جزوه باما

دانلود جزوات ، نمونه سوالات
و پاورپوینت های دانشگاهی

Jozvebama.ir

دانشجویان و اساتید توجه داشته باشید جزوه موجود به صورت اختصاصی توسط وب سایت جزوه باما تهیه گردیده است و تمامی حقوق مادی و معنوی آن برای این وب سایت محفوظ می باشد.

Jozvebama.ir

Jozvebama.ir

جزوه درس سازه های فولادی ۱

استاد شاهبرانی

گردآورنده : میلاد رضائی

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir گردآورنده:

طراحی سازه های فولادی ۱

* طراحی یعنی به دست آوردن ابعاد و اندازه.

دروس سازه‌ای در مهندسی عمران به دو دسته تقسیم می‌شوند:

۱) دروس تحلیلی: استاتیک، تحلیل سازه (۱)، تحلیل سازه (۲)

هدف از دروس تحلیلی، به دست آوردن نیروهای داخلی است. (و هم چنین عکس العمل های تکیه گاهی)

۲) دروس طراحی: مقاومت مصالح، سازه فولادی (۱)، سازه فولادی (۲)، سازه بتن آرمه (۱)، سازه بتن آرمه (۲)

سرفصل ها:

فصل اول: مفاهیم پایه: فولاد به عنوان مصالح سازه‌ای، مزایا و معایب فولاد و تاریخچه آن، تفاوت فولاد با آهن، خستگی در فولاد، مشخصات مکانیکی فولاد (رفتار فولاد در اثر اعمال بار به چه صورت است؟)، مشخصات فیزیکی فولاد (مانند ضریب انبساط حرارتی وزن مخصوص فولاد، ضریب الاستیسیته فولاد (۴)، ضریب پواسون (۶))

فصل دوم (۸): مشخصات هندسی سطوح: مرکز سطح، لنگر اول سطح، لنگر دوم سطح (ممان اینرسی)، اساس مقطع، شعاع ژیراسیون

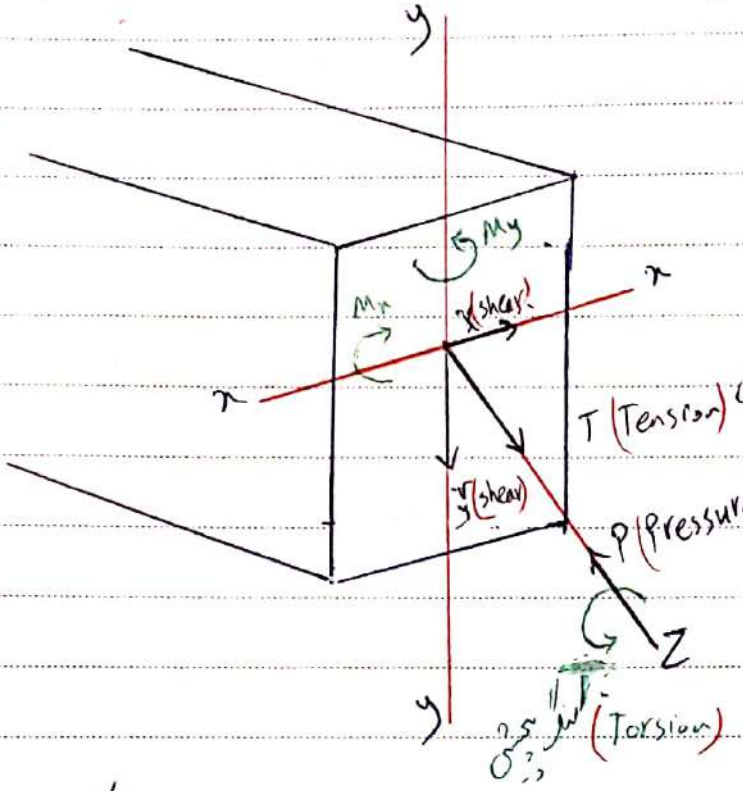
* در دروس تحلیلی گفته شد که در سازه ها نیروی داخلی وجود دارد و تا زمانی که سازه را بررسی نکنیم، نیروی داخلی ظاهر نمی شود. برای ظاهر شدن نیروی داخلی نیاز به بررسی داریم.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

★ یک المان سازه‌ای در فضای ۳ بعدی، در پیچیده‌ترین شرایط بارگذاری، ۶ نوع نیرو به المان وارد می‌شود که مطابق شکل است.



★ نیروی برشی و لنگر خمشی: نیروهای محوری هستند.

★ نیروی V در شکل، نیروی برشی است.

★ M_x و M_y لنگر خمشی و T لنگر پیچشی است.

★ در بعضی از سازه‌هایی که با آن‌ها کار می‌کنیم، بعضی از نیروها صفر هستند. مانند خرپاها که فقط نیروی محوری (کششی یا فشاری) دارند.

خرپا: سازه‌ای است که از ۲ شرط زیر پیروی کند:

۱) تمام اعضاء به صورت دو سر مفصل باشند.

۲) نیروها فقط به مفصل‌ها وارد شوند.

بنابراین در خرپا، V_y، V_x، M_y، M_x و T (Torsion) صفر هستند و وجود ندارند. خرپا فقط نیروی محوری دارند.

★ نیروی برشی و لنگر خمشی همواره، همزمان با هم وجود دارند. یعنی V_y و M_x با هم همزمان وجود دارند و هم‌چنین V_x و M_y نیز هم‌زمان ایجاد

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

می شوند.

* در عمل و در پروژه ها واقعی، چون سقف ها از نوع تنی و کاملا صلب هستند (مانند سقف تیرچه بلوک، کامپوزیت، دال تنی) هیچ اغتشاش یا کاهش گشتاور در تیرها نداریم، یعنی نیروی محوری نداریم. اما در سازه های صنعتی (پوسته ها) سقف ها تنی (صلب) نیستند. بنابراین در این سازه ها احتمالا نیروی محوری هم داریم.

* حسب صلب حسبی است که فاصله بین دو نقطه ای در آن نسبت به هم تغییر نمی کند.

* در تحلیل سازه با قاب ها آشنا شدیم. قاب مجموعه ای از اعضای های قائم ستون ها و اعضای افقی تیرها است.
(Beams) (Columns) (Frame)

* بادبندها اعضای سازه ای هستند که عمدتا محوری هستند و مثل خرپا فقط نیروی محوری دارند.
(Bracing)

* مرکز سختی سازه های طبقات را می توان مرکز ثقل (جرم) آن دانست. نیروی زلزله به مرکز ثقل وارد می شود. اگر پلان متقارن باشد، نیروی زلزله به صورت مستقیم وارد می شود. در سازه های با پلان غیر متقارن، نیروی زلزله به نقطه ای که بیشترین تراکم جرم در آن متمرکز است وارد می شود.

* مرکز سختی: هر سازه، با هر پیکربندی اعضای مقاوم در مقابل زلزله داشته باشد. حال اگر مرکز این اعضا را پیدا کنیم، مرکز سختی را پیدا کرده ایم. مرکز سختی در مقابل نیروی زلزله وارد بر مرکز ثقل مقاومت می کند.

* دیوارهای برشی دیوارهایی از اعضای های مقاوم موثر در برابر زلزله هستند.

* دیوارهای برشی در تعیین و تغییر محل مرکز سختی نقش موثری دارد.

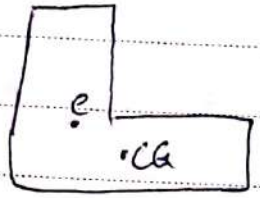
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

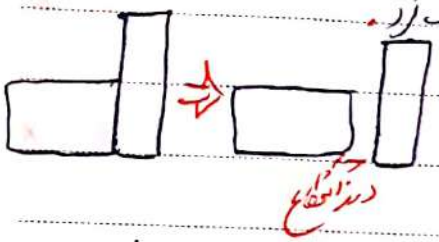
* مرکز سختی و مرکز ثقل باید بر هم منطبق باشند اما گاهی اوقات بر هم منطبق نیستند. این مسئله باعث ایجاد گشتاور پیچشی می‌شود.

پس باید دیوارهای برشی و باربند به صورت متقارن قرار داده شوند. در غیر این صورت مرکز سختی و مرکز جرم بر هم منطبق نمی‌شوند و پیچش اتفاق می‌افتد.



e مرکز سختی
CG مرکز ثقل

* پلان طراحی شده از نظر معماری باید حتی الامکان ساده و متقارن باشد حتی اگر متقارن نباشد می‌توان پلان را از هم به گونه‌ای متقارن تفکیک کرد و بین آن‌ها درز انقطاع ایجاد کرد. مثلا پلان روبرو را می‌توان به این شکل تفکیک کرد.



* نیروی زلزله بر اساس قانون دوم نیوتن ($F=ma$) شتابی به سازه وارد می‌کند که به شدت زلزله، فاصله کانونی زلزله و ... بستگی دارد.

این شتاب در جرم ضرب می‌شود و برابری می‌شود با نیروی زلزله که به مرکز ثقل وارد می‌شود. به همین علت است که می‌گویند باید سازه را حتی‌المقدور سبک ساخت تا در مقابل زلزله مقاوم شود. چون هر چه جرم کمتر باشد، با ضرب در شتاب، نیروی کمتری ایجاد می‌شود.

* زمینی که روی آن زندگی می‌کنیم مثل یک تخم مرغ با صفحات شکسته و پیوسته است. این صفحات، به نام صفحات تکتونیکی شناخته می‌شوند. این صفحات کنار هم قرار می‌گیرند و پوسته زمین را می‌سازند. این صفحات نسبت به هم حرکاتی دارند. گاهی از کنار هم می‌لغزند، به هم فشار وارد می‌کنند و از هم دور می‌شوند. اما این حرکات را حس نمی‌کنیم. علت این امر این است که در محل اتصال صفحات گسل‌هایی وجود دارند و مانع از تجمع خوردن شدید صفحات می‌شوند. این گسل‌ها همگی شناخته شده هستند.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

* زلزله زمانی رخ می‌دهد که این گسل‌ها شکسته می‌شوند و نمی‌توانند حرکت صفحات را کنترل نمایند در واقع این شکستگی‌ها و فرورفتگی‌ها در طی سال‌ها انرژی زیادی ناشی از تمایل حرکت صفحات را جذب می‌کنند و بعد از این مدت به خاطر جذب انرژی خیلی زیاد ترک برمی‌دارند همین ترک برداشتن شکست‌ها کافی است تا انرژی عظیمی به اسم زلزله آزاد شود که گاهی اوقات لرزش شدید یا صدای مهیب و ویرانی‌های زیادی همراه می‌شود.

* در ایران کنونی 525 گسل شناخته شده که 120 تای آن‌ها به عنوان گسل خطرناک شناخته شده‌اند.

* حدود 78٪ شهرهای ایران روی گسل‌های خطرناک بنا شده‌اند.

* با توجه به مطالب گفته شده، همین علت است که وقتی سال‌ها در منطقه‌ای زلزله رخ نمی‌دهد یا بیشتر دیگر از آخرین زلزله می‌گذرد و هم چنین می‌دانیم که در آن منطقه گسل وجود دارد، نگران می‌شویم چون می‌دانیم انرژی ذخیره شده در حال افزایش است.

* به دو دلیل صفحات گسل می‌لغزند.

* بین انرژی آزاد شده زلزله و ریشتر رابطه زیر برقرار است

$$\log E = 11.8 + 1.5M$$

که در آن M بزرگی زلزله بر حسب ریشتر و E انرژی آزاد شده بر حسب ارگ است.

* معادله فوق نشان می‌دهد که با اضافه شدن یک درجه به بزرگی زمین لرزه، انرژی آزاد شده آن تقریباً 31.6 برابر می‌شود. انرژی آزاد شده یک زمین لرزه 8 ریشتری برابر با انفجار یک میلیارد تن TNT برآورد شده است.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

* هرچه عدد ریشتر بالاتر رود مدت زمان زلزله نیز بیشتر می‌شود.

* در مورد زلزله، در مهندسی این پارامترها برای ما مهم هستند: شتاب زلزله، مدت زمان وقوع زلزله، محتوای فرکانسی زلزله (یعنی این که زلزله با چه فرکانس‌هایی در ابعاد و آی فرکانس طبیعی ارتعاش سازه با فرکانس زلزله برابر می‌شود و نه و آی فرکانس زلزله در خاک زیر سازه پدیده تشدید را ایجاد می‌کند یا خیر) سپس ریشتر در مهندسی مهم نیست و هیچ مهندس عمرانی نباید در مورد مقاومت یک سازه بر حسب ریشتر صحبت کند و بگوید این سازه چند ریشتر زلزله تحمل می‌کند. ریشتر واحد مهندسی نیست.

* طبق آیین نامه برای ساختمان‌هایی که در تهران هستند باید شتاب 0.35g را تحمل کنند. این مقدار در شهرهای دیگر با توجه به خطر زلزله متفاوت است. مثلا برای اصفهان 0.25g است.

* مرکز سنگینی به ستون‌ها، پایه‌ها و المان‌های مقاوم لرزه‌ای وابسته است.

* هرچه تیر و ستون‌ها قوی‌تر باشند و ابعاد آن‌ها بیشتر باشد مرکز سنگینی سازه بیشتر تمایل می‌شود. (سخت‌تر)

* اگر ستون‌ها و تیرها کلیه باشند و دیافراگم در هر دو طرف کشیده و متقارن باشند مرکز جرمی و مرکز سختی دقیقا بر روی هم قرار می‌گیرند.

* گفته شده نیروی زلزله به مرکز ثقل وارد می‌شود ولی سازه حول مرکز سختی ارتعاش پیچش می‌شود.

* طبق رابطه $F = KD \rightarrow K = \frac{F}{D}$ هرچه سختی بیشتر باشد میزان تغییر شکل محوری کمتر است.

* ساختمانی بهینه و اقتصادی است که فاصله مرکز ثقل و مرکز سختی حداقل باشد در حالت ایده‌آل هر دو منطبق باشند.

Scanned by CamScanner

Subject :
Jozvebama.ir

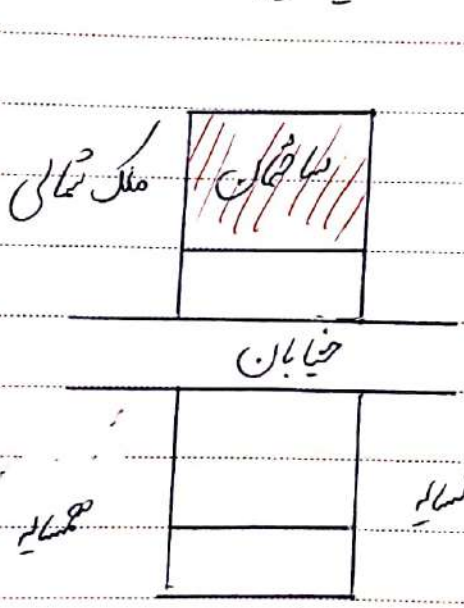
گردآورنده : میلاد رضایی

* انتخاب نوع اتصالات که گیردار باشد یا مفصلی (اتصال تیر به ستون، تیر به تیر یا ستون به فونداسیون) به عهده مهندس محاسب است.

اما در عمل چه عواملی در این انتخاب چگونه است؟ و از کجا باید بفهمیم که اتصال ما چه نوعی (گیردار و مفصلی) در نظر بگیریم؟

پاسخ این است که مهندس محاسب می‌تواند انتخاب کند ولی ممکن است یکی از این‌ها با توجه به نوع پروژه، گران باشد و اقتصادی نباشد. طراحی ما باید ایمن و اقتصادی باشد.

* طبق قوانین شهرداری، ما مجاز به استفاده از حداکثر 60٪ زمین داریم، و طبق ضوابط شهرداری ساختمان باید در شمال ملک نباشد.



* تفاوت ملک شمالی و جنوبی در ملک شمالی اول وارد حیاط و بعد وارد ساختمان می‌شویم ولی در ملک جنوبی اول وارد ساختمان می‌شویم و (و شرقی و غربی)

بعد وارد حیاط.

* برای تشخیص جهت ملک کافی است اگر صبح زود است جهت آفتاب را ملک جنوبی جهت خورشید بگیریم. در این صورت جهت شرق، جهت غرب، جهت جلو شمال و جهت عقب جنوب است.

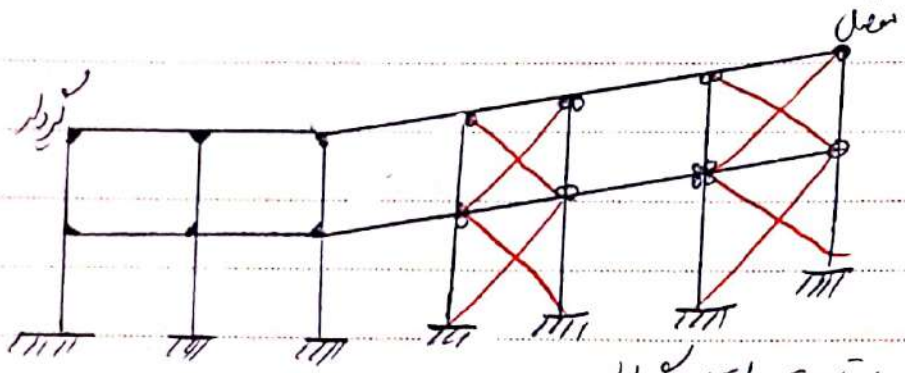
* برای انتخاب سیستم سازه‌ای، باید مسائل اقتصادی را در نظر بگیریم. اقتصادی‌ترین سیستم سازه‌ای، می‌تواند سیستمی باشد که در آن اتصال تیر به ستون مفصلی باشد و به تعداد کافی باشند در هر ۲ جهت لحاظ شود.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

Date ۹۸/۷/۲

گرد آورنده: میلاد رضایی



قاب خمشی: قابی که در آن اتصال تیر به ستون گیردار است.

* اگر به صورتی مثل عدم تعبیه المان مناسب برای مسیر بار جانبی، شوالشیم در نظر ۲ راستا باربند قرار دهیم، می توانیم در جهتی که بیشتر بار شوندارد (مثل جهتی که هیچ دیوار همراهی ندارد) باربند و اتصالات مفصلی قرار دهیم و در جهتی دیگر (متعامد) قاب خمشی قرار دهیم. (راستای) این کار وزن سازه را افزایش می دهد.

* دیوار برشی و باربند دو المان بار جانبی هستند المان بار جانبی وظیفه مقاومت در مقابل نیروی زلزله را بر عهده دارد.

دیوار برشی: یک دیوار بتنی است که در آن شکل آرماتور به کار رفته است. یعنی میلگردها را به هم می بافند و دور آن ها قالب می بندند و در آن بتن می ریزند. Shear wall

* نقص عملی وجود دارد که چون دیوار برشی دیواری بتنی است پس حتما باید فقط در سازه بتنی به کار رود در حالی این نقص در مورد سازه فولادی هم کاربرد دارد.

باربند (مهاربند): یک نوع المان ضربدری که بین تیرها و ستون ها قرار می گیرد. وقتی باربند ضربدری باشد (X) باربند (مهاربند) (معمولا) Bracing

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

۹۸/۱۰/۳

لطفا نام زید.

* اشکال انواع دیگر مهاربند:

* برای ساختمان های بیش از 3 یا 4 طبقه (بتنی یا فولادی) بهتر است سیستم باربر جانبی منظور شود.

* اضافه کردن دیوار برشی یا بادبند می تواند در کاهش ابعاد ستون ها و در نتیجه افزایش فضای مفید بین ستون در معماری مفید باشد.

* بادبند یا دیوار برشی به هیچ عنوان نباید به معماری ساختمان صدمه بزند. مثلا نباید جلوی پنجره (مثل پنجره) باشد یا به تامین یا ورود نور لطمه بزند.

* سیستم باربر جانبی (دیوار برشی یا بادبند) باید در پلان به طور متقارن تعبیه شود. مثلا نیمه بالای پلان و نیمه پایین پلان. در این صورت باید تقارن حفظ شود.

* همیشه اولویت با دیوار برشی است. چون اگر دیوار برشی نداریم در صورت نیاز بادبند هم می توانیم قرار دهیم ولی برعکس همیشه صادق نیست. ابتدا در مکان های دیوار برشی قرار می دهیم که بازشو (درب و پنجره) نباشد. معمولا در ضلع مجاور همسایه درب و پنجره نداریم. پس این دیوارها گزینه مناسبی برای قرارگیری دیوار برشی است.

* باید در تمام قسمت امکان تعبیه سیستم باربر جانبی وجود داشته باشد و اگر فقط در یک طبقه امکان تعبیه آن نبود، در کل پلان ارائه نمی شود باید آن سیستم باربر را قرار داد.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

* در دیوار برشی، حتی المقدور نباید بازشو وجود داشته باشد. اما اگر پنجره وجود داشت، باید در حد نورگیر باشد و اگر در دیوار برشی، پنجره بزرگ دارد باید بوسیله طبقات متصور شود.

* ضخامت دیوار برشی کم تر از 30cm نباشد.

* دیوار برشی باید حتما بین دو ستون قرار گیرد!

* وقتی تعداد طبقات در سازه بتنی یا فولادی از 4 طبقه بیش تر باشد، بیستم بار جانبی توصیه شده، دیوار برشی است. چون تغییر مکان ها را بشدت کم می کند.

* سوالی که یک یا دو تا از دوستان ما حتما از مهندس ناظر این آزمون پرسیده است: سازه فولادی بهتر است یا بتنی؟ پاسخ این است که این سوال درست نیست. چون اگر سازه درست طراحی و اجرا شود، عملکرد هر دو سازه ایمن و قابل اطمینان خواهد بود.

اما از نظر هزینه، باید گفت که سازه فلزی حدود 30 الی 40 درصد، اجرای گران تری نسبت به سازه بتنی دارد.

از نظر سرعت اجرا، سرعت اجرای سازه فلزی بیش تر از سازه بتنی است.

ادامه مبحث ها:

مبحث دوم: طراحی اعضای کششی: المانی که فقط نیروی کششی تحمل می کند. مثل بادبندها، المان های خرپا

مبحث چهارم: طراحی اعضای فشاری مبحث پنجم: طراحی اعضای خمشی مبحث ششم: طراحی اعضای برشی

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

فصل هشتم: طراحی اعضای خمشی و فشاری فصل هشتم: طراحی اعضای تحت خمش

* امتحان پایان ترم کتاب باز است.

* کتب مرجع: ۱) کتاب طراحی سازه های فولادی، استاد شاپور طاحونی

* ۲) مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم

۳) کتاب طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی، جلد پنجم، دکتر میر قادری
LRFD

اصول طراحی سازه ها: ۹۸/۷/۹

طراحی مطلوب فرآیندی است که منتهی به بهینه ترین حالت اعضای سازه می شود. اهداف مطلوب از طراحی بهینه می تواند موارد زیر باشد:

۱) دست یابی به کم ترین هزینه ساخت ـ ۲) حداقل کردن وزن ـ ۳) کاهش زمان ساخت ـ ۴) کاهش زحمات انسانی حین ساخت و راحت تر شدن اجرا ـ ۵) دستیابی به حداکثر کارایی از سازه مورد نظر

روند طراحی یک سازه:

الف) طراحی معماری سازه و تهیه نقشه های آن: این نقشه ها توسط مهندس معمار، با توجه به ضوابط شهرداری و شهرسازی، نوع کاربری مورد نیاز از سازه و ملاحظات زیبایی شناسی تهیه می شود.

ب) تعیین سیستم سازه ای (باربر): جهت تحمل و انتقال انواع بارهای ثقلی و جانبی به پی سازه یک یا چند سیستم سازه ای در سازه

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

در نظر گرفته می‌شود که سیستم‌های قاب خمشی، قاب بادبندی، دیوار برشی، دیوار آجری و ... از جمله آن‌ها می‌باشند.

ب) بارگذاری سازه: این مرحله از طراحی که تا حدودی مقاومت مهندسی را در بر دارد مهم‌ترین مرحله در روند طراحی است.

ت) تعیین ابعاد اولیه اعضای سازه: برای انجام مراحل تحلیل سازه‌ها نامعین باید ابعاد کلیه مقاطع مشخص باشد تا در روند تعیین و توزیع بارها، در روش‌های گوناگون تحلیل مورد استفاده قرار گیرد. در ابتدا مهندس با کمک روش‌های تقریبی، تحلیل و طراحی اولیه‌ای برای اعضای سازه انجام می‌دهند. اگر اقدامات حدس اولیه ابعاد به کمک تجربه انجام می‌شود.

ث) تحلیل سازه و محاسبه نیروهای داخلی: این مرحله با استفاده از روش‌های معمول مقاومت مصالح و تحلیل سازه، توسط نرم‌افزارهای مهندسی انجام می‌گردد. حدس اولیه مناسب برای اعضای سازه می‌تواند منجر به نتایج منطقی از تحلیل گردد.

ج) طراحی اعضای سازه: این مرحله به کمک آیین‌نامه‌های طراحی و بر اساس اصول مکانیک جامدات صورت می‌گیرد.

چ) تحلیل و طراحی مجدد سازه: با توجه به این که عملاً لازم است ابعاد لازم برای بعضی از اعضای سازه با مقادیر حدس زده شده اولیه متفاوت باشد، مجدداً مراحل ث و ج تکرار می‌شود تا زمانی که نیروهای حاصل از تحلیل سازه بر اساس آن‌ها روابط طراحی مرحله چ را ارضا کنند ادامه می‌یابد.

ح) تهیه نقشه‌های اجرایی: در پایان، طراح سازه نتایج حاصل از طراحی تمام اعضا را برای به کارگیری توسط مجریان سازه به صورت نقشه‌ها و اسناد لازم ارائه می‌دهد.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

بارهای وارده بر سازه ها: بارگذاری سازه یکی از اولین اقداماتی است که باید در طراحی سازه ها توسط مهندسین انجام شود. در کشور ایران، مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان، وظیفه تعیین حداقل بارهای وارد بر سازه را بر عهده دارد.

* در مباحث بارگذاری، بارها به ۲ دسته اصلی تقسیم می شوند: بارهای ثابت و بارهای جانبی. بارهای ثابت در راستای ثقل زمین عمل کرده اما بارهای جانبی به صورت افقی بر ساختمان اعمال می شوند. مثلا بارهای مرده، زنده و برف، بارهای ثابت هستند. هم چنین بارهای زلزله و باد، بار جانبی هستند.

* در حالت کلی انواع بارهای وارده بر سازه به این صورت است:

الف) بارهای مرده: شامل وزن تمامی اجزای دائمی و ثابت ساختمان است که بار آن ها به سازه اعمال می شود. شامل وزن دیوارها، کف ها، تیرها، ستون ها، سقف ها، پوشش بام ها، پلکان، وزن تجهیزات و ماشین آلات ثابت ساختمان و کلیه تجهیزاتی که در تمام طول عمر سازه با آن همراه خواهد بود. تخمین میزان بارهای مرده نسبت به سایر بارهای وارده بر سازه با دقت بیش تری انجام شده و اعداد به دست آمده بیش تر قابل اعتماد می باشند. با توجه به شرایط لرزه خیزی ایران و تاثیر مستقیم بارهای مرده در ایجاد نیروهای ناشی از زلزله در اعضای سازه، توصیه می شود حتی المقدور سعی کنیم بخش عمده بارهای وارده را بارهای مرده تشکیل دهند.

ب) بارهای زنده: بارهای ناشی از وزن اجزای غیر دائمی ساختمان که هنگام استفاده از ساختمان به آن تحمیل می شود و شامل بارهای وارد از طرف محیط مثل باد، زلزله، برف و باران نمی شود. برخلاف بارهای مرده عدم قطعیت در مورد بارهای زنده بیش تر است. در مبحث ششم مقررات ملی

Scanned by CamScanner

Subject:
Date:
Jozvebama.ir

۱- بارهای زنده به دو دسته اتکایی و دینامیکی تقسیم شده است.

* تفاوت اساسی بارهای زنده و مرده این است که بارهای زنده متغیر و غیرقابل پیش بینی اند و تغییر در آن ها در طول زمان و هم چنین مکان رخ می دهد.

۲- بار زنده اتکایی: بارهایی هستند که قابلیت حرکت دارند مانند اثاثیه منزل و وسایل اداری و ... و یا بارهایی متحرک ولی با سرعت کم مانند حرکت انسان ها و حیوانات و ... که اثر چندانی قابل توجهی در سازه ایجاد نمی کنند.

۳- بار زنده دینامیکی: بارهای متحرک با اثر چندان قابل توجه در سازه مثل بار آسانسور ها، خودروها، جرثقیل ها و ... که گاهی به بارهای ضربه ای نیز تبدیل می شوند.

ب) بار برف: بار حاصل از برف که بر سازه ها اعمال می شود به موقعیت جغرافیایی و محل سازه از تراز متوسط سطح زمین برف تشکیل سازه و وضع آب و هوایی آن و وزش باد و ... دارد. بار برف را لازم است فقط برای بام ها و سطوح دیگر سازه که احتمال دارد برف در آن ها جمع شود در نظر گرفت؛ مانند حیاط های بالا آورده شده، بالکن ها و نوک برج های رو باز. بار برف در آیین نامه ها برابر است با وزن برف روی واحد سطح افقی تصویر بام. مقدار بار برف روی زمین تعیین می شود چون مقداری از برف که ممکن است در اثر وزش باد از روی بام پایین بریزد و یا به دلیل حرارت داخلی سازه آب شود.

پ) بار باد: بار باد بر همه سازه ها موثر بوده حاصل آن ایجاد تنش در اعضای سازه است. در سازه های سبک بلند

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

اثرات باد کاملا خطی شدید باشد. خصوصا اگر ساختمان در نواحی بادخیز قرار گرفته باشد. باد وزش سطوح جانبی و بام سازه در جهت عمود بر سطح بوده و به صورت مکش یا فشار اعمال می شود.

ث) بار زلزله: کلیه سازه ها باید در برابر نیروهای ایجاد شده در آن ها در اثر لرزش های ناشی از زلزله مورد طراحی قرار گیرند. انتخاب و طراحی ساختمان در برابر زلزله طرح (زلزله ای که احتمال تجاوز از آن (احتمال وقوع آن) در طول 50 سال عمر مفید ساختمان کم تر از 10 درصد است) توسط آیین نامه ها تعیین می شود.

ج) بار مرده و فشار خاک یا فشار توأم خاک و آب: در سازه هایی که در تماس مستقیم با خاک قرار دارند، بر اثر فشار جانبی خاک اشباع یا غیر اشباع بر سازه نیز در نظر گرفته شود. که این فشارها نیز بر اساس اصول علم مکانیک خاک تعیین می شود.

---

* قاب ها مجموعه ای از تیرها و ستون ها می باشند که برای تحمل بارهای ثقلی کاربرد دارند.

* اگر در قاب ها، اتصال تیر به ستون گیردار باشد، قاب خمشی و اگر مفصلی باشد قاب ساده یا مفصلی نام دارند.

* این که اتصال بخصوص مفصلی باشد یا گیردار تغییری در تعریف قاب خمشی یا مفصلی ایجاد نمی کند.

* برای سازه های 7 الی 8 طبقه (6 تا 9 درصد ساختمان ها) بهترین انتخاب برای طراحی، یک حد امنی قابل قبول این است که بار ثقلی را به کمک قاب ساده انتقال دهیم (به شرط داشتن اتصال های با ظرفیت چرخشی)

* تعداد باربندهای لازم در راستای های مختلف بستگی به سطح زیربنای طبقه دارد. اگر سطح زیربنای طبقه حدود 300 الی 400 مترمربع

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

۴ ملقه در هر ۲ راستا تقارن می‌کند. بدیهی است که برای مساحت بیش‌تر باشد، به پاره‌بند بیش‌تری نیاز داریم.

* تاب ساده نمی‌تواند جابه‌جایی را تحمل کند ولی تاب خمشی می‌تواند.

* اگر متقدر بود که در هر ۲ راستا از پاره‌بند استفاده کنیم، پس هر دو جهت تاب ساده خواهد بود و اعتقادی است. اما در غیر این صورت در یک راستا از تاب ساده + پاره‌بند و در راستای دیگر از تاب خمشی استفاده می‌کنیم.

---

* در روش تحلیلی دوری مجهول داشتیم: ۱) عکس‌العمل تکیه‌گاهی ۲) نیروهای داخلی

* ما دو نوع سازه می‌شناسیم: ۱) سازه معین ۲) سازه نامعین

۱) سازه معین: سازه‌ای است که با استفاده از معادلات تعادل، می‌توانیم مجهولات را به دست آوریم. یعنی تعداد معادلات با مجهولات برابر است.

* اگر تعداد مجهولات کم‌تر از 3 باشد، سازه ناپایدار است. اگر تعداد مجهولات بیش‌تر از 3 باشد، سازه نامعین است.

تفاوت عمده سازه معین و نامعین: در سازه‌های معین با استفاده از معادلات تعادل به راحتی مجهولات را می‌یابیم. اما در سازه‌های نامعین، ما برای یافتن مجهولات، علاوه بر معادلات تعادل، هم معادلات بیش‌تری نیاز داریم که بخشی از این معادلات، معادلات سازگاری تغییر شکل‌ها است. برای نوشتن معادلات ارژی و سازگاری تغییر شکل، به ابعاد و اندازه مقطع نیاز داریم.

* ما برای سازه‌های معین به ابعاد نیاز نداریم اما در سازه نامعین نیاز داریم.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

آشنایی با فولاد:

* اولین فلزی که وارد صنعت ساخته شد به عنوان عضوی از سازه مورد استفاده قرار گرفت، چدن است.
* چدن، آهنی است که بین 1.5 تا 3 درصد کربن داشته باشد.
* استفاده از فلز به عنوان مصالح سازه‌ای، به ساخت پل قوسی در انگلستان با دهانه 30m با استفاده از اعضای چدنی به سال‌های 1777 تا 1779 برمی‌گردد.
* چدن، مقاومت کششی پایینی دارد. برای کاهش این ضعف، درصد کربن را کاهش دادند و آن را به حدود 0.5 درصد رساندند و آن را آهن خام نامیدند. اما باز هم به مقاومت کششی مطلوب دست نیافتند. پس دوباره درصد کربن را کاهش دادند و به 0.5 درصد (یا حتی کمتر) و اسم آن را فولاد گذاشتند.
* فولاد آهنی است که میزان کربنش زیر 0.5 درصد است.

تولید کردن: برای شکل دادن به فولاد به آن حرارت می‌دهند (حدود 1700 درجه) تا به شکل خمیری درآید. پس این فولاد خمیری را از غلتک‌هایی عبور می‌دهند. و بعد از این کار، فولاد شکل مورد نظر را به خود می‌گیرد. به این فرآیند، نورد کردن گویند.

ویژگی‌های فولاد به عنوان مصالح سازه‌ای:

۱) اسکلت فولادی نسبت به وزنش مقاومت بیشتری دارد. یعنی وزن کمتری از فولاد مقاومت بیشتری از بتن یا وزن همتایش دارد.

Scanned by CamScanner

۲) اسکلت فولادی وزن کل ساختمان را می کاهد و چون نسبت به ابعاد مقاومت بیش تری دارد، در نواحی که محدودیت ابعاد ستون داریم (از نقطه نظر معماری دیده میشود) می توانیم از اسکلت فولادی استفاده کنیم. چون ابعاد مقاطع (ستون) فولادی کم تر می شود و برای ما امن پارکینگ به ما کمک می کند و به فضای معماری راحتی می دهد.

۳) سرعت ساخت سازه های اسکلت فولادی بیش تر است. چون بیش تر کارها در کارخانه انجام می شود و در محل فقط پیچ و جاگذاری انجام می شود.

۴) در سازه های اسکلت فولادی ارتفاع تیرها کم تر از ارتفاع تیر در اسکلت بتنی است. در نتیجه ارتفاع خالص طبقه از این بابت بیش تر می شود و فضای مورد معماری کاهش می یابد.

۵) اسکلت فولاد شکل پذیری بهتری دارد و در حرکات رفت و برگشتی و نوسانی زلزله خاصیت ارتجاعی بیش تری دارد و بیش تر دوام می آورد. چون رفتار تردی ندارد. مثل تنی نیست که بشکند و ترک بخورد. این خاصیت فولاد باعث استهلاک انرژی زلزله می شود.

۶) اجرای اسکلت فولادی نسبت به بتنی هزینه بیش تری دارد و گران تر تمام می شود (شاید حدودا 30 الی 35 درصد)

۷) در اسکلت بتنی، هزینه ها مرحله به مرحله پرداخت می شود و مرحله به مرحله مصالح خریداری انجام می شود. اما در اسکلت فلزی حرفه ای و نقدی و مالی بیش تر است.

۸) مشخصات مکانیکی فولاد: فولاد از نظر مقاومت یکنواخت همسان و متقارن ایزوتروپ است. اما در بتن این گونه نیست و متریال ناهمگن (ناهمسان) است.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

عوامل محیطی و عوامل اجرایی والستره است. (میزان آب، ابعاد شکل دانه و دیره، ریختن بتن از ارتفاع غیرمجاز، نسبت آب به سیمان و ... هم جزئی)

* نسبت آب به سیمان یا $\frac{w}{c}$ در بتن بسیار حائز اهمیت است و بین 0.4 تا 0.6 معمولا متغیر است. اگر این مقدار بیش از حد زیاد و از حد بتن با مقاومت بالا این نسبت تا 0.3 تا حتی 0.25 کاهش می یابد. استفاده از $\frac{w}{c}$ بالا خمیر سیمان را روان تر کرده و کار با بتن را تسهیل می کند. اگرچه توصیه می شود در بتن با $\frac{w}{c}$ پایین و به کمک روان کننده های مرغوب، به روانی خمیر سیمان دست یافت و کار با بتن را تسهیل کرد.

میزان آب مورد استفاده برای واکنش تقریبا چهار برابر حجم سیمان است. پس اضافه کردن آب بیش از 0.25 = $\frac{w}{c}$ در واکنش های شیمیایی شرکت نمی کند و فقط در خمیر سیمان فضا اشغال می کند. این آب با تبخیر داخلی بتن را به صورت اسفنجی و پوک تبدیل کرده و مقاومت خمیر سیمان و در نتیجه بتن را کاهش می دهد. حفره های متعددی که به دلیل استفاده از 0.25 < $\frac{w}{c}$ در خمیر سیمان ایجاد می شود، علاوه بر کاهش مقاومت، فضای مناسبی برای نفوذ انواع یون و تخریب های متعاقب در خمیر سیمان بتن می باشد. مناسب ترین روش برای بالا بردن کارایی بتن تازه، اضافه کردن آب و افزایش $\frac{w}{c}$ است. دلیل بهترین روش برای افزایش کارایی (میزان روانی بتن تازه و درجه سهولت ریختن و کار کردن با آن) حفظ نسبت آب به سیمان در یک حد کنترل شده و افزودن روان کننده یا فوق روان کننده به بتن است. علاوه بر کارایی بتن تازه، لرزیدن (ویبره) آن نیز بسیار حائز اهمیت است.

لرزیدن مناسب بتن سبب می شود که بتن در حین حمل، ریختن، ارتعاش و پرداخت سطحی به صورت همگن و یکنواخت باقی مانده و اجزای آن از هم جدا و متفرق نشوند. اصولا با افزایش آب به بتن کارایی آن افزایش یافته ولی لرزیدن به شدت افت می کند.

۹) معمولا خمیرهای فولادی برای تحمل نیروهای جانبی و زلزله، عملکرد بهتری دارند (به علت شکل پذیری و استهلاک انرژی زلزله). در صورتی که

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

سازه های بتنی برای تحمل بارهای ثقلی مناسب هستند.

۱۰) در سازه های بتنی با پدیده خزش روبرو می شویم. اما در سازه های فولادی این پدیده معمولا رخ نمی دهد.

* خزش: تغییر شکل ماده تحت تنش ثابت در طول زمان خزش نام دارد. اگر یک عضو بتنی (مثلا نمونه استوانه ای استاندارد) تحت فشار قرار گیرد،

در لحظه اول در آن یک کرنش فشاری ایجاد می شود، که به آن کرنش اولیه یا الاستیک گویند. این نمونه اگر در همین وضعیت باقی بماند، کرنش فشاری (از نوع تنش)

آن با گذشت زمان افزایش می یابد. اگر یک نمونه مشابه از نمونه بارگذاری شود، کرنش الاستیک اولیه بلافاصله برگشته و از آن به بعد با گذشت

زمان، یک کرنش خزشی معکوس صورت می گیرد. بنابراین پس از بارگذاری، با گذشت زمان قسمتی از خزش جبران می شود که به آن خزش برگشت پذیر در جهت

گویند و قسمتی از خزش با بارگذاری قابل جبران نیست که به آن خزش برگشت ناپذیر گویند.

* دلیل اصلی وقوع پدیده خزش خروج آب جذب شده در ساختار داخلی خمیر سیمان هیدراته شده در اثر اعمال بار (تنش ثابت) است که در طول زمان

رخ می دهد.

۱۱) امکان پذیرفت فولاد

۱۲) امکان تغییرات در سازه فولادی

۱۳) نفوذ ناپذیری فولاد: در فولاد، آب و گازهای مضر نفوذ نمی کنند. اما در بتن به علت وجود درزها و ترک ها، احتمال نفوذ مواد مضر وجود دارد.

۱۴) مقاومت متعادل فولاد: در بتن، مقاومت کششی ۱۰ الی ۱۵ درصد مقاومت فشاری است. اما مقاومت فولاد متعادل است.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

ایرادات وصنعتی های فولاد:

۱) صنعت در مقابل آتش سوزی: شاید مهم ترین صنعت فولاد صنعت در مقابل آتش سوزی است. فولاد در اثر آتش سوزی دچار منبسط شدن و تقلیل مقاومت (حتی به نصف) می شود.

* بر اساس آیین نامه ها، پیکره های فولادی باید به گونه ای طراحی شوند که بتوانند به مدت ۲ ساعت در مقابل آتش سوزی مقاومت کنند.

* حداقل سه روش برای مقاوم سازی فولاد در مقابل آتش سوزی وجود دارد:

الف) استفاده از تنش یا شکل به گونه ای که بیشترین تنش (در صورت امکان یا تمام سطح) روی فولاد ریخته شود یا پیشنهاد شود.

(به صورت قالب بندی یا شاتکریت)

ب) ریختن فوم و رنگ

* فوم هایی وجود دارند که در هنگام آتش سوزی منبسط می شود و در مقابل حرارت آتش به عنوان پیکره ای مقاومت می کنند.

* ریختن رنگ در اولویت آخرات.

۲) صنعت در مقابل خوردگی: هر چه هوا اطراف مرطوب تر باشد؛ احتمال خوردگی فولاد بیشتر می شود. از جمله ادویل استفاده از فولاد (در جوادیول های کلر و سولفات)

به عنوان مصالح ساختمانی کل از موارد پر خرج نگهداری رنگ آمیزی مداوم سازه برای جلوگیری از خوردگی (زنگ زدن) فولاد بود.

* علاوه بر استفاده از فولادهای خاص (ضد خوردگی) برای حفاظت فولاد در مقابل خوردگی، از پوشش رنگ های صنعتی و گالوانیزه کردن استفاده می شود.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

قبل از اعمال هرگونه رنگ، باید سطوح فولادی آماده سازی و تمیز شوند. در غیر این صورت، رنگ استفاده شده برای فولاد بعد از مدتی پوسته پوسته می شود.

* بهترین روش برای تمیز کاری، استفاده از روش Sand blast (تمیزکاری با پاشش مواد ساینده) است. برای این کار از ماسه استفاده می کنند. با استفاده از تجهیزات های با سرعت زیاد ماسه را به سطح فولادی می پاشند و این کار، تمام زنگ ها، مواد زائد، اکسیدهای حاصل از سوختن جوش ها و... از سطح فولاد برداشته می شوند. بعد از اتمام کار ماسه جمع می شود و تا حدی قابل استفاده است. در بعضی از کارخانه ها (با توجه به این که ماسه زود از بین می رود) از روش دیگری به نام shotblast استفاده می شود. روش کار به این صورت است که به جای پاشش ماسه، از ساچمه های فولادی که در دو نوع مختلف سرسخت وجود دارند استفاده می شود. توربین هایی وجود دارند که ساچمه های فولادی با قطر 2 الی 3 میلی متر را با سرعت به فولاد می پاشند و سطح فولاد تمیز می شود.

* مزیت استفاده از روش shotblast این است که تعداد دفعات قابل استفاده از ساچمه ها خیلی بیش تر از ماسه است.

* مزیت روش sandblast نسبت به shotblast این است که ماسه به علت جریان گیری بهتر، جریان را راحت تر از فولاد عبور می دهد و حتی گودی ها و جاهایی که سطح کاملا مستقیم نیست را هم خوب تمیز می کند.

* روش های مختلف کنترل آماده سازی و تمیز کاری سطوح: برای بررسی و کنترل میزان تمیزی سطوح فولاد از استانداردی سوئدی استفاده می شود. این استاندارد با تمیزی سطح فولاد می پردازد که بعد از جوش دادن ها کاملا پاک شده و هم چنین لایه های ضخیم زنگ از روی سطح آن برداشته شود.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

درجه بندی آماده سازی:

Sa 1 / تمیز کردن به صورت ساچمه پاشی خفیف) سطح فولاد پس از ساچمه پاشی و به هنگام بازرسی بدون ذره بین، باید عاری از روغن، چربی، کثیفی و لایه اکسید حاصل از نورد که چسبندگی آن کم می باشد و رنگ پوشش های رنگی و مواد خارجی دیگر باشد.

Sa 2 / تمیز کردن به صورت ساچمه پاشی عمیق) " " " " " " و بیشتر قشور لایه اکسید حاصل از نورد، رنگ، پوشش رنگی مواد خارجی از روی سطح زدوده شده، باید فولاد نمودار آماده ای باقی مانده باید

Sa 2.5 / تمیز کردن به صورت ساچمه پاشی عمیق تر) سطح فولاد پس از ساچمه پاشی به هنگام بازرسی بدون استفاده از ذره بین باید کاملا عاری از روغن چربی و کثیفی باشد و نیز باید لایه ی اکسید حاصل از نورد، رنگ، پوشش های رنگی و مواد خارجی دیگر کاملا زدوده باشند. هرگونه اثر به جا مانده از مواد آلاینده، عموما به صورت لکه های جزئی به شکل خال ها و نوارها باید تقریبا یکنواخت باشد. این یک استاندارد مناسب برای اسکلت فلزی است. در این استاندارد، رنگ فولاد به رنگ خاکستری خواهد بود.

Sa 3 / تمیز کردن به صورت ساچمه پاشی با حصول سطح نقره ای فولاد) سطح فولاد پس از ساچمه پاشی، به هنگام بازرسی بدون استفاده از ذره بین، باید عاری از روغن چربی و کثیفی باشد و نیز باید لایه ی اکسید حاصل از نورد، رنگ، پوشش های رنگی و مواد خارجی کاملا زدوده شده باشند. این چنین سطحی باید دارای نمای فلزی یکنواخت نقره ای باشد.

رنگ آمیزی: بعد از اطمینان از تمیز بودن سطح فولاد، نوبت رنگ آمیزی فرا می رسد. برای حفاظت سازه های فولادی در مقابل خوردگی باید طبق سطوح رنگ آمیزی شوند؛ مگر در مواردی که از نظر دستگاه نظارت تقریح شوند. کارهای فولادی که در تماس با بتن قرار دارند، لازم نیست

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

Date ۹۸/۱۰/۹ گرد آورنده: میلاد رضایی

رنگ میشوند.

* در ایران از سه مدل رنگ استفاده میشود: رنگ کوره‌ای، رنگ رنج، اپوکسی

رنگ کوره‌ای: معمولا ضد خوردگی معمولی است و در بسیاری از سازه‌های فولادی استفاده میشود. به این رنگ‌ها، رنگ آلکیدی هم می‌گویند.

* میزان استفاده از رنگ برای سطوح فولادی بستگی به میزان رطوبت محیط و عرق بودن مقاطع در بتن دارد. (یا نبودن)

* در آیین‌نامه مناطق با توجه به شرایط آب و هوایی به سه بخش تقسیم می‌شوند: معتدل، سخت، بسیار سخت و ساحلی

شرایط محیطی معتدل: شرایط آب و هوایی با رطوبت نسبی متوسط کم تر از 50٪ مانند شهر تهران

شرایط محیطی سخت، " " " بین 50٪ تا 80٪ مانند شهر ری‌شت

شرایط محیطی بسیار سخت و ساحلی، " " بیش از 80٪ همراه با تجارب کاری آن. مثل شهر بندر عباس

* کلیه مصالح و قطعات فولاد، باید طبق مشخصات جدول زیر رنگ شوند: (حداقل فنی جهت رنگ آمیزی قطعات فولادی در شرایط محیطی مختلف)

شرایط محیطی	آماده سازی سطح فولاد	نوع و فنی مت رنگ: داخل دیوار و سازه کاری	روباز و در محیط آلوده	در معرض شرایط جوی
معتدل	Sa 2	40 میکرون ضد زنگ (آلکیدی)	40 میکرون آستر آلکیدی + 40 میکرون رویه آلکیدی	3 × 40 میکرون آلکیدی (آستر + میانی + رویه)
سخت	Sa 2.5	40 میکرون اپوکسی (آستر)	3 × 40 میکرون اپوکسی (آستر + میانی + رویه)	3 × 60 میکرون (آستر + میانه + رویه)
بسیار سخت و ساحلی	Sa 3	2 × 40 میکرون اپوکسی (آستر + لعیم)	3 × 60 میکرون اپوکسی (آستر + میانی + رویه)	3 لایه جمعا 400 میکرون (آستر + میانه + رویه)

P4PCO

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

* میکرومتر = 10^{-6} m

* زنگ زدگی، خوردگی است که نارنجی رنگ است.

* ۲ روش دیگر برای مقابله با خوردگی فولاد وجود دارد که شاید در پایه کمتر کاربرد داشته باشند: ۱) حفاظت کاتودیک ۲) گالوانیزه کردن

* آخرین نقطه ضعف فولاد پدیده ی کمانش است. مقاومت فولاد در برابر کمانش پایین است.

(Buckling)

از آنجا که فولاد مقاطع ظریفی دارد، اگر از دو انتها هم آن چنان وارد کنیم، قبل از رسیدن به مقاومت مطلوب، یک ناپایداری میکند که به این پدیده کمانش گویند. در ستون، کمانش خیلی کم تر اتفاق می افتد.

* هر چه مقاطع نازک تر باشند، احتمال کمانش بیش تر می شود.

۹۸/۷/۱۶

مقاطع یا نیم رخ های متداول در اعضای سازه های فولادی (Profile):

مقاطع فولادی معمولا در کارخانه ها تولید می شوند. هر چند در بسیاری از موارد، مقاطع سازه های فولادی به کمک ورق های تولیدی توسط کارخانه ها، حسب مورد و با توجه به ابعاد طراحی شده، جایگزین می شوند. در ایران مقاطع فولادی عمدتا با استاندارد DIN آلمان تولید می شوند که عبارتند از:

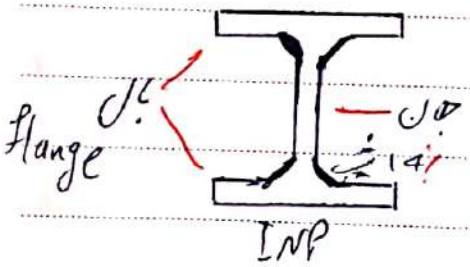
۱) نیم رخ IND یا I: این مقاطع دارای بال های پهن و بزرگ حول محور قوی خود نسبت به محور ضعیف هستند. به علت سبک بودن، برای تیرها مناسب بوده و برای استفاده بعنوان مقطع ستون باید به شکل مرکب به کار گرفته شوند. ضخامت متغیر بال آن ها، استفاده از اتصالات

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

هیچی در بال آن ها را متصل می کند.

* در این مقاطع بین بال و جان زاویه "۹۰ وجود دارد (بال های این مقاطع دارای شیب ۱۴٪ می باشند)



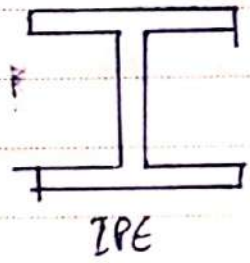
* INP مخفف عبارت "I" Normal Profile می باشد.

* در این مقاطع، عرض بال نصف ارتفاع آن ها است. و این مقاطع با ارتفاع شان شناخته می شوند مثلا وقتی می گوییم INP 180 یعنی یک پروفیل INP با ارتفاع 180mm.

* مقاطع INP از سایز 80mm تا 400mm برای مقاصد کاربردهای مختلف تولید می شود.

* در حال حاضر این مقطع در ایران تولید می شود.

۲) نیم رخ IPE: این نیم رخ ها نیز جزء نیم رخ های I شکل محسوب می شوند و کلیه خواص INP را دارند با این تفاوت که ضخامت بال آن ها ثابت بوده و شیب ندارد و اتصالات پیچی در آن ها به سهولت بیشتری به بال اجرا است.



* این مقطع از سایز 80mm تا 600mm تولید می شود. اما در ایران، از سایز 140، 160،

180، 200، 220، 240، 270 و 300 تولید می شود.

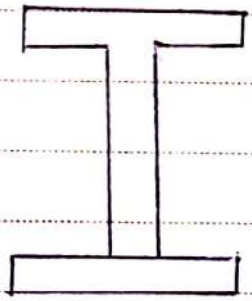
۳) نیم رخ IPB: این نیم رخ ها، نیم رخ I شکل بال پهن معروف می باشند و در سه دسته IPB، IPB متوسط، IPB سنگین تولید می شوند. این مقاطع جهت نیم رخ هایی برای ستون نیز مناسب هستند.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: علیرضا رضایی

* در این مقاطع، ارتفاع و عرض بال با هم برابر می باشد. به این مقاطع، مقاطع H نیز گفته می شود.



در آیین نامه آمریکا، به این مقاطع Wide flange نیز می گویند.

IPB

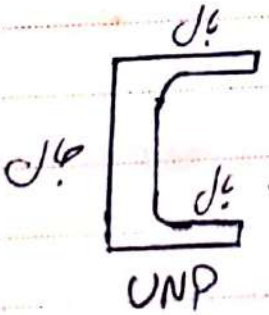
* به مقاطع IPB، IPE و INP، به طور کلی، مقاطع (نیم رخ تیپ) I گفته می شود؛ که از مهم ترین نیم رخ های صنعتی در ساختمان های اسکلت فلزی هستند. چون به دلیل بزرگ بودن ممان اینرسی نسبت به محور x-x مقاومت خمشی زیاد حول این محور وجود دارد.

۲) نیم رخ ناودانی: این مقاطع نیز دارای یک محور تقارن هستند و خیلی پرکاربرد می باشند. به احتمال زیاد در آن جا پیچیش ایجاد نمی شود. این مقاطع عمدتاً در پوشش سقف ها کاربرد دارند. هم چنین در ساخت ستون های مرکب، تیرهای مشبک، جرثقیل ها و ... کاربرد دارند.

* این مقاطع به صورت تک، مقاومت خمشی زیادی ندارند و بنابراین بهتر است به عنوان یک عضو خمشی (تیر) به صورت دوبل مورد استفاده قرار گیرد.

* ابعاد و مشخصات این نیمرخ ها در جداول اشتال وجود دارد.

* اشتال (stahl) در زبان آلمانی به معنای فولاد است که معادل کلمه steel در زبان انگلیسی است.



UNP

* نیم رخ ناودانی UNP، در آیین نامه آمریکا، channel نام دارد.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

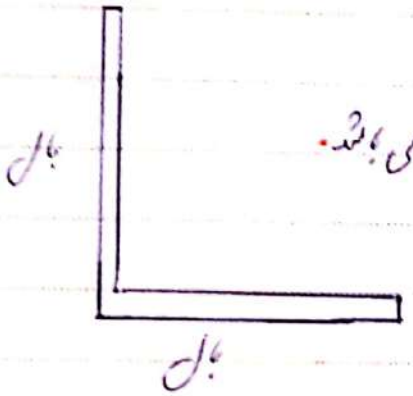
★ این نیم رخ تا ارتفاع 90cm تولید می شود.

★ نمونه هایی که به این شکل می توانند به صورت دوبل به کار روند: ۱) [] ۲)][

مورد ۱ مناسب تر است (از نظر اجرا). ولی از نظر مقاومت بین این دو مورد، فرقی نیست.

۵) نیم رخ نبشی: این مقاطع به نیم رخ های ناودانی نیز معروفند و بیش تر در تقویت اعضا و هم عنوان اجزای اتصالات کاربرد دارند.

یکی از ساده ترین نیم رخ های ساختمانی است.



★ بیش ترین کاربرد آن، به صورت تک یا دوبل در ساخت مقاطع مرکب می باشد.

★ نبشی در طول های 6m، 12m و 15m تولید می شود.

★ نبشی ها یا بال مساوی و نامساوی تولید می شوند.

★ علامت اختصاری نبشی در نقشه های فنی L می باشد و بعد از آن سه عدد قرار داده می شود که دو عدد اول بعد از آن مربوط به پهنای بال ها و عدد سوم مربوط به ضخامت آن است. مثلا: L 80×80×8 mm یا L 100×100×10 mm یا L 120×120×12 mm

و L 150×150×15 که از این سایز به بعد قیمت آن گران تر می شود.

۶) نیم رخ ناودانی: این نیم رخ ها با دادن مقاومت قاعده دار تولید می شوند. برای هایی که قاعده بال دو برابر ارتفاع مقطع آن هاست.

این نیم رخ ها از ابعاد L 30×60 mm تا 120×60 mm تولید می شوند.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: هلیاد رضایی

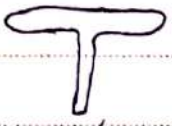
البته باید گفت که نیم رخ سبری با قاعده و ارتفاع کمتری نیز تولید می‌شود. این نیم رخ‌ها در ابعاد 20×20mm تا 140×140mm تولید می‌شوند

* عیب عمده‌ی نیم رخ سبری مقاومت خمشی کم و سطوح مایل بال‌هاست که اتصالات آن‌ها را مشکل می‌کند.

* این نیم رخ بیش‌تر در ساخت خرپا (یک یا دوبل) مهاربند، دور و پنجره، سقف شیروانی و انکلت سقف کاذب کاربرد دارد.

علامت اختصاری آن در نقشه‌های فنی T یا ⊥ است و اعداد بعد از آن به ترتیب پهنای قاعده و ارتفاع آن می‌باشند.

* کاربرد این مقطع در اتصالات سازه‌های فولادی کم می‌باشد.

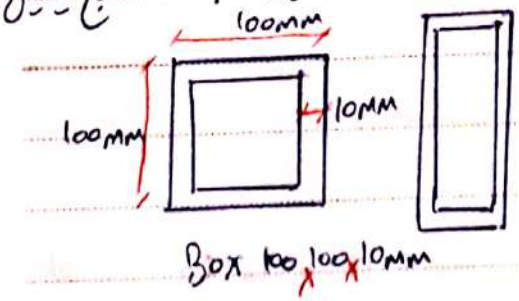


۷) نیم رخ Z (زد): این مقاطع عمدتا در پوشش سقف‌های شیب‌دار (سوله) و دربازسازی آن جایی که کار می‌روند. مرکز برش و مرکز سطح این مقاطع بر هم منطبق می‌باشند. در این مقاطع به دلیل عدم وجود تقارن، محاسبه‌ی تنش‌ها باید بر اساس تئوری‌های خمش نامتقارن صورت گیرد.

از این نیم رخ در کشتی سازی هم استفاده می‌شود.

* در نقشه‌های فنی با حرف اختصاری Z نشان داده می‌شود و عدد بعد از آن، ارتفاع را نشان می‌دهد.

۸) قوطی Box: این مقطع جزء مقاطع جدار نازک بسته می‌باشد و برای تحمل پیچش بسیار مناسب می‌باشد. قوطی می‌تواند به صورت مربع یا مستطیل باشد.

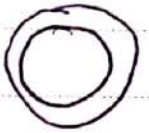


* قوطی‌های مربع شکل برای تیرها و ستون‌های سازه‌های یک طبقه می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

۹) لوله: لوله نیز مانند Box جزء مقاطع جدارنازک سرد باشند و برای تحمل پیچش بسیار مناسب هستند.
Pipe



* لوله ها براساس تکنولوژی ساخت تقسیم بندی میشوند.

۱۰) ورق: تمام مقاطع ذکر شده را میتوان با ورق نیز ساخت ولی در این صورت شکل و ابعاد مقطع ساخته شده استاندارد نیست.

چون ابعاد و اندازه ی آن را ما تعیین میکنیم و در اختیار ماست.

* ورق (sheet) فولادی عموماً دارای طول 6m یا 12m و عرض متغیر است.

* شرکت های مورد نیاز که ورق فولادی تولید میکنند؛ ورق های تولیدی آن ها دارای ابعاد زیر هستند.

شرکت فولاد مبارکه: ورق با ضخامت حداکثر 15mm و عرض 1.5m
($t \leq 15m$) ($b \leq 1.5m$)

شرکت کاوه: " " " با ابعاد بدون محدودیت و عرض $1.5m \leq b \leq 2.5m$

شرکت اوکسین: " " " " " و عرض $b = 2m$

* دو شکل های فوق ورق را Pl نمایش می دهند.

یادآوری از استاتیک: مشخصات هندسی سطوح

۱) مرکز سطح: قوانین به دست آوردن مرکز سطح:

الف) اگر جسمی دارای ۲ محور تقارن باشد؛ محل تلاقی ۲ محور تقارن، مرکز سطح آن جسم است.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

ب) اگر جسمی دارای یک محور تقارن باشد، مرکز سطح حتما بر روی آن محور تقارن واقع است.

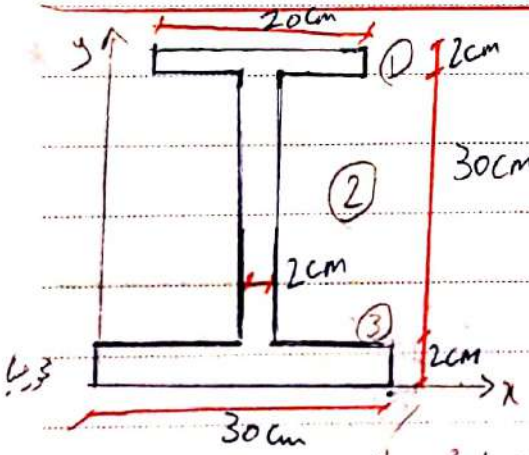
ج) به طور کلی برای به دست آوردن مرکز سطح از روابط زیر استفاده می‌کنیم

$$\bar{Y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{A_1\bar{y}_1 + A_2\bar{y}_2 + \dots}{A_1 + A_2 + \dots} \qquad \bar{X} = \frac{\sum A_i \bar{x}_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 x_1 + A_2 x_2}{A_1 + A_2}$$

* لازم به ذکر است که برای به دست آوردن مرکز سطح یک مقطع ابتدا باید یک محور مبنا در نظر بگیریم (ترجیحاً پایین‌ترین سمت مقطع). $\bar{Y}$ فاصله عمودی مرکز سطح تا محور مبنا است.

* تقاطعی که با آن‌ها برخورد می‌کنیم ممکن است متشکل از چند شکل ساده باشد که مرکز سطح هرکدام از آن‌ها را با کمال مشخص است. پس سر خود با این تقاطع باید آن را به اشکال ساده‌تر تجزیه کنیم.

مثال: مرکز سطح مقطع روبرو را بیابید.



حل: با توجه به شکل روبرو، شکل دارای ۲ محور تقارن نیست که بتوانیم مرکز سطح را از محل تلاقی دو محور تقارن بیابیم. این شکل دارای یک محور تقارن در راستای محور y‌ها است. پس قطعاً مرکز سطح نیز بر همین محور تقارن است. برای به دست آوردن محل دقیق آن از روابط زیر استفاده می‌کنیم:

$$\bar{Y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1\bar{y}_1 + A_2\bar{y}_2 + A_3\bar{y}_3}{A_1 + A_2 + A_3} = \frac{(20\times2\times31) + (30\times2\times17) + (30\times2\times1)}{(20\times2) + (30\times2) + (30\times2)} = \frac{1320 + 1020 + 60}{160}$$

$$\rightarrow \bar{Y} = \frac{2400}{160} = 15\,cm$$

$\bar{X}$ را هم به همین صورت به دست آوردیم:

$$\bar{X} = \frac{\sum A_i \bar{x}_i}{\sum A_i} = \frac{(20\times2\times15) + (30\times2\times15) + (30\times2\times15)}{(20\times2) + (30\times2) + (30\times2)} = \frac{600 + 900 + 900}{160} = \frac{2400}{160} = 15\,cm$$

Scanned by CamScanner

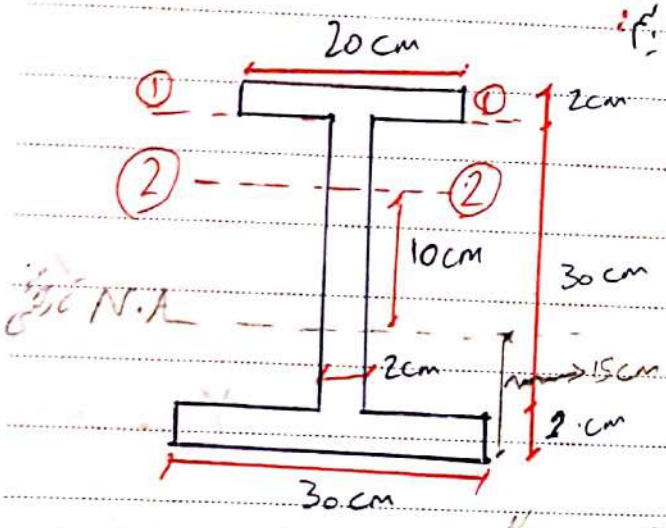
Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

$Q = A \cdot d$

۲) لنگر اول سطح: لنگر اول سطح از رابطه روبرو به دست می‌آید.

مثال: می‌خواهیم لنگر اول سطح را در تار ①-① و ②-② بیابیم:



برای به دست آوردن لنگر اول سطح در تار ①-① (Q₁) می‌بینیم که تار ①-① شکل را به ۲ قسمت تقسیم می‌کند یک قسمت آن بالای تار ①-① است و قسمت دیگر شکل پایین تار ①-① جا می‌گیرد

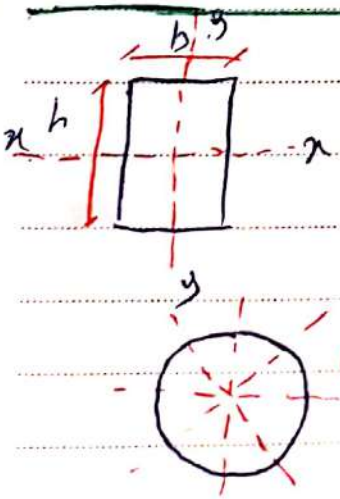
به دست کوچکتر کار می‌کنیم (به علت راحت‌تر بودن محاسبات) اما حتی اگر قسمت بزرگ‌تر هم در نظر بگیریم، عددهای نباید متفاوت باشند. حالا برای به دست آوردن Q_1 به قسمت بالای تار ①-① را در نظر می‌گیریم. بنابراین:

$$Q = A \cdot d = (20 \times 2) \times ((34-15)-(2-1))$$
$$\rightarrow Q = 720\ cm^3$$

★ در رابطه‌ی $Q = A \cdot d$، A مساحت قسمت مورد نظر و d فاصله مرکز سطح قسمت مورد نظر از تار خنثی است.

$$Q_2 = ((20 \times 2) \times 18) + ((7 \times 2) \times 13.5) = 720 + 189 = 909\ cm^3$$

۳) لنگر دوم سطح (ممان اینرسی): ممان اینرسی برای اشکال مستطیلی:



$$I_x = \frac{bh^3}{12} \qquad I_y = \frac{hb^3}{12}$$

ممان اینرسی برای دایره: حول هر محور عبوری از مرکز سطح دایره ممان اینرسی ثابت است و برابر است با:

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

Scanned by CamScanner

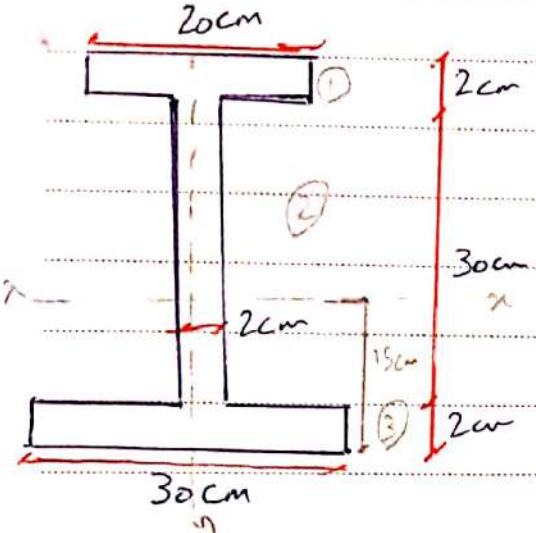
Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

قانون انتقال محورها در محاسبات ممان اینرسی (قانون محورهای موازی):

$$I_x = \bar{I}_x + Ad^2 \qquad I_y = \bar{I}_y + Ad^2$$

مثال: می‌خواهیم ممان اینرسی حول محور $x-x$ و $y-y$ را بیابیم.



$$I_{x_{①}} = \bar{I}_{x_{①}} + A_1 d_1^2 = \frac{20\times 2^3}{12} + 20\times 2\times 18^2 = 12973\,cm^4$$

$$I_{x_{②}} = \bar{I}_{x_{②}} + A_2 d_2^2 = \frac{2\times 30^3}{12} + 2\times 30\times (17-15)^2 = 9740\,cm^4$$

$$I_{x_{③}} = \bar{I}_{x_{③}} + A_3 d_3^2 = \frac{30\times 2^3}{12} + 30\times 2\times 14^2 = 11780\,cm^4$$

$$I_{x_{total}} = I_{x_{①}} + I_{x_{②}} + I_{x_{③}} = 29493\,cm^4$$

$$I_{y_{①}} = \bar{I}_{y_{①}} + A_1 d_1^2 = \frac{2\times 20^3}{12} + 0 = 1333$$

$$I_{y_{②}} = \bar{I}_{y_{②}} + A_2 d_2^2 = \frac{30\times 2^3}{12} = 20$$

$$I_{y_{③}} = \bar{I}_{y_{③}} + A_3 d_3^2 = \frac{2\times 30^3}{12} = 4500$$

$$\Rightarrow I_{y_{total}} = I_{y_{①}} + I_{y_{②}} + I_{y_{③}} = 5853\,cm^4$$

* هر کدام از محورهای $x-x$ و $y-y$ که $\bar{I}$ (ممان اینرسی) حول آن‌ها بیشتر باشد یعنی مقطع در راستای آن محور نرم‌تر است.

---

۴) اساس مقطع (Section of modules): اساس مقطع S از تقسیم ممان اینرسی مقطع بر فاصله دورترین تار (تارهای خارجی) مقطع از تار خنثی به دست می‌آید.

$$S = \frac{I}{c}$$

از آن‌جا که مقدار c از دو جهت بالا و پایین (تارهای بالایی و پایینی) قابل اندازه‌گیری است پس ۲ مقدار S برای هر مقطع وجود دارد.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

و ملاک عمل همیشه با مقدار کوچکتری می‌باشد. چون تنش‌های بزرگتری را نتیجه می‌دهد. در تقاطع تمام‌کار، این دو مقداری با هم برابر خواهند بود.

* اساس مقطع نشان‌دهنده مقاومت مقطع در مقابل بارهای خمشی است.

* گفته شد که ملاک عمل با مقدار کوچک است چون تنش‌های بزرگتری از مقطع را نتیجه می‌دهد علت را می‌توان از رابطه مقابل دریافت

$$\sigma = \frac{My}{I} \xrightarrow{y_{max}=c} \sigma = \frac{Mc}{I} \xrightarrow{\frac{I}{c}=S} \sigma = \frac{M}{S}$$

از رابطه فوق می‌بینیم که σ و S رابطه عکس دارند. یعنی هرچه S کوچکتر باشد، تنش بزرگتری را نتیجه می‌دهد.

روابط اساس مقطع براساس مقدار x از جهت بالا و پایین:

$$S_{x_{top}} = \frac{I_x}{c_{top}} \qquad S_{x_{bottom}} = \frac{I_x}{c_{bottom}}$$

روابط اساس مقطع براساس مقدار y از جهت چپ و راست:

$$S_{y_{Right}} = \frac{I_y}{c_{Right}} \qquad S_{y_{left}} = \frac{I_y}{c_{left}}$$

مثال: اساس مقطع در مثال قبل بدین صورت است:

$$S_{x_{top}} = \frac{29493}{19} = 1552\ cm^3 \qquad S_{x_{bottom}} = \frac{29493}{15} = 1966$$

$$S_{y_{Right}} = \frac{5853}{15} = 390\ cm^3 \qquad S_{y_{left}} = \frac{5853}{15} = 390\ cm^3$$

دیدیم که S_y در جهات راست و چپ با هم برابرند. و این به علت تقارن مقطع حول محور y می‌باشد.

---

۴) شعاع ژیراسیون (Radius of Gyration): عبارت از فاصله تا جزئی مقطع تا یک نقطه فرضی که در آن نقطه می‌توان تمام سطح مقطع را متمرکز کرد بدون آن که تغیری در ممان اینرسی ایجاد شود. از این رابطه بدست می‌آید:

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

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

در شکل قبل می‌توانیم r_x را به راحتی بدست آوریم

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2949}{160}} = 13.57 \approx 13.6\ cm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5963}{160}} = 6.0\ cm$$

$$A = (20\times 2) + (30\times 2) + (30\times 2) = 160$$

۹۸/۷/۲۳

نمودار تنش کرنش فولاد و بررسی آن، برای تعیین نمودار تنش کرنش مصالح مثل فولاد

معمولا یک آزمایش کششی ساده روی نمونه‌ای از آن مصالح انجام می‌دهند سطح مقطع نمونه استوانه‌ای شکل را به دقت تعیین کرده و دو علامت مقیاس به فاصله‌ی l_0 از یکدیگر روی آن حک می‌کنند به طول l_0 فاصله مقیاس می‌گویند نمونه آزمایشی در دستگاه یونیورسال قرار می‌گیرد از این دستگاه برای اعمال نیروی محوری کششی P استفاده می‌شود با افزایش نیروی P فاصله‌ی بین دو علامت مقیاس افزایش می‌یابد و به l می‌رسد l توسط یک صفحه مدرج اندازه‌گیری شده و افزایش طول $\Delta l = l - l_0$ برای هر مقدار P ثبت می‌شود

برای هر زوج مقادیر P و Δl تنش σ از تقسیم نیروی P بر سطح مقطع اولیه نمونه A_0 به دست می‌آید می‌دانیم که $\sigma = \frac{P}{A}$ هم چنین کرنش ε نیز از تقسیم افزایش طول Δl بر فاصله مقیاس l_0 به دست می‌آید اگر مقادیر ε را روی محور طول و مقادیر σ را روی محور عرض‌ها وارد کنیم

و از نقاط به دست آمده یک منحنی عبور دهیم نمودار تنش کرنش برای نمونه آزمایشی به دست می‌آید

* نقطه پایانی هر نمودار تنش کرنش نشان دهنده شکست یا گسیختگی نمونه است مصالحی که تا هنگام گسیختگی بتوانند کرنش‌های بزرگی را تحمل کنند به مصالح شکل پذیر معروفند. مصالحی که فاقد این خاصیت باشند مصالح شکننده نام دارند.

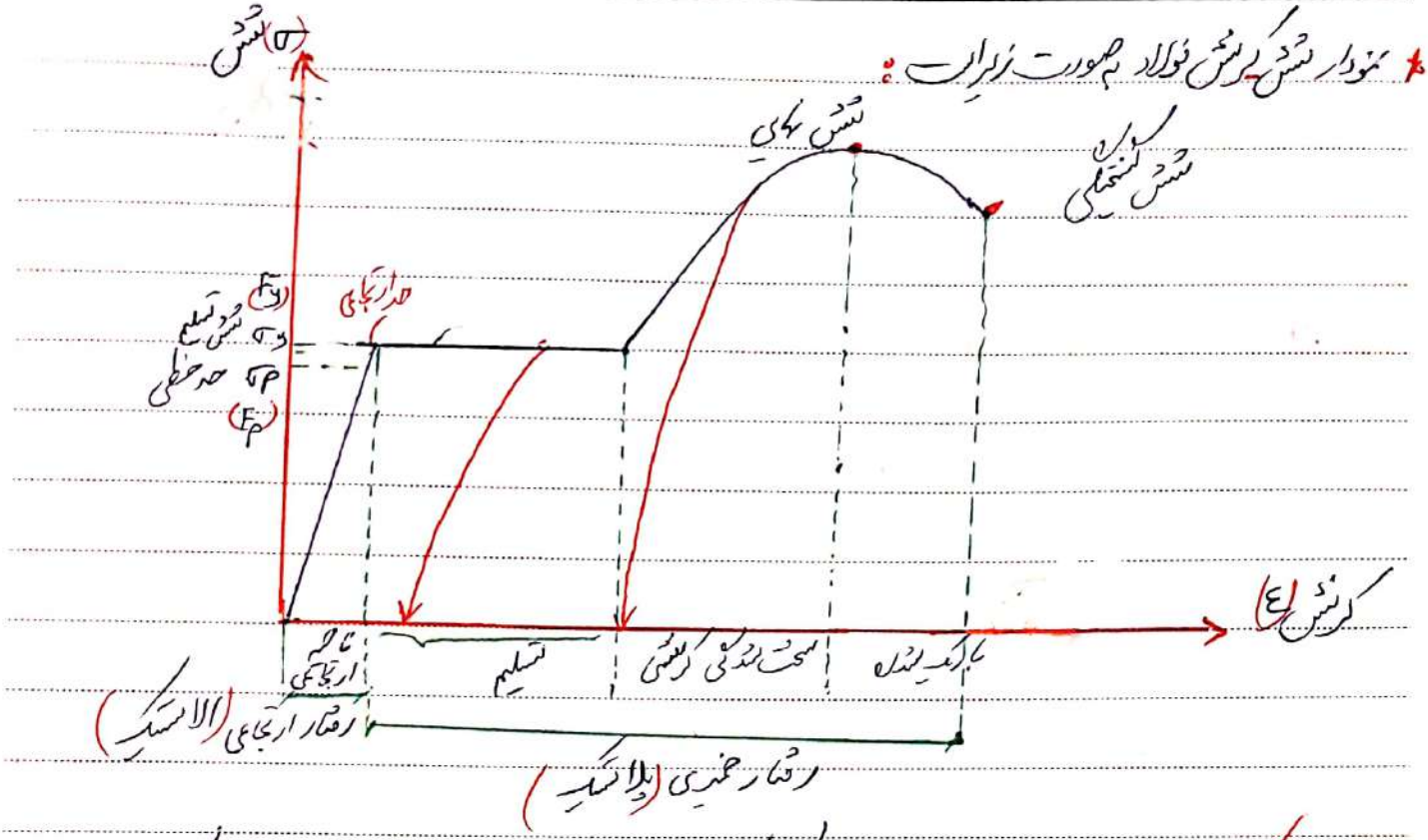
* مثلا فولاد از مصالح شکل پذیر و بتن از مصالح شکننده است.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

* نمودار تنش کرنش فولاد به صورت زیر است:



* رفتار الاستیک (Elastic behaviour): رفتاری را گویند که بعد از بارداری نمونه به طول یا شکل یا هندسه اولیه برگردد. این ناحیه در ابتدای نمودار تنش کرنش قرار دارد و در آن تنش متناسب با کرنش است. حد فوقانی این ناحیه حد خطی نام دارد و با σ_p نشان داده می‌شود.

بعد از حد خطی ناحیه کوتاه غیرخطی ولی ارتجاعی وجود دارد. حد این ناحیه حد ارتجاعی (الاستیک) نام دارد. در فولاد حد ارتجاعی و حد خطی خیلی به هم نزدیک هستند و تشخیص آن‌ها از هم سخت است.

* تسلیم: به فاصله کوتاهی از حد ارتجاعی کمیت تنش ثابت و بدون افزایش بار تغییر شکل دایمی قابل توجهی در نمونه ایجاد می‌شود. این رفتار تسلیم نام دارد و تنش متناظر آن تنش تسلیم یا جاری شدن σ_y نام دارد. تغییر شکل تسلیم حدود 10 تا 40 برابر کرنش حد خطی است.
(Yield Point) (F_y)

* سخت شدگی کرنشی (Strain hardening): بعد از حد تسلیم مقداری افزایش تنش ولی با شیب ملایم‌تر نسبت به ناحیه ابتدایی الاستیک نمونه

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

وجود دارد. این سر صعودی در نمودار به سخت شدگی کرنشی معروف است. پس این ناحیه به تدریج کاهش یافته تا در تنش نهایی (σ_u) (ultimate stress) به صورت افقی (پس صاف) در آید. در حالی ناحیه سخت شدگی، سطح مقطع نمونه در تمام طول آن شروع به کاهش می‌کند.

* باریک شدگی (Necking): بعد از تنش نهایی، کاهش در سطح مقطع نمونه در یک ناحیه‌ی موضعی شدت می‌یابد و یک ناحیه‌ی باریک شده (گردن) در نمونه ایجاد می‌شود که در نهایت منجر به گسیختگی نمونه می‌شود. بعد از تنش نهایی، نمودار سریعاً فرو می‌افتد تا به تنش گسیختگی (Fracture Stress) برسد.

* در ناحیه‌ی پلاستیک بعد از برداری بخشی از تغییر شکل باقی می‌ماند و در نمودار با شکست مشخص می‌شود.

مثال داده شده است.

* ضریب ارتجاعی از لحاظ فیزیکی یا میزان سختی (stiffness) مصالح در مقابل بارهای وارده است.

* ضریب ارتجاعی در واقع ضریب زاویه یا میزان خطی ارتجاعی از نمودار تنش کرنش است.

* قانون هوک به این صورت است $\sigma = E\varepsilon$ که در آن σ: تنش، E ضریب ارتجاعی (الاستیسیته) یا ضریب یانگ نام دارد و ε کرنش است. چون ε فاقد بعد است، بعد E از جنس تنش است که در سیستم SI برحسب $\frac{N}{mm^2}$ بیان می‌شود.

ضریب E برای انواع فولاد در محدوده‌ی 2.1×10^5 تا 2×10^5 نیوتن بر میلی‌متر مربع قرار دارد. علت بزرگ بودن E در فولاد کم بودن ε کرنش است. به همین علت در سازه‌های فولادی تغییر شکل دیده نمی‌شود.

Scanned by CamScanner

Subject:
Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

* گفته شد که فولاد در حقیقت آهنی است که میزان کربن آن کم است. در آن ناخالصی هایی وجود دارد مثل کربن، منگنز، مس، مولیبدن، کروم، نیکل. این ها عناصر فلزی و غیر فلزی می باشند که در فولاد وجود دارند و به آن ها آلیاژ های فولاد گویند.

* منگنز باعث افزایش شکل پذیری فولاد می شود.

* مولیبدن و کروم باعث بهبود و جوش پذیری بهتر می شوند.

انواع فولاد در ایران: به طور کلی فولاد مورد استفاده در ایران فولاد کربن دار Carbon steel است. این فولادها به ۴ رده کم کربن، کربن کم تر از ۰.۱۵ درصد)، کربن ملایم (۰.۱۵ تا ۰.۲۹ درصد) کربن متوسط (۰.۳ تا ۰.۵۹ درصد) و پر کربن (۰.۶ تا ۱.۷ درصد) تقسیم می شوند. فولادهای کربن دار به ۵ دسته تقسیم می شوند:

۱) فولاد نرمه ST37: فولادهای کربن دار با خاصیت شکل پذیری در رده کربن ملایم قرار دارند و به آن ها فولاد نرمه گویند. حداکثر کربن فولاد نرمه ST37 نسبت به ضخامت بین ۰.۲۵ الی ۰.۲۹ درصد متغیر است. افزایش درصد کربن، باعث افزایش تنش تسلیم، کاهش شکل پذیری و شکل شدن و جوشکاری می شود. اگر درصد کربن از ۰.۳ درصد تجاوز کند، عمل جوشکاری پرخرج شده و احتیاج به پیش گرمایش، پس گرمایش و الکترودهای خاص می باشد.

تنش تسلیم فولادهای نرمه معمولا بین ۲۲۰۰ تا ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع است.

* حدود ۸۵ درصد فولادهای مورد استفاده در ایران از این نوع است.

۲) فولاد با مقاومت کم آلیاژی ST52: این فولادها با افزایش مقادیر ناچیزی آلیاژ نظیر کروم، مس، منگنز، مولیبدن، نیکل، منیوم و وانادیم به

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

۹۸/۷/۲۳

فولادهای کربن دار بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند. لازم به ذکر است که کربن این فولادها نسبت به فولاد نرمه کم‌تر است. افزایش آلیاژهای ذکر شده باعث پایین آمدن مدول پلاستیسیته آهن و در نتیجه افزایش مقاومت آن می‌شود. فولادهای پرمقاومت آلیاژدار در شرایط عادی مورد استفاده قرار می‌گیرند و برای جوشکاری آن‌ها به هیچ گونه پیش گرمایش و پس گرمایش نیاز نیست. فولادهای ST52 دارای تنش تسلیم بین 4800 تا 2800 کیلوگرم بر سانتی متر مربع می‌باشند.

3) فولادهای آلیاژدار آب داده باز پخت شده: اگر فولادهای پرمقاومت کم آلیاژ را آب داده و سپس باز پخت نمائیم تنش تسلیم آن به 15500 kg/cm² می‌رسد. برای جوشکاری این فولادها تدابیر ویژه‌ای باید تأمین شود. در بعضی موارد بعد از جوشکاری تنش زدایی و اصلاح شکل لازم است. تابلوهای نواحی اطراف جوشکاری به حالت اولیه باز گردد. این فولادها کاربرد زیادی در ساختمان دارند و از آن‌ها بیشتر برای ساخت مخازن تحت فشار، تحت استاندارد کارخانه‌ای استفاده می‌شود. عمل آب دادن و پخت مجدد که اصلاح شکل هم را دارند بدین صورت است که ابتدا دمای فولاد را به حدود 900°c می‌رسانند سپس آن را با فرو بردن در آب یا روغن به سرعت تا حدود 150 تا 200°c سرد می‌کنند. سپس آن را تا حدود 620°c گرم کرده و به آرامی سرد می‌کنند. عمل باز پخت از تنش تسلیم و سختی فولادی کاهد اما شکل پذیری فولاد را می‌افزاید. (ولی دیگر این شکل پذیری مانند شکل پذیری اولیه فولاد نیست. چون قسمتی از آن از دست رفته است)

* مشخصات فولادهای متداول در ایران (طبق استاندارد DIN)

نوع فولاد	F_y (kg/cm²)	F_u (kg/cm²)
ST37	2400	3700
ST52	3600	5200

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

۹۸/۷/۲۲

4) فولاد پیچ ها برای ساخت پیچ از فولاد، مقاومت نهایی F_u بین 4000 تا 10000 کیلوگرم بر سانتی متر مربع استفاده می شود.

مشخصات پیچ ها بر حسب مقاومت (طبق استاندارد DIN)

انواع پیچ بر حسب مقاومت	F_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	F_u ($\frac{kg}{cm^2}$)
8.8	6400	8000
10.9	9000	10000

میلگردها: سه نوع هستند: AI ، AII و AIII

انواع میلگرد	F_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	F_u ($\frac{kg}{cm^2}$)
AI	2400	3700 ~ 4000
AII	3000	5000
AIII	4000	6000

* میلگردهای AI آجدار نیستند و ساده اند.

* برای افزایش چسبندگی و درگیری بین میلگرد و بتن، میلگرد را آجدار می سازند.

* میلگردهای AI برای کارهای عمومی استفاده می شود ولی برای سازه استفاده نمی شود. مثل رابیتس کاری و جوش کاری غیر سازه ای.

* میلگردهای AII و AIII آجدار هستند و در سازه مورد استفاده قرار می گیرند.

* شکل پذیری میلگرد AII بیش تر است و شبیه فولاد نرمه ساختمانی است. اما AIII شکل پذیری کم تری دارد.

* برای آرماتورهای معمولی که نیاز به شکل پذیری زیاد ندارند از میلگرد AIII و برای خاموت ها که میلگرد را خم می کنند از میلگرد AII استفاده کنید. چون خاموت ها باید شکل پذیری بالایی داشته باشند.

* از نظر جوشی بین میلگرد AII و AIII مقاومت زیادی وجود ندارد.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

* جدول مربوط به میلگردها در صفحه قبل، طبق آیین نامه روس است.

* میلگردهای با بیشتر از ۱۴ (معمولا بیشتر از ۱۴ به بالا) از نوع AIII هستند.

مشخصات فیزیکی فولاد: به طور کلی مشخصات فیزیکی همه فولادها یکسان است.

۱) وزن مخصوص فولاد ۷۸۵۰ $\frac{kg}{m^3}$ که معادل است با: ۷.۸۵ $\frac{g}{cm^3}$. این عدد خیلی دقیق است و خطای کمی دارد (نزدیک صفر) و به همین دلیل وزن مخصوص می‌تواند حدیدکرد که آیا بار که به کارگاه ساختمانی فرستاده شده به میزان خواسته شده و صحیح است یا خیر. روشن کار بدین صورت است:

می‌دانیم که وزن مخصوص برابر است با: $\gamma = \frac{W}{V}$ در مصالح فولادی وزن واحد حجم برای ما حائز اهمیت است. با توجه به این موضوع می‌دانیم که $V = A.L$ یعنی مساحت × طول. حال برای به دست آوردن وزن واحد طول مثلا وزن یک متر میلگرد طول ۱ را برابر با یک در نظر می‌گیریم مساحت را نیز به راحتی می‌توانیم از طریق جدول اشکال یا به طور دستی حساب نماییم. بنابراین

بفرض $L=1$ داریم: $V = A$. حال در فرمول γ جایگذاری می‌کنیم یعنی:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad , \quad V = AL$$

$$V = AL \xrightarrow{L=1} V = A \xrightarrow{\text{جایگذاری در فرمول } \gamma} \gamma = \frac{W}{V} = \frac{W}{A}$$

حال وزن واحد حجم برابر است با: $W = \gamma A$ یعنی

$$W = \gamma.V = \gamma.AL \xrightarrow{L=1} W = \gamma.A$$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

۲۸ ، ۷۱۲

مثال: می‌خواهیم وزن یک متر میلگرد آجدار Φ20 را بیابیم.

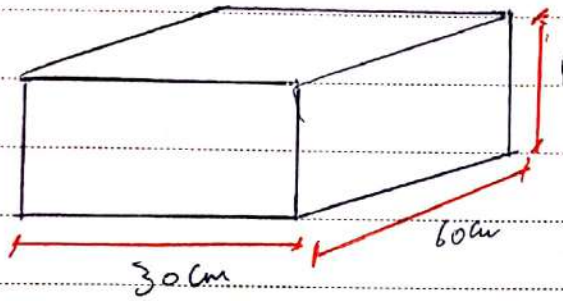
2cm

سطح مقطع دایره $A = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} \times 2^2 = \pi\ cm^2 = \pi \times 10^{-4}\ m^2$ (وزن واحد طول)

فولاد $\gamma = 7850\ kg/m^3$ ← وزن واحد طول $W = \gamma A = 7850 \times \pi \times 10^{-4} = 2.4661\ kg/m$

یعنی هر متر میلگرد آجدار Φ20، 2.4661 kg وزن دارد.

مثال: می‌خواهیم وزن یک صفحه فولادی را تعیین کنیم.



$\gamma = \frac{W}{V} \rightarrow W = \gamma V$ $\quad \gamma = 7850\ kg/m^3$

$V = 1 \times 60 \times 30 = 1800\ cm^3 = 1800 \times 10^{-6}\ m^3$

$W = \gamma V = 14.13\ kg$

---

۲) ضریب الاستیسیته فولاد که برابر است با: $E = 2.1 \times 10^6\ kg/cm^2$

---

۳) ضریب انبساط طولی: درصد حرارت را گویند که باعث تغییر شکل جسامی شود. برای جسامی شکل تغییر درجه حرارت معادل ΔT باعث کرنش ε خطی یکنواخت در تمام جهات می‌شود که برابر است با:

$\varepsilon = \alpha \Delta T$

که در آن α ضریب انبساط طولی برای جسامی مورد نظر است و بطور تجربی تعیین می‌شود در سیستم SI برحسب $\frac{1}{\text{واحد دما}}$ مثل $\frac{1}{°C}$ تعیین می‌شود.

می‌دانیم کرنش برابر است با: $\varepsilon = \frac{\delta}{L}$. بنابراین فرمول فوق به این صورت در می‌آید:

$\varepsilon = \alpha \Delta T \rightarrow \frac{\delta}{L} = \alpha \Delta T \rightarrow \delta = L \alpha \Delta T$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

۹۸/۷/۲۳

پس برای به دست آوردن تغییر طول ناشی از حرارت از این فرمول استفاده می‌کنند.

* برای فولاد α معمولا برابر است با: $\alpha_{ST} = 12 \times 10^{-6} \frac{1}{^\circ C}$

۴) ضریب پواسون: اگر یک جسم جامد تحت تاثیر کشش محوری قرار گیرد انقباض جانبی پیدا کند و هم چنین اگر جسم فشرده شود انبساط جانبی می‌یابد. متوسط می‌شود این کمیت بدون بعد است و آن را با ν نمایش می‌دهند که برابر است با:

$$\nu = \frac{\text{کرنش جانبی}}{\text{کرنش محوری}}$$

* مقدار ν همیشه مثبت است پس بهتر است رابطه فوق را این صورت بنویسیم:

$$\nu = \left| \frac{\text{کرنش جانبی}}{\text{کرنش محوری}} \right|$$

* مقدار ν برای فولاد برابر است با: $\nu_{ST} = 0.3$

* آزمایشات نشان می‌دهد که مقدار ν برای مصالح مختلف در محدوده بسیار کوچکی قرار دارد. این محدوده بین 0.25 تا 0.35 است.

* اثر پواسون: هیچ گونه تنش‌های اضافی تولید نمی‌کند مثل این که به طریق از تغییر شکل جانبی جسم جلوگیری به عمل آید.

۵) ضریب الاستیسیته برشی: این ضریب با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

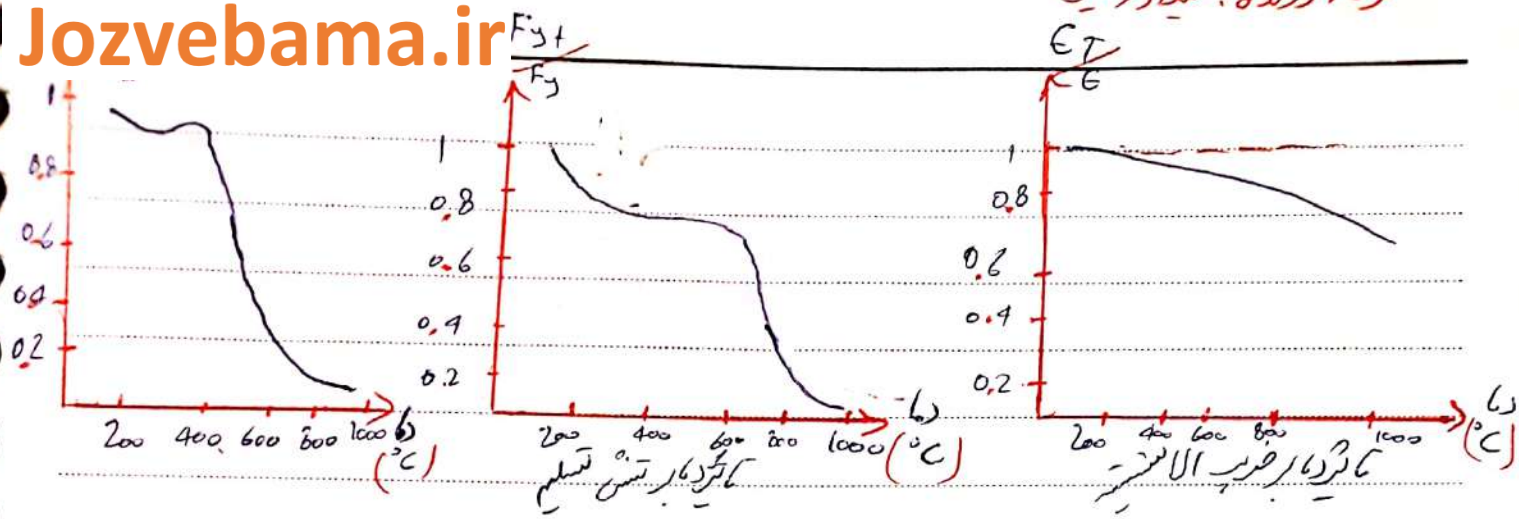
* برای فولاد این مقدار برابر است با: $G_{ST} = 0.8 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$

تاثیر درجه حرارت زیاد در مشخصات مکانیکی فولاد و مشخصات فیزیکی فولاد: وقتی دما از 93°C بالاتر می‌رود با افزایش کرنش از مجاله حفظ خارج شده و به تدریج نقطه تسلیم از حالت مشخص خارج می‌شود. با افزایش بیش‌تر دما ضریب الاستیسیته، تنش تسلیم و مقاومت کششی کاهش می‌یابد. در محدوده بین 430، 540 درجه سلسیوس، سرعت کاهش مقاومت، حداکثر می‌شود. در کل هفته بعد تاثیر دما بر تنش تسلیم و تنش نهایی قابل ملاحظه است و ضریب الاستیسیته

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی



انواع روش های طراحی: روش های طراحی سازه های فولادی از ابتدا در آیین نامه های آمریکا بر اساس روش تنش مجاز (Allowable Stress Design) ASD استوار بوده است. روش تنش مجاز از حدود 100 سال پیش در طراحی سازه ها وارد شده و تقریبا 50 سال پیش وارد آیین نامه های طراحی شد. اما روش حالات حدی حدود 40 سال پیش در طراحی سازه مورد توجه قرار گرفت و از سال 1986 در آیین نامه آمریکا وارد شده است. مبحث دهم از مقررات ملی با استفاده از سال 1387 طراحی به روش حالات حدی را به عنوان یک روش مستقل در مباحث خود جا داده است. در ویرایش بعدی آن در سال 1392 طراحی سازه های فولادی بر اساس روش حالات حدی مجاز محسوب شده و روش تنش مجاز از آن حذف شده بود.

★ طراحی سازه علاوه بر تعیین ابعاد لازم باید حاشیه ایمنی لازم برای برقراری ایمنی در مقابل بارهای وارده را ایجاد کند. هم چنین حاشیه ایمنی باید اثر عدم قطعیت های موجود در احتمال اثر این بارها و احتمال کاهش مقاومت عضو نسبت به مقادیر مفروض اولیه را در نظر بگیرد.

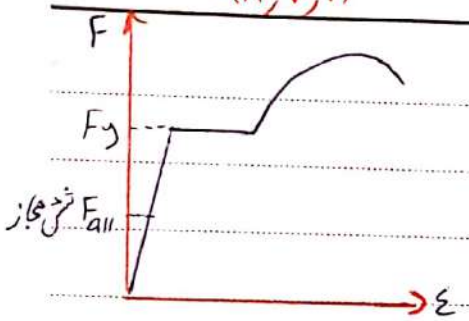
1) **طراحی به روش تنش مجاز:** یک روش سنتی در طراحی سازه فولادی است. در این روش تنها بارگذاری سازه در سطح بهره برداری مورد بررسی قرار گرفته است یعنی در این روش بارهای وارده را همان بار واقعی به آیین نامه برای ما تعیین می کند فرض می کنیم. اما تنش مجاز در نظر می گیریم و باید اجازه دهیم تنش

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

۹۸/۷/۲۳



به تنش حاری شدن برابر.

* تا سال 1989 آیین نامه آمریکا بر پایه ی روش ASD بود.

۲) طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت:
LRFD

* LRFD مخفف عبارت Load and Resistance Factor Design می باشد.

* در این روش، به طور تعمیم زاده مقاومت تنش کاهش می یابد مقداری تعمیم به بارهای وارده به سازه وارد می شود. یعنی مقاومت اعضای ها را کم و بار

مقدار واقعی و بارهای وارده را بیش تر از مقدار واقعی در نظر می گیریم. بنابراین حاشیه ایمنی به طور دو طرفه اعمال می شود.

* از سال 1989 به بعد آیین نامه ی آمریکا از این روش استفاده می کند.

۳) روش طراحی خمیری Plastic Design (PD): در این روش، اجازه داده این بار تا Fy (تنش تسلیم) را دهد. ولی مقاومت تغییر می کند.

در این روش سازه، اعضا و اندازه ی آن ها کم تر می شود و سبک تر می شود و بعضی مقاطع های آن رفتار مفصل پلاستیک پیدا می کنند.

* سازه باید در بدترین و وخیم ترین شرایط بارگذاری طراحی شود.

* در شرایط مختلف ممکن است بارهای با اندازه های مختلف به سازه اعمال شود. پس ما باید تمام شرایط را بررسی کرده و بحرانی ترین شرایط بارگذاری را

برای طراحی در نظر می گیریم. ما می دانیم که در طول سازه چه بارهایی و با چه اندازه هایی ممکن است هر بار به سازه اعمال شود. پس باید طبق آیین نامه ترکیبی از

بارگذاری ها مختلف را بررسی کرده و در این وخیم ترین شرایط، سازه را تحلیل و طراحی کنیم.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده : میلاد رضایی

* ترکیبات بارگذاری (Load combination) روش LRFD برای محاسبه از مقررات ملی ساختمان

* بار مرده = Dead load (D) ، بار زنده = Live Load (L) ، بار زنده بام = L_r

بار برف (S) Snow ، بار باران = Rain (R) ، بار باد = Wind (W) ، بار زلزله = Earthquake (E)

و

سایر بارها (T)

ترکیبات بار	شرایط
1) 1.4 D	ترکیب بار مرده (مرده + بهره برداری)
2) 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r یا S یا R)	
3) 1.2 D + 1.6 (L_r یا S یا R) + L	
4) 1.2 D + 1.6 (L_r یا S یا R) + 0.5 (1.4 یا W)	ترکیب بار مرده، بهره برداری و زلزله یا باد
5) 1.2 D + 1.4 W + L + 0.5 (L_r یا S یا R)	
6) 1.2 D + E + L + 0.2 S	
7) 0.9 D + 1.4 W	
8) 0.9 D + E	
9) 1.2 D + 0.5 L + 0.5 (L_r یا S) + 1.2 T	ترکیب بارهای مرده بهره برداری و آثار حرارتی جمع شدگی و نشست تکیه گاه ها
10) 1.2 D + 1.6 L + 1.6 (L_r یا S) + T	

* بارهایی که از تحلیل سازه به دست می آیند و ضریب بار Load factor روی آن ها اعمال شده است ۹۸,۷۳۰ را با اندیس u نمایش می دهند مثلا نیروی کششی با ضریب (ضریب بار بر آن اعمال شده) را T_u نمایش می دهند.

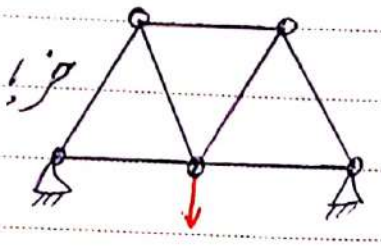
Scanned by CamScanner

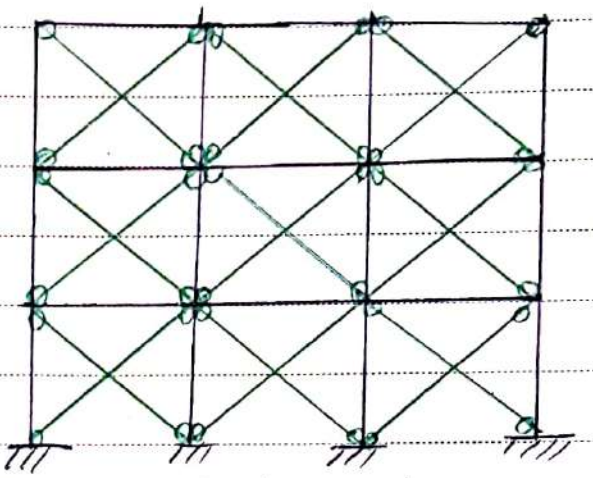
Jozvebama.ir

گردآورنده: هیلا رضایی

فصل سوم: «طراحی اعضای کششی»

کاربرد اعضای کششی در سازه فولادی: در خرپاها، مهاربندی سازه‌ها (بادبند)، پل‌ها و سازه‌های خاص





مهاربندی (بادبند) bracing

می دانیم که تنش = نیرو / سطح مقطع. بنابراین نیرو از حاصل ضرب تنش در سطح مقطع حاصل می‌شود.

در نمودار کرنش می‌دانیم که ناحیای وجود دارد به نام تنش تسلیم F_y و ما سعی می‌کنیم طراحی مان به گونه‌ای باشد که تنش در اعضای مهاربندهای به حد تسلیم و جاری شدن نرسد پس به گونه‌ای طراحی می‌کنیم که این تنش کاهش یابد و این کار با اعمال یک ضریب کاهنده ϕ صورت می‌گیرد.

در یک عضو کششی بدون سوراخ مقاومت تسلیم T_u زمانی فرا می‌رسد که تمام بارهای آن به حد تسلیم در کشش رسیده باشند (مقاومت اسمی کششی عضو)

$$T_y \leq \phi . F_y . A_g$$

در این رابطه T_y مقاومت اسمی عضو کششی، ϕ ضریب کاهش مقاومت، F_y تنش تسلیم (تنش)

A_g مساحت مقطع کل عضو کششی است.

* مبحث آیین نامه مقدار ϕ برای اعضای کششی 0.9 است.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

$T_u = \phi F_y A_g$ * این حالت در اعضای تحت کشش خالص لحاظ می‌شود. و حداکثر مقدار T_u به دست می‌آید.

مثال: نادوانی لازم جهت تحمل کشش محوری 40 ton را تعیین کنید. فولاد مصرفی ST37 است.

$T_u = 40\ ton = 40000\ kg$ $\quad \phi = 0.9$

* طبق جدول صفحه 39 چوده، برای فولاد ST37 $F_y = 2400\ kg/cm^2$

$T_u = \phi F_y A_g \rightarrow 40000 = 0.9 \times 2400 \times A_g \xrightarrow{cm^2} A_g = 18.52\ cm^2$

حال به جدول اشکال مراجعه می‌کنیم و بررسی می‌کنیم که کدام نادوانی دارای مساحت $A_g \geq 18.52$ است. اولین مقطع نادوانی که دارای این شرایط باشد، مقطع مورد نظر ماست.

طبق جدول اشکال: $UNP\ 120 \rightarrow A_g = 17\ cm^2$

$UNP\ 140 \rightarrow A_g = 20.4\ cm^2$ $\rightarrow$ USE UNP 140

* در انتخاب مقطع باید به شرایط باز نیز توجه کنیم که آیا مقطع و اندازه متناظر با آن، در بازار یافت می‌شود یا نه.

با توجه به مقطعی که انتخاب کردیم می‌بینیم که شرط $T_u \leq \phi F_y A_g$ برقرار است. زیرا $T_u = 40000$ و

$UNP\ 140 \rightarrow A_g = 20.4 \therefore \phi F_y A_g = 0.9 \times 2400 \times 20.4 = 44064 > T_u = 40000$

حال مقطع را انتخاب کردیم مساحت بزرگتری از حد مورد نیاز دارد؛ پس مقاومت آن نیز بیش‌تر است. می‌بینیم که مقطع ما در حد 44 ton توانست کشش وارد شده یعنی 40 ton را به آن وارد می‌شود نسبت به نیروی که وارد می‌شود به مقاومت مقطع را نسبت یا Ratio گویند یعنی:

$Ratio = \frac{T_u}{\phi F_y A_g} = \frac{40}{44} = 0.9$

مساحت مقطع ما بیش‌تر از نیروی وارد است و نیروی وارد، 0.9 ظرفیت (مقاومت) مقطع ماست.

* مقدار Ratio باید همیشه کوچک‌تر از 1 باشد. $Ratio \leq 1$

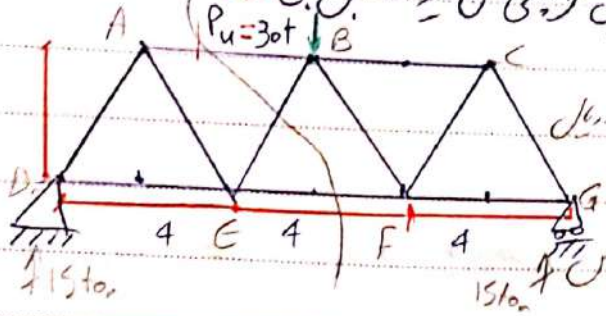
* اگر Ratio > 1 یعنی مقطع ضعیف است. و به مقطع بیش‌تر نیاز است؛ یعنی مقطع بیش‌تر از اندازه قوی است. $(Ratio \leq 1)$

Scanned by CamScanner

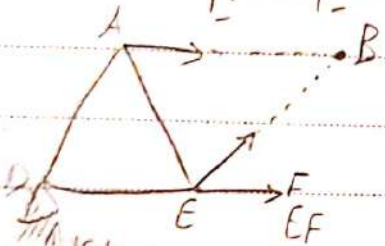
Jozvebama.ir

گردآورنده: علاد رضایی

مثال: مطلوب است طراحی المان با عضو افقی (بال) پایینی خرپای شکل زیر از دوبل نبشی (2L) فولاد مورد استفاده ST37



می دانیم که با وارد شدن بار، نیروی که بر المان وسط وارد می شود (در بال پایینی) دارای بیشترین مقدار است. پس ما طراحی را بر اساس آن انجام می دهیم. عضوهای پایینی تحت کشش قرار می گیرند. ما می توانیم ناحیه ای از طول بال پایینی، مقطع مورد استفاده را تغییر دهیم. پس مقطع را با توجه به بیشترین نیرو طراحی می کنیم. با استفاده از روش مقطع، نیروی عامل را بدست می آوریم.



$\circlearrowleft +\sum M_B = 0 \rightarrow F_{EF}(2) - 15(6) = 0 \rightarrow F_{EF} = 45\,ton = T_u$

$T_u = \phi F_y A_g \rightarrow 45000 = 0.9 \times 2400 \times A_g \rightarrow A_g = 20.8\,cm^2$

حال مثل مثال قبل به جدول اشکال مراجعه می کنیم:

$L\ 75\times75\times8\ mm \rightarrow A_g = 11.4\,cm \rightarrow$ use $2L\ 75\times75\times8\ mm \rightarrow A_g = 22.8\,cm^2$

$$Ratio = \frac{T_u}{\phi F_y A_g} = \frac{45000}{0.9 \times 2400 \times 22.8} = 0.91 < 1 \quad \checkmark OK!$$

محدودیت لاغری: هر مقطع که معمولا کوچک ظرفیت حمل شده توسط آیین نامه ها محدودیت هایی برای آن ها در نظر گرفته است مهم ترین این محدودیت ها، محدودیت لاغری است. المان های کششی مثل بادبندها ممکن است به علت کوچک بودن اندازه شان در اثر افزایش طول، کمانش کنند (قوس بردارند، شکم بدهند!!). در اثر کمانش وقتی زلزله اتفاق بیافتد المان باید اندازه ی تغییر شکل دهد (و تحت وزن خود)

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

۱۳۶۸/۷/۲۰

تا کشش را تحمل کند و پس نیز تحمل می کند. آیین نامه برای جلوگیری از این مسئله یک محدودیتی لحاظ کرده به نام محدودیت لاغری

که به این صورت است:

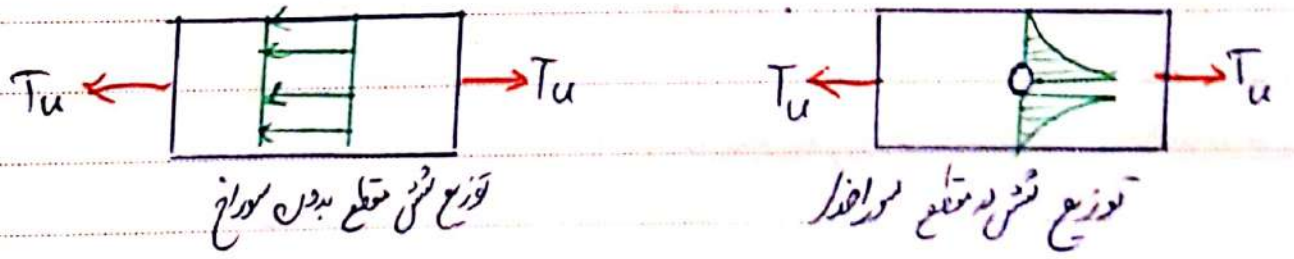
$$\text{لاغری} = \frac{L}{r_{min}} \leq 300$$

که در آن: L = طول اعضا و r_{min} = حداقل شعاع ژیراسیون می باشد.

طراحی اعضای کششی سوراخ دار:

وقتی در اعضای کششی، برای اتصالات، سوراخ ایجاد می شود، از سطح مقطع مورد آن در مقابل نیروی خارجی کم می شود. به سطح مقطع باقی مانده پس از ایجاد سوراخ، سطح مقطع خالص (Net Area) گوییم. در این حالت، کشش در مقطع دارای سوراخ، با توزیع تنش روی مقطع بدون سوراخ متفاوت است. در واقعیت بدون سوراخ، توزیع تنش در مقطع به صورت یکنواخت صورت می گیرد.

اما در حالت سوراخ دار، با اعمال نیروی کششی (در واقعیت الاستیک) توزیع تنش غیر یکنواخت بوده و میزان تنش حداکثر در اطراف سوراخ می تواند 3 برابر تنش متوسط روی سطح سوراخ باشد. با افزایش نیروی کششی تنش ها به حد جاری شدن رسیده و با رسیدن کرنش تمام نقاط به حد کرنش تسلیم، تنش روی کل مقطع خالص ثابت می شود. از این به بعد با افزایش نیروی کششی، باعث تسلیم ناحیه های مجاور شده، تا این که در حالت نهایی توزیع تنش در عرض مقطع به صورت یکنواخت با مقدار F_y در می آید.



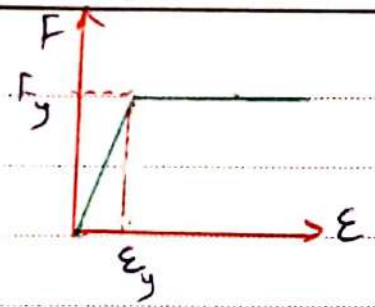
توزیع تنش مقطع بدون سوراخ — توزیع تنش در مقطع سوراخ دار

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: هلیا رضایی

۱۳۹۸/۷/۳۰



حالت ذکر شده برای نمودار تنش کرنش ایده آل فولاد است.

اما در نمودار تنش کرنش واقعی فولاد می بینیم که بعد از تسلیم فولاد، منطقه سخت شدگی کرنشی و افزایش مقاومت مجدد وجود دارد که بعد از آن، تنش نهایی یا نهایی F_u می رسد. اگرچه تسلیم فولاد که همراه با تغییر شکل های بزرگی است، به عنوان مقاومت نهایی عضو منظور می شود، اما گسیختگی واقعی وقتی قرار می گیرد که به تنش F_u برسیم. دیده تسلیم همراه با تغییر شکل محوری بزرگی است. بنابراین از نظر بهره برداری، تسلیم مقطع کل، ظرفیت نهایی عضو در نظر گرفته می شود.

در اعضای پیچ و صفحه، قبل از شروع گسیختگی در مقطع سوراخ (یعنی رسیدن به تنش نهایی F_u) تنش در مقطع کل، در فاصله ای از مقطع سوراخ به حد تسلیم می رسد.

با توجه به مطالب گفته شده، برای به دست آوردن T_u (حداکثر نیرویی که به مقطع سوراخ وارد می کند) کنترل زیر را انجام می دهیم:

$$T_u = \min \begin{cases} \text{کنترل تسلیم کل عضو}: & \phi F_y A_g = 0.9\, F_y A_g \\ \text{کنترل گسیختگی اطراف سوراخ}: & \phi F_u A_e = 0.75\, F_u A_e \end{cases}$$

که در آن ها:

A_g = سطح مقطع کل، A_e = سطح مقطع خالص موثر، F_y = تنش تسلیم فولاد، F_u = تنش گسیختگی نهایی فولاد و T_u = مقاومت اسمی کششی فولاد (اراده مورد)

(بر اساس تحلیل سازه است.)

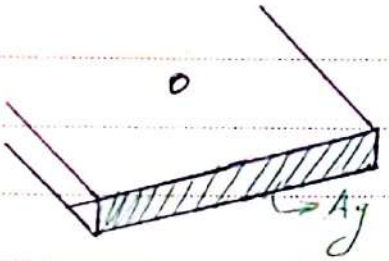
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

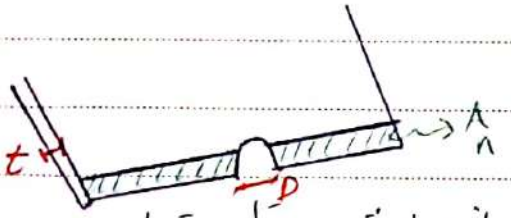
Date ۹۸/۷/۳۰

یک مقطع جسکیلی در نظر می‌گیریم که در آن سوراخی ایجاد شده است.



سطح مقطع کل A_g و سطح مقطع خالص A_{net} در شکل نشان داده شده است.

برای بدست آوردن سطح مقطع خالص A_n در مقطع جسکیلی از محل سوراخ برش زده شده است.



$$A_n = A_g - Dt$$

که در آن: A_n = سطح مقطع خالص، A_g = سطح مقطع کل، D = قطر سوراخ، t = ضخامت مقطع ورق است.

در صورت وجود n سوراخ: $A_n = A_g - nDt$.

* اگر در اتصال اعضای کششی از پیچ یا پرچ برای اتصال به مقطعات دیگر استفاده گردد؛ به علت تعبیه سوراخ‌ها لازم است از سطح مقطع مفروض می‌شود به سطح مقطع کل، پس از کسر سطح مقطع سوراخ‌ها، سطح مقطع خالص می‌گویند. معمولا سوراخ‌های ایجاد شده در اعضای فولادی توسط دستگاه سوراخ‌زن (مخروطی) به وجود می‌آیند. جهت سهولت نصب پیچ‌ها، قطر سوراخ‌ها اندکی بزرگتر از قطر پیچ می‌باشند.

* سطح مقطع مؤثر اعضای کششی: سطح مقطع مؤثر از رابطه‌ی $A_e = U \cdot A_n$ حاصل می‌شود. با توجه به این رابطه می‌بینیم که سطح مقطع مؤثر از حاصل ضرب ضریب تأخیر برش U در سطح خالص مقطع به دست می‌آید.

* ضریب تأخیر برشی U همواره کوچکتر یا مساوی یک است، که به دلیل عدم اطمینان از وجود توزیع تنش یکنواخت کششی در محل اتصال، در محاسبات منظور می‌شود.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

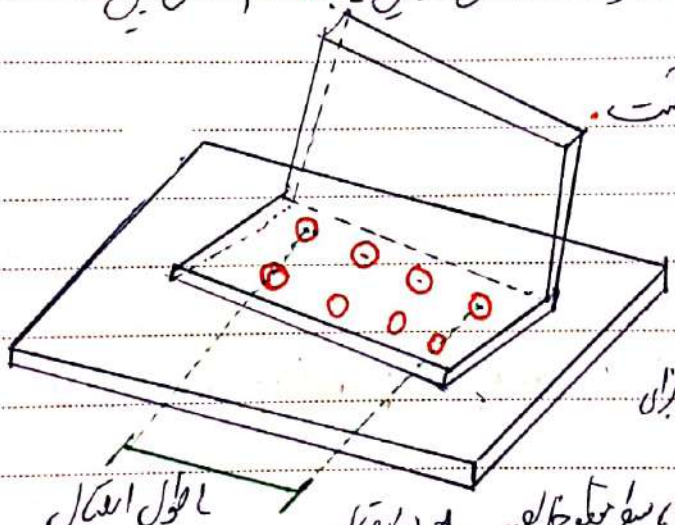
گردآورنده: میلاد رضایی

Date ۱۳۹۸/۷/۱۴

* علاوه بر پخش تماس برشی به علت وجود سوراخ، عوامل ایجاد توزیع غیر یکنواخت تنش در مقطع هم از مقاومت برشی عضو می کاهند. در مقاطعی که از کل سطح مقطع برای انتقال آن استفاده نمی شود، توزیع تنش برشی غیر یکنواخت خواهد بود.

* در این حالت محل اعمال نیروی برشی (معمولا مرکز سطح عضو)، محل انتقال نیروی برشی (محل مرکز وسایل اتصال) منطبق نیستند. و به علت فاصله بین این دو، لنگر های اضافی در محل اتصال عضو ایجاد می کنند.

* هر چه فاصله بین محل اعمال نیروی برشی و محل انتقال نیروی برشی بیشتر باشد، به همان میزان تاثیر عقب افتادگی (لغزش)، باعث افزایش بیشتر تنش حداکثر روی سطح خالص می شود. چنان چه طول انتقال افزایش یابد، اصطکاک انتقال بیشتر شده و لنگر های اضافی ایجاد شده در اتصال تاثیر کم تری بر عضو خواهند داشت.



اگر دو اتصال (مثلا لعدق) یکسان برای هم وصل شده باشند که به هم صورت متقارن توسط وسایل اتصال به هر یک از اجزای تشکیل دهنده متقطع متصل شود، سطح مقطع موثر A_e برابر با سطح مقطع خالص A_n در انتقال هیچ و A_g در انتقال جوشی است. یا به عبارت دیگر $A_e = A_n$ است. اما اگر مانند شکل فوق یک نبشی به یک ورق به وسیله پیچ متصل شده باشد، بال پایین نبشی به ورق انتقال دارد، اما بال بالایی هیچ انتقالی به ورق ندارد. در نتیجه تمام نیرویی که به نبشی وارد می شود (به بعد و بال) در محل انتقال باید توسط یک بال منتقل شود. پس می بینیم که توزیع تنش یکنواخت نیست و تمرکز تنش برروی یک بال به وضوح دیده

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

می‌شود این پدیده، تاخیر (عقب افتادگی) برش shear lag نام دارد.

طبق آیین نامه در شرایط مختلف می‌توانیم مقدار U را تعیین کنیم.

اگر مقطع نبشی بود:

L نبشی
- حداقل 4 وسیله اتصال در هر ردیف : $U = 0.8$
- 2 یا 3 وسیله اتصال در هر ردیف : $U = 0.6$

اگر مقطع ناودانی یا I شکل بود:

I و] ناودانی
- اتصال از بال فقط حداقل 3 وسیله اتصال در هر ردیف
  - $b_f \geq \frac{2}{3} d \rightarrow U = 0.9$
  - $b_f < \frac{2}{3} d \rightarrow U = 0.85$
- اتصال در جان و حداقل 4 وسیله اتصال در هر ردیف : $U = 0.7$

* $b_f = b_{flange}$ = عرض بال و d = ارتفاع مقطع.

۹۸/۱/۱۴

سوراخ کاری: برای ایجاد سوراخ در اعضای فولادی، سه روش وجود دارد که بسته به دقت حفر روش، قطر سوراخ را اندکی بزرگتر از قطر پیچ مصالح تقویت می‌کنند.

روش اول: استفاده از مته (روش متعارف)

روش دوم: استفاده از دستگاه سوراخ کن هیدرولیکی (پانچ Punch) (ارزان‌ترین روش)

روش سوم: ترکیبی از دو روش اول و دوم (مته و پانچ)

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

۹۸/۸/۱۱

* استفاده از روش مته کاری زمان بر است (مخصوصا قطعات ضخیم). اما در روش پانچ، ایجاد سوراخ با سرعت بیش تری انجام می شود.

* در حین سوراخ کاری توسط دستگاه پانچ، در لبه های سوراخ ترک های موئین ایجاد می شود (به علت ضربه شدید دستگاه پانچ یا ضربه ای...) طول این ترک ها به اندازه ی 1 mm در امتداد شعاع سوراخ منظور می شود. بنابراین، در هنگام کنترل عضو کششی، قطر سوراخ های ایجاد شده توسط دستگاه پانچ 2mm بزرگ تر از قطر سوراخ لازم، در نظر گرفته می شود. (از لحاظ تئوری و طراحی)

* در صورت استفاده از مته، احتیاج به افزایش قطر سوراخ نیست.

* استفاده از روش مته، دارای دو مشکل است: ۱) زمان بر است. و میزان زمان بر بودن ایجاد سوراخ بستگی به ضخامت قطعه مورد نظر دارد. و هر چه ضخامت بیش تر باشد، زمان بیش تری برای ایجاد سوراخ می طلبد.

۲) اصطکاک بین مته و قطعه، نیاز به تعویض و تیز کردن سر مته را پس از مدتی ایجاد می کند. بنابراین هزینه بر است.

* در صورتی که قطر قطعه زیاد باشد، استفاده از روش پانچ هم مشکل است. زیرا ایجاد نمی کند. چون هر چه قطعه ضخیم تر باشد، باید توسط دستگاه پانچ، نیروی بیش تری برای ایجاد سوراخ به قطعه وارد شود. بنابراین، برای حل مشکل ذکر شده در خیلی از کارخانه ها از پانچ و مته توأمان استفاده می کنند. با این کار، هم سرعت کار افزایش می یابد و هم از نظر نیروی وارده به قطعه، مشکلی وجود نخواهد داشت.

* پیچ ها را با M نمایش می دهیم. مثلا M20 یعنی پیچ با قطر 20 mm.

Scanned by CamScanner

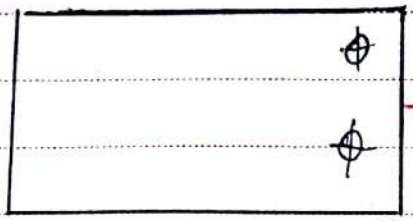
Jozvebama.ir

Date ۹۸/۸/۱۴

گردآورنده: میلاد رضایی

★ قطر سوراخ ها را با ϕ نمایش می دهیم. مثلا ϕ_{22} یعنی قطر سوراخ 22mm است.

مثال: مطلوب است ظرفیت کششی ورق شکل زیر.



$2\phi 22$ قطر سوراخ ها

ST 37 سوراخ ها با مته ایجاد شده اند.

طبق جدول صفحه ۳۹ جزوه، برای فولاد ST37 $F_u = 3700\ kg/cm^2$ و $F_y = 2400\ kg/cm^2$

$Pl\ 200\times 6\ mm = Pl\ 20\times 0.6\ cm$

$T_u = \min$ { کنترل تسلیم کلی عضو $= 0.9 F_y A_g = 0.9\times 2400\times(20\times 0.6) = 25920\ kg \times 10^{-3} = 25.92\ ton$

کنترل گسیختگی اطراف سوراخ $= 0.75 F_u A_e \xrightarrow{A_e = 9.36\ cm^2} 0.75\times 3700\times 9.36 = 25974\ kg\times 10^{-3} = 25.974\ ton$ }

چون دو ورق که حالا به هم متصل شده اند، پس ما نیاز به بدیدی عقب افتادگی برشی نخواهیم بود. بنابراین

$A_e = U A_n \xrightarrow{U=1} A_e = A_n$ یعنی $U = 1$

$A_n = A_g - n D t$ سطح مقطع خالص ← تعداد پیچ ها ← فضاهای تهی پیچ ها ← سطح مقطع کل

$\longrightarrow A_e = A_g - n D t = (20\times 0.6) - (2\times 2.2\times 0.6) = 9.36\ cm^2$

★ لازم به ذکر است که چون با استفاده از مته، سوراخ ها ایجاد شده اند، نیازی نیست که به طراحی، 2mm به قطر ها اضافه نماییم.

$T_u = \min\{25.92, 25.974\} = 25.92\ ton$

گاهی اوقات در اتصالات می بینیم که یک ردیف پیچ های اتصال پاسخ گو نیست و مجبور هستیم از چند ردیف پیچ اتصال استفاده کنیم. (به صورت موازی)

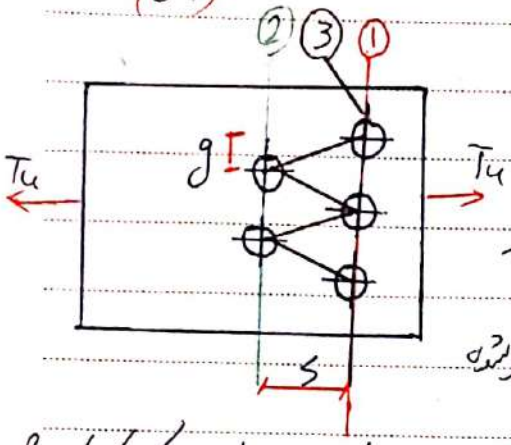
زمانی که برای اتصال اعضای کششی لازم باشد تا پیچ های اتصال در بیش از یک ردیف قرار گیرند، ممکن است گسیختگی عضو روی مسیر خطی رخ دهد

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: هلاد رضایی

که خط شکست آن ها کاملا عمود بر امتداد نیرو نباشد. در این حالت باید بگردیم که کدام مسیر و شرایط شکست، بحرانی تر است. (برش)



مثلا در شکل مقابل، مسیرهای مختلف برش نشان داده شده است.

در این شکل، مسیر ① دارای 3 سوراخ و مسیر ② دارای 2 سوراخ و مسیر ③ دارای 3 سوراخ می باشند. طبیعتی ممکن است در هرکدام از مسیرهای ذکر شده اتفاق بیافتد. ما باید بررسی کنیم که کدام یک از این شرایط و مسیرها (سطح مقطع ها) بحرانی ترند. هرکدام از سطح مقطع ها که کوچکتر باشند (سطح مقطع کوچکتری داشته باشند) بحرانی ترند. به عبارت دیگر باید A_n (سطح مقطع خالص) را برای هرکدام از سطح مقطع های 1، 2 و 3 بیابیم و هرکدام که دارای مقدار کوچکتری بود، سطح مقطع بحرانی در نظر گرفته می شود. یعنی در آن نیروی وارده، زودتر گسیخته می شود.

* در مسیر 3 به علت مورب بودن، تنش های وارده ترکیبی از تنش کششی و برشی خواهد بود.

به دست آوردن A_n در مسیری مانند مسیر 3 پیچیده است. اما در آیین نامه AISC و مبحث 10 مقررات ملی ساختمان، رابطه ساده شده ای را در نظر گرفته اند که با تحقیقات دیگر، حدودا 10 الی 15 درصد تفاوت دارند. برای به دست آوردن A_n در این مسیرها از رابطه ذکر شده استفاده می کنیم:

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

* به ازای هر سطح مورب داریم: $\frac{s^2}{4g} t$ و برای کلیه سطوح مورب موجود، داریم: $\sum \frac{s^2}{4g} t$؛ که در آن: s فاصله مرکز تا مرکز سوراخ های دو انتهای هر خط مسیر مورب عمود بر امتداد نیرو است.

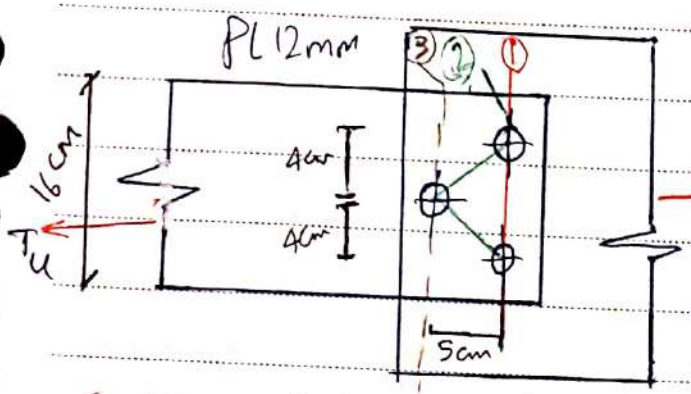
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

* طبق رابطه‌ی $\sigma = \frac{T_u}{A}$، مقطع خالص بحرانی، مسیری است که بیشترین تنش کششی در آن حاصل شود و هم چنین مسیری که A_n (مساحت خالص) کم‌تری داشته باشد.

مثال: مطلوب تعیین ظرفیت کششی مقطع شکل زیر.



$3\phi 24$
سوراخ‌ها با پانچ ایجاد شده‌اند
ST 52

چون سوراخ‌ها با پانچ ایجاد شده‌اند به علت تمرکز تنش‌های موضعی باید ۲ میلی‌متر به قطر سوراخ‌ها اضافه کرد. طبق جدول صفحه 30 آیین‌نامه برای فولاد STS2 داریم: $F_y = 3600 \frac{kg}{cm^2}$ و $F_u = 5200 \frac{kg}{cm^2}$

$$T_u = \min \begin{cases} \text{کنترل تسلیم کلی}: 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 3600 \times (16 \times 1.2) = 62208 kg = 62.208 ton \\ \text{کنترل شکنی در ناحیه‌ی سوراخ}: 0.75 F_u A_e = 0.75 \times 5200 \times 13.59 = 53001 kg = 53.001 \simeq 53 ton \end{cases}$$

$$A_e = U A_n \xrightarrow{U=1} A_e = A_n = \min \begin{cases} A_{n(1)} = A_g - n D t = (16 \times 1.2) - (2 \times (2.4+0.2) \times 1.2) = 16.08 cm^2 \\ A_{n(2)} = A_g - n D t + \sum \frac{s^2}{4g} t = (16 \times 1.2) - (3 \times (2.4+0.2) \times 1.2) + \frac{2 \times 5^2}{4 \times 4} \times 1.2 \\ \rightarrow A_{n(2)} = 13.59 cm \end{cases}$$

توضیح: این رابطه برای سطح 3 است. منظور این است که بحرانی‌ترین سطح خالص یک سطح با کمترین سوراخ‌ها و تعداد سوراخ‌های کم‌تر است.

$$A_e = A_n = \min \{16.08, 13.59\} = 13.59 cm^2$$

$$\rightarrow T_u = \min \{62.208, 53\} = 53 ton$$

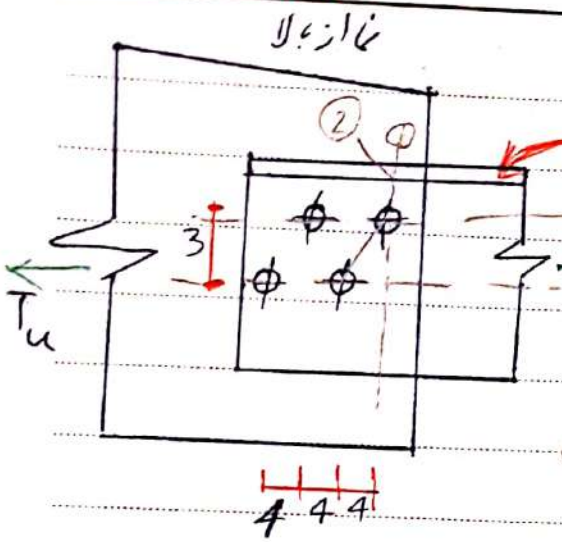
حداکثر ظرفیت کششی اعضا

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

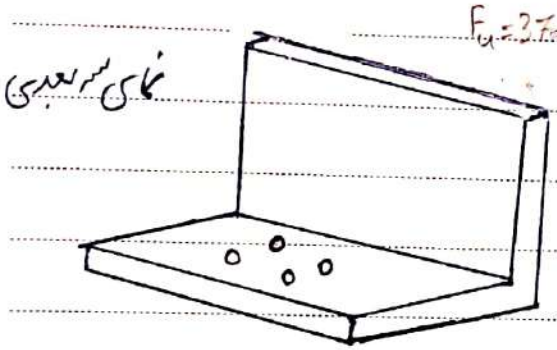
گردآورنده: میلاد رضایی

مثال ۲: مطلوبست تعیین مقاومت کششی نبشی شکل زیر.



سوراخ‌ها با پانچ ایجاد شده‌اند.

A_g طبق جدول پروفیل: $L\ 120\times120\times12 \rightarrow A_g = 27.5\ cm^2$



طبق جدول صفحه ۳۰ جزوه برای فولاد ST37 داریم: $F_u = 3700\ \frac{kg}{cm^2}$ ، $F_y = 2400\ \frac{kg}{cm^2}$

می‌دانیم $A_e = UA_n$ ابتدا باید A_n را به دست آوریم.

$A_n = \min$

$A_{n(1)} = A_g - nDt = 27.5 - 1(2.2 + 0.2 + 0.2)\times1.2 = 24.38\ cm^2$

(2.2: قطر پانچ، 0.2: قطر سوراخ)

$A_{n(2)} = A_g - nDt + \sum \frac{s^2}{4g}t = 27.5 - (2\times2.6\times1.2) + 1\times\frac{4^2}{4\times3}\times1.2$

$\rightarrow A_{n(2)} = 22.86$

(2.6: مجموع قطر پانچ‌ها)

* نکته: به قطر پانچ، 0.2 cm اضافه کردیم (2mm) تا پانچ به دستی در سوراخ قرار گیرد. یک ردیف 2 تایی سوراخ‌ها با پانچ ایجاد شده‌اند.

$A_n = \min\{24.38, 22.86\} = 22.86\ cm^2$

گره‌ها به نقاطی گفته می‌شود که در آن دو یا چند عضو به هم متصل می‌شوند.

طبق جدول، در مورد ردیف، دو وسیله اتصال (پیچ) داریم. طبق نکته صفحه 54 جزوه $U = 0.6$ بنابراین:

$A_e = UA_n \rightarrow A_e = 0.6\times22.86 = 13.716\ cm^2$

$T_u = \min$

کنترل تسلیم کل عضو: $= 0.9F_yA_g = 0.9\times2400\times27.5 = 59400\ kg = 59.4\ ton$

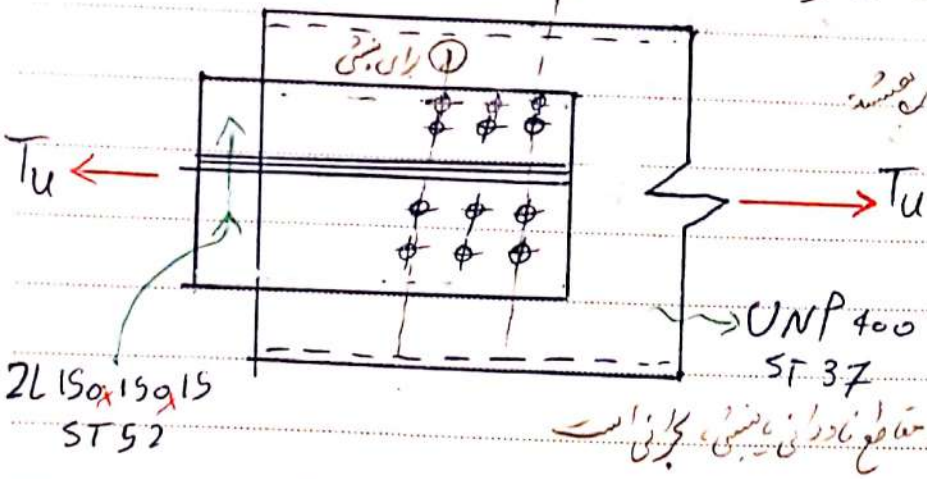
کنترل شکست ناگهانی در سوراخ: $= 0.75F_uA_e = 0.75\times3700\times13.716 = 38100\ kg = 38.1\ ton$

$\rightarrow T_u = \min\{59.4, 38.1\} = 38.1\ ton$

Scanned by CamScanner

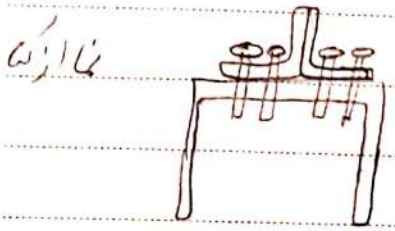
Jozvebama.ir

مثال: مطلوبست تعیین ظرفیت کششی مقطع شکل زیر.



بدلیل سوراخ معادل ناودانی و بتنی دارای تعداد یکسان هستند.

حال باید دید کدام سطح مقطع بحرانی و بتنی است، برای این کار باید A_n هر کدام را بیابیم و ببینیم کدام کمتر می‌شود. A_n کمتر نشان دهنده سطح مقطع بحرانی است.



UNP 400 → $A_g = 91.5\ cm^2$

2L 150×150×15mm → $A_g = 2\times 43 = 86\ cm^2$

$A_{n(U)} = A_g - n\Delta t = 86 - (4\times 2\times 1.5) = 74\ cm^2$

کنترل بتنی $T_u = \min\begin{cases} 0.9F_yA_g = 0.9\times 3600\times 86\times 10^{-3} = 278.6\ ton \\ 0.75F_uA_e = 0.75\times 5200\times 0.6\times 74 = 173.2\ ton \end{cases} \rightarrow T_u = \min\{173.2, 278.6\} = 173.2\ ton$

$U = 0.6$ ← چون در دو ردیف، نردبانی قرار دارد.

* در شکل می‌بینیم که جنس بتنی، فولاد ST52 است. اما می‌بینیم که مساحت خالص A_n آن کم‌تر شده و این کم بودن مساحت در تعادل بین بتنی و ناودانی تاثیر گذار است.

حال برای تعیین T_u بحرانی هم بتنی و هم ناودانی را کنترل کنیم تا ببینیم سطح مقطع بحرانی در کدام حالت وجود دارد.

کنترل ناودانی $T_u = \min\begin{cases} 0.9F_yA_g = 0.9\times 2400\times 91.5\times 10^{-3} = 197.64\ ton \\ 0.75F_uA_e = 0.75\times 3700\times 0.7\times 79.5\times 10^{-3} = 154.9\ ton \end{cases} \rightarrow T_u = \min\{154.9, 197.64\} = 154.9\ ton$

$U = 0.7$ ← چون در یک ردیف

$A_{n(2)} = A_g - n\Delta t = 91.5 - 4\times 2\times 1.5 = 79.5\ cm^2$

$T_u = \min\{154.9, 173.2\} = 154.9$ بنابراین ناودانی کنترل کننده (بحرانی تر) است.

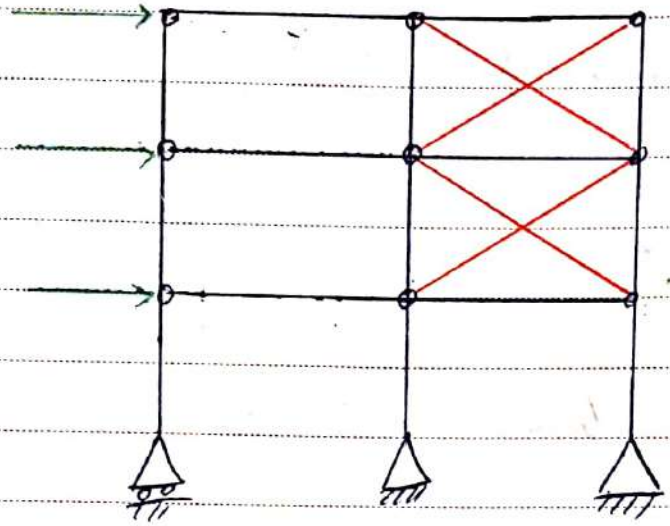
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: جلال رضایی

فصل چهارم: طراحی اعضای فشاری

مثل: ستون ها، اعضای فشاری خرپاها، بادبند های فشاری، شمع ها، دکل های تحت فشار و... از نمونه های اعضای فشاری هستند.
(اتصال تیر به ستون مفصلی)



در تیپ برخ ها اعضای سازه های فولادی، به علت این که عموما از ورقهای نازک تشکیل شده اند، احتمال ناپایداری یا کمانش آنها تحت اثر نیروی فشاری وجود دارد.

* کمانش یعنی ناپایداری و از بین رفتن عضو تحت تغییر شکل های جانبی زیاد به علت نیروها یا تنش های فشاری.
(Buckling)

* کمانش یک پدیده ی آنی و سریع است و در اثر آن، تغییر شکل های زیادی در عضو ایجاد می شود. در اعضای فشاری می دانیم که عضو پس از مدتی تحمل تنش به حد تسلیم رسیده و تحت شکل پذیری و تغییر شکل قرار می گیرد. اما در مورد اعضای فشاری، به علت نازک بودن و سریع بودن پدیده کمانش، ممکن است بعضی از این مراحل ذکر شده در اعضای کششی در اعضای فشاری رخ ندهد و خیلی سریع تر کمانش اتفاق بیافتد و کل عضو از بین برود.

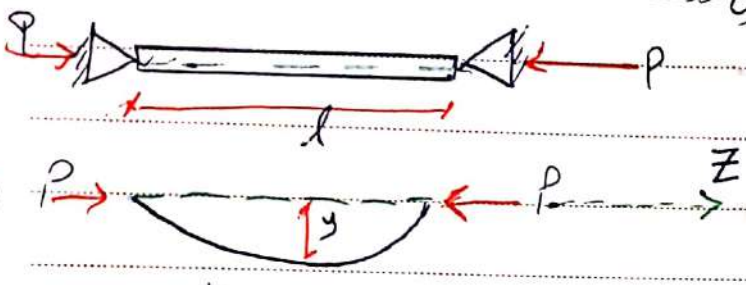
Scanned by CamScanner

Subject :
Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

اولین کسی که به بررسی و پژوهش در مورد اعضای فشاری پرداخت فردی به نام اویلر بود. بررسی او در این مورد بود که برای چه باری در عضو کمانش اتفاق می‌افتد. او تیری مانند شکل زیر در نظر گرفت که به صورت دو سر مفصل است و به آن نیروی P وارد می‌شود.

او مشاهده کرد که در شرایطی از بارگذاری P، تغییر شکل تیر به این صورت است:



می‌دانیم که نیروی P یک نیروی محوری است اگر المان را از یک مقطع دلخواه برش دهیم، می‌بینیم که در اثر تغییر شکل دو اصله عمودی (الف) y، یک ممان M ایجاد می‌شود و اگر همین ممان ایجاد شده در المان، انحنا و تغییر شکل بیشتر می‌شود یعنی این لنگر باعث بیشتر شدن انحنای تیر می‌شود.

$M = P \cdot y$

از مقاومت مصالح می‌دانیم که $\frac{d^2y}{dz^2} = \frac{M}{EI}$ و هم چنین می‌دانیم $M = Py$. بنابراین:

$$\frac{d^2y}{dz^2} = \frac{-M}{EI} \rightarrow \frac{d^2y}{dz^2} = -\frac{Py}{EI} \rightarrow \frac{d^2y}{dz^2} + \frac{Py}{EI} = 0$$

اویلر یک پارامتر به اسم k^2 در نظر گرفت که برابر است با: $k^2 = \frac{P}{EI}$ پس:

$$\frac{d^2y}{dz^2} + k^2 y = 0$$

جواب عمومی معادله دیفرانسیل فوق برابر است با: $y = A\sin kz + B\cos kz$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: صیاد وصالی

یادآوری از معادلات دیفرانسیل:

مرتبه: مرتبه بالاترین مشتق موجود در معادله. مثلاً در رابطه‌ای $\frac{d^2y}{dx^2}+k^2y=0$ مرتبه برابر با 2 است.

فرم کلی معادله خطی مرتبه دوم به این صورت است: $y''+P(x)y'+q(x)y=r(x)$

* $\frac{d^2y}{dx^2}=y''$

* اگر $r(x)=0$ معادله را تحلیلی یا همگن و اگر $r(x)\neq 0$ معادله را ناهمگن می‌نامیم. معادله ذکر شده در صفحه قبل همگن است.

برای معادله خطی مرتبه دوم همگن مانند $ay''+by'+cy=0$ به این صورت عمل می‌کنیم:

به جای y یک، به جای y' λ و به جای y'' λ^2 قرار می‌دهیم. معادله به این صورت درمی‌آید: $a\lambda^2+b\lambda+c=0$ (1)

به این معادله درست آمده معادله مشخصه یا مشخصه گویند. ریشه‌های معادله مشخصه را می‌یابیم، با توجه به وضعیت ریشه حالت (Δ) تا

حالات زیر وجود دارد:

1) معادله مشخصه دارای 2 ریشه حقیقی متمایز λ_1 و λ_2 باشد ($\Delta>0$) در این صورت:

جواب عمومی $y=c_1e^{\lambda_1 x}+c_2e^{\lambda_2 x}$

2) معادله مشخصه دارای ریشه مضاعف ($\lambda_1=\lambda_2$) باشد. یعنی: $\lambda_1=\lambda_2=\lambda$ و $\Delta=0$ در این صورت:

جواب عمومی $y=c_1e^{\lambda x}+c_2xe^{\lambda x}$

3) معادله مشخصه ریشه‌های موهومی $\alpha+i\beta$ داشته باشد ($\Delta<0$) در این صورت:

جواب عمومی $y=c_1e^{\alpha x}\cos(\beta x)+c_2e^{\alpha x}\sin(\beta x)$

Scanned by CamScanner

Subject :
Jozvebama.ir

گرد آورنده : میلاد رضایی

با توجه به نکات ذکر شده برای معادله‌ی $\frac{d^2y}{dz^2} + k^2 y = 0$ داریم:

$y'' + k^2 y = 0 \xrightarrow[y=1]{y''=\lambda^2} \lambda^2 + k^2 = 0 \rightarrow \lambda^2 = -k^2 \rightarrow \lambda = \pm\sqrt{-k^2}$

می دانیم که $i = \sqrt{-1}$. پس:

$$\lambda = \pm i\sqrt{k^2} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0 \\ \beta = \sqrt{k^2} = k \end{cases}$$

★ اینبار باید Δ را محاسبه می کردیم.

$\Delta = 0 - 4(1)(k^2) = -4k^2 < 0$

بنابراین جواب عمومی معادله برابر شد با:

$y = c_1 e^{\alpha z} \cos\beta z + c_2 e^{\alpha z} \sin\beta z$

$\xrightarrow[\beta=k]{\alpha=0} y = c_1 \cos(kz) + c_2 \sin(kz)$

$y = A\sin kz + B\cos kz$ ثابت‌های c_2 و c_1 ضرایب ثابت هستند می‌توانیم هم‌ارزی آن‌ها A و B قرار دهیم یعنی:

حال در معادله‌ی دیفرانسیل $y = A\sin kz + B\cos kz$ ، باید شرایط مرزی را لحاظ کنیم. یعنی می دانیم که تیر مورد بررسی که در سمت است به انتهای آن $(z=0)$ و انتهای آن $(z=l)$ مفصل (تغییر شکل) برابر با صفر است یعنی:

$z=0 : y_{z=0} \rightarrow 0 = A\sin 0 + B\cos 0 \rightarrow B = 0$

$z=l \rightarrow y_{z=0} \rightarrow 0 = A\sin kl + B\cos kl \xrightarrow{B=0} A\sin kl = 0 \rightarrow \begin{cases} A=0 \\ \sin kl = 0 \rightarrow kl = \pi \end{cases}$

اگر $A=0$ و $B=0$ پس y در تمام طول تیر صفر خواهد شد. ولی این خلاف فرض اولیه است. چون دیدیم که تیر با اندازه‌ی y تغییر شکل

نمی‌دهد پس $A \neq 0$ قابل قبول نیست.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: هیلاد رضایی

حال، فرض $k\ell = \pi$ و $k^2 = \frac{P}{EI}$ خواهیم داشت

$k\ell = \pi \xrightarrow{\text{طرفین به توان 2}} k^2\ell^2 = \pi^2 \xrightarrow{k^2 = \frac{P}{EI}} \frac{P}{EI}\ell^2 = \pi^2 \rightarrow P_{cr} = \frac{\pi^2}{\ell^2} EI$

P_{cr} یا بار بحرانی کمانش از طریق رابطه‌ی $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2}$ به دست می‌آید. این رابطه، رابطه‌ی اصلی اویلر است.

و با این رابطه، باری که به وسیله آن کمانش اتفاق می‌افتد به دست می‌آید. او در سال 1759 میلادی به این نتیجه رسید.

اویلر، برای اولین بار کاربرد این فرمول را برای ستون‌ها با شرایط تکیه‌گاهی مختلف e و λ و ... بررسی کرد و مشاهده کرد که برای بعضی از ستون‌ها جواب دقیق از طریق فرمول به دست می‌آید. اما برای بعضی دیگر از ستون‌ها این جواب حاصله از فرمول و نتیجه واقعی یا حاصله از آزمایش وجود دارد. او متوجه شد که وقتی ستون‌ها لاغرتر می‌شوند جواب فرمول دقیق‌تر است و به همین ستون‌ها حاذق‌تر می‌گویند. فرمول کمانش می‌باید از طرف دیگر، اویلر این معادله را فقط برای شرایطی که ستون دو سر مفصل است به دست آورد. بنابراین برای شرایط مرزی دیگر هم این مورد را بررسی و حل کرد. (به ادامه صفحه 67) نتایج آن‌ها قابل مشاهده است.

* از مقاومت مصالح می‌دانیم که $\sigma = \frac{P}{A}$، بنابراین F_{cr} تنش بحرانی کمانش برابر است با:

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\frac{\pi^2 EI}{\ell^2}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A\ell^2}$$

رابطه فوق را می‌توان به این صورت تغییر داد:

$$F_{cr} = \frac{\frac{\pi^2 E}{\ell^2}}{\frac{I}{A}}$$

می‌دانیم که شعاع ژیراسیون برابر است با $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ بنابراین $r^2 = \frac{I}{A}$ پس:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\frac{\ell^2}{r^2}}$$

PAPCO

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{L}{r})^2}$$

در رابطه تنش بحرانی کمانش برابر است با:

* در آینده نیروها و لنگرهای وارد بر یک جسم در حال تعادل خواهیم بنابراین اگر جسم در حالت اولیه سکون باشد به حرکت باقی می ماند.

هر چند که سکون ماندن سازه ها تحت بارهای اعمالی یک وضعیت مطلوب محسوب می شود یا ملاحظاتی آن ها باید به نحوی باشد که اگر اجزای سازه اندکی از حالت اولیه خود منحرف شوند هم چنان پایدار بمانند و به حالت اولیه باز گردند. بنابراین می توان سه وضعیت مختلف را برای یک جسم در نظر گرفت:

۱) تعادل پایدار: حالتی که اگر جسم اندکی از حالت اولیه خود منحرف و خارج شود، مجددا به حالت اولیه برگردد.

۲) تعادل خنثی: حالتی که اگر جسم اندکی از حالت اولیه خود خارج شود، به حالت اولیه باز نگشته و در وضعیت جدید، دارای تعادل باشد.

۳) تعادل ناپایدار: حالتی که اگر جسم اندکی از وضعیت اولیه خود خارج شود، به حالت اولیه باز نگشته و از آن دور می شود.

* بار بحرانی که گفته شده، به مقدار باری وارد به یک ستون که در آن ایجاد تعادل خنثی کند، بار بحرانی Critical load گوئیم.

* اگر نیروی فشاری وارد بر یک ستون کمتر از نیروی بحرانی باشد، تعادل آن پایدار و در غیر این صورت ناپایدار است.

* نیروی فشاری بحرانی ستون ها برابر با کمانش خمشی الاستیک را با استفاده از رابطه ی زیر تعیین می کنند:
(با توجه به شرایط مختلف تکیه گاهی)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(Kl)^2}$$

که در آن، K ضریب طول موثر و KL طول موثر ستون نام دارد. (برای شرایط دو سر مفصل k=1 بود)

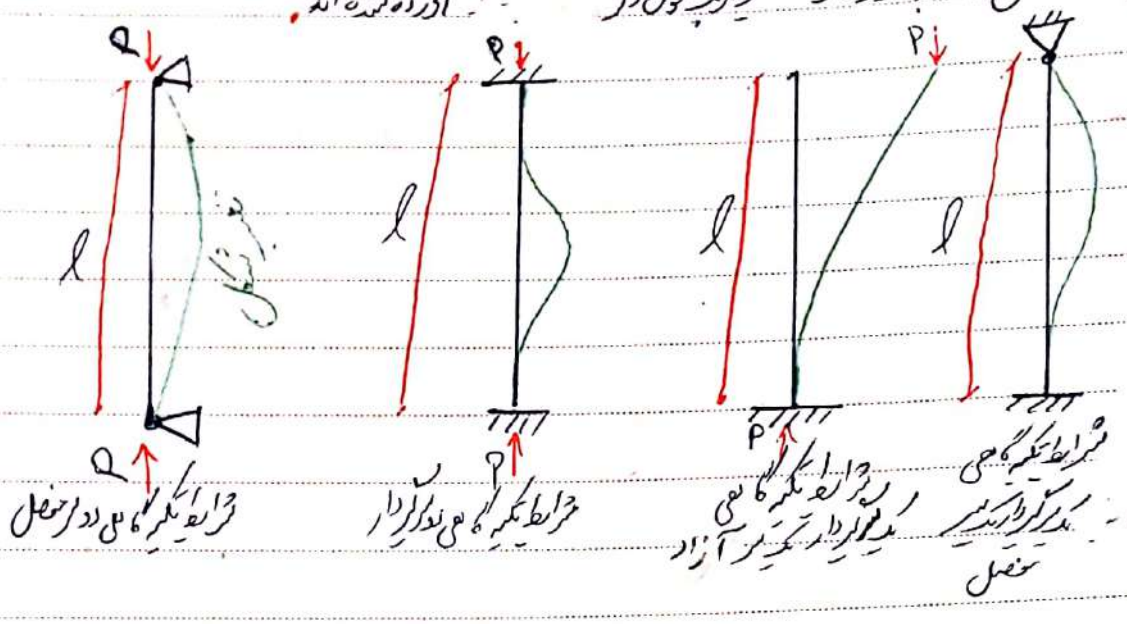
ادامه نیروی بحرانی ستون را در شرایط تکیه گاهی مختلف بررسی کرده و صحه بعد تایل ملاحظات. در اجرا می دانیم که امکان ایجاد تکیه گاه های

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

کاملا صلب یا کاملا مفصلی و خود ندارد و مقادیر ضریب طول موثر در حالت ایده آل آورده شده اند.



مقدار تئوری K	$K=1$	$K=0.5$	$K=2$	$K=0.7$
مقدار پیشنهادی K برای مبحث دوم تئوری ملی و کاربرد برای طراحی	$K=1$	$K=0.65$	$K=2.1$	$K=0.8$
نیروی بحرانی	$P_{cr}=\frac{\pi^2 E}{l^2}$	$P_{cr}=\frac{\pi^2 E}{(0.5l)^2}$	$P_{cr}=\frac{\pi^2 E}{(2l)^2}$	$P_{cr}=\frac{\pi^2 E}{(0.7l)^2}$

بنابراین می بینیم که نیروی بحرانی در شرایط مختلف، دارای صورت کسر مساوی هستند $(\pi^2 E)$ و فقط مقدار مخرج متغیر است. و طوری از مجذور طول است. بنابراین این نکته را تعمیم داده و برای سایر شرایط مرزی دیگر گاهی متفاوت، نیروی بحرانی را این صورت تعریف کرد:

$$P_{cr}=\frac{\pi^2 E}{kl^2}$$

که K ضریب طول موثر و kl طول موثر نام دارد.

★ همان طور که دیده می شود، مقادیر پیشنهادی K در مبحث دوم مقررات ملی، کمی بیش از مقادیر تئوری K لحاظ شده. و اگر مقدار پیشنهادی کمتر از مقدار تئوری باشد، چون K در مخرج است، پس P_{cr} کمتر می شود. این بدین علت است که ما شرایط را اجرایی تر فرض کرده

Scanned by CamScanner

Subject:
Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

و هم چنین فرض می‌کنیم که P_{cr} کم‌ترین بار از تمام بارهای واقعی است. یعنی کمانش در اثر نیروی P کم‌تری رخ می‌دهد.

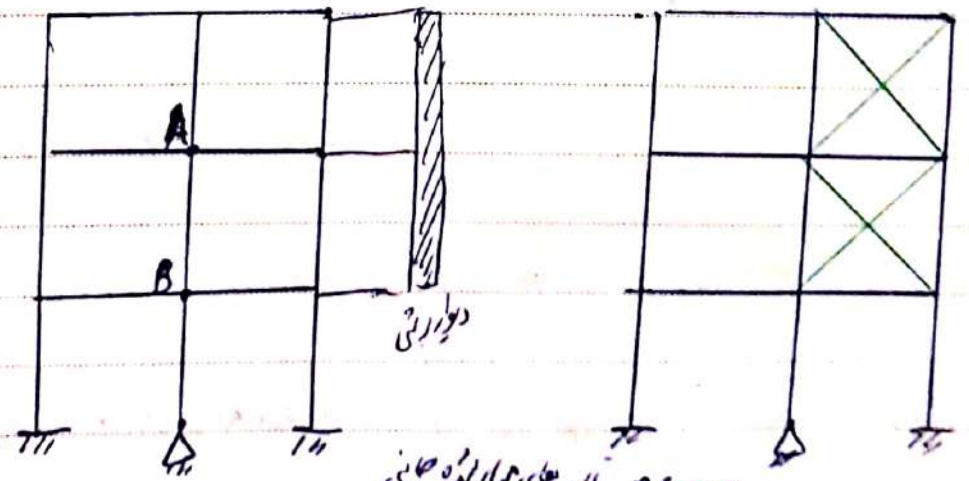
* F_{cr} نیز به طور مشابه به این صورت تعریف می‌شود:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}$$

که در آن، $\frac{kl}{r}$ لاغری عضو نام دارد. بنابراین هرچه عضو لاغرتر باشد، در اثر اعمال تنش کم‌تری، کمانش اتفاق می‌افتد. می‌بینیم که در رابطه فوق $\frac{kl}{r}$ در مخرج است و با F_{cr} رابطه عکس دارد.

نوع دوم: مورد تکیه‌گاه‌های موجود در قاب‌های ساختمانی

انتهای ستون‌های موجود در قاب‌های ساختمانی، دارای شرایط تکیه‌گاهی دو وضعیت یعنی حالت تکیه‌گاه مفصلی و گیردار خواهد بود. یعنی برخلاف تکیه‌گاه مفصلی که در آن چرخش انتهای ستون کاملاً آزاد و برخلاف تکیه‌گاه گیردار که چرخش انتهای ستون کاملاً محدود است، چرخش انتهای ستون در قاب‌ها بستگی تیر متصل به آن دارد. هنگامی که تیر متصل به ستون دارای سختی قابل توجهی نسبت به سختی ستون باشد، چرخش انتهای ستون ناچیز بوده و شرایط انتهای به شرایط یک تکیه‌گاه گیردار نزدیک می‌شود. و نیز وقتی که تیر متصل به ستون دارای سختی ناچیزی باشد (نسبت به سختی ستون) چرخش انتهای ستون تقریباً آزاد بوده و شرایط انتهای آن به یک تکیه‌گاه مفصلی تمایل است.



قاب‌های مهاربندی جانبی

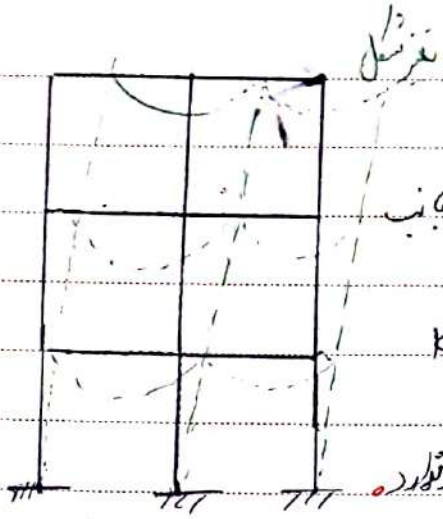
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

Date ۹۸/۸/۲۱

* قاب‌ها به دو دسته تقسیم می‌شوند



۱) قاب‌های مهار نشده جانبی: قاب‌هایی که امکان حرکت ستون از جانب وجود دارد.

۲) قاب‌های مهار شده جانبی: قاب‌هایی که امکان حرکت ستون از جانب وجود ندارد. $0.5 \leq K < 1$

تعیین ضریب طول مؤثر ستون‌ها به کمک معادله‌ی نوموگرام زیر برای ستون‌های قاب‌های مهار نشده جانبی بسیار زمان‌بر است و مستلزم محاسبات زیادی است. هم‌چنین ستون‌های قاب‌های مهار شده جانبی معمولاً از هر دو انتهای خود به تیر متصل می‌شوند که باعث افزایش زمان و حجم محاسبات می‌شوند.

برای حل این مشکل محققان روش‌هایی را ارائه کرده‌اند از جمله دو دانشمند به نام جولیان (Julian) و لارنس (Lawrence) آن‌ها برای به دست آوردن K یک پارامتر بی‌بعد تحت عنوان ضریب سختی تعریف کردند که عبارتست از نسبت ممان اینرسی به طول واقعی عضو $\left(\frac{I}{L}\right)$

این ضریب برای ستون‌ها به صورت $\frac{I_c}{L_c}$ و برای تیرها به صورت $\frac{I_g}{L_g}$ تعریف می‌شود. آن‌ها ضریب G را برای نقطه‌ای مانند A معرفی کردند که برابر است با:

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{Columns}}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{Beams}}$$

یعنی در نقطه A دو ستون و دو تیر متصل شده‌اند (طبق شکل صفحه قبل) نسبت $\frac{I}{L}$ ستون بالا و پایین را با هم جمع می‌کنیم و بر مجموع نسبت $\frac{I}{L}$ تیرهای چپ و راست نقطه A تقسیم می‌کنیم تا G را به دست آوریم. به همین منوال برای نقطه B نیز می‌توانیم G_B را به دست آوریم.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: اهلیار رضایی

ضریب طول موثر از طریق رابطه‌ی زیر برای ستون‌ها با مهار جانبی به دست می‌آید:

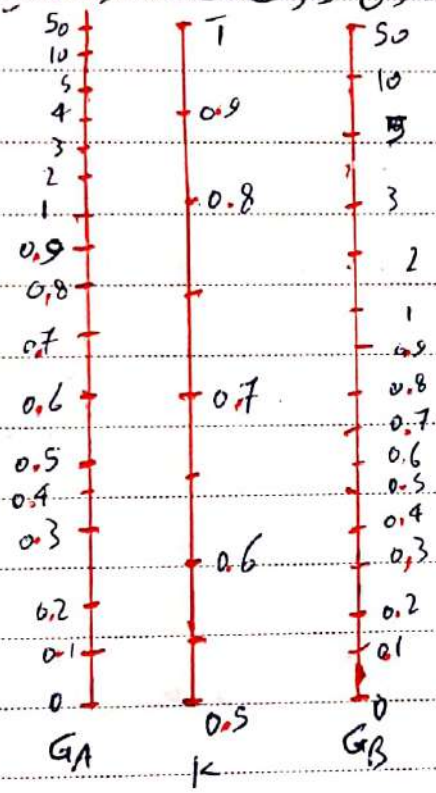
$$\frac{\pi^2 G_A G_B}{4K^2} + \left(\frac{G_A + G_B}{2}\right)\left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)}\right) + \frac{2\tan(\pi/2K)}{(\pi/K)} = 1$$

هم‌چنین ضریب طول موثر برای ستون‌ها بدون مهار جانبی از طریق رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

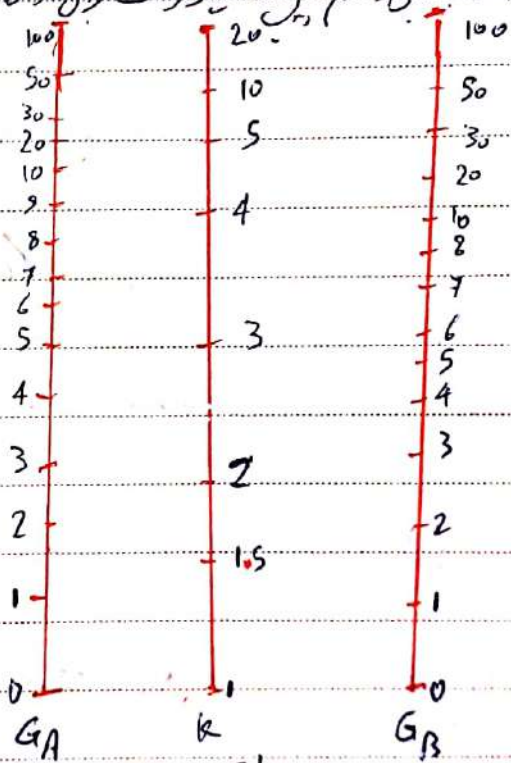
$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} = 0$$

حل ضریب طول موثر ستون بر اساس روابط فوق آسان نیست. خوشبختانه دارندگان نوگرام‌هایی ارائه کرده‌اند که بر اساس

ستون با مهار جانبی



ستون بدون مهار جانبی



ستون بدون مهار جانبی

برای استفاده از این نوگرام‌ها به صورت زیر عمل می‌کنیم:

برای ستون با مهار جانبی: ابتدا G_A و G_B را به دست می‌آوریم $\left(\frac{I}{l_c}\right)_{G_B}$ عددهایی هست می‌آید که با خط راست نوگرام مشخص

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

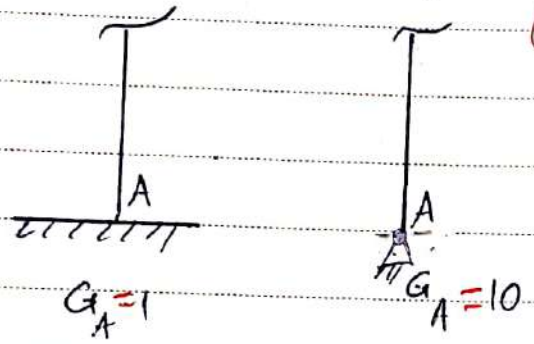
کرنش و بعد وصل می‌کنیم. این خط رسم شده نمودار K را در نقطه‌ای قطع می‌کند. بدین طریق ضریب طول موثر به دست می‌آید.

برای ستون بدون مهار جانبی نیز به همین صورت است.

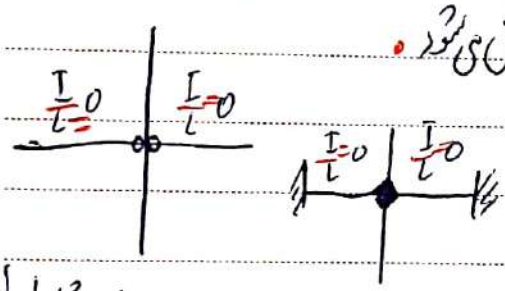
نمونه‌هایی از ستون‌هایی که در طبقات حرکت کاربرد دارند. اما برای ستونی که پای آن در فونداسیون است کاربرد ندارد.

مقادیر G_A برای ستون‌هایی که پایشان در فونداسیون است، بدین صورت است:

(دالایی به تقریب صفر است)

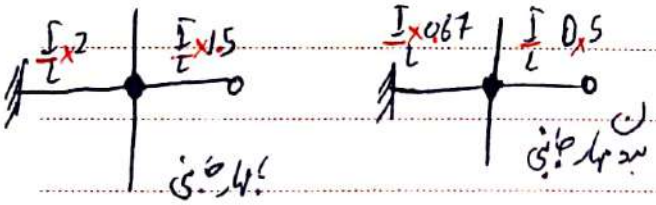


* اگر اتصال تیر به ستون مفصلی باشد: $\frac{I}{L}$ تیری که مفصلی است، صفر فرض می‌شود.



* اگر تیر به صورت کنسول باشد یا به ستون مفصل شده باشد، $\frac{I}{L}$ آن صفر است.

* اگر تیری به ستونی مانند شکل به دو مفصل شده که یک انتهای آن گیردار و انتهای دیگر آن مفصل بود، در ستون‌های با مهار جانبی در این حالت (ستون مهار جانبی) آیین‌نامه بدین مطابق شکل عمل کنیم:

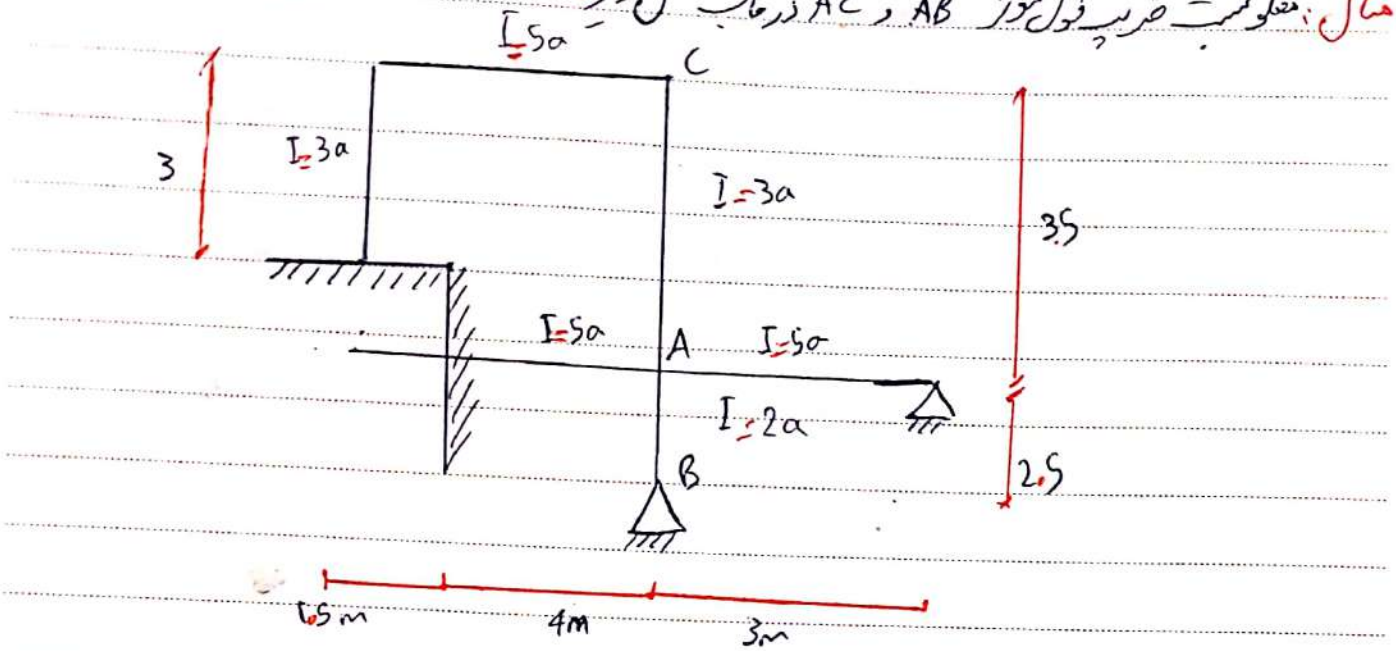


Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

مثال: مطلوبست ضریب طول موثر AB و AC در قاب شکل زیر:



ستون AB مهار شده است. چون بالا و پایین آن نمی‌تواند بصورت جانبی دوران یابد پس $0.5 \le K \le 1$

$G_B = 10$ به علت مفصل بودن

$$G_A = \frac{\sum (I/L)_{Columns}}{\sum (I/L)_{Beams}} = \frac{\frac{3a}{3.5} + \frac{2a}{2.5}}{2 \times \frac{5a}{4} + \frac{5a}{3} \times 1.5} = 0.33$$

با توجه به نمودار جویال ولابدس می‌توانیم K را بدست آوریم

* علت این دو مخرج را بعدی G_A ضرایب 2 و 1.5 اعمال کردیم نکته پایین صفحه 71 است. چون یک سر آن مفصل و سر دیگر آن گیردار است

بنابراین ضرایب اصلاح را اعمال کردیم.

$$G_A = \frac{\sum (I/L)_C}{\sum (I/L)_B} = \frac{\frac{2a}{2.5} + \frac{3a}{3.5}}{0.67 \times \frac{5a}{4} + \frac{5a}{3} \times 0.5} = 0.99$$

$$G_C = \frac{3a/3.5}{5a/5.5} = 0.94$$

ستون AC مهار شده است $\rightarrow K > 1.0$

با توجه به نمودار جویال ولابدس $\rightarrow K = 1.3$

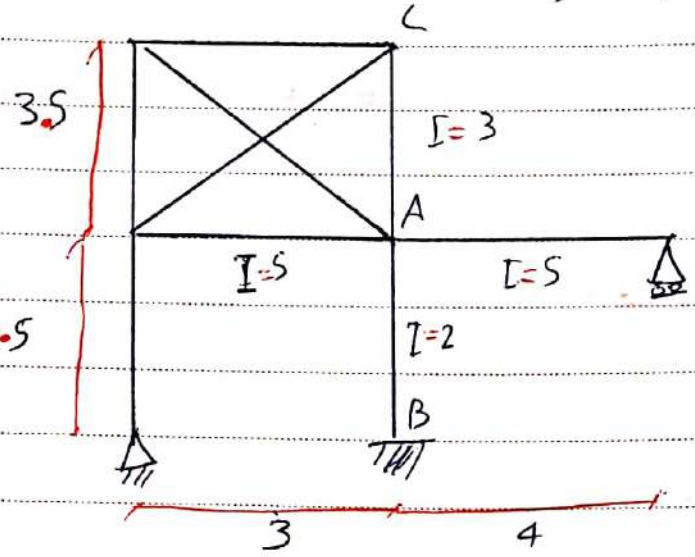
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: سیلاد رضایی

۹۸/۸/۲۱

مثال: مطلوبست ضریب طول موثر AB و AC در قاب شکل زیر:



ستون AB: بدون مهار جانبی است. ستون AC: با مهار جانبی است.

برای AB: $G_B = 1$

$$G_A = \frac{\sum(I/L)_C}{\sum(I/L)_B} = \frac{\frac{3}{3.5} + \frac{2}{2.5}}{\frac{5}{3} + \frac{5}{4} \times 0.5} = 0.72$$

$0.5 < k < 1$

رجوع به نوگرام خوله ولارس → $k = 1.27$

برای AC: $G_A = \frac{\sum(I/L)_C}{\sum(I/L)_B} = \frac{\frac{2}{3.5} + \frac{2}{2.5}}{\frac{5}{3} + \frac{5}{4} \times 1.5} = 0.47$

$$G_C = \frac{\sum(I/L)_C}{\sum(I/L)_B} = \frac{8/3.5}{5/3} = 0.51$$

رجوع به نوگرام خوله ولارس → $k = 0.68$

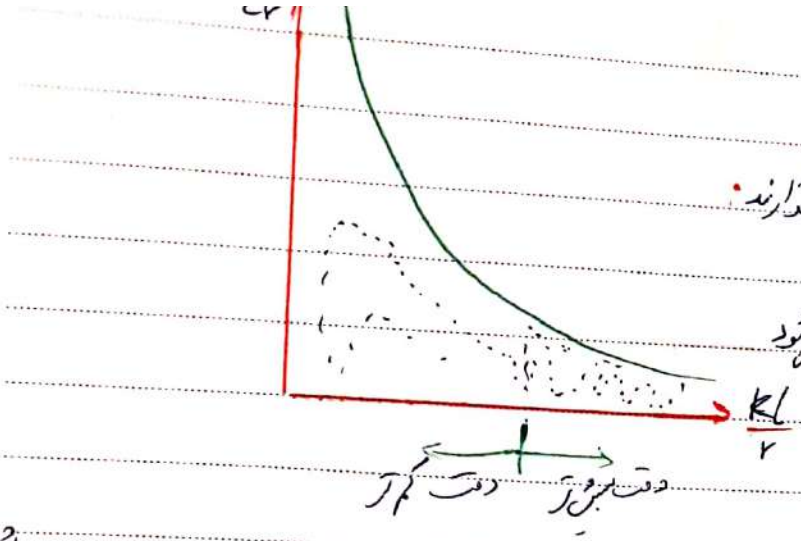
گفته شد که اویلر با بررسی کمانش و معادلات دیفرانسیل آن پرداخت؛ او بود. افراد مختلفی روی این مسئله کار کردند.

می دانیم $F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$. اویلر ستون هایی با لاغری (KL/r) های مختلف را مورد بررسی قرار داد. و با انجام آزمایش روی آن ها دید که مقادیر دو اسیل به ازای بزرگتر از KL/r دقت قابل قبولی دارد و هم ازای بازه ی کمتر از لاغری (جنس چدن تر) دقت کم تری می شود.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی



سایان سیکل روی این منحنی بررسی دقیق انجام شد.

بعد از متوجه شدند که در این منحنی دو علت عمده تأثیرگذار هستند:

1) در تقاطع چاق در حین کاهش ضریب لاغری دوگانه رشد

2) وجود تنش پسماند

توضیحاتی در مورد تنش پسماند: اگر بر اثر اعمال نیرو، قسمتی از مقطع عضو به حالت تسلیم درآید و قسمت باقی‌مانده‌ی آن، رفتار ارتجاعی داشته باشد، از مقاومت مصالح می‌دانیم که به هنگام حذف بار، ناحیه ارتجاعی تمایل به بازگشت به طول اولیه دارد ولی در ناحیه پلاستیک (خمیری) تغییر شکل ماندگار ایجاد می‌شود. طبق اصل سازگاری تغییر شکل‌ها، تغییر شکل مورد در مقطع باید صعودی باشد. لذا ناحیه ارتجاعی (الاستیک) نمی‌تواند کاملاً در صفحه اولیه برگردد و در عوض با اعمال نیرو به ناحیه پلاستیک تغییر شکل ماندگار را کاهش می‌دهد. در نتیجه در مورد مقطع در غیاب نیروی خارجی، تنش‌هایی به نام تنش پسماند ایجاد می‌شوند.

این تنش‌ها در رفتار اعضای سازه‌ای تأثیر عمده‌ای دارند و در اعضای فولادی غالباً به علت عملیات نورد و جوشکاری این تنش‌ها ایجاد می‌شوند.

به طور کلی تنش‌های پسماند هستند که پس از فرم‌گرفتن عضو به شکل نهایی، تولید و در آن باقی می‌مانند. این تنش‌ها ناشی از تغییر شکل‌های پلاستیک هستند که در هنگام تولید، به علل مختلفی در فولاد به وجود می‌آیند. این علل عبارتند از:

1) سرد شدن غیریکنواخت بعد از نورد گرم
2) ایجاد آن در حالت سرد در حین مونتاژ
3) عملیات سوراخ کاری و برش در حین مونتاژ
4) جوشکاری

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

در شرایط معمولی پیش بهای پیمانه تولید شده به علت سرد شدن غیریکنواخت پس از نورد گرم و جوشکاری، دارای تنش پسماند می‌شوند.

در نیم‌رخ های بال پهن، بعد از نورد گرم بال ها که دارای ضخامت بیش تری هستند، خیلی آهسته‌تر از ناحیه‌ی جان سرد می‌شوند و نوک بال ها که سطح تماس بیش تری با هوا دارند، خیلی سریع‌تر از ناحیه‌ی اتصال بال به جان سرد می‌شوند. در نتیجه در نوک بال ها ناحیه‌ی فشاری جان کمی زودتر سرد می‌شوند، پس بهای پس ماند کششی وجود دارد و در محل اتصال بال و جان، پیش بهای پسماند فشاری وجود دارد.

(به علت منقبض شدن) (به علت منبسط شدن)

در نتیجه وقتی نیروی فشاری به مقطع وارد می‌شود این نیرو به پیش بهای پسماند اضافه می‌شود و این باعث می‌شود در اثر نیروی خارجی فشاری (فشاری) کمانش رخ دهد.

فرمول های طراحی اعضای فشاری

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \qquad \text{در اعضای فشاری } \phi = 0.9$$

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

① کنترل کمانش خمشی: if $\frac{Kl}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$

if $\frac{Kl}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$

* $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}$ (r برای حالت کلی)

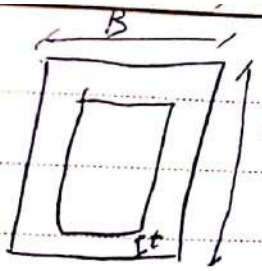
② کنترل کمانش خمشی پیچشی: F_e برای اعضای دو محور تقارن $= \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(Kl)^2} + GJ\right]\left(\frac{1}{I_x + I_y}\right)$

* ستون ها معمولا با بال اند یا مقطع I شکل.

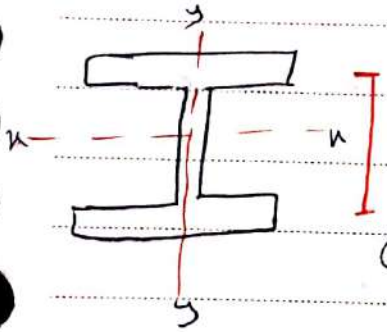
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی



برای مقاطع باکس $C_w = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$



برای مقاطع I شکل $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$

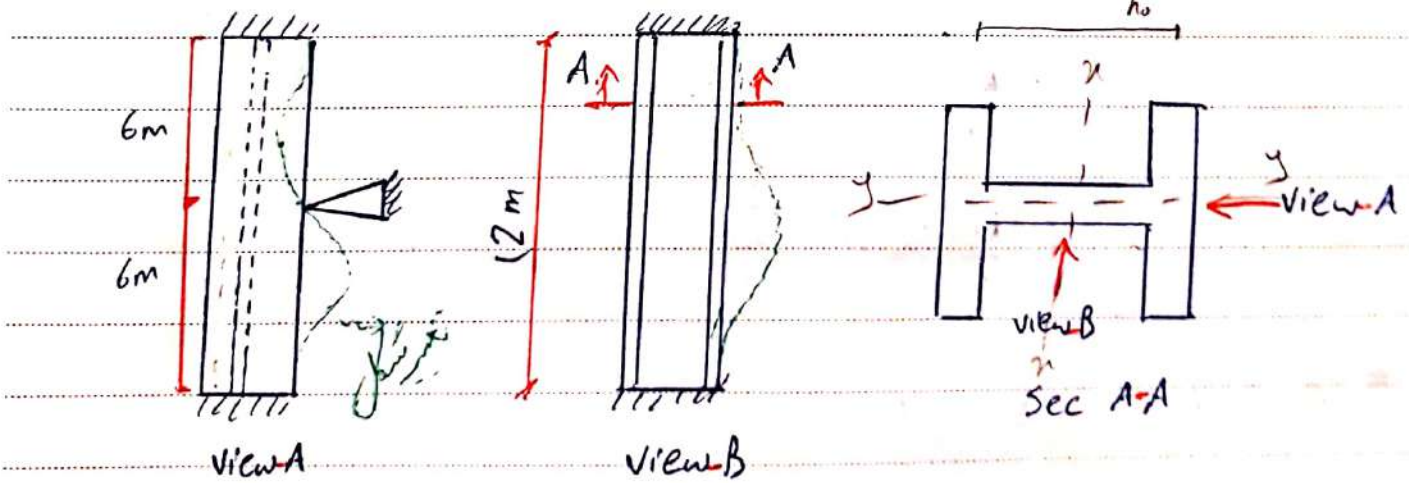
* h_o فاصله مرکز ثقل بال‌ها است.

* G ضریب الاستیسیته برشی است و برابر است با: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ در آن ν ضریب پوآسون است.

* J ثابت پیچشی نام دارد. شکل‌هایی که دارای مستطیل‌های متصل‌اند، J برابر است با:

$J = \sum \frac{bt^3}{3}$ و $b > t$ b عرض مستطیل‌ها و t ضخامت است.

مثال: مطلوب است تعیین خاصیت شکل زیر از جنس فولاد IPB360 و ST 37. $\nu = 0.3$, $E = 2.1 \times 10^6$



Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

IPB 360 مراجعه به جدول اشتال

$A_g = 181\,cm^2$

$I_x = 43190$

$I_y = 10140$

$r_x = 15.5\,cm$

$r_y = 7.49\,cm$

$b = 30\,cm$

$t_w = 1.25\,cm$ ضخامت جان

$t_f = 2.25\,cm$ ضخامت بال

به علت وجود تکیه گاه در وسط ارتفاع $l=12m$ میزان کمانش در دو راستا متفاوت است.

ستون در دو جهت x و y می تواند کمانش کند. باید ببینیم که کمانش در کدام راستا، بحرانی تر است. برای تشخیص بحرانی بودن، ابتدا باید لاغری را در دو جهت x و y محاسبه کنیم. لاغری در جهتی که بیشتر باشد، کمانش در آن جهت بحرانی تر است. می دانیم که لاغری برابر است با: $\lambda = \frac{kl}{r}$. در جهت x و y این پارامتر را محاسبه می کنیم:

$\lambda_x = \left(\frac{kl}{r}\right)_x$ و $\lambda_y = \left(\frac{kl}{r}\right)_y$

$l_x = 12\,m$ ، $l_y = 6\,m$

برای ضرایب دو سر گیردار و سر مفصلی: $K_y = 0.8$ برای یک سر گیردار و یک سر آزاد: $K_x = 0.65$

$\lambda_x = \left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{0.65 \times 12}{19.5} = 50.3$ $\lambda_y = \left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{0.8 \times 6}{7.49} = 64.5$

$\lambda_{max} = 64.5 = \lambda_y$ پس لاغری حاکم است. چون قطع در جهت y لاغرتر بود، کمانش در جهت y بحرانی تر است.

$\left(\frac{kl}{r}\right) = 64.5 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$ $\qquad F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{Kl}{r})^2} = 4476 \ kg/cm^2$

$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{4476}}\right] \times 2400 = 1961 \ kg/cm^2$

$A_g = 181 \ cm^2$ $\qquad P_u = \phi P_n \Rightarrow P_n = F_{cr} A_g$

حالت دوم: کمانش پیچشی خمشی $F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{Kl^2} + GJ\right]\left(\frac{1}{I_x + I_y}\right)$

$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} = \frac{10140 \times (36 - 2.25)^2}{4} = 2887523 \ cm^6$

$h_o = 36 - \frac{2.25}{2} - \frac{2.25}{2} = 33.75$

* نکته: مرکز برش همیشه در محل تقاطع خطوط میانی جان و بال قرار دارد و در نبشی‌ها نیز در محل تقاطع خطوط میانی بال‌ها قرار دارد.

حالت سوم: ترکیب خمشی و پیچشی که در طراحی ما نیست.

$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 0.808 \times 10^6 \ kg/cm^2$

$J = \sum \frac{bt^3}{3} = \frac{2 \times 30 \times 2.25^3}{3} + \frac{(36 - (2 \times 2.25)) \times 1.25^3}{3} = 248 \ cm^4$

$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{Kl^2} + GJ\right]\left(\frac{1}{I_x + I_y}\right) = \left[\frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 2887523}{(0.8 \times 600)^2} + 0.808 \times 10^6 \times 248\right]\left(\frac{1}{4318 + 1120}\right)$

$F_e = 8628.12 \ kg/cm^2$

F_{cr} نهایی: $F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{8628.12}}\right] 2400 = 2136.23$

$F_{cr} = \min\{2136.23, 1961\} = 1961 \ kg/cm^2$

$P_n = F_{cr} A_g = 1.961 \times 181 \times 10^{-3} = 354.941 \ ton$, $P_u = \phi P_n = 0.9 \times 354.941 = 319.45 \ ton \simeq 320 \ ton$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: سیلاد رضایی

* Ratio = (بار یا ضریب وارد شده از تحلیل سازه) / (مقاومت کاهش یافته) = 320 / 303 = 1.05 > 1

* در خیلی از سازه‌ها حاصل کاهش در جهت x و y یکسان است یعنی مثل این مثال نیست که در وسط دارای تکیه‌گاه باشند.

* می‌دانیم کمانش اویلر برابر است با $P_{cr} = \frac{K\ell}{r}$ و می‌دانیم که اثر لاغری زیاد باشد باعث افزایش کمانش بحرانی ایجاد می‌کند.

پس سبک کردن لاغری می‌توانیم چهار روش را لحاظ کنیم:

۱) کاهش K: یعنی تکیه‌گاه‌ها را به سمت گیردار بیشتر تبدیل کنیم.

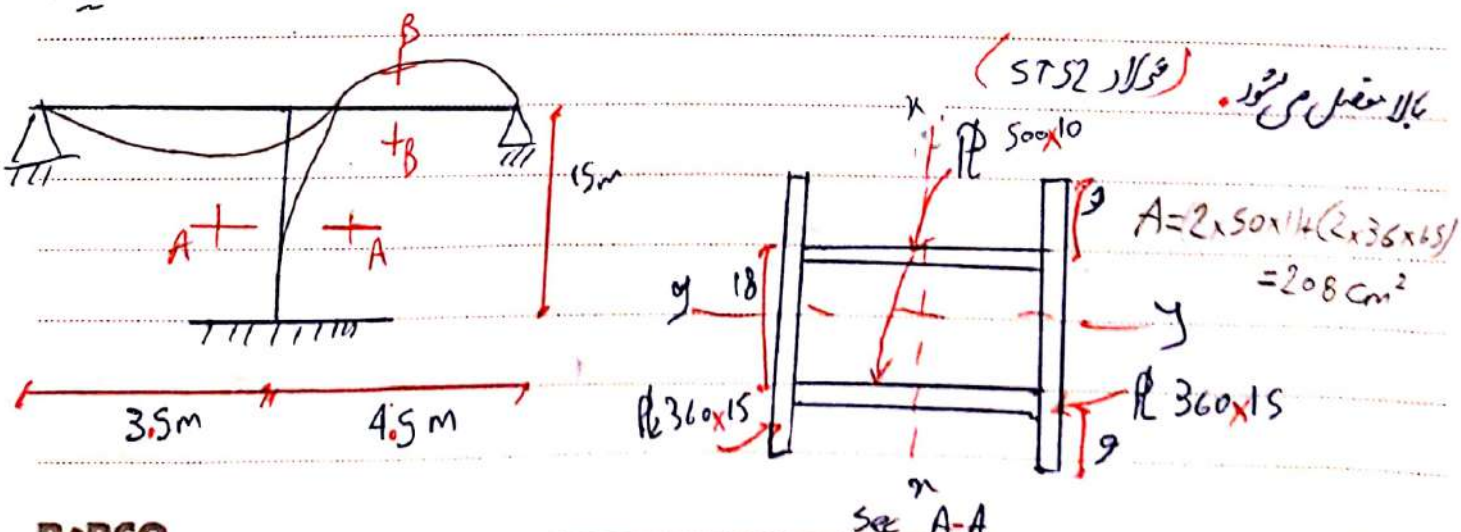
۲) کاهش ℓ: اقتصادی‌ترین و راحت‌ترین راه، کاهش طول است. مثلا در وسط سوی یک تکیه‌گاه بگذاریم.

۳) افزایش r (شعاع ژیراسیون): یعنی مقطع را بزرگتر در نظر بگیریم.

* Ratio = (بار یا ضریب وارد شده از تحلیل سازه) / (مقاومت کاهش یافته)

اگر Ratio < 1 باشد یعنی ستون ضعیف است و باید به سمت بزرگتر شدن مقاومت آن است.

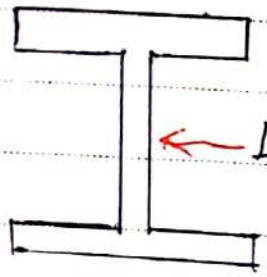
مثال: مطلوب است محاسبه‌ی ماکزیمم نیروی محوری که ستون قاب شکل زیر قادر به تحمل آن است. بعمود بر صفحه‌ی قاب، دو سر ستون گیردار و بالا مفصل می‌شود. (فولاد ST52)



Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی



$I_x = 2\times 1\times \frac{50^3}{12} + 2\left[\frac{36\times 1.5^3}{12} + 36\times 1.5\times 25.75^2\right]$

← IPB 280 → $I_x = 92463\,cm^4$

See B-B

$I_y = 2\times 1.5\times \frac{36^3}{12} + 2\left[\frac{50\times 1^3}{12} + 50\times 1\times 9^2\right] = 19772\,cm^4$

$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{92463}{208}} = 21.1\,cm$ ، $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{19772}{208}} = 9.75\,cm$

$L_x = L_y = 15\,m$ ، $K_y = 0.8$ تابع گیردار دو انتها

K_x برای: $G_{bottom} = 1$

$G_{top} = \frac{\sum(I_c)_C}{\sum(I_c)_B} = \frac{\frac{92463}{1500}}{\frac{0.5\times 19272 + 19270\times 2.5}{850}} = 1.26$ ← نوع اتصال ← $K_x = 1.35$

$\lambda_x = \left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{1.35\times 1500}{21.1} = 96$ ، $\lambda_y = \left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{0.8\times 1500}{9.75} = 123$

$\lambda_{governs} = \lambda_y = 123 > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1\times 10^6}{3600}} = 113$

کمانش خمشی: $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2\times 2.1\times 10^6}{(123)^2} = 1368\ kg/m^2$

$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877\times 1368 = 1200\ kg/m^2$

کمانش خمشی پیچشی: $F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(kl)^2} + GJ\right]\left(\frac{1}{I_x + I_y}\right)$

$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{19772\times 51.5^2}{4} = 13110071\,cm^6$

$J = \sum\frac{bt^3}{3} = 2\times\frac{36\times 1.5^3}{3} + 2\times\frac{50\times 1^3}{3} = 114.3\,cm^4$

$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1\times 10^6}{2(1+0.3)} = 807692.31\ kg/m^2 = 0.808\times 10^6$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 2.1\times10^6 \times 1311.0071}{(0.8\times 1500)^2} + 0.808\times10^6\times 114.3\right]\left(\frac{1}{92463+19772}\right) = 2504 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877\times 2504 \approx 2196 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_y = min\left\{\frac{2400}{2196}\right\} = 1200 \rightarrow \begin{cases} P_n = \xi A_g = 1200\times 208\times10^{-3} = 249.6 \ ton \\ P_u = \phi P_n = 0.9\times 249.6 = 225 \ ton \end{cases}$$

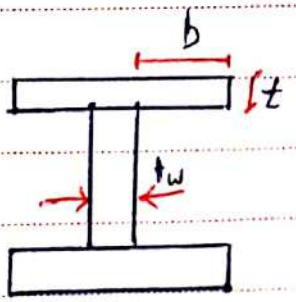
۹۸,۹,۵

تا طعم را می توان به صورت نوار دیده آماده تهیه کرد و های توان پا استفاده از جوش دان چند ورق را بسازیم به مقطع مورد نظر دست یافت. اما در صورتی که بخواهیم با استفاده از ورق مقطع مورد نظر را بسازیم باید بین ابعاد ورق های مقطع تناسباتی برقرار باشد.

مثلاً فرض کنید می خواهیم با استفاده از ورق یک تیر آهن H شکل بسازیم که از سه ورق تشکیل شده است و مقطع بتوان مارا تشکیل می دهد. اگر ضخامت بال t خیلی کم باشد و عرض بال خیلی زیاد باشد احتمال دارد در یک کمانش موضعی زمانی که مقطع تحت اثر نیروی فشاری قرار می گیرد به وقوع بپیوندد. برای جلوگیری از این کمانش موضعی در آیین نامه ها محدودیت و تناسباتی بین ابعاد و اندازه برقرار شده است.

نسبت پهنا به ضخامت اعضای فشاری:

۱) مقطع I شکل ساخته شده از ورق:



$$\frac{b}{t} \le 0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Scanned by CamScanner

Subject.
Jozvebama.ir

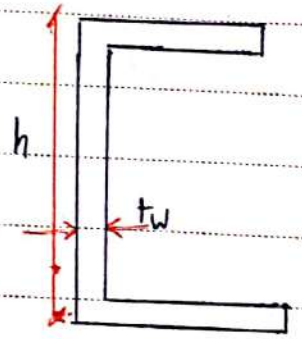
گرد آورنده: میلاد رضایی

که در آن: b فاصله بین لبه بال تا لبه جان، t ضخامت بال و t_w ضخامت جان است.

علت این که کل عرض بال را در نظر نمی‌گیریم این است که قسمتی از بال توسط جان مهار شده و فقط قسمتی مانند b کمانش موضعی پیدا می‌کند.

* حداکثر نسبت $\frac{b}{t}$ برای فولاد ST37 برابر است با: 18.9

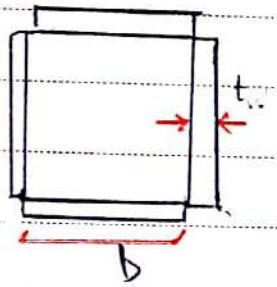
۲) جان مقاطع I شکل و جان مقاطع ناودانی



$$\frac{h}{t_w} \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

* حداکثر نسبت $\frac{h}{t_w}$ برای فولاد ST37 برابر است با: 28

۳) بال‌های قوطی توخالی ساخته شده از ورق



$$\frac{b}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

* حداکثر نسبت $\frac{b}{t}$ برای فولاد ST37 برابر است با: 39

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

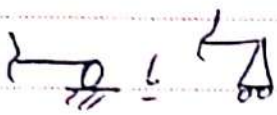
فصل پنجم: طراحی اعضای خمشی (تیرها)

تیرها، اعضای سازه‌ای هستند که بارهای عمود بر محور خود را تحمل می‌کنند. در اثر اعمال این بار، در مقاطع مختلف تیر، نیروی برشی و لنگر خمشی ایجاد می‌شود. تیرها کامل است به صورت افقی و یا به صورت شیب دار یا قائم باشند. در تیرهای شیب دار و قائم علاوه بر نیروی برشی و لنگر خمشی، نیروی محوری هم ظاهر می‌شود. بدین حالت این عضو تیرستون نام دارد.

تیرها، بارهای قائم بر محور خود را به تکیه گاه‌ها که عموماً ستون‌ها می‌باشند منتقل می‌کنند.

تیرها از نظر نوع تکیه گاهی: سه نوع تکیه گاه متداول برای تیرها عبارتند از: ۱) تکیه گاه غلتکی ۲) تکیه گاه مفصلی ۳) تکیه گاه ثابت (گیردار)

* تکیه گاه غلتکی در مقابل حرکت در جهت عمود بر محورش مقاومت می‌کند.



* تکیه گاه مفصلی در مقابل حرکت تیر در هر جهتی مقابله می‌کند.

* هر دو تکیه گاه غلتکی و مفصلی در مقابل دوران و پیچش در محل تکیه گاه آزاد هستند.

* تکیه گاه ثابت (گیردار) از حرکت و دوران تیر در هر جهتی در محل تکیه گاه جلوگیری می‌کند.

بنابراین تیرها را براساس شرایط تکیه گاهی می‌توان به شکل‌های زیر تعریف کرد:

۱) ساده - ۲) پیش آمده (تیر ساده‌ی طره دار) - ۳) طره‌ای - ۴) دو سر گیردار - ۵) ممتد (سراسری) (تیر پیوسته)

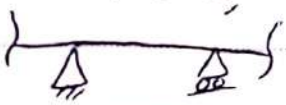
۱) تیر ساده: تیری است که یک دهانه است و به صورت ساده در دو انتهای خود تکیه دارد. به عبارت دیگر، تیر ساده، تیری است یک دهانه

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

که تکیه گاه های آن در دو انتها یکی به صورت غلتکی و دیگری به صورت مفصلی است.

۲) تیر بین آمده (تیر ساده ی طره دار): تیری است با تکیه گاه های ساده که تکیه گاه های آن الزاما در انتهای تیر قرار نگرفته باشد.



۳) تیر طره ای: تیری است که در یک انتها گیردار و در انتهای دیگر آزاد باشد.

۴) تیر دو سر گیردار: تیری است که دو انتهایش گیردار و غیر آزاد باشد.

۵) تیر ممتد (سراسری): تیری است که بیش از دو تکیه گاه ساده را شامل باشد.
(یک سره)

* بارهای وارد بر تیر شامل بارهای مرده و زنده می شود. بارهای مرده وارد بر تیر شامل وزن خود تیر هم هست. در دهانه های کوتاه وزن خود تیر تاثیر زیادی بر طراحی ندارد. ولی در دهانه های بزرگ وزن تیر در طراحی حائز اهمیت است.

انواع تیر در سازه های فولادی:

۱) شاه تیر یا تیر اصلی (Girder): عضو باربر اصلی در سقف می باشد که بارهای وارده از تیرچه ها را به ستون ها منتقل می کند.

۲) تیرچه یا تیر فرعی (Joint): تیرهایی است که بار سقف را به شاه تیرها منتقل می کند.

۳) تیرهای لبه ای یا کناری یا پیرامونی (Spandrel): تیرهایی هستند که در پیرامون سازه قرار دارند و علاوه بر بار سقف، بار دیوارهای پیرامونی سازه را هم تحمل می کنند.

۴) تیر نعل درگاهی (Lintel): تیری است که در بالای بازشوهای سازه مثل در، پنجره قرار داده می شود. علت وجود این تیرها

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: هیلار رضایی

خط اثر بی و انتقال وزن دیوار بالای بازشو است. این تیرها باید حداقل 50cm از عرض بازشو بزرگتر باشند.

۵) تیر لایه (Girder): تیری کی از نیم رخ I یا Z که از آن برای حمل بار پوشش های سبک در ساختمان های صنعتی استفاده می شود

* تیرها به عنوان اعضای اصلی سقف ها و قاب های ساختمانی تحت مجموعه نیروی لنگرهای خمشی و نیروهای برشی عمل می کنند. لنگرهای خمشی در طول تیر تنش های محوری فشاری و کششی ایجاد می کنند. تنش های برشی در اثر نیروهای برشی در مقاطع مختلف تولید می شوند که در مقایسه با تنش های ناشی از لنگر خمشی بحرانی نیستند. بنابراین، اگر اوقات تیرهای فولادی ابتدا براساس خمش طراحی شده و پس از آن تنش های برشی در آن کنترل می شود.

* معمولا در تیرهایی که دهانه کوچکی دارند و تحت نیروی برشی قابل توجهی قرار می گیرند این روند می تواند به جواب بدتر منجر شود که در این صورت، طراح باید تغییرات تیر با افزایش ابعاد تیر را در نظر بگیرد.

* برای ورق های تشکیل دهنده ی مقطع های فولادی می توان یکی از دسته های زیر را در نظر گرفت:

۱) مقاطع فشرده (Compact sections) ۲) مقاطع غیر فشرده (Non-Compact sections)

۱) مقاطع فشرده: ورق های تشکیل دهنده ی این مقاطع، تحت تنش های فشاری می توانند کرنش هایی مانند برابر کرنش حد تسلیم را تحمل کنند.

به عبارت دیگر: ورق های این مقاطع تا رسیدن به وضعیت مفصل پلاستیک، هیچ گونه کمانش موضعی رخ نمی دهد.

۲) مقاطع غیر فشرده: ورق های تشکیل دهنده ی این مقاطع، تحت تنش های فشاری، در محدوده ی الاستیک رفتار می کنند و کرنش لحاظ شده،

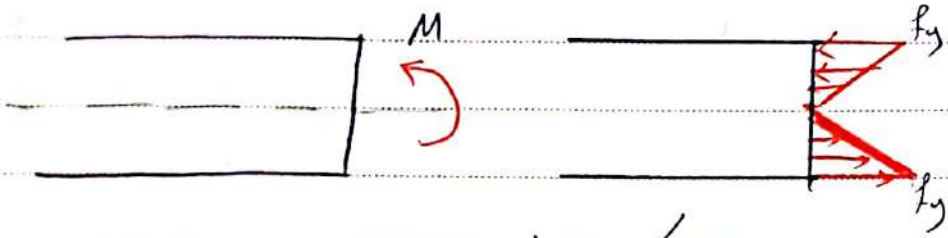
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

از کرنش حد تسلیم کمتر است. به عبارت دیگر، در دورتر های این مقاطع، تا رسیدن اولین نقطه به f_y، هیچ گونه کاهش موضعی سطح نمی دهد.

* می دانیم که اگر تیری مانند شکل زیر تحت اثر لنگر خمشی M قرار گیرد، دیاگرام تنش آن به این صورت خواهد بود:



یعنی از تار خنثی به بالا، مقطع تحت فشار و از تار خنثی به پایین، مقطع تحت کشش قرار می گیرد.

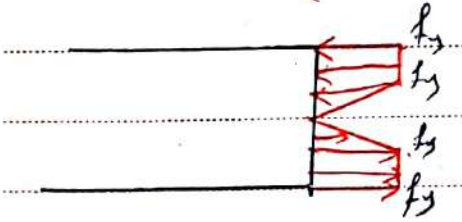
* می دانیم که مقدار تنش ناشی از خمش برای مقاطع خمشی (تیرها) از رابطه‌ی $f_b = \frac{My}{I}$ حاصل می شود.

* f_b: تنش عمودی ناشی از لنگر خمشی $\left(f_{bending} = f_b\right)$

در رابطه فوق، M لنگر خمشی وارده بر مقطع، y فاصله تا تار خنثی و I ممان اینرسی می باشد.

طبق دیاگرام فعلی با افزایش لنگر M اولین نقطه‌ای که به تنش تسلیم f_y می رسد، بالاترین و پایین ترین تار مقطع است.

بنابراین فقط نقطه بالا و پایین مقطع به f_y رسیده اند و بقیه نقاط به تسلیم نرسیده اند. بنابراین ما می توانیم بار را افزایش دهیم یعنی لنگر بیشتر شود تا تنش بیشتری بر آن وارد شود. با افزایش بار، دیاگرام تنش به این صورت (لنگر) می شود:



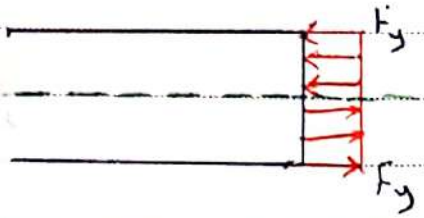
با افزایش بار، نقاط بیشتری از مقطع به f_y می رسند. این افزایش بار، تا جایی ادامه می یابد که کل مقطع تسلیم می شود و تنش وارد بر آن برابر با f_y می شود. در این حالت مفصل پلاستیک تشکیل شده و به این لنگر ایجاد شده لنگر

Scanned by CamScanner

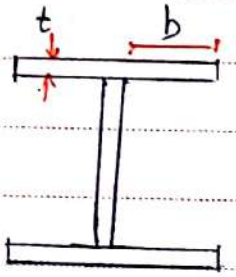
Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

مقطع، تنگ پلاستیک نوشته و با M_p نمایش می‌دهند.



سبب بهنیا به ضخامت اعضای تحت اثر خمش (تیرها)



۱) جان بعضی مقاطع I شکل ساخته شده از ورق‌ها نیاز به سخت کننده دارند:

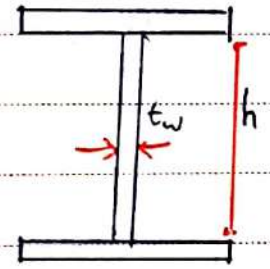
مقاطع فشرده

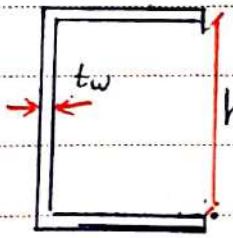
$$\frac{b}{t} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow \text{برای ST37 ها}$$

مقاطع غیرفشرده

$$\frac{b}{t} \leq 0.95\sqrt{\frac{E K_c}{F_L}}$$

۲) جان مقاطع I شکل بدون سخت کننده و جان مقاطع ناودانی:





مقاطع فشرده

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow \text{برای ST37 ها}$$

مقاطع غیرفشرده

$$\frac{h}{t_w} \leq 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow \text{برای ST37 ها}$$

$$0.35 \leq K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

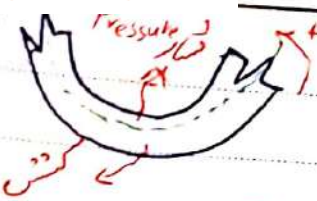
* If $\frac{S_{x_t}}{S_{x_c}} \geq 0.7 \longrightarrow F_L = 0.7F_y$

S_{x_t} یعنی اساس مقطع سمتی که تحت کشش (tension) است و S_{x_c} یعنی اساس مقطع سمتی که تحت فشار (compression) می‌باشد.

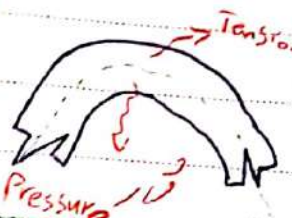
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی



در تیر ساده، بارهای خوانی فشرده و بارهای تحتانی کشیده می شوند



در تیر طره، بارهای خوانی کشیده و بارهای تحتانی فشرده می شوند.

فرمول های کنترل کمانش:

وقتی یک تیر تحت اثر نیروی فشاری قرار می گیرد، دو مورد را باید کنترل کنیم:

۱) تنش فشاری نقطه ای از تیر، نباید تنش تسلیم F_y را نزند. (کنترل حد تسلیم)

۲) کنترل کمانش پیچشی جانبی: برای طراحی بهینه تیرهای تحت خمش، طراحان سازه از مقاطعی استفاده می کنند که دارای ممان اینرسی زیاد حول محور قوی و ممان اینرسی کوچک حول محور ضعیف باشند. در این مقاطع هنگامی که تیر تحت خمش قرار می گیرد، تنش های فشاری ایجاد شده در قسمت فشاری مقطع می توانند موجب زخم دادن کمانش جانبی پیچشی تیر شود. اگر در یک تیر تحت خمش، قسمت فشاری تیر در فواصل مناسبی توسط تکیه گاه های جانبی مهار نشده باشد، تحت تنش های فشاری وارده حول محور ضعیف مقطع دچار کمانش می شود. و چون قسمت دیگر تحت تنش های کششی قرار دارد، تمایل به کمانش نداشته و بنابراین کمانش قسمت فشاری همراه با پیچش مقطع خواهد بود. به این پدیده، کمانش پیچشی جانبی گویند.

* برای مقاطع I شکل فشرده، دو محور تقارن:

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir
گرد آورنده: میلاد رضایی

$M_u \leq \phi M_n$ ★ $Ratio = \frac{M_u}{\phi M_n}$

★ M_u نگری است که در اثر بارگذاری و از تحلیل سازه به دست می آید. $\phi = 0.9$ است. حرف به دست آوردن

M_n است.

$$M_n = Min \begin{cases} \text{کنترل حد تسلیم}: & M_p = F_y Z_x \\ \text{کنترل کمانش پیچشی جانبی}: & M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 S F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \end{cases}$$

★ Z_x اساس مقطع پلاستیک نام دارد. در مقابل یک ممان، خرز به دست آوردن آن مورد بررسی قرار می گیرد.

★ اگر بخواهیم طولی کمانش تر را بگیریم؛ راحت ترین راه، قرار دادن یک ایمال در راستای طول تیر است. این کار طول کمانش را (طول مهاری) کمانش را کنترل کنیم)

را کاهش می دهد و در نتیجه این مهار جانبی بال فشاری، باعث می شود کمانش کنترل شود. حال اگر برابر بال فشاری را از جانب مهار کنیم، هیچ گونه کمانش جانبی رخ نمی دهد. اگر تیر را در بتن غرق کنیم؛ تمام بال فشاری توسط بتن پوشیده می شود و بتن بعد از تنش چلوی کمانش را می گیرد. (ما جزئیات را می دانیم که در عمق تیر کاملا در پوشش بتن قرار می گیرد و نمی تواند کمانش کند. پس اگر معمولا بال فشاری به طور کامل مهار شود (مثلا با بتن) نمی تواند کمانش داشته باشد. پس رابطه دوم کاربرد ندارد و فقط از رابطه اول استفاده می کنیم

اما عمیق تر (قسمت فشاری) کامل مهار نمی شود. و فقط در نقاطی مهارهای جانبی قرار داده شده اند. فاصله بین این مهارهای جانبی را با L_b نشان می دهند.

★ بدیهی است که هر چه L_b کوچک باشد، یعنی فاصله مهارها کم تر است و این یعنی تعداد مهارهای جانبی بیش تر است. و بدیهی است که

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

هرچه تعداد مهارهای جانبی بیش‌تر و فاصله بین آن‌ها کم‌تر باشد، کمانش دیرتر اتفاق می‌افتد.

اگر L_b از یک مقدار معین کوچک‌تر باشد، کمانش جانبی اصلا رخ نمی‌دهد و آن مقدار معین را با L_p نشان می‌دهند. پس:

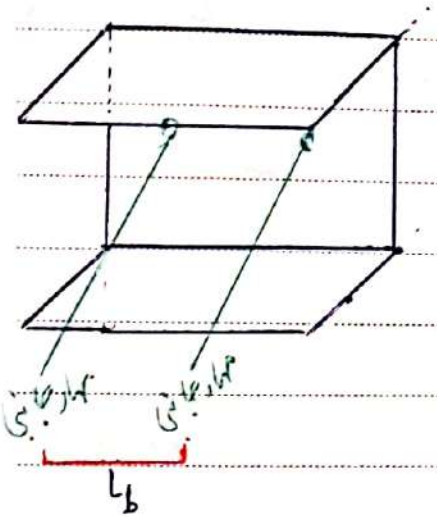
if $L_b \leq L_p$ ⟶ کمانش پیچشی جانبی اتفاق نمی‌افتد

در نتیجه در این صورت فقط فرمول اول (کنترل حد تسلیم) کاربرد دارد.

L_p از رابطه روبرو به دست می‌آید:

$$L_p = 1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

که در آن r_y شعاع ژیراسیون حول محور y است.



if : $L_p < L_b \leq L_r$ در صورتی که L_b از شرط دوم پیروی کند، بودن کنترل لازم است:

L_r از رابطه دوم به دست می‌آید:

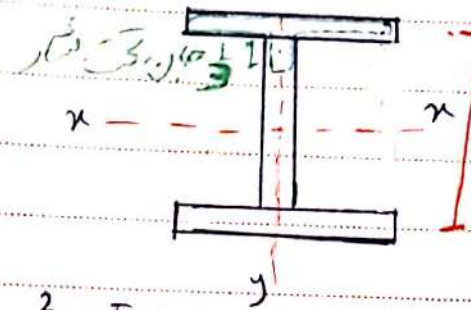
$$L_r = 1.95\, r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

* r_{ts} این تیری با مقطع مانند شکل بدین صورت به دست می‌آید:

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

* این مقطع دارای دو محور تقارن است.



آزمایش‌ها نشان داده‌اند که در تیری مانند شکل بعد پرو، بال فشاری به جهت $\frac{1}{3}$ طول تحت فشار یک سوم جان تحت فشار کمانش می‌کند.

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2 S_x}$$

* h_0 فاصله مرکز به مرکز بال‌هاست.

ثابت تابیدگی در ذوزنقه‌ای برابر است با:

$$J = \sum \frac{b t^3}{3}$$

C در فرمول یک ضریب عددی است که برای تیرهای با مقطع I شکل دارای دو محور تقارن برابر است با: $C = 1$

و برای مقاطع ناودانی برابر است با:

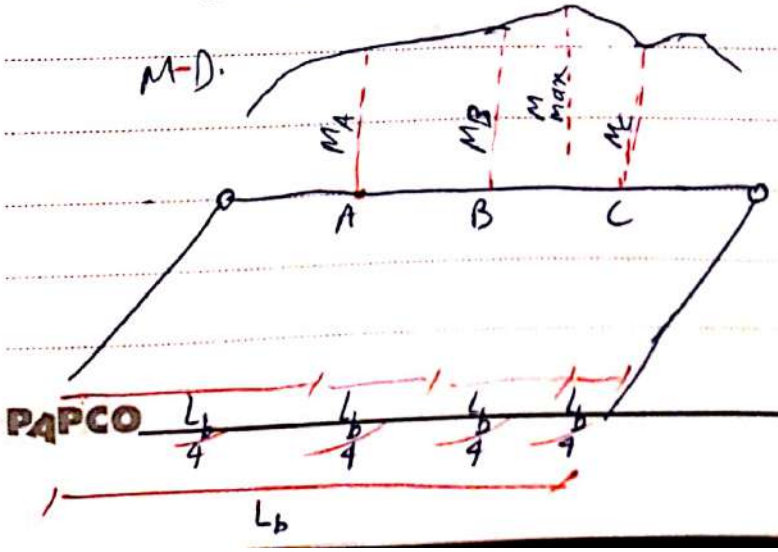
$$C = \frac{h_0}{2}\sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}$$

تمام ناودانی‌های موجود در رابطه دوم کنترلی برای بدست آوردن C_b برای مقاطع دارای دو محور تقارن برابر است با:

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

فرض کنید تیری مانند شکل وجود دارد که در وسط دهانه مهار جانبی شده است و لنگری بر آن وارد می‌شود.



Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

* M_{max} بیشترین لنگری است که بین دو مقطع مهاربندی وجود دارد.

* نقطه وسط طول L_b را B می نامیم. $\frac{1}{4}$ اول L_b را A و $\frac{1}{4}$ آخر آن را C می نامیم.

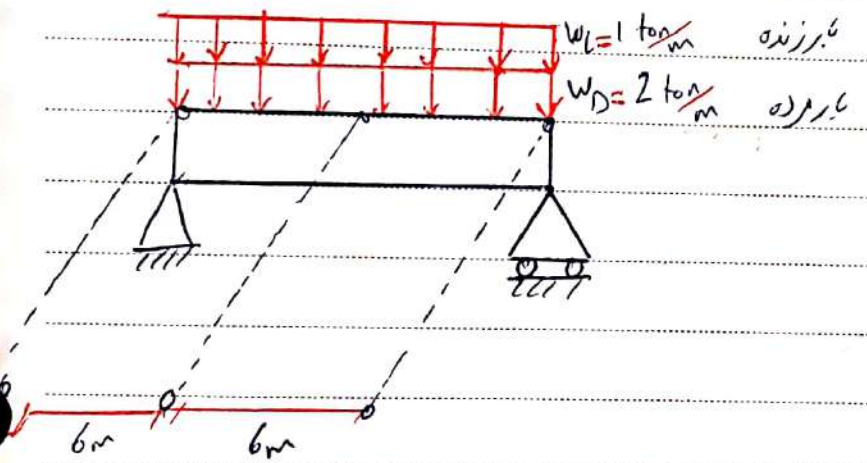
* if $L_r < L_b \rightarrow M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

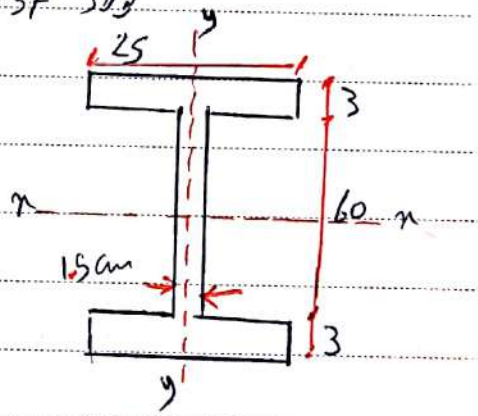
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

* آیین نامه اجازه داده که به صورت محافظه کارانه عبارات زیر رادیکال را برابر با یک فرض کنیم.

مثال: مطلوب است کنترل تیر شکل زیر:

فولاد ST37





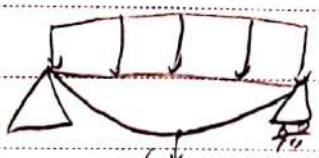
$w_u = 1.2 w_D + 1.6 w_L = (1.2 \times 2) + (1 \times 1.6) = 4 \text{ ton/m}$

طبق ترکیبات بارگذاری روش LRFD بار وارده را (با ضریب) به دست می آوریم (تحلیل سازه)

$M_u = \frac{w l^2}{8} = \frac{4 \times 12^2}{8} = 72 \text{ ton.m}$

برای تیر ساده، M_{max} در وسط دهانه اتفاق می افتد و برابر است با: ($\frac{wl^2}{8}$)

یعنی تیر ما باید بتواند 72 ton.m تحمل کند. (این را از نتایج تحلیل سازه)



در این نقطه لنگر ماکزیمم است چون برش صفر است.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

حال مشخصات هندسی را به دست می آوریم.

$$I_x = \left[\left[\frac{25\times3^3}{12} + (25\times3\times31.5^2)\right]\times2\right] + \frac{1.5\times60^3}{12} + 0 \rightarrow I_x = 148950 + 27000 = 175950\ cm^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{175950}{33} = 5331\ cm^3$$

$$I_y = \left[\left[\frac{3\times25^3}{12} + 0\right]\times2\right] + \frac{60\times1.5^3}{12} + 0 = 7829\ cm^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad , A = (2\times25\times3) + (60\times1.5) = 240\ cm^2$$

$$\rightarrow r_y = \sqrt{\frac{7829}{240}} = 5.71\ cm$$

$L_b = 6m = 600\ cm$ طبق شکل 12

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\times5.71\times\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 297\ cm$$

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

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x} = \frac{7829\times(60+1.5+1.5)}{2\times5331} = 46.26 \rightarrow r_{ts} = 6.801\ cm$$

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} = \left[2\times\left(\frac{25\times3^3}{3}\right)\right] + \frac{60\times1.5^3}{3} = 518\ cm^4$$

$c = 1$ چون مقطع نیز I شکل دارای دو محور تقارن است

$$\rightarrow L_r = 1.95\times6.801\times\frac{2.1\times10^6}{0.7\times2400}\sqrt{\frac{518\times1}{5331\times1.3} + \sqrt{\left(\frac{518\times1}{5331\times1.3}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7\times2400}{2.1\times10^6}\right)^2}} =$$

$$\rightarrow L_r = 16577.4375\sqrt{(1.5423\times10^{-3}) + (2.379\times10^{-6}) + (4.3269\times10^{-9})} = 16577.4375\times0.03936 = 652.44$$

$L_p = 297 < L_b = 600 < L_r = 652 \rightarrow$ پس مود کنترل ابدا تابی خواهد بود

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

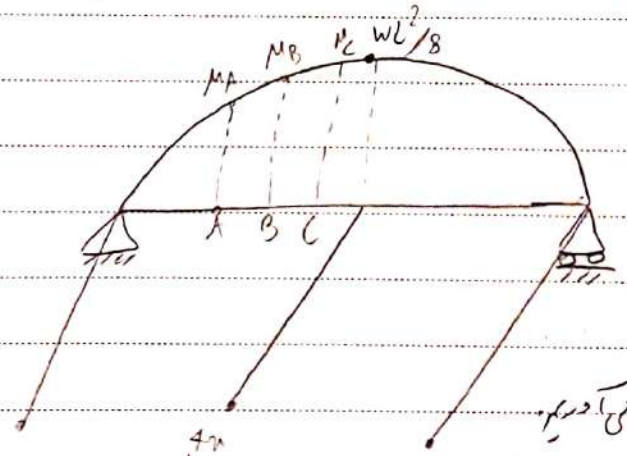
Date 98/9/15

گرد آورنده: میلاد رضایی

برای بدست آوردن Z_x، تنگ اول سطح مقطع بالای تار خنثی و تنگ اول سطح پایین تار خنثی را بدست آورده با هم جمع می‌کنیم.

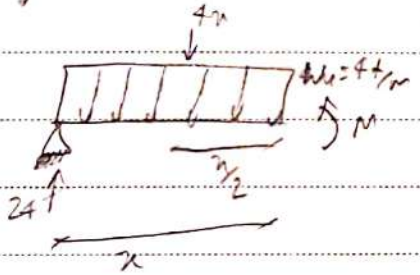
$$Z_x = 2\left[(25\times3\times31.5)+(30\times1.5\times15)\right] = 6075\,cm^3$$

* می‌دانیم که تنگ اول سطح برابر است با: $P = Ad$



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

می‌دانیم که $L_b = 6m$ و هرکدام از نقاط A و B و C در $\frac{1}{4}$ دهانه قرار دارند. پس تیر را برش می‌دهیم و در هر برش از این نقاط M را بدست می‌آوریم.



$0 \le x \le 6$

$$M + 4x\cdot\frac{x}{2} - 24x = 0 \rightarrow M = -2x^2 + 24x$$

$$x = 1.5 \rightarrow M_A = -2(1.5)^2 + 24\times1.5 = 31.5$$

$$x = 3 \rightarrow M_B = -2(3)^2 + 24\times3 = 54$$

$$x = 4.5 \rightarrow M_C = -2(4.5)^2 + 24\times4.5 = 67.5$$

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} = \frac{4\times6^2}{8} = 72\,ton.m$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C} = \frac{12.5\times72}{(2.5\times72)+(3\times31.5)+(4\times54)+(3\times67.5)} = \frac{900}{693} = 1.2987 \simeq 1.3$$

$$M_n = \min\begin{cases} M_p = F_y Z_x = 2400\times6075 = 14580000 = 145.8\times10^5\,kg.cm = 145.8\,ton.m \\ M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] = 1.3\left[145.8\times10^5 - \left(145.8\times10^5 - (0.7\times2400\times5331)\right)\left(\frac{600-287}{652-287}\right)\right] \\ \rightarrow M_n = 12713825.1\,kg\,cm = 127\,ton.m \end{cases}$$

$$M_n = \min\{127 > 145.8\} = 127\,ton.m \qquad Ratio = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{72\,ton.m}{0.9\times127} = 0.62 < 1$$

مقطع ما خیلی ضعیف است پس مقطع ما ضعیف تر خواهد بود

PAPCO

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

ما معمولی بعد پیاده برش، تغییر شکل مقطع را هم کنترل کنیم. برای تیر ساده که تحت بار گسترده است، تغییر شکل حداکثر از رابطه‌ی روبه‌رو به دست می‌آید:

$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI} \leq \frac{L}{360}$$

$\frac{L}{360} = \Delta_{allowable}$ تغییر شکل مجاز *

$$\Delta_{max} = \frac{5 \times 4 \times 10^3 \times 10^{-7} \times 1200^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 175950} = \frac{4.1472 \times 10^{14}}{1.418860 8 \times 10^{14}} = 2.923 cm$$

$$* \frac{4 ton}{m} \times \frac{10^3 kg}{1 ton} \times \frac{1m}{10^2 cm} = 4 \times 10^3 \times 10^{-2} = 40 \frac{kg}{cm}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{1200}{360} = 3.333 cm \longrightarrow 2.923 \leq 3.333 cm$$

تغییر شکل Ratio: $\frac{2.923}{3.333} = 0.877 \simeq 0.88 < 1$

دیدیم که Ratio مربوط به بار، 0.55 شد. یعنی مقطع ما نیز از حد قوی است و در نتیجه از اقتصادی است و می‌توانیم یک IPE کوچک‌تر را امتحان کنیم.

اما وقتی از نظر تغییر شکل بررسی کردیم، دیدیم که Ratio در حد قابل قبولی است و مناسب است. پس نیازی نیست که مقطع را صعیف‌تر کنیم پس دیدیم که کنترل تغییر شکل نیز بسیار حائز اهمیت و کلیدی است.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

فصل ششم: طراحی اعضای برشی

طراحی اعضای خمشی تیرها در سازه های فولادی معمولا براساس معیار خمش صورت می گیرد و سپس معیار برش کنترل می شود.

اما این مسئله در مورد تیرهای با دهانه کوتاه و دارای بار زیاد و یا تیرهای با جان نازک، عکس است رخ نداده و طراحی براساس معیار برش بحرانی تر گردد.

* از مقاومت مصالح می دانیم که تنش برشی در تیرها از این رابطه محاسبه می شود: $\tau = \frac{VQ}{Ib}$

که در آن: V نیروی برشی وارد بر مقطع، Q لنگر اول سطح، I ممان اینرسی مقطع حول محور عبوری از مرکز سطح و عمود بر راستای نیروی برشی و b ضخامت یا پهنای مقطع مورد نظر است.

* عمده ی تنش های برشی وارد به مقطع به وسیله جان مقطع تحمل می گردد. می توان با تقریب قابل قبول از رابطه ی $\tau = \frac{V}{A}$ استفاده کرد (نیروی برشی برابر است با تنش برشی تقسیم بر سطح مقطع)

* در صورت وجود تنش مسطح یا صفحه ای در یک نقطه از مقطع فولادی (یعنی به نقطه مورد نظر، تنش های محوری و برشی به طور هم زمان اعمال شوند) این نقطه تحت اثر ترکیب تنش ها تشکیل می شود.

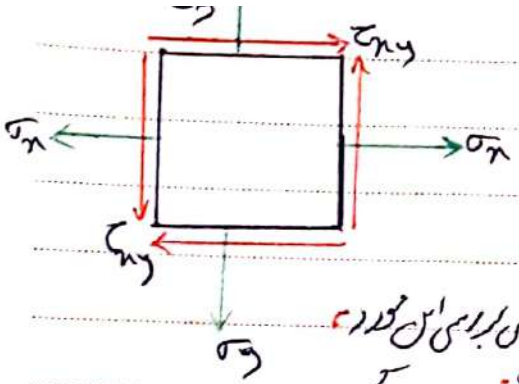
یادآوری از مقاومت مصالح: اگر در یک جزء کوچک که تحت تاثیر حالت عمومی تنش های صفحه ای (مکانیک مهندسی) قرار گرفته است، تعادل را بررسی کنیم، به دو رابطه ذکر شده در صفحه بعد خواهیم رسید (از اثبات این روابط صرف نظر می شود).

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

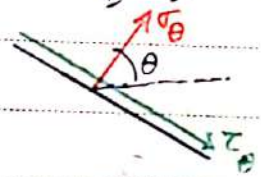
فرض کنید جسمی مانند شکل در 2 جهت تمایز تنش بر آن اعمال شود.



(نمودی دربشی)

آن چیز در طراحی برای ما حائز اهمیت است این است که در چه زاویه‌ای و در چه شرایطی، تنش‌های عمودی و برشی دارای بیشترین مقدار خواهند بود. برای بررسی این موارد و مقدار آن‌ها چیست.

جسم را با یک زاویه دلخواه مثل θ می‌بریم و یک قسمت خلی که حذف (در نرم‌افزار) از آن را تحلیل می‌کنیم.



برش عمودی از آن

σ_θ و τ_θ از روابط زیر به دست می‌آیند.

برای این که تنش‌های برشی و قائم تحت چه زاویه‌ای دارای

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_x+\sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\cos 2\theta + \tau_{xy}\sin 2\theta$$

حداکثر مقدار هستند، کافی است از روابط برود نسبت به زاویه θ مشتق بگیریم.

$$\tau_\theta = \frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\sin 2\theta - \tau_{xy}\cos 2\theta$$

برابر با صفر قرار دهیم

در این صورت، خواهیم داشت:

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

به σ_{max} و σ_{min} تنش‌های اصلی عمودی گویند.

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

* برای به دست آوردن زاویه صفحه مربوط به تنش‌های عمودی اصلی از رابطه‌ی $\tan 2\theta_p = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x-\sigma_y}$ استفاده می‌کنند.

برای به دست آوردن زاویه صفحه مربوط به حداکثر تنش برشی از رابطه‌ی $\tan 2\theta_s = -\frac{(\sigma_x-\sigma_y)}{2\tau_{xy}}$ استفاده می‌شود.

(یا حداقل)

یادآوری

همانطور که عبارت ذکر شده در صفحه قبل پیدا کردیم، قسمت مورد نظر از متلب، دقیقا تسلیم می‌شود.

(تنش کششی در تسلیم)

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

σ_x و σ_y در وضعیت کششی مثبت فرض می‌شوند.

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

$$\text{if } \sigma_h = F_y \rightarrow F_y = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

ما می‌خواهیم شرایطی را بررسی کنیم که مقطع تحت اثر تنش برشی τ_{xy} به حد تسلیم برسد. پس: $\sigma_x = \sigma_y = 0$

(مقطع تحت تنش برشی خالص قرار گیرد)

$$\sigma_x = \sigma_y = 0 \longrightarrow \sigma_h = \sqrt{3}\,\tau_{xy}$$

اگر تنش برشی حد تسلیم را با τ نمایش دهیم می‌توانیم آن را به این صورت به دست آوریم:

$$\begin{cases} \sigma_h = F_y \\ \sigma_h = \sqrt{3}\,\tau_y \end{cases} \longrightarrow F_y = \sqrt{3}\,\tau_y \rightarrow \tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} = 0.577\,F_y \approx 0.6\,F_y$$

$$\longrightarrow \tau_y = 0.6\,F_y$$

★ ظرفیت برشی اسمی مقطع (بدون در نظر گرفتن ضریب تقلیل مقاومت ϕ) برابر است با:

$$\begin{cases} V_n = \tau_y \cdot A_w \cdot C_v \longrightarrow \boxed{V_n = 0.6\,F_y\,A_w\,C_v} \\ \tau_y = 0.6\,F_y \end{cases}$$

★ از مقاومت می‌دانیم که نیرو $P = \sigma \times A$ (تنش × سطح مقطع)

★ A_w مساحت جان مقطع (تیر) است. و C_v یک ضریب عددی است که بسته به شکل و ابعاد مقطع به دست می‌آید.

(هم نام ضریب برشی جان)

مقاومت برشی کاهش یافته برابر است با: ϕV_n

$$\text{Ratio} = \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1$$

ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با 0.9 است: $\phi = 0.9$

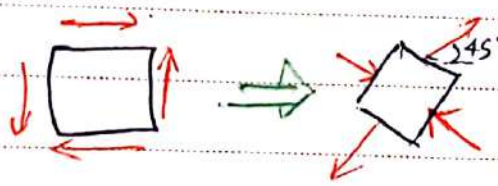
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

درصورتی که جان مقطع از حد شلغی نازک تر باشد، احتمال رخ دادن کمانش برشی در جان تیر در اثر تنش های فشاری اصلی در راستای قطری جان وجود دارد.

* از مقاومت مصالح می دانیم که المانی که تحت برش خالص قرار گرفته می تواند تا زمانی که از حد تنش σ_{cr} در جهای المان اول بزرگتر آمده و تحت تنش های کششی و فشاری است جابجایی کند.



$\sigma_x = \sigma_y = 0 \rightarrow \sigma_{max,min} = \pm \sqrt{\tau_{xy}^2}$ $\quad \tan 2\theta_p = \frac{2\tau_{xy}}{0}$

$\rightarrow 2\theta_p = 90^\circ \rightarrow \theta_p = 45^\circ$

* میزان C_v را بر اساس مقادیر جمله $\frac{h}{t_w}$ تعیین می کنند.

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده: if $\frac{h}{t_w} \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \begin{cases} \emptyset = 1 \\ C_v = 1 \end{cases}$

ب) برای جان سایر مقاطع (ساخته شده از ورق):

if $\frac{h}{t_w} \leq 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$

if $1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$

If $1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \rightarrow C_v = 1.51 \frac{k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$

* k_v ضریب کمانش برشی نام دارد و مقدار آن به شرایط ورق جان بستگی دارد.

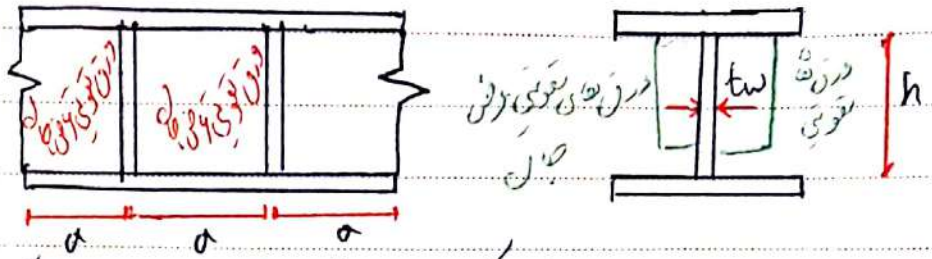
خنان چه جان نازک تر ورق تحت تنش های برشی قرار گیرد، ممکن است در آن کمانش برشی رخ دهد. تنش های برشی در جهت مایل، به تنش های فشاری و کششی مبدل شده و تنش های فشاری قطری در جان تیر ورق، ایجاد کمانش موضعی می کند.

برای جلوگیری از کمانش، باید سطح ورق جان را کوچک تر کنیم. برای این کار از ورق های استیفنر استفاده می کنیم که طول ورق جان را کم و محدود می کنند.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی



به ورق های تقویتی اعمال شده در جان، ورق های سخت کننده یا استیفنر (Stiffener) گوئیم.

دو نوع استیفنر وجود دارد: ۱) استیفنر هایی که از بال بالایی شروع می شوند ولی به بال پایین نمی رسند. چون اگر به بال پایین برسند باعث ایجاد پدیده خستگی می شود.

۲) استیفنر هایی که در زیر بار متمرکز قرار می گیرند و بار را مستقیم به بال پایین انتقال می دهند.

* If $\frac{h}{t_w} < 2.46\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ → No need to use stiffeners! نیازی به استفاده از سخت کننده نیست!

$\frac{h}{t_w} < 260 \rightarrow k_v = 5$

$$\begin{cases} \frac{a}{h} \geq \left\{3, \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2\right\} \rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \\ \frac{a}{h} > \left\{3, \left(\frac{260}{\frac{h}{t_w}}\right)^2\right\} \rightarrow k_v = 5.34 \end{cases}$$

در صورت وجود سخت کننده عرضی

* خستگی عبارتست از کاهش مقاومت عضو فولادی در اثر اعمال بارهای متناوب و دائمی. به مدت لازم می شود که اعضاء اتصالات و اتصال های معمولی تحت اثر پدیده خستگی قرار گیرند چون تعداد نوسان بارها و تغییرات ناشی از آن ها کوچک هستند هم چنین بارهای حاصل باد و زلزله دائمی نیستند.

* ورق های سخت کننده می توانند به صورت جفت ورق در دو طرف جان و یک ورق در یک طرف جان استفاده شوند.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: سیلاد رضایی

گفته شد که $V_u = \phi V_n$ و $V_n = 0.6 F_y A_w$ که در آن V_u حداکثر نیروی برشی ضریب دار موجود در تیر ورق است و برابر با V_n مقاومت برشی اسمی مقطع است که برای به دست آوردن آن طبق آیین نامه دو روش وجود دارد:

۱) تعیین مقاومت برشی بدون توجه به عمل میدان کششی (Tension Field)

۲) تعیین مقاومت برشی با احتساب عمل میدان کششی

کمانش برشی در جان مقطع پس از تبدیل شدن های برشی به تنش های فشاری و کششی در راستای قطرجان ایجاد می شود. اگر در محاسبه ظرفیت برشی جان از اثر تنش های کششی صرف نظر شود ظرفیت برشی بدون توجه به میدان کششی حساب می شود و اگر از تنش های کششی در محاسبات استفاده کنیم ظرفیت برشی بر اساس میدان کششی تعیین می شود که مقدار بزرگ تری خواهد بود.

از نتایج طراحی تیر ورق های مختلف این طور برداشت شده که محاسبه ی ظرفیت برشی تیر ورق بدون احتساب میدان کششی در برخی تیرها منجر به استفاده از مقدار زیادی استیفنر می شود بنابراین در نظر گرفتن میدان کششی در محاسبات می تواند در بسیاری از تیر ورق ها باعث کاهش تعداد و حتی حذف استیفنرهای عرضی و اقتصادی تر شدن طرح شود.

تا الان روشی که گفته شد بدون احتساب میدان کششی است. اما ممکن است گاهی با استفاده از روابط ذکر شده جواب نگیریم آیین نامه به این صورت اجازه داده که از میدان کششی را هم لحاظ کنیم. با لحاظ کردن میدان کششی فرمول های مورد استفاده تغییر می کنند.

Scanned by CamScanner

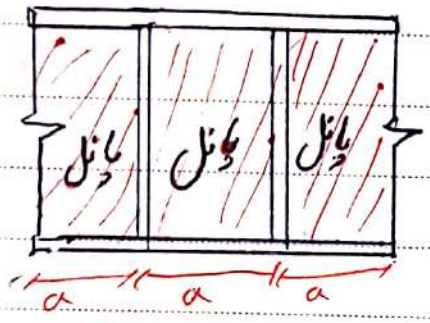
Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

یکی از شروط استفاده از میدان کششی حضور ورق هایی نحیف کننده است.

* براساس مبحث دهم مقررات ملی استفاده از عمل میدان کششی در نواحی زیر مجاز نیست:

1) در تیرهای بدون استیفنر (ورق هایی نحیف کننده ی عرضی جان)



2) در پانل های ابتدایی و انتهایی تیر ورق (جسیم)

3) در پانل های دارای بازشو و پانل های مجاور آن

4) در تیر ورق هایی که نسبت فاصله آزاد ورق های نحیف کننده به عمق جان بیش از 3 باشد. $\left(\frac{a}{h} > 3\right)$ یا $\frac{a}{h} > \frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$

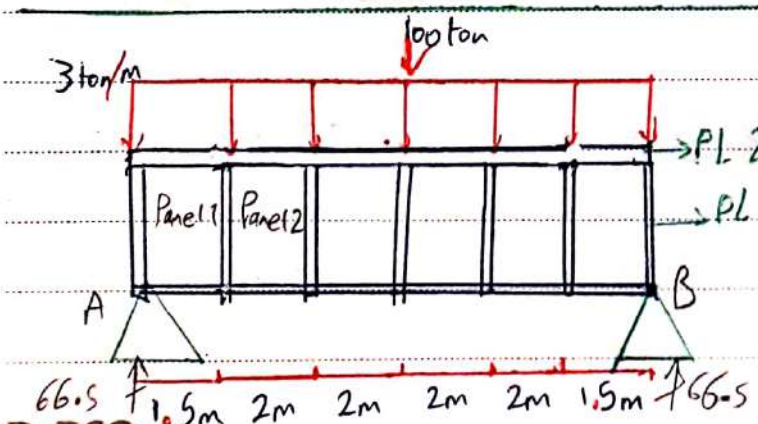
مقاومت ظرفیت برشی اسمی جوشکاری با احتساب میدان کششی بدین صورت تعیین می شود:

If $\frac{h}{t_w} \leq 1.1\sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} \longrightarrow V_n = 0.6 F_y A_w$

If $\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$ $\quad V_n = 0.6 F_y A_w \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right]$

* در پانل اول و آخر مجاز به احتساب میدان کششی نیستیم چون در این نقاط، یکی گاه تیر قرار می گیرد و می دانیم که در یکی گاه ها تحت برش ماکزیمم است.

مثال: مطلوب است کنترل برشی تیر شکل زیر:



فولاد ST37

هم با احتساب و هم بدون احتساب میدان کششی

Scanned by CamScanner

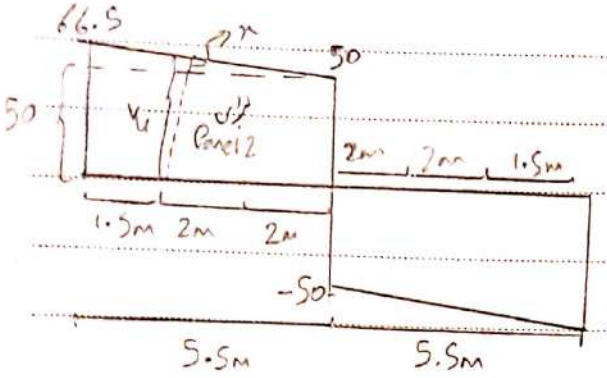
Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

$\circlearrowleft \sum M_A = 0 \rightarrow -100(5.5) - \left(\frac{3\times11\times11}{2}\right) + 11R_{y_B} = 0 \rightarrow R_{y_B} = 66.5\ ton$

$\uparrow \sum F_y = 0 \rightarrow -100 - (3\times11) + 66.5 + R_{y_A} = 0 \rightarrow R_{y_A} = 66.5\ ton$

نیروی برشی دیاگرام مربوطه به شکل زیر است:



V-Diagram

* برش در محل تکیه‌گاه، ماکزیمم است و علت

فاصله استیفنر از آن کم‌تر است. (حداقل شکل a=1.5m)

هم Panel1 و هم Panel2 باید کنترل شوند. چون برش در Panel1 بیش‌تر است اما طول a آن کم‌تر است. (1.5m) اما در

Panel2 برش کم‌تر و طول بیش‌تر است. ابتدا به بررسی Panel1 می‌پردازیم:

$a = 1.5m = 150\ cm$ ، $h = 800\ mm = 80\ cm$ ، $t_w = 8\ mm = 0.8\ cm$ (2m) طبق اطلاعات شکل مسئله

طبق نکات صفحه 99، ابتدا است $\frac{h}{t_w}$ را می‌یابیم و با عبارت $1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ مقایسه می‌کنیم.

$\frac{h}{t_w} = \frac{80}{0.8} = 100$

اما برای مقایسه بردن نیاز به k_v داریم. پس ابتدا مقدار k_v را طبق نکات صفحه 100 می‌یابیم:

$\frac{a}{h} = \frac{150}{80} = 1.875 < 3$

$\rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{(\frac{a}{h})^2} = 5 + \frac{5}{(1.875)^2} = 6.42$

$\frac{a}{h} = 1.875 \leq \left(\frac{260}{\frac{h}{t_w}}\right)^2 = \left(\frac{260}{100}\right)^2 = 6.76 \rightarrow 1.875 < 6.76$

حال باید مقدار F_y (برای فولاد ST37) را بیابیم: $F_y = 2400\ \frac{kg}{cm^2}$ و $E = 2.1\times10^6\ \frac{kg}{cm^2}$ و $k_v = 6.42$

$1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.1\sqrt{\frac{6.42\times2.1\times10^6}{2400}} = 82.44$

دیدیم که $\frac{h}{t_w} = 100 \nleq 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 82.44$. پس طبق نکات صفحه 99، مقدار $\frac{h}{t_w}$ را با $1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ مقایسه می‌کنیم.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: هیلا رضایی

حد بالای $\frac{h}{t_w}$ برای آنکه مقدار C_v برابر ۱ باشد:

$$1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.37\sqrt{\frac{6.42 \times 2.1 \times 10^6}{2400}} = 102.68$$

پس باید طبق نکات صفحه ۹۹، C_v را از رابطه‌ی زیر بدست آورد. $1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 102.68 < \frac{h}{t_w} = 100$

پس:

$$C_v = \frac{1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w} = \frac{1.1\sqrt{\frac{6.42 \times 2.1 \times 10^6}{2400}}}{100} = 0.8244$$

بنابراین:

ابتدا V_n را بدون احتساب میدان کششی بدست می‌آوریم:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times (80 \times 0.8) \times 0.8244 = 75976.704 kg = 75 ton$$

بدون احتساب میدان کششی

$$Ratio = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{66.5}{0.9 \times 75} = 0.98 < 1$$

حال به بررسی Panel 2 می‌پردازیم.

Panel 2: $a = 2m = 200 cm$, $h = 80 cm$, $t_w = 0.8 \rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{80}{0.8} = 100$

دوباره مثل مرحله قبل باید مقدار k_v را برای $\frac{h}{t_w}$ مقایسه کنیم تا مقدار k_v را بدست آوریم. حد بالای نکات صفحه 6.100 $1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{a}{h} = \frac{200}{80} = 2.5 < 3 \\ a/h = 2.5 \leq \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2 = \left(\frac{260}{100}\right)^2 = 6.76 \end{array}\right\} \rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(2.5)^2} = 5.8$$

k_v را بدست آوردیم:

حال مقدار $1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ را بدست می‌آوریم:

$$1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.1\sqrt{\frac{5.8 \times 2.1 \times 10^6}{2400}} = 78.36$$

پس $\frac{h}{t_w} = 100 > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 78.36$ حال طبق نکات صفحه ۹۹ باید $\frac{h}{t_w}$ را با $1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ هم مقایسه کنیم.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

$1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.37\sqrt{\frac{5.8\times 2.1\times 10^6}{2400}} = 97.6$

$\longrightarrow 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 78.36 < \frac{h}{t_w} = 100 < 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 97.6$

$\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ بنابراین باید C_v را از رابطه‌ی $C_v = 1.51\frac{k_v E}{(\frac{h}{t_w})^2 F_y}$ محاسبه کنیم، چون:

$C_v = \frac{1.51\times 5.8\times 2.1\times 10^6}{(100)^2\times 2400} = 0.766$

مقاومت برشی اسمی میدان کششی بدون اثر میدان کششی $V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6\times 2400\times (80\times 0.8)\times 0.766 = 70594.56\ kg = 70.6\ ton$

حال مطابق شکل دیاگرام نیروی برشی، حداکثر مقدار برشی در Panel 2 و در ابتدای آن است. برای به دست آوردن این مقدار برش V_u که در شکل نشان داده شده، از تشابه مثلث‌ها استفاده می‌کنیم.

$\frac{x}{16.5} = \frac{4}{5.5} \rightarrow x = 12$

$V_u = 50 + x = 50 + 12 = 62$

$Ratio = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{62}{0.9\times 70} = 0.99 < 1$

از Ratio نتیجه گرفتیم پس در عمل نیازی به اقتصاب میدان کششی نیست. اما چون خواسته صورت مسأله است، میدان کششی را هم لحاظ کرده و بررسی می‌کنیم. با اقتصاب میدان کششی، V_n افزایش می‌یابد و در نتیجه Ratio کاهش می‌یابد.

در Panel 1 امکان اعمال میدان کششی نیست چون طبق آیین‌نامه، در انتهای پانل نباید از اعمال میدان کششی نیست.

در Panel 2 با اقتصاب میدان کششی:

Scanned by CamScanner

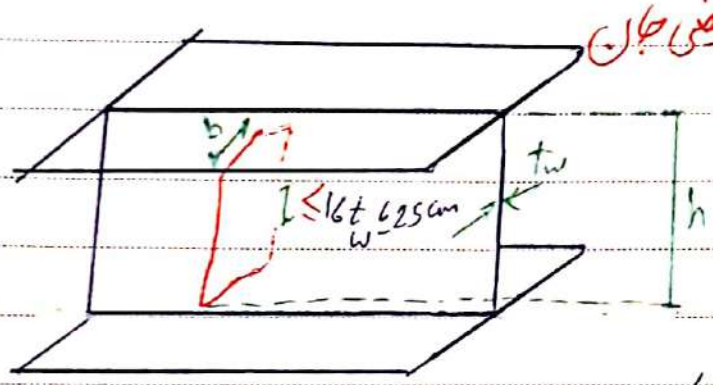
Jozvebama.ir

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1+(\frac{a}{h})^2}} \right] = 0.6 \times 2400 \times (80 \times 0.8) \left[0.76 + \frac{1-0.76}{1.15\sqrt{1+(2.5)^2}} \right]$$

$$= 77184.7 \text{ kg} = 77.2 \text{ ton}$$

$$V_u = 62 \text{ ton}, V_n = 77.2 \text{ ton} \rightarrow \text{Ratio} = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{62}{0.9 \times 77.2} = 0.892 < 1$$

طراحی ورق های سخت کننده ی عرضی جان



در تیرهایی مانند شکل روبرو، در ابتدای تیر، (دهانه)

یک استیفنر قرار می دهند که از بال بالا تا پایین

ادامه دارد. (در دو طرف جان) یک استیفنر دیگر حدود تر از ابتدای دهانه قرار می دهند که تا بال پایین ادامه نمی یابد.

می تواند قرار دهد

* عرض ورق استیفنر، تقریبا برابر با نصف عرض بال است. ارتفاع آن معمولا 5 الی 10 سانتی متر کم تر از ارتفاع جان است.

* ضخامت ورق استیفنر بهتر است حداقل هم ضخامت جان باشد.

در آیین نامه ذکر شده که: $I_{stiffner} = b t_w^3 j$ ، $j = \max\left(\frac{2.5}{(\frac{a}{h})^2} - 2 , 0.5 \right)$

گاهی اوقات در اجرا جوش را به صورت متقطع انجام می دهند. یعنی لبه بالایی استیفنر را جوش می دهند و پس بعد از حدودی نا مشخص

لبه پایینی آن را جوش می دهند. در آیین نامه ذکر شده که در صورت استفاده از جوش متقطع، فاصله بین این جوش ها از $16 t_w$

یا 25cm نباید بیش تر باشد.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: هیلا درخانی

فصل هفتم: طراحی اعضای تحت ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی (تیرستون ها)

در اکثر المان های سازه‌ای می بینیم که آن ها تحت اثر هم زمان نیروی برشی و لنگر خمشی و نیروی محوری کششی و فشاری می باشند. اما اگر اثر یکی از نیروهای فوق کم باشد در طراحی از آن نیرو صرف نظر می شود و عضو فقط برای لنگر خمشی یا نیروی محوری طراحی می شود.

می دانیم که نیروی برشی و لنگر خمشی هم زمان وجود دارند و بین آن ها رابطه $V = \frac{dM}{dx}$ برقرار است.

در عمل اگر یکی از نیروها قابل چشم پوشی نمی باشد و عضو باید برای اثر هم زمان نیروی محوری و لنگر خمشی طراحی گردد.

(فشاری)

* به اعضایی که تحت اثر هم زمان نیروی محوری و نیروی برشی و لنگر خمشی قرار می گیرند تیرستون (Beam-column) گویند.

(فشاری)

---

* طبق ضوابط شهرداری، در صورتی که ملک جنوبی باشد؛ و در صورتی که گذر خیابان از 12m کمتر باشد، حداکثر 80cm از ضلع شمالی ساختمان باید عقب نشینی (پیش آمدگی) داشته باشیم.

---

* در صورتی که ستونی ضعیف باشد و تحت اثر نیروی محوری قرار گرفته باشد باید سطح مقطع آن را بالا ببریم. می دانیم که $\sigma = \frac{F}{A}$ که در آن σ تنش، F نیرو و A سطح مقطع است و سطح مقطع A با تنش σ رابطه عکس دارد و هرچه سطح مقطع بزرگ تر باشد، σ تنش وارده کم تر می باشد.

* در مورد لنگر خمشی اساس مقطع S حائز اهمیت است: $S = \frac{I}{c}$ به این صورت که هرچه اساس مقطع بزرگ تر باشد

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

مقاومت مقطع در مقابل خمش افزایش می یابد. می دانیم که تنش در مقاطع خمشی تیرها برابر است با $\sigma = \frac{My}{I}$

و $y_{max} = c$ پس $\sigma = \frac{Mc}{I}$ و $\frac{I}{c} = S$ بنابراین $\sigma = \frac{M}{S}$ پس هرچه اساس مقطع بیشتر باشد،

تنش ناشی از لنگر خمشی کاهش یافته و مقطع مقاوم تر خواهد بود.

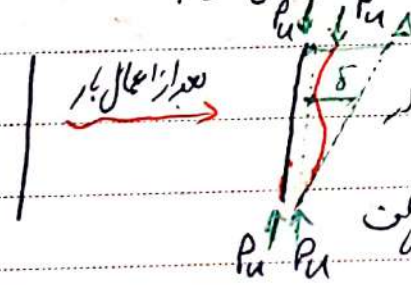
* غرض کت صلب: بر این مفاست که به علت تنش برشی بستک ها، تیرها داخل بتن غرق می شوند. بعد از گیرش بتن یک جسم صلب ایجاد می شود. اگر زلزله اتفاق بیافتد، کل بستک که در اثر بتن ریزی صلب است با هم حرکت می کند.

* بادبندها فقط نیروی محوری دارند (و مقداری خمش). تیرها به علت غرض کت صلب فقط نیروی برشی و لنگر خمشی تحمل می کنند.

و ستون ها اگر در دو جهت را سکا با تیر اتصال مفصلی داشته باشند فقط نیروی محوری تحمل می کنند. و اگر اتصال ستون به تیرها از دو راستا

به صورت خمشی باشد، هم نیروی محوری هم برشی و هم خمش را تحمل می کنند.

یک اتصال به صورت: خروجی است بعد از اعمال بار، اتصال مفصلی است به صورت شکل زیر خم می شود.



وقتی این خم خمشی که می تواند ناشی از بار خارجی یا ناشی از مشکل عدم دقت در

لنگر باشد ایجاد شود نیروی P دارای یک خروج از مرکزیت مضاعف

خواهد شد. نیروی P_u قبل از خمش اتصال کاملا محوری است اما بعد از اعمال بار و خمش اتصال، این نیروی P_u به علت

خروج از مرکزیت یک لنگر اضافه ایجاد می کند. در ستون ها که نیروهای محوری وجود دارند لنگر ناشی از جابجایی نیروی P_u

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

خروج از مرکزیت بیش از حمش، باید برایند نیروهای محاسبه شده قبلی افزایش یافته و ظاهر شود. به این حدود از $P\Delta$ گوئیم.

دو نوع دلتا داریم: دلتای کوچک δ و دلتای بزرگ Δ

$P\delta$ یعنی به واسطه‌ی خم شدگی کمر ستون رخ می‌دهد یک لنگر مضاعف ایجاد می‌شود.

$P\Delta$ یعنی یک نقطه (مانند شکل صفحه قبل) بعد از اعمال بار به اندازه Δ جابجا شده است. (ما کاریم δ)

* برای خارجی تر بیتون، ابتدا باید نتایج حاصل از تحلیل سازه به دلیل اعمال نیروهای فشاری اصلاح شود. یعنی از آن جایکه تحلیل سازه معمولا براساس وضعیت تغییر شکل نیافته و ادلیه سازه انجام می‌شود، اثرات تشدید لنگر خمشی به علت حضور نیروهای فشاری در وضعیت تغییر شکل یافته عضو منظور نمی‌شود. بنابراین تحلیل سازه ها را می‌توان براساس دو فرض مختلف انجام داد:

۱) تحلیل مرتبه اول: محاسبه‌ی نیروهای داخلی براساس وضعیت اولیه و تغییر شکل نیافته سازه صورت می‌گیرد. در این روش تحلیل، آثار تحلیل مرتبه دوم مثل تشدید لنگر خمشی در اثر اعمال نیروهای محوری فشاری، بعضی اعضاء و خروج از مرکزیت بارهای محوری، تاثیری در روند تحلیل سازه ندارند.

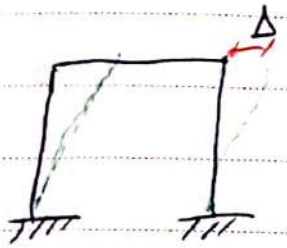
۲) تحلیل مرتبه دوم: در این روش، تعیین نیروهای داخلی اعضا براساس وضعیت تغییر شکل یافته اعضا صورت می‌گیرد. از آن جایکه تغییر شکل های ایجاد شده در اعضا، وابسته به مقادیر نیروهای داخلی در نقاط مختلف عضو است، روند تحلیل مرتبه دوم، غیر خطی است.

Scanned by CamScanner

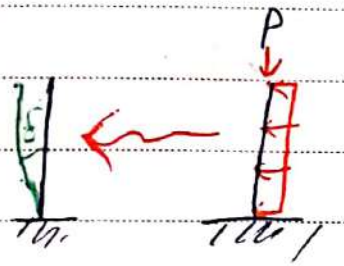
Jozvebama.ir

تهیه و آورنده: میلاد رضایی

در مواردی مانند شکل رو به رو در اثر اعمال بارهای دیگر به اندازه Δ تغییر شکل یافته و نیروی P در آن نگرانی ایجاد می کند (به این تغییر شکل) که در هیچ کدام از تحلیل های انجام شده لحاظ نشده است.



یک المان مانند شکل زیر، تحت اثر باری که روی آن وارد شده و نیروی محوری حاصل دارد در تحلیل مرتبه اول به صورت تغییر شکل نیافته (باعث می شود) نیروی محوری هیچ نگرانی ایجاد نمی کند. اما نیروی گسترده وارد شده المان خم می شود و بعد از خمش، برای نیروی محوری P یک خروج از مرکزیت ایجاد می شود و در نتیجه یک لنگر اضافه تولید می شود.



بنابراین ما باید یک بار سازه را در وضعیت اولیه و یک بار در وضعیت تغییر شکل یافته بررسی کنیم (خیلی پرزحمت و وقت گیر است).

و امروزه معمولا از این روش استفاده نمی شود. روش دیگری وجود دارد که توسط آیین نامه ها پیشنهاد شده و آن این است که یک ضریب به عنوان ضریب تشدید لنگر بر حسب درصدی از تحلیل مرتبه یک به دست آوردیم اعمال می کنیم تا اثرات خروج از مرکز و لنگر حاصل را در نظر گرفته باشیم و دیگر نیازی به این نیست که سازه را در دو حالت اولیه و تغییر شکل یافته بررسی نماییم.

ضریب تشدید لنگر: بررسی اثر P-δ به این صورت است:

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

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}}$$

P_e نیروی اولر = C_m و P_u نیروی محوری وارده

M_u تشدید یافته $= B_1 \cdot M_u$

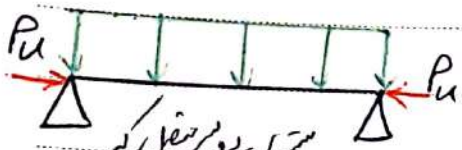
که ضریب تصحیح برای C_m بر اساس شرایط تکیه گاهی و بارهای وارده بر تیر تعیین می شود

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

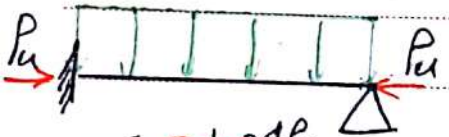
ضوابط مبحث در شرایط مختلف به صورت های زیر است:



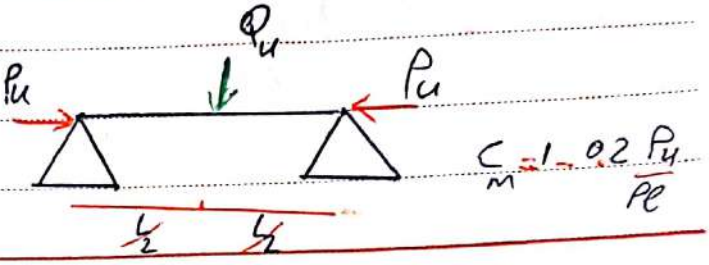
ستون دو سر مفصل که به آن بار گسترده یکنواخت وارد می شود.

$C_m = 1$

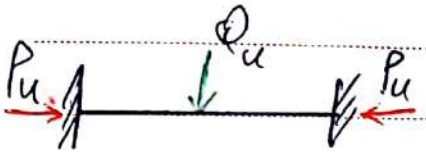
$C_m = 1 - 0.4 \frac{P_u}{P_e}$



$C_m = 1 - 0.4 \frac{P_u}{P_e}$

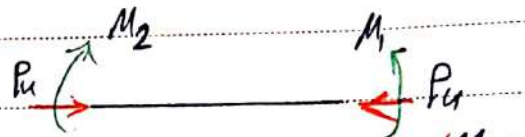


$C_m = 1 - 0.2 \frac{P_u}{P_e}$



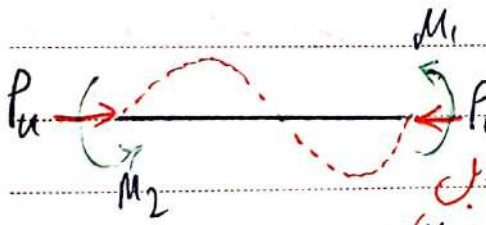
$C_m = 1 - 0.2 \frac{P_u}{P_e}$

انحنای تک



$\frac{M_1}{M_2} < 0 \rightarrow C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)$

انحنای دوبل



$\frac{M_1}{M_2} > 0 \rightarrow C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)$

گفته شد که Δ ما کنترل δ و یا تغییر شکل کل طبقه است. پس Δ وابسته به المان های دیگر طبقه مورد نظر و تغییر شکل های آن است.

کنترل دستی Δ و تند یا کند آن مشکل است. بنابراین معمولا آن را از راه های غیر مستقیم کنترل می کنیم.

$M_{max} = B_2 \cdot M_u$ و $B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{story}}{\sum P_{e,story}}}$

که در آن P_{story} مجموع بارهای با ضریب وارده طبقه مورد نظر و $P_{e,story}$ مقاومت کمانش الاستیک کل طبقه می باشد.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

دو روش برای برآورد $P_{e,story}$ موجود است:

روش اول (ساده‌ترین روش)

$$\sum P_{e,story} = \frac{\sum \pi^2 E I}{(k\ell)^2}$$

روش دوم:

$$\sum P_{e,story} = R_m \frac{\sum H \cdot L}{\Delta H}$$

$\sum H$ = مجموع برش طبقه ناشی از بار جانبی

L = ارتفاع طبقه

ΔH = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه

R_m = 1 برای قاب‌های مهاربندی شده، 0.85 برای قاب خمشی

روش دوم برای محاسبات دستی دشوارتر است.

---

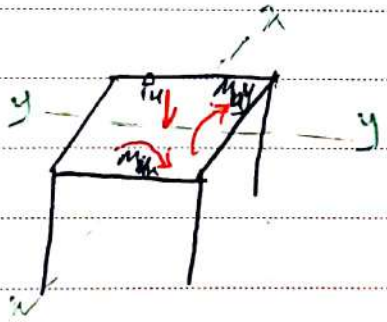
* در صورتی که اعضا فقط نیروی محوری تحمل کنند:

$P_c = \phi P_n$ ، $\phi = 0.9$ یا 0.75 ، در این صورت P_c = مقاومت کاهش یافته در صورت وجود نیروی محوری

* در صورتی که فقط لنگر خمشی تحمل کند

$$M_{cx} = \phi M_{nx}$$

$$M_{cy} = \phi M_{ny}$$



$$\text{If } \frac{P_u}{P_c} > 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

Ratio

$$\text{If } \frac{P_u}{P_c} < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1$$

Ratio

Scanned by CamScanner

Subject:
Jozvebama.ir

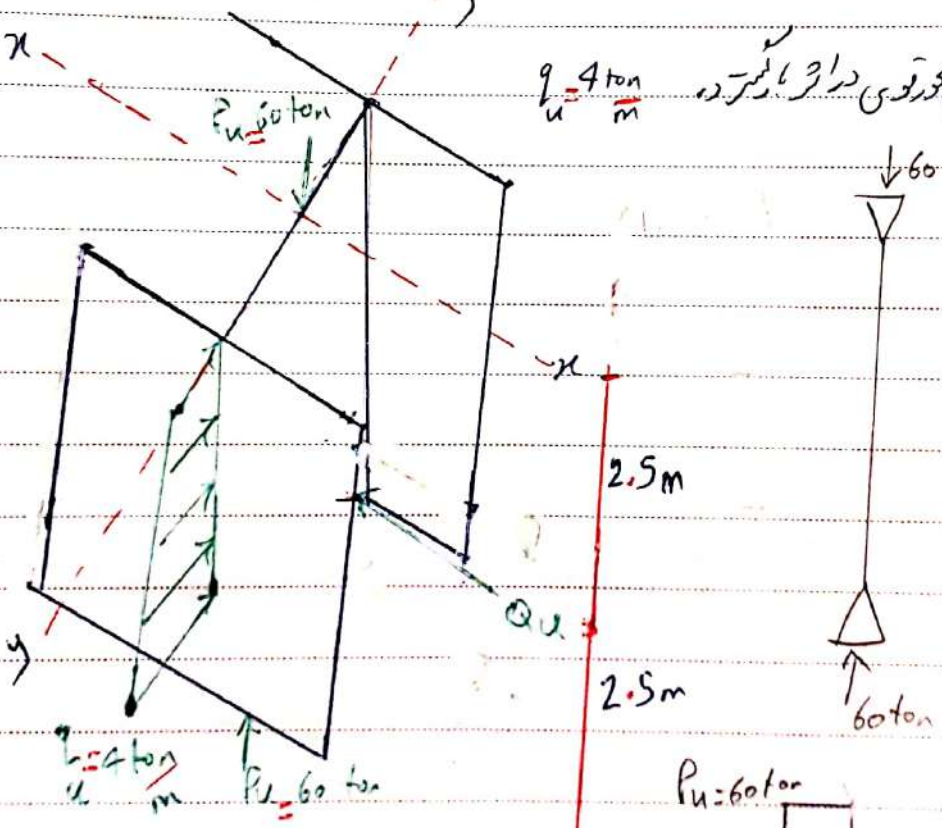
گرد آورنده: میلاد رضایی

* در نرم افزارهای مثل Etabs و SAP نیز Ratio را به صورت جمع سرعود برای دهد. ما باید در نرم افزار به جمله عدد را بررسی کنیم. هرکدام که بزرگ تر بود یعنی در آن راستا خطر نیرو یا لنگر بیش تری وجود دارد پس باید در آن راستا (x یا y) تقویت مقطع را اعمال کنیم (مثلا سطح مقطع را افزایش دهیم).

۹۸/۱۰/۳

مثال: حد اکثر بار ضریب Q_u را برای ستون تشکیل زیر محاسبه کنید. فولاد معرفی ST37 و مقطع IPB 280.

مقطع تشکیل نیروی محوری فشاری $P_u=60\,ton$ به آن اعمال شده. بالاوپایین مقطع دارای انتقال خصلی (دوسر ساده) می باشد. و همانی در راستای محوری در اثر گسترده $q_u=4\frac{ton}{m}$



اعمال می شود.

$(C_b=1.136)$

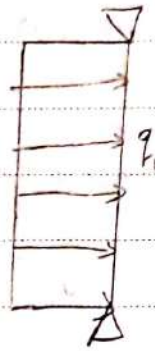
دیاگرام نیروی محوری

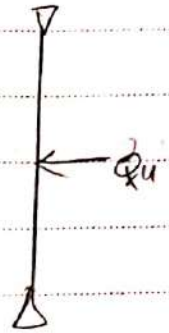
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

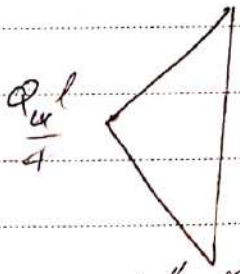
Date ۹۸/۱۰/۳

گردآورنده: میلاد رضایی



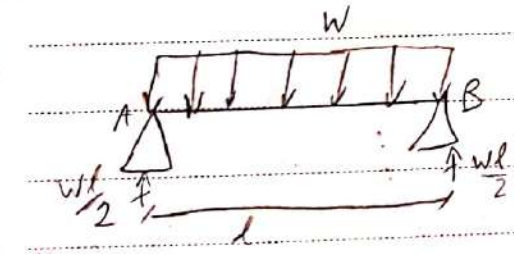


دیاگرام لنگر خمشی



دیاگرام لنگر خمشی

اگر به المانی مانند شکل روبرو، بار گسترده‌ای شبیه W وارد شود، دیاگرام لنگر آن به صورت زیر است و مقدار لنگر وسط دهانه (در وسط) نیز آدرس از آن است.

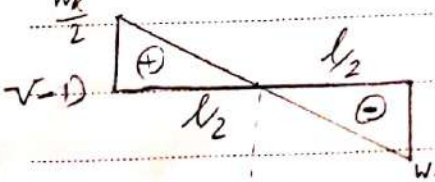


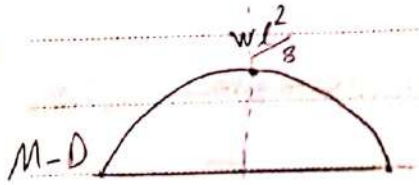
مقدار لنگر وسط برابر است با: $\frac{Wl^2}{8}$ که در آن l طول دهانه المان است.

علت این است که آمده است به قطعه‌ای شبیه A المان یکبار هم خواهیم داشت:

$$(\curvearrowleft \Sigma M_A=0 \rightarrow -Wl\left(\frac{l}{2}\right)+R_{y_B}(l)=0 \rightarrow R_{y_B}=\frac{Wl^2}{2l}=\frac{Wl}{2})$$

$$\uparrow \Sigma F_y=0 \rightarrow -Wl+\frac{Wl}{2}+R_{y_A}=0 \rightarrow R_{y_A}=Wl-\frac{Wl}{2}=\frac{Wl}{2}$$





با توجه به مقادیر فوق، دیاگرام نیروی برشی و لنگر خمشی را رسم می‌کنیم.
(V) (M)

در نهایت طبق نمودار دیاگرام V، مقادیر مشخص و دیاگرام M را به دست می‌دهد.

طبق شکل می‌بینیم که لنگر بیشینه در قطعه‌ای است که نیروی برشی صفر است.

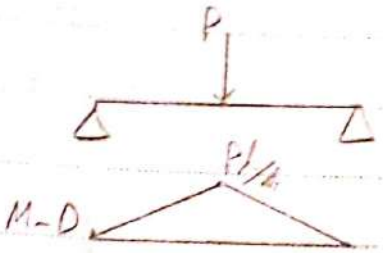
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: هیلاد رضایی

۱۸/۱۰/۳

همچنین با توجه به اینکه اگر به تیری مانند شکل زیر، باری مثل P اعمال شود، دیاگرام لنگر خمشی آن بدین صورت است:



که در آن، L طول دهانه است.

بنابراین می بینیم که لنگر بیشینه در وسط دهانه اتفاق می افتد (در این مسأله)

مقدار حاصله این لنگرها، نتیجه تحلیل سازه است. پس با توجه به جهت قوی و ضعیف مقطع (راستای x و y) داریم:

$$(M_{ux})_{max} = \frac{wl^2}{8} = \frac{4\times 5^2}{8} = 12.5$$

M_{ux} یعنی مقدار لنگر حاصل از تحلیل سازه، در جهت x. جهت لنگر با استفاده از قانون دست راست تعیین می شود. جهت خم شدن 4 انگشت دست راست، نشان دهنده جهت خمش ایجاد شده از بار وارده، و انگشت شست، راستای عمل را نشان می دهد.

از آن جا که لنگر بیشینه در وسط دهانه ستون است، پس بحرانی ترین قسمت ستون، همان وسط دهانه است.

با توجه به این که گفته شد نیروی وارده بر ستون بعد از تغییر شکل، باعث خروج از مرکزیت، یک لنگر اضافه ایجاد می کند؛ باید اثر تشدید لنگر را لحاظ کنیم.

و این کار را در راستای x و y انجام می دهیم. می دانیم که منظور کردن اثر تشدید لنگ برای اثر P-δ است. بنابراین:

$$M_{ux} = B_{1x}\,(M_{ux})_{max} \qquad B_1 = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{e_x}} \qquad P_{e_x} = \frac{\pi^2 EI_x}{(kl)^2}$$

لنگر تشدید یافته

$$M_{uy} = B_{1y}\,(M_{uy})_{max}$$

لنگر تشدید یافته

برای ادامه محاسبات باید با مراجعه به جدول انتهای، مشخصات مقطع IPB 280 را استخراج می کنیم.

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

طبق اشتال : IPB 280

$A = 131\,cm^2$
$I_x = 19270\,cm^4$
$I_y = 6590\,cm^4$
$S_x = 1380\,cm^3$
$S_y = 471\,cm^3$
$r_x = 12.1\,cm$
$r_y = 7.09\,cm$
$t_w = 1.05\,cm$ ضخامت جان
$d = 28\,cm$ ارتفاع مقطع
$t_f = 1.8\,cm$ ضخامت بال

حال می توانیم مقدار P_{ex} را بیابیم

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(kl)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1\times10^6 \times 19270}{(500)^2}$$

با توجه به نکته صفحه 67 ، المان (ستون) ما در این مسئله دو سر مفصل است ، پس $K=1$. بنابراین P_{ex} برابر است با:

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 \times 2.1\times10^6 \times 19270}{500^2} = 1597573.125\,kg = 1597.573\times10^3\,kg \simeq 1598\times10^3\,kg$$

هم چنین طبق نکته صفحه 111 ، برای یک المان دو سر مفصل با شرایط بارگذاری گفته شده ، $C_m = 1$ می باشد (این مسئله در راستای x

این نکته صادق است پس $C_{mx} = 1$. حال با توجه به این که $P_u = 60\,ton = 60000\,kg$ می توانیم ضریب تشدید لنگر B_{1x} را بیابیم

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{ex}}} = \frac{1}{1 - \frac{60000}{1598\times10^3}} = 1.039 \simeq 1.04$$

حال با توجه به P-δ و خروج از مرکزیت نیروی P_u بعد از تغییر شکل المان ، 4 درصد به M_u در جهت x اضافه می شود ، یعنی:

$$M_{ux} = B_{1x}\,(M_{ux})_{max} = 1.04 \times 12.5 = 13\ ton.m$$

در جهت y :

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{kl^2} \xrightarrow[I_y = 6590\,cm^4]{K=1} P_{ey} = \frac{\pi^2 \times 2.1\times10^6 \times 6590}{500^2} = 546341\,kg$$

$$\rightarrow P_{ey} \simeq 546.341\times10^3\,kg$$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

طبق نکته صفحه 111، برای یک کمانش دور محور ضعیف یعنی دور محور y که تنش P_u اعمال شده، متناسب با این محور است.

$$C_{my} = 1 - 0.2\frac{P_u}{P_{ey}} = 1 - 0.2 \times \frac{60000}{546341} = 0.978$$

حال مقدار ضریب تشدید در راستای y (B_{1y}) را می‌یابیم:

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{P_u}{P_{ey}}} = \frac{0.978}{1 - \frac{60000}{546341}} = 1.099$$

$$\rightarrow B_{1y} = 1$$

حال مقدار لنگر تشدید یافته به دست می‌آید: (لنگر حول y)

$$M_{uy} = B_{1y}(M_{uy})_{max} = 1.099 \times \frac{P_u \times l}{4} = 1.09 \times \frac{5}{4} P_u$$

لنگر تشدید یافته $M_{uy} = 1.374\, P_u$ ton.m

حال بحث روابط صفحه 112، باید ببینیم $\frac{P_u}{P_c}$ را باید بیابیم تا ببینیم که کدام رابطه برای Ratio و کنترل مقطع صادق است:

این روابط عبارتند از:

$$\text{if } \frac{P_u}{P_c} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

$$\text{if } \frac{P_u}{P_c} < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1$$

★ P_u: بار خارجی؛ ضریب کد ترکیب مساله = 1

M_{ux}: لنگر وارده در حالت تشدید نیافته که در این مساله برابر 60 ton است؛

M_{uy}: لنگر تشدید نیافته کد ترکیب مساله برابر $1.374\, P_u$ است. بنابراین در روابط فوق به صورت کسرها از محاسبه به دست می‌آید و مخرج کسرها از طراحی به دست می‌آیند. P_c مقاومت فشاری ستون در حالتی که فقط بار محوری

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

محوری و در سوله (طاق فصل ۲) ، M_{cx} و M_{cy} مقاومت خمشی مقطع (حالتی که فقط لنگر وارد می‌شود) (مطابق فصل ۴ و ۵)

پس اول؛ به P_c (یا بیم) بپردازیم که کدام رابطه برای Ratio صادق است. برای یافتن P_c عملیات زیر را انجام می‌دهیم:

ابتدا لاغری در جهت x (λ_x) و لاغری در جهت y (λ_y) را می‌یابیم (چون دو سر مفصل است $K=1$)

$$\lambda_x = \left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{1 \times 500}{12.1} = 41.32$$

$$\lambda_y = \left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{1 \times 500}{7.09} = 70.52$$

* طبق نکاتی که در فصل ۲ گفته شده، هر جا مقطع لاغرتر باشد، بحرانی‌تر است، یعنی تحت اثر بار کم‌تری در آن کمانش اتفاق می‌افتد. پس در این مسئله، خلاک طراحی، لاغری در جهت y است یعنی:

$$\lambda_{govern} = \lambda_y = 70.52$$

حال، با توجه به مقدار لاغری در جهت y که بحرانی است، مقدار F_e را می‌یابیم:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{(70.52)^2} \simeq 4168 \ \frac{kg}{cm^2}$$

حالا، به مقطع را در جهت لاغرتر، از نظر کمانش خمشی و کمانش خمشی پیچشی بررسی و کنترل کنیم: (طبق صفحه VA)

کمانش خمشی:

$$\begin{cases} \left(\frac{kl}{r}\right)_y = 70.52 \\ 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139 \end{cases} \longrightarrow \frac{kl}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow 70.52 \leq 139$$

$$\longrightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{4168}}\right] \times 2400 = 0.7858 \times 2400 = 1885.92 \simeq 1886 \ \frac{kg}{cm^2}$$

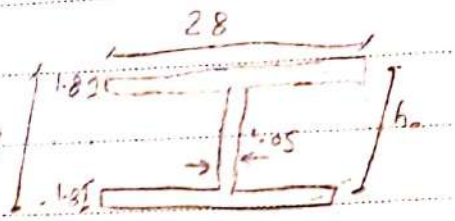
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: جلاد رضایی

کمانش پیچشی: $F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(kl)^2} + GJ\right]\left(\frac{1}{I_x + I_y}\right)$

$C_w = \frac{I_x h^2}{4} = \frac{6590 \times \left(28 - \frac{1.8}{2} - \frac{1.8}{2}\right)^2}{4} = \frac{6590 \times (26.2)^2}{4}$



$\rightarrow C_w = 1130909.9\ cm^6 \simeq 1.131 \times 10^6\ cm^6$

ضریب پواسون فولاد $\nu = 0.3$ ، $E = 2.1 \times 10^6\ kg/cm^2$ ، $l = 500\ cm$ ، $k = 1$ طول عضو

$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 807692\ kg/cm^2$

$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \left[\left(\frac{1}{3} \times 28 \times 1.8^3\right) \times 2 + \left(\frac{1}{3} \times (28 - 1.8 - 1.8) \times 1.05^3\right)\right] = 108.864 + 9.415$

$\rightarrow J = 118.279 \simeq 118.3\ cm^4$

بار بحرانی خمشی پیچشی الاستیک F_e داریم:

$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 1.131 \times 10^6}{(1 \times 500)^2} + 807692 \times 118.3\right]\left(\frac{1}{19270 + 6590}\right)$

$\rightarrow F_e = \left[9376518.965 + 95549.963.6\right]\left(\frac{1}{25860}\right) = 7320.772 \simeq 7321\ kg/cm^2$

حال چون $\frac{kl}{r} < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ پس $F_{cr} = \left[0.658\right]^{\frac{F_y}{F_e}} F_y$

$\rightarrow F_{cr} = \left[0.658\right]^{\frac{2400}{7321}} \times 2400 = 0.8718 \times 2400 = 2092.32$

از مقایسه بار بحرانی خمشی و بار بحرانی خمشی پیچشی F_{cr} بدست آمده کمترین آن را به عنوان معیار برای ادامه مسئله طراحی منظور می‌کنیم.

$F_{cr} = \min\{1886, 2092.32\} = 1886\ kg/cm^2$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

از مقاومت مصالح می دانیم که حاصل ضرب تنش در سطح مقطع برابر است با نیرو (بار) بنابراین:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 1886 \times 131 = 247066\ kg = 247.066\ ton$$

$$P_c = \phi P_n = 0.9 \times 247.066 = 222.359\ ton$$

حال می توانیم نسبت $\frac{P_u}{P_c}$ را بیابیم:

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{60}{222.359} = 0.2698 \simeq 0.27 > 0.2$$

پس طبق نکته صفحه ۱۱۲ چون $\frac{P_u}{P_c} > 0.2$ رابطه Ratio بدین صورت است:

$$\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2 \longrightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

ما کالاک یا اعتمادی P_u و M_{ux} و M_{uy} و P_c را بدست آورده ایم. حال باید M_{cx} و M_{cy} را بیابیم.

برای بدست آوردن M_{cx} عملیات زیر را انجام می دهیم:

طبق نکته صفحه ۸۸ تا ۹۱ باید ابتدا را از نظر کمانش پیچشی جانبی هم بررسی کنیم.

فاصله مهاربندی جانبی L_b برابر با 500cm است. باید L_p را بدست آوریم و با L_b مقایسه کنیم چون می دانیم کدام

$L_b \leq L_p \rightarrow$ کمانش پیچشی جانبی رخ نمی دهد

پس باید صحت یا عدم صحت رابطه فوق را در این مساله بررسی کنیم تا ببینیم کمانش پیچشی جانبی رخ می دهد یا خیر.

$$L_p = 1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 7.09 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 369\ cm$$

$$\rightarrow \begin{cases} L_b = 500\ cm \\ L_p = 369\ cm \end{cases} \longrightarrow L_b \nleq L_p \rightarrow 500 \nleq 369$$

پس کمانش پیچشی جانبی رخ می دهد

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: هیلاد رضایی

$L_p = 1.95\, r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$ ، L_p برابر است با

$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} = \frac{6590 \times 26.2}{2 \times 1380} = 62.56 \rightarrow r_{ts} = 7.909\ cm$ ، $c = 1$: صفحه 91 کتاب

$L_p = 1.95 \times 7.909 \times \frac{2.1 \times 10^6}{0.7 \times 2400} \sqrt{\frac{118.3 \times 1}{1380 \times 26.2} + \sqrt{\left(\frac{118.3}{1380 \times 26.2}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 \times 2400}{2.1 \times 10^6}\right)^2}}$

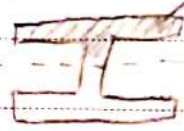
$\rightarrow L_p = 1927.8.1875 \sqrt{0.00327 + \sqrt{0.000001 + 0.0000004}} = 1614.271\ cm$

$\rightarrow L_p = 369\ cm < L_b = 500\ cm < L_r = 1614.271\ cm$

پس حرکت تیر در ناحیه 89 یا بین انجام میشود

$M_{nx} = \min$ { کنترل حالت خمیری: $M_p = F_y Z_x = 2400 \times 1476.762 = 3544228.8\ kg\cdot cm$ $\rightarrow M_p = 35.44\ ton\cdot m$ (I)

کنترل کمانش جانبی: $M_{nx} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right]$ (II) }



Z_x : گشتاور اول سطح دو نیمه بالا و پایین تقاطع نسبت به تار خنثی

$Z_x = 2Q_x = 2\left(1.8 \times 28 \times \left(14 - \frac{1.8}{2}\right) + \left(1.05 \times (14 - 1.8) \times \left(\frac{14 - 1.8}{2}\right)\right)\right) = 2(650.24 + 78.141)$

$= 2 \times 738.381 = 1476.762\ cm^3$

رابطه (II) را در نظر می‌گیریم:

$M_{nx} = 1.136 \left[3544228.8 - \left(3544228.8 - 0.75 \times 2400 \times 1380\right)\left(\frac{500 - 369}{5345.68 - 369}\right) \right]$

$\rightarrow M_{nx} = 1.136 \left[3544228.8 - (1060228.8)(0.026) \right] = 1.136 \left[3544228.8 - 725.6 \right]$

$\rightarrow M_{nx} = 4025419.635\ kg\cdot cm = 40.25\ ton\cdot m$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

$M_{nx} = \min\{35.44, 40.25\} \rightarrow M_{nx} = 35.44 \text{ ton.m}$

$M_{cx} = \phi M_{nx} = 0.9 \times 35.44 = 31.896 \text{ ton.m}$

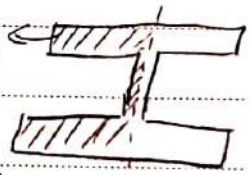
برای M_{cy} عملیات زیر را باید انجام شود:

* مقاومت خمشی حول محور ضعیف مقطع همواره از رابطه زیر به دست می آید:

$$M_{ny} = \min \begin{cases} F_y Z_y \\ 1.6 F_y S_y \end{cases}$$

برای به دست آوردن Z_y در این مساله به این صورت عمل می کنیم:

$$Z_y = 2Q_y = 2\left[(14 \times 1.8 \times 7) \times 2 + \frac{1.05}{2} \times 29.4 \times \frac{1.05}{4}\right] = 712.3 \text{ cm}^3$$



$$M_{ny} = \min \begin{cases} F_y Z_y = 2400 \times 712.3 = 1709520 \text{ kg.cm} = 17.09520 \text{ ton.m} \simeq 17.1 \text{ ton.m} \\ 1.6 F_y S_y = 1.6 \times 2400 \times 471 = 1808640 \text{ kg.cm} = 18.09 \text{ ton.m} \end{cases}$$

حال M_{ny} را می یابیم:

$M_{ny} = \min\{17.1, 18.09\} = 17.1 \text{ ton.m}$

$M_{cy} = \phi M_{ny} = 0.9 \times 17.1 = 15.39 \text{ ton.m}$

حال تمام پارامترها و مقادیر لازم برای محاسبه Ratio را داریم. با جایگذاری مقادیر فوق در رابطه Ratio، پارامتر مجهول P_u حاصل می شود:

$\frac{P_u}{P_c} = \frac{60}{222.359} = 0.27 > 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

سپس رابطه Ratio برابر است با:

$$\frac{62}{222.599} + \frac{8}{9}\left(\frac{13}{31.896} + \frac{1.374Q_u}{15.39}\right) = 1 \rightarrow 0.2698 + 0.3623 + 0.07949Q_u = 1$$

$$\rightarrow Q_u = \frac{1 - 0.2698 - 0.3623}{0.0794} = 4.634 \text{ ton}$$

فصل هشتم: طراحی اعضای تحت پیچش:

در این فصل، اعضایی بررسی می‌شوند که تحت اثر لنگر پیچشی قرار گیرند.

روابط و فرمول‌های کنترل پیچش، نسبت به روابط دیگر که تا الان ذکر شد، محاسبات دشوارتری دارند. چون هر مقطعی، شکل منحصر به فرد دارای فرمول مجزا برای کنترل پیچش می‌باشد. بنابراین، محاسبات دستی آن پیچیده‌تر است.

آیین‌نامه‌ها، روابط حتی‌المقدور ساده‌تری در اختیارمان قرار داده‌اند. برای مقاطع لوله‌ای شکل و قوطی شکل، روابط کنترلی مربوطه آورده شده‌اند.

* لنگر پیچشی را با T نشان می‌دهند. (مخفف Torsion)

* T_n: لنگر مقاوم اسمی (مقاومت پیچشی اسمی)

$T_u \leq \phi T_n$, $\phi = 0.9$

برای تمام مقاطع، مقدار T_n به این صورت به دست می‌آید:

$T_n = F_{cr} \times C$

که در آن C ضریب ثابت پیچشی نام دارد.

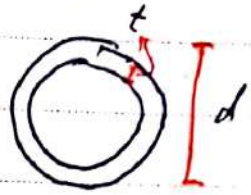
Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گرد آورنده: میلاد رضایی

حال برای مقاطع مختلف، مقدار F_{cr} را به دست می آوریم:

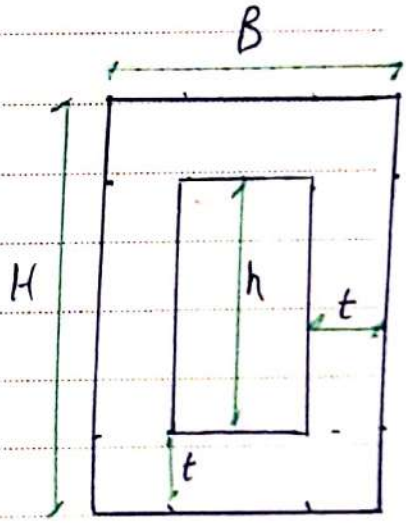
الف) برای مقاطع لوله ای با قطر d و ضخامت t



$$C = \pi \left(\frac{D-t}{2}\right)^2 t$$

$$F_{cr} = \max \begin{cases} \dfrac{1.23E}{\frac{L}{D}\times\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} \leq 0.6F_y \\ \dfrac{0.6E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \leq 0.6F_y \end{cases}$$

ب) برای مقاطع قوطی شکل:



* $B < H$

$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$$

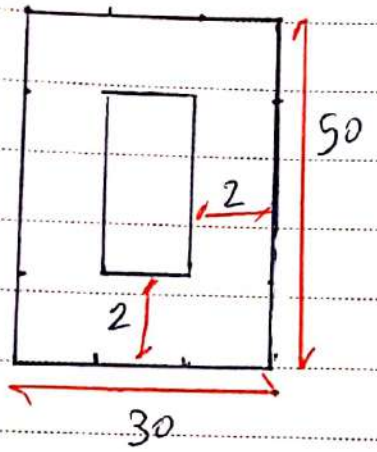
$$F_{cr} = \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.6F_y \\ \text{if } 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \dfrac{0.6F_y \times 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t}} \\ \text{if } 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 260 \rightarrow F_{cr} = \dfrac{0.458\pi^2 E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \\ \frac{h}{t} > 260 \quad \text{از این مقطع نمی توان استفاده کرد} \end{cases}$$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: میلاد رضایی

مثال: مطلوب است مقاومت پیچشی مقطع توخالی شکل زیر.



$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$$

$$\rightarrow C = 2(30-2)(50-2)\times 2 - 4.5(4-\pi)\times 2^3$$

$$\rightarrow C = (2\times 28\times 48\times 2) - 36(4-\pi) = 5376 - 30.903$$

$$\rightarrow C = 5345.097 \simeq 5345\ cm^3$$

برای به دست آوردن F_{cr} ابتدا باید نسبت $\frac{h}{t}$ را پیدا کنیم.

$$\frac{h}{t} = \frac{50-2-2}{2} = \frac{46}{2} = 23$$

حال نسبت $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ را هم پیدا کرده و با نسبت $\frac{h}{t}$ مقایسه می‌کنیم.

$$2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45\sqrt{\frac{2.1\times 10^6}{2400}} = 72.47$$

بنابراین $\frac{h}{t_w} = 23 < 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 72.47$ پس F_{cr} را از رابطه زیر می‌یابیم:

$$F_{cr} = 0.6F_y = 0.6\times 2400 = 1440\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$T_n = F_{cr}\cdot C = 1440\times 5345 = 7696800\ kg.cm = 76.968\ ton.m \simeq 77\ ton.m$$

$$T_u \leq \phi T_n = 0.9\times 77 = 69.3\ ton.m$$

Scanned by CamScanner

Jozvebama.ir

گردآورنده: جلال رضایی

منابع:

۱) کتاب طراحی سازه های فولادی ؛ شاپور طاحونی

۲) کتاب طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی، جلد پنجم طراحی اعضا ؛ دکتر میر قادری، دکتر ازهری

۳) مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان های فولادی - ۱۳۹۲

۴) بارگذاری سازه ها، بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ؛ دکتر مستوفی نژاد

۵) تکنولوژی و طرح اتصالات بتن ؛ دکتر مستوفی نژاد

۶) اصول نقشه کشی و نقشه خوانی ساختمان (۱) (سازه و معماری) - جلد اول ؛ مهندس فرید سلیمانی پور

Scanned by CamScanner

جزوه باما

دانلود جزوات ، نمونه سوالات
و پاورپوینت های دانشگاهی

Jozvebama.ir