = کرنش در شروع ناحیه سخت شدگی (Strain Hardening Region)

ϵ_{ult} = کرنش در تنش نهایی یا کرنش در انتهای ناحیه سخت شدگی

F_{ult} = تنش نهایی (Ultimate Stress)

نواحی بین $0 < \epsilon < \epsilon_y$ را ناحیه الاستیک، بین $\epsilon_y < \epsilon < \epsilon_{sh}$ را ناحیه پلاستیک

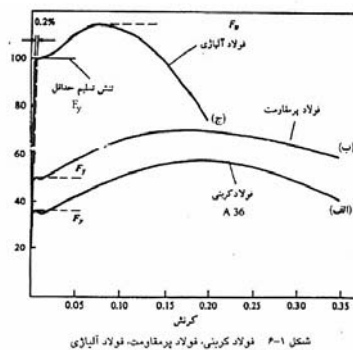
و $\epsilon_{sh} < \epsilon < \epsilon_{ult}$ را ناحیه سخت شدگی می نامند. ارتباط تنش - کرنش در ناحیه الاستیک

خطی توسط مدول الاستیسیته یا مدول یانگ E بیان شده و مقدار E برای فولاد نرمه معمولی

در سیستم انگلیسی حدود $29,000 \text{ ksi}$ معادل $2/0.3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ یا $200,000 \text{ N/mm}^2$ است.

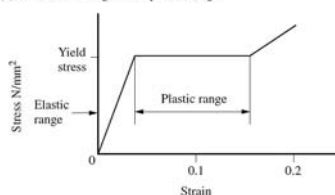
طبقه بندی فولادها بر اساس علامت اختصاری فولاد

نام فولاد	علامت اختصاری	تنش تسلیم - F_y	تنش گسیختگی - F_u
فولاد نرمه	ST37	2400 kg/cm ²	3700 kg/cm ²
فولاد مقاوم	ST52	3600 kg/cm ²	5200 kg/cm ²
فولاد آلیاژی بار پخت شده	ندارد	7000 kg/cm ²	8500-10000 kg/cm ²



اجزاء تشکیل نمودار تنش - کرنش فولاد

(b) Stress-strain diagram for plastic design



ضرب فتریت و طاقت فولاد

مقدار انرژی که فولاد در واحد حجم و در جریان تحمل تنش تک محوری تحمل می‌کند تا گسیخته شود را **طاقت فولاد** گویند. طاقت فولاد در حالت الاستیک را **ضرب فتریت** گویند که در حقیقت سطح زیر نمودار ناحیه الاستیک است.

توجه! از بین سه نوع فولاد، فولاد مقاوم بازیخت شده بیشترین ضربه فتریت را دارد و به دلیل عدم خروج فولاد از ناحیه خطی این انرژی قابل بازیابی است.

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

مدل الاستیسیته فولاد

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.8 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

مدل برشی فولاد

$$\nu = 0.30$$

ضربه پواسون فولاد

$$\alpha_c = 1.20 \times 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$$

ضربه انبساط حرارتی فولاد

مشخصات مکانیکی فولاد

اجزاء تشکیل نمودار تنش - کرنش فولاد

در جدول ۱-۲ ضریب فنریت و طاقت فولادهای مختلف ارائه شده است. در طراحی هنگامی که از فولاد انتظار جذب انرژی بیشتر در ناحیه الاستیک می رود از فولادهای با ضریب فنریت زیادتر و مواردی که انتظار جذب انرژی بیشتر در ناحیه پلاستیک می رود از فولاد با ضریب طاقت بیشتر استفاده می شود.

جدول ۱-۲. ضریب فنریت و طاقت فولادهای مختلف

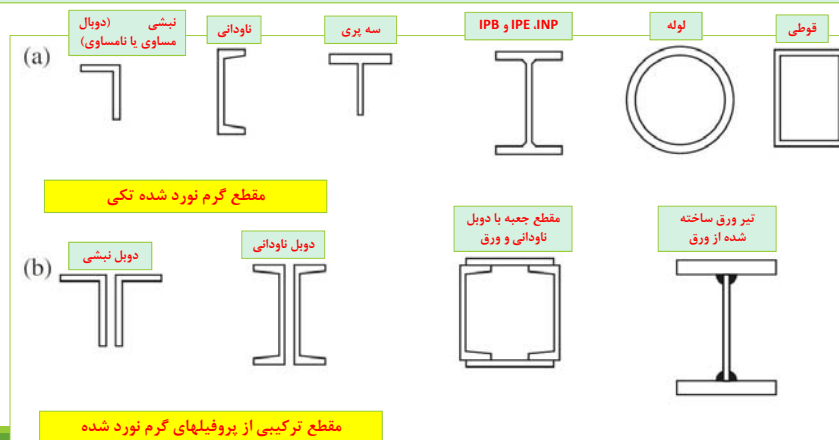
نوع فولاد	تنش تسلیم (F_y) kg/cm^2	ضریب فنریت kg-cm/cm^3	ضریب طاقت kg-cm/cm^3
فولاد نرم معمولی A36	۲۵۲۰	۱/۵۴	۸۴۰
فولاد پرمقاومت A441	۳۵۰۰	۳/۰۱	۱۰۵۰
فولاد خشکه A514	۷۰۰۰	۱۱/۹	۱۳۳۰

انواع مقاطع فولادی و کاربرد آنها

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

الف - گرم نورد شده (Hot Rolled Steel)

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



انواع مقاطع فولادی و کاربرد آنها

نبشی تک یا دوبل

برای ساخت خراباها، عضو مهاربندی در ساختمان های صنعتی، عضو مهاربندی در ساختمان های فولادی، مهارجانبی بال فشاری تیرها، ساخت اتصالات ساده (مفصل) با یا بدون ورق تقویتی، ساخت اتصال ساده از نوع دوبل نبشی جان

ناودانی تک یا دوبل

لایه (پرلین) در سازه های صنعتی بصورت تک و بصورت دوبل در عضو مهاربندی در ساختمان های فولادی، تیر نعل درگاهی، تیر فرعی زیر دیوارها و تیغه ها.

سه پری

عضو خرابایی، تقویت جان ستون برای اتصال تیر باربر به جان ستون فولادی

INP

این پروفیل در گذشته در ایران رایج بوده است. به صورت تکی بعنوان لایه، تیر فرعی، تیرهای تودلی غیر باربر و بصورت دوبل در تیر اصلی و نعل درگاهی، ستون های با بار محوری و خمشی کم و متوسط.

IPE

این پروفیل در ایران با شماره های ۱۴۰، ۱۶۰، ۱۸۰، ۲۰۰، ۲۲۰، ۲۴۰، ۲۷۰ و ۳۰۰ رایج است. منظور از IPE200 پروفیلی است که ارتفاع مقطع آن ۲۰ سانتی متر است. به صورت تکی بعنوان تیر فرعی و تیرهای تودلی غیر باربر و بصورت دوبل در تیر اصلی، ستون های با بار محوری و خمشی متوسط و زیاد استفاده می شود.

n_Siahpolo@yahoo.com

نیمه و تنظیم: نوید ساه پلو، هیئت علمی مجتمع آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان 17

انواع مقاطع فولادی و کاربرد آنها

لوله

در ساخت خراباها، پایه تابلوهای تبلیغاتی، پارکینگ های خرابایی، مهاربند های با ظرفیت باربری کم و متوسط

قوطی

ساخت اسکلت اصلی پایه های تبلیغاتی، تیرهای رابط قابهای سوله، تیر کلاف در سقف ها

میلگرد

در ترکیب با بتن برای ساخت بتن مسلح (فونداسیون، سقف و...)، انکربولت در صفحه ستون، عضو مهاربندی کششی در سوله ها

ورقها

ساخت صفحه ستون، ورق تقویتی تیرها و ستون ها، ساخت پروفیل های مرکب، تیروورقهای ۱ و جعبه ای ورقهای رایج در ایران با سایزهای ۶، ۸، ۱۰، ۱۲، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ میلیمتر در دسترس است. معمولاً برای نمایش ورقها از علامت اختصاری زیر استفاده می شود:

$PL-L*b*t$

L: طول ورق

b: عرض ورق

t: ضخامت ورق

n_Siahpolo@yahoo.com

نیمه و تنظیم: نوید ساه پلو، هیئت علمی مجتمع آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان 18

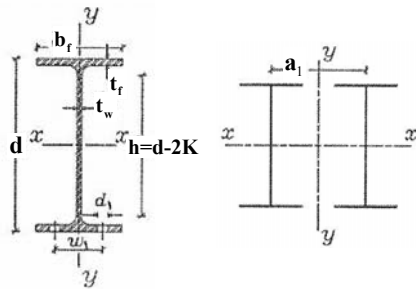
انواع مقاطع فولادی و کاربرد آنها

IPB

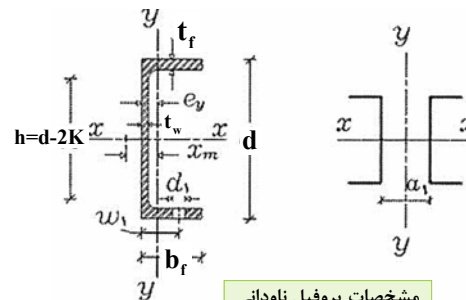
این پروفیل در سه رده سبک، متوسط و سنگین تولید می شود. به جهت اینکه عرض و ارتفاع آن با هم یکی است به آن پروفیل H گفته می شود. عموماً از این پروفیل بعنوان ستون در سازه های ساختمانی و صنعتی و بصورت تک استفاده می شود.

e_y - فروع از مرکزیت نسبت به محور $y-y$

x_m - فاصله مرکز برشی تا محور $y-y$

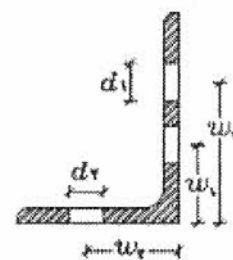
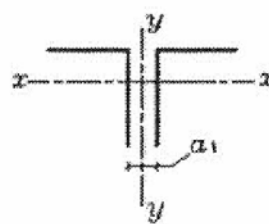
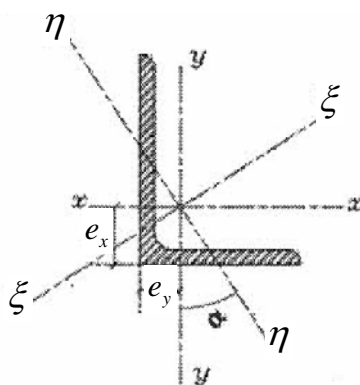


مشخصات پروفیل I در
جدول اشتال



مشخصات پروفیل ناودانی
در جدول اشتال

انواع مقاطع فولادی و کاربرد آنها

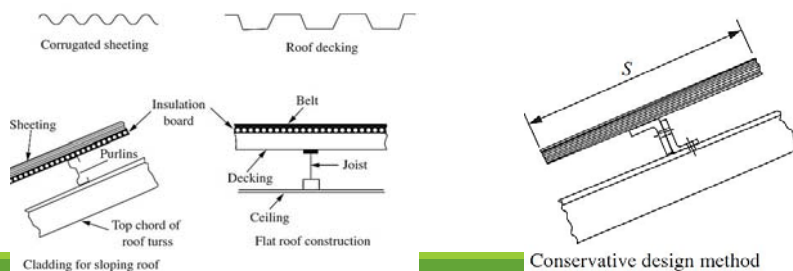
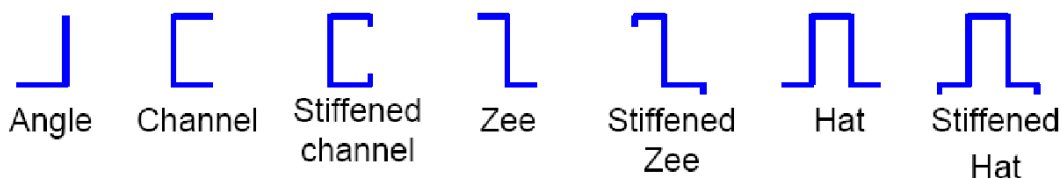


مشخصات نبشی در
جدول اشتال

انواع مقاطع فولادی و کاربرد آنها

ب- سرد نورد شده (Cold Rolled Steel)

این پروفیلها با انجام عملیات نورد در دمای محیط بر روی 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 ۲/۵ تا ۶/۵ میلیمتر متغیر است. عملیات سرد تا حدی شکلپذیری را کاهش داده اما در مقابل مقاومت فولاد را افزایش می دهد.



Conservative design method

n_Siahpolo@yahoo.com

تهیه و تنظیم: نوید سباه پلو، هیئت علمی مجتمع آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان 21

انواع سیستمهای رایج ساختمان

۱- سیستم دیوار باربر

در چنین سیستمی، مجموع بارهای قائم و جانبی توسط دیوار باربر تحمل می شود. این سیستم، فاقد قاب بندی است.

انواع دیوارهای باربر

۱. دیوار برشی بتن مسلح ویژه
۲. دیوار برشی بتن مسلح متوسط
۳. دیوار برشی بتن مسلح معمولی
۴. دیوار برشی با مصالح بنایی

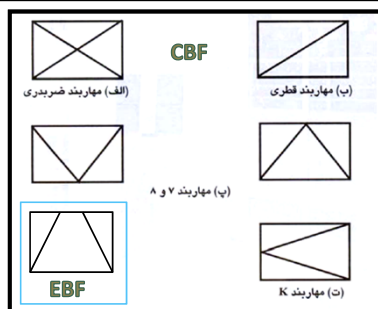
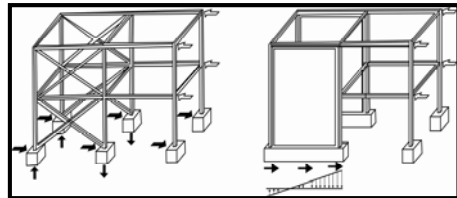
سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر زلزله	R	Hm (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوار برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوار برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوار برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵

• **تحقیق ۱:** ضریب رفتار چیست؟ روشهای محاسبه آن را به اختصار توضیح دهید؟ گزارش خود را تایپ شده تحویل نمایید؟

n_Siahpolo@yahoo.com

تهیه و تنظیم: نوید سباه پلو، هیئت علمی مجتمع آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان 22

انواع سیستمهای رایج ساختمان



۲- قاب ساده و مهاربند هم محور یا برون محور- ادامه

- در چنین سیستمی، مجموع بارهای قائم توسط تیر و ستون تحمل می شود و بارهای جانبی را مهاربندها یا دیوارهای برشی تحمل می کنند.

- اتصال تیر به ستون در این سیستم مفصل بوده و دو فرم رایج آن عبارتست از:
- الف- اتصال با دوپل نبشی جان.
- ب- اتصال با نبشی نشیمن (با یا بدون سخت کننده)

- در این سیستم با توجه به اینکه لنگر خمشی با توان دوم طول تیر رابطه دارد بهتر است تیرچه ها روی تیر با طول کوتاه قرار بگیرند.

- تحقیق ۲:** بررسی کنید به غیر از فرمهای روبرو چه نوع فرمهای مهاربندی دیگری قابل استفاده است؟ گزارش خود را تاپ شده تحویل نمایید؟

CBF : Centric Brace Frame

EBF : Eccentric Brace Frame

n_Siahpolo@yahoo.com

تهیه و تنظیم: نوید ساه پلو، هیئت علمی مجتمع آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان 23

انواع سیستمهای رایج ساختمان

۲- قاب ساده و مهاربند هم محور یا برون محور- ادامه

مزایای قاب فولادی ساده

- اجرای سریع و ساده اتصالات
- پایین آمدن وزن اسکلت نسبت به قاب خمشی
- محدود بودن تغییر مکانهای جانبی
- امکان اجرای پای ستونها به صورت مفصل و حذف لنگرواردها به شالوده.

معایب

- محدودیت معماری در محل بازشوها
- احتمال ایجاد نیروی کششی و فشاری سنگین در شالوده در مجاورت بادبندها

- تحقیق ۳:** بررسی کنید مهاربند در سیستم قاب ساده فولادی برای نیروی کششی طراحی می شود یا نیروی فشاری یا هر دو؟ استدلال خود را با استناد به ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی بیان نمایید؟

- تحقیق ۴:** در خصوص امکان استفاده از مهاربند فولادی در بهسازی ساختمان بتنی مطالبی را ارائه نمایید؟

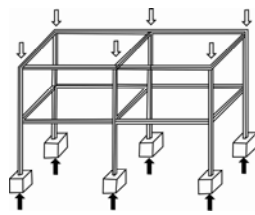
n_Siahpolo@yahoo.com

تهیه و تنظیم: نوید ساه پلو، هیئت علمی مجتمع آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان 24

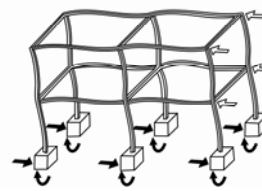
انواع سیستمهای رایج ساختمان

H_m	R	سیستم مقاوم جانبی
۱۵۰	۱۰	قاب خمشی بتن مسلح ویژه
۵۰	۷	قاب خمشی بتن مسلح متوسط
-	۴	قاب خمشی بتن مسلح معمولی
۱۵۰	۱۰	قاب خمشی فولادی ویژه
۵۰	۷	قاب خمشی فولادی متوسط
-	۵	قاب خمشی فولادی معمولی

R : ضریب رفتار
 H و R : سیستم سازه‌ای قاب خمشی
 H_m : حداکثر ارتفاع ساختمان از روی تراز شالوده برحسب متر



بارهای ثقلی



بارهای جانبی

۳- قاب خمشی

این قاب متشکل از تیر و ستون به همراه اتصالات صلب است که علاوه بر بار قائم، بار جانبی را هم می‌تواند تحمل کند. اگر در یک جهت تمامی قابهای ساختمان خمشی باشند اصطلاحاً به چنین سیستمی، سیستم خمشی کامل اطلاق می‌شود. بر اساس تقسیم بندی ارائه شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، انواع قاب خمشی عبارتند از:

۱. قاب خمشی بتنی (ویژه - متوسط - معمولی)
۲. قاب خمشی فولادی (ویژه ، متوسط و معمولی)

انواع سیستمهای رایج ساختمان

مزایای قاب خمشی

- امکان مانور و انعطاف پذیری در معماری و بازشوها
- شکل پذیری مناسب و امکان استهلاک انرژی زلزله
- تعدیل نیروهای کششی - فشاری وارد بر پای ستون

معایب

- اتصالات پیچیده و سنگین از لحاظ اجرا.
- تغییر مکان جانبی زیاد و افزایش سختی تیر و ستونها جهت کاهش این نقیصه.
- اجرای اتصال گیردار در پای ستون و انتقال لنگر سنگین به شالوده.
- افزایش قابل توجه وزن فونداسیون نسبت به قاب ساده.

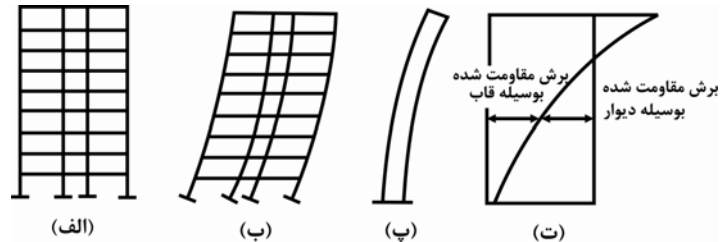
• تحقیق ۵: برای افزایش سختی قاب خمشی تاثیر افزایش سختی تیر بیشتر است یا ستون ؟

• تحقیق ۶: مود تغییر شکل قاب خمشی را با قاب ساده مهاربندی شده مقایسه نمایید؟

انواع سیستمهای رایج ساختمان

۴- قاب دوگانه یا ترکیبی

- این سیستم سازه ای ترکیبی از قاب خمشی و سیستم های مهاربندی یا دیوار برشی است که وظیفه تحمل بارهای قائم بر عهده قاب خمشی و تحمل بارهای جانبی بر عهده مجموعه قاب صلب و دیوار برشی یا مهاربند است.



سیستم دوگانه یا ترکیبی - ترکیبی از قاب خمشی و دیوار برشی
الف-سیستم دوگانه، ب- قاب خمشی، پ- دیوار برشی، ت-سهم هر سیستم از نیروی برش طبقه

- تحقیق ۷: بررسی کنید استاندارد ۲۸۰۰ چه تذکراتی را در خصوص محدودیتهای موجود در انتخاب سیستم مقاوم لرزه ای ارائه کرده است؟

انواع سیستمهای رایج ساختمان

H_m	R	سیستم مقاوم جانبی
۲۰۰	۱۱	قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه
۷۰	۸	قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط
۷۰	۸	قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط
۱۵۰	۱۰	قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی
۱۵۰	۹	قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی
۷۰	۷	قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی
۷۰	۷	قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی

H و R سیستم سازه ای دوگانه یا ترکیبی

ضرورت استفاده از سیستم های چند گانه :

- محدودیت ارتفاع و تعداد طبقات بر اساس جدول شماره ۶ استاندارد ۲۸۰۰ ایران
- کنترل تغییر شکلهای بزرگ در ساختمانهای بلند
- جلوگیری از افزایش قابل توجه وزن اسکلت
- محدود کردن تغییر شکلهای و تغییر مکانهای جانبی برای جلوگیری از تشکیل ترک و خرابی
- کنترل محدودیت های حالت بهره برداری در ساختمانهای بلند مرتبه برای جلوگیری از وحشت ساکنین.

ویژگی های یک طرح ایده آل

Safety

ایمنی

- تامین مقاومت کافی سازه در حین اجرا و بعد از بهره برداری
- دارای قابلیت مقاومت در برابر خرابی پیشرونده
- ایمنی کافی از نظر کاربران

Practical

اجرای بودن

- بهمان صورتیکه که طراحی شده است قابل اجرا باشد.
- فرآیند تولید و اجرای اسکلت پرخطر و پیچیده نباشد.
- در اجرای اجزای اسکلت تلورانسهای اجرایی دیده شده باشد (فصل ۴ مبحث ۱۰)

Economical

اقتصادی

- بکارگیری مصالح و مقاطع در دسترس
- نگاه به هزینه نهایی تولید و اجرای سازه
- عدم بکارگیری مقاطع مورد نیاز غیر کاربردی
- تیپ بندی
- استفاده از دیتا پلهای اجرایی ساده

انواع روشهای طراحی سازه فولادی

Allowable Stress Design (ASD)

۱- روش تنش مجاز

- این روش در فصل ۱۰-۱ مبحث ۱۰ تعریف شده است. در این روش بارها در حد سرویس محاسبه شده به کمک آنها تنشهای بهره برداری محاسبه می گردد. سپس این تنشها با مقادیر مجاز کنترل می شوند. بنابراین مهمترین مراحل طراحی بشرح زیر است :

- نیروهای وارد برالمان در حد سرویس (بهره برداری) با انجام تحلیل دستی یا کامپیوتری محاسبه می گردد.

گام ۱

- نیروهای بدست آمده از گام (۱) به کمک ترکیب بارگذاری ترکیب می شوند. ترکیبهای رایج عبارتند از :

گام ۲

DL+LL
 0.75(DL+LL±EX)
 0.75(DL+LL±EY)
 0.75(DL±EX)
 0.75(DL±EY)

- تنشهای المان در سطح سرویس محاسبه می گردد.

گام ۳

For Example Bending Stress : $f_b = \frac{M}{S}$

انواع روشهای طراحی سازه فولادی

- تنش مجاز یا ظرفیت مجاز مقطع در حالت تسلیم با اعمال ضرایب اطمینان مربوطه محاسبه شده و با تنش در گام ۳ مقایسه می گردد :

گام ۴

$$\text{Existance Stress} \leq \text{Allowable Stress} = \frac{\text{Nominal Stress}}{\text{Factor of safety}}$$

- ظرفیت اسمی : حداکثر تنش یا مقاومت قابل حصول از مقطع در یک مود شکست خاص (خمش، فشار، برش و)



نکته ۱ مهمترین اشکال این روش این است که تمام بارهای (مرده، زنده و زلزله و غیره) را یکسان در نظر می گیرد.

نکته ۲ نام دیگر این روش، روش طراحی الاستیک می باشد.

نکته ۳ دلیل اعمال ضریب ۰/۷۵ در ترکیبات بار فوق العاده این است که احتمال اینکه در هنگام زلزله تمامی بارها مرده وزنده همزمان با بار زلزله وارد شوند کم است.

انواع روشهای طراحی سازه فولادی

Load and Resistant Factor Design (LRFD)

۲- روش ضرایب بار و مقاومت

- این روش در فصل ۱۰-۲ تعریف شده است. در این روش بارها در حد سرویس محاسبه شده سپس در یکسری ضرایب بار ضرب شده و نتیجه با مقاومت نهایی عضو که با ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت بدست می آید، مقایسه می گردد.

- نیروهای وارد برالمان در حد سرویس (بهره برداری) با انجام تحلیل دستی یا کامپیوتری محاسبه می گردد.

گام ۱

 Q_i

- نیروهای بدست آمده از گام (۱) به کمک ترکیب بارگذاری ضریبدار ترکیب می شوند. ترکیبهای رایج عبارتند از :

گام ۲

$$R_u = \sum \gamma_i Q_i$$

1.4DL

1.25DL+1.5LL

DL+1.20LL±1.20EX

DL+1.20LL±1.20EY

0.85DL±1.20EX

0.85DL±1.20EY

انواع روشهای طراحی سازه فولادی

- ظرفیت نهایی مقطع برابر است با ظرفیت اسمی مقطع که در ضریب کاهش مقاومت، ϕ ، ضرب می شود.

گام ۳

$$\text{Ultimate Strenght} = \phi \times \text{Nominal Strenght}; \phi \leq 1.0$$

$$R_n = \text{Nominal Strenght}$$

- نیروهای نهایی (ترکیب شده در گام ۲) با مقاومت نهایی مقطع مقایسه می گردد. رابطه طراحی برابر است با :

گام ۴

$$\text{Factored Forces} \leq \text{Ultimate Strenght}$$

$$R_u = \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

ضریب کاهش مقاومت در مبحث ۱۰

$\phi_c = 0.9$	(برای فشار محوری)
$\phi_v = 0.90$ تا 1.0	(برای برش)
$\phi_b = 0.90$	(برای لنگر خمشی)
$\phi_t = 0.90$	(برای تسلیم عضو کششی)
$\phi_t = 0.75$	(برای گسیختگی عضو کششی)
$\phi = 0.75$	(برای مقاومت اتکایی)
$\phi_T = 0.9$	(برای لنگر پیچشی)

ضریب کاهش مقاومت در مبحث ۱۰

دلایل تعریف ضریب کاهش مقاومت

- ❑ عدم انطباق مقاومت‌های موجود با آنچه در فرآیند تحلیل و طراحی استفاده شده است.
- ❑ اجرای ناقص سازه باعث تقلیل مقاومت سازه می‌گردد.
- ❑ تفاوت در ابعاد واقعی سازه با آنچه در محاسبات تعریف شده است.
- ❑ اثر ساده سازی‌هایی 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.
- ❑ عدم قابلیت در محاسبه دقیق بار زنده.

مزایای روش ضرایب بار و مقاومت

❑ از رده روشهای طراحی حدی است. وقتی طراحی برای رسیدن به هدفی دنبال می‌شود، قیودی که اعمال می‌شوند، مبتنی بر حالت‌های حدی است. در واقع حالت حدی نشان دهنده یک کرانه مفید و قابل استفاده در سازه است. تجاوز از یک حالت حدی باعث می‌گردد عملکرد عضو مورد نظر دیگر باقی نماند:

❖ حالت حدی مقاومت (گسیختگی در کشش، کماتش جانبی، کماتش خمشی، ناپایداری سازه)

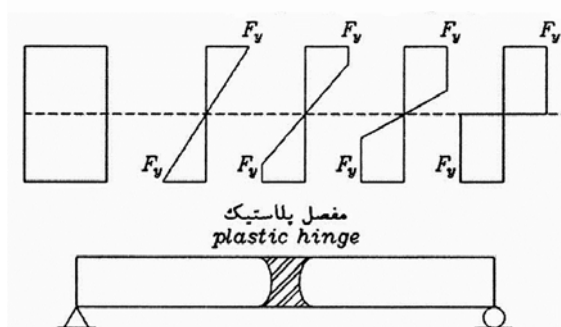
❖ حالت حدی بهره برداری (خیز، ارتعاش قائم طبقه، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه)

- ❑ با روش آیین نامه بتن ایران انطباق دارد.
- ❑ با بارهای مرده و زنده برخورد یکسانی نداشته و لذا منجر به روش با قابلیت اعتماد یکنواخت تری می‌گردد.
- ❑ رفتار احتمال اندیشانه را مد نظر قرار می‌دهد.
- ❑ از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه است ؟؟؟؟؟؟؟؟؟
- ❑ قابلیت بروز شدن و توسعه یافتن را بدون اعمال تغییر در محتوای کلی روش را داراست.
- ❑ با تلاشهای مجامع بین المللی در رابطه با طراحی مطابقت دارد.

مهمترین تفاوت‌های روش تنش مجاز و روش ضرایب بار و مقاومت

در روش تنش مجاز رسیدن به دورترین تار فشاری یا کششی مقطع به حدتسلیم ملاک اصلی طراحی است در حالیکه در روش ضرایب بار و مقاومت از تمام ظرفیت مقطع مورد نظر استفاده می شود.

۱



مهمترین تفاوت‌های روش تنش مجاز و روش ضرایب بار و مقاومت

برای نسبت بار مرده به زنده کمتر از ۳ نتایج تحقیق نشان داده است که روش ضرایب بار و مقاومت به شرح زیر نسبت به روش تنش مجاز به صرفه تر است:

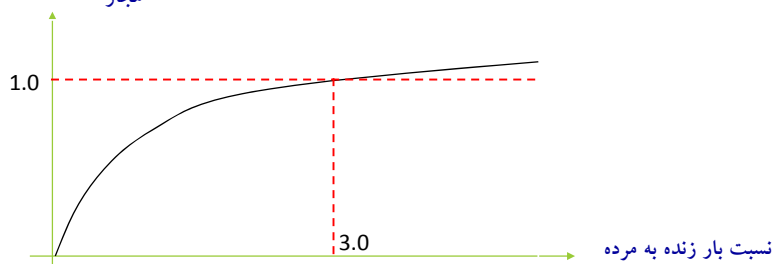
۲



نسبت وزن فولاد مصرفی
روش ضرایب بار و مقاومت
به وزن مصرفی روش تنش
مجاز

• قطعات کششی و ستون ها ۱۶٪ کاهش در وزن فولاد مصرفی

• قطعات خمشی (تیرها) ۱۰٪ کاهش در وزن فولاد مصرفی



رابطه بین ضریب اطمینان و ضریب کاهش مقاومت

فرض کنید در طراحی بروش ضرایب بار و مقاومت و روش تنش مجاز ترکیب بار مرده وزنده حاکم بوده و شرط طراحی برقراری حالت تساوی در رابطه طراحی است :

$$1.25DL+1.50LL=\phi R_n$$

$$\text{Suppose : } \frac{DL}{LL}=3.0:1.25DL+1.50 \times 3DL=\phi R_n \Rightarrow R_n=\frac{5.75DL}{\phi} \quad (Eq-1)$$

$$DL+LL=\frac{R_n}{\Omega}$$

$$\text{Suppose : } \frac{DL}{LL}=3.0:DL+3DL=\frac{R_n}{\Omega} \Rightarrow R_n=4DL\Omega \quad (Eq-2)$$

با مساوی قرار دادن رابطه ۱ و ۲ داریم :

$$\phi=\frac{1.50}{\Omega}$$

مروری بر تئوری های تسلیم

□ تسلیم بر اساس تئوری تنشهای اصلی حداکثر

□ این نظریه را عموماً به **و.ج.م. رانکین**، مدرس برجسته‌ی انگلیسی (۱۸۷۲-۱۸۲۰) نسبت می‌دهند

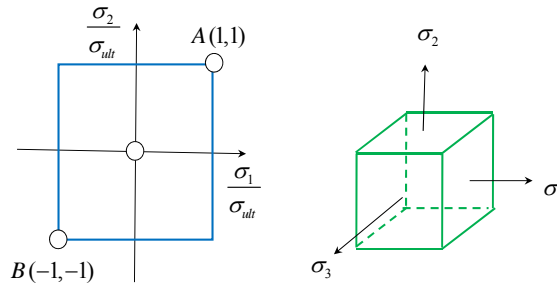
□ این معیار بیان می‌کند که شکست یا زوال ماده هنگامی رخ می‌دهد که **تنش قائم ماکزیمم** در هر نقطه صرفنظر از سایر تنش‌ها به مقدار بحرانی برسد یا عبارتی دیگر حالت تسلیم در وضعیت تنش چند بعدی زمانی بوقوع می‌پیوندد که **قدر مطلق یکی از تنش‌های اصلی** به حد **تنش تسلیم** در آزمایش کشش و فشار ساده برسد.

□ شواهد تجربی نشان دهنده‌ی آن است که این نظریه در همه‌ی گسترده‌های تنش در مواد ترد صادق است. به شرط آنکه **تنش اصلی کششی** در کار باشد

□ مشخصه اصلی شکست، شکافتن، جدا شدن یا گسیخته شدن است. این مکانیسم شکست با مکانیسم شکست نرم تفاوت فاحشی دارد. **شکست نرم با تغییر شکل بزرگ ناشی از لغزش در امتداد صفحه‌های تنش برشی ماکزیمم همراه است.**

مروری بر تئوری های تسلیم

□ تسلیم بر اساس تئوری تنشهای اصلی حداکثر



شکل ۱- پوش شکست بر اساس معیار تنش ماکزیم

در کشش محوری : $\sigma_1 = \sigma_{Yt}$

در فشاری محوری : $\sigma_1 = \sigma_{Yc}$

مروری بر تئوری های تسلیم

□ تسلیم بر اساس کرنشهای اصلی حداکثر

□ سنت و نانت نشان داد که شرط تسلیم المان در کشش و فشار بر اساس کرنشهای اصلی این است که کرنش اصلی به کرنش نظیر جاری شدن در فشار یا کشش برسد. به عبارتی داریم:

در کشش محوری : $\varepsilon_1 = \varepsilon_{Yt}$

در فشاری محوری : $\varepsilon_1 = \varepsilon_{Yc}$

از مبانی مقاومت مصالح ارتباط بین تنش - کرنش داریم :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}(\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3))$$

از طرفی در زمان تسلیم ارتباط بین تنش - کرنش برابر است با :

$$\varepsilon_{Yt} = \frac{\sigma_{Yt}}{E}$$

بنابراین شرط تسلیم عبارتست از :

در کشش محوری : $\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_{Yt}$

در فشاری محوری : $\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma_{Yc}$

مروری بر تئوری های تسلیم

تسلیم بر اساس تئوری تنش برشی حداکثر

بر اساس این معیار تنش تسلیم مصالح زمانی رخ می دهد که ماکزیمم تنش برشی به مقداری که موجب جاری شدن در آزمایش ساده کشش می شود، برسد

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

اگر $\sigma_x = \pm \sigma_1 \neq 0$ و $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$ آنگاه

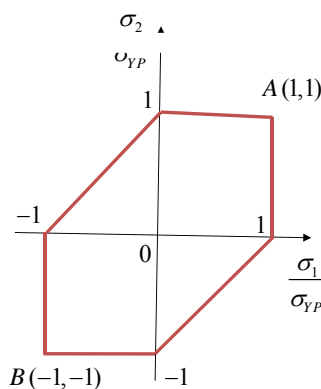
$$\tau_{max} \equiv \tau_{cr} = \left| \pm \frac{\sigma_1}{2} \right| = \frac{\sigma_{yp}}{2} \quad \Rightarrow \quad \left| \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right| \leq \frac{\sigma_{yp}}{2}$$

یا برای آغاز تسلیم

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{yp}} - \frac{\sigma_2}{\sigma_{yp}} = \pm 1$$

این معیار به معیار گست (Guest) یا ترسکا (Tresca) معروف است.

مروری بر تئوری های تسلیم



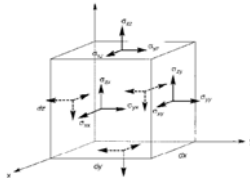
معیار تسلیم مبتنی بر تنش برشی ماکزیمم (ترسکا)

مروری بر تئوری های تسلیم

□ مثال

المانی از یک عضو پیچشی مطابق شکل زیر می باشد.

اگر در این شکل مقدار $\sigma_{zy} = 100MPa$ باشد و جسم در این حالت دچار تسلیم می شود طبق نظریه ی ترسکا مقاومت کشش تک محوره ی این عضو را بدست بیاورید.



طبق نظریه ی ترسکا جسم وقتی به تسلیم می رسد به تنش برشی به مقدار بیشینه ی خود برسد.

در این جسم مقدار تنش برشی بیشینه برابر است :

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{zz} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \tau_{zy}^2} = \sqrt{0 + 100^2} = 100MPa$$

مروری بر تئوری های تسلیم

□ مثال - ادامه

پس بیشترین تنش برشی که این ماده می تواند تحمل کند که تسلیم برسد برابر با ۱۰۰ مگا پاسکال است. حال باید ببینیم که در صورتی فقط تنش کششی تک محوره داریم، چه مقدار از این تنش کششی تک محوره تنش برشی معادل با ۱۰۰ مگا پاسکال ایجاد می کند. پس داریم:

$$100MPa = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{zz} - 0}{2}\right)^2 + 0^2}$$

$$\Rightarrow \sigma_{zz} = 200MPa$$

مروری بر تئوری های تسلیم

□ مثال

المانی تحت تنش هایی زیر است :

$$\sigma_{xx} = 150MPa, \sigma_{yy} = 200MPa, \sigma_{zz} = -120MPa$$

$$\sigma_{zy} = 20MPa, \sigma_{xy} = \sigma_{xz} = 0$$

در این حالت عضو تسلیم خواهد شد. طبق معیار ترسکا تنش تسلیم این ماده چقدر است؟

$$\tau_{Max} = \sqrt{\left(\frac{200 - (-120)}{2}\right)^2 + 20^2} = 161.25MPa \quad \text{الف - بیشترین تنش برشی برابر است با:}$$

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_{yp}}{2} \quad \text{طبق معیار ترسکا}$$

$$161.25MPa = \frac{\sigma_y}{2} \Rightarrow \sigma_y = 322.49MPa$$

مروری بر تئوری های تسلیم

□ تسلیم بر اساس تئوری انرژی کرنش تجمعی

در یک المان کل انرژی کرنشی المان برابر است با :

$$U_T = \frac{1}{2E} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)]$$

شرط وقوع تسلیم زمانی است که عبارت فوق با کل انرژی کرنشی المان در حالت کشش ساده برابر شود

$$U_{Ty} = \frac{\sigma_{yt}^2}{2E}$$

در نهایت شرط وقوع تسلیم برابر است با :

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3) = \sigma_{yt}^2$$

در حالت دو بعدی این رابطه به شکل زیر نوشته می شود :

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2) = \sigma_{yt}^2$$

این معیار توسط **بلترامی و Haigh** ارائه شده است.

مروری بر تئوری های تسلیم

□ تسلیم بر اساس تئوری حداکثر انرژی کرنشی اغتشاشی ناشی از تغییر شکل برشی (فون مایسیز)

در این روش، انرژی کرنشی متناظر با تنشهای اصلی هیدرواستاتیک با کل انرژی کرنشی برشی برابر در نظر گرفته می شود. بطور خلاصه داریم:

$$2\sigma_{yt}^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2$$

در حالت دو بعدی داریم:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2} = \sigma_{yt}$$

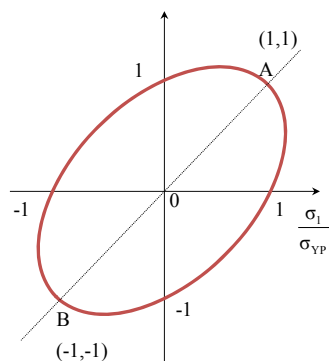
و یا به فرم:

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{yp}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{yp}} \frac{\sigma_2}{\sigma_{yp}}\right) + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{yp}}\right)^2 = 1$$

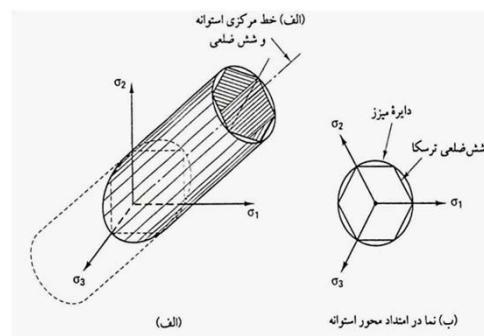
این معیار به معیار تسلیم ماکسول، فون-مایسیز و هنگی معروف است.

مروری بر تئوری های تسلیم

□ تسلیم بر اساس تئوری حداکثر انرژی کرنشی اغتشاشی ناشی از تغییر شکل برشی (فون مایسیز)



معیار تسلیم بر اساس انرژی اعوجاج ماکزیمم

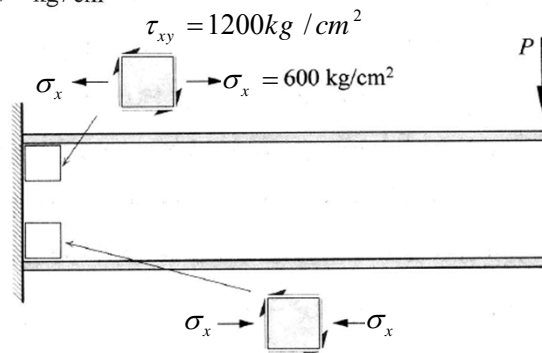


سطوح تسلیم برای حالت تنش ۳ محوری

مروری بر تئوری های تسلیم

مثال □ : در تیر یک سر درگیر شکل ۴-۴ که دارای مقطع I شکل است وضعیت تنش در محل تلاقی بال‌ها و جان در انتهای گیردار در شکل مشخص شده است. وضعیت تسلیم نقاط مزبور را با توجه به معیار فون مایزس بررسی کنید.

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



مروری بر تئوری های تسلیم

حل □

با استفاده از روابط معمول مقاومت مصالح تنش‌های اصلی f_1 و f_2 از رابطه زیر قابل محاسبه خواهند بود.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{800 - 0}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{800 - 0}{2}\right)^2 + 1200^2} = +2242, -642$$

$$\sigma_1 = +2242 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = -642 \text{ kg/cm}^2$$

با جایگزینی مقادیر σ_1 و σ_2 در **فون مایزس** خواهیم داشت.

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2} = \sigma_{yt} \Rightarrow \sqrt{2242^2 + 642^2 + 2242 * 642} = 2622 \geq F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

در نتیجه نقاط تلاقی بال و جان در تیر شکل ۴-۱ تسلیم خواهند شد. نکته قابل ذکر برای این مثال آن است که علی‌رغم اینکه مقدار تنش‌های موجود خمشی $f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2$ به مراتب از تنش تسلیم F_y کوچکتر است، لیکن بدلیل وضعیت ترکیبی تنش‌ها، فولاد در این محل تسلیم می‌شود.

با تشکر انعام بخش ۱

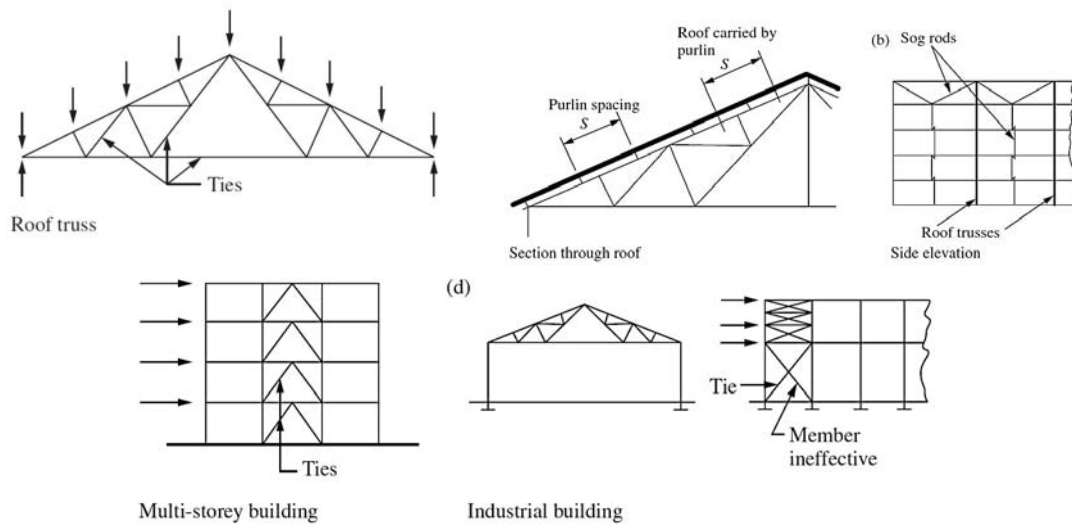


طراحی سازه های فولادی بروش ضرایب بار و مقاومت

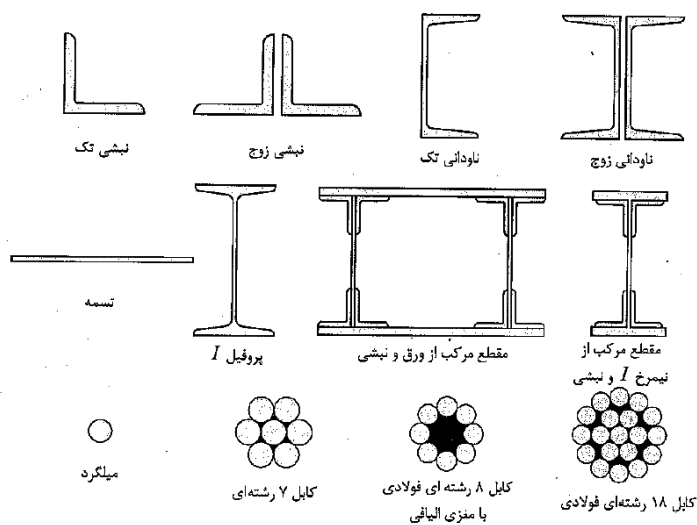
بخش ۲ - طراحی اعضای کششی

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

اعضای کششی و کاربرد آن در سازه فولادی



مقاطع رایج در اعضای کششی



طراحی اعضای کششی

تعریف

اعضایی که تحت اثر نیروی کشش مستقیم به صورت محوری هستند (مهاربند سوله ها، اعضای کششی خرپاها، کابل پل‌های کابلی)

- دو مکانیزم خرابی محتمل در اعضای کششی :
- الف- تسلیم در سطح مقطع کل
- ب- گسیختگی روی سطح مقطع موثر

براین اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان محدودیتهای زیر را برای طراحی اعضای کششی در نظر گرفته است :

$$P_n = A_g F_y$$

$$\phi = 0.90$$

تسلیم کششی روی مقطع کل

$$P_n = A_e F_u$$

$$\phi = 0.75$$

گسیختگی کششی روی مقطع موثر

A_g = سطح مقطع کل
 A_e = سطح مقطع خالص موثر
 F_y = تنش تسلیم فولاد
 F_u = تنش نهایی کششی فولاد
 P_n = مقاومت کششی اسمی

سطح مقطع موثر

۱. در صورتی که بار به صورت مستقیم، توسط وسایل اتصال، به هر یک از اجزای تشکیل دهنده مقطع منتقل شود، سطح مقطع موثر (A_e) برابر سطح مقطع خالص (A_n) در اتصال پیچی و (A_g) در اتصال جوشی در نظر گرفته می شود.

$$A_e = A_n$$

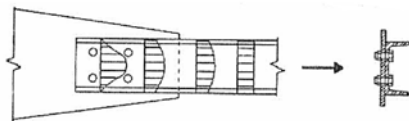
اتصال پیچی

$$A_e = A_g$$

اتصال جوشی

۲. اگر بار توسط پیچ به قسمتی از اجزای تشکیل دهنده مقطع (و نه تمام آن) منتقل شود، سطح مقطع موثر از رابطه زیر به دست می آید:

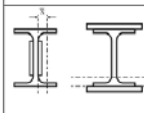
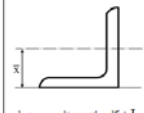
$$A_e = U A_n$$



U : ضریب تاخیر برشی

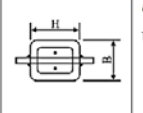
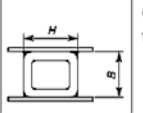

سطح مقطع موثر

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

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال	
۱	کلیه اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت های ۳، ۴ و ۵)	$U=1/0$	-	۳
۲	کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه ها و مقاطع فولادی و فولادای) که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U=1-\frac{\bar{x}}{l}$		۴
				۵
			عضو I شکل مانند دوتا سبزی عمل می کند	

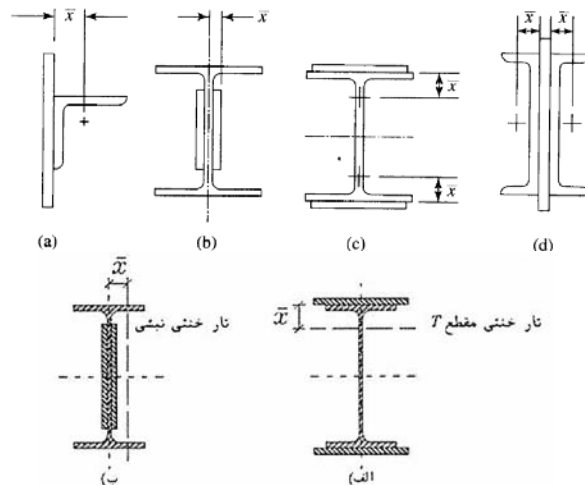
سطح مقطع موثر

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

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال	۷
۶	در مقاطع فولادی شکل	$U=1-\frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{2(B+H)}$		دیگری نسیلیر بال پهن، استفاده از متادیر بزرگتر از حالت ۳ جدول مجاز می باشد
		$U=1-\frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{2(B+H)}$		در نسیلیرهای اتصالات در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.
		$U=1-\frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{2(B+H)}$		در این جدول: l = طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی w = پهنای ورق \bar{x} = برون محوری اتصال مطابق شکل های ارایه شده B = پهنای کلی مقاطع فولادی شکل (عمود بر صفحه اتصال) H = ارتفاع کلی مقاطع فولادی شکل (در صفحه اتصال)
۷	در نسیلیرهای I نورد شده و سبزی T بریده شده از آنها و همچنین نسیلیرهای	$b_f \geq \frac{1}{4}d$ $U = 1/9$ $b_f < \frac{1}{4}d$ $U = 1/85$	-	

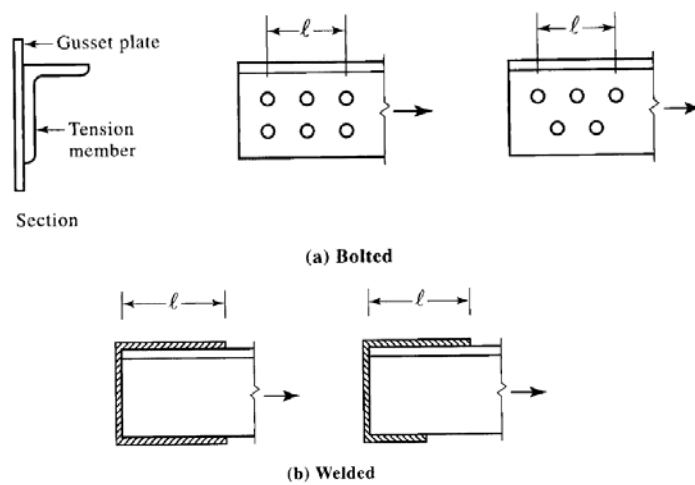
سطح مقطع موثر

برون محوری اتصال



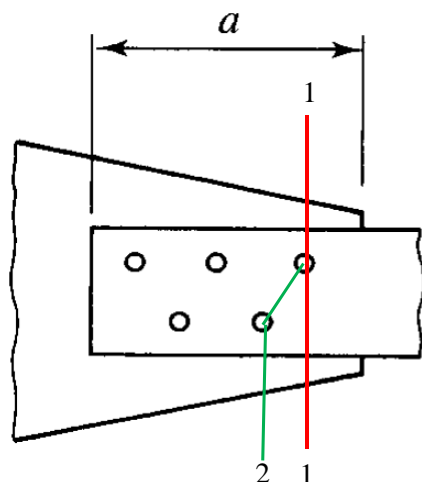
سطح مقطع موثر

طول اتصال



اثر سوراخ های نامنظم

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



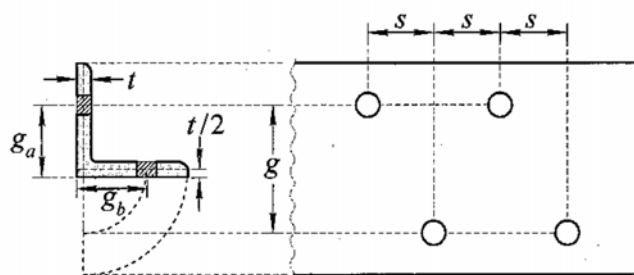
سطح مقطع خالص بدون مسیر مورب

$$A_n = A_g - nDt$$

سطح مقطع خالص بامسیر مورب

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

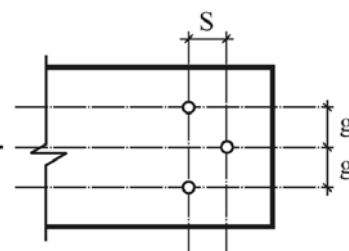
اثر سوراخ های نامنظم



شکل ۳-۷. مقطع گسترش یافته نبشی سوراخ دار

$$g = g_a + g_b - t$$

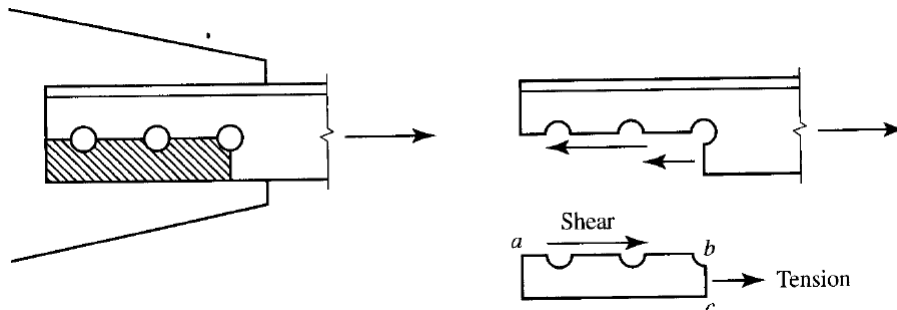
جهت نیرو



g = gage distance

S = pitch distance

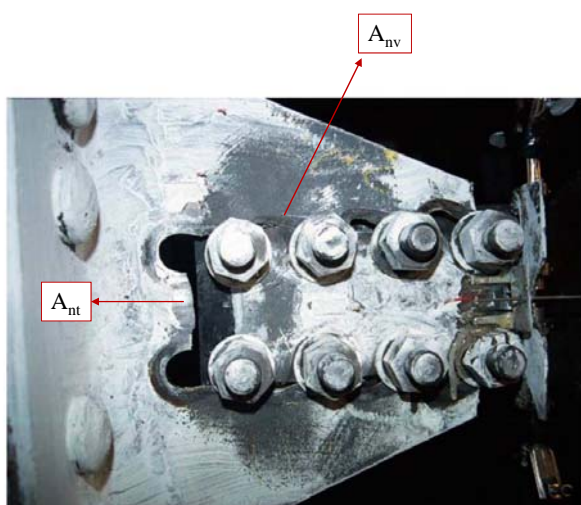
برش قالبی یا بلوک برشی



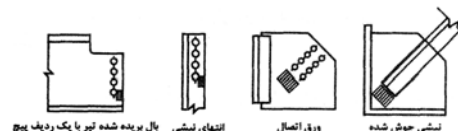
$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$\phi = 0.75$$

برش قالبی یا بلوک برشی



A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت برش
 A_{nt} = سطح مقطع خالص تحت کشش
 A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت برش
 F_u = مقاومت کششی فولاد
 F_y = تنش تسلیم فولاد
 U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیر یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته می شود

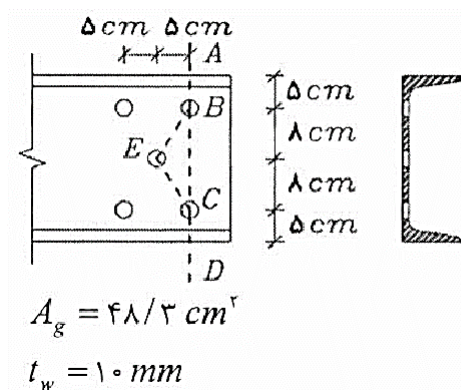


(a) حالت هایی که در آنها $U_{bs} = 1/0$ در نظر گرفته می شود



بال بریده شده تیر یا دو ردیف پیچ
(b) حالتی که در آن $U_{bs} = 0/5$ در نظر گرفته می شود

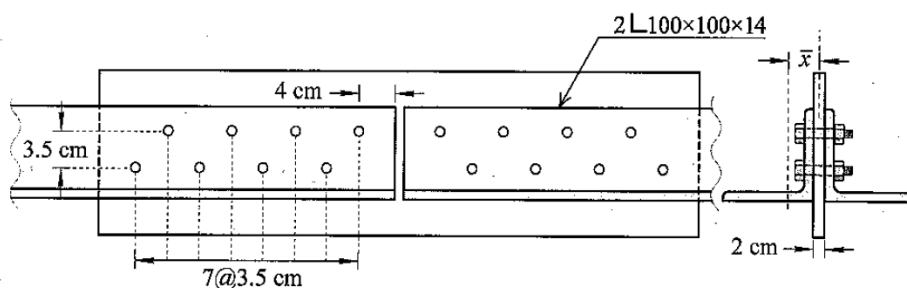
مثال ۱



سطح مقطع خالص UNP۲۶۰ نشان داده شده در شکل را به دست آورید. سوراخ‌ها برای پیچ به قطر ۲۲ mm می‌باشند.

مثال ۲

در شکل زیر حداکثر ظرفیت نهایی کششی مقطع را محاسبه نمایید. در حل فرض کنید عرض ورق ۱۵ سانتی متر و قطر سوراخ‌ها ۱۸ میلیمتر است. کلیه سوراخ‌ها استاندارد بوده با دستگاه مته ایجاد شده و سطح برش خارج از ناحیه رزوه شده قرار دارد. جنس فولاد نیز ST37 فرض گردد.



شکل ۳-۱۰. اتصال دو نبشی مثال ۳-۴

اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

در اعضای که اجزای آن به طور سرتاسری در تماس با یکدیگر می باشند، فاصله وسایل اتصال بین یک نیمرخ و ورق یا بین دو ورق نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

(الف) در قطعات رنگ شده و قطعاتی که رنگ نمی شوند ولی احتمال زنگ زدگی و خوردگی ندارند، ۲۴ برابر ضخامت نازک ترین ورق یا ۳۰۰ میلی متر.

$$S \leq \min(300\text{mm}, 24t_{\min})$$

(ب) در قطعات رنگ نشده که تحت اثر زنگ زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند، ۱۴ برابر ضخامت نازک ترین ورق یا ۲۰۰ میلی متر.

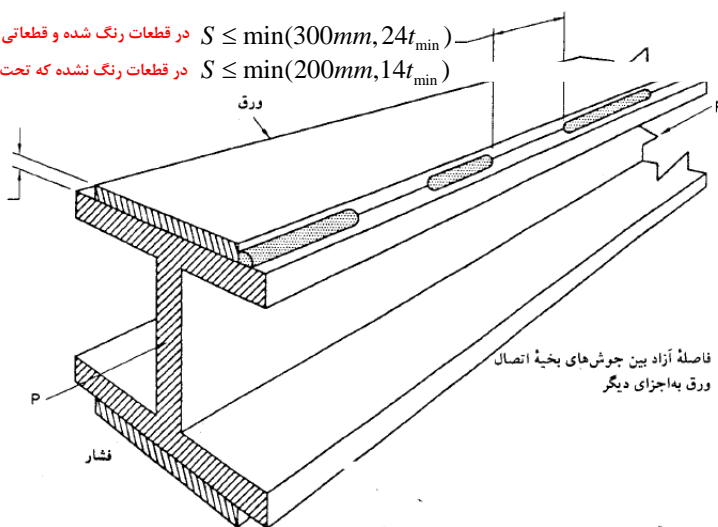
$$S \leq \min(200\text{mm}, 14t_{\min})$$

در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) نیمرخ و یا ورق تشکیل می شوند و بین آنها به فواصلی قطعات لقمه قرار گرفته و در این نقاط به یکدیگر متصل می شوند، فاصله لقمه ها و اتصالات باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هریک از اجزای تشکیل دهنده در فاصله آزاد از ۳۰۰ تجاوز نکند.

اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

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

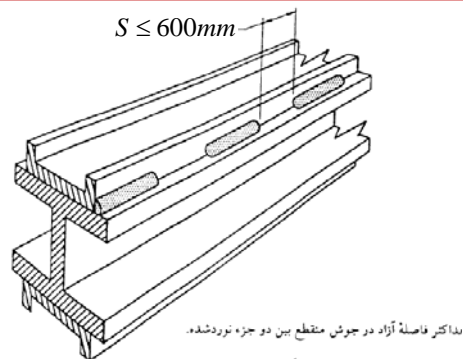
در قطعات رنگ نشده که تحت اثر زنگ زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند $S \leq \min(200\text{mm}, 14t_{\min})$



اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

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

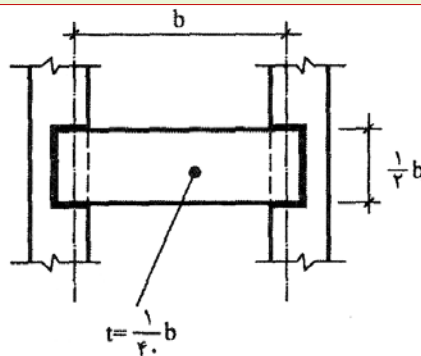
$$S \leq 600mm$$



اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

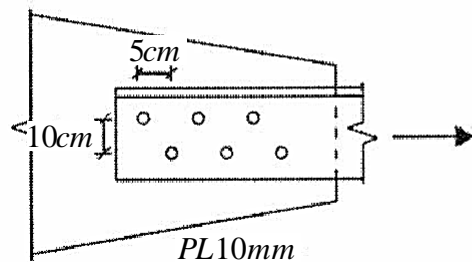
فاصله محور به محور پیچ‌ها یا پرچ‌ها و فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی، در اتصال بست‌ها نباید از ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز کند.

فاصله بست‌های موازی از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشد که ضریب لاغری هر یک از اجزای کششی متصل شده بین این بست‌ها، از ۳۰۰ بیشتر نشود.



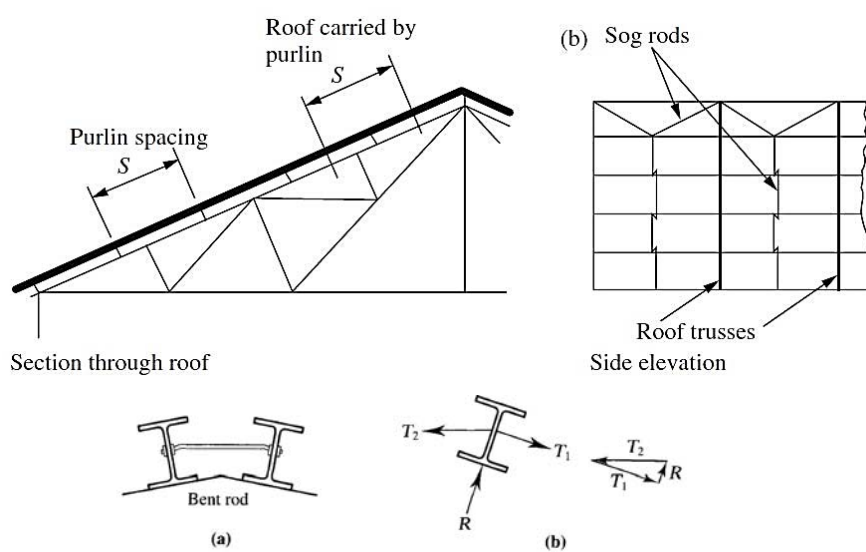
مثال ۳

یک عضو کششی نشان داده شده در شکل به طول 6 m برای بارگذاری ثقلی و بار مرده $P_d = 20\text{ t}$ و بار زنده $P_l = 60\text{ t}$ با استفاده از هر دو روش ضرایب بار و مقاومت و روش مقاومت



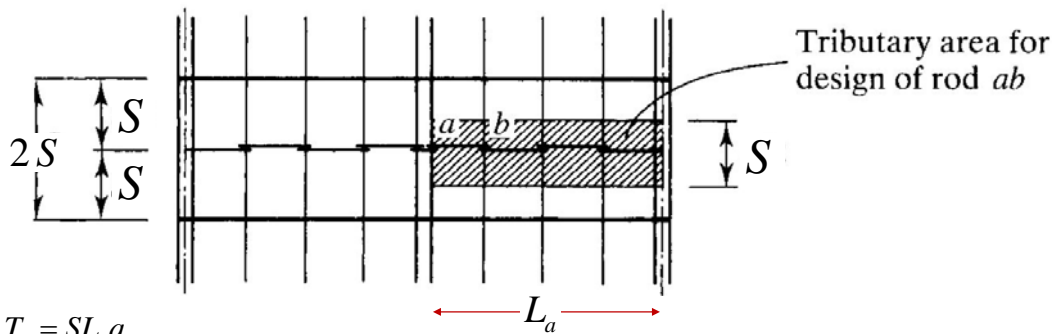
مجاز از جفت نبشی‌ها طراحی نمایید. سوراخ‌ها برای پیچ به قطر 20 mm می‌باشند.

طراحی میل مهار در سوله



طراحی میل مهار در سوله

برای محاسبه نیروی کششی میل مهار کافی است سطح بارگیر میل مهار در شدت بار سقف در راستای افق ضرب گردد. معمولاً بار مورد استفاده در طراحی میل مهار، مجموع بار ناشی از وزن پوشش سقف، وزن لایه و بار برف می باشد که همگی می بایست بصورت تصویر شده در راستای افق باشند



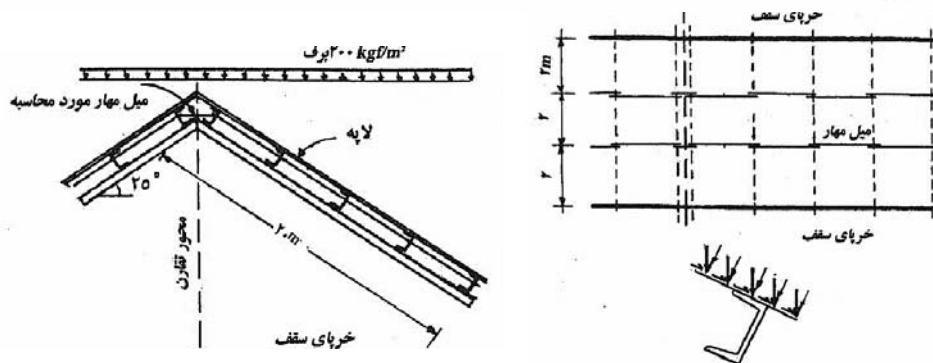
$$T_u = SL_a q_u$$

$$q_u = 1.25(q_r + q_p) + 1.5q_s$$

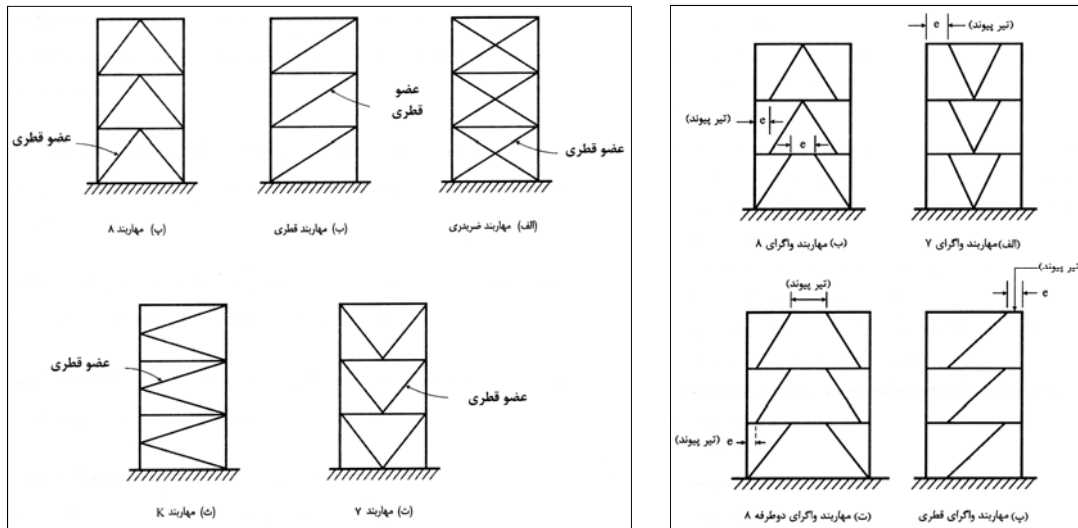
$$T_u \leq \phi T_n = \phi(0.75F_u) A_b; \phi = 0.75$$

مثال ۴

در شکل (۲-۱۲) سقف یک سازه صنعتی نشان داده شده است. در این سازه از دو ردیف میل مهار سقف استفاده می شود. اگر فاصله قاب ها از یکدیگر ۶ m و فواصل میل مهارها ۲/۰ m باشد، مطلوب است تعیین قطر میل مهارها. وزن پوشش ۲۰ kgf/m²، لایه ها ۱۷/۵ kgf/m² و بار برف ۲۰۰ kgf/m² که همگی در سطح افق معین شده است.



انواع مهارندهای کششی



طراحی مهاربند کششی

در اسکلت ساختمان های فولادی رایج، معمولاً مهاربند برای نیروی فشاری که از زلزله وارد بر طبقه بدست می آید، طراحی می شود. سپس برای نیروی برشی کنترل می گردد. در فصل ۳ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، روند توزیع نیروی سهم مهاربند بین اعضای فشاری-کششی به شرح زیر مجاز شناخته شده است:

قاب مهاربندی شده همگرای ویژه

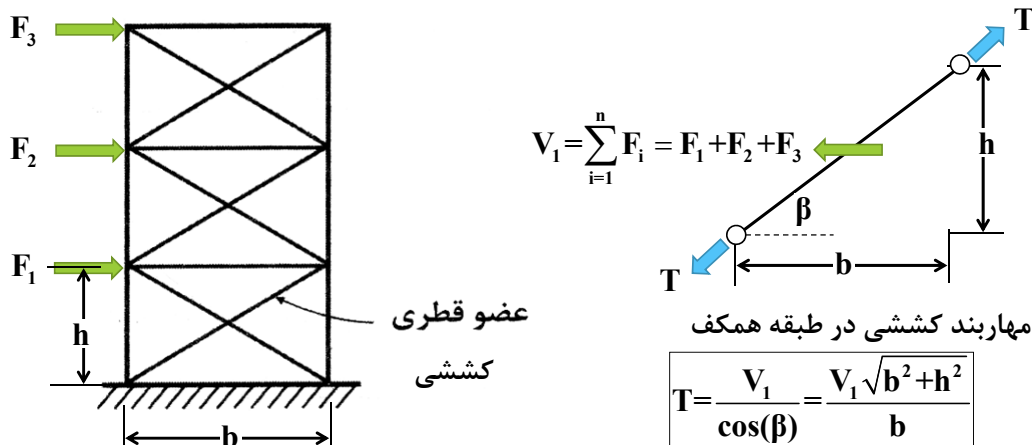
۱۰-۳-۲-۲-۲ مهابندها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر جهت بارگذاری **۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود**، مگر آنکه اعضای مهابندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیب بارگذاری تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند.

قاب مهاربندی شده همگرای معمولی

۳-۱۰-۳-۹-۳-۱ مه‌اربندهای قطری و ضربدری را می‌توان به صورت کششی تنها طراحی نمود. در این مه‌اربندهای توان از مقاطع تک‌نبشی، تسمه و میلگرد یا کابل استفاده نمود.

نیروی طراحی مهاربند کششی

در طراحی مهاربندهای کششی ابتدا می بایست فرض شود که چند درصد نیروی جانبی سهم مهاربند کششی است (بین ۳۰ تا ۷۰ برای مهاربند ویژه و ۱۰۰٪ برای مهاربند معمولی). سپس با استفاده از شکل زیر نیروی کششی مهاربند بدست می آید:



مفهوم لاغری در طرح مهاربند کششی

مقطع مهاربند کششی می تواند، میلگرد (در سوله ها)، تک نبشی (در سوله ها)، دابل نبشی یا دابل ناودانی (در ساختمان های چند طبقه) انتخاب گردد. مهمترین محدودیت در انتخاب مقطع مهاربند کششی، لاغری است. همانگونه که قبلاً گفته شد، حداکثر لاغری مهاربند کششی به عدد ۳۰۰ محدود می گردد. برای آشنایی با ضریب لاغری به شکل زیر توجه نمایید:

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{L_e}{r}$$

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 300$$

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{0.7L}{r_x}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{2L}{r_y}$$

در فرمول لاغری، ضریب K به ضریب طول موثر کمانش معروف است. طبقه تعریف در حقیقت طول موثر عضو طول بین دو نقطه با لنگر خمشی صفر در منحنی تغییر شکل فرضی برای عضو کششی است (نقطه عطف تغییر مکان)

ضریب طول موثر کمانش در اعضای کششی

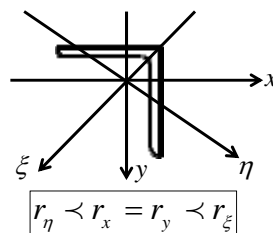
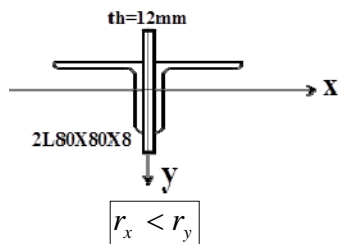
برای مهاربندهای کششی ضریب طول موثر عبارتست از :

۱- مهاربند از میلگرد مورد استفاده در سوله : $K_x=K_y=1.0$

۲- مهاربند از تک نبشی مورد استفاده در سوله : $K_\eta=0.70$

۳- مهاربند دوبل نبشی : $K_x=0.5$, $K_y=0.70$

لازم به ذکر است برای تک نبشی محور کمانش محوری است که کمترین شعاع ژیراسیون را دارد. بر اساس اطلاعات ارائه شده در جدول اشتال حداقل شعاع ژیراسیون تک نبشی حول محور η است که این موضوع در شکل سمت راست نشان داده شده است. از طرفی برای دوبل نبشی نیز حداقل شعاع ژیراسیون حول محور x است (شکل چپ را ببینید).



رابطه طراحی عضو کششی بر مبنای مقاومت

مهاربند کششی از میلگرد تک (مهاربند دیواری در سوله)

$$T_u \leq \phi T_n = \phi (0.75 F_u) A_g ; \phi = 0.75$$

مهاربند کششی از نبشی تک (مهاربند دیواری در سوله)

$$T_u \leq \phi T_n = \phi (F_y) A_g ; \phi = 0.90 \quad \text{کنترل روی سطح مقطع کل}$$

$$T_u \leq \phi T_n = \phi (F_u) A_e ; \phi = 0.75 \quad \text{کنترل روی سطح مقطع موثر}$$

مهاربند کششی از نبشی دوبل (مهاربند سازه های ساختمانی چند طبقه)

$$T_u \leq \phi T_n = \phi (F_y) A_g ; \phi = 0.90 \quad \text{کنترل روی سطح مقطع کل}$$

$$T_u \leq \phi T_n = \phi (F_u) A_e ; \phi = 0.75 \quad \text{کنترل روی سطح مقطع موثر}$$

رابطه طراحی عضو کششی بر مبنای مقاومت

برای کنترل لاغری می توان متناسب با نوع مهاربند از یکی از روابط زیر استفاده نمود :

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq 300 \quad \text{میلگرد}$$

$$\lambda = \frac{0.7L}{r_{\eta}} \leq 300 \quad \text{تک نبشی}$$

$$\lambda_{\max} = \max \left(\frac{0.5L}{r_x}, \frac{0.7L}{r_y} \right) \leq 300 \quad \text{دوبل نبشی}$$

برای مقطع دوبل نبشی می توان از رابطه زیر، شعاع ژیراسیون حول محور y را بدست آورد :

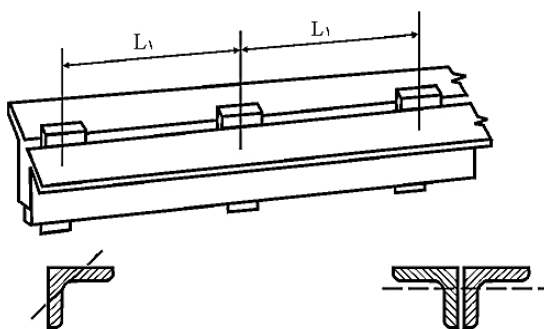
$$r_{yd} = \sqrt{r_y + (e + 0.5t)^2}$$

$$r_{xd} = r_x$$

t : ضخامت ورق بین دو نبشی

e : مرکز سطح نبشی که در جداول اشتال داده شده است.

فواصل لقمه ها در عضو کششی



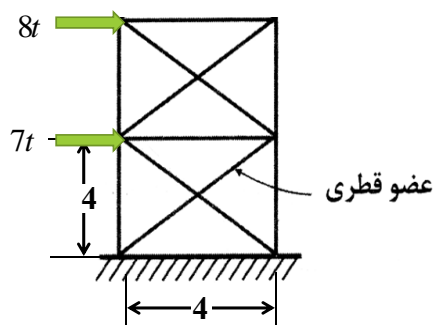
در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) نیمرخ و یا ورق تشکیل می شوند و بین آنها به فواصل قطعات لقمه قرار گرفته و در این نقاط به یکدیگر متصل می شوند، فاصله لقمه ها و اتصالات باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هریک از اجزای تشکیل دهنده در فاصله آزاد از ۳۰۰ تجاوز نکند.

محور شعاع ژیراسیون حداقل تک عضو

محور شعاع ژیراسیون حداقل مقطع مرکب (استفاده از مقطع نبشی فقط برای نمایش است و سایر نیمرخ ها نیز قابل استفاده هستند)

$$\lambda_1 = \frac{L_1}{r_1} \leq 300$$

مثال ۵



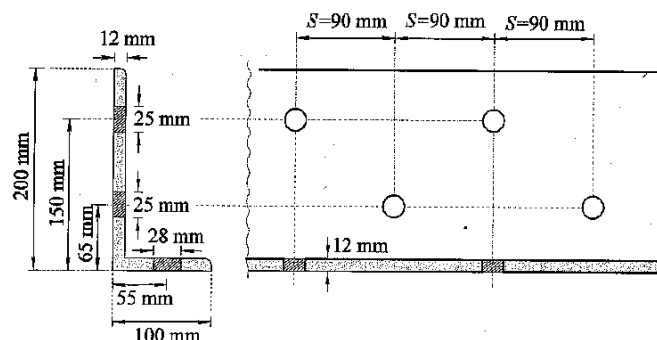
قاب تک دهانه ای دوطبقه ای را در نظر بگیرید که نیروی ضریبدار تراز طبقه دوم ۸ تن و نیروی ضریبدار تراز طبقه اول ۷ تن باشد. اگر ارتفاع و عرض هر طبقه ۴ متر باشد، مقطع مهاربند کششی در طبقه اول را با دابل نبشی طراحی نموده و فواصل لقمه ها را تعیین نمایید

تمرین ۱-۲

مساحت خالص یک نبشی دو طرف نامساوی $L 200 \times 100 \times 12$ که سوراخ‌های

آن مطابق DIN 997 است را تعیین کنید.

ابعاد مطابق استاندارد DIN بر حسب میلی‌متر در شکل ۳-۸ نشان داده شده است.



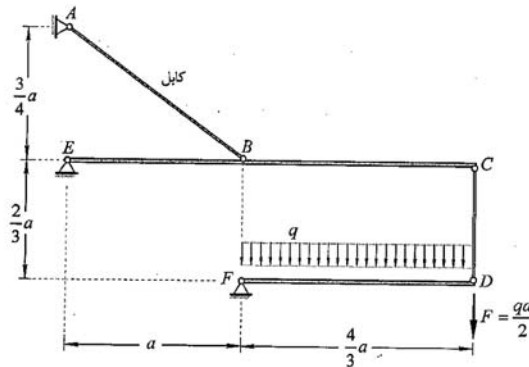
شکل ۳-۸. نبشی سوراخ‌دار $L 200 \times 100 \times 12$

تمرین ۲-۲

در سازه شکل ۲۲-۳ عضو CD از میلگرد و عضو AB را از کابل ۱۸ رشته‌ای با

معزی خودی صرح سید.

$$q = 2 \frac{t}{m}, \quad a = 3 \text{ m}, \quad F_u = 4000 \text{ kg/cm}^2, \quad F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$



تمرین ۳-۲

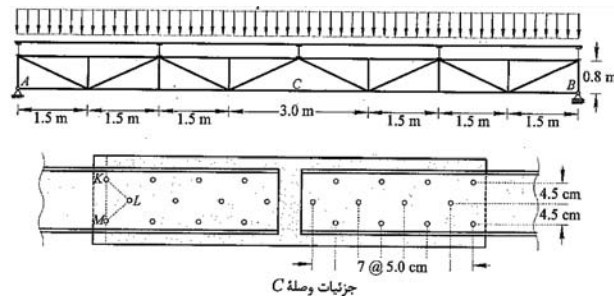
برای پوشش یک دهانه ۱۲ متری از خرابای شکل ۲۳-۳ که در آن بار گسترده

یکنواخت $2/5 \text{ t/m}$ توسط ۵ عدد تیرچه فولادی به گره‌های خرابا وارد می‌شود، استفاده شده

است. عضو یکپارچه AB در این خرابا را از زوج ناودانی با توجه به وصله C در وسط عضو و

به فاصله ۶ متری از تکیه گاه مطابق شکل ۲۳-۳ طرح کنید.

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2, \quad F_u = 4000 \text{ kg/cm}^2$$



با تشکر

انمام بخش ۲



طراحی سازه های فولادی بروش ضرایب بار و مقاومت

بخش ۳ - طراحی اعضای خمشی

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

انواع تیرها

۱- تیر فرعی - Secondary Beam

تیری است که معمولاً در فواصل کم با یکدیگر اجرا شده و وظیفه آنها انتقال بار ناشی از سقف به تیرهای اصلی یا شاهتیرها است.

۲- تیر اصلی - Primary Beam

تیری است که معمولاً در پیرامون ساختمان اجرا شده و وظیفه تحمل بارهای ناشی از وزن دیوار پیرامونی و سقفی که به تیر وارد می شود را بر عهده دارد.

۳- شاهتیر - Girder

المانی است افقی که وظیفه تحمل بار ناشی از تیرهای فرعی و انتقال آنها به ستون ها را بر عهده دارد. در واقع رابط بین سقف و ستون ها می باشد.

۴- لاپه - Purlin

تیرهای مورد استفاده در سقف سوله ها (سازه های صنعتی) که عمود بر قابها اجرا شده و وظیفه دارند بار سقف را به قابهای اصلی منتقل نمایند. معمولاً مقطع این تیرها از پروفیل Z، ناودانی یا I می باشد.

انواع تیرها

۵- رافت - Rafter

تیر عموماً با مقطع متغیر (Nonprismatic) مستقر در قابهای اصلی سوله ها که با اتصال خمشی به ستون ها متصل شده است.

۶- تیر نعل درگاه - Lintel

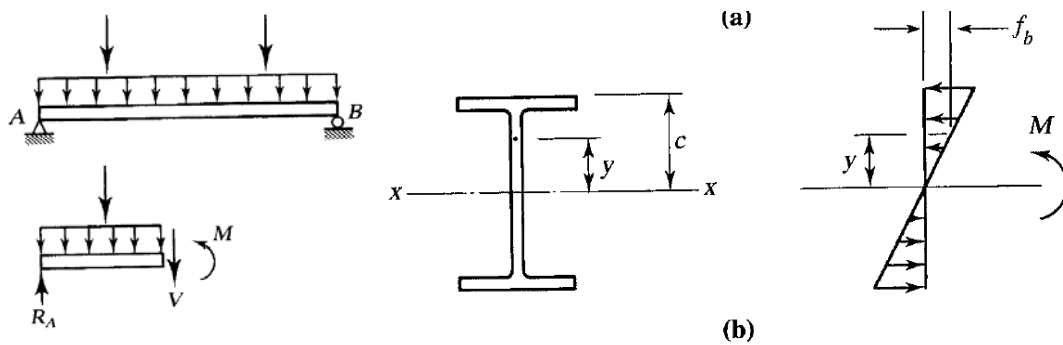
تیری است که معمولاً روی بازشو ها اجرا شده و وظیفه تحمل بار دیوار روی بازشو به همراه بخشی از بار سقف (در ساختمان سنتی) را بر عهده دارد.

۷- تیر طولی - Stinger

تیری است عموماً با مقطع تیر ورق که به موازات محور طولی پلها قرار گرفته و وظیفه انتقال بارهای وارد بر پل (اعم از بار مرده و سربار) را به تکیه گاه ها برعهده دارد. عمود بر تیر طولی معمولاً از تیر فرعی استفاده می شود که برای توزیع مناسب بار و کمک به رفتار بهتر دیافراگم کف و کاهش طول موثر کمایش جانبی-پیچشی تیر طولی کاربرد دارد.

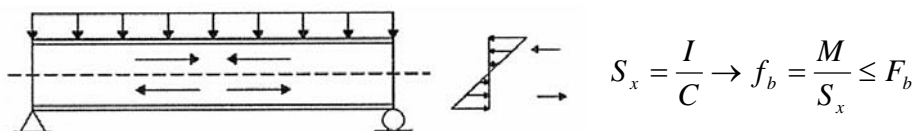
تنش خمشی و لنگر پلاستیک

در طراحی تیرها برش تنش مجاز فرض می گردد که توزیع تنش در ارتفاع مقطع خطی بوده و دورترین تار مقطع در آستانه تسلیم قرار می گیرد.



یادآوری تئوری ارتجاعی خمش

از مقاومت مصالح داریم



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

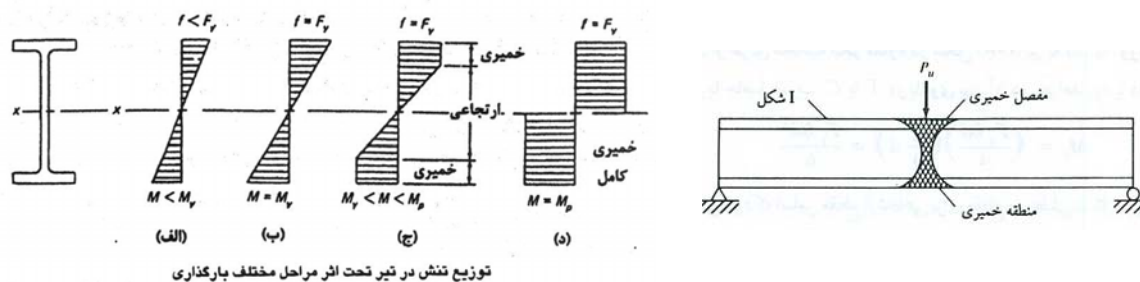
فرضیات اساسی در تئوری ارتجاعی عبارتست از:

- ۱- نسبت تنش به کرنش ثابت است.
- ۲- هر سطح مقطع بعد از خمش نیز مسطح باقی می ماند.
- نسبت ممان اینرسی به دورترین تار مقطع در هر مقطعی ثابت است و به مدول مقطع معروف است.

تنش خمشی و لنگر پلاستیک

اگر لنگر وارد بر تیر آنقدر افزایش دهیم تا دورترین تار مقطع به تسلیم برسد، به لنگر متناظر با آن لنگر تسلیم گویند. اگر لنگر همچنان افزایش دهیم تا بتدریج تارهای بیشتری از مقطع تسلیم شوند، تا جاییکه تمامی تارهای تیر در ارتفاع تسلیم گردند، در این حالت در تیر مفصل خمیری ایجاد شده و مقطع پس از آن دیگر قادر به تحمل لنگرهای وارده نیست، در این حالت دو فرم ممکن است داشته باشیم:

- ۱- سازه معین: با تشکیل مفصل پلاستیک در سازه مکانیزم ایجاد می شود.
- ۲- سازه نامعین: لنگر خمشی مازاد با استفاده از خاصیت باز توزیع در سایر المانهای که هنوز به مفصل پلاستیک نرسیده اند، توزیع می گردد.



لنگر پلاستیک و ضریب شکل

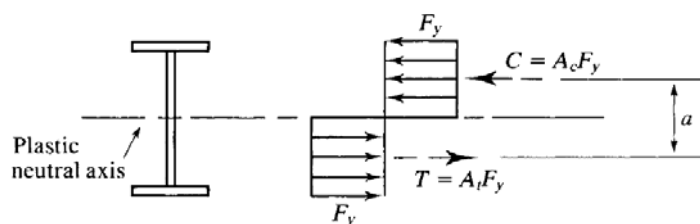
لنگر تسلیم M_y : لنگری که باعث می شود دورترین تار مقطع تسلیم گردد: $M_y = S F_y$

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

نکته!

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

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

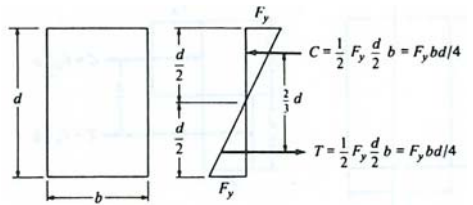


اساس مقطع پلاستیک:

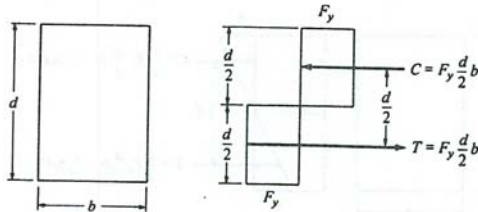
$$Z = \sum Q = \sum A \bar{y}$$

لنگر پلاستیک و ضریب شکل

به طور نمونه برای مقطع مستطیل شکل داریم :



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



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

در نهایت ضریب شکل عبارتست از :

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

تنش خمشی و لنگر پلاستیک

برای محاسبه اساس مقطع پلاستیک و محور خنثی پلاستیک می توان از گامهای زیر استفاده نمود :

۱- انتخاب یک محور پلاستیک فرضی به فاصله γ از یک مبدا فرضی.

۲- برقراری تساوی بین مساحت‌های بالا و پایین محور پلاستیک و محاسبه γ

۳- مقایسه γ بدست آمده با γ فرض شده. اگر γ بدست آمده در محدوده فرض شده قرار داشت، این محل محور خنثی پلاستیک است. در غیر این صورت با یک فرض جدید گام ۲ تکرار می گردد.

۴- محاسبه اساس مقطع پلاستیک با رابطه زیر :

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

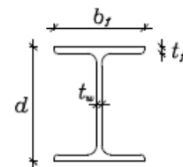
برای مقاطع I شکل نورد شده اساس مقطع پلاستیک حول دو محور عبارتست از :

$$Z_x = b_f t_f (d - t_f) + (d - 2t_f)^2 \times \frac{t_w}{4}$$

$$SF_x = \frac{M_p}{M_y} = 1.12$$

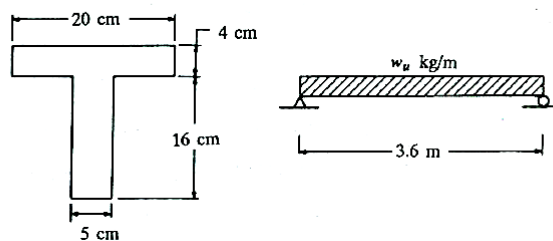
$$Z_y = \frac{(b_f)^2 t_f}{2} + \frac{1}{4} (d - 2t_f) t_w^2$$

$$SF_y = \frac{M_p}{M_y} = 1.55$$



مثال نگر پلاستیک

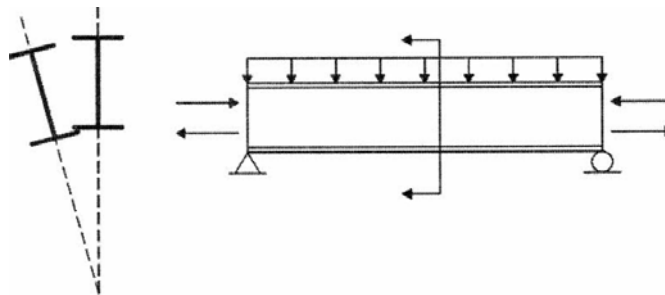
برای تیر فولادی شکل (۵-۸) مقادیر M_z ، M_y و Z را معین کنید و هرگاه دهانه تیر 3.6 m و تنش تسلیم فولاد $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ضریب شکل و بار گسترده یکنواخت اسمی که تیر قادر به تحمل آن است معین شود.



کمانش در عضو خمشی

کمانش جانبی - پیچشی - Lateral - Torsional Buckling

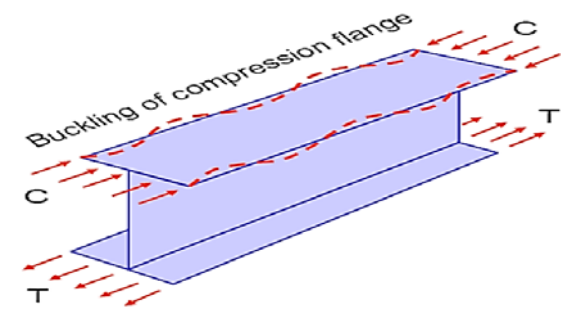
- در اعضای خمشی I شکل (بطور نمونه) برای ناحیه فشاری، مجموعه بال و بخشی از جان تیر مشابه یک ستون عمل می نماید. اگر فواصل تکیه گاه های جانبی به گونه ای باشد که برای ممانعت از کمانش قید کافی وجود نداشته باشد، بخش فشاری تیر دچار کمانش جانبی - پیچشی می گردد.
- این کمانش متقارن نیست زیرا عامل کمانش در وجه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



کمانش در عضو خمشی

کمانش موضعی - Local Buckling

- چنانچه نسبت پهنا به ضخامت در اجزای مختلف عضو خمشی از مقادیر بزرگی را به خود اختصاص دهد عموماً بخش فشاری اعضای فشاری قبل از آنکه به تسلیم برسند، دچار کمانش موضعی می شوند:



- کمانش موضعی بال.
- کمانش موضعی جان.

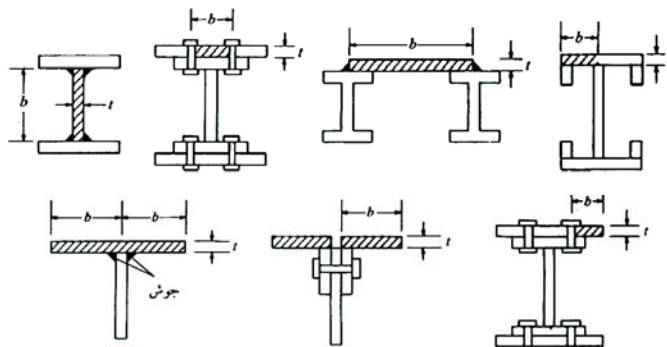
- براساس تقسیم بندی ارائه شده در میحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برای کنترل وضعیت کمانش موضعی سه فرم مقطع قابل تعریف است:

- مقطع فشرده - Compact Section
- مقطع غیر فشرده - Non- Compact Section
- مقطع لاغر - Slender Section

کمانش در عضو خمشی

مقطع فشرده

- چنانچه نسبت پهنا به ضخامت در اجزای مختلف عضو خمشی به گونه ای باشد که امکان تسلیم کامل مقطع پیش از آنکه کمانش یابد فراهم گردد، به آن مقطع فشرده گویند. برای آنکه مقطع فشرده باشد لازم است:
- اتصال بال به جان بصورت یکپارچه باشد.
- نسبت پهنا به ضخامت از حد تعریف شده در جدول ۱۰-۲-۱ تا ۱۵۵ تا ۱۵۸ تجاوز ننماید.

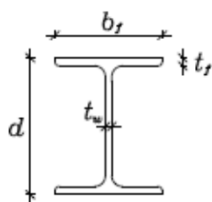


مقطع دو لبه متکی

مقطع یک لبه متکی

کمانش در عضو خمشی

• کنترل شرایط مقطع I نورد شده :



بال

جان

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

مقطع فشرده

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

مقطع غیر فشرده

$$\frac{b_f}{2t_f} > \lambda_{rf} = 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

مقطع لاغر

نکته!

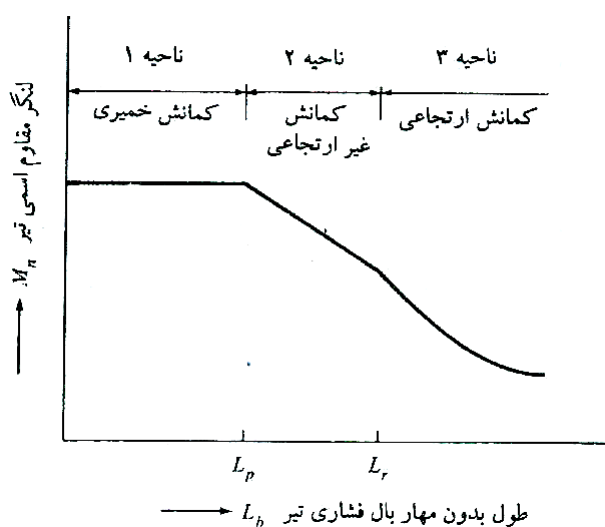
به استناد بند صفحه ۱۵۴ میحث ۱۰ ویرایش ۱۳۸۷ در اعضای تحت اثر تنشهای فشاری بکاربردن مقاطع با اجزای لاغر مجاز نیست مگر برای جان تیرورق ها که می بایست مقررات بخش ۱۰-۲-۵ کنترل گردد.

مقدمه ای بر طراحی تیر

ظرفیت خمشی تیر به عوامل زیر بستگی دارد :

- شرایط مقطع از نظر فشردگی - غیر فشردگی و لاغر بودن.
- فواصل تکیه گاه های جانبی.
- راستای اعمال بار خارجی.
- محوری که خمش حول آن اتفاق می افتد

براین اساس برای محاسبه ظرفیت اسمی اعضای خمشی سه ناحیه مختلف تعریف شده است .

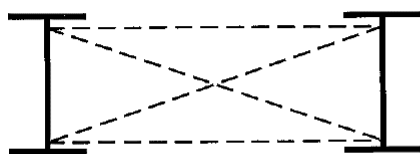


مقدمه ای بر طراحی تیر

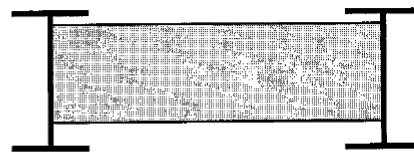
Plastic Buckling

کمانش خمیری - ناحیه ۱

- در این حالت اگر بار وارد بر مقطع را افزایش دهیم تا مقطع وارد ناحیه خمیری گردد، از آنجا که فواصل مهارهای جانبی به اندازه کافی از یکدیگر کم می باشد، بنابراین می توان تا زمانی که تمامی تارهای مقطع تسلیم شوند، بار را اعمال نمود بدون آنکه در تیر کمانش جانبی روی دهد. در حقیقت با تشکیل مفصل خمیری باز توزیع لنگر خمش در تیر شکل می گیرد.



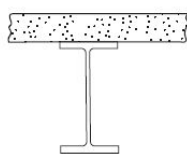
Cross frame



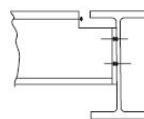
Diaphragm

شرط کمانش خمیری: $L_b \leq L_p$

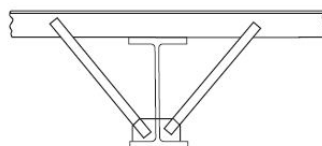
نمونه هایی از مهار جانبی بال فشاری تیر



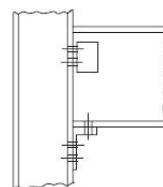
Floor slab provides full lateral restraint



Secondary beam provides lateral restraint



Lateral and torsional restraint



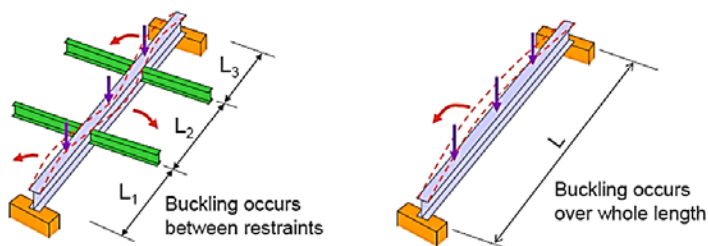
Torsional restraint free to rotate in plan

مقدمه ای بر طراحی تیر

Inelastic Buckling

کمانش غیر ارتجاعی - ناحیه ۲

- اگر فواصل مهارهای جانبی در ناحیه فشاری تیر را افزایش دهیم ممکن است در هنگام افزایش بار وارد بر تیر برخی از تارهای فشاری و نه همه آنها تسلیم گردند. در واقع ظرفیت دورانی مقطع آنقدر کافی نیست تا امکان تسلیم شدن تمامی تارهای فشاری را ایجاد نماید. در این حالت از تمام ظرفیت پلاستیک مقطع استفاده نمی شود. لذا امکان بازتوزیع لنگرو استفاده از تحلیل خمیری تیر وجود ندارد. در این مرحله موضوع تنش پس ماند مطرح می گردد.



شرط کمانش غیر ارتجاعی: $L_p < L_b \leq L_r$

مقدمه ای بر طراحی تیر

Elastic Buckling

کمانش ارتجاعی - ناحیه ۳

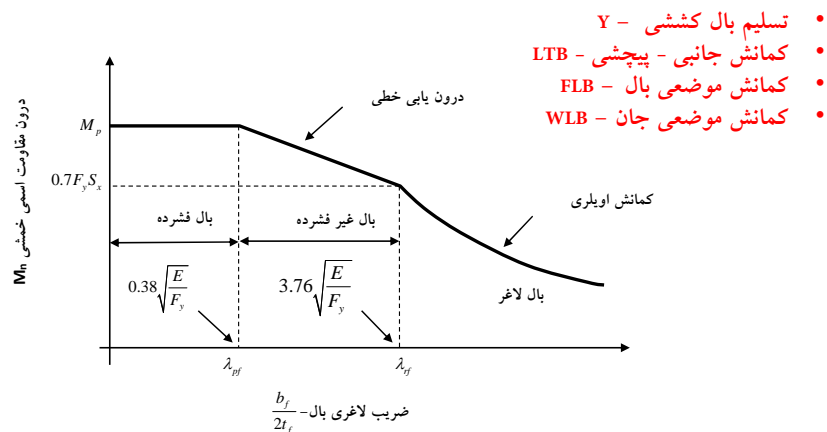
- اگر فواصل مهارهای جانبی در ناحیه فشاری تیر را آنقدر افزایش دهیم ممکن است در هنگام افزایش بار وارد بر تیر قبل از آنکه تار از تیر به تسلیم برسد، مقطع کمانش نماید. هرچه فاصله مهارهای جانبی افزایش پیدا کند، ظرفیت خمشی مقطع تیر نیز کاهش می یابد.
- با افزایش بار وارد بر تیر خیز جانبی تیر افزایش یافته تا زمانیکه لنگر خمشی به M_{cr} برسد. در این حالت کل مقطع بال فشاری تیر کمانش جانبی پیدا می کند. این لنگر وابسته به استحکام پیچشی و تابیدگی مقطع می باشد.



شرط کمانش ارتجاعی: $L_b > L_r$

محاسبه ظرفیت خمشی اسمی - M_n

بطور کلی برای محاسبه ظرفیت خمشی عضو خمشی براساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، می بایست حداقل مقدار حاصل از موارد زیر باشد (دربرخی شرایط لازم نیست تمامی مقادیر زیر محاسبه گردند):



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

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۲-۵-۲-۱۰		C	C	Y, LTB

از ضوابط فصل ۵-۲-۱۰ استفاده می شود با فرض اینکه مقطع فشرده باشد. برای کنترل فواصل مهار جانبی از رابطه ۶-۵-۲-۱۰ و ۹-۵-۲-۱۰ استفاده می شود.

$$h_0 = d - t_f$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 52.1 r_y; (ST37)$$

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

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

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

For I shape with two symmetric axes: $C = 1.0$

For UNP shape with two symmetric axes: $C = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$

به صورت محافظه کارانه رابطه L_r برابر است با:

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = 111.1 r_{ts}; (ST 37)$$

توجه: در مقاطع I شکل با بال فشاری مستطیلی توپر:

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}, J = \sum \frac{1}{3} b t^3$$

از طرفی به طور محافظه کارانه:

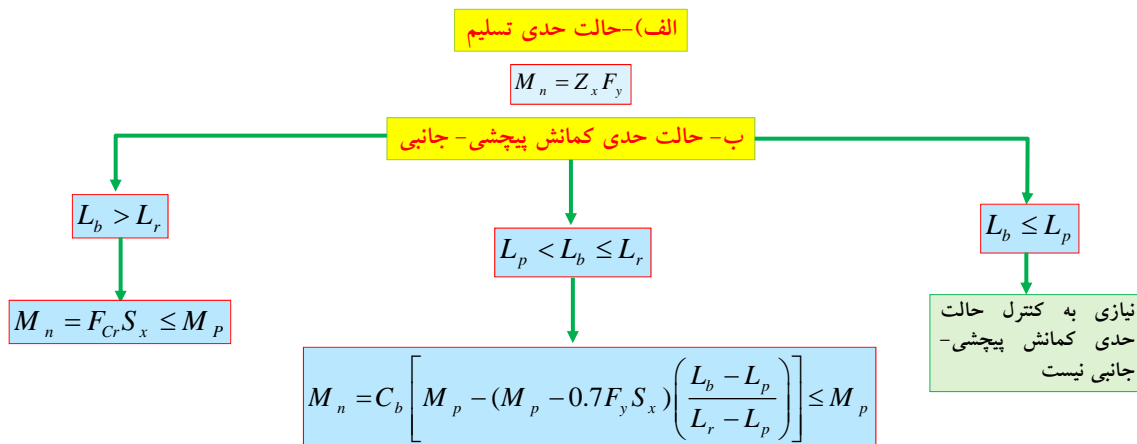
$$r_{ts} = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{h_c t_w}{6 b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 0.3 b_{fc} \text{ (For I shape profil)}$$

h_c : دو برابر فاصله تار خشی الاستیک تا محل اتصال بال فشاری به جان که در مقایسه متقارن همان ارتفاع جان است.

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 تسلیم حداقل موارد دوگانه زیر است:



ظرفیت خمشی اسمی تیرها

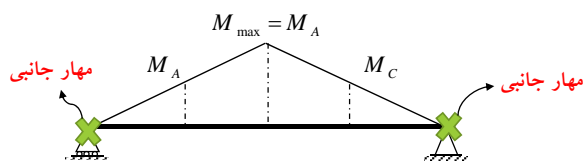
مقاومت خمشی مقطع I با دو محور تقارن و فشرده (بال و جان فشرده می باشد) و ناودانی فشرده حول محور قوی

$$h_0 = d - t_f$$

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

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3.0$$

در رابطه فوق ضریب C_b به قرار زیر است: (صفحه ۱۹۹ مبحث ۱۰)



M_{\max} = قدرمطلق حداکثر لنگر خمشی در طول مهار نشده (بین دو نقطه مهار شده)

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

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

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

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

پارامتر عدم تقارن - R_m

$$R_m = 1.0$$

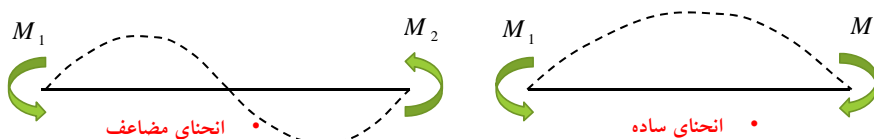
• برای مقطع متقارن با دو محور تقارن یا متقارن با یک محور تقارن و انحنای ساده

$$R_m = 0.5 + 2 \left(\frac{I_{yc}}{I_y} \right)$$

• برای مقطع با یک محور تقارن و انحنای مضاعف

$$M_1 < M_2$$

I_y = ممان اینرسی حول محور اصلی y. I_{yc} = ممان اینرسی بال تحت فشار حول محور اصلی y. برای انحنای مضاعف، از بال فشاری کوچکتر استفاده شود.

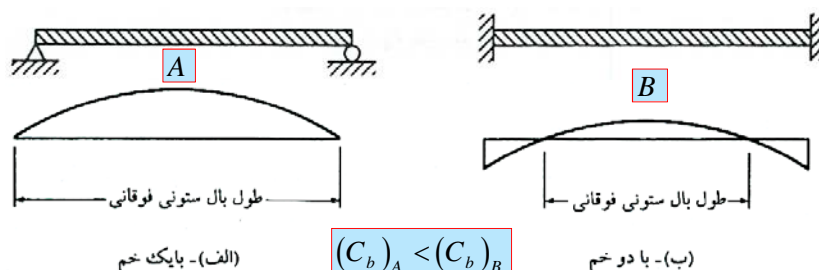


ظرفیت خمشی اسمی تیرها

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

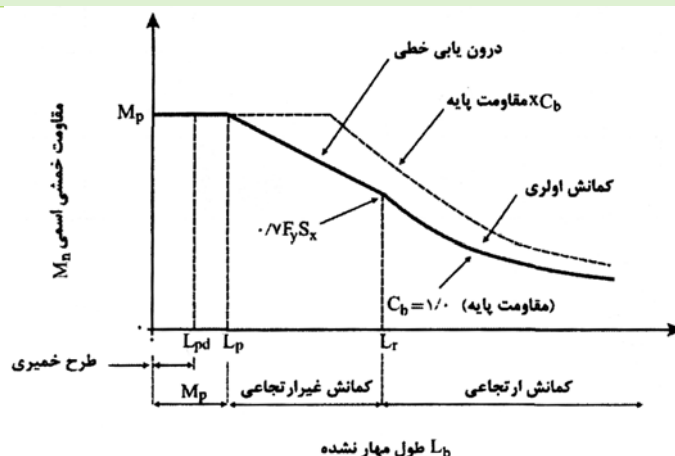
ضریب تغییرات لنگر خمشی - C_b

این ضریب اثر تغییرات لنگر خمشی (از نظر علامت) در طول تیر را پوشش می دهد. بدیهی است که محتمل ترین مود کمانش جانبی تیر در حالتی است که تیر در تمام طول خود دارای لنگر خمشی به نحوی است که تمام تارهای فوقانی یا تحتانی مقطع در فشار قرار گیرد. به عبارتی توزیع لنگر خمشی در طول تیر یکنواخت و از نظر علامت ثابت باشد. در حالیکه ممکن است در برخی جاها علامت لنگر عوض شده و بنابراین محل تار فشاری و کششی تغییر می یابد.



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



مقاومت خمشی اسمی به عنوان تابعی از طول مهار نشده (L_b) و ضریب یکنواختی لنگر (C_b).

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

ردیف	نمودار M	C_b
۱		۱
۲		۱/۱.۵
۳		۱/۱.۹
۸		۱
۹		۱/۲.۵
۱۰		۱/۱.۹

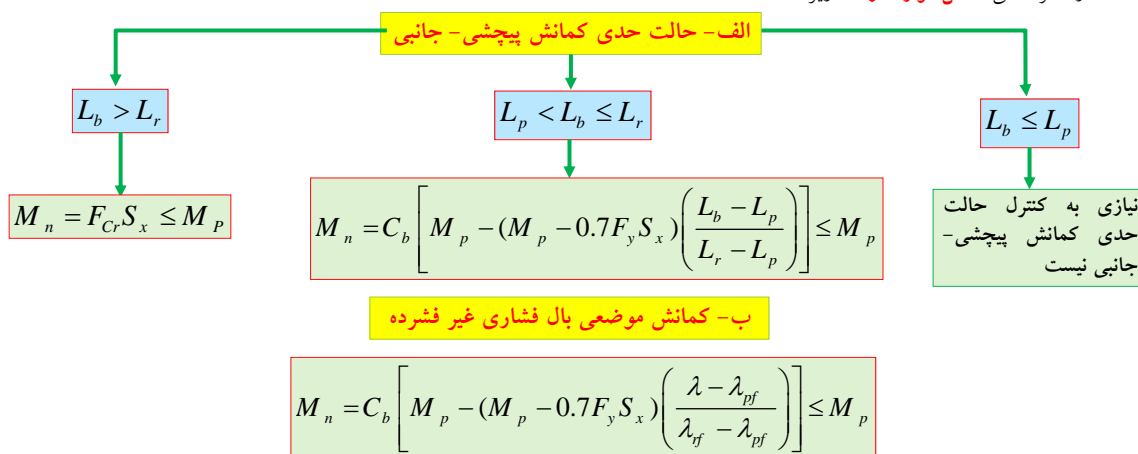
• ضریب C_b برای طره ۱ می باشد.

۴		۲/۲.۵
۵		۱/۳
۶		۱/۴
۷		۱/۶.۵

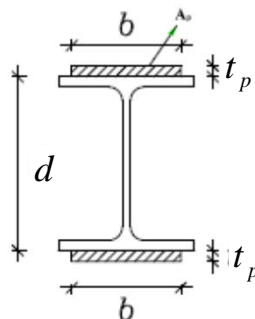
ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی مقطع I با دو محور تقارن و جان فشرده و بال غیر فشرده

مقدار لنگر اسمی حداقل موارد دوگانه زیر است:



طراحی ورق تقویتی در تیر



$$z_{req} = Z_w + Z_p$$

$$Z_p = A_p (d - t_p) \Rightarrow A_p = \frac{Z_{req} - Z_w}{d - t_p}$$

برای انتخاب عرض و ضخامت ورق می توان از توصیه های زیر استفاده نمود

$$b_p = b_f + 3cm \text{ (or } 2D)$$

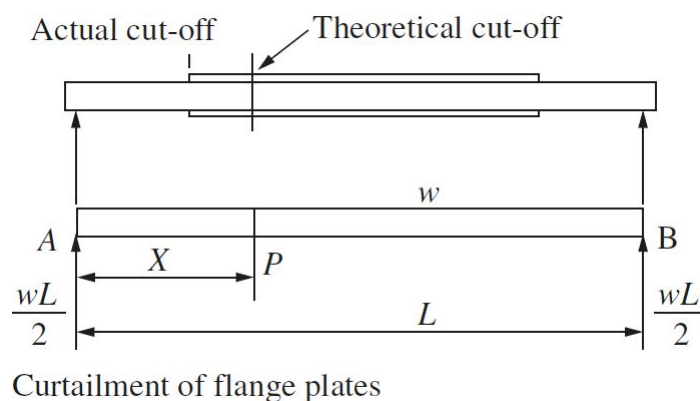
$$b_p = b_f - 3cm \text{ (or } 2D)$$

$$t_p \leq t_f \text{ if } b_p = b_f - 3cm \text{ (or } 2D)$$

کنترل ضابطه ۱۰-۲-۵-۱۲-۴-پ صفحه ۲۲۸ مبحث ۱۰ به شرح مقابل است: $A_p \leq 2.3A_f$

طراحی ورق تقویتی در تیر

طول محاسباتی و گیرایی ورقهای تقویتی

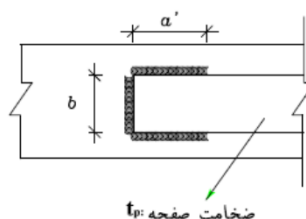


طراحی ورق تقویتی در تیر

طول محاسباتی و گیرایی ورقهای تقویتی

برای محاسبه ی طول ورق تقویت ، قابل تحمل پروفیل را بدست آورده و از دیگرام لنگر خمشی ، طولی که ورق تقویت نیاز دارد ، محاسبه می کنیم . برای تعیین طول تقویت ، رابطه تقریبی زیر برای **تیر ساده یا بار گسترده** ارائه شده است :

$$L_t = L \sqrt{\frac{Z_{req} - Z_0}{Z_{req}}}$$



$$D \geq 0.75t_p \Rightarrow a = b$$

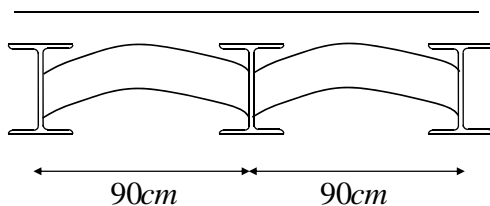
$$D < 0.75t_p \Rightarrow a = 1.5b$$

ورق از دو ضلع جانبی جوش شده باشد $a = 2.0b$

$$L_s = L_t + 2a$$

مثال ۱

مقطع نشان داده شده بخشی از یک سقف طاق ضربی است. با استفاده از پروفیل INP مقطع تیر را برای لنگر خمشی طراحی نمایید



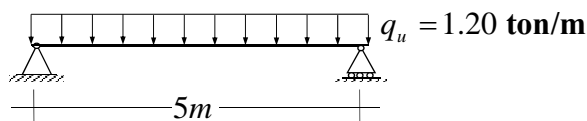
$$DL = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$LL = 200 \text{ kg/m}^2$$

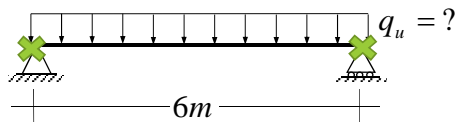
$$L = 4.5 \text{ m}$$

مثال ۲

تیر زیر را با استفاده از مقطع INP طراحی نمایید. فرض کنید که تیر در تمام طول خود دارای تکیه گاه جانبی پیوسته است. در طراحی از ورق تقویتی استفاده نمایید



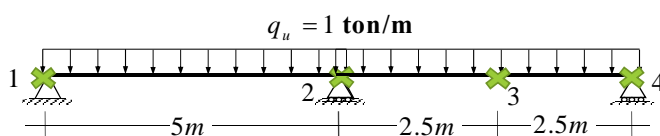
مثال ۳



اگر تیر مقابل تنها در دو انتهای خود تنها
تکیه گاه جانبی داشته باشد، حداکثر بار
ضربیدار مقطع را محاسبه نمایید؟

INP 200, $d=20$ cm, $b_f=9$ cm, $t_f=1.13$ cm, $t_w=0.75$ cm, $S_x=214$ cm³, $Z_x=250$ cm³, $r_y=1.87$ cm, $C_w=10520$ cm⁶

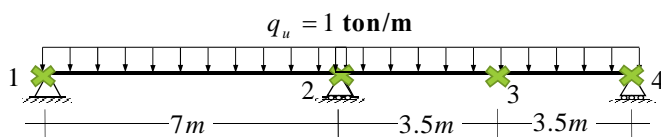
مثال ۴



مطلوبست طراحی تیر با پروفیل INP اگر
تیر علاوه بر تکیه گاه در نقطه 3 نیز تکیه
گاه جانبی داشته باشد؟

مثال ۵

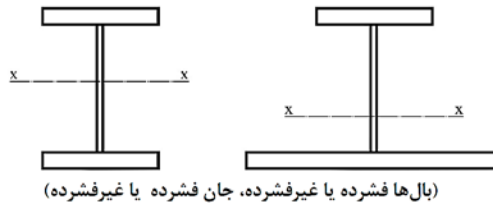
برای تیر نشان داده شده در شکل زیر کنترل کنید آیا مقطع INP260 مناسب است یا خیر؟ تیر علاوه بر تکیه گاه در نقطه 3 نیز دارای تکیه گاه جانبی است.



INP 260, $d=26$ cm, $b_f=9.4$ cm, $t_f=1.44$ cm, $S_x=442$ cm³, $Z_x=514$ cm³, $r_y=2.32$ cm

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با جان فشرده یا غیر فشرده حول محور قوی



(بال فشرده یا غیر فشرده، جان فشرده یا غیر فشرده)

الف - تسلیم بال فشاری

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc}$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با جان فشرده یا غیر فشرده حول محور قوی

محاسبه ضریب پلاستیک جان نسبت به بال فشاری

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw} \Rightarrow R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}}$$

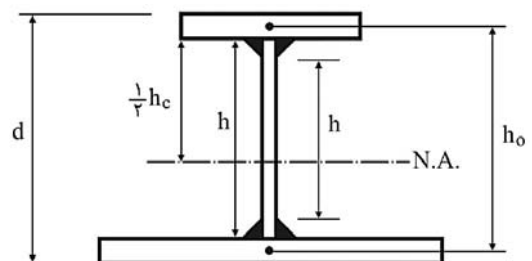
$$\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw} \Rightarrow R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \leq \frac{M_p}{M_{yc}}$$

$$M_p = Z_x F_y \leq 1.60 S_{xc} F_y$$

$$\lambda_{pw} = \lambda_p \quad (\text{حد لاغری برای جان فشرده - مطابق جدول ۱۰-۲-۱})$$

$$\lambda_{rw} = \lambda_r \quad (\text{حد لاغری برای جان غیر فشرده - مطابق جدول ۱۰-۲-۱})$$

h_c : دو برابر فاصله تار ختشی الاستیک تا محل اتصال بال فشاری به جان.



ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با جان فشرده یا غیر فشرده حول محور قوی

ب- حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی

نیازی به کنترل حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی نیست

$$L_b \leq L_p$$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} = R_{pc} S_{xc} F_y$$

$$L_b > L_r$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با جان فشرده یا غیر فشرده حول محور قوی

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.70 \Rightarrow F_L = 0.7 F_y$$

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.70 \Rightarrow F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}} F_y \geq 0.5 F_y$$

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

$$h_0 = d - t_f$$

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

M_{max} = قدرمطلق حداکثر لنگر خمشی در طول مهار نشده (بین دو نقطه مهار شده)M_A = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه 1/4 طول مهار نشدهM_B = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه 1/4 طول مهار نشدهM_C = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه 3/4 طول مهار نشده

چنانچه $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.73$ باشد مقدار J صفر و به عبارت دیگر مقدار رادیکال واحد در نظر گرفته می شود. I_y ممان اینرسی حول محور ضعیف (محور y) و I_{yc} ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف (محور y) می باشد.

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با **جان فشرده** یا **غیر فشرده** حول محور قوی

پ- کماتش موضعی بال فشاری.

پ-۱- برای مقاطع با بال فشاری فشرده نیازی به اعمال این ضابطه نیست.

پ-۲- برای مقاطع با بال فشاری غیر فشرده :

$$M_n = R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.24, \lambda_{rf} = 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 22.48$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با **جان فشرده** یا **غیر فشرده** حول محور قوی

ت- تسلیم بال کششی

نیازی به کنترل نیست

$$S_{xt} \geq S_{xc}$$

$$M_n = R_{pt} M_{yt} = R_{pt} F_y S_{xt}$$

$$S_{xt} < S_{xc}$$

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw} \Rightarrow R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}}$$

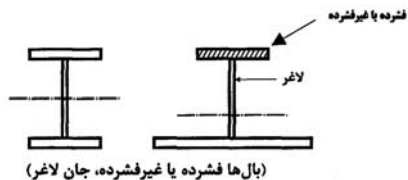
$$\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw} \Rightarrow R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \leq \frac{M_p}{M_{yt}}$$

$$M_{yt} = S_{xt} F_y$$

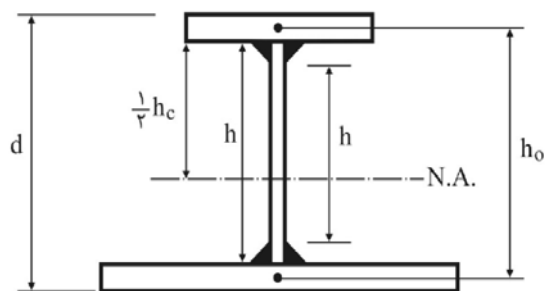
$$M_p = Z_x F_y \leq 1.60 S_{xc} F_y$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی I شکل با یک یا دو محور تقارن با **جان لاغر** و خمشی حول محور قوی - **تیر ورقها**



الف - تسلیم بال فشاری



h_c : دو برابر فاصله تار خنثی الاستیک تا محل اتصال بال فشاری به جان.

$$M_n = R_{pg} M_{yc} = R_{pg} F_y S_{xc}$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_f t_{fc}} \leq 10$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی I شکل با یک یا دو محور تقارن با **جان لاغر** و خمشی حول محور قوی - **تیر ورقها**

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

ب- حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی

نیازی به کنترل حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی نیست

$$L_b \leq L_p$$

$$F_{Cr} = C_b \left[F_y - 0.3 F_y \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y$$

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \leq F_y ; h_0 = d - t_f$$

$$L_b > L_r$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی I شکل با یک یا دو محور تقارن با **جان لاغر** و خمشی حول محور قوی - **تیر ورقها**

ب- حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \leq 1$$

$$L_p = \lambda / \lambda_{rt} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{\lambda / \lambda_{rt} F_y}}$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{a_w}{6} \right)}} \cong 0.3 b_{fc}$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی I شکل با یک یا دو محور تقارن با **جان لاغر** و خمشی حول محور قوی - **تیر ورقها**

پ- کمانش موضعی بال فشاری

پ-۱- برای مقاطع با بال فشاری فشرده نیازی به اعمال این ضابطه نیست.

پ-۲- برای مقاطع با بال فشاری غیر فشرده:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$F_{Cr} = F_y - 0.3 F_y \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \leq F_y$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f}$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی I شکل با یک یا دو محور تقارن با **جان لاغر** و خمش حول محور قوی - **تیر ورقها**

ت - تسلیم کششی

نیازی به کنترل نیست

$$S_{xt} \geq S_{xc}$$

$$M_n = F_y S_{xt}$$

$$S_{xt} < S_{xc}$$

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی I شکل و ناودنی حول محور ضعیف



(بال ها فشرده یا غیرفشرده، جان فشرده یا غیرفشرده و یا لاغر)

$$M_p = Z_y F_y \leq 1.60 S_y F_y$$

الف) تسلیم

ب) کمانش موضعی بال

ب - (۱) برای مقاطع با بال های فشرده حالت حدی کمانش موضعی بال تعیین کننده نخواهد بود.

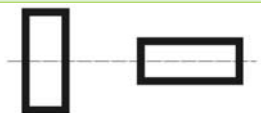
ب - (۲) برای مقاطع با بال های غیر فشرده:

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7 S_y F_y \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.24, \lambda_{rf} = 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 22.48$$

ظرفیت خمشی اسمی تیرها

مقاومت خمشی مقاطع قوطی شکل



(بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان‌ها فشرده یا غیرفشرده)

$$M_n = M_p = Z_x \text{ or } y F_y$$

الف) تسلیم

ب) کماتش موضعی بال

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده حالت حدی کماتش موضعی بال تعیین کننده نیست.
ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیر فشرده:

$$M_n = M_p - (M_p - S F_y) \left(3.75 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

ب) کماتش موضعی جان

پ-۱) برای مقاطع با جان‌های فشرده حالت حدی کماتش موضعی جان تعیین کننده نیست.
پ-۲) برای مقاطع با جان‌های غیر فشرده

$$M_n = M_p - (M_p - S_x F_y) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

h = فاصله بین شروع گردی ریشه جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و
فاصله آزاد بین دو بال برای نیمرخ‌های ساخته شده از ورق
 t_w = ضخامت جان

کنترل خیز در تیر

در تیرهای با دهانه بزرگ خیز تیر عامل تعیین کننده طراحی است. تیرها و شاهتیرهایی که سقف‌های گچ کاری شده را تحمل می‌کنند 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 می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

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

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

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

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

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

W ← بار کل بروی دهانه تیر

L ← طول دهانه تیر

E ← مدول ارتجاعی تیر

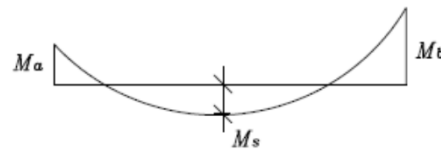
I ← ممان اینرسی مقطع

کنترل خیز در تیر

نکته

برای تیرهای یکسره خیز وسط دهانه تیر تحت اثر بار گسترده یکنواخت و دو لنگر خمشی غیر یکسان در دو انتهای تیر از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\Delta = \frac{5L^2}{48EI} \left[M_s - 0.1 \left(M_a + M_b \right) \right]$$



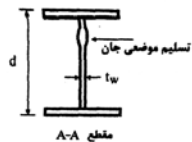
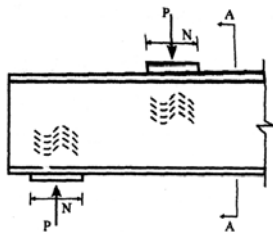
مثال ۶

مثال ۱ را برای خیز کنترل نمایید.

کنترل خیز در تیر

Beam and load	Maximum moment	Deflection at centre
	$WL/4$	$\frac{WL^3}{48EI}$
	$WL/8$	$\frac{5WL^3}{384EI}$
	Wab/L	$\frac{WL^3}{48EI} \left[\frac{2a}{L} - 4\left(\frac{a}{L}\right)^3 \right]$
	$W(a/2 + b/8)$	$\frac{W}{384EI} [8L^3 - 4Lb^2 + b^3]$
	$Wa/3$	$\frac{Wa}{120EI} [16a^2 - 20ab + 5b^2]$
	$WL/6$	$\frac{WL^3}{60EI}$
	$WL/8$	$\frac{WL^3}{73.14EI}$

مسائل متفرقه در طراحی تیرها



تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

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

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

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

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

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

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

در روابط فوق:

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

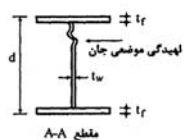
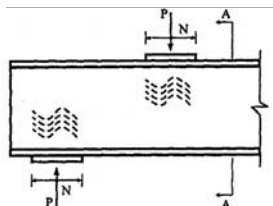
t_w = ضخامت جان

d = ارتفاع کلی مقطع

k = فاصله از سطح خارج بال تا انتهای دو ماهیچه جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از سطح خارج بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته شده از ورق.

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

مسائل متفرقه در طراحی تیرها



لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

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

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

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

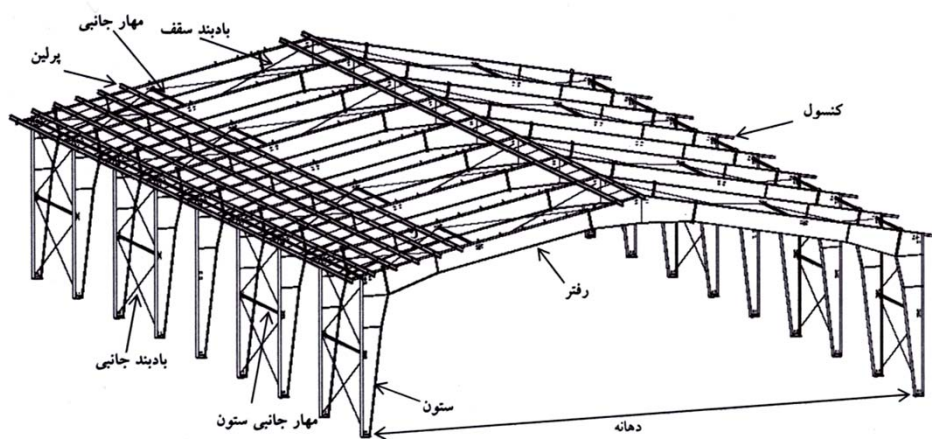
۲. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کمتر از $0.5d$ از انتهای عضو وارد می‌شود.

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

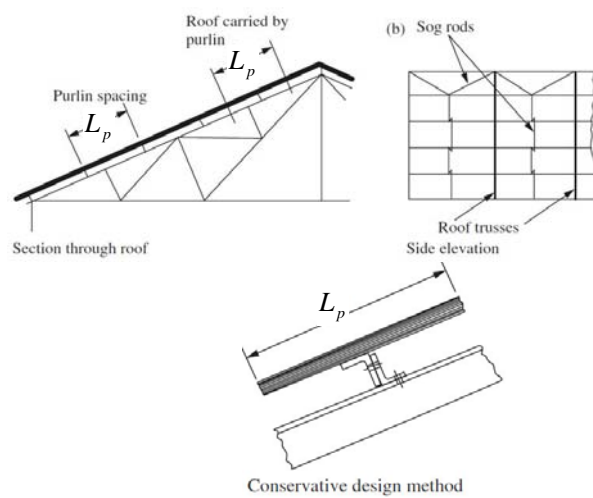
$$\text{if } \frac{N}{d} \leq 0.2 \Rightarrow R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

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

طراحی برای اثر خمشی دو محوره



طراحی برای اثر خمشی دو محوره



طراحی برای اثر خمشی دو محوره

بار های وارد بر سوله عبارتند از :

۱. بار برف - S - تصویر شده در واحد سطح سوله.
 ۲. بار مرده شامل بار سقف و لایه - DL - بین ۳۰ تا ۴۵ کیلوگرم بر مترمربع.
 ۳. بار باد - W - تصویر شده عمود بر لایه ها + معمولاً در طراحی لایه در نظر گرفته نمی شود
- حال کافی است بار وارد بر یک لایه را محاسبه نماییم. در این صورت بار ضریب دار وارد بر سوله به قرار زیر است :

$$\begin{cases} q_{DL} = DL * L_p \\ q_{LL} = S * L_p \cos(\theta) \end{cases} \Rightarrow q_u = 1.25q_{DL} + 1.50q_{LL}$$

L_p : فاصله آکس به آکس دو لایه در امتداد شیب

θ : زاویه سقف شیبدار نسبت به راستای افقی

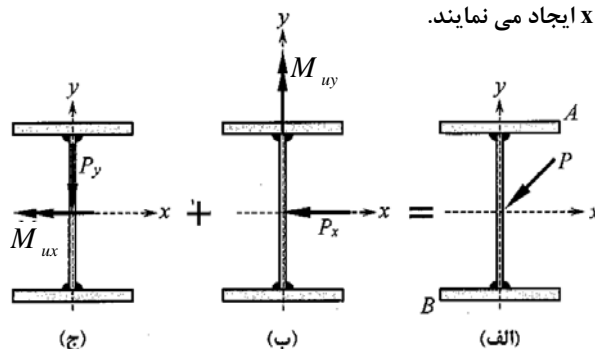
آنگاه بار ضریب دار را بر راستای X و Y لایه تجزیه می نماییم :

$$\begin{cases} q_{ux} = q_u \sin(\theta) \Rightarrow M_{uy} \\ q_{uy} = q_u \cos(\theta) \Rightarrow M_{ux} \end{cases}$$

طراحی برای اثر خمشی دو محوره

در طراحی اعضای خمشی تحت اثر خمشی دو محوره دو حالت وجود دارد.

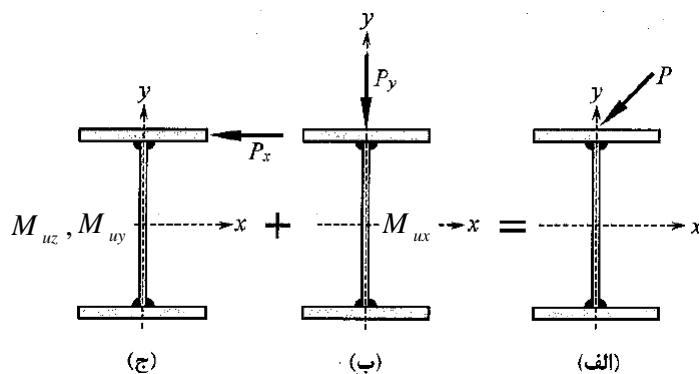
حالت (۱) - اگر بار مایل بر محور تقارن (مرکز برش) تیر وارد شود : در این صورت مولفه افقی بار خمشی حول محور Y و مولفه قائم آن خمشی حول محور X ایجاد می نمایند.



$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

طراحی برای اثر خمش دو محوره

در طراحی اعضای خمشی تحت اثر خمش دو محوره دو حالت وجود دارد.
حالت (۲) - اگر بار مایل بر محور تقارن (مرکز برش) تیر وارد نشود: در این صورت مولفه افقی بار علاوه بر خمش حول محور y ، در المان لنگر پیچشی ایجاد می کند. مولفه قائم آن خمش حول محور x ایجاد می نمایند.



طراحی برای اثر خمش دو محوره

برای چنین حالتی منطقی است که تیر برای ترکیب لنگر خمشی دوماحوره و لنگر پیچشی طراحی گردد. اما می توان با تقریب قابل قبولی فرض کرد که مجموعه لنگرهای خمشی حول محور y توسط بال فشاری تحمل می گردد و از آنجاکه در مقاطع I اساس مقطع هر بال نسبت به محور y تقریباً نصف اساس مقطع الاستیک کل مقطع حول محور y است، لذا می توان از رابطه زیر برای مقاصد طراحی بهره گرفت:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{2M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0; \phi = 0.90$$

$$M_{ny} = Z_y F_y = 0.5 t_f b^2 F_y$$

در ابتدای طراحی برای انتخاب مقطع می تواند از رابطه زیر استفاده نمود:

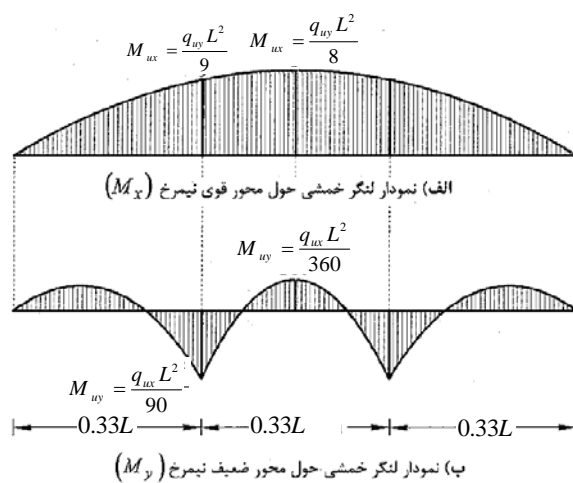
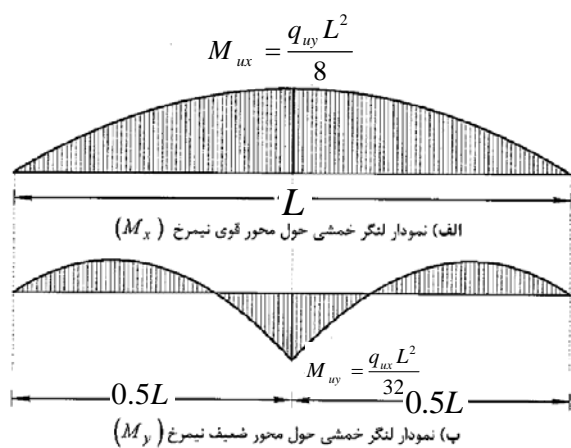
$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\phi F_y} + 2 \frac{M_{uy}}{\phi F_y} \left(\frac{Z_x}{Z_y} \right)$$

طراحی برای اثر خمشی دو محوره

با استفاده از میل مهار می توان طول آزاد کمانشی حول محور y را کاهش داده و بنوعی شرایط تیر را برای خمشی حول محور y تغییر دهیم.

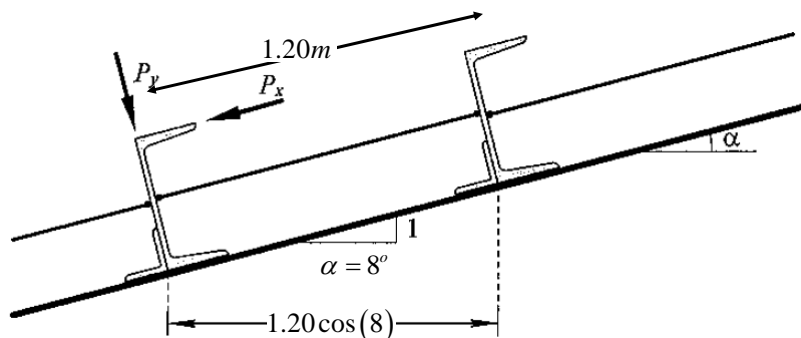


طراحی برای اثر خمشی دو محوره



مثال ۷

شکل زیر بخشی از یک سقف سوله می باشد. اگر وزن پوشش سقف، ۱۵ کیلوگرم بر متر مربع، لایه ۱۵ کیلوگرم بر متر مربع و بار برف در راستای افقی ۵۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد، با فرض اینکه فاصله قابهای از هم ۶ متر است، مقطع لایه را یکبار با مقطع ناودانی و بار دیگر با مقطع IPE طراحی نمایید؟



با تشکر

انعام بخش ۳



طراحی سازه های فولادی بروش ضرایب بار و مقاومت

بخش ۴ - طراحی برای برش

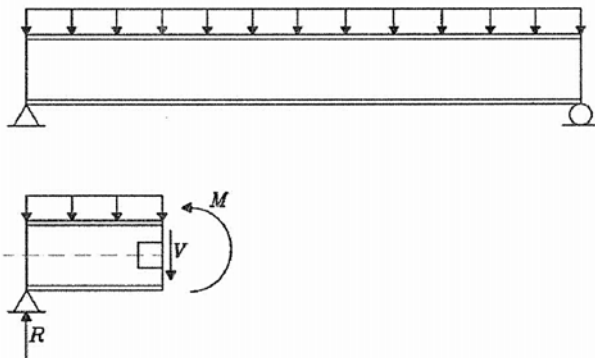
بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

مقدمه ای بر طراحی تیرها برای نیروی برشی

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

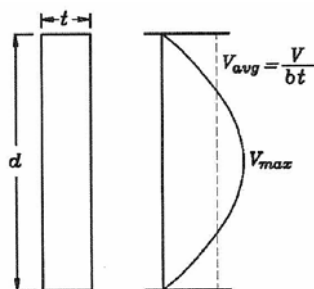
$$\tau \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{VQ}{It}$$

$V(kg)$: نیروی برشی حداکثر در نقطه مورد نظر.
 $Q(cm^2)$: ممان اول سطح.
 $I(cm^4)$: ممان اینرسی مقطع حول محور قوی.
 $t(cm)$: ضخامت



مقدمه ای بر طراحی تیرها برای نیروی برشی

از آنجاکه در مقاطع I شکل عموماً 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:



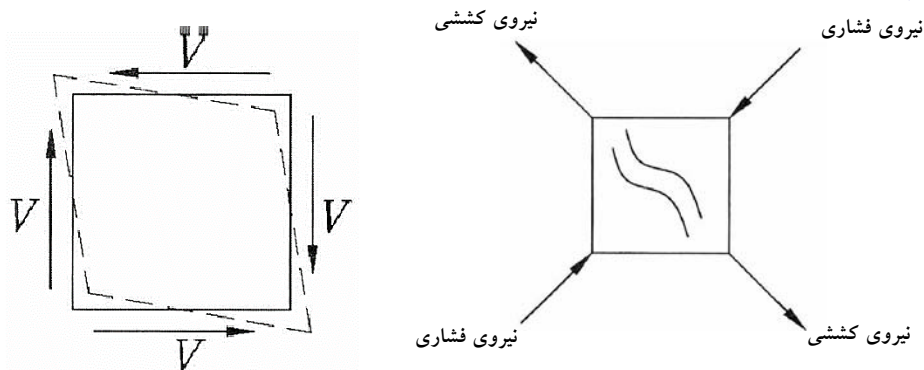
$$\tau_{avg} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{V}{bt}$$

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

تمرین توزیع تنش برشی در نیمرخ $INP300$ تحت اثر نیروی برشی $V = 20t$ را با استفاده از رابطه ارتجاعی به دست آورید و با رابطه تنش برشی میانگین مقایسه کنید.

شکست برشی در تیر

اگر المان مورد نظر در شکل اسلاید قبل را در نظر بگیرید، در راستای قطر المان دو دسته تنش (یکی کششی و دیگری فشاری) وارد می شود. تنش کششی ممکن است باعث گردد جان تسلیم شود. تنش فشاری (برای مقاطع با جان لاغر) باعث می گردد تا جان کماتش فشاری نماید. بنابراین ممکن است مقطع قبل از رسیدن به ظرفیت خمشی، به دلیل شکست برشی (Shear Failure) از بین برود.



طراحی برای برش

این بخش مربوط است به:

○ - طراحی **جان تیرهای نوردشده و تیرورقها** با مقطع متقارن **یک محوره و دو محوره** که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند.

○ - طراحی برای برش **نبشی های تک و مقاطع توخالی** نظیر مقاطع **لوله ای و قوطی شکل**

○ - طراحی برای برش تیرهای نوردشده و تیرورقها با مقطع متقارن **یک محوره و دو محوره** که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف قرار دارند.

در این بخش برای طراحی برشی دو روش ارائه گردیده است. در روش اول مطابق بند (۱۰-۲-۶) برای **محاسبه مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمی شود**. اما در روش دوم مطابق بند (۱۰-۲-۶-۳) برای **محاسبه مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده می شود**.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$A_w = d t_w$$

طراحی برای برش بدون استفاده از میدان کشش

الف) جان مقاطع I شکل نورد شده

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

در پروفیل‌های گرم نورد شده: $h = d - 2k$
در تیرورق‌ها جوشی = فاصله خالص دو بال.

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای

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

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

طراحی برای برش بدون استفاده از میدان کشش

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله‌ای

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

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

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

$$\text{جان مقاطع سپری} \quad \longrightarrow \quad K_v = 1.2$$

$$\text{جان با سخت کننده های عرضی} \quad \longrightarrow \quad K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

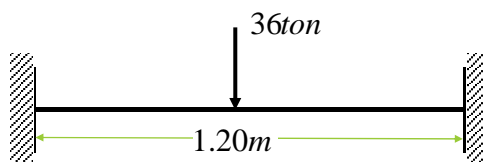
طراحی برای برش بدون استفاده از میدان کشش

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

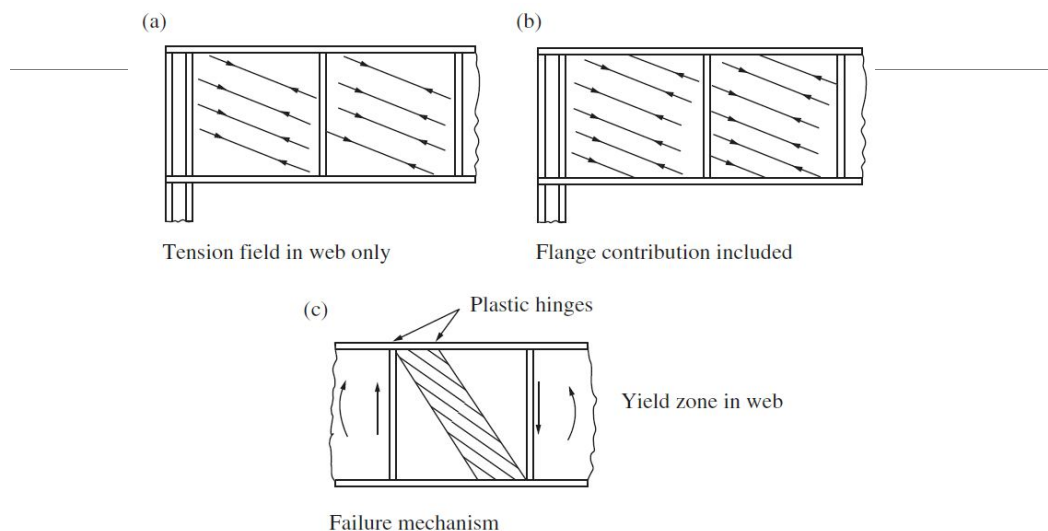
t_w = ضخامت جان
 a = فاصله خالص بین سخت کننده‌های عرضی جان
 h = برای تیرهای نوردشده مساوی فاصله خالص بین دو بال منهای شعاع گردی محل اتصال بال به جان
 = برای تیرورق‌های جوشی مساوی فاصله خالص بین دو بال
 = برای تیرورق‌های پیچی یا پرچی فاصله بین خطوط پیچ یا پرچ
 = برای مقاطع سپری مساوی ارتفاع کلی مقطع

مثال ۱

یک تیر دو سرگیردار مطابق شکل زیر مفروض است. پروفیل تیر را با استفاده از IPE طراحی نمایید. در حل فرض کنید بار داده شده همان بار ضریب‌دار می باشد.



معرفی اثر میدان کششی



مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی

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

- (الف) در چشمه‌های دو انتهای تیر،
(ب) در چشمه‌هایی که دارای باز شو هستند،
(پ) در چشمه‌های مجاور چشمه‌ای که باز شو دارد،
(ت) در اعضای که :

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

(ت) در اعضای که :

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

(ت) در اعضای که :

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

مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی

a = فاصله خالص بین سخت کننده های عرضی جان

h = مطابق تعریف بند (۱۰-۲-۶-۱)

A_{fc} = سطح مقطع بال فشاری

A_{ft} = سطح مقطع بال کششی

b_{fc} = پهنای بال فشاری

b_{ft} = پهنای بال کششی

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

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

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

مقاومت برشی اعضا مقطع قوطی

مقاومت برشی اسمی، V_n برای این مقاطع مطابق با توضیحات بدون استفاده از میدان کششی محاسبه می شود با این تفاوت که در روابط مربوطه از مقایر زیر استفاده گردد:

$$K_v = 5$$

$$A_w = 2ht_w$$

t_w = ضخامت جان^{۲۲}

h = برای مقاطع نورد شده، فاصله خالص بین دو بال منهای شعاع انحنا بین بال و جان در هر طرف. در صورت مشخص نبودن شعاع انحنا برای محاسبه h می توان ابعاد کلی (بیرونی) منهای سه برابر ضخامت بال را در محاسبات منظور نمود.

= برای مقاطع جوشی ساخته شده از ورق، h فاصله خالص بین دو بال می باشد.

^{۲۲} منظور از جان مقاطع قوطی شکل، اجزایی می باشند که موازی نیروی برشی مورد نظر بوده و آن را تحمل می نمایند.

مقاومت برشی اعضا مقطع دایره

مقاومت برشی اسمی، V_n برای مقاطع لوله‌ای براساس حالت حدی تسلیم برشی و کماتش برشی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = \frac{1}{2} F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = \max \left(\frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^4}}, \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t} \right)^2} \right) \leq 0.6F_y$$

A_g = سطح مقطع کلی لوله

D = قطر خارجی لوله

L_v = فاصله بین نیروی برشی حداکثر تا نیروی برشی صفر در طول عضو

t = ضخامت مقطع لوله

با تشکر

انمام بخش ۴