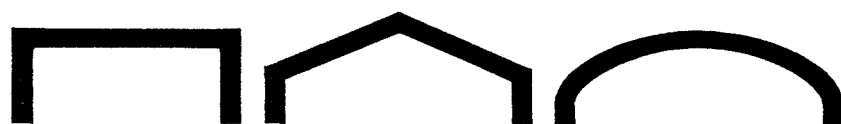


طرح و محاسبه

قابهای شیدار و قوسی فلزی



استفاده از قاب های شیب دار فلزی در پوشش دهانه های بزرگ در سالهای اخیر به سرعت رواج یافته است و در بسیاری از ساختمانهای صنعتی ترجیح داده میشود که بجای سیستم خرپا از این پوشش استفاده شود ولی متأسفانه استفاده از این نوع ساختمانها در کشورما چندان رضایتبخش نبوده است و در سالهای اخیر خرابیهای چندی در این نوع ساختمانها مشاهده شده است که تعداد و تنوع آنها غیر قابل قبول میباشد .

رواج قابهای شیب دار فلزی بیگمان بدون دلیل نیست . ظاهر زیبا ، استفاده بیشتر از فضای زیرپوشش ، امکان ساخت کارخانه ای و سرعت در ساخت و نصب ، از مزایای غیر قابل انکار اینگونه پوشش ها است ولی طرح و محاسبه و ساخت آنها بسادگی سیستم خرپا سازی نمیباشد ، در اینجا مهندس محاسب با مسائل ایستائی پیچیده تری سروکار دارد که در مقایسه با پوششهای ساده خرابائی نیاز به آنالیز و محاسبه مفصل تری دارد و محاسبه کننده باید آشنائی کامل به روشهای آنالیز و محاسبه خاص داشته و درعین حال تخصص کافی در تهیه جزئیات مهاربندی و حصول اطمینان در پایداری دستگاه ها داشته باشد .

باتوجه به نتایج تاسف آوری که خصوصاً " پس از هر برف سنگین در تعدادی از قاب های فلزی شیب دار در ایران حاصل شده است و با توجه باینکه چنانچه این نوع ساختمانها باینش صحیح طرح و محاسبه و اجرا گردند بدون شک دارای مزایائی میباشند ، ضرورت تدوین نشریه راهنما و دستورالعملی احساس گردید و از آقای آرک مگردیچیان درخواست گردید که با دفتر تحقیقات و معیارهای فنی همکاری نموده و نسبت به تدوین این نشریه اقدام نمایند .

مشارالیه با تجربه سالها تدریس درس " ساختمانهای فلزی " در دانشکده صنعتی (پلی تکنیک تهران) و با سوابق طولانی عملی که در این باره داشتند با صرف وقت زیاد طی مدت یکسال اقدام به تدوین این نشریه نمودند که اقدام ایشان در خورتشکر و قدردانی است .

در تدوین این نشریه سعی شده است که تنها به ذکر نکاتی که صورت دستورالعمل خشک دارد قناعت نشود و نشریه درعین حال جنبه راهنمائی و آموزش طرح و محاسبه را داشته باشد که با کاربرد آن از تکرار حوادث نامطلوب جلوگیری گردد ، امیدوار است این نشریه مورد استفاده مشاورین و مهندسان محاسب قرار گیرد و چنانچه نظر اصلاحی نسبت به مفاد آن دارند باین دفتر اعلام فرمایند .

فهرست مطالب

الف و ب

پیش‌گفتار

کلیات

صفحه

۱	حدود کاربرد	۱-
۱	قابهای شیبدار و ساختمانهای صنعتی	۲-
۱	ابعاد ساختمان	۳-
۲	بارگذاری محاسباتی	۴-
۴	فرضیات محاسبه	۵-
۶	محاسبه لایه‌ها	۶-
۸	روشهای محاسباتی قابهای فلزی	۷-

آنالیز و طرح و محاسبه الاستیک

۱۰	آنالیز الاستیک قاب دو مفصل	۸-
۱۲	روش کار مجازی	۸-۱-
۱۳	ضرائب اطمینان و تنشهای مجاز در محاسبه ابعاد	۸-۲-
۱۴	تنش مجاز فشاری در خمش	۸-۲-۱-
۱۵	طرح و محاسبه زانوئی	۹-
۱۵	زانوئی بدون ماهیچه	۹-۱-
۱۵	ماهیچه خطی	۹-۲-
۱۶	زانوئی دایره‌ای شکل	۹-۳-
۱۹	طرح و محاسبه تیروپایه قاب	۱۰-
۱۹	محاسبه پایه قاب	۱۰-۱-
۱۹	تعیین طول موثر پایه در دو جهت	۱۰-۱-۱-
۲۱	محاسبه پایه	۱۰-۱-۲-

۲۲	محاسبه تیرقاب	۱۰-۲-
۲۴	نکات مربوط به صفحه جان تیروپایه	۱۰-۳-
۲۴	حداقل ضخامت جان	۱۰-۳-۱-
۲۴	جلوگیری از کمزش قطری در صفحه جان	۱۰-۳-۲-
۲۵	جلوگیری از کمزش قائم موضعی در صفحه جان	۱۰-۳-۳-
۲۶	عوامل ثانوی در تعیین (H)	۱۱-
۲۷	مهاربندی و بادبندی	۱۲-
۳۰	جزئیات پای قاب	۱۳-
۳۰	محاسبه صفحه تقسیم پای ستون	۱۳-۱-
۳۰	محاسبه کش بین دوپایه	۱۳-۲-
۳۰	وعده های کارگاهی	۱۴-
۳۱	قاب با تیر قوسی	۱۵-
۳۳	مثال : طرح و محاسبه شماره ۱ قاب با گوشه ساده	
۴۱	مثال : طرح و محاسبه شماره ۲ قاب با ما هیچه دایره	
۴۷	مثال : طرح و محاسبه شماره ۳ قاب با ما هیچه خطی	

آنالیز و طرح و محاسبه پلاستیک

۵۵	خرائب بار	۱۶-
۵۵	آنالیز پلاستیک	۱۷-
۵۵	روش مکانیزم با استفاده از کار مجازی	۱۷-۱-
۵۶	مرکز آنی دوران	۱۷-۱-۱-
۶۰	روابط محاسباتی	۱۷-۲-
۶۴	طریقه ترمیمی با استفاده از روش تعادل	۱۸-
۶۶	تناسبات مقطع در طرح و محاسبه پلاستیک	۱۹-
۶۶	اثر بار محوری در مقاومت خمشی	۲۰-

۶۹	نکات مربوط به مهاربندی	۲۱-
۷۱	نکات مربوط به طرح و محاسبات اتصال تیروپایه	۲۲-
۷۱	اتصال گوشه ساده	۲۲-۱-
۷۲	تقویت گوشه	۲۲-۱-۱-
۷۶	زانوئی با اتصالات ما هیچه ای	۲۲-۲-
۸۱	مثال : طرح و محاسبه شماره ۴ قاب با گوشه ساده (به روش پلاستیک)	
۸۷	مثال : طرح و محاسبه شماره ۵ قاب با ما هیچه دایره (به روش پلاستیک)	
۹۳	مثال : طرح و محاسبه شماره ۶ قاب با ما هیچه خطی (به روش پلاستیک)	
۱۰۳	پیوست ها (جداول و نمودارها)	
۱۳۴	فهرست منابع و مراجع	

پیش‌گفتار

طرح مسئله قابهای فلزی در قالبی که نه جنبه آئین‌نامه فنی دارد و نه جنبه کتاب‌درسی، خالی از اشکال نمیباشد. بنابراین برای رسیدن به هدف مورد نظر در تهیه این مجموعه، فرض شده است که خواننده و استفاده‌کننده، با معلومات اولیه و اصول کلی طرح و محاسبه ساختمانهای فلزی و آئین‌نامه‌های معروف محاسباتی (نظیر آئین‌نامه AISC) آشنائی دارد.

در این چهارچوب، کوشش شده است آنچه که بعنوان معلومات لازم در مسئله تخصصی طرح و محاسبه قابهای فلزی مطرح است، بصورت مجموعه کاملی به اختصار گفته شود و نتیجه گیری نهائی ضمن مثالهای عددی روشن گردد و بدین ترتیب از طرح مباحث مقدّماتی اینگونه محاسبات خودداری شده است.

بطور کلی مسئله طرح و محاسبه قابهای فلزی با دو برداشت کاملاً متفاوت مطرح میشود:

- (۱) الف - روش طرح و محاسبه الاستیک
- (۲) ب - روش طرح و محاسبه پلاستیک

نتایج حاصل از این روش‌ها در عین اینکه متفاوت است هر دو صحیح و قابل اطمینان میباشد، زیرا تفاوت اصلی در تعریف حالت حدی و یا عبارت دیگر درکی است که از مفهوم خرابی و درجه اطمینان نسبت به این حالت اختیار گردیده است.

طرح مسئله در محوطه ارتجاعی با معتبر دانستن اصل تناسب تنش - تغییر شکل و استفاده از تنشهای مجاز محاسباتی که در اصطلاح به روش محاسبه الاستیک معروف است، موضوع جدیدی نمیباشد. این روش، را محل کلاسیک محاسبه اینگونه قابهای سالیان گذشته بوده است و تعداد زیادی ساختمانهای حاصل از چنین محاسباتی در گوشه و کنار جهان وجود دارد که گواه بر نتایج مطمئن روش الاستیک میباشد.

در مقابل، روش طرح و محاسبه پلاستیک با دید کاملاً متفاوتی یعنی با توجه به ظرفیت باربری نهائی دستگاه و مکانیزم خرابی مسئله را بررسی مینماید. روش محاسبه پلاستیک هنوز در مورد بعضی از مسائل در مرحله تحقیق و پژوهش است و آئین‌نامه‌های محاسباتی مربوط نیز بطور کلی کامل و جامع نمیشوند و درباره‌ای از مسائل

مسکوت اند • همچنین اغلب کتابها و تالیفات که طی سالهای اخیر این روش را ارائه نمود ه اند ، بیشتر جنبه معرفی کلی موضوع دارند تا نتیجه گیری عملی در طرح و محاسبات ساختمانی •

با این همه روش پلاستیک با مزایای مسلمی که دارد روز بروز بیشتر در محاسبه ساختمانهای فلزی رواج پیدا میکند و اگر از نظر طرح و محاسبه عملی نارسائی هائی بتوان برای آن برشمرد ، حداقل باید قبول کرد که در مورد حالت مخصوص قابهای تک دهانه این روش بسیار مناسب و مزایای آن نسبت به روش الاستیک چشمگیر است •

با توجه به مطالب فوق بنظر رسید که بیان هردو روش الاستیک و پلاستیک ضروری است و این مجموعه با ذکر یکی و بدون دیگری کامل نخواهد بود •

نکته دیگری که طرح آن در اینجا مناسب میباشد موضوع پایداری و جلوگیری از پدیده کمانش در اینگونه قابها است •

شاید بتوان گفت که خرابی ساختمانهای فلزی بطور کلی ، و بویژه خرابی قابهای فلزی کمتر بعلمت عامل تنش و یا بعبارت بهتر ، بعلمت کمی مقاومت مصالح فولادی اتفاق افتاده است • در اینگونه ساختمانهای فلزی که معمولاً " دهانه ها بزرگ ، قطعات مقاوم سبک و ابعاد قطعات ظریف و لاغر است گرایش به انواع ناپایداری و کمانش وجود دارد و بسته به میدان تنش در مناطق مختلف عضو باربر ، این ناپایداری ممکنست بصورت کمانش ساده یک بعدی (کمانش میله ای) یا کمانش جانبی در خمش و پیچش و یا کمانش صفحه ای و نظائر آن باشد و مسئله پایداری کلی ساختمان در مقابل بارهای وارد معمولاً " حالت نسبتاً پیچیده ای از ترکیب این ناپایداری ها میباشد •

با توجه به این نکته ، سعی گردید ه است موضوع مهاربندی و بادبندی با تاکید بیشتری بیان شود و نتایج تجربی بصورت دستورالعملی که برای مهندسین محاسب مفید باشد ذکر گردد •

در آخر این مجموعه جداول و نمودارهایی ضمیمه گردید ه است که کاربرد آنها عملیات محاسبه را آسان میسازد •

آرک مکرد یچیان

فروردین ماه ۲۰۲۵

۱- حد و کاربرد

در این نشریه خطوط اصلی طرح و محاسبه قابهای شیبدار^(۱) و قابهای قوسی^(۲) فلزی معین شده است و فرض میشود که خواننده و استفاده کننده از آن با معلومات اولیه طرح و محاسبه ساختمانهای فلزی آشنائی دارد.

۲- قابهای شیبدار ساختمانهای صنعتی

قابهای فلزی شیبدار پوشش دهانه های بزرگ در ساختمانهای صنعتی مانند کارخانه ها - انبارها - آشیانه های هواپیما - سالنهای ورزش و غیره به تعداد زیاد مورد استفاده قرار میگیرد.

این نوع پوشش دارای مزایای چندی نسبت به انواع خریاسازی است که مهمترین آنها عبارتست از:

صرفه جوئی در مصالح و در مدت ساخت و نصب، نمای زیبا تر و استفاده بیشتر از فضای زیر پوشش.

بنابراین قابهای شیبدار در مهندسی مدرن اهمیت بخصوصی کسب کرده است و بتدریج جای ساختمانهای سیستم خریائی را گرفته و میگیرد.

قابهای شیبدار را میتوان به اشکال مختلف طرح نمود. شکلهای شماره (۱) انواع مختلف قابهای شیبدار را نشان میدهد.

این قابها را میتوان از نیمرخهای نورد شده، مقاطع مرکب و یا ترکیب این دو ساخت.

قابهای شیبدار ساخته شده از نیمرخهای نورد شده تا دهانه های حدود ۳۰ متر با سادگی و صرفه جوئی مختص بخود، طرفداران زیادی دارد.

از طرفی دیگر اتصال جوش از نظر ساخت شکلهای مرکب با ارتفاع متغیر در مقطع و یا ماهیچه های منحنی در گوشه، تسهیلات خوبی فراهم مینماید.

همچنین اتصال جوش در اینگونه قابها، بمقدار زیادی به ظرافت و زیبایی ظاهر آنها کمک میکند. بنابراین توصیه میشود در ساخت قابهای شیبدار از اتصال جوش استفاده گردد.

۳- ابعاد ساختمان

قابهای فلزی را میتوان با صرفه جوئی در دهانه های حدود ۸ تا ۷۵ متر و بیشتر بکار برد. فاصله قابها از یکدیگر بر حسب مقدار بار و دهانه، معمولاً بین ۵/۰ تا ۱۰ متر است و میتوان ارقام زیر را بعنوان راهنما در طرح ساختمان در نظر داشت:

۱- Gable Bents or Ridge Bents

۲- Arched Bents

فاصله قابها به متر	دهانه به متر
۴/۵	۹ تا ۱۲
۵/۵	۱۲ تا ۱۸
۶/۰	۱۸ تا ۳۰
$\frac{1}{6}$ تا $\frac{1}{5}$ دهانه	بیش از ۳۰

در قابهایی که در تماس با دیوارهای مصالح بنائی قرار میگیرند در ساختمانهایی که طول آنها بیش از ۵۰ متر باشد، بسته به طول ساختمان و تغییرات درجه حرارت محیط، تعبیه درز انبساط لازم است.

۶-

برای محاسبات، ضریب انبساط و انقباض برابر $10 \times 7/11$ بازاء هر درجه سانتیگراد و تغییرات درجه حرارت، ± 30 درجه سانتیگراد در نظر گرفته میشود که انبساط و انقباض ساختمان را بطور تقریب برابر $0/35 \pm$ میلیمتر بازاء هر متر طول بدست خواهد داد.

۴- بارگذاری محاسباتی

بارهای محاسباتی عبارت خواهد بود از:

(۱)

بار مرده پوشش و لایه ها و قطعات قاب - سربار برف - سربار باد و اثر زلزله -

ترکیبهای بارگذاری برای محاسبه بشرح زیر در نظر گرفته میشود:

الف - بارگذاری سرویس (۲) و عادی

۱- بار مرده + سربار برف در تمام دهانه $(DL + SL)$

(۳)

۲- بار مرده + سربار برف بصورت نامتقارن در نصف دهانه $(DL + Drf. L)$

(۴)

ب - بارگذاری فوق العاده

۱- بار مرده + اثر باد $(DL + WL)$

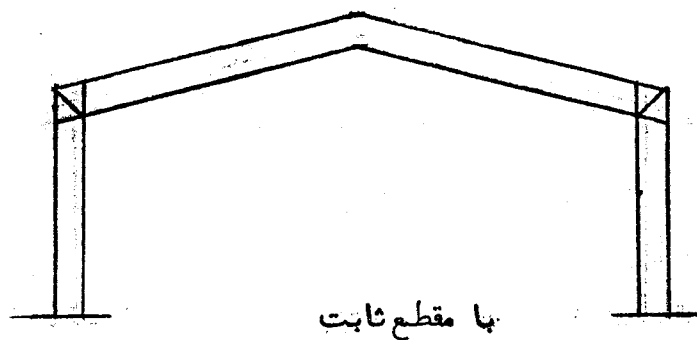
۲- بار مرده + تمام سربار برف + $\frac{1}{3}$ اثر باد $(DL + SL + \frac{1}{3} WL)$

۳- بار مرده + $\frac{1}{3}$ سربار برف + تمام اثر باد $(DL + \frac{1}{2} SL + WL)$

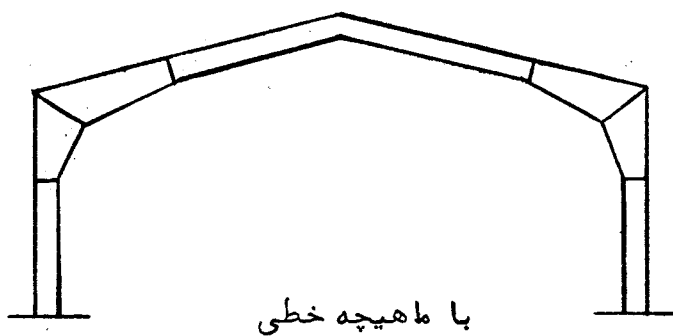
۴- بار مرده + سربار برف نامتقارن در نصف دهانه + تمام اثر باد $(DL + Drf. L + WL)$

۱ - Purlins ۲ - Service Loading ۳ - Drift Loading

۴ - Emergency Loading



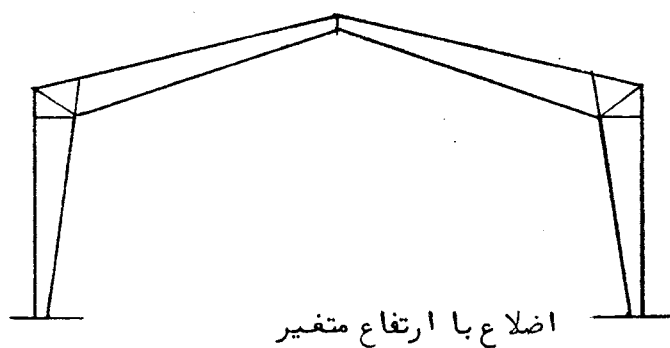
با مقطع ثابت



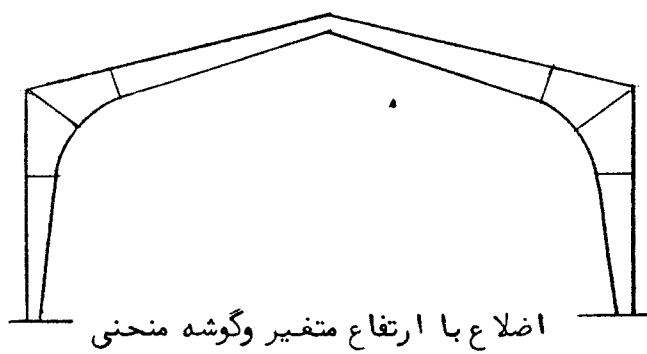
با ماهیچه خطی



با ماهیچه منحنی



اضلاع با ارتفاع متغیر



اضلاع با ارتفاع متغیر و گوشه منحنی

شکل های (۱)

(۳)

۵- بارمرده + اثر زمین لرزه (DL+EQ)

مقادیر بارهای فوق الذکر مطابق استاندارد شماره ۵۱۹ موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران انتخاب میگردد .

برای سادگی در محاسبه ، معمولاً " میتوان اثر جانبی باد را با يك بار متمرکز T در گوشه ، جانشین کرد بطوریکه لنگر واژگونی معادل اثر باد را بدست دهد .
یعنی مطابق شکل (۲) T را بشرح زیر محاسبه نمود :

$$(۱) \quad T = q \frac{(h+f)^2}{2h}$$

بکاربردن T در آنالیز قاب بجای بار گسترده نظیر باد ، دارای تقریب قابل قبولی میباشد .

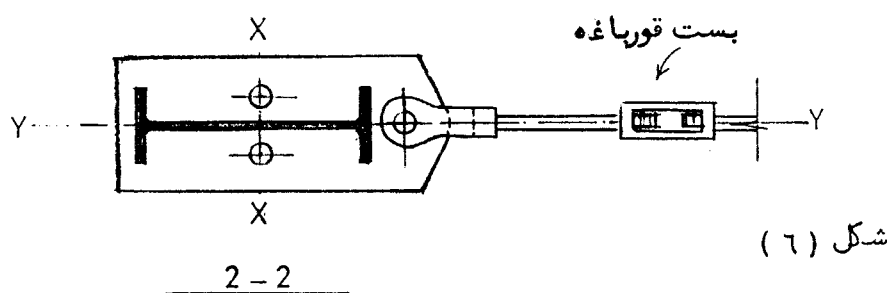
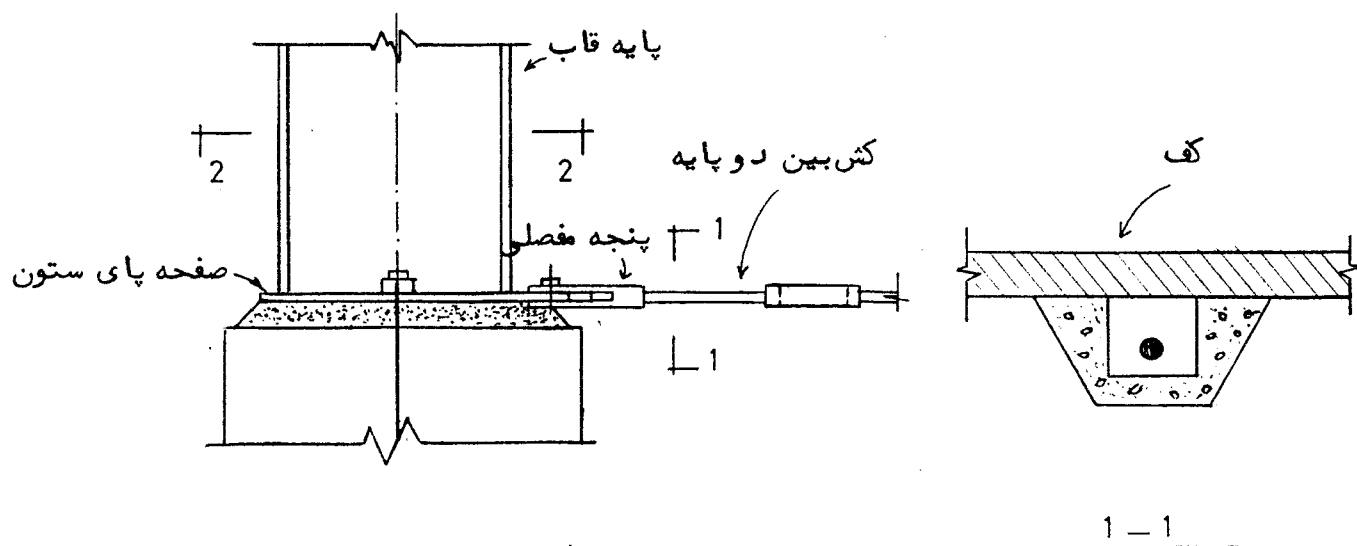
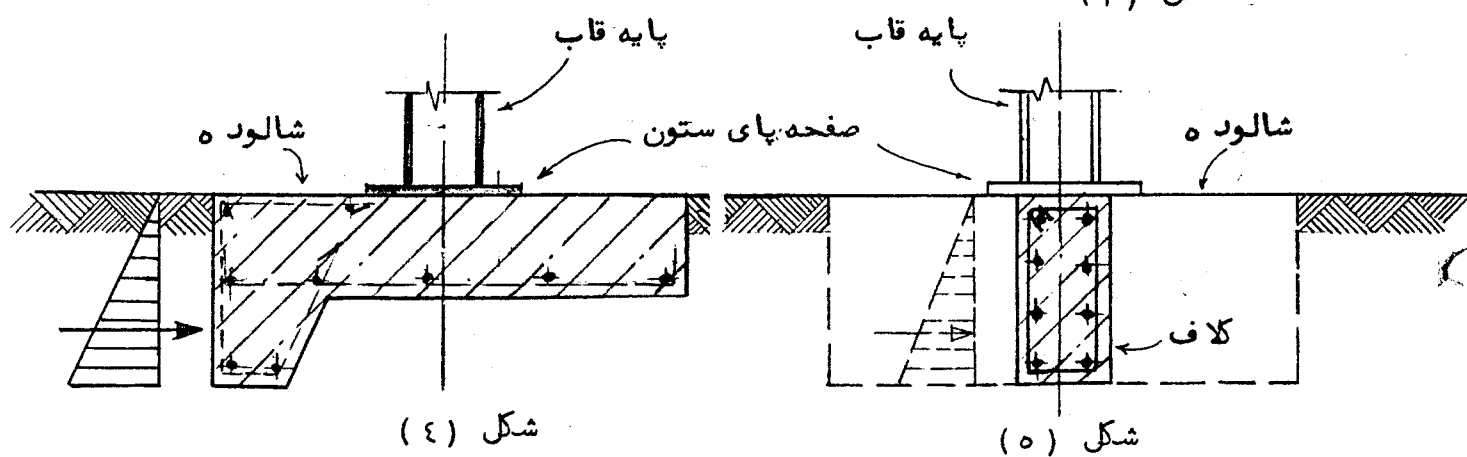
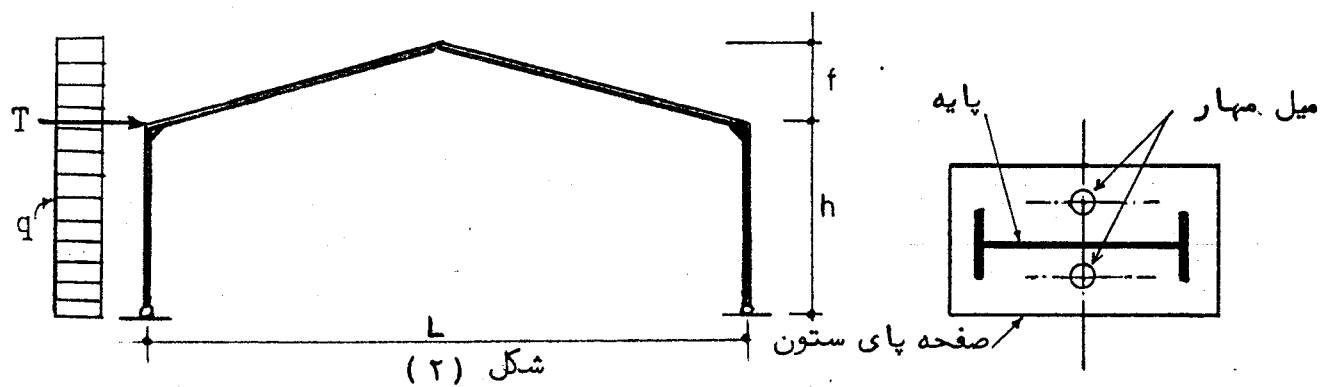
اثر موضعی باد در محاسبه اتصالات ورقهای پوشش روی سقف شیب دار و دیوارهای کناری (در صورتیکه در این قسمت هم از ورقهای موجدار استفاده شود) مهم است و باید مطابق ارقام مندرج در استاندارد شماره ۵۱۹ موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران در محاسبه منظور گردد .

۵- فرضیات محاسبه

تکیه گاه پایه های قاب میتواند مفصلی یا گیردار باشد . عملاً " در بیشتر موارد فرض تکیه گاه مفصلی ملاک محاسبه قرار میگیرد . زیرا تعبیه گیرداری کامل دریای ستون و در شالوده اغلب غیر عملی است .

در قابهایی که با پای مفصلی محاسبه میشود نیازی به تهیه مفصل کامل موجود نیست و کافایت که پای قاب بصورت تخت با صفحه تقسیم فشار خود بر روی شالوده قرار گیرد و با يك ردیف میل مهار که بر روی محور مار بر مرکز پایه و در امتداد عمود بر دهانه قرار دارد ، به شالوده بتنی متصل گردد (شکل ۳)

وقتیکه دهانه قاب بیش از ۱۵-۲۰ متر است و یا در مواردی که نسبت ارتفاع پایه به طول دهانه کوچک است ، رانش افقی پایه ها که بر شالوده تاثیر مینماید بزرگ میشود و در نتیجه برای مقابله با آن ، استفاده از شالوده های منفرد معمولی غیر عملی است .



درچنین حالتی در صورتیکه جنس زمین خوب و رانش پایه چندان بزرگ نباشد
میتوان از چند راه حل استفاده نمود :

- (۱) الف - طرح شالوده های منفرد با شکل هندسی مخصوص بنحوی که با فشار پاسیو خاک
در پشت شالوده ، رانش دریای ستون را جوابگوئی نمود. (شکل ۴) .
ب - بستن شالوده های منفرد با تیرکلافی با ارتفاع نسبتاً " زیاد بشکل يك تیغه قائم
بنحوی که فشار پاسیو در پشت تیرکلاف ، عکس العمل لازم در مقابل رانش در شالوده های
دوسر را بوجود آورد (شکل ۵)

از این تیرکلاف میتوان بعنوان شالوده دیوار محیطی ساختمان نیز استفاده نمود .
آهن گذاری لازم در این تیر - مطابق روش محاسبه تیرهای بتن آرمه و با توجه به بارهای
موثر و فشار پاسیو خاک در پشت آن - در سطوح افقی و قائم بعمل می آید .
ج - ازدال بتن آرمه کف ساختمان ، با آهن گذاری لازم بعنوان کش بین دو پایه -
استفاده نمود .

در حالت کلی و در دهانه های بزرگ ، رانش بین دو پایه ، با گذاردن کش فلزی در بین
دو پایه باید گرفته شود . این کشها برای تمام رانش بین دو پایه محاسبه میشود و با اتصال
پنجه مفصلی^(۲) به صفحه پای ستون متصل میگردد و اغلب احتیاج هست که با گذاردن
بست قورباغه^(۳) آنها را بحالت تنید ، در آورد. (شکل ۶)

و قتیکه کش در محل صحیح خود قرار گرفت و به اندازه لازم تنید شد میتوان برای
جلوگیری از زنگ زدگی ، تمام آنها در بتن قرار داد . پیش تنیدگی کش را در کارهای کم اهمیت
میتوان با چشم مشخص نمود ولی در کارهای مهم خوبست با نیروسنج این پیش تنیدگی را به حد
لازم کنترل نمود .

(۴)
۶ - محاسبه لایه ها

لایه ها میتوانند بصورت دهانه های ساده بطول فاصله قابها ، یا بصورت تیرهای
یکسره و یا تیرهای طره ای^(۵) (با برش تیر یکسره در نقاط لنگر صفر و مفصلی نمودن در این نقاط)
محاسبه و ساخته شوند .

۱ - Passive Earth Pressure ۲ - Clevis ۳ - Turnbuckle ۴ - Purlin

۵ - Cantilever

محاسبات مربوط به تعیین لنگر خمشی در هر کدام از حالات فوق ، مطابق متدهای

کلاسیک مربوطه بعمل میآید •

در محاسبه لایه ها استفاده از هردو روش محاسبه الاستیک و یا پلاستیک مجاز

میباشد •

استفاده از روش پلاستیک در محاسبه لایه موقعی مجاز است که تیر لایه شرائط

مقطع فشرده^(۱) با تکیه گاه چانبی را برآورده نماید و تحت اثر خمش درد و جهت قرار

نگیرد •

لایه ها در روی قابهای شیبدار — که نیمرخ آنها بر حسب شیب تیر قاب دارای زاویه^۶

تعمیلی نسبت به افق خواهد بود — برای خمش درد و جهت طرح و محاسبه میشوند •

فرض میشود که پوشش روی لایه ها در تحمل مولفه جانبی بار لایه کمکی نمیکند و تمام این

مولفه جانبی ، توسط میل مهارهای عرضی^(۲) گرفته میشود • شکل (۷)

میل مهارهای عرضی برای پوششهای سبک (مانند ورقهای موجد آراهن گالوانیزه و یا

آزبست سیمان) معمولاً "تادهانه ۶ متریک ردیف در وسط دهانه و برای دهانه های

بزرگتر ۲ ردیف در $\frac{1}{3}$ دهانه و یا ۳ ردیف در فواصل $\frac{1}{4}$ دهانه خواهد بود •

شکل (۸) طرز بستن لایه ها را نشان میدهد •

در محاسبه این میل مهارها سطح زیر دنده پیچ ملاک تعیین قطر مقطع قرار میگیرد •

این میل مهارها باید بصورت تک دهانه و حداقل در یک سر برای بستن مهره حدیده

شود •

بکاربردن مهارهای یکسره که با اتصال جوش به لایه ها متصل گردد مجاز نمیباشد •

تغییر شکل تیر لایه تحت اثر بارهای مربوطه باید محاسبه و کنترل گردد و سعی

شود که تغییر مکان حداکثر در وسط دهانه برای مجموع بار مرده و سربار برف از $\frac{1}{30}$

طول دهانه و در حالات استثنائی از $\frac{1}{25}$ دهانه تجاوز ننماید • مقدار تغییر شکل

حداکثر از روشهای کلاسیکی که برای محاسبه تغییر شکل در تیرهای تک دهانه و یا

تیرهای یکسره وجود دارد بدست میآید •

معمولا " مسئله " تغییر شکل فقط در لایه های تك د هانه (باد هانه ساده) قابل توجه و تعیین کنند است و برای کم کردن تغییر شکل در اینگونه لایه ها ، میتوان مقداری گیرداری در اتصال تکیه گاه آنها بوجود آورد برای این منظور میتوان از اتصال بایپیچ دوبله شکل (۹) استفاده نمود . در این صورت اگر لنگر مقاوم اتصال نامبرده M_R باشد ، تغییر مکان حداکثر در وسط د هانه از رابطه (۲) محاسبه خواهد شد .

$$(۲) \quad \Delta_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{pL^4}{EI} - \frac{1}{8} \times \frac{M_R L^2}{EI}$$

در این رابطه p بار هموارگسترده بر واحد طول ، L طول د هانه و I ممان اینرسی مقطع نسبت به محور نظیر خمش و E ضریب ارتجاعی مصالح لایه است .

مقدار M_R برابر R_e در نظر گرفته میشود که در آن R مقاومت مجازی و e بازوی زوج مقاوم مطابق شکل (۹) میباشد .

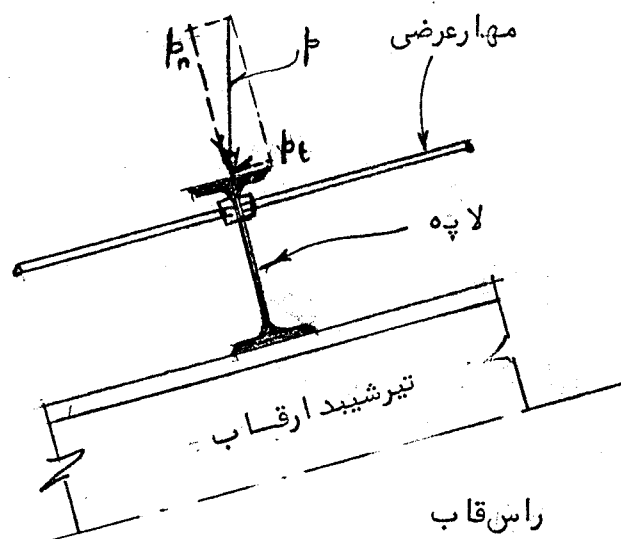
۷- روشهای محاسباتی قابهای فلزی

تا چند سال قبل روش محاسباتی منحصرفرد در این قابها ، عبارت بود از روش طرح و محاسبه الاستیک^(۱) و یا روش استفاده از تنشهای مجاز . طرح و محاسبه پلاستیک^(۲) که از تحقیقات سالیان اخیر حاصل شده است ، نتایج برتری از نظر صرفه جویی و اطمینان یکنواخت در این نوع قابها بدست میدهد .

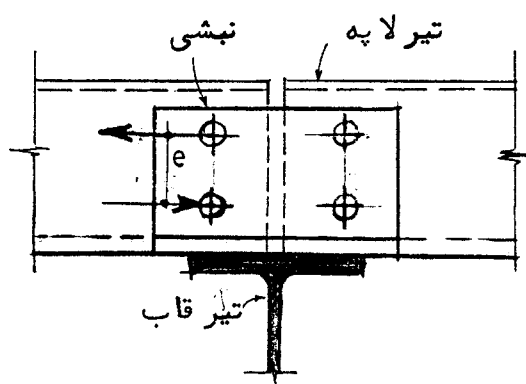
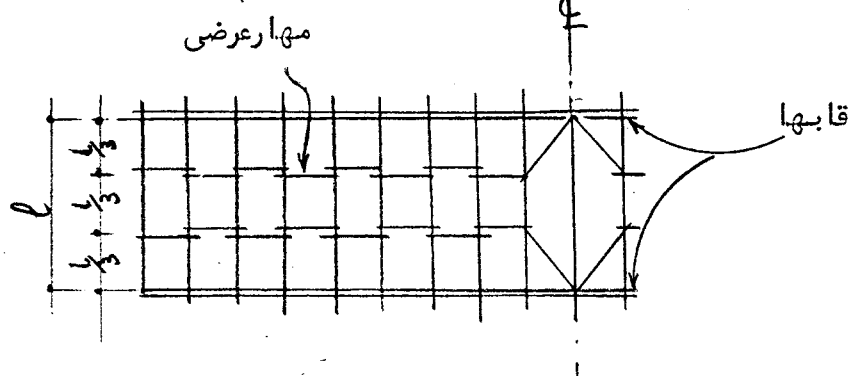
در طرح و محاسبه قابهای شیبدار استفاده از هردو روش الاستیک و پلاستیک مجاز میباشد .

۱— Elastic Analysis and Design ۲— Plastic Analysis and Design

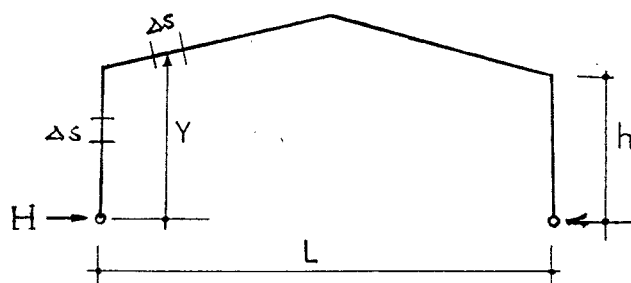
شکل (۷)



شکل (۸)



شکل (۹)



شکل (۱۰)

آنالیز و طرح و محاسبه الاستیک (۱)

روش طرح و محاسبه الاستیک بر مبنای توزیع الاستیک لنگرهای خمشی در طول قاب و تنشهای مجاز محاسباتی بعمل میآید • توزیع الاستیک لنگرهای خمشی با فرض اصل تناسب تنش - تغییر شکل (قانون هوک) انجام میگردد و تنشهای مجاز از تقسیم تنشهای حدی بر ضریب اطمینان بدست میآید •

۸- آنالیز الاستیک قاب و مفصل

تیک در محاسبه به روش الاستیک از متدهای کلاسیکی که برای آنالیز دستگانههای هیپراستات موجود است استفاده میشود • معمولاً "روش" (Column Analogy) و پاکار مجازی (Virtual Work Method) نتایج سریعتری بدست میدهد •

در قابهای ساده که قطعات تیروستون آنها منشوری شکل و دارای ممان اینرسی ثابت باشند، میتوان از روابط آمادهاى که برای این منظور موجود است استفاده نمود • نمودارها و روابط پیوست (۷) تا (۸) برای تغییرات مختلف دهانه، ارتفاع پایه، خیز و شرایط مختلف بارگذاری تنظیم شده و وسیله خوبی است برای محاسبات سریع اولیه • تعداد کافی منحنی در این نمودارها داده شده است و برای مقادیر بین این منحنیها میتوان با تقریب کمی به روش انترپولاسیون عمل کرد • مقادیر حاصل از روابط پیوست (۶) و (۷) دارای دقت زیاد میباشد ولی در مقابل عملیات محاسبه پرکارتر است •

همین ضرائب از نمودارها نیز قابل استخراج است و دقت ارقام محاسبه بستگی به دقت قرائت نمودار دارد و در یک محاسبه سریع اولیه چه با تقریب حاصل چند دان تعیین کنند • نمیشد •

در این اشکال دیاگرام لنگر و همهمه جاد بر طرف کششی مقطع قاب نشان داده شده است • مثالهای عددی از صفحه (۳۳) طرز استفاده از این نمودارها را نشان میدهد • باید در نظر داشت که توزیع لنگرها در طول قاب تابع صلبیت (۲) اعضاست •

بعبارت دیگر در شروع هر محاسبه ای، طول دهانه (L) ارتفاع پایه (h) و خیز قاب (f) معلوم اند و تنها پارامتر باقیمانده که در توزیع لنگرها تاثیر دارد نسبت ممان اینرسیها $\frac{I_2}{I_1}$ میباشد • مقدار دقیق این پارامتر هنگامی بدست میآید که مقاطع قاب محاسبه و تعیین شده باشند • بنابراین برای رسیدن به ابعاد محاسباتی لازم، احتیاج به تکرار عملیات آزمون و خطاست (۳) یعنی آنالیز لنگر و کنترل مقاطع چند بار تکرار شود تا مناسبترین ابعاد برای حالت مورد نظریدست آید •

ولی با این همه، خوشبختانه، اثر پارامتر $\frac{I_2}{I_1}$ در توزیع نهائی لنگرها چندان بزرگ نمیباشد. جدول های پیوست (۲۴) و پیوست (۲۵) حدود تاثیر این پارامتر را روشن میسازد.

یک مطالعه کلی در این قابها با پارامترهای مختلف $\frac{f}{h}$ و $\frac{h}{L}$ نشان میدهد، در صورتیکه در تقریب اول محاسبه مقدار $\frac{I_2}{I_1}$ برابر واحد در نظر گرفته شود خطای حاصل در توزیع لنگرهای بار قائم و بار افقی — نسبت به حالاتیکه $\frac{I_2}{I_1}$ از $\frac{1}{2}$ تا ۲ تغییر نماید ناچیز است.

مثلاً "در قابهای کوتاه $\frac{h}{L} < \frac{1}{4}$ حداکثر خطا در لنگر بار قائم در گوشه در حدود ۱۲٪ و در قابهای بلند $\left(\frac{h}{L} = \frac{1}{2}\right)$ تا ۲۰٪ میرسد.

در مورد بار افقی این خطا کمتر میباشد و حداکثر آن از ۵٪ تجاوز نمینماید. بنابراین شروع محاسبه را میتوان با نسبت $\frac{I_2}{I_1} = 1$ بعمل آورد و تدوین را "به مقدار لازم رسید".

در قابهای باتیروپایه با مقطع و ممان اینرسی متغیر، مسئله آنالیز الاستیک مشکل تراست و عملاً "راه حل کوتاه و کم کاری وجود ندارد". شرایط معماری تقریباً همیشه قابهای با ارتفاع مقطع متغیر را (که معمولاً "از گوشه به پای ستون و از گوشه به میان دهانه کم میشود) دیکته مینماید. اینگونه قابها از نظر مصرف مصالح هم با صرفه ترند. در بسیاری از قابها — حتی در دهانه های کوچک و با ممان اینرسی ثابت در طول تیروستون — احتیاج هست که گوشه تیروستون — یعنی زانوئی^(۱) — با مقطع بزرگتری ساخته شود و این منظور با منحنی کردن داخل زانوئی و یادادن ماهیچه های خطی بعمل میآید.

در تمام این حالات تغییرات ممان اینرسی باعث میشود که لنگر در گوشه — نسبت به حالت ممان اینرسی ثابت — افزوده شود و در نتیجه رانش دریای قاب (H) نیز بزرگتر شود. افزایش H باعث متغیر بودن مقطع تیروپایه و با وجود ماهیچه در گوشه تابع عوامل متعددی است و مقدار آن را نمیتوان به آسانی طی رابطه ای بیان کرد.

ولی در محاسبات تقریبی ابتدائی، برای انتخاب ابعاد مقطع قاب میتوان رانش افقی H حاصل از بار قائم را نسبت بحالت تیروستون منشوری شکل، طی ارقام تقریبی زیر افزایش داد تا اثر ماهیچه و انحنا در گوشه و با متغیر بودن مقاطع تیروستون جبران شود:

الف — در صورتیکه نسبت $\frac{h}{L}$ برابر $\frac{1}{5}$ و بیشتر است ۰٪ افزایش

ب- در صورتیکه نسبت $\left| \frac{h}{L} \right|$ برابر $\frac{1}{10}$ است ۲۰٪ افزایش
 ج- بین دو حد $\left| \frac{h}{L} \right| = \frac{1}{10}$ و $\left| \frac{h}{L} \right| = \frac{1}{5}$ افزایش H بین دو حد بالا بصورت خطی در نظر گرفته شود.

در قابهاییکه ماهیچه در گوشه و معان اینرسی متغیر در تیر و پایه را با هم دارند این افزایش احتمالا "بیشتر خواهد بود".

پس از آنکه ابعاد تیر و ستون و زانوئی تخمین زده شد آنالیز دقیق تعیین لنگرها در طول قاب را طبق یکی از روشهای متداول مثلا "روش توزیع لنگر"^(۱) معروف به متد هاردی کراس^(۲) (با کاربردن منحنیهای پیوست^(۸)) تا ^(۱۹) برای تعیین لنگرهای گیرداری^(۳) و ضرائب توزیع^(۴) و ضرائب انتقال^(۵) و یا آنکه استفاده از روش کار مجازی^(۶) با آنتراسیون ترسیمی انجام داد.

۸-۱- روش کار مجازی

مقدار نامعین رانش دریای قاب (H) از رابطه زیر تعیین میگردد:

$$H = \frac{\int \frac{M_s \cdot m \cdot ds}{EI}}{\int \frac{m^2 \cdot ds}{EI}}$$

در این رابطه: M_s - لنگر ساد ه حالت استاتیکی (در اصطلاح لنگر معین^(۷)) در هر نقطه قاب حاصل از بارهای موثر.

m - لنگر در همان نقطه حاصل از بار واحد مفروض که در نقطه پای ستون در امتداد H وارد شود.

I - معان اینرسی مقطعی که M_s و m برای آن محاسبه میشود.

E - ضریب ارتجاعی مصالح قاب

آنتگره کردن H در طول قاب اغلب مشکل و غیر عملی است و ساد ه ترمیمتوان بطریق ترسیمی عمل کرد و علامت آنترال را با علامت $\sum$ و مقدار ds را با مقدار معین Δs جانشین کرد.

طول Δs را میتوان در محاسبات عملی - بسته بطول دهانه قاب و درجه یکنواخت بودن مقاطع و دقت مورد نظر - بین $\frac{1}{3}$ متر تا ۳ متر اختیار نمود.
 بار واحد مفروض، بصورت افقی دریای ستون وارد میگردد. بنابراین لنگر مربوطه (m)

۱ - Moment Distribution ۲ - Hardy Cross ۳ - Fixed End Moments

۴ - Distribution Factors ۵ - Carry-over factors ۶ - Virtual Work Method

۷ - Statically determinate Moment

در هر نقطه روی قاب برابر γ خواهد بود • همچنین در صورتیکه مصالح قاب در تمام طول یکسان باشد، E مقدار ثابتی خواهد بود و رابطه بالا بصورت رابطه (۳) نوشته میشود •

شکل (۱۰) •

$$(۳) \quad H = \frac{\sum \frac{M_s \cdot \gamma \cdot \Delta S}{I}}{\sum \frac{\gamma^2 \cdot \Delta S}{I}}$$

معادله بالا در حل ترسیمی به روش زیر بکار میرود :

قاب را در طول خود به تعداد معینی قطعه ΔS (معمولا " ۱۰ عدد در هر نصف دهانه) تقسیم مینمائیم بنحوی که تقسیمات ΔS نسبت به وسط دهانه دارای تقارن باشد • مراکز این تقسیمات با اعدادی از دست چپ به راست شماره گذاری میشود • معمول است که شماره ها از دست چپ به راست تا وسط دهانه گذارده میشود و برای قطعات قریبه آنها در طرف دیگر دهانه، همان شماره با پریم در نظر گرفته میشود •

جدولی تنظیم میشود که برای هر کدام از این تقسیمات، قسمت‌های تشکیل دهنده رابطه (۳) برای نقاط شماره (نقاط مرکز قطعه) تعیین و پر میشود • این جدول مقادیر لازم برای تعیین صورت و مخرج رابطه (۳) را بدست میدهد • دو ستون در جدول — یکی برای صورت و دیگری برای مخرج رابطه — در نظر گرفته میشود و مقادیر آنها پر میشود • جمع مقادیر این ستونها، مقدار H را مشخص مینماید •

البته برای بارهای مرده و بار برف در تمام دهانه که متقارن است کفایت نصف دهانه محاسبه شود و برای بارهای باد و بار برف نامتقارن ارقام تمام تقسیمات دهانه باید معین شود •

۸-۲- ضرائب اطمینان و تنشهای مجاز در محاسبه ابعاد

ضرائب اطمینان و تنشهای مجاز در محاسبات بارگذاری عادی، مطابق استاندارد شماره ۵۱۹ موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران در نظر گرفته میشود •

در محاسبات بارگذاری فوق العاده میتوان این تنشهای مجاز را تا $\frac{1}{3}$ ۳۳٪ افزایش داد و یا در مقابل، در صورت بکاربردن تنشهای مجاز مربوط به بارگذاری عادی، مقادیر بارگذاری فوق العاده در بند ۴ را با ضریب $\frac{3}{4}$ در محاسبه وارد نمود •

در مقاطع تیکه طول آزاد بال فشاری آنها طوری است که احتمال کمانش جانبی در خمش^(۱) وجود دارد یعنی ضریب $\frac{L_d}{b t}$ بزرگتر از 600 است، تنش مجاز فشاری در محاسبه خمش، متناسباً " کاهش داده میشود •

در ضریب بالا L طول آزاد بال فشاری (فاصله بین مهاربندی های عرضی)، d ارتفاع مقطع، b پهنای بال و t ضخامت بال است •
تنش مجاز کاهش یافته بزرگترین یکی از دو مقدار حاصل از روابط (۴) و (۵) در نظر گرفته میشود :

$$(4) \quad F_{b1} = \frac{840000}{\frac{L_d}{b t}}$$

$$(5) \quad F_{b2} = \left[1 - \frac{\left(\frac{L}{r}\right)^2}{2 c_c^2 c_b} \right] 0.6 \sigma_y$$

در این روابط r عبارتست از شعاع ژیراسیون قسمتی از نیمرخ که بشکل T میباشد که بال آن بال فشاری نیمرخ و تیغه آن $\frac{1}{6}$ سطح جان نیمرخ باشد، نسبت به محور مارتر مرکز جان نیمرخ •
 c_c و c_b بر حسب روابط زیر تعیین میگردد :

$$c_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{\sigma_y}}$$

$$c_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2$$

که در آنها E و σ_y ضریب ارتجاعی و حد جاری شدن فولاد مصرفی و M_1 و M_2 به ترتیب لنگرهای کوچک و بزرگ (از نظر قدر مطلق) در دو سر قطعه مورد بحث میباشد •
حداکثر مقدار c_b حاصل از رابطه فوق بطور کلی بیش از 2,3 در نظر گرفته نمیشود و هنگامیکه M_1 و M_2 برابرند و یا در بین آنها و لنگر بزرگتری از M_1 و M_2 وجود دارد $c_b = 1$ در نظر گرفته میشود. نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ برای لنگرهای مختلف علامه منفی خواهد نمود •

۱ - Lateral-Torsional Buckling

۹- طرح و محاسبه زانوئی (۱۱)

زانوئی گوشه تیرو ستون حساسترین و مهمترین قسمت قاب است و محاسبات آن باید برای مجموع لنگر خمشی و نیروی محوری و تلاش برشی موجود، مطابق یکی از آئین نامه های محاسباتی مورد قبول بعمل آید.

بعد از اینکه ارتفاع مقطع تیروپایه معین شد شکل زانوئی را میتوان طرح نمود. زانوئی ممکن است به سه شکل زیر در نظر گرفته شود:

۱- بدون ماهیچه شکل (۱۱)

۲- با ماهیچه های خطی شکل (۱۲)

۳- با ماهیچه دایره ای شکل شکل (۱۳)

۹-۱- بدون ماهیچه. شکل (۱۱)

زانوئی به این شکل که ممکن است در قابهای با تیروپایه با ارتفاع یکنواخت و یا با ^(۲)مان ایبزی متغیر بکار رود باید حتما "در گوشه با مقاطعات تقویتی تقویت گردد."

لنگر خمشی حداکثر مربوط به تیر شیبدار، در مقطع xx - فاصله S از گوشه B بوجود میآید خط xx عمود بر محور طولی تیر شیبدار و از نقطه گوشه تقاطع محور تیر با پایه میگذرد. فاصله S با محاسبه ساده مربوط به هندسه شکل گوشه بدست میآید. لنگر خمشی حداکثر مربوط به پایه در مقطع zz حاصل میگردد.

۹-۲- ماهیچه خطی. شکل (۱۲)

در این نوع زانوئی در صورت استفاده از مقطع نورد شده معمولا "جان نیمرخ تیروپایه را در امتداد طول بریده و باخم کردن بال، شکل ماهیچه را میسازند." فاصله بوجود آمده در جان (در هر کدام از تیروپایه) با ورقه مثلی شکل پرمیشود که بوسیله جوش لب به لب متصل میگردد.

در قابهاییکه بجای استفاده از نیمرخ نورد شده، بصورت نیمرخ مرکب با سه ورق با جوشکاری ساخته میشوند، برای بوجود آوردن ماهیچه، میتوان ورق جان را با ارتفاع متغیر با شکل ماهیچه مورد نظر انتخاب نمود.

در زانوئی با ماهیچه خطی، معمولاً "فاصله S آنچنان اختیار میشود که لنگر خمشی منفی مربوط به این نقطه برابر لنگر مثبت حداکثر داخل دهانه باشد و مقطع لازم در دو سر —
قطعه تیرقاب با ارتفاع ثابت، یکسان گردد.

در مقطع xx در داخل زانوئی، ارتفاع مقطع بزرگتر است تا جوابگوی لنگر گوشه مربوط به این محل باشد نیروهای V_A و H انتهای پایه (که بترتیب عکس العمل قائم و افقی در پای ستون اند) در نقطه B به دو مولفه P و T تجزیه میگردد. شکل (۱۲)

P نیروی محوری در تیر (در امتداد BC) و T نیروی برشی عمود بر امتداد BC میباشد.

بنابراین عوامل موثر برای محاسبه مقطع xx بشرح زیر خواهد بود:

لنگر خمشی در مقطع xx

" " نیروی محوری

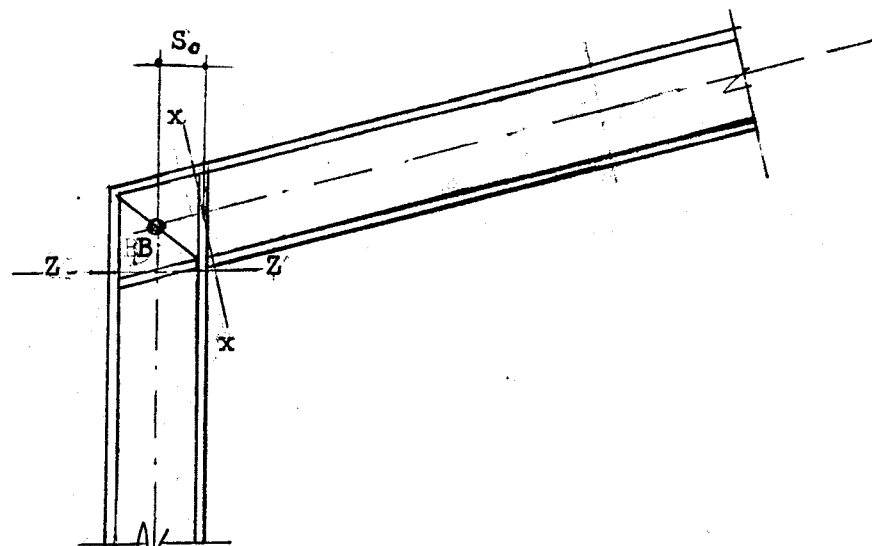
" " تلاش برشی

۹-۳ — زانوئی دایره ای. شکل (۱۳)

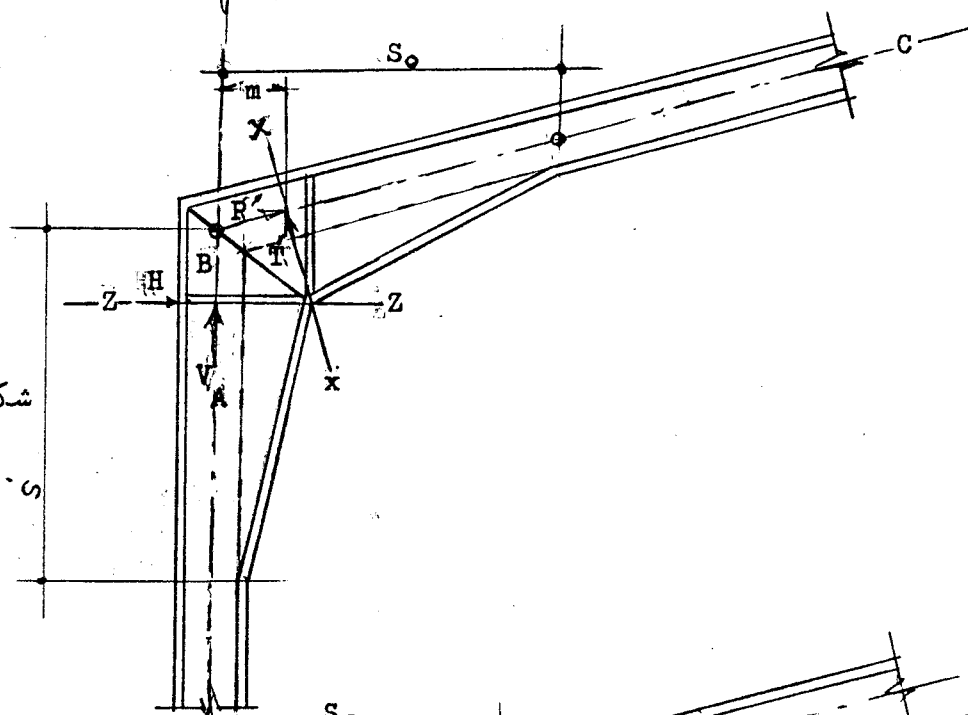
این نوع ماهیچه ممکن است با تیر پایه با ارتفاع مقطع ثابت و یا متغیر بکار رود. اغلب یکی از شرائط تعیین کننده در انتخاب شعاع دایره، تناسب و زیبایی شکل قاب و سرگیر نبودن گوشه آنست. در موقعیکه ارتفاع مقطع تیر در طول خود ثابت است شعاع زانوئی را میتوان آنچنان انتخاب کرد که لنگر خمشی منفی در انتهای ماهیچه برابر لنگر خمشی مثبت حداکثر داخل دهانه قاب گردد مشروط بر آنکه چنین شعاعی از نظر شرائط زیبایی قابل قبول باشد.

از نظر محاسبه، زانوئی دایره ای یک تیر منحنی است و آنرا نمیتوان با تئوری خمشی معمولی آنالیز کرد.

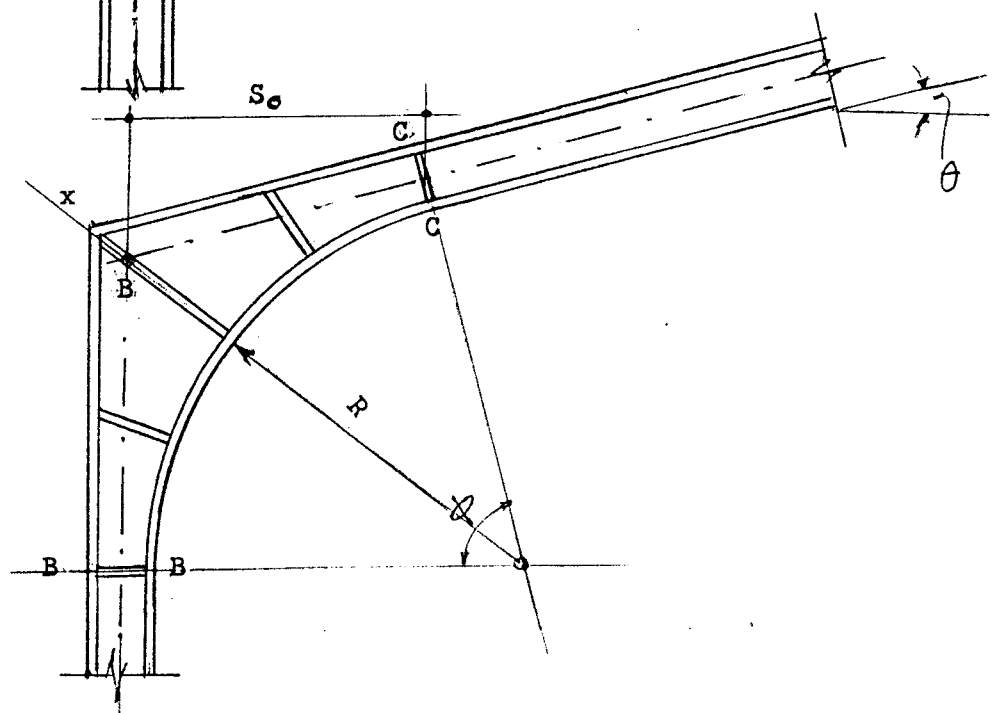
محاسبه و آزمایشاتی که روی زانوئی های فلزی با مقیاس ۱_۱ و همچنین تحقیقاتی که بصورت آنالیز فتوالاستیک مدل ها بعمل آمده است نشان میدهد که تارخشی خمشی بطرف داخل زانوئی منتقل میشود و در حدود ۲۵٪ ارتفاع مقطع از بال پائین زانوئی قرار میگیرد و بطور کلی میدان تنش نسبتاً "پیچیده" ای در مقاطع زانوئی وجود دارد.



شکل (۱۱)



شکل (۱۲)



شکل (۱۳)

از نظر طرح و محاسبه عملی، آنالیز دقیق ریاضی و تعیین توزیع تنشها در زانوئی کمتر مورد پیدا میکند و میتوان از چنین محاسباتی صرف نظر کرد مشروط بر آنکه شعاع دایره زانوئی را چنان تعیین نمود که تنشهای حداکثر در زانوئی، در مقطع تماس با نیمرخ تیروپایه (مقاطع B-B، C-C در شکل ۱۳) بوجود آید. یا عبارت دیگر هر چند لنگرهای خمشی از مقاطع تماس فوق الذکر رو بداخل زانوئی افزایش می یابد ولی شعاع زانوئی (و در نتیجه ارتفاع مقاطع زانوئی) چنان تعیین میشود که سرعت افزایش ممان ایزسی مقاطع بیش از سرعت افزایش لنگرهای خمشی رو بداخل زانوئی است. در نتیجه با اختیار چنین شعاعی برای زانوئی، تنشهای برپال زانوئی از دوانتهای آن رو بداخل کاهش مییابد و تنشهای تعیین کننده همان تنشهای مربوط به مقاطع تماس زانوئی با تیروپایه خواهد بود که توسط تئوری معمول خمشی قابل محاسبه است. بنابراین شعاع (R) انتخاب شده برای زانوئی باید دو شرط زیر را برآورده نماید:

الف - R چنان اختیار گردد که نسبت $\frac{R}{d}$ بر حسب زاویه ϕ ، از مقداری که از منحنی پیوست (۲۰) بدست آید کمتر نگردد. R شعاع داخلی زانوئی و d متوسط ارتفاع

مقطع تیروپایه است.

ب - R چنان اختیار گردد که $\frac{b^2}{2R \cdot t_f} \ll 4$ باشد.

در این رابطه b و t_f به ترتیب پهنا و ضخامت بال زانوئی است.

اگر بعلاوه شرایط معماری و زیباسازی، شعاعی انتخاب گردد که هر کدام از دو شرط بالا را نقض کند، در آن صورت محاسبه گوشه بدون توجه به ارتفاع اضافه زانوئی بعمل میآید یعنی در محاسبه فرض میگردد که زانوئی وجود ندارد و تنشهای تیر و یاستون برای لنگرهای در مقاطع XX یا ZZ (در شکل ۱۱) کنترل میگردد.

۹-۳-۱- ترسیم شکل زانوئی: در طرح شکل زانوئی دیده میشود که $\phi = \frac{\pi}{2} - \theta$

که در آن θ زاویه شیب تیرقاب با افق است و طول a بر حسب مقدار

R و زاویه ϕ بشرح زیر خواهد بود. (شکل پیوست ۲۰)

$$a = R \tan \frac{\phi}{2}$$

با محاسبه طول a نقاط تماس قوس با اضلاع داخلی تیروپایه بدست میآید

و مرکز دایره با رسم عمودهای بر اضلاع در این نقاط مشخص میگردد.

(۱) گذاردن قطعات تقویتی جان در امتداد شعاعی و روی زانوئی ، برای جلوگیری از کماتش جان و فشار شعاعی بال زانوئی لازمست . توصیه میشود که این قطعات تقویتی در فواصل حداکثر $\frac{1}{4}$ تا ۳ برابر پهنای بال (در طول محیط زانوئی) و روی جان نیمرخ قرار داده شوند و انتهای آنها با بال زانوئی نیز جوش شود . تعداد قطعات تقویتی ۳ و یا ۵ و بیشتر بر حسب ابعاد زانوئی و اهمیت مسئله در نظر گرفته شود. شکل (۱۳) .

۱۰- طرح و محاسبه تیر و پایه قاب

قطعات تیرو پایه قاب باید در مقابل لنگر خمشی ، نیروی محوری و تلاش برشی محاسبه شود .

اثر لنگر خمشی البته مهمترین می باشد و اغلب عامل اصلی تعیین کننده ابعاد است .
اثر نیروی محوری در مقابل لنگر خمشی کوچکتر است. این اثر در پایه قاب معمولاً " کوچک و در تیر قاب بسیار ناچیز است .

بطور کلی اثر مشترک لنگر خمشی و نیروی محوری تعیین کننده ابعاد مقاطع قاب خواهد بود .

چون نیروی محوری کوچک است کمانش تحت اثر نیروی محوری در تیرو پایه معمولاً " به تنهایی دارای اثر بزرگی نیست مگر اینکه پایه و تیرها بطور غیرعادی لاغریده و یا آنها را در جهت محور ضعیف خود (امتداد طول ساختمان) مهار بندی نکرد و تکیه گاه های جانبی با اندازه کافی موجود نباشد .

۱۰-۱- محاسبه پایه قاب

لنگر خمشی (M) در پایه بین صفر تا مقدار حداکثر در گوشه متغیر است . نیروی محوری در پایه برابر عکس العمل قائم تکیه گاه (V_A) و تلاش برشی مربوطه برابر آنش افقی (H) در پای قاب میباشد .

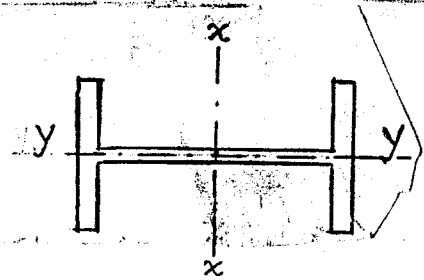
مقادیر M و H و V برای هر بار گذاری ، جداگانه معین شده و مطابق قانون اجتماع قوا ، با هم جمع میشوند .

۱۰-۱-۱ تعیین طول موثر پایه در جهت

طول موثر پایه بصورت Kh در نظر گرفته میشود که K ضریبی است که بشرح زیر انتخاب میگردد :

الف - برای جهت در صفحه قاب (لاغری نظیر محور xx) شکل (۱۴) ضرب K_x از نمودار پیوست (۲۱)، (حالت کماتواش با انتقال جانبی پایه^(۱)) اختیار میگردد. در این صورت K_x با فرض شرائط زیر معین خواهد شد:

$$G_B = \frac{\frac{I_c}{h}}{\frac{I_r}{2m}} \text{ در بالای پایه}$$



شکل (۱۴)

$$G_A = 10 \text{ در پایین پایه}$$

مقادیر I_c و I_r به ترتیب ممان اینرسی پایه و تیر، نظیر جهت مورد نظر و m طول تیرشیدار میباشد.

البته از آنجائیکه اثر نیروی محوری در مقابل لنگر خمشی ناچیز است، در تقریب اول محاسبه، حتی اگر K_x برابر یک به حساب آید در نتیجه نهائی محاسبه تقریب ناچیزی خواهد داشت. ضرب لاغری مربوط به این جهت $\lambda_x = \frac{K_x \cdot h_x}{r_x}$ خواهد بود که در آن h_x و r_x به ترتیب طول و شعاع ژیراسیون پایه نسبت به جهت مورد نظر است.

در صورتیکه ممان اینرسی پایه در طول آن متغیر باشد، ضرب لاغری معادل، طبق رابطه (۶) تعیین خواهد شد.

$$(۶) \quad \lambda_x = \frac{K_x \cdot h_x}{\sqrt{\mu \cdot r_{x0}}}$$

در این رابطه μ ضریبی است که از جدول پیوست (۲۲) بر حسب تناسبات دوسر پایه استخراج میگردد و r_{x0} شعاع ژیراسیون نظیر انتهای کوچک پایه است.

ب - برای جهت عمود بر صفحه قاب (لاغری نظیر محور Y-Y) در صورتیکه باد بندی^(۲) طولی بین پایه های قاب موجود باشد، شکل (۱۷). $K_y = 1$ در نظر گرفته میشود.

توصیه میشود که باد بندی طولی بین پایه ها (در امتداد طول ساختمان) در هر حال گذارده شود و از راه حل بوجود آوردن پایداری بوسیله عمل قاب بندی^(۳) بین پایه ها در امتداد طول ساختمان، تا حد امکان صرف نظر شود.

در صورتیکه بعلت شرائط بخصوص معماری، استفاده از قاب بندی طولی بین ستونها
برای پایداری طولی ساختمان اجتناب ناپذیر باشد در این صورت جزئیات شکل (۱۸) را هنمایی
برای این حالت خواهد بود و ضریب K_y از نمودار پیوست (۲۱) برای ستونی با شرائط زیر
تعیین میگردد:

$$\begin{aligned} G_A = \infty & \quad \left| \begin{array}{l} \text{تکیه گاه پائین کاملاً مفصلی:} \\ \text{تکیه گاه بالا گیردار نسبی:} \end{array} \right. \\ G_B = \frac{\frac{I_{cy}}{h}}{\frac{I_B}{L}} \end{aligned}$$

حداقل ضریب K برای این حالت کمتر از ۲ به حساب نخواهد آمد.
در رابطه اخیر I_{cy} و I_B بترتیب ممان اینرسی ستون و تیر طولی و h فاصله قابها از
یکدیگر در امتداد طول ساختمان میباشد.

ضریب لاغری این جهت بصورت $\lambda_y = \frac{K_y \cdot h_y}{r_y}$ تعیین میگردد و در صورتیکه
مهار بندی طولی در بین پایه ها موجود باشد، پایه در این جهت فقط برای نیروی فشاری
محوری (V_A) محاسبه میگردد. تنشهای مجاز در فشار طبق جدول پیوست (۲۲) بر حسب مقدار
 λ_y در نظر گرفته میشود.

۱-۱-۲- محاسبه پایه

معمولاً "مسئله ناپایداری بعلت نیروی محوری، در پایه ها تعیین کننده نمیشد
و نسبت تنش فشاری موجود به تنش مجاز نظیر، کوچک و کمتر از ۱۰٪ است در
این صورت از رابطه ساده (۷) برای کنترل اثر مشترک خمش و فشار استفاده خواهد
شد.

$$(۷) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

در این رابطه:

f_a — تنش موجود حاصل از نیروی محوری یعنی $\frac{V_A}{A_c}$ (سطح مقطع پایه) بر حسب
کیلوگرم بر سانتیمتر مربع.

f_b — تنش موجود حداکثر حاصل از لنگر خمشی بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع.

F_a — تنش مجاز در فشار محوری که بر حسب ضریب لاغری حداکثر نسبت به محور ضعیف پایه

مطابق پیوست (۲۳) تعیین میگردد بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع.

F_b - تنش مجاز در خمش بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، با توجه به فاصله تکیه گاههای جانبی مطابق بند های ۸-۲ و ۸-۱-۲ می باشد.

در صورتیکه در یک حالت استثنائی $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$ باشد، باید اثر مشترک نیروی محوری و لنگر خمشی از رابطه (۸) کنترل گردد.

$$(۸) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{0.85 f_b}{(1 - \frac{f_a}{F_a}) F_b} \leq 1$$

در این رابطه f_a و f_b و F_a و F_b معانی قبلی را دارند و مقدار F_e بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع از رابطه (۹) محاسبه میگردد.

$$(۹) \quad F_e' = \frac{10475000}{(K_x \frac{h_x}{r_x})^2}$$

که در آن K_x و h_x و r_x مقادیری است که قبلاً بیان گردید.

۱۰-۲- محاسبه تیر قاب

ارتفاع متوسط تیر قاب معمولاً " بین $\frac{1}{30}$ تا $\frac{1}{50}$ دهانه بدست میآید. عوامل اصلی در تعیین ابعاد در تیر قاب عبارتند از:

الف - لنگر خمشی مطابق دیاگرام تغییرات مربوطه و مخصوصاً " در مقطع تماس تیر با زانوئی

ب - نیروی محوری در تیر که با رابطه (۱۰) تعیین میشود. شکل (۱۵)

$$(۱۰) \quad P = \sum H \cdot \cos \theta + \sum V \cdot \sin \theta$$

ج - تلاش برشی در تیر که با رابطه (۱۱) معین میگردد. شکل (۱۶)

$$(۱۱) \quad S = \sum V \cdot \cos \theta - \sum H \cdot \sin \theta$$

در این رابطه

P - نیروی محوری در امتداد عمود بر مقطع عرضی تیر

V - نیروی برش قائم یا $V_A - w x$

H - رانش افقی در پای قاب که در صورت وجود مقاطع با ممان انیترسی متغیر، مطابق

ارقام بند ۸ تصحیح شده است.

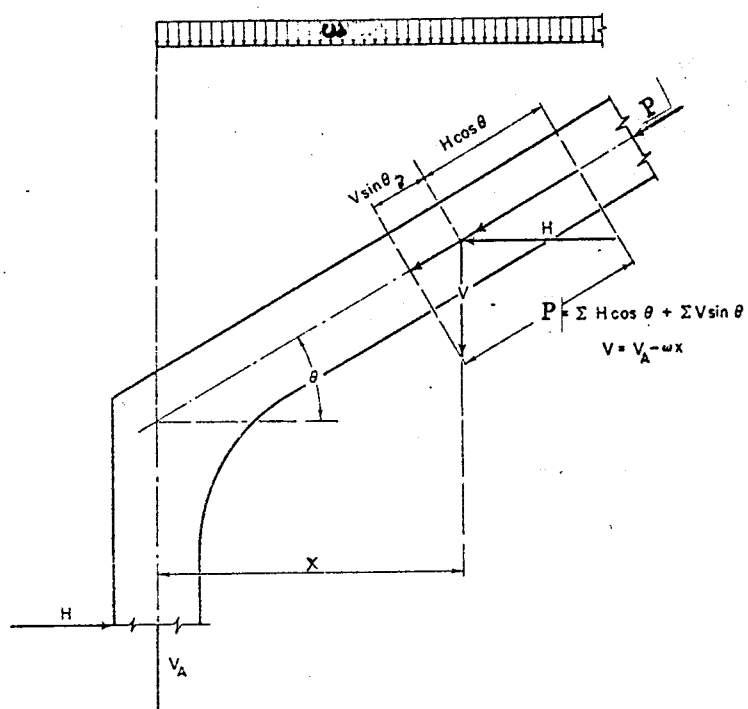
S - تلاش برشی در مقطع

θ - زاویه بین امتداد تیر و خط افق

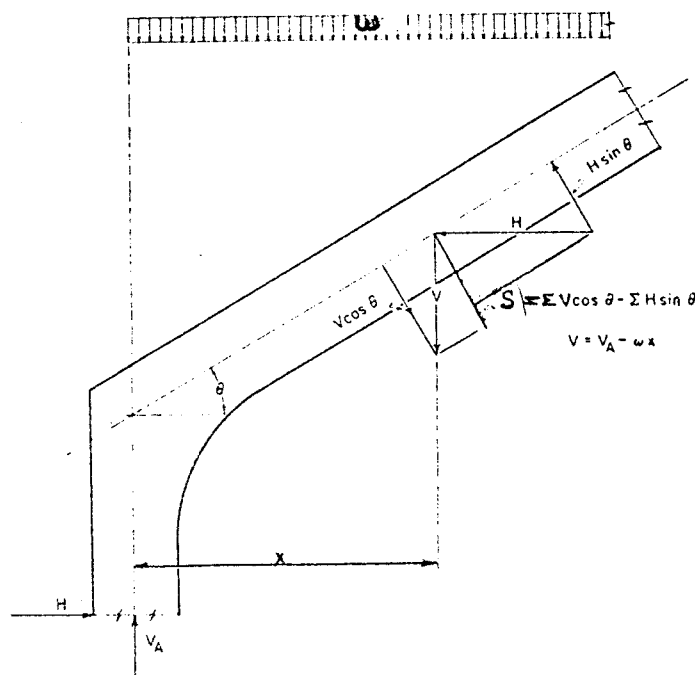
مجموع دو یا چند نوع بارگذاری مختلف، مقادیر M و P و S را بدست میدهد. مقادیر

H و V برای هر بارگذاری جداگانه معین شده، و مطابق قانون اجتماع اثر قوا، با هم

جمع میشوند.



شکل (۱۵)



شکل (۱۶)

۱۰-۳- نکات مربوط به صفحه جان تیروپایه

۱۰-۳-۱- حداقل ضخامت ورق جان

الف- از نظر خوردگی (۱) $t_w \geq 7 \text{ mm}$ (t_w ضخامت جان)

ب- از نظر تحمل برش موجود $t_w \geq \frac{V}{\phi \cdot h'}$

در این رابطه V نیروی برشی عمود بر میان تار در مقطع و h' تنش مجاز برشی فولاد

و h' ارتفاع جان (فاصله داخل به داخل بالها) میباشد.

ج- از نظر جلوگیری از کمزش طولی (۲) ناشی از تنشهای فشاری حاصل از لنگر خمشی

$$t_w \geq \frac{1}{170} h'$$

۱۰-۳-۲- جلوگیری از کمزش قطری (۳) در صفحه جان

علاوه بر شرائط فوق، ورق جان باید در مقابل کمزش قطری حاصل از فشار ناشی

از نیروی برشی بشرح زیر مقاوم باشد:

الف- در صورتیکه $\frac{h'}{t_w} \leq 70$ است مسئله کمزش قطری مطرح نمیشود.

ب- در صورتیکه $\frac{h'}{t_w} > 70$ ولی $\phi \leq \frac{4.5 \times 10^6}{(\frac{h'}{t_w})^2}$ است:

احتیاجی به اضافه کردن قطعات تقویتی جان (۴) نمیشود

ج- در صورتیکه $\frac{h'}{t_w} > 70$ و $\phi > \frac{4.5 \times 10^6}{(\frac{h'}{t_w})^2}$ است در این صورت باید

قطعات تقویتی قائم بصورت تسمه های دوبله، در تمام منطقه ای که دوشرط بالا برقرار است قرارداد.

فواصل این قطعات تقویتی از یکدیگر از رابطه زیر تعیین میگردد:

$$d = \frac{2900 t_w}{\sqrt{\phi}}$$

۱ - Corrosion ۲ - Longitudinal Buckling ۳ - Diagonal Buckling

۴ - Web Stiffeners

ج عبارتست از تنش موجود برش بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع که از تقسیم کردن

$$\tau = \frac{V}{t_w h'} \quad \text{یعنی}$$

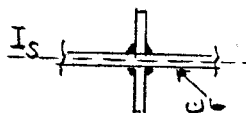
در این روابط a عبارتست از فواصل قطعات تقویتی از یکدیگر بر حسب سانتیمتر، t_w بر

حسب سانتیمتر و h' ارتفاع جان بر حسب سانتیمتر است.

• حداکثر مقدار a نباید از ارتفاع جان (h') تجاوز نماید.

مقطع قطعات تقویتی باید چنان انتخاب شود که ممان اینرسی آنها شرط زیر را برآورد.

نماید:

$$I_s \geq \left(\frac{h_o}{50} \right)^4$$


در این رابطه I_s ممان اینرسی یک جفت قطعه تقویتی نسبت به مرکز جان و h_o ارتفاع

کل مقطع میباشد.

۱۰-۳-۲- جلوگیری از کمناش قائم موضعی (۱) در صفحه جان

علاوه بر شرائط گفته شده، ورق جان باید در مقابل بارهای متمرکز سنگین و

وارد در امتداد عمود بر محور طولی عضو، با گذاردن قطعات تقویتی موضعی مقاوم

گردد. این قطعات تقویتی با انضمام ورق جان، کلاً "بصورت ستونی در مقاومت در مقابل

بار متمرکز در نظر گرفته میشوند. فرضیات محاسبه این ستون بشرح زیر میباشد:

• مقطع ستون عبارتست از مقطع قطعات تقویتی با ضافه طولی از ورق جان برابر $25t_w$.

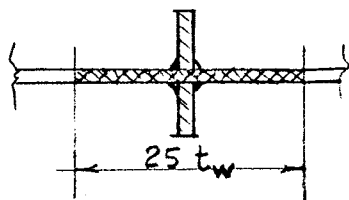
طول موثر ستون برابر $\frac{3}{4}h'$ در نظر گرفته

میشود. حداکثر تنش فشاری بر مقطع ستون

فرضی فوق الذکر تحت اثر بار متمرکز، نباید

از مقادیری که در پیوست (۲۳) داده شده

است تجاوز نماید.



بارهای متمرکز بسیار سبک مانند عکس العملهای لایه ها احتمالاً "احتیاجی به

این نوع تقویت نخواهد داشت.

مقداری که از روابط مربوط به تعیین H بدست می آید در واقع مقدار H حاصل از تغییر شکل های قاب تحت اثر بارهای خارجی است. البته این مقدار اصلی را ——— حاصل دریای قاب می باشد و در قاب های با دهانه نسبتاً "کوچک" میتوان آنرا بعنوان نتیجه قطعی محاسباتی تلقی کرد. ولی در هر حال عوامل دیگری نیز ممکن است در قطعات قاب و پاكش بین پایه ها تغییر شکل و تغییر طول پدید آورند که این نوع تغییر شکلها بنوبه خود در مقدار H و در نتیجه در تنش های در طول قاب موثر خواهند بود.

اثر عوامل ثانوی در قاب هایی که دهانه آنها بیش از ۵۰ متر است در نظر گرفته میشود.

عوامل ثانوی موثر عبارتند از:

الف — تغییر طول دهانه بعلت انقباض حرارتی

ب — تغییر شکل های حاصل ازافت طول اقطعات بعلت تنش های تولید شده

ج — تغییر طول كش پایه ها بعلت نیروی كشی موثر

هر سه این عوامل دارای اثری در عكس جهت بارگذاری میباشند یعنی از مقدار رانش H در پای قاب میکاهند و برلنگر خمشی میان دهانه می افزایند.

در محاسبه اثر این عوامل و اصلاح مقدار H احتیاجی به تئوری های پیچیده و دقت بسیار زیاد نمیباشد و کافی است که مقدار رانش H دریای قاب را با تقریبی مطابق مقدار حاصل از رابطه (۱۲) اصلاح نمود.

$$(12) \quad H' = \frac{E \cdot C \cdot t \cdot L + \frac{HL}{A} + \frac{HL}{A_t}}{\sum y^2 \cdot \frac{\Delta S}{I}}$$

در این رابطه:

C — ضریب انبساط و انقباض حرارتی است که برای فولاد برابر $11,7 \times 10^{-6}$ به ازای هر

درجه سانتیگراد در نظر گرفته میشود.

t — تغییر درجه حرارت بر حسب سانتیگراد

L — طول دهانه قاب

H — رانش پای قاب مربوط به بارگذاری قاب

A — متوسط سطح مقطع تیر قاب

A_t — مقطع کل كش بین پایه ها

Y و ΔS مطابق شکل (۱۰) در نظر گرفته میشود.

در رابطه (۱۲) t نزول درجه حرارت بین زمان نصب و حداقل مفروض محاسباتی است. • ازدیاد درجه حرارت اثر محسوسی در ارقام محاسبه نخواهد داشت زیرا اثر آن با دو عامل ثانوی بعدی خنثی خواهد شد.

۱۲- مهاربندی و بادبندی (۱)

مهاربندی ساختمانهای با قابهای شیبدار باید با دقت مطالعه و اجرا شود. • محاسبه کنند. باید همیشه بخاطر داشته باشند که خرابی این نوع ساختمانها تقریباً فقط معلول ناپایداری کلی دستگاه بود. و منحصر است به حالاتی که مهاربندی نقش خود را انجام ندهد.

مهاربندی باید دو عمل اصلی انجام دهد: ۱- در مقابل اثر باد در امتداد طول ساختمان (فشار وارد بر سطوح انتهائی ساختمان) پایداری دستگاه را تامین کند و مانع خوابیدن قابها روی هم گردد. ۲- تکیه گاههای جانبی مطمئنی برای مقاطع تیروپایه و گوشه زانوئی بوجود آورد. و از کماتش حول محور ضعیف و یا از کماتش جانبی در خمش و پیچش و همچنین از غلتیدن مقاطع لاغر و بلند جلوگیری نماید.

مهاربندی در دو روش طرح و محاسبه الاستیک و پلاستیک، تقریباً در محلهای مشابهی گذارد. میشود. • مشخصات زیر را بعنوان راهنمائی در مهاربندی میتوان در نظر داشت:

الف- بادبندی طولی در دیواره های طولی ساختمان - برای مقابله با اثر باد - در امتداد عمود بر سطح قابها قرارداد. میشود. • این نوع بادبندی معمولاً "عباسارت" خواهد بود از چپ و راستهائی از میل گرد که در چند دهانه جانبی ساختمان قرار داد. میشود و آنها را با بست قورباغه تنید. مینمایند، شکل (۱۷)، و در صورتیکه بعلت طرح معماری بخصوصی نتوان این نوع دهانه ها را اشغال کرد، اجباراً "باید از مهار زانوئی استفاده نمود. شکل (۱۸).

همچنین بادبندی چپ و راست در سطح سقف شیبدار که معمولاً "در دو چشمه اول و آخر ساختمان اجرا میشود برای افزایش صلبیت سطوح شیبدار لازم است. • شکل (۱۷). • ب- در قابهای باد دهانه بسیار کوچک (تا ۱۲ متر دهانه) در صورتیکه از تیرهای لایه (۳) در روی قابها استفاده شود (و این تیرهای لایه با قابها اتصال کامل و مستحکم داشته باشند) این نوع اتصال با انضمام بادبندی چپ و راست در دهانه های جانبی (بشرحی که در بالا ذکر شد) عملاً "پایداری دستگاه را بوجود میآورد و احتیاجی

به قطعات اضافی نخواهد بود مگر اینکه تنشهای فشاری بزرگی در گوشه زانوئی قلاب موجود باشد در این صورت میتوان از یک سری تیر طولی که نیمرخ آنها در امتداد نیمساز گوشه قرار گیرد بعنوان مهار در بین قابها استفاده نمود.

ج — درد هانه های در حدود ۱۲ تا ۲۰ متر علاوه بر باد بندی سطوح جانبی ساختمان، باید پل زدن باتیرهای مشبك طولی در راس قاب و در محل نیمساز زانوئی هادر و طرف د هانه اجرا شود و همچنین بال فشاری تیر و پایه در فواصل لازم در امتداد جانبی نگاهداری شود.

(۵)

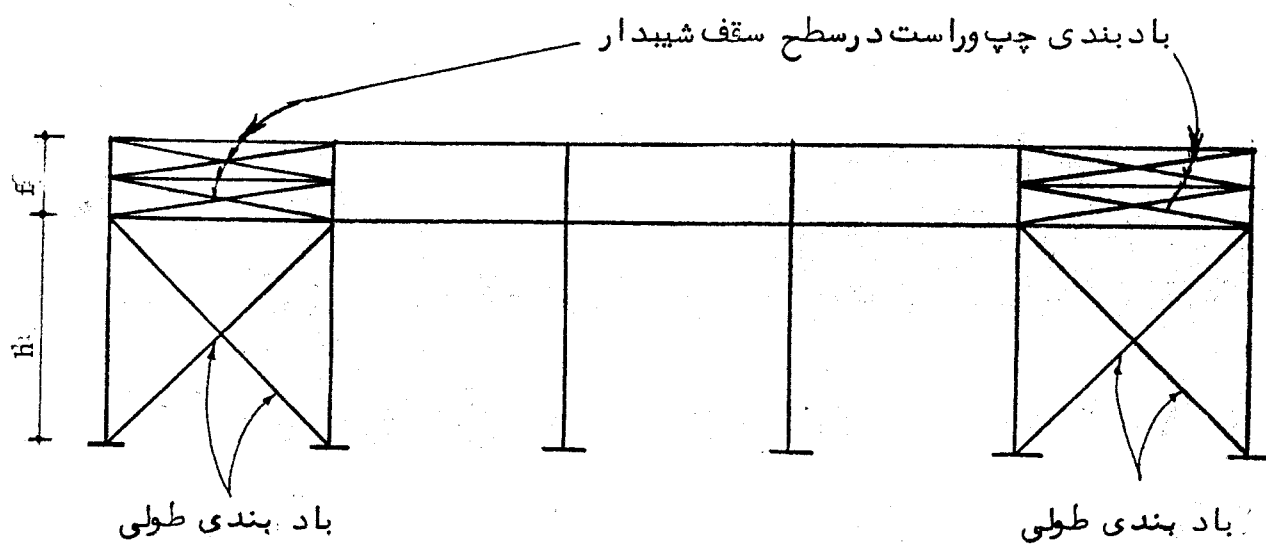
استفاده از دستکهای مورب (اغلب ۴۵ درجه) که بنام پشت بند یا سینه بند نامیده میشود، بین لایه ها و قاب برای تثبیت بال فشاری تیر قاب، شکل شماتیک (a-۱۹) و باین تیرهای افقی و پایه برای تثبیت بال داخلی پایه، شکل شماتیک (b-۱۹)، در قابهای کوچک راه حل مناسبی است. ولی محاسبه کننده باید بخوبی طرز عمل و حدود موثر بودن این نوع مهار بندی را بشناسد و آنرا در د هانه هائیکه عمل تثبیت و جلوگیری از کمزش و غلت، از عهد سینه بند خارج است بکار نبرد.

مخصوصاً "در لایه های نوع سبك (سردخم شده از ورق) با توجه به طول د هانه لایه و عدم تقارن در مقطع آن و استعداد خمش و کمزش در لایه باید مطمئن گردید که لایه در انتهای دیگر سینه بند قادر به تولید عکس العمل مفروض در نقش مهار بندی باشد.

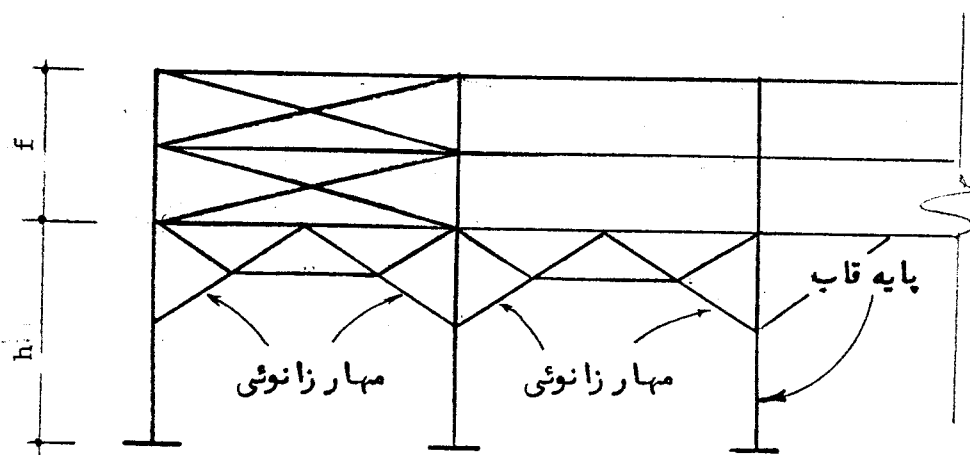
ترجیح دارد اتصال این قطعات با جوش به عمل آید. در صورت استفاده از پیچ، بکار بردن سوراخهای بیضی در اتصال پیچ (که گاهی برای نصب و تنظیم سینه بند مورد نیاز است) بهیچوجه مجاز نمیشود و این نوع لقی ها چه بسا نقش چاشنی را در شروع خرابی بازی میکند.

همچنین استفاده از اتصالات کشوئی و یا تسمه و زبانه ای (بدون اتصال مستقیم جوش یا پیچ و یا پیچ) که در آنها انتقال نیرو فقط از طریق فشار تماسی بعمل میآید توصیه نمیکرد.

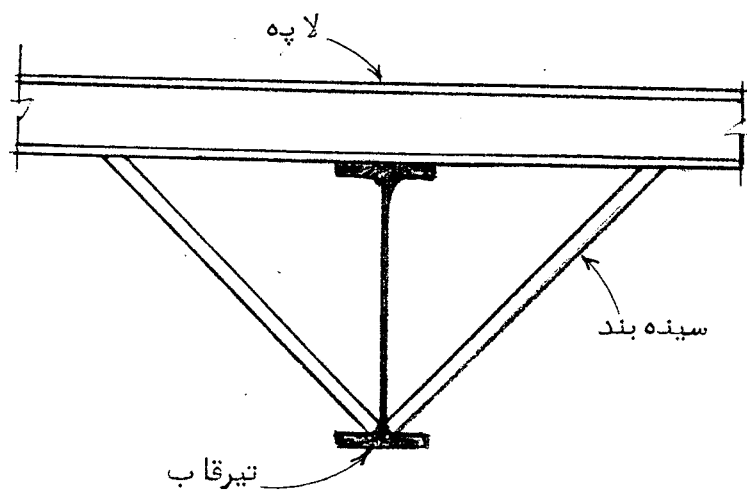
د — درد هانه های بیش از ۲۰ متر خوب است که پل زدن نامبرد — علاوه بر محل راس قاب و زانوئی ها — در فواصل بطول ۱۰۰ برابر شعاع ژیراسیون حداقل مقطع نیمرخ (شعاع ژیراسیون نسبت به محور $Y - Y$) نیز اجرا شود و علاوه بر آن تکیه گاه شای اضافی در فواصل لازم، با سینه بند بوجود آید.



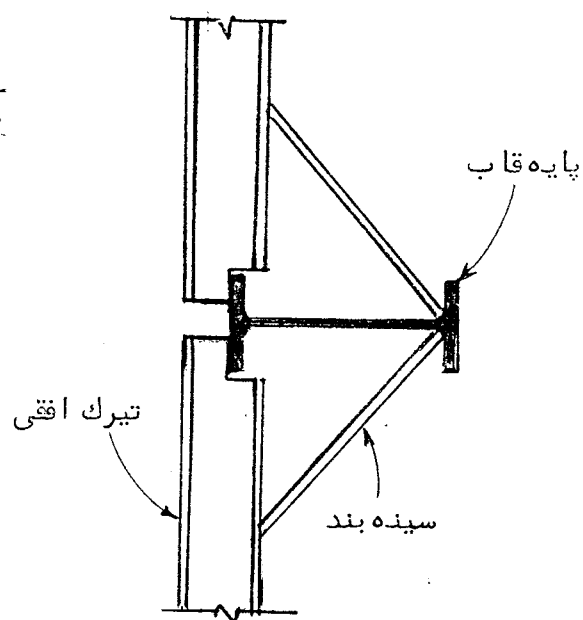
شکل (۱۷) - مهاربندی طولی



شکل (۱۸)



شکل (۱۹-ا)



شکل (۱۹-ب)

هـ- در طرح و محاسبه پلاستیک، باید حتماً "در محل مفصل‌های پلاستیک احتمالی یک ردیف پل زدن بین قاب‌های پیش‌بینی شود و علاوه بر آن تکیه گاه‌های جانبی مطمئنی و برای بال فشاری مقطع بوجود آید •

۱۲- جزئیات پای قاب

۱۲-۱- محاسبه صفحه تقسیم فشار پای ستون (۱)

در محاسبه این صفحات تنش‌های فشاری مجاز بین صفحه و بتن شالوده مطابق استاندارد شماره ۱۵۱۹ اداره استاندارد و تحقیقات صنعتی در نظر گرفته میشود • تنش مجاز در محاسبه خمش در صفحه برابر $\sigma_y / 1.75$ بحساب می‌آید که در این رابطه σ_y حد جاری شدن فولاد صفحه میباشد •

۱۲-۲- محاسبه کش‌بین دو پایه

کش‌بین دو پایه برای کششی برابر H محاسبه میگردد سطح لازم برای کشش و حاصل از این محاسبه، برابر سطح زیر دانه‌های پیچ بحساب می‌آید • خوبست مقطع انتخاب شده برای کش را قدری بزرگتر از مقدار محاسباتی قرارداد تا جوابگوی اثر خوردگی نیز (در صورت عدم حفاظت کامل) باشد •

۱۴- وصله‌های کارگاهی (۲)

تعداد و محل وصله‌های قطعات قاب که در محل کار باید انجام شود، تابع ابعاد قاب، وزن قطعات و وسایل حمل و نصب میباشد • قاب‌های شیبدار کوچک معمولاً "در دو قطعه به محل ارسال میگردند و با اجرای یک وصله کارگاهی در راس قاب در محل نصب میشوند •

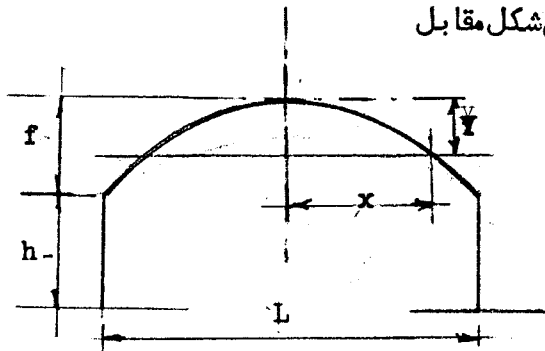
در قاب‌های بزرگ معمول برای این است که دو وصله کارگاهی در نقاط عطف منحنی تغییر شکل تیر قاب قرار دهند و در صورتیکه از نظر شرایط حمل و نصب به تعداد بیشتری وصله نیاز باشد وصله‌های اضافی را بطور مناسب در محل‌هایی که لنگر در آنها کوچک است قرار میدهند •

(۱)

حل قاب باتیرقوسی بیشتر در مورد تیر با منحنی سهمی مطرح میشود و رانش افقی H در پای ستون، برای تیر با معادله سهمی آنالیز و محاسبه میشود.

فرمولها و نمودارهای پیوست (۴) و (۵) نتایج چنین محاسبه‌ای را نشان میدهند.

معادله سهمی را بشرح زیر میتوان معین کرد: طبق شکل مقابل



$$\frac{y}{x^2} = \frac{f}{\left(\frac{1}{2}L\right)^2}$$

$$y = \frac{4fx}{L^2}$$

مقدار $\frac{4f}{L^2}$ برای قوس سهمی - باد هانه و خیز مورد نظر - مقدار ثابتی است و به این ترتیب منحنی سهمی به آسانی رسم میشود.

البته شکل سهمی برای بوجود آوردن سقف قوسی بسیار مناسب است و روابط حاصل نیز خیلی ساده تر از روابطی است که برای منحنی دایره میتوان بدست آورد ولی در عوض پیاده کردن و اجرای قوس دایره آسانتر و عملی تر است.

برای قوسهای نسبتاً "تخت که مثلاً" نسبت خیز به دهانه $\left(\frac{f}{L}\right)$ در آنها کوچکتر از ۰.۲ است (که این نسبت شامل بسیاری از قوسهاییکه در عمل بکار میرود خواهد بود) تفاوت سقفی که با منحنی سهمی و یا دایره ساخته شده باشد آنقدر کوچک است که احتمالاً "چشم قادر به تشخیص آن نخواهد بود و همچنین تفاوت تنشهای تولید شده در دو نوع قوس نیز بسیار کم است.

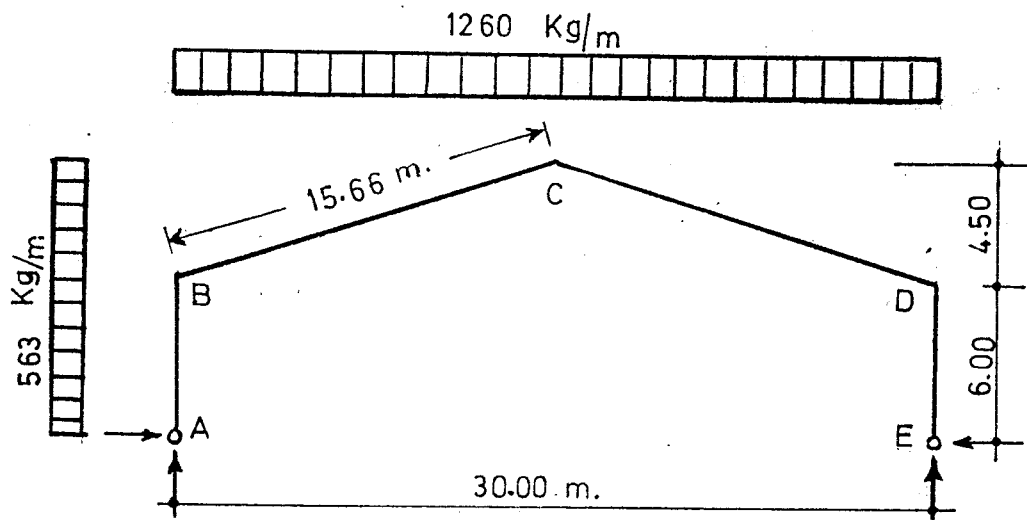
بدین طریق میتوان شکل هندسی یکی را جانشین دیگری نمود و ابعاد مقطعی که از آنالیز قوس سهمی بدست آید برای قوس دایره نظیر بکاربرد بدون آنکه احتیاج به محاسبه مجدد باشد.

برای خیزهای بیشتر البته تقریب بتدریج بزرگتر میشود و تنشهای دو نوع قوس با هم تفاوت قابل توجهی خواهند داشت.

در حالت حدی که خیز قوس بمقدار نصف طول دهانه برسد و قوس دایره بر پایه های دو طرف معاس باشد ، عکس العمل افقی مربوط به قوس سهمی نظیر در حدود ۱۵٪ بزرگتر از آن دایره با همان خیز خواهد بود . در اینجا لنگر خمشی در تاج (راس) قوس ممکنست چندین برابر لنگر نظیر در قوس سهمی نظیر باشد و این تفاوت با کوتاه شدن طول ستونها بتدریج کمتر میشود و در مورد حالت حدی که طول ستونها صفر باشد (حالتی که قوس مستقیما " روی مفصلهای تکیه گاه قرار گیرد) مقدار این تفاوت در مورد بار هموار گسترده به صفر خواهد رسید .

بنابراین برای قوس نیم دایره و همچنین برای قوسهای دایره تک مرکز (با مرکز بر روی محور دهانه) که نسبت خیز به طول دهانه در آنها بزرگتر از ۰.۲ باشد باید آنالیز دقیق مربوط به حالت مورد نظر را جداگانه انجام داد ولی در حالت اخیر نیز میتوان نتایج آنالیز سهمی را بکاربرد و ضمن اجرا ، قوس سهمی را با قوس مرکب دایره ای (یعنی قوس مرکب از سه دایره با مراکز و شعاعهای متفاوت معروف به قوس مقرنس) چنان جانشین کرد که نتایج محاسباتی آن با قوس سهمی تفاوت چندانی نداشته باشد .

طرح و محاسبه شماره ۱



مشخصات قاب :

- ۱- ابعاد مطابق شکل بالا.
- ۲- فاصله مرکز به مرکز قابها از یکدیگر ۶ متر.
- ۳- مقطع در طول قاب ثابت و از نیمرخ بال پهن IPB ورق ساخته میشود.
- ۴- بار قائم کلا " 210 کیلوگرم بر متر مربع .
- ۵- بار افقی از باد 75 x 1.25 کیلوگرم بر متر مربع .
- ۶- زانوئی قاب بدون ماهیچه ساخته میشود .

بارهای قائم :

بارگذاری :

رقم کاهش یافته روی شیب	147 Kg/m^2	=	L.L.	برف
	"	=	D.L.	وزن ورق آزیست سیمان
	"	=	D.L.	وزن لایه
	"	=	D.L.	وزن قاب (تخمینی)
	210			
	$W = 210 \times 6 = 1260 \text{ Kg/m}$			
	563 Kg/m			بارهای جانبی
	$75 \times 1.25 \times 6.0$			

توضیح: در مثالهای بعدی بعلت نیاز بسیار به رعایت اختصار، چند تقریب اضافی (با اطمینان بیشتر) نسبت به ارقام بارگذاری (بند ۴) در نظر گرفته شده است و آن ترکیب تمام سربار برف با تمام سربار باد و حذف محاسبات مربوط به حالاتی از بارگذاری است که تعیین کنند، نمیشد.

$$Q = \frac{4.5}{6.00} = 0.75$$

$$K = \frac{1}{1} \times \frac{6}{15.66} = 0.38$$

$$\frac{I_2}{I_1} = 1 \quad \text{بافرض}$$

از نمودار شماره (۱) پیوست (۲)

$$C_1 = 0.059$$

$$C_6 = 0.525$$

از نمودار شماره (۵) پیوست (۳)

$$H_E = 0.059 \times 1260 \times \frac{30^2}{6} = 11151 \quad \text{Kg}$$

$$H_E = 0.525 \times 563 \times 6 = 1774 \quad \text{Kg}$$

$$H_E = 12925 \quad \text{Kg} \quad \text{جمع}$$

استفاده از روابط:

بار قائم:

$$H_A = H_E = \frac{\omega L^2}{8hN} (8 + 5Q) \quad \text{از حالت ۱ پیوست (۶)}$$

$$Q = 0.75 \quad K = \frac{I_2}{I_1} \frac{h}{m} = \frac{1}{1} \times \frac{6}{15.66} = 0.383$$

$$N = 4 (K + 3 + 3Q + Q^2) = 4(0.383 + 3 + 3 \times 0.75 + 0.75^2) = 24.782$$

$$H_A = H_E = \frac{1260 \times 30^2}{8 \times 6 \times 24.782} (8 + 5 \times 0.75) = 11201 \quad \text{Kg}$$

از حالت (۵) پیوست (۶)

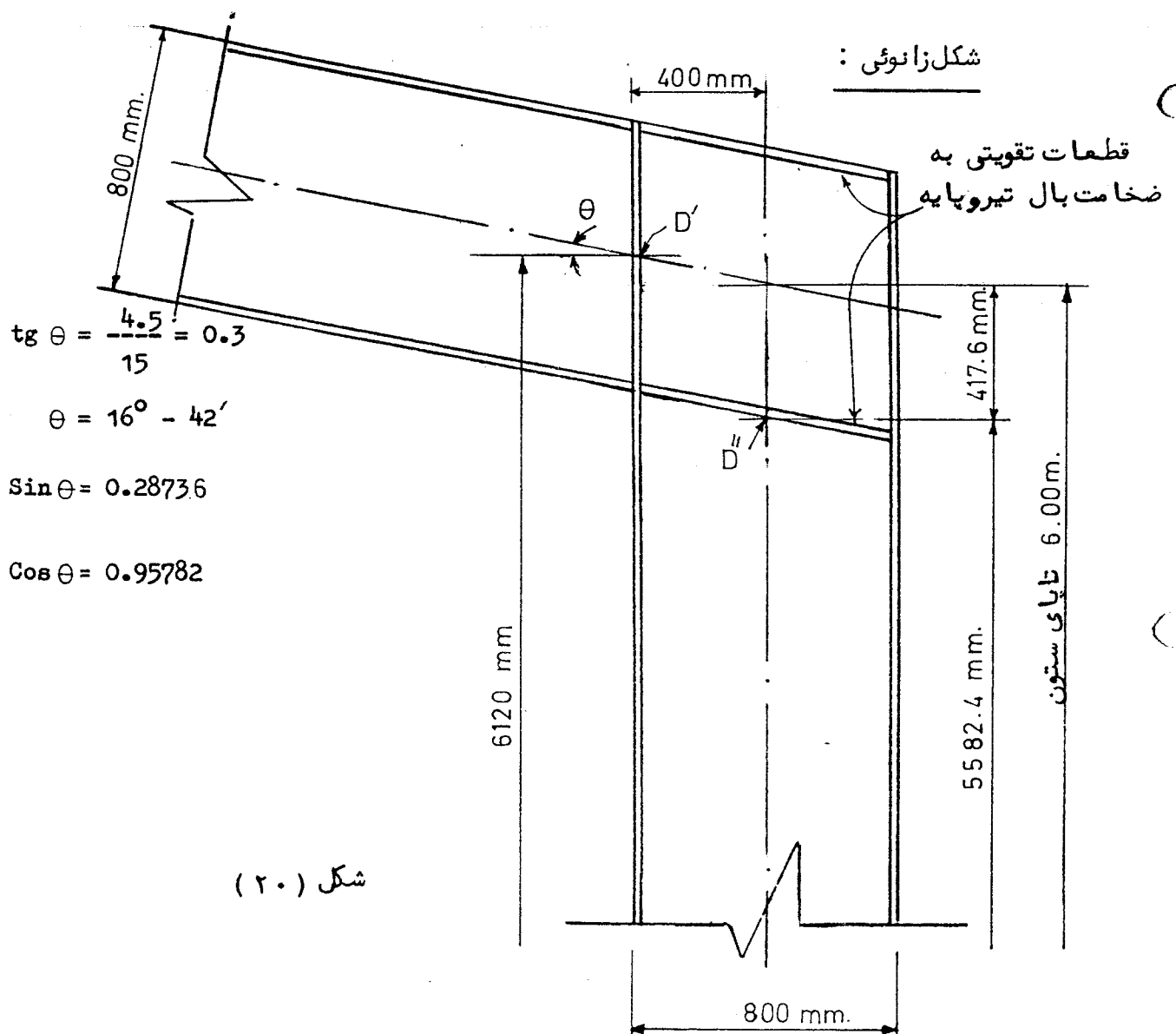
باد:

$$H_E = \frac{\omega h}{4N} (5K + 12 + 8KQ + 30Q + 20Q^2 + 5Q^3)$$

$$H_E = \frac{563 \times 6}{4 \times 24.782} (5 \times 0.383 + 12 + 8 \times 0.383 \times 0.75 + 30 \times 0.75 + 20 \times (0.75)^2 + 5 \times (0.75)^3) = 1775 \text{ Kg}$$

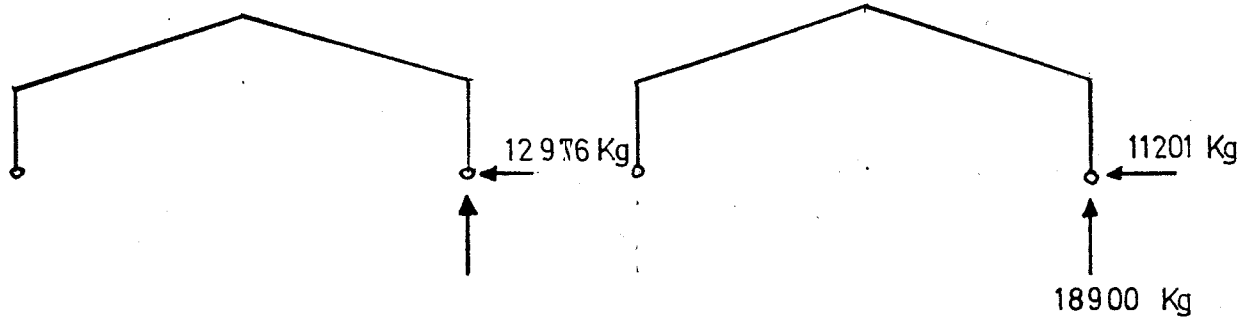
جمع $H_E = 12976 \text{ Kg}$

که مقدار نزدیک به نتیجه حاصل از نمودارهاست.



محاسبه تیرقاب:

لنگرد نقطه D'



با اثر باد

$$18900 + 1035 = 19935 \text{ Kg}$$

بدون اثر باد

$$12976 \times 6.12 = - 79413 \text{ m-kg}$$

$$1260 \times \frac{(0.4)^2}{2} = - 101 \text{ "}$$

$$19935 \times 0.4 = + 7974 \text{ "}$$

$$\underline{-71540 \text{ m-kg}}$$

$$11201 \times 6.12 = - 68550 \text{ m-kg}$$

$$1260 \times \frac{0.4^2}{2} = - 101 \text{ "}$$

$$18900 \times 0.4 = + 7560 \text{ "}$$

$$\underline{-61091 \text{ m-kg}}$$

$$\frac{71540}{1.33} < 61091$$

حالت بحرانی بدون اثر باد است زیرا :

نیروی محوری D'

$$P = 11201 \times \cos \theta + 18900 \times \sin \theta = 10728 + 5430.9 = 16160 \text{ Kg}$$

بال پهن 28 با اضافه ورق در جان
ارتفاع کلی مقطع 80 سانتیمتر

$$\begin{cases} IPB - 28 + P \\ H_1 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

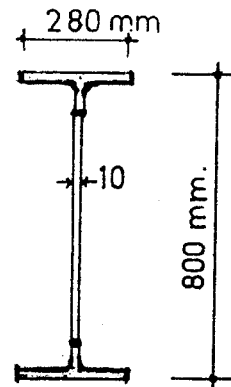
مقطع

$$A = 183 \text{ cm}^2$$

$$G = 144 \text{ Kg/m}$$

$$W_x = 4980 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 6.0 \text{ cm}$$



• فواصل مهاربندی عرضی حداکثر 4.5 متر فرض میشود

$$\frac{K L}{r} = \frac{1 \times 450}{6} = 75$$

$$F_a = 1046 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{L d}{b t} = \frac{450 \times 80}{28 \times 1.8} = 715$$

$$F_b = \frac{840000}{715} = 1175 \text{ Kg/cm}^2$$

• رابطه دوم کماتش جانبی هم کنترل میشود

$$F_b = \left[1 - \frac{\left(\frac{L}{r} \right)^2}{20 c_c^2 C_b} \right] 0.6 \sigma_y$$

$$I_{yo} = 1.8 \times \frac{28^3}{12} = 3292 \text{ cm}^4$$

محاسبه r :

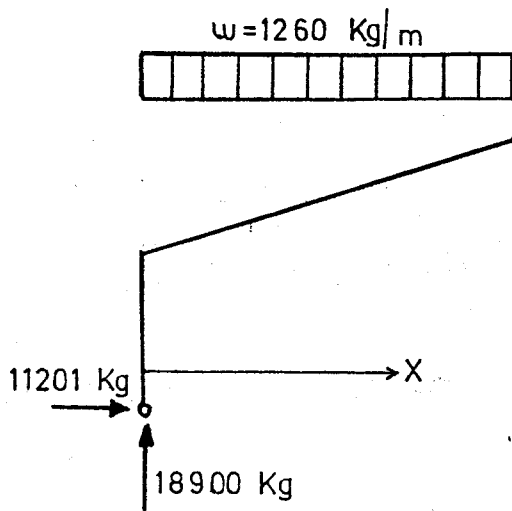
$$A_f = \frac{183}{2} - \frac{1}{3} \times 76.4 \times 1 = 66.03 \text{ cm}^2$$

$$c_c^2 = \frac{2 \pi^2 E}{2300} \quad ; \quad r_{yo} = \sqrt{\frac{3292}{66.03}} = 7.06 \text{ cm}$$

$$c_c^2 = \frac{2 \pi^2 E}{F_y} = \frac{2 \pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{2300} \approx 18020$$

• برای محاسبه ضریب C_b احتیاج به معادله لنگر خمشی و تعیین نقطه صفر میباشد

معادله انگرخشی :



$$M_x = 18900 X - 1260 \frac{x^2}{2} - 11201(6 + 0.3 X)$$

$$M_x = -630 x^2 + 15539.7 x - 67206$$

$$M_x = 0 \quad x = 5.59$$

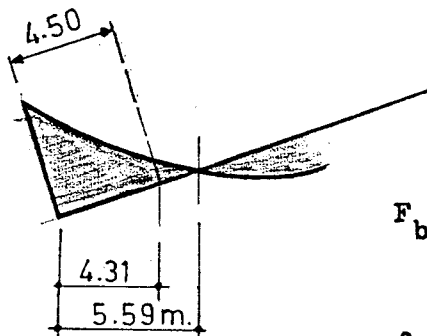
$$M_1 = M_{x=4.31} = -11933 \quad \text{m-Kg}$$

$$M_2 = M_{x=0} = -67206 \quad "$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \frac{11933}{67206} + 0.3 \left(\frac{11933}{67206} \right)^2$$

$$1.75 - 0.189 + 0.0097 = 1.57$$



$$F_b = \left[1 - \frac{\left(\frac{450}{7.06} \right)^2}{2 \times 18000 \times 1.57} \right] \times 1400 = 1299 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{16160}{183} = 89 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{6109100}{4980} = 1227 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{f_b} = \frac{89}{1046} = 0.085 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{f_b} + \frac{f_b}{f_b} = 0.085 + \frac{1227}{1299} = 1.029 \approx 1$$

مقدار بسیار کمی ضعیف است احتمالاً " اتکای عرضی نزد یکترویا ما هیچه اید رگوشه این عیب را رفع مینماید •

$$1260 \times \frac{30^2}{8} = + 141750 \quad \text{m-Kg} \quad \text{لنگر در رأس قاب :}$$

$$11201 \times 10.5 = - \frac{117610}{+ 24140} \quad \text{m-Kg}$$

مقطع موجود کافی است

محاسبه ستون :

لنگر در D'' :

$$11201 \times 5.5824 = 62528 \text{ m-Kg.}$$

نیروی محوری در D'' :

$$P = 18900 \text{ Kg.}$$

مقطع موجود را کنترل میکنیم :

با فرض اینکه ستون در وسط ارتفاع دارای تکیه گاه جانبی است : $I = \frac{6}{2} = 3. \text{ m}$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 300}{6} = 50 \rightarrow F_a = 1194 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{L_d}{b_t} = \frac{300 \times 80}{28 \times 1.8} = 476 < 600 \rightarrow F_b = 1400 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_a = \frac{18900}{183} = 103 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_b = \frac{6252800}{4980} = 1255 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{103}{1194} = 0.086 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.086 + \frac{1255}{1400} = 0.982 < 1 \quad \text{oK}$$

برش در جان تیر :

برش در D' :

$$18900 \times \cos \theta - 11201 \times \sin \theta = 18102 - 3218 = 14884 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{14884}{76.4} = 189 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{76.4}{1} = 76.4 > 70$$

برش مجاز در جان لاغر :

$$\sigma_c = \frac{4.5 \times 10^6}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} = \frac{4.5 \times 10^6}{(76.4)^2} = 770 > 189 \text{ Kg/Cm}^2$$

که البته قبل از چنين محاسبه اي هم ديده ميشد که برش در تيري که ابعاد جان آن در اين حد بود باشد مسئله اي نخواهد بود.

محاسبه وزن قاب بدون صفحه و اتصالات پاي ستون و قطعات تقويتي

وزن متر طول 144 Kg/m (در تخمين اوليه متر مربعي 25 Kg و در متر طول تير قاب
 $6 \times 25 = 150 \text{ K/m}$ بحساب آمده است).

وزن قاب برابر خواهد بود $G \simeq (2 \times 15.66 + 2 \times 6.00) \times 144 \simeq 6238 \text{ Kg}$

طرح و محاسبه شماره ۲

مشخصات قاب:

مشخصات مطابق طرح و محاسبه شماره (۱) است با این تفاوت که د رزانه‌ی قاب ما هیچه دایره‌ای شکل باشعاع $R = 2.20^m$ ایجاد میشود .

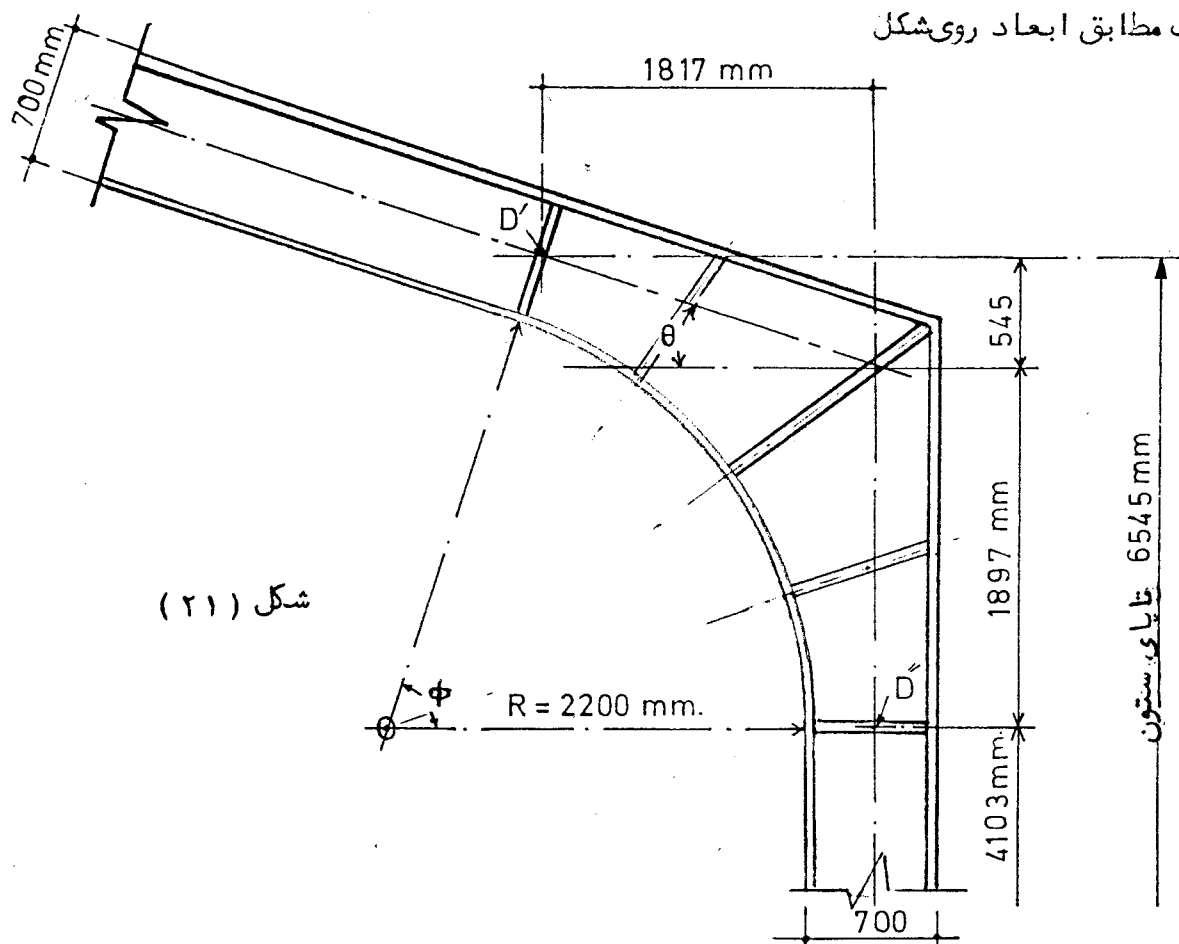
عکس العملها:

- ۱- مراجعه شود به ارقام طرح و محاسبه شماره (۱)
- ۲- حالت بارگذاری فوق‌العاده (که در آن اثر باد منظور است) تعیین کننده نمیشد .
- ۳- مقدار H_E را مطابق ارقامی که در بند (۸) ذکر نمودیم افزایش مید هیم
افزایش در این مورد برابر ۰٪ خواهد بود .

$$H_E = 1.05 \times 11201 = 11761 \text{ Kg}$$

شکل ما هیچه گوشه:

مفروضات مطابق ابعاد روی شکل



حداقل شعاع R :

$$\phi = \frac{\pi}{2} - \theta = 90^\circ - (16^\circ - 42') = 73^\circ - 18'$$

طبق منحنی پیوست (۲۰)

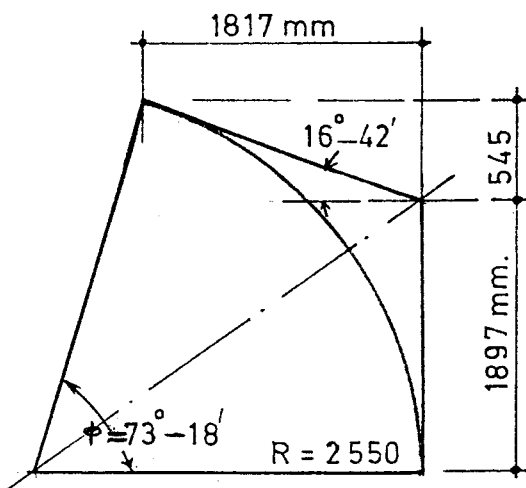
$$\left(\frac{R}{d_{\min}}\right) = 2.4$$

$$R_{\min} = 70 \times 2.4 = 168 \text{ cm}$$

و در صورتیکه ابعاد بال برابر اندازه های مثال قبل فرض شود شرط دوم تناسبات ما هیچه (بند ۹-۳) بصورت زیر خواهد بود :

$$\frac{b^2}{2Rt} < 1$$

$$R_{\min} = \frac{28^2}{2 \times 1.8} = 218 \text{ cm}$$



• شعاع ما هیچه $R = 220 \text{ cm}$ فرض خواهد شد

محاسبه ابعاد هندسی

$$2550 \times \tan\left(\frac{73^\circ - 18'}{2}\right) = 2550 \times 0.7440$$

$$= 1897 \text{ mm}$$

$$1897 \times \cos(16^\circ - 42') = 1897 \times 0.95782$$

$$= 1817 \text{ mm}$$

$$1897 \times \sin(16^\circ - 42') = 1897 \times 0.28735 = 545 \text{ mm}$$

محاسبه تیرقاب :

لنگردر D' :

$$11761 \times 6.545 = - 76976$$

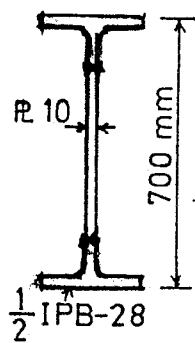
$$1260 \times \left(\frac{1.817}{2}\right)^2 = - 2080$$

$$18900 \times 1.817 = + 34341$$

$$- 44715 \text{ m-Kg}$$

نیروی محوری در D' :

$$11761 \cdot \cos \theta + (18900 - 1260 \times 1.817) \sin \theta = 11265 + 4773 = 16038 \text{ Kg}$$



مقطع IPB - 28 + 2 مطابق نیم رخ شکل مقابل را کنترل میکنیم .

فرض شده تکیه گاه های جانبی در فواصل 4.5 متر قرار دارند .

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 450}{6.17} = 73$$

$$F_a = 1059 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{L_d}{b_t} = \frac{450 \times 70}{28 \times 1.8} = 625$$

$$F_b = \frac{840000}{625} = 1344 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_{y_o} = 1.8 \times \frac{28^3}{12} = 3292 \text{ cm}^4$$

$$A_F = 28 \times 1.8 + \frac{1}{6} 66.4 \times 1 = 50.4 + 11.06 = 61.46 \text{ cm}^2$$

$$r_{y_o} = \sqrt{\frac{3292}{61.46}} = \sqrt{53.56} = 7.32 \text{ cm}$$

با محاسبه ای شبیه مثال قبلی برای G_b

$$F_b = \left[1 - \frac{\left(\frac{450}{7.32} \right)^2}{2 \times 18020 \times 1.53} \right] \times 1400 = 1305 \text{ Kg/cm}^2$$

تعیین کنند تنش • 1344 Kg/cm^2 میباشد

$$f_a = \frac{16038}{173} = 93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{4471500}{4210} = 1062 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{93}{1059} = 0.0878 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.0878 + \frac{1062}{1344} = 0.876 < 1$$

محاسبه ستون :

لنگردر D :

$$11761 \times 4.103 = 48255 \text{ m - Kg}$$

18900 Kg

نیروی محوری در D :

فرض میشود که ستون در میان ارتفاع مهاربندی شده است $L = 3.00 \text{ m}$.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 300}{6.17} = 49 \Rightarrow F_a = 1200 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{L_d}{b_t} = \frac{300 \times 70}{28 \times 1.8} = 417 < 600 \Rightarrow F_b = 1400 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_a = \frac{18900}{173} = 110 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_b = \frac{4825500}{4210} = 1146 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{110}{1200} = 0.0916 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.0916 + \frac{1146}{1400} = 0.0916 + 0.878 = 0.91 < 1 \quad \text{OK}$$

محاسبه ماهیچه زانوئی :

تنش برشی در جان ماهیچه مقدار کوچکی است و ورق جان ماهیچه با ضخامت ۱۰ میلیمتر یعنی برابر ضخامت جان تیر در نظر گرفته میشود که برای این تنش کافی خواهد بود و فقط از نظر ناپایداری و کماتش باید احتیاط شود *

بال داخلی ماهیچه بصورت يك ورق خم شده با ابعادی در حدود $R-280 \times 18$ mm یعنی يك ورق در نظر گرفته میشود یعنی يك ورق در این صورت شرط دوم تناسبات ماهیچه (مراجعه شود به بند ۹-۳) اعلی شده است

$$\frac{b^2}{2 R t} = \frac{(280)^2}{2 \times 220 \times 1.8} = 0.99 < 1$$

پنج ردیف قطعه تقویتی یکی در نیمساز گوشه و دو عدد در محاذات نقاط تماس دایره با تیروپایه و دو عدد در بین آنها قرار میدهم که فاصله آنها روی قوس ماهیچه — تقریباً " مساوی $\frac{1}{2}$ برابر پهنای بال خواهد بود $70.3 = \frac{1}{2} \times \pi \times 220 \times \frac{(73^\circ - 18^\circ)}{180} \times \frac{1}{4}$

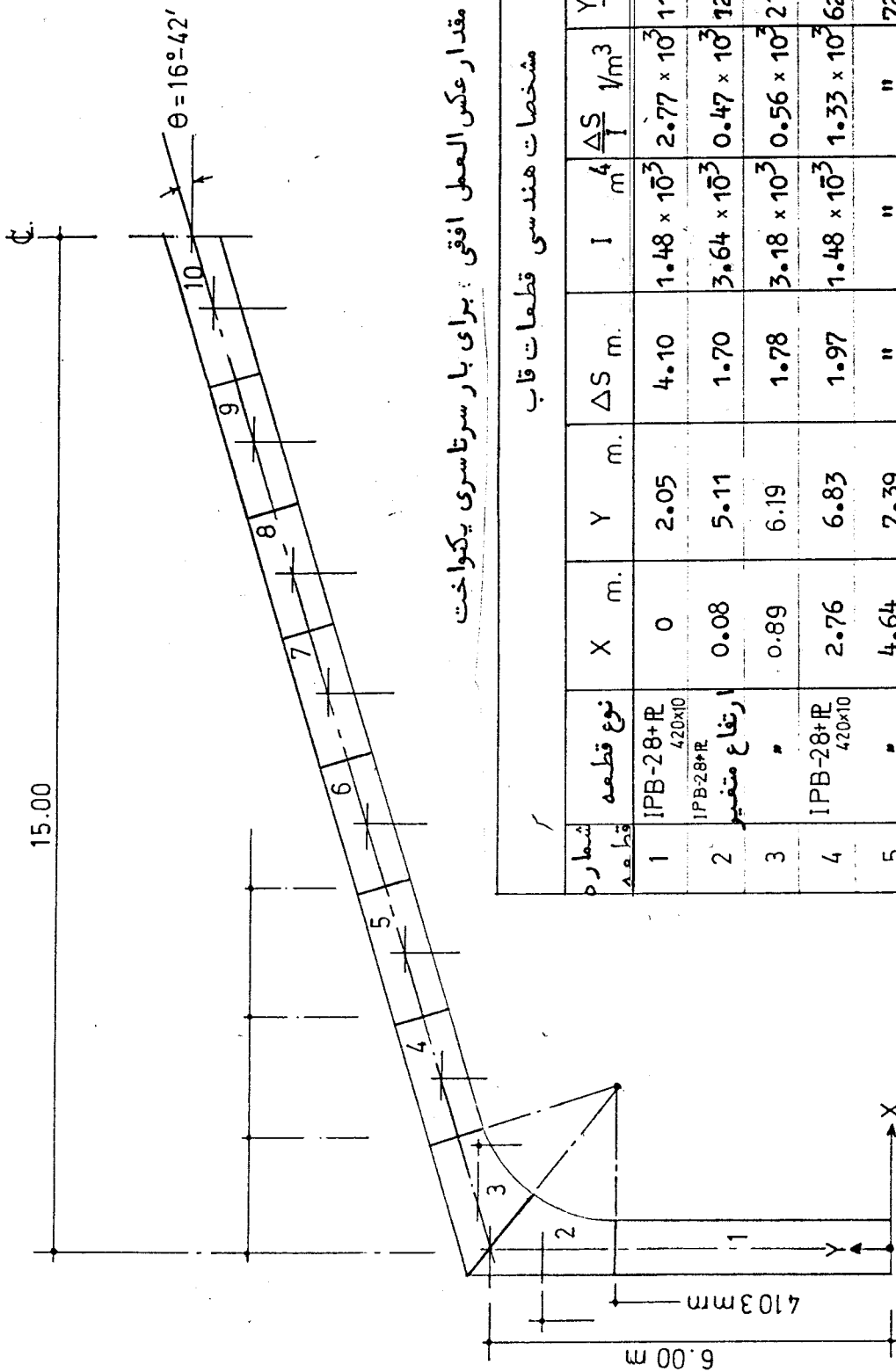
آنالیز دقیق قاب با توجه با ثرمان اینرسی متغیر در گوشه :

مقدار عکس العمل افقی H_x را برای حالت بارگذاری عادی باروش ذکر شده در صفحات ۱۳ و ۱۲ محاسبه مینمائیم.

از آنجائیکه لنگر حاصل از بارهای قائم نسبت به محور قاب متقارن است جمع مقادیر $\frac{M_s \cdot Y_{\Delta s}}{I}$ و $\frac{Y_{\Delta s}^2}{I}$ را برای نصف قاب محاسبه مینمائیم *

شکل و جدول صفحه (۴۶) این محاسبه را نشان میدهد *

نتیجه بدست آمده خیلی نزدیک به محاسبه تقریبی گذشته است



جدول تعیین مقدار عکس العمل افقی : برای بار سراسری یکجواخت

شماره قطعه	نوع قطعه	X m.	Y m.	ΔS m.	I m ⁴	ΔS 1/m ³	Y ² ΔS 1/m ³	مختصات هندسی قطعات قاب		بار مرده + بار برف	
								M _S	M _S t-m	$\frac{M_S Y \Delta S}{I}$ t/m	
1	IPB-28+R 420x10	0	2.05	4.10	1.48×10^3	2.77×10^3	11.64×10^3	0	0	0	
2	ارتفاع متغیر	0.08	5.11	1.70	3.64×10^3	0.47×10^3	12.27×10^3	1.50	1.50	0.34×10^4	
3	"	0.89	6.19	1.78	3.18×10^3	0.56×10^3	21.46×10^3	16.32	16.32	5.66×10^4	
4	IPB-28+R 420x10	2.76	6.83	1.97	1.48×10^3	1.33×10^3	62.04×10^3	47.37	47.37	43.03×10^4	
5	"	4.64	7.39	"	"	"	72.63×10^3	74.13	74.13	72.86×10^4	
6	"	6.53	7.96	"	"	"	84.27×10^3	96.55	96.55	102.22×10^4	
7	"	8.41	8.52	"	"	"	96.54×10^3	114.39	114.39	129.62×10^4	
8	"	10.29	9.09	"	"	"	109.90×10^3	127.77	127.77	154.47×10^4	
9	"	12.18	9.65	"	"	"	123.85×10^3	136.74	136.74	175.50×10^4	
10	"	14.06	10.22	"	"	"	138.92×10^3	141.20	141.20	191.92×10^4	
									جمع:	733.52×10^3	875.62×10^4

$$H_E = \frac{875.62}{73.35} = 11.937 \text{ T.}$$

طرح و محاسبه شماره (۳)

مشخصات مانند طرح و محاسبه شماره (۱) است با این تفاوت که در گوشه ، ماهیچه خطی مطابق شکل (۲۲) در نظر گرفته میشود .

$$\frac{h}{L} = \frac{6}{30} = \frac{1}{5}$$

در این قاب :

$$\frac{f}{h} = \frac{4.5}{6} = 0.75$$

از جدول پیوست (۲۴) دید ه میشود که نسبت لنگرهای وسط دهانه به گوشه باید در

حدود ۲۵٪ باشد .

$$\frac{M_C}{M_D} \simeq 0.25$$

یعنی لنگر مثبت در حدود $\frac{1}{4}$ لنگر گوشه میباشد .

بنابراین میتوان تیر قاب را برای لنگری در حدود $\frac{1}{4} M_D$ طرح نمود و ماهیچه خطی را تا مقطعی که لنگر آن برابر لنگر وسط دهانه است ادامه داد .

به این طریق صرفه جوئی قابل ملاحظه ای در مصالح قاب نتیجه میشود .

محاسبه عکس العملها

$$K = \frac{1}{2} \times \frac{6}{15.66} = 0.19$$

بافرض

از نمودار شماره (۱) در پیوست (۲) بدست میآید :

$$C_1 = 0.061$$

$$H_E = 0.061 \times 1260 \times \frac{30^2}{6} = 11529 \text{ Kg}$$

طبق مطالب صفحه (۱۱) ۵٪ برای مقدار افزود ه میشود .

$$5\% \times 11529 = H_E = \frac{576}{12105} \text{ Kg}$$

از نمودار شماره (۵) پیوست (۲)

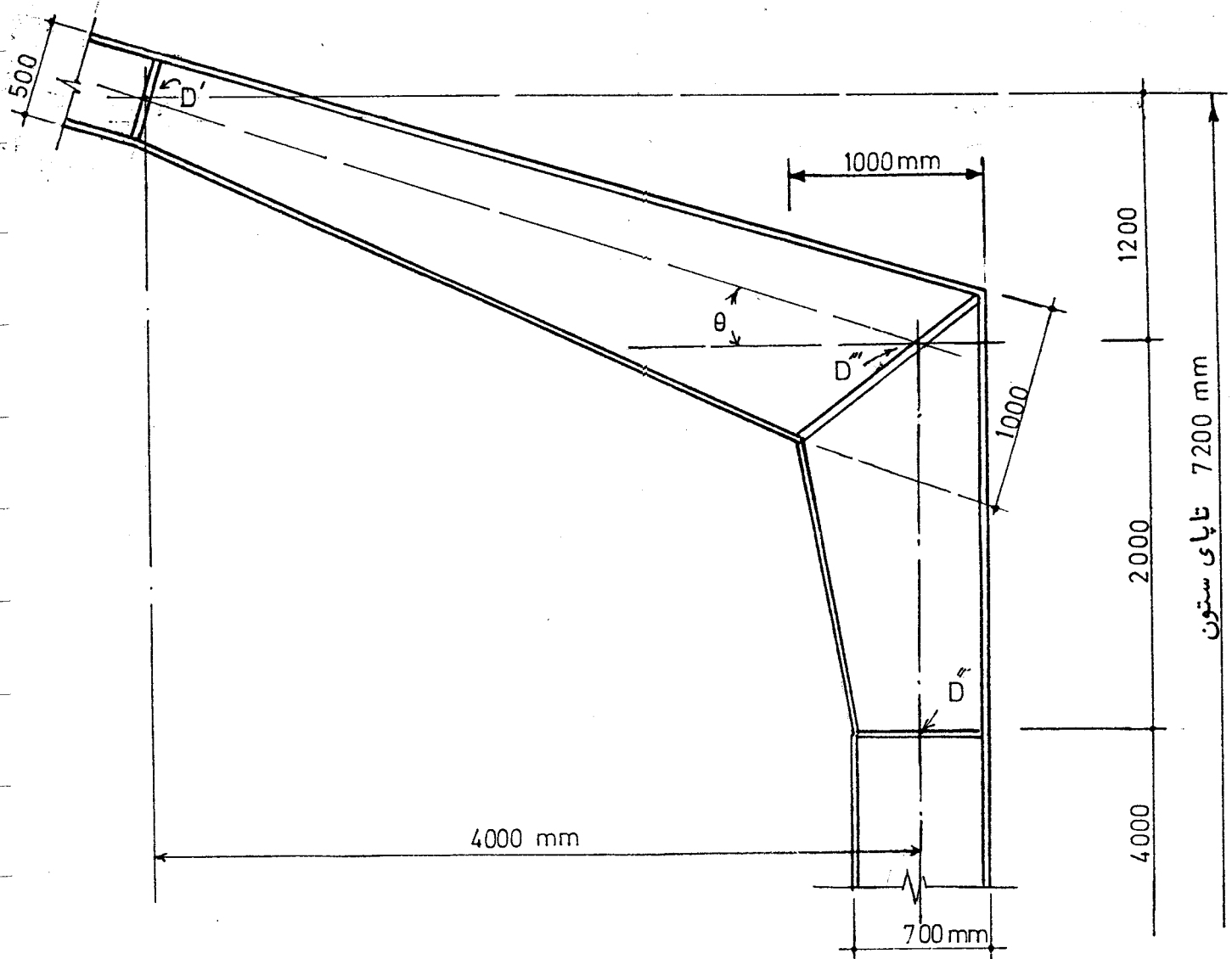
$$C_6 = 0.52$$

$$H_E = 0.52 \times 563 \times 6 = 1757 \text{ Kg}$$

$$\text{جمع } H_E = 13862 \text{ Kg}$$

عکس العمل‌های قائم مانند مسئله شماره ۱ میباشد •

شکل زانوئی



شکل (۲۲)

محاسبه تیرقاب

بدون اثر باد

با اثر باد

لنگردر D' :

$$13862 \times 7.20 = - 99807$$

$$12105 \times 7.20 = - 87156 \text{ m-Kg}$$

$$1260 \times \frac{(4)^2}{2} = - 10080$$

$$1260 \times \frac{(4)^2}{2} = - 10080 \text{ ''}$$

$$19935 \times 4 = + \frac{79740}{- 30147 \text{ m-Kg}}$$

$$18900 \times 4 = + \frac{75600}{- 21636 \text{ m-Kg}}$$

دید ه میشود که بارگذاری فوق العاده (با اثر باد) حالت بحرانی است.
نیروی محوری در نقطه D' :

$$13862 \times \cos \theta + (19935 - 4 \times 1260) \sin \theta = 13277 + 4280 = 17557 \text{ Kg}$$

با ارتفاع ۵۰ سانتی متر را امتحان میکنیم با فرض فاصله
مهارندی های عرضی برابر ۴/۵ متر

مقطع IPB - 28
+ R 220

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 4.50}{6.56} = 69$$

$$F_a = 1084 \times 1.33 = 1441 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{Ld}{bt} = \frac{450 \times 50}{28 \times 1.8} = 447 < 600 \quad F_b = 1400 \times 1.33 = 1862 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{17557}{153} = 115 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{3014700}{2780} = 1085 \text{ ''}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{115}{1441} = 0.08 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.08 + \frac{1085}{1862} = 0.080 + 0.583 = 0.663 < 1 \quad \text{OK}$$

حالت بارگذاری عادی (بدون اثر باد) تعیین کننده است.

لنگر در D'' :

$$12105 \times 4.0 = 48420 \text{ m-Kg}$$

$$18900 \text{ Kg}$$

نیروی محوری :

فرض میشود مهاربندی در وسط ارتفاع پایه است :

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 300}{6.17} = 49 \implies F_a = 1200 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{L_d}{b_t} = \frac{300 \times 70}{28 \times 1.8} = 417 < 600 \implies F_b = 1400 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_a = \frac{18900}{173} = 110 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_b = \frac{48420}{4210} = 1146 //$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{110}{1200} = 0.0916 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.0916 + \frac{1146}{1400} = 0.91 < 1 \quad \text{OK}$$

$$\frac{I_2}{I_1} = \frac{69620}{147400} = 0.472$$

$$: \frac{I_2}{I_1} \quad \text{تصحیح برای}$$

که در حدود $\frac{I_2}{I_1} = 0.5$ است که در این محاسبه تقریبی، فرض گردید.

لنگر حداکثر در داخل دهانه :

بدون اثر باد	با اثر باد
$1260 \times \frac{30^2}{8} = + 141750$	$13862 \times 10.5 = - 145551$
$12105 \times 10.5 = - \frac{127102}{+14648 \text{ m-Kg}}$	$1260 \times \frac{15^2}{2} = - 141750$
	$19935 \times 15 = \frac{+ 299025}{+11724 \text{ m-Kg}}$

که تعیین کنند و می باشد و همان مقطع $\left\{ \begin{array}{l} IPB+R \\ d_r = 50 \text{ Cm} \end{array} \right.$ کافی می باشد .

محاسبه ماهیچه خطی

لنگر در (D''') کوچکتر است از مقدار $12105 \times 6 = 72630 \text{ m-kg}$

ارتفاع معادل $d = 100 \text{ Cm}$

$I = 330300 \text{ Cm}^4$

$W_x = 6610 \text{ Cm}^3$

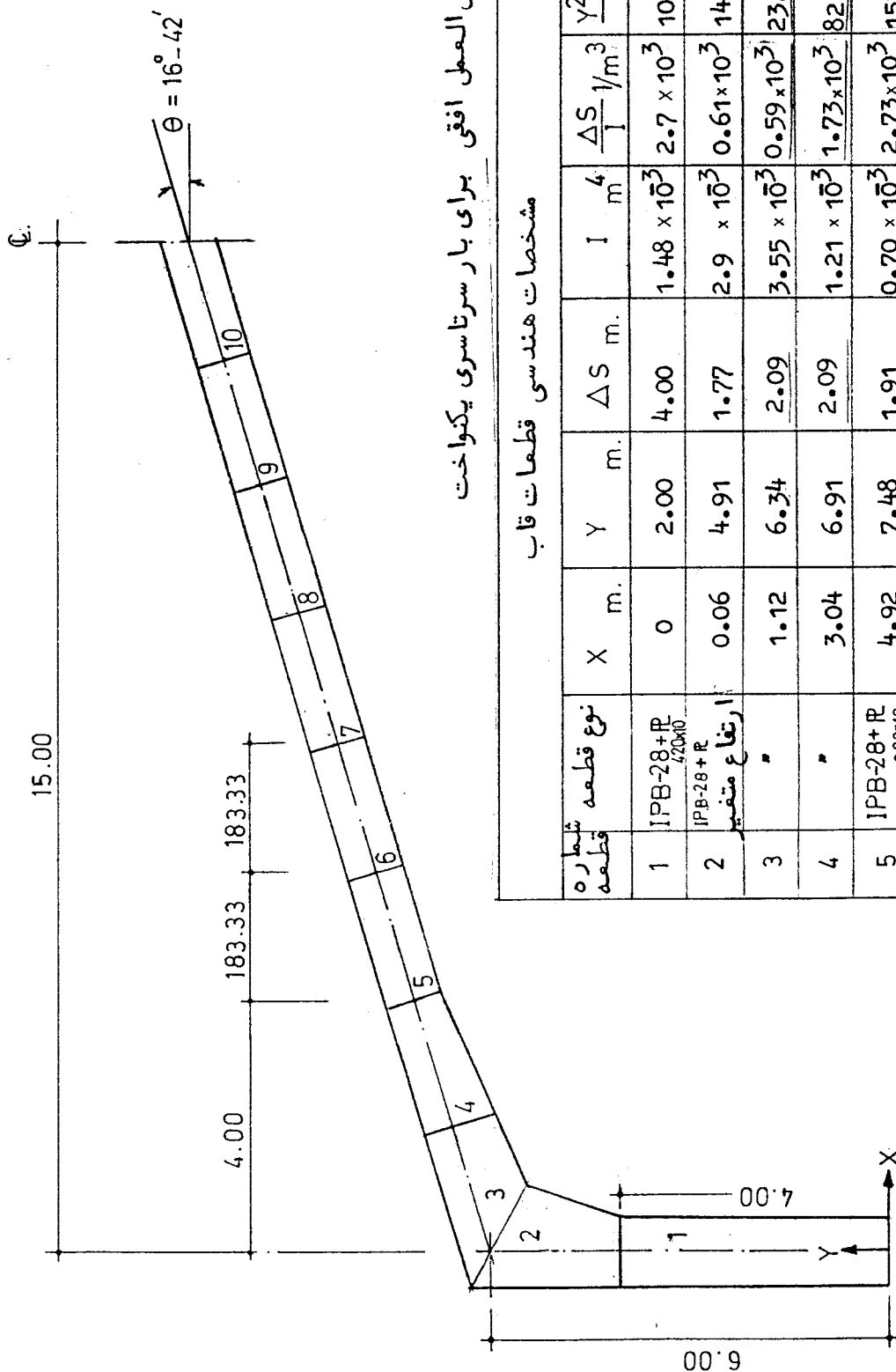
$$f_b = \frac{7263000}{6610} = 1099 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_a = \frac{18900}{203} = 94 //$$

باتوجه به آنکه این نقطه محل مهاربندی است میتوان با اطمینان نوشت:

$$1099 + 94 < 1400 \text{ Kg / cm}^2 \text{ O.K.}$$

آنالیز دقیق لنگر با روش تقسیم قاب به قطعات (شکل و جدول صفحات (۵۳) و (۵۴) برای دو حالت بارگذاری عادی و فوق العاده انجام شده که مقدار R را برابر 12537 Kg بجای 12105 Kg نشان میدهد که خطائی در حدود $3/5$ درصد و در حالت بارگذاری فوق العاده، 214 بجای 13862 که خطائی در حدود $3/5$ درصد میباشد. هر چند خطا فوق العاده کوچک است ولی برای دقت بیشتر میتوان محاسبات را با ارقام اخیر تکرار نمود.



جدول تعیین مقدار عکس العمل افقی برای بار سرتاسری یکنواخت

مشخصات هندسی قطعات قاب										بار مرده + بار زلزله	
نوع قطعه شماره	X m.	Y m.	ΔS m.	I m ⁴	$\frac{\Delta S}{I}$ 1/m ³	$\frac{Y^2 \Delta S}{I}$ 1/m ³	M_s t-m	$\frac{M_s Y \Delta S}{I}$ 1/m ⁴			
1 IPB-28+R _{420x10}	0	2.00	4.00	1.48×10^3	2.7×10^3	10.8×10^3	0.00	0.00			
2 IPB-28+R _{ارتفاع متغیر}	0.06	4.91	1.77	2.9×10^3	0.61×10^3	14.71×10^3	1.13	0.34×10^4			
3 "	1.12	6.34	2.09	3.55×10^3	0.59×10^3	23.71×10^3	20.38	7.57×10^4			
4 "	3.04	6.91	2.09	1.21×10^3	1.73×10^3	82.60×10^3	51.63	61.72×10^4			
5 IPB-28+R _{220x10}	4.92	7.48	1.91	0.70×10^3	2.73×10^3	152.74×10^3	77.74	158.75×10^4			
6 "	6.75	8.03	"	"	"	176.0×10^3	98.87	216.74×10^4			
7 "	8.58	8.58	"	"	"	200.97×10^3	115.78	271.2×10^4			
8 "	10.40	9.12	"	"	"	227.07×10^3	128.42	319.73×10^4			
9 "	12.25	9.68	"	"	"	255.81×10^3	137.06	362.2×10^4			
10 "	14.07	10.22	"	"	"	285.14×10^3	141.21	$394. \times 10^4$			
جمع										1429.55×10^3	1792.26×10^4

تن

$$H_E = \frac{1792.26 \times 10^4}{1429.55 \times 10^3} = 12.537$$

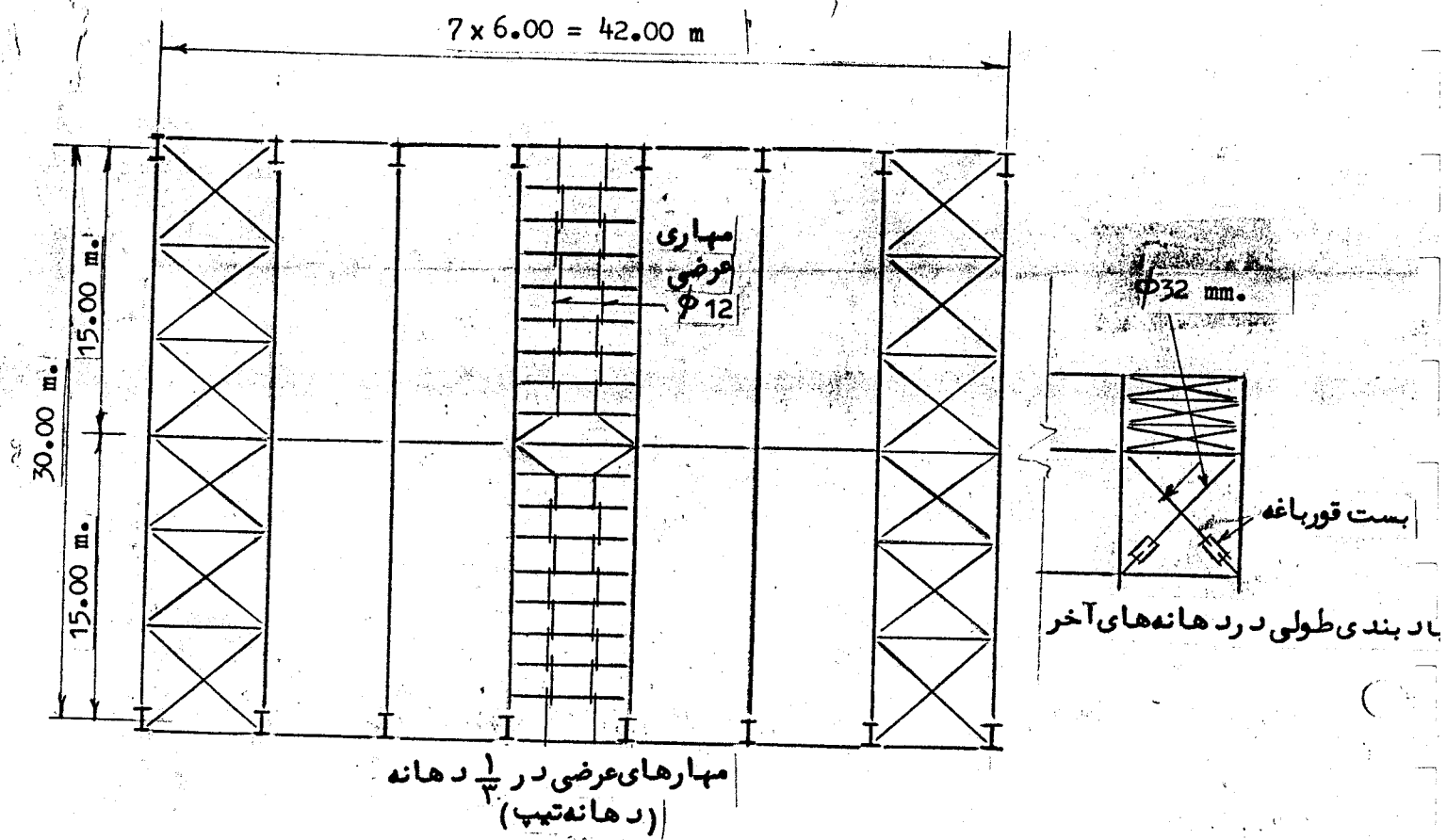
جدول تعیین مقدار عکس‌العمل‌های افقی برای بار سوتاسری یکنواخت و بار جانبی (یاد)

ارقام مربوط به قطعات									
شماره قطعه	نوع قطعه	X m	Y m	ΔS m	I m ⁴	$\frac{\Delta S}{I}$ 1/m ³	$\frac{Y \cdot \Delta S}{I}$ 1/m	M _s t.m	$\frac{M_s \cdot Y \cdot \Delta S}{I}$ t/m
1	IPB-28+PL 420x10	0.00	2.00	4.00	1.48×10^{-3}	2.70×10^3	10.80×10^3	-1.13	-0.61×10^4
2	IPB-28+PL ارتفاع متغیر 10	.06	4.91	1.77	2.90×10^{-3}	0.61×10^3	14.71×10^3	-5.72	-1.71×10^4
3	"	1.12	6.34	2.09	3.55×10^{-3}	0.59×10^3	23.72×10^3	+7.90	$+2.96 \times 10^4$
4	"	3.04	6.91	2.09	1.21×10^{-3}	1.73×10^3	82.60×10^3	+35.05	$+41.90 \times 10^4$
5	IPB-28+PL 220x10	4.92	7.48	1.91	$.70 \times 10^{-3}$	2.73×10^3	152.74×10^3	+56.90	$+116.19 \times 10^4$
6	"	6.75	8.03	1.91	"	"	176.03×10^3	+73.73	$+150.56 \times 10^4$
7	"	8.58	8.58	1.91	"	"	200.97×10^3	+86.18	$+201.86 \times 10^4$
8	"	10.24	9.13	1.91	"	"	227.56×10^3	+94.29	$+235.02 \times 10^4$
9	"	12.25	9.68	1.91	"	"	255.81×10^3	+97.93	$+258.79 \times 10^4$
10	"	14.08	10.23	1.91	"	"	285.70×10^3	+97.18	$+271.40 \times 10^4$
10'	"	15.92	10.23	1.91	"	"	285.70×10^3	+95.30	$+266.15 \times 10^4$
9'	"	17.75	9.68	1.91	"	"	255.81×10^3	+92.43	$+244.26 \times 10^4$
8'	"	19.58	9.13	1.91	"	"	227.56×10^3	+85.33	$+212.68 \times 10^4$
7'	"	21.42	8.58	1.91	"	"	200.97×10^3	+73.93	$+173.17 \times 10^4$
6'	"	23.25	8.03	1.91	"	"	176.03×10^3	+58.37	$+127.96 \times 10^4$
5'	"	25.08	7.48	1.91	"	"	152.74×10^3	+38.60	$+78.82 \times 10^4$
4'	IPB-28+PL ارتفاع متغیر 10	26.96	6.91	2.09	1.21×10^{-3}	1.73×10^3	82.60×10^3	+13.92	$+16.64 \times 10^4$
3'	"	28.88	6.34	2.09	3.55×10^{-3}	0.59×10^3	23.72×10^3	-15.96	-5.97×10^4
2'	"	29.94	4.91	1.77	2.90×10^{-3}	0.61×10^3	14.71×10^3	-27.85	-8.34×10^4
1'	IPB-28+PL 420x10	30.00	2.00	4.00	1.48×10^{-3}	2.70×10^3	10.80×10^3	-11.84	-6.39×10^4

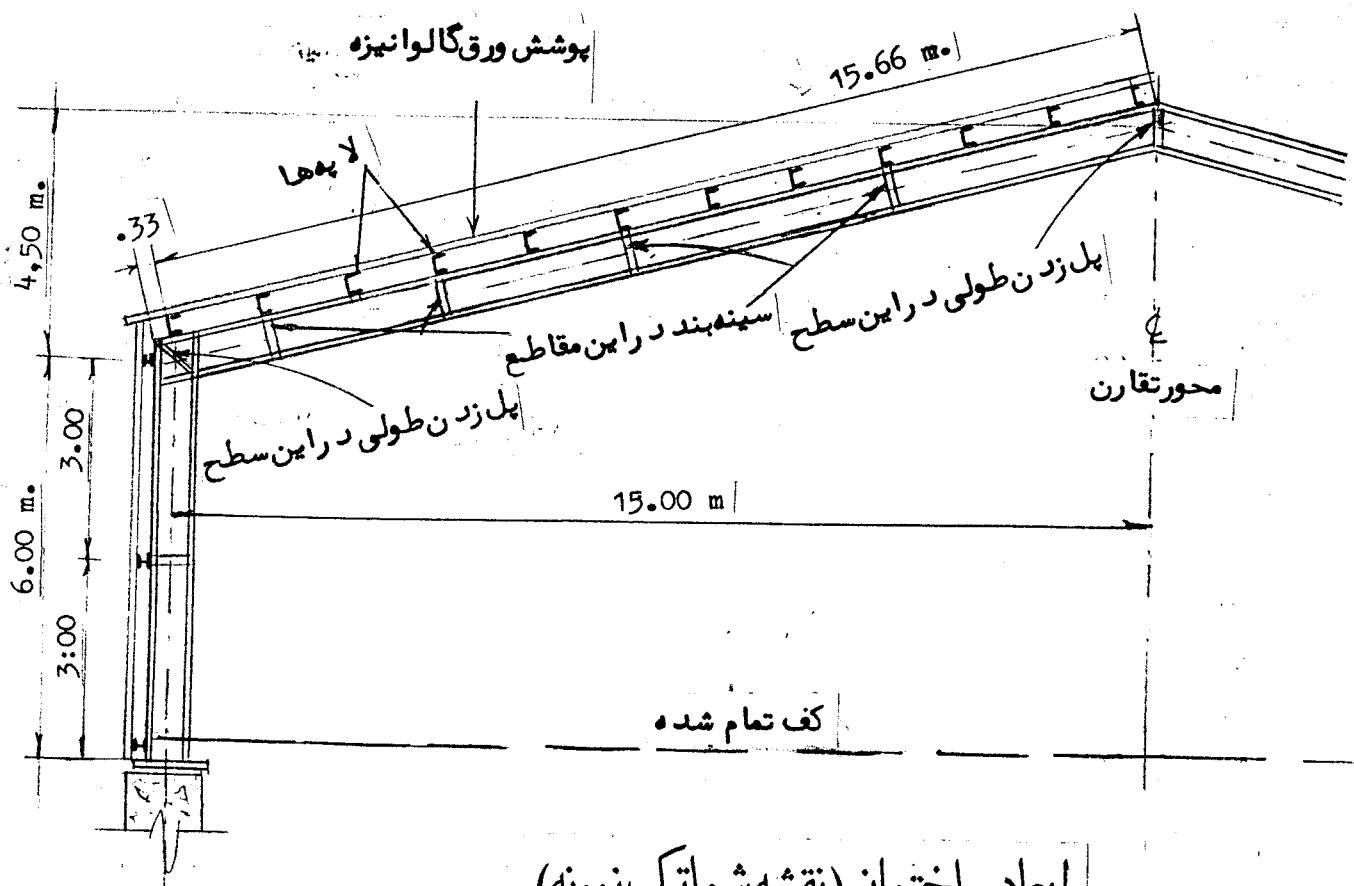
جم 2861.28 × 10³ 2375.34 × 10⁴

$$H_A = \frac{2375.34 \times 10^4}{2861.28 \times 10^3} = 8.302^T$$

$$H_E = .563 \times 10.5 + 8.302 = 14.214^T$$



پلان تیرریزی سقف



(۱)
آنالیز و طرح و محاسبه پلاستیک

روش طرح و محاسبه پلاستیک بر مبنای بارهای حدی و لنگر خمشی حدی انجام میگیرد • بارهای حدی از ضرب کردن بارهای سرویس در ضریب باریدست میآید •

(۲)
۱۶- ضرائب بار :

ضرائب بار در محاسبه بشرح زیر در نظر گرفته میشود •

برای بارگذاریهای عادی $1/80$

برای بارگذاریهای فوق العاده $1/40$

۱۷- آنالیز پلاستیک :

لنگرهای در قاع حاصل از بارهای حدی، توسط یکی از روشهای آنالیز پلاستیک محاسبه میگردد •

روشهای آنالیز پلاستیک با توجه به سه اصل زیر کار گرفته میشوند :

۱- سیستم بار در نظر داشتن بارهای حدی و عکس العملهای مربوطه در حال تعادل است •

(۳)

۲- سیستم در حد خرابی و تبدیل به مکانیزم میباشد •

۳- در هیچ نقطه ای از سیستم لنگر وجود آمدن از بارگذاری، از لنگر پلاستیک تجاوز نمینماید •

(۴)
۱۷-۱- روش مکانیزم با استفاده از کار مجازی

در حالت کلی برای آنالیز قابهای فلزی، این روش را به حل نسبتاً ساده ای بدست میدهد • فرض میشود که سیستم به حالت مکانیزم رسیده است، اگر در این لحظه تغییر مکان مجازی کوچکی به سیستم داده شود، طبق روش کار مجازی، کارهای داخلی که توسط مفصلهای پلاستیک^(۵) انجام خواهد شد برابر خواهد بود با کارهاییکه توسط بارهای خارجی در چنین تغییر مکانی انجام میگیرد •

۱ - Plastic Analysis and Design ۲ - Load Factors

۳ - Mechanism of Failure ۴ - Virtual Work Method ۵ - Plastic Hinges

کارهای داخلی در مفصل‌های پلاستیک عبارتست از جمع حاصلضرب‌های لنگر پلاستیک در هر مفصل در چرخش زاویه‌ای نظیر آن در مفصل‌های نیروهای خارجی عبارت خواهد بود از جمع حاصلضرب‌های هر نیرو در تغییر مکان نقطه اثر آن در امتداد نیرو.

مثلاً: با توجه به شکل نموده شماره (۲۳) دیده میشود که مکانیزم نشان داده شده با خطوط نقطه چین از سه قطعه مرتبط^(۱) تشکیل میشود.

۱- ستون AB ۲- قطعه (3)B ۳- قطعه (3)E

قطعات AB و (3)E حول پای ستونها دوران مینمایند. تغییر مکان قطعه (3)B بطرف چپ و عملاً "نتیجه دوران حول نقطه‌ای در خارج از قاب میباشد."

۱۷-۱-۱- مرکزانی دوران (۲)

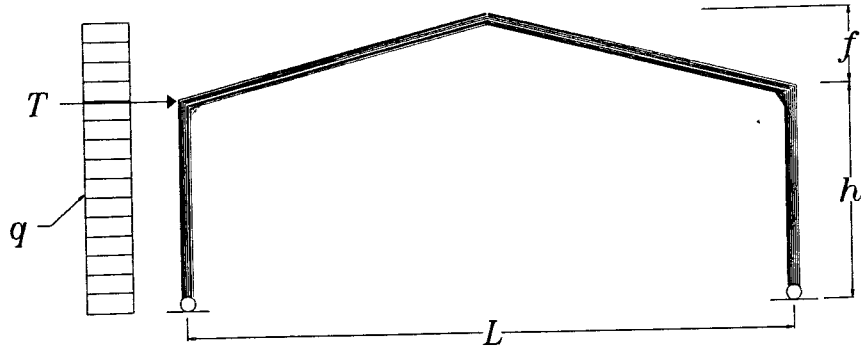
برای آسان کردن محاسبات مربوط به چرخش زاویه‌ای مجازی در مکانیزم (ک-ه برای هر مفصل پلاستیک باید انجام گیرد) باید اول مرکز دوران قطعات مرتبط تعیین شود.

در شکل (۲۴) قاب مورد بحث و مکانیزم مربوطه نشان داده شده است. اگر خطی رسم شود که از نقاط E و (3) عبور کند و ادامه داده شود تا امتداد AB را تلاقی نماید نقطه O یعنی مرکز دوران (3)B بدست خواهد آمد. نقطه O بنام مرکزانی دوران نامیده میشود.

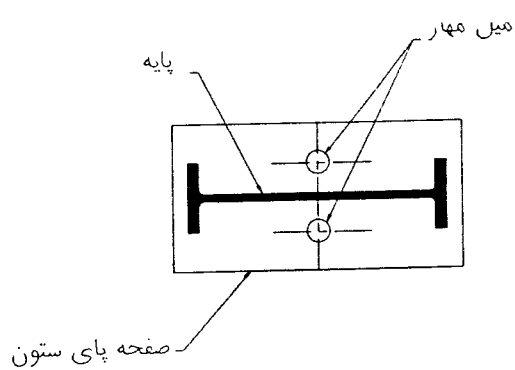
از آنجائیکه حرکات مربوط به مکانیزم بی نهایت کوچک است خطوط A'B'O و (3)O'E معادل خطوطی مانند ABO و (3)O'E میباشند که از میان مفصل‌های پلاستیک در سیستم بدون تغییر شکل عبور داده شوند. تغییر مکان فوق‌العاده کوچک BB' را میتوان بصورت یک قطعه خط مستقیم و عمود بر امتداد AB فرض نمود که مماس بر دایره مرکز A و O و به شعاع‌های AB و OB میباشد. همچنین تغییر مکان (3)(3)' نیز دارای دو نقطه E و O بصورت مراکز دوران میباشد. بنابراین با توجه به تشابه مثلثات میتوان نوشت:

۱ - Link

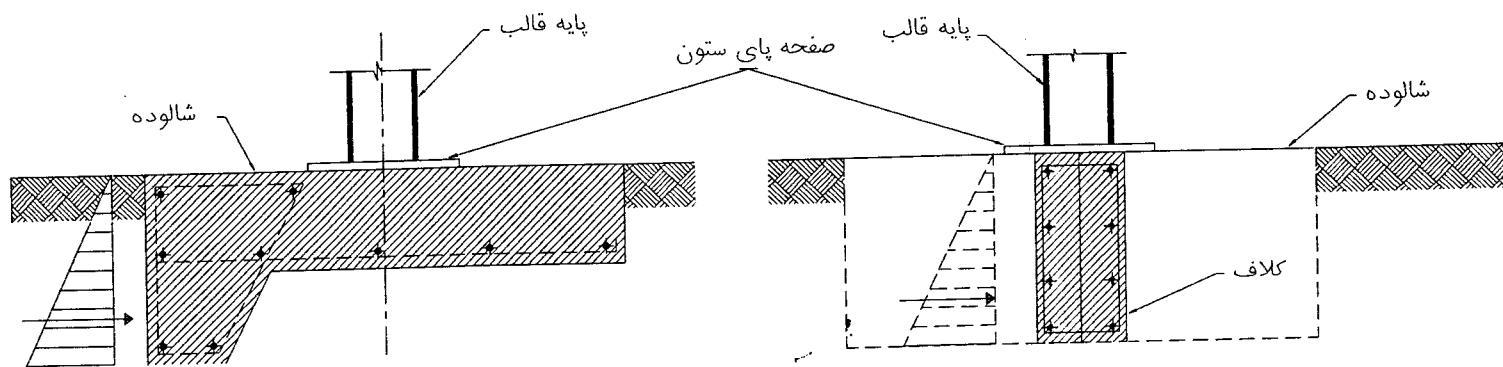
۲ - Instantaneous Center of Rotation



شکل (۲)

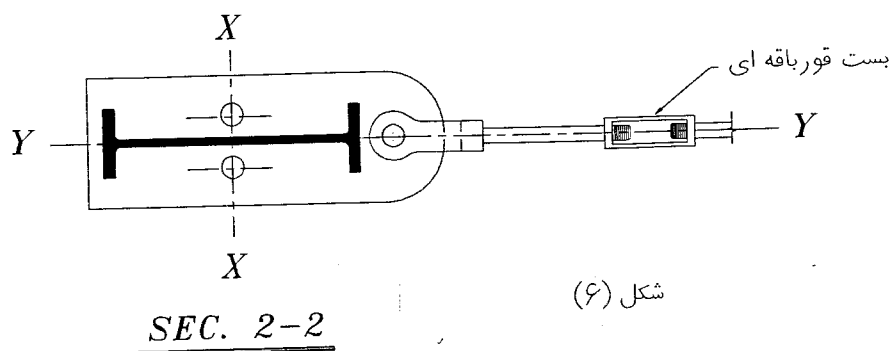
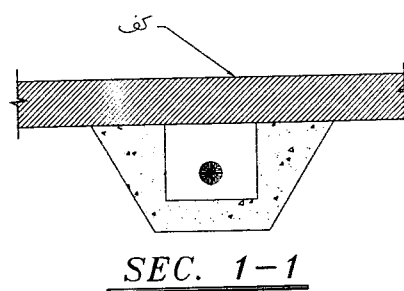
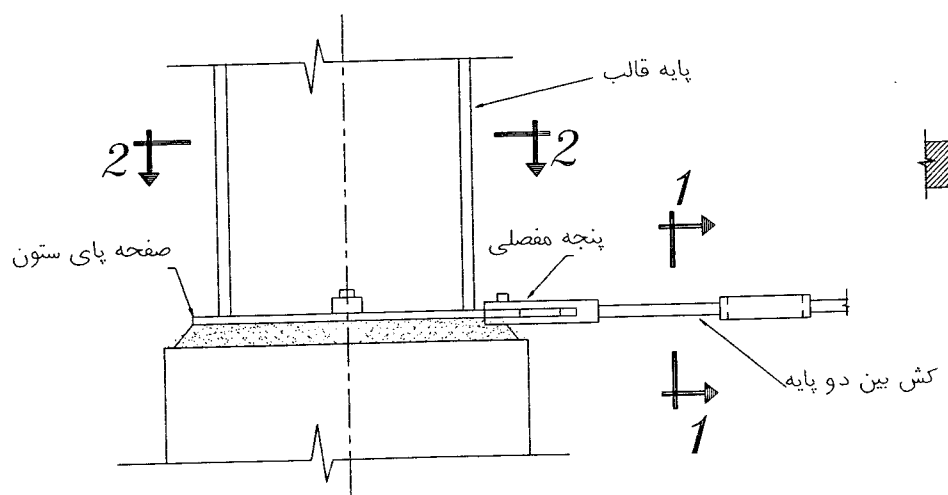


شکل (۳)

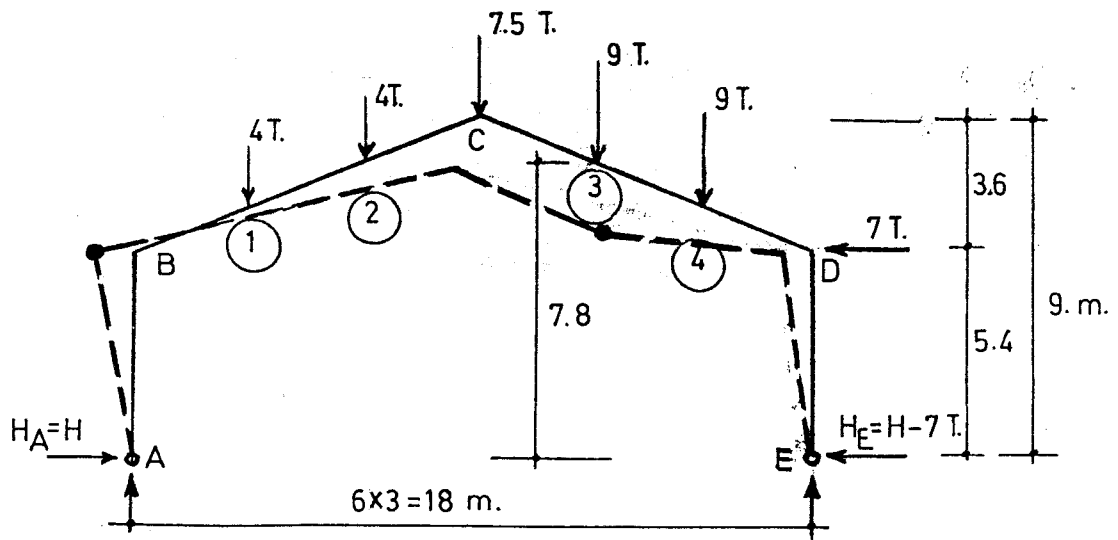


شکل (۴)

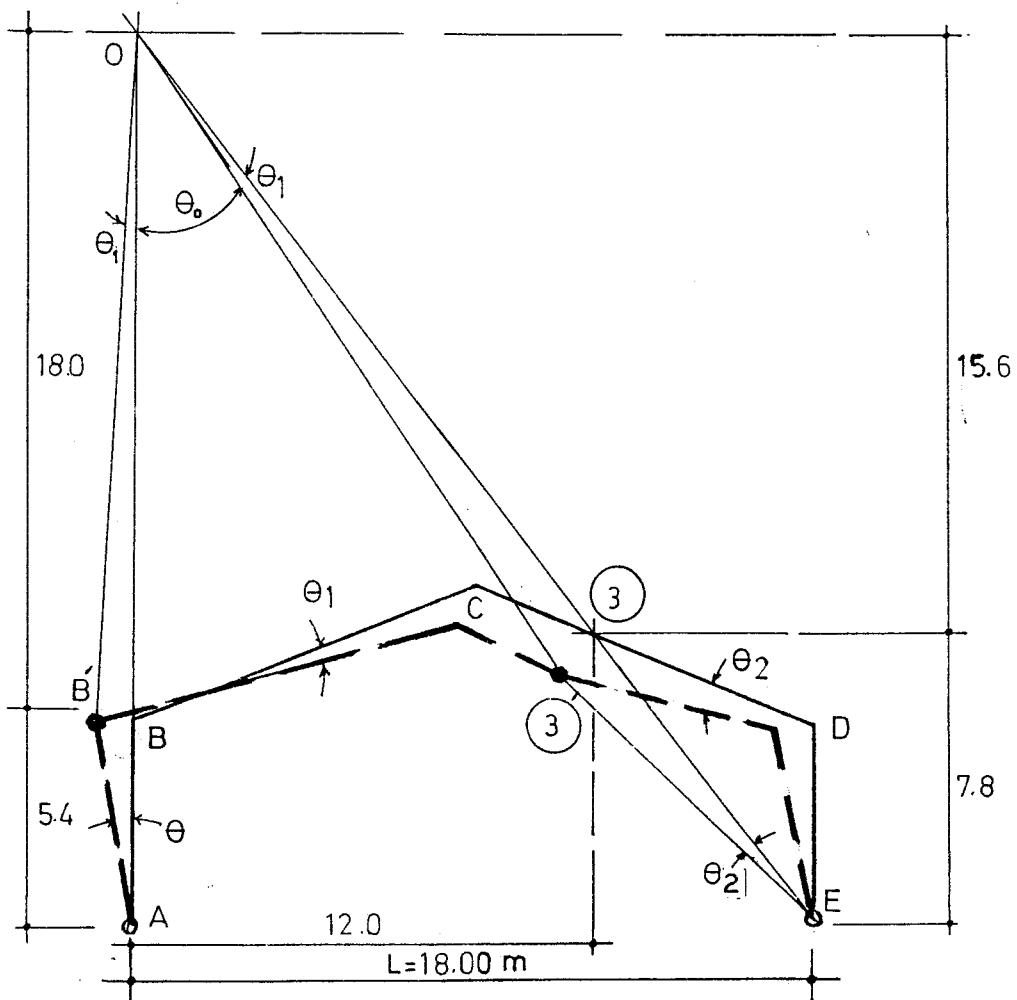
شکل (۵)



شکل (۶)



شکل (۲۳)



شکل (۲۴)

$$\frac{OA}{L} = \frac{7.8}{L - 12}$$

$$L = 18 \text{ m.}$$

$$OA = 23.4 \text{ m.}$$

$$OB = 23.4 - 5.4 = 18 \text{ m.}$$

و
وازانجا

$$\theta = \frac{5.4}{18} \cdot \theta = 0.3 \theta$$

وازانجائیکه

$$OA - 7.8 = 15.6$$

پس :

$$\theta_2 = \frac{15.6}{7.8} \cdot \theta_1 = 0.6 \theta$$

دوران کلی در B برابر است با :

$$\theta + \theta_1 = 1.3 \theta$$

دوران کلی در (3) :

$$\theta_1 + \theta_2 = 0.9 \theta$$

کار داخلی کلی برابر است با :

$$M_p (1.3 \theta + 0.9 \theta) = 2.2 M_p \theta$$

کار کلی خارجی در جداول زیر محاسبه شده است :

نقطه اثر بار	تغییر مکان به متر	بار بر حسب تن	کار خارجی بر حسب تن متر
①	$3\theta_1 = 0.9\theta$	4	3.6θ
②	$6\theta_1 = 1.8\theta$	4	7.2θ
C	$9\theta_1 = 2.7\theta$	7.5	20.25θ
③	$12\theta_1 = 3.6\theta$	9	32.4θ
④	$3\theta_2 = 1.8\theta$	9	16.2θ
D	$5.4\theta_2 = 3.24\theta$	7	22.68θ
			102.33θ

بامساوی قراردادن کارهای داخلی و خارجی خواهیم داشت :

$$2.2 M_p = 108.33$$

$$M_p = 46.51 \text{ T.m.}$$

برای هر حالت بارگذاری میتوان مکانیزم های مختلفی را بعنوان مکانیزم خرابی احتمالی در نظر گرفت و با دادن تغییر مکان مجازی، کارهای خارجی و داخلی را محاسبه کرد و بالاخره لنگر پلاستیک (M_p) مربوطه را نتیجه گرفت. از بین این مکانیزم های احتمالی، مکانیزم واقعی آن خواهد بود که زودتر از دیگران یعنی در کوچکترین مقدار بار حادی بوجود آید.

در حل مسائلی که در آنها بار هموار گسترده وارد میشود، معمولا "آسانتر" است که بار هموار گسترده را با تعدادی بارهای منفرد همسنگ آنها جانشین نمود. با این عمل، محل تشکیل مفصل های پلاستیک احتمالی کم و بیش معلوم و منحصر می باشد به محل تاثیر بارهای منفرد و عکس العمل های مربوطه.

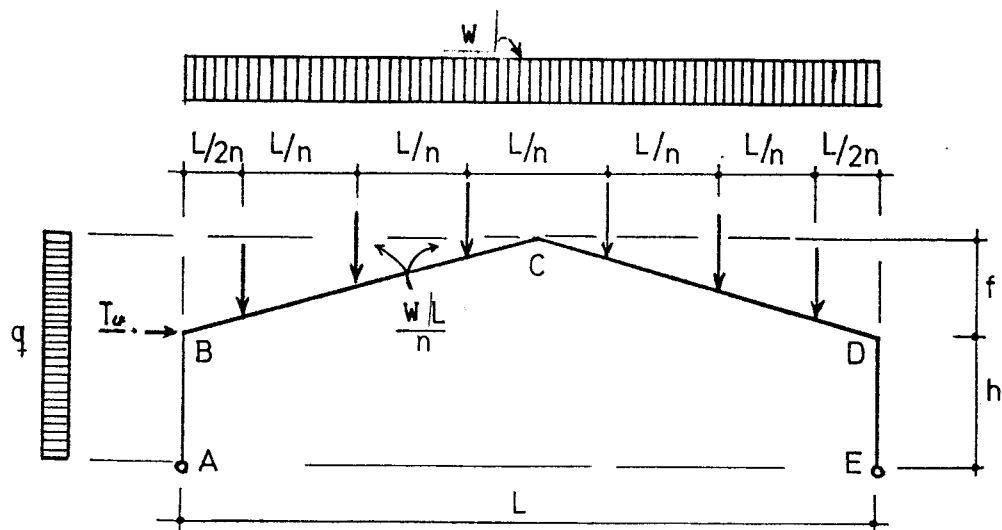
در مورد بار گسترده قائم، خوبست که در بارگذاری معادل، بار گسترده را حداقل به 6 عدد بار منفرد در طول دهانه قاب تقسیم نمود. بدین ترتیب تقریب در نتیجه محاسبه بسیار ناچیز خواهد بود.

مطابق شکل (۲۵) اگر n تعداد بارهای منفرد جانشین بارگسترده باشد، بار منفرد اول و آخر در فاصله $\frac{L}{2n}$ از پایه ها و فواصل میانی بارها برابر $\frac{L}{n}$ خواهد بود و هر بار منفرد به مقدار $\frac{WL}{n}$ در نظر گرفته میشود. همچنین در صورتیکه بارهای جانبی حاصل از اثر باد با یک بار منفرد افقی (T) در گوشه تیر و پایه قاب جانشین شود، آنالیز پلاستیک ساده تر خواهد گردید. مقدار این بار مطابق رابطه (۱) در نظر گرفته میشود.

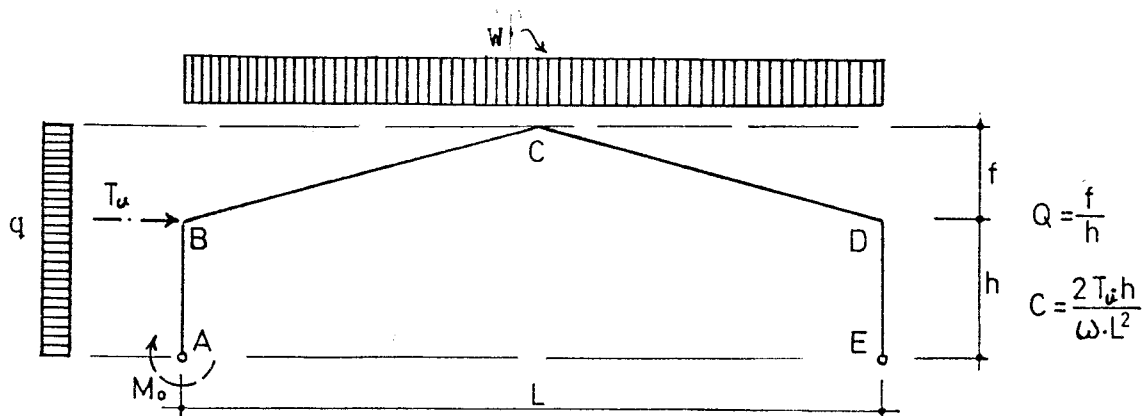
۱۷-۲ روابط محاسباتی

حل مسئله قابهای تحت اثر بار قائم گسترده - در صورتیکه نخواهیم بارگسترده را به بارهای منفرد معادل تبدیل نمائیم - منجر به تعیین دو مجهول میگردد. یکی لنگر پلاستیک (M_p) مربوط به مکانیزم خرابی و دیگری محل مفصلهای پلاستیک در روی تیر قاب برای بوجود آوردن لنگر پلاستیک مذکور.

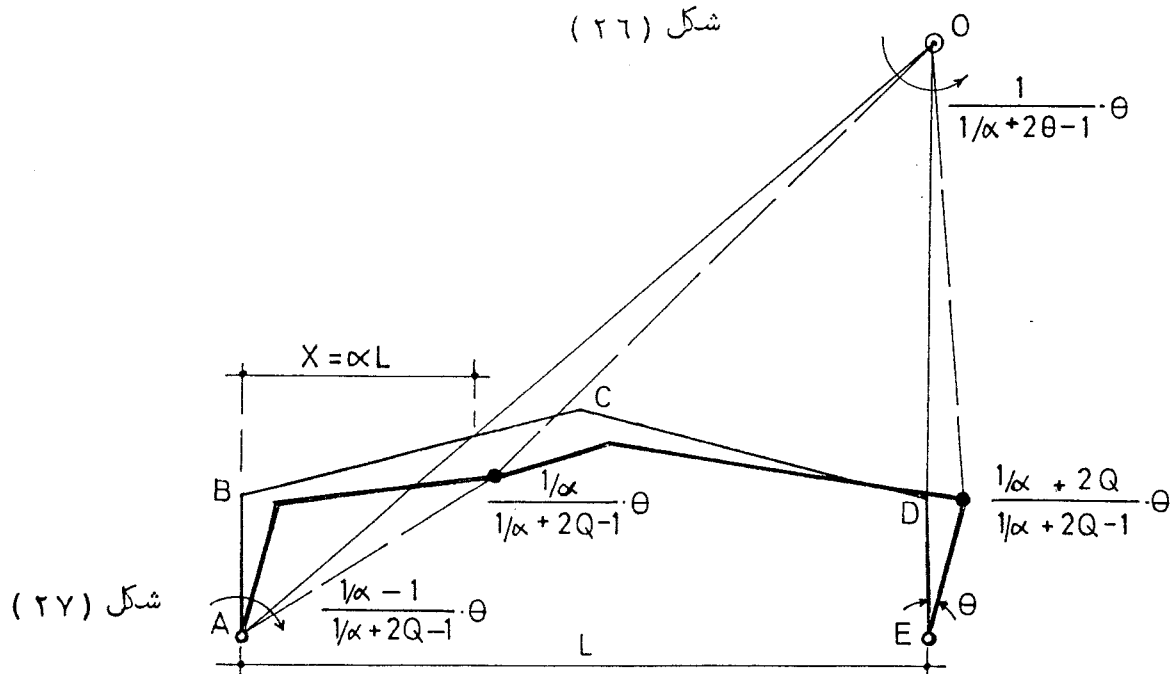
در صورتیکه فاصله این نوع مفصلهای پلاستیک از پایه نزدیک خود برابر αL در نظر گرفته شود، میتوان دوران مجازی در مفصلهای پلاستیک را بر حسب ابعاد قاب و پارامتر α محاسبه نمود. با برابر قراردادن مقادیر کارهای داخلی و خارجی میتوان رابطه ای برای (M_p) برای هر مکانیزم دلخواه و بازاء مقدار α و بارهای حدی و شکل هندسی قاب بدست آورد. با محاسبه مشتق تابع M_p بر حسب متغیر α و قراردادن این مشتق برابر صفر، مقدار α نظیر بزرگترین مقدار M_p بدست میآید. با بردن این مقدار α در رابطه جواب مسئله حاصل میشود.



شکل (۲۵)



شکل (۲۶)



شکل (۲۷)

شکل (۶۶) يك قاب شيیدار را با بار گسترده قائم واقعی نشان میدهد. برای سادگی محاسبات، بار واقعی گسترده، با بار منفردی در گوشه مطابق رابطه (۱) جانشین میشود.

$$T = q \frac{(h+f)^2}{2h}$$

$$\frac{f}{h} = Q$$

$$(۱۳) \quad T = q \cdot \frac{(1+Q)^2 h}{2}$$

برای ساده نمودن روابط، ضریب بی بعد C بشرح زیر وارد محاسبه میشود:

فرض گردد که لنگر واژگونی^(۱) بار افقی نسبت به A، C برابر لنگر واژگونی بار قائم نسبت به همین نقطه است، بنابراین:

$$M_o = T_u \cdot h = \frac{C W L^2}{2}$$

$$(۱۴) \quad C = \frac{2 T_u h}{W L^2}$$

$$W_u = W L \quad \text{بافرض}$$

$$(۱۵) \quad C = \frac{2 T_u h}{W_u \cdot L} \quad \text{داریم}$$

باد رنظرداشتن مکانیزم شکل (۶۷)* و با بکاربردن مرکز آنی دوران و محاسبه دوران در مفصلهای پلاستیک و استفاده از روش کار مجازی، لنگر پلاستیک M_p برحسب W_u و L و Q و C و α بشرح زیر بدست میآید:

۱ — Overturning Moment

* البته مکانیزمهای احتمالی دیگری هم وجود دارند ولی در بسیاری از حالات عملی، مکانیزم نشان داده شده در شکل (۶۷) تعیین کنند خواهد بود.

$$(16) \quad M_p = \frac{WL^2}{4} \left[\frac{(1-\alpha)(C+\alpha)}{\sqrt{(1+Q)(1-QC)}} \right]$$

$$(17) \quad \alpha = \frac{1}{Q} \left[\sqrt{(1+Q)(1-QC)} - 1 \right] \leftarrow Q > 0 \quad \text{که در این رابطه در صورت}$$

$$(18) \quad \alpha = \frac{1-C}{2} \quad \leftarrow Q = 0 \quad \text{و در صورت}$$

میباشد

روابط و نمودارهای پیوست (۲۶) و (۲۷) مقادیر α و M_p را حاصل از چنین محاسباتی برای حالات: ۱- قاب با پایه مفصلی ۲- قاب با پایه گیردار برای هردو حالت بارگذاری عادی (بارقائم تنها) و بارگذاری فوق العاده (بارقائم توأم با بارافقی) نشان میدهد.

این روابط و نمودارها، عملیات آنالیز پلاستیک را بسیار ساده و مختصر مینمایند و در طرح و محاسبه قابها بروش پلاستیک بکار خواهد رفت.

در قابهای شیبدار یا مایچه در گوشه و تحت اثر بارهای قائم، در انجام عملیات آزمون و خطا^(۲) برای یافتن محل مفصلها پلاستیک و لنگر پلاستیک مربوطه، این روش ساده و سریع است.

فرض کنیم پایه های قاب را باز کرد و وقاب را بصورت تیر یکسره ای در آوردیم (شکل و بارگذاری نمونه شماره (۲۸))

میدانیم لنگر نهائی بر قاب حاصل جمع جبری دودیاگرام لنگر خواهد بود. یکی دیاگرام لنگر قاب فرضی که یک پایه آن بر غلتک قرار گرفته و دستگاه بصورت تیر ساده ای کار میکند (که آنرا دیاگرام لنگرهای معین^(۳) خواهیم نامید) شکل (a-۲۸) و دیگری دیاگرام لنگر قاب فرضی که بر آن لنگرهای گیرداری^(۴) حاصل از رانش افقی پای قاب وارد میگردد. شکل (b-۲۸).

جمع دیاگرام لنگرهای معین و لنگرهای گیرداری، لنگر نهائی در هر نقطه را بدست میدهد.

اگر دیاگرام لنگرهای گیرداری در تیر شیبدار قاب ادامه داد شود خط افقی A-E را در نقطه ای مانند E' با فاصله X از گوشه تلاقی مینماید و فاصله X تابع مقدار H نمیشد و در هر حال ثابت است.

فاصله x را از هندسه قاب، به مقدار زیر میتوان محاسبه نمود:

$$(۱۹) \quad x = \frac{Lh}{2f}$$

با معین کردن نقطه E' میتوان به روش ترسیمی زیر برای پیدا کردن مکانیزم واقعی آزمون و خطا نمود:

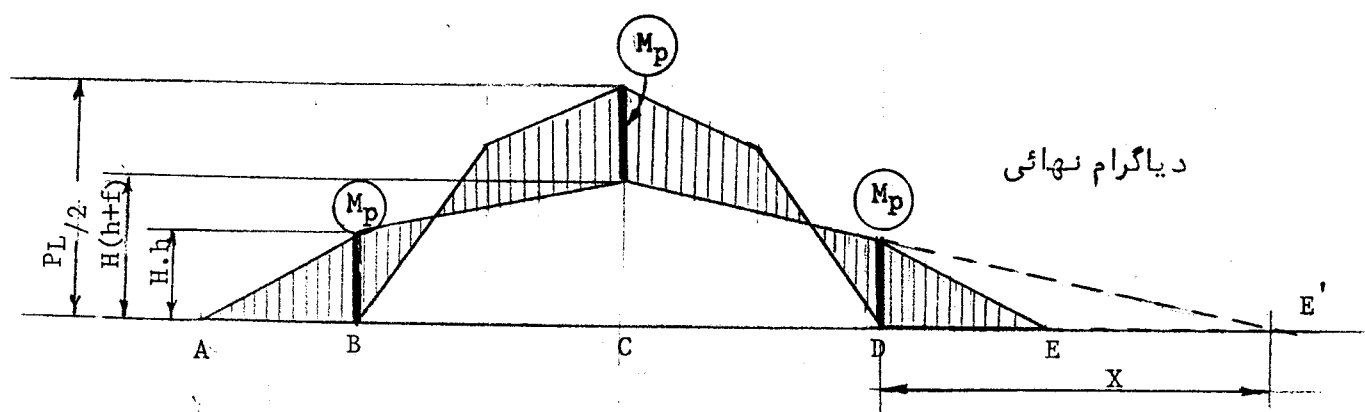
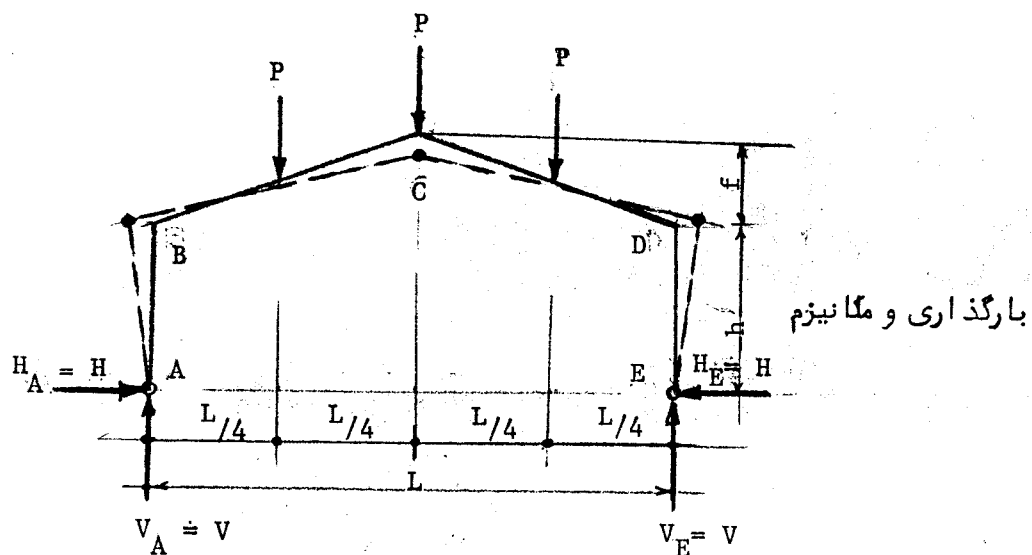
دیاگرام لنگرهای معین را با مقیاس مناسبی رسم مینمائیم. خطی را از نقطه E' گذرانده و آنرا بادوران حول نقطه E' آنقدر پائین و بالا میبریم تا اردو نه لنگر مربوط به نقطه احتمالی مفصل پلاستیک روی پایه با اردو نه لنگر حد اکثر داخل دهانه (نسبت به این خط) برابر گردد. لنگر M_p مربوط از روی شکل اندازه گیری میشود در مورد نقطه احتمالی دیگری همین عمل تکرار میشود تا M_p مربوط به مکانیزم واقعی بدست آید.

1 - Equilibrium Method

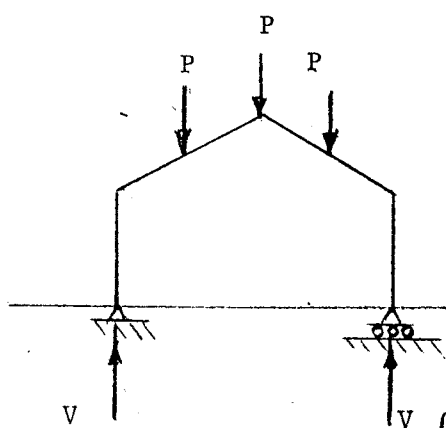
2- Trial and Error

3- Determinate Moment Diagram

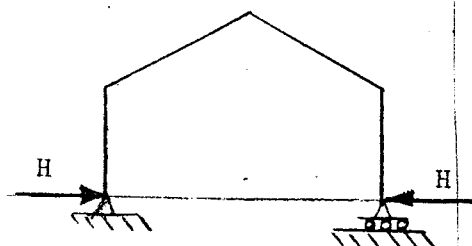
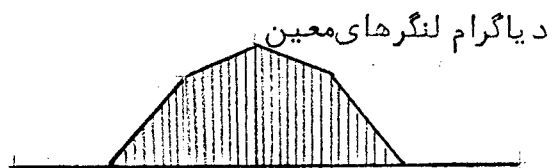
4- Restraining Moments



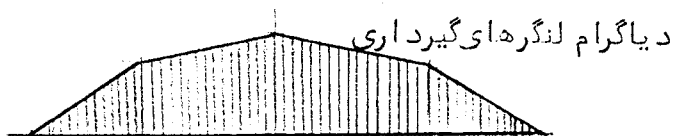
شکل (۲۸)



شکل (۲۸ - a)



شکل (۲۸ - b)



ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که تناسبات عرض به ضخامت حداقل،
زیرا برآورد کنند:

مطابق اشکال (۲۹)

$$\frac{b}{t} \text{ یا } \frac{b_s}{t_s} \leq 8 \frac{1}{2}$$

$$\frac{B}{t} \leq 32$$

در حالتی که نیروی محوری در عضو صفر است ← $\frac{d_w}{t_w} \leq 70$
و در حالتی که نیروی محوری برابر P توام با لنگر پلاستیک تاثیر مینماید باید:

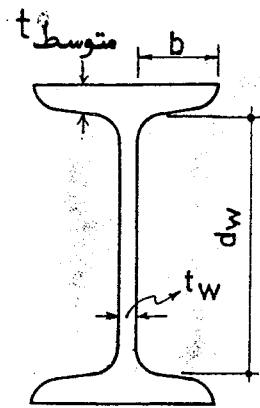
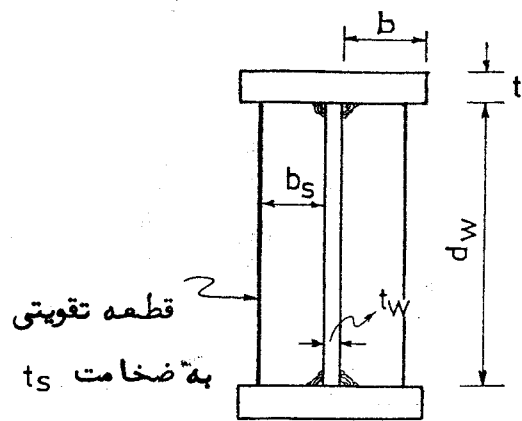
$$\frac{d_w}{t_w} \leq 70 - 100 \frac{P}{P_y} \geq 40$$

P_y عبارتست از بار محوری جاری شدن یعنی حاصل ضرب سطح مقطع در تنش جاری شدن مصالح میباشد
۲۰- اثر بار محوری در مقاومت خمشی

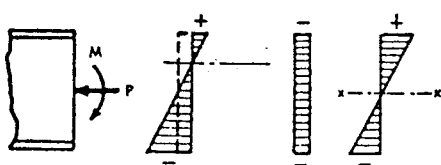
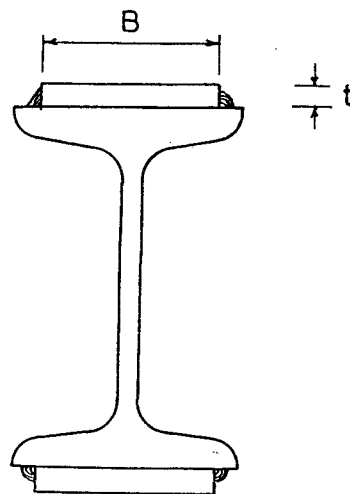
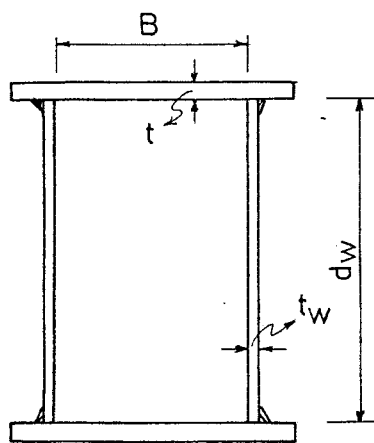
قطعات تیروپایه قاب تحت اثر نیروی محوری توام با لنگر خمشی قرار میگیرند و بنا بر این
باید مقاومت خمشی پلاستیک قطعات با توجه به مقدار نیروی محوری کاهش داده
شود.

دید ه شده در رفتار پلاستیک این نوع قطعات - که تحت اثر لنگر M و بار محوری
 P قرار گیرند - در صورتیکه مقطع نسبت به محور خمش متقارن باشد میتوان دیاگرام
تنشها را مرکب از دو دیاگرام مطابق شکل (۳۰-ا) دانست.

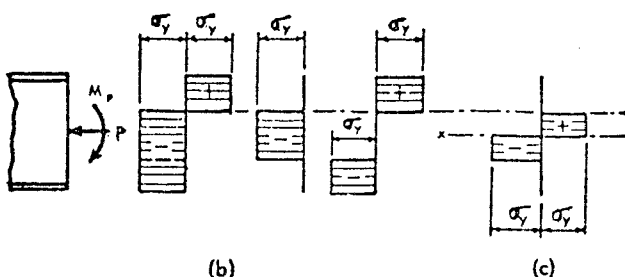
همین عمل را در خمش پلاستیک نیز - در مورد مقاطع متقارن - میتوان انجام داد.
با این تفاوت که در این حالت فرض میشود که بار محوری P
بوسیله یک جزء میانی از کل سطح مقطع تحمل میگردد و این جزء میانی تا حد جاری
شدن در فشار قرار میگیرد و تنشهای مربوط به لنگر خمشی توسط بقیه مقطع تحمل
میگردد. که البته باقیمانده مقطع در بالا و پائین تا رخشی تا حد جاری شدن
مصالح تحت کشش و فشار حاصل از لنگر خمشی قرار میگیرد. شکل (۳۰-ب)



اشکال (۲۹)



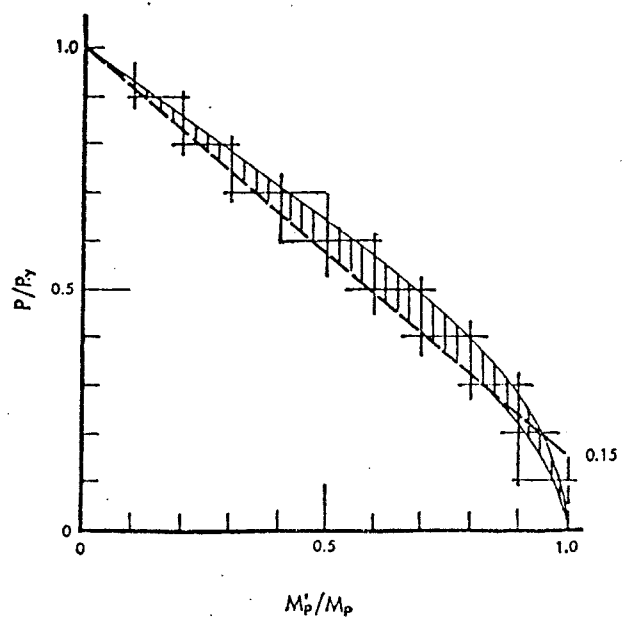
(a)



(b)

(c)

شکل (۳۰)



شکل (۳۱)

با مقایسه دیاگرام اخیر با دیاگرام تنشهای پلاستیک در حالت خمش تنهها، دید میشود که مقاومت خمشی در حالت اخیر به اندازه لنگری برابر کوپل نظیر دیاگرام شکل (۳۰-۵) کاسته شده است.

هر قدر نیروی محوری بزرگتر باشد بهمان نسبت کاهش در لنگر پلاستیک مقطع افزوده میشود و اگر در یک حالت حدی - یا در محوری آنقدر بزرگ باشد که در تمام سطح مقطع جاری شدن بوجود آورد یعنی $P = A \cdot \sigma_y = P_y$ باشد در این صورت قطعه مقاومتی در خمش نخواهد داشت.

اگر لنگر پلاستیک کاهش یافته توأم با نیروی محوری P ، با M'_p نشان داده شود نسبت $\frac{M'_p}{M_p}$ را میتوان بر حسب $\frac{P}{P_y}$ و شکل هندسی مقطع مشخص نمود. منحنیهای شکل (۳۱) مطالعه بر روی این بستگی را برای نیمرخهای نورد شده نشان میدهد. منحنی زیرین مقادیر حداقل و منحنی بالائی مقادیر حداکثر است و در واقع انحراف از مقدار واقعی، با بتا گرفتن چنین بستگی (در مورد نیمرخهای نورد شده) با سطحها شور خورد. بین دو منحنی مشخص میشود. تفاوت مقدار $\frac{M'_p}{M_p}$ برای هر مقدار $\frac{P}{P_y}$ در واقع حاصل از تفاوت طرز توزیع سطح کلی مقطع، در بین جان و بال نیمرخ است هر قدر جان ضخیمتر باشد (با فرض ثابت بودن بقیه ابعاد مقطع) بطور نسبی کاهش لنگر پلاستیک بعلت نیروی محوری کمتر خواهد بود.

نتیجه چنین مطالعه ای را میتوان با تقریب بسیار کمی با معادله خط نقطه چین در شکل (۳۱) نمایش داد.

دید میشود که در مورد مقادیر $\frac{P}{P_y} \leq 0.15$ نسبت $\frac{M'_p}{M_p}$ نزدیک به واحد و عملاً "کاهش در لنگر پلاستیک صفر است".

بنابراین محدوده یتهای در مقاطع تحت اثر لنگر خمشی و نیروی محوری در طرح و محاسبه پلاستیک بشرح زیر در نظر گرفته خواهد شد:

۱- اگر $\frac{P}{P_y} \leq 0.15$ است در این صورت $\frac{M'_p}{M_p} = 1$ در نظر گرفته میشود.

۲- اگر $\frac{P}{P_y} > 0.15$ است در این صورت باید $\frac{M'_p}{M_p} = 1.18 - 1.18 \frac{P}{P_y}$ باشد

همچنین در این حالت قطعه معروض به لنگر خمشی و نیروی محوری، باید تمامی محدوده یتهای مربوط بحالت الاستیک را نیز مطابق بند (۱-۱-۲) برآورده نماید.

۳- حداکثر لاغری $(\frac{1}{r})$ قطعات نباید از 120 تجاوز نماید • که در آن 1 فاصله دوتکیه گاه متوالی جانبی برقطعه است •

۴- در قابهای یکپاره نیروهای جانبی و با اثر بارگذاری نامتقارن قائم و راتوسط عمل قاب مقابل می نمایند و برای جلوگیری از انتقال جانبی در امتداد دهانه قاب و مهاربندی بخصوصی وجود ندارد (حالتی که اکثراً " برای قابهای شیبدار وجود دارد) لازم است که برای جلوگیری از کماتش حاصل از انتقال جانبی پایه ها (۱) لاغری پایه های قاب محدود گردد • هرچند در محاسبه کلی قاب بعلت وجود لنگرهای نسبتاً " بزرگ در پایه ها و لاغری پایه نسبت به جهت مورد بحث خود بخود بمقدار کوچکی بدست می آید و ولی برای تامین اطمینان کافی در مقابل این نوع کماتش لازمست لاغری پایه در صفحه قاب، رابطه تجربی (۲۰) را برآورد نماید :

$$(20) \quad \frac{L_c}{r} \leq 70 \left(1 - \frac{2p}{p_y} \right)$$

در این رابطه L_c طول موثر پایه در صفحه قاب، r شعاع ژیراسیون مقطع پایه نسبت به محور نظیر خمش و p بار محوری بر پایه تحت اثر حداکثر بارگذاری و p_y بار حدی در فشار یعنی $\sigma_y \cdot A$ (A سطح مقطع پایه) میباشد •

۲۱- نکات مربوط به مهاربندی (۲)

محدودیت های مربوط به مهاربندی قطعاتی از قاب که در آنها مفصل پلاستیک تشکیل میگردد بیش از مهاربندی نظیر در طرح و محاسبه الاستیک است • زیرا این قطعات عملاً " باید پس از خمیری شدن مقطع، مقداری هم در منطقه پلاستیک دوران نمایند تا قاب بحالت مکانیزم برسد و در طول این عمل، مهاربندی جانبی باید از نا پایداری و کماتش زود رس در این قطعات جلوگیری نماید •

در این صورت احتیاج هست یک ردیف مهاربندی در محاذات مفصل های پلاستیک قرارداد • شود و طول آزاد چنین قطعاتی مطابق محدودیت های که خواهد آمد کوتاه در نظر گرفته شود •

ولی در قطعاتی از قاب که در آنها مفصل پلاستیک ایجاد نمیشود و یا در مورد قطعه ای که آخرین مفصل پلاستیک مربوط به مکانیزم در آن تشکیل میشود

(و احتیاجی به دوران اضافی ندارد) مهاربندی مربوط عیناً " مطابق اصول طرح و محاسبه الاستیک و با توجه به کلیات بند ۱۲ انجام میگردد .

تحقیقات و آزمایشات در بیمرخیهای بشکل I — در مورد قطعات حاوی مفصل — پلاستیک — نشان داده است که حداکثر طول آزاد مجاز (فاصله بین نقطه مهاربندی در محل مفصل پلاستیک و تکیه گاه جانبی بعدی) تابع تعدادی عوامل مختلف است که مهمترین همه تغییرات لنگر خمشی — یعنی گرادیان لنگر خمشی — در این طول میباشد .

اگر L'_{cr} حداکثر مجاز فاصله مفصل پلاستیک تا نقطه مهاربندی بعدی باشد ، روابط زیر برقرار خواهد بود :

$$(۲۱) \quad L'_{cr} = (60-40 \cdot \frac{M}{M_p}) r_y \quad \leftarrow \quad -1.0 < \frac{M}{M_p} < 0.625 \quad \text{الف — برای}$$

$$(۲۲) \quad L'_{cr} = 35 r_y \quad \leftarrow \quad 0.625 < \frac{M}{M_p} < +1.0 \quad \text{ب — "}$$

که در این روابط $\frac{M}{M_p}$ نسبت لنگر در اولین مهاربندی بعد از مفصل پلاستیک به لنگر در مفصل پلاستیک و r_y شعاع ژیراسیون قطعه نسبت به محور ضعیف خود میباشد .

۲۲- نکات مربوط به طرح و محاسبات اتصال تیروپایه

اتصال تیروپایه مهمترین قسمت قاب است و در طرح و محاسبه آن باید دقت شود که در مقابل لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری وارد مقاومت کافی داشته باشد تا قطعات بتوانند تا حد لنگر پلاستیک تحت تنش قرار گیرند بدون آنکه در هیچ نقطه‌ای حالت کمانش و لهیدگی در فشار اتفاق افتد.^(۱)

یکی از عواملی که باید کنترل شود مقاومت اتصال در مقابل نیروی برشی و نیروی فشاری قطری^(۲) حاصل از برش است که بر جان پدید می‌آید شکل (۳۱)، و اغلب احتیاج هست که گوشه اتصال را با قطعات تقویتی قائم و افقی و قطری، در مقابل خرابی موضعی مقاوم کرد.

۲۲-۱- اتصال گوشه ساده

در شکل (۳۲) نیروهای حاصل در بال‌ها از لنگر خمشی (M_p)، در گوشه بصورت برش به جان منتقل می‌گردد و اضافه بر این مقداری هم برش مستقیم در تیر (V_b) و در ستون (V_c) وجود دارد که به این جان تحمیل می‌گردد. ولی بطور کلی مقدار برش مستقیم محاسبه از اثر آنها صرف نظر می‌شود.

نیروی برشی در فصل مشترک جان و بال عبارتست از

$$V = \frac{M_p}{d_b}$$

و تنش برشی در این فصل مشترک با زاویه واحد طول برابر خواهد بود با:

$$v = \frac{V}{d_c} = \frac{M_p}{d_b d_c}$$

تنش برشی با زاویه واحد سطح فصل مشترک بصورت زیر نوشته خواهد شد:

$$\tau = \frac{M_p}{t d_b d_c} \quad (۳)$$

در صورتیکه تنش جاری شدن در برش مطابق فرضیه انرژی پیچیدگی در برش در نظر گرفته شود با فرض تنشهای اصلی σ_1 و σ_2 خواهیم داشت:

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 + 3 \tau_{xy}^2}$$

در حالت برش خالص، σ_1 و σ_2 صفراوند و با برابر قرار دادن σ_{cr} با σ_y نتیجه خواهد شد: (σ_y حد جاری شدن مصالح است)

$$\tau_{xy} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$$

بنابراین حداقل ضخامت جان در اتصال تیروپایه از رابطه (۲۳) بدست خواهد آمد:

$$(23) \quad t = \frac{\sqrt{3} \cdot M_p}{d_c d_b \sigma_y}$$

اگر فرض گردد که ارتفاع واقعی جان در مقطع ۰.۹۵ ارتفاع کلی مقطع تیروپاستون است ضخامت لازم برای جان از رابطه (۲۴) محاسبه خواهد شد.

$$(24) \quad t = \frac{1.92 \cdot M_p}{d_c d_b \sigma_y}$$

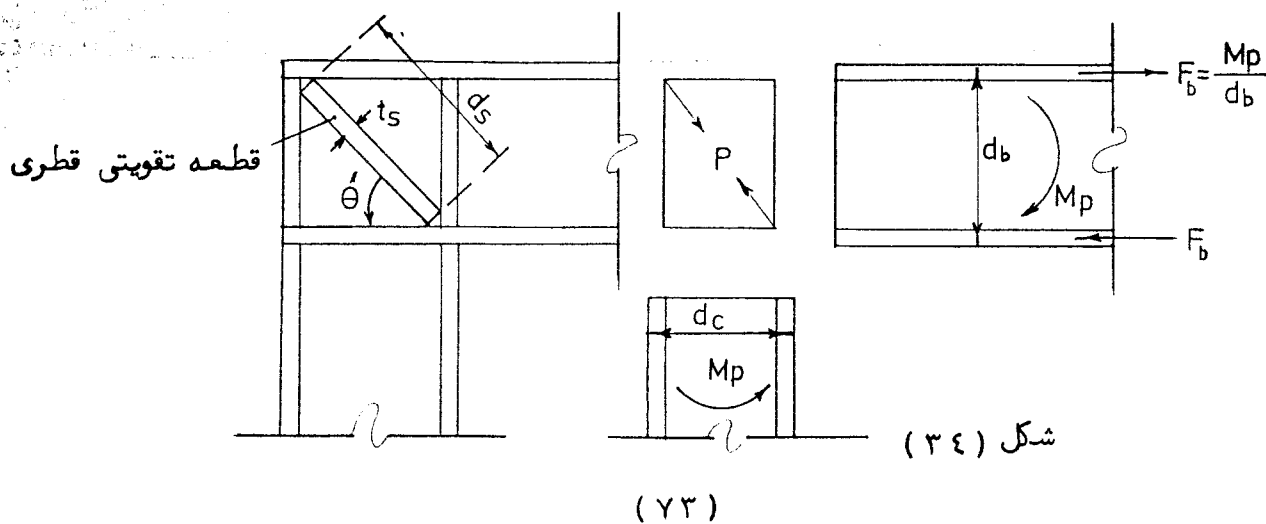
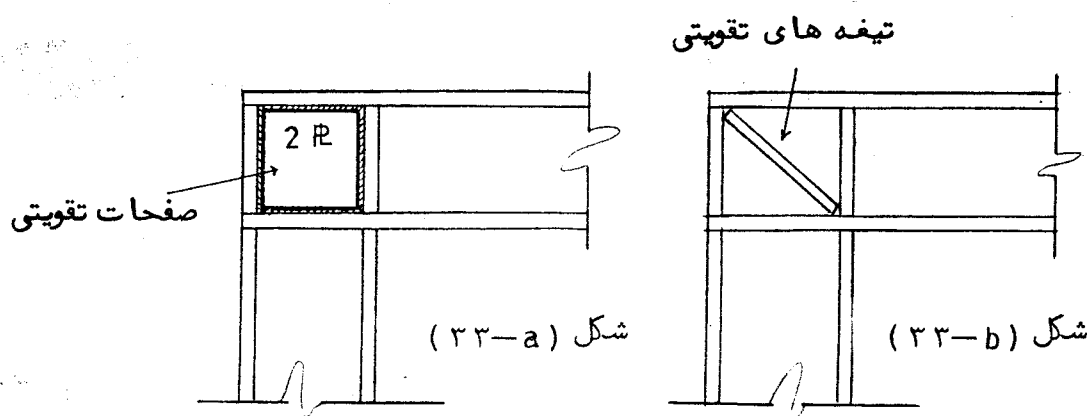
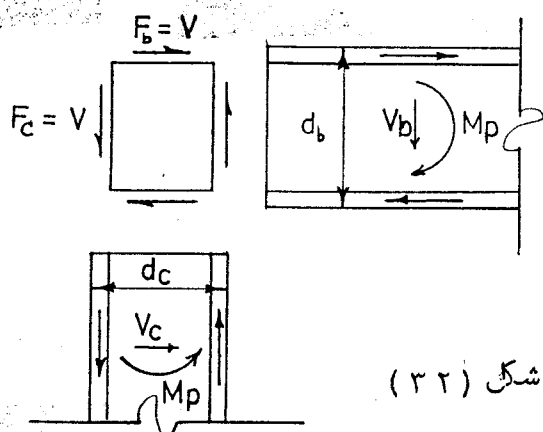
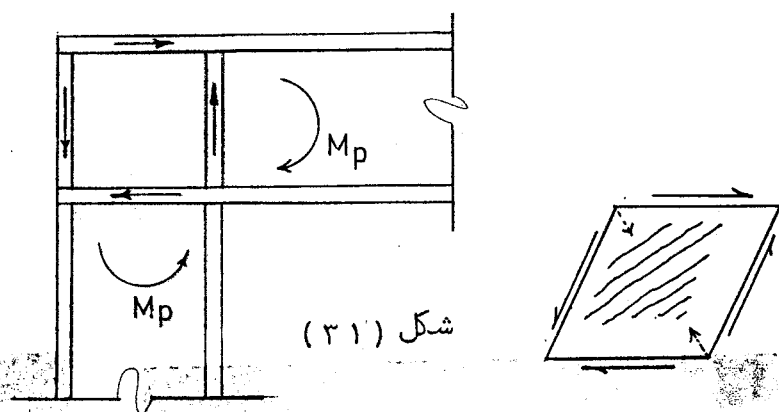
در صورتیکه ضخامت موجود جان از مقدار رابطه (۲۴) کمتر باشد کمبود مقاومت را باید با تقویت گوشه جبران نمود.

۲۲-۱-۱- تقویت گوشه

تقویت گوشه به دو طریق انجام میشود یکی اتصال صفحات تقویتی (۱) بر روی جان در گوشه و اضافه نمودن ضخامت آن و دیگری اتصال تیغه های تقویتی قطری

الف - صفحات تقویتی (۱): صفحات تقویتی به اندازه سطح جان در گوشه

انتخاب میگردد بنحوی که جوش در محیط آن مستقیماً "به بالها و به دو عضو تقویتی قائم متصل گردد شکل (a - ۲۳) مجموع ضخامت صفحات تقویتی حداقل برابر تفاوت رقم محاسبه از رابطه (۲۴) و ضخامت موجود جان خواهد بود.



ب - تیغه های تقویتی قطری (۲) ممکنست يك جفت قطعات تقویتی قطری به جان

اضافه شود به نحوی که مقداری از نیروی حاصل از لنگر خمشی در بالها را جذب نماید و برش نظیر باقیمانده این نیرو به اندازه ای تقلیل یابد تا مقاومت جان برای تحمل آن کافی باشد. شکل (۳۳-ب)

ضخامت این قطعات تقویتی بشرح زیر محاسبه میشود :
فرض کنیم مطابق شکل (۳۴) نیروی F_b در بالهای تیر توسط عمل مشترك برش V در جان و نیروی P در قطعه تقویتی مقابله میشود .

$$F = V + P \cos \theta' \quad \text{پس}$$

$$V = t_w d_c \tau = t_w d_c \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$$

$$F = \frac{M_p}{d_b}$$

$$\frac{M_p}{d_b} = t_w d_c \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} + P \cos \theta'$$

$$(۳۵) \quad P = \frac{1}{\cos \theta'} \left[\frac{M_p}{d_b} - \frac{t_w d_c \sigma_y}{\sqrt{3}} \right] \quad \text{و یا با منظور نمودن } P = A_s \sigma_y$$

$$(۳۶) \quad A_s = \frac{1}{\cos \theta'} \left[\frac{M_p}{d_b \sigma_y} - \frac{t_w d_c}{\sqrt{3}} \right]$$

که در آن θ' زاویه قطعه تقویتی با بال تیر است .

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{d_b}{d_c} \right)$$

و $A_s = 2b_s \cdot t_s$ یعنی سطح يك جفت قطعه تقویتی قطری میباشد

باتلفیق دو رابطه (۲۳) ، (۲۶) و قرارداد ۹۵٪ مقدار d_c بعنوان مقدار معادل

مربوطه خواهیم داشت

$$(۲۷) \quad A_s = \frac{d_c (t - t_w)}{1.824 \cos \theta'}$$

و مطابق تناسباتی که ذکر شد در هر حال باید :

$$\frac{2b_s}{t_s} \leq 17$$

باشد

قطعات تقویتی باید در طول خود به جان جوش شوند و در دواتها نیز با اتصال جوش به بالها متصل گردند .

در زانوئی قابهائی که دارای ما هیچه میباشند باید حتما " تکیه گاههای جانبی کافی درد و انتهای و در وسط ما هیچه قرار داد •

در ما هیچه های منحنی ، این تکیه گاهها باید حداقل ، درد و نقطه تماس منحنی با تیروپایه قاب و در وسط منحنی در نظر گرفته شود •

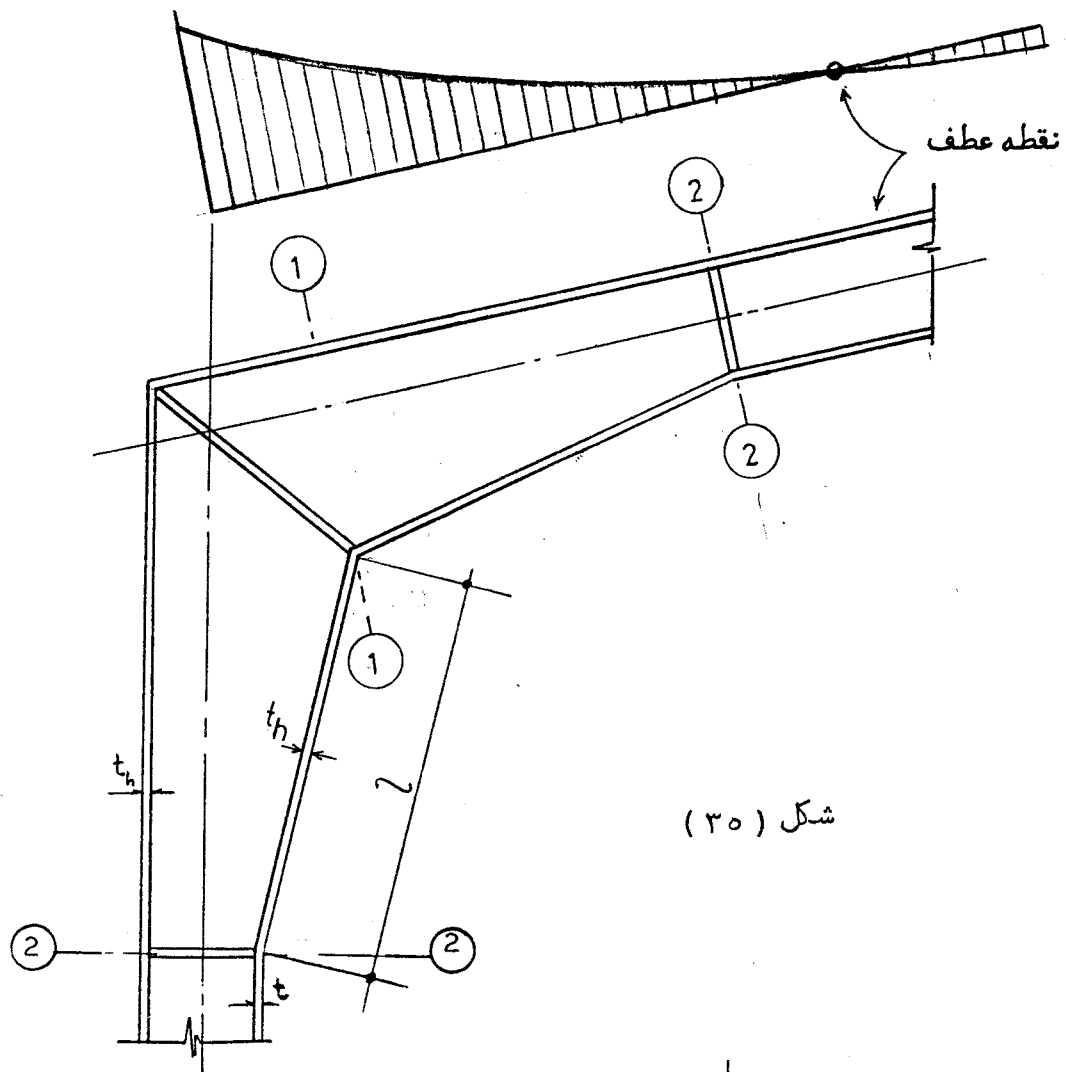
در ما هیچه های خطی این تکیه گاهها در نقطه شروع ما هیچه در فصل مشترک با تیروپایه و در نقطه تلاقی دو ما هیچه خطی تیروپایه قرار داده میشود •

به این ما هیچه ها طوری ابعاد داده میشود که تا حد امکان از جاری شدن پلاستیک در داخل ما هیچه جلوگیری شود و محل مفصل های پلاستیک و دوران مربوطه در خارج از زانوئی و در قسمت تیروپایه با ارتفاع مقطع ثابت ، اتفاق افتد •

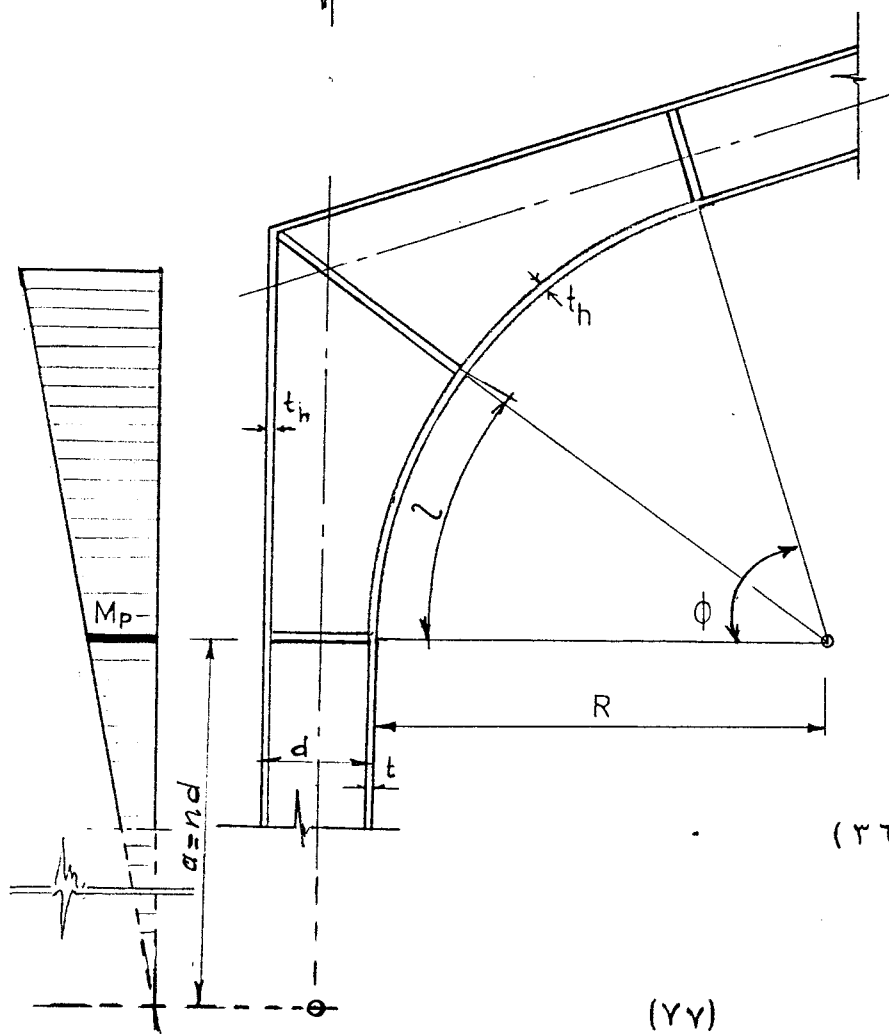
در طرح ما هیچه های زانوئی ، قوانین زیر را همثانی برای رسیدن به منظورهای بالا خواهد بود :

الف - ما هیچه خطی شکل (۳۵)

- ۱- ضخامت جان در ما هیچه کمتر از ضخامت جان تیروپایه نباشد .
- ۲- ابعاد بال ما هیچه طوری انتخاب گردد که حاصل تقسیم $\frac{M}{Z}$ لنگر خمشی در هر نقطه (مربوط به بارهای حدی) به اساس مقطع پلاستیک در آن نقطه (یعنی $\frac{M}{Z}$ که Z مربوط به مقاطع عمود بر محور تیروپایه است) از حد جاری شدن مصالح یعنی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تجاوز ننماید •
- معمولا " این محاسبه در مورد دو مقطع دو انتهای ما هیچه یعنی مقاطع (۱) - (۱) و (۲) - (۲) در شکل (۳۵) انجام میشود •
- ۳- اگر شیب ما هیچه چنان است که حاصل محاسبه تنش بشرح ردیف ۲ ، در هر دو سر ما هیچه در حدود تنش جاری شدن مصالح است ، در این صورت طول آزاد در ما هیچه یعنی ۱ را حداکثر به شش برابر عرض بال ما هیچه (b) محدود نماید •



شکل (۳۵)



شکل (۳۶)

و باید در صورتیکه نتوان طول آزاد را به این مقدار محدود کرد - بجای آن - ضخامت بال ما هیچه (مربوط به محاسبه قبلی) را با ضرب کردن در ضریب

$$1 + 0.1 \left(\frac{1}{b} - 6 \right)$$

افزایش دهید •

۴- اگر تناسبات ما هیچه طوری است که تنش در یک انتهای آن، با بکاربردن

اساس مقطع پلاستیک (Z) در محاسبه، نزدیک به حد جاری شدن (σ_y) مصالح و در سرد یگرتنش σ_x با بکاربردن اساس مقطع الاستیک (W) در محاسبه، کمتر از حد جاری شدن است در این صورت طول آزاد را مطابق رابطه (۲۸) محدود نمایید :

$$b \cdot (17.5 - 5.7 \sigma_x) \leq 1 \quad (28)$$

ولی در هر حال 1 کمتر از 6b در نظر گرفته نمیشود • در این روابط σ_x تنش موجود در انتهای که تنش آن کم است بر حسب تن بر سانتیمتر مربع و b پهنای بال ما هیچه است •

۵- اگر تنش حاصل از لنگر خمشی (که با بکاربردن اساس مقطع الاستیک محاسبه شود) در تمام مقاطع ما هیچه از (1) تا (2) کمتر از حد جاری شدن مصالح (σ_y) باشد، بررسی نمائید که حداکثر مقدار این تنش در ما هیچه از بزرگترین یکی از دو مقدار :

$$F_{b1} = \frac{840000 \times 1.67}{\frac{1d}{bt}} \quad \text{و} \quad F_{b2} = \left[1 - \frac{\left(\frac{1}{r}\right)^2}{2C_c^2 C_b} \right] \cdot \sigma_y$$

تجاوز نمینماید که در آن 1 طول آزاد ما هیچه در بین نقاط مهاربندی و d بزرگترین ارتفاع مقطع در بین این نقاط است و r و C_c و C_b معانی مندرج در بند ۸-۲-۱ را دارند •

۶- قطعات تقویتی تیغه ای در هر دو سر ما هیچه قرار دهید و مقطع حداقل هرجفت از این قطعات تقویتی را از $\frac{3}{4}$ مقطع بال کمتر نگیرید •

ب- ما هیچه منحنی شکل (۳۶)

۱- ضخامت جان در ما هیچه کمتر از ضخامت جان تیرو پایه در نظر گرفته نشود.

۲- ضخامت بال در ما هیچه از مقدار t_h در رابطه (۲۹) کمتر نگردد

$$(۲۹) \quad t_h = (1+m)t$$

که در این رابطه m ضریبی است که از منحنی پیوست شماره (۲۸) تعیین میگردد و t ضخامت بال قسمتی از قاب (تیر یا پایه) است که در آن مفصل پلاستیک بوجود میآید.

۳- اگر طول آزاد بال که برابر $R \cdot \phi/2$ است (بر حسب رادیان) بزرگتر از

$6b$ میباشد (b پهنای بال) در این صورت ضخامت t_h که بر حسب

محاسبه ردیف ۲ بدست آمد باید با ضرب کردن در ضریب:

$$\left[1 + 0.1 \left(\frac{l}{b} - 6 \right) \right]$$

افزایش یابد

بجای این عمل میتوان بال ما هیچه را با ابعاد $b \times t_h$ انتخاب نمود

مشروط بر آنکه $b \geq \frac{l}{6}$ و $t_h \geq (1+m)t$ باشد.

۴- نسبت عرض به ضخامت $\frac{b}{t_h}$ در مورد بال منحنی داخلی ما هیچه را

حداکثر به کوچکترین یکی از دو مقدار $\frac{2R}{b}$ و یا عدد ۱۷ محدود نمائید.

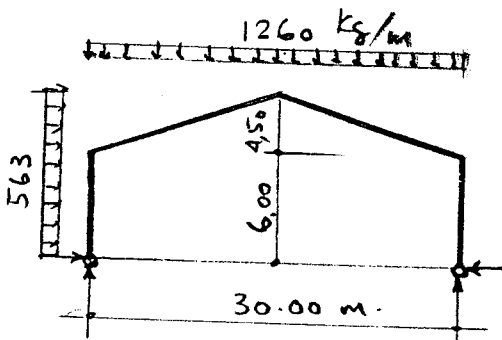
۵- در دو انتها و در وسط ما هیچه قطعات تقویتی تیغه ای قرار دهید مقطع

حداقل هر جفت قطعه تقویتی از $\frac{3}{4}$ مقطع بال منحنی ما هیچه کمتر

اختیار نگردد.

مثالهای عددی برای طرح و محاسبه بروش پلاستیک

مثال - قاب با ممان اینرسی ثابت و بدون ما هیچه در گوشه



از آنجائیکه یکی از مفصلهای پلاستیک باید در فصل مشترک تیروپایه تشکیل گردد، بنابراین در طرح و محاسبه پلاستیک، قابهای مقاوم آنها در طول تیروپایه ثابت است مقرون بصرفه خواهند بود. البته با فرض اینکه در اینگونه قابها اثر نیروی محوری نسبت به لنگر خمشی خیلی کوچک است و تنشهای در قاب در درجه اول، حاصل از

لنگر خمشی است. در مثالهای بعدی حد جاری شدن و ضریب ارتجاعی مصالح فولادی بترتیب برابر 2300 و 2.1×10^6 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضریب شکل پلاستیک بطور متوسط 1.13 در نظر گرفته شده است.

مشخصات قاب

- ۱- ابعاد مطابق شکل بالا
- ۲- فاصله مرکز به مرکز قابها 6 متر
- ۳- مقطع در طول قاب ثابت و از نیمرخ بال پهن I P B ورق ساخته میشود.
- ۴- بار قائم 210 کیلوگرم بر متر مربع
- ۵- بار افقی 1.25×75 کیلوگرم بر متر مربع
- ۶- زانوئی قاب بدون ما هیچه و قاب در طول خود ممان اینرسی ثابت دارد

بارهای حدی

لنگر و ازگونی نیروی باد :

$$1.4 \times 563 \times \frac{10.5^2}{2} = 43450 \text{ m.kg.}$$

بار منفرد معادل در گوشه :

$$T_u = \frac{43450}{6.0} = 7242 \rightarrow 7.25 \text{ T.}$$

بار حدی قائم و قتیکه توام با باد بکار رود :

$$W_p = 1.4 \times 1.260 = 1.764 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 1.764 \times 30 = 52.920 \text{ T}$$

بار حدی قائم و قتیکه بدون باد بکار رود :

$$W_p = 1.85 \times 1.260 = 2.331$$

$$W_u = 2.331 \times 30 = 69.93 \text{ T.}$$

محاسبه مقطع

بامراجعه به نمودارهای پیوست (۲۷) و با فرض مقطع ثابت در تمام طول قاب :

$$Q = \frac{4.5}{6} = 0.75$$

برای حالت بار قائم توام با اثر باد

$$C = \frac{2 \times 7.25 \times 6}{52.92 \times 30} = 0.055$$

بارگذاری فوق العاده

بامراجعه به نمودار مربوط به نسبت $\frac{M_p}{WL^2}$ برای قاب با پایه های مفصلی دید ه میشود که بازاء $Q = 0.75$ و $C = 0.055$ تقاطع مربوطه در زیر منحنی نقطه چین قرار میگیرد بنابراین بارگذاری فوق العاده تعیین کننده نمیشود .
بارگذاری عادی (بدون اثر باد)

در مورد بارگذاری عادی بازاء $Q = 0.75$ و $C = 0$ نسبت $\frac{M_p}{WL^2}$ با تقریبی بصورت زیر قرائت میشود :

$$\frac{M_p}{WL^2} = 0.0465$$

$$M_p = 0.0465 \times 2.331 \times 30^2 = 97.55$$

بنابراین

وازنمودار زیرین بازا* $Q = 0.75$ و $C = 0$ مقدار $\alpha = 0.43$ استخراج میشود.
مقادیری را که از نمودارها استخراج گردید میتوان با دقت بیشتر از روابط (۱۶) و (۱۷)
محاسبه نمود مثلاً:

$$\alpha = \frac{1}{0.75} \left[\sqrt{1.75} - 1 \right] = 0.431$$

$$M = \frac{2.331 \times 30^2}{4} \left[\frac{0.431(1-0.431)}{\sqrt{1.75}} \right] = 97.23$$

برای حالت بحرانی (بارگذاری عادی) بار محوری ستون برابر 34.965 تن خواهد بود.

باقرائن موجود از مثالهای قبلی، مقطع پال پهن 26 - IPB با ورق درجاً
با ارتفاع مقطع 70 سانتیمتر را امتحان مینمائیم

$$M_p = 1.13 \times 2300 \times 3870 = 100.58 \text{ T.m.} \quad *$$

لنگر مقاوم پلاستیک

$$P_y = \sigma_y \cdot A = 2.3 \times 162 = 372.60 \text{ T.}$$

$$r_y = 5.63 \text{ Cm.}$$

$$\frac{P}{P_y} = \frac{34.965}{372.6} = 0.094 < 0.15 \quad \text{کنترل پایه}$$

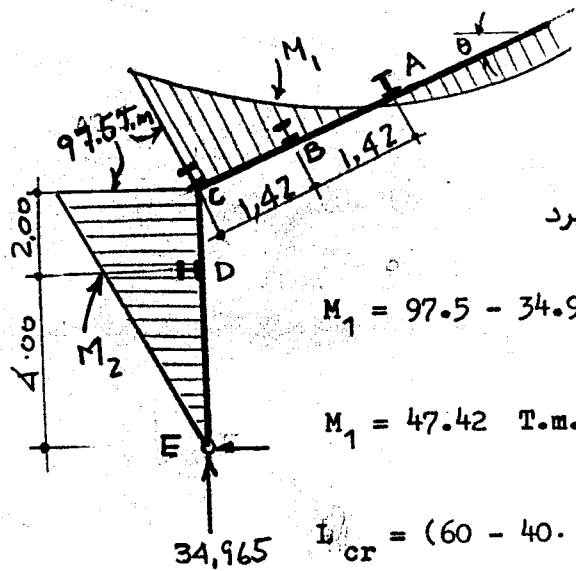
بنابراین کاهش دادن لنگر پلاستیک لازم نمیشود.
بافرض اینکه تکیه گاههای جانبی ستون در محل مهاربندی ستون در $\frac{2}{3}$ ارتفاع
آن در نظر گرفته شود:

$$\frac{1}{r_y} = \frac{200}{5.63} \approx 36 < 120$$

که قابل قبول است

* در این محاسبه ضریب شکل پلاستیک مقطع I بطور متوسط برابر ۱/۱۳ در
نظر گرفته شده است.

مهاربندی جانبی



کنترل فواصل 1.42 مربوط به پایه ها :

طول AB الاستیک است و بحرانی نمیباشد

طول BC محل تشکیل مفصل پلاستیک را دربرمیگیرد

$$M_1 = 97.5 - 34.965 \times (1.42 \cdot \cos \theta) - 2.331 \times \frac{(1.42 \cos \theta)^2}{2}$$

$$M_1 = 47.42 \text{ T.m.}$$

$$L_{cr} = (60 - 40 \cdot \frac{47.42}{97.5}) \times 5.63 = 228 > 142$$

که قابل قبول است

کنترل فاصله CD مربوط به تکیه آه جانبی پایه :

طول CD حاوی مفصل پلاستیک است :

$$\frac{M_2}{M_p} = 0.66 > 0.625$$

بنابراین

$$L_{cr} = 35 \times 5.63 = 197 \approx 200$$

که با مقایسه با طول آزاد موجود 2 متر ، تقریباً " قابل قبول است

طول DE الاستیک است و روابط کمانش جانبی برای آن کنترل میشود

$$\frac{Ld}{bt} = \frac{400 \times 70}{26 \times 1.75} = 616 > 600$$

پس مسئله کمانش جانبی درخمش مطرح است

$$F_{b1} = 1.67 \times \frac{840000}{616} = 2278$$

$$M_2 = 2/3 \times 97.5 = 65 \text{ T.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{y_0} = 1.75 \times \frac{26^3}{12} = 2563 \\ A = 26 \times 1.75 + 11.08 \times 1 = 56.33 \\ r_o = \sqrt{\frac{2563}{56.33}} = 6.75 \\ F_{b2} = \left[1 - \frac{\left(\frac{400}{6.75} \right)^2}{2 \times 18000 \times 1.75} \right] 2300 \\ = 2172 \end{array} \right.$$

$$f_b = \frac{65 \times 10^5}{3870} = 1680 \text{ kg / cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = \frac{400}{5.63} = 71$$

$$F_a = 1.67 \times 1072 = 1790 \quad \text{با استفاده از جدول پیوست (۲۳)}$$

$$f_a = \frac{34965}{162} = 216 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{216}{1790} + \frac{1680}{2278} = 0.121 + 0.737 = 0.858 < 1 \quad \text{که قابل قبول است}$$

کنترل برش

حداقل ضخامت لازم در محل اتصال تیر و پایه :

$$t = \frac{1.92 M_p}{\sigma_y \cdot d_c \cdot d_b} = \frac{1.92 \times 975 \times 10^5}{2300 \times 70 \times 70} = 1.66 \text{ cm}$$

ضخامت جان برابر 10 mm است و

$$t_w = 10 < 16.6 \text{ mm}$$

که ضعیف است و باید قطعات تقویتی قطری بکار رود

$$1.66 - 1.0 = 0.66 \text{ cm} \quad \text{تفاوت}$$

جمع تنش بال تیر قاب ، که باید با قطعه تقویتی قطری منتقل شود با فرض

اینکه تمام لنگر خمشی توسط بالها تحمل میشود خواهد بود :

$$F = \frac{0.66}{1.66} \times \frac{97.5}{95\% \times 0.70} = 58.29 \text{ T}$$

نیروی مربوطه در قطعه تقویتی

$$F_1 = 58.29 \times \frac{87.26}{52.08} = 97.67 \text{ T}$$

مقطع لازم برای قطعه تقویتی

$$A_s = \frac{97.67}{2.3} = 42.46 \text{ cm}^2$$

• که توسط دو عدد تسمه $\text{E} 120 \times 18$ تامین خواهد شد

همین نتیجه را با بکار بردن رابطه (۲۷) نیز میتوان بدست آورد

$$\cos \theta' = \frac{5208}{87.26} = 0.5968$$

$$A_s = \frac{70(1.66 - 1)}{1.824 \times 0.5968} = 42.44$$

محاسبه شالود

شالود $\bullet$ قاب با مقاومت مجاز زمین برای بار قائمی برابر $\frac{34.965}{1.85} = 18.9 \text{ T}$. محاسبه میشود $\bullet$

رانش افقی حدی دریای ستون و در شالود $\bullet$ عبارتست از:

$$H = \frac{97.5}{6} = 16.25 \text{ T}$$

که ممکنست با میل مهارهای با سطح مقطع:

• گرفته شود $A = \frac{16.25}{2.3} = 7.06 \text{ cm}^2$

طرح و محاسبه شماره ۵ (روش پلاستیک)

مشخصات مانند طرح و محاسبه شماره (۴) است با این تفاوت که در زانوئی قاب ما هیچ دایره ای شکل با شعاع $R = 2.20m$ ایجاد میشود. شکل (۳۷) بارگذاری عادی (بدون اثر باد) حالت بحرانی است برای تعیین مکانیزم از روش ترسیمی بند (۱۸) استفاده مینمائیم. دیاگرام پارابلیک لنگرهای معین را رسم میکنیم اردونه وسط دهانه برابر لنگر دهانه ساده یعنی:

$$M_o = 69.93 \times \frac{30}{8} = 262.24 \text{ T.m}$$

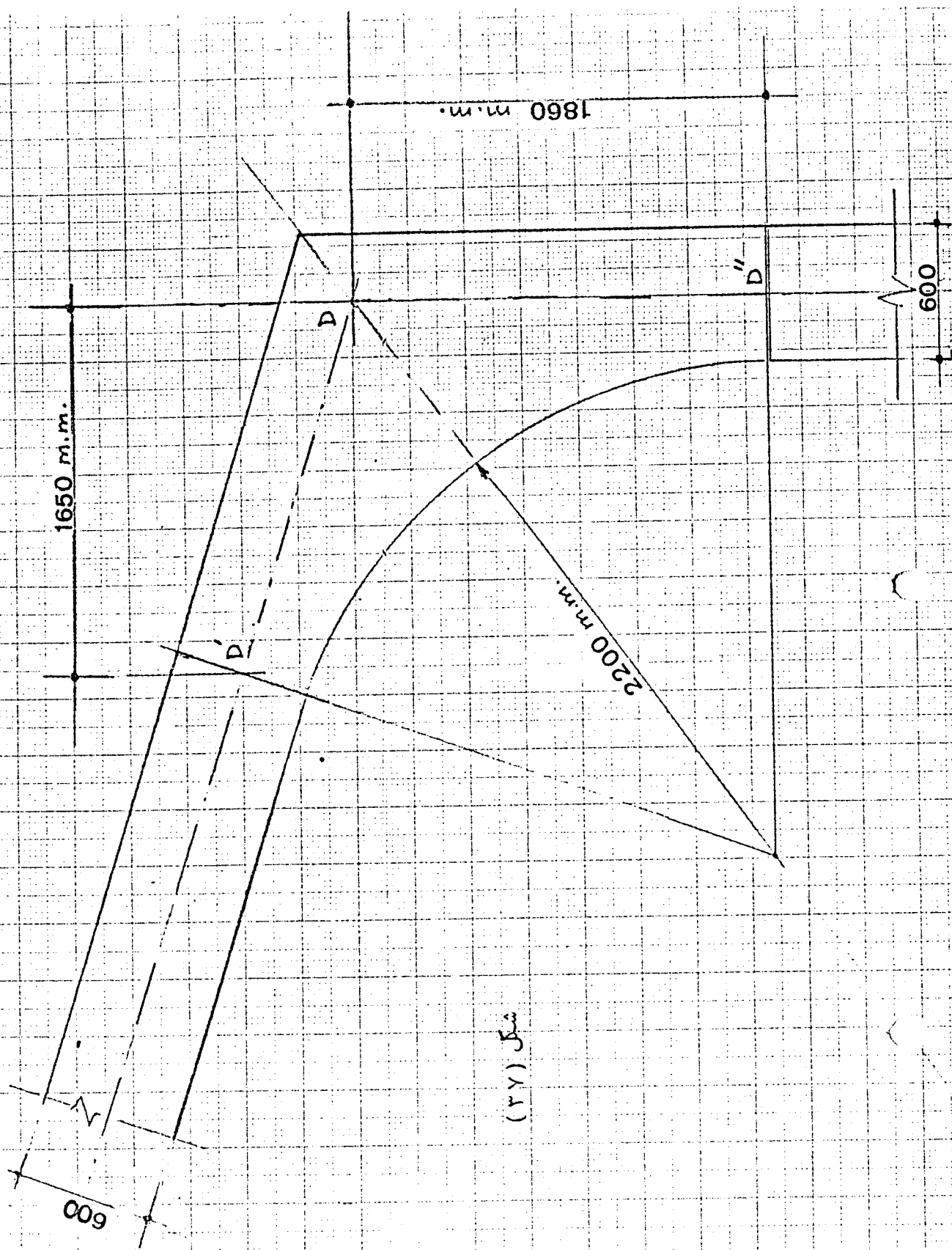
است

بین دو نقطه تماس D' و D'' در روی قاب، ما هیچ منحنی باید چنان مقاوم باشد که در مکانیزم خرابی، مفصل پلاستیک در نقطه D تشکیل نگردد بلکه این مفصل پلاستیک در یکی از دو نقطه D' و یا D'' بوجود آید. دیاگرام لنگرهای معین را برای بدست آوردن M_p در دو مکانیزم (مفصل در D' یا D'') نامبرد. بکار میبریم. این دیاگرام برای دو مکانیزم یکسان است فقط دیاگرام لنگرهای گیرداری حاصل از عمل قاب با عوض شدن محل مفصل پلاستیک دو دیاگرام متفاوت خواهد بود. برای بدست آوردن M_p از مکانیزمی که مفصل پلاستیک آن در D' است خطی را از مرکز دوران E' که در فاصله

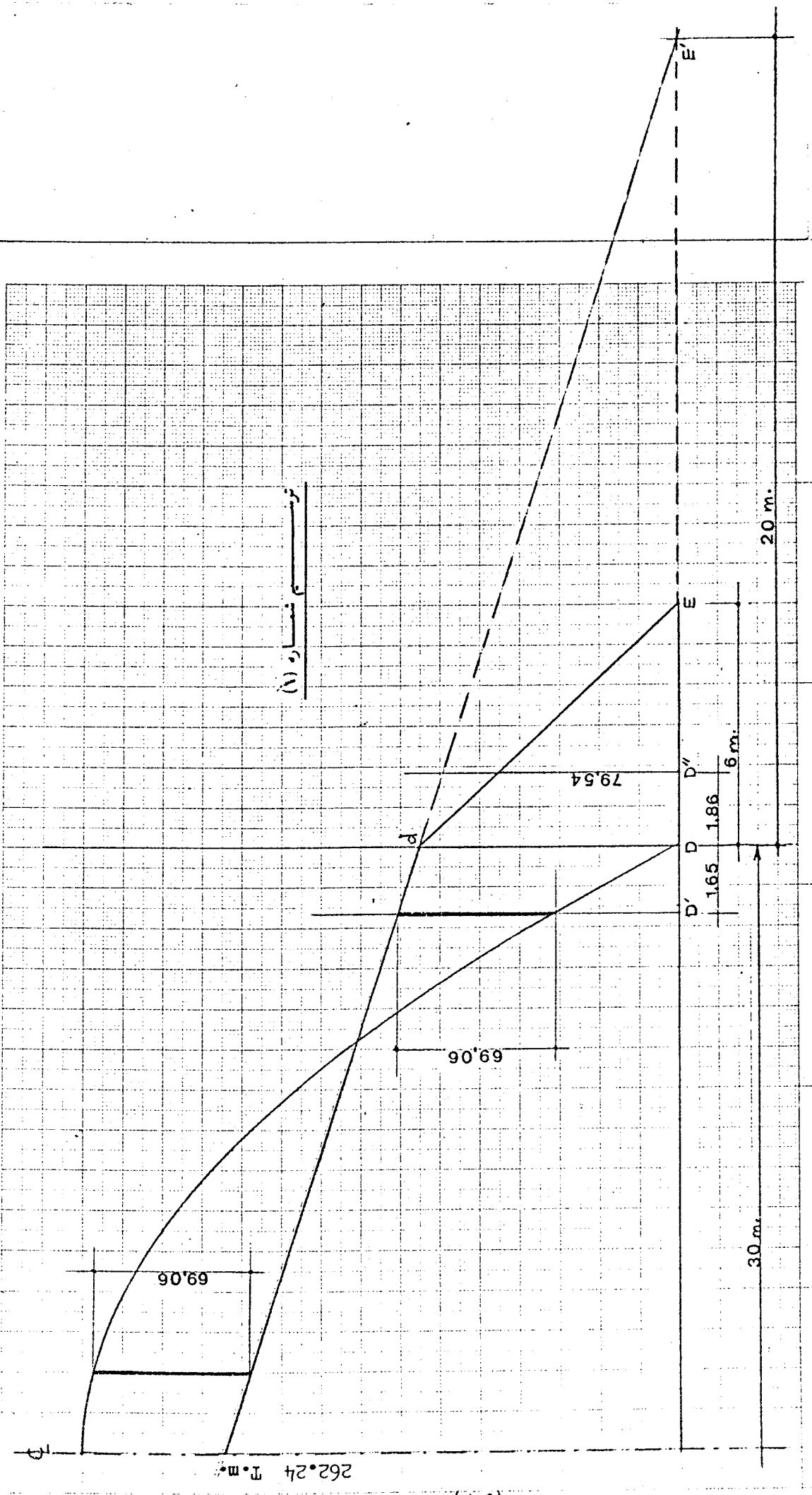
$$\frac{Lh}{2f} = \frac{30 \times 6}{2 \times 4.5} = 20 \text{ m.}$$

است میگذرانیم بنحوی که لنگر منتهی در D' برابر لنگر منتهی حد اکثر در داخل دهانه باشد و این خط $M_p = 69.06 \text{ T.m}$ را بدست میدهد (از روی شکل ترسیم شماره (۱) اندازه گیری میشود).

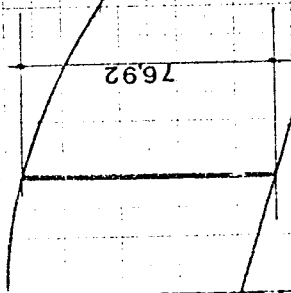
این خط، خط قائم مار بر نقطه D را در نقطه d قطع میکند با اتصال خط dE لنگر در نقطه D'' به مقدار 79.54 T.m قرائت میشود که نشان میدهد این مکانیزم واقعی نیست و مفصل پلاستیک باید در D'' تشکیل شود نه در D' . با تکرار عملیات ترسیمی فوق در مورد نقطه D'' دید. میشود که لنگر پلاستیک در محل D'' و در داخل دهانه به مقدار $M_p = 76.92$ بدست میآید. ترسیم شماره (۲).



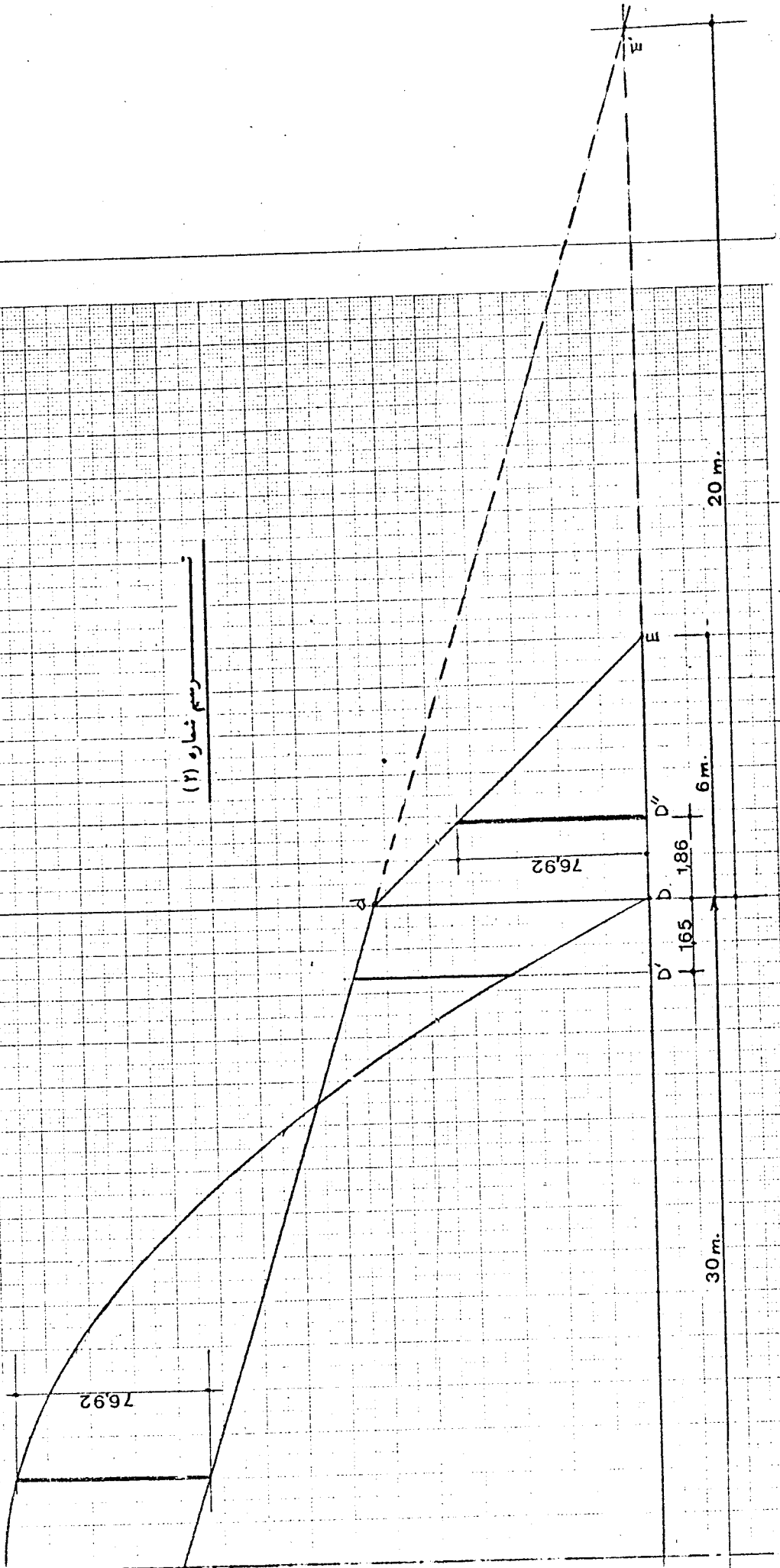
شکل (۳۷)



262.24 ط.م



رسم شماره (٢)



30 m.

6 m.

20 m.

76.92

D

D'

D''

E

M

مقطع لازم برای تیروپایه بصورت زیر محاسبه میشود :

$$Z = \frac{76.92 \times 10^5}{2300} = 3344 \rightarrow W = 2960$$

که برای آن یک IPB 26 + 34 با ارتفاع کلی مقطع $d = 60 \text{ cm}$. انتخاب میشود که $W = 3190 \text{ cm}^3$ است .

باتوجه مطالب مربوط به زانوئی با ماهیچه دایره ای (بند ۲۰) :

در نقاط D و D' و D'' مهاربندی پیش بینی میشود

ورق جان زانوئی با ضخامت ۱۰ میلیمتر انتخاب میشود که مطابق I.P.B-26 است
بال زانوئی برابر بال نیمرخ در نظر گرفته میشود یعنی :

$$260 \times 18 \text{ mm.}$$

شیب تیر برابر $0.3 = \frac{4.5}{15}$ است و زاویه مربوطه :

$$\theta = \tan^{-1} 0.3 = 16^\circ - 42'$$

بنابراین

$$\phi = 90 - \theta = 73^\circ - 18' \quad 1.279 \text{ Radian}$$

$$\frac{\phi}{2} = 0.639 \text{ Radian}$$

$$l = R \frac{\phi}{2} = 220 \times 0.639 = 140.58 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{b} = \frac{140.58}{26} = 5.4 < 6$$

که قابل قبول است

$$n = \frac{4.14}{0.6} = 6.9$$

از منحنی پیوست شماره (۲۸) دیده میشود که بازه $n = 6.9$

$$m = 0.09$$

پس

$$t_h = (1 + 0.09) \times 1.75 = 1.91 \text{ Cm}$$

$$P_{260 \times 20 \text{ mm}}$$

که

بکارخواهد رفت

$$\frac{b}{t} = \frac{260}{20} = 13$$

مقدار مجاز $\frac{b}{t}$ عبارتست از :

$$\frac{b}{t} = \frac{2R}{b} = \frac{2 \times 220}{26} = 16.92 > 13 \quad \text{OK}$$

قطعات تقویتی را جفت جفت قرار میدهم " سطح مقطع تقریبی آنها خواهد شد :

$$3/4 \times 26 \times 2 = 39 \text{ Cm}^2$$

$$2 P_{120 \times 16 \text{ mm}}$$

که باتسمه های

که کلا " دارای سطح مقطع 38.4 سانتیمتر مربع میباشد تامین خواهد شد •

طرح و محاسبه شماره ۶ (روش پلاستیک)

میخواهیم قاب مثالهای قبلی را با ما هیچه خطی محاسبه نمائیم بترتیبی که ما هیچه خطی فقط در روی تیر قاب قرار داد • و در مقطع اتصال با پایه ارتفاع مقطع بزرگ شود و اتصال گوشه با پیچهای با مقاومت زیاد انجام گیرد • فرض کنیم ابعاد انتخاب شد • مطابق شکل (۳۸) است (البته چنین ابعادی بعد از چند بار آزمون و خطا بدست خواهد آمد) •

با استفاده از روش ترسیمی تعادل (بند ۱۸) دید • میشود که M_p برای مقطع ثابت تیر و پایه در مکانیسمی که مفصلهای پلاستیک نزدیک به راس قاب و در بالای پایه تشکیل شود برابر 82.17 T.m بدست میآید • ترسیمهای شماره (۳) و (۴) بنابراین :

$$Z = \frac{82.17 \times 10^5}{2300} = 3572 \rightarrow W = 3161 < 3190$$

که با $\#34 + \text{IPB-26}$ با ارتفاع کل مقطع 60 Cm. تامین خواهد شد •

طرح و محاسبه ما هیچه خطی

با توجه به مطالب (بند ۲۲) :

ورق جان با ضخامت 10 میلیمتر انتخاب میشود که مطابق جان 26 - IPB است .
بال تیر به ابعاد $260 \times 17.5 \text{ mm}$ امتحان میشود •

اساس مقطع الاستیک در انتهای ما هیچه روی تیر $W_1 = 3190 \text{ cm}^2$

اساس مقطع الاستیک در ابتدای ما هیچه در محل تلاقی با پایه $W_2 = 10905$

شکل (a-۱۳۸) و محاسبات صفحه (۹۶) محاسبه اساس مقطع دوم را نشان میدهد :

$$2A = 290.89 \times 340.81 \times \sin \phi' = 112.68 \times 278.62$$

$$\sin \phi' = 0.31668 \rightarrow \phi' = 18^\circ - 28'$$

$$290.89 \times \tan(18^\circ - 29') = 97.12 \text{ Cm.}$$

$$d-30 = 97.12 \times \frac{144}{112.68}$$

$$d = 154.12 \text{ Cm.}$$

محاسبه اساس مقطع :

باتوجه به آنکه ممان استاتیک نصف IPB-26 نسبت به میاننار برابر 641 Cm^3 میباشد، (جدول نیمرخ استاندارد)، فاصله مرکز ثقل این نصف IPB تا انتهای تیغه T برابر خواهد بود با :

$$\frac{2 \times 641}{118.4} = 10.83 \text{ Cm.}$$

ممان اینرسی مقطع کل بشرح زیر محاسبه میشود :

$$I_{x_o} = 14920$$

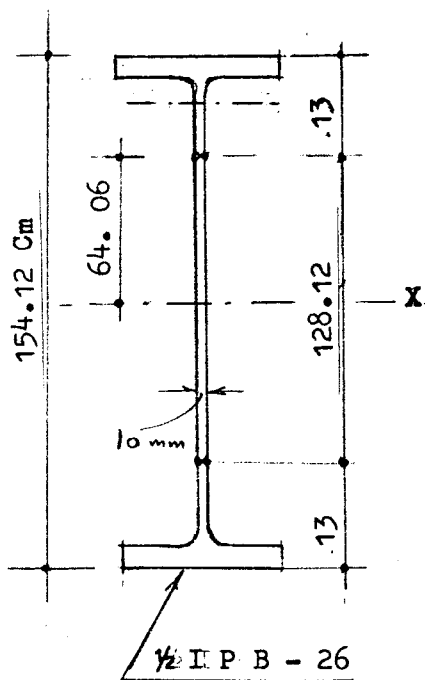
$$118.4(10.83 + 64.06)^2 = 664048$$

$$-118.4 \times (10.83)^2 = -13887$$

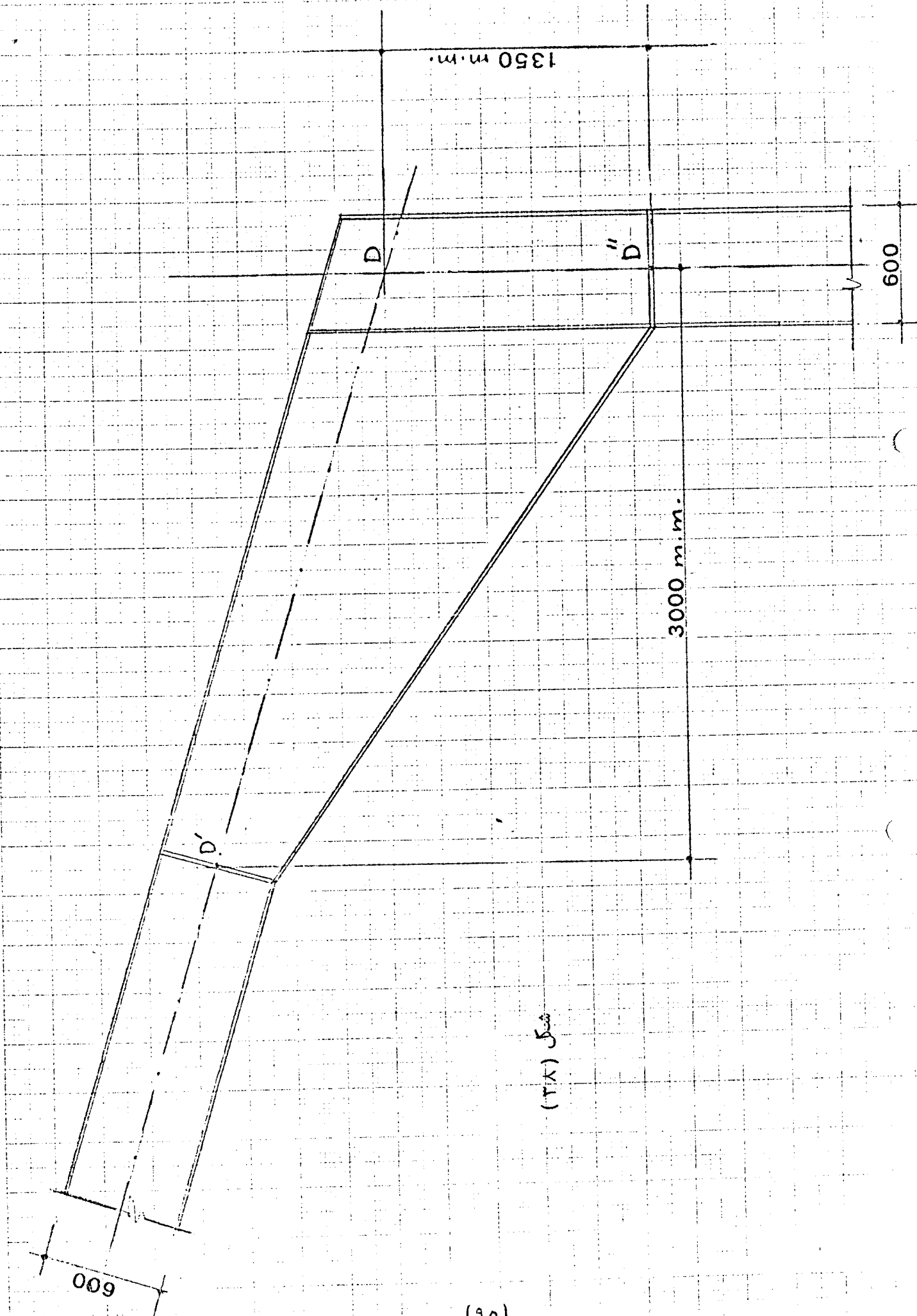
$$1 \times \frac{(128.12)^3}{12} = 175254$$

$$I = 840335 \text{ Cm}^4$$

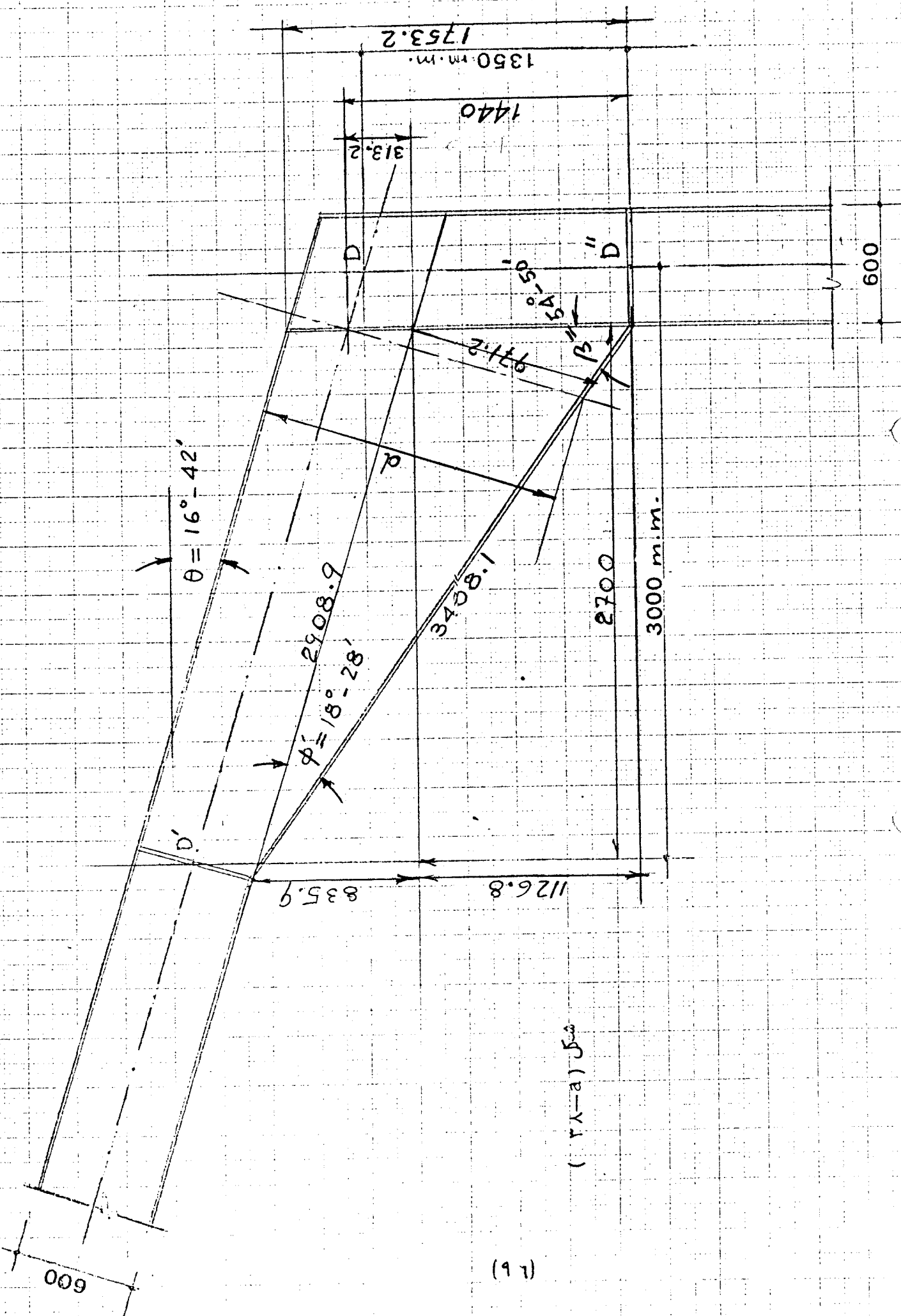
$$W = \frac{840335}{77.06} = 10905 \text{ Cm}^3$$



شکل (۴۴)



شکل (۳۸)



باقرائت لنگرهای دوانتهای ماهیچه ازترسیم شماره (۴)

$$M_1 = 26.22 \text{ T.m.}$$

$$M_2 = 97.03 \text{ T.m.}$$

وتنشهای الاستیک حاصل ازخمشیظیربارهای حدی خواهد بود :

$$\sigma_1 = \frac{26.22 \times 10^5}{3190} = 822 \text{ Kg / Cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{97.03 \times 10^5}{10905} = 890 \text{ Kg / Cm}^2$$

مطابق آنچه که در بند (۲۲-۲-الف) گفته شد این تنشهارا کنترل مینمائیم :

$$\frac{Ld}{bt} = \frac{\frac{300}{\sin \beta} \times 154.12}{26 \times 1.75} = 1238$$

$$F_{b1} = 1.67 \frac{840000}{1238} = 1133 \text{ Kg / Cm}^2$$

محاسبه : F_{b2}

$$I_{yo} = 1.75 \times \frac{26^3}{12} = 2563$$

$$A = 1.75 \times 26 + 1 \times 150.62 \times \frac{1}{6} = 70.60$$

$$r = \sqrt{\frac{2563}{70.36}} = 6.05 \text{ Cm.}$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \frac{26.22}{97.03} + 0.3 \left(\frac{26.22}{97.03} \right)^2 = 1.49$$

$$F_{b2} = \left[1 - \frac{\left(\frac{300}{\sin \beta} \cdot \frac{1}{6.05} \right)^2}{2 \times 1.49 \times 18000} \right] \times 2300 = 2143$$

(۶)

262.24

49.83

49.83

97.03

30 m.

3.00

D

D''

D'

6 m.

E

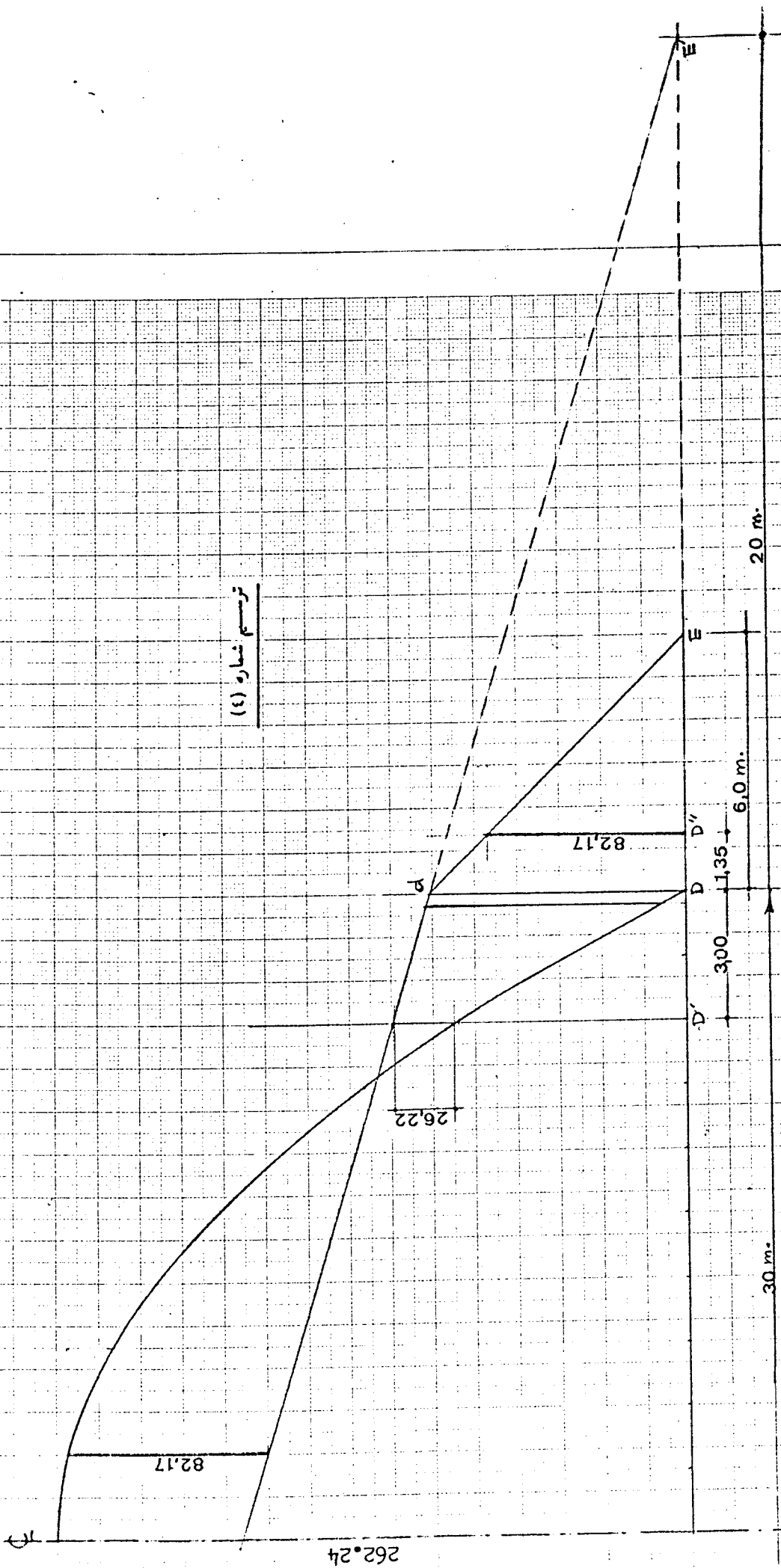
20 m.

رسم شماره (۶)

E

ف

ترسیم شماره (۴)



که تنش 2143 Kg/Cm^2 تعیین کنند ، است و با مقایسه با تنش موجود ، ابعاد

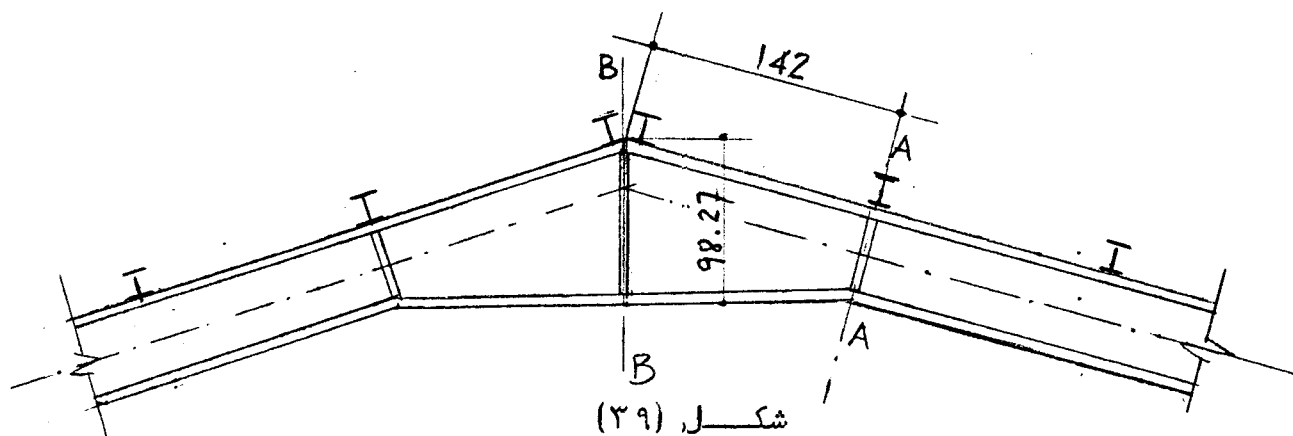
بال موجود تایید میشود .

برای بوجود آوردن ما هیچه — همانطور که اشاره شد ، کافیت جان تیر

را در امتداد طول برید ، و باخم و اضافه کردن ورق ضخامت 10 میلیمتر در آن ،

به شکل مطلوب درآورد .

محاسبه ما هیچه در راس



ورق جان بضامت 10 میلیمتر در نظر گرفته میشود

$$Z_A = 3604 \text{ Cm}^3$$

اساس مقطع پلاستیک در مقطع A - A

$$W_B = 5780 \text{ Cm}^3$$

اساس مقطع الاستیک در مقطع B - B

تنش حاصل از خمشی بین د و مقدار زیر تغییر مینماید: (با قرائت لنگرها از دیاگرام لنگر)

$$\text{در شروع ما هیچه} = \frac{80.42 \times 10^5}{3604} = 22311 \text{ Kg / Cm}^2$$

$$\text{در راس} = \frac{75.17 \times 10^5}{5780} = 1301 \text{ Kg / Cm}^2$$

که مطابق بند (۲۲-۲)

$$l = (17.5 - 5.7 \times 1.301) \times 26 = 262 > 142$$

که قابل قبول است

محاسبه اتصال تیر به پایه با بکاربردن پیچ در کارگاه. شکل (۴۰)

$$M = 97.03 \text{ T.m.}$$

لنگرد محل اتصال

$$V = \frac{82.17}{(6-1.35)} = 17.67 \text{ T.}$$

برش در ستون

فرض شود که از پیچهای با مقاومت زیاد (H.T.)

نوع A 325 با قطر $\frac{7}{8}$ " استفاده شود

بارنهائی هر پیچ عبارتست از ۱۶.۳ تن

فرض شود که طرح شکل (۴۱) را برای

دستگاه اتصال پیچ در نظر گرفته ایم

در مقطع اتصال، لنگر مقاوم، عبارتست از

کوئل نیروی کششی مجموع پیچها و فشار در سطح

تماس یعنی سطح هاشمور خورده در شکل (۴۱)

برای محاسبه از فرض مطمئن و محافظه کارانه

زیرا استفاده مینمائیم :

فرض مینمائیم که حداکثر کشش نظیر بارنهائی

پیچ، در همه پیچها بوجود میآید و نیروی فشاری

متقابل، در سطحی تولید میگردد که حاصل ضرب

مساحت این سطح در تنش جاری شدن برابر نیروی

کششی مجموع پیچهاست :

کشش حداکثر در مجموع پیچها :

$$T = 6 \times 16.3 = 97.8 \text{ T.}$$

سطح فشاری نظیر :

$$A_c = \frac{97.8}{2.3} = 42.52 \text{ cm}^2$$

مقطع موجود بال :

$$A = 26 \times 1.75 = 45.5$$

لنگر مقاوم با محاسبه بازوی کوئل به مقدار تقریبی ۱.۵۴ متر :

$$M_R = 97.8 \times 1.54 = 150.6 \text{ T.m}$$

شکل (۴۱)

که کافی است

حد اکثر لنگر خمشی در صفحه اتصال حاصل از کشش پیچ (با تقریبی)

$$\frac{12}{4} \times 16.3 = 48.9 \text{ T.Cm.}$$

اساس مقطع لازم برای صفحه

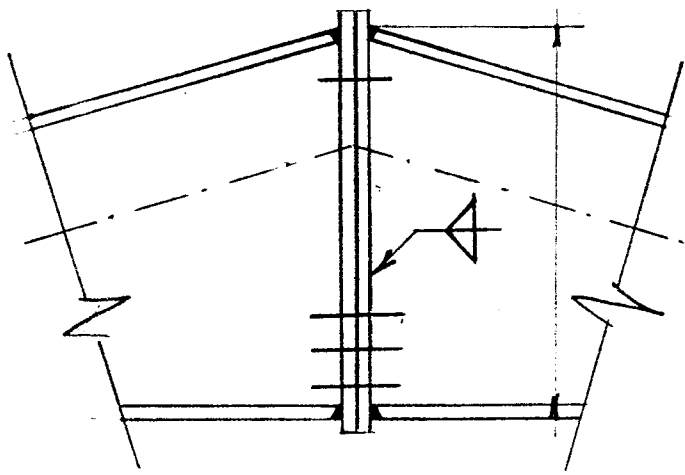
$$W = \frac{48.9}{2.3} = 21.26 \text{ Cm}^3$$

که باید با $\frac{12 t^2}{6}$ گرفته شود
که از آنجا بدست میآید:

$$t = 32 \text{ mm}$$

در این گوشه باید جان پایه را هم با گذاردن قطعه تقویتی (مطابق شکل) مقاوم نمود.

اتصال پیچی در راس شکل (۴۲).



لنگر در بارهای حدی 75.17 T.m.

پیچهای اتصال را مطابق شکل (۴۳)

در نظر میگیریم

کشش حد اکثر در مجموع 6 پیچ

$$T = 6 \times 16.3 = 97.8 \text{ T.}$$

$$A_c = \frac{97.8}{2.3} = 42.52 \text{ Cm}^2$$

سطح فشار

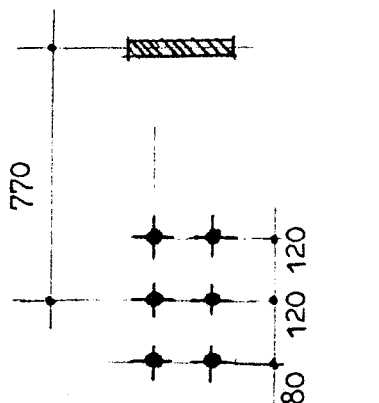
شکل (۴۲)

$$A = 26 \times 1.75 = 45.5$$

سطح بال موجود

لنگر مقاوم (با تقریبی)

$$M_R = 97.8 \times 0.77 = 75.3 > 75.17$$



شکل (۴۳)

پیوست‌ها
(جداول و نمودارها)

پیوست (۱) تا پیوست (۷) فرمولها و نمودارهای آماده برای قابهای شیب دار و قوسی

پیوست (۸) تا پیوست (۱۹) ضرائب مربوط به روش توزیع لنگردرمان اینرسی متغیر

پیوست ۲۰ منحنی تعیین شعاع زانوئی

پیوست ۲۱ نمودار تعیین طول موثرستون

پیوست ۲۲ ضریب تصحیح کننده μ درستون باممان اینرسی متغیر

پیوست ۲۳ جدول تنشهای مجاز فشاری

پیوست ۲۴ تاثیرنسبت $\frac{I_2}{I_1}$ در توزیع الگرها (بار قائم)

پیوست ۲۵ تاثیرنسبت $\frac{I_2}{I_1}$ در توزیع الگرها (بار افقی)

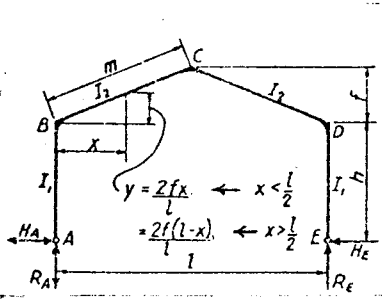
پیوست ۲۶ لنگرهای خمشی و عکس العملهاد ربارنهائی

پیوست ۲۷ مقادیر M_p و α

پیوست ۲۸ منحنی رابطه n در زانوئی

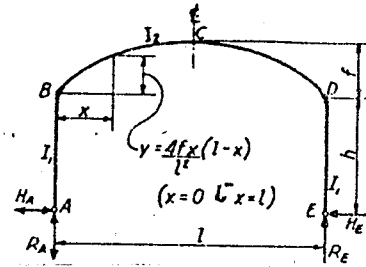
پیوست ۲۹ طول سقف در قابهای با سقف شیب دار و منحنی

فرمولهای آماده برای قابهای با مقاطع ثابت



$$K = \frac{I_2 h}{I_1 m} \quad Q = \frac{f}{h}$$

$$N = 4(K + 3 + 3Q + Q^2)$$



$$K = \frac{f_2 h}{I_1 l} \quad Q = \frac{f}{h}$$

$$N = 2(10K + 15 + 20Q + 8Q^2)$$

فرمولهای کلی :

در این فرمولها مقدار x در رابطه M_x همیشه از مبدأ نقطه B در نظر گرفته میشود .

علامت مثبت (+) مربوط است به لنگرهائی که در سطح رو به داخل قاب تولید کشش

میکند ، و قتیکه بارهای قائم از بالا به پائین و بارهای افقی از چپ به راست عمل مینمایند .

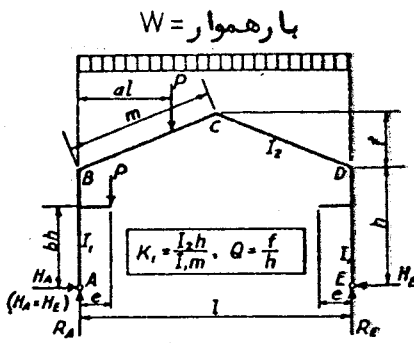
جهت عکس العملها و قسمتهای تشکیل دهنده فرمولهای لنگر مطابق شکلی میباشد .

و قتیکه جهت بارها برعکس شود (بدون آنکه وضعیت آنها تغییر نماید) ممکن است جهت

عکس العملها تغییر کند و علائم کلیه لنگرها عوض خواهد شد .

قابهای شیبدار و مستطیل شکل (وقتی $Q=0$ است قاب مستطیلی است)

ضرایب تعیین عکس العمل - برای قابهای با پای مفصلی



۱- $H_E = C_1 W l^2 / h$ برای باریکناخت گسترده در تمام دهانه

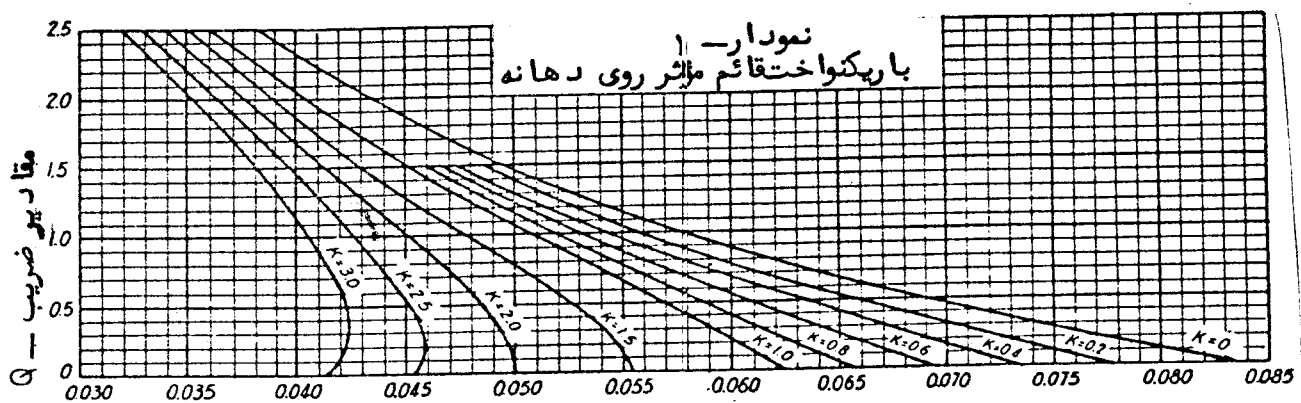
($H_E = C_1 W l^2 / 2h$) وقتی که فقط نصف دهانه بار شده است

۲- $H_E = C_2 C_1 P l / h$ برای تکیه بار قائم P بفاصله $(a l)$ از تکیه انتهایی قاب

($H_E = 2 C_2 C_1 P l / h$) وقتی که دو تکیه بار برابر P بفاصله $(a l)$ از هر انتهای اثر کند

۳- $H_E = C_3 P e / h$ برای تکیه بار P مؤثر بر انتهای طاقچه بعرض e

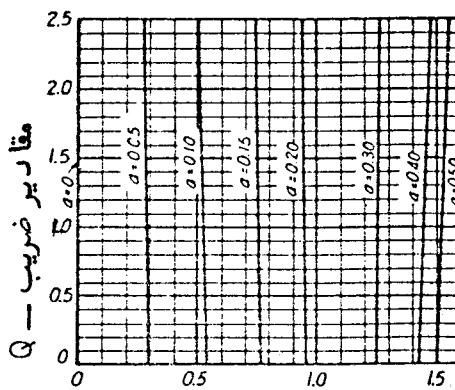
($H_E = 2 C_3 P e / h$) وقتی که دو تکیه بار برابر P بر انتهای هر طاقچه اثر کند



مقادیر ضریب C_1

نمودار ۲

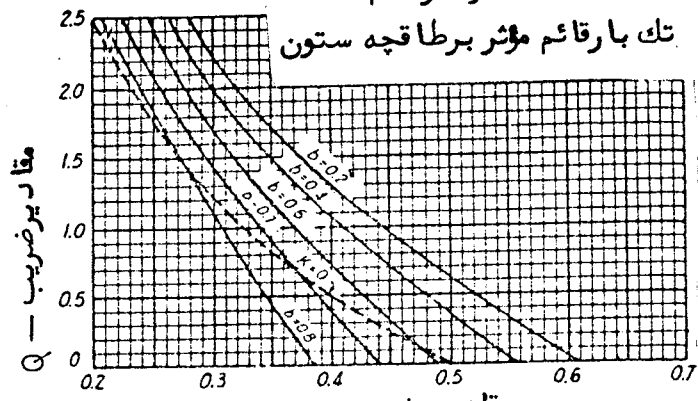
تکیه بار قائم مؤثر روی دهانه



مقادیر ضریب C_2

نمودار ۳

تکیه بار قائم مؤثر بر طاقچه ستون



مقادیر ضریب C_3

خطوط پر در نمودار ۳ با زاویه مقادیر مختلف (b) است وقتی $K=3$ می باشد و خط چین با زاویه

تمام مقادیر (b) است وقتی $K=0$ می باشد.

$$R_A = \frac{W l}{2}$$

$$R_E = \frac{W l}{2}$$

فرمولهای عکس العمل های قائم: بار هموار در تمام دهانه

$$R_A = \frac{3 W l}{8}$$

$$R_E = \frac{W l}{8}$$

بار هموار در نیمه چپ دهانه

$$R_A = P(l-a)$$

$$R_E = P a$$

تکیه بار قائم P مؤثر بر سقف

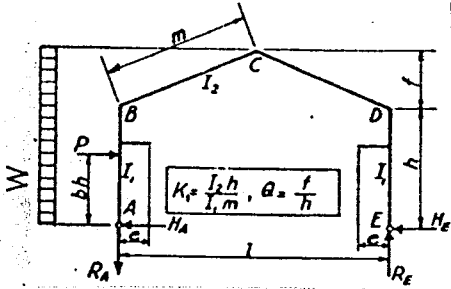
$$R_A = \frac{P(l-e)}{l}$$

$$R_E = \frac{P e}{l}$$

تکیه بار قائم P مؤثر بر طاقچه ستون

قابهای شیدار و مستطیل شکل (وقتی $Q=0$ قاب مستطیل شکل است)

ضرایب تعیین عکس العمل - برای قابهای با پای مفصلی



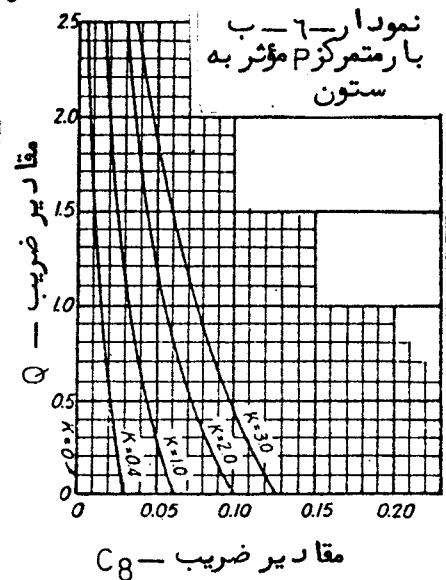
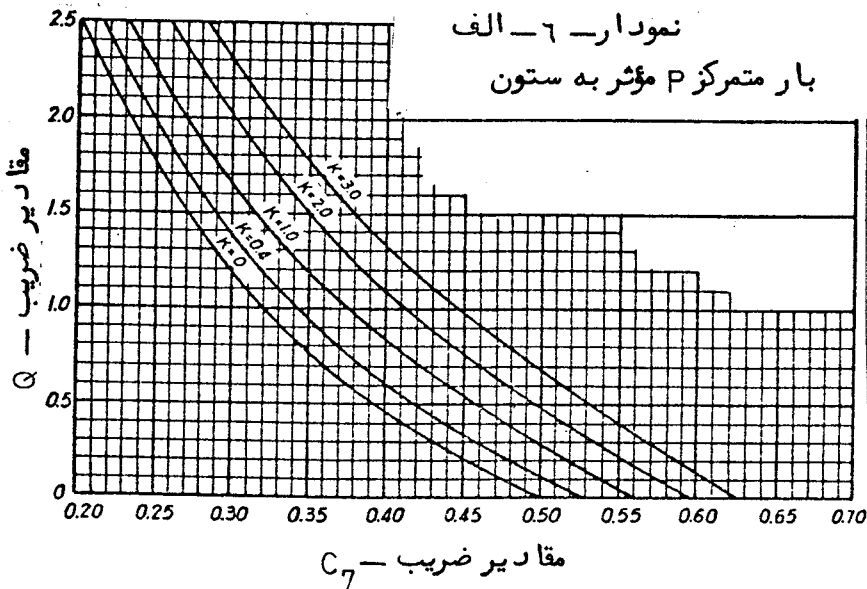
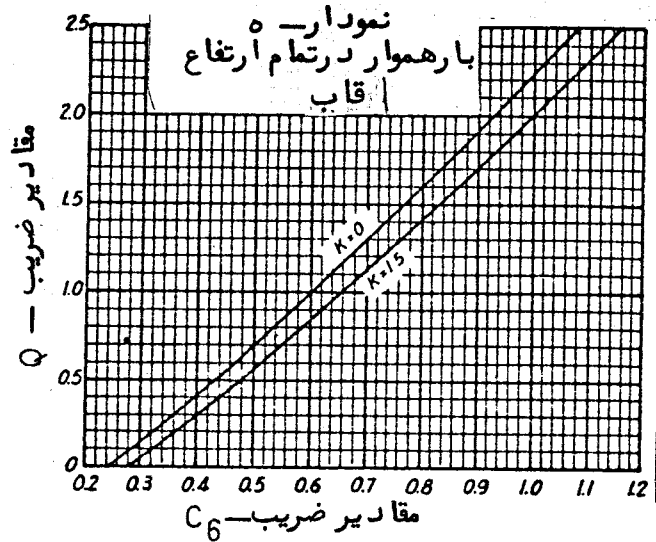
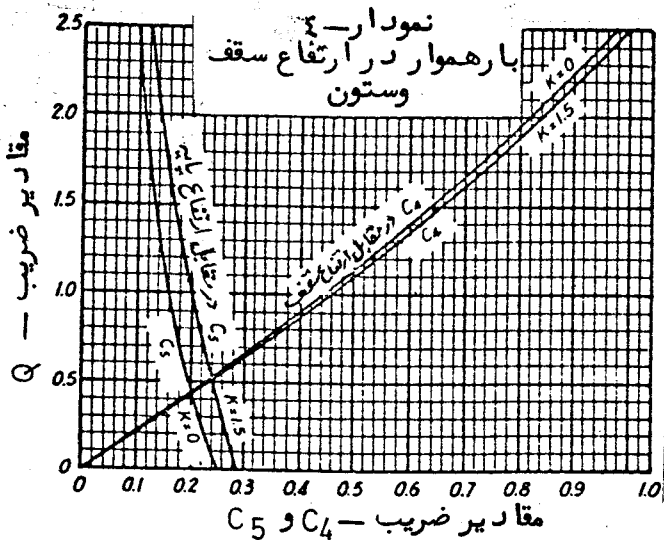
۴- برای بار هموار افقی مؤثر به سقف قاب $H_d = C_4 w h$

۴- برای بار هموار افقی مؤثر به ستون قاب $H_d = C_5 w h$

۵- برای بار هموار افقی مؤثر به تمام ارتفاع قاب $H_d = C_6 w h$

۶- برای بار متمرکز P مؤثر به یک ستون قاب ($b \leq l/2$) $H_d = P b (C_7 - b' C_8) / l$

($H_d = P$) برای دو بار متمرکز P مؤثر به هر دو ستون قاب در یک سطح



فرمولهای عکس العطهای قائم:

$$R_A = R_E = \frac{P b h}{l}$$

$$R_A = R_E = \frac{w l (2h + f)}{2l}$$

$$R_A = R_E = \frac{w h^2}{2l}$$

$$R_A = R_E = \frac{w (h + f)^2}{2l}$$

بار متمرکز افقی P

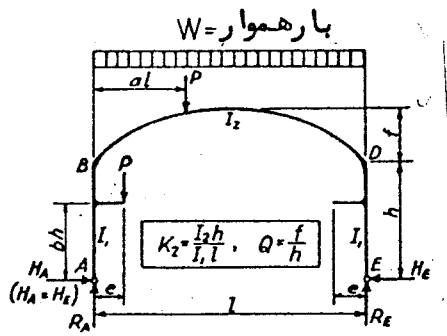
بار هموار افقی مؤثر به سقف

بار هموار افقی مؤثر به ستون

بار هموار افقی در تمام ارتفاع قاب

قابهای سه‌می و مستطیل شکل (وقتی $Q=0$ است قاب مستطیل است)

ضرایب عکس‌العمل - برای قابهای با پای مفصلی



$$1- H_E = C_1 W l^2 / h \quad \text{برای باریک‌نواخت گسترده در تمام دهانه}$$

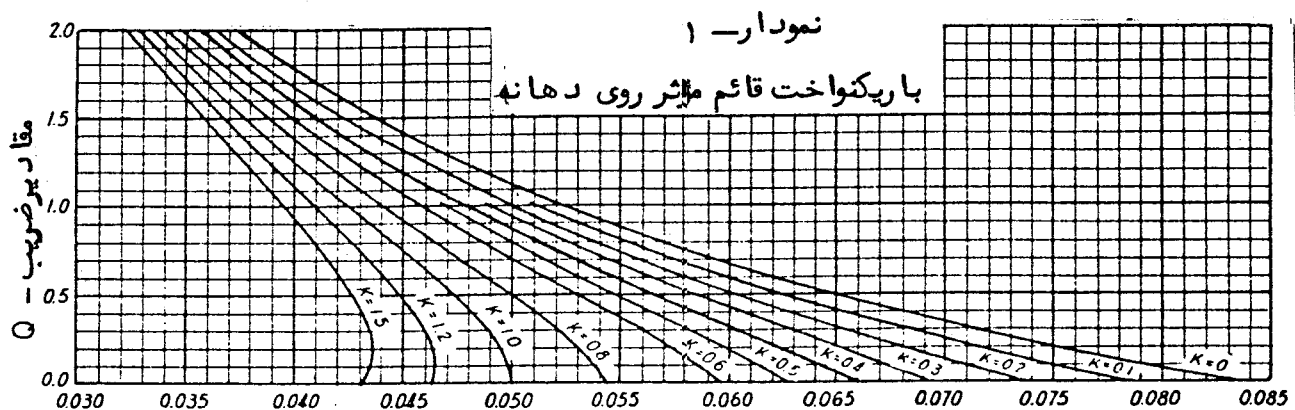
$$(H_E = C_1 W l^2 / 2h) \quad \text{و قتیکه فقط نصف دهانه بار شد ه است}$$

$$2- H_E = C_2 C_1 P l / h \quad \text{برای تکیه بار P با فاصله (al) از تکیه انتهایی قاب}$$

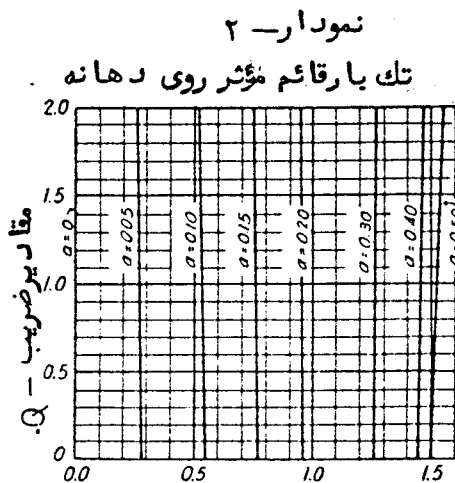
و قتیکه دو تکیه بار برابر P با فاصله (al) از هراتنها اثر کنند

$$3- H_E = C_3 P e / h \quad \text{برای تکیه بار P مؤثر بر انتهای طاقچه بعرض e}$$

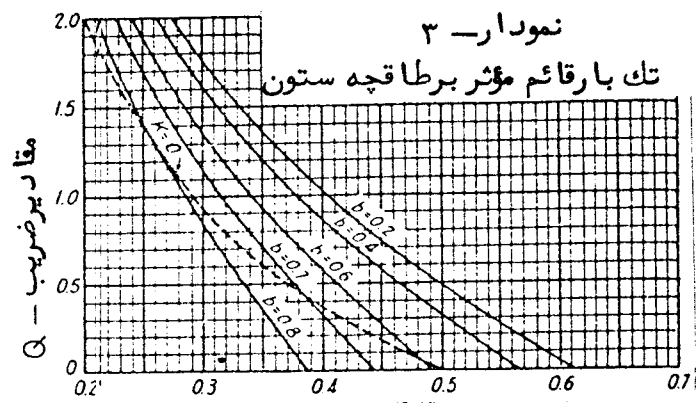
$$(H_E = 2 C_3 P e / h) \quad \text{و قتیکه دو تکیه بار برابر P بر انتهای هر طاقچه اثر کنند}$$



مقادیر ضریب C_1



مقادیر ضریب C_2



مقادیر ضریب C_3

خطوط پر در نمودار ۳ با زاویه مقدار مختلف b است وقتی $K=3$ می‌باشد و خط چین با زاویه تمام

مقادیر b است وقتی $K=0$ می‌باشد.

$$R_A = \frac{W l}{2}$$

$$R_A = \frac{3 W l}{8}$$

$$R_A = P(1-a)$$

$$R_A = \frac{P(1-e)}{l}$$

$$R_E = \frac{W l}{2}$$

$$R_E = \frac{W l}{8}$$

$$R_E = P a$$

$$R_E = \frac{P e}{l}$$

فرمولهای عکس‌العملی قائم: باریک‌نواخت در تمام دهانه

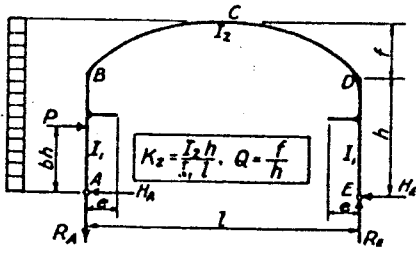
بار هموار در نیمه چپ دهانه

تکیه بار قائم P مؤثر بر سقف

تکیه بار قائم P مؤثر بر طاقچه ستون

قابهای سهمی و مستطیل شکل (وقتی $Q = 0$ قاب مستطیل شکل است)

ضرایب تعیین عکس العمل - برای قابهای با پای مفصلی



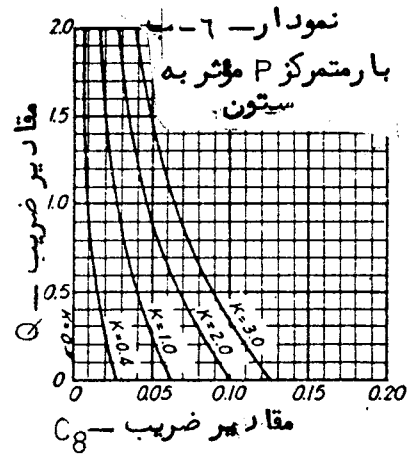
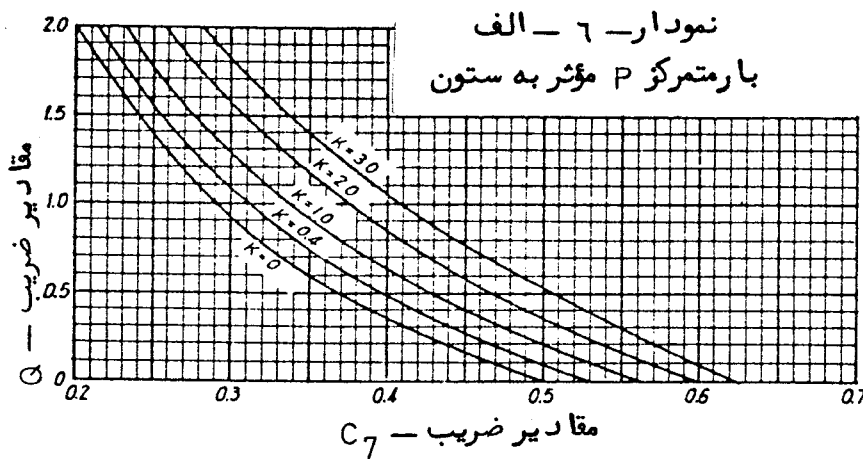
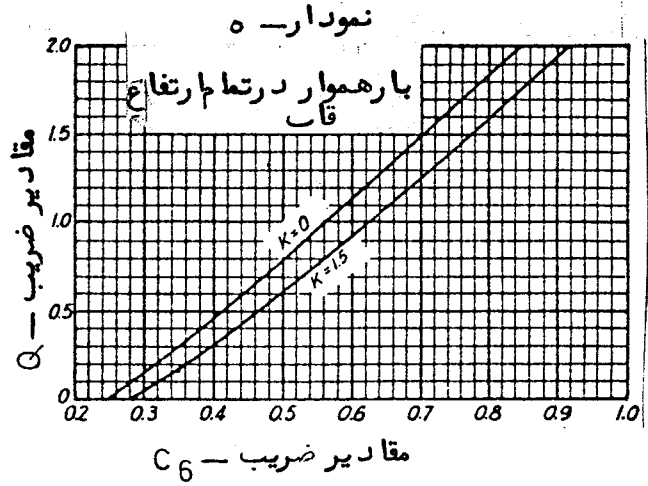
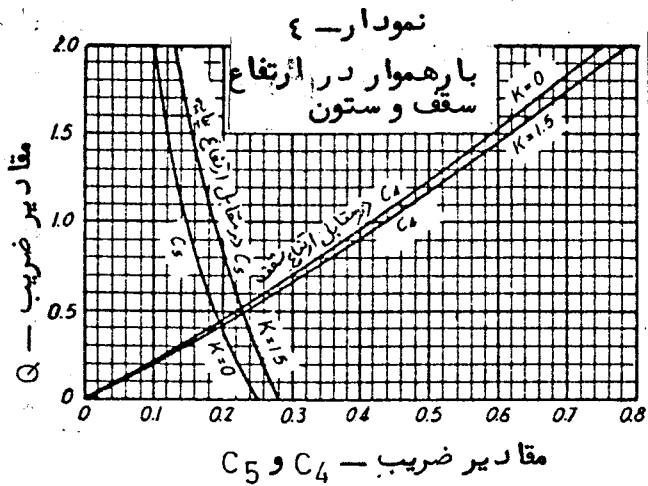
۴- برای بار هموار افقی مؤثر به سقف قاب $H_E = C_4 wh$

۴- برای بار هموار افقی مؤثر به ستون قاب $H_E = C_5 wh$

۵- برای بار هموار افقی مؤثر به تمام ارتفاع قاب $H_E = C_6 wh$

۶- برای بار متمرکز P مؤثر به یک ستون قاب ($b \leq 1.0$) $H_E = Pb(C_7 - b^2 C_8)$

($H_E = P$) برای بار متمرکز P مؤثر به هر دو ستون قاب در یک سطح



فرمولهای عکس العملهای قائم:

$R_A = R_B = \frac{Pbh}{l}$

$R_A = R_B = \frac{wf(2h+f)}{2l}$

$R_A = R_B = \frac{wh^2}{2l}$

$R_A = R_B = \frac{wf(h+f)^2}{2l}$

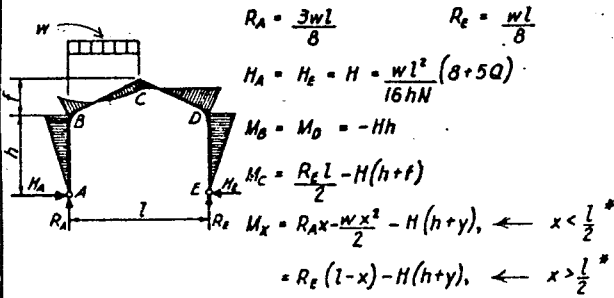
بار متمرکز افقی P

بار هموار افقی مؤثر به سقف

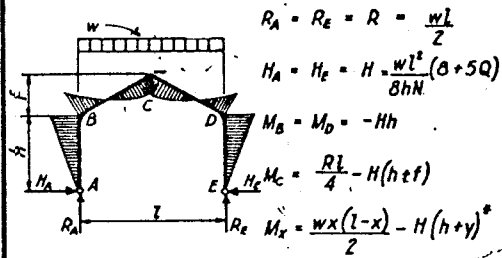
بار هموار افقی مؤثر به ستون

بار هموار افقی در تمام ارتفاع قاب

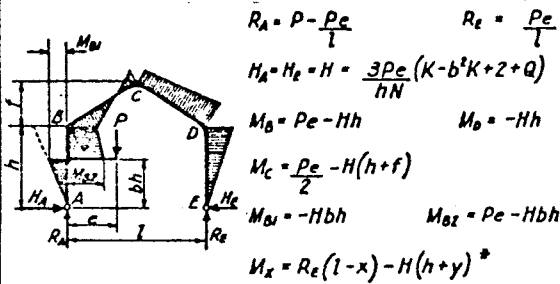
الف - بار قائم یکنواخت در نصف دهانه



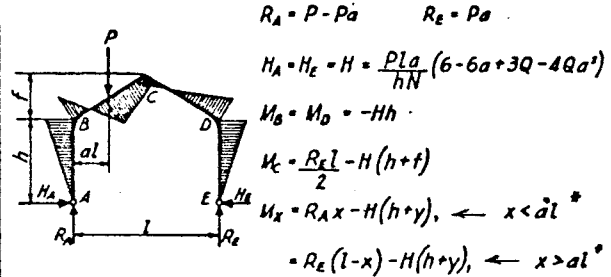
حالت ١ - بار گسترده یکنواخت قائم در تمام دهانه



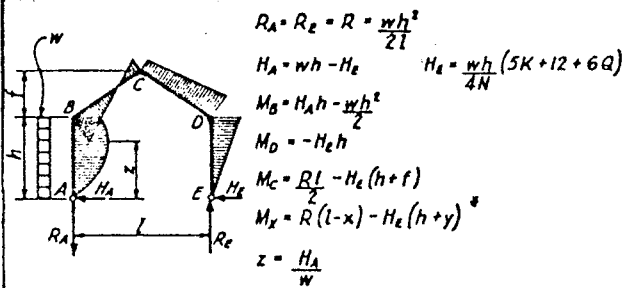
حالت ٣ - تك بار مؤثر بر طاقچه ستون سمت چپ



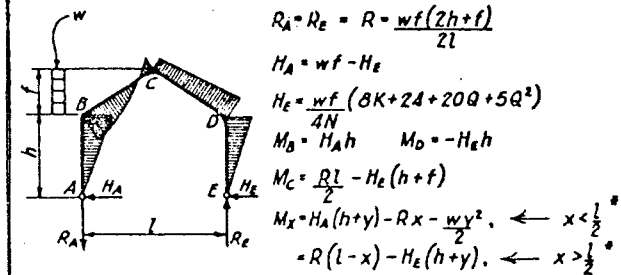
حالت ٢ - تك بار قائم مؤثر در هر نقطه از تیر قاب



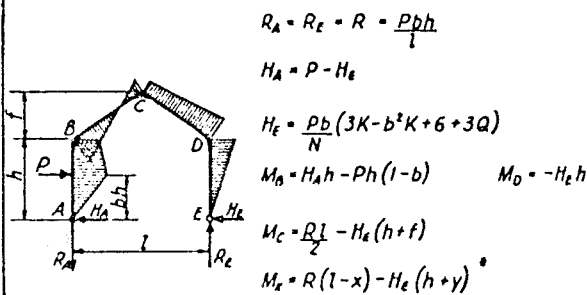
حالت ٤ - ب بار یکنواخت افقی مؤثر بر ستون تنها



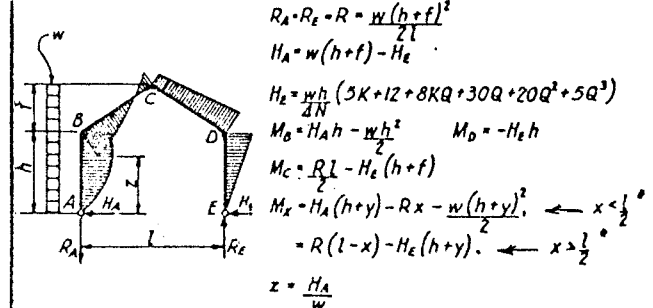
حالت ٥ - الف - بار یکنواخت افقی مؤثر بر سقف تنها



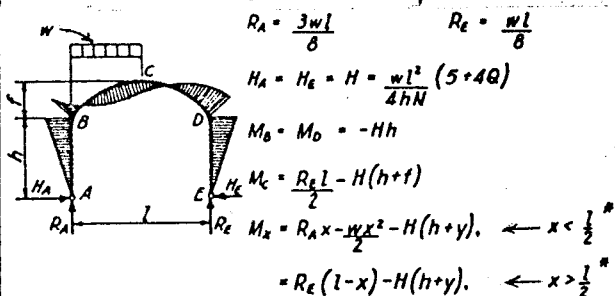
حالت ٦ - تك بار افقی مؤثر به هر نقطه از ستون



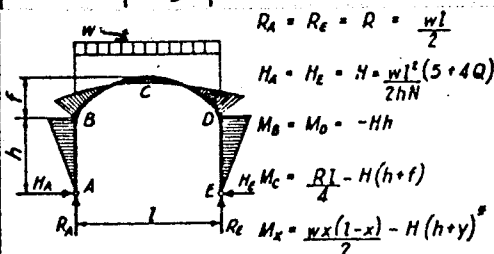
حالت ٥ - ب بار یکنواخت افقی مؤثر به سقف و ستون



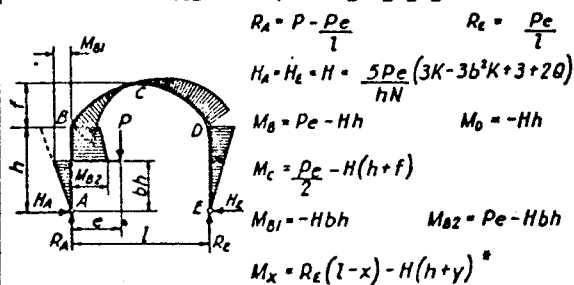
۱- الف- بار قائم یکنواخت در نصف دهانه



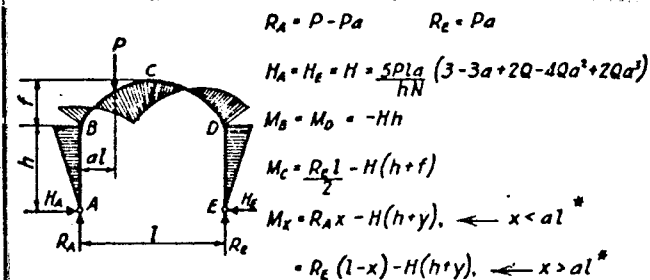
حالت ۱- بار گسترده یکنواخت قائم در تمام دهانه



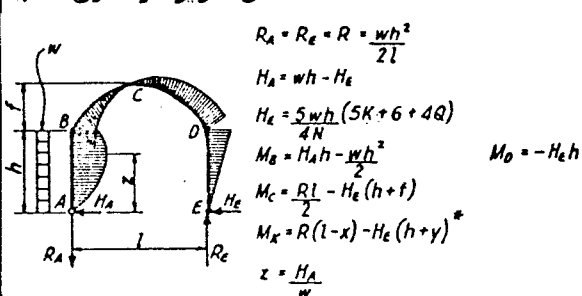
حالت ۳- تک بار مؤثر بر طاقچه ستون سمت چپ



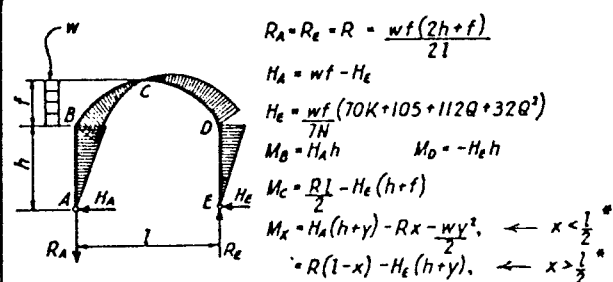
حالت ۲- تک بار قائم مؤثر در هر نقطه از تیر قاب



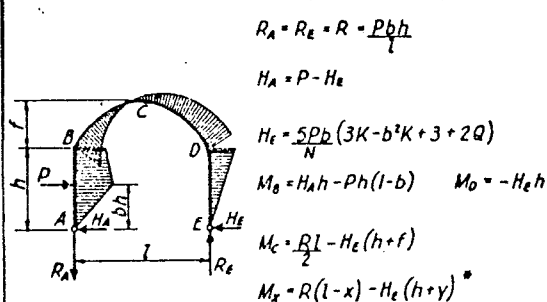
حالت ۴- الف- بار یکنواخت افقی مؤثر به سقف تنها



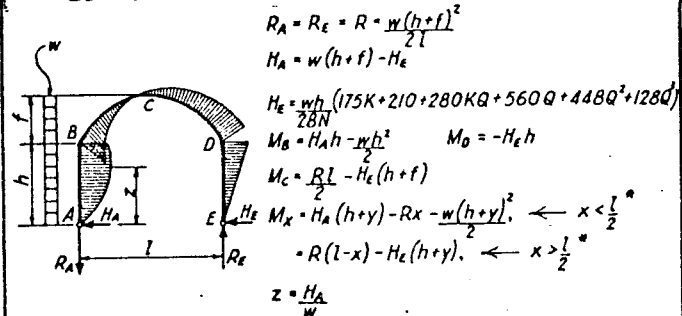
حالت ۴- الف- بار یکنواخت افقی مؤثر به سقف تنها



حالت ۶- تک بار افقی مؤثر به هر نقطه از ستون



حالت ۵- بار یکنواخت افقی مؤثر به سقف و ستون



پیوست (۸)

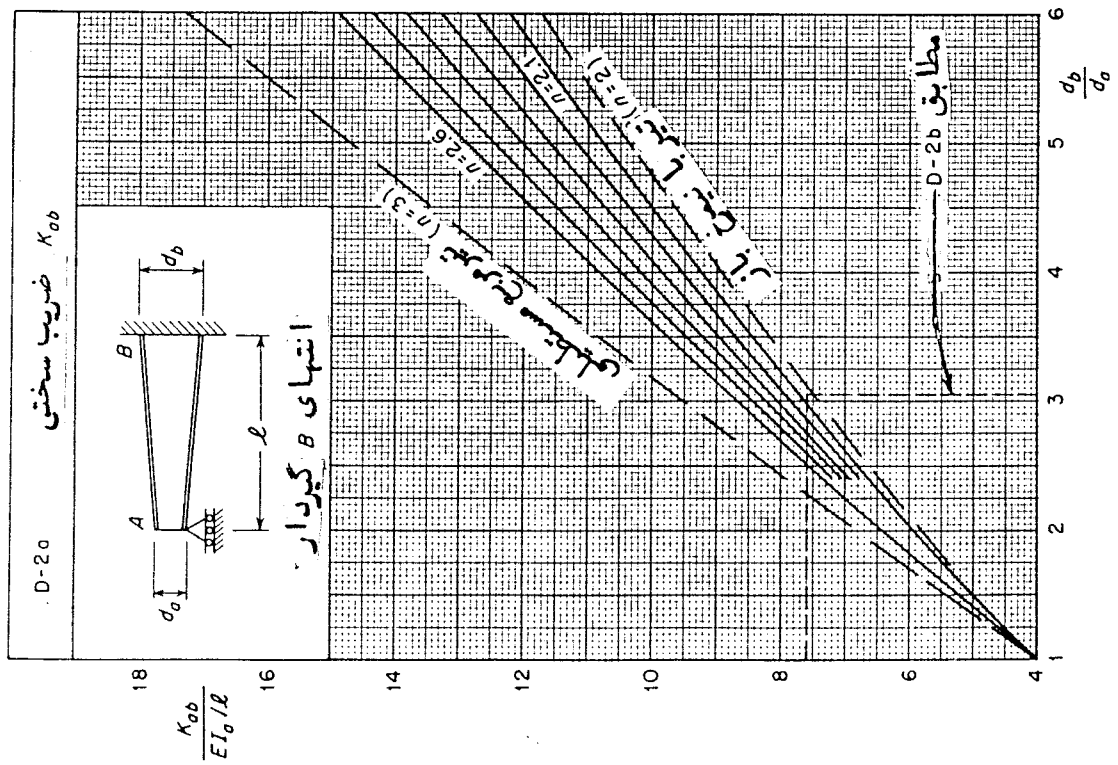
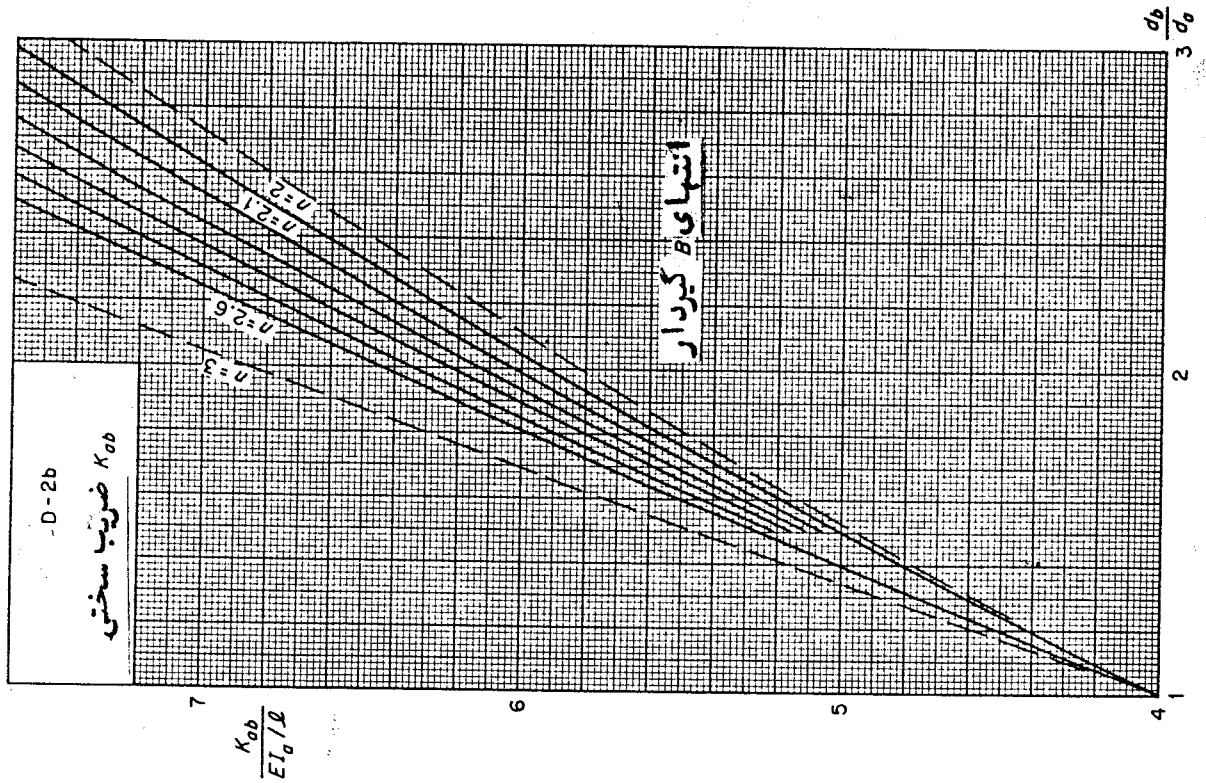
فهرست وتوضیحات مربوط به :

ضرائب توزیع لنگر برای تیرهای باممان اینرسی متغیر

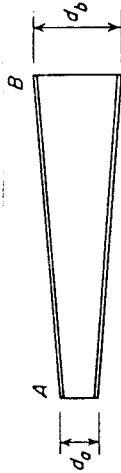
- پیوست (۹) ضریب شکل n
- پیوست (۱۰) ضرائب سختی^(۱) (یا صلبیت چرخشی^(۲)) K_{ab} برای حالتی که تکیه گاه دیگر گیرد راست
- پیوست (۱۱) ضرائب سختی (یا صلبیت چرخشی) K_{ab} برای حالتی که تکیه گاه دیگر آزاد است
- پیوست (۱۲) ضرائب سختی (یا صلبیت چرخشی) K_{ba} برای حالتی که تکیه گاه دیگر گیرد راست
- پیوست (۱۳) ضرائب سختی (یا صلبیت چرخشی) K_{ba} برای حالتی که تکیه گاه دیگر آزاد است
- پیوست (۱۴) ضرائب انتقال لنگر COF_{ab}
- پیوست (۱۵) ضرائب انتقال لنگر COF_{ab} ولنگرهای گیرداری تکیه گاه (بار هموار گسترده)
- پیوست (۱۶) و (۱۷) و (۱۸) لنگرهای گیرداری تکیه گاه (بار متمرکز)
- پیوست (۱۹) لنگرهای گیرداری تکیه گاه (انتقال گره)

توضیحات :

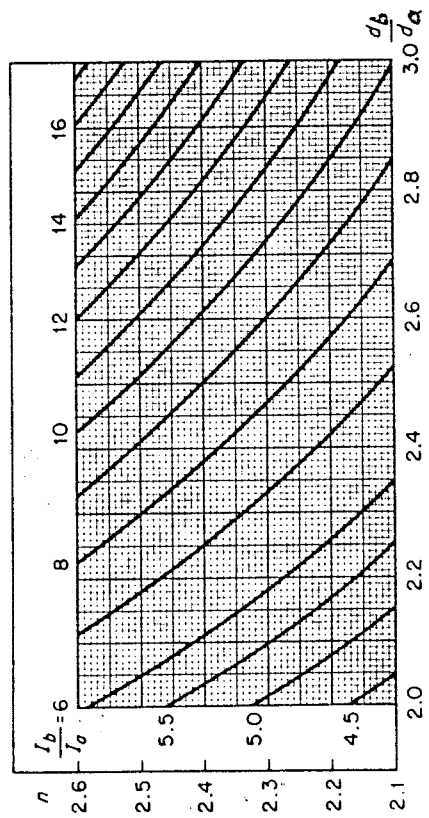
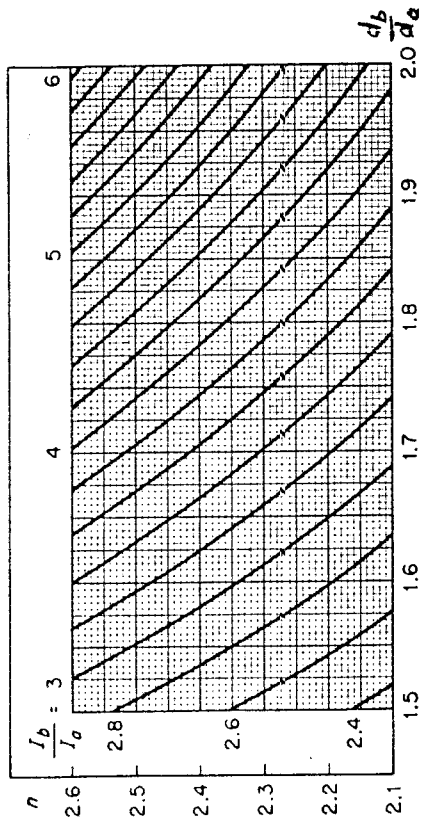
- ۱- منظور از ضریب شکل (n) ضریبی است که شامل شکل هندسی تیر را در حالت باممان اینرسی متغیر، در نتیجه محاسبه منعکس مینماید. ضریب شکل n از ۲ تا ۳ متغیر است.
- ۲- در تیرهای با مقطع I و تا مقطع قوطی شکل، ضریب n از ۲.۱ تا ۲.۶ تغییر مینماید.
- ۳- منظور از تیر مربع مستطیلی، تیری است که مقطع آن به شکل مربع مستطیل پراشده رایین تیرها $n = 3$ است.
- ۴- منظور از تیر با نیمرخ باز، تیری است که نیمرخ آن با جان سوراخدار با مشبك باشد و بطور کلی دارای جان پرنباشد. در این تیرها $n = 2$ است.



ضرب شکل n



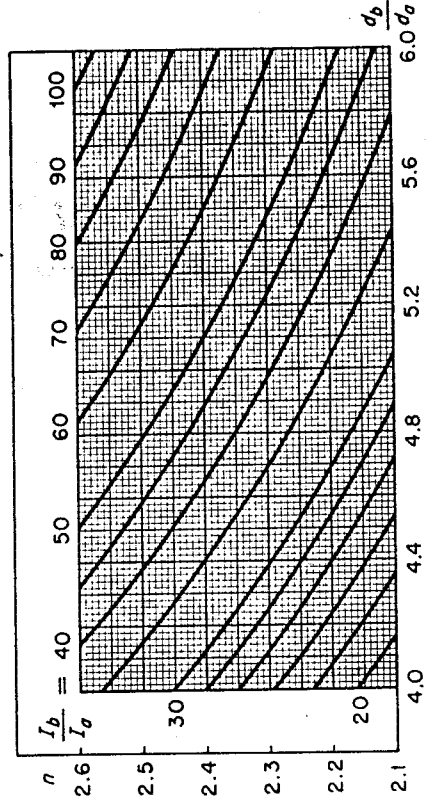
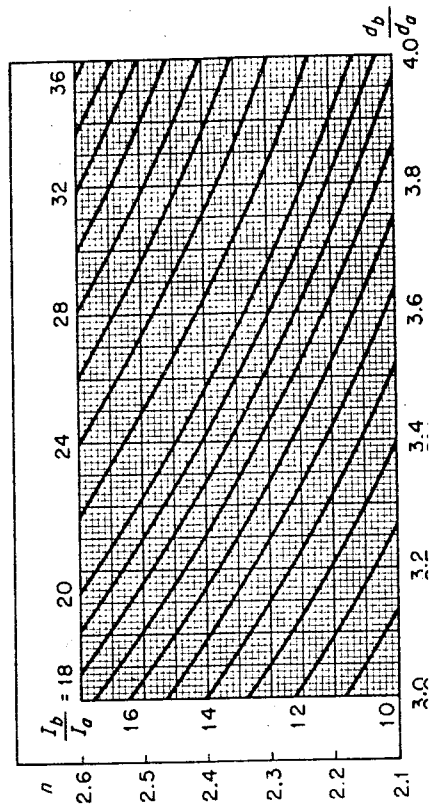
D-1a

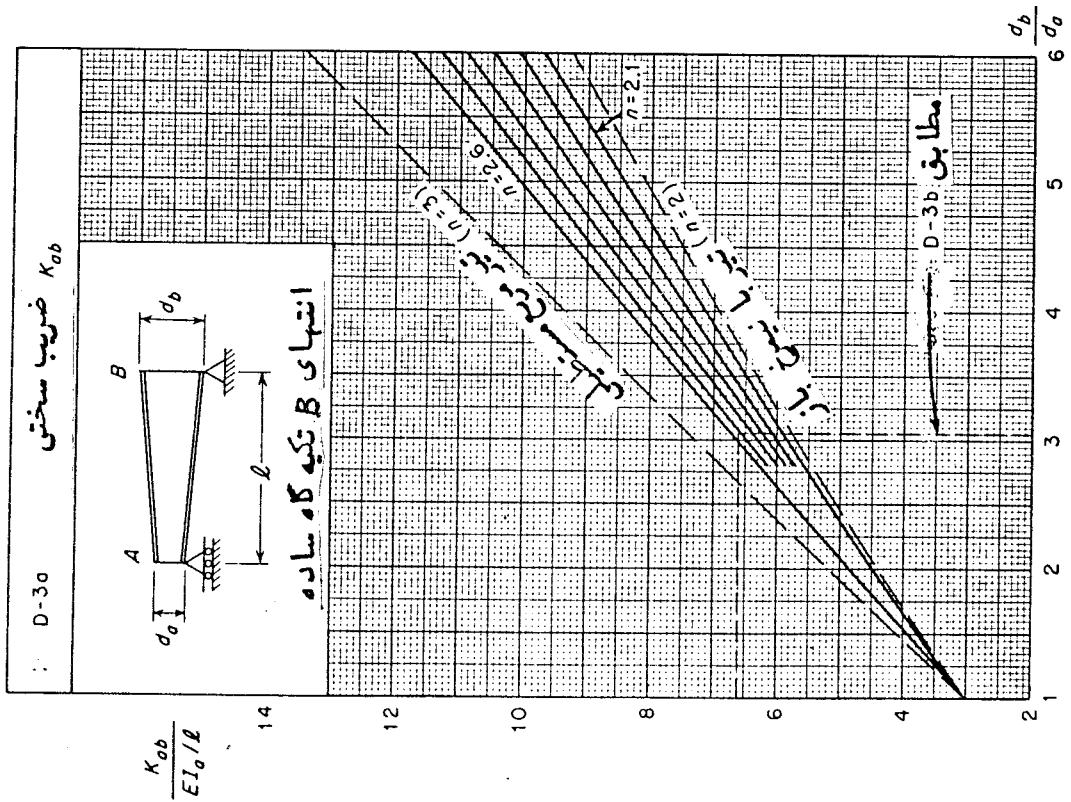
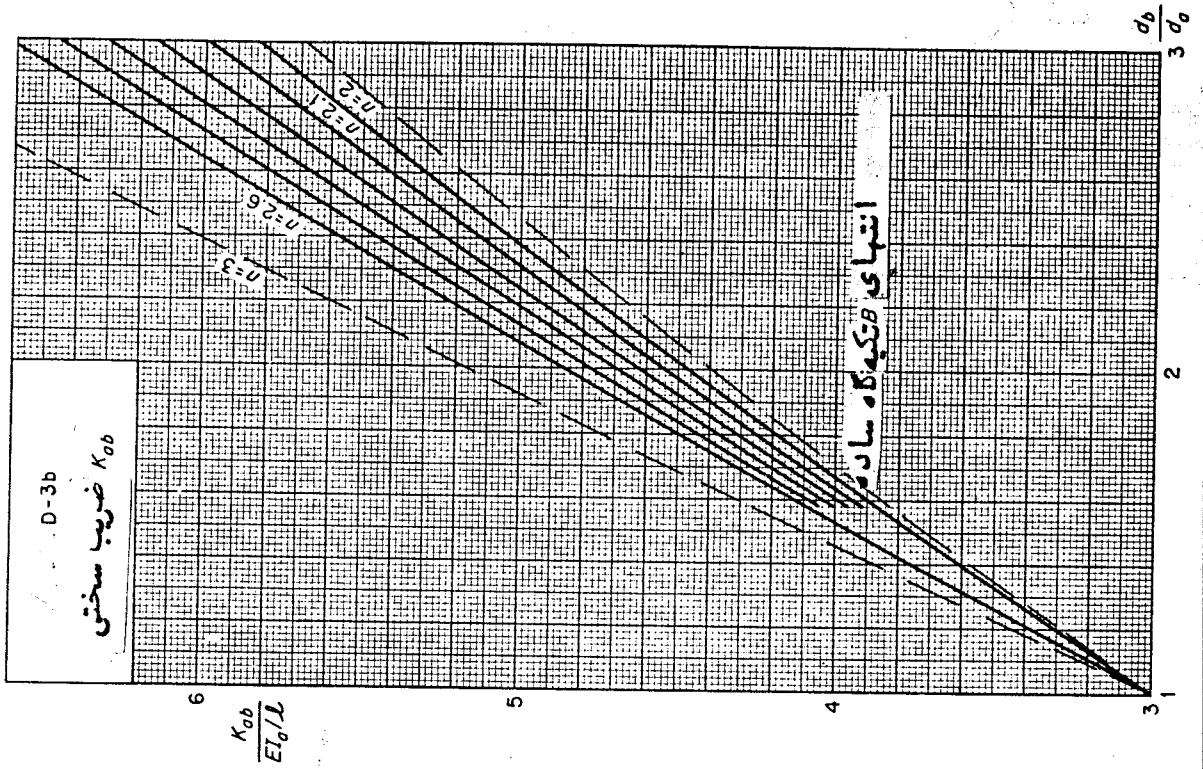


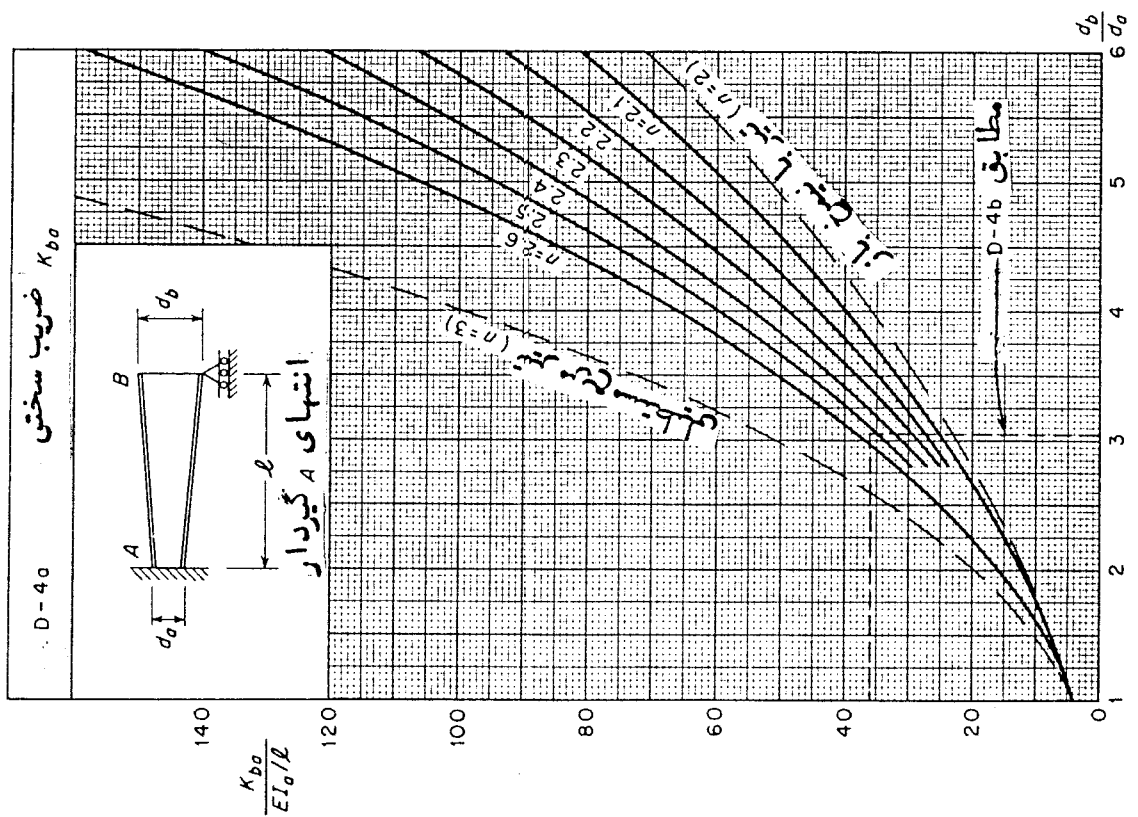
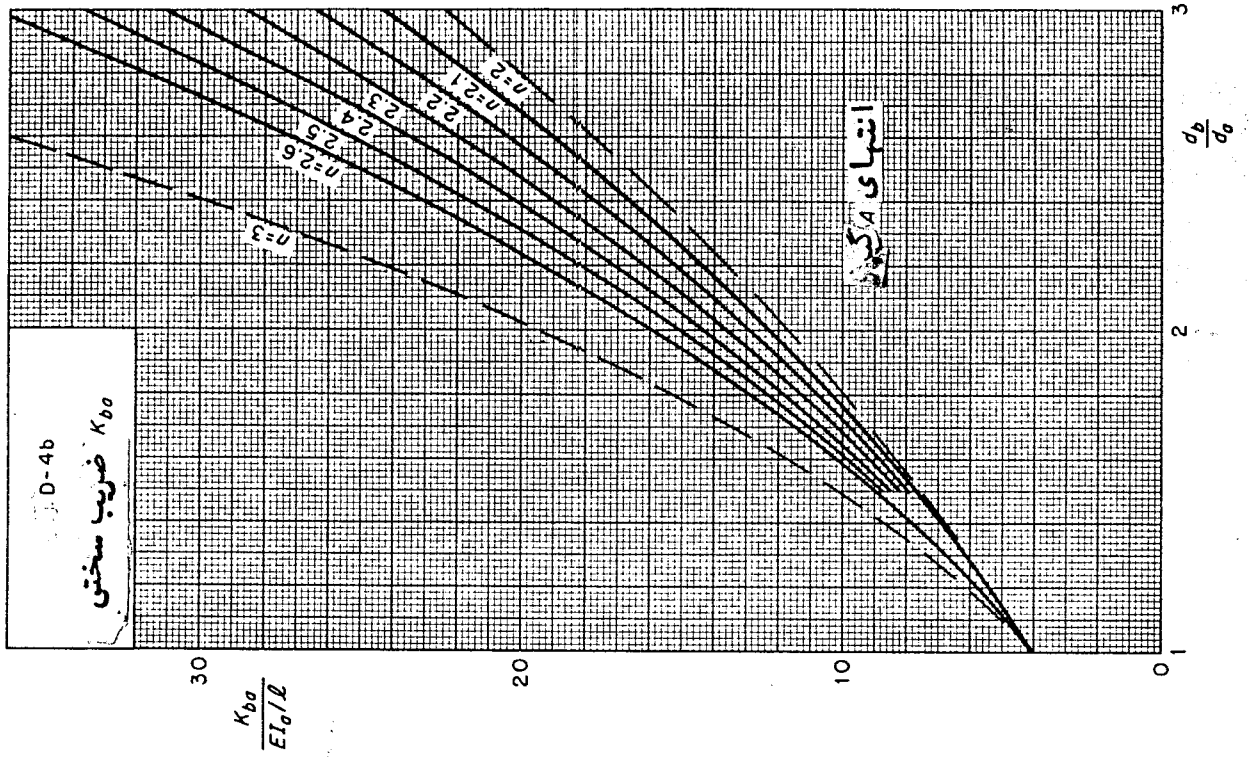
D-1b

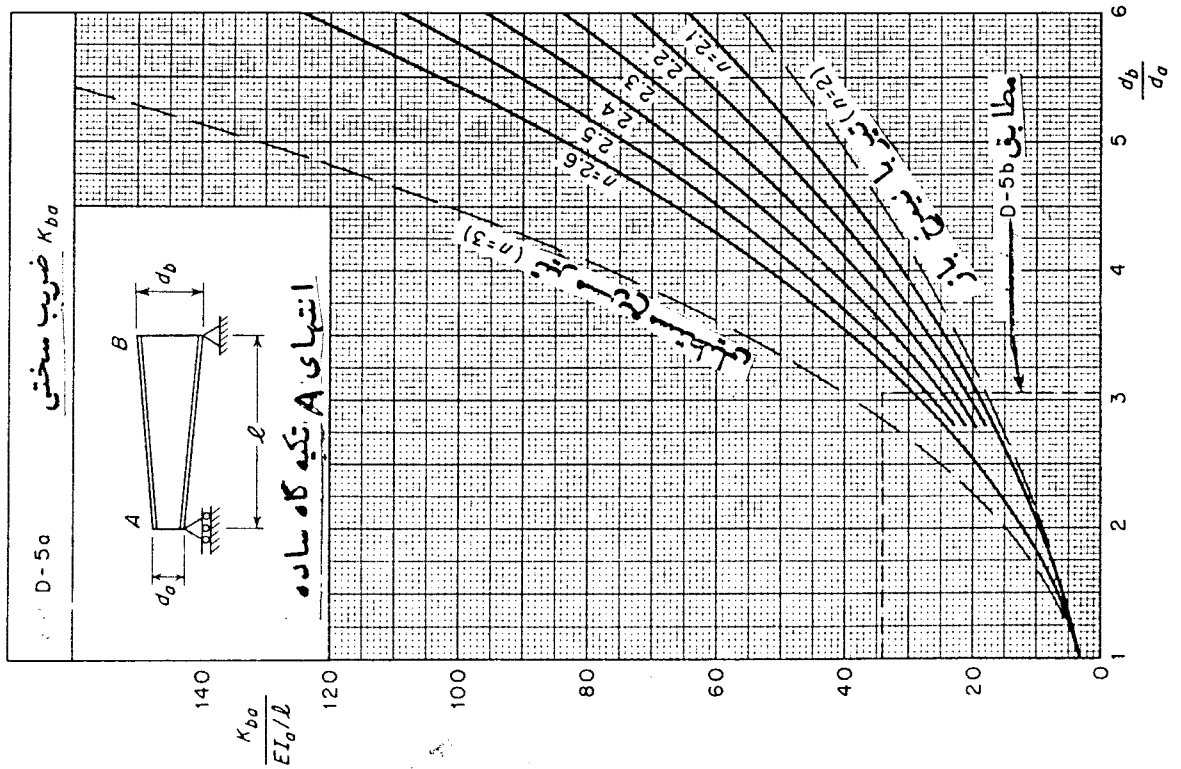
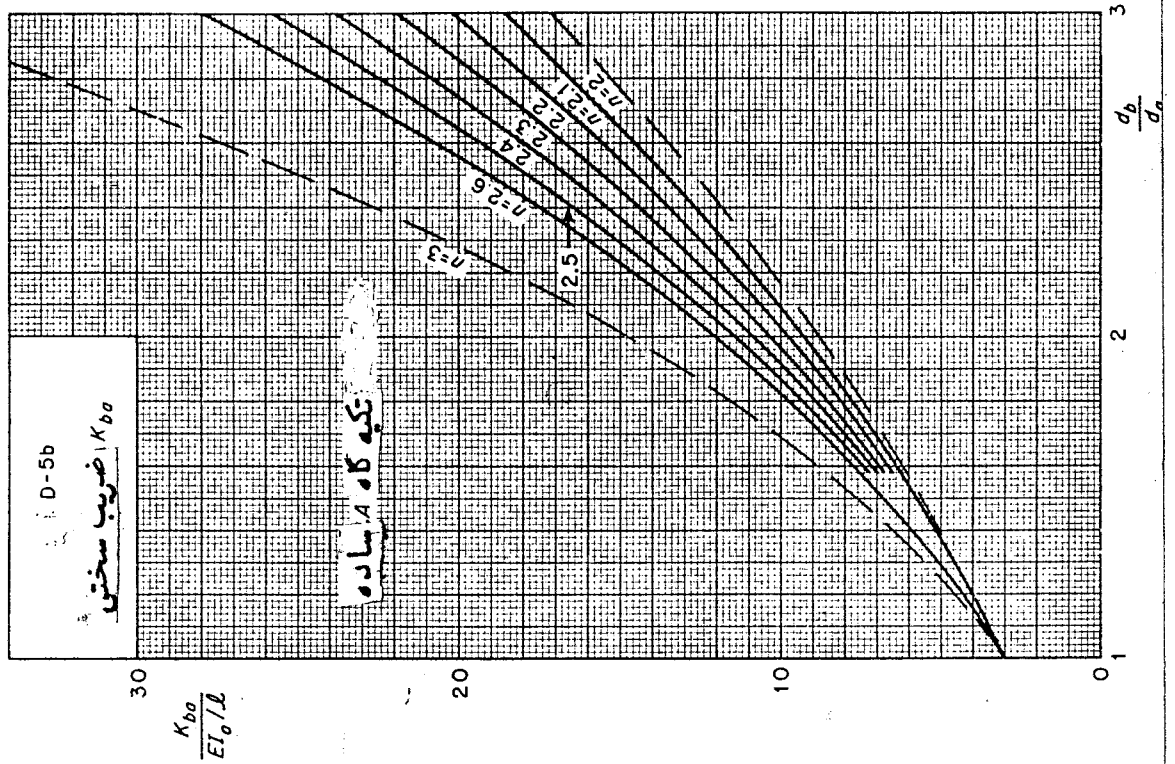
SHA

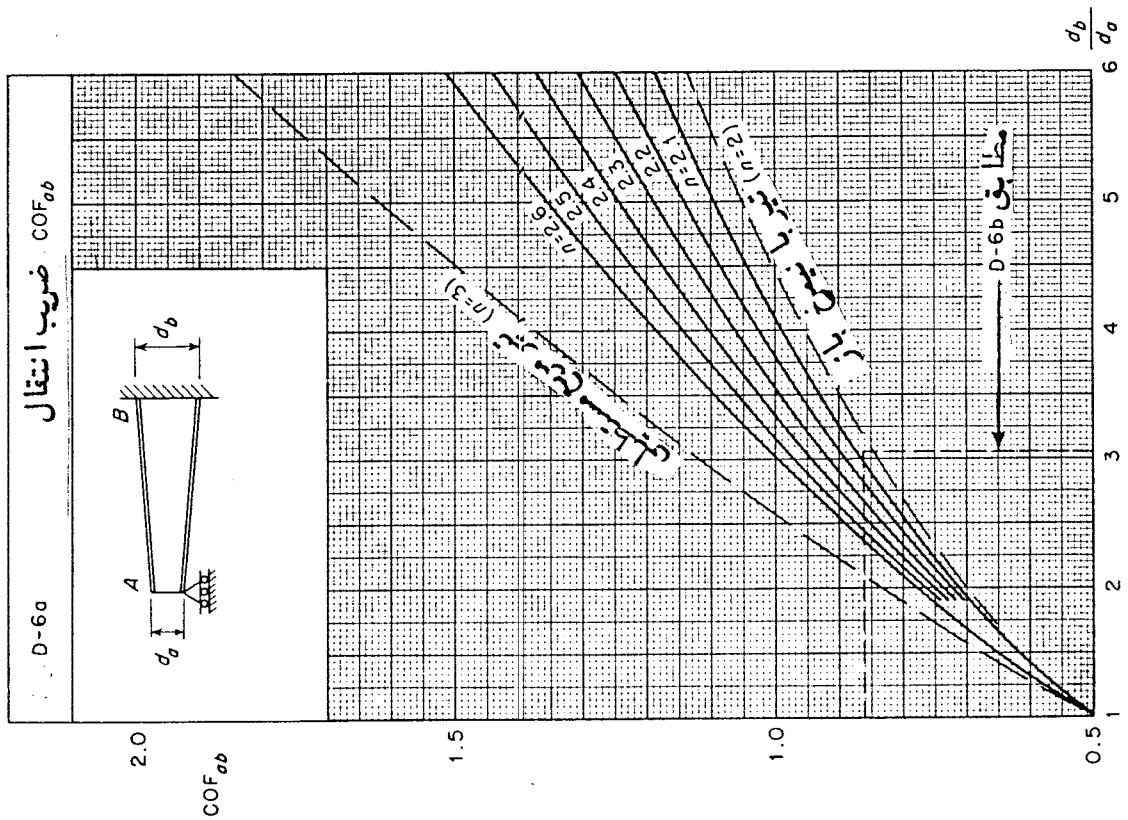
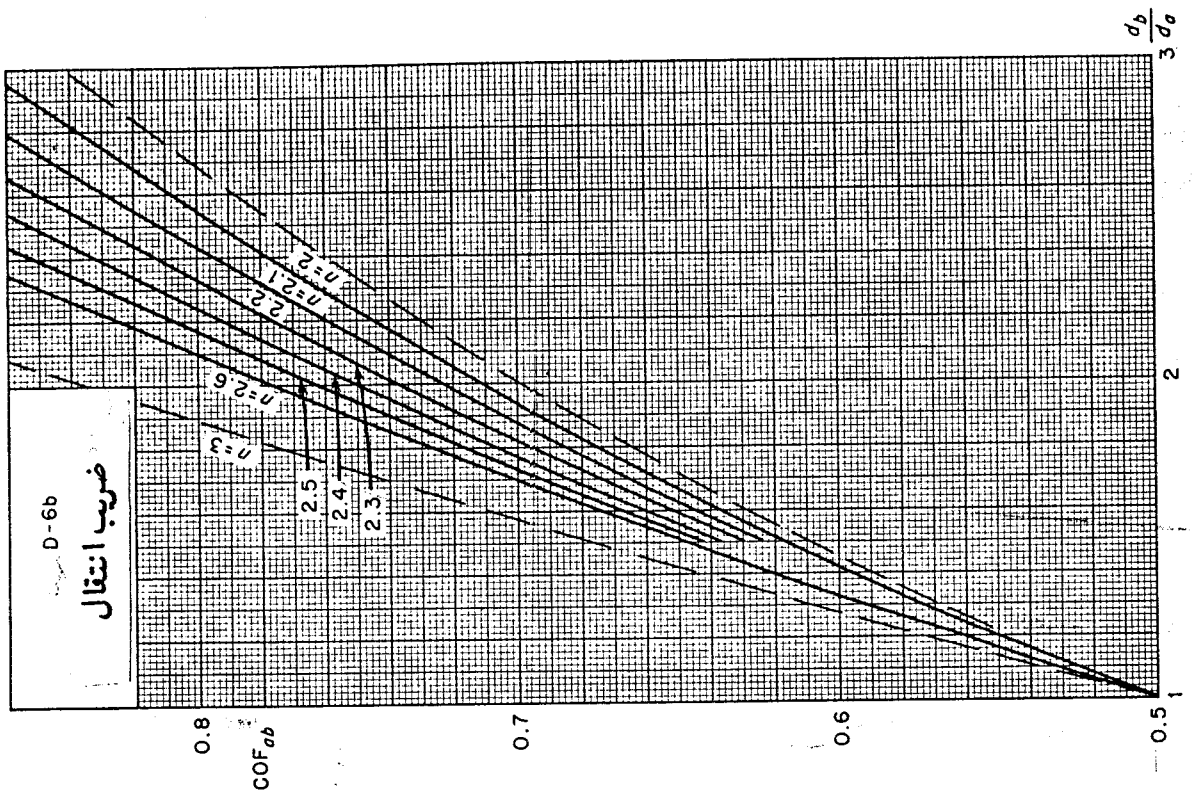
n

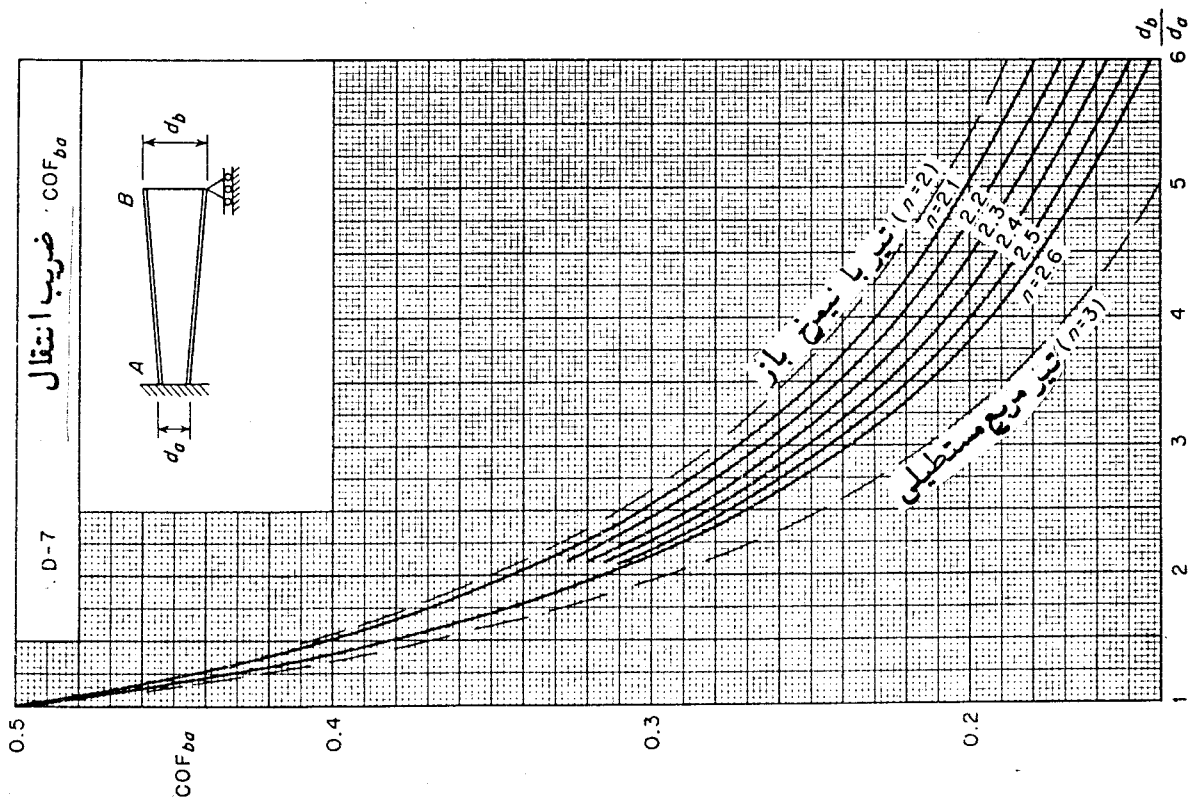
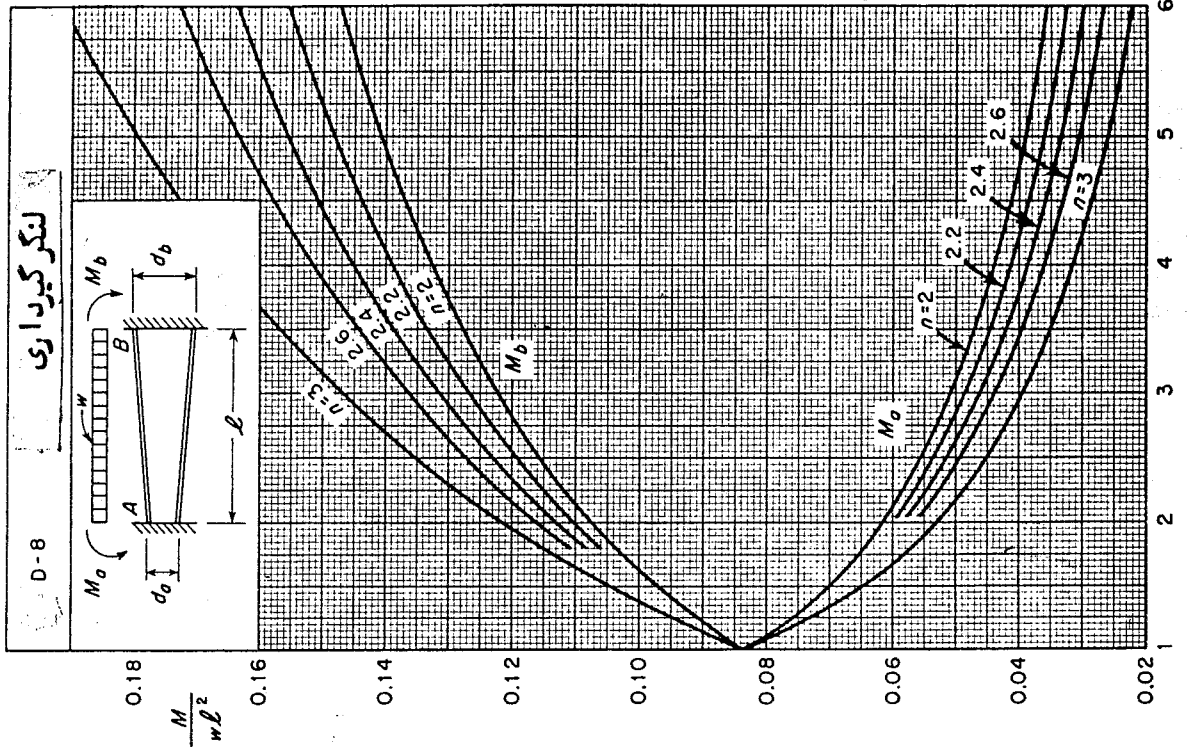


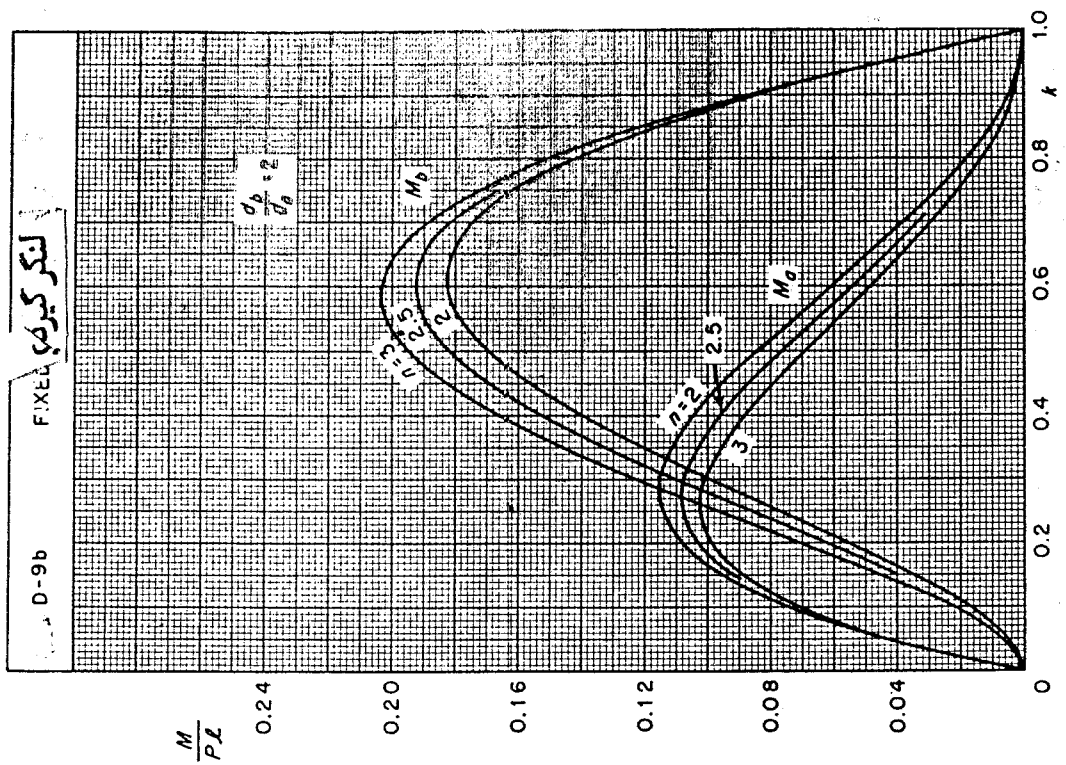
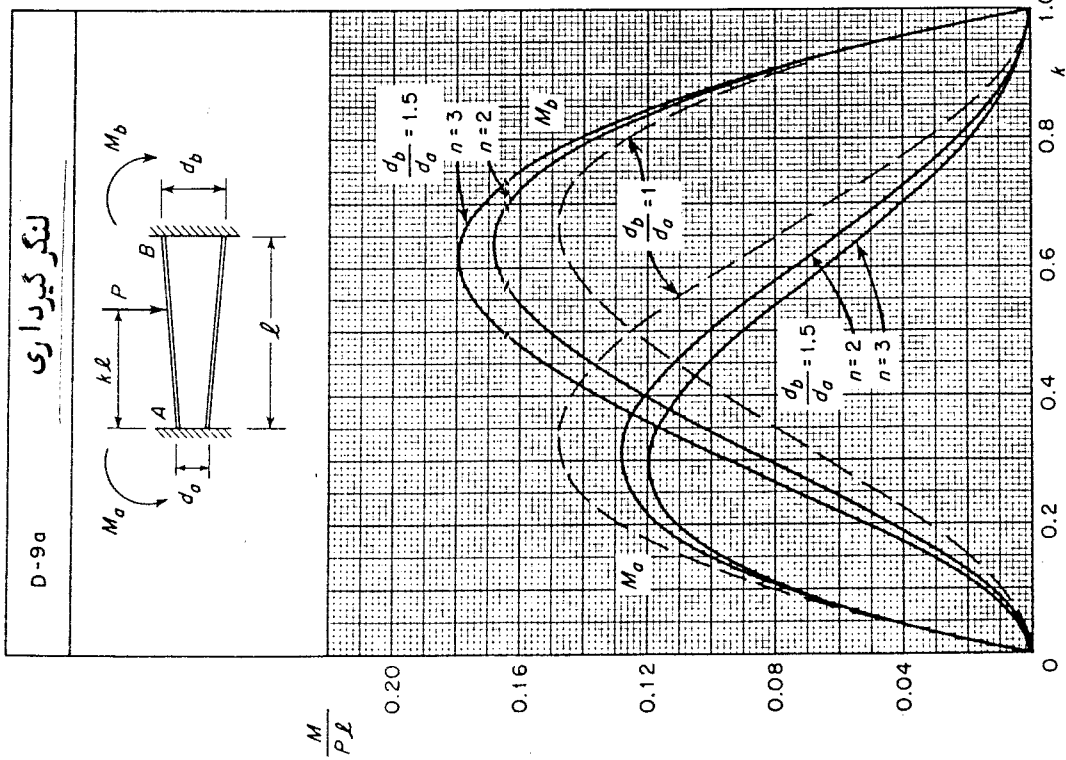


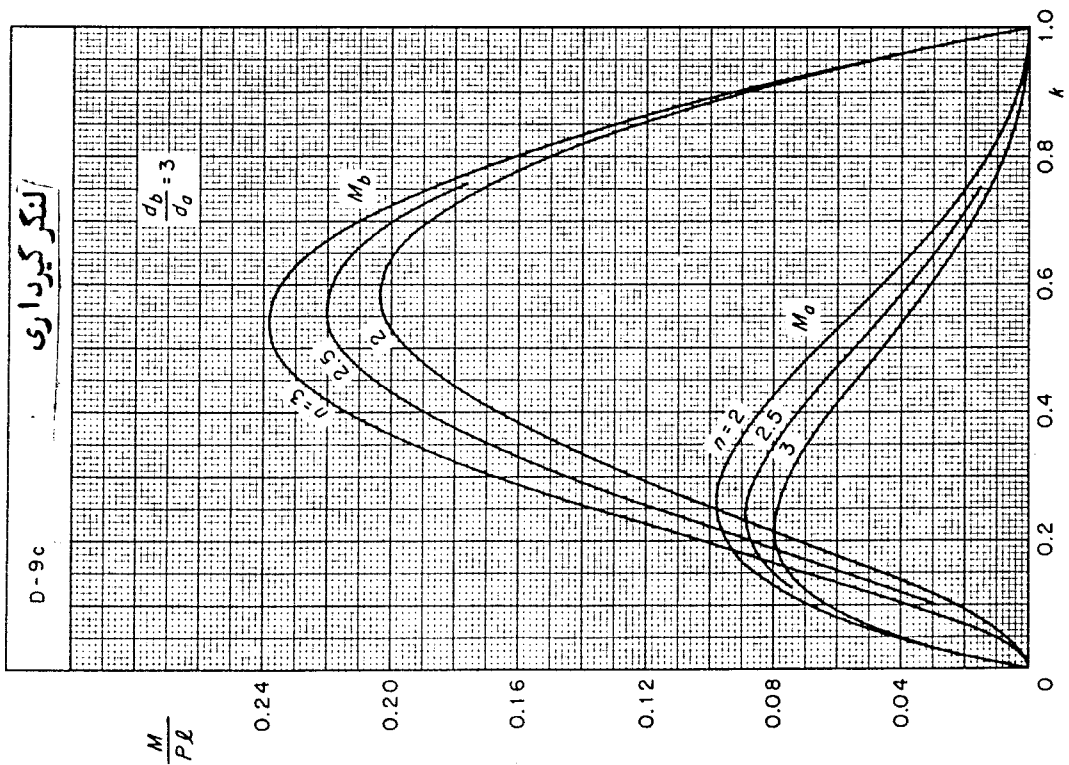
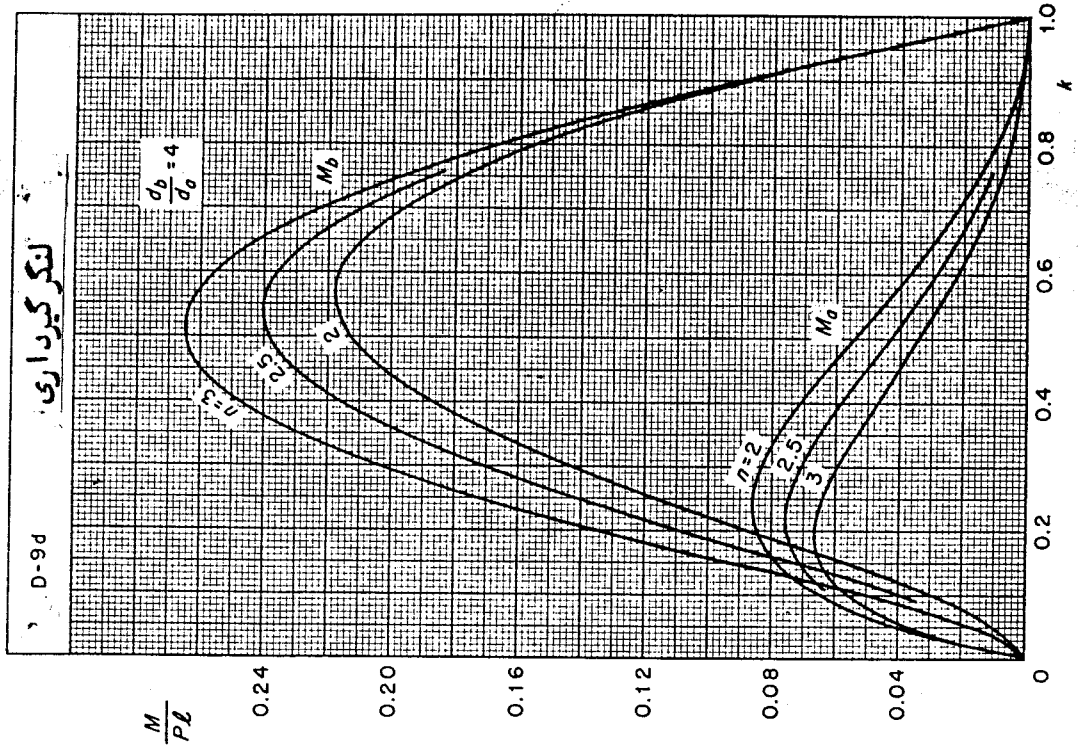


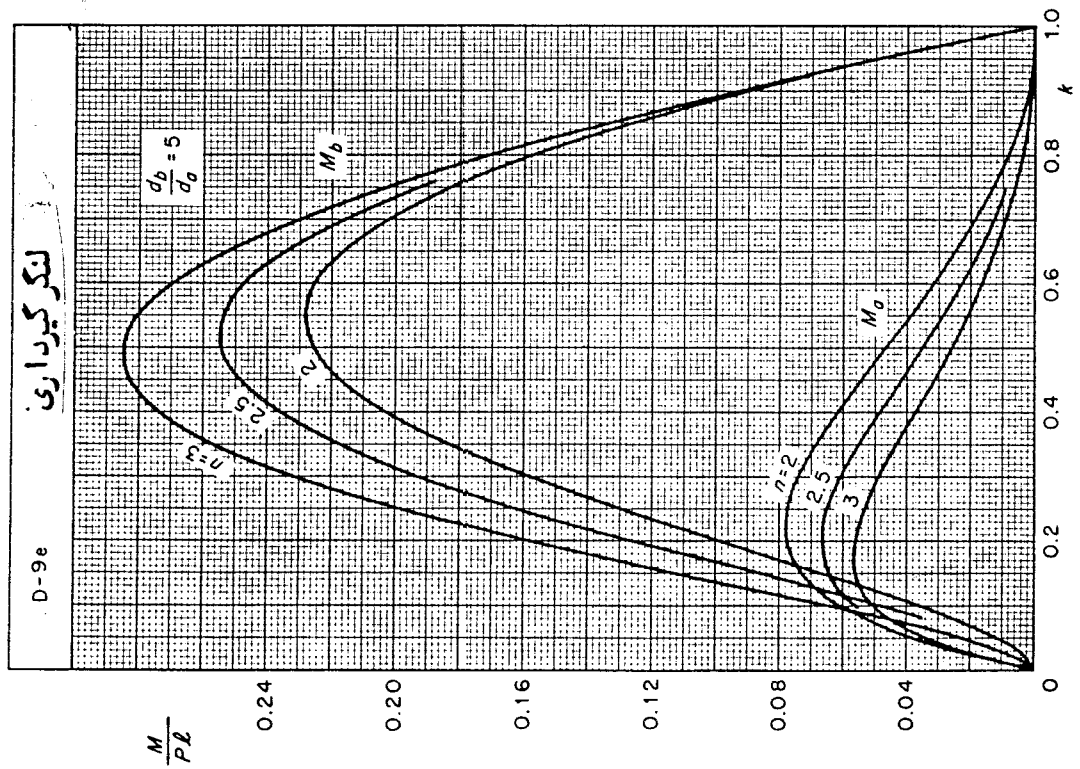
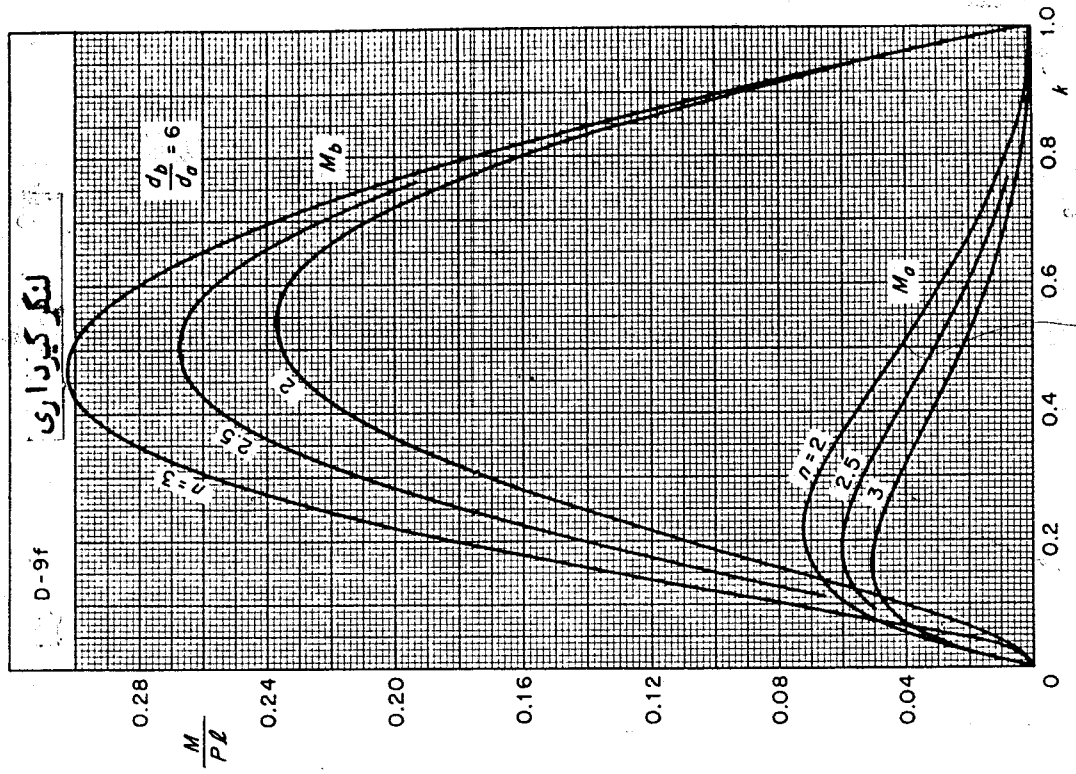


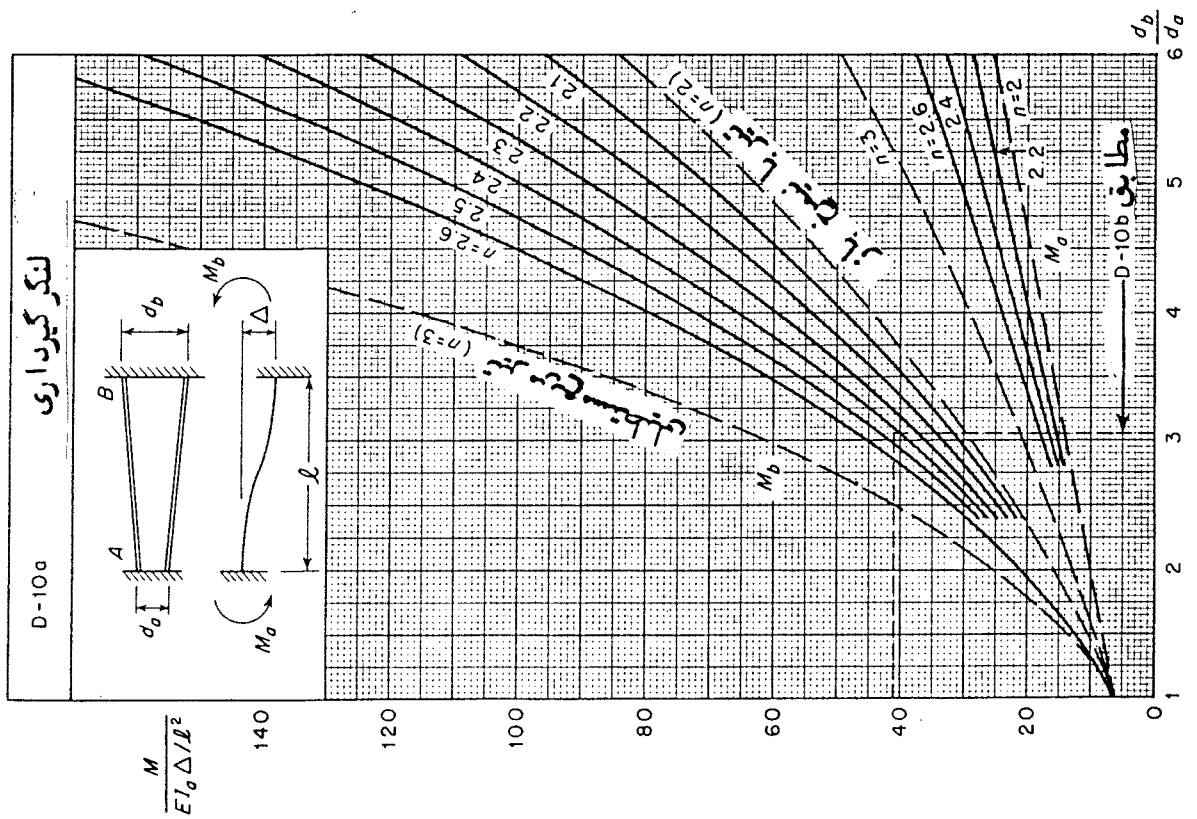
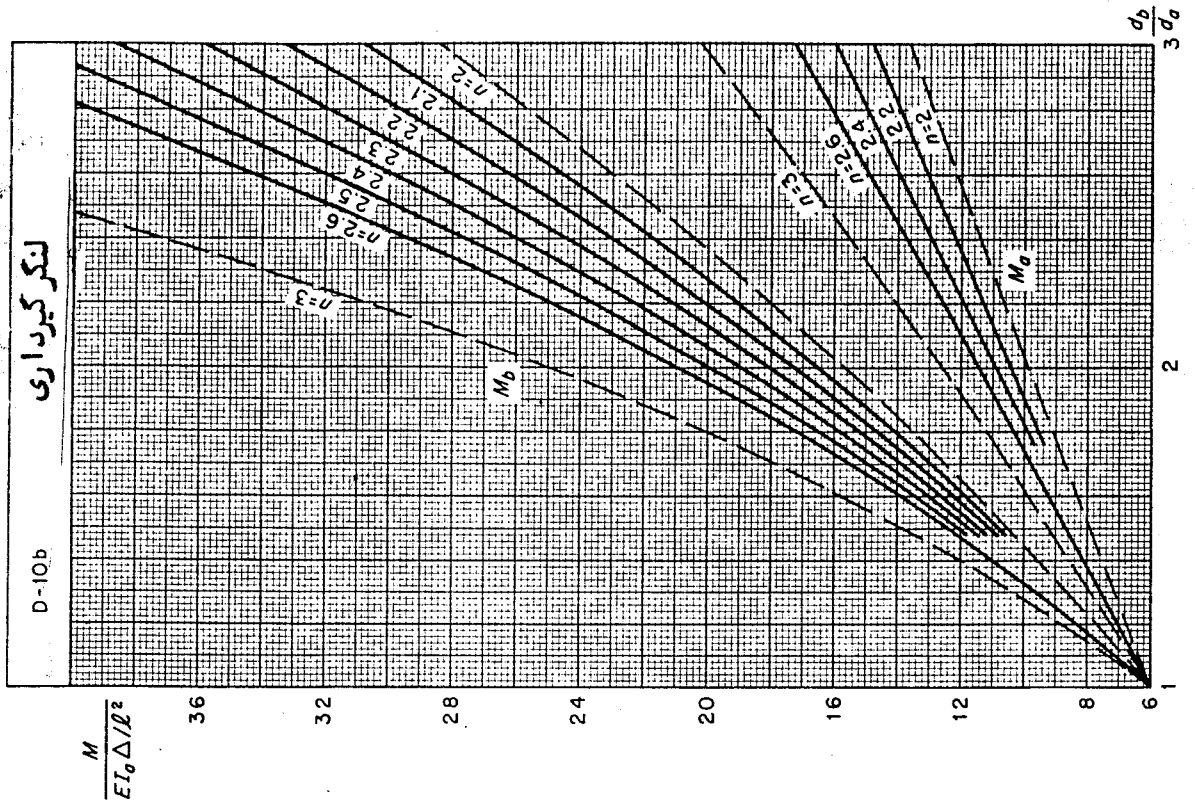




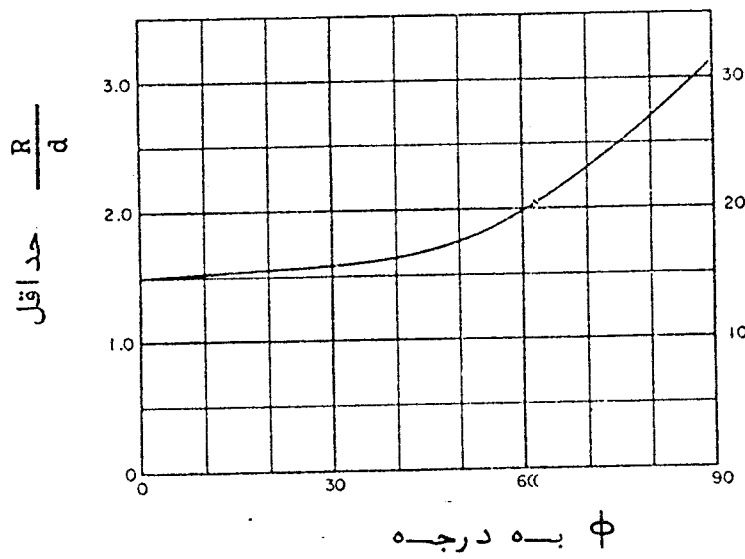
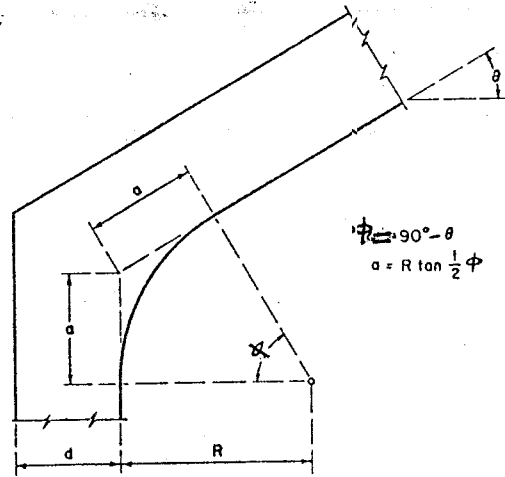






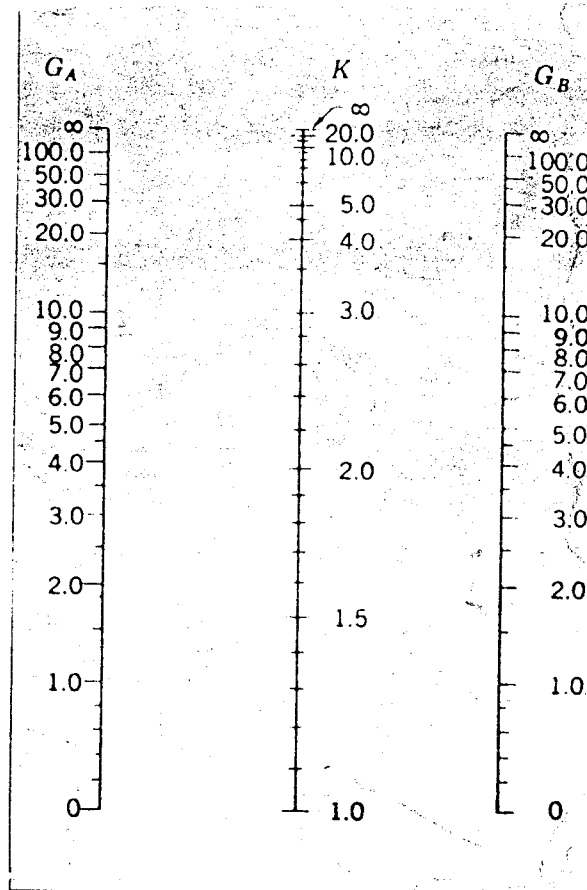


پیوست (۲۰)

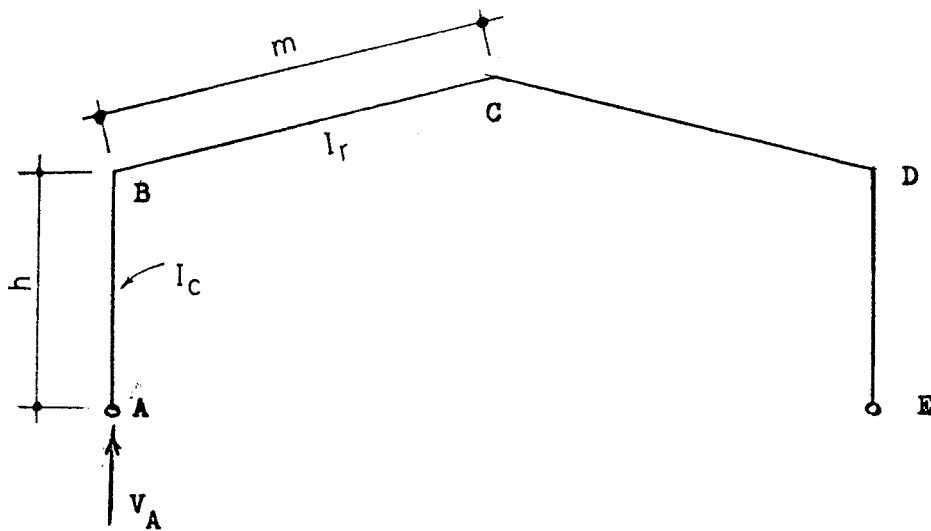


منحنی تعیین شعاع زانوئی

پیوست (۶۱)

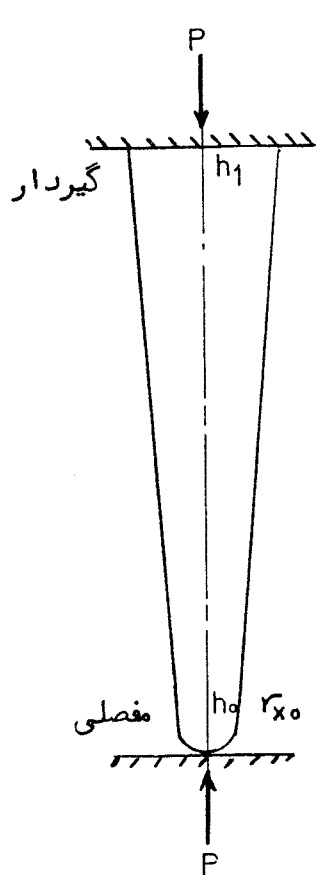


نموگراف تعیین طول موثر ستون
(انتقال جانبی آزاد است)

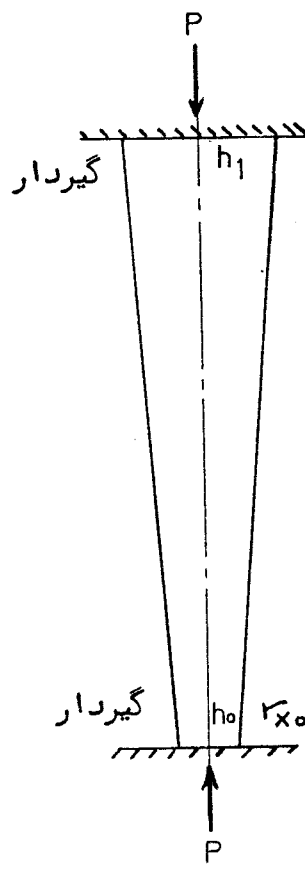


حالات ستون	$\frac{h_1}{h_0}$					
	1	2	3	4	5	6
A	1	2.0	3.3	4.7	6.2	7.9
B	1	2.0	3.3	4.6	6.0	7.6

مقدار ضریب تصحیح کنند (μ) برای لاغری معادل ستون، با اینرسی متغیر



حالت A



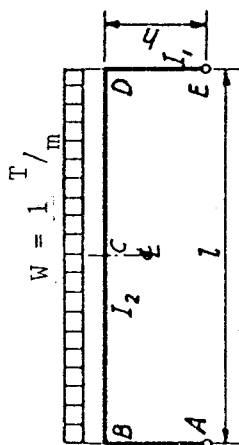
حالت B

تنشهای مجاز طبق AISC													
برای													
قطعات فشاری با حد جاری شدن فولاد (33 KSI) معادل 2320 kg/cm ²													
قطعات اصلی و درجه دوم						قطعات اصلی				قطعات درجه دوم			
$\frac{KL}{r} \leq 120$ $F_{ax} = \frac{[1 - \frac{(KL/r)^2}{2Cc^2}] F_y}{F.S.}$ $F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8Cc} - \frac{(KL/r)^3}{8Cc^3}$						$121 \leq \frac{KL}{r} \leq 200$ $(2) F_{ax} = \frac{149000000}{(KL/r)^2}$ P.S.I. $(2) F_{ax} = \frac{10475000}{(KL/r)^2}$ kg/cm ²				$121 \leq \frac{KL}{r} \leq 200$ $F_{ax} = \frac{F_y \text{ (by FORMULA (1) or (2))}}{1.6 - \frac{L}{200r}}$			
$\frac{KL}{r}$	تنش مجاز kg /cm ²	$\frac{KL}{r}$	تنش مجاز kg /cm ²	$\frac{KL}{r}$	تنش مجاز kg /cm ²	$\frac{KL}{r}$	تنش مجاز kg /cm ²	$\frac{KL}{r}$	تنش مجاز kg /cm ²	$\frac{L}{r}$	تنش مجاز kg /cm ²	$\frac{L}{r}$	تنش مجاز kg /cm ²
1	1390	41	1240	81	1006	121	700	161	404	121	703	161	509
2	1377	42	1235	82	1000	122	691	162	400	122	698	162	506
3	1384	43	1230	83	993	123	683	163	395	123	693	163	503
4	1382	44	1225	84	986	124	674	164	390	124	688	164	500
5	1379	45	1220	85	979	125	665	165	385	125	682	165	497
6	1376	46	1215	86	973	126	656	166	381	126	677	166	494
7	1373	47	1210	87	966	127	648	167	376	127	671	167	492
8	1370	48	1205	88	958	128	639	168	371	128	665	168	489
9	1368	49	1200	89	951	129	629	169	367	129	659	169	487
10	1364	50	1194	90	944	130	620	170	363	130	653	170	484
11	1361	51	1189	91	937	131	611	171	359	131	647	171	481
12	1358	52	1183	92	930	132	602	172	355	132	641	172	479
13	1355	53	1178	93	923	133	593	173	350	133	634	173	477
14	1352	54	1172	94	915	134	584	174	346	134	628	174	475
15	1349	55	1167	95	908	135	575	175	343	135	622	175	473
16	1344	56	1161	96	900	136	567	176	338	136	617	176	471
17	1341	57	1155	97	893	137	559	177	335	137	611	177	468
18	1337	58	1150	98	885	138	551	178	331	138	606	178	466
19	1334	59	1144	99	878	139	543	179	327	139	600	179	464
20	1330	60	1138	100	870	140	535	180	324	140	595	180	462
21	1327	61	1133	101	863	141	528	181	320	141	589	181	461
22	1323	62	1127	102	855	142	520	182	317	142	584	182	459
23	1319	63	1121	103	847	143	513	183	313	143	580	183	457
24	1315	64	1115	104	840	144	506	184	310	144	575	184	456
25	1311	65	1109	105	831	145	499	185	306	145	570	185	454
26	1307	66	1103	106	823	146	492	186	303	146	565	186	452
27	1303	67	1097	107	816	147	485	187	300	147	561	187	451
28	1299	68	1091	108	808	148	479	188	297	148	557	188	449
29	1295	69	1084	109	800	149	473	189	293	149	553	189	448
30	1290	70	1078	110	792	150	466	190	291	150	549	190	447
31	1286	71	1072	111	783	151	460	191	287	151	544	191	446
32	1282	72	1056	112	776	152	454	192	284	152	540	192	445
33	1278	73	1059	113	767	153	448	193	281	153	537	193	443
34	1273	74	1053	114	759	154	442	194	279	154	533	194	442
35	1269	75	1046	115	751	155	437	195	276	155	529	195	441
36	1264	76	1040	116	743	156	431	196	273	156	525	196	440
37	1259	77	1033	117	734	157	426	197	270	157	522	197	439
38	1254	78	1027	118	726	158	420	198	267	158	519	198	438
39	1250	79	1020	119	717	159	415	199	265	159	516	199	438
40	1245	80	1013	120	709	160	409	200	262	160	512	200	437

جدول تنشهای مجاز فشاری

تأثیر نسبت $\frac{I_2}{I_1}$ در توزیع لنگر ها (بار قائم)

بار قائم گسترده روی سقف

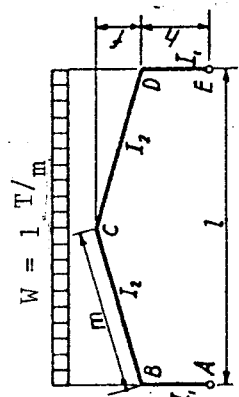


در مورد قاب مستطینی

$$m = \frac{1}{2} \frac{L}{h}$$

$\frac{h}{L}$	$Q = \frac{f}{h}$	$\frac{I_2}{I_1}$	L mt.	f mt.	h mt.	$K = \frac{I_2 h}{I m}$	لنگر گوشه		نسبت $\frac{M_C}{M_D}$
							M_D	M_C	
$\frac{1}{8}$	0	0.5	24	0	3	0.125	153.6	4.0%	56
	0	1.0	24	0	3	0.25	147.69	مبدا	63
	0	2.0	24	0	3	0.50	137.14	7.2%	75
$\frac{1}{4}$	0	0.5	24	0	6	0.25	147.69	7.7%	63
	0	1.0	24	0	6	0.50	137.14	مبدا	75
	0	2.0	24	0	6	1.00	120.00	12.5%	1.00
$\frac{1}{2}$	0	0.5	24	0	12	0.50	137.14	13.4%	75
	0	1.0	24	0	12	1.00	120.00	مبدا	1.00
	0	2.0	24	0	12	2.00	96.00	20.0%	1.50
1	0	0.5	24	0	24	1.00	120.00	25%	1.00
	0	1.0	24	0	24	2.00	96.00	مبدا	1.50
	0	2.0	24	0	24	4.00	58.57	28.5%	2.50

بار خموار قائم گسترده روی سقف



$\frac{h}{L}$	$Q = \frac{f}{h}$	$\frac{I_2}{I_1}$	L mt.	f mt.	h mt.	$K = \frac{I_2 h}{I m}$	لنگر گوشه		نسبت $\frac{M_C}{M_D}$
							M_D	M_C	
$\frac{1}{8}$	2	0.5	24	6	3	0.112	82.37	0.9%	0.087
	2	1.0	24	6	3	0.224	81.67	مبدا	0.061
	2	2.0	24	6	3	0.448	80.31	1.7%	0.012
$\frac{1}{4}$	1	0.5	24	6	6	0.224	107.96	3.1%	0.222
	1	1.0	24	6	6	0.448	104.73	مبدا	0.292
	1	2.0	24	6	6	0.896	98.78	5.7%	.43
$\frac{1}{2}$	0.5	0.5	24	6	12	0.448	121.20	8.6%	.48
	0.5	1.0	24	6	12	0.896	111.58	مبدا	.65
	0.5	2.0	24	6	12	1.792	96.30	13.7%	.99
1	0.25	0.5	24	6	24	0.896	117.87	19%	0.79
	0.25	1.0	24	6	24	1.792	99.03	مبدا	1.17
	0.25	2.0	24	6	24	3.584	75.04	24.2%	0.94

تأثیر نسبت $\frac{I_2}{I_1}$ در توزیع لنگرها (بار افقی)

بار هموار افقی گسترده در ارتفاع قصاب

$\frac{h}{L}$	$\frac{f}{h}$	$\frac{I_2}{I_1}$	L mt.	f mt.	h	K $\frac{I_2 \cdot h}{I_1 \cdot m}$	لنگر گوشه		لنگر میان دهانه $T.m$	نسبت $\frac{M_C}{M_D}$	
							M_D	$T.m$			
$\frac{1}{8}$			24	0	3	0.125	3.03	-	0.03	-	0.01
	0	1.0	24	0	3	0.25	3.06	مینا	0.06	مینا	0.02
	0	2.0	24	0	3	0.50	3.11	1.7 %	0.11	-	0.03
$\frac{1}{4}$			24	0	6	0.25	12.23	1.6 %	0.23	-	0.02
	0	1.0	24	0	6	0.50	12.43	مینا	0.43	مینا	0.03
	0	2.0	24	0	6	1.00	12.75	2.6 %	0.75	-	0.06
$\frac{1}{2}$			24	0	12	0.5	49.71	2.5 %	1.72	-	0.03
	0	1.0	24	0	12	1.00	51.0	مینا	3.00	مینا	0.06
	0	2.0	24	0	12	2.00	52.80	3.5 %	4.80	-	0.09
1			24	0	24	1.00	204.0	3.4 %	12.00	-	0.06
	0	1.0	24	0	24	2.00	211.20	مینا	19.20	مینا	0.09
	0	2.0	24	0	24	4.00	219.43	3.9 %	27.43	-	0.13

بار هموار افقی گسترده در ارتفاع قصاب

$\frac{h}{L}$	$\frac{f}{h}$	$\frac{I_2}{I_1}$	L mt.	f mt.	h	K $\frac{I_2 \cdot h}{I_1 \cdot m}$	لنگر گوشه		لنگر میان دهانه $T.m$	نسبت $\frac{M_C}{M_D}$	
							M_D	$T.m$			
$\frac{1}{8}$			24	6	3	0.112	11.12	0.4 %	6.35	-	0.57
	2.0	1.0	24	6	3	0.224	11.16	مینا	6.47	مینا	0.58
	2.0	2.0	24	6	3	0.448	11.23	0.7 %	6.70	3.5 %	0.60
$\frac{1}{4}$			24	6	6	0.224	29.03	1 %	10.06	6.6 %	0.35
	1.0	1.0	24	6	6	0.448	29.33	مینا	10.66	مینا	0.36
	1.0	2.0	24	6	6	0.896	29.88	1.9 %	11.76	10.3 %	0.39
$\frac{1}{2}$			24	6	12	0.448	84.62	2.2 %	18.94	12.8 %	0.22
	0.5	1.0	24	6	12	0.896	86.48	مینا	21.72	مینا	0.25
	0.5	2.0	24	6	12	1.792	89.43	3.4 %	26.14	20.4 %	0.29
1			24	6	24	0.896	276.26	3.4 %	45.32	20.8 %	0.16
	0.25	1.0	24	6	24	1.792	285.8	مینا	57.25	مینا	0.20
	0.25	2.0	24	6	24	3.584	297.95	4.3 %	72.45	26.5 %	0.24

لنگرهای خمشی و عکسالعمل ها در بارنهائی

$\bar{Q} = \frac{f}{h}$
 $c = \frac{2T_u h}{W_u l}$
 $W_u = w l$
 $T_u h = \dots A$ نسبت به T_u لنگر و از گونی بار
 $z = \dots$ در طول قاب ثابت است

بار هموار یکنواخت قائم تنها

پایه مفصلی

$R_A = R_E = \frac{w l}{2}$
 $H_A = H_E = \frac{M_p}{h}$

$M_p = \frac{w l^3}{16} \left\{ \dots \leftarrow Q = 0 \right.$
 $\alpha = \frac{1}{2}$

$M_p = \frac{w l^3}{4} \left[\frac{\alpha(1-\alpha)}{\sqrt{1+Q}} \right] \left\{ \dots \leftarrow Q > 0 \right.$
 $\alpha = \frac{1}{Q} [\sqrt{1+Q} - 1]$

پایه گیردار

$R_A = R_E = \frac{w l}{2}$
 $H_A = H_E = \frac{2M_p}{h}$

$M_p = \frac{w l^3}{16} \left\{ \dots \leftarrow Q = 0 \right.$
 $\alpha = \frac{1}{2}$

$M_p = \frac{w l^3}{4} \left[\frac{\alpha(1-\alpha)}{\sqrt{1+2Q}} \right] \left\{ \dots \leftarrow Q > 0 \right.$
 $\alpha = \frac{1}{2Q} [\sqrt{1+2Q} - 1]$

ترکیب بار قائم هموار گسترده با بار جانبی

پایه مفصلی

$R_A = \frac{w l}{2} - \frac{T_u h}{l}$
 $R_E = \frac{w l}{2} + \frac{T_u h}{l}$
 $H_A = T_u - H_E$
 $H_E = \frac{M_p}{h}$

وقتی که $c > \frac{1}{1+Q}$

مفصل پلاستیک در B و D و $M_p = \frac{w l^3}{4} c$
 $\alpha = 0$

حالت معمولی $c < \frac{1}{1+Q}$ وقتی که

$M_p = \frac{w l^3}{16} (1+c) \left\{ \dots \leftarrow Q = 0 \right.$
 $\alpha = \frac{1-c}{2}$

$M_p = \frac{w l^3}{4} \left[\frac{(1-\alpha)(C+\alpha)}{\sqrt{(1+Q)(1-QC)}} \right] \left\{ \dots \leftarrow Q > 0 \right.$
 $\alpha = \frac{1}{Q} [\sqrt{(1+Q)(1-QC)} - 1]$

پایه گیردار

$R_A = \frac{w l}{2} - \frac{T_u h}{l} + \frac{2M_p}{l}$
 $R_E = \frac{w l}{2} + \frac{T_u h}{l} - \frac{2M_p}{l}$
 $H_A = T_u - H_E$
 $H_E = \frac{2M_p}{h}$

وقتی که $c > \frac{2}{1+2Q}$

مفصل پلاستیک در A, B, D فقط $M_p = \frac{w l^3}{8} c$
 $\alpha = 0$

حالت معمولی $c < \frac{2}{1+2Q}$ وقتی که

$M_p = \frac{w l^3}{4} \left[\frac{3+c-2\sqrt{2+c}}{2-\sqrt{2+c}} \right] \left\{ \dots \leftarrow Q = 0 \right.$
 $\alpha = 2 - \sqrt{2+c}$

$M_p = \frac{w l^3}{4} \left[\frac{(1-\alpha)(C+\alpha)}{\sqrt{2+c-4CQ+4Q}} \right] \left\{ \dots \leftarrow Q > 0 \right.$
 $\alpha = \frac{1}{1-2Q} [2 - \sqrt{2+c-4CQ+4Q}]$

* وقتی که $c < 0.25$ است با بکار بردن این روابط مقدار M_p ممکن است کمتر از مقدار مربوط به

بار قائم تنها باشد و در نتیجه مقدار اخیر تعیین کننده خواهد بود.

مقادیر M_p و α

مطابق روابط پیوست شماره (۲۶) و با در دست داشتن w ، L ، بازاء Q و C ، مقدار $\frac{M_p}{wL^2}$

را از نمودارهای زیر قرائت کنید، و مقدار M_p را استخراج نمایید.

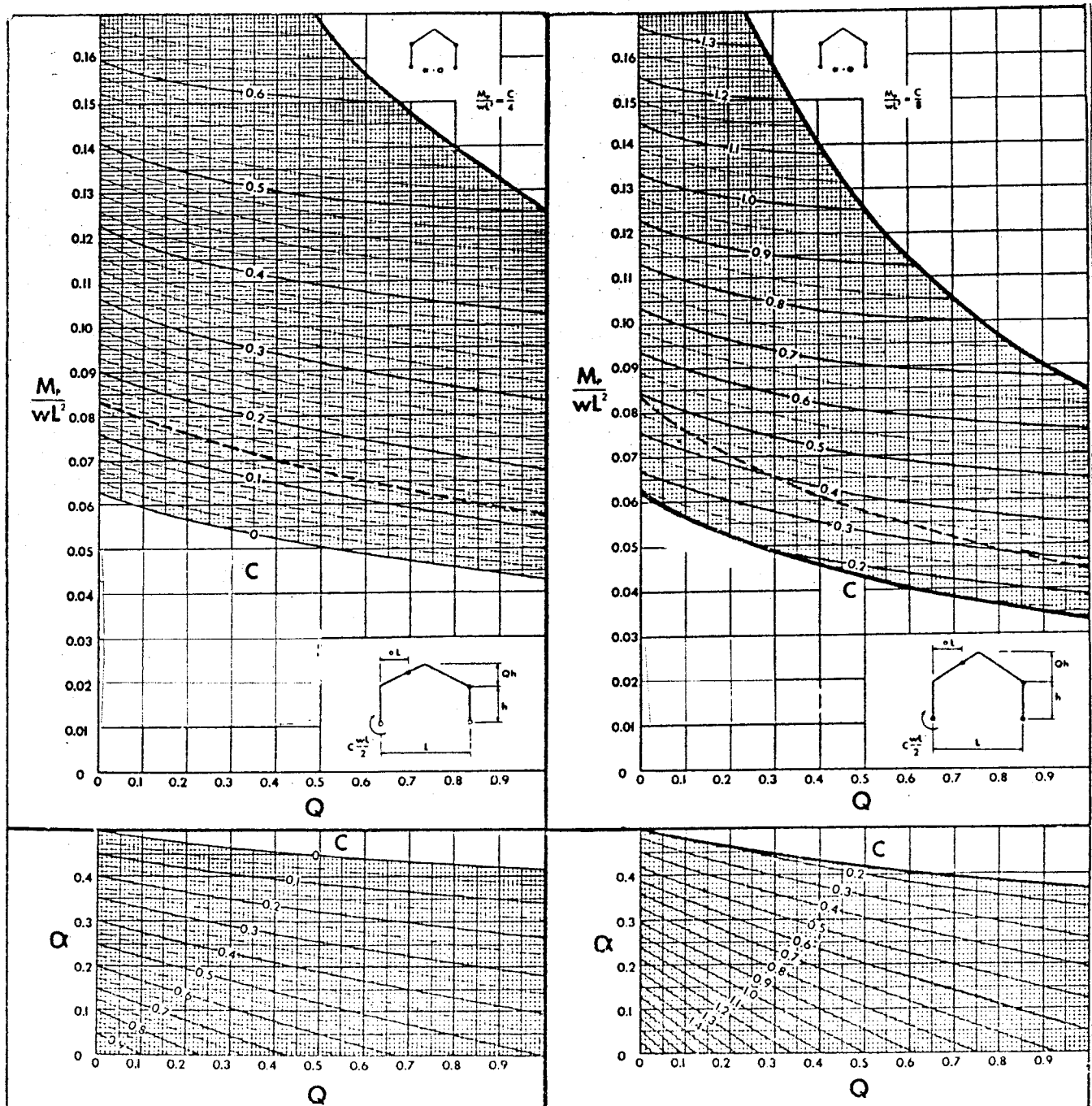
• برای حالت بار قائم تنها $C = 0$ میباشد.

• در هر دو منحنی برای ضریب بار ۱.۴، بار جانبی از خط چین به پائین تعیین کنند.

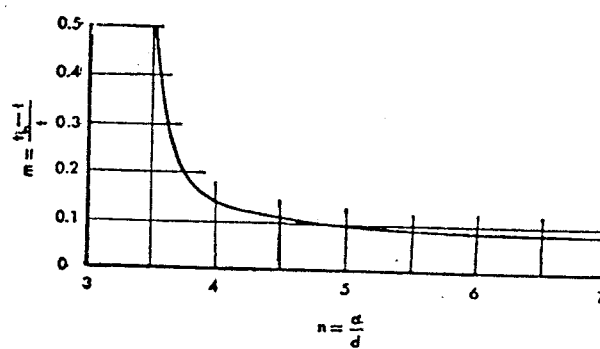
• نمیشد.

پایه مفصلی

پایه گیردار



پیوست (۸)

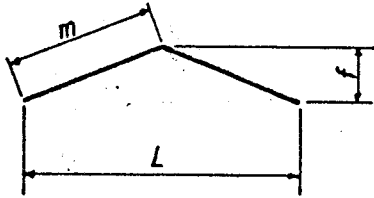


منحنی رابطه m و n در زانوئی

(a و d مطابق شکل ۳۶)

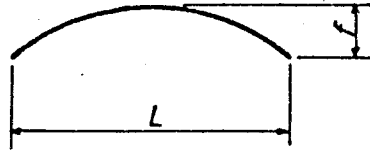
طول سقف در قاب‌های با سقف شیبدار و منحنی

$$L_1 = C L$$



تیب (۱) سقف شیبدار خطی

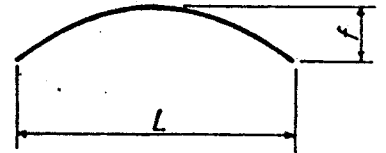
$$C = \sqrt{4r^2 + 1}$$



تیب (۲) قوس دایره ای

$$C = \frac{.01745 \sin^{-1} x}{x}$$

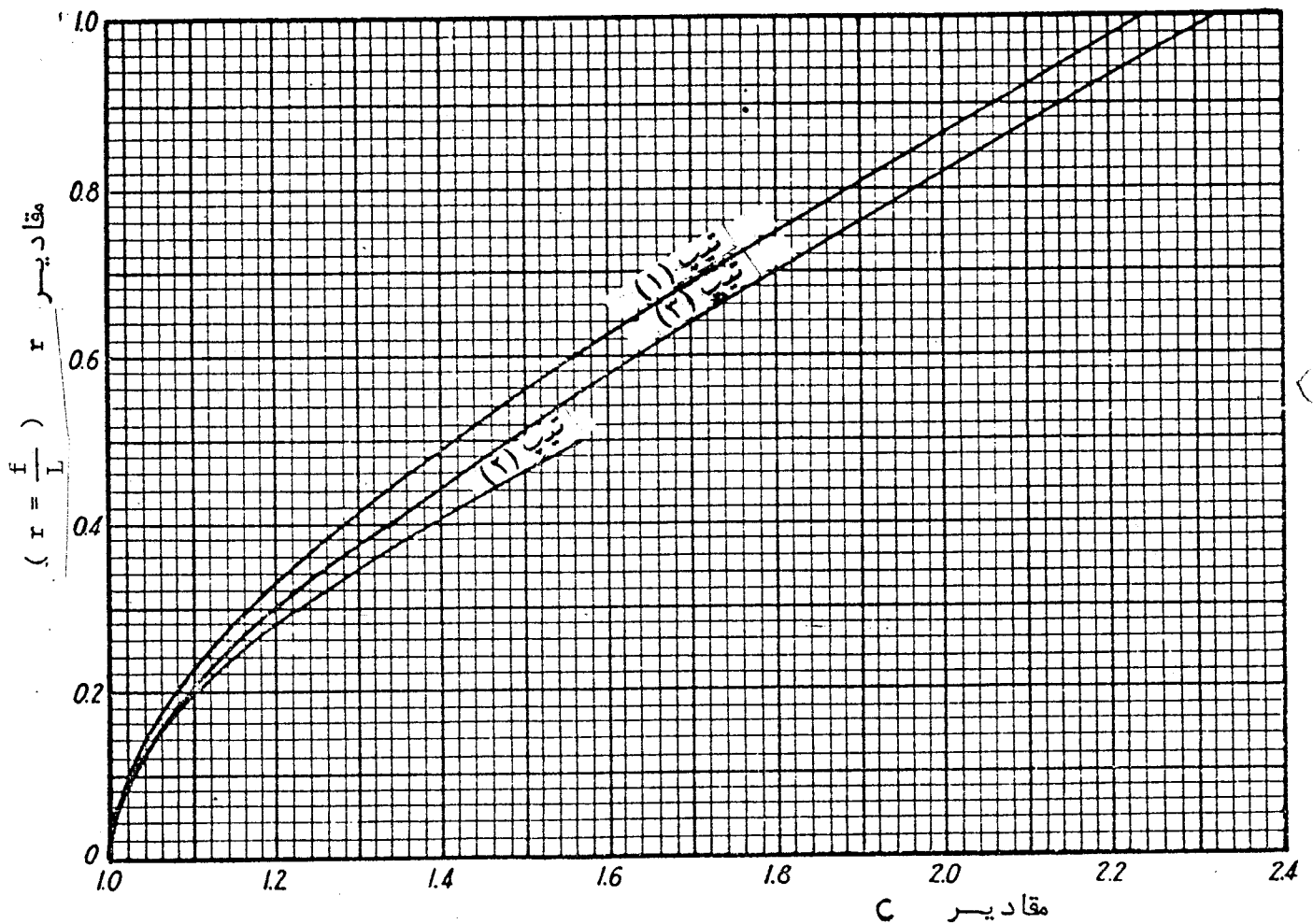
$$x = \frac{4r}{4r^2 + 1}$$



تیب (۳) قوس سهمی

$$C = \frac{1}{2} \left[Y + \frac{.5756}{r} \log_{10} (Y + 4r) \right]$$

$$Y = \sqrt{16r^2 + 1}$$



فهرست منابع و مراجع

- 1- John D. Griffiths: " Single Span Rigid Frames in Steel " American Institute of Steel Construction Inc, 1959
- 2- American Institute of Steel Construction: " Plastic Design in Steel " 1962
- 3- American Institute of Steel Construction : " Steel Gables and Arches " 1963
- 4- American Institute of Steel Construction : " Manual of Steel Construction " 1971
- 5- John E. Lothers: " Advanced Design in Structural Steel " Prentice Hall Inc, 1960
- 6- V. A. Morgan: " Analysis of Single- Bay Frames, Concrete Publishing Ltd, 1968
- 7- Editorial Board Fritz Engineering Laboratory. Department of Civil Engineering Lehigh University: " Structural Steel Design " The Roland Press Company, N. Y. 1964
- 8- Clifford D. Williams and Ernest C. Harris: " Structural Design in Metals " The Roland Press Company N. Y. 1957
- 9- Omar W. Blodgett: " Design of Welded Structures " The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland Ohio, 1968
- 10- British Steel Producers Conference and British Iron and Steel Federation: " Steel Designers Manual " 3-rd Edition, Fredric Ungar Publishing Co. New-York, 1966
- 11- E. H. Gaylord, Jr. and C. N. Gaylord, Editors: " Structural Engineering Handbook". McGraw-Hill Book Company. N. Y.
- 12- Jack C. McCormac: " Structural Steel Design" International Texbook Company, Scranton Pennsylvania, 1965
- 13- William McGuire: " Steel Structures" Prentice Hall International Series. 1968
- 14- Lynn S. Beedle: " Plastic Design of Steel Frames" John Willey and Sons Inc, N. Y. 1966
- 15- " Stahl Im Hochbau" 13 Auflage. 1967, Verlag Stahleisen M. B. H. Düsseldorf
- 16- R. Daussy: " Guide Pratique de Charpente Metallique " Société de Diffusion Des Techniques du Batiment et des Travaux Public, Paris
- ۱۷- موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی- استاندارد شماره ۵۱۹ :
" حداقل بارهای وارد بر ساختمانها و ابنیه غنی "
- ۱۸- آرک مگردیچیان : " طرح و محاسبات ایستایی " جلد اول، مبانی محاسباتی بخش چهارم ، نشر توسط مولف ، ۱۳۴۹
- ۱۹- آرک مگردیچیان : " طرح و محاسبات ایستایی " جلد دوم ، ساختمانهای فازی، نشر توسط مولف ، ۱۳۵۱
- ۲۰- آرک مگردیچیان : " اتصالات در ساختمانهای فازی " از انتشارات پلی تکنیک تهران ۱۳۵۰