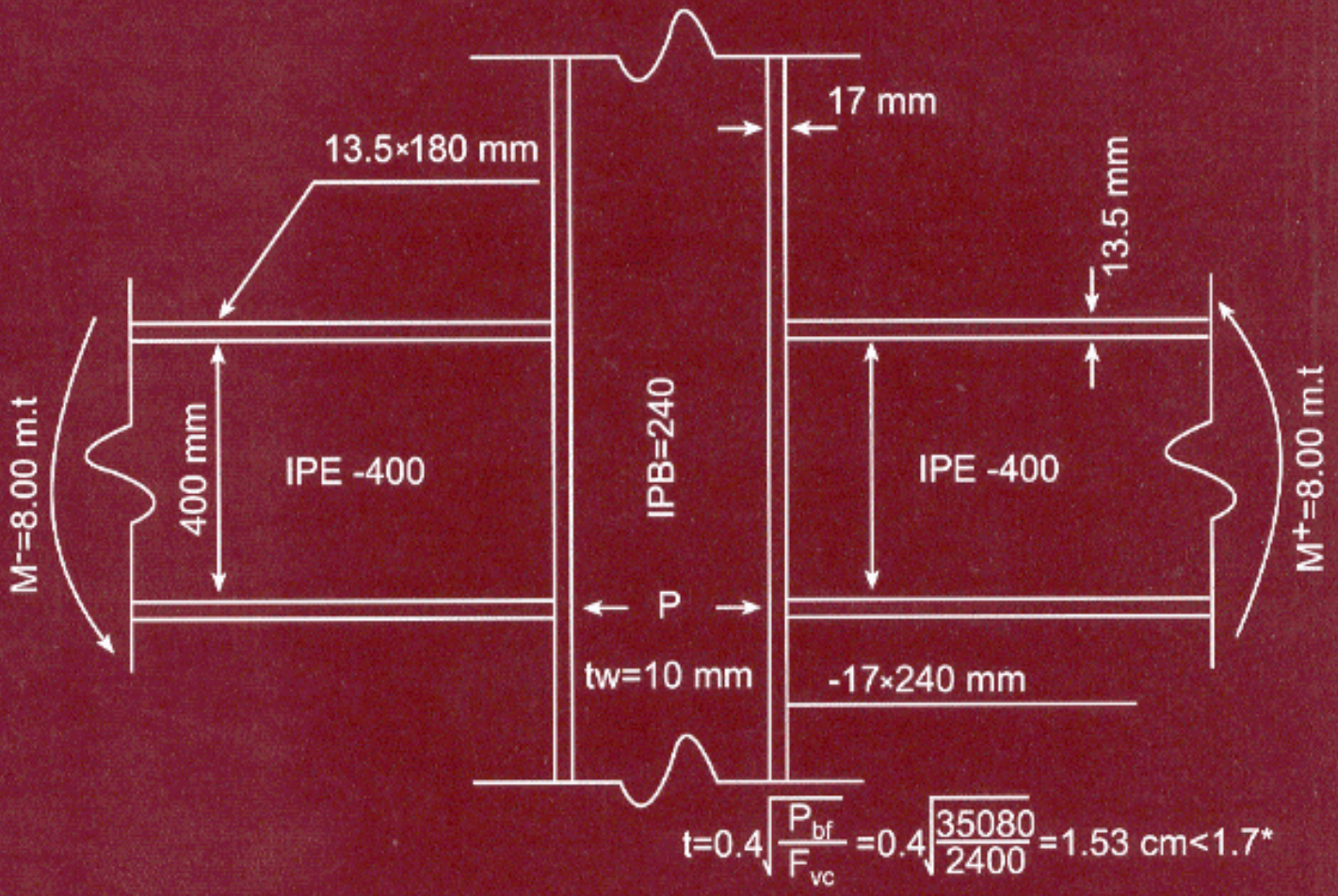
وزارت مسکن و شهرسازی
معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان

# راهنمای مبحث دهم

## مقررات ملی ساختمان

## (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی)

جلد اول




$$t=0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{vc}}}=0.4\sqrt{\frac{35080}{2400}}=1.53\ cm<1.7^{*}$$

دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان

وزارت مسکن و شهر سازی
معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان

# راهنمای مبحث دهم

## مقررات ملی ساختمان

## (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی)

جلد اول

دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان

راهنمای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی)/ دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.— تهران: مدیریت، ۱۳۷۸.
۲ ج.: مصور، جدول.
ISBN 964-6561-05-5 (ج. ۱) ۷۰۰۰۰ ریال ISBN
ISBN 964-6561-04-7 (ج. ۲) ۷۰۰۰ ریال
فهرستنویسی براساس اطلاعات فیپا.
ج. ۱ چاپ چهارم.
ج. ۲ چاپ سوم.
۱.ساختمان سازی -- قوانین و مقررات -- ایران. ۲.سازه‌های فولادی. الف.ایران. وزارت مسکن و شهرسازی. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.

KMH۳۴۰۲/ر۲ ۳۴۳/۵۵۰۷۸۶۹۰۲۶۳

کتابخانه‌ملی‌ایران ۷۸-۲۵۰۷۸م

**راهنمای مبحث ۱۰ : طرح و اجرای ساختمانهای فولادی (جلد اول)**


- **تهیه کننده** : دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان
- **ناشر** : انتشارات مدیریت
- **نوبت چاپ** : چهارم
- **تاریخ چاپ** : ۱۳۷۸
- **شمارگان** : ۵۰۰۰ جلد
- **چاپ و صحافی**: چاپخانه دانشگاه الزهرا


**حق چاپ برای تهیه کننده محفوظ است**

**باسمه تعالی**

**مقدمه:**

در طی چندسالی که از انتشار نخستین چاپ کتاب طرح و اجرای ساختمانهای فولادی «مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران» می‌گذرد، خوشبختانه، این مبحث توانسته است جای خود را در میان مهندسان طراح باز کرده و به‌عنوان یک کتاب مرجع، در بسیاری از دانشگاههای کشور تدریس شود. و این، البته، حاصل تلاش پیگیر و مساعی ارزشمند محققان تراز اولی است که از ابتدای تدوین مقررات ملی ساختمان ایران با دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان همکاری داشته و هم‌اکنون نیز به این همکاری ادامه می‌دهند. اما، این مبحث، به‌رغم تأثیر غیرقابل انکار آن در حوزه عمل جامعه مهندسی کشور، به‌دلیل پاره‌ای مشکلات در متن آن، نیازمند توضیحاتی بود که استفاده از آن را آسان نموده، برداشتهای متفاوتی را که برای خواننده به‌وجود می‌آورد از میان بردارد.

مجموعهٔ حاضر بدین نیت فراهم آمده و دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان امیدوار است این کتاب، که در واقع «راهنمای مبحث دهم» می‌باشد، بتواند در رفع استنباطهای متفاوت و ایجاد رویه واحد در اجرای مفاد آن مؤثر واقع شود.

آنچه لازم است در اینجا بدان اشاره شود، ذکر مساعی ارزشمند جناب آقای مهندس مگردیچیان در تهیه این راهنما می‌باشد که جا دارد در همین‌جا از ایشان و دیگر همکاران ارجمندی که در تدوین مبحث دهم و سایر مباحث مقررات ملی ساختمان با این دفتر مشارکت داشته و دارند سپاسگزاری نموده و توفیق هرچه بیشتر آنان در عرصه‌های علمی ـ فرهنگی را از خداوند بزرگ مسئلت نماید.

یادآوری این نکته را نیز لازم می‌داند که: اگر چه نسخه اولیه این راهنما، توسط هیأت بازبینی و کنترل، آقایان: دکتر زاهدی، دکتر قالیبافیان، دکتر کرامتی و مهندس معین‌فر، خاصه مهندس شاپور طاحونی مورد بررسی قرارگرفته و در هر جاکه لازم بوده مطالبی در جهت وضوح بیشتر بدان افزوده شده، با این حال، از خوانندگان تقاضا می‌شود به‌هنگام مطالعه، چنانچه موردی به‌نظرشان رسید که اشاره بدان را مفید تشخیص دادند از یادآوری آن به دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان دریغ نورزند.

دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان

# فهرست مطالب


| | |
|---|---|
| مقدمه | ۵ |
| ۱ ـ انواع ساختمان | ۷ |
| ۲ ـ پایداری | ۱۳ |
| ۳ ـ شکل‌پذیری | ۱۷ |
| ۴ ـ مقاطع محاسباتی | ۱۸ |
| ۵ ـ ممان اینرسی محاسباتی با توجه به‌سطح مقطع سوراخ در بال تیر خمشی | ۲۲ |
| ۶ ـ اتصال جوش ورق تقویتی بال بعد از نقطهٔ تئوریک قطع ورق | ۲۳ |
| ۷ ـ تنشهای مجاز خمشی در طرح و محاسبهٔ الاستیک تیرها | ۲۵ |
| ۸ ـ توضیحاتی دربارهٔ نوع تکیه‌گاههای جانبی در تیرهای خمشی | ۳۴ |
| ۹ ـ تنشهای مجاز برشی | ۳۶ |
| ۱۰ ـ مثال طراحی: محاسبهٔ تیر عبورگاه یک جراثقال سقفی | ۳۷ |
| ۱۱ ـ مثال طراحی: طرح و محاسبهٔ تیر مرکب (تیر ورق) با اتصال جوش | ۴۴ |
| ۱۲ ـ تنشهای مجاز در طرح و محاسبهٔ اعضای فشاری | ۶۰ |
| ۱۳ ـ مثال طراحی: ظرفیت باربری ستون با بار محوری | ۶۳ |
| ۱۴ ـ مثال طراحی: محاسبهٔ ستون مرکب از نیمرخ‌های I با قیدهای موازی | ۶۵ |
| ۱۵ ـ مثال طراحی: عضو فشاری تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی | ۷۳ |
| ۱۶ ـ مثال طراحی: عضو فشاری که تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی در دو جهت قرار دارد | ۷۶ |
| ۱۷ ـ مثال طراحی: تیر ستون تحت اثر بارهای مستقیم جانبی | ۸۰ |
| ۱۸ ـ مثال طراحی: تیر تحت اثر لنگر خمشی و نیروی کشش محوری | ۸۲ |

۱۹ ـ مثال طراحی: اتصال عضو کششی با پیچهای پرمقاومت ۸۴
۲۰ ـ اتصالات ساده تیر به‌ستون و یا تیرچه به‌شاهتیر ۸۷
۲۱ ـ مسائل ویژه در طراحی جان و بال اعضایی که زیر اثر نیروهای متمرکز قرار گیرند ۱۰۰
۲۲ ـ برش در جان ستونها (در محل اتصالات) ۱۰۱
۲۳ ـ مثال طراحی: اتصال صلب مستقیم تیر به‌ستون ۱۰۲
۲۴ ـ مثال طراحی: اتصال صلب تیر به‌ستون با ورق اتصال ۱۰۵
۲۵ ـ الف ـ مثال طراحی: اتصال نیمه‌صلب تیر و ستون با جوش ۱۱۲
۲۵ ـ ب ـ مثال طراحی: اتصال نیمه‌صلب تیر و ستون با جوش و پیچ ۱۲۲
۲۶ ـ مثال طراحی: تیر خمشی تحت اثر بار متمرکز سنگین ۱۲۸
۲۷ ـ انبساط و انقباض حرارتی ۱۳۴
۲۸ ـ تغییرشکل (افتادگی) در تیرهای خمشی ۱۳۴
۲۹ ـ ارتعاش در کفها و سقفهای ساختمانی ۱۳۶
۳۰ ـ انتقال و نوسان جانبی در سازه ۱۴۲
۳۱ ـ مثال طراحی: طرح و محاسبهٔ پلاستیک قاب تک‌دهانه ۱۴۳
۳۲ ـ مثال طراحی: طرح و محاسبهٔ قاب سرتاسری به‌روش پلاستیک ۱۵۲
۳۳ ـ مثال طراحی: محاسبهٔ تیر یکسره به‌دو روش الاستیک و پلاستیک ۱۵۶
۳۴ ـ طراحی تیرها به‌روش ضرایب بار و مقاومت ۱۵۹
۳۵ ـ مثال طراحی ۱۶۳

## مقدمه

از بیش از یک قرن پیش که تهیه فولاد ساختمانی به‌طریقه بسمر[1] متداول گردید، احداث ساختمانها و ابنیه فنی جهش بزرگی پیدا کرد به‌طوری که امروزه بیشتر شاهکارهای مهندسی را در میان سازه‌های فولادی می‌توان یافت.

مصالح فولادی یکی از عوامل مؤثری بوده که علم و فن مهندسی سازه و طرح و محاسبات ساختمانی را به‌مرتبهٔ تکامل امروزی رسانده است، زیرا مصالح فولادی با دارا بودن خواص نسبتاً ایزوتروپیک ـ یکنواخت و متقارن در جمیع جهات ـ و ویژگیهای‌الاستو ـ پلاستیک که به‌طور ایده‌ال رفتار مصالح را از نظر تنشها و تغییرشکلها بیان می‌کند، این امکان را به‌وجود می‌آورد که ابزار کار مهندسی سازه که همانا تئوری‌های محاسباتی و روشهای ریاضی‌باشد، بهتر و بیشتر به‌کار گرفته‌شود.

همراه با چنین نقش مهمی برای مصالح فولادی، کار مطالعاتی و پژوهشی دامنه‌داری در مراکز آکادمیک و صنعتی جهان سالها در جریان بوده که حاصل آن مقررات و آیین‌نامه‌های طرح و محاسبه و اجراست که بتدریج مفصلتر و غنی‌تر شده و در عین حال مطالب آنها ـ در کشورهای مختلف ـ به‌سوی اصول و نتایج مشابه‌ای تقارب یافته است.

با توجه به‌حجم مطالب فنی که در این‌گونه مقرارت و آیین‌نامه‌ها مطرح است. اجباراً، باید در نوشتن آنها جانب اختصار رعایت شود و به‌این ترتیب گاهی نیاز هست که بعضی از مفاد مطروحه بیشتر مورد توضیح و تفسیر قرارگیرد تا از سوء تعبیر و اشتباه خواننده در نتیجه‌گیری از آن جلوگیری گردد.

در چنین حالتی، هیچ توضیح و بیانی گویاتر از طرح مثالهای عملی در طراحی و محاسبه نخواهد بود.

---

*1- Bessemer*

با در نظر داشتن نکات گفته شده، این مجموعه برای توضیح، تفسیر و راهنمایی در کاربرد مقررات ملی ساختمانی ایران ـ مبحث دهم ـ طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، تهیه شده و در آن کوشش شده است تا حد امکان، قسمتهایی راکه به‌نظر می‌رسد نیاز به‌توضیح دارد با بحث و تفسیر و طرح مثالهای طراحی روشن نماید.

البته باید قبول کرد که به‌این ترتیب، همه مطالبی که در ارتباط با مقررات مبحث دهم مطرح بوده مورد بحث قرار نگرفته است، بنابراین اگر در آتیه نسبت به‌مفاد دیگری هم از این مبحث احتیاج به‌توضیح بیشتر و طرح مثال حس شود، بتدریج تهیه و بر این مجموعه افزوده خواهد شد.

در مثالهای عددی سعی بر این بوده که ارقام محاسبه کم و بیش در حدودی باشد که در مسایل عملی طراحی برخورد می‌گردد. با این همه در بعضی مثالها برای طرح نکته مورد توضیح، ناچار از نیمرخهایی استفاده شده که ممکن است در بازار نیمرخهای فولادی در کشور موجود نباشد. همچنین باید یادآوری نمود که علائم به‌کار رفته در روابط محاسباتی همان است که در مقررات مبحث دهم مطرح بوده و بنابراین از تعریف علائم به‌طور کلی در این مجموعه خودداری شده است.

امید است این مجموعه برای مهندسان محاسب و سازندگان سازه‌های فولادی قابل استفاده بوده و در جهت افزایش ایمنی و صرفه‌جویی در ساختمانهای فولادی ثمربخش باشد.

**آرِک مگردیچیان**

## ۱ ـ انواع ساختمان (بخش ۱۰ ـ ۰ ـ ۲)

فرضیات اولیه‌ای که در طراحی سه نوع ساختمان نامبرده در بخش (۱۰ ـ ۰ ـ ۲) مشخص شده، باید بخوبی برای مهندسین طرح و محاسبه اسکلت ساختمان، دستگاه نظارت در اجرا و کادرهایی که از طرف سازنده نقشه‌های جزئیات اجرایی و کارگاهی را تهیه می‌کنند، روشن و در مدنظر باشد.

***الف ـ در ساختمان گروه (۱) «قابهای خمشی»*** : باید مشخصات اتصالات گیردار بین تیر و ستون، در طرح و محاسبه، تهیه نقشه‌های جزئیات و عملیات نظارت و بررسی، مراعات گردد. برای تأمین مقاومت جانبی در سازه، این قابها را می‌توان به‌تنهایی و یا با ترکیب با دهانه‌های بادبندی و یا دیوارهای برشی به‌کار برد.

**ب ـ *در ساختمان گروه (۲) «قابهای ساده»*** : اتصالات تیر و ستون از نوعی است که در عرف مهندسی به‌نام اتصالات ساده معروف‌اند و مقاومت کمی را در مقابل تغییر زاویهٔ اولیه بین تیر و ستون به‌وجود می‌آورد. در این گروه برای تأمین مقاومت جانبی در مقابل باد و یا زلزله، تعبیه هسته‌های مقاوم شامل دهانه‌های بادبندی شده و یا دیوارهای برشی و یا قابهای خمشی لازم خواهد بود و فرض شده است که این هسته‌های مقاوم تمام مقاومت جانبی لازم را در سازه به‌وجود خواهند آورد و از گیرداری کمی که عملاً در اتصالات اسکلت این گروه موجود خواهد بود، به‌نفع اطمینان بیشتر صرفنظر شده است.

تمام اسکلت ساختمان باید تکیه مطمئنی بر هسته‌های مقاوم مزبور داشته باشد.

ج ـ *در ساختمان گروه (۳) «قابهای نیمه‌صلب»* : طراح سازه باید با تحلیل اسکلت با گره‌های نیمه‌صلب (گیرداری متناسب با اتصالات تعبیه شده) نشان دهد که اتصالات مفروض (به‌تنهایی و یا با ترکیب با دستگاههای بادبند و دیوار برشی) قادر است اثر مشترک بارهای قائم و جانبی را با حاشیهٔ ایمنی کافی تحمل کند.

## توضیحاتی دربارهٔ مهاربندی (یا بادبندی)

قابهای مهاربندی شده به‌تعداد زیادی در سازه‌های فولادی به‌کار می‌رود و برحسب اینکه مهارها در آنها مثلث‌بندی کامل به‌وجود آورد و یا نه، معمولاً در دو گروه نام برده می‌شوند:

قابهای با مهاربندی بدون خروج از مرکز (CBF)[1]

قابهای با مهاربندی خارج از مرکز (EBF)[2]

قابهای گروه اول البته از نظر مقاومت و صلبیت مؤثرتر از گروه دوم‌اند ولی تحقیقات سالهای اخیر نشان داده است، در جاهایی که شکل‌پذیری زیاد برای سیستم در بارهای تناوبی (حالت زلزله) مورد نظر باشد قابهای گروه دوم برتری خواهند داشت.

### *الف ـ قابهای با مهاربندی بدون خروج از مرکز (CBF)*

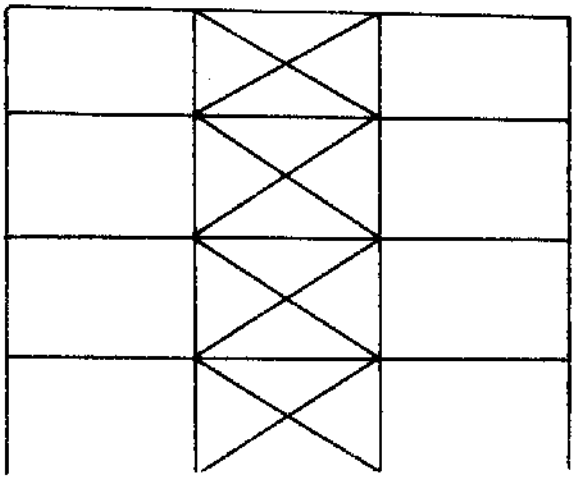
قابهای با مهاربندی بدون خروج از مرکز، به‌قابهایی اطلاق می‌شود که در آنها محور تمام اعضای متوجه یک گره در یک نقطه تلاقی کنند (شکل ۱).

این نوع مهاربندی از سالها پیش در فن مهندسی متداول بوده و در ساختمانها، پلها و برجهای فلزی به‌کار رفته و به‌وسیلهٔ آن می‌توان یک سیستم مشبک دوبعدی و یا سه‌بعدی را به‌وجود آورد که از نظر سختی، صلبیت و همچنین صرفه‌جویی در مصالح بسیار مناسب است.

قابهای مهاربندی شده بر قابهای خمشی این مزیت را دارند که در آنها تغییرشکل جانبی، نسبتاً کوچک است ولی در عوض ممکن است که در تغییرشکلهای بزرگ، استعداد ناپایداری و کمانش بیشتری نشان دهند و حصول اطمینان به‌شکل‌پذیری آنها نیز، کمتر خواهد بود.

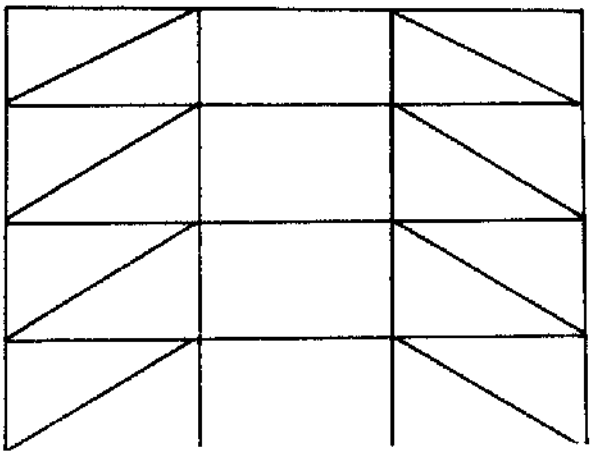
اعضای مورب (قطری) در این سیستم‌ها معمولاً نیمرخهای لاغری‌اند که عملاً فقط قادر به‌تحمل کشش می‌باشند. در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله دیده می‌شود که مهاربندی با

*1- Concentrically braced frames*  *2- Eccentrically braced frames*



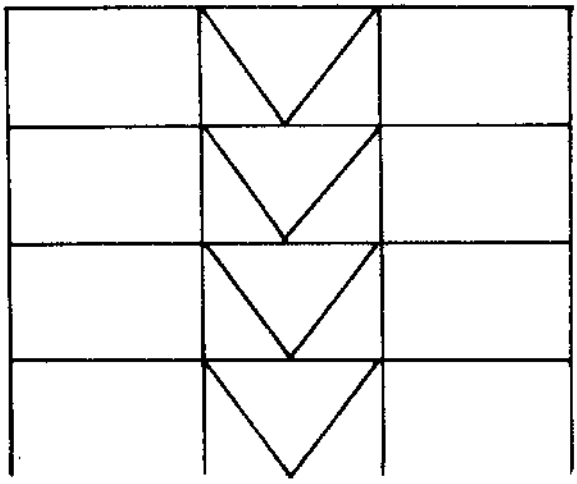
(الف)

مهاربندی X



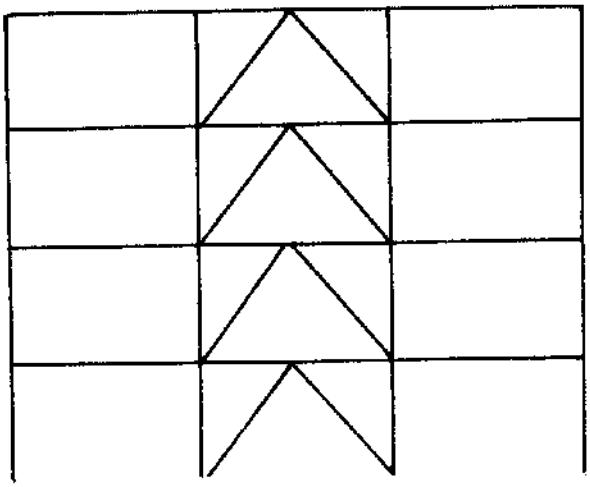
(ب)

مهاربندی Z



(پ)

مهاربندی V



(ت)

مهاربندی Λ

شکل (۱) : مهاربندی نوع بدون خروج از مرکز (CBF)

مهارهایی که قادر به‌تحمل کشش و فشار، هر دو، باشند بر مهارهای کششی تنها، مزیت دارد. علت آن است که مهار کششی تنها، ممکن است تحت اثر تغییرشکلهای دائمی در یک جهت قرار گیرد و در تناوب‌بارگذاری هنگام‌اثر نیروی‌فشاری کمانش می‌کند و همین‌که در نوبت‌کشش، مهاربه‌طور ناگهانی به‌شکل کشیده برای بردن نیرو درآید، بارگذاری ضربه‌ای در آن حاصل می‌شود و چنانکه می‌دانیم در چنین حالتی ضرایب ضربه بزرگی ممکن است به‌وجود آید که خود به‌ضعف عضو کششی و اتصال آن کمک می‌کند.

چنانکه در شکل (۱) دیده می‌شود مهارها را می‌توان در دو شکل قرار داد:

۱ ـ مهارها را مابین دو گره تلاقی تیر و ستون قرار داد که در این صورت مهاربندی به‌شکل X و Z را به‌وجود می‌آورد.

۲ ـ مهارها را می‌توان طوری قرار داد که یک سر آنها در محلی روی تیر قاب تلاقی کند که در این صورت مهاربندی به‌شکل V و Λ را به‌وجود می‌آورد.

در مهاربندی شکل Z باید مهار قطری در دو دهانه هم‌تراز، در دو شیب عکس یکدیگر قرار داده شود تا در صورت تناوب بارهای جانبی، به‌نوبت در کشش و فشار قرار گیرند و در حالت مهارهای خیلی لاغر، همیشه یک عضو قطری کششی موجود باشد.

تحقیقاتی که در این مورد به‌عمل آمده نشان می‌دهد که در بارگذاری تناوبی و خارج از محدوده ارتجاعی مصالح، (مانند حالت زلزله) در اثر ناپایداری که در مهارها بروز می‌نماید، مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی سیستم به‌مقدار زیادی افت می‌کند و در این نوع مهاربندی، شکل‌پذیری سیستم تابعی است از ضریب لاغری مهارها و تعداد طبقات سازه. به عنوان مثال، در مورد یک سازه سه طبقه که با مهاربندی به‌شکل X با مهارهایی با لاغری $\frac{KL}{r} < ۴۰$ ساخته شده باشد. ضریب شکل‌پذیری که می‌توان به‌دست آورد در حدود $\mu = ۴$ است. در حالی که اگر مهارهای با لاغری $۸۰ < \frac{KL}{r} < ۱۳۵$ به‌کار رود مقدار $\mu$ را باید در حدود ۱/۸ در نظر داشت.

### ب ـ قابهای با مهاربندی خارج از مرکز (EBF)

در طرح و محاسبه شکلهای مشبک و خرپاها تأکید بر این نکته هست که تلاشهای به‌وجود آمده همه به‌صورت نیروهای محوری باشند و امتداد محور اعضای جمع شده در یک گره تا حد امکان، در یک نقطه تلاقی نماید (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۵ ـ الف) تا از به‌وجود آمدن لنگرهای خمشی جلوگیری شود.

تحقیقات سالهای اخیر در طراحی سازه‌های مقاوم زلزله نشان داده که با طرح مهاربندی خارج از مرکز، در سازه‌های فولادی، می‌توان مزایایی در تأمین شکل‌پذیری سازه و اطمینان بر رفتار آن در زلزله به‌دست آورد.

در مهاربندی خارج از مرکز، انتقال نیروی محوری مهارها به‌ستونها از طریق خمش و برش در تیرها به‌عمل می‌آید و اگر طرح و محاسبه آنها به‌طور صحیح انجام گیرد، دستگاه مهاربندی خارج از مرکز (EBF) شکل‌پذیری بیشتری از مهاربندی بدون خروج از مرکز (CBF) نشان خواهد داد و در عین حال مزایای تغییرشکل کم مربوط به‌مهاربندی را هم حفظ خواهد نمود.

از طرفی دیگر، روش «کنترل شکل و سلسله مراتب خرابی[1]» را نیز ـ که امروزه در طراحی سازه‌های مقاوم زلزله، اهمیت خاصی یافته است ـ می‌توان در این سیستم عملی نمود چه طراح سازه به‌این وسیله می‌تواند تغییرشکلهای پلاستیک (خارج از محدوده ارتجاعی) را به‌انتخاب خود در محلهای بخصوصی متمرکز سازد و از مدهای غیرمنتظره و ناگهانی خرابی جلوگیری به‌عمل آورد. البته مقدار صدمه وارد و مسئله مرمت تیرها و کفهای صدمه دیده در زلزله، مطلبی است که باید در مسئله کلی طراحی، مطالعه و حل شود.

چنانکه در شکل (۲) دیده می‌شود مهاربندی (EBF) به‌این ترتیب به‌عمل می‌آید که طراح به‌میل خود مقداری خروج از مرکز (e) را در مهاربندی‌های نوع V و Λ (و یا انواع دیگر تعبیه می‌کند به‌طوری که لنگر خمشی و نیروی‌برشی در طول کوتاهی از تیر (یعنی e) که به‌نام «تیرچه ارتباطی[2]» نامیده می‌شود به‌وجود آید.

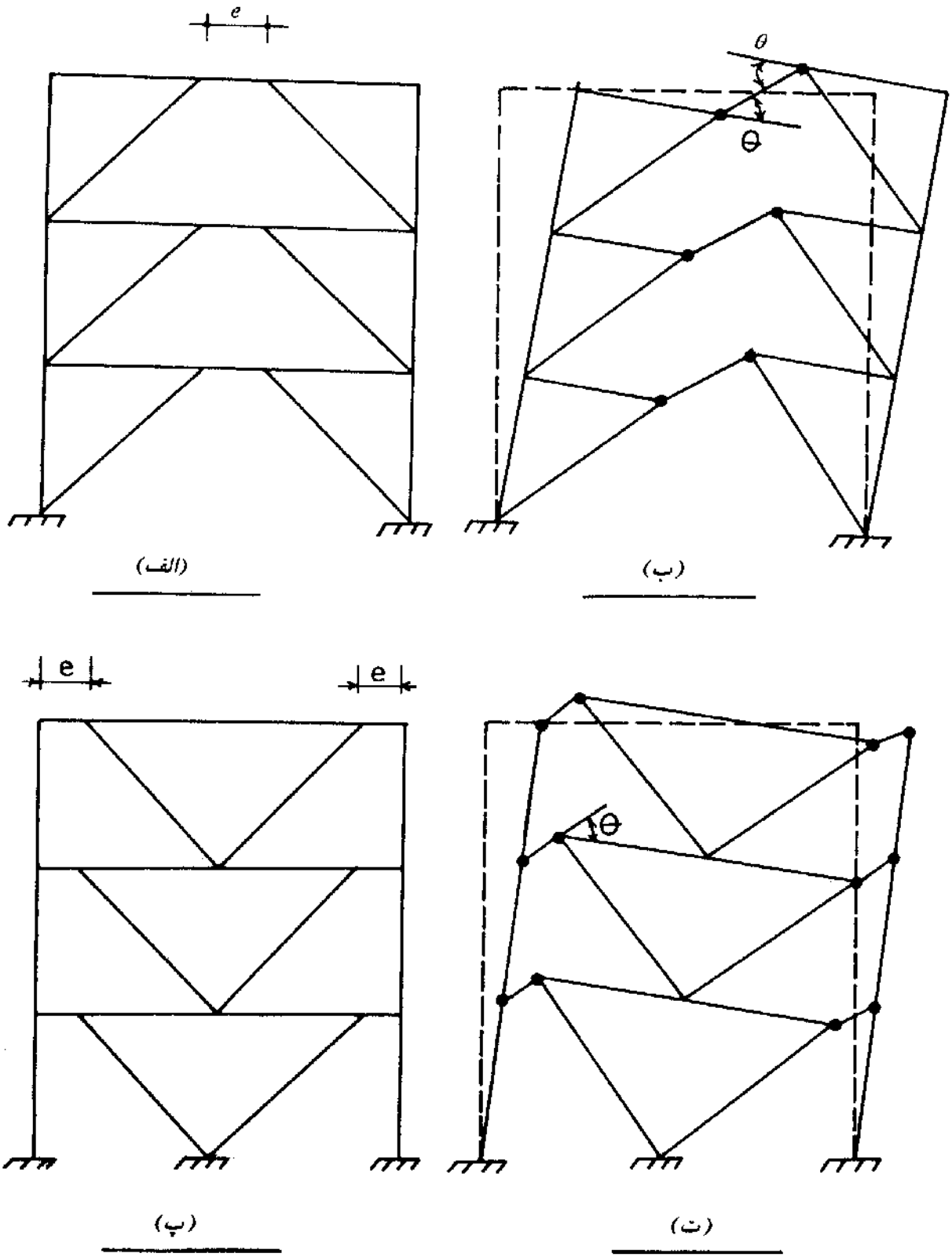
تیرچه ارتباطی ممکن است در اثر لنگر خمشی به‌جاری شدن برسد در این صورت ارتباط را خمشی[3] می‌گویند و یا اینکه اگر طول (e) خیلی کوتاه باشد جاری شدن در برش اتفاق افتد که در این صورت ارتباط را برشی[4] می‌نامند.

به‌این ترتیب می‌توان با کنترل شکل‌پذیری تیرچه ارتباطی، شکل‌پذیری قابل اطمینانی برای کل قاب، در زلزله، به‌دست آورد.

شکل (۲ ـ ب) از نظر تأمین اطمینان بیشتر در رفتار ستون‌ها، مناسب است زیرا محل خرابی احتمالی را از ستون‌ها دور می‌نماید ضمناً جوشکاری سنگینی که در محل تیرچه ارتباطی موجود

---

*1- Failure mode control*
*2- link bcam*
*3- Moment link*
*4- shear link*




شکل (۲) : مهاربندی نوع خارج از مرکز (EBF)

خواهد بود، دور از محل ستون‌ها قرار می‌گیرد. شکل (۲ ـ ت) حداقل دوران $\theta$ را برای مقدار معینی از انتقال جانبی به‌وجود می‌آورد.

## ۲ ـ پایداری (بخش ۱۰ ـ ۰ ـ ۴ ـ ۴ و بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۲)

سازه‌های فولادی از قبیل اسکلتهای ساختمانی مرتفع و یا ساختمانهای صنعتی (با سیستم‌های خرپایی یا قابهای دهانه بزرگ) اغلب دارای اعضایی با تناسبات لاغر و ابعاد ظریف‌اند و نتیجتاً در آنها گرایش به‌انواع ناپایداری و کمانش وجود دارد. مطالعهٔ ایستایی چنین سیستمی و جلوگیری از ناپایداری آن یکی از هدفهای اصلی طراحی است.

مهندس طراح باید پایداری کل سازه را شامل نه‌تنها اعضای فشاری، بلکه تیرها و سیستمهای مهاربندی و دیوارهای برشی و اتصالات ـ در عملکرد مشترک آنها ـ مورد بررسی قرار دهد.

در اسکلتهای مرتفع تحت اثر بارهای جانبی باد و یا زمین‌لرزه، کنترل خمشهای درجه دوم (اثر $P-\Delta$) در محدوده غیرالاستیک، در بعضی حالات، اهمیت خاصی پیدا می‌کند. در ساختمانهای صنعتی با دهانهٔ بزرگ، اثر ناپایداری در اعضای فولادی عامل اصلی (و شاید منحصر به‌فرد) خرابی سازه چه در دورهٔ ساخت و نصب و چه در دورهٔ بهره‌برداری پس از اتمام است.

اثر برف نامتقارن بر ساختمان و یا نداشتن مهاربندی لازم در تأمین تعادل استاتیکی، و یا وجود بادبندهایی که در بارگذاری بحرانی نتوانند نقش خود را انجام دهند از دلایل اصلی خرابی در این نوع سازه‌ها بوده است.

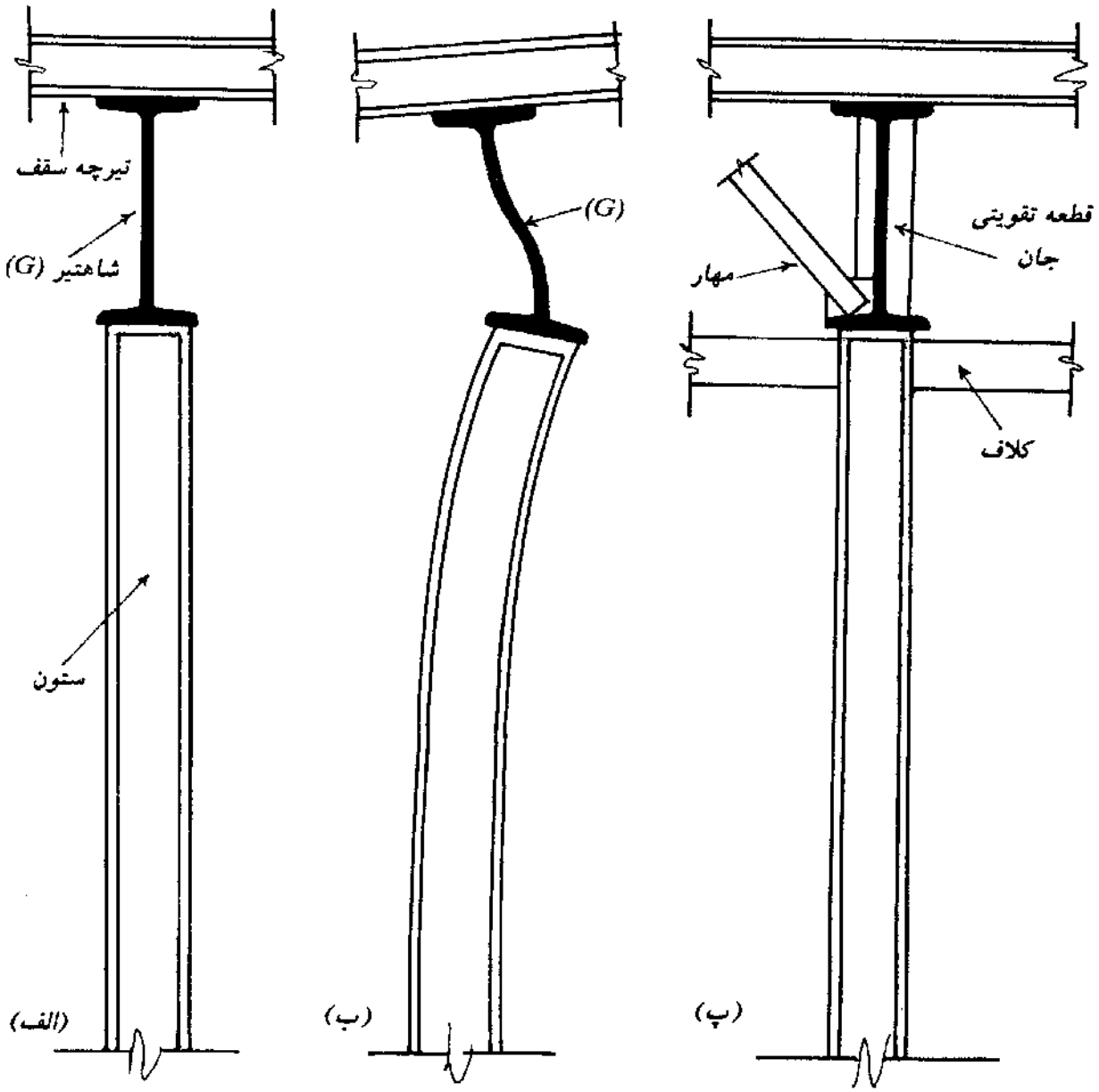
ذیلاً چند حالت ناپایداری را که بیشتر سابقه داشته است به‌طور نمونه مورد بحث قرار می‌دهیم:

### *الف ـ غلت در شاهتیر ناپایدار* (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۵)

شاهتیر سراسری (G) ـ بارتفاع مقطع نسبتاً بزرگ ـ بار تیرچه‌های سقفی را تحمل می‌کند و تکیه‌گاه آن انتهای ستون فولادی (اغلب با طول بزرگ) است که مهاربندی و یا کلاف جانبی ندارد (شکل ۳ ـ الف).

تمایل ستون به‌کمانش در اثر نیروی فشاری حاصل از عکس‌العمل شاهتیر و تولید انحنای مختصری در آن (و یا وارد شدن هرگونه نیروی جانبی در بالای ستون) دوران تکیه‌گاه شاهتیر و خم

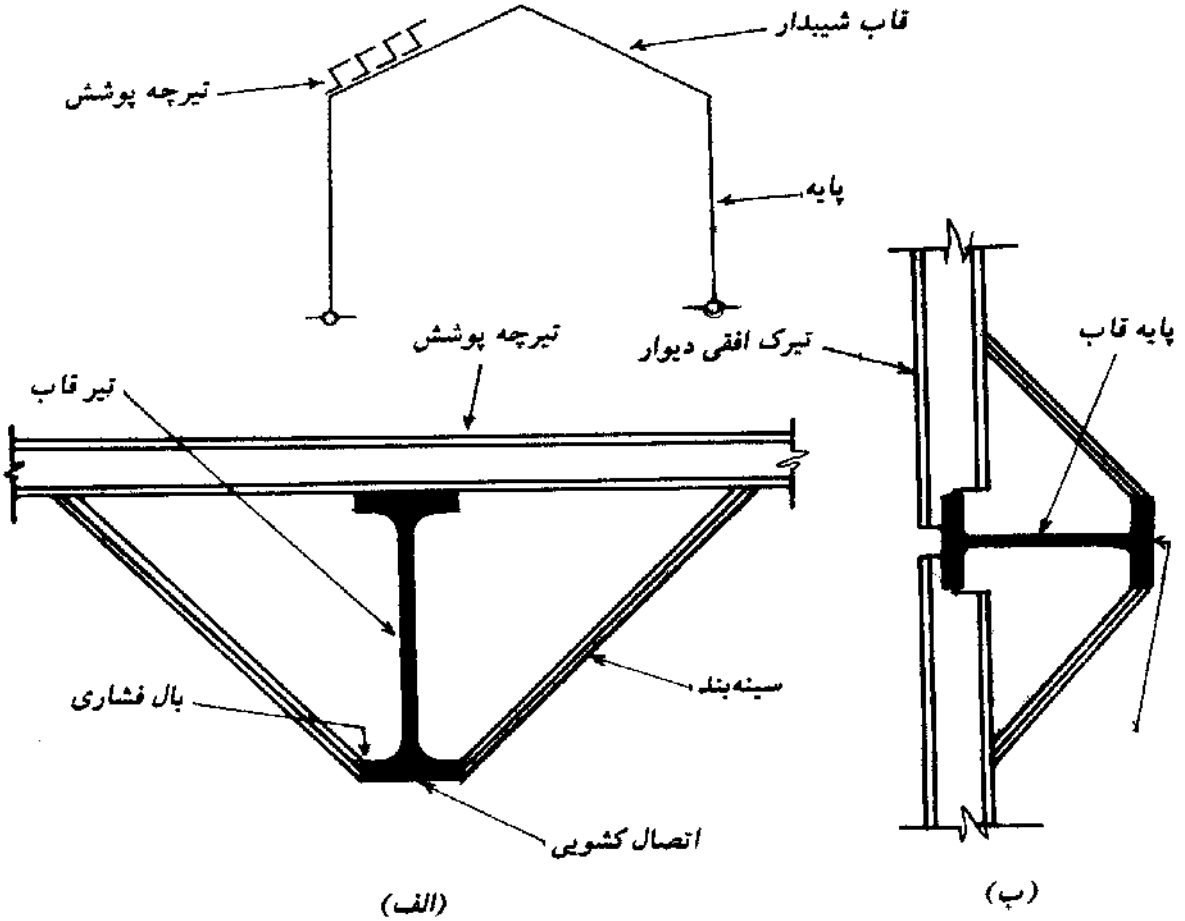
شدن جان نازک‌آن و ناپایداری کلی سقف را به‌وجود می‌آورد (شکل ۳ـ ب). اصلاح این‌وضع احتیاج به‌یک و یا هر دو عمل زیر دارد: اضافه کردن قطعات تقویتی موضعی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۳ ـ ۵) در جان شاهتیر در محاذات سرستون و تعبیه کلاف یا مهاربندی به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی در انتهای ستون یا بال پایین شاهتیر. (شکل ۳ ـ پ)




(شکل ۳)

### ب ـ کمانش جانبی در بال فشاری قاب به‌علت ضعف تکیه‌گاه جانبی

در تثبیت قسمت فشاری بال در قابهای سازه‌های صنعتی، استفاده از دستکهای مورب (اغلب ۴۵ درجه) که به‌نام پشت‌بند یا سینه‌بند[1] نامیده می‌شوند بسیار متداول است. این سینه‌بندها بین تیرچه‌های پوشش و بال فشاری قاب برای تثبیت بال فشاری تیر قاب (شکل ۴ ـ الف) و بین تیرکهای افقی دیوار ساختمان و پایه قاب برای تثبیت بال داخلی پایه (شکل ۴ ـ ب) قرار می‌گیرند. در چنین حالتی تشخیص اینکه آیا با این عمل پایداری مطمئن برای بال فشاری قاب تأمین شده است به‌عهدهٔ طراح است و مهندس طراح باید بخوبی طرز عمل و حدود مؤثر بودن این نوع مهاربندی را بشناسد و آن را در دهانه‌هایی که عمل تثبیت نیمرخ قاب و جلوگیری از کمانش جانبی




شکل (۴)

1- *FLANGE STAY*

از عهده سینه‌بند خارج است به‌کار نبرد.

مثلاً در تیرچه‌های پوشش سبک (از نوع سرد خم‌شده از ورق) با نیمرخ (Z) با توجه به‌طول دهانه تیرچه و نبودن تقارن در مقطع آن، تمایل به‌ناپایداری در خود تیرچه زیاد است و باید مطمئن گردید که تیرچه به‌عنوان تکیه‌گاه سینه‌بند قادر به‌تولید عکس‌العمل مفروض و ایفای نقش مهاربندی می‌باشد.

خصوصاً اینکه اگر اتصال سینه‌بند و بال فشاری قاب از نوع تماسی بدون اتصال مستقیم جوش یا پیچ باشد، در این صورت لقی مختصر در این اتصال گاهی نقش چاشنی را در شروع ناپایداری بازی می‌کند.

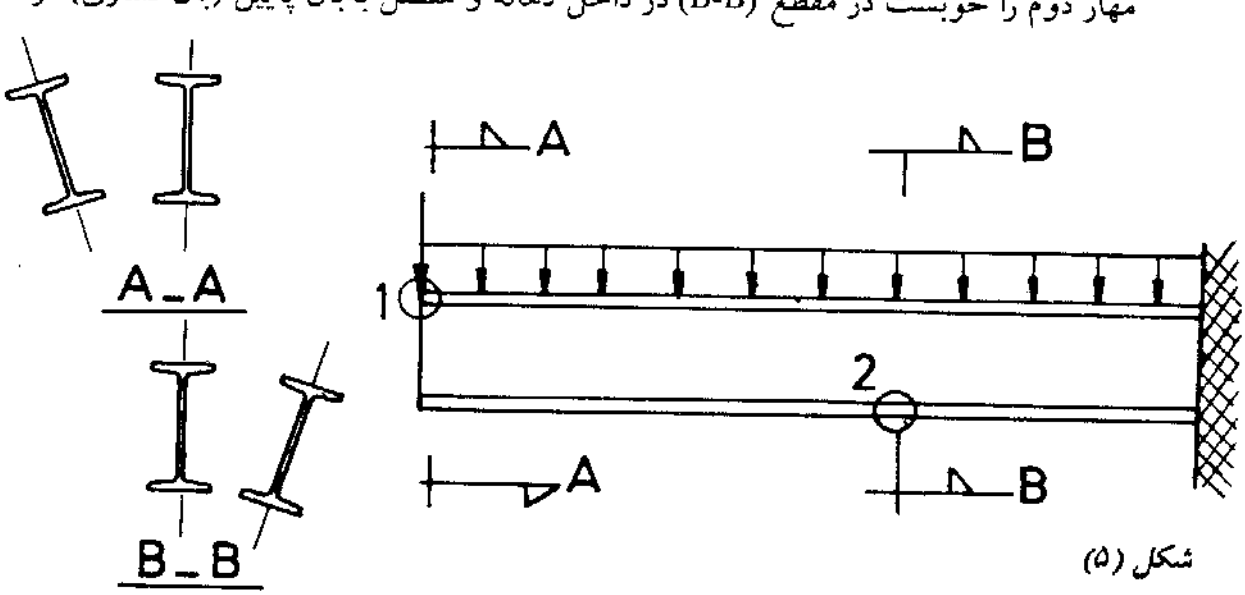
### *ج ـ ناپایداری تیر طره*

حالت دیگری از ناپایداری که لازمهٔ دقت و احتیاط است در تیرهای طرّه با دهانهٔ بزرگ دیده می‌شود، وقتی که بار وارد بر بال فوقانی (بال کششی) تأثیر می‌کند و تیر تمایل دارد که دچار پیچش و کمانش شود.(شکل ۵)

مؤثرترین محل برای مهاربندی مقطع انتهای آزاد تیر (A-A) و در نقطهٔ (۱) بال کششی است.

در این موقعیت مهاربندی در جلوگیری از پیچش انتهای تیر مؤثرترین وضع را دارد و گذاردن مهار در این نقطه مؤثرتر از آن است که مهارها را در این مقطع به‌بال فشاری متصل کنیم.

مهار دوم را خوبست در مقطع (B-B) در داخل دهانه و متصل به‌بال پایین (بال فشاری) در




شکل (۵)

نقطهٔ 2 قرار داد. زیرا در مقطع (A-A) بال کششی است که می‌خواهد به‌طور جانبی ازسر راه بار فرار کند و در مقطع (B-B) بال فشاری دچار این حالت است و به‌این طریق هر دو این مقاطع با گذاردن مهاربندی به‌مقدار زیادی تثبیت شده‌اند.

***د ـ حالت دو تیر خمشی مهارشده به‌یکدیگر که به‌طور هم‌فاز کمانش جانبی پیدا کنند.***

این حالت را طی مثالی در توضیحات مربوط به‌تکیه‌گاه جانبی در تنشهای مجاز مطرح نموده‌ایم.

## ۳ ـ شکل‌پذیری (بخش ۱۰ ـ ۰ ـ ۹)

شکل‌پذیری سازه در بارهای دینامیک و بویژه در زلزله یکی از عوامل ضروری برای مقاومت آن محسوب می‌گردد. شکل‌پذیری را به‌طور ساده می‌توان رفتار سازه پس از جاری شدن اولیه مصالح آن، تعریف کرد و ضریب شکل‌پذیری را به‌صورت زیر در نظر داشت:

$$\mu = \frac{\text{تغییرشکل نظیر حد نهایی}^*}{\text{تغییرشکل نظیر جاری شدن}}$$

بررسی‌ها نشان می‌دهند که شکل‌پذیری و ظرفیت جذب و استهلاک انرژی در سازه، به‌یکدیگر مربوط‌اند و هر دو آنها تابعی از رفتار سازه پس از جاری شدن می‌باشند که خود به‌نوعی معرف مقاومت در مقابل زلزله است.

با این همه ارائه تعریفی که با کمیات عددی، شکل‌پذیری را مشخص سازد به‌سادگی ممکن نیست. در بعضی کشورها مقررات مربوط به‌سازه‌های مقاوم زلزله، ضریب شکل‌پذیری ساختمان ($\mu$) را بین ۲ تا ۶ تعیین می‌کنند. برخی دیگر می‌گویند شکل‌پذیری کافی هنگامی حاصل است که سازه بتواند ۴ سیکل از بارگذاری تناوبی را در حالی که ضریب شکل‌پذیری $\mu=4$ در آن به‌کار گرفته می‌شود (یعنی تغییرمکان افقی حداکثر به ۴ برابر تغییرمکان نظیر در اولین جاری شدن می‌رسد) تحمل کند، بدون آنکه افت مقاومت سازه در این تغییرشکلها به‌بیش از ۲۰ درصد برسد.

هرچند این شرط به‌خودی‌خود روشن و گویا است ولی متأسفانه در عمل بسادگی نمی‌توان آن را در مورد سازه‌های مختلف بررسی و برآورد نمود.

خوشبختانه تأمین شکل‌پذیری زیاد برای سازه‌های فولادی، مسئله چندان مشکلی نیست.

---

* *حد نهایی قابل قبول برای هر طرح قابل تعریف می‌باشد.*

فرآورده‌های فولادی امروزی بیشترشان خواص مطلوب شکل‌پذیری در مصالح را دارند و سازه‌های ساخته شده از این مصالح هم ـ در صورتی که بعضی ویژگیهای طراحی و اجرایی در آنها مراعات گردد ـ شکل‌پذیری خوبی نشان خواهند داد. تجربه زلزله‌های گذشته این مطلب را تأیید نموده است.

مقاومت و تغییرشکل کششی و فشاری فولاد یکسان است و در برش نیز مقادیری نزدیک به‌کشش و فشار را دارد. بنابراین مصالح فولادی خودبخود دارای وضع مطلوب و متعادلی در تحمل میدانهای تنش مختلف و به‌شکل تناوبی می‌باشد.

برای داشتن شکل‌پذیری زیاد در سازهٔ فولادی، ویژگیهای کلی ذیل قابل ذکر است:

۱ ـ فولاد انتخاب شده از نوع نرمه بوده و فاصلهٔ بین حد جاری شدن و حد گسیختگی در آن بزرگ باشد و به‌طورکلی «طاقت»[1] مصالح، بالاباشد. فولادهای خشکه قوی که شکل‌پذیری ندارند و یا نیمرخ‌های سرد خم‌شده که شکل غالب خرابی در آنها کمانش است دربارهای دینامیک به‌کار نرود.

۲ ـ از ناپایداری و کمانش زودرس کلی و موضعی جلوگیری شود. این امر با مراعات ویژگیهای مقطع فشرده و تکیه‌گاه جانبی (بخشهای ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۹ و ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۰) به‌مقدار زیادی حاصل می‌شود.

۳ ـ فولاد مصرفی دارای قابلیت جوش‌پذیری خوب باشد و با پیش‌بینی‌های فنی لازم، اتصال جوشی شکل‌پذیر به‌دست آید و از احتمال خرابی شکننده[2] در جوشهای اتصالات جلوگیری شود.

۴ ـ از قطعات و اتصالاتی که دارای تغییرات ناگهانی در مقطع و یا دارای سوراخ و دندانه و زخم[3] و نظایر آن و مستعد برای تمرکز تنش باشند دوری شود.

۵ ـ از میدانهای تنشی که در آنها تنشهای اصلی سه‌محوره یا دومحوره برابر (یا نزدیک به‌هم) باشند تا حد امکان دوری شود.

۶ ـ اسکلت فولادی در معرض سرمای شدید قرار نگیرد.

## ۴ ـ مقاطع محاسباتی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۱)

### *الف ـ سطح مقطع کلی*

سطح مقطع کلی هر عضو منشوری، برابر مجموع حاصل‌ضربهای ضخامت در پهنای اجزا یا ورقهای

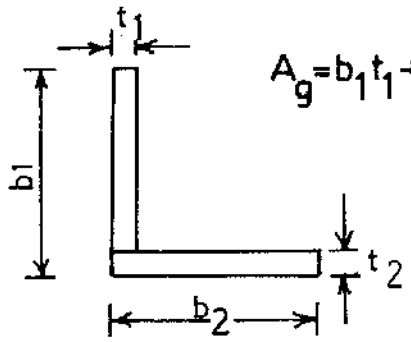
---

*1- Toughness* *2-Brittle fracture*

*3- Notch*

تشکیل‌دهندهٔ آن عضو در صفحهٔ عمود بر محور طولی آن می‌باشد.

سطح مقطع کلی عضو $A_g$ نام‌گذاری شده و برای نمونه سطح مقطع عضوی با نیمرخ نبشی در شکل ۶ محاسبه شده است.




شکل (۶)

### ب ـ سطح مقطع خالص

سطح مقطع خالص ($A_n$) در هر نقطه از طول عضو منشوری سوراخدار به‌این ترتیب محاسبه می‌شود که به‌جای پهنای کلی هر جزء یا ورق تشکیل‌دهندهٔ مقطع، پهنای خالص آن یعنی پهنا بعد از کسر قطر سوراخی که مقطع عضو آن را قطع می‌کند قرار دهیم. اگر سوراخی به‌قطر $d_1$ در بال قائم و سوراخی به‌قطر $d_2$ در بال افقی نبشی بالا در نظر بگیریم که یک مقطع عمود بر امتداد طولی نبشی هردوی این سوراخها را قطع نماید خواهیم داشت.

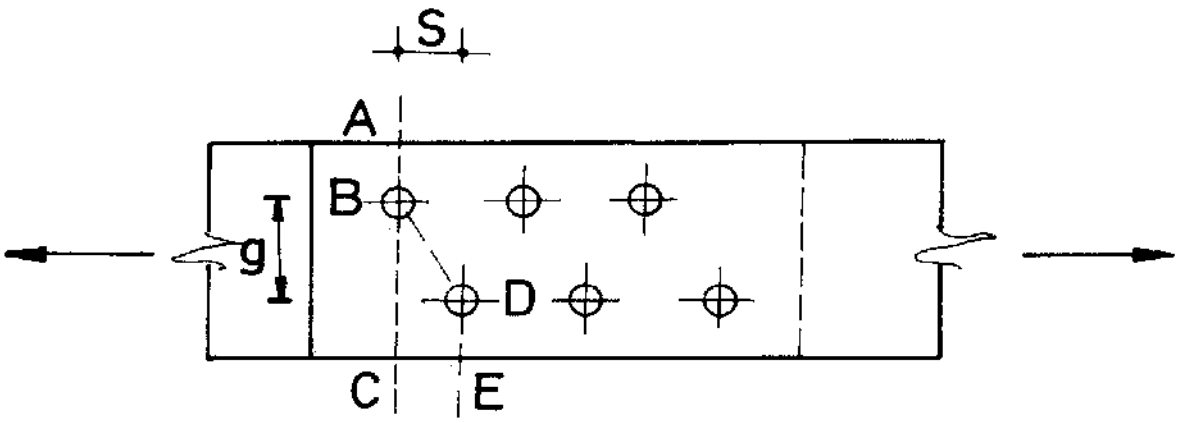
$$A_n=(b_1-d_1)t_1+(b_2-t_1-d_2)t_2$$

### ج ـ سوراخهای متعدد به‌شکل زنجیره

وقتی که بیش از یک ردیف سوراخ پیچ یا پرچ در اتصال وجود دارد و سوراخها به‌صورت پس و پیش قرار گرفته‌اند (شکل ۷) در این صورت احتمال هست که مقطع خرابی به‌شکل یک مسیر زیگزاگ اتفاق افتد.

مثلاً در شکل (۷) خرابی ممکن است در سطح ABC و یا ABDE اتفاق افتد. اگر حالت اخیر صادق باشد در این صورت مقطع سوراخهای کسرشونده از پهنای AC بیش از یک سوراخ ولی کمتر از معادل دو سوراخ خواهد بود.

اگر تعداد ردیف سوراخها بیشتر باشد، سطوح احتمالی خرابی به‌تعداد بیشتری خواهد بود. در ا




شکل (۷)

این صورت (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۱ ـ ب) روش زیر را برای محاسبهٔ پهنای خالص معین می‌کند:

در هر مقطع احتمالی خرابی به‌شکل زنجیره (به‌صورت قطری و یا زیگزاگ) برای محاسبه پهنای خالص باید از پهنای کلی مورد بررسی، مجموع قطرهای سوراخهای مسیر زنجیره را کم کرد و به‌آن به‌ازاء طی هر گام عرضی در مسیر زنجیره (به‌ازاء هر خط مایل) یک‌بار جمله $\frac{S^2}{4g}$ را اضافه نمود. یعنی برای محاسبهٔ پهنای خالص اگر تعداد پیچهایی که مسیر زیکزاگ از آن می‌گذرد n و تعداد مسیرهای مورب m باشد خواهیم داشت:

$$\text{عرض خالص} = \text{عرض کلی} - n \times d + \sum_{i=1}^{m} \frac{S_i^2}{4g_i^2}$$

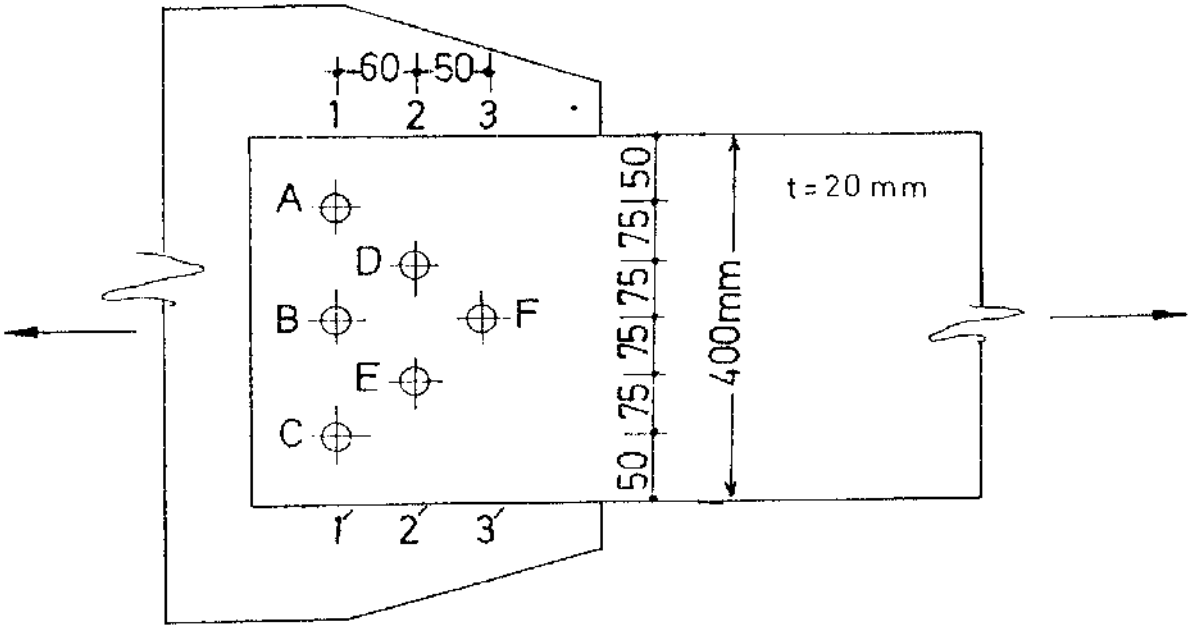
که در آن m عبارت است از تعداد خط مایلی که درمسیر زنجیره طی می‌شود و جملهٔ $\frac{S_i^2}{4g_i}$ مربوط به‌هر کدام که از این خطوط مایل است.

## مثال عددی

در اتصال کششی شکل (۸)، تمام سوراخها به‌قطر ۲۶ میلی‌متر و ضخامت عضو کششی ۲۰ میلی‌متر است. می‌خواهیم سطح مقطع بحرانی را تعیین کنیم.

**۱ ـ برای خط زنجیره‌ای 1−ABC−1′:**

$$b_n = 400 - 3 \times 26 + (0) = 322 \text{ mm}$$




شکل (۸)

$U=1 \Rightarrow b_e=b_n$

احتیاجی به‌کنترل مسیرهای زنجیره $2'-ADE-1$ (و یا $1'-DEC-2$) و $3'-ADF-1$ (و یا $3-FEC-1'$) نمی‌باشد. زیرا به‌ازاء تعداد قطر سوراخ کسرشونده برابر حالت (۱)، دارای جملات اضافه شونده در رابطه مقطع خالص می‌باشد.

**۲ ـ برای خط زنجیره $1'-ABEC-1$:**

$$b_n=400-4\times26+2\left[\frac{60^2}{4\times75}\right]=320 \text{ mm}$$

$U=1 \rightarrow b_e=b_n$

**۳ ـ برای خط زنجیره $1'-ADBEC-1$:**

$$b_n=400-5\times26+4\left[\frac{60^2}{4\times75}\right]=318 \text{ mm}$$

$U=1 \rightarrow b_e=b_n$

۴ ـ برای مسیر زنجیره '1−ADFEC−1:

$$b_n=400-5\times26+2\left[\frac{60^2}{4\times75}\right]+2\left[\frac{50^2}{4\times75}\right]=310.6\ mm$$

$$U=1 \rightarrow b_e=b_n$$

۵ ـ اگر اتصال مربوط به‌عضو کششی مثلاً در یک خرپا باشد:

سطح مقطع مؤثر* ورق اتصال نباید از ۸۵ درصد سطح مقطع کلی تجاوز نماید. (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۱)

$$(A_n)_{max}=0.85(400\times2)=62.12\ cm^2$$

## ۵ ـ ممان اینرسی محاسباتی با توجه به‌سطح مقطع سوراخ در بال تیر خمشی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۲)

سوراخهای پرچ و پیچ در بال تیرها در تناسب با سطح مقطع بال، درصد کوچکی از آن را تشکیل می‌دهند و معمولاً نیازی به‌کاهش ممان اینرسی (با کسر سوراخ از بال) نمی‌باشد، مگر هنگامی که نسبت سطح مقطع سوراخ به‌سطح مقطع بال از حد معینی تجاوز نماید.

آیین‌نامه‌های محاسباتی قبلاً این حد را به‌میزان ۱۵ درصد معین می‌نمودند، یعنی وقتی سطح مقطع سوراخها از ۱۵ درصد سطح مقطع بال تجاوز می‌کرد، لازم بود که با در نظر داشتن اثر ضعیف‌کننده سوراخ در ممان اینرسی مقطع، محاسبه بال کششی را انجام داد.

تحقیقات و تجربه جدیدتر نشان داده است که خوبست این حد با توجه به‌شکل گسیختگی در کشش و در واقع تابع نسبت بین حد جاری شدن و حد گسیختگی فولاد تعیین شود.

در خرابی عناصر کششی دو نوع حالت حدی قابل تشخیص است. یکی خرابی در جاری شدن در مقطع کل و دیگری گسیختگی در مقطع مؤثر خالص.

که این دو حالت در این مقررات، به‌ترتیب، با ضریب اطمینان ۱/۶۶ و ۲ به‌حساب آمده است (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۴ ـ ۱)

---

* در این حالت $U=100\%$ می‌باشد.

بنابراین با توجه به‌اینکه بار به‌صورت مستقیم به‌تمام اجزاء منتقل می‌شود، دو حالت حدی را به‌صورت زیر می‌توان نوشت:

$0.6.Fy.Ag$ = مقاومت جاری شدن در مقطع کل

$0.5\ Fu.Ae$ = مقاومت نهایی (گسیختگی) در مقطع مؤثر خالص

و از آنجا نسبت دو مقطع در حالت برابری مقاومتهای حدی به‌صورت زیر نوشته خواهد شد:

$$\frac{A_e}{A_g} = 1.20\ \frac{F_y}{F_u}$$

رابطهٔ (۱۰ ـ ۱ ـ ۵) برای سادگی و با فرض اعداد محافظه‌کارانه‌ای برای نسبت $\frac{F_y}{F_u}$ در فولادهای مختلف، برحسب $F_y$ ، طوری تنظیم شده است که نسبت سطح مقطع خالص بال کششی $(A_{fn})$ به‌مقطع کل بال $(A_{fg})$ را (برای حدی که تا آن از اثر سوراخ صرفنظر می‌شود) به‌دست دهد.

نتایج این رابطه در مورد فولادهای نرمه، به ۱۵ درصد محدود می‌شود و برای فولادهای قویتر، بتدریج از این نسبت کاسته می‌شود.

جدول زیر این حدود را نشان می‌دهد:

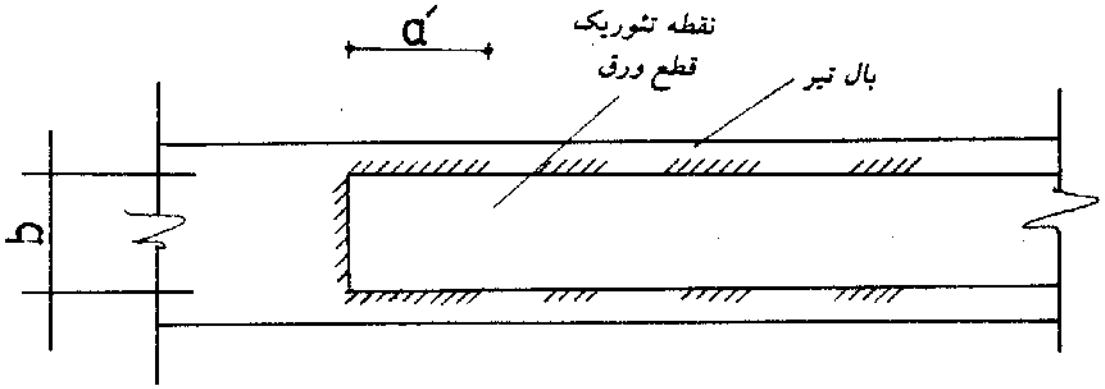
| $F_y kg/cm^2$ | (ST37) 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | (ST52) 3600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\frac{A_{fn}}{A_{fg}}$ | 0.85 | 0.87 | 0.88 | 0.89 | 0.90 | 0.92 | 0.93 |
| کاهش‌نظیر درمقطع‌بال | 15% | 13% | 12% | 11% | 10% | 8% | 7% |

## ٦ ـ اتصال جوش ورق تقویتی بال بعد از نقطه تئوریک قطع ورق (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۲)

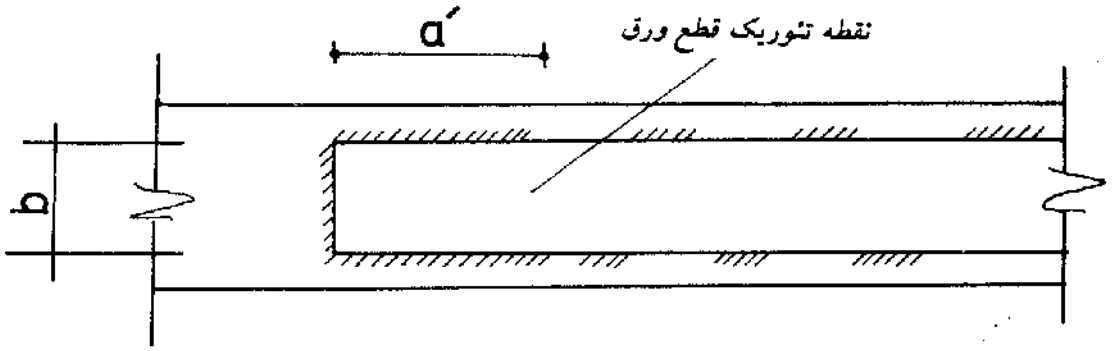
طول $(a')$ که در آن ورق تقویتی به‌بال تیر بعد از نقطهٔ تئوریک قطع، جوش می‌شود. برحسب بعد جوش و وضع خطوط جوش در شکل (۹) نشان داده شده است.*

---

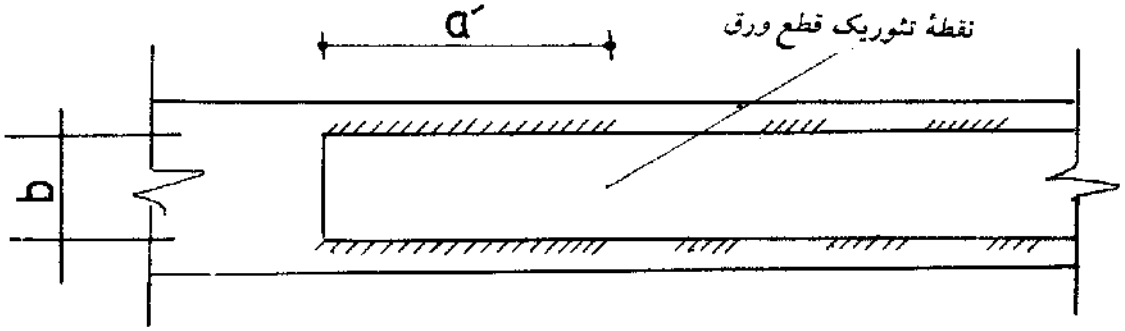
* *به‌عنوان یک عادت معقول، طراحان سطح مقطع ورق تقویتی را بزرگتر از ۷۰ درصد سطح مقطع کل (بال + ورق تقویتی) در نظر نمی‌گیرند.*




الف ـ $a'=b$: وقتی که جوش سراسری به‌بعد $D$ در دو لبهٔ طولی و انتهایی ورق به‌ضخامت $t$ انجام گیرد و $D \geq \frac{3}{4} t$ باشد




ب ـ $a'=1.5b$: وقتی که جوش سراسری به‌بعد $D$ در دو لبه طولی و انتهایی ورق به‌ضخامت $t$ انجام گیرد و $D < \frac{3}{4} t$ باشد




پ ـ $a'=2b$: وقتی که جوش سراسری به‌بعد $D$ فقط در دو لبه طولی انجام شود.

شکل (۹)

## ۷ ـ تنشهای مجاز خمشی در طرح و محاسبهٔ الاستیک تیرها(بخش ۱۰ـ۱ـ۲)

در روش طرح و محاسبهٔ الاستیک که برمبنای تنشهای مجاز به‌عمل می‌آید، تیر خمشی فولادی باید طوری انتخاب گردد که تنشهای حداکثر حاصل از لنگر خمشی و نیروی برشی از مقادیر مجازی ـ که برحسب حد جاری شدن مصالح تیر ـ در بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۲) تعیین شده است تجاوز ننماید.

### مقاطع فشرده

مقاطعی که به‌عنوان فشرده در نظر گرفته شده، مقاطعی است که در آنها ابعاد جان و بال نسبتاً ضخیم‌تر از مقاطع دیگر (مقاطع غیرفشرده) است و از نظر عدم وقوع کمانش موضعی و کمانش جانبی در خمش به‌آنها اطمینان وجود دارد.

در چنین مقاطعی در صورت تأثیر لنگر خمشی افزایش‌یابنده، بدون آنکه در آنها ضعفهای موضعی و یا ناپایداری رخ دهد، می‌توانند به‌لنگر پلاستیک مقطع برسند.

بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۱) تعیین می‌نماید که تنشهای مجاز بر تار خارجی یک نیمرخ با تعریف مقطع فشرده که نسبت به‌صفحه تأثیر بارها متقارن و نسبت به‌محور قوی خود تحت خمش قرارگیرد و شرایط تیر باتکیه‌گاه جانبی (بخش ۱۰ ـ ۱ـ ۱ ـ ۱۰) را نیز داشته باشد، از رابطهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$$F_b = 0.66\ F_y$$

تنش مجاز مبنا درکشش و فشار دراین مبحث برابر $0.6\ F_y$ درنظرگرفته شده‌است. به‌این ترتیب دیده می‌شود که در مورد مقاطع فشرده این تنش ده درصد بزرگتر به‌حساب می‌آید. دلیل این امر آن است که حالت حدی خرابی برای مقاطع فشرده، با اتکای جانبی، خمیری شدن مقطع و لنگر پلاستیک است که خود بزرگتر از لنگر اولین جاری شدن (حالت حدی مفروض در طراحی الاستیک) خواهد بود. و نسبت این دو حد همان ضریب شکل نیمرخ است که در مورد مقاطع I و ناودانی در حدود ۱/۱۲ می‌باشد.

به‌این ترتیب تنش مجاز (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۹) ۱۰ درصد بزرگتر، برای مقاطع I و ناودانی موجه خواهد بود. محدودیت‌های مربوط به‌مقاطع فشرده به‌شرح زیر است:

۱ ـ بالها و جان تیر باید به‌طور سرتاسری به‌یکدیگر متصل باشند.

(در این صورت تیر مرکبی که جان و بال آن با جوش منقطع متصل باشد حائز این شرط نخواهدبود).

۲ ـ بیرون‌زدگی بال فشاری که سخت شده نباشد [که در بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۹ ـ ب) به‌عنوان عناصر با یک لبه متکی یاد شده است] برابر نصف پهنای بال در نظر گرفته می‌شود و نسبت آن به‌ضخامت (یعنی $\frac{b_f}{2t_f}$) نباید از مقدار $\frac{545}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز نماید. که در آن $b_f$ پهنای کلی بال فشاری و $t_f$ ضخامت آن و $F_y$ حد جاری شدن مصالح تیر برحسب $kg/cm^2$ می‌باشد. نسبت فوق برای فولادهای با $F_y$ مختلف به‌شرح زیر خواهد بود:

| | (ST37) | | | | | | (ST52) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_y$ kg/cm$^2$ | 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | 3600 |
| $\frac{545}{\sqrt{F_y}}$ | 11.1 | 10.7 | 10.3 | 9.9 | 9.6 | 9.3 | 9. |

بیرون‌زدگی بال «سخت نشده» اشاره به‌وضع معمولی است که در نیمرخ‌های نورد شده به‌شکل ⌶ و ⌷ و ⌐ و غیره وجود دارد. بالهای تیرهای با نیمرخ قوطی‌شکل که دارای دو جان می‌باشند به‌عنوان بال سخت‌شده در نظر گرفته می‌شود.

۳ ـ برای عناصر سخت‌شده در بال فشاری که به‌عنوان عناصر با دو لبهٔ متکی در بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۹ ـ پ) یاد شده‌اند نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت نباید از مقدار $\frac{1590}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز نماید که برای فولادهای با $F_y$ مختلف اعداد زیر را به‌دست می‌دهد:

| | (ST37) | | | | | | (ST52) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_y$ kg/cm$^2$ | 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | 3600 |
| $\frac{1590}{\sqrt{F_y}}$ | 32.4 | 31.1 | 30 | 29.0 | 28.1 | 27.2 | 26.5 |

۴ ـ نسبت ارتفاع جان به‌ضخامت آن طبق بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۹) از مقدار $\frac{5365}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز ننماید

که این نسبت برای فولادهای با $F_y$ مختلف به‌شرح زیر خواهد بود:

| $F_y$ kg/cm$^2$ | (ST37) 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | (ST52) 3600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\frac{5365}{\sqrt{F_y}}$ | 109.5 | 105.2 | 101.4 | 97.9 | 94.8 | 92 | 89.4 |

باید توجه داشت که تناسبات فوق برای حداکثر ( $\frac{d}{t_w}$ ) همان است که برای قطعات جان تحت اثر مشترک فشار حاصل از خمش و فشار محوری داده شده، در حالی که در آن $f_a$ صفر منظور شده است. هدف کلی این محدودیت آن است که از کمانش زودرس در تیرهایی که جانشان قطعات تقویتی ندارد، جلوگیری گردد.

۵ ـ بال فشاری تیر در نیمرخهای باز (نیمرخهایی غیر از لوله یا قوطی شکل) باید حتماً در امتداد جانبی دارای تکیه‌گاهی مطمئن باشد و فاصلهٔ این تکیه‌گاههای جانبی ($L_c$) از دو حد نامبرده در زیر تجاوز نکند (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۰):

$$\frac{L_c}{b_f} = \frac{635}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{L_c\ d}{A_f} = \frac{14\times10^5}{F_y}$$

دو حد بالا برای فولادهای با $F_y$ مختلف به‌شرح زیر خواهد بود:

| $F_y$ kg/cm$^2$ | (ST37) 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | (ST52) 3600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\frac{L_c}{b_f}$ | 12.9 | 12.4 | 12 | 11.6 | 11.2 | 10.9 | 10.6 |
| $\frac{L_{cd}}{A_f}$ | 583 | 538 | 500 | 466 | 437.5 | 411.7 | 389 |

۶ ـ در اعضای قوطی‌شکل که در آنها نسبت ارتفاع مقطع به‌پهنای آن از ۶ تجاوز ننماید

($d \le 6b$) و ضخامت بال نیز بیش از دو برابر ضخامت جان نباشد ($t_f \le 2t_w$) باید طول آزاد (مهار نشده) $L_b$ در آنها از بزرگترین دو مقدار ($L_c$) زیر، تجاوز نکند:

$$L_c = 84 \times 10^3 \left(1.63 + \frac{M_1}{M_2}\right) \frac{b}{F_y} \quad \text{(رابطهٔ ۱۰ ـ ۲ ـ ۱۱)}$$

$$L_c = 84 \times 10^3 \frac{b}{F_y}$$

که در آن $M_1$ و $M_2$ به‌ترتیب لنگرهای کوچک و بزرگ در دو سر طول مهار نشده نسبت به‌محور قوی مقطع و نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ وقتی مثبت است که انحنای مضاعف و منفی است وقتی انحنا ساده باشد. (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۳ رابطهٔ ۱۰ ـ ۲ ـ ۱۱)

با رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۱۱) در نظر است طول آزاد حداکثر برای مقطع قوطی‌شکل را با توجه به‌گرادیان لنگر خمشی در طول آن، معین نمود. نتایج این رابطه محافظه‌کارانه و مقرون به‌اطمینان است.

دیده می‌شود که برای کلیهٔ حالتهای $\frac{M_1}{M_2} > -0.63$ (یعنی کلیهٔ حالات انحنای مضاعف به‌اضافه حالات انحنای ساده‌ای که نسبت قدرمطلق دولنگر، بزرگتر از 0.63 باشد) رابطهٔ (۱۰ـ۲ـ۱۱) تعیین‌کننده است مگر در حالتی که انحنای تیر در طول آزاد، دارای انحنای ساده و لنگر دو سر آن خیلی نزدیک به‌یکدیگر باشد، که در این صورت رابطه $84 \times 10^3 \frac{b}{F_y}$ تعیین‌کننده طول آزاد حداکثر خواهد بود و آن برای مقادیر مختلف $F_y$، محدودیت‌های زیر را به‌دست می‌دهد:

| | (ST37) | | | | | | (ST52) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_y$ kg/cm$^2$ | 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | 3600 |
| $L_c = \frac{84 \times 10^3}{F_y} b$ | 35 b | 32.3 b | 30 b | 28 b | 26.3 b | 24.7 b | 23.3 b |

۷ ـ برای مقاطع دایره (لوله‌ای شکل) نسبت قطر به‌ضخامت ($\frac{D}{t}$) نباید از مقدار $\frac{232 \times 10^3}{F_y}$ تجاوز نماید. که برای مقادیر مختلف $F_y$ این تناسب به‌شرح زیر خواهد بود:

| | (ST37) | | | | | | (ST52) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_y$ kg/cm$^2$ | 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | 3600 |
| $\frac{D}{t} = \frac{232 \times 10^3}{F_y}$ | 96.6 | 89.2 | 82.9 | 77.3 | 72.5 | 68.2 | 64.4 |

### محدودیت‌های مربوط به‌نسبت پهنا به‌ضخامت در مقاطع غیرفشرده

برای اینکه بتوان مقطعی را با تنش مجاز $0.6F_y$ محاسبه کرد، بخش (۱۰-۱-۱-۹) و فصل (۱۰-۱-۲) معین می‌دارد که نسبت پهنای آزاد (یعنی قسمت برجسته بال سخت‌نشده نسبت به‌سطح جان) به‌ضخامت آن ( $\frac{b_f}{2t_f}$ ) از مقدار $\frac{795}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز ننماید.

این حد برای مقادیر مختلف $F_y$ به‌شرح زیر خواهد بود:

| $F_y$ kg/cm$^2$ | (ST37) 2200 | 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | (ST52) 3600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\frac{795}{\sqrt{F_y}}$ | 16.9 | 16.2 | 15.6 | 15 | 14.5 | 14 | 13.6 | 13.2 |

طبق این مقررات، به‌کار بردن مقاطعی که در آنها نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت از مقادیر بالا بیشتر باشد ـ در عناصر فشاری ـ مجاز نمی‌باشد.

### مقاطع پُر به‌شکل دایره، مربع و مربع مستطیل

از آنجایی که ضریب شکل پلاستیک این مقاطع به‌ترتیب ۱/۷۰ و ۱/۵۰ است در مقایسه لنگر نهایی آنها با لنگر نظیر اولین جاری شدن در مصالح، به‌همین میزان نیز ظرفیت ذخیره خواهند داشت. بنابراین اگر این مقاطع به‌روش تنشهای مجاز طراحی شوند منطقی آن خواهد بود که تنش مجاز مربوطه بزرگتر از مقادیر نظیر مقاطع قبلی انتخاب گردد.

در خمش مقاطع I و H نسبت به‌محور ضعیف نیز (مشروط بر آنکه محدودیتهای مربوط به‌مقاطع فشرده را دارا باشد) عضو خمشی مانند مقطع مربع مستطیل پُر رفتار می‌نماید بنابراین برای تمام این مقاطع بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۲) تنش مجاز $F_b=0.75\ F_y$ را معین می‌نماید.

در حالتهایی که $\frac{b_f}{2t_f}$ بین $\frac{545}{\sqrt{F_y}}$ و $\frac{795}{\sqrt{F_y}}$ قرارگیرد و بقیه شرایط مقطع فشرده نیز موجود باشد و خمش نسبت به‌محور ضعیف اتفاق افتد، دراین صورت مجاز است که طراحی را برمبنای تنش مجازی بین $(0.75\ F_y)$ و $(0.60F_y)$ انجام داد و برای این کار رابطهٔ انتقالی (۱۰ ـ ۲ ـ ۹) مقادیر بین

این دو حد را تعیین می‌نماید:

$$F_b = F_y \left[ 1.075 - 0.0006 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \qquad \text{(رابطهٔ ۱۰ ـ ۲ ـ ۹)}$$

**خمش اعضای با مقاطع قوطی، لوله با مقطع مستطیلی و دایره**

در حالتهایی که تکیه‌گاههای جانبی کافی برای عضو خمشی موجود نباشد این مقاطع راه‌حل مناسبی برای طراحی به‌شمار می‌روند.

این مقاطع ویژگیهای مقاومتی بهتری ـ از مقاطع باز مانند I ـ در مقابل کمانش جانبی در خمش، پدیده پیچش و خمش جانبی (نسبت به‌محور ضعیف) دارند. اگر این مقاطع شرایط ۱ تا ۶ ذکر شده برای مقاطع فشرده را نیز دارا باشند مقررات محاسباتی اجازه می‌دهد که آنها را در مقابل تنشهای مجاز مربوط به‌مقطع فشرده محاسبه نمود.

مقاطع قوطی‌شکلی که در آنها نسبت ارتفاع به‌پهنای مقطع ( $\frac{d}{b}$ ) کمتر از ۶ باشد ولی حائز شرایط مقطع فشرده نباشند و همچنین شرط $\frac{b}{t} \leq \frac{1995}{\sqrt{F_y}}$ (رجوع شود به‌جدول شماره ۱) را نیز برآورده نمایند، مجاز است با تنش مبنا (یعنی $0.6\ F_y$ ) محاسبه شوند. محدودیت فوق برحسب مقادیر مختلف $F_y$ به‌این شرح خواهد بود:

| $F_y$ kg/cm$^2$ | (ST37) 2200 | 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | (ST52) 3600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\frac{1995}{\sqrt{F_y}}$ | 42.5 | 40.7 | 39.1 | 37.7 | 36.4 | 35.3 | 34.2 | 33.2 |

مقاطع قوطی‌شکلی که شرایط ذکر شده برای نسبتهای ( $\frac{d}{b}$ ) و ( $\frac{b}{t}$ ) را نداشته باشند، باید در مقابل تنش مجازی کمتر از $0.6F_y$ محاسبه شوند و این تنش مجاز را باید از تحلیل خاصی در کمانش خمشی پیچشی عضو مورد بحث به‌دست آورد.

مقاطع قوطی دایره‌ای (لوله‌ای شکل) را می‌توان در مقابل تنش $0.66F_y$ محاسبه نمود، مشروط بر آنکه نسبت قطر به‌ضخامت آنها شرایط مقطع فشرده را (که ذکر شد) برآورده نماید.

اگر این نسبت از $\frac{232\times10^3}{F_y}$ تجاوز کرد محاسبه را باید با تنش کمتری به‌عمل آورد.

### مقاطع متفرقه دیگر

برای کلیهٔ نیمرخ‌های فولادی دیگری که به‌طور مشخص در این مقررات اسم برده شده است تنش کششی حاصل از خمش در عضو خمشی برابر $0.6F_y$ تعیین می‌گردد.

### مقاطع I که دارای تکیه‌گاه جانبی کافی نباشند

مقاطع I هنگامی که کاملاً مؤثر هستند و بهترین بازده را در خمش خواهند داشت که در صفحهٔ قائم مار بر محور طولی بارگذاری شوند و در امتداد جانبی کاملاً نگاهداری شده باشند.

وقتی که تکیه‌گاههای جانبی نابسنده باشد مهندس طراح باید در مورد یکی از چند راه حل زیر تصمیم بگیرد:

الف ـ طرح تیرریزی را عوض کند تا شرایط تکیه‌گاههای جانبی را برآورده نماید.

ب ـ تیرهای معمولی را بر تیرهای با مقطع قوطی‌شکل تبدیل کند تا استحکام بهتری در مقابل خمش و کمانش جانبی به‌وجود آید (البته باید در نظر داشت که بهای واحد وزن نیمرخ‌های قوطی بیش از مقاطع معمولی نورد شده خواهد بود)

ج ـ نیمرخ بزرگتری با توجه به‌پدیدهٔ کمانش جانبی و کاربرد روابط تنش مجاز در این حالت، (تنش مجازی که کمتر از $0.6F_y$ خواهد بود)، اختیار نماید.

اگر راه حل (الف) عملی نباشد یا بسیار دور از صرفه‌جویی گردد در این صورت احتمالاً راه‌حل (ج) (در صورتی که کاهش تنش مجاز چندان بزرگ نباشد) بهترین خواهد بود. راه‌حل کاهش تنش مجاز (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۱) که بر تئوری کمانش جانبی قطعات خمشی بنا شده است دو گروه رابطهٔ محاسباتی را برای این کار معین می‌نماید.

گروه اول شامل دو رابطه است که با فرض عمل ستونی برای بال فشاری (و قسمتی از جان شرکت‌کننده با آن) مقادیری برای تنش مجاز فشاری برحسب لاغری این قسمت و گرادیان لنگر خمشی در طول آزاد آن، به‌دست می‌دهد.

رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۳) یک رابطه پارابلیک فشاری است که برای لاغری‌های مربوط به‌کمانش در منطقهٔ غیرالاستیک تنظیم شده است و حد پایین آن به‌لاغری نظیر فشار ساده و تنش مجاز در فشار ساده یعنی $0.6F_y$ محدود می‌گردد.

رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۴) در فرم رابطهٔ اولر[1] برای کمانش در منطقهٔ الاستیک تنظیم شده است.

برحسب لاغری موجود و صادق بودن یکی از دو رابطهٔ فوق، تنش مجاز فشاری مربوط به‌گروه اول به‌دست می‌آید.

گروه دوم شامل رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۵) است که تنش مجاز فشاری را با توجه به‌تئوری کمانش جانبی در تیرهای خمشی، و با در نظر داشتن پارامترهای استحکام در مقابل خمش جانبی و استحکام در مقابل پیچش سن ونان[2] در مقطع، معین می‌نماید.

تنش مجاز محاسباتی بزرگترین (دقت شود، بزرگترین و نه کوچکترین) رقمی است که از روابط گروه اول و دوم به‌دست می‌آید:

ضمناً حد بالای تنش مجاز در این محاسبات، به ($0.6F_y$) محدود می‌شود و نباید در هیچ حالتی بزرگتر از آن اختیار شود. به‌عبارت دیگر خرابی در اثر جاری شدن باید مستقل از خرابی در اثر کمانش پیچشی جانبی مورد کنترل قرار گیرد.

در مورد مقاطع ناودانی فقط رابطه (۱۰ ـ ۲ ـ ۵) مطرح خواهد بود.

از آنجایی که بزرگترین مقدار حاصل از دو گروه روابط فوق، تنش مجاز نهایی در طرح و محاسبه خواهد بود، و محاسبهٔ رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۵) خیلی آسان‌تر از دو رابطهٔ دیگر است، توصیه می‌شود که مهندس طراح در وهلهٔ اول رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۵) راکنترل کند و اگر طرح جوابگو باشد یا تنش مجاز $0.6F_y$ به‌دست می‌آید دیگر احتیاجی به‌محاسبهٔ روابط دیگر که طولانی‌تر است نخواهد بود. (برای پاسخ به‌این سئوال که چرا بزرگترین عدد حاصل از روابط فوق تعیین‌کنندهٔ تنش مجاز می‌باشد می‌توان به‌تئوری کمانش جانبی در قطعات خمشی و تاریخچهٔ به‌وجود آمدن روابط فوق‌الذکر مراجعه نمود) رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۳) در محدودهٔ کمانش غیرالاستیک یعنی:

$$\sqrt{\frac{72\times10^5\,C_b}{F_y}} \le \frac{L}{r_T} \le \sqrt{\frac{360\times10^5\,C_b}{F_y}}$$

تعیین‌کننده است و حد فوق برای فولاد نرمه‌ای با $F_y$=2400 به‌صورت زیر درمی‌آید:

$$55\sqrt{C_b} \le \frac{L}{r_T} < 122\sqrt{C_b}$$

---

*1- Euler* *2- Saint venant*

رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۳) به‌صورت:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y\left(\frac{L}{r_T}\right)^2}{1075\times10^5 C_b}\right] F_y$$

همان رابطهٔ پارابلیک ستونها (یعنی ۱۰ ـ ۵ ـ ۱) است که با ضریب اطمینان ۱/۵ و تغییر کوچکی به‌کار رفته است.

برای محدودهٔ کمانش الاستیک، یعنی برای مقادیر: $\frac{L}{r_T} \geq \sqrt{\frac{360\times10^5 C_b}{F_y}}$ رابطهٔ زیر صادق است:

$$F_b = \frac{120\times10^5 . C_b}{\left(\frac{L}{r_T}\right)^2} \leq 0.6 F_y \qquad \text{(رابطهٔ ۱۰ ـ ۲ ـ ۴)}$$

رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۴) گروه (۱)، همان تنش بحرانی اولر است که با ضریب اطمینان 1.67 به‌کار رفته و اثر گرادیان لنگر هم با ضریب $C_b$ وارد شده است. از طرف دیگر برای کلیهٔ مقادیر ($\frac{L}{r_T}$) وقتی که بال فشاری تیر پُر و تقریباً به‌شکل مربع‌مستطیل باشد و سطح مقطع آن کمتر از بال کششی نیست رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۵) معین شده است.

رابطهٔ گروه دوم:

$$F_b = \frac{840000\, C_b}{\frac{Ld}{A_f}}$$

رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۵)

این رابطه از تحلیل تئوریک کمانش جانبی در تیرها در محدودهٔ الاستیک به‌دست آمده ولی در اینجا برای محدودهٔ غیرالاستیک هم توصیه شده است. ولی کمتر اتفاق می‌افتد که در این محدوده تعیین‌کننده باشد.

این رابطه و این روش محاسبه را باید به‌عنوان روش تقریبی و نیمه‌استدلالی در نظر گرفت که در واقع نتایج ساده شده تئوری کمانش جانبی در تیرهای خمشی را در بردارد و در آن ضریب $C_b$

(رابطهٔ ۱۰ ـ ۲ ـ ۶) اثر تغییرات لنگر در طول آزاد بال فشاری را در کمانش جانبی نشان می‌دهد.

حالت لنگریکسان در طول تیر نامساعدترین حالت برای کمانش جانبی است که در آن $M_1 = -M_2$ خواهد بود و ضریب $C_b$ برابر واحد به‌دست می‌آید که در واقع حداقل مقدار $C_b$ و نظیر کوچکترین تنش مجاز می‌باشد.

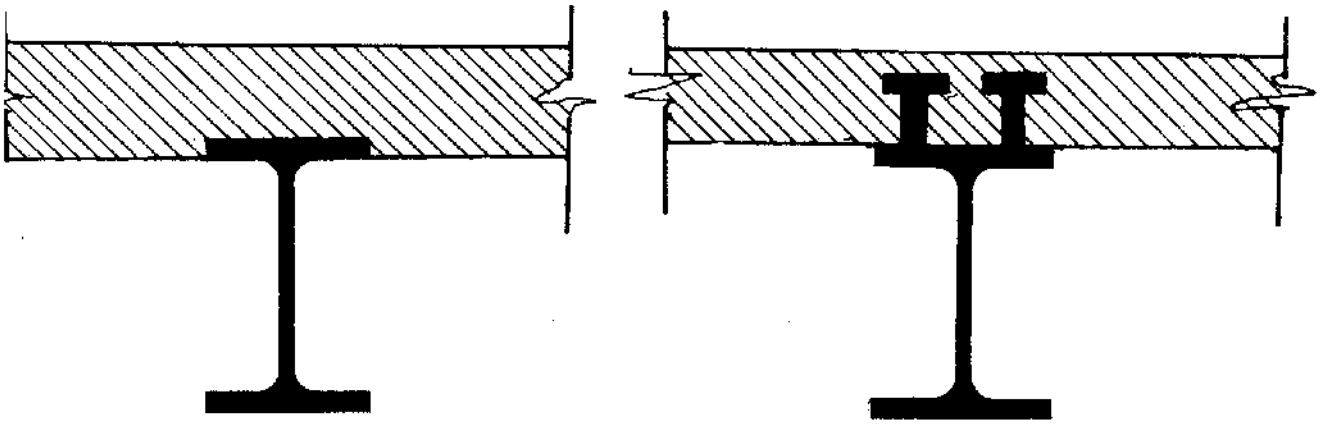
در حالتهایی که منحنی خم حاصل از لنگر دارای انحنای ساده (تک انحنایی) است در صورتی که لنگر بزرگتری از قدرمطلق‌های $M_1$ و $M_2$ دو سر دهانه، در داخل دهانه موجود باشد، باز، ضریب $C_b$ برابر یک به‌حساب می‌آید.

## ۸ ـ توضیحاتی دربارهٔ نوع تکیه‌گاههای جانبی در تیرهای خمشی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۰ و بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۱)

بسیاری از تیرهایی که در عمل به‌کار گرفته می‌شوند شرط تکیه‌گاه جانبی سرتاسری را دارند و آنها را می‌توان با روابط خمش ساده محاسبه کرد بدون آنکه احتیاجی به‌کاهش تنش مجاز محاسبه باشد.

مثلاً هر تیری که بال فشاری آن به‌طور مطمئن با کف یا سقفی متصل باشد تکیه‌گاه جانبی سرتاسری را به‌طور قابل قبولی دارا می‌باشد.

در شکل (۱۰ ـ الف) تیری که بال آن با بتن دال دربر گرفته شده و در شکل (۱۰ ـ ب) تیر



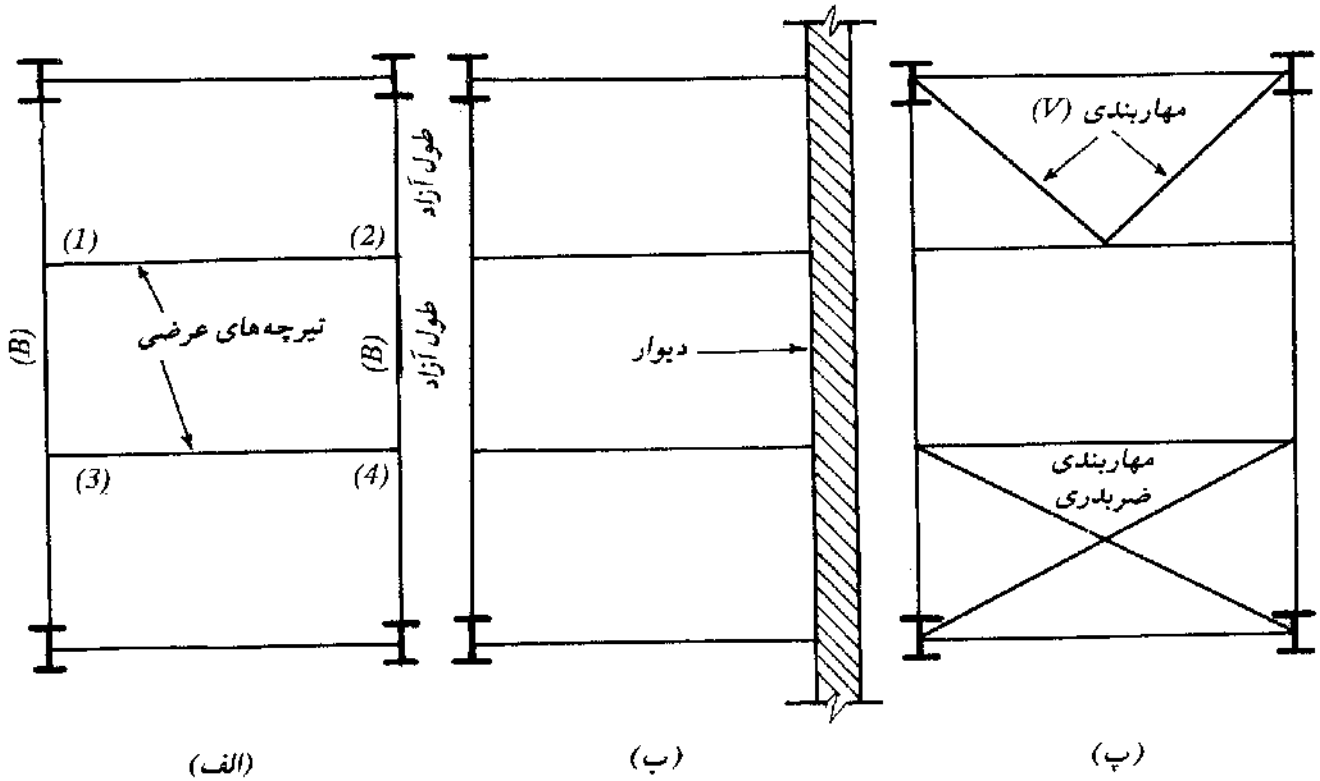
(الف) (ب)

شکل (۱۰)

مختلطی که با اتصالات برشگیر یا دال بتنی متصل است حائز شرایط تکیه‌گاه جانبی می‌باشند. در پوشش با تیرچه و بلوک توخالی که کف با قرار دادن آرماتور شطرنجی حداقل لازم، و ریختن بتن به‌ضخامت کم (مثلاً ۵ تا ۷ سانتی‌متر) اجرا می‌شود تیرهای حمال فولادی کف را (در صورتی که ارتفاع نیمرخ به‌طور غیرعادی بزرگ و پهنای بال آن بسیار کوچک نباشد) هم می‌توان با اتکاء جانبی تلقی کرد. حتی در کفهایی که با تیرچه‌های فولادی و طاق ضربی اجرا می‌شود می‌توان مجموع عکس‌العمل طاق ضربی در مصالح پرکننده روی آن و بالاخره فرش کف با موزاییک و ملات سیمان را مؤثر در تأمین تکیه‌گاه جانبی سرتاسری برای تیرچه‌های کف دانست.

در تیرریزی‌های فولادی که در آن تیرچه‌های عرضی در فواصلی به‌داخل ارتفاع نیمرخ تیر فولادی با اتصال پیچ یا پرچ و یا جوش متصل می‌شوند، اغلب شرط تکیه‌گاه جانبی را به‌وجود می‌آورند مشروط بر آنکه از انتقال افقی نقاط گره اتصال جلوگیری به‌عمل آورند.

مثلاً در شکل (۱۱ ـ الف) تیرچه‌های عرضی ممکن است به‌شکل مهاربندی مؤثری عمل نکنند و تکیه‌گاه‌های جانبی در نقاط 1 و 2 و 3 و 4 کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی تیرهای (B)




(الف) (ب) (پ)

شکل (۱۱)

نباشد چه ممکن است گره‌های 1 و 2 و یا 3 و 4 به‌طور هم‌فاز از جای خود انتقال پیدا کنند. این مهاربندی هنگامی کامل خواهد بود که مانند شکل (۱۱ ـ ب) انتهای تیرچه‌ها در دیوار مستحکمی مهار شود و یا مطابق شکل (۱۱ ـ پ) با گذاردن مهاربندی چپ و راست (که مثلث‌بندی به‌وجود آورد) از انتقال نقاط تکیه‌گاه‌های جانبی جلوگیری شده باشد.

از مجموع این بحث نتیجه‌گیری می‌شود که تشخیص درجه مؤثر بودن تکیه‌گاه‌های جانبی یک مسئله قضاوت مهندسی است.

## ۹ ـ تنشهای مجاز برشی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۴)

حالت معمول در محاسبهٔ تیرهای خمشی این است که تیر را برای لنگر خمشی محاسبه می‌کنند و سپس مقطع به‌دست آمده را برای نیروهای برشی حداکثر بررسی می‌نمایند.

تنش مجاز برشی در این محاسبه معمولاً $F_v=0.4F_y$ است مشروط بر آنکه نسبت ارتفاع جان به‌ضخامت آن ( $\frac{h}{t_w}$ ) از مقدار $\frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ تجاوز ننماید. در صورت حالت ضعف در برش، منجر به‌خرابی به‌صورت جاری شدن در برش خواهد شد و کمانش قطری حاصل از نیروهای فشاری که از تصویر نیروهای برشی در امتدادی که با جهت برش اصلی زاویهٔ ۴۵ درجه می‌سازد منجر به‌خرابی زودرس نمی‌گردد.

اگر لاغری جان از حد $\frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ بزرگتر باشد در این صورت برحسب لاغری موجود، تنش مجاز برشی کاهش داده می‌شود و رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۱۴) تنش برشی مجاز در این حالت را نشان می‌دهد.

البته اگر در چنین حالتی از قطعات تقویتی قائم جان استفاده شود، ظرفیت برشی افزایش می‌یابد و می‌توان تنش برشی مجاز بزرگتری را در جان‌های لاغر به‌کار گرفت. از رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۱۴) دیده می‌شود که ضریب $C_v$ نظیر مقدار $F_v=0.4\ F_y$ ، برابر 1.156 است.

وقتی که $\frac{a}{h}$ خیلی بزرگ می‌شود (مثلاً بیش از ۱۰) و میل به‌بی‌نهایت می‌نماید (یعنی تیری که در طول خود قطعات تقویتی ندارد زیرا نسبت طول دهانه به‌ارتفاع نیمرخ در تیرها معمولاً بیش از ۱۰ است) در این صورت دیده می‌شود که مقدار $K_v$ میل به‌عدد 5.34 می‌نماید. برای به‌دست آوردن ( $\frac{h}{t_w}$ ) با این شرط، از رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۱۴) خواهیم داشت:

$$1.156=\frac{1595}{\frac{h}{t_w}}\sqrt{\frac{5.34}{F_y}}$$

که از آنجا به‌دست می‌آید:

$$\frac{h}{t_w} \simeq \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$$

این حد برای فولادهای با $F_y$ مختلف به‌شرح زیر خواهد بود:

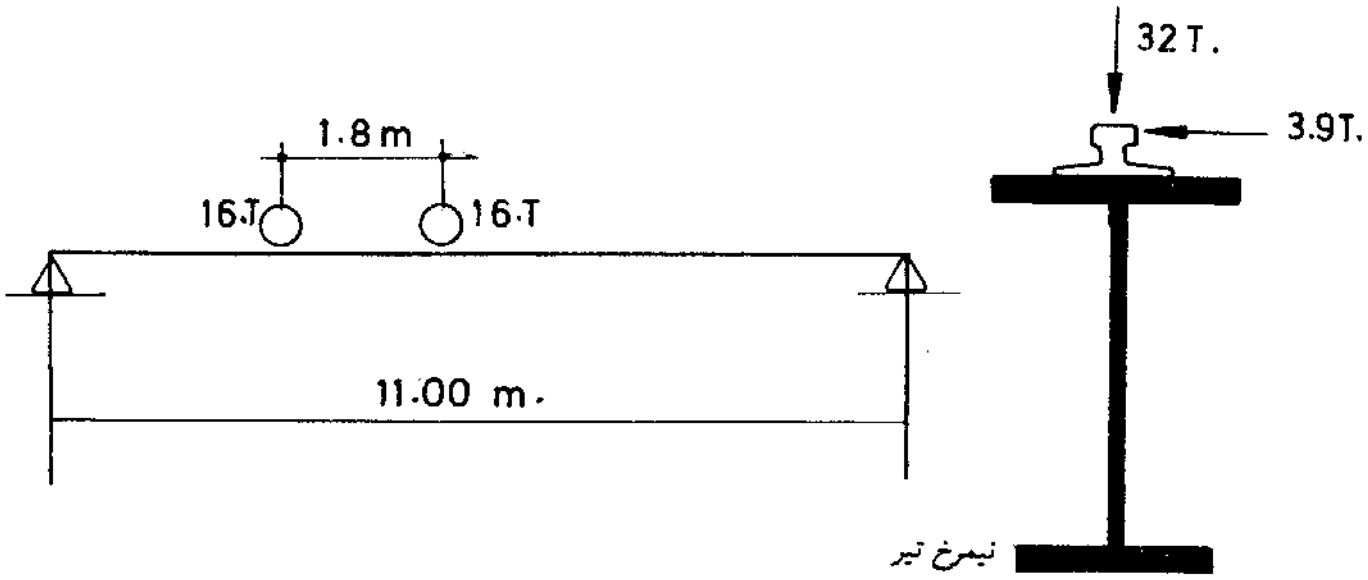
| | | (ST-37) | | | | | | (ST52) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_y$ kg/cm$^2$ | 2200 | 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | 3600 |
| 0.4 $F_y$ kg/cm$^2$ | 880 | 960 | 1040 | 1120 | 1200 | 1280 | 1360 | 1440 |
| $\frac{3185}{\sqrt{F_y}} = \frac{h}{t_w}$ | 67.9 | 65 | 62.4 | 60.2 | 58.1 | 56.3 | 54.6 | 53 |

البته این محدودیت مانع از آن نیست که در تیرهای خمشی، جان لاغرتر به‌کاربرد. در جانهای لاغرتر باید تنش مجاز برشی کوچکتر از $0.4F_y$ و طبق رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۱۴) صادق باشد. حد نهایی لاغری جان عملاً به‌همان حدی که برای تیرهای مرکب در فصل (۱۰ ـ ۱ ـ ۳) معین شده محدود می‌گردد.

## ۱۰ ـ مثال طراحی: محاسبه تیر عبورگاه یک جراثقال سقفی

تیری با دهانهٔ ساده، عبورگاه ارابه جراثقال به‌وزن ۳۲ تن است که در آن بار جانبی (افقی) ۳/۹ تن نیز در محاذات چرخهای ارابه بر بال فوقانی تیر تأثیر می‌نماید. ابعاد تیر و ارابهٔ جراثقال در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

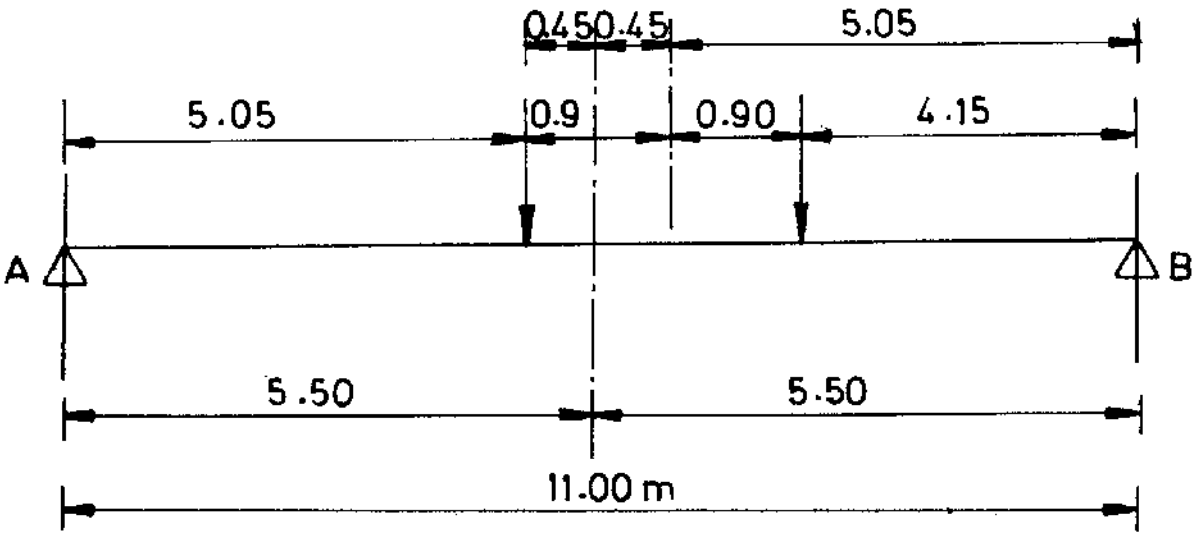
با در نظر داشتن اثر بار جانبی که مستقیماً بر بال فوقانی تیر وارد می‌گردد می‌خواهیم نیمرخ نامتقارنی برای تیر ـ مانند شکل (۱۲ ـ ب) با اتصال جوش، طرح و محاسبه نماییم. عملیات به‌دست آوردن مقطع مناسب برای چنین بارگذاری، البته، عبارت است از یک‌سری عملیات آزمون و خطا که طراحی مربوطه را تشکیل می‌دهد. در اینجا برای اختصار در محاسبات و فقط نشان دادن کاربرد محدودیتهای محاسباتی مبحث دهم یک مقطع انتخاب شده (از عملیات آزمون و خطای قبلی) را مورد بررسی قرار می‌دهیم:




شکل (۱۲)

### ۱ ـ محاسبهٔ لنگرهای خمشی قائم و افقی حداکثر

در حالت دو بار متحرک که فاصلهٔ بین آنها ثابت باشد (حالت ارابه جراثقال) نشان داده می‌شود که لنگر حداکثر در دهانه هنگامی ایجاد می‌شود که محور تیر در وسط فاصلهٔ بین یک چرخ مرکز ثقل نیروها قرار گیرد. مطابق شکل (۱۳).




شکل (۱۳)

عکس‌العمل قائم:

$$R_{AV}=16\times\frac{5.95}{11}+16\times\frac{4.15}{11}=14.69\ T$$

$$(R_{AV}=32\times\frac{5.05}{11}=14.69$$ (و یا نسبت به‌منتجه بار چرخها

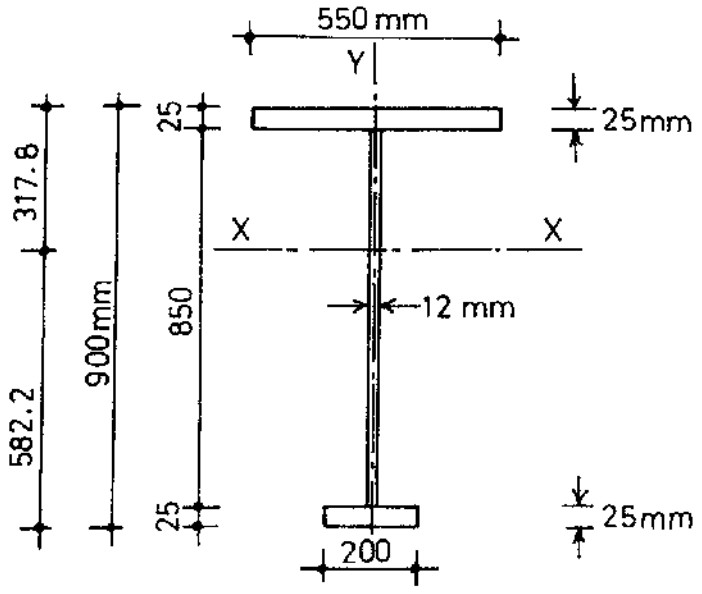
$$R_{Ah}=3.9\times\frac{5.05}{11}=1.79\ T$$ عکس‌العمل افقی

لنگرهای حداکثر عبارت خواهد بود از:

$M_V=14.69\times5.05=74.18\ T.m$ لنگر قائم

$M_h=1.79\times5.05=9.04\ T.m$

نیمرخ انتخاب شده برای تیر، مطابق شکل (۱۴) است. اساس مقطع نیمرخ را محاسبه می‌نماییم:
مرکز ثقل مقطع با محاسبهٔ ممان استاتیک سطح نسبت به‌مرکز ثقل بال بالا به‌دست می‌آید:




شکل (۱۴)

بال فوقانی $(55\times2.5)\times0=0$

بال پایین $(20\times2.5)\times87.5=4375$

جان $(85\times1.2)\times43.75=4462.5$

$A=289.5 \qquad I_s=8837.5$

$$y=\frac{8837.5}{289.5}=30.527 \text{ cm}$$

محاسبهٔ ممان اینرسی:

بال فوقانی : $(55\times2.5)(30.53)^2=128161 \text{ cm}^4$ *

بال پایین : $(20\times2.5)(56.97)^2=162279 \text{ cm}^4$

جان : $1.2\frac{(29.28)^3}{3}=10041 \text{ cm}^4$

$1.2\frac{(55.72)^3}{3}=69198 \text{ cm}^4$

$I=369679 \text{ cm}^4$

محاسبه اساس مقطع:

نسبت به‌بال فشاری : $S_{xc}=\frac{369679}{31.78}=11633 \text{ cm}^3$

نسبت به‌بال کششی : $S_{xt}=\frac{369679}{58.22}=6350 \text{ cm}^3$

اساس مقطع بال فشاری نسبت به‌محور Y−Y

$$S_{yf}=\frac{2.5\times(55)^2}{6}=1261 \text{ cm}^3$$

تعیین تنش مجاز برای بال فشاری (درمیان دهانه تکیه‌گاه جانبی وجود ندارد).

---

* *از اثر ممان اینرسی ورق بال در حول محوری مرکزی خودش به‌علت ناچیز بودن، صرف‌نظر شده است.*

رابطهٔ(۱۰ ـ ۲ ـ ۵): ($C_b$ برابر یک به‌حساب می‌آید چون لنگر بزرگتر از دو سر در داخل دهانه موجود است)

$$F_{(bx)_1}=\frac{840000\times C_b}{\frac{Ld}{A_f}}=\frac{840000\times 1}{\frac{1100\times 90}{55\times 2.5}}=1167\,kg/cm^2<1400\,*$$

ممان اینرسی بال فشاری:

$$I_y=2.5\,\frac{(55)^3}{12}=34661\ cm^4$$

سطح بال فشاری + $\frac{۱}{۳}$ سطح منطقه فشاری جان، برای محاسبهٔ $r_T$:

بال فشاری : $2.5\times 55=137.5$

$\frac{۱}{۳}$ سطح قسمت‌فشاری‌جان : $\frac{29.28}{3}\times 1.2=\frac{11.71}{149.21\ cm^2}$

جمع

$$r_T=\sqrt{\frac{34661}{149.21}}=15.24\,cm$$

$$\frac{L}{r_T}=\frac{1100}{15.24}=72.18$$

از رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۳):

$$F_{(bx)_2}=\left[\frac{2}{3}-\frac{2400(72.18)^2}{1075\times 10^5\times 1}\right]2400=1320<1400\,*$$

که مطابق (۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۱) مقدار بزرگتر بین $F_{(bx)_1}$ و $F_{(bx)_2}$ تعیین‌کننده مقدار مجاز است

$F_{bx}=1320\ kg/cm^2$

تنشهای حاصل از لنگرهای خمشی را محاسبه می‌نماییم:

لنگر بارهای قائم $f_{bxc}=\frac{M_x}{S_{xc}}=\frac{74.18\times 10^5}{11633}=637\ kg/cm^2$

---

* *1400 در واقع به‌جای 1440 استفاده شده است که در عرف مهندسی به‌کار می‌رود.*
*$0.6F_y=0.6\times 2400=1440$*

لنگر بارهای افقی $f_{byc}=\frac{M_y}{S_{yc}}=\frac{9.04\times10^5}{1261}=717\ kg/cm^2$

بنابراین تنش مرکب مطابق رابطهٔ (۱۰ ـ ۶ ـ ۳) خواهد شد:

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}=0+\frac{637}{1320}+\frac{717}{1400}$$

$$0+0.482+0.512=0.994<1.00$$

که قابل قبول خواهد بود.

(در اینجا باید اشاره کرد که برای خمش مربوط به‌محور ضعیف تیر (YY) نمی‌توان از تنش مجاز $0.75F_y$ مندرج در بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۲ ـ الف) استفاده کرد زیرا تیر نسبت به‌دو محور اصلی تقارن ندارد هرچند بالهای آن شرایط مقطع فشرده را دارا می‌باشد).

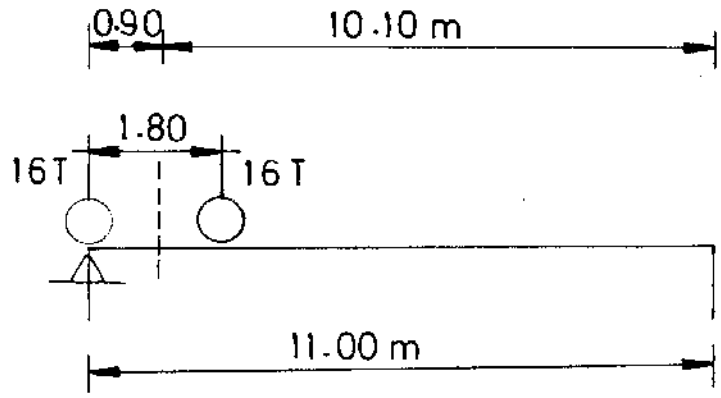
تنش نسبت به‌بال کششی عبارت خواهد بود از:

$$f_{bxt}=\frac{M_x}{S_{xt}}=\frac{74.18\times10^5}{6350}=1168<1400\ kg/cm^2$$

**بررسی تنش برشی**

مطابق شکل (۱۵):

$$V_{max}=32\times\frac{10.10}{11}=29.38\ T$$




شکل (۱۵)

$$f_v = \frac{V_{max}}{A_w}$$

$$f_v = \frac{29380}{1.2\times85} = 288 < 0.4\ F_y = 960\ kg/cm^2$$

تنش موجود خیلی کوچکتر از تنش مجاز است، بنابراین محاسبه دقیقتر تنش برشی موجود، لزومی ندارد.

کنترل نسبت پهنا به‌ضخامت بال:

$$\frac{b}{t} = \frac{27.5}{2.5} = 11 < 11.1^*$$

که کوچکتر از حدی است که برای قسمت برجسته بال مقاطع فشرده داده شده است.

## کنترل جان تیر:

اگر بخواهیم تنش مجاز برشی به‌مقدار $0.4F_y$ برای جان صادق باشد باید لاغری آن طبق بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۴) از مقدار:

$$\frac{3185}{\sqrt{2400}} = 65$$

تجاوز ننماید.

ولی لاغری جان برابر:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{85}{1.2} \cong 71 > 65$$

و بیش از حد نامبرده است.

تنش موجود برشی به‌طوری که دیده شد مقدار کوچکی است ($288\ kg/cm^2$) و می‌توان مقدار مجاز (کاهش‌یافته) آن را برای حالتی که از قطعات تقویتی جان استفاده نمی‌شود، از رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۱۴) محاسبه کرد.

---

* حداکثر نسبت پهنای آزاد بال به‌ضخامت آن برای مقاطع فشرده $\frac{545}{\sqrt{F_y}}$ طبق جدول ۱ بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۹

یعنی برای $\frac{a}{h}=\infty$ و $\frac{h}{t_w}=71$ محاسبه به‌شرح زیر خواهد بود:

$$F_v=\frac{F_y}{2.89}(C_v)<0.4\ F_y$$

برای $\frac{a}{h}>1$

$$K_v=5.34+\frac{400}{(\frac{a}{h})^2}$$

$$K_v=5.34+0$$

برای $C_v>0.8$

$$C_v=\frac{1600}{\frac{h}{t_w}\sqrt{F_y}}\sqrt{K_v}$$

$$C_v=\frac{1600}{71}\sqrt{\frac{5.34}{2400}}=1.063>0.8$$

$$F_v=\frac{2400}{2.89}\times 1.063=882>288$$

که قابل قبول است.

محاسبه نمونه برای اتصال جوش در مثال (۱۱) مطرح شده است.

## ۱۱ ـ مثال طراحی: طرح و محاسبه تیر مرکب (تیر ورق) با اتصال جوش

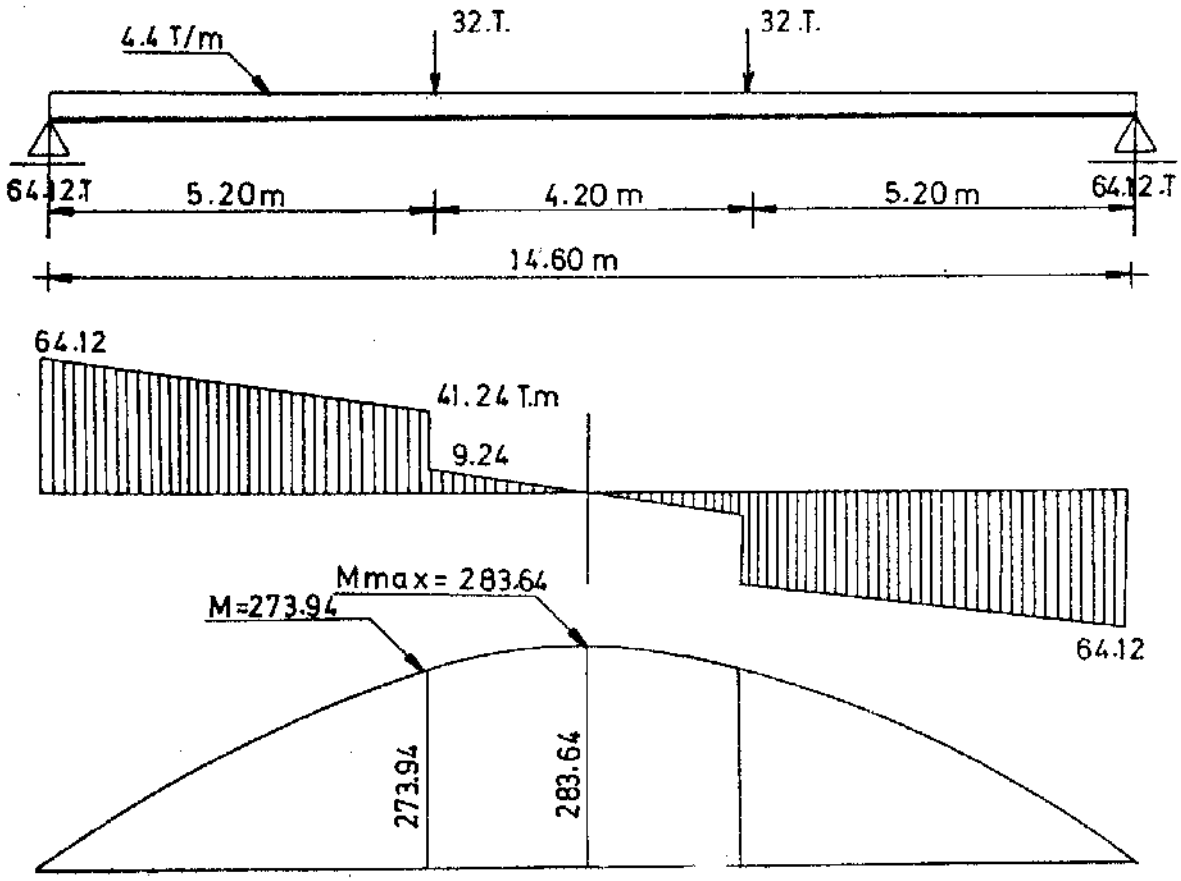
ابعاد دهانه و بارگذاری و دیاگرام‌های لنگر خمشی و نیروی برشی مطابق شکل (۱۶) می‌باشد، بال فشاری تیر فقط در محاذات بارهای متمرکز دارای اتکای جانبی است.

ارقام محاسبه عبارتند از:

فولاد مصرفی دارای حد جاری شدن $F_y=2400\ kg/cm^2$

$$F_b=0.6F_y\cong 1400\ kg/cm^2$$

حداکثر ارتفاع موجود برای نیمرخ تیر 2.00 متر می‌باشد.




شکل (۱۶)

**حل:**

***الف ـ انتخاب تخمینی ورق جان تیر***

۱ ـ ارتفاع مقطع تیر را در حدود $\frac{1}{8}$ دهانه در نظر می‌گیریم و ورق جان را به‌ارتفاع ۱۸۰ سانتی‌متر انتخاب می‌نماییم.

برای اینکه در تنش مجاز محاسبهٔ بال کاهشی داده نشود باید:

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{6370}{\sqrt{1400}} = 170 \qquad \text{(بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۲)}$$

که ضخامت مربوطه خواهد بود: $\frac{1800}{170} = 10.6 \text{ mm}$

۲ ـ حداقل کلی ضخامت جان در صورتی که از قطعات تقویتی جان استفاده نشود و یا فواصل آنها از

یکدیگر بیش از ۱/۵ برابر فاصله بین بالها باشد، عبارت است از:

$$\frac{h}{t_w}=\frac{985\times10^3}{\sqrt{2400\,(2400+1160)}}=337 \qquad \text{(رابطه ۱۰ ـ ۳ ـ ۱)}$$

$$t_w=\frac{1800}{337}=5.4\,\text{mm}$$

۳ ـ حداقل ضخامت جان در صورتی که از قطعات تقویتی با فاصله‌ای کمتر از ۱/۵ برابر فاصله بین بالهای تیر استفاده شود عبارت است از:

$$\frac{h}{t_w}=\frac{16770}{\sqrt{2400}}=342 \qquad \text{(رابطه ۱۰ ـ ۳ ـ ۲)}$$

$$t_w=\frac{1800}{342}=5.2\,\text{mm}$$

با توجه به‌این ارقام ورق جان را PL 800×8mm انتخاب می‌نماییم.

در اینجا باید توجه داشت که با این انتخاب، تنش مجاز در محاسبهٔ بال باید کاهش داده شود.

### ب ـ محاسبهٔ تخمینی بال تیر

۱ ـ سطح مقطع لازم برای بالها: از روش تقریبی سطح معادل بال[1] طبق رابطهٔ زیر استفاده می‌کنیم و در نظر داریم که تنش مجاز در بال باید از مقدار $0.6F_y$ کمی کوچکتر باشد (به‌علت کاهش مربوط به‌لاغری جان) و مثلاً آن را برابر $1300\text{kg/cm}^2$ در نظر می‌گیریم.

$$A_f=\frac{M}{F_b h}-\frac{1}{6}A_w=\frac{283.64\times10^5}{1300\times180}-\frac{1}{6}\times0.80\times180$$

$$A_f=97.21\ \text{cm}^2$$

ورق بال را PL 400×25 mm انتخاب می‌نماییم.

۲ ـ بررسی در مقابل کمانش موضعی بال

$$K_c=\frac{4.05}{(\frac{h}{t})^{0.46}} \qquad \text{(جدول شماره ۱)}$$

---

*1- Flange-area method*

$$\frac{h}{t}=\frac{180}{0.8}=225$$

$$K_c=\frac{4.05}{(225)^{0.46}}=0.335$$

$$\frac{b_f}{2t_f}=\frac{40}{2\times 2.5}=8<\frac{795}{\sqrt{\frac{2400}{0.335}}}=9.4$$

در نتیجه، تناسبات بال خوبست.

## ج ـ کنترل مقطع انتخابی تیر

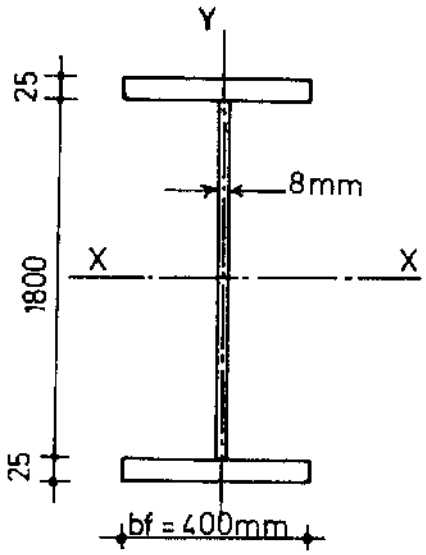
۱ ـ محاسبه ممان اینرسی

بال‌ها $2\times 2.5\times 40\times (91.25)^2=1665312$

$$40\times \frac{(2.5)^3}{12}\times 2=104$$

جان $0.80\times \frac{(180)^3}{12}=388800$

$$I=2054216\text{cm}^4$$




شکل (۱۷)

و اساس مقطع موجود:

$$\frac{2054216}{92.5}=22207\ \text{cm}^3$$

۲ ـ تنش در بال‌ها را بررسی می‌کنیم:

ـ کنترل تنش خمشی در پانل 4.20 متری وسط: (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۱)

تنش موجود: $f_b = \frac{283.64 \times 10^5}{22207} = 1277 \text{ kg/cm}^2$

ممان اینرسی بال به‌اضافه $\frac{1}{6}$ جان نسبت به‌محور Y−Y:

$$I_{oY} = 2.5 \times \frac{40^3}{12} = 13333 \text{ cm}^4 *$$

$$A_f + \frac{1}{6} A_w = 100 + \frac{1}{6} \times 144 = 124 \text{ cm}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{13333}{124}} = 10.37 \text{ cm}$$

$M_{max} > M_1$ و $M_2$ است پس: $C_b = 1$ در نظر گرفته می‌شود:

$$\frac{L}{r_T} = \frac{420}{10.37} = 41 < \sqrt{\frac{72 \times 10^5}{2400} C_b} = 54.7\sqrt{C_b}$$

تنش مجاز برحسب معیار کمانش جانبی:

$$F_b = 0.6F_y = 0.6 \times 2400 \cong 1400*$$

تنش مجاز کاهش‌یافته در بال فشاری رابطهٔ (۱۰ ـ ۳ ـ ۳)

$$F'_b = F_b \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}}\right)\right]$$

$$F'_b = 1400 \left[1 - 0.0005 \frac{144}{100} \left(225 - \frac{6370}{\sqrt{1400*}}\right)\right]$$

$$F'_b = 1400 \times 0.96 = 1345 \text{ kg/cm}^2$$

خوبست $1277 < 1345$

---

* *از ممان اینرسی $\frac{1}{6}$ جان به‌دلیل ناچیز بودن صرفنظر شده است.*

* *مقدار ۱۴۰۰ غالباً به‌جای مقدار دقیق ۱۴۴۰ مورد استفادهٔ طراحان قرار می‌گیرد.*

ـ تنش خمشی در پانل‌های 5.20 متری دوطرف:

تنش حداکثر خمشی (موجود)

$$f_b=\frac{273.94\times10^5}{22207}=1234\ kg/cm^2$$

$$C_b=1.75+1.05\frac{M_1}{M_2}+0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2$$ (رابطهٔ ۱۰ ـ ۲ ـ ۶)

در این رابطه $M_1=0$ است پس $\frac{M_1}{M_2}=0$ و در نتیجه $C_b=1.75$

$$\frac{L}{r_T}=\frac{520}{10.37}=51<54.7\sqrt{C_b}=72.4$$

تنش مجاز خمشی با توجه به‌معیار کمانش جانبی:

$$F_b=0.6F_y\cong1400\ kg/cm^2$$

تنش کاهش‌یافته در بال فشاری (مطابق محاسبهٔ قبلی)

$$F'_b=1345\ kg/cm^2>1234$$

پس به‌کار بردن:

جان تیر: PL 8×1800 mm

بالهای تیر: 2PL 25×400 mm

} تأیید می‌شود.

در این مرحله از محاسبه، زمانی است که باید بارمرده مفروض مربوط به‌وزن تیر راکنترل نمود. مثلاً اگر در تعیین بار هموار در مفروضات اولیه محاسبه، وزن تیر با تخمین وارد شده بود، حال که ابعاد مقطع تیر قطعی شده است باید این وزن مفروض را مجدداً محاسبه کرد. در این محاسبه وزن مربوط به‌بالها و جان تیر تعیین شده و بر آن ۵ درصد برای قطعات تقویتی و دیگر جزئیات اضافی (برای تیر با اتصال جوش) اضافه می‌گردد.

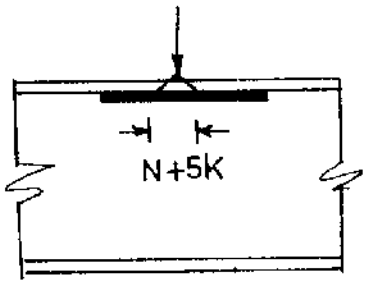
### د ـ محاسبهٔ قطعات تقویتی

۱ ـ قطعات تقویتی فشاری (یا موضعی)

ـ قطعات تقویتی فشاری[1] در زیر بارهای متمرکز و در محاذات عکس‌العمل تکیه‌گاه‌ها در دو انتهای تیر باید تعبیه شود. قطعات تقویتی فشاری، در پهنا باید تا نزدیک لبهٔ بال برسد که در این صورت از دو تسمه به‌مقطع $180\times10\,mm$ استفاده می‌نماییم.

ـ فشار مستقیم زیربارهای متمرکز را کنترل می‌نماییم با فرض بار نقطه‌ای و بعد ۶ میلی‌متر برای جوش بین جان و بال.

جاری شدن موضعی در جان




شکل (۱۸)

$$\frac{R}{t_w(N+5K)} \le 0.66\,F_y \qquad \text{(رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۲)}$$

$$K=2.5cm+0.6=3.1\ cm$$

$$\frac{32000}{0.8(0+5\times3.1)}=2580>0.66\times2400=1584$$

که کافی نیست و باید قطعات تقویتی فشاری در این نقاط به‌کار رود.

باید توجه داشت اگر شرط جلوگیری از جاری شدن موضعی در جان برآورده می‌شد در آن صورت ضابطهٔ لهیدگی جان طبق (ت ـ بند ۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱) می‌بایستی بررسی شود.

---

*1- Bearing Stiffeners*

۲ ـ قطعات تقویتی میانی

ـ تنش برشی در جان تقویت شده در محل بارهای متمرکز را بررسی می‌نماییم:

$$\frac{h}{t}=225$$

$$\frac{a}{h}=\frac{520}{180}=2.9$$

$$F_v=\frac{F_y}{2.89}(C_v)$$

$$K_v=5.34+\frac{4.00}{(\frac{a}{h})^2}=5.81 \qquad \frac{a}{h}>1$$

$$C_v=\frac{315\times10^4\times5.81}{2400(225)^2}=0.15<0.8$$

$$F_v=\frac{2400}{2.89}\times0.15=125\ kg/cm^2$$

تنش موجود

$$f_v=\frac{64120}{144}=445\ kg/cm^2>125$$

که قطعات تقویتی باید به‌کار رود.

ـ فاصلهٔ قطعات تقویتی در پانل‌های انتهایی تیر ([ استفاده از عمل میدان کششی در این پانل‌ها مجاز نمی‌باشد) (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۳ ـ ۴) ]

$$F_v=445=\frac{2400}{2.89}C_v \longrightarrow C_v=0.536$$

$$0.536=\frac{315\times10^4\times K_v}{2400(225)^2} \longrightarrow K_v=20.67$$

$$20.67=5.34+\frac{4}{(\frac{a}{h})^2} \longrightarrow \frac{a}{h}=0.51$$

$$a\le0.51\times180=91.8\ cm$$

a=90cm به‌کار خواهد رفت.

ـ محاسبهٔ قطعات تقویتی اضافی

برش در محاذات اولین قطعه تقویتی

$$V=64.12-4.4\times0.9=60.16\ T.$$

$$F_v=\frac{60160}{144}=418\ kg/cm^2$$

فاصلهٔ بین اولین قطعه تقویتی داخلی و بار متمرکز:

$$a=520-90=430\ cm$$

$$\frac{a}{h}=\frac{430}{180}=2.39$$

$$\begin{cases} K_v=5.34+\dfrac{4}{(2.39)^2}=6.04 \\ C_v=\dfrac{315\times10^4\times6.04}{2400(225)^2}=0.157 \end{cases}$$

(رابطهٔ ۱۰ـ۲ـ۱۴) $F_v=\dfrac{2400}{2.89}\times0.157=130\ kg/cm^2$

که کم است.

$$F_v=130<418 kg/cm^2$$

یک قطعه تقویتی در فاصلهٔ $\frac{430}{2}$ قرار می‌دهیم

$$\frac{a}{h}=\frac{215}{180}=1.19$$

که حداکثر مربوط عبارت است از:

(رابطهٔ ۱۰ ـ ۲ ـ ۱۵) $$\frac{a}{h}=\left(\frac{260}{\frac{h}{t}}\right)^2=\left(\frac{260}{225}\right)^2=1.33$$

که $1.19<1.33$ و مناسب است.

محاسبات تنش برشی به‌صورت زیر خواهد بود، که در آن چون $C_v<1$ است در این پانل می‌توان ضمن استفاده از میدان کششی (طبق بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۳ ـ ۳) تنش مجاز برشی را از رابطهٔ

(۱۰ ـ ۳ ـ ۴) به‌دست آورد:

$$K_v=5.34+\frac{4}{(1.19)^4}=8.16$$

$$C_v=\frac{315\times10^4\times8.16}{2400(225)^2}=0.212<1$$

(رابطهٔ ۱۰ ـ ۳ ـ ۴)
$$F_v=\frac{F_y}{2.89}\left[C_v+\frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(\frac{a}{h})^2}}\right]\le 0.4F_y$$

$$F_v=\frac{2400}{2.89}\left[0.212+\frac{1-0.212}{1.15\sqrt{1+(1.19)^2}}\right]=542<960$$

و همچنین 542>418 می‌باشد که قابل قبول است.

ـ پانل 4.20 متری میانی را بررسی می‌نماییم:

$$\frac{h}{t}=225 \qquad \frac{a}{h}=\frac{420}{180}=2.33$$

$$K_v=5.34+\frac{4}{(2.33)^2}=6.07$$

$$C_v=\frac{315\times10^4\times6.07}{2400(225)^2}=0.157$$

$$F_v=\frac{2400}{2.89}\times0.157=130\ kg/cm^2$$

$$f_v=\frac{9240}{144}=64 \qquad \text{تنش برشی موجود}$$

که 130>64 و قابل قبول است.

## ۳ ـ تنش مرکب برشی ـ کششی

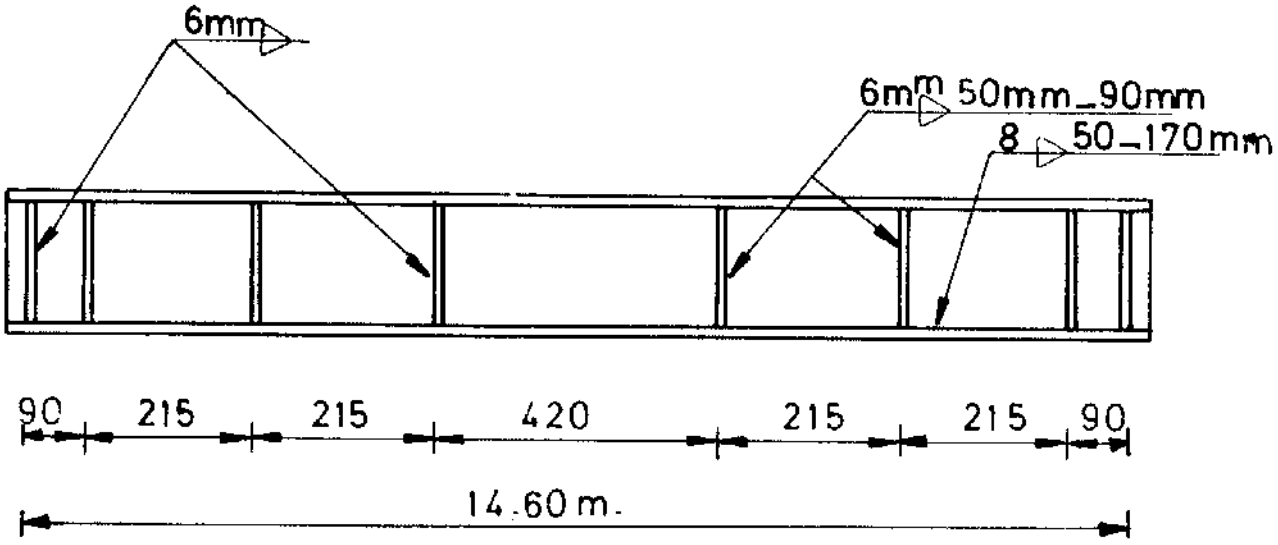
اثرمشترک برش وکشش را در محل بارمتمرکز در پانلی‌که از حوزه‌کششی استفاده‌شد، بررسی‌می‌کنیم:

(بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۳ ـ ۶)

$$f_v = \frac{41240}{144} = 286 \text{ kg/cm}^2$$

(رابطهٔ ۱۰ ـ ۳ ـ ۸) $$F_b = \left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v}\right) F_y$$

$$F_b = \left(0.825 - 0.375 \frac{286}{5.42}\right) 2400 = 1505$$




شکل (۱۹)

که در نتیجه:

$$f_b < \begin{cases} F_{b_1} = 0.6F_y = 1400 \\ F_{b_2} = 1505 \end{cases}$$ و قابل قبول است

فواصل به‌دست آمده برای قطعات تقویتی را در شکل بالا خلاصه می‌نماییم.

### ۴ ـ محاسبه ابعاد قطعات تقویتی

الف ـ قطعات تقویتی میانی

سطح مقطع از رابطهٔ (۱۰ ـ ۳ ـ ۶) محاسبه می‌شود:

$$A_s = \frac{1-C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{(\frac{a}{h})^2}{\sqrt{1+(\frac{a}{h})^2}}\right] Y.D.h.t$$

با انتخاب مقطع جفت تسمه:

$$D=1$$

$$\frac{h}{t}=225$$

$$\frac{a}{h}=\frac{215}{180}=1.194$$

$$Y=1$$

$$A_s=\frac{1-0.212}{2}\left[1.194-\frac{(1.194)^2}{\sqrt{1+(1.194)^2}}\right]\times 1\times 1\times 144\ ^*$$

$$A_s=0.11\times 1\times 1\times 144=15.84$$

مقطعی راکه عملاً لازم خواهد بود، می‌توان به‌نسبت تنش موجود به‌تنش مجاز کوچکتر اختیار کرد. (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۳ ـ ۴)

$$\frac{f_v}{F_v}.A_s=\frac{418}{542}\times 15.84=12.22\ cm$$

در نتیجه قطعهٔ تقویتی از دو تسمه PL8×100mm انتخاب می‌شود.

b ـ نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت را بررسی می‌کنیم:

$$\frac{100}{8}=12.5<\frac{795}{\sqrt{2400}}=16.2$$

c ـ ممان اینرسی مقطع را بررسی می‌نماییم:

$$\text{لازم } I_{st}\geq\left(\frac{h}{50}\right)^4=\left(\frac{180}{50}\right)^4=168\ cm^4 \qquad \text{رابطهٔ (۱۰ ـ ۳ ـ ۵)}$$

$$\text{موجود } I_{st}=\frac{1}{12}\times 0.8\ (2\times 10+0.8)^3=599>168$$

d ـ حداقل طول قطعهٔ تقویتی با فرض بعد جوش ۶ میلی‌متر بین جان و بال تیر عبارت خواهدبود از:

$$l=180-0.6-(6\times 0.8)=175cm$$

---

* $A_w=h.t=180\times 0.8=144$ سطح مقطع جان

طول قطعات تقویتی را برابر ارتفاع جان در نظر می‌گیریم و آن را با جوش نواری منقطع به‌جان تیر و به‌بال‌های آن متصل می‌نماییم.

ب ـ طرح و محاسبهٔ قطعات تقویتی فشاری (یا موضعی) (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۳ ـ ۵)

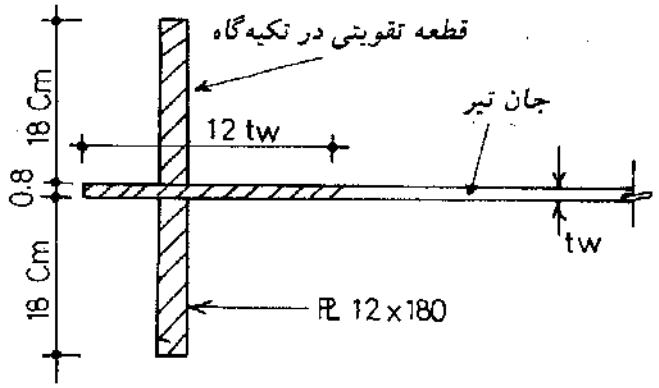
a ـ برای دو انتهای تیر در محاذات عکس‌العمل‌های تکیه‌گاه:

از آنجایی که قطعات تقویتی موضعی باید تا لبهٔ بال تیر برسند، با توجه به‌پهنای 400mm بال، در آزمون اول یک جفت تسمه 180×12mm را در نظر می‌گیریم.

نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت را بررسی می‌کنیم:

$$\frac{180}{12}=15<16.2$$

b ـ تنش فشاری راکنترل می‌نماییم: (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ح)




شکل (۲۰)

$$I=1.2\ \frac{(36.8)^3}{12}=4983\text{cm}^4$$

مؤثر $A=(2\times18\times1.2)+(12\times0.8^2)=50.88\ \text{cm}^2$

$$r=\sqrt{\frac{4983}{50.88}}=9.9\,\text{cm}$$

$$KL=\frac{3}{4}\times180=135\ \text{cm}$$

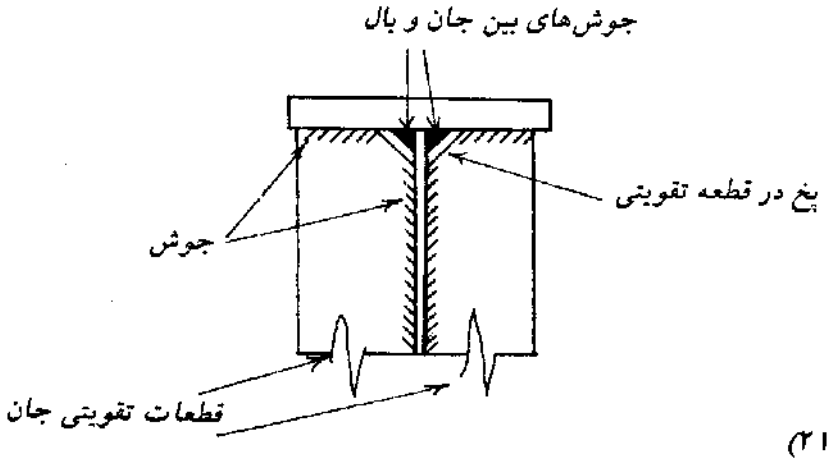
$$\frac{KL}{r}=\frac{135}{9.9}=13.6$$

تنش مجاز فشاری $F_a=1397\ kg/cm^2$ (رابطهٔ ۱۰ ـ ۵ ـ ۱)

$$f_a=\frac{64120}{50.88}=1260<1397$$

برای قطعات تقویتی موضعی در محل بارهای متمرکز در داخل دهانه نیز بین مقطع را به‌کار خواهیم برد در نتیجه هر چهار قطعه تقویتی موضعی از تسمه 180×12mm خواهد بود. البته توجه داریم که قطعات تقویتی موضعی زیر بارهای متمرکز میانی بارکمتری از قطعات تقویتی موضعی در محل عکس‌العمل تکیه‌گاه را تحمل می‌کنند و ضمناً آیین‌نامه اجازه می‌دهد که سطح مؤثر جان در تحمل فشار را به‌پهنای $(25t_w)$ به‌حساب آورد. ولی از آنجایی که پهنای 180mm برای رسیدن به‌لبهٔ بال، حداقل است و از طرفی دیگر نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت در این تسمه‌ها تقریباً در حد مجاز می‌باشد. بنابراین محلی برای به‌کار بردن مقطع کوچکتر باقی نمی‌ماند.

هر چهار قطعه تقویتی موضعی باید کاملاً به‌بالهای تیر رسیده و با جوش با جان و بال تیر متصل شوند. باید توجه داشت که جوش اتصال قطعه تقویتی به‌نیمرخ تیر ـ در محل جوش گوشه بین جان و بال خود تیر، با آن تداخل ننماید. شکل ۲۱ . و برای این منظور باید پخی در گوشه به‌وجود آورد.




شکل (۲۱)

### هـ ـ محاسبهٔ جوشهای اتصال

۱ ـ اتصال جوش بین جان و بال تیر

برش افقی در فصل مشترک جان و بال

$$V_x=\frac{V.Q}{I}$$

$$\begin{cases} V=64120\ kg \\ Q=40\times2.5\times91.25=9125\ cm^3 \\ I=2054216\ cm^4 \end{cases}$$

$$V_x=\frac{64120\times9125}{2054216}=285\ kg/cm$$

$$*V_y=\frac{4400}{100}=44\ kg/cm$$

$$V=(V^2_x+V^2_y)^{1/2}$$

$$V=[(285)^2+(44)^2]^{1/2}=289\ kg/cm$$

بعد لازم برای جوش ( D بعد جوش)

668D ارزش جوش مطابق شرایط کارگاهی ایران با فرض عدم انجام آزمایش غیرمخرب می‌باشد، که به‌طور نسبی 650D در نظر گرفته می‌شود.

$$650\ D=\frac{V}{2}$$

$$D=\frac{289}{2\times650}=0.22\ cm$$

حداقل بعد جوش برای اتصال ورق 25 میلی‌متری، عبارت‌است از 8 میلی‌متر (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۲ و جدول ۳) البته به‌کار بردن جوش سرتاسری با بعد 8 میلی‌متر خیلی بیش از مقدار لازم خواهد بود. بنابراین برای صرفه‌جویی می‌توان از جوش منقطع استفاده کرد.

حداقل طول تکه‌های جوش نباید از ۴ برابر بعد جوش و به‌طور کلی از ۴۰ میلی‌متر کمتر شود (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۲ ـ ب)

$$l_{min}>4\times8=32\ mm$$

$$l_{min}>40\ mm$$

حداکثر فاصله آزاد بین قطعات جوش نباید از ۱۶ برابر ضخامت نازکترین ورق متصل‌شونده بیشتر شود (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۲ ـ ب)

---

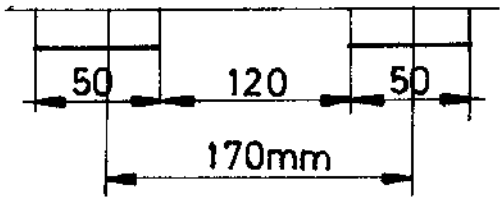
* برش ناشی از بارگسترده *4.4T/m*

$a_{max}=16\times8=128$ mm

طول قطعات جوش را برابر 5 سانتی‌متر در نظر می‌گیریم بنابراین فاصلهٔ مرکز به‌مرکز آنها ($l$) باید از محاسبهٔ زیر به‌دست آید:

$5\times2\times650\times0.8=l\times289$

$l=18$ cm




شکل (۴۲)

بنابراین جوش منقطع به‌طول ۵۰ میلی‌متر و با فواصل آزاد ۱۲۰ میلی‌متر (با فاصلهٔ مرکز بـه‌مرکز ۱۷۰ میلی‌متر) قرار داده خواهد شد.

۲ ـ اتصال جوش قطعه تقویتی میانی

برش منتقله (طبق بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۳ ـ ۴ رابطهٔ ۱۰ ـ ۳ ـ ۷) عبارت است از:

$$f_{vs}=h\left(\frac{F_y}{1400}\right)^{\frac{3}{2}}$$

$$f_{vs}=180\left(\frac{2400}{1400}\right)^{\frac{3}{2}}=404\,kg/cm$$

اگر با جوش سرتاسری متصل شود بعد جوش لازم عبارت خواهد بود از:

$2\times650$ D$=404$

D$=0.31$ cm (3mm)

حداقل بعد جوش برای ورق 8 میلی‌متر ضخامت (جان تیر) و تسمه 8 میلی‌متر ضخامت (قطعه

تقویتی میانی) طبق (جدول شماره ۳) عبارت است از 5 میلی‌متر.

این اتصال جوش را به‌بعد ۶ میلی‌متر انتخاب می‌نماییم و آن را به‌صورت منقطع در نظر می‌گیریم. طول تکه‌های جوش برابر ۵ سانتی‌متر که فاصلهٔ مرکز به‌مرکز آنها از محاسبهٔ زیر به‌دست خواهد آمد:

$$2\times650\times0.6\times5=4041$$

$$l=9.65cm$$

جوش منقطع به ریتم ۵ سانتی‌متر جوش ـ ۴ سانتی‌متر فاصله در نظر می‌گیریم. فواصل آزاد بین جوش‌ها قابل قبول خواهد بود.

۳ ـ جوش اتصال قطعه تقویتی موضعی

در اینجا بعد جوش حداقل و به‌صورت سرتاسری را به‌کار می‌بریم. عضو ضخیم‌تر جوش شونده، تسمه $12\times180mm$ است که بعد حداقل جوش برای آن (طبق جدول ۳) عبارت است از ۵ میلی‌متر جوش سرتاسری به‌بعد ۶ میلی‌متر را در نظر می‌گیریم. مقاومت جوش اتصال برای هر کدام از تسمه‌ها برابر خواهد بود با:

$$2\times650\times0.6\times180=140400\ kg(140\ T)$$

که بیش از عکس‌العمل حداکثر 64.12 تن می‌باشد.

برای هر چهار قطعه تقویتی موضعی همین اتصال را به‌کار می‌بریم.

نتیجه اتصالات جوش در روی شکل (۱۹) نشان داده شده است.

## ۱۲ ـ تنشهای مجاز در طرح و محاسبهٔ اعضای فشاری (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۵ ـ ۲)

روابط (۱۰ ـ ۵ ـ ۲) و (۱۰ ـ ۵ ـ ۱) تنشهای مجاز مقطع عضو فشاری را برحسب اینکه کمانش آن در منطقهٔ رتجاعی و یا منقطهٔ غیرارتجاعی اتفاق افتد، معین می‌نماید:

رابطهٔ (۱۰ ـ ۵ ـ ۱):

$$F_a=\frac{\left[1-\frac{(\frac{KL}{r})^2}{2C_c^2}\right]F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\frac{\frac{KL}{r}}{C_c}-\frac{1}{8}\frac{(\frac{KL}{r})^3}{C_c^3}}$$

رابطهٔ (۱۰ ـ ۵ ـ ۲):

$$F_a = \frac{105 \times 10^5}{(\frac{KL}{r})^2}$$

در این روابط مرز بین منطقهٔ کمانش ارتجاعی و غیرارتجاعی با ضریب لاغری $C_c = \frac{KL}{r}$ تعیین می‌گردد.

در لاغری‌های بزرگتر از $C_c$ ، تنش مجاز از رابطهٔ اولر با ضریب اطمینان ثابت 1.92 و با فرض ضریب ارتجاعی $E=2.04\times10^6 kg/cm^2$ برای فولاد، مشخص شده است.* (رابطهٔ ۱۱ ـ ۵ ـ ۲)

در لاغری‌های کمتر از $C_c$ ، تنش مجاز از یک رابطهٔ پارابلیک با ضریب اطمینان متغیر به‌دست می‌آید. این ضریب اطمینان در لاغری $\frac{KL}{r}=0$ ، برابر ۱/۶۷ و در لاغری $\frac{KL}{r}=C_c$ ، به‌مقدار 1.92 می‌رسد.

مقدار $C_c$ از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{F_y}}$$

این مقدار $C_c$ طوری اختیار شده که لاغری نظیر تلاقی منحنی تنش بحرانی اولر و منحنی تیپ پارابلیک، $C_c$ بوده در عین حال در نقطهٔ تلاقی دو منحنی بر یکدیگر مماس گردند. محاسبه زیر این شرط را نشان می‌دهد:

با محاسبهٔ مشتق آن نسبت به‌متغیر ( $\frac{KL}{r}$ ):

رابطهٔ اولر

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

$$\frac{d(\sigma_{cr})}{d(\frac{KL}{r})} = \frac{-2\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^3}$$

رابطهٔ پارابلیک

$$\sigma_{cr} = F_y - n.(\frac{KL}{r})^2$$

$$\frac{d(\sigma_{cr})}{d(\frac{KL}{r})} = -2n.(\frac{KL}{r})$$

---

* تنش بحرانی اولر از رابطه زیر بدست می‌آید. $Fcr = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2}$

در محل تلاقی $C_c = \frac{KL}{r}$ و شیب دو منحنی یکسان است، پس داریم:

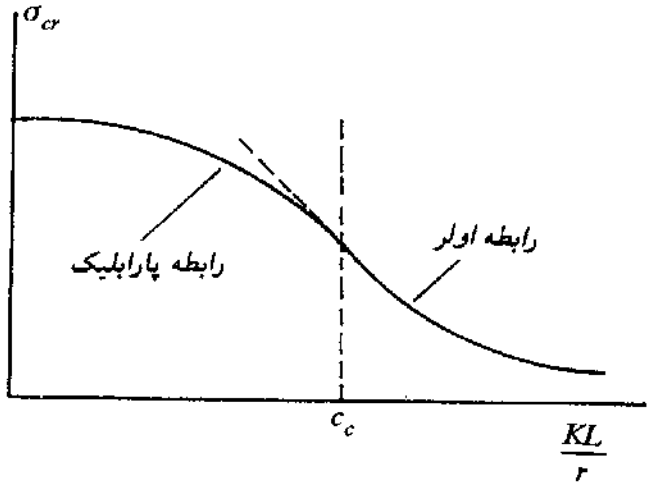
$$\frac{-2\pi^2 E}{(C_c)^3} = -2n.C_c$$

$$n = \frac{\pi^2 E}{(C_c)^4}$$

با جایگذاری در رابطهٔ اولر و رابطهٔ پارابلیک:

$$\frac{\pi^2 E}{(C_c)^2} = F_y - \frac{\pi^2 E}{(C_c)^4} \cdot (C_c)^2$$

$$C_c = \left(\frac{2\pi^2 E}{F_y}\right)^{1/2}$$




شکل (۲۳)

در لاغری معادل $C_c$ تنش بحرانی کمانش از رابطهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$$\sigma_{cr} = F_y - \frac{\pi^2 E}{(C_c)^2} = F_y - 0.5\, F_y = \frac{1}{2} F_y$$

به‌این ترتیب دیده می‌شود حد منقطهٔ کمانش ارتجاعی به‌جای اینکه تنش نظیر حد خطی[1] مصالح اختیار شود، نصف تنش نظیر حد جاری شدن در نظر گرفته شده است که در هر حال تفاوتی با حد

---

*1- Proportional Limit*

خطی خواهد داشت. مثلاً در فولادی که حد جاری شدن آن $2400kg/cm^2$ و حد خطی آن $1900kg/cm^2$ باشد، ضریب لاغری نظیر مرز کمانش الاستیک، را می‌توان از جابجا نمودن طرفین رابطهٔ زیر به‌دست آورد.

$$\sigma_{cr}=\frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2}=1900$$

$$\frac{KL}{r}=\left(\frac{\pi^2\times 2.04\times 10^6}{1900}\right)^{\frac{1}{2}}=103$$

در حالی که برحسب ضریب $C_c$، این حد به‌صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$\frac{KL}{r}=C_c=\left(\frac{2\pi^2\times 2.04\times 10^6}{2400}\right)^{\frac{1}{2}}=129$$

به‌این ترتیب دامنهٔ منطقهٔ کمانش الاستیک با به‌کار بردن معیار $C_c$، کوتاهتر از مقدار واقعی به‌حساب آمده، یا به‌عبارت دیگر به‌کار بردن روابط محاسباتی فوق‌الذکر، در فاصلهٔ دو عدد 103 و 129، مقادیر محافظه‌کارانه و مقرون به‌اطمینان بیشتر به‌دست می‌دهد. در محاسبهٔ تنش مجاز از روابط (۱۰ ـ ۵ ـ ۱) و (۱۰ ـ ۵ ـ ۲) هر بار باید عملیات محاسباتی نسبتاً طولانی انجام گیرد. می‌توان برای استفاده از روابط (۱۰ ـ ۵ ـ ۱) و (۱۰ ـ ۵ ـ ۲)، نتایج محاسبهٔ تنش مجاز ($F_a$) برای هر نوع فولاد را ـ که از یک برنامهٔ ساده محاسباتی به‌دست آورده، طی جداولی تنظیم کرد و برای طراحی دردسترس داشت.

## ۱۳ ـ مثال طراحی: ظرفیت باربری ستون با بار محوری

می‌خواهیم ظرفیت باربری ستونی از نیمرخ بال پهن IPB-300 را تعیین نماییم. داده‌های مسئله عبارتند از:

طول مؤثر ستون نسبت به‌محور قوی $K_xL_x=8.00m$ و نسبت به‌محور ضعیف $K_yL_y=5.00m$ است.

برای تعیین ظرفیت باربری:

۱ ـ ضریب لاغری حداکثر را تعیین می‌کنیم، $(\frac{KL}{r})_{max}$

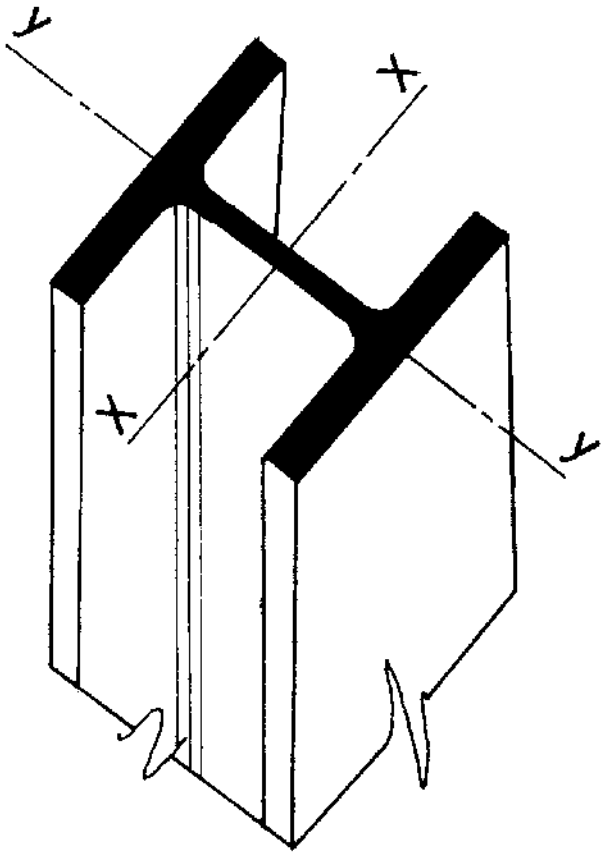
۲ ـ رابطهٔ ستون‌ها را برحسب اینکه ضریب لاغری کوچکتر و یا بزرگتر از مقدار $C_c$ است انتخاب کرده و تنش مجاز محوری را حساب می‌کنیم (بخش‌های ۱۰ ـ ۱ ـ ۵ ـ ۱ و ۱۰ ـ ۱ ـ ۵ ـ ۲)

۳ ـ ظرفیت باربری از حاصل‌ضرب سطح مقطع در تنش مجاز به‌دست می‌آید.

مشخصات IPB-300:

$$\begin{cases} A=149.1\ cm^2 \\ r_x=13\ cm \\ r_y=7.58\ cm \\ F_y=2400\ kg/cm^2 \text{ فولاد نرمه} \\ E=2.04\times10^6\ kg/cm^2 \end{cases}$$

$$C_c=\sqrt{\frac{2\pi^2E}{F_y}}$$




شکل (۴۴)

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{2400}} = 129.5$$

ضرایب لاغری:

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{800}{13} = 61.5$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{500}{7.58} = 66 < 129.5 \quad \text{(لاغری حول محور ضعیف تعیین‌کننده است)}$$

رابطهٔ محاسبه (۱۰ ـ ۵ ـ ۱) می‌باشد:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(\frac{KL}{r})^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\frac{\frac{KL}{r}}{C_c} - \frac{1}{8}\left(\frac{\frac{KL}{r}}{C_c}\right)^3}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(66)^2}{2(129.5)^2}\right] 2400}{\frac{5}{3} + \frac{3 \times 66}{8 \times 129.5} - \frac{66^3}{8(129.5)^3}} = \frac{0.87 \times 2400}{1.841} = 1134\,kg/cm^2$$

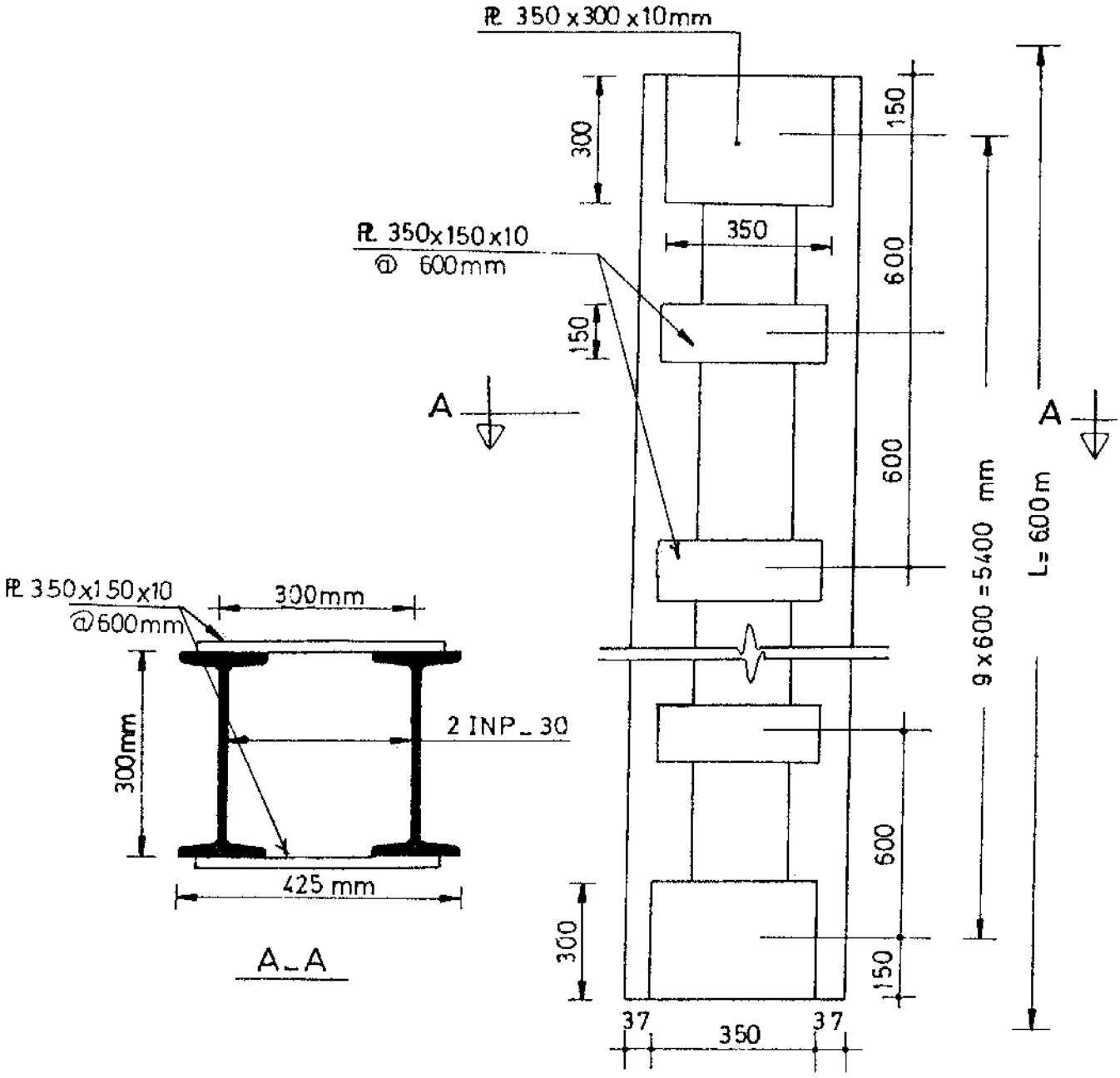
(که البته برای این محاسبه می‌توان جداول آماده‌ای برای مقادیر مختلف $F_a$ در دسترس داشت تا عملیات محاسبه سریع‌تر گردد)

ظرفیت باربری ستون عبارت خواهد بود از:

$P = 1134 \times 149.1 = 169079$ kg (169 Ton)

## ۱۴ ـ مثال طراحی: محاسبه ستون مرکب از نیمرخ‌های I با قیدهای موازی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۵ ـ ۴)

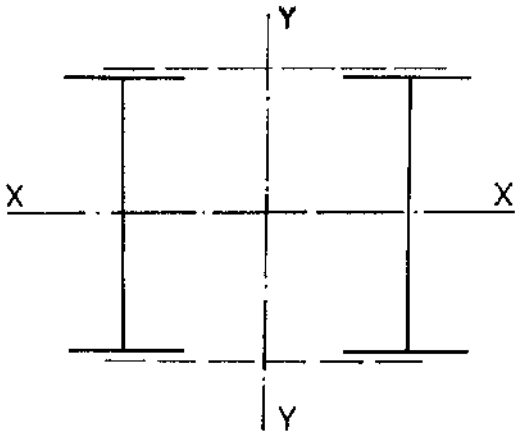
شکل (۲۵) ستونی از دو نیمرخ INP و قیدهای موازی از تسمه فولادی با اتصال جوش را نشان می‌دهد که برای بار محوری $P = 150T$ طرح شده است.




شکل (۴۵)

می‌خواهیم بررسی نماییم که آیا این طرح جوابگوی مشخصات بخش (۱۰ - ۱ - ۵ - ۴ - ب) می‌باشد؟ فولاد مصرفی دارای حد جاری شدن $F_y=2400\ kg/cm^2$ می‌باشد.

طول محاسباتی ستون نسبت به‌هر دو محور اصلی $L_x=L_y=6.00^m$ و ضریب طول مؤثر در کمانش $K_x=K_y=1$ می‌باشد.




*شکل (۲۶)*

مشخصات مقطع برای یک نیمرخ عبارت است از:

$A=69.1\ cm^2$

$r_x=11.9\ cm$

$I_y=451\ cm^4$

$r_y=2.56$

۱ ـ ضریب لاغری ستون نسبت به‌محور X−X

$$\lambda_x=\frac{K_xL_x}{r_x}=\frac{1\times600}{11.9}=50.42$$

۲ ـ ضریب لاغری ستون نسبت به‌محور Y−Y

$I_{YY}$ :

$2\times451=902$

$2\times69.1\times15^2=\ 31095$

$31997\ cm^4$

$$r_y=\sqrt{\frac{31997}{2\times69.1}}=15.21\ cm$$

$$\lambda_y=\frac{K_yL_y}{r_y}=\frac{1\times600}{15.21}=39.45$$

فواصل قیدهای اتصال باید شرایط زیر را داشته باشند:

$\lambda_1<40$

$$\lambda_1 < \frac{2}{3}\lambda_y = \frac{2}{3} \times 39.45 = 26.3$$

$$\lambda_1 = \frac{60}{2.56} = 23.44 < 26.3 < 40$$

محاسبهٔ لاغری مؤثر نسبت به‌محور Y−Y :

رابطهٔ (۱۰ ـ ۵ ـ ۳) $\lambda_{ye} = K_1 \lambda_y$

رابطهٔ (۱۰ ـ ۵ ـ ۴)
$$K_1 = \sqrt{1 + \frac{0.882}{(\lambda_y)^2}\left[\frac{A}{A_b} \cdot \frac{L_1.b}{(r_b)^2} + (\frac{L_1}{r_1})^2\right]}$$

$$K_1 = \sqrt{1 + \frac{0.882}{(39.45)^2}\left[\frac{138.2}{30} \times \frac{60 \times 30}{(4.33)^2} + \left(\frac{60}{2.56}\right)^2\right]} = 1.25$$

$$\lambda_{ye} = 1.25 \times 39.45 = 49.31 < 50.42$$

پس ضریب لاغری نسبت به‌محور X−X تعیین‌کننده است و تنش مجاز نظیر از رابطهٔ (۱۰ ـ ۵ ـ ۱) محاسبه می‌شود: (حالت ایده‌ال آن است که $\lambda_x = \lambda_{ye}$ باشد که در اینجا عملاً حاصل شده است)

$$\lambda_x < C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 129.5$$

$$\beta = \frac{KL/r}{C_c} = \frac{50.42}{129.5} = 0.389$$

$$F.S = 1.67 + 0.375 \times 0.389 - 0.125\,(0.389)^3 = 1.81$$

$$F_a = \frac{\left[1 - 0.5\,(0.389)^2\right]\ 2400}{1.81} = 1225\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{150000}{138.2} = 1085$$

که $1085 < 1225$ قابل قبول است.

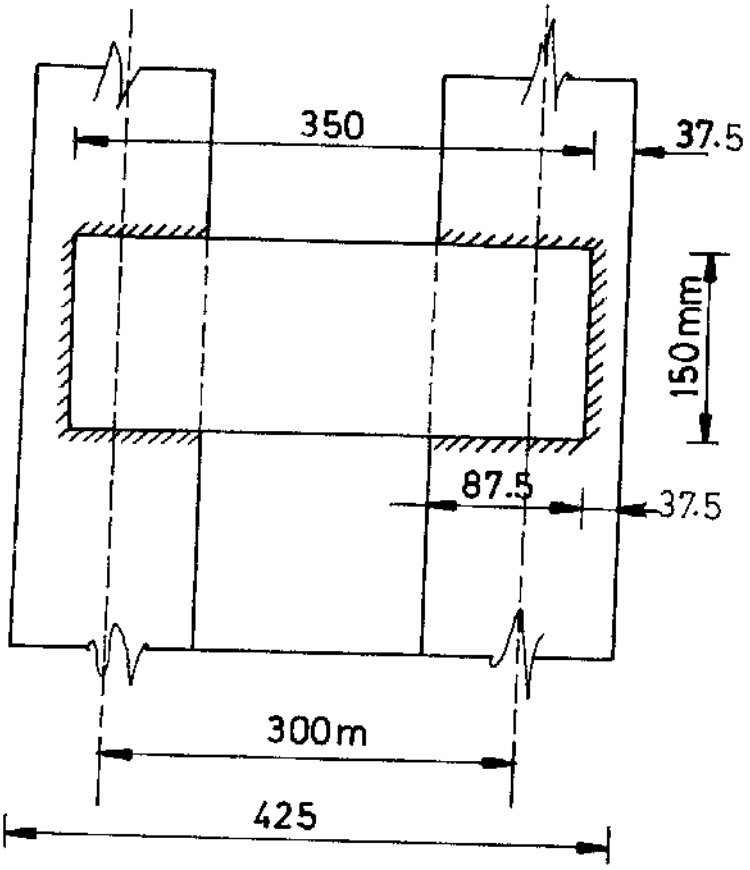
---

* $r_b = \sqrt{\frac{1 \times 15^3/12}{15}} = 4.33\text{cm}$

## بررسی قیدهای اتصال دو نیمرخ:

### *الف ـ قیدهای انتهایی*

در دو سر ستون قیدهای انتهایی باید حداقل طول برابر با فاصله بین مراکز ثقل نیمرخ‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو فشاری را داشته باشند. این فاصله در اینجا ۳۰ سانتی‌متر است و طول قیدهای




*شکل (۴۶)*

انتهایی برابر ۳۰ سانتی‌متر اختیار شده است.

### *ب ـ قیدهای موازی میانی:*

فاصلهٔ مرکز ثقل اتصالات دو سر را محاسبه می‌کنیم.

$$g=\frac{2\times 8.75\frac{8.75}{2}}{32.5}=2.36\,\text{cm}$$

فاصلهٔ مرکز ثقل جوش از لبه بیرونی بال:

$2.36+3.75=6.11$ cm

$42.5-2\times6.11=30.28$ cm

فاصلهٔ محور پایه از لبهٔ بیرونی بال:

$$\frac{12.5}{2}=6.25 \text{ cm}$$

که 6.11cm خیلی نزدیک به 6.25cm است و شرط تطبیق مرکز ثقل اتصال قیدها با مرکز ثقل نیمرخ‌ها تقریباً عملی شده است.

کنترل قید اتصال برای نیروی برشی، لنگر خمشی و فشار محوری:

برش مؤثر:

$V=0.02\ P$

$V=0.02\times150000=3000$ kg

نیروی برشی در قید:

$$T=\frac{V.L_1}{2b}$$

$$T=\frac{3000\times60}{2\times30.28}=2973 \text{ kg}$$

تنش برشی حداکثر* $\tau=1.5\ \frac{2973}{15\times1}=297.3 < 960$

لنگر خمشی بر قید:

$$M=\frac{V.L_1}{4}$$

$$M=\frac{3000\times60}{4}=45000 \text{ cm kg}$$

اساس مقطع موجود:

$$S=\frac{1}{6}\times15\times15=37.5 \text{ cm}^3$$

---

* تنش برشی حداکثر از رابطهٔ روبرو به‌دست می‌آید $\tau_{max}=1.5\ \frac{T}{A}$

تنش حداکثر خمشی $\sigma = \frac{M}{S} = \frac{45000}{37.5} = 1200 < 1400$

نیروی محوری بر قید:

$$P' = \frac{3000}{2} = 1500 \text{ kg}$$

$$\lambda = \frac{30.28}{\frac{1}{\sqrt{12}}} = .105$$

$$F_a = 830 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P'}{A} = \frac{1500}{15 \times 1} = 100 \text{ kg/cm}^2 < 830$$

پس ابعاد انتخاب شده برای قید مناسب است.

محاسبه جوشهای اتصال:

$$T = 2973 \text{ kg}$$

$$M = 45000 \text{ cm·kg}$$

$$L = 8.75 \text{ cm}$$

$$L_1 = 15 \text{ cm}$$

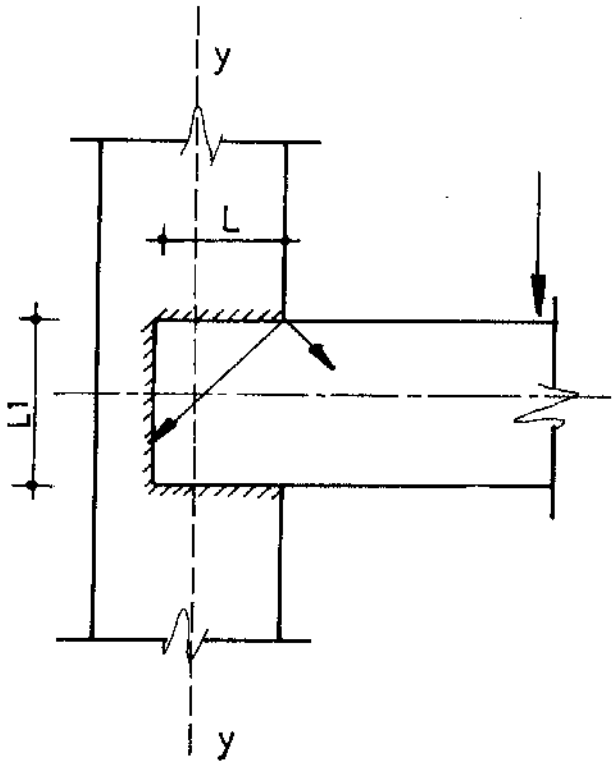
تنش برشی مستقیم بر واحد طول جوش:

$$\tau_s = \frac{T}{L_1 + 2L} = \frac{2973}{15 + 2 \times 8.75} = 92 \text{ kg/cm}$$

برش ناشی از پیچش:

$$\tau_t = \frac{M_t \cdot C}{I_p}$$

$$I_p = \Sigma\left[L\left(\frac{L^2}{12} + x^2 + y^2\right)\right]$$




شکل (۴۷)

در این رابطه x و y مختصات مرکز ثقل خطوط جوش است.

$$I_p=15\left[\frac{15^2}{12}+(2.36)^2+0\right]+2\times8.75\left[\frac{8.75^2}{12}+(2.015)^2+(7.5)^2\right]$$

$$I_p=364.794+1167.0825=1531.87$$

$$C=\sqrt{(7.5)^2+(6.39)^2}=9.85\ \text{cm}$$

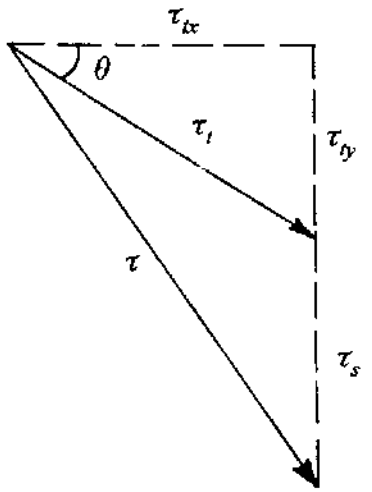
$$\tau_t=\frac{45000\times 9.85}{1531}=289\,\text{kg/cm}$$

$$\sin\theta=\frac{6.39}{\sqrt{(6.39)^2+(7.5)^2}}=0.649$$

$$\cos\theta=\frac{7.5}{\sqrt{(6.39)^2+(7.5)^2}}=0.761$$

$$\tau_{tx}=\tau_t.\cos\theta=289\times0.761=220$$

$$\tau_{ty} = \tau_t . \sin\theta = 289 \times 0.649 = 188$$




شکل (۲۸)

$$\tau = \sqrt{(92+188)^2 + (220)^2} = 356\,\text{kg/cm}$$

بعد لازم برای جوش عبارت خواهد بود از:

$$D = \frac{356}{668} = 0.53 \rightarrow 6\ \text{mm}$$

که مطابق بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۲)

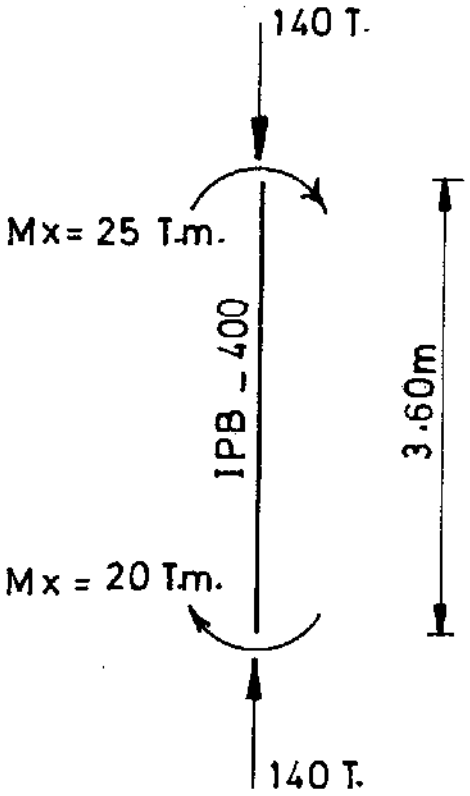
$$D_{max} = t - 1.5 = 10 - 1.5 = 8.5 > 6$$

## ۱۵ ـ مثال طراحی: عضو فشاری تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ٦)

ستون شکل (۲۹) در صفحهٔ بارگذاری و صفحهٔ عمود بر آن، در مقابل انتقال جانبی مهار شده است. ضرایب مؤثر در کمانش به‌ترتیب $K_x=0.8$ و $K_y=0.90$ می‌باشد.

در صورتی که این عضو فشاری را از یک نیمرخ‌بال‌پهن IPB-400 انتخاب کنیم، بررسی نمایید آیا نیمرخ انتخاب شده جوابگوی بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۶) می‌باشد؟

نیمرخ از فولاد نرمه با حد جاری شدن $F_y=2320\ \text{kg/cm}^2$ می‌باشد.




شکل (۲۹)

مشخصات IPB-400 عبارت است از:

$A=197.8\ cm^2$

$S_x=2880\ cm^3$

$r_x=17.1\ cm$

$r_y=7.40\ cm$

$b_f=300\ mm$

$t_f=2.4\ mm$

$$\frac{d}{A_f}=\frac{40}{72}\ cm^{-1}$$

روابط (۱۰ ـ ۶ ـ ۱) و (۱۰ ـ ۶ ـ ۲) وقتی برای خمش در یک جهت به‌کار رود به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{C_m f_b}{(1-\frac{f_a}{F'_e})F_b}\le 1.0$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y}+\frac{f_b}{F_b}\le 1.0$$

که در آن $C_m$ و $f_b$ و $F_b$ و $F'_e$ نسبت به‌محور xx می‌باشد. تنش‌های موجود را محاسبه می‌کنیم:

$$f_a=\frac{140000}{197.8}=708\ kg/cm^2$$

$$f_b=\frac{25\times10^5}{2880}=868\ kg/cm^2$$

ضرایب لاغری مؤثر عبارتند از:

$$\frac{K_xL_x}{r_x}=\frac{0.8\times360}{17.1}=16.84\cong 17$$

$$\frac{K_yL_y}{r_y}=\frac{0.9\times360}{7.40}=43.78\cong 44$$

تنش مجاز فشاری ($F_a$) با لاغری حداکثر تعیین می‌گردد، صرفنظر از اینکه خمش در چه صفحه‌ای اتفاق می‌افتد:

برای $\frac{K_yL_y}{r_y}=44$ از جدول تنشهای مجاز (رابطه ۱۰ ـ ۵ ـ ۱)

$F_a=1225\ kg/cm^2$

فشرده بودن مقطع نیمرخ انتخابی را تحقیق می‌کنیم:

$$\frac{b_f}{2t_f}=\frac{30}{2\times2.4}=6.25$$

$$\frac{h}{t}=\frac{30}{1.35}=22.22$$

خیلی کوچکتر از حدود مقاطع فشرده است.

از طرفی دیگر طول $L=3.60\ m$ کمتر از حدی است که برای فواصل اتکای جانبی لازم است:

$$L_C=\frac{635\,b_f}{\sqrt{F_y}}=\frac{635\times30}{\sqrt{2320}}=395\,cm$$

$$L_c=\frac{14\times10^5}{(\frac{d}{A_f})F_y}=\frac{14\times10^5}{\frac{40}{72}\times2320}=1086\,cm$$

بنابراین تکیه‌گاه جانبی کافی است و تنش مجاز خمشی از رابطهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$F_b=0.66\ F_y=1530\ kg/cm^2$

ضریب کاهش $C_m$ در رابطهٔ (۱۰ ـ ۶ ـ ۱) از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$C_m=0.6-0.4\ \frac{20}{25}=0.6-0.32=0.28<0.4$$

که باید $C_m=0.4$ را به‌کار برد.

$$F'_e=\frac{105\times10^5}{(\frac{KL_b}{r_b})^2}=\frac{105\times10^5}{(17)^2}=36332$$

$$1-\frac{f_a}{F'_e}=1-\frac{708}{36332}=0.98$$

بررسی روابط (۱۰ ـ ۶ ـ ۱) و (۱۰ ـ ۶ ـ ۲):

$$\frac{708}{1225}+\frac{(0.4)(868)}{(0.98)(1530)}=0.577+0.232=0.809<1.0$$

$$\frac{708}{0.6\times2320}+\frac{868}{1530}=0.509+0.567=1.076\geq1.0$$

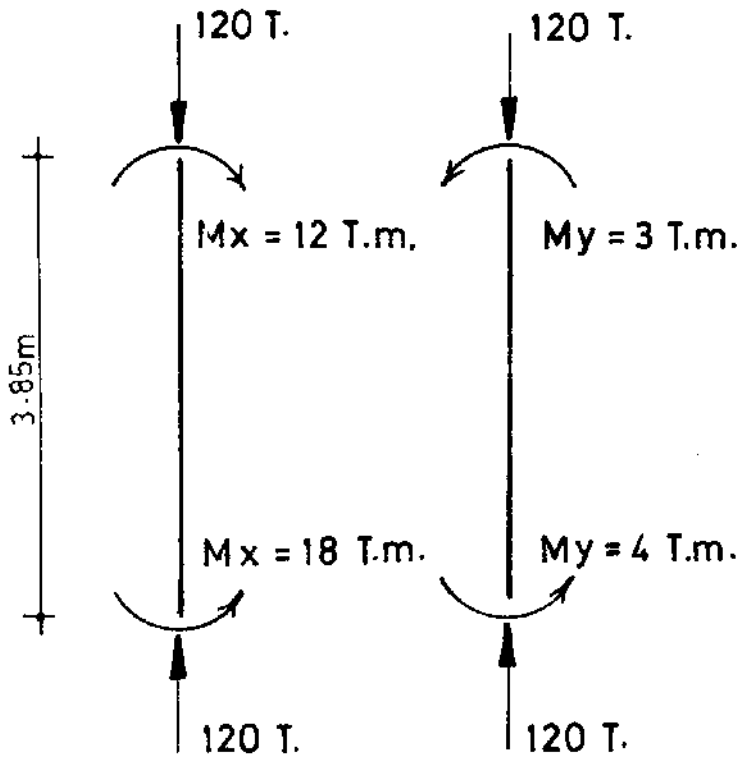
که کمی ضعیف است.

## ۱۶ ـ مثال طراحی: عضو فشاری که تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی در دو جهت قرار دارد

ستونی مطابق شکل (۳۰) تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی در دو جهت حاصل از بارهای ثقل و زلزله (بارگذاری فوق‌العاده بخش ۱۰ ـ ۰ ـ ۵ ـ ۱) قرار می‌گیرد.

فرض می‌شود که مهاربندی برای جلوگیری از انتقال جانبی وجود ندارد و انتقال جانبی آزاد است. ضرایب طول مؤثر در کمانش نسبت به‌دو محور اصلی، به‌ترتیب $K_y=2.0$ و $K_x=2.2$ می‌باشد.

در صورتی که این عضو فشاری از یک نیمرخ بال‌پهن IPB−500 با حدجاری شدن $F_y=2320\ kg/cm^2$ انتخاب شود، نیمرخ انتخاب شده را مطابق (۱۰ ـ ۱ ـ ۶) بررسی نمایید.




شکل ( ۳۰)

**حل:**

مشخصات IPB–500 عبارت است از:

$A=238.6\ cm^2$

$S_x=4290cm^3$

$r_x=21.2\ cm$

$S_y=842\ cm^3$

$r_y=7.27\ cm$

$b_f=30\ cm$

$\frac{d}{A_f}=\frac{50}{84}\ cm^{-1}$

روابط ترکیب تنشها برای بار محوری و خمش در دو جهت عبارتند از:

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{C_{mx}f_{bx}}{(1-\frac{f_a}{F'_{ex}})F_{bx}}+\frac{C_{my}f_{by}}{(1-\frac{f_a}{F'_{ey}})F_{by}}\le 1.0$$

$$\frac{f_a}{0.60F_y}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\le 1.0$$

محاسبهٔ تنش‌های موجود:

$$f_a=\frac{120000}{238.6}=503\ kg/cm^2$$

$$f_{bx}=\frac{18\times10^5}{4290}=419\ kg/cm^2$$

$$f_{by}=\frac{4\times10^5}{842}=475\ kg/cm^2$$

ضرایب لاغری مؤثر:

$$\frac{K_xL_x}{r_x}=\frac{(2.20)(385)}{21.2}=39.95\cong 40$$

$$\frac{K_yL_y}{r_y}=\frac{(2.0)(385)}{7.27}=105.9\cong 106$$

تنش مجاز فشاری برای $\frac{K_yL_y}{r_y}=106$ معین می‌شود:

$$F_a=823\ kg/cm^2$$

$$\left(\frac{f_a}{F_a}=\frac{503}{823}=0.611>0.15\right)$$

نیمرخ IPB یک مقطع فشرده است که طول آزاد 3.85m آن کوچکتر از حدود زیر است:

$$L_c=\frac{635\,b_f}{\sqrt{F_y}}=\frac{635\times30}{\sqrt{2320}}=395\,cm$$

$$L_c=\frac{14\times10^5}{(\frac{d}{A_f})F_y}=\frac{14\times10^5}{\frac{50}{84}\times2320}=1013\,cm$$

بنابراین علاوه بر شرط مقطع فشرده، شرط تکیه‌گاه‌های جانبی نیز تأمین است و تنش‌های مجاز عبارت خواهد بود از:

$$F_{bx}=0.66F_y=0.66\times2320=1530\ kg/cm^2$$

$$F_{by}=0.75F_y=0.75\times2320=1740\ kg/cm^2$$

از آنجایی که انتقال جانبی آزاد است، ضریب کاهش $C_m=0.85$ برای دو محور XX و YY به‌کار خواهد رفت.

$$C_{mx}=C_{my}=0.85$$

برای $\frac{K_xL_x}{r_x}=40$ $\qquad F'_{ex}=\frac{105\times10^5}{(40)^2}=6562$

برای $\frac{K_yL_y}{r_y}=106$ $\qquad F'_{ey}=\frac{105\times10^5}{(106)^2}=935$

برای بارگذاری اضطراری (یا فوق‌العاده) $\frac{1}{3}$ افزایش در تنشهای مجاز و در مقدار $F'_e$ مجاز است.

$$1-\frac{f_a}{1.33F'_{ex}}=1-\frac{503}{1.33\times6562}=0.942$$

$$1-\frac{f_a}{1.33F'_{ey}}=1-\frac{503}{1.33\times935}=0.595$$

روابط بررسی نیمرخ عبارت خواهد بود از رابطهٔ (۱۰ ـ ۶ ـ ۱) و (۱۰ ـ ۶ ـ ۲)

$$\frac{503}{823\times1.33}+\frac{0.85\times419}{0.942\times1530\times1.33}+\frac{0.85\times475}{0.595\times1740\times1.33}\le1.0$$

$$0.459+0.186+0.294=0.939<1$$

$$\frac{503}{0.6\times2320}+\frac{419}{1530}+\frac{475}{1740}\le1.33$$

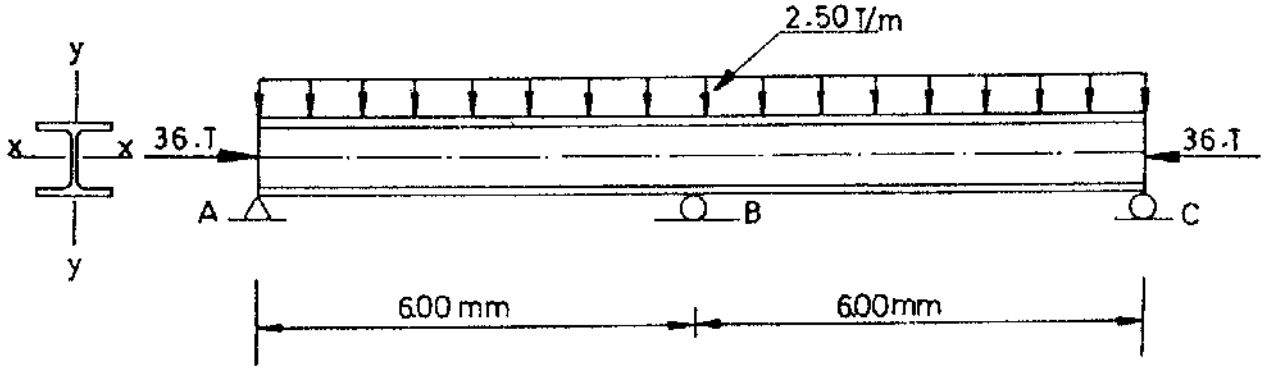
$$0.361+0.274+0.273=0.908<1.33$$

نیمرخ انتخاب شده قابل قبول است.

## ۱۷ـ مثال طراحی: تیر ستون تحت اثر بارهای مستقیم جانبی

تیر ـ ستونی مانند شکل (۳۱) مفروض است که بر آن بار محوری 36 تن در امتداد میانتار تیر و بار جانبی ازکف روی آن به‌شدت 2.5 تن بر متر طول به‌صورت بارگسترده هموار تأثیر می‌نماید. فرض می‌شود تیر در طول خود دارای اتکای جانبی سرتاسری است. می‌خواهیم یک نیمرخ بال پهن IPB-260 را برای این حالت بررسی نماییم.

فولاد این نیمرخ دارای حد جاری شدن $F_y=2320kg/cm^2$ می‌باشد.

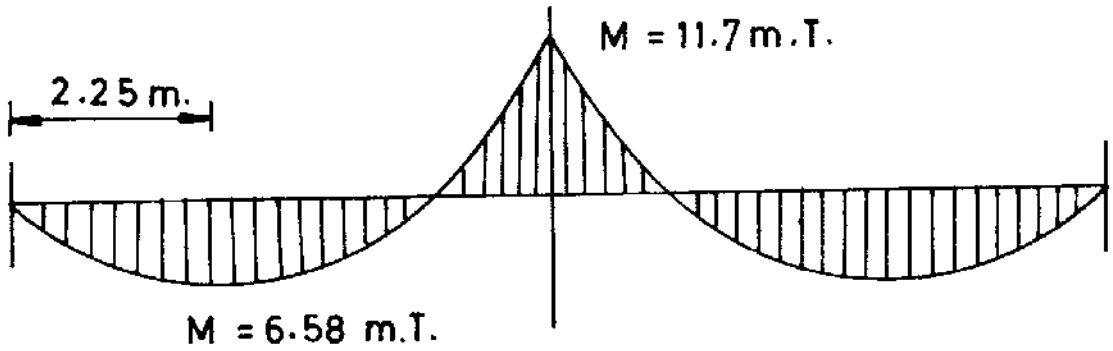



شکل (۳۱)

با اضافه کردن ۱۰۰ کیلوگرم به‌ازاء متر طول برای وزن تیر و قسمتهای اتصالی، بار جانبی P=2.6 تن بر متر طول به‌حساب خواهد آمد. لنگرهای در طول تیر را محاسبه می‌نماییم:

$$M_B= p\frac{L^2}{8} =2.6\frac{(6)^2}{8} =11.70\ m.T.$$

$$R_A=2.6\times\frac{6}{2}-\frac{11.70}{6} =5.85\ T.$$




شکل (۳۲)

و لنگر حداکثر در میان دهانه:

$$M_{(+)}=\frac{R_A^2}{2p}=\frac{(5.85)^2}{2\times2.6}=6.58\ \text{m.T.}$$

دیاگرام تغییرات لنگر خمشی در صفحهٔ قبل نشان داده شده.

مشخصات نیمرخ IPB−260 عبارت است از:

$A=118.4\ \text{cm}^2$

$S_x=1150\ \text{cm}^3$

$r_x=11.2\ \text{cm}$

تنش‌های موجود:

$$f_a=\frac{36000}{118.4}=304\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_{b(1)}=\frac{6.58\times10^5}{1150}=572\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_{b(2)}=\frac{11.7\times10^5}{1150}=1017\ \text{kg/cm}^2$$

ضریب طول مؤثر در کمانش کمتر از یک خواهد بود و با اطمینان می‌توان $K=1$ را به‌کار برد (کمانش فقط نسبت به‌محور XX امکان‌پذیر است)

$$\frac{KL}{r}=\frac{(1)(600)}{11.2}=53.57\cong54$$

$F_a=1172\ \text{kg/cm}^2$

$$F'_e=\frac{105\times10^5}{(54)^2}=3600$$

$$1-\frac{f_a}{F'_e}=1-\frac{304}{3600}=0.915$$

از آنجا که مقطع فشرده است و تکیه‌گاه جانبی هم وجود دارد تنش مجاز عبارت است از:

$$F_b=0.66F_y=0.66\times2320=1530\ kg/cm^2$$

در این مورد ضریب کاهش $C_m$ باید با آنالیزی مستدل تعیین شود ولی به‌جای آنالیز مزبور می‌توان در صورتی که انتهای تیر در صفحهٔ خمش در مقابل دوران نگاهداری نشده است $C_m=1$ در نظر گرفت. (مراجعه شود به‌بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۶ ـ ۱ پ) آنالیز مربوط به‌این حالت رابطه تقریبی زیر را می‌دهد:

$$C_m=1-(0.3)\frac{f_a}{F'_e}=1-0.3\frac{304}{3600}=0.97$$

که خیلی نزدیک به‌حد تقریبی $C_m=1$ است. بنابراین در این محاسبه همان $C_m=1$ را به‌کار می‌بریم:

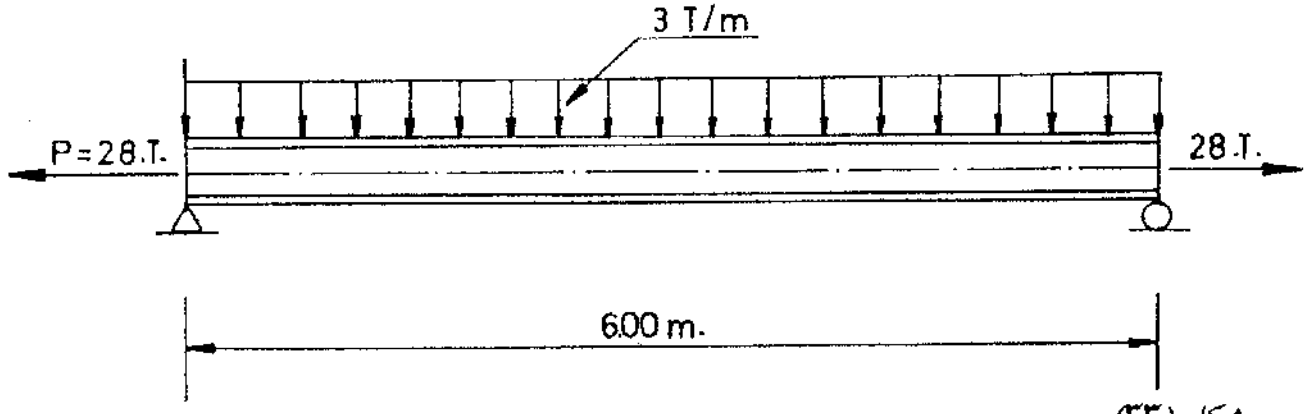
$$\frac{304}{1172}+\frac{(1)(1017)}{0.915\times1530}=0.260+0.726=0.986<1$$

$$\frac{304}{0.6\times2320}+\frac{1017}{1530}=0.218+0.665=0.883<1$$

که قابل قبول است.

## ۱۸ ـ مثال طراحی: تیر تحت اثر لنگر خمشی و نیروی کشش محوری (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۶ ـ ۲)

تیری به‌دهانه 6.00 متر و یا تکیه‌گاه‌های ساده تحت اثر بار هموار جانبی 3.0 تن بر متر طول (شامل وزن خود تیر) و بارکششی محوری 28 تن در امتداد میانتار تیر قرار دارد (شکل ۳۳).




شکل (۳۳)

بال فشاری تیر در امتداد جانبی نگاهداری شده است. می‌خواهیم نیمرخ IPE لازم برای این حالت را طرح و محاسبه نماییم. فولاد مصرفی با $F_y=2320kg/cm^2$ است.

کشش $P=28.0\ T$

$$M_x= p\ \frac{L^2}{8} =3\times \frac{6^2}{8} =13.5\ m.T$$

در آزمون اول نیمرخ لازم برای لنگر خمشی (که اثر بزرگتر را در نتیجه محاسبه دارد) به‌صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$S_x= \frac{M_x}{0.66F_y} = \frac{13.5\times10^5}{1530} =882\ cm^3$$

که این‌عدد نیمرخی مانند IPE-360 را به‌دست می‌دهد که دارای سطح مقطع برابر $A=72.7cm^2$ می‌باشد. و تنش کششی حاصل از بار محوری برای آن برابر خواهد بود با:

$$f_a= \frac{28000}{72.7} =385\ kg/cm^2$$

یعنی در حدود 25 درصد تنش مجاز کششی می‌باشد.

بنابراین در آزمون دوم نیمرخی با اساس مقطع ۲۵ درصد بزرگتر از اساس مقطع قبلی را انتخاب می‌کنیم و مطابق بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۶ ـ ۲) و رابطهٔ (۱۰ ـ ۶ ـ ۴) بررسی می‌نماییم:

$1.25\times882=1102$

نیمرخ:

$IPE-400$

$A=84.5\ cm^2$

$S_x=1160\ cm^3$

$$f_a= \frac{P}{A} = \frac{28000}{84.5} =332\ kg/cm^2$$

$$f_{bx}= \frac{M_x}{S_x} = \frac{13.5\times10^5}{1160} =1164\ kg/cm^2$$

$f_{by}=0$

رابطهٔ (۱۰ ـ ۶ ـ ۴):

$$\frac{332}{0.6\times2320}+\frac{1164}{0.66\times2320}+0\leq1$$

$$0.239+0.758=0.997<1$$

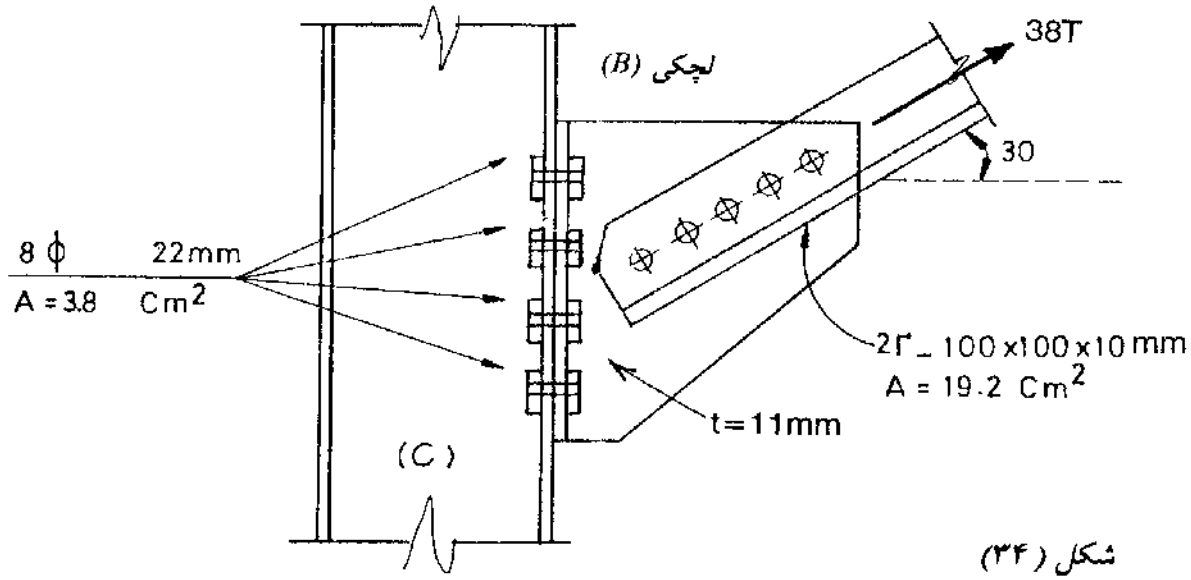
که قابل قبول است و نیمرخ IPE-400 انتخاب می‌شود.

## ۱۹ ـ مثال طراحی: اتصال عضو کششی با پیچ‌های پرمقاومت

یک عضو کششی از جفت نبشی $100\times100\times10mm$ ⌐¬ بارکششی برابر 38 تن را تحمل می‌نماید. مطابق شکل (۳۴) زاویهٔ امتداد عضو کششی با افق 30 درجه و ستون (C) قائم است.

لچکی اتصال (B) عبارت است از یک نیمرخ T بریده شده از نیمرخ IPB-300 که نبشی‌های عضو کششی با 5 عدد پیچ پرمقاومت به‌جان آن متصل می‌گردند و بال لچکی B با 8 عدد پیچ پرمقاومت به‌بال ستون متصل است.

با فرض اینکه پیچ‌های بین نبشی‌ها و لچکی دارای عمل برشی (اتکایی) است و سطح برش خارج از مقطع دندانه شده بگذرد و پیچ‌های اتصال لچکی با ستون به‌صورت اصطکاکی عمل کنند، مقاومت اتصال را بررسی نمایید.




شکل (۳۴)

فرضیات زیر نیز در محاسبه مطرح است.

پیچ‌های اتصال تمام از نوع A−325 به‌قطر 22mm است و تنش‌های زیر را در محاسبهٔ آنها به‌کار می‌بریم:

۱ ـ تنش مجاز برشی در اتصال برشی (اتکایی) وقتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد: $F_v=1540\ kg/cm^2$

۲ ـ تنش مجاز در فشار تماسی: $F_p=3250\ kg/cm^2$

۳ ـ تنش مجاز معادل برشی در اتصال اصطکاکی: $F_v=1050\ kg/cm^2$

۴ ـ تنش مجاز کششی در پیچ: $F_t=2800\ kg/cm^2$

### *الف ـ اتصال نبشی‌ها به‌لچکی با فرض اتصال اتکایی (غیراصطکاکی)*

بررسی مقاومت نبشی‌ها در کشش:

مقطع خالص (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۰ ـ ب)

$$A_n=2[19.2-1(2.2+0.15)]=33.7$$

مقطع مؤثر (بخش ۱ ـ ۱ ـ ۱ ـ ۱۰ ـ پ)

$$A_e=0.85\ A_n=0.85\times33.7=28.64\ cm^2$$

ظرفیت کششی نبشی‌ها:

$$P_{R1}=A_e\times0.5F_u=28.64\times0.5\times3700=52990\ kg>38000$$

$$P_{R2}=A_g\times0.6F_y=38.4\times0.6\times2400=55296\ kg>38000$$ قابل قبول

ظرفیت برشی پیچ‌های اتصال در دو سطح برش:

$$(2F_vA_b)=2\times1540\times3.8=11704\ kg$$

ظرفیت نبشی‌ها در فشار تماسی در سوراخ‌های پیچ:

$$2F_pd.t=2\times3250\times2.2\times1=14300\ kg$$

ظرفیت تیغه لچکی در فشار تماسی در سوراخ پیچ:

$$F_p.d_1.t_1=3250\times2.2\times1.1=7865\ kg$$

رقم اخیر تعیین‌کننده ظرفیت اتصال است:

$$P=5\times7865=39325>38000\ kg$$

که قابل قبول است

***ب ـ بررسی اتصال لچکی به‌ستون با فرض عمل اصطکاکی:***

فرض نماییم که امتداد نیروی کششی بر نبشی‌ها از مرکز ثقل پیچ‌های اتصال لچکی به‌ستون می‌گذرد. مؤلفه‌های کششی و برشی بار وارده عبارت خواهند بود از:

$$T=P.\cos 30^\circ=38\times0.866=32.91\ T.$$

$$V=P.\sin 30^\circ=38\times0.500=19.00\ T.$$

تنش کششی در پیچ:

$$f_t=\frac{T}{nA_b}=\frac{32910}{8\times3.8}=1080\ kg/cm^2$$

تنش برشی در پیچ:

$$F_v=\frac{V}{nA_b}=\frac{19000}{8\times3.8}=625\ kg/cm^2$$

پیش‌تنیدگی لازم در پیچ 22mm در حدود*:

$$T_b=17600\ kg$$

می‌باشد. بنابراین تنش مجاز کاهش‌یافته برشی تحت اثر مشترک کشش و برش در اتصال اصطکاکی عبارت خواهد بود از:

$$F_v=1050\left(1-\frac{f_tA_b}{T_b}\right)$$

---

* $T_b=0.55\ F_u\times A_b$

$$F_v=1050\left(1-\frac{1080\times3.8}{17600}\right)=805\ kg/cm^2$$

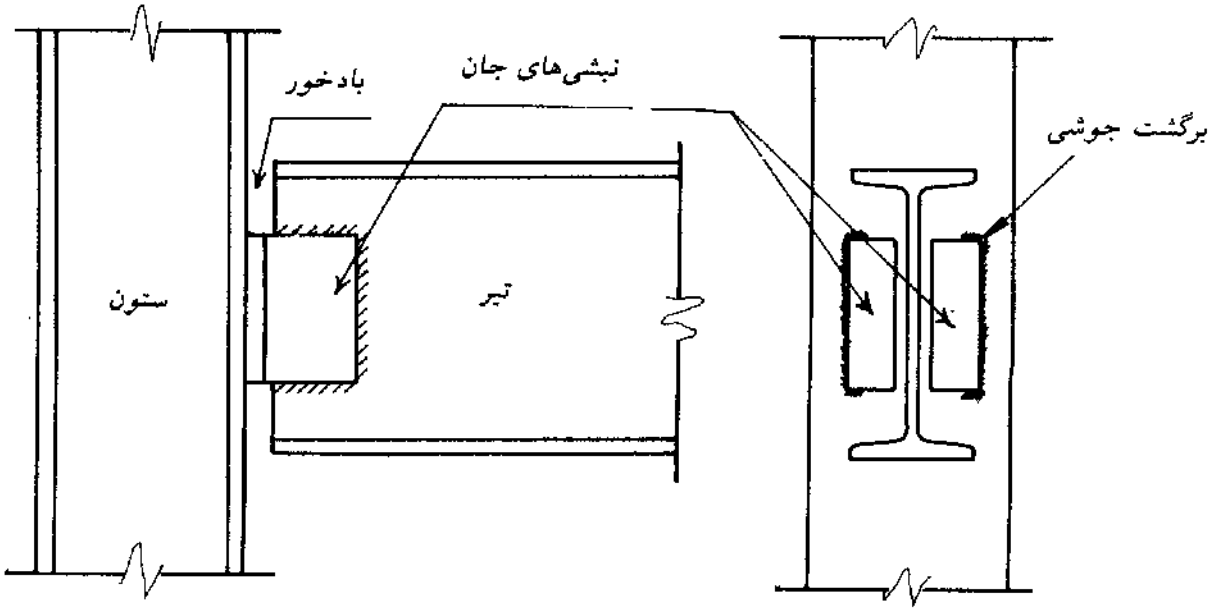
که $f_v=612 < 805$ و قابل قبول است.

البته اثر نیروی کششی T و خمش در بال لچکی اتصال و همچنین حالت اهرم شدن (Prying action) در پیچ‌های این اتصال قابل توجه است که باید جداگانه بررسی گردد.

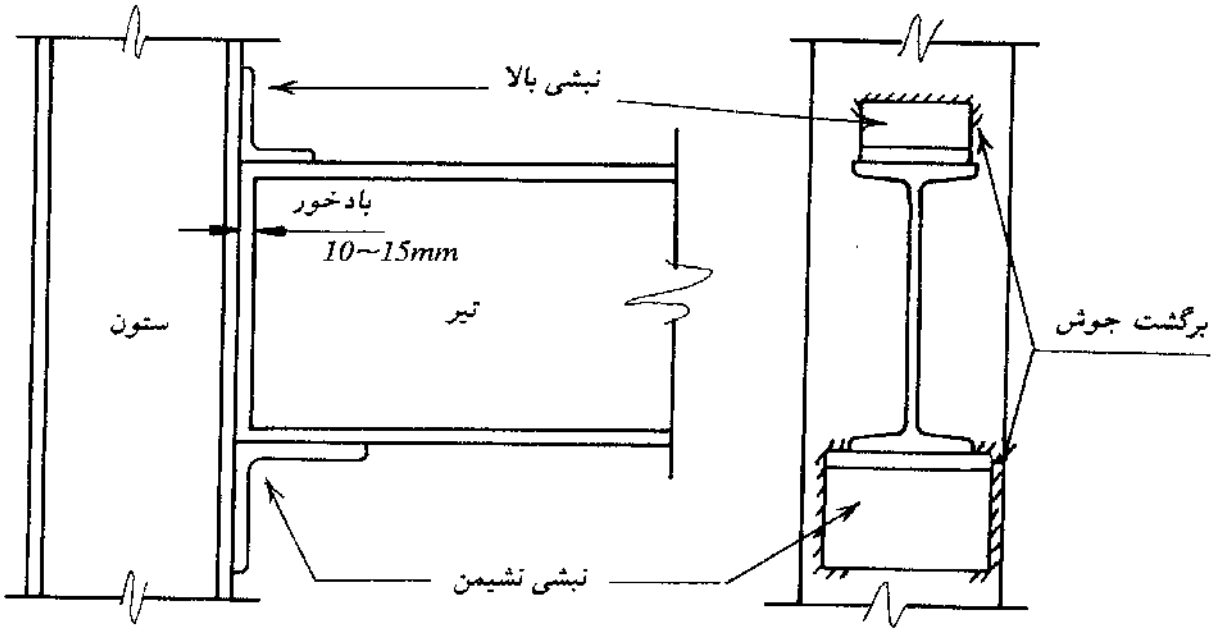
## ۲۰ ـ اتصالات ساده تیر به‌ستون و یا تیرچه به‌شاهتیر

دو نوع از اتصالات جوشی که بسیار متداول است یکی اتصال با جفت نبشی جان (شکل ۳۵) و دیگری اتصال با نبشی نشیمن (شکل ۳۶) می‌باشد.

این اتصالات جزء اتصالات ساده گروه (۲) بخش (۱۰ ـ ۰ ـ ۲) محسوب می‌شوند و آنها را معمولاً در عکس‌العمل‌های کمتر از ۱۵ ـ ۲۰ تن به‌کار می‌برند و در آنها سعی می‌گردد تا حد امکان انعطاف‌پذیری کافی برای اتصال و آزادی دوران در تکیه‌گاه تأمین شود. گیرداری که در این اتصالات به‌وجود می‌آید کم، و کمتر از ۱۰ تا ۲۰ درصد گیرداری کامل است.




شکل (۳۵)




شکل (۳۶)

### الف ـ اتصال با نبشی جان

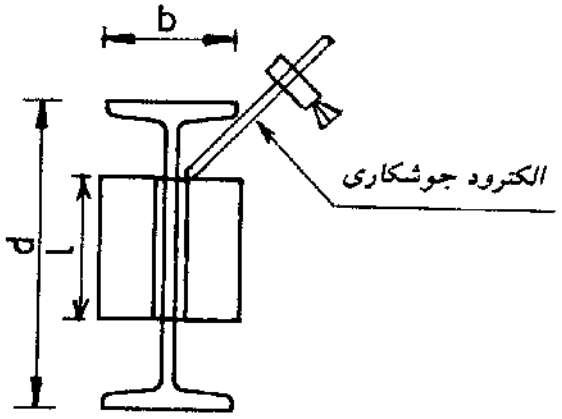
این نبشی‌ها معمولاً به‌انتهای تیر در کارخانه جوش می‌شوند و در کارگاه با جوش یا پیچ بر ستون یا شاهتیر متصل می‌گردند. در طراحی این نوع اتصال معمولاً مقدار مناسب عرض بال نبشی که بر جان تیر وصل می‌شود بین ۶۰ تا ۸۰ میلی‌متر و بال متصل شده به‌ستون بین ۶۰ تا ۱۰۰ میلی‌متر است. اگر نبشی‌های با بال نامساوی دردسترس باشد با به‌کار بردن آنها آزادی عمل خوبی در طراحی و اجرا به‌وجود می‌آید مثلاً اگر انعطاف‌پذیری زیاد مورد نظر باشد می‌توان بال کوتاه را در طرف جان تیر و بال بلند را بر سطح ستون قرار داد و با دو خط جوش قائم بر ستون متصل کرد. به‌این ترتیب بال با پهنای بزرگ انعطاف‌پذیری لازم را تأمین می‌نماید. جوشهای بر سطح ستون خوبست فقط در دو خط قائم انجام گیرد تا آزادی تغییرشکل در دوران زاویه‌ای تکیه‌گاه، برای بال نبشی محفوظ بماند. این جوشها باید در انتهای خط جوش حداقل به‌اندازهٔ دو برابر لبه جوش بر روی ضلع دیگر برگشت داده شود. (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۲ ـ ب)

در حالتی دیگراگر برون‌محوری عکس‌العمل تکیه‌گاه نسبت به‌خط جوش روی ستون، تولید اشکال نماید، می‌توان بال کوتاه را در طرف ستون قرار داد و بالاخره در صورتی که اتصال با جوش در کارخانه و پیچ در کارگاه مطرح باشد، بال بلند نبشی در طرف ستون، پهنای لازم برای سوراخهای

پیچ را تأمین خواهد کرد.

در صورتی که از نبشی‌های با بال مساوی استفاده می‌شود نیمرخهای مناسب برحسب مقدار عکس‌العمل تکیه‌گاه، نبشی‌های 60×60×6mm تا 100×100×10mm خواهد بود.

طول نبشی اتصال باید طوری انتخاب شود که امکان جوشکاری با زاویهٔ تمایل مناسبی برای الکترود جوشکاری به‌وجود آید. برای این منظور خوبست طول نبشی ($l$) بین (d−b) تا ($d-\frac{b}{2}$) انتخاب گردد که در آن d و b به‌ترتیب ارتفاع و پهنای بال دو نیمرخ تیر می‌باشد، شکل (۳۷). گاهی نیز این طول را به‌طور ساده بین $\frac{1}{2}$ تا $\frac{2}{3}$ ارتفاع نیمرخ در نظر می‌گیرند. البته این طول بعداً باید ضمن




شکل (۳۷)

محاسبهٔ جوشها تأیید گردد. جوشهایی که بر جان تیر قرار می‌گیرند باید متناسب با ضخامت آن باشند. ضمناً تنش برشی منتقل شده از دو خط جوش دوطرف بر جان نباید از ظرفیت برشی آن تجاوز نماید. محاسبه نشان می‌دهد که برای فولادها و الکترودهای نرمه معمولی، برای تأمین این منظور خوبست بعد جوش بر جان تیر از ۸۰ درصد ضخامت جان تجاوز ننماید. تنشهای اضافی که در نبشی اتصال به‌علت دوران زاویه‌ای در تکیه‌گاه تیر به‌وجود می‌آید معمولاً مقادیر بزرگی است، در مورد بارهای استاتیک این تنش بزرگ تا مقادیر حد جاری شدن مصالح خطرناک نخواهد بود زیرا مکانیزمی است که خود را کنترل می‌کند یعنی با جاری شدن در مصالح این تنش بزرگ کاهش می‌یابد. ولی در صورتی که بارگذاری دینامیک و خستگی‌های متناوب[1] بر اتصال وارد گردد باید

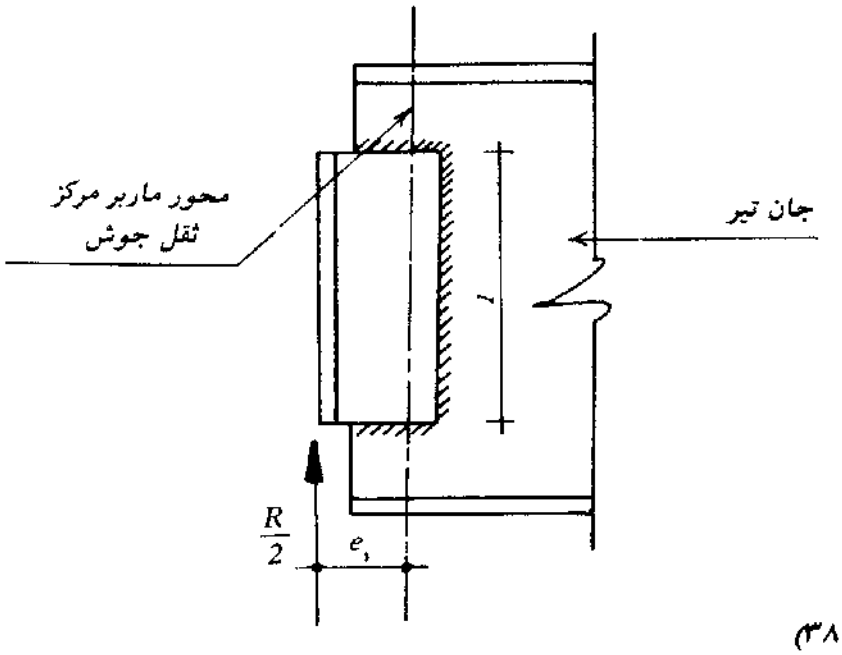
---

*1- Fatigue*

ضمن اینکه مسئله از نظر اتصال جوشها مورد بررسی قرار می‌گیرد، تنش در نبشی را هم با تجدیدنظر در ابعاد و افزایش انعطاف‌پذیری آن، کاهش داد.

روش مرسوم در محاسبه جوشهای اتصال، یک روش تقریبی ـ تجربی و نیمه‌استدلالی است. جوشهای اتصال را می‌توان در دو قسمت در نظر داشت:

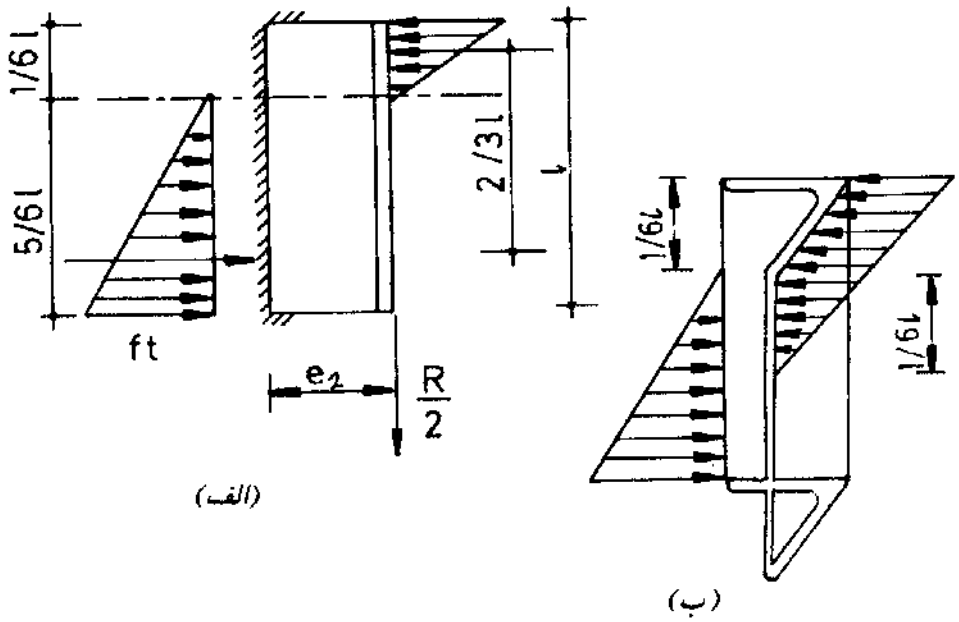
۱ ـ جوشهای بین بال نبشی و جان تیر. شکل (۳۸).




شکل (۳۸)

۲ ـ جوشهای بین بال نبشی و سطح ستون. شکل (۳۹ ـ الف).

اگر تکیه‌گاه تیر ساده فرض شود، جوشهای بین نبشی و جان تیر باید برای برش مستقیم (حاصل از نیروی $\frac{R}{2}$) و برش ناشی از پیچش (حاصل از لنگر خارج از مرکز $\frac{R}{2} e_1$) محاسبه شوند معمولاً رابطهٔ پیچش با ممان اینرسی قطبی را برای محاسبه اخیر به‌کار می‌برند (در حالی که این رابطه فقط برای شکلهای دایره صحیح است)، سپس نتیجه دو تنش را در نقطهٔ حداکثر تعیین می‌نمایند. مقاومت جوش باید جوابگوی این تنش باشد. جوش‌های بین نبشی و سطح ستون در دو خط جوش اجرا می‌شود و طول برگشت انتهای آن در محاسبه وارد نمی‌شود.




(الف) (ب)

شکل (۳۹)

دیده می‌شود که عکس‌العمل خارج از مرکز $\frac{R}{2}$ در هر کدام از خطوط جوش، تولید تنش برشی مستقیم (قائم) و تنش برشی افقی ناشی از پیچش لنگر $\frac{R}{2} e_2$ می‌نماید شکل (۳۹).

به‌علت وجود لنگر پیچشی $\frac{R}{2} e_2$ در هر کدام از نبشی‌ها، دو نبشی در قسمت بالا به‌جان تیر فشرده شده و در قسمت پایین از هم دور می‌شوند. روش معمول در محاسبهٔ این قسمت آن است که فرض شود فشار تماسی در بین نبشی و جان تیر در طولی برابر $\frac{1}{6}$ طول نبشی از بالا، برقرار می‌شود. شکل (۳۹ ـ ب).

با این فرض تنش برشی افقی به‌شرح زیر محاسبه خواهد شد

$$t)(\frac{5}{6}l)(\frac{2}{3}l)=\frac{Re_2}{2}$$

$$.8\ \frac{Re_2}{l^2}$$

اگر طبق روش سنتی تار خنثی را در وسط ارتفاع جوش فرض نماییم و رابطهٔ پیچش و اینرسی قطبی به‌کار بریم خواهیم داشت:

$$I_x=\frac{L^3}{12} \qquad I_y=0 \qquad I_p=I_x+I_y=\frac{L^3}{12}$$

$$f_t = \frac{M_t C}{I_p} = \frac{Re_2}{2} \cdot \frac{\frac{l}{2}}{\frac{l^3}{12}} = 3\frac{Re_2}{l^2}$$

که دیده می‌شود که تنش بزرگتری از فرض اول به‌دست می‌دهد و ما آن را در محاسبات بعدی به‌کار خواهیم برد.

## مثال عددی

می‌خواهیم تعدادی تیر INP-340 راکه عکس‌العمل تکیه‌گاه آنها R=8.7T. است به‌بال ستونهایی از نیمرخ IPB-300 با جفت نبشی جان متصل نماییم.

جوش نبشی به‌جان تیرها در کارخانه انجام می‌گیرد و اتصال به‌ستون در کارگاه به‌دو صورت اجرا می‌شود. یکی به‌وسیلهٔ جوش در سرکار و دیگری به‌وسیلهٔ پیچهای A-325 که به‌صورت برشی (اتکایی) عمل می‌کنند و فرض می‌شود که سطح برش از مقطع دندانه شده می‌گذرد.

### ۱ ـ اتصال با جوش

نبشی اتصال را از نیمرخ L–80×80×8mm و به‌طول ۲۵ سانتی‌متر در نظر می‌گیریم

*الف ـ جوشهای بر سطح ستون:*

تنش برشی مستقیم:

$$f_s = \frac{R}{2l} = \frac{8700}{2\times 25} = 174 \text{ kg/cm}$$

تنش برشی حاصل از پیچش:

$$f_t = \frac{3Re}{l^2} = \frac{3\times 8700\times 8}{(25)^2} = 334 \text{ kg/cm}$$

$$f = \sqrt{(f_s)^2+(f_t)^2} = \sqrt{(174)^2+(334)^2} = 376 \text{ kg/cm}$$

ارزش مقاومتی جوش نرمه به‌ازاء هر سانتی‌متر: 668D

$$D = \frac{376}{668} = 0.56$$

جوش با بعد D=7mm به‌کار خواهد رفت زیرا با توجه به‌ضخامت بال ستون که 19mm است حداقل بعد جوش طبق بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۲ ـ ب) و جدول (۳) نباید از ۷ میلی‌متر کمتر باشد.

ب ـ جوشهای بین نبشی و جان تیر به‌بعد D=6mm انتخاب می‌شوند و از محاسبهٔ این قسمت خودداری می‌گردد زیرا با مقایسه با اعداد محاسباتی در بالا دیده می‌شود که عکس‌العمل مؤثر همان 8.7T. ولی طول جوشهای موجود (در فصل مشترک نبشی و جان تیر) بزرگتر و از طرفی دیگر خروج از مرکز بار مؤثر و لنگر پیچشی کمتر از حالت جوشهای بر سطح ستون است. بنابراین بعد 5.6<6 کافی خواهد بود. از طرفی دیگر این بعد باید چند محدودیت دیگر را هم ارضاء نماید یکی آنکه از ضخامت نبشی اتصال منهای 1.5mm بیشتر نشود: 6<6.5=1.5−8 دیگر آنکه در تناسب با جان تیر (که 12.2mm است) از 80% ضخامت جان تجاوز نکند.

$$0.80\times12.2=9.76 > 6mm$$

و بالاخره از نظر حداقل بعد جوش، مقادیر جدول (۳) را جوابگویی کند که با توجه به‌سطر ۳ و ۴ این جدول تقریباً قابل قبول است.

### ۲ ـ اتصال با پیچ (A−325)

پیچهای اتصال را به‌قطر 16mm در نظر می‌گیریم

$$d=16mm$$

ارزش مقاومتی پیچ در یک برش وقتی که سطح برش بر مقطع دندانه شده می‌گذرد عبارت است از:

$$1050\times \frac{\pi}{4}(1.6)^2=2111\ kg$$

حداقل مقاومت فشار مستقیم تماس در بال ستون به‌ضخامت 19mm و در بال نبشی‌ها به‌ضخامت 8mm عبارت است از:

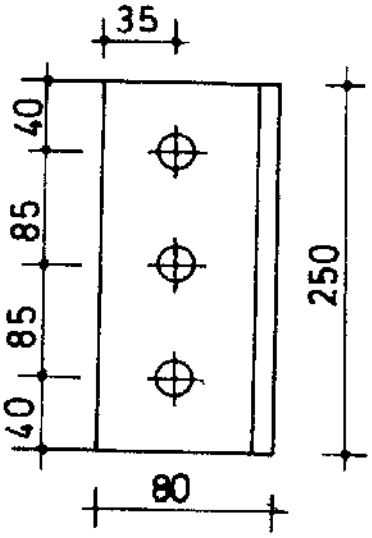
$$(0.8)(1.6)(1.2\times3700)=5683\ kg$$

بنابراین تعداد پیچ لازم: $n=\frac{8700}{2111}=4.12$

که 6$\phi$16mm به‌کار خواهد رفت و برای جوابگویی به‌محدودیت‌های بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۳) فواصل سوراخها مطابق شکل (۴۰) انتخاب می‌گردد.

### ب ـ *اتصال با نبشی نشیمن*

تکیه‌گاه با نبشی نشیمن یک اتصال بسیار مؤثر و مناسبی را به‌وجود می‌آورد و وجود نبشی نشیمن عمل نصب و تنظیم تیر را آسان می‌نماید. این اتصال را می‌توان با انعطاف‌پذیری حدود اتصالات با



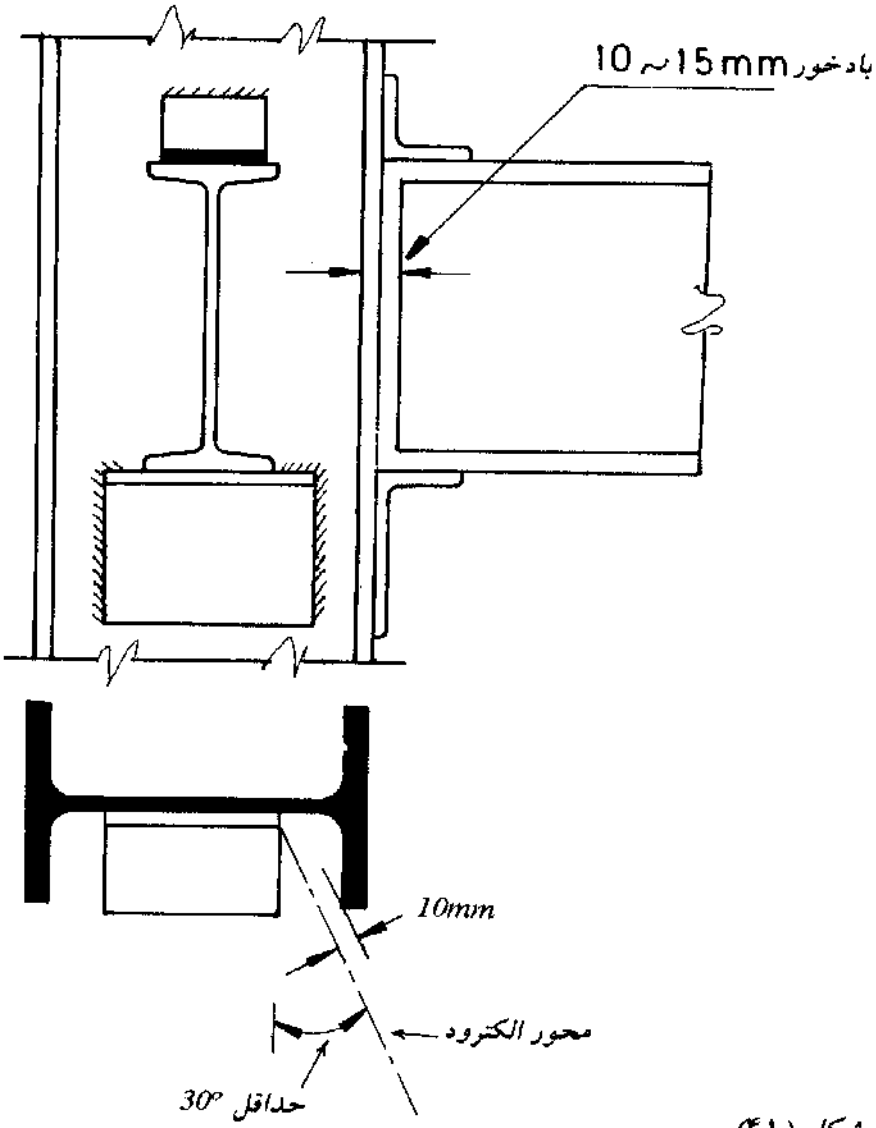

شکل (۴۰)

نبشی جان طرح نمود.

نبشی‌های نشیمن را قبلاً در کارخانه به‌بال و جان ستون متصل می‌نمایند و پس از نصب تیر، نبشی کمکی دیگری نیز در بالای تیر کار گذارده می‌شود. این نبشی را معمولاً در محاسبه در مقابل عکس‌العمل تکیه‌گاه به‌حساب نمی‌آورند و عمل آن فقط ثابت نمودن تیر در محل خود و تأمین تکیه‌گاه جانبی و جلوگیری از غلتیدن نیمرخ تیر است.

سعی می‌شود که اتصال تا حد امکان انعطاف‌پذیر باشد تا از آزادی دوران تیر در تکیه‌گاه جلوگیری نشود. برای این منظور نبشی بالا را با ابعاد ظریف (و معمولاً با ضخامت 6mm–7) قرار می‌دهند اگر فقط نبشی‌های استاندارد اروپایی در دسترس است اجباراً آن را از نیمرخ Γ–60×60×6mm تا Γ–100×100×10mm قرار می‌دهد و فقط دو لبه افقی بالهای آن را به‌تیر و ستون جوش می‌کنند. در مورد نبشی نشیمن، اگر نبشی با بال نامساوی در دسترس باشد با قرار دادن بال کوتاه در زیر تیر و بال بلند در تماس با ستون مسئله طراحی به‌نحو مناسبی حل می‌شود. در شکل (۴۱) یک اتصال تیپ را نشان داده‌ایم یکی از نبشی‌های نشمین به‌بال و دیگری به‌جان ستون متصل است. جوشهای اتصال در دو خط در دو انتهای طول نبشی انجام می‌گیرد و انتهای آنها در بالای نشیمن برگشت داده می‌شود. هرچند در بالای نبشی در خط افقی تماس با ستون نیز می‌توان جوش نواری اجرا کرد ولی معمولاً به‌دلایلی از این کار خودداری می‌شود.

در انتخاب طول نبشی نشیمن که در داخل جان ستون قرار می‌گیرد باید دقت کرد که جوشکاری آن با مشخصات قید شده در روی شکل (۴۱) امکان‌پذیر باشد.




شکل (۴۱)

نبشی‌های نشیمن باید تا حد امکان خمش‌پذیر باشند. به‌طوری که از زاویهٔ دوران تیر در انتها تبعیت کند اگر بال نبشی که در زیر تیر قرار می‌گیرد خیلی صلب و خمش‌ناپذیر باشد، عکس‌العمل تیر نزدیک به‌لبهٔ بیرونی نبشی تولید می‌گردد و به‌علت وجود خروج از مرکز بزرگ، لنگر خمشی بزرگی در این بال و جوشهای اتصال به‌وجود خواهد آمد. از طرف دیگر اگر این بال خیلی خمش‌پذیر باشد با خم شدن آن طول تکیه‌گاه تیر رو به‌طرف ستون بتدریج کوتاه شده به‌طوری که تنش‌های به‌وجود آمده در فصل مشترک جان و بال تیر به‌حالت تنش لهیدگی نزدیک می‌گردد. خمش در بال برجسته نبشی نشیمن که یک مقطع مربع مستطیلی است با تنش مجاز $0.75F_y$

محاسبه می‌شود (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۲). که این تنش مجاز نسبتاً بزرگ کمک به‌خمش‌پذیری مقطع می‌نماید. پهنای بال زیر تیر معمولاً از 100mm کمتر اختیار نمی‌شود.

محاسبهٔ اتصال با نبشی نشیمن نیز به‌روشی تقریبی ـ تجربی و نیمه‌استدلالی در مراحل زیر به‌عمل می‌آید:

۱ ـ تعیین طول تکیه‌گاه تیر در روی نبشی و انتخاب ابعاد نبشی که در زیر تیر قرار می‌گیرد.

۲ ـ محاسبهٔ نبشی در مقابل خمش

۳ ـ محاسبهٔ جوشهای اتصال

برای محاسبهٔ خمش در بال نبشی لازم است که محل اثر عکس‌العمل روی بال را در دست داشت. معمولاً طول تکیه‌گاه تیر روی نبشی با توجه به‌پدیده لهیدگی بین جان و بال تیرتعیین می‌گردد. طول اتکاء بزرگترین یکی از دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$N=\frac{R}{t_w(0.75F_y)}-K$$

$$N=\frac{1}{2}\times\frac{R}{t_w(0.75F_y)}$$

در این روابط N طول اتکای تیر روی نبشی نشیمن برای عکس‌العمل تکیه‌گاه (R) است که این طول از انتهای تیر روبه داخل دهانه در نظر گرفته می‌شود.

$t_w$ ضخامت جان تیر و K، فاصله از پشت بال تا انتهای ماهیچه بین جان و بال در نیمرخ تیر است. فرض می‌شود که عکس‌العمل R در وسط این طول عمل می‌نماید. بنابراین خروج از مرکز عکس‌العمل عبارت خواهد بود از: $e=\frac{N}{2}+15mm$.

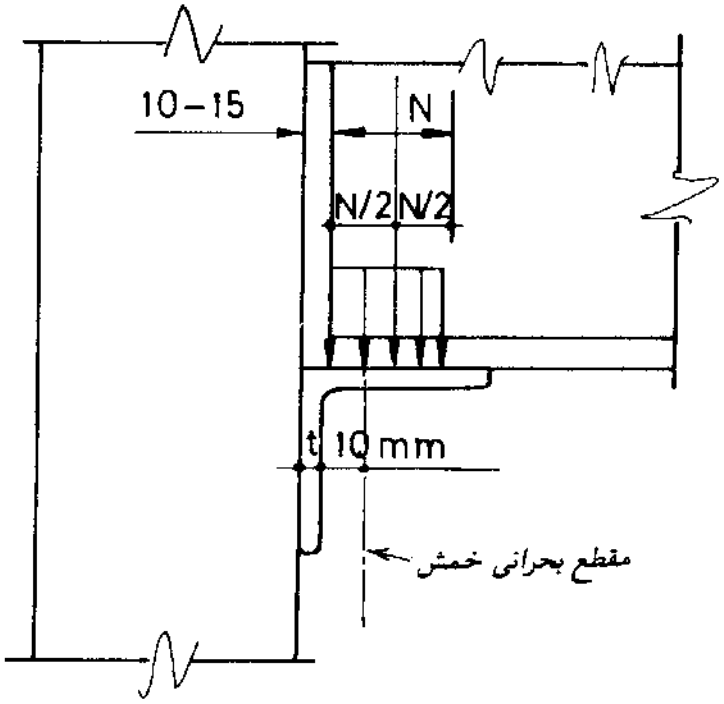
مقطع بحرانی برای خمش بال نبشی، قدری جلوتر از سطح داخلی نبشی و نزدیک به‌انتهای ماهیچه بین دو بال نبشی است و آزمایش نشان می‌دهد که آن را می‌توان با تقریب خوبی 10mm جلوتر از سطح داخلی بال نبشی در نظر گرفت.

بنابراین بازوی لنگر خمشی بر بال نبشی با فرض بادخور 15mm بین تیر و ستون عبارت خواهد بود از:

$$(1.5cm+\frac{N}{2})-(t+1.0cm)=(\frac{N}{2}+0.5-t)$$

و لنگر خمشی بر بال نبشی نشیمن برابر می‌باشد با:

$$M=R(\frac{N}{2}+0.5-t)$$




شکل (۴۲)

این لنگر باید با مقاومت خمشی بال نبشی با تنش مجاز $0.75F_y$ مقابله شود:

$$\frac{M}{S} = 0.75\,F_y$$

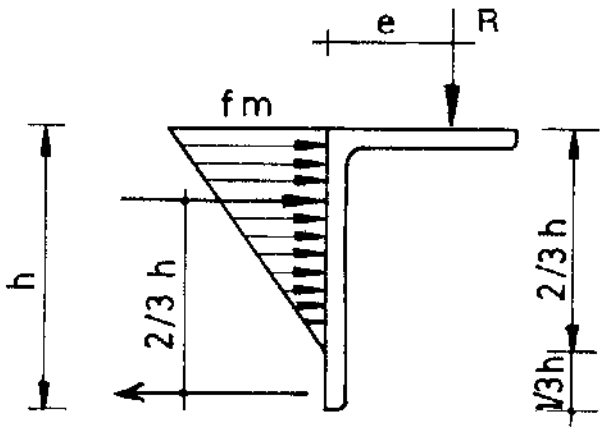
$$\frac{R\,(\frac{N}{2} + 0.5 - t)}{\frac{bt^2}{6}} = 0.75\,F_y$$

از اینجا طول لازم برای نبشی به‌مقدار زیر به‌دست می‌آید:

$$b = \frac{6R\,(\frac{N}{2} + 0.5 - t)}{(0.75\,F_y)(t^2)}$$

مرحلهٔ بعدی محاسبه جوشهای اتصال نبشی به‌ستون است. چنانکه دیده شد این جوشها در دو خط قائم انجام می‌شود و تحت اثر لنگر خمشی (R.e) و نیروی برشی قائم R قرار می‌گیرند. وضع عکس‌العمل جوشها در مقابل این دو عامل و اثر بال قائم نبشی در خمش چندان روشن نیست.

نبشی در بین دو نوار جوش دو طرف خم بر می‌دارد و قسمت پایین آن کاملاً به‌ستون فشرده می‌شود و به‌این ترتیب مشخصات خمش‌پذیری نبشی در توزیع تنشهای جوش مؤثر است. معمولاً دو فرض مختلف در محاسبهٔ جوش مطرح می‌شود، یکی آنکه تار خنثی در وسط ارتفاع بال قائم نبشی (و جوشهای قائم) قراردارد، دیگر آنکه فرض شود تار خنثی در $\frac{1}{3}$ از پایین قرار می‌گیرد. در این صورت $\frac{1}{3}$ پایین در فشار و $\frac{2}{3}$ بالا درکشش خواهد بود شکل (۴۳).




شکل (۴۳)

فرض اخیر با آزمایش‌های مختلفی بررسی شده و نتایج عمل آن همیشه رضایت‌بخش بوده است. و ما در اینجا از آن استفاده می‌نماییم:

تنش خمشی

$$R.e = \frac{f_m}{2} \cdot \frac{2}{3} h. \frac{2}{3} h \times 2$$

$$f_m = \frac{9R.e}{4.h^2}$$

تنش برشی

$$f_s = \frac{R}{2h}$$

و تنش منتجه خواهد شد:

$$f = \sqrt{\left(\frac{R}{2h}\right)^2 + \left(\frac{9Re}{4h^2}\right)^2}$$

$$f = \frac{R}{2h}\sqrt{1 + \left(\frac{4.5e}{h}\right)^2}$$

در این رابطه f تنش به‌ازاء سانتی‌متر طول و $c=(\frac{N}{2}+1.5)$ خروج از مرکز عکس‌العمل نسبت به‌خطوط جوش است.

## مثال عددی

اتصال مثال قبلی را می‌خواهیم با نبشی نشیمن جانشین نماییم:

$R=8700\ kg$

$INP-340\quad k=\frac{1}{2}(34-27.4)=3.3\ cm$

$15mm=$ بادخور بین تیر و ستون

$t_w=1.22\ cm$

حداقل طول تکیه برای جلوگیری از لهیدگی:

$$N=\frac{8700}{1.22(0.75\times2400)}-3.3=3.96-3.3=0.66$$

$$N=\frac{1}{2}\times\frac{8700}{1.22(0.75\times2400)}=1.98\ cm$$

یک نبشی $\Gamma-120\times120\times12mm$ را بررسی می‌نماییم.

$$e=1.5+\frac{1.98}{2}=2.49\ cm$$

$$b=\frac{6\times8700(\frac{1.98}{2}+0.5-1.2)}{0.75\times2400\times(1.2)^2}=5.84\,cm$$

نبشی به‌طول 16cm انتخاب می‌شود که حدود 4cm عریضتر از پهنای بال تیر یعنی 13.7cm خواهد بود و می‌توان آن را با دو خط جوش از بالا به‌نبشی متصل نمود.

**محاسبهٔ جوشها:** دو خط جوش هر کدام به‌طول ۱۲ که بار 8700kg با خروج از مرکز 2.49cm بر آنها وارد می‌شود.

$$f=\frac{R}{2h}\sqrt{1+(\frac{4.5e}{h})^2}=\frac{8700}{2\times12}\sqrt{1+\left(\frac{4.5\times2.49}{12}\right)^2}=496$$

$$D=\frac{496}{668}=0.74$$

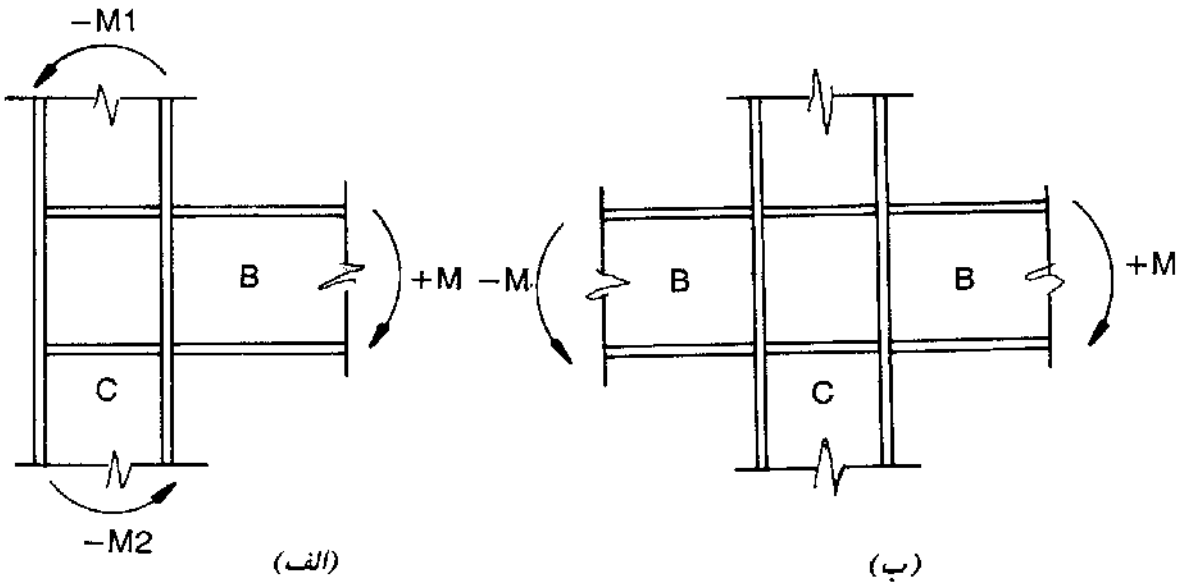
که جوش با بعد $D=8mm$ برای آن انتخاب می‌شود.

## اتصال گیردار تیر به‌ستون

## ۲۱ ـ مسائل ویژه در طراحی جان و بال اعضایی که زیر اثر نیروهای متمرکز قرار گیرند (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۸)

لزوم تعبیه قطعات تقویتی در محل نیروهای متمرکز بزرگ بستگی دارد به‌تناسبات نیمرخ اعضای مقاوم.

مثلاً در اتصال تیر و ستون که نیروهای متمرکز در محاذات بال تیر بر بال ستون وارد می‌شود ممکن است نیروی مؤثر مطابق شکل (۴۴ ـ الف) و یا شکل (۴۴ ـ ب) وارد بر یک بال و یا دو بال ستون باشد و لزوم گذاردن قطعات تقویتی برحسب مقدار نیرو و تناسبات تیر و ستون، مشخص می‌شود.



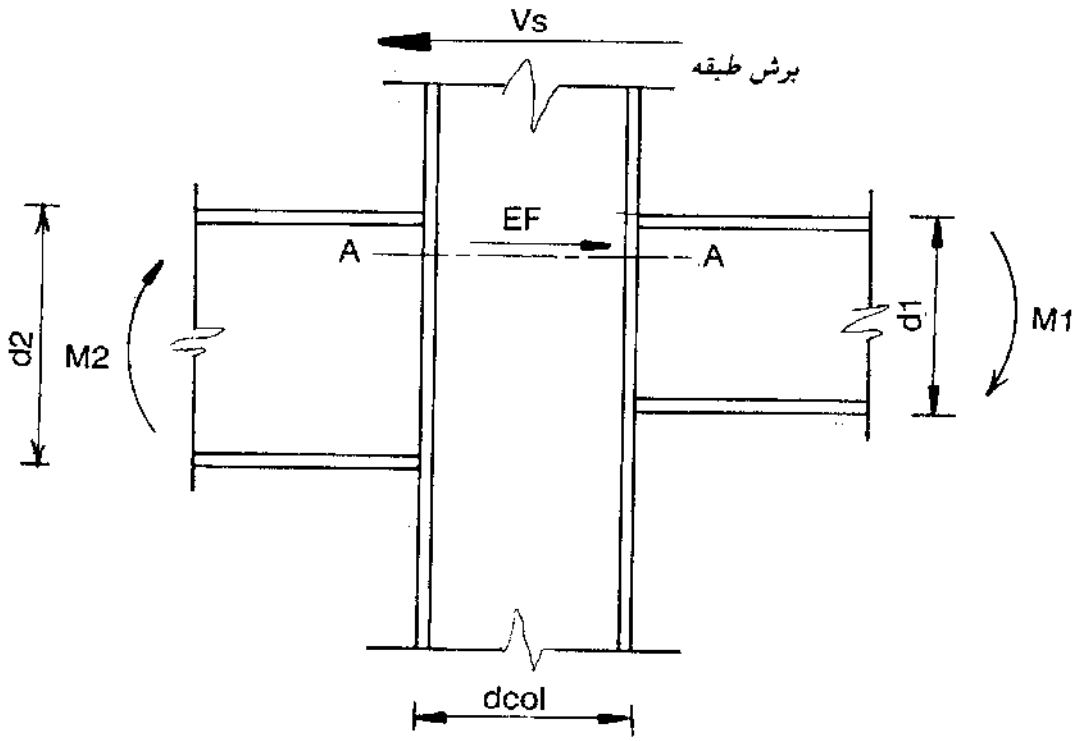

شکل (۴۴)

ملاک بررسی این حالت، در شکل ۴۴ ـ الف)، بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱) بندهای ب و پ و ت و ث و در شکل (۴۴ ـ ب)، بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱) بندهای ب و پ و ت و ج خواهد بود. بند (ب) و رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۱) تنشهای خمشی وارد بر بال ستون را برحسب ضخامت بال آن محدود می‌نماید و در صورتی که ضخامت بال ستون کمتر از مقدار رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۱) باشد، تعبیه قطعات تقویتی مطابق شکل (۴۴) الزامی است.

همین‌طور رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۸) لاغری جان عضو را بدون تقویت در حالت شکل (۴۴ ـ ب) را محدود می‌کند تا از کمانش جان جلوگیری شود.

## ۲۲ ـ برش در جان ستونها (در محل اتصالات) (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۵ ـ ۶)

در محل اتصال گیردار بین تیر و ستون (در حالتی که جان تیرها و جان ستون در یک صفحه است) ممکن است در جان ستون‌ها نیروهای برشی بزرگی به‌وجود آید. شکل (۴۵) در چنین حالتی باید




شکل (۴۵)

جان ستون را در مقابل نیروی برشی بررسی نمود و در صورتی که تنش محاسبه شده در محاذات سطح A-A بیش از برش مجاز باشد، آن را تقویت کرد. روابط محاسبه به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\Sigma F = \frac{M_1}{0.95d_1} + \frac{M_2}{0.95d_2} - V_s$$

$$\frac{\Sigma F}{(d_{col} \times t_w)} \leq F_v$$

در این روابط به‌طور تقریب بازوی لنگر برابر 0.95d به‌حساب آمده که در مورد انواع تیرهای با مقطع I با تقریب خوبی صحیح است. در این روابط:

$M_1=M_{1L}+M_{1G}$ : عبارت است از جمع لنگرهای مربوط به‌بار جانبی ($M_{1L}$) و لنگرهای مربوط به‌بارهای ثقل ($M_{1G}$) در طرف پشت بادگیر یا طرف مقابل تأثیر بار جانبی زلزله.

$M_2=M_{2L}-M_{2G}$ : عبارت است از تفاوت بین لنگرهای مربوط به‌بار جانبی ($M_{2L}$) و لنگرهای مربوط به‌بارهای ثقل ($M_{2G}$) در طرف بادگیر یا طرف تأثیر بار جانبی زلزله.

## ۲۳ ـ مثال طراحی: اتصال صلب مستقیم تیر به‌ستون

گره اتصال تیر و ستون به‌شکل (۴۶) مفروض است. بررسی نمایید آیا به‌قطعات تقویتی در این اتصال نیاز هست؟ در صورت لزوم ابعاد قطعات تقویتی را محاسبه کنید.

نیروی منتقله از بال تیر خمشی به‌نیمرخ ستون را می‌توان با اطمینان به‌شکل زیر محاسبه کرد:

$$P^* = \frac{8.00}{0.38} = 21.05 \text{ T}$$

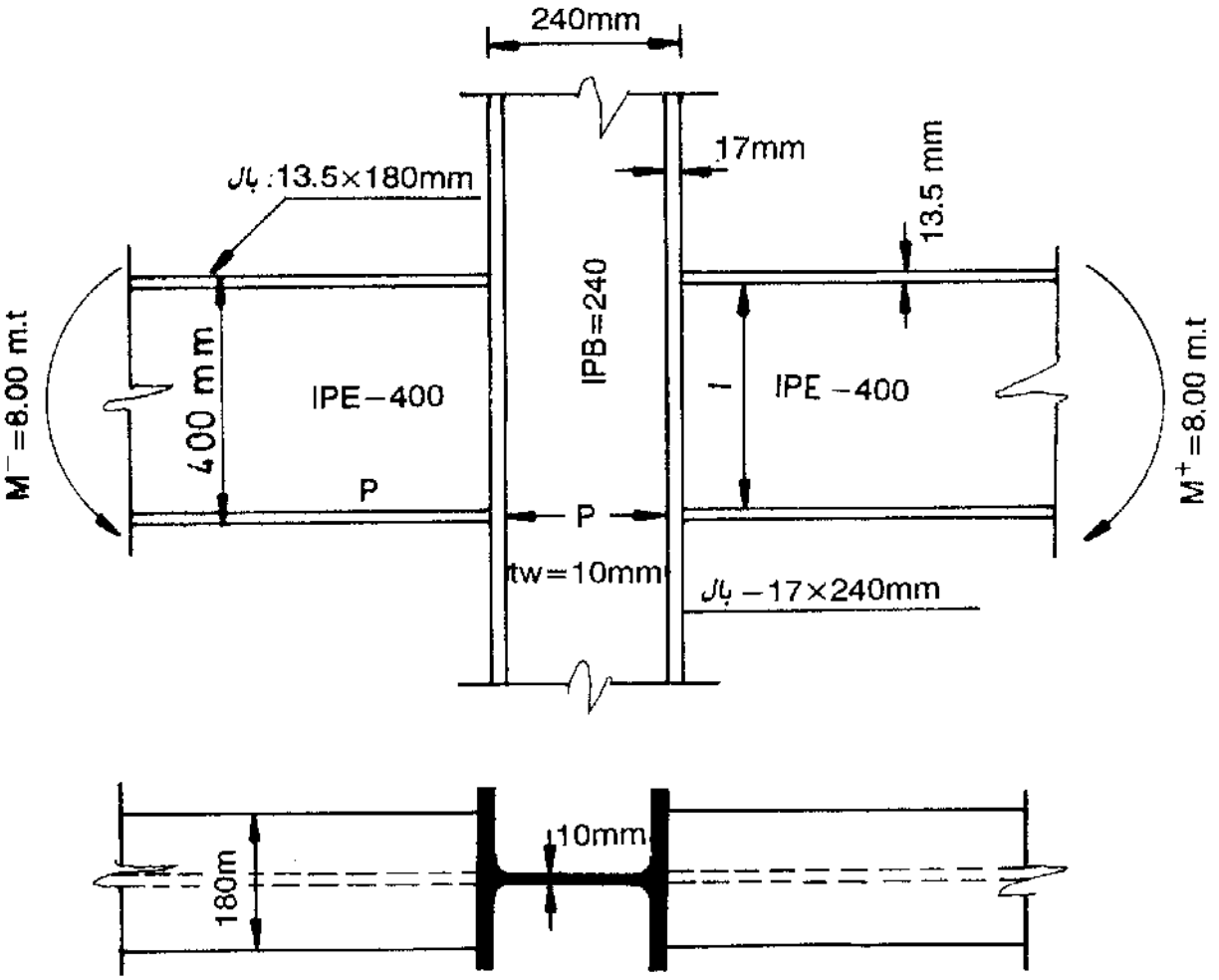
بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ب): خمش موضعی در بال

کنترل رابطه ۱۰ ـ ۸ ـ ۱ لازم است:

$$\frac{\text{عرض بارگذاری روی بال ستون = عرض بال تیر}}{\text{عرض بال ستون}} = \frac{18}{24} = 0.75 > 0.15 \Rightarrow$$

---

$P^* = \frac{M}{.95d}$




شکل (۴۶)

$$P_{bf}=\frac{5}{3}\times 21.05=35.08\ \text{Ton}$$

رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۱)

$$t=0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}}=0.4\sqrt{\frac{35080}{2400}}=1.53\,\text{cm}<1.7\,*$$

که نشان می‌دهد طبق این معیار قطعهٔ تقویتی احتیاج ندارد.

---

* 1.7cm ضخامت بال ستون است.

بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ پ) جاری شدن موضعی جان:

رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۲)

$$\frac{R}{t_w(N+5K)} \le 0.66\ F_y$$

$$K=\frac{24-16.4^{*}}{2}=3.8\ \text{cm}$$

$$\frac{21050}{1.0\ (1.35+5\times 3.8)}=1034\ \text{kg/cm}^2<0.66\times 2400$$

که نشان می‌دهد احتیاجی به‌قطعات تقویتی نیست.

بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ت) لهیدگی در جان:

رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۴)

$$R=566t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{\frac{3}{2}}\right]\sqrt{F_{yw}\frac{t_f}{t_w}}$$

$$R=566\,(1^2)\left[1+3\left(\frac{1.35}{24}\right)\left(\frac{1}{1.7}\right)^{\frac{3}{2}}\right]\sqrt{2400\times\frac{1.7}{1}}=38906\,\text{kg}$$

$$20.70<38.90\,\text{T}$$

به‌قطعهٔ تقویتی احتیاج ندارد

بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ج) کمانش فشاری در جان

رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۸)

$$h_{1max}=\frac{34.5\times 10^3 t_{wc}^3\sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}}$$

$$\frac{34.5\times 10^3(1)^3\sqrt{2400}}{35080}=48\,\text{cm}$$

$$h_1=16.4<48$$

احتیاجی به‌قطعه تقویتی ندارد

---

* *24-2 (1.7+2.1)=16.4*

رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۹)

$$A_{st}=\frac{P_{bf}-F_{yc}t_{wc}(t_b+5K)}{F_{yst}}$$

$$A_{st}=\frac{35080-2400(1)(1.35+5\times3.8)}{2400}=-5.7$$

که سطح قطعهٔ تقویتی ($A_{st}$) منفی به‌دست می‌آید که نشان می‌دهد احتیاجی به‌قطعهٔ تقویتی نمی‌باشد.*

## ۲۴ ـ مثال طراحی: اتصال صلب تیر به‌ستون با ورق اتصال[1]

مطابق اشکال ۴۷ و ۴۸ و ۴۹، طراحی اتصال صلب یک تیر ورق به‌یک ستون ساخته شده از ورق مورد نظر می‌باشد. از ضوابط مبحث ۱۰ و الکترود E60 (با $F_u=4200kg/cm^2$) ST37 با تنش جاری شدن $F_y=2400\ kg/cm^2$ استفاده نمایید.

**حل:**

جوش شیاری اتصال‌دهندهٔ ورق فوق به‌ستون در کارگاه تحت بازرسی‌های چشمی انجام می‌شود. لذا مقدار $\phi$ را برای آن ۰/۷۵ اختیار می‌کنیم.

$$\text{نیروی کششی ورق}=\frac{40}{0.6}=66.67$$

$$\text{تنش کششی مجاز ورق}=0.6\times2400=1440\ kg/cm^2$$

---

* *در واقع کنترلهای قبلی عدم نیاز به‌تقویت در قطعه را نشان داده بودند و به‌دست آوردن مقدار منفی از رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۹) بار دیگر این مطلب را ثابت کرد.*

*1- Ordinary Moment Resistant Frame*

## نیروهای طرح

| بـار | برش (تن) | لنگر (تن متر) | |
|---|---|---|---|
| DL | 10 | 14.0 | |
| LL | 3.8 | 7.0 | |
| DL+LL | 13.8 | 21.0 | |
| EQ | 11.2 | 32.33 | |
| DL+LL+EQ | 25 | 53.33 | |
| 0.75(DL+LL+EQ) | 18.75 | 40.0 | تعیین‌کننده است |

تنش کششی مجاز جوش شیاری $=0.75\times1440=1080\ kg/cm^2$

عرض ورق فوقانی $=20\ cm$

ضخامت ورق فوقانی $=\frac{66.67\times10^3}{1080\times20}=3.09\ cm$

بنابراین برای ورق فوقانی از ورق $200\times30\ mm$ استفاده می‌شود.

عرض ورق تحتانی $=30\ cm$

ضخامت ورق تحتانی $=\frac{66.67\times10^3}{1080\times30}=2.06$

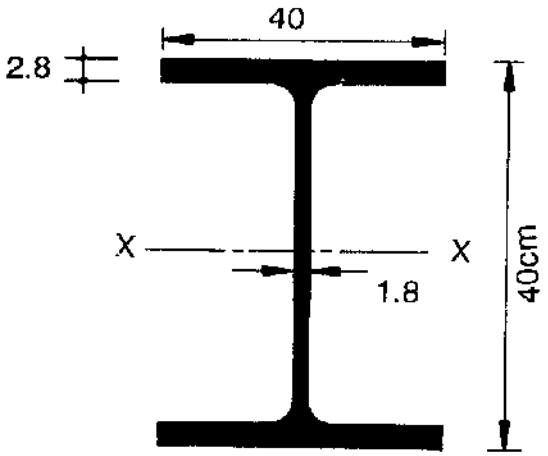
از ورق $300\times20mm$ استفاده می‌شود.

جوش گوشهٔ اتصال‌دهندهٔ ورق فوقانی:

$D=15\ mm$

ارزش جوش $=(0.3\times4200)\times0.75\times\cos45\ D\cong650D$

طول جوش لازم $=\frac{66.67\times10^3}{650\times1.5}\cong68\ cm$




ستون

$C_t=C_b=20\ cm$

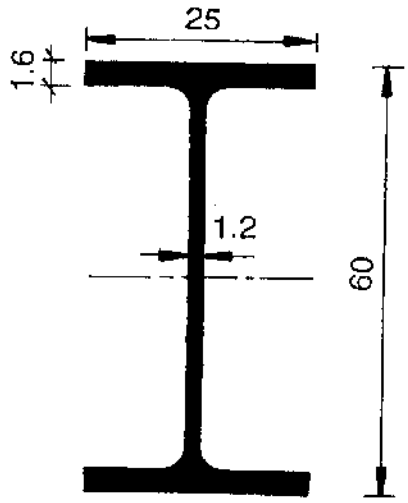
$A=285.92\ cm^2$

$I=83747.52\ cm^4$

$r=17.11\ cm$

$S_t=S_b=4187.38\ cm^3$

شکل (۴۷)




تیر

$C_t=C_b=30$

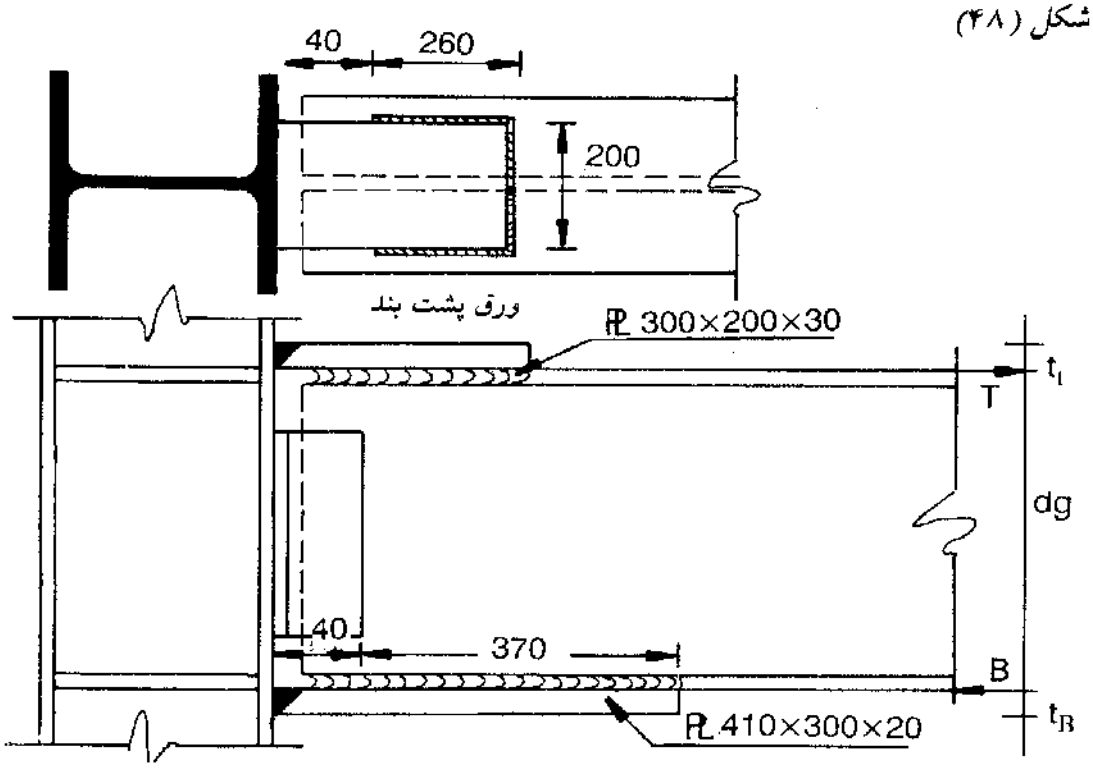
$A=148.16\ cm^2$

$I_x=86553.31\ cm^4$

$r_x=24.17\ cm$

$S_t=S_b=2885.11\ cm^3$

شکل (۴۸)




شکل (۴۹)

۲۰ سانتی‌متر از جوش فوق در انتها و ۲۶ سانتی‌متر در دو لبهٔ کناری انجام می‌شود.

طول کل جوش $=20+26\times2=72\ \text{cm}>67+2D$

جوش گوشهٔ اتصال‌دهندهٔ ورق تحتانی:

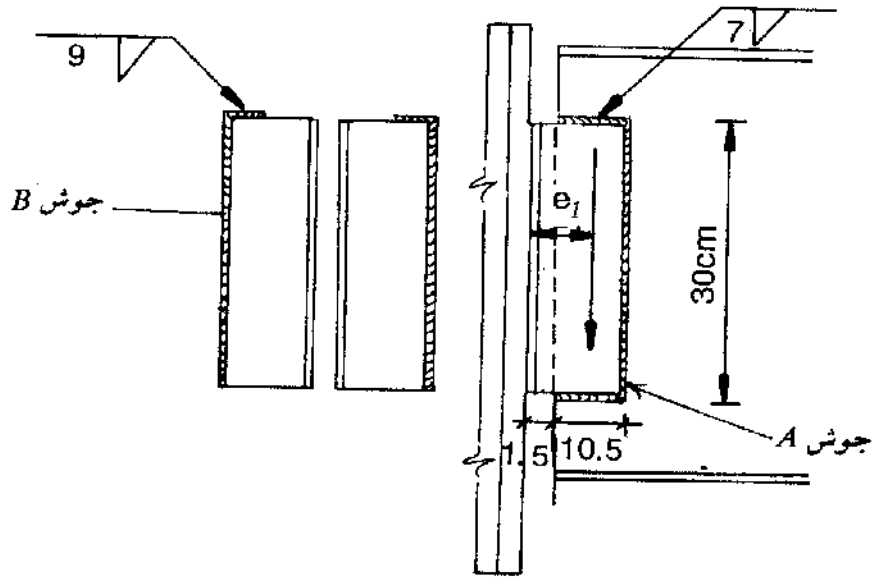
$D=15\text{mm}$

طول جوش لازم $=68\ \text{cm}$ (مثل ورق فوقانی)

طول جوش لازم در هر طرف $=\frac{68}{2}+2D=34+2\times1.5\cong37\ \text{cm}$

طراحی نبشی جان به‌منظور انتقال برش*:

$V=18.75\ T$




شکل (۵۰)

* به‌توضیح آخر مسئله توجه شود.

برای اتصال برشی جان از دو نبشی 120×120×12 میلی‌متر به‌طول ۳۰ سانتی‌متر استفاده می‌شود:

$t_w=12$ mm

حداکثر ضخامت مؤثر جوش جان :

$2\times650\times D_{max}=0.4\times2400$

$D_{max}=0.74$ cm

انتخابی $D=7$ mm

کنترل جوش A (جوش نبشی‌ها به‌جان تیر):

$$I_p=\frac{8b^3+6bd^2+d^3}{12}$$

$$\bar{x}=\frac{b^2}{2b+d}$$

$$\bar{x}=\frac{10.5^2}{2\times10.5+30}=2.16$$

$$I_p=\frac{8\times10.5^3+6\times10.5\times30^2+30^3}{12}=7747\ cm^3$$

برش مستقیم $=P$

لنگر $=Pe_1=P(12-2.16)=9.84\ P$

(برش مستقیم) $f'_y=\frac{P}{(2\times10.5+30)\times2}=0.0098\ P$

$$f''_y=\frac{T_x}{2I_p}=\frac{9.84P(10.5-2.16)}{2(7747)}=0.0053\ P$$

$$f''_x=\frac{T_y}{2I_p}=\frac{9.84P(15)}{2\times(7745)}=0.0095\ P$$

$$f_r=P\sqrt{(0.0098+0.0053)^2+0.0095^2}=0.0178\ P$$

$650D=0.0178P \rightarrow 650\times0.7=0.0178P \rightarrow P=25.56\ \text{ton}>18.75$

کنترل جوش B (جوش نبشی‌ها به‌بال ستون)

$$f_r=\frac{P}{2L^2}\sqrt{L^2+20.25e_1^{\,2}}$$

$P=18.75\ T$

$L=30\ cm$

$e_1=9.84\ cm$

$$f_r=\frac{18.75\times10^3}{2\times30^2}\sqrt{30^2+20.25\times9.84^2}=557\ \text{kg/cm}$$

$650D=557\rightarrow D=0.86\rightarrow D=9mm$

## طراحی سخت‌کننده‌های ستون در ناحیهٔ اتصال (ورقهای پیوستگی)

نیروی بال در هنگام زلزله $=P=\frac{53.33}{0.6}=88.88\ \text{ton}$

نیروی بال در بار مرده و زنده $=P=\frac{21}{0.6}=35\ \text{ton}$

## کنترل ضخامت بال ستون در مقابل نیروی کششی (رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۱):

$P_{bf}=\frac{4}{3}\times88.88=118.51\ \text{ton}$ حاکم است

$P_{bf}=\frac{5}{3}\times35=58.33\ \text{ton}$

$$\frac{\text{عرض بال تیر}}{\text{عرض بال ستون}}=\frac{25}{40}=0.63>0.15$$

$$t=0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}}=0.4\sqrt{\frac{118.51\times10^3}{2400}}=2.81$$

در حدود ضخامت بال ستون یعنی ۲/۸ سانتی‌متر است. از لحاظ نظری احتیاجی به‌تقویت‌کننده در

مقابل بال کششی نیست، لیکن قرار دادن آن همواره توصیه می‌شود.

### کنترل جاری شدن موضعی جان ستون (رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۲):

$$\frac{R}{t_w(N+5K)} = \frac{0.75\times 88.88\times 10^3}{1.8(2+5\times 2.8)} = 2314.6\ \text{kg/cm}^2 > 0.66\times 2400 = 1584\ \text{kg/cm}^2$$

احتیاج به‌ورق سخت‌کننده می‌باشد.

### کنترل لهیدگی در جان ستون (رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۴):

$$R = 566 t_w^2 \left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{F_{yw}\frac{t_f}{t_w}}$$

$$R = 566\times 1.8^2\left[1+3\left(\frac{2}{40}\right)\left(\frac{1.8}{2.8}\right)^{1.5}\right]\sqrt{2400\times\frac{2.8}{1.8}}\times 10^{-3} =$$

$$120.71\ \text{ton} > .75\times 88.88$$

پس به‌قطعات تقویتی فشاری در روی جان نیاز نیست.

### کنترل کمانش فشاری در جان (رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۸):

$$h_{1max} = \frac{34.5\times 10^3\, t_{wc}^3\sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}}$$

$$= \frac{34.5\times 10^3\times 1.8^3\sqrt{2400}}{0.75\times 88.88\times 10^3} = 147.9\,\text{cm} >> 34.4\,\text{cm}$$

### سطح مقطع ورق سخت‌کننده در مقابل بال فشاری (رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۹):

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc}t_{wc}(t_b+5K)}{F_{yst}}$$

$$A_{st}=\frac{118.51\times10^{3}-2400\times1.8(2+5\times2.8)}{2400}=20.58\ cm^{2}$$

از دو ورق 180×10mm در ارتفاع کامل جان ستون در مقابل بال فشاری (و همچنین بال کششی تیر) استفاده می‌شود.

### توضیح در مورد نیروی برشی طرح:

به‌منظور دستیابی به‌مقاومت خمشی کامل اتصال، آیین‌نامه‌های زلزله توصیه می‌کنند که نیروی برشی طرح اتصال از رابطهٔ زیر به‌دست آید:

$$V_d=V(D+L)+\frac{2M_P}{L}\leq V(D+L)+\frac{3R}{8}V_E$$

که در آن:

$V(D+L)$ = برش بار مرده و زنده

$M_p$ = لنگر پلاستیک تیر مساوی $ZF_y$ که در آن Z اساس مقطع پلاستیک است.

L = طول دهانه

$V_E$ = برش ناشی از نیروهای زلزله

R = ضریب شکل‌پذیری طبق آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰

## ۲۵ ـ الف مثال طراحی: اتصال نیمه‌صلب تیر و ستون با جوش

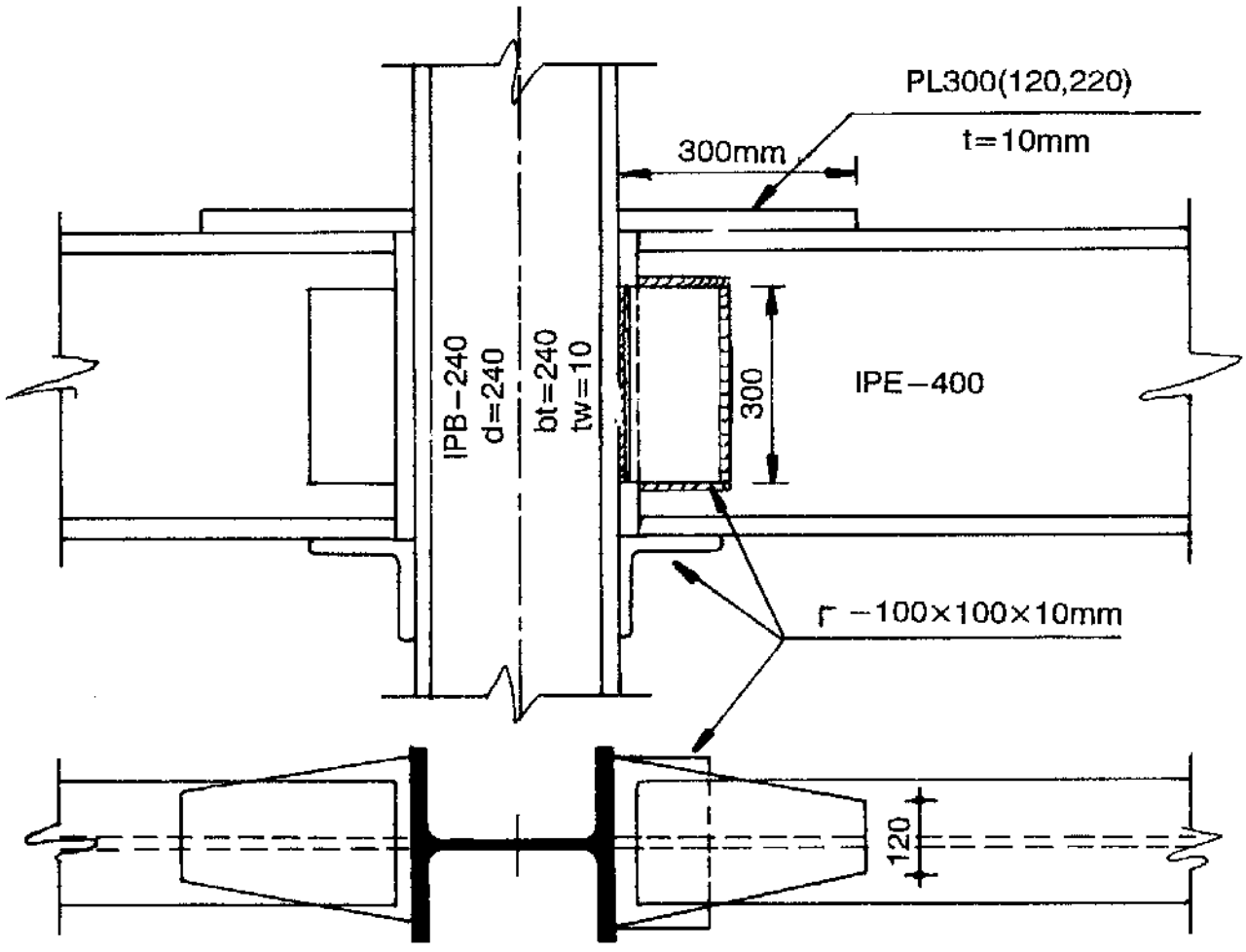
شکل (۵۱) شاهتیری از نیمرخ IPE-400 را نشان می‌دهد که دهانهٔ آن ۷ متر و به‌ستونهایی از نیمرخ IPB-240 متصل است. بار مؤثر بر شاهتیر با احتساب وزن آن ۴ تن بر متر طول است.

بنابر شرایط طرح، فرض شده است که تکیه‌گاه‌های شاهتیر، نیمه‌گیردار با ۵۰ درصد گیرداری است و برای آنها اتصال با ترکیبی از نبشی نشیمن، نبشی‌های جان و ورق بالا در نظر گرفته شده است. فرض می‌شود که نبشی نشیمن فقط نقش تکیه‌گاه در موقع عملیات نصب و سپس تحمل نیروی فشاری حاصل از لنگر گیرداری را به‌عهده دارد و در تحمل بار قائم (عکس‌العمل تکیه‌گاه) ـ با وجود نبشی‌های جان سهمی ندارد. همچنین فرض می‌شود که تمام عکس‌العمل قائم به‌وسیلهٔ نبشی‌های جان و لنگرگیرداری توسط ورق در بالا و نبشی نشیمن تحمل می‌گردد.

در صورتی که برای تکیه‌گاه‌ها اتصال با جوشی مطابق شکل (۵۱) اختیار شود، بررسی نمایید آیا این اتصال برای بارگذاری مفروض کافی خواهد بود؟ تیر در طول خود دارای اتکای جانبی است.

ارقام محاسباتی به‌شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

| | |
|---|---|
| حد جاری شدن فولاد | $F_y=2400\ kg/cm^2$ |
| ضریب ارتجاعی فولاد | $E=2.04\times10^6\ kg/cm^2$ |
| تنش مجاز برشی در جوش | $F_v=920\ kg/cm^2$ |
| تنش مجاز کششی در جوش | $F_t=1100\ kg/cm^2$ |
| تنش مجاز فشاری در جوش | $F_c=1400\ kg/cm^2$ |




شکل

مشخصات نیمرخ‌ها

IPE-400
- $d=400$ mm
- $b_f=180$ mm
- $t_f=13.5$ mm
- $t_w=8.6$ mm
- $S_x=1160\ cm^3$

IPB-240
- $d=240$ mm
- $b_f=240$ mm
- $t_f=17$ mm
- $t_w=10$ mm

## ۱ ـ بررسی نیمرخ تیر خمشی

لنگر دهانه ساده در تیر:

$$M_c= p\frac{L^2}{8} = 4\frac{(7.00)^2}{8} =24.5\ m.T$$

۵۰٪ گیرداری در تکیه‌گاه:

$$M_{(-)}= p\frac{L^2}{24} =8.17\ m.T$$

لنگر وسط دهانه

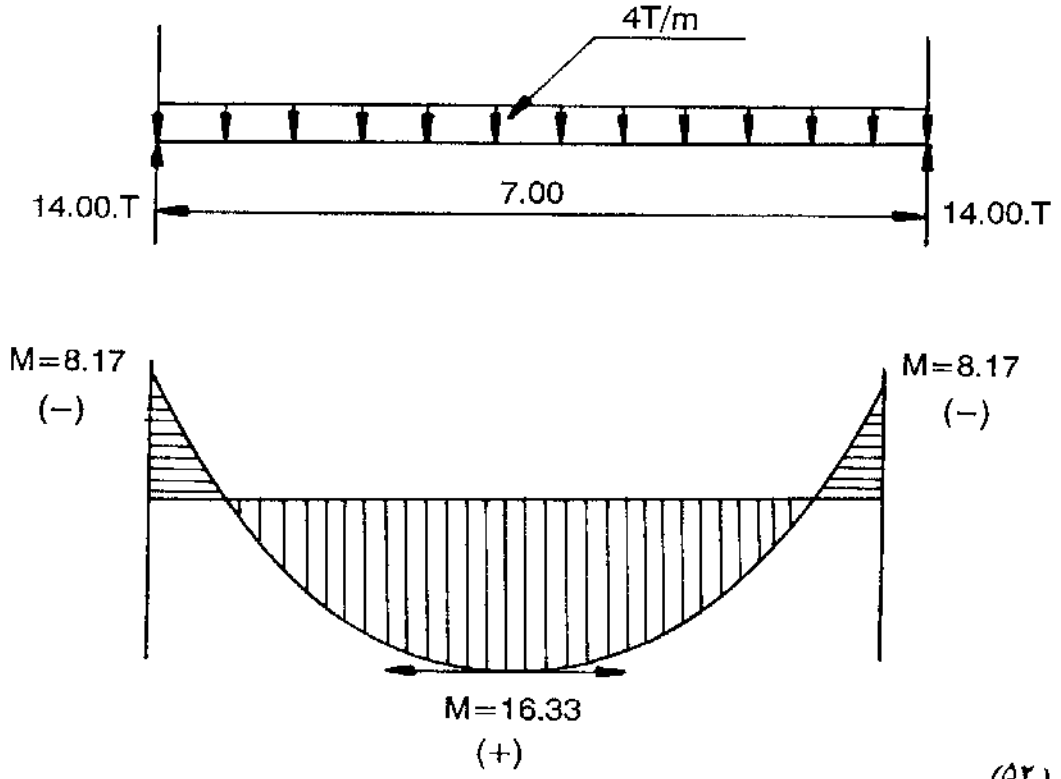
$$M_{(+)}= 24.5-8.17=16.33\ m.T$$

$$R_A=R_b=4\times\frac{7}{2} =14\ T$$

تنش خمشی حداکثر:

$$f_b= \frac{M_{(+)}}{S_x} = \frac{16.33\times10^5}{1160} =1408\ kg/cm^2$$

مقطع فشرده است زیرا:




*شکل (۵۲)*

شرط مذکور در بند ۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۴ صادق است و همچنین

$$\frac{b}{t}=\frac{18}{2\times1.35}=6.7<11.1^{*}$$

$$\left(\frac{h}{t}=\frac{40}{0.86}=46<65\right)$$ ۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۴

$F_b=0.66\ F_y>1408$ که قابل قبول است

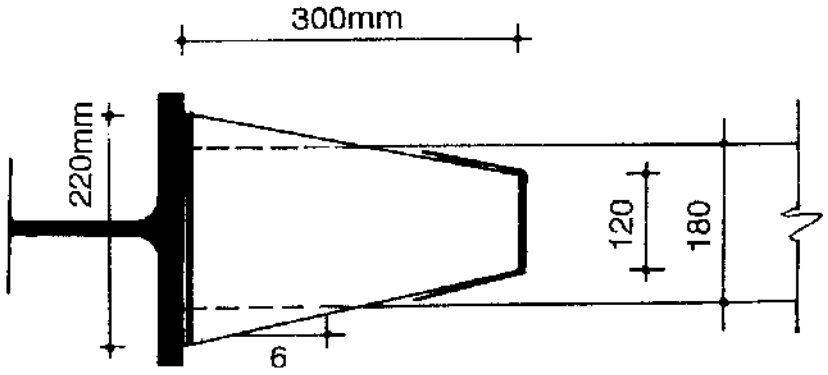
نیروی کشش و فشاری حاصل از لنگر تکیه‌گاه عبارت است از:

$$T=C=\frac{M_{(-)}}{d}=\frac{8.17}{0.40}=20.425\ T$$

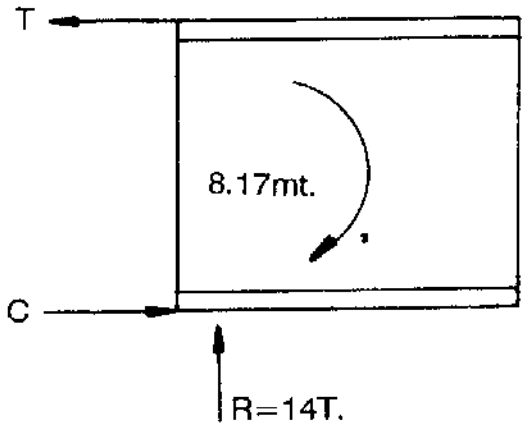
ورق بالا باید دارای طول آزاد کافی باشد تا تغییرشکل لازم در اثر عمل لنگر گیرداری را بتواند به‌وجود آورد. این ورق را به‌شکل ذوزنقه‌ای به‌کار می‌بریم یعنی در محاذات جوش لب به‌بال ستون دارای پهنای 22 سانتی‌متر و در انتهای باریک آن پهنای 12 سانتی‌متر را اختیار می‌کنیم پهنای حداقل

---

* حد $\frac{b}{t}$ برای مقاطع فشرده تیر مرکب $\frac{545}{\sqrt{F_y}}$ می‌باشد.




شکل (۵۳)




شکل (۵۴)

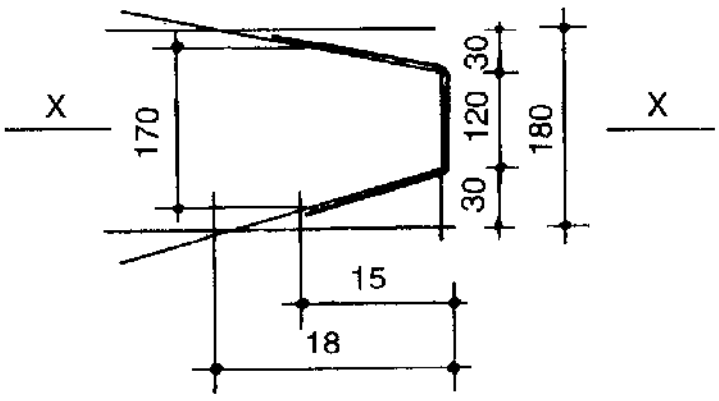
مقطع در کشش عبارت خواهد بود از:

$$\frac{1}{2} \times \frac{22-12}{30} = \frac{1}{6}$$

$$\frac{18-12}{2} : \frac{1}{6} = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{15}{18} \times 3 = 2.5 \text{ cm}$$

$$b = 12 + 2 \times 2.5 = 17 \text{ cm}$$




شکل (۵۵)

## ۲ ـ ضخامت لازم ورق بال

$$t=\frac{T}{b(0.6F_y)}=\frac{20425}{17\times1400}=0.86$$

ورق به‌ضخامت ۱۵ میلی‌متر را به‌کار می‌بریم.

## ۳ ـ بررسی جوشهای نواری بین ورق و بال تیر

طول جوشها را قدری کوتاهتر از طول تماس ورق و بال تیر در نظر گرفته‌ایم تا از نظر اجرایی مناسب باشد. با فرض طول ۱۵ سانتی‌متر در تصویر افقی (در امتداد محور xx) طول جوشهای نواری بین ورق و بال تیر خواهد شد:

$$l=2\sqrt{(15)^2+(2.5)^2}+12=42.41\ \text{cm}$$

بعد لازم این جوش از محاسبهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$$S=\frac{20425}{42.41}=482\ \text{kg/cm}$$

که باید برابر ارزش جوش قرار داده شود:

$$650D=482$$

$$D=0.74\ \text{cm}$$

که جوش با بعد D=8mm به‌کار خواهد رفت که ضخامت آن باید رابطهٔ:

$$D=t_p-1.5\text{mm}=10-1.5=8.5>8$$

را برآورده کند.

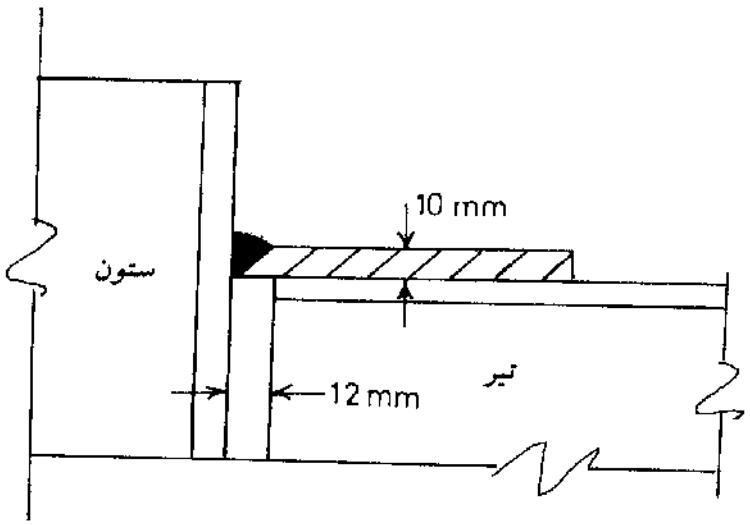
## ۴ ـ جوش لب نفوذی بین ورق و بال ستون

$f_t=\frac{20425}{1\times22}=928<1100$ تنش کششی موجود در جوش لب

که کمتر از تنش مجاز (رقم محافظه‌کارانه ۱۱۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) است.

**یادآوری:** این جوش قسمت حساس این اتصال است و باید با در نظر داشتن کلیهٔ نکات فنی مربوط

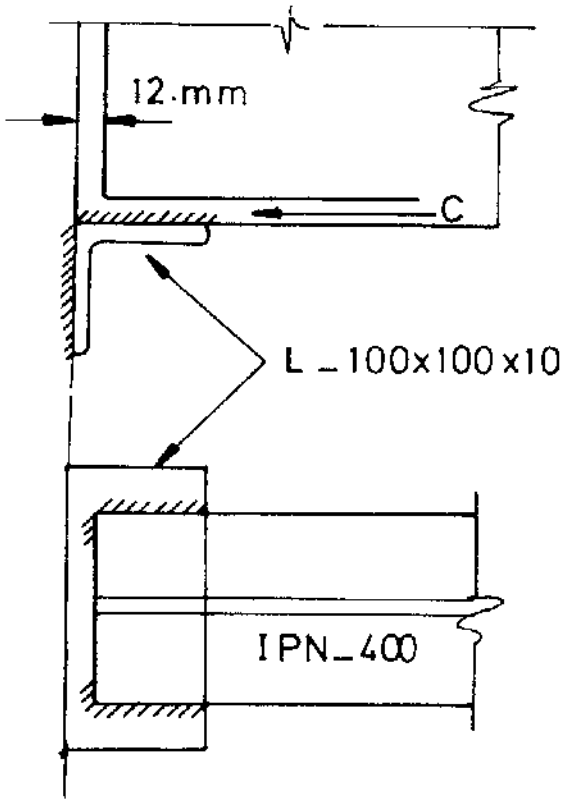
به‌جوش نفوذی اجرا شود و بازرسی فنی و یا رادیوگرافی برای آن لازم خواهد بود.




شکل (۵۶)

## ۵ـ۱ اتصال نبشی نشیمن

عکس‌العمل در مقابل نیروی فشاری C (زوج نیروی کششی) در پایین با دو خط جوش نواری بین




شکل (۵۷)

بال تیر و نبشی نشیمن تأمین خواهد شد:

$$C=20425\ kg$$

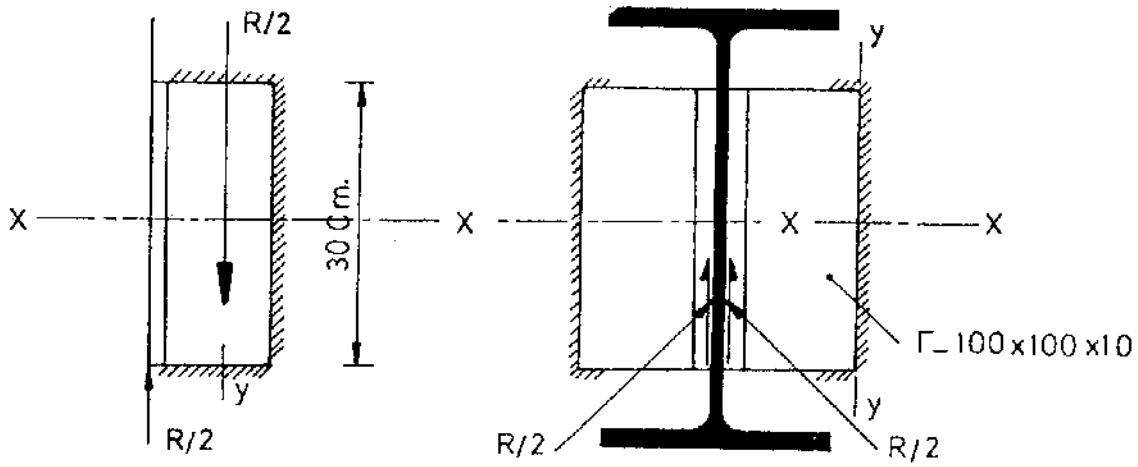
بال تیر به‌ضخامت 13.5mm است و برای آن در جوش با نبشی نشیمن، جوش به‌بعد $D=10mm$ را در نظر می‌گیریم. در این صورت طول جوش خواهد شد:

$$l=\frac{20425}{2\times650\times1}=15.71\ cm$$

که با در نظر داشتن پادخور بین تیر و ستون، در دو ضلع طولی لبه بال تیر، طولی برابر: $2(10-1.2)=17.6cm$ موجود خواهد بود.

البته در صورت کمبود طول جوش، ضلع عرضی انتهایی تیر را هم می‌توان به‌نبشی جوش کرد ولی این عمل گاهی اشکالات اجرایی دارد.

## بررسی اتصال نبشی‌های جان بین تیر و ستون




اتصال بین نبشی و جان تیر — اتصال بین نبشی جان و سطح ستون

شکل (۵۸)

## ٦ ـ جوشهای بر سطح ستون*

برای بعد واحد:

$$I_x=1\times\frac{30^3}{12}=2250\ cm^4$$

* جوش نوع $B$ محسوب می‌شود که برای هماهنگی با سایر بشخها برای خمش و برشی طراحی می‌شود.

$S_x=150\ cm^3$

$I_y=0$

$I_p=I_x+I_y=2250$

$M_b=\frac{R}{2}.e=\frac{14000}{2}\times 8.37=58590\ cm.kg$

تنش برشی مستقیم: $S_s=\frac{R}{2L}=\frac{14000}{2\times 30}=233\ kg/cm$

تنش برشی ناشی از خمش:

$S_b=\frac{58590}{150}=390$

بعد جوش لازم عبارت خواهد بود از: $S=\sqrt{(233)^2+(390)^2}=455\,kg/cm$

$D=\frac{455}{650}=0.7\ cm$

که بعد جوش $D=8mm$ برای جوشهای بین نبشی‌ها و بال ستون به‌کار خواهد رفت که در آن $10^{mm}-1.5=8.5>8$ بعد جوش انتخاب شده مناسب است.

## ۷ـ جوشهای بین نبشی و جان تیر

مرکز ثقل دستگاه جوش:

$$g=\frac{2\times 8.8\frac{8.8}{2}}{(2\times 8.8+30)}=1.63\,cm$$

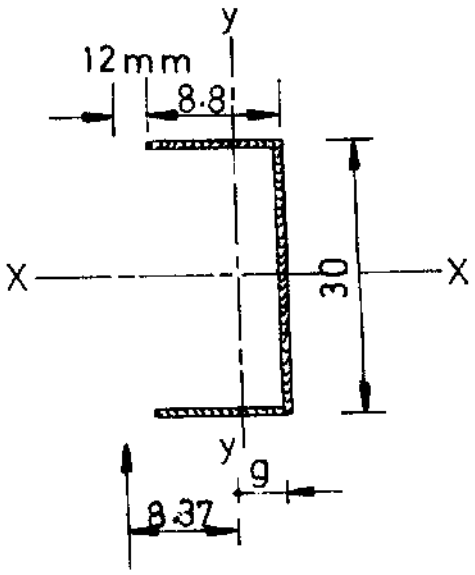
برای بعد واحد در جوش:

$$I_p=I_x+I_y=\frac{(30)^3}{12}+2(88)(15)^2+$$

$$+30\ (1.63)^2+\frac{2(1.63^3+7.17^3)}{3}=6538$$

تنش مستقیم برشی:

$$S_s=\frac{R}{2L}=\frac{14000}{2\times 47.6}=148\ kg/cm$$



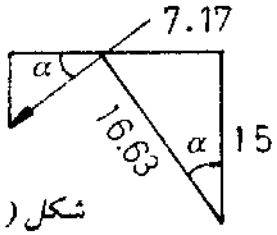

شکل (۵۹)

$$M_t = \frac{R}{2}.e = \frac{14000}{2} \times 8.37 = 58590 \text{ cm.kg}$$

$$St = M_t \frac{r}{I_p} = \frac{58590 \times 16.63}{6538} = 149$$

مؤلفهٔ قائم $St_v = 149 \frac{7.17}{16.63} = 65$

مؤلفهٔ افقی $St_h = 149 \frac{15}{16.63} = 135$




شکل (۶۰)

$$S = \sqrt{(148+65)^2+(135)^2} = 253 \text{ kg/cm}$$

$$D = \frac{253}{650} = 0.39$$

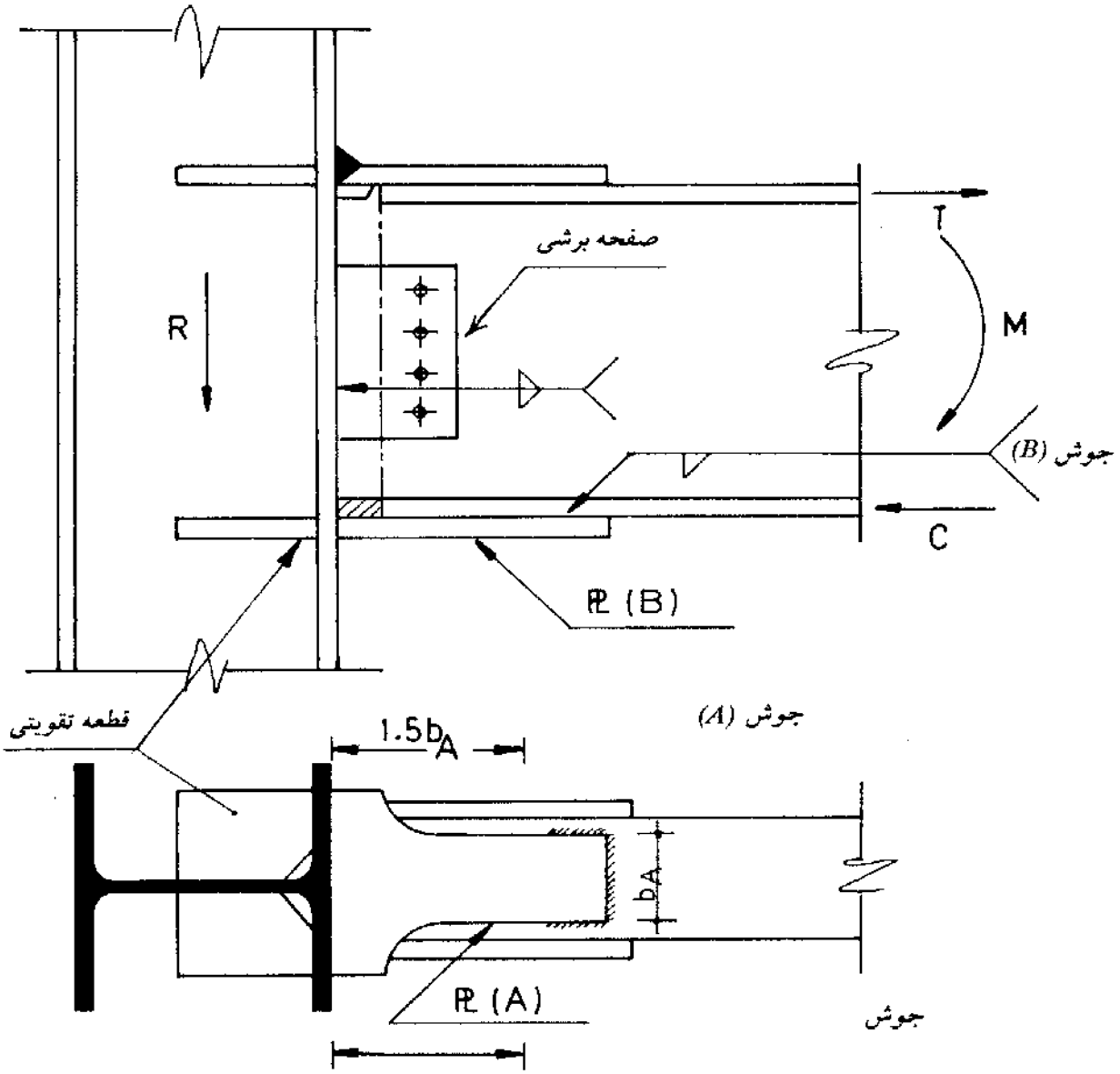
جوش به‌بعد $D=5mm$ را به‌کار می‌بریم. (حداقل بعد جوش را جدول ۳ تعیین می‌کند)

### ۸ـ بررسی برش در جان تیر ($t_w=8.6mm$) :

$\frac{2(650\times0.5)}{0.86} = 756 < 0.4F_y$ که مناسب است. البته بررسی نیروهای متمرکز منتقله از تیرها به‌ستون بسیار مهم است و جزئی از طراحی این اتصال را تشکیل می‌دهد که در توضیحات و مثالهای مشابه در فصلهای (۲۱) و (۲۲) و (۲۳) و (۲۴) مورد بحث قرار گرفته است.

## ۲۵ ـ ب ـ مثال طراحی: اتصال نیمه‌صلب تیر و ستون با جوش و پیچ

اتصال نیمه‌گیردار یک‌تیر IPE−500 و ستون IPB−400 با ورق در زیر و ورق‌در بالا با اتصال‌جوش و صفحه برشی در جان با اتصال جوش به‌ستون و اتصال پیچ به‌تیر مطابق شکل (۵۵) را در نظر می‌گیریم. لنگر انتهای تیر منتقله در اتصال برابر 18m.T. و عکس‌العمل تکیه‌گاه 17T. است. مصالح تیر و ستون از فولاد نرمه $F_y=2400kg/cm^2$ و پیچ‌های اتصال به‌قطر 20mm و دارای مقاومت برشی $F_V=1540kg/cm^2$ و تنش‌های مجاز در جوش مطابق اعداد مثال شماره (۲۱) می‌باشد. فرض




شکل (۶۱)

می‌شود که تمام لنگر تکیه‌گاه توسط ورقهای بال و عکس‌العمل تکیه‌گاه توسط اتصال صفحه برشی تحمل می‌شود.

**حل:**

از جدول مشخصات نیمرخ‌های استاندارد داریم:

تیر: IPE−500 $\begin{cases} d=500\ mm & b_f=200\ mm \\ t_w=10.2\ mm & t_f=16\ mm \end{cases}$

ستون: IPB−400 $\begin{cases} d=400\ mm & b_f=300\ mm \\ t_w=13.5\ mm & t_f=24\ mm \\ K=51\ mm \end{cases}$

***الف ـ نیروی افقی در محاذات بال تیر:***

$$T=\frac{M}{d}=\frac{18}{0.50}=36\ T$$

***ب ـ سطح مقطع ورق‌های بال***

$$A_p=\frac{T}{F_t}=\frac{36000}{1400}=25.72\ cm^2$$

ورق بال فوقانی (A): با انتخاب پهنای ۱۵ سانتی‌متر برای آن:

$$t_A=\frac{25.72}{15}=1.72\ cm$$

ورق (PL18×150mm) برای آن اختیار می‌شود:

ورق بال پایین (B): با انتخاب پهنای ۲۳ سانتی‌متر، برای جوش از بالا، برای آن

$$t_B=\frac{25.72}{23}=1.12\ cm$$

ورق (PL 12×230mm) انتخاب می‌شود.

محاسبهٔ جوشهای A و B:

جوش نواری 8mm را برای این اتصال به‌کار می‌بریم

طول حداقل جوش: $l=\frac{T}{650D}=\frac{36000}{650\times0.8}=69.23$ cm

برای جوش (A): یک خط جوش ۱۵ سانتی‌متر در عرض و دو خط جوش ۲۷/۵ سانتی‌متر در دو لبهٔ کناری $15+2\times27.5=70$ cm

برای جوش (B): دو خط جوش ۳۵ سانتی‌متر در دو لبهٔ کناری $2\times35=70$ cm

### ج ـ محاسبهٔ اتصال جان

۱ ـ اتصال جان تیر به‌صفحهٔ برشی متصله به‌ستون با پیچهای $\phi\ \frac{3''}{4}$ (A−325) به‌عمل می‌آید و فرض می‌شود به‌صورت برشی (اتکایی) عمل می‌کند و سطح برش بر مقطع دندانه شده نمی‌گذرد.

تعداد پیچ لازم:

$$n=\frac{R}{r_v}=\frac{17000}{\pi\frac{(1.905)^2}{4}\times1540}=3.87$$

۴ عدد پیچ به‌کار خواهد رفت.

۲ ـ فشار مستقیم بین پیچ‌ها و جان تیر را بررسی می‌نماییم:

بار مجاز بر دستگاه پیچ: (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۳ ـ پ) و (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۳ ـ چ)

$P=4\times(1.2\times3100)\times(1.905\times1.02)=28900$ kg

$28900>17000$ kg

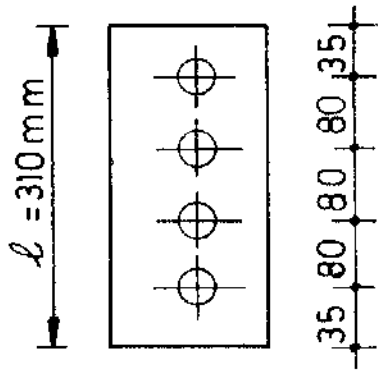
که قابل قبول است.

۳ ـ محاسبهٔ صفحهٔ برشی (C):

a- فواصل سوراخ‌ها را در صفحهٔ برابر 80mm و فاصلهٔ سوراخ انتهایی تا لبه را 35mm در نظر می‌گیریم (در مراعات بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۳ ـ چ)

بنابراین طول صفحهٔ برشی خواهد شد:

$l=3\times8+2\times3.5=31$ cm




شکل (۶۲)

$l_{net}=310-4(19.05+1.5)=227.8$ mm

$F_{vp}=0.30\times3100=930$ kg/cm$^2$ (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۷ ـ ۴)

$$t_c=\frac{17000}{930\times22.78}=0.81 \text{ cm}$$

صفحهٔ برشی (c) را به‌ضخامت ۱۰ میلی‌متر به‌کار خواهیم برد.

b- کنترل فشار مستقیم: ضخامت صفحه تقریباً برابر ضخامت جان تیر است. بنابراین قابل قبول خواهد بود:

$[P=4\times(1\times1.905)(1.2\times3100)=28346 \text{ kg}]$

c- محاسبهٔ جوش صفحه به‌بال ستون:

$$650D=\frac{17000}{2\times31}=274 \text{ kg/cm}$$

$$D=\frac{274}{650}=0.43 \text{ cm}$$

از آنجایی که ضخامت بال ستون 24mm است بنابراین طبق جدول (۳) حداقل بعد جوش را باید 8mm به‌کار برد.

صفحهٔ اتصال برشی را به‌ابعاد PL 10×120×310mm به‌کار می‌بریم. جوش نواری اتصال به‌ستون در تمام طول دوطرف صفحه برشی اجرا می‌شود.

### د ـ بررسی برش بر جان ستون

برش در پانل اتصال

$$\Sigma F = \frac{M_1}{0.95d_1} + \frac{M_2}{0.95d_2} - V_s$$ برش در پانل اتصال

با فرض اینکه برش مستقیم منتقل شده از طبقهٔ ساختمان ($V_s$) صفر باشد:

$$\Sigma F = \frac{18.00}{0.95\times0.5} + 0 - 0 = 38 \text{ T.}$$

نیروی مقاوم سطح جان:

$$0.4\times F_y \times t_w \times d$$

$$0.4\times2400\times1.35\times40 = 51840 \text{ kg}$$

$$51.840 > 38 \text{ T}$$

که مناسب است.

هـ ـ بررسی آنکه آیا برای جان ستون قطعه تقویتی لازم است یا نه.

**نیروی افقی در محل قطعه تقویتی:**

$$P = \frac{M}{d + \frac{1}{2}(t_A + t_B)}$$

$$P = \frac{18\times10^5}{50 + \frac{1}{2}(1.8+1.2)} = 34950 \text{ kg}$$

قطعات تقویتی با سطح مقطع $A_{st}$ در مقابل بال تحت فشار و بال تحت کشش (هر دو)، هنگامی لازم است که مقدار محاسبه شده از رابطه (۱۰ ـ ۸ ـ ۹) مثبت باشد:

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc}t_{wc}(t_b + 5K)}{F_{yst}}$$ رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۹)

$$P_{bf} = \frac{5}{3}\times34950 = 58250 \text{ kg}$$ (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ب)

$$A_{st} = \frac{58250 - 2400(1.35)\ [1.2 + (5\times5.1)]}{2400}$$

$$A_{st} = \frac{58250 - 86508}{2400} < 0$$

چون نتیجه منفی است طبق این معیار احتیاجی به‌قطعه تقویتی نمی‌باشد.

حال روابط (۱۰ ـ ۸ ـ ۱) و (۱۰ ـ ۸ ـ ۸) را کنترل می‌کنیم:

در مقابل بال فشاری قطعهٔ تقویتی لازم خواهد بود اگر:

$$d_c \geq \frac{34.5\times10^3 t_{wc}\sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}}$$

(رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۸)

در مقابل بال کششی قطعه تقویتی لازم خواهد بود اگر:

$$t_f < 0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}}$$

(رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۱)

باشد.

(رابطهٔ ۱۰ ـ ۸ ـ ۸):

$$\frac{34.5\times10^3\times1.35\sqrt{2400}}{58250}=39.17\ \text{cm}$$

$$d_c=40-2\times5.1=29.8\ <39.17$$

پس طبق این معیار، قطعه تقویتی لازم نیست.

$$t=0.4\sqrt{\frac{58250}{2400}}=1.97\,\text{cm}$$

$$t_f=2.4\,\text{cm}>1.97$$

قطعهٔ تقویتی احتیاج ندارد

با قضاوت بر مجموع بررسی‌ها دیده می‌شود که می‌توان از گذاردن قطعه تقویتی صرفنظر کرد اگر بخواهیم قطعه تقویتی بگذاریم باید شرایط بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ح) را برآورده نماید یعنی عرض هر قطعه تقویتی به‌اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از $\frac{1}{3}$ عرض بال تیر (یا ورق اتصال) کمتر گردد.

۱ ـ پهنای قطعهٔ تقویتی

$$W+\frac{t}{2}\geq\frac{b}{3}$$

که در آن:

$W=$ پهنای قطعه تقویتی

$t=1.35$ mm $=$ ضخامت جان ستون

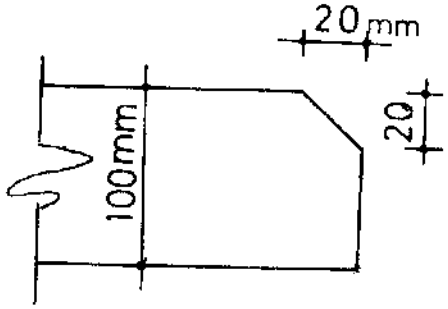
$b=23$ cm $=$ پهنای ورق اتصال

$$W=\left(\frac{b}{3}\right)-\left(\frac{t}{2}\right)=\left(\frac{23}{3}\right)-\left(\frac{1.35}{2}\right)=6.99\cong7\ \text{cm}\quad\text{(حداقل)}$$

۲ ـ ضخامت قطعه تقویتی

طبق بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ح ـ بند ۲)

$$t_s\geq t_b/2$$




شکل (۶۳)

که در آن $t_b$ عبارت است از ضخامت ورق اتصال (یا بال تیر)

در بال فوقانی $t_s = \frac{18}{2} = 9mm$

در بال پایین $t_s = \frac{12}{2} = 6mm$

برای سادگی اجرا خوبست قطعات تقویتی بالا و پایین یکسان و به‌مقطع P $10\times100mm$ انتخاب شود و گوشه آنها $20\times20mm$ پخ زده شود.

۳ـ کنترل قطعهٔ تقویتی برای لاغری

$$\frac{W}{t} = \frac{10}{1} = 10 < \frac{795}{\sqrt{2400}} = 16$$

**و ـ جوش قطعات تقویتی**

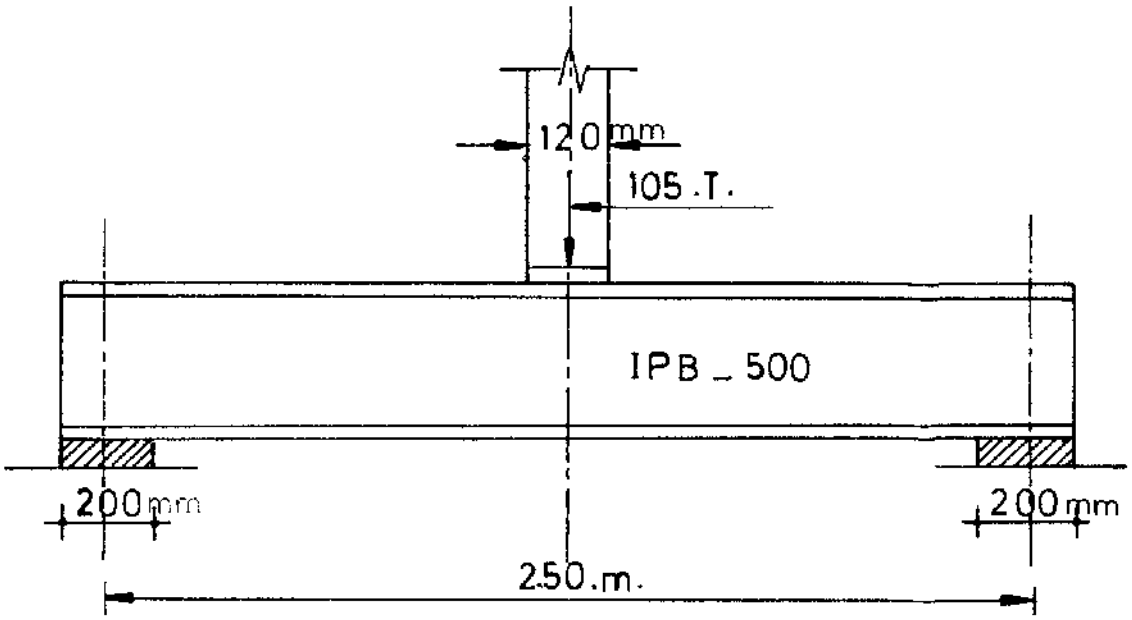
جوش نواری: بعد جوش $D=6$ mm برای جوش به‌جان ستون

بعد جوش $D=8$ mm برای جوش به‌بال ستون

طول جوش باید کافی برای انتقال نیروی سهم قطعه تقویتی باشد در اینجا چو طبق محاسبهٔ قبلی احتیاجی به‌قطعهٔ تقویتی نبوده در صورت تعبیه آن باید جوش حداقل را قرار داد.

## ۲۶ ـ مثال طراحی: تیر خمشی تحت اثر بار متمرکز سنگین

تیری از نیمرخ بال پهن IPB-500 به‌دهانه ۲/۵ متر تحت اثر بار متمرکز سنگین در وسط دهانه قرار




شکل (۶۴)

دارد. طول تماس بار متمرکز در وسط در تکیه‌گاهها به‌ترتیب ۱۲ و ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. می‌خواهیم نیمرخ مذکور را برای معیارهای متخلف بارهای متمرکز سنگین بررسی نماییم و در صورت لزوم قطعات تقویتی در محل بارهای متمرکز را محاسبه نماییم. (فرض می‌شود که اثر وزن خود تیر در بارهای داده منظور شده است).

$S_x=4290\ cm^3$ $t_w=14.5\ mm$

$t_f=28\ mm$ $K=55\ mm$

۱ ـ لنگر خمشی

$$M=\frac{PL}{4}=\frac{105\times2.5}{4}=65.625\ T.m$$

$$f_b=\frac{65.625\times10^5}{4290}=1529$$

مقطع فشرده با اتکای جانبی است.

$1529<0.66\ F_y=1540\ kg/cm^2$

که کافی است. ضمناً تغییرشکل تیر تعیین‌کننده نیست زیرا نسبت ارتفاع نیمرخ به‌طول دهانه خیلی بزرگ و ($\frac{1}{5}$) است.

۲ ـ نیروی برشی

$$V=\frac{1}{2}\ 10552.5\ T$$

$$f_v=\frac{V}{t_w.d}=\frac{52.5\times10^3}{1.45\times50}=724\ kg/cm^2$$

تنش مجاز برشی بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۴)

$$\frac{h}{t}\le\frac{3185}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{50}{1.45}=34.5<\frac{3185}{\sqrt{2400}}=65$$

$$F_v=0.4\ F_y=040\times2400=960>724$$

که قابل قبول است.

۳ ـ خمش بر بال تیر که با فرض عرض بارگذاری شده در تمام پهنای بال در نظر گرفته می‌شود.
(بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ب)

$$P_{bf}=\frac{5}{3}\times105=175\ T$$

رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۱):

$$t=0.4\sqrt{\frac{175000}{2400}}=3.42\ cm>2.8$$

قطعات تقویتی باید به‌کار رود.

۴ ـ جاری شدن موضعی در جان: بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ پ)
بار میانی رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۲)

$$\frac{R}{t_w(12+5\times5.5)}\le0.66\ F_y$$

$$\frac{105000}{1.45(12+5\times5.5)}=1833kg/cm^2>0.66\ F_y$$

قطعات تقویتی لازم است.

عکس‌العمل تکیه‌گاه:

$$\frac{52500}{1.45(20+2.5\times5.5)}=1073\ \text{kg/cm}^2<0.66F_y$$ بار انتهایی رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۳)

قطعات تقویتی لازم نیست

۵ ـ لهیدگی در جان بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ت)

بار متمرکز میانی: رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۴)

$$R=566\,t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{\frac{3}{2}}\right]\sqrt{F_{yw}\frac{t_f}{t_w}}$$

$$R=566\,(1.45)^2\left[1+3\left(\frac{12}{50}\right)\left(\frac{1.45}{2.8}\right)^{\frac{3}{2}}\right]\sqrt{2400\frac{2.8}{1.45}}$$

$$R=102750\,\text{kg}<105000$$

که باید قطعات تقویتی تعبیه کرد.

عکس‌العمل تکیه‌گاه رابطهٔ (۱۰ ـ ۸ ـ ۵)

$$R=285\,(1.45)^2\left[1+3\left(\frac{20}{50}\right)\left(\frac{1.45}{2.8}\right)^{\frac{3}{2}}\right]\sqrt{2400\frac{2.8}{1.45}}$$

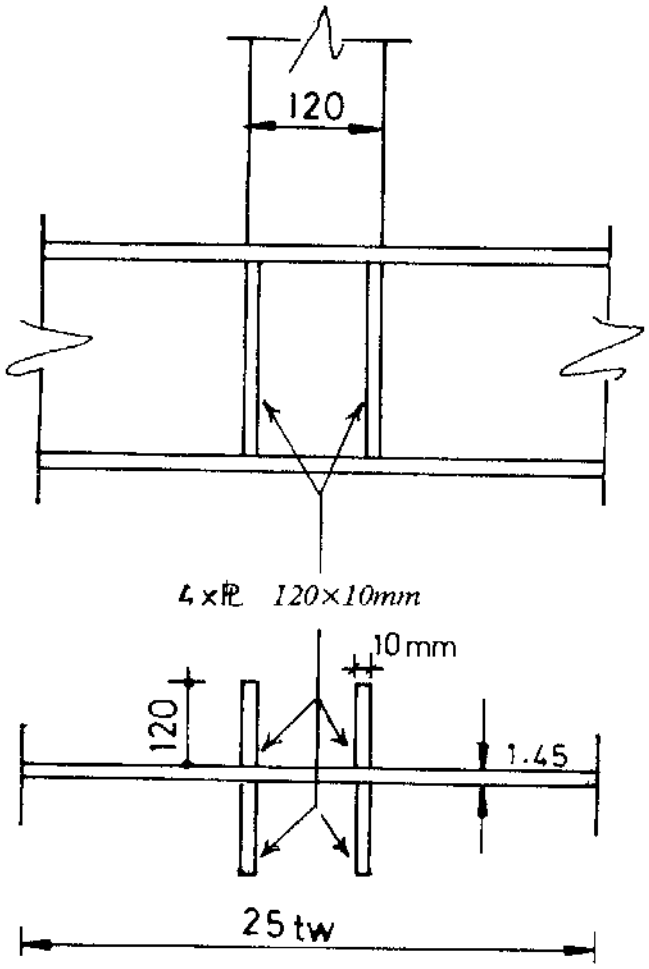
$$R=59035>52500$$

طبق این معیار قطعات تقویتی لازم نیست (هرچند نزدیک حد قابل قبول است).

۶ ـ کمانش توأم با انتقال جانبی بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۸ ـ ۱ ـ ث)

$$\frac{\frac{d_c}{t_w}}{\frac{L}{b_f}}=\frac{\frac{39}{1.45}}{\frac{250}{30}}=3.22>2.3$$

که کمانش توأم با انتقال جانبی جان مطرح نمی‌باشد.




شکل (۶۵)

**نتیجه:** از مجموع این محاسبات نتیجه گرفته می‌شود که خوبست قطعات تقویتی در محاذات بار متمرکز میانی و عکس‌العمل تکیه‌گاه تعبیه شود.

۱ ـ قطعات تقویتی در زیر بار متمرکز در میان دهانه.

قطعات تقویتی را از ۴ قطعه تسمه در دو طرف جان و مطابق شکل (۶۵) در نظر می‌گیریم:

نسبت پهنای آزاد به‌ضخامت $\frac{12}{1}=12.<16.1$ طولی از جان که در بردن فشار شرکت می‌کند:

$$25t_w=25\times1.45=36.25$$

ممان اینرسی و سطح مقطع ستون فرضی:

$$I=2\times1.0\ \frac{(25.45)^3}{12}=2747\ cm^4$$

$$A=4\times1.0\times12+36.25\times1.45=100.56\ cm^2$$

$$r=\sqrt{\frac{2747}{100.56}}=5.23\,cm$$

$$\frac{KL}{r}=\frac{0.75\times50}{5.23}=7.17$$

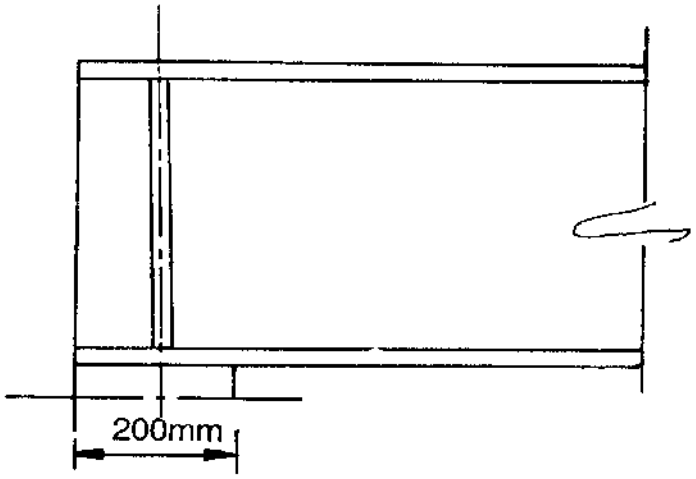
$$F_a=1420$$

$$P=1420\times100.56=142795>105000\,kg$$

که قابل قبول است.

قطعه تقویتی در تکیه‌گاه:

از یک جفت تسمه $120\times10$ انتخاب می‌شود.




*شکل (۶۶)*

پهنایی از جان که در بردن بار فشاری شرکت می‌کند عبارت است از:

$$12t_w=12\times1.45=17.4$$

$$I=\frac{1\times(25.45)^3}{12}=1374$$

$$A=2\times1\times12+17.4\times1.45=49.23\ cm^2$$

$$r=\sqrt{\frac{1374}{49.23}}=5.28\,cm$$

$$\frac{KL}{r}=\frac{0.75\times50}{5.28}=7.1$$

$F_a = 1420\,kg/cm^2$

$P = 1420 \times 49.23 = 69907 > 52500$

قابل قبول است.

## ۲۷ ـ انبساط و انقباض حرارتی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۹ ـ ۲)

انبساط و انقباض حرارتی و اثر آن در ساختمان مسئله‌ای است قابل مطالعه که باید توسط مهندس طراح به‌عمل آید و نمی‌توان آن را با چند ضابطه ساده معین نمود. مخصوصاً در ساختمان‌هایی که در آنها دیوارهای مصالح بنایی در تماس اسکلت فولادی قرار می‌گیرند، مسئله حساس‌تر است و در صورتی که نیاز به‌تعبیه درزهای انبساط و یا مکانیزم ویژه‌ای برای حرکت نسبی قسمتهای مختلف باشد باید تعداد و فواصل و جزئیات آنها، طی مطالعه همه‌جانبه‌ای برحسب تغییرات درجه حرارت محیط و ابعاد ساختمان تعیین گردد.

## ۲۸ ـ تغییرشکل (افتادگی) در تیرهای خمشی (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۹ ـ ۳ ـ الف)

در مورد حد قابل قبول تغییرشکل و افتادگی در تیرهای خمشی، شرایط و اعداد معینی وجود ندارد تا بتوان برای هر حالت ضابطه‌ای قاطع وضع نمود. در جاهایی که باید محدودیتی بر انعطاف‌پذیری عضو خمشی قائل شد، معمولاً آن را برحسب نقشی که عضو خمشی دارد ـ و اینکه انعطاف‌پذیری بیش از حد چه اختلالی در شرایط بهره‌برداری به‌وجود خواهد آورد ـ تعیین می‌نمایند.

شرایط و حدود تقریبی نیز می‌تواند به‌عنوان معیاری از شرایط حدی مختلف در طرح و محاسبه کمک نماید:

۱ ـ در افتادگی حداکثر حدود $\frac{1}{150}$ تا $\frac{1}{180}$ دهانه، تغییرشکل سقف به‌چشم کاملاً محسوس می‌شود.

۲ ـ در تغییرمکانهای $\frac{1}{240}$ تا $\frac{1}{360}$ طول دهانه، انحنای زیاد باعث شکستن روکاری سقف و اندودها می‌شود. خوبست نسبت افتادگی به‌طول دهانه (نظیر سربار بعد از اندودکاری) در این‌گونه پوشش‌ها به $\frac{1}{360}$ دهانه محدود گردد.

۳ ـ دیوارهایی که روکاری با کاشی لعابی و دوغاب ماسه سیمان دارند نسبت به‌تغییرشکل و تکان تیز زیرین حساسیت نشان می‌دهند و تغییرشکل‌های تیر تکیه‌گاه باعث ایجاد ترکهایی در لعاب کاشی‌ها می‌شود.

خوبست تیرهای تکیه‌گاه این نوع دیوارها را صلب‌تر انتخاب کرد و از تغییرشکل زیاد و لرزش در آنها جلوگیری نمود.

۴ ـ در کفهایی که ماشین‌آلات دقیق و وسایل آزمایشگاهی را تحمل می‌کنند و دقت عمل این وسایل بستگی به‌صلبیت کف دارد. خوبست مقدار حداکثر افتاگی را به $\frac{1}{1000}$ تا $\frac{1}{2000}$ دهانه محدود نمود.

۵ ـ برای داشتن سقف نسبتاً صلب و بدون لرزش ـ در صورت امکان ـ نسبت ارتفاع مقطع به‌طول دهانه در تیرهایی که در آنها تنش حداکثر به‌تنش مجاز رسیده است از $\frac{F_y}{56000}$ کمتر نگردد.

اگر تیری با ارتفاع مقطع کوچکتر به‌کار می‌رود در این صورت تنش محاسباتی در خمش به‌همین نسبت (ارتفاع مقطع موجود به‌ارتفاع مقطع توصیه شده) کاهش داده شود. در این رابطه $F_y$ برحسب $kg/cm^2$ است.

۶ ـ در تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، برای جلوگیری از لرزش و به‌عنوان معیاری تقریبی برای داشت صلبیت کافی، خوبست نسبت ارتفاع نیمرخ به‌طول دهانه از $\frac{1}{20}$ کمتر نگردد.

۷ ـ در سقفهای تخت و تراز که خطر گود افتادن و جمع شدن آب روی سقف (در اصطلاح برکه‌ای شدن[1]) و در نتیجه ناپایداری در آن وجود دارد، جانب احتیاط رعایت شود. روشهای محاسباتی برای بررسی پایداری چنین سقفهایی و ضوابطی برای تأمین صلبیت تیرها و شاهتیرها و پایداری در بعضی آیین‌نامه‌ها وجود دارد.

بهترین راه‌حل آن خواهد بود که به‌جای وارد شدن در محاسبات تئوریک این قسمت، از ایجاد سقفهای تخت و تراز به‌طور کلی دوری کرد و سعی نمود هر نوع بامی حداقل شیب لازم برای تخلیه

---

*1- Ponding*

آب را داشته باشد. این عمل با قدری مطالعه و احیاناً مختصری مخارج اضافی برای هر نوع پوششی عملی خواهد بود.

## ۲۹ ـ ارتعاش در کفها و سقفهای ساختمانی* (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۹ ـ ۳ ـ ب)

در ساختمان‌های مدرن فولادی که تا حد امکان سبک طرح می‌شوند، جرم و صلبیت اجزای سازه‌ای و میرایی در آنها به‌مقدار زیادی کاهش یافته است که این خود به‌افزایش پریود طبیعی عضو سازه‌ای کمک می‌کند. با نزدیک شدن آن به‌پریود نیروی تکان‌دهنده در ارتعاش، ممکن است حالت همگامی[1] نسبی به‌وجود آید.

سازه‌های بتن‌آرمه یک‌پارچه ریخته در محل از این نظر بهتر از سازه‌های فولادی سبک عمل می‌نمایند. در بین بارهایی که بر کفهای ساختمانی وارد می‌شوند آنهایی که اثر ارتعاشی محسوس دارند عبارتند از نوسان حاصل از حرکت آسانسورها و بالابرنده‌ها، ماشین‌آلات با قسمتهای دورانی و تناوبی، عبور خودروها و بارهای دیگری از نوع ضربه‌ای مانند حرکات هم‌آهنگ ورزشی و حتی اثر عبور پیاده‌ها.

وقتی که ساختمان به‌اندازهٔ کافی صلب نباشد، انعطاف‌پذیری در ارتعاش به‌شکل‌های مختلف در استفاده‌کننده تولید عدم اطمینان و ناراحتی می‌نماید و اثر آن برای اشخاصی که بدون حرکت درجایی ایستاده یا نشسته‌اند بیشتر محسوس است تا برای اشخاصی که در حال حرکت و فعالیت‌اند.

با این همه تعیین دقیق حدی برای ارتعاش قابل تحمل مشکل است. زیرا واکنش اشخاص مختلف و احساسی که از درک ارتعاش دارند، مختلف است.

آنچه که تاکنون در کارهای پژوهشی در این مورد مطرح بوده، بیشتر واکنش احساس انسان در مقابل ارتعاش هارمونیک (سینوسوئیدال) مداوم است که خود خیلی شدیدتر از حالتی است که در عمل پیش می‌آید. آزمایش نشان داده است که درجه محسوس بودن ارتعاش و حد ارتعاش ناراحت‌کننده به‌مقدار زیادی بستگی به‌سرعت میرایی ارتعاش دارد و ارتعاش گذرا[2] هرچه زودتر میرا

---

* *این بخش برداشتی است از آیین‌نامهٔ کانادا*

*1- Resonance*

*2- Transient Vibration*

شود اثرش در انسان کمتر است و به‌طور کلی اشخاص نسبت به‌ارتعاش گذرا و میراشونده خیلی کمتر از ارتعاش هارمونیک مداوم، حساسیت دارند و در واقع ارتعاشی که کمتر از ۵ سیکل تناوب مداومت داشته باشد کمتر محسوس است.

در حالتهایی از طراحی که ارتعاش محسوس، عامل تعیین‌کننده ابعاد عضو باربر باشد، حد قابل‌قبول ارتعاش، تابعی است از تکرر (فرکانس) آن، دامنهٔ حرکت و بالاخره عامل میرایی.

برای تعیین حد ارتعاش قابل تحمل مدل‌های ریاضی مختلفی به‌کار رفته است ولی شاید برای حل مسئله در ساختمانهای مسکونی و اداری، وارد شدن در این‌گونه محاسبات لازم نباشد و با مراعات بعضی اصول عملی، نتایج قابل قبولی حاصل شود:

الف ـ وقتی ارتعاش مزاحم توسط حرکت ماشین‌آلات به‌وجود آید، باید اثر آن را با ایزولاسیون مؤثر منبع ارتعاش و گاهی با تعبیه سازه و شالوده جداگانه‌ای برای آن، خنثی کرد.

ب ـ در سطوح بزرگی از کفها که خالی از ستون می‌باشند، تیغه‌بندی‌ها و حایل‌ها و دیگر عناصر غیرباربر، مانند سقفهای کاذب و داکتهای تهویه و غیره، نقش مؤثری در میرایی ارتعاش دارند. اگر در چنین سطوحی این عناصر میراکننده موجود نباشند خوبست در تیرهای خمشی، تناسب $\frac{1}{20}$ برای نسبت ارتفاع مقطع به‌طول دهانه (که قبلاً در بحث تغییرشکل اشاره گردید) رعایت شود. این حدی است که با مراعات آن ارتعاش حاصل از حرکت پیاده بهتر و سریع‌تر میرا می‌شود.

اگر فضای کافی برای تأمین چنین ارتفاع مقطعی برای تیرهای خمشی موجود نباشد. در این صورت باید با مراعات حداکثر فضای موجود، صلبیت تیر خمشی را به‌حد قابل قبول رساند.

ج ـ کف‌هایی که تحت اثر ارتعاش ریتمیک مانند حرکات ورزشی، حرکات توأم با جست‌وخیز و یا قدم‌رو و نظایر آن قرار می‌گیرند یکی از مسائل مشکل، نامطلوب را برای مهندس طراح به‌وجود می‌آورند و چه بسا این نوع حرکات، با پریود طبیعی ارتعاش عضو باربر همگام شوند و ارتعاشات بزرگ به‌وجود آورند.

این نوع همگامی در بعضی موارد ممکن است مسئلهٔ خستگی[1] در اعضای باربر و اتصالات آنها را پیش آورد یا باعث شل شدن پیچهای اتصال و یا خرابی شکننده[2] در جوشهای اتصال در سازه گردد.

---

*1- Fatigue* *2- Brittle fracture*

معیاری که از قرائن تجربی برای کم کردن ارتعاش و بهبود وضع سازه در چنین حالتهایی توصیه شده است آن است که صلبیت تیرهای خمشی به‌اندازه‌ای باشد که فرکانس طبیعی آنها از 5 تا 6 هرتز کمتر نگردد و حتی در صورت امکان فرکانس نزدیک به 10Hz ، مراعات گردد.

خوبست که چنین معیاری را در مورد ساختمان‌های مدارس، ورزشگاه‌ها، سالن‌های اجتماعات و حتی در مورد فضاهای بزرگ (خالی از تیغه‌بندی و عناصر دیگر میراکننده) در ساختمان‌های مسکونی و اداری و هتل‌ها نیز مراعات نمود. البته مراعات چنین محدودیتی ـ یعنی بالا بردن فرکانس سازه با افزایش صلبیت آن مخارج اضافی به‌وجود خواهد آورد، ولی با توجه به‌پی‌آمد نامطلوب مراعات نکردن آن، این عمل در بسیاری موارد راه‌حل منطقی و محتاطانه در طراحی و به‌صلاح و صرفه است.

در تئوری ارتعاش دیده می‌شود که فرکانس طبیعی در مد اول (فرکانس اصلی) برای یک تیر تک‌دهانه با تکیه‌گاههای ساده، به‌صورت رابطهٔ زیر نوشته می‌شود:

$$f=1.57\sqrt{\frac{g.EI_b}{p_D.L^4}}$$

(فرکانس مد دوم، ۴ مرتبه بالاتر است که احتمال همگامی با آن کمتر خواهد بود.)

در این رابطه: E ضریب ارتجاعی مصالح، $I_b$ ممان اینرسی معادل عضو خمشی $p_D$ بار مرده (یا وزن) به‌ازاء واحد طول، g شتاب ثقل و $\frac{p_D}{g}$ در واقع جرم مرتعش به‌ازاء واحد طول می‌باشد و L طول دهانه تیر است.

اگر مقادیر $g=981cm/sec^2$ و $E=2.04\times10^6kg/cm^2$ را در رابطهٔ بالا قرار دهیم، رابطهٔ فرکانس به‌شکل ساده زیر درمی‌آید:

$$f=70\sqrt{\frac{I_b}{p_D.L^4}}$$

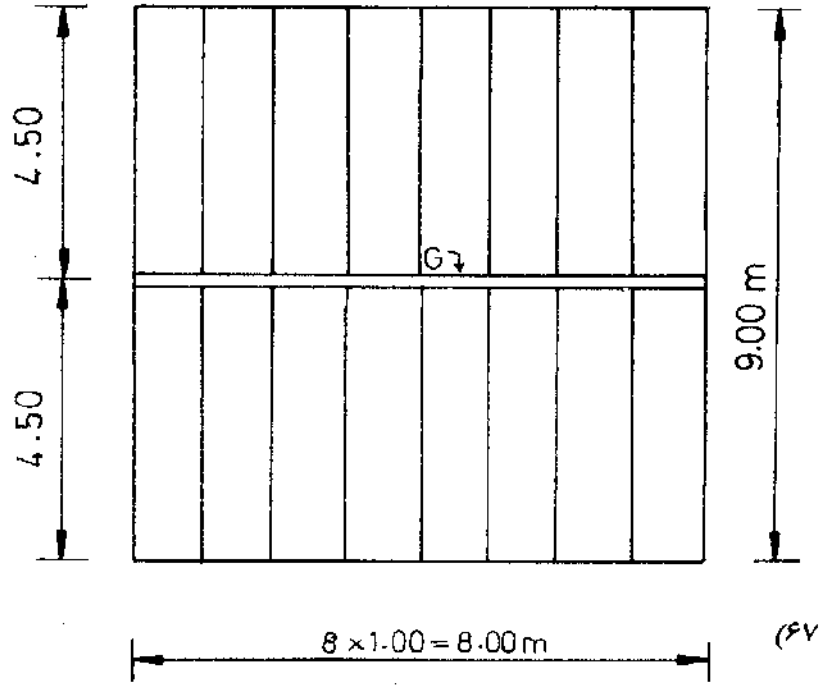
در این رابطه f برحسب Hz و $I_b$ برحسب $Cm^4$ و $p_D$ برحسب kg/m و L برحسب m است.

در محاسبهٔ $I_b$ ، کلیهٔ قسمتهایی از کف که با عمل تیر مختلط در ممان اینرسی تیر خمشی

شرکت خواهند کرد باید دخالت داده شود.

## مثال عددی

در یک سالن 9.00×8.00m که خالی از هرگونه اجزاء غیرباربر میراکننده ارتعاش است بار مرده کف $500kg/m^2$ و بار زنده $200\,kg/m^2$ می‌باشد. شاهتیر (G) به‌دهانه 8.00m در وسط قرار دارد که بارهای تیرچه‌های دوطرف به‌دهانه 4.50m را تحمل می‌کند. شکل (۶۷). با فرض اینکه حداکثر فضای موجود برای ارتفاع مقطع شاهتیر به‌اضافه ضخامت فرش موزائیک و ملات آن به 35cm محدود شده است و همچنین پوشش کف کمکی در صلبیت شاهتیر فولادی نمی‌نماید، می‌خواهیم




شکل (۶۷)

شاهتیر (G) رااز یک نیمرخ فولادی انتخاب و صلبیت کف را بررسی نماییم:

$F_y=2400\ kg/m^2$

$DL=500\ kg/m^2$

$LL=200\ kg/m^2$

$DL+LL=700\ kg/m^2$

بار هموار معادل بر متر طول شاهتیر:

$D.L: 500\times4.50=2250\ kg/m$

$L.L: 200\times4.50=900\ kg/m$

$DL+LL: 700\times4.5=3150$

$M=3150\times\frac{(8)^2}{8}=25200\ m.kg$ لنگر خمشی حداکثر

اساس مقطع لازم برای مقطع فشرده با اتکای جانبی:

$$S_x=\frac{2520000}{0.66F_y}=1590\ cm^3$$

یک‌تیر بال‌پهن IPB-30 را انتخاب می‌نماییم که در آن $S_x=1680cm^3$ و حائز شرایط مقطع فشرده نیز می‌باشد:

$$\frac{b}{2t_f}=\frac{30}{2\times1.9}=7.8<11$$

$$\frac{h}{t_w}=\frac{30}{1.1}=28<65$$

(ارتفاع مقطع ۳۰ سانتی‌متر حداکثر است که با احتساب 4 تا 5 سانتی‌متر برای فرش موزائیک و ملات زیر آن موجود خواهد بود)

شرایط تغییرشکل را بررسی می‌نماییم:

تغییرشکل بار زنده برای جلوگیری از ترک خوردن اندودها: (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۹ ـ ۳ ـ الف)

$$\delta_{LL}=\frac{5}{384}\ \frac{pL^4}{EI}$$

$$\delta_{LL}=\frac{5}{384}\ \frac{9(800)^4}{2.04\times10^6\times25170}=0.94\ cm$$

$$\frac{\delta_{LL}}{L}=\frac{0.94}{800}=\frac{1}{851}<\frac{1}{360}$$

تغییرشکل در مقابل بار کلی: (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۹ ـ ۳ ـ الف)

$$\delta_{DL+LL}=\frac{5}{384}\frac{31.50(800)^4}{2.04\times10^6\times25170}=3.27\ cm$$

$$\frac{\delta_{DL+LL}}{L}=\frac{3.27}{800}=\frac{1}{244}<\frac{1}{240}$$

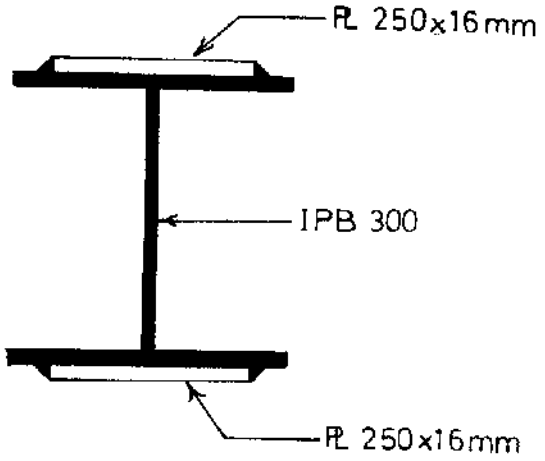
که محدودیتهای تغییرشکل را ارضاء می‌نماید ولی از نظر صلبیت در مقابل ارتعاش ممکن است کافی نباشد:

$$\frac{h}{L}=\frac{30}{800}=\frac{1}{26.6}<\frac{1}{20}$$

فرکانس طبیعی تیر خمشی را محاسبه می‌نماییم:

$$f=70\sqrt{\frac{I_b}{p_D L^4}}$$

$$f=70\sqrt{\frac{25170}{2250(8)^4}}=3.65<5\,Hz$$




شکل (۶۸)

تیر قدری نرم به‌نظر می‌آید، آن را با دو ورق روی بال تقویت می‌نماییم:

ورقها را در تناسب با بال تیر: P 250×16mm در نظر می‌گیریم (که البته ضخامت باقیمانده برای فرش موزاییک کمتر می‌شود و در محل ورقهای بال موزاییک باید خشکه فرض شود)

$$I: \qquad 25170$$

$$2\times25\times1.6(15.80)^2= \quad \frac{19971}{45141}$$

$$f=70\sqrt{\frac{45141}{2250(8)^4}}=4.9\,Hz$$

که با توجه به‌کمکی هم‌که به‌صورت صلبیت اضافی از کف‌سازی خواهد شد. ظاهراً قابل قبول است.

## ۳۰ ـ انتقال و نوسان جانبی در سازه (بخش ۱۰ ـ ۱ ـ ۹ ـ ۳ ـ پ)

تغییرمکان و نوسان جانبی ساختمان در مقابل اثر باد و یا زلزله با توجه به‌سه معیار مختلف باید مورد بررسی قرار گیرد:

۱ ـ اطمینان بر ایستایی کل سازه با در نظر گرفتن اثر خمش‌های درجه دوم (عامل $P-\Delta$)

۲ ـ کنترل صدمات وارد بر عناصر غیرباربر و جلوگیری از صدمات غیر قابل تعمیر در اعضای باربر.

۳ ـ تأمین صلبیت کافی و محدود کردن نوسانات ناراحت‌کننده برای رفاه ساکنان.

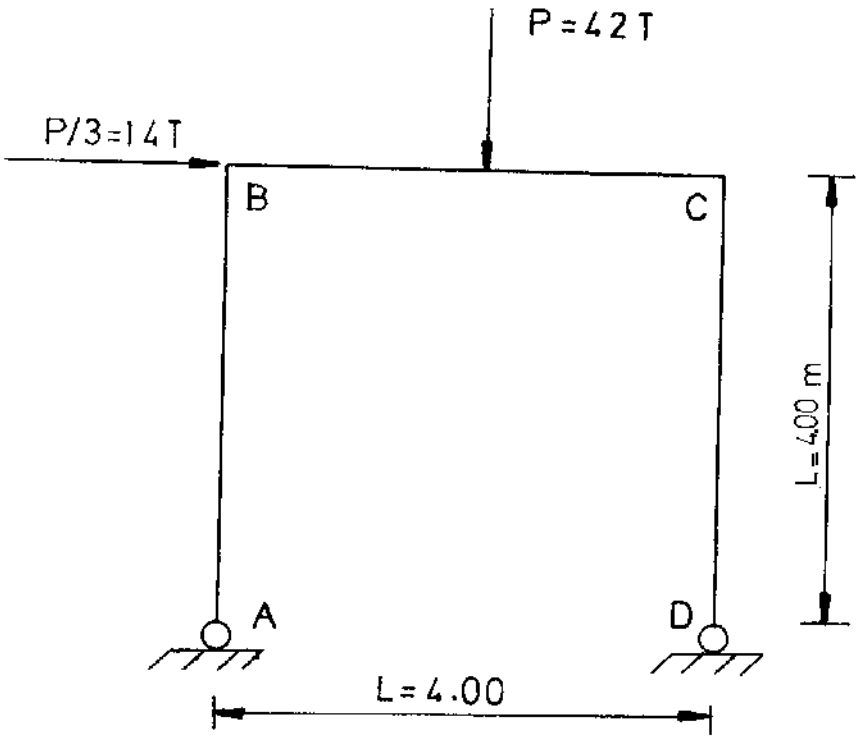
در ساختمان‌های بلند مناطق زلزله‌خیز، معیارهای (۱) و (۲) بیشتر برای بارگذاری زمین‌لرزه، و معیار (۳) برای اثر باد مطرح است.

در حالت بزرگترین زلزله مفروض (در طول عمر ساختمان) معیار (۱) باید بررسی شود ولی معیارهای (۲) و (۳) در این حالت مطرح نمی‌باشند.

معیار (۲) در حالت زلزله‌های متوسط و نسبتاً شدید منطقه (که پیش‌بینی می‌شود در طول عمر ساختمان چند بار اتفاق افتد) تعیین‌کننده می‌باشد. کنترل معیار (۳) برای اثر باد مطرح می‌شود و یکی از قسمتهای مهم طرح و محاسبه ساختمانهای مرتفع است.

## ۳۱ ـ مثال طراحی: طرح و محاسبهٔ پلاستیک قاب تک‌دهانه (بخش ۱۰ ـ ۳)

قابی با ابعاد شکل (۶۵) مفروض است که بر آن بار متمرکز P=42T در وسط دهانه و بار افقی $\frac{P}{3}$ =14T در گوشه قاب تأثیر می‌نماید و فرض شده که بار جانبی از اثر زلزله است. همچنین قاب




شکل (۶۹)

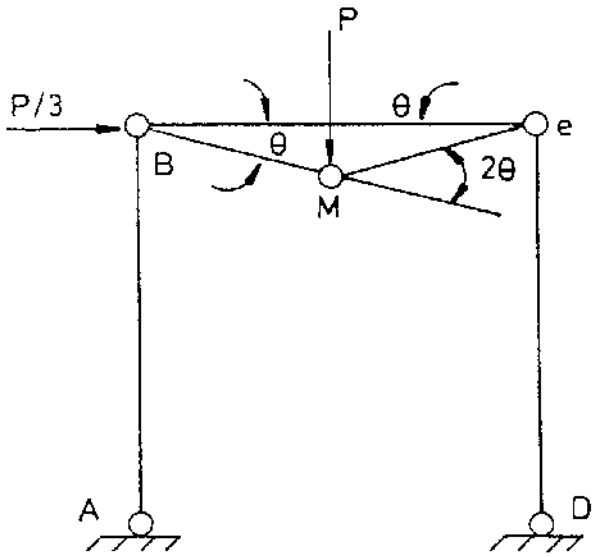
نسبت به‌جهت ضعیف (نسبت به‌محور عمود بر شکل) دارای تکیه‌گاه‌های جانبی برای جلوگیری از کمانش جانبی است. فرض می‌گردد که وزن قاب در بارهای داده شده منظور شده است و $F_y=2400kg/cm^2$ می‌باشد. می‌خواهیم این قاب را به‌روش پلاستیک و مطابق مشخصات بخش (۱۰ ـ ۳) محاسبه نماییم.

ضرایب بار طبق بخش (۱۰ ـ ۳ ـ ۱) عبارتند از:

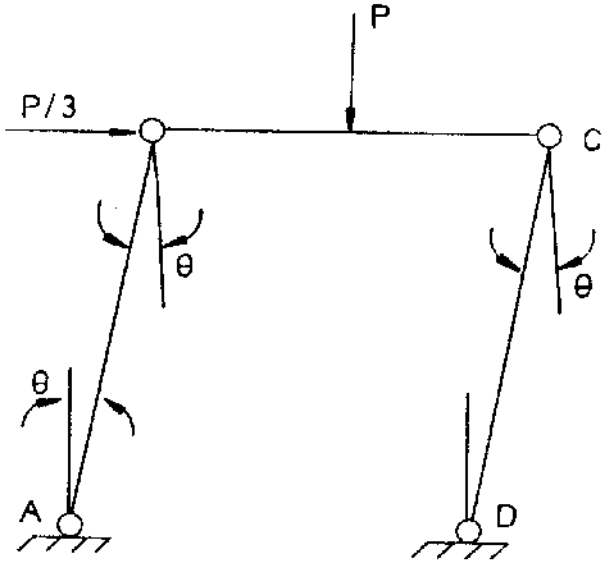
برای حالت بارهای مؤثر زنده و مرده: ۱/۷۰

برای حالت بارهای مؤثر زنده و مرده به‌اضافه زلزله یا باد ۱/۳۰

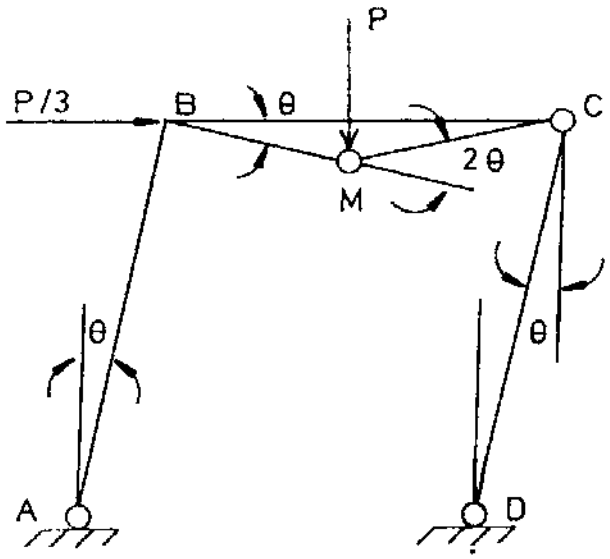
مکانیزم‌های ممکن در خرابی مطابق شکل (۷۰) خواهد بود:




مکانیزم تیر
(الف)




مکانیزم پانل قاب
(ب)




مکانیزم مشترک
(پ)

شکل (۷۰)

برای مکانیزم تیر تحت اثر بار قائم تنها دیده می‌شود که لنگر نهایی عبارت است از:

برای (D.L+L.L) $M_p = \frac{PL}{8}$

$$M_p = \frac{1.7 \times 42 \times 4}{8} = 35.7 \text{ m.T.}$$

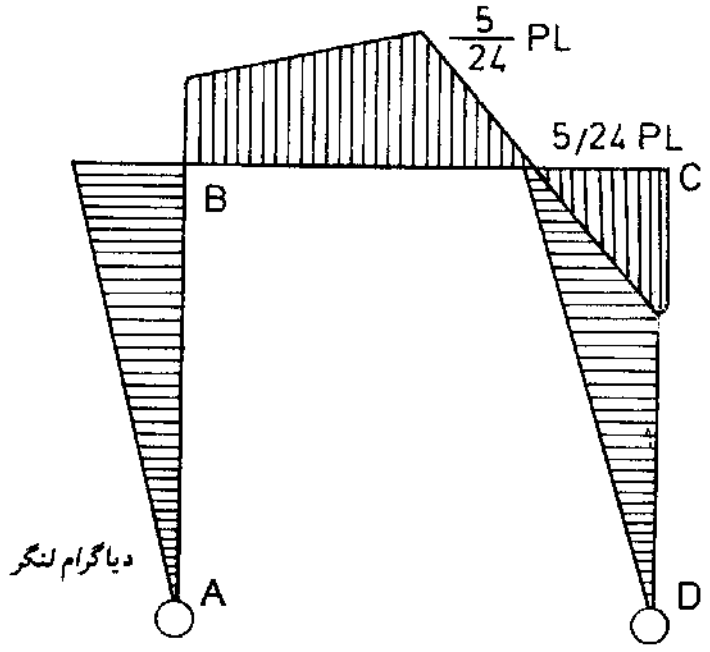
برای بارهای مرده و زنده به‌اضافه بار جانبی، در مکانیزم مشترک، از روش کار مجازی[1] برای تعیین لنگر نهایی استفاده می‌نماییم.

این روش به‌طور خلاصه به‌این شرح بیان می‌شود:

فرض نماییم سیستم به‌حالت مکانیزم رسیده است و در لحظهٔ خرابی است، اگر در این لحظه تغییرشکل اضافی مختصری به‌سیستم داده شود، کارهایی که به‌وسیلهٔ نیروهای خارجی انجام می‌شود برابر خواهد بود با کارهای نیروهای داخلی که به‌صورت دوران در مفصل‌های پلاستیک اتفاق می‌افتد. پس در مورد مکانیزم شکل (۷۰ ـ پ) می‌توان نوشت:

$$P.\theta \frac{L}{2} + \frac{P}{3} .\theta.L = M_p 2\theta + 2M_p.\theta$$

$$M_p = \frac{5}{24} P.L$$




شکل (۷۱)

1- *The Virtual Work Method*

برای حالت بار قائم و بار زلزله DL+LL+EQ :

$$M_p = \frac{5}{24} 1.3\times42\times4 = 45.50 \text{ m.T.}$$

و اساس مقطع پلاستیک لازم:

$$Z = \frac{45.5\times10^5}{2400} = 1896 \text{ cm}^3$$

با توجه به‌اثر اضافی بار محوری در پایه‌ها یک‌نیمرخ IPE-500 را برای تیر و پایه انتخاب می‌نماییم که مشخصات آن عبارت است از:

$$\begin{cases} Z=2200 \text{ cm}^3 \\ S=1930 \text{ cm}^3 \\ A=116 \text{ cm}^2 \\ b_f=200 \text{ mm} \\ t_f=16 \text{ mm} \\ t_w=10.2 \text{ mm} \\ r_x=20.4 \text{ cm} \\ r_y=4.31 \text{ cm} \end{cases}$$

نسبت عرض آزاد به‌ضخامت در بال را بررسی می‌نماییم:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{20}{2\times1.6} = 6.25$$

مقدار مجاز طبق بخش (۱۰ ـ ۳ ـ ۷)

$$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_y}} = 8.57$$

$$6.25 < 8.57$$

نسبت ارتفاع مقطع به‌ضخامت راکنترل می‌نماییم:

در شروع، عکس‌العمل قائم در نقطهٔ D را با محاسبهٔ لنگر نسبت به‌نقطهٔ A به‌دست می‌آوریم:

$$R_D = \frac{14\times4+42\times2}{4} = 35 \text{ T}$$

بار ضریبدار ستون:

$$R_D=1.3\times35=45.5\ T$$

رابطهٔ (۱۰ - ۳ - ۷) را بررسی می‌نماییم

$$\frac{P}{P_y}=\frac{45.5}{2.4\times116}=0.164<0.27$$

حد بالای $\frac{d}{t_w}$ عبارت خواهد بود از:

$$\frac{d}{t}=\frac{3450}{\sqrt{2400}}(1-1.4\times0.164)=54$$

$$\frac{d}{t_w}=\frac{50}{1.02}=49<54$$

که قابل قبول است.

بررسی ستون تحت اثر خمش و نیروی محوری (رابطهٔ ۱۰ - ۳ - ۲):

در انتهای بالای ستون:

$$\begin{cases}\frac{I_c}{L_c}=\frac{I_g}{L_g}\\ G_B=1\end{cases}$$

در انتهای پایین ستون برای پای مفصلی برای (حالت صفحهٔ تقسیم فشار) $G_A=10$

از نموگراف طول مؤثر در ستونها: $\left.\begin{matrix}G_A=10\\G_B=1\end{matrix}\right\}\rightarrow K=1.87$

$$\frac{KL}{r_x}=\frac{1.87\times400}{20.4}=36.67$$

$$F'_e=\frac{105\times10^5}{(36.67)^2}=7810$$

$$P_e=\frac{23}{12}F'_e\,.\,A=\frac{23}{12}\,.\,7810\times116\rightarrow1736\ T$$

$F_a=1300\ kg/cm^2$

$P_{cr}=1.7\times116\times1300 \rightarrow 256\ T.$

بررسی رابطهٔ (۱۰ ـ ۳ ـ ۲)

$$\frac{45.5}{256}+\frac{0.85\times45.5}{(1-\frac{45.5}{1736})\,52.8^*}$$

$$0.178+0.752=0.93<1.0$$

مهاربندی جانبی:

مفصل پلاستیک ممکن است در نقاط C یا B و یا در نقطهٔ M (وسط دهانه) به‌وجود آید. فرض کنیم که مهارهای جانبی را در این نقاط و در $\frac{1}{4}$ دهانه تیر تعبیه کنیم. با توجه به‌دیاگرام لنگر می‌خواهیم مهاربندی در نقطهٔ $\frac{1}{4}$ دهانه (دست چپ نقطهٔ C) را بررسی نماییم:

$$\frac{M}{M_p}=0$$

در این صورت رابطهٔ (۱۰ ـ ۳ ـ ۹) تعیین‌کننده است.

$$\frac{L_b}{r_y}=\frac{100}{4.31}=23.20$$

$$\frac{L_{cr}}{r_y}=\frac{96.7\times10^3}{F_y}+25=65.3>23.20$$

مهاربندی در ستونها، مجاور نقاط C و یا B (در حالتی که جهت بارهای افقی عوض شود) $\frac{M}{M_p}$ بین 0.5− و 1.0− خواهد بود و رابطهٔ (۱۰ ـ ۳ ـ ۱۰) تعیین‌کننده است:

$$\frac{L_{cr}}{r_y}=\frac{96.7\times10^3}{F_y}=40.3$$

$$L_{cr}=40.3\times4.31=173\ cm$$

اولین مهار را با استفاده از حداکثر فاصلهٔ مجاز از گوشه، یعنی به‌فاصلهٔ 170cm قرار می‌دهیم و مهاربندی لازم در بقیهٔ طول ستون را بررسی می‌نماییم و از محدودیت‌هایی که در (۱۰ ـ ۳ ـ ۹) برای

---

* $10^5\times52.8=2200\times2400$

«مناطقی که در مجاورت مفصل خمیری نیستند» استفاده می‌کنیم.

در این صورت باید محدودیت‌های روابط (۱۰ ـ ۲ ـ ۲) و (۱۰ ـ ۲ ـ ۳) و یا (۱۰ ـ ۲ ـ ۴) همچنین روابط (۱۰ ـ ۶ ـ ۱) و (۱۰ ـ ۶ ـ ۲) برآورده شود.

برای این کار مقادیر $f_a$ و $f_b$ را از روی لنگر خمشی و نیروی محوری (در بارهای ضریبدار) محاسبه می‌نماییم:

لنگر در مهار بالایی: $M=\frac{230}{400}\cdot 45.5=26.16$

بار ستون: $P=45.5\ T$

با تقسیم بر ضریب بار 1.3:

$M=\frac{26.16}{1.3}=20.12$

$P=\frac{45.5}{1.3}=35$

فرض کنیم در 2.3m باقیمانده در پایین ستون اصلاً مهاری نگذاریم:

$M=0$ در نتیجه $C_b=1.75$

از رابطهٔ (۱۰ ـ ۲ ـ ۵) داریم:

$$F_b=\frac{840000\cdot C_b}{\frac{Ld}{A_f}}$$

$$F_b=\frac{840000\times 1.75}{\frac{230\times 50}{20\times 1.6}}=4090>0.6F_y$$

$$F_b=0.6F_y=1400\,kg/cm^2$$

$$S_x=1930\,cm^3$$

$$f_b=\frac{20.12\times 10^5}{1930}=1042<1400$$

طول ۲/۳۰ تیر بدون مهار را در ستون بررسی می‌نماییم (با فرض K=1)

$$C_m=0.85$$

$$\frac{L_1}{r_y}=\frac{230}{4.31}=53.36$$

$$\frac{L}{r_x}=\frac{400}{20.4}=19.6$$

تعیین‌کننده لاغری 53.36 است:

$$F_a=1210\ kg/cm^2$$

$$f_a=\frac{P}{A}=\frac{35000}{116}=302\ kg/cm^2$$

$$f_{bx}=\frac{20.12\times10^5}{1930}=1042\ kg/cm^2$$

$$F'_{ex}=\frac{105\times10^5}{(53.36)^2}=3687$$

$$\frac{302}{1210}+\frac{0.85\times1042}{(1-\frac{302}{3687})1400}=0.25+0.689=0.939<1$$

در گوشهٔ بالای زانویی تیر و ستون که ممکن است محل تشکیل مفصل پلاستیک گردد، لنگر پلاستیک باعث به‌وجود آمدن نیروی برشی بزرگی در گوشه خواهد بود، زیرا تمام نیروی بال تیر باید به‌وسیلهٔ برش به‌جان ستون منتقل گردد و بالعکس.

برای تقویت این قسمت در صورتی که جان قدرت کافی نداشته باشد ـ خوبست یک قطعه تقویتی قطری اضافه کرد.

جزئیات شکل (۷۲) را برای گوشه در نظر می‌گیریم و محاسبه را برای ظرفیت کلی نیمرخ انجام می‌دهیم:

$$M=2400\times2200\rightarrow52.8m.T$$

با بازوی لنگر 0.95 ارتفاع مقطع، نیروی برشی خواهد شد:

$$V=\frac{52.8}{0.95\times0.5}=111.15\ T$$

ظرفیت برشی جان در لحظهٔ جاری شدن عبارت است از:

$0.55 \times 2400 \times 50 \times 1.02 \rightarrow 67.32\ T$

که کافی نیست و باید قطعات تقویتی را برای کسری مقاومت اضافه کنیم

نیرو در قطعهٔ تقویتی: $F=\frac{111.15-67.32}{\frac{\sqrt{2}}{2}}=61.98$

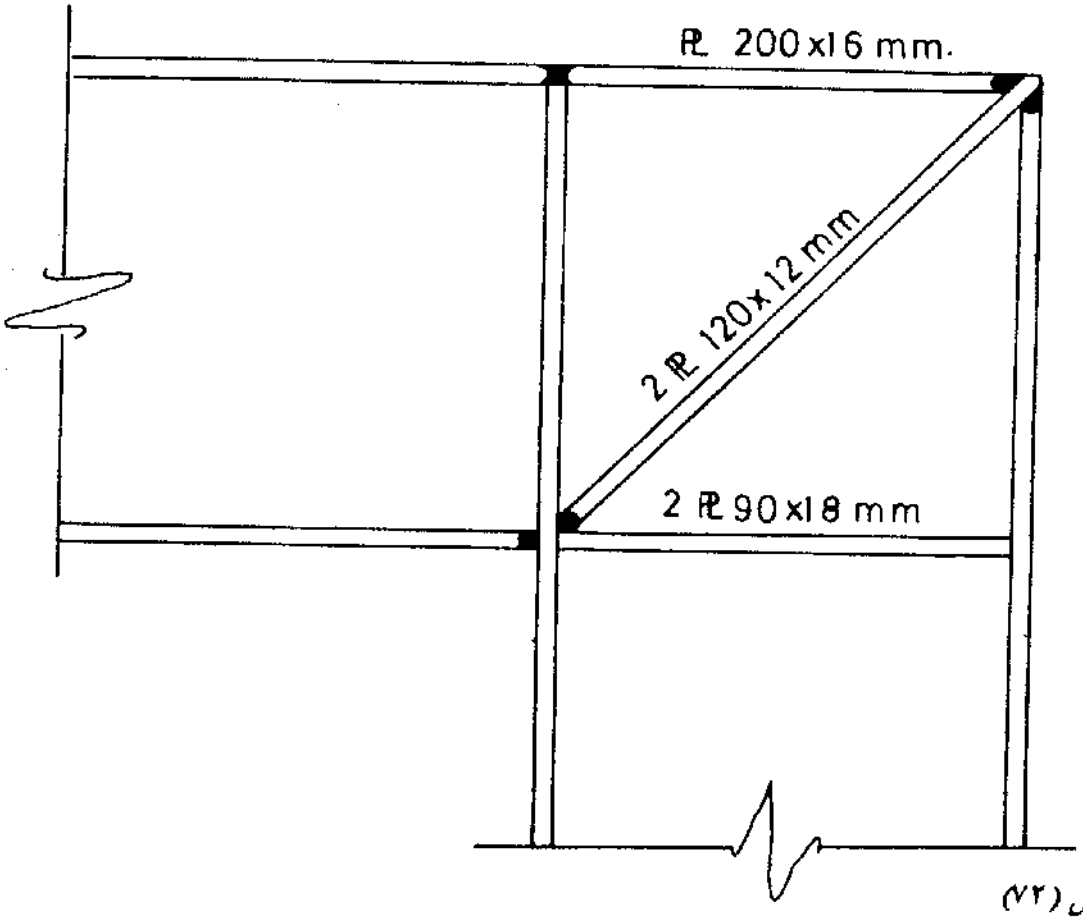
سطح مقطع قطعهٔ تقویتی: $A=\frac{61.98}{2.4}=25.8\,cm^2$

دو تسمه $120\times12mm$ را به‌کار می‌بریم که مقطع آن $28.8cm^2$ خواهد بود.

نسبت $\frac{b}{t}$ را بررسی می‌نماییم:

$$\frac{b}{t}=\frac{10}{1.2}=8.33 < \frac{420}{\sqrt{F_y}}=8.57$$

صفحه انتهایی ستون را از مقطع $200\times16mm$ قرار می‌دهیم و قطعات تقویتی افقی جان ستون را در تناسب سطح مقطع بالهای تیر و ستون از $2PL\,90\times18mm$ انتخاب می‌نماییم.




شکل (۷۲)

جوشهای اتصال این گره که صفحهٔ انتهایی و قطعات تقویتی را متصل می‌کند باید طوری انتخاب شود که بتواند ظرفیت برشی جان را به‌وجود آورد. در این محاسبه، تنشها در جوش را می‌توان با ضریب ۱/۷ به‌کار برد، یعنی تنشهای مجاز ۱/۷ برابر مقادیر معین شده در جدول تنشهای مجاز در نظر گرفت.

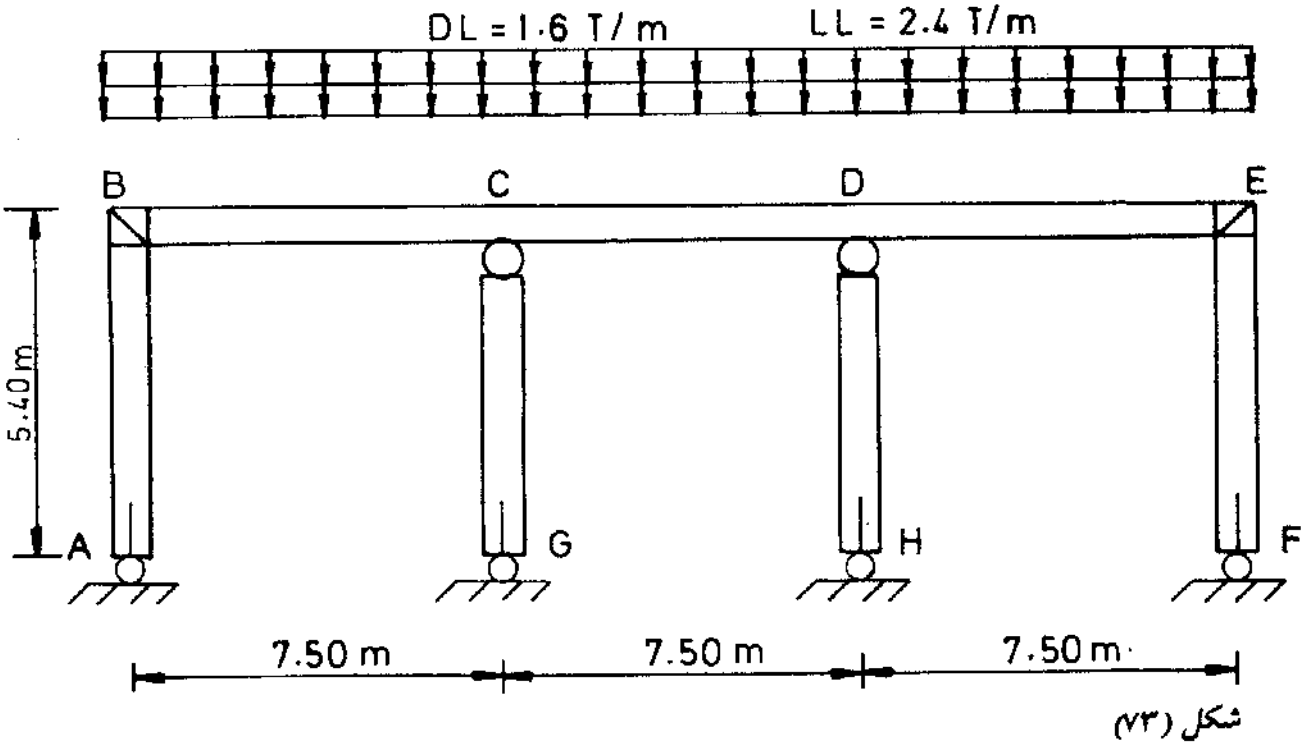
## ۳۲ ـ مثال طراحی: طرح و محاسبهٔ قاب سرتاسری به‌روش پلاستیک

قابی یک طبقه به‌شکل (۷۳) مفروض است که در آن فقط گوشه‌های B و E به‌صورت اتصال صلب و نقاط A و F و C و G و D و H مفصلی است.

بار مرده و زنده بر تیر BCDE به‌ترتیب ۱/۶ و ۲/۴ تن بر متر طول است و فرض می‌شود که وزن تیر نیز در بار مرده به‌حساب آمده است.

فولاد مصرفی با حد جاری شدن $F_y=2400kg/cm^2$ و ضریب ارتجاعی آن $E=2.04\times10^6kg/cm^2$ فرض می‌شود.

می‌خواهیم این قاب را به‌روش پلاستیک و مطابق مشخصات بخش (۱۰ ـ ۳) محاسبه




شکل (۷۳)

نماییم. برای سادگی اجرا فرض می‌نماییم که قسمت یکسره ABCDEF از یک نیمرخ نورد شده واحد اختیار شود. همچنین فرض می‌شود که بار کلی تیر افقی توسط دو ستون AB و FE تحمل شود و ستونهای مفصلی میانی فقط نقش کاهش‌دهنده لنگر خمشی را داشته باشند و قاب در صفحه عمود بر شکل دارای اتکای جانبی سرتاسری است.

DL=1.6 T/m LL=2.4T/m

**حل:**

محاسبه به‌طریق پلاستیک آسان است و لنگرهای سه دهانه تیر یکسان در هر کدام لنگر پلاستیک واحدی را لازم خواهند داشت:

ضریب بار طبق (۱۰ ـ ۳ ـ ۱) برابر ۱/۷۰ برای بار مرده و زنده و لنگر حداکثر $\frac{pL^2}{16}$ خواهد بود:

$$M=\frac{pL^2}{16}=\frac{1.7\times4.0(7.5)^2}{16}=23.91\ \text{m.T}$$

اساس مقطع پلاستیک لازم عبارت است از:

$$Z=\frac{23.91\times10^5}{2400}=996\ \text{cm}^3$$

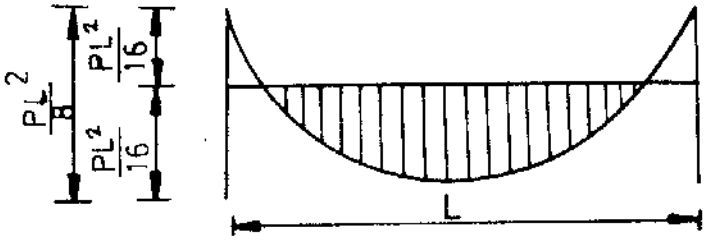
که تیر IPE-360 جوابگوی این اساس مقطع هست ولی با توجه به‌اثر اضافی نیروی محوری در پایه‌ها (که می‌خواهیم با تیر دارای یک نیمرخ باشد) نیمرخ IPE-400 را انتخاب می‌نماییم.

مشخصات این نیمرخ عبارت است از:

$$\begin{cases} Z=1.12\times1160=1300^{*}\ \text{cm}^3 \\ A=84.5\ \text{cm}^2 \\ I=23130\ \text{cm}^4 \\ r_x=16.5\ \text{cm} \\ t_f=1.35\ \text{cm} \\ t_w=0.86\ \text{cm} \\ b_f=18\ \text{cm} \end{cases}$$

---

* از روش تقریبی $Z=1.12S_x$ استفاده شده است که از تطابق خوبی با مقدار واقعی آن $Z=1308\text{cm}^3$ برخوردار است.




شکل (۷۴)

$$\frac{b_f}{2t_f}=\frac{18}{2\times1.35}=6.7<\frac{420}{\sqrt{F_y}}=8.5 \qquad \text{(بخش ۱۰ - ۳ - ۷)}$$

$$\frac{d}{t_w}=\frac{40}{0.86}=46.5<65$$

بار محوری ضریبدار برای پایه‌های خارجی عبارت است از:

$$P=\frac{1.7\times4\times7.5}{2}=25.5\ T$$

رابطهٔ (۱۰ - ۳ - ۷) راکنترل می‌کنیم:

$$\frac{P}{P_y}=\frac{25.5}{2.4\times84.5}=0.126<0.27$$

$$\frac{d}{t}=\frac{3450}{\sqrt{2400}}(1-1.4\times0.126)=58>46.5$$

که قابل قبول است.

ضریب لاغری پایه را از نموگرافی که برای این منظور وجود دارد تعیین می‌نماییم:

ستون $\frac{I_c}{L_c}=\frac{23130}{540}=42.83$

تیر $\frac{I_g}{L_g}=\frac{23130}{750}=30.84$

$G_B=\frac{42.83}{30.84}=1.39$

برای صفحه تخت پای ستون و نزدیک به‌حالت مفصلی: $G_A=10$

از نموگراف ضریب طول مؤثر ستون‌ها K=1.95 به‌دست می‌آید.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.95\times540}{16.5} = 63.82$$

از جدول تنش‌های مجاز ستون‌ها:

$$F_a = 1146\ kg/cm^2$$

$$F'_{ex} = \frac{105\times10^5}{(\frac{KL}{r})^2} = \frac{105\times10^5}{(63.82)^2} = 2578$$

$$P_{ex} = \frac{23}{12} \cdot 2578\times84.5 \rightarrow 417.53\ T$$

$$P_{cr} = 1.7\times1146\times84.5 \rightarrow 164.62\ T$$

$$M_m = M_p = Z\times F_y = 1300\times2400 \rightarrow 31.2\ T.m$$

رابطهٔ (۱۰ - ۳ - ۲) را بررسی می‌نماییم:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1-\frac{P}{P_e})M_m} \le 1$$

$$\frac{25.5}{164.62} + \frac{0.85\times23.91}{\left(1-\frac{25.5}{417.53}\right)31.2} = 0.155 + 0.694 = 0.849$$

که کافی است و باید ستونهای انتهایی که جزء قاب یکسره‌اند باید عمل مهار را با پایداری اضافی برای ستونهای میانی (که در بالا و پایین مفصلی‌اند) انجام دهند.

محاسبهٔ ستوهای میانی ساده است و به‌شکل ستون دوسر مفصل محاسبه می‌شوند.

## ۳۳ ـ مثال طراحی: محاسبه تیر یکسره به‌دو روش الاستیک و پلاستیک

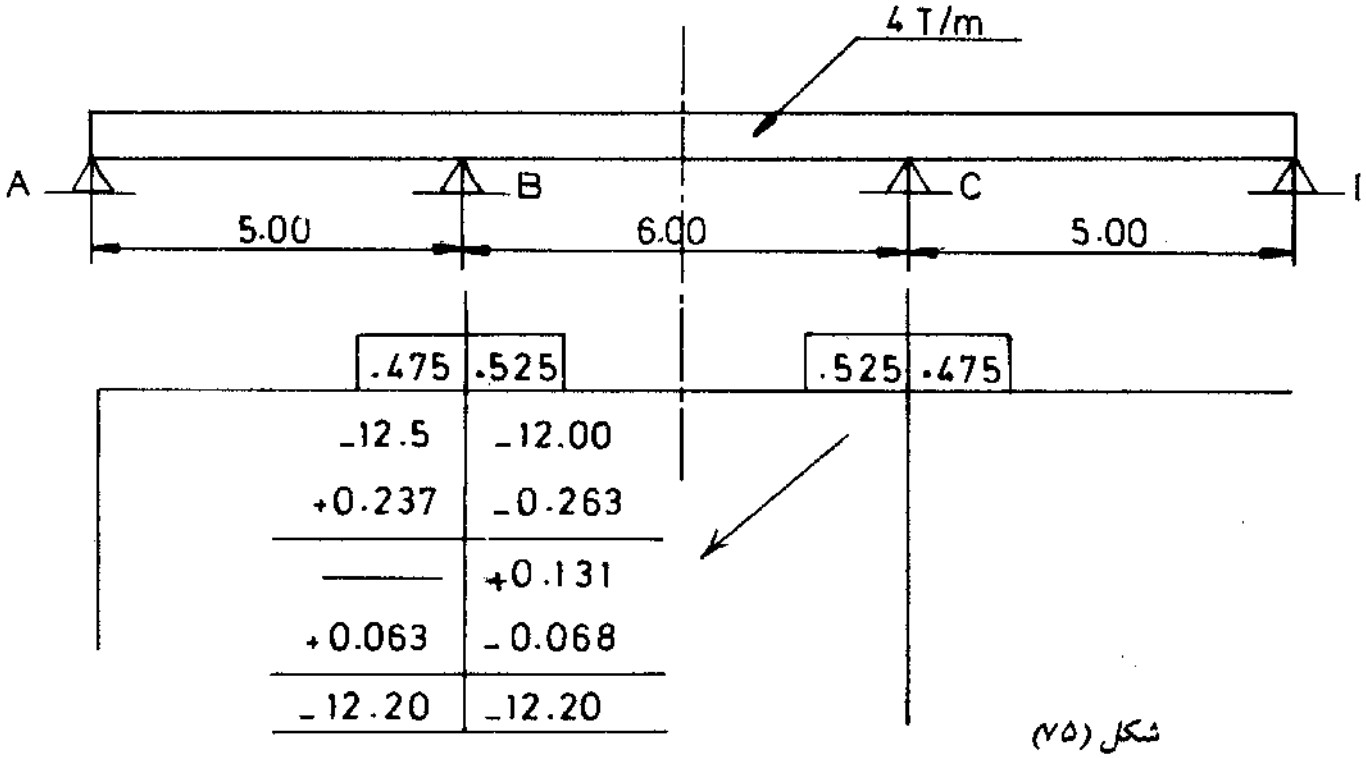
شکل (۷۵) تیر یکسره سه دهانه‌ای را نشان می‌دهد که بر آن بار کلی 4T/m اثر می‌کند. تیر دارای اتکای جانبی سرتاسری است.

### ۱ ـ تحلیل استاتیک با دو سیکل توزیع لنگر:

(توضیح: علائم به‌کار رفته برای لنگرها علائم اولیه هاردی کراس[1] است که با علائم مرسوم فرق دارد. در این سیستم لنگرهایی که در تارهای زیرین تیر تولید کشش می‌کند مثبت و آنکه در تارهای بالا تولید کشش می‌کند منفی در نظر گرفته می‌شود)

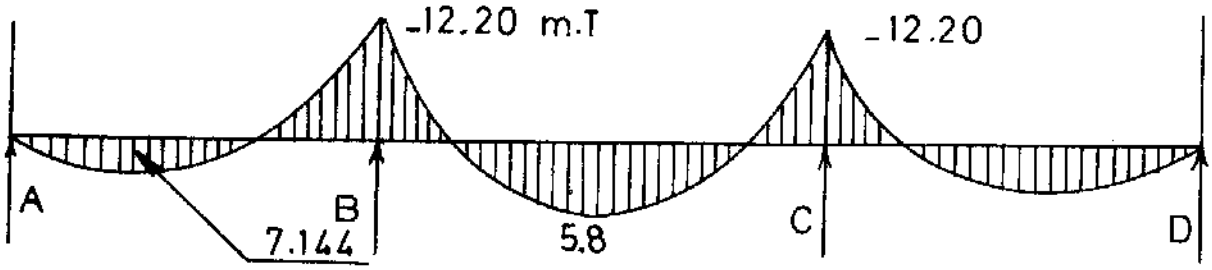
$$R_A = \frac{4\times5}{2} - \frac{12.20}{5} = 7.56\ T$$

دهانه کناری $M_{(+)} = \frac{(7.56)^2}{2\times4} = 7.144\ m.T$




شکل (۷۵)

1- *Hardy Cross*




شکل (۴۶)

دهانه میانی $M_{(+)}=\frac{4\times6^2}{8}-12.20=5.80$ m.T

(با استفاده از معادله سه لنگر نیز همین نتیجه به‌دست می‌آید:

$$M_A\frac{L_1}{I_1}+2M_B\left(\frac{L_1}{I_1}+\frac{L_2}{I_2}\right)+M_c\frac{L_2}{I_2}=-\frac{1}{4}\left(\frac{p_1L_1^3}{I_1}+\frac{p_2L_2^3}{I_2}\right)$$

$$2M_b\left(\frac{5}{1}+\frac{6}{1}\right)+M_c\cdot\frac{6}{1}=-\frac{1}{4}\left(\frac{4\times5^3}{1}+\frac{4\times6^3}{1}\right)$$

$$M_b\cdot\frac{6}{1}+2M_c\left(\frac{5}{1}+\frac{6}{1}\right)=-\frac{1}{4}\left(\frac{4\times5^3}{1}+\frac{4\times6^3}{1}\right)$$

$$22M_B+6M_C=341$$

$$6M_B+22M_C=341$$

$$M_B=M_C=\frac{341}{28}=12.18\ \text{m.T}$$

۱ ـ طرح و محاسبهٔ الاستیک سنتی با فرض مقطع فشرده و تیر با اتکای جانبی (می‌خواهیم نیمرخ INP لازم را برای این تیر انتخاب کنیم)

$$S=\frac{12.2\times10^5}{0.66\times2400}=770\ \text{cm}^4$$

INP-320 S=782

۲ ـ طرح و محاسبهٔ الاستیک با استفاده از تعدیل بخش (۱۰ ـ ۱ ـ ۲ ـ ۱ ـ الف)

لنگر حداکثر منفی: $M_{(-)}=0.9\times12.2=10.98$

لنگر حداکثر مثبت دهانه کناری:

$$M_{(+)}=7.144+\frac{0+12.20}{2}\cdot\frac{1}{10}=7.754\ \text{m.T.}$$

لنگر حداکثر مثبت دهانه میانی:

$$M_{(+)}=5.80+\frac{12.20+12.20}{2}\cdot\frac{1}{10}=7.02\ \text{m.T.}$$

$$S=\frac{10.98\times10^5}{0.66\times2400}=693\ \text{cm}^3$$

INP−32 $S=782\ \text{cm}^4$

۳ ـ طرح و محاسبه پلاستیک

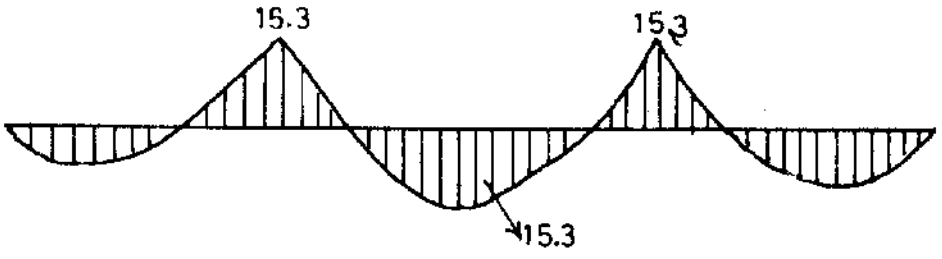
ضریب بار 1.70

لنگر حداکثر منفی و مثبت دهانه میانی:

$$M_p=p\frac{L^2}{16}=\frac{1.70\times4\times6^2}{16}=15.3\ \text{m.T.}$$

لنگر حداکثر مثبت در دهانه‌های کناری در فاصلهٔ $0.414\times5.00=2.07\text{m}$

$$M_p=0.0858p_uL^2=0.0858\times(1.7\times4)(5)^2=14.58$$




شکل (۷۷)

$$Z=\frac{15.3\times10^5}{2400}=638\ \text{cm}^3$$

INP−300 $Z\cong1.12\times653=731$ $Z=762$ واقعی

مطابق روش طرح و محاسبه پلاستیک، نیمرخ INP–300 کاملاً کافی است.

## ۳۴ ـ طراحی تیرها به‌روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) بخش (۱۰ ـ ۰ ـ ۱)

محاسبه برای خمش به‌روش (LRFD) نسبتاً ساده و سرراست است.
منظور آن است که هر عامل مؤثر با ماهیت آماری و احتمالی خود وارد محاسبه شود و درجه عدم اطمینان بر پارامترهای محاسبه با ضرایب اطمینان جداگانه و احتمالی برای هر کدام، در محاسبه راه یابند. در اینجا باید تلاشهای مربوط به‌بارهای مرده و زنده به‌طور جداگانه تعیین شود.

$F_b=\phi F_y$ تنش مجاز در خمش

$\phi=0.86$ که در آن

$M_u=\phi F_y Z$ لنگر حدی

$V_u=\phi(\frac{F_y}{\sqrt{3}}).d.t_w$ برش حدی

که در آن $M_u$ و $V_u$ با به‌کارگرفتن بارهای مرده و زنده ضریبدار به‌دست می‌آیند. رابطهٔ کلی (LRFD) به‌صورت زیرا ست:

$$\phi R=\psi(F_d D+F_L L)$$

که در این رابطه:

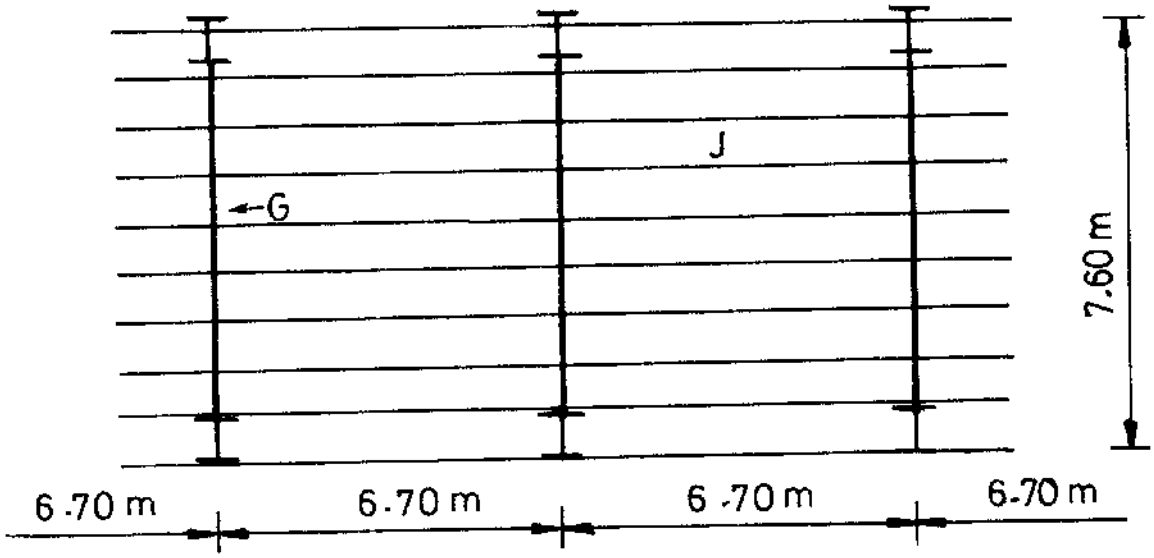
$\psi$ عبارت است از ضریب تحلیل (گاهی نیز ضریب اهمیت نام برده می‌شود و رقمی که فعلاً برای آن در نظر گرفته می‌شود ۱/۱ است.

$F_d$ ضریب جبران عدم اطمینان در بار مرده با رقم پیشنهادی ۱/۱

$F_L$ ضریب جبران عدم اطمینان در بار زنده با رقم پیشنهادی ۱/۴

### مثال عددی

تیرریزی شکل (۷۸) را در نظر می‌گیریم که مربوط به‌یک ساختمان مدرسه است که در آن بار مرده $300kg/m^2$ و بار زنده $350kg/m^2$ و فولاد مصرفی با حد جاری شدن $F_y=2400kg/cm^2$ و تیرها دارای اتکای جانبی می‌باشند. می‌خواهیم شاهتیر (G) را به‌روش (LRFD) محاسبه نماییم.




شکل (۷۸)

از آنجایی که شکل تیرریزی متقارن و تیرچه‌های (J) نزدیک به‌یکدیگر قرار گرفته‌اند می‌توان با تقریب خوبی بارهای متمرکز (عکس‌العمل) تیرچه‌های (J) را روی شاهتیر (G) به‌صورت بار هموار گسترده معادل در نظر گرفت.

با در نظر گرفتن ضرایب بار $F_d=1.1$ و $F_L=1.4$ بار معادل شاهتیر به‌صورت زیر نوشته خواهد شد:

[ضمناً باید یادآوری نمود که در اینجا دیگر کاهش سربار برای شاهتیر (رجوع شود به استاندارد شماره ۵۱۹) به‌صورتی که در محاسبه با تنشهای مجاز مطرح می‌باشد، مجاز نخواهد بود زیرا کل روش (LRFD) بر روی نتایج آماری بنا شده و ضرایب بار خود مقادیر آماری و احتمالی می‌باشند].

$$p_u=1.1[1.1(6.70\times300)+1.4(6.70\times350)]$$

$$p_u=6044 \text{ kg/m}$$

$$M_u=\frac{p_uL^2}{8}=6.044\frac{(7.6)^2}{8}=43.64 \text{ T.m}$$

$M_u=\phi F_y Z$

$$Z=\frac{M_u}{\phi F_y}=\frac{43.64\times10^5}{0.86\times2400}=2114\ cm^3$$

یک تیر IPE−50 انتخاب می‌شود که در آن: $Z=2200cm^3$ است.

$d=50\ cm$

$t_w=10.2\ mm$

$G=90.7\ kg/m.$ وزن تیر

اگر وزن تیر را هم بخواهیم در محاسبه دخالت دهیم خواهیم داشت:

$\Delta p_u=1.1(1.1)(90.7)=110\ kg/m.$

اساس مقطع Z را باید به‌طور تناسبی بزرگتر در نظر گرفت:

$$\Delta Z=\frac{\Delta p_u}{p_u}Z=\frac{110}{6044}\cdot 2114=38.5\ cm^3$$

$2114+38.5=2152<2200\ cm^3$

که کافی است.

کنترل برش:

$$V_u=\frac{p_u L}{2}=\frac{(6.044+0.11)7.60}{2}=23.38\ T$$

$$V_u=\phi\frac{F_y}{\sqrt{3}}d.t_w=0.86\frac{2400}{\sqrt{3}}(50)(1.02)$$

$V_u=60774\ kg>23380$

نیمرخ IPE−500 انتخاب می‌شود.

اگر محاسبه اساس مقطع قبلی را با ضرایب توصیه شده دیگری که از پژوهش جدیدتری

به‌دست آمده، انجام دهیم نتیجه به‌شرح زیر خواهد بود:

ضرایب توصیه شده**:

$\phi=0.9$

$\psi=1.0$

$F_d=1.2$

$F_L=1.6$

$p_u=1.2(6.70\times300)+1.6(6.70\times350)=6164$ kg/m

$M_u=6164\times\frac{(7.6)^2}{8}=44504$ mkg

$Z=\frac{4450400}{0.9\times2400}=2060+\frac{109^*}{6164}\cdot 2060=2096$

که عددی است نزدیک به‌محاسبهٔ قبلی ولی در جهت احتیاط کمتر.

اگر در مثال قبلی محاسبه به‌روش الاستیک (تنشهای مجاز) انجام شود، نتایج به‌شرح زیر به‌دست خواهد آمد:

بار سرویس کل بر مترطول شاهتیر (G) عبارت خواهد بود از:

$(300+350)6.70+90.7=4446$ kg/m.

از آنجایی که سطح سهم شاهتیر:

$6.70\times7.6=50.92m^2>15$

است، بار زنده سهم شاهتیر را می‌توان در محاسبه لنگر خمشی کاهش داد. این کاهش کوچکترین یکی از سه مقدار زیر خواهد بود: (استاندارد ۵۱۹)

$R_1$: 0.85 درصد به‌ازاء هرمترمربع سطح سهم شاهتیر

$R_2$: مقداری که از رابطهٔ $23.1(1+\frac{D}{L})$ به‌دست آید.

---

* $\Delta P_u=1.2\times90.T=109$

** ضرایب آیین‌نامهٔ LRFD

$R_3$: به‌طور کلی 50%

$0.85\times50.92=43.2\%$

$23.1(1+\frac{300}{350})=42.9\%$

بنابراین بار شاهتیر عبارت است از:

$4446-42.9\%(350)(6.7)=3440\ kg/m$

$M=3.44\frac{(7.6)^2}{8}=24.84\ m.T$

با به‌کار گرفتن تنش معمول در خمش

$S=\frac{24.84\times10^5}{1400}=1774\ cm^3$

که همان IPE−50 را لازم خواهد داشت و در مقایسه با عدد (LRFD) یعنی $\frac{2096}{1.12}=1871$ نزدیک به‌آن است.

## ۳۵ ـ مثال طراحی

طراحی یک بادبند درون محور[1] بر مبنای **UBC 1985**

مطابق شکل ۷۹، یک بادبند یک دهانه دو طبقه در نظر بگیرید. برش طبقهٔ اول مساوی V=90T می‌باشد که فرض می‌شود به‌طور مساوی بین بادبندی فشاری و کششی تقسیم می‌شود. فولاد مصرفی از نوع ST37 با $f_y=2400$ و $f_u=3700$ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع* .

طول عضو بادبند برابر است با:

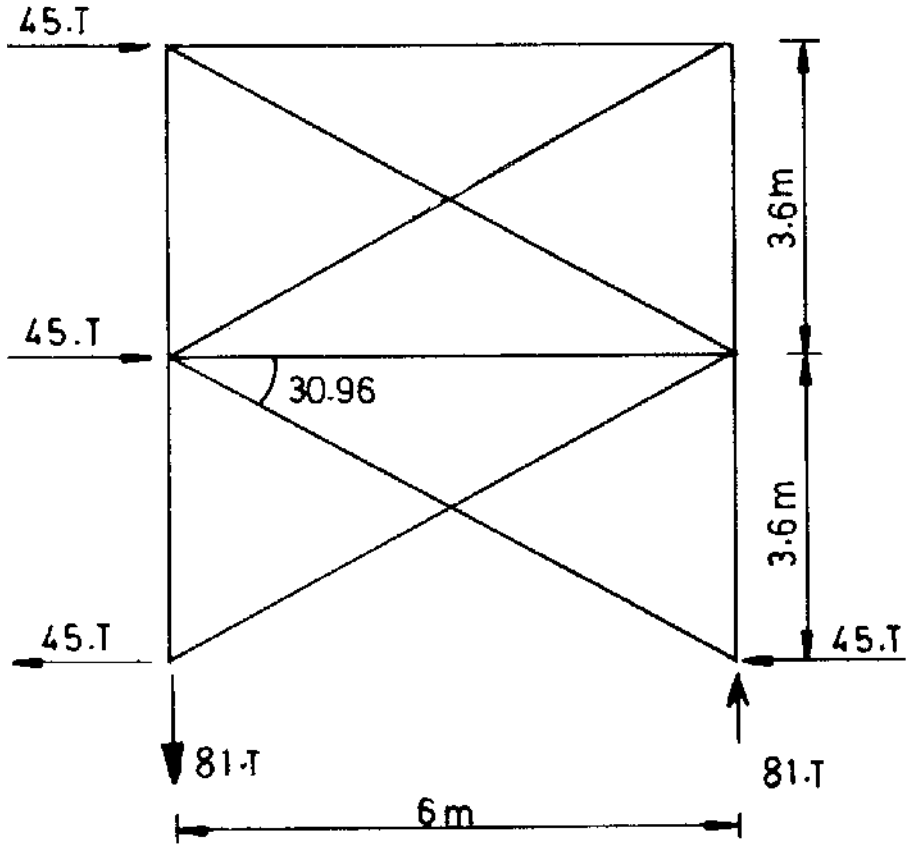
(طول محور به‌محور) $L=\sqrt{3.6^2+6^2}=7m$

نیروی بادبند $=\frac{7}{6}\times\frac{90}{2}=52.5\ T$ (کششی و فشاری)

---

*1- Concentric*

* *سایر مقادیر مطابق آیین‌نامهٔ ایران (مبحث ۱۰) طراحی شده*




*شکل (۷۹) قاب بادبندی‌شدهٔ مثال ۳۵*

طول آزاد برای کمانش در صفحهٔ بادبند، نصف طول کل بادبند در نظر گرفته می‌شود:

$L_{x-x}=L/2$

طول آزاد برای کمانش خارج از صفحه، دوسوم طول کل بادبند منظور می‌شود:

$L_{y-y}=2L/3$

اگر ستون از بال پهن نمره ۳۰ و تیر از تیرآهن نمره ۴۵ باشد، طول بادبند برابر است با:

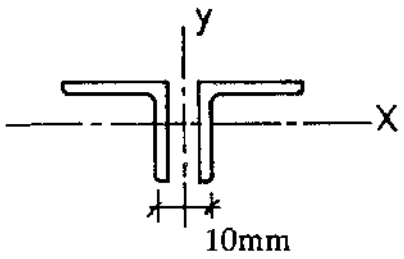
طول آزاد $L=\sqrt{(6-0.3)^2+(3.6-0.45)^2}=6.51$ m

(البته وجود ورق اتصال نیز از طول آزاد بادبند خواهد کاست)

اگر به‌عنوان عضو بادبند از دو نبشی پشت به‌پشت ۱۲۰×۱۲۰×۱۲ میلی‌متر استفاده شود، مشخصات هندسی آن به‌قرار زیر خواهد بود:

$A=55cm^2 \qquad r_x=3.65$ cm $\qquad r_y=5.35$ cm

$\left(\frac{KL}{r}\right)_x=\frac{1}{2}\times\frac{651}{3.65}=89$ (حاکم است)




شکل (۸۰)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{2}{3} \times \frac{651}{5.35} = 81$$

لاغری $= 89$ , $F_y = 2400\ kg/cm^2 \rightarrow F_a = 970\ kg/cm^2$

با در نظر گرفتن ۳۳ درصد افزایش تنش مجاز به‌علت وجود نیروی جانبی در ترکیب بارگذاری خواهیم داشت:

$$F_a = 1.33 \times 970 = 1290\ kg/cm^2$$

تنش موجود در بادبند برابراست (بادر نظرگرفتن ۲۵درصد افزایش درتنش طبق‌توصیهٔ UBC–85):

$$f_a = \frac{52.5 \times 10^3}{55} \times 1.25 = 1193 < 1290\ kg/cm^2$$ خوبست

## کنترل ظرفیت کششی

$A_g = 55\ cm^2$ (سطح مقطع کل)

با فرض استفاده از پیچ پرمقاومت A325 به (قطر اسمی مساوی ۱۹ میلی‌متر)، حداکثر سوراخ استاندارد برابر خواهد شد با:

قطر سوراخ $= 19 + 1.5 = 20.5\ mm$

اگر هر مقطع بحرانی یک سوراخ را قطع کند، سطح مقطع خالص برابر است با:

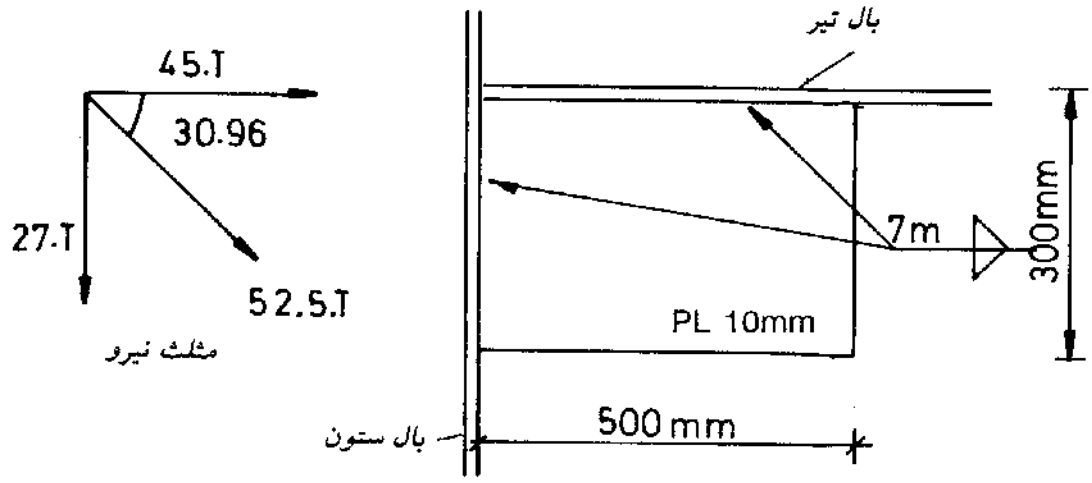
$$A_{net} = 55 - 2(2.05 \times 1.2) = 50.08\ cm^2$$

چون نبشی فقط توسط یک بال متصل شده است:

$$A_e = 0.85 A_n = 0.85 \times 50.08 = 42.57\ cm^2$$

تنش موجود با در نظرگرفتن ۲۵ درصد اضافه تنش برابر است با:

$$f_a = (52.5 \times 10^3 / 42.57) 1.25 = 1542\ kg/cm^2$$




شکل (۸۱)

تنش کششی مجاز برابر است با:

$F_t=0.5F_u$*$(1.33)=0.5\times3700\times1.33=2460.5>1542\ kg/cm^2$

## طراحی اتصال

با فرض استفاده از پیچ پرمقاومت $\frac{3}{4}$ اینچ (۱۹ میلیمتر) از نوع A325 تعداد پیچ لازم را به‌دست می‌آوریم.

تنش برشی مجاز $=1225\ kg/cm^2$

تنش لهیدگی $=1.2F_u = 1.2\times3700=4440\ kg/cm^2$

مقاومت برشی پیچ $\frac{3}{4}$ اینچ در حالت دو برشه داریم:

$$R_{DS}=\frac{\pi}{4}\times 1.9^2\times2\times1225\times10^{-3}=6.95\ T$$

مقاومت لهیدگی در روق اتصال ۱.۰ میلی‌متر برابر است با:

$$R_B=(1.9\times1)\times4440\times10^{-3}=8.44\ T$$

پس مقاومت برش ـ اصطکاک کنترل می‌کند.

در حالت زلزله هیچگونه اضافه تنشی برای پیچها منظور نمی‌شود. با در نظر گرفتن ۲۵ درصد اضافه

---

* با توجه به‌اینکه $1.2\frac{F_y}{F_u}<\frac{A_n}{A_g}$ تنش تعیین‌کنندهٔ $F_t=0.5F_u$ است.

تعداد پیچ لازم $=52.5\times1.25/6.95=9.44$

از ۱۰ پیچ (۱۹ میلی‌متر) از نوع A325 استفاده می‌شود.

## کنترل ورق اتصال:

همان‌طورکه ملاحظه می‌شود، اتصال ورق به‌بال تیر و ستون با استفاده از جوش ۷ میلی‌متر صورت گرفته است. بدون هرگونه ازدیاد تنش مجاز برای نیروهای زلزله، ارزش جوش برابر است با:

ارزش جوش $=650D=\times650\times2\times.7=910$ kg/cm کنترل می‌کند

ارزش ورق اتصال $=0.4\times2400\times1=960$ kg/cm

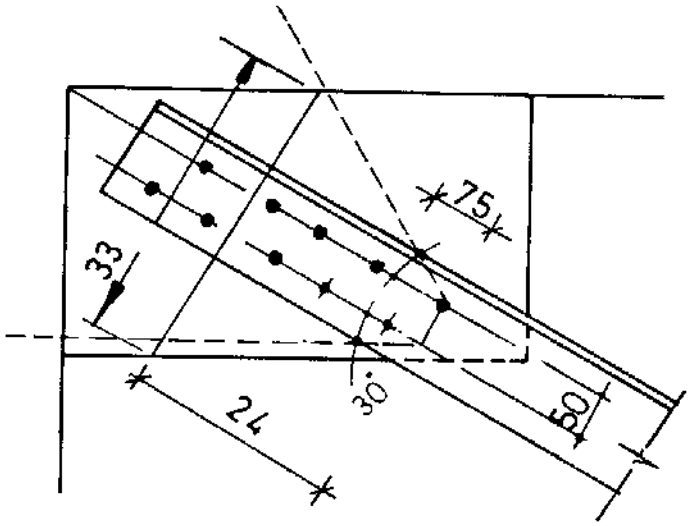
طول جوش افقی $=45\times10^3/910=49.45<50$ cm

طول جوش قائم $=27\times10^3/910=29.67<30$ cm

کنترل ورق لچکی با استفاده از روش ویتمور

عرض مؤثر در مقطع ۱ - ۱ $=(24.4\tan 30)2+5=33$ cm

در این مقطع نیرو توسط ۷ پیچ انتقال داده شده است.




شکل (۸۲)

نیرو $=\frac{7}{10}\times52.5=36.75$ T

$f_t=36.75\times10^3/(33\times1)=1114$ kg/cm$^2$

تنش مجاز $=.6\times2400=1440$ kg/cm$^2$

ISBN 964 - 6561 - 05 - 5

قیمت ۷۰۰۰ ریال