سازه فلز:

کلیات طراحی سازه ها: طراحی سازه ها تا حدود ۱۵۰ سال پیش و قبل از توسعه علوم مهندسی اصولا بر فراست و تجربیات گذشته استوار بود. با توسعه علوم کاربردی به ویژه علم مکانیک جامدات و استفاده از مدل ها و نظریه های ریاضی زمینه ی مساعدی برای پیش بینی رفتار ساختمان ها و در نتیجه طراحی آن ها فراهم شد. در حقیقت علم طراحی سازه ها را می توان ترکیبی از هنر، دانش فنی و تجربیات ذاتی مهندسان دانست. علوم استاتیک، دینامیک، مقاومت مواد، تحلیل سازه ها به عنوان زیربنای دانش فنی مورد نیاز در طراحی سازه ها قلمداد می شود

اصول طراحی سازه ها: هدف از طراحی یک سازه دست یابی و ارائه راه حل بهینه ای است که سازه مورد نظر را برای هدف خاصی طراحی کند. یک طرح بهینه باید دربر گیرنده حداقل قیمت و وزن، حداقل مدت زمان ساخت، حداقل نیروی انسانی مورد نیاز همراه با حداکثر بهره دهی باشد. برای دست یابی به یک طرح بهینه پیش بینی و رعایت مراحل زیر توصیه می شود

s.a.m

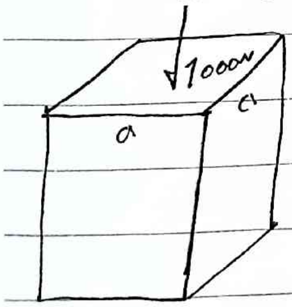
۱/ تهیه نقشه:
۲/ تهیه شکل اولیه سازه:
۳/ تعیین نیروها و بارهای وارده بر سازه
۴/ تعیین ابعاد اولیه اعضا
۵/ تحلیل سازه مورد نظر
۶/ طراحی اعضای سازه
۷/ ابعاد نهایی اعضا

بارهای وارد بر سازه: بارهای مرده - بارهای زنده - بار برف - بار باد - بار زلزله

اعمال ضرایب اطمینان: حل یک مسئله طراحی بدون استفاده از ضریب اطمینان کاربردی و منطقی نبوده چرا که به دلایل مختلف ممکن است یا ظرفیت کاهش یابد یا بار افزایش پیدا کند

$1 < \sigma \rightarrow$ بار
$\phi < 1 \rightarrow$ ظرفیت

مثال: ابعاد مقطع ستون زیر را محاسبه نمایید در صورتی که نیروی محوری وارد شده به مقطع ستون 1000N و تنش مجاز فولاد 340MPa باشد



$\sigma = 340 mp$

الف) ضریب اطمینان بار وارده را ۱/۲ در نظر بگیرید

ب) ضریب اطمینان تنش مجاز را 85% در نظر بگیرید

$\frac{\sigma}{1} = \frac{P}{A} \rightarrow \sigma \times A = 1 \times P \rightarrow A = \frac{\overset{\text{بار}}{P}}{\underset{\text{تنش}}{\sigma}}$

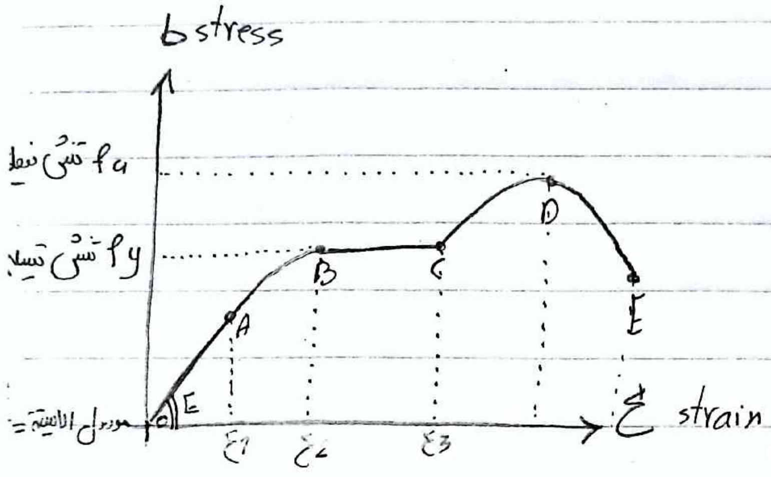
الف) $A = \frac{۱/۲ \times 1000N}{۳۴۰ MPa} = ۳/۵۲ mm^۲$

بدون ضریب $\rightarrow A = \frac{1000}{۳۴۰} = ۲/۹۴ mm^2$

ب) $A = \frac{P}{\sigma} \Rightarrow A = \frac{1000}{۰/۸۵ \times ۳۴۰} = ۳/۴۶ mm^2$

s.a.m

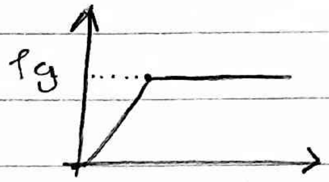
نمودار تنش و کرنش: رفتار مصالح فولاد به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته و نمودار تنش = σ برحسب کرنش = ε به قرار زیر می باشد



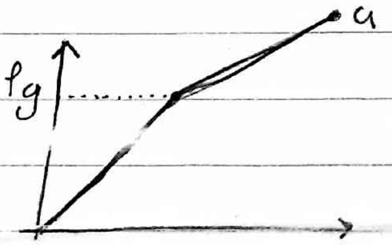
طبق قانون هوک شیب ناحیه OA مدول الاستیسیته نام داشته و بیانگر سختی مصالح می باشد و هرچه ماده سفت تر باشد شیب این ناحیه بالاتر و مدول الاستیسیته بیشتر می باشد

OA: Elastic-linear	الاستیک خطی
AB: Elastic-unoliner	الاستیک غیر خطی
BC: yeilding	تسلیم
CD: Hardening	سفت شوندگی
BE: neckling	باربر شوندگی
D: altimat load	بار نهایی
E: failing	گسیختگی

نمودارهای ساده سازی شده فولاد که معمولا در نرم افزارها و تحلیل ها مورد استفاده قرار می گیرد به شرح زیر است



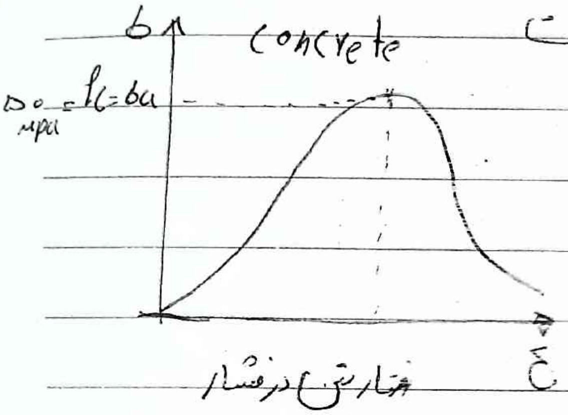
۱- نمودار الاستیک - پلاستیک کامل



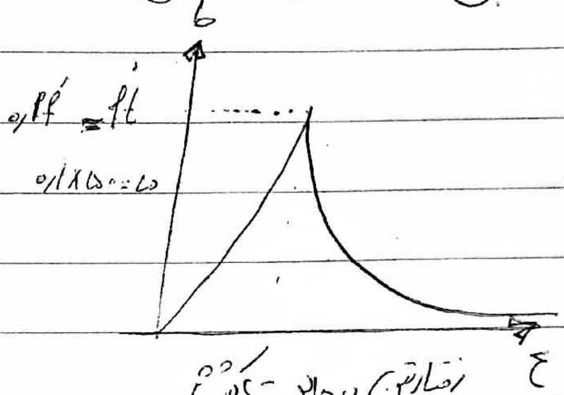
۲- نمودار ۲ خطی

s.a.m

نکته: رفتار تنش و کرنش فولاد در بارگذاری فشاری و کششی بسیار مشابه هم می باشد در صورتی که در مصالح دیگری مانند بتن رفتار ماده در فشار و کشش متفاوت است



رفتار بتن در فشار

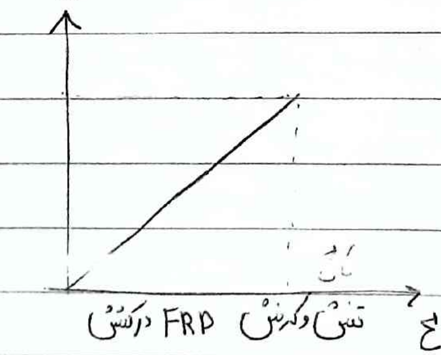


رفتار بتن در حالت کشش

نکته: همان طور که در نمودارهای بتن فوق نشان داده شده است مقاومت کششی بتن بسیار کمتر از مقاومت فشاری آن است بنابراین مقاطع بتنی در ناحیه کششی دچار ضعف بوده که می بایست به وسیله میلگردهای کششی یا FRP تقویت گردد

* FRP = صفحه های رشته ای در بعد تار و پود به هم بافته شده و در ستون یا تیر و در قسمت هایی که تحت کشش است نصب می شود. در این ماده تقریبا جدید از سال ۱۹۹۰ پا به عرصه تعمیر گذاشته است

Fiber reinforce polimer = FRP



تنش و کرنش FRP در کشش

ماده FRP نسبت به بتن و فولاد بسیار جدیدتر بوده و استفاده از آن به صورت کاربردی در سازه های عمرانی از سال ۱۹۶۵ آغاز شده است. این ماده از الیافی در راستای طولی و عرضی ساخته شده که مقاومت بسیار زیادی در حالت کشش دارد اما در حالت فشار مقاومت خوبی ندارد و معمولا به سرعت در فشار خرد می شود

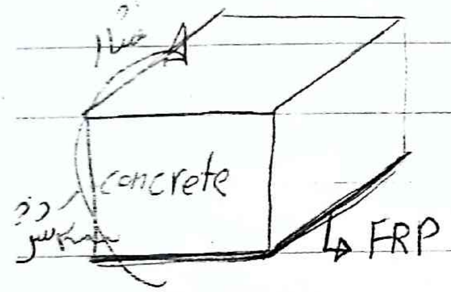
ماده FRP به وسیله چسب های مخصوصی در ناحیه کششی در ناحیه تقویت مصالح استفاده می شود

مقاومت فشاری FRP و مدول الاستیسیته آن در حالت فشاری حدود 1/12 حالت کششی

آن می باشد یکی از خاصیت های بارز این ماده چگالی بسیار پایین آن می باشد برای ساخت

مقاطع سبک مورد استفاده قرار میگیرد. چگالی این ماده حدود 1/5 چگالی فولاد می باشد

نکته: رفتار این ماده تا بار نهایی به صورت خطی بوده و در بار نهایی به صورت ناگهانی دچار گسیختگی می شود



نکته: ماده FRP در انواع مختلف AFRP_CFRP _ GFRP موجود

نوع که نوع کربن و شیشه آن در سازه های عمرانی کاربرد بیشتری دارد

GFRP = شیشه

FRP در مقابل آتش سوزی و در مقابل خوردگی و زنگ زدگی بسیار مقاوم است

محاسن و معایب فولاد به عنوان یک ماده سازه ای:

CFRP = کربن

استفاده از فولاد به عنوان یک عضو باربر در سازه ها به عنوان متداول ترین

AFRP =

روش در طرح هر سازه مورد توجه مهندسان قرار داشته است اولین

سازه اساسی که اعضای آن از ماده فولادی ساخته شد یک قوس فولادی با دهانه حدود ۳۰ متر بود

در سال های ۱۷۷۷ تا ۱۷۷۹ در کشور انگلستان ساخته شد از آن پس نیز تعداد زیادی سازه

با مصالح فولادی در سایر نقاط دنیا احداث شدند.

محاسن فولاد به عنوان یک ماده بارور

۱- مقاومت زیاد : یکی از خصوصیات عمده فولاد داشتن مقاومت بالای آن است که حاصل آن کاهش بسیار در وزن سازه است این ماده برای سازه های ساختمان بلند - پل های طویل سازه هایی که نیاز به وزن کم دارند بسیار مناسب است کاهش وزن سازه منجر به کاهش نیروی زلزله می گردد مقایسه رفتار فولاد با بتن نشان می دهد تنش گسیختگی فولاد در انواع مختلف آن بین 400 تا 700 مگاپاسکال می باشد بسیار بیشتر از بتن با مقاومت حدود 25 تا 70 مگاپاسکال می باشد. بنابراین مقاومت اولیه ماده بالاتر از بتن می باشد

۲- یکنواختی و دوام : فولاد در مقایسه با بقیه مصالح ساختمانی از نظر شکل مولکولی و خواص ماده بسیار یکنواخت می باشد، مقاومت آن با زمان تغییر چندانی نمی کند به عبارتی پدیده خزش در آن مشکل ساز نمی باشد. چنانچه فولاد در برابر عوامل مخرب به درستی محافظت گردد برای زمان طولانی قابل بهره برداری بوده در صورتی که بتن با گذشت زمان خواص اولیه خود را از دست می دهد.

لازم به ذکر است که بتن به صورت دستی اجرا شده و خواص آن در سختی و مقاومت که در نقاط مختلف با یکدیگر بسیار متفاوت خواهد بود، ولی ماده فولادی در کارخانه تهیه شده و خواص مکانیکی اجزای آن تقریبا یکسان است.

s.a.m

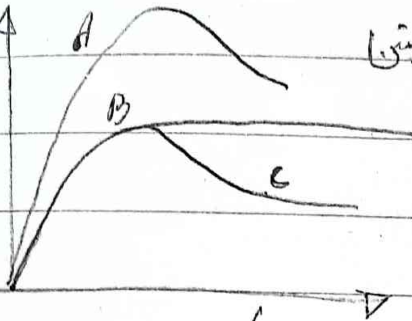
خزش: تغییر شکل یک سازه در اثر اعمال بار و در اثر گذشت زمان. مانند تغییر شکل یک قفسه چوبی کتابها در اثر وجود کتاب در طول زمان.

۳- قابلیت الاستیک: تبعیت فولاد حتی در تنش های نسبتاً زیاد از قانون هوک بیش از سایر مصالح ساختمانی است از این رو رفتار مقاطع فولادی تا مرز تنش های بزرگ به سادگی قابل پیش بینی بوده و علارقم مصالح ضعیف فولادی به علت بالا بودن مدول الاستیسیته تغییر شکل ها قابل پیش بینی و کنترل خواهد بود.

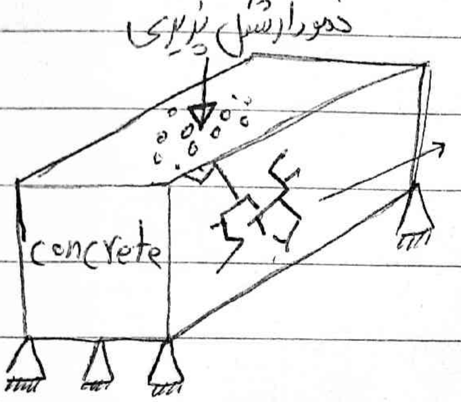
۴- شکل پذیری: یک عضو فولادی پیش از خرابی های نهایی تغییر شکل های زیادی را از خود نشان می دهد در نتیجه به ساکنین این اجازه را می دهد تا ساختمان، پل یا ...... را تخلیه کنند و از باربری خارج کنند. اما سازه های بتنی به دلیل شکل پذیری کم معمولاً پیش از خرابی تغییر شکل های بزرگی را از خود نشان نمی دهند و سازه FRP نیز کاملاً تصادفی، ناگهانی و بدون هشدار تخریب می شود.

از طرف دیگر شکل پذیری فولاد باعث می شود تا در یک نقطه از سازه دچار ترک و سیفلی نشود اما سازه بتنی در محل وجود تنش های max احتمال وقوع ترک زیاد بوده و پس از ایجاد ترک در یک نقطه از عضو زیاد شده و پس از آن، آن قسمت عضو به دلیل رشد ترک ها در بار خیلی کمی تخریب و در نهایت کل سازه تخریب

sam



همان طور که در نمودارهای فوق نشان داده شده نقطه شکل پذیری تری در سازه A وجود داشته و تخریب آن با هشدارهای قبلی همراه بوده در مقایسه با سازه C و رسیدن به بارهای در زمان زیادتری تخریب می شود



در سازه بتنی در ناحیه اعمال بار، تمرکز تنش، ناحیه فشاری دچار خردشدگی و در ناحیه کششی نیز دچار ترک های ریز شده که در اثر افزایش بار ترک ها به سرعت افزایش پیدا کرده و تخریب آن عضو سازه ای و سبب تخریب کل سازه می شود

اما در سازه فولادی در محل تمرکز تنش ترک خوردگی به وجود نیامده و سازه به سرعت تخریب نمی شود

ه- قابلیت چکش خواری: قابلیت چکش خواری که در حقیقت تحمل تغییر شکل های زیاد بدون شکست در تنش های بالا است از خصوصیات مهم فولاد بوده است. فولاد تحت تنش های بالا تغییر طول زیاد و کاهش سطح مقطع داده و این عامل کنترلی برای ایمنی سازه و یک زنگ خطر خواهد بود در صورتی که اجسام ترد و سخت بدون اعلام خطر و به صورت ناگهانی منهدم می شود

s.a.m

۶- قابلیت توسعه و تهیه سریع: یکی از محاسن فولاد قابلیت توسعه و گسترش آن است به سادگی می توان به کمک اتصالات مناسب سازه ها یا اعضایی را به سازه موجود متصل کرده و سازه را توسعه داد. کاهش زمان ساخت که به عنوان یکی از معیارهای اقتصادی یک طرح بهینه به حساب می آید با توجه به امکان تهیه سریع سازه های فولادی میسر خواهد شد.

برای ساخت سازه های خاص و سازه هایی که انجام عملیات در محل احداث مشکلاتی را به همراه دارد تهیه اجزای سازه ای در کارگاه های ساخت قطعات فولادی و حمل آنها به محل ساخت سازه و نصب سریع آنها از جمله مواردی است که از لحاظ اقتصادی و فنی بسیار مطلوب است

قابلیت جوشکاری فولاد نیز یکی از موارد با ارزش به حساب می آید.

۷- پیوستگی مصالح: در یک عضو بتنی با توجه به اجزای سازنده آن که شامل شن، ماسه، سیمان، میلگرد و ... می باشد، بارهای اعمالی باعث ایجاد تمرکز تنش در نقاط مختلف خواهد شد و استمرار ایجاد و گسترش خرابی را با شروع از نقاط ضعف بتن بالا می برد اما در یک عضو فولادی به علت یکنواخت بودن و پیوستگی مصالح همچین حالتی وجود ندارد.

۸- امکان تقویت، ترمیم و بهسازی سازه فولادی: اجزای مختلف ساختمان فلزی ممکن است بر اثر عواملی چون محاسبات اشتباه، تغییر کاربری یا آسیب های وارده بر ساختمان نیاز به افزایش مقاومت باشد، به راحتی با اضافه نمودن اجزایی با اتصالات جوش، پیچ، پرچ تأمین یا تقویت می گردد. قابل توجه است که در سال های اخیر سازه های بتنی نیز به راحتی به وسیله اضافه کردن FRP قابل تقویت می باشند.

۹- انفجار: در ساختمان های فلزی اجزای باربر در اثر هر بارگذاری تغییر شکل های ماندگار، چندانی ندارند اما در سازه های بتنی در اثر هر بارگذاری مقداری آسیب و تغییر شکل ماندگار در عضو ایجاد می گردد در زمان انفجار در کسری از ثانیه بار به صورت تکراری در جسم ایجاد می گردد و در نتیجه تجمع و توالی خرابی ها در یک نقطه کل سازه منهدم می گردد، همچنین اجزای سازه بتنی مانند دیوار برشی بزرگ تر بوده و بیشتر در معرض بار انفجار قرار می گیرند

۱۰- وزن : وزن سازه فلزی کمتر از بتنی می باشد.

concrete → 480 - 780 $\frac{kg}{m^2}$
→ 160 - 250 $\frac{kg}{m^3}$

steel → 245 - 390 kg/m^2
→ 80 - 120 kg/m^3

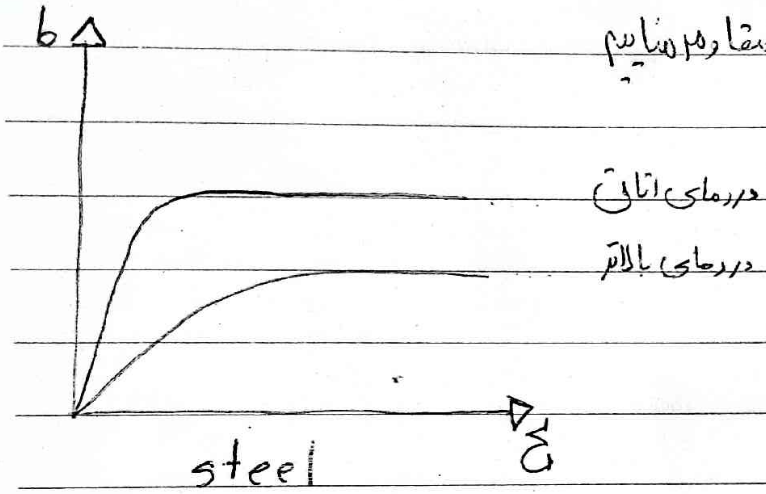
۱۱- اشغال فضا: ۲ ساختمان مساوی از نظر مساحت، ارتفاع، کاربری و ارتفاع طبقات، ابعاد تیرها و ستون ها در یک اسکلت فلزی کمتر از یک سازه بتنی است

۱۲- مقاومت در برابر زلزله: سازه های فلزی به ۲ دلیل رفتار مناسبی در برابر بار زلزله دارند: ۱- جرم کمتری دارند در نتیجه طبق قوانین نیوتون در زمان زلزله بار کمتری به ساختمان وارد می گردد از طرف دیگر به علت انعطاف پذیری و شکل پذیری بیشتر اسکلت فلزی بارهای کمتری را به خود جذب می کنند و علاوه بر دریافت بار کمتر در زمان زلزله سازه های فلزی به علت رفتار قابل قبول الاستیک خود و داشتن تغییر شکل ماندگار در هر سیکل بارگذاری مقاومت بیشتر و بالاتری را از خود نشان می دهند

s.a.m

معایب سازه فولادی:

۱- ضعف در برابر دمای بالا: مقاومت و سختی ساختمان فلزی با افزایش دما کاهش می یابد بطوری که اگر دمای اسکلت فولادی به 500 درجه برسد پایداری ساختمان به خطر می افتد به همین دلیل نیاز است اجزای سازه ای آن را با صرف هزینه در افزایش دما مقاوم نماییم



۲- خوردگی سازه های فولادی در برابر عوامل جوی: قطعات مصرفی در ساختمان فلزی وقتی در برابر عوامل جوی قرار بگیرند دچار خوردگی شده و اعمار آنها کاهش می یابد بنابراین نیاز به رنگ آمیزی و گالوانیزه شدن دارند استفاده از جریان برق در سازه های فولادی مانع خوردگی آن می شود

۳- جوش های نامناسب: انواع اتصالات در ساختمان های فلزی به صورت جوش، پیچ و پرچ هستند استفاده از پیچ فنی ترین و اقتصادی ترین روش اتصال است اما در کشور ما در بسیاری از موارد امکان استفاده از اتصالات پیچی وجود ندارد و ناچار از اتصالات ~~پیچی~~ جوش استفاده می شود این علت ها

عبارتند از: دقت کم در اجرای اجزای سازه‌ای و دقیق نبودن نقشه های اجرایی

اتصالات جوشی نیز به دلایل زیر دارای ضعف های جدی بوده که عبارتند از: ۱- عدم مهارت جوشکاران، استفاده از ماشین آلات قدیمی، عدم کنترل دقیق توسط متخصص ناظر و گران بودن آزمایش جوش

لازم به ذکر است که اتصالات جوشی که به صورت پیش ساخته و در کارخانه ترتیب می شوند نظارت کافی روی آنها انجام شده و ضعف های فوق را نداشته و از نظر کیفی بالاترند.

Local Bacling → کمانش محلی

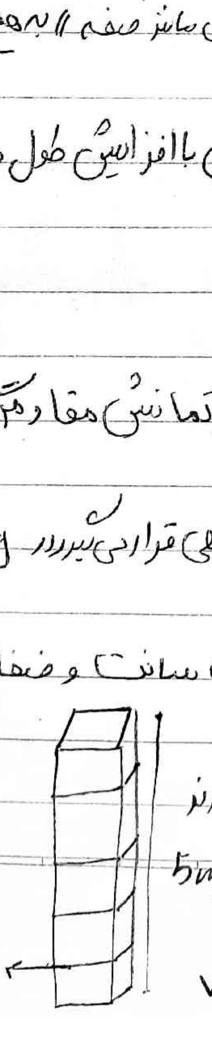
۳- ضعف در برابر کمانش (Bacling): اعضا یا اجسام فولادی زمانی که تحت اثر نیروی فشاری قرار می گیرند مستعد بروز کمانش هستند، چه اعضای یک بعدی مانند تیر و ستون چه دو بعدی مانند صفحه. به همین دلیل ظرفیت فشاری یک عضو ممکن است از ظرفیت کششی آن کمتر گردد. خطر بروز کمانش با افزایش طول و عرض جسم و کاهش ضخامت آن افزایش می یابد.

اعضای فشاری در ساختمان ها مانند ستون ها باید در برابر کمانش مقاوم گردد همچنین در اعضای خمشی ناحیه فشاری تیر (صفحه فوقانی) در معرض کمانش موضعی قرار می گیرد (local Bacling)

اعضای فولادی سازه ها طول زیاد ۳ تا ۱۰ متر عرض ۱۰ تا ۵۰ سانت و ضخامت ۲ تا ۲۰ میلیمتر را داشته و معمولا اعضای لاغری هستند همراه در خطر کمانش قرار دارند

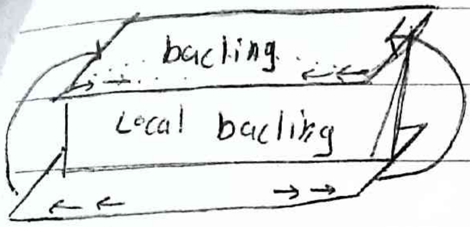
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2}$$

s.a.m



گذاشتن قطعه های سفت کننده باعث دیرتر کمانش شدن می شود

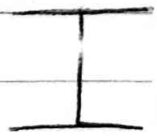
علت آن: هرچه طول جسم بیشتر احتمال کمانش بیشتر و نیرو کمتر ۷



پروفیل های سازه های فولادی:

INP: متداول ترین برای تیر خمشی و مورد استفاده برای تیر هستند. مزیت آن شکل وزن و ممان اینرسی بالا نسبت به محور افقی ها باشد. این مقاطع دارای ممان اینرسی کمی حول محور قائم خود بوده و به صورت تکی برای استفاده ستون مناسب نمی باشند و باید به صورت مرکب به کار گرفته شوند. به علت شیب بال آنها برای اتصالات پیچ ها و پرچ ها مناسب نمی باشند

IPE: دارای خواص مشابه INP هستند و کاربرد عمده آنها استفاده آنها به عنوان عضو خمشی می باشد. این مقاطع دارای پهنای بال بیشتر و به علت مسطح بودن سطوح بال برای اتصالات پیچی مناسب هستند



IPB: این تیرها با نام مقاطع I شکل بال پهن یا H شکل شناخته شده هستند. عرض بال این مقاطع برای پروفیل های تا عمق 300mm با عمق مقطع مساوی می باشد. ممان اینرسی این مقاطع حول محور مناسب بوده و نسبت ممان اینرسی حول محور ضعیف به قوی

s.a.m

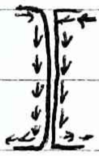
در این گونه از تیرها بیشتر از این نسبت برای نیم‌رخ‌های IPE و INP است.

استفاده از این مقاطع به صورت تک برای ستون‌ها امکان‌پذیر می‌باشد. این مقاطع دارای خصوصیات هندسی مناسب در مقابل پدیده کمانش جانبی در تیرها می‌باشد

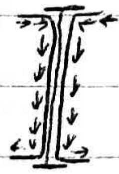
تیرهای IPB در سه نوع :
- IPB1 : با وزن سبک
- IPB : با وزن متوسط
- IPB۲ : با وزن سنگین . این مقاطع بیشتر در سازه‌های فولادی صنعتی

: ~~IPB1~~

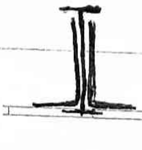
ناودانی : این نیم‌رخ‌ها دارای تنها یک محور تقارن هستند . کاربرد آنها به صورت تک تولید پیچش می‌کند . از این نیم‌رخ‌ها به صورت جفت برای ستون‌ها و به صورت تک نیز به عنوان پوشش سقف‌های شیبدار به کار گرفته می‌شود . ترکیب ناودانی با مقاطع I شکل برای تولید ممان اینرسی زیاد در سازه‌های فولادی کاربرد دارد

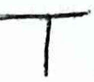


و

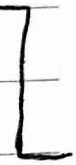


نبشی : این نیم‌رخ به صورت ۲ طرف مساوی و نامساوی تولید می‌شود . از این مقاطع برای تقویت ورق‌های فولادی به عنوان مثال خرپا فولادی سازه‌های کششی استفاده می‌شود . از این نیم‌رخ برای ساختن شکل‌های مرکب همراه با نیم‌رخ‌های I شکل و ناودانی و نیز در اتصالات استفاده می‌گردد

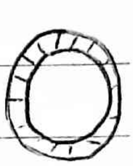




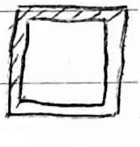
سپری: از این نیمرخ ها بیشتر در ساخت اعضای مرکب و اتصالات سازه های فولادی استفاده می شود.



مقطع Z شکل: از این نیمرخ بیشتر در پوشش های سقف های شیبدار استفاده می شود برخی از کارخانجات فولادسازی اعضای با نورد سرد با مقاطعی به شکل Z و ناودانی تولید می کنند.

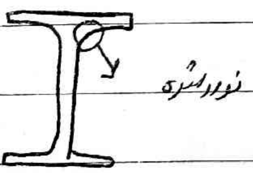


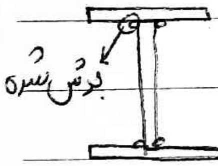
لوله



قوطی

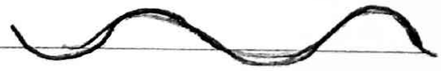
از لوله ها و قوطی ها در ساخت ستون ها و مواردی که نیاز به خصوصیات خمشی زیاد حول هر ۲ محور اصلی است، استفاده می شود این نیم رخ ها به ۲ صورت بی درز و جوش شده تولید می شود





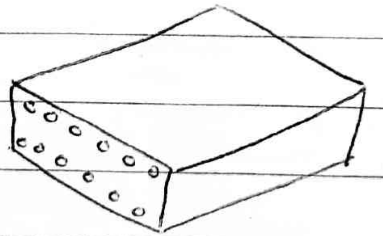
ورق ها:

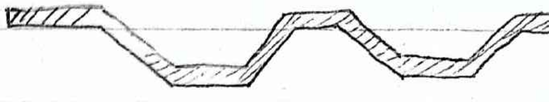
از ورق های ساده برای ساخت مقاطع فولادی به صورت تیرورق و اتصالات سازه های فولادی

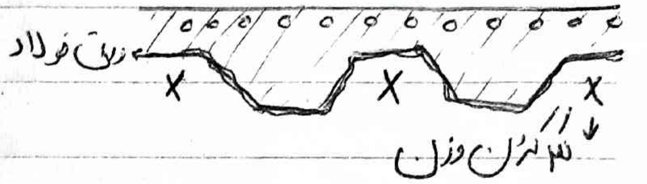


از ورق های موج دار نیز برای پوشش سقف های مرکب و دیواره های فولادی استفاده می گردد

Deck: عرشه
steel Deck
metal Deck

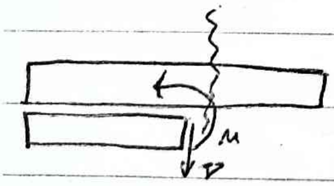


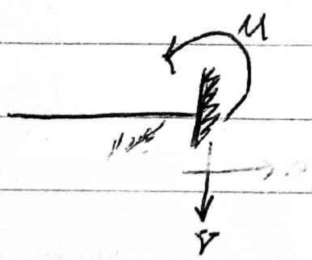


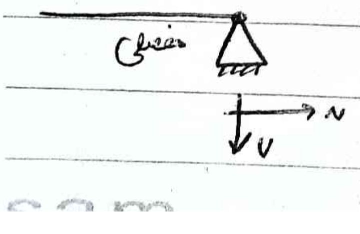


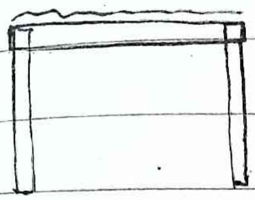
- انتقال بارها در سازه های فولادی: بارها از نظر راستای وارد شدن بر سازه به دو صورت بارها ثقلی V و بارهای جانبی FE تقسیم می شوند. بارهای ثقلی در ابتدا به سقف و عرشه ها وارد می شود عرشه ها یا سقف ها به کمک تیرچه ها بارها را به تیرها وارد می کنند. بارهای وارد شده بر تیرها ایجاد خمش و برش می نمایند. تیرهایی با اتصالات گیردار در ۲ انتهای خود لنگر خمشی را تحمل می کنند اما تیرهایی با اتصال ساده که تنها در سازه های فولادی امکان پذیر است در ۲ انتهای خود لنگری ندارد.

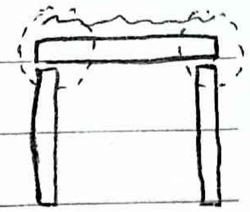
بارهای ثقلی منتقل شده به ستون در ستون ها ایجاد بار محوری می کند اما اگر اتصال تیر به ستون گیردار بود علاوه بر بار محوری لنگر خمشی نیز به ستون اعمال می شود

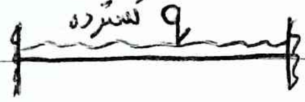


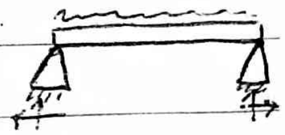


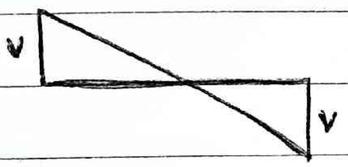


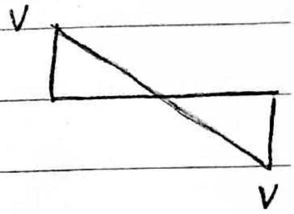


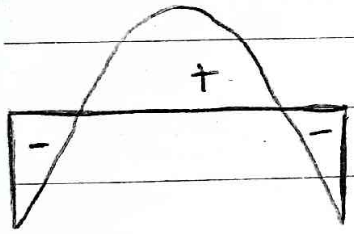


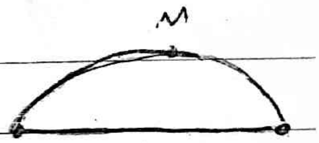


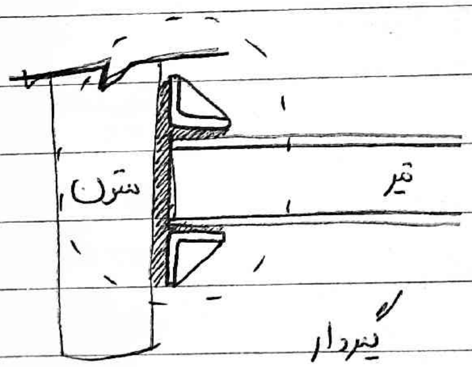


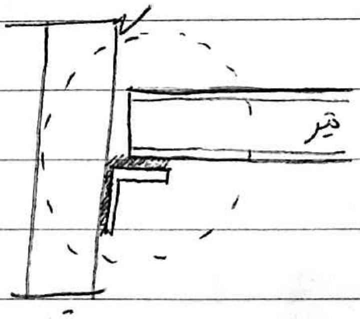



دیاگرام برش
V
V




دیاگرام خمش
M

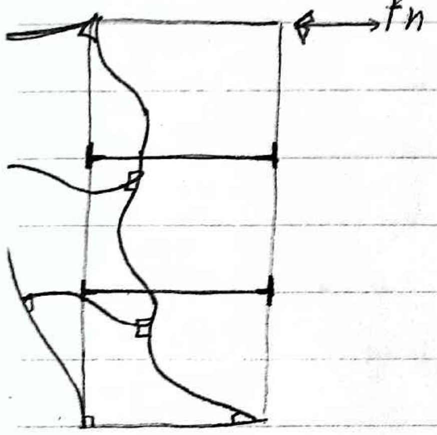

ستون
تیر
گیردار



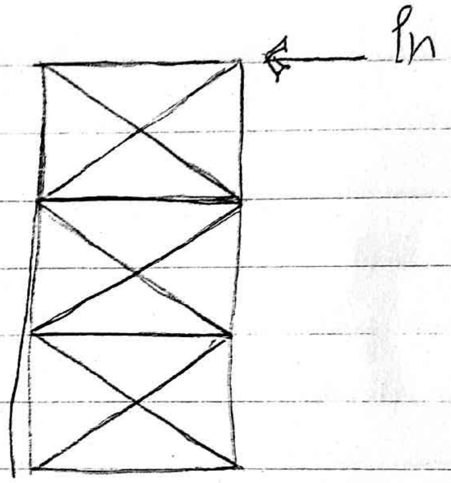
درمقابل بار افقی می توان سازه های فلزی را با دو نوع سیستم پایدار نمود ① درسیستم قاب خمشی که ارکان همه اتصالات گیردار هستند دراین حالت تیرها و ستون مقاومت خمش قابل توجهی قرار می گیرند به ستون ها نیز نیروی برشی وارد می گردد

② در سیستم مهاربندی شده وظیفه تحمل بار جانبی به عهده بادبند ها یا مهاربند ها می باشد در این حالت ستون ها و تیرها و بادبندها تحت اثر بار محوری قرار می گیرند

در هر ۲ سیستم فوق در اثر بار جانبی گروهی از ستون ها تحت فشار و گروهی نیز تحت کشش قرار می گیرند

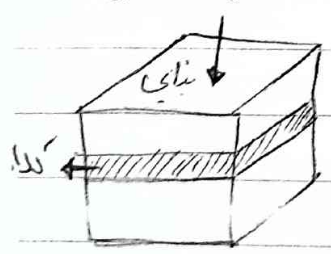


قاب خمشی



قاب مهاربندی

سیستم های سازه ای: ① ساختمان های بنایی: وظیفه تحمل بارهای قائم و جانبی به عهده دیوارهای حمال یا باربر می باشد این سازه ها از نظر ارتفاع دچا محدودیت بوده و گاهی به شکل کلاف بندی شده اجرا می گردد جنس کلاف ها می تواند از بتن و یا فولاد باشد

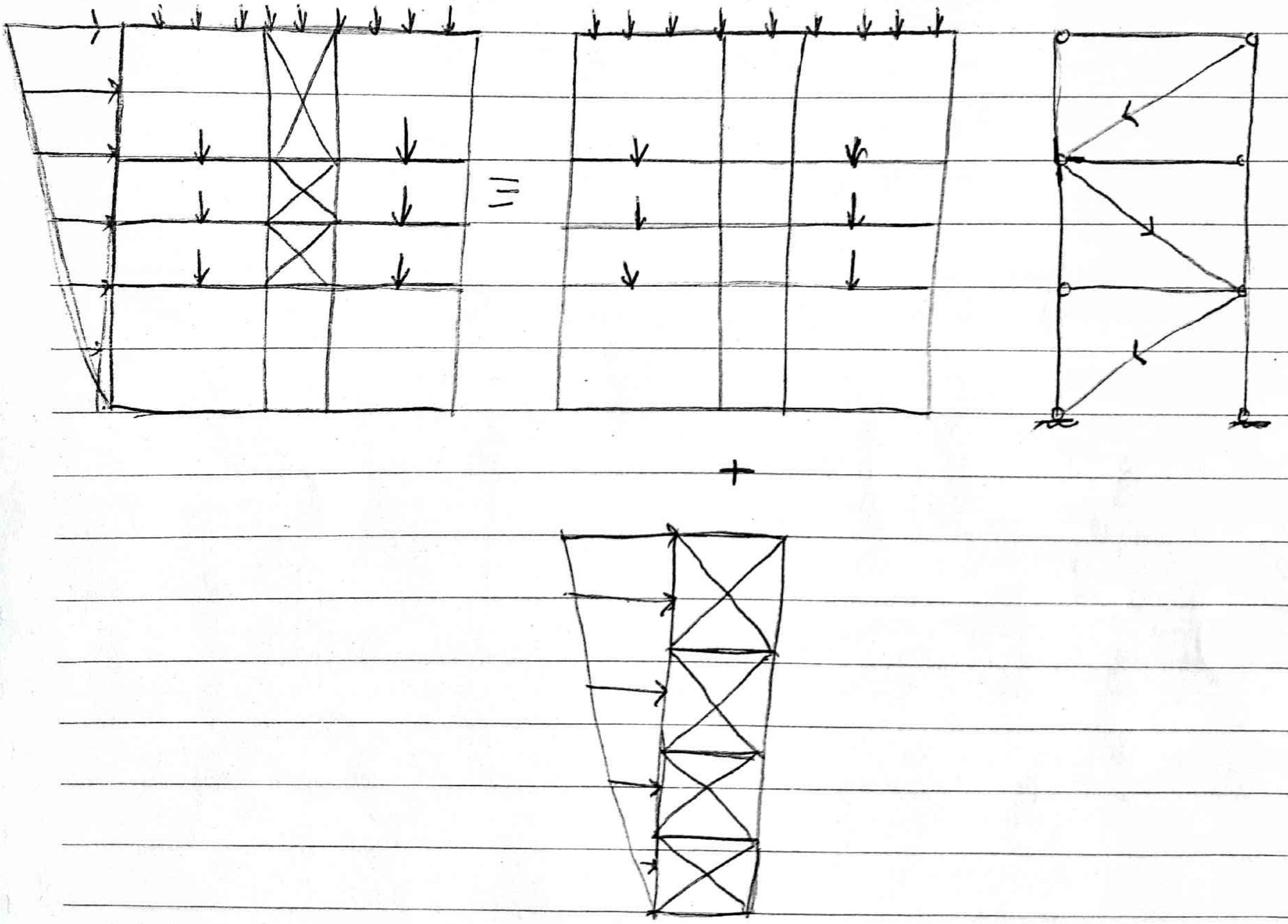


② قاب های مفصلی مهاربندی شده Braced frames: در این قاب ها ستون های طبقات مختلف پیوسته بوده اما تیرها با اتصالات ساده یا همان غیرگیردار به ستون ها متصل می شوند

ا بر این تیرها در محل اتصال لنگری را به ستون منتقل نمی کند. با توجه به سادگی اتصالات تحلیل سازه ها ساده تر بوده و به

ین دلیل در گذشته که امکانات کامپیوتری برای تحلیل و طراحی سازه ها نبود استفاده از این نوع سیستم های سازه ای

رسوم بود. وظیفه تحمل بارهای جانبی به عهده بادبندها است



۳. قاب های خمشی: moment + Resist

در این سیستم

به همین دلیل مقاطع تیر و ستون در این سیستم بازهای قوی تر از قاب مفصلی می باشد. همچنین در تیرهای طبقه بالاتر از ابعاد بزرگتری برخوردار خواهند بود.

به علت نبودن اعضای قطری و یا دیوار برشی تقسیم بندی فضاهای داخلی در سیستم قاب خمشی ساده‌تر از سیستم ساده یا مفصلی می باشد. با این وجود استفاده از سیستم قاب خمشی عوامل منفی زیر را نیز در پی دارد:

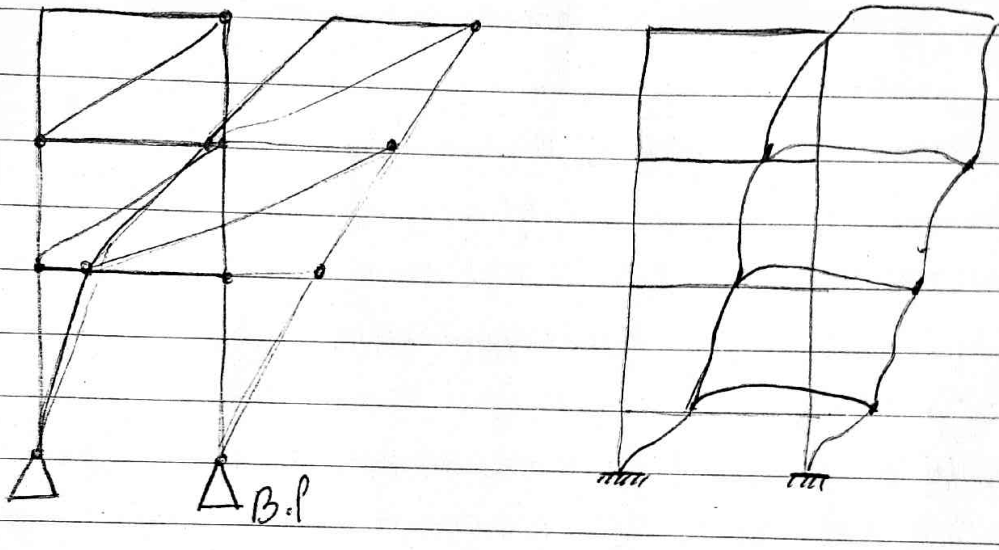
① : تغییر شکل جانبی کلی و تغییرات نسبی بین طبقات drift مشکلاتی را در سازه به وجود می آورد

② : اجرای اتصال گیردار به طور دقیق معمولا بسیار پر هزینه و دشوار می باشد.

③ : در زمان زلزله با توجه به تغییر متناوب مقدار و جهت بار جانبی هم تعادل سازه مشکل می باشد و هم بار شدیدی به اعضا وارد می گردد.

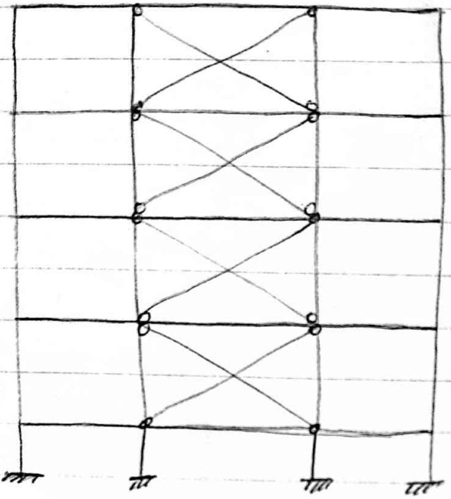
④ : ستون های که در این سیستم قاب خمشی تشکیل یک قاب را می دهند ضروری است که در یک راستا قرار داشته باشند

اصل اساسی در طراحی این سازه آن است که در صورت بروز خرابی ابتدا تیرها آسیب ببینند و ستون‌ها آخرین عضوی باشند که خراب می‌شوند به این پدیده اصطلاحاً تیر ضعیف و ستون قوی می‌گویند.

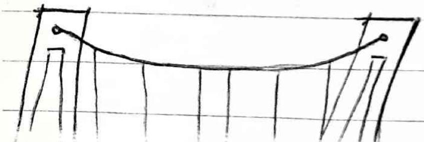


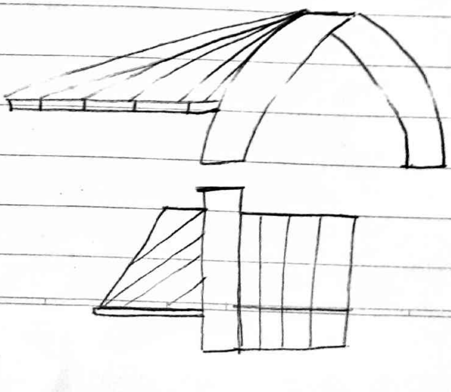
۴- قاب خمشی مهاربندی شده : moment Resistant Bread ؛ گاهی نیروهای جانبی یا ارتفاع ساختمان به قدری زیاد است که اعضای تیر و ستون به تنهایی قادر به تحمل بارهای جانبی نیستند به همین دلیل از مهاربندی‌های مختلف برای کمک به آنها استفاده می‌شود. این مهاربندها قسمت زیادی از بارهای جانبی سازه را تحمل می‌کنند اما لازم است سازه بتواند بدون کمک مهاربندها حداقل 30% بارهای جانبی را تحمل نماید. سیستم‌های فوق برای ساختمان‌های متوسط جواب‌گو می‌باشند اما سیستم‌های

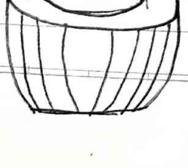
دیگری وجود دارند که برای سازه‌های خاص و بسیار بلند مورد استفاده قرار می‌گیرند



۵- سیستم های معلق و کابلی در sinspenstion structure: یکی از معروف ترین و قدیمی ترین سیستم سازه‌ای برای دهانه‌های بلند می باشد که از این سیستم گاهی برای ساختمان های بلند استفاده می گردد در این نوع از سازه ها کابل ها وظیفه تحمل بار ثقلی و جانبی را به صورت کششی به عهده دارند در کابل ها همیشه تحت کشش توانایی خوب عمل کردن را دارند.

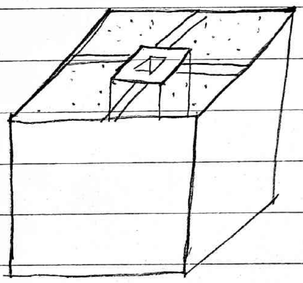


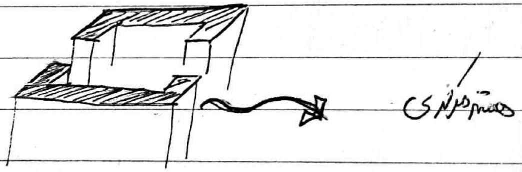




۶- سیستم هسته‌ای مرکزی (central core) : در ساختمان های ۳۰ طبقه به بالا و بالای ۱۰۰ متر بار ثقلی از اهمیت کمتری برخوردار بوده و باید در درجه اول بارهای جانبی را کنترل کنیم . در این نوع از سازه بارهای ثقلی توسط یکی از روش های فوق تحمل می گردد اما بارهای جانبی را هسته ساختمان بر عهده دارد . این هسته معمولا به حالت دیوارهای برشی و یا پروفیل های بزرگ فولادی تحمل می کند .

برای تعیین نیازهای معماری معمولا هسته به صورت باز طراحی می شود . این سیستم برای ساختمان های ۲۰ تا ۳۰ طبقه مطلوب می باشد با توجه به قرارگرفتن هسته در مرکز موقعیت معماری برای فضاهای پیرامون به وجود می آید





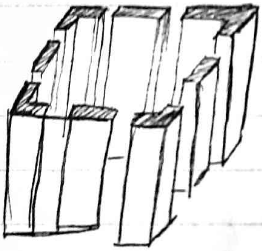
۷. سیستم قاب های پیرامونی یا محیطی : پیشرفته ترین سیستم قاب ساختمانی است برای ساختمان های بالای 150 طبقه کاربرد دارد . قاب های محیطی می توانند در صورت استفاده درست فضای قابل قبولی را به ساختمان بدهند . اجزای این قاب معمولا متشکل از ستون های بسیار بزرگ و شبیه دیوارهای هستند که اطراف ساختمان قرار می گیرند علاوه بر قاب محیطی ستون ها ، دیوارها و تیرهای ساختمان با-

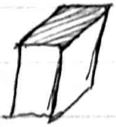
s.a.m

جانبی را به قاب پیرامونی انتقال می‌دهند و خود نیز وظیفه تحمل بارهای ثقلی را بر عهده دارند .

بسیاری از ابزارهای قاب پیرامونی از مقاطع CFT ـــ concrete filled Tube

برج‌های دوقلو و سازمان‌های تجاری از این‌ها استفاده می‌کنند

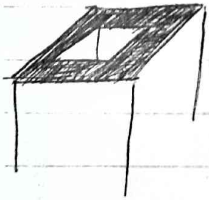




به مقاطعی که درون یک باکس فولادی با بتن پر شود

باکس CFT گویند

ستون‌های CFT دوبل ← Double skin CFT : نسل جدیدتری از CFT ها مقاطع

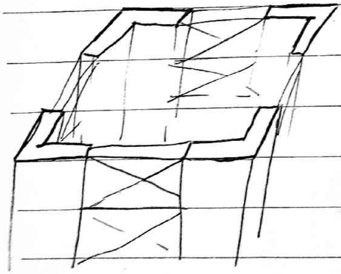


CFT دوبل هستند که درون آنها بتن به فولاد کمک می‌کند تا تقویت آن در برابر کمانش‌های موضعی فولاد به حداکثر ظرفیت خود برسد و همچنین فولاد به بتن کمک می‌کند تا با ایجاد همبستگی سبب افزایش ظرفیت بتن گردد

سیستم قاب پیرامونی نسبت به قاب با هسته مرکزی تحمل بارهای جانبی بیشتری را دارد زیرا فاصله بازوهای لنگر بیشتر از قبلی بوده در نتیجه می‌تواند بار جانبی بیشتری را تحمل کند و در ساختمان‌های بلندتری تحمل کند .

۸- مجموعه قاب های محیطی: سیستم مجموعه قاب های محیطی وقتی ابعاد ساختمان در ارتفاع زیاد باشد ممکن است یک لایه قاب محیطی جواب گوی نیاز ما نباشد و یا نیاز باشد تا ابعاد ستون های بزرگ پیرامونی بسیار بزرگ باشد که باعث ایجاد دشواری هایی در طراحی معماری می گردد به همین دلیل به جای یک لایه قاب پیرامونی بزرگ از ۲ لایه قاب کوچکتر استفاده می کنیم.

۹- سیستم قاب محیطی مهاربندی شده: در چنین سیستم قبلی ارتباط این قاب های بزرگ و ستون ها توسط تیر ها و دیافراگم سقف ایجاد می شود و به کمک همین تیر و یک سقف که یک پارچه و صلب است قاب های بزرگ به هم مرتبط می گردند. اما در سیستم قاب محیطی مهاربندی شده ارتباط این قاب های بزرگ ارتباط این مهاربند ایجاد می گردد



۱۰- سیستم سازه‌ای فولادی سبک Light weight steel frame: این سیستم یکی از سیستم‌های مدرنی است که استفاده از آن از سال ۱۹۵۰ در کانادا آغاز شد اما استفاده صنعتی از آن در سال ۱۹۸۰ توسعه یافت. اجزای این سازه قالبا مقاطع جدار نازک فولادی سرد نورد شده با ورق های گالوانیزه هست و کاربرد این سازه ها نیز اغلب عبارتند از: ویلا، ساختمان های مسکونی، اداری و صنعتی تا ۳ طبقه و در صورت استفاده ترکیبی با سایر قاب های توان آن را تا ۹ طبقه نیز اجرا نمود که پیچیدگی های زیادی در طراحی دارد.

مزایای سیستم (LSF):

① کاهش مصرف فولاد: با توجه به استفاده از مقاطع جدار نازک فولادی وزن سازه کاهش یافته و بار زلزله کم می شود در واقع وزن اسکلت سازه ای 30 تا 40 درصد کاهش می یابد

② امکان افزودن طبقات: یا فضاها با توجه به وزن پایین و امکان انتشار وجود دارد

③ سهولت در نصب اتصال و باز کردن اجزای آن: چون اتصالات تماما به صورت پیچ و پرچ است براحتی Assembe یا deAssembe می شود

④ سرعت اجرای بالا: به دلیل پیش ساخته بودن تنها نیاز به سرهم کردن اجزای سازه در پروژه وجود دارد

⑤ دوستدار محیط زیست: با کم کردن مصرف فولاد مقدار مصرف آب و سوخت نیز کاهش می‌یابد

⑥ انعطاف‌پذیری در طراحی معماری: در این سیستم اجزای سازه‌ای مانند ستون‌ها تنها در محل‌هایی قرار می‌گیرند که به آن احتیاج داریم و معماران فرصت مناسب‌تری در تفکیک فضاها دارند

⑦ امکان عبور تاسیسات از پنل‌های سقف و دیوار؛

⑧ مقاومت در برابر زلزله؛

⑨ دقت بسیار بالا در تولید و اجرا و حذف خطاهای انسانی؛

⑩ امکان اجرای پروژه در کلیه فصول و شرایط جوی مختلف؛

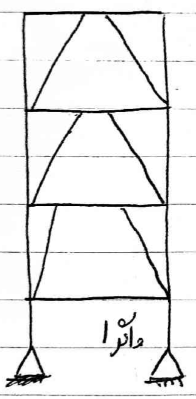
⑪ مقاومت بالا در برابر زنگ‌زدگی و خوردگی؛

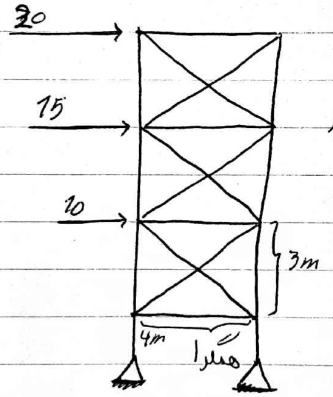
⑫ حمل و نقل آسان اجزا؛

⑬ امکان تولید انبوه؛

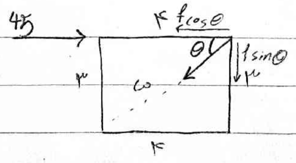
s.a.m

ساختمان های مهاربندی شده: در این ساختمان ها وظیفه تحمل بار جانبی به عهده بادبند می باشد بادبندها اعضای کوچکتری نسبت به تیر و ستون هستند و از نظر مقطع، در زمان وقوع زلزله، باد یا هر بار جانبی دیگری در اثر تغییر شکل ساختمان در یک طبقه یکی از بادبندها به کشش و دیگری به فشار می افتد. به علت لاغر بودن بادبندها و احتمال کمانش از ظرفیت فشاری آنها صرف نظر می شود، در هر طبقه بادبند باید بار جانبی تمام طبقات بالاتر از خود را تحمل نماید به همین علت در طبقات پایین ابعاد بادبند را بزرگتر می نمایند.





- نیروی کششی بادبند را حساب کنید



$r=\sqrt{۳^۲+۴^۲}=\sqrt{۲۵}=۵$

$\cos\theta=\frac{۴}{۵}=۰/۸$

$F_{(x)}=۰$

$+۴۵-f\cos\theta=۰$

$+۴۵-۰/۸f=۰$

$۴۵=۰/۸f$

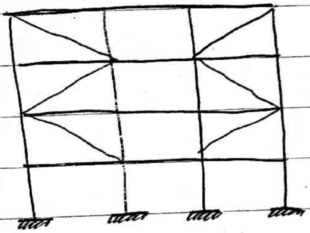
$f=\frac{۴۵}{۰/۸}=۵۶,۲۵$

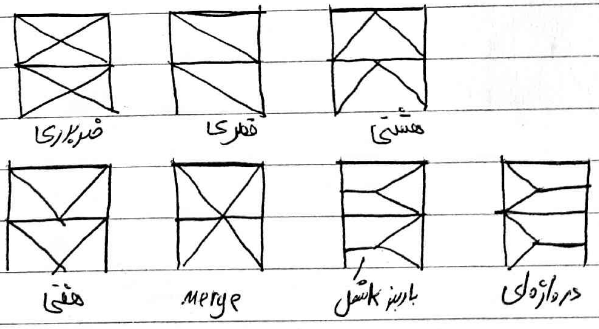
s.a.m

با توجه به هم‌راستا نبودن جهت بارجانبی و امتداد بادبند در زاویه θ ، مقدار نیروی محوری بادبند از مقدار نیروی برشی در آن طبقه بیشتر می‌شود. هرچه مقدار زاویه θ بیشتر می‌شود مقدار نیروی محوری بادبند بیشتر می‌شود و نیاز به بادبند بزرگتری خواهد بود.

با توجه به محل برخورد بادبند به محل تقاطع تیر و ستون در قاب ، از انواع مهاربندها به ۲ دسته همگرا در C-B-F و واگرا در E-B-F تقسیم میگردد.

قاب های مهاربندی شده ← همگرا
قاب های مهاربندی شده ← واگرا





ویژگی های بادبندهای همگرا : سختی بادبندهای همگرا یا CBF خیلی بیشتر از انواع واگرا می باشد.

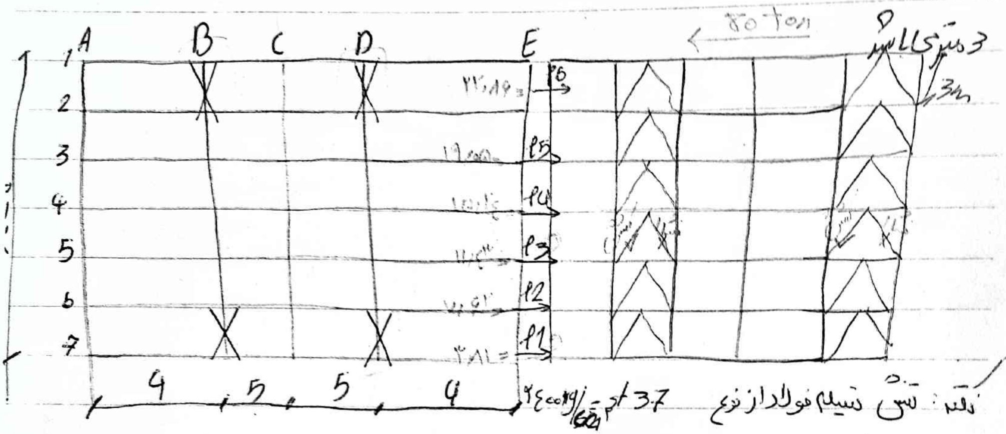
در سازه های بلند استفاده از بادبندهای همگرا که به علت افزایش احتمال کمانش به کارگیری مقطع بزرگتری را ملزم می کند، مصرفه نخواهد بود. به علت سهولت در اتصال و اجرای بادبندهای همگرا هزینه نصب کمتری دارد.

s.a.m

در مناطق با خطر لرزه خیزی بالا، استفاده از بادبند همگرا توصیه نمی شود زیرا در سیکل های بارگذاری متعدد اعضا فشاری با هر بار کمانش مقداری از ظرفیت خود را از دست می دهند و تکرار این سیکل ها باعث از بین رفتن تمام ظرفیت کششی بادبندی می گردد

مثال: فرض کنید که بار جانبی در راستای شمالی و جنوبی به ساختمان زیر به میزان ۱۶۰ ton وارد گردد

مطلوب است طراحی بادبندهای طبقه اول و سوم از نبشی دوبل با فولاد st 37. ارتفاع طبقات


A
B
C
D
E
1
2
3
4
5
6
7
۲۲,۸۶
۱۹,۰۵
۱۵,۲٤
۱۱,۴۳
۷,۶۲
۳,۸۱
F6
F5
F4
F3
F2
F1
4
5
5
4
۸۰ ton
۳ متری ها
3m

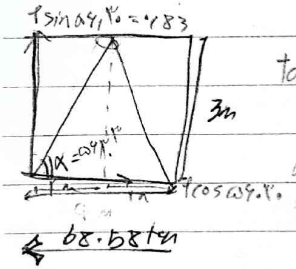
نکته: تنش تسلیم فولاد از نوع st 37 = ۲٤۰۰ kg/cm²

[illegible] = ۱۶۰ ton [illegible] ۸۰ ton

$F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 = 80$ ton

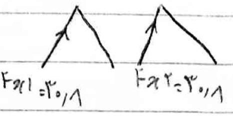
$F_1 + ۲F_1 + ۳F_1 + ۴F_1 + ۵F_1 + ۶F_1 \Rightarrow ۲۱F_1 \rightarrow F_1 = \frac{۸۰}{۲۱} = ۳,۸۱$ ton

سهم طبقه سوم از بار جانبی $= F_3 + F_4 + F_5 + F_6 = ۱۱,۴۳ + ۱۵,۲٤ + ۱۹,۰۵ + ۲۲,۸۶ = ۶۸,۵۸$ ton


P sin ۵۶,۳۰ = ۰,۸۳
3m
α = ۵۶,۳۰
P cos ۵۶,۳۰

$\tan\alpha = \frac{\text{مقابل}}{\text{مجاور}} = \frac{۳}{۲} = 1.5$

$\alpha = \text{Arctan}\ 1,5 = ۵۶,۳۰$


Fx1 = ۳۰,۸
Fx2 = ۳۰,۸

68.58 ton

$۲F_x = ۶۱,۶$ ton

$F_x = \frac{۶۱,۶}{۲} = ۳۰,۸$ ton

۱۲، ② × P cos ۵۶,۳۰ = ۶۸,۵۸ → $\frac{۶۸,۵۸}{۲ \times ۰,۵۵۵} = ۶۱,۶$ ton

s.a.m

$\sigma = \frac{P}{A} \rightarrow \sigma = \frac{۳۰,۸}{A}$ ، $۰,۶\ F_y \rightarrow \frac{۳۰,۸}{A} = ۰,۶ \times ۲٤۰۰$

$A = \frac{۳۰,۸}{۰,۶ \times ۲٤۰۰} = ۲۱,۱۸\ cm^2$. $\boxed{L\,۶۰ \times ۶۰ \times 13}$

طراحی اعضای خمشی : تیرها تحت تاثیر لنگر خمشی M قرار میگیرند . اثرات لنگر بر تیرها تنش خمشی

بوده که با فرمول زیر محاسبه می گردد $\sigma = \frac{My}{I}$

در رابطه فوق : σ : میزان تنش خمشی است که باید از تنش خمشی مجاز ~~بیشتر~~ کمتر باشد

M : لنگر خمشی است که بر تیر وارد می گردد

y : دورترین فاصله تا تار خنثی می باشد

I : ممان اینرسی کل جسم می باشد

اساس مقطع : به نسبت ممان اینرسی بر دورترین فاصله تا تار خنثی اساس مقطع گفته می شود

S = اساس مقطع ⟵ $S = \frac{I}{y}$

در مسئله طراحی اعضا تحت تاثیر لنگر خمشی می بایست ابعاد و اندازه های مقطع را طوری محاسبه کنیم که تنش مقطع از تنش مجاز کوچکتر گردد .

میزان تنش مجاز در این طراحی ها Fy ۶۰٪ در نظر گرفته می شود که در آن تنش تسلیم فولاد می باشد

در جدول اشتایل مقادیر ممان اینرسی ، مسافت ، اساس مقطع برای انواع مقاطع فولادی

موجود است و با این آن مقادیر رابطه می توان به مقاطع خاص فولادی دست یافت

sam

مثال: فرض کنید در یک تیر فولادی با فولادی از نوع st52 یک مقطع IPE تحت لنگر ton/m قرار داشته باشد. حداقل ابعاد مقطع را مشخص کنید.

تنش موجود $\sigma = \frac{My}{I} \leq \sigma$ تنش مجاز

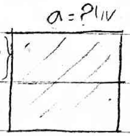
$st52 \rightarrow F_y = 3600\ kg/cm^2$

$\sigma = ۰٫۶ \times F_y = ۰٫۶ \times ۳۶۰۰ = ۲۱۶۰\ \frac{kg}{cm^2}$ $\qquad S = \frac{I}{y}$

$\frac{۴۰ \times ۱۰۰۰ \times ۱۰۰}{S} = ۲۱۶۰$ $\qquad \sigma = \frac{My/y}{I/y} = \frac{M}{S}$

$۴۰ \times ۱۰^۵ = ۲۱۶۰ S \rightarrow S = ۱۸۵۱٫۸۵\ cm^3 \rightarrow IPE\ ۲۰۰$

مثال: ابعاد مقطع تیر توطی شکل زیر را طوری محاسبه نمایید که لنگر خمشی آن ۲۰kg/m و فولاد آن از نوع st37 باشد. ،، واحدنشر $a = ?\ ۱٫۷$



$st37 \Rightarrow F_y = ۲۴۰۰\ kg/m$

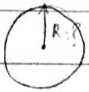
تنش $\sigma = \frac{My}{I} \leq \sigma$ مجاز $= ۰٫۶ \times F_y = ۰٫۶ \times ۲۴۰۰ \Rightarrow ۱۴۴۰\ kg/cm^2$

$$\frac{\overset{۱۰}{\cancel{۲۰}} \times ۱۰۰ \times (\frac{a}{۲})}{\frac{a \cdot a^۳}{۱۲}} = ۲۴۰۰ \Rightarrow \frac{۱۲ \times ۱۰ \times ۱۰۰}{a^۳} = \frac{۲۴۰۰}{۱} = \frac{۱۲۰۰۰}{۲۴۰۰} = ۵ = a^۳ = \sqrt[۳]{۵}$$

$\sqrt[۳]{۵} = ۱٫۷$

Subject: Date:

مثال: با فرض آنکه لنگر خمشی ۴۰۰ kg/cm بر مقطع تیری به صورت دایره ای وارد گردد و تنش تسلیم فولاد ۲۰۰۰ kg/cm^2 باشد شعاع مقطع را مشخص کنید



تنش موجود $\sigma = \frac{My}{I} \leq \sigma$ تنش مجاز

I دایره $= \frac{\pi R^۴}{۴}$

$$\sigma = \frac{۴۰۰ \times R}{\frac{\pi R^۴}{۴}} \rightarrow \frac{۴ \times ۴۰۰ \times R}{۳/۱۴ \times R^۴} = \frac{۱۶۰۰}{۳/۱۴ \times R^۳} = \frac{۱۸۰۰}{۱} \rightarrow ۱۶۰۰ = ۳/۱۴ \times ۱۸۰۰ \times R^۳$$

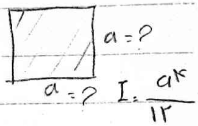
$$R^۳ = \frac{۱۶۰۰}{۳/۱۴ \times ۱۸۰۰} = ۰/۲۸$$

← مثال ابعاد مقاطع تیر فولادی شکل زیر را طوری محاسبه نمایید که لنگر خمشی آن ۲۰ kg.m

و فولاد آن st۳۷ باشد.

$st37 \rightarrow Fy = 2400\ kg.cm^2$

$\sigma = \frac{My}{I} \leq \sigma_{\text{مجاز}} = 0.6\,Fy \Rightarrow 0.6 \times 2400 = 1440\ kg.cm^2$



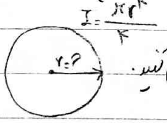
$I = \frac{a^4}{12}$

$\rightarrow \frac{20 \times 100 \times (\frac{a}{2})}{\frac{a^4}{12}} = 2400 = \frac{12 \times 10 \times 100}{a^3} \times \frac{2400}{1}$

$12000 = 2400a^3 \rightarrow a^3 = \frac{12000}{2400} = 5 \rightarrow a = \sqrt[3]{5}\ \boxed{= 1.7} \checkmark$

← مثال: با فرض لنگر خمشی ۴۰۰kg.cm² بر مقطع تیری به صورت دایره تو پر وارد گردد و تنش تسلیم فولاد ۳۰۰۰ kg.cm² باشد ابعاد مقطع را تعیین کنید.

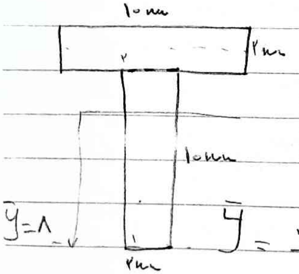
$I = \frac{\pi r^4}{4}$



$\sigma_{\text{تنش}} = \frac{My}{I} \leq \sigma_{\text{مجاز}}$

$\rightarrow \frac{4000 \times R}{\frac{\pi R^4}{4}} \times \frac{1800}{1} \rightarrow 1600 = 3.14 \times 1800\, r^3 \rightarrow r^3 = \frac{1600}{3.14 \times 1800} = 0.28$

← مثال:



$\sigma = \frac{My}{I} \leq \sigma_{\text{مجاز}} = 0.6\,Fy = 0.6 \times 200 = 120$

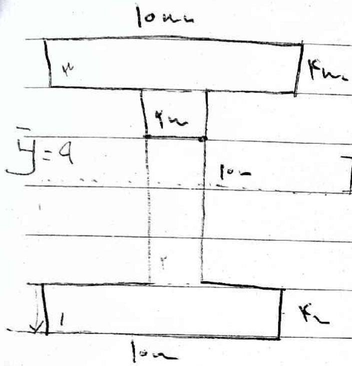
$\rightarrow \frac{My}{I} = 110$

$\bar{y} = \frac{2 \times 10 \times 5 + 10 \times 2 \times 11}{2 \times 10 + 10 \times 2} = \frac{100 + 220}{40} = \frac{320}{40} = 8$

$I = \left[\frac{2 \times 10^3}{12} + 2 \times 10 \times (8-5)^2\right] + \left[\frac{10 \times 2^3}{12} + 2 \times 10 \times (8-11)^2\right] = 533.33$

s.a.m

← مثال: با فرض آنکه تنش تسلیم مصالح مورد استفاده در تیر ۲۵۰mpa باشد میزان لنگر خمشی مورد نیاز را حساب کنید



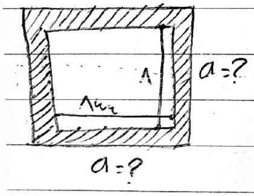
$$I=۲\left[\frac{۱۰\times۴^۳}{۱۲}+۱۰\times۴\times(۹-۲)^۲\right]+\left[\frac{۲\times۱۰^۳}{۱۲}+۲\times۱۰\times(۰)\right]=۴۱۹۳,۳۳$$

$$\sigma=\frac{My}{I}\le\sigma_{\text{مجاز}}=۰,۶F_y=۰,۶\times۲۵۰=۱۵۰$$

$$\frac{M\times۹}{I}=۱۵۰\rightarrow\frac{M\times۹}{۴۱۹۳,۳۳}=\frac{۱۵۰}{۱}=۹M=۶۲۸۹۹۹,۵$$

$$\frac{۹M}{۹}=\frac{۶۲۸۹۹۹,۵}{۹}\rightarrow M=۶۹۸۸۸,۸۳$$

← مثال: میزان طول مربع زیر را طوری بدست آورید که لنگر خمشی ۲۰N.m تحمل نماید و تنش مجاز تحمل شده توسط سازه نیز $\underset{\sigma}{۲۰۰pa}$ باشد.



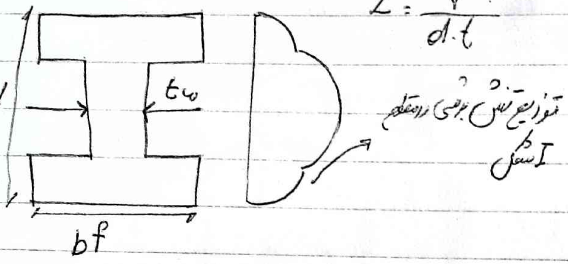
$$\sigma=\frac{My}{I}\qquad ۲۰۰=\frac{۲۰\times۱۰۰۰\times\frac{a}{۲}}{\left[\frac{a^۴}{۱۲}-\frac{۸^۴}{۱۲}\right]}=$$

s.a.m

← کنترل تنش برشی: رابطه دقیق تنش برشی $\tau = \frac{VQ}{It}$ می باشد

درجهت اطمینان می توانیم فرض نمود که تمام تنش برشی توسط جان تحمل می گردد. در این صورت

مقدار تنش برشی از رابطه زیر محاسبه می گردد. $\tau = \frac{V}{d \cdot t}$



مقدار تنش مجاز برشی

$$\tau_v \text{ تنش مجاز برشی} \begin{cases} \frac{h}{t_w} < \frac{۳۱۸۰}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \tau_{v\,مجاز} = ۰/۴ F_y \\ \frac{h}{t_w} > \frac{۳۱۸۰}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \tau_{v\,مجاز} = ۰/۴ C_v F_y \end{cases}$$

← طبق فرمول $\tau = \frac{VQ}{It}$

V : میزان نیروی برشی وارد شده بر مقطع

$Q = A \times d_1$

Q : ممان استاتیک قسمتی که در اثر برش از مقطع جدا می گردد

فاصله مرکز سطح آن تا تار خنثی × مساحت قسمت

Q

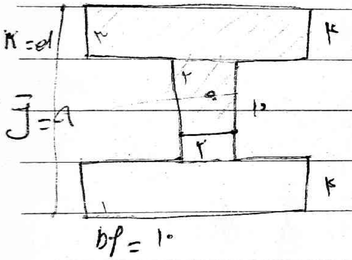
I : ممان اینرسی کل مقطع

t : عرض قسمتی که در اثر برش قطع و جدا می گردد

s.a.m

* Cr : در طراحی تنش برشی، تنش موجود می‌بایست از تنش مجاز کوچکتر باشد. تنش مجاز برشی به عوامل بسیاری بستگی دارد. مانند ارتفاع جان و ضخامت آن که از روابط فوق تعیین می‌گردد که در آن Cr به عوامل مختلفی مانند مشخصات هندسی، مقطع و خواص فولاد مصرفی بستگی دارد.

مثال: تنش برشی مقطع شکل زیر را درصورتی که نیروی وارد شده بر مقطع ۱۰۰۰ باشد کنترل نمایید. همچنین تنش تسلیم فولاد برابر ۲۴۰۰ می‌باشد.



* برای حل سوال ابتدا از طریق فرمول میزان حداکثر تنش برشی موجود را در مقطع محاسبه نماییم.

حداکثر برش موجود معمولاً روی تار خنثی اتفاق می‌افتد. مقدار نهایی تنش برشی موجود باید از مقدار تنش برشی مجاز کوچکتر باشد. در این سوال تنش برشی مجاز داده نشده و باید از روابط داده شده و بر اساس تنش تسلیم محاسبه گردد

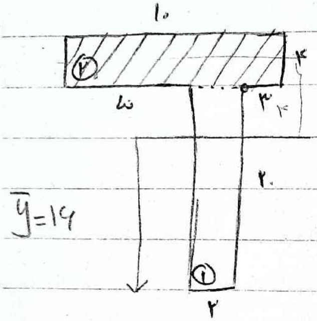
$$\tau_Z = \frac{VQ}{It} \qquad \tau_{Z\,\text{موجود}} = \frac{۱۰۰۰ \times ۳۰۵}{۱۵۰۹۹,۹۹ \times ۲}$$

$$I = ۲\left[\frac{۱۰ \times ۴^{۳}}{۱۱} + ۱۰ \times ۴ \times (۹-۲)^{۲}\right] + \left[\frac{۲ \times ۱۰^{۳}}{۱۲} + \cancel{۲ \times ۱۰ \times ۰^{۲}}\right] = ۱۰۰۹۹,۹۹$$

$$Q = [۱۰ \times ۴ \times ۷] + [۲ \times ۵ \times ۲,۵] = ۳۰۵$$

مثال : در صورتی که نیروی برشی ۲۰۰۰N بر مقطع شکل زیر وارد گردد و تنش مجاز برشی نیز ۸۵۰mpa باشد.

میزان تحمل مقطع در اثر اعمال تنش برشی را در نقطه A محاسبه نمایید.



* برای حل این سوال چون نقطه خاصی را مشخص نمود باید تنش برشی

موجود در آن نقطه محاسبه گردد و از تنش برشی مجاز کوچکتر باشد همچنین

میزان تنش برشی مجاز به صورت اشاره در این سوال داده شده است

$$\bar{y}=\frac{۲\times۲۰\times۱۰+۴\times۱۰\times۲۲}{۲\times۲۰+۴\times۱۰}=\frac{۱۲۸۰}{۸۰}=\boxed{۱۶}$$

$$\tau=\frac{V\,Q}{It}\rightarrow\frac{۲۰۰\times۲۴۰}{۱۸۶۶,۶۶\times۲}=۱۲۸,۵۷$$

$$I=\left[\frac{۲\times۲۰^{۳}}{۱۲}+۲\times۲۰\times(۱۶-۱۰)^{۲}\right]+\left[\frac{۱۰\times۴^{۳}}{۱۲}+۱۰\times۴\times(۱۶-۲۲)^{۲}\right]=۱۸۶۶,۶۶$$

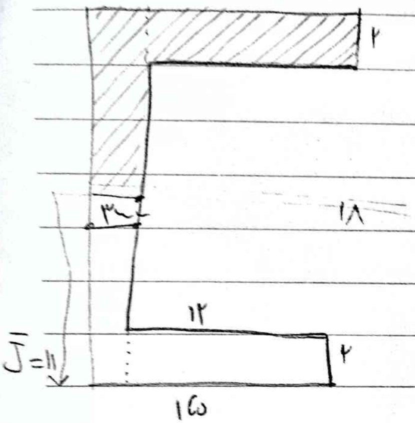
$$Q=(۱۰\times۴\times۶)=۲۴۰$$

* تاکنون میزان تنش برشی موجود محاسبه گردید که جواب آن

می بایست از میزان تنش برشی مجاز (۸۵۰) کوچکتر باشد در غیر این صورت نقطه A توان تحمل نداشته و برش

$۱۲۸,۵۷ < ۸۵۰$ ✓ OK

مثال: درصورتی که نیروی برشی ۱۵۰۰ در مقطع شکل زیر وارد گردد تنش برشی حداکثر را کنترل نمایید همچنین میزان تنش تسلیم مقطع ۲۴۰۰ mpa می باشد.



$$\tau = \frac{VQ}{It} = \frac{1500 \times 421/5}{5070 \times 3} = ۴۲,۳۵ \text{ mpa}$$

$$I = 2\left[\frac{12 \times 2^3}{12} + 12 \times 2 \times (11-1)^2\right] + \left[\frac{3 \times 22^3}{12} + 3 \times 22 \times (11-0)^2\right] = 5070$$

$$Q = (12 \times 2 \times 10) + (3 \times 11 \times 5/5) = 421,5$$

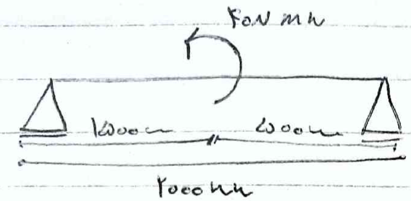
$$\Rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{22}{3} = 7,33 < \frac{3180}{\sqrt{2400}} = 64,911$$

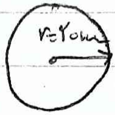
$$\tau_{\text{مجاز}} = 0,4 \times F_y = 0,4 \times 2400 = 960 \text{ mpa}$$

$\tau_{\text{مجاز}}$ [illegible] $\longrightarrow$ ۴۱,۳۵۱ < ۶۴,۹۱۱ √ok

s.a.m

۳- میزان شیب ۲ سرتیر را محاسبه کنید





$$I = \frac{\pi r^۴}{۴}$$

$$\theta_A = \frac{M_0}{۶LEI}(۶aL - ۳aL^۲ - ۲L^۲)$$

$$\theta_A = \frac{۴۰}{۶\times ۲۰۰۰\times ۲\times ۱۰^۶\times \frac{۳٫۱۴\times ۲۰^۴}{۴}}\times(۶\times ۱۵۰۰\times ۲۰۰۰ - ۳\times ۱۵۰۰^۲ - ۲\times ۲۰۰۰^۲) = ۴٫۳۱\times ۱۰^{-۸}$$

$$\theta_B = \frac{M_0}{۶LEI}(۳a^۲ - L^۲)$$

$$\theta_A = \frac{۴۰}{۶\times ۲۰۰۰\times ۲\times ۱۰^۶\times \frac{۳٫۱۴\times ۲۰^۴}{۴}}\times(۳\times ۱۵۰۰^۲ - ۲۰۰۰^۲) = ۳٫۶۴\times ۱۰^{-۸}$$