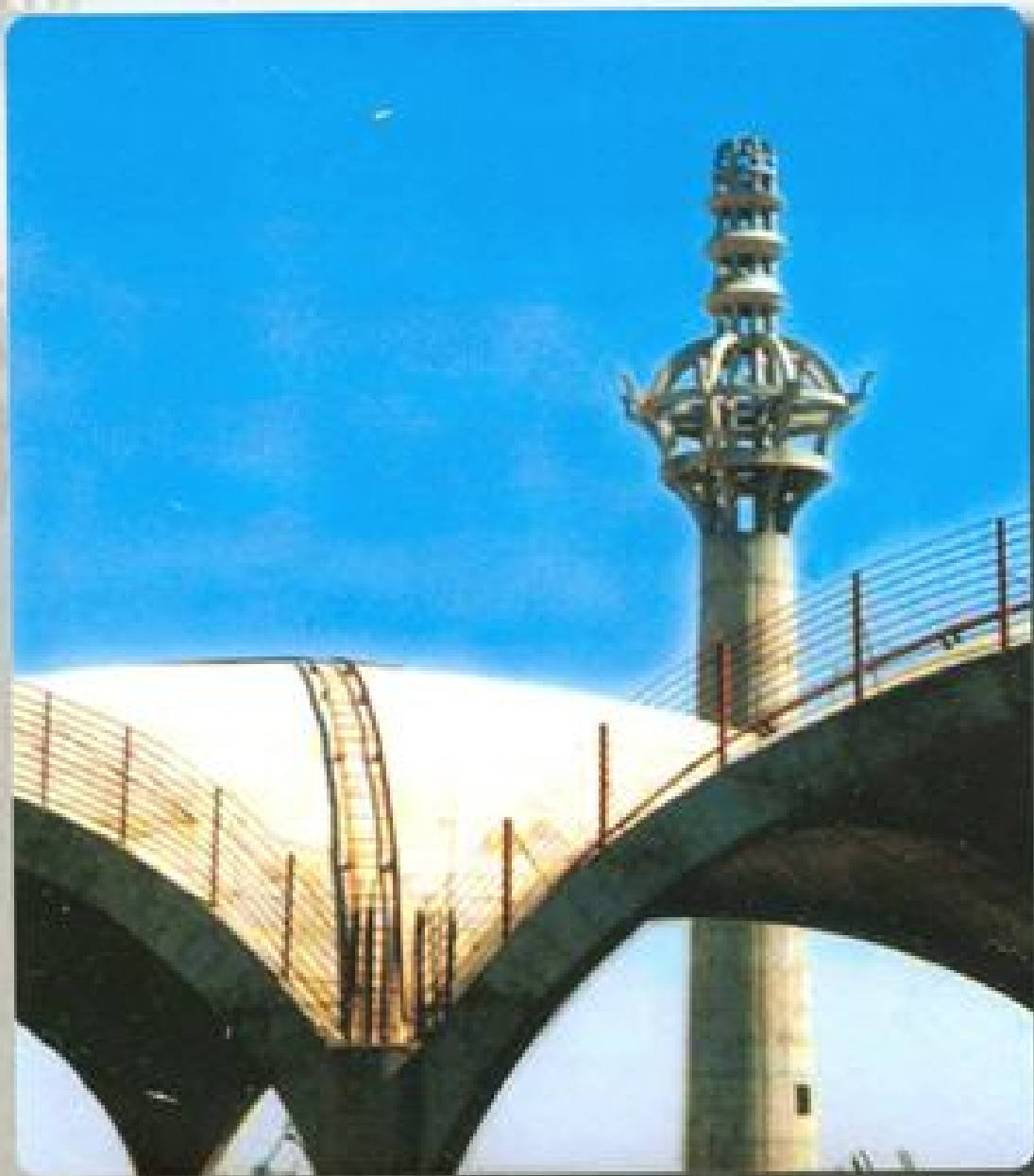




واحد صنعتی اسطهبان

آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه



تألیف: دکتر امیر مسعود کی‌نیا

۲-۵۲

آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه

تألیف:

دکتر امیرمسعود گینیا



کی‌نیا، امیر مسعود

آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه، تألیف : امیر مسعود کی‌نیا.

اصفهان: جهاد دانشگاهی، واحد صنعتی اصفهان، مرکز انتشارات، ۱۳۷۳.

دوازده، ۷۰۰ص: مصور، جدول، نمودار - (۲-۵۲)

فهرست نویسی بر اساس اطلاعات فیبا.

واژه‌نامه. کتابنامه : ص. ۶۹۸

۱. بتن مسلح. ۲. ساختمانهای بتن مسلح - طرح و محاسبه.

الف. جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان. ب. عنوان.

TA / ۶۸۳/۲/۵۹۱۸۷

۶۲۴/۱۸۳۴۱

۹۱۹-۷۴م

کتابخانه ملی ایران

ISBN : 964-6122-08-6

شابک : ۹۶۴-۶۱۲۲-۰۸-۶

نام کتاب :	آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه
تألیف :	دکتر امیر مسعود کی‌نیا
ناشر :	جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان - مرکز انتشارات
نوبت چاپ :	نوزدهم
تاریخ نشر :	۱۳۸۷
تیراژ :	۲۰۰۰ جلد
تعداد صفحات :	۷۱۲ صفحه
چاپ :	بهار
صحافی :	دی
قیمت :	۸۵۰۰۰ ریال

* صحت مطالب کتاب به عهده مؤلف بوده و ناشر مسئولیتی در این موضوع ندارد.

* حق چاپ برای ناشر محفوظ است.

* نشانی : اصفهان - دانشگاه صنعتی اصفهان - جهاد دانشگاهی - مرکز انتشارات

بسم الله الرحمن الرحيم

سخن ناشر

جای خرسندی و شکر بسیار است که در آستانه تابش پرتوهای حیات بخش اسلام بر پهنه زمین، خود را در زمانی می یابیم که اندیشه اصلاح نه تنها عبث نیست که پیمودن راههای کمال و رشد در هر بعدی از ابعاد انسانی هموارتر و شدنی تر می نماید. وظیفه آنان که در این دوره و در این سرزمین مقدس زندگی می کنند بس سنگین و دشوار است و بطور خاص مسئولیت دانشگاه و دانشگاهیان در کنار حوزه های مقدس علمیه جایگاهی حساس و تعیین کننده در روند حرکت اجتماع دارد. تلاش پیگیر و همه جانبه برای بریدن بندهای وابستگی، جهاد مقدسی است که باید از دانشگاه و حوزه شروع شود و انتشار کتب علمی از سوی ما کوششی است در راستای آنچه ذکر آن رفت. بدیهی است این کوشش زمانی به نتایج مفید می رسد که بطور مداوم از سوی استادان، دانشگاهیان و اندیشمندان متعهد مورد انتقاد و پیشنهادات سازنده قرار گیرد.

اینک که چاپ نوزدهم این کتاب تقدیم دانشگاهیان ارجمند و مشتاق علم می گردد جای دارد از تمامی عزیزانی که در آماده سازی و تدوین آن تلاش نموده و زحمات زیادی را متحمل شده اند تشکر و قدردانی بعمل آید.

تقدیم به مادر و پدرم



پیشگفتار

کتاب حاضر مروری است بر مباحث رفتاری و جنبه‌های کاربردی علم بتن آرمه. در تدوین این کتاب سعی شده است ضمن ارائه اصول و ضوابط طراحی، نحوه کار اعضاء بتن آرمه و مباحث تئوریک این علم بزرگه عنوان پیشنهادی برای درک معیارهای طراحی تشریح شوند. اصول و مقررات آئین نامه‌ای این کتاب مطابق ضوابط آئین نامه سال ۱۹۸۳ ACI است. با این حال سعی شده است مطالب به نحوی ارائه شوند که مباحث زیربنایی استقلال خود را حفظ کنند و بدون وابستگی به نوع آئین نامه بتوانند تصویر روشنی از مباحث بتن آرمه موجود آورند. در فصل اول کتاب خواص داده شده با خواص عمومی فولاد و بتن و در فصل دوم با روشهای طراحی سازه‌های بتن آرمه، بخصوص روش طراحی بر مبنای مقاومت، آشنا می‌شود. فصول ۳ تا ۶ به روشهای طراحی اعضاء تحت خمش، برش، پیچش و اعضاء فشاری اختصاص داده شده و در فصل ۷ ضوابط چسبندگی در اعضاء بتن آرمه بررسی می‌شوند. فصل ۸ به مقدمه‌ای بر آنالیز سازه‌های بتن آرمه اختصاص دارد. آنالیز و طراحی دالهای یک طرفه و دو طرفه موضوع فصول ۹ تا ۱۱ و طرح بی‌موضوع فصل ۱۲ را تشکیل می‌دهند. سرانجام ضوابط مربوط به قابلیت بهره‌برداری سازه‌های بتن آرمه در فصل ۱۳ ارائه شده‌اند.

در تحریر این کتاب همسرم بزرگترین مشوق من بوده است. از او بجا طرحم استهای معنوی و زحماتش نهایت سپاسگزاری را می‌کنم. در این

جالارم است از همکاری بسیار ارزنده آقای مهندس سعید محزومی که از خواستی
مثنی، تهیه و ترسیم تصاویر، تکمیل متن با حروف و روابط ریاضی،
کنترل مثالهای حل شده و تمحیح مقنون تایی را به عهده داشتند
صمیمانه تشکر کنم. همکاری ایشان در طول مدت تهیه کتاب بسرای
اینجانب بسیار مغتنم بود. همچنین از خانم فریده مردانی به خاطر
مهارت و دقت قابل تقدیر در تایپ کتاب و خانم ملیحه بادکوبی به خاطر
همکاریهای جنی دیگر تشکر می‌کنم و نیز از مساعی بخش انتشارات جهاد
دانشگاهی دانشگاه صنعتی اصفهان، بخصوص همکاریهای آقای مهندس
نامدار حاتمی، در چاپ و انتشار کتاب بسیار قدرانی می‌کنم.

امیر مسعود کی نیما

شهریور ۱۳۶۷

فهرست

فصل ۱- آشنایی با بتن و فولاد (۱)

مقدمه (۱)، مواد تشکیل دهنده بتن (۴)، خواص مکانیکی و فیزیکی بتن (۱۱)، عوامل مؤثر بر مقاومت بتن (۱۲)، آزمایشهای مقاومت فشاری (۱۴)، تغییر شکل تحت تنش فشاری (۱۹)، مقاومت کششی (۲۳)، مقاومت خستگی (۲۵)، خزش (۲۷)، افت (۳۳)، خواص حرارتی (۳۶)، مسائل مطروحه در ساخت و کنترل کیفیت بتن (۳۸)، آرماتور فولادی (۴۳)، مقاومت و تغییر شکل فولاد آرماتور (۴۵)، طبقه بندی فولاد آرماتور (۴۷)

فصل ۲- روشهای طراحی سازه های بتن آرمه (۴۹)

مقدمه (۴۹)، روش تنشهای مجاز (۵۰)، روش مقاومت نهائی (۵۲)، روش طراحی بر مبنای حالات حدی (۵۶)

فصل ۳- آنالیز و طراحی مقاطع تحت تنش (۵۹)

رفتار تیرهای بتن آرمه تحت خمش (۵۹)، آنالیز مقاطع خمشی در حالت الاستیک (۶۶)، آنالیز مقاطع خمشی در حالت الاستوپلاستیک (۶۸)، آنالیز مقاطع خمشی در حالت پلاستیک (۷۱)، مقاطع مستطیل شکل تنها با آرماتور کششی (۷۶)، مقاطع مستطیل شکل با آرماتورهای کششی و فشاری (۹۲)؛ طراحی مقاطع غیر مستطیلی با آرماتور فشاری (۱۰۶)، مقاطع T، I و قوطی شکل (۱۱۰)، مقاطع تخت خمش دو محوری (۱۲۱)، طراحی بر مبنای تنشهای مجاز (۱۳۱)، مقاطع کم فولاد، پرفولاد و ایده آل (۱۳۴)، طراحی مقاطع مستطیل شکل تنها با آرماتور کششی (۱۳۷)، طراحی مقاطع مستطیل شکل با آرماتورهای کششی و فشاری (۱۴۶)، مسائل (۱۴۹)

فصل ۴- آنالیز و طراحی مقاطع تحت برش (۱۵۷)

رفتار اعضا بتن آرمه تحت برش (۱۵۷)، مقاومت برشی مقاطع بدون آرماتور برشی^۴ (۱۶۶)، مقاومت برشی تیرهای مسلح به آرماتور برشی (۱۶۹)، انواع آرماتور برشی و نقش آنها در رفتار تیرها (۱۶۹)، محاسبه مقاومت برشی (۱۷۳)، آنالیز و طراحی تیرها برای برش (۱۷۶)، مقاومت برشی اعضا تحت اثر بار محوری (۱۸۷)، برش در تیرهای با ارتفاع متغیر (۱۸۸)، تیرهای با ارتفاع زیاد (تیرهای عمیق) (۱۹۱)، برش - اصطکاک (۱۹۶)، طراحی براکتها و کربلها (۲۰۴)، پاشنه تیرها (۲۱۳)، مسائل (۲۱۵)

فصل ۵- طراحی مقاطع تحت پیچش (۲۲۱)

مقدمه (۲۲۱)، رفتار اعضا بتن آرمه تحت پیچش (۲۲۳)، مقاومت پیچشی اعضا بتنی بدون آرماتور (۲۲۸)، مقاومت پیچشی اعضا بتن آرمه (۲۳۱)، مقاومت اعضا بتنی تحت اثر توارم برش و پیچش (۲۳۸)، مقاومت برشی - پیچشی قطعات بتنی غیر مسلح (۲۳۹)، طراحی اعضا بتن آرمه برای اثر توارم برش و پیچش (۲۴۰)، ضوابط آئین نامه ای طراحی مقاطع برای برش و پیچش (۲۴۲)، مقاطع تحت اثر توارم پیچش و برش (۲۴۵)، مسائل (۲۵۷)

فصل ۶- آنالیز و طراحی مقاطع تحت بار محوری و خمش (۲۶۱)

مقدمه (۲۶۱)، انواع ستونها و ضوابط آرماتور گذاری آنها (۲۶۱)، رفتار ستونها تحت بار محوری (۲۶۶)، اعضا محوری تحت فشار و خمش (۲۷۳)، اعضا فشاری با مقطع مستطیل شکل (۲۷۵)، ضوابط آیین نامه ای محاسبه مقاومت فشاری (۲۸۶)، آنالیز و طراحی ستونها به کمک منحنیهای اثر متقابل (۲۸۹)، اعضا فشاری مستطیل شکل با توزیع آرماتور در محیط مقطع (۲۹۹)، اعضا فشاری با مقطع دایروی (۳۱۱)، مقاطع مربع شکل با توزیع دایروی آرماتور (۳۱۹)، فرمولهای تقریبی برای آنالیز و طراحی ستونها (۳۲۰)، اعضا فشاری تحت خمش دو محوری (۳۲۲)، اعضا بتن آرمه تحت کشش محوری و لنگر خمشی (۳۳۸)، اثر لنگری در طراحی ستونها (۳۴۲)، گمانش ستونها ی تحت بار محوری (۳۴۳)،

(ج)

تشدیدلنگزدرتیر- ستونها (۳۴۶)، طراحی ستونها با در نظر گرفتن
تأثیر لایتری (۳۵۰)، مسائل (۳۶۴).

فصل ۷- مهارآرما توردربتن (۳۷۱)

مقدمه (۳۷۱)، مفهوم و صور چسبندگی (۳۷۲)، چسبندگی مهار (۳۷۳)،
چسبندگی خمشی (۳۷۵)، معیار چسبندگی فولادوبتن (۳۷۶)، مهار
میلگردها و سیمهای آجدار در کشش (۳۷۸)، مهار میلگردهای آجدار در
فشار (۳۸۲)، مهار گروه میلگردها (۳۸۳)، مهار میلگردهای کششی بسه
وسيله قلاب (۳۸۴)، مهار شبکه های سیمی جوش شده در کشش (۳۸۹)، مهار
آرما تورجان (۳۹۲)، مهار آرما تور خمشی (۳۹۵)، ملاحظات عملی در
مهار آرما تورهای خمشی و قطع و خم کردن آنها (۳۹۷)، وصله آرما تورها
(۴۰۸)، وصله میلگردها و سیمهای آجدار در کشش (۴۰۹)، وصله میلگردهای
آجدار در فشار (۴۱۱)، ضوابط خاص وصله در ستونها (۴۱۱)، مسائل (۴۱۳)؛

فصل ۸- آنالیز قابهای ساختمانی بتن آرمه (۴۱۷)

مقدمه (۴۱۷)، روشهای آنالیز الاستیک (۴۱۸)، ترتیب فرار دادن
پارهای زنده (۴۲۱)، تأثیر پهنای تکیه گاه بر طراحی اعضا (۴۲۳)،
روش جراثیب لنگروبرش (۴۲۵)

فصل ۹- دالهای یک طرفه (۴۳۱)

مقدمه (۴۳۱)، روشهای آنالیز دالهای یک طرفه (۴۳۲)، ضخامت دال
(۴۳۳)، آرما تورافت و حرارت (۴۳۵)، آرما تورگذاری در دالهای یک
طرفه (۴۳۶)، دالهای یک طرفه با تیرچه های بتنی (۴۴۲)، مسائل (۴۴۶)

فصل ۱۰- دالهای دو طرفه (۴۴۷)

مقدمه (۴۴۷)، رفتار دالهای دو طرفه (۴۵۱)، روشهای آنالیز دالهای
دو طرفه (۴۵۴)، مبانی روشهای آیین نامه (۴۵۵)، روش طراحی مستقیم
(۴۵۷)، تعاریف (۴۵۷)، لنگرهای خمشی در نواردال (۴۶۱)، توزیع
لنگرهای خمشی در پهنای نواردال (۴۶۳)، تأثیر بارگذاری متناوب
(۴۶۸)، لنگرهای خمشی در ستونها (۴۷۰)، برش در دالهای بتنی

(۴۷۱)، ضخامت دالهای دوطرفه (۴۷۳)، محدودیتهای استفاده از روس طراحی مستقیم (۴۷۵)، آرماتورگذاری در دالهای دوطرفه (۴۷۶)، برش در دالهای تخت و قارچی (۴۸۷)، انتقال خمش و برش در محل اتصال دال و ستون (۴۹۰)، طراحی آرماتورهای برشی در دالهای تخت (۵۰۴)، قسمتهای باز در دالها (۵۱۲)، روش قاب معادل (۵۱۳)، مسائل (۵۳۱)

فصل ۱۱- تئوری خطوط تسلیم در دالها (۵۳۳)

مقدمه (۵۳۳)، مفاهیم کلی (۵۳۴)، مشخصات خطوط تسلیم (۵۳۶)، آنالیز دالها به روش اصل کار مجازی (۵۴۰)، بارهای متمرکز (۵۴۸)، اثرات گوشه (۵۵۲)، استفاده از شماهای گسیختگی تقریبی (۵۵۵)، طراحی دالها (۵۵۶)، مسائل (۵۶۲)

فصل ۱۲- پی های بتن آرمه (۵۶۵)

مقدمه (۵۶۵)، اصولی کلی در آنالیز و طرح پی ها (۵۶۹)، پی های دیوار (۵۷۳)، پی های منفرد (۵۷۵)، پی های مرکب (۵۸۵)، پی های دو ستون (۵۸۶)، پی های با سکولی (۵۹۲)، پی های نواری (۵۹۷)، پی های مشبک (۶۰۱)، پی های گسترده (۶۰۲)، مسائل (۶۰۵)

فصل ۱۳- قابلیت بهره برداری سازه های بتن آرمه (۶۰۷)

مقدمه (۶۰۷)، کنترل ترک خوردگی در اعضا خمشی (۶۰۸)، کنترل تغییر مکان تیرها و دالهای یک طرفه (۶۱۲)، تغییر مکانهای لحظه ای (۶۱۳)، تغییر مکانهای دراز مدت (۶۱۷)، تغییر مکان مجاز تیرها (۶۱۹)

پیوست ۱- مشخصات سیمهای استاندارد و میلگردها (۶۲۴)

پیوست ۲- منحنیهای اثر متقابل فشار و خمش (۶۲۷)

واژه نامه (۶۷۶)

فهرست مراجع (۶۹۷)

آشنایی با بتن و فولاد

۱-۱- مقدمه

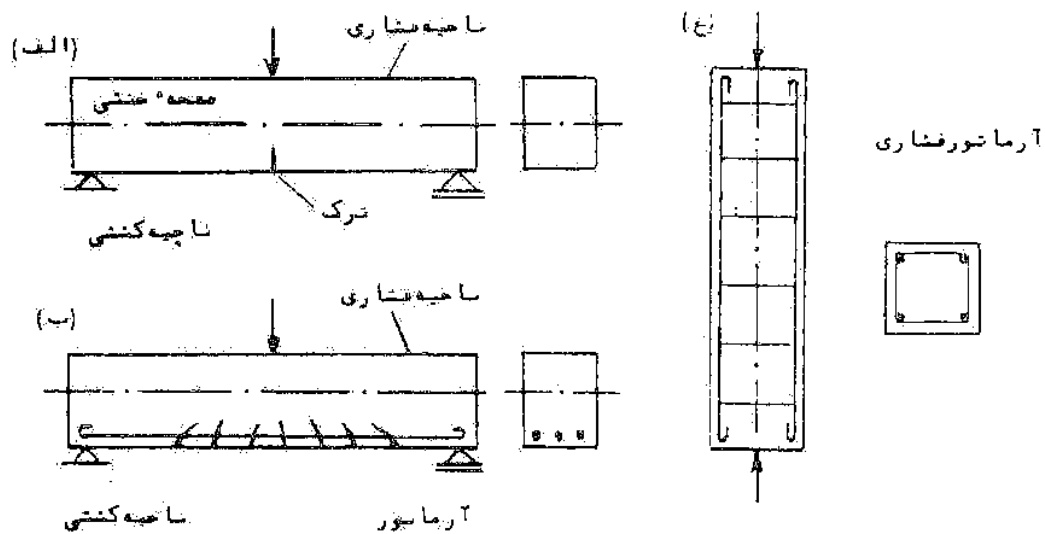
بتن یکی از مصالح ساختمانی است که بوسیلهٔ آمیختن مخلوط متناسبی از سیمان، مصالح سنگی (شن و ماسه) و آب بوجود می‌آید. آب و سیمان با ترکیب شیمیایی خود مصالح سنگی را، که قسمت اعظم بتن را تشکیل می‌دهند، به یکدیگر چسبانداده و تودهٔ سخت سنگی شکل بتن را ایجاد می‌نمایند.

بتن ماده‌ای است که دارای مقاومت زیادی در فشار است و از اینرو استفاده از آن برای قطعات تحت فشار مانند ستونها و قوسها بسیار مناسب است، لیکن علی‌رغم مقاومت فشاری قابل توجه، مقاومت کششی کم و شکنندگی نسبتاً زیادیتن؛ استفاده از آن را برای قطعاتی که تماماً یا بطور موضعی تحت کشش هستند محدود می‌نماید. برای رفع این محدودیت، اعضاء بتنی را با قرار دادن فولاد در آنها تقویت می‌کنند. ماده مرکبی که بدین ترتیب حاصل می‌شود بتن آرمه یا بتن مسلح نامیده می‌شود.

ایده اصلی در ایجاد بتن مسلح استفاده از بتن برای تحمل فشار و استفاده از فولاد، که معمولاً آرماتور نامیده می‌شود، برای تحمل کشش است. برای روشن شدن بیشتر مسئله می‌توان رفتار یک نیربتنی غیر مسلح را که روی دو تکیه‌گاه ساده قرار داده‌اند بررسی نمود (تصویر الف-۱-۱). در مقاطع مختلف این تیر، تنش‌های کششی دوزیر صفحهٔ خمشی و تنش‌های

آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه

فشاری در بالای آن ایجاد می‌شوند. از آنجا که مقاومت کششی بتن ناچیز است، این تیر دارای ظرفیت باربری کمی خواهد بود. در چنین تیری اصولاً مقاومت فشاری بتن نمی‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. حال اگر همین تیر در ناحیه کششی توسط فولادهایی، که معمولاً بصورت میلگرد مستقیم می‌باشند، مسلح شود قادر خواهد بود باری به مراتب بیشتر از بار حالت قبل (مثلاً تا ۲۰ برابر) را تحمل نماید (تصویر ۱-۱). سایر



تصویر ۱-۱ اعضاء بتنی مسلح و غیر مسلح

اعضاء بتنی، نظیر ستونها، که عمدتاً در فشار کار می‌کنند، را نیز با میلگردهای فولادی مسلح می‌نمایند (تصویر ۱-۱). وجود آرماتور در چنین اعضایی نیز سبب افزایش مقاومت آنها می‌گردد، زیرا فولاد علاوه بر کشش در فشار نیز مقاومت بالایی دارد. بدین ترتیب از اجتماع دو ماده فولاد و بتن، ماده تقریباً جدیدی پدید می‌آید که مسلح بتنی می‌شود که امروزه حوزه کاربرد آن بدون هیچ مرزی در حال گسترش است.

اساس رفتار مشترک فولاد و بتن ترکیب طبیعی دو خاصیت مهم فیزیکی مکانیکی این دو ماده است: اول آنکه، بتن در اثر سخت شدن چسبندگی قابل ملاحظه‌ای با آرماتور فولادی ایجاد می‌کند که در نتیجه آن

در یک عضو بتن آرمه تحت اثر بار، هر دو ماده فولاد و بتن با هم تغییر شکل میدهند. دوم آنکه، بتن و فولاد دارای ضرایب انبساط حرارتی تقریباً یکسانی می باشد (مقدار این ضریب بطور متوسط برای بتن $10/000000$ و برای فولاد $12/000000$ با زاویه درجه سانتیگراد است) و در نتیجه در اثر تغییرات درجه حرارت، تنش های اولیه قابل توجهی در هیچیک از دو ماده ایجاد نشده و لغزشی بین فولاد و بتن رخ نمیدهد.

بتن مسلح علاوه بر اینکه دارای مقاومت نسبی "بالایی است، در مقابل شرایط نامساعد محیطی نیز مقاومت خوبی دارد زیرا پوشش بتنی روی آرماتور، فولاد را در مقابل خوردگی و اثر مستقیم آتش سوزی محافظت می نماید. در رابطه با مقاومت در مقابل آتش سوزی شاید توجه به این نکته جالب باشد که در حرارت حدود 1000 درجه سانتیگراد، حداقل یک ساعت طول میکشد که دمای فولاد داخل بتن، که با یک لایه بتنی به ضخامت $2/5$ سانتیمتر پوشیده شده است، به 500 درجه سانتیگراد برسد. تجربه نشان داده است که در آتش سوزی های با شدت متوسط، سازه های بتن آرمه تنها دچار خسار نهایی سطحی می شوند و حلالی در مقاومت و ظرفیت باربری آنها وارد نمی آید.

به علت خواص متنوع و با ارزش بتن آرمه، نظیر دوام (مقاومت در مقابل اثرات سوء ناشی از سیکل های انجماد و ذوب)، مقاومت در مقابل خورده گی، مقاومت در مقابل آتش، مقاومت زیاد در مقابل بارهای استاتیکی و دینامیکی، امکان ایجاد اشکال مورد نظر از طریق شکل دادن به قالب عضو، و بالاخره مخارج نگهداری ناچیز در طول عمر سازه، امروزه از این ماده بعنوان یکی از مقاومترین مصالح ساختمانی در ساختمان انواع سازه ها استفاده فراوان می شود. ساختمانهای مرتفع مسکونی و اداری، ساختمانهای صنعتی، نیروگاههای هسته ای، پل ها، سیلوه ها، تونل ها، انواع پوسته ها، سازه های هیدرولیکی و بسیاری سازه های دیگر از مواردی هستند که بتن مسلح اسکلت اصلی و باربر آنها را تشکیل میدهد.

یکی از جنبه های خاص رفتار سازه های بتن آرمه تحت اثر بار، امکان ایجاد ترک در قسمت های کششی مقاطع است. البته با زشدن چین ترکهایی تحت بارهای معمولی وارد سازه، غالباً "بقدری کم اهمیت

است که بهیچوجه استفاده از سازه را تحت تأثیر قرار نمیدهند. اما چنانچه در موارد خاصی، با توجه به انتظاری که از عملکرد سازه میرود، وجود این ترکها بعنوان یک نقص تلقی شود و بعبارت دیگر لازم باشد از ایجاد ترک جلوگیری شود و یا میزان بارشدگی آن محدود گردد، می توان از ایسده^۶ پیش تنیدگی بتن استفاده نمود. در سازه های بتنی پیش تنیده، بوسیله کشیدن کابل های پیش تنیدگی، مقطع عضو بتنی را تحت فشار اولیسه^۶ شدیدی قرار میدهند، تا بدین ترتیب پس از اعمال بارهای مورد نظر، در هیچ مقطعی از عضو بتنی ایجاد کشش نشود.

از نظر تکنیک ساخت، اعضاء و سازه های بتن آرمه یا پیش ساخته هستند، یا درجا ریخته شده و یا مرکب. اعضاء پیش ساخته اعضائی هستند که در کارگاه های خاصی ساخته شده و برای نصب به محل مورد نظر تحویل می شود. اعضاء تا بتن ریزی درجا، همانطور که از نامشان پیداست، در همان محل واقعی خود در سازه بتن ریزی می شوند و با اواخر اعضاء مرکب اعضائی هستند که ترکیبی از اجزاء پیش ساخته و بتن ریزی درجا هستند. اعضاء و سازه های بتن آرمه که به روش های فوق ساخته می شوند اگر چه در برخی موارد تفاوت های مختصری در رفتار و جزئیات محاسبات دارند، اصول کلی طراحی آنها یکسان است و آنچه سبب انتخاب هر یک از این روشها می شود مسائلی نظیر سرعت اجراء، دقت ساخت و توجیحات اقتصادی است.

۲-۱- مواد تشکیل دهنده بتن

مواد تشکیل دهنده بتن عبارتند از: سیمان، مصالح سنگی و آب و در برخی موارد مواد مضاف نیز بدانها اضافه می شود. خواص بتن تر (قبل از سخت شدن)، مانند روانی، کارایی و زمان گیرش، همچنین خواص بتن خشک (بتن سخت شده)، نظیر مقاومت فشاری، مقاومت کششی، افت، خزش و دوام بستگی به انتخاب و درصد مواد متشکله بتن دارد. از اینرو در این بخش بطور اختصار خواص و نقش هر یک از این مواد مورد بررسی قرار می گیرد.

سیمان - هر ماده ای که دانه های مصالح سنگی را برای تشکیل یک توده

توپر و یکپارچه بهم چسباندن سیمان نام دارد. سیمانهایی که در صنعت بتن و بتن آرمه بکار میروند سیمانهایی هستند که در ترکیب با آب موادی بوجود می آورند که تقریباً " غیر قابل حل در آب می باشند و از اینرو به آنها سیمان هیدرولیکی گفته می شود. از بین انواع این سیمان نوعی که بیشترین کاربرد در بتن آرمه دارد سیمان پرتلند است.

پس از اینکه آب به سیمان افزوده می شود مواد در سطح دانه های سیمان بوسیله آب حل شده و یک ژل، که در واقع یک توده متراکم از ذرات فوق العاده کوچک است، ایجاد می شود. این ماده به تدریج افزایش حجم و سختی پیدا میکند بطوری که پس از چند ساعت سختی قابل ملاحظه ای در ملات ایجاد می شود. این عمل هیدراسیون نام دارد. هیدراسیون تدریجاً " بیشتر به عمق دانه های سیمان نفوذ میکند و در نتیجه سبب افزایش سختی ملات می گردد. از نظر شیمیائی، برای هیدراسیون کامل یک مقدار معین سیمان، در حدود ۲۵ درصد وزن سیمان آب لازم است، لیکن برای سهولت حرکت آب در مخلوط و رسیدن به ذرات سیمان، آب مورد نیاز ۱۰ الی ۱۵ درصد بیش از میزان ذکر شده می باشد. بنابراین حداقل نسبت وزنی آب به سیمان بین ۰/۴۵ و ۰/۴۰ است، با اینحال در عمل، مقدار آب مصرفی بیش از مقدار حد اقل فوق می باشد. این مقدار آب اضافی برای روان تر کردن و افزایش کارایی بتن (یعنی افزایش قابلیت کار با بتن) لازم است. ولی باید توجه داشت که آب ماژاد پر نیاز هیدراسیون کامل، بصورت ترکیب نشده در بتن باقی میماند که پس از سخت شدن بتن تدریجاً " از آن خارج شده و سبب ایجاد حفره و در نتیجه نقصان مقاومت بتن میگردد. عمل هیدراسیون با تولید حرارت نیز همراه است و حرارت تولید شده را حرارت هیدراسیون می نامند. این گرمای آزاد شده، بخصوص در کارهای با بتن ریزی زیاد مثل سد سازی، باعث افزایش درجه حرارت و در نتیجه افزایش حجم بتن میگردد و می تواند پس از سرد شدن بتن سبب ترک خوردگی آن گردد، که باید به نحو صحیحی از آن جلوگیری نمود. همانطور که قبلاً اشاره شد، سیمانی که بیشترین کاربرد در بتن آرمه دارد سیمان پرتلند است. مشخصات انواع مختلف این سیمان در ASTM C150 داده شده است (انجمن آمریکا ئی آزمایشات و مصالح: ASTM). متداولترین نوع این سیمان، سیمان پرتلند تیپ I است که

برای کارهای متعارف اجراء سازه‌های بتنی که در آنها خاصیت ویژه‌ای مورد انتظار نیست بکار می‌رود. بتنی که با این سیمان ساخته می‌شود تقریباً " پس از ۲۸ روز مقاومت طراحی خود را بدست می‌آورد. سایر انواع سیمان پرتلند مشخصه‌های متفاوتی در ارتباط با سرعت سخت شدن، سرعت تولید حرارت و مقاومت در مقابل اثرآبهای سولفات‌دارند که این مشخصه‌ها برای انواع مختلف سیمان پرتلند در جدول ۱-۱ آورده شده‌اند.

جدول ۱-۱: انواع سیمان پرتلند

نوع (تیپ)	مورد استفاده
I	موارد متعارف اجراء که در آنها خواص ویژه‌ای مورد نظر نمی‌باشد.
II	موارد متعارف اجراء که در معرض اثر ملایم سولفات باشند، یا مواردی که حرارت هیدراسیون متوسط مورد نظر باشد.
III	هنگامی که حصول مقاومت با لادر زمان کوتاه مورد نظر باشد (سیمان تندگیر).
IV	هنگامی که حرارت هیدراسیون خفیف مورد نظر باشد (سیمان کندگیر).
V	هنگامی که مقاومت در مقابل اثر شدید سولفات مورد نظر باشد.

علاوه بر پنج نوع سیمان‌های پرتلند که بوسیله ASTM استاندارد شده‌اند، سیمان‌های پرتلند اصلاح شده‌ای نیز ساخته می‌شوند که کاربردهای زیادی در بتن آرمه دارند. مانند سیمان پرتلند هوا دهنده، سیمان پرتلند سرباره، گوره، بلند و سیمان پرتلند پوزولان. سیمان پرتلند هوا دهنده حاوی ماده شیمیایی است که سبب ایجاد حبابهای هوا (بقطر تقریبی ۰/۰۵ میلی‌متر) در بتن می‌گردد. این حبابهای هوا، که بطور یکنواخت در بتن پخش می‌شوند، علاوه بر افزایش کارایی بتن، دوام آن را نیز در مقابل اثر یخندان بهبود می‌بخشند (البته برای تأمین نظرات فوق می‌توان از مواد مضاف هوا دهنده، که

درموقع مخلوط کردن بتن به انواع عادی سیمان پرتلند اضافه می شوند، استفاده نمود). برای مشخص کردن سیمان پرتلند هوا دهنده، حرف A همراه شماره^۶ تیپ های سیمان پرتلند جدول ۱-۱ آورده می شود، مانند سیمان پرتلند هوا دهنده نوع IA، II A و III A.

سیمان پرتلند سرباره^۶ کوره^۶ بلند و سیمان پرتلند- پوزولان نیز سیمان هایی هستند که از مخلوط کردن برخی مواد طبیعی یا مصنوعی با سیمان پرتلند معمولی بدست می آیند. مزیت مهم این سیمانها حرارت کم هیدراسیون آنها می باشد که در نتیجه برای کارهای بتنی حجیم مانند سد سازی بسیار مناسب می باشند. علاوه بر این، بتن های ساخته شده با سیمان پرتلند- پوزولان مقاومت خوبی در مقابل آبهای سولفا ته و اسیدی نشان می دهند و از ایترو برای اجرای کارهای دریایی کاربرد زیادی دارند. سیمان پرتلند سرباره کوره بلند و سیمان پرتلند- پوزولان، به ترتیب بوسیله^۶ حرف s و p که همراه شماره^۶ تیپ سیمان پرتلند معمولی قید می شوند مشخص میگردند، مانند سیمان نوع Is و Ip. همچنین، چنانچه از مواد هوا دهنده در ساخت این سیمانها استفاده شود حرف A نیز به نام این سیمانها اضافه می شود، مانند سیمان نوع Is-A. مشخصات این سیمانها را می توان از ASTM C595 (مشخصات استاندارد برای سیمانهای هیدرولیکی مخلوط شده) بدست آورد.

مصالح سنگی - مصالح سنگی بین ۶۰ تا ۷۵ درصد حجم بتن را تشکیل می دهند و از پترو نقش بزرگی را در رفتار بتن دارا هستند. بسیاری از خواص بتن، قبل یا بعد از سخت شدن، نظیر کارآئی، مقاومت، مسدول الاستیسیته، افت، خزش و دوام، متأثر از مشخصه های مصالح سنگی می باشند.

مصالح سنگی بتن به دو دسته ریزدانه و درشت دانه تقسیم می شوند. مصالح سنگی راکه از الک شماره^۶ ۴ (الک ۴۷۶۰ میکرونی) عبور می کنند مصالح ریزدانه و مصالح سنگی راکه روی این الک باقی میمانند مصالح درشت دانه می نامند. ماسه های سیلیسی طبیعی منبع اصلی مصالح ریزدانه هستند، با این حال، در صورتی که ماسه های طبیعی در دسترس نباشند از ماسه های ساخته شده، که بوسیله خرد کردن سنگ بدست می آیند، نیز

استفاده می‌شود. برای مصالح درشت‌دانه معمولاً "شن رودخانه‌ای"، گرانیت خردشده، یازالت، ماسه سنگ و همچنین مواد دانه‌ای سبک متداولترین مصالح می‌باشند. از نظر اندازه مصالح سنگی درشت‌دانه باید گفت که به‌طور کلی برای هرکار مورد نظر بهتر است حداکثر اندازه مجاز بکار رود، زیرا علاوه بر مسائل اقتصادی، بکاربردن دانه‌های درشت‌تر سبب کاهش افت بتن می‌گردد. حداکثر اندازه مجاز مصالح سنگی درشت‌دانه تابع ضخامت مقطع عضویتی، فاصله بین آرماتورها و وسایل مورد استفاده برای ساخت و چادادن بتن در قالب می‌باشد مطابق آئین نامه، اندازه دانه‌های سنگی نباید از یک پنجم کوچکترین بعد اعضاء، یک سوم ضخامت دالها، و سه چهارم کوچکترین فاصله آزاد بین میلگردها تجاوز نماید. مسئله دیگری که در رابطه با اندازه مصالح سنگی (درشت‌دانه و ریزدانه) مطرح است، دانه‌بندی این مصالح است. اگر تمام دانه‌های سنگی از نظر اندازه یکسان باشند، یا از یک اندازه خاص در مخلوط دانه‌های سنگی به مقدار زیادی استفاده شده باشد، فضای خالی بزرگی ایجاد می‌شود و در نتیجه ملات سیمان بیشتری برای پرکردن فضای خالی لازم می‌گردد. از نظر اقتصادی، یک دانه‌بندی ایده‌آل برای مصالح سنگی بتن دانه‌بندی است که متجربه حداقل فضای خالی شود، لیکن این روش ممکن است بهترین کارآیی را برای بتن به همراه نداشته باشد، لذا معمولاً لازم است از مخلوط‌های آزمایشی برای تعیین حدود دانه‌بندی استفاده شود. در ASTM C33 و ASTM C330 حدود دانه‌بندی به ترتیب برای مصالح سنگی معمولی و مصالح سبک پیشنهاد شده‌اند.

مقاومت مصالح سنگی اثر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت بتن ندارد، زیرا که مواد سنگی معمولاً دارای مقاومت‌های زیادی هستند. آنچه در مقاومت فشاری و همچنین مقاومت کششی بتن اثر مهمتری دارد مقاومت چسبندگی ملات سیمان به مصالح سنگی است. دانه‌های سنگی تیز گوشه که دارای سطوح زبر و ناصافی هستند از دانه‌های سنگی گرد گوشه که دارای سطوح صاف و ضیق‌لی هستند چسبندگی بهتری با ملات سیمان دارند و معمولاً از مقاومت بیشتری برخوردارند (البته توجه به این مطلب لازم است که بتن‌های ساخته شده با دانه‌های سنگی تیز گوشه کارآیی کمتری نسبت به بتن‌های ساخته شده با دانه‌های سنگی گرد گوشه دارند)

در غالب کارهای بتنی از مصالح سنگی طبیعی استفاده می شود ، وزن بتن ساخته شده با چنین مصالحی تقریباً " برابر ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب می باشد ، هنگامی که آرماتور فولادی به بتن اضافه می شود وزن بتن مسلح تقریباً " برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب می باشد ، علاوه بر بتن های معمولی ، بتن های سبکتر یا سنگین تر از بتن معمولی نیز ساخته می شوند .

بتن سبک سازه های بتنی است که با استفاده از مصالح دانه ای سبک ساخته می شود . مصالح دانه ای که در ساخت بتن های سبک سازه ای بکار می روند یا از انواع سنگ های متخلخل یا وزن حجمی کم ، مانند پومیس و یا از مواد مصنوعی مانند سرباره کوره بلندی باشند . وزن چینی بتن هایی معمولاً " بین ۱۱۰۰ تا ۱۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است . البته بتن های سبکتر با وزن کمتر از ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب نیز ساخته می شوند . این بتن ها ، که گاهی به آنها بتن ایزولاسیون نیز گفته می شود ، بتن غیرسازه ای هستند و دارای مقاومت های ناچیزی می باشند .

چنانچه در ساخت بتن سبک سازه ای ، برای تمام مصالح دانه ای (درشت دانه و ریزدانه) از مواد سبک استفاده شود ، بتن حاصله بتن " سبک " نامیده می شود ، در حالیکه اگر فقط مصالح درشت دانه از مواد سبک باشند و برای مصالح ریزدانه از ماسه طبیعی استفاده شود ، به بتن حاصله بتن سبک با ماسه گفته می شود . گاهی در ارتباط با بتن های سبک ، عبارت " جایگزینی ماسه " بکار می رود ، که منظور این است که تمام یا قسمتی از مصالح ریزدانه سبک بوسیله ماسه جایگزین می شود .

بتن سنگین غالباً " برای محافظت در مقابل تشعشعات گاما و ایکس در رآکتورهای هسته ای بکار می رود ، برای ساخت این بتن از انواع طبیعی سنگ آهن ، باریت و برخی مواد دیگر ، که در اندازه مورد نظر خرد می شوند تا بعنوان مصالح سنگی عمل کنند ، استفاده می شود . بتن های سنگین دارای وزنی بین ۴۰۰۰ تا ۴۰۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب می باشند .

آب - آبی که برای تهیه بتن بکار می رود باید عاری از مقدار مضر روغن ها ، اسیدها ، بازها ، نمک ها ، مواد آلی ، یا هر ماده دیگری که برای فولاد و

بتن مضر است، باشد. ناخالصی های آب، در صورتی که بیش از حد و مجاز نباشند، ممکن است بر زمان گیرش، مقاومت و دوام بتن اثر منفی بگذارند و ممکن است سبب خوردگی آرماتور نیز بشوند. معمولاً آبی که کمتر از ۲۰۰۰ ppm مواد جامد غیر محلول داشته باشد برای ساخت بتن قابل قبول است. با این حال، حداکثر مجاز مواد مختلف در آب رami توان با مراجعه به استانداردهای موجود بدست آورد و معیار قبول یا رد آب مورد نظر برای ساخت بتن قرار داد. بطور کلی آبی که برای آشا میدن مناسب است برای ساخت بتن نیز مناسب می باشد. از آب غیر آشا میدنی نیز می توان برای تهیه بتن استفاده نمود مشروط بر آنکه دو شرط تأمین شوند: اول آنکه، انتخاب نسبت های اختلاط بتن بر اساس مخلوط های بتنی باشد که آب آنها از همان آب غیر آشا میدنی تأمین شده باشد، و دوم آنکه، مقاومت های ۷ و ۲۸ روزه نمونه های مکعبی ملات ساخته شده با آب غیر آشا میدنی حداقل برابر ۹۰ درصد مقاومت های نمونه های مشابه ساخته شده با آب مقطر (یا آب آشا میدنی مناسب) باشند.

مواد مضاف - مواد مضاف به موادی گفته می شود که در هنگام ساخت بتن به آن اضافه می شود تا برخی خواص فیزیکی یا مکانیکی مورد نظر را در بتن بوجود آورند. برخی از موارد مهم ترکیب کردن مواد مضاف عبارتند از:

- افزایش دوام (مقاومت در مقابل اثرات سوء ناشی از سیکل های انجماد و ذوب)
- افزایش کارآئی
- تسریع در کسب مقاومت در زمان کوتاه
- کند کردن گیرش بتن و در نتیجه کاهش داده حرارت هیدراتاسیون
- افزایش مقاومت
- کاهش نفوذ پذیری آب در بتن

از بین انواع مواد مضاف، مواد هوا دهنده (هوازا) بیشترین کاربرد را دارند. این مواد سبب ایجاد حباب های بسیار کوچک هوا در بتن می شوند، حباب های ایجاد شده از یکدیگر مجزا بوده و در سراسر بتن بطور یکنواخت پخش می شوند (اندازه حباب های هوا در حدود ۵/۵ میلی متر و فاصله آنها از یکدیگر کمتر از ۲/۵ میلی متر است). در اثر هوا دادن،

کارآیی بتن بهبود یافته و جدا شدن دانه‌ها و خروج شیره بتن کاهش می‌یابد. علاوه بر آن، بتن هوای داده شده پس از سخت شدن، مقاومت چشمگیری در مقابل اثرات سوء ناشی از یخ زدن و ذوب شدن هائی متوالی کسب می‌کند. اگرچه بکاربردن موادهای داده‌دهنده باعث کاهش مختصی (کمتر از ۱۵ درصد) در مقاومت بتن می‌شود، خواصی که در اثر بکاربردن این مواد در بتن تقویت یا ایجاد می‌شوند گاهی به مراتب مهمتر و لازم‌تر از مقاومت می‌باشند و از اینرو این مواد در برخی موارد از عناصر اصلی و لاینفک بتن محسوب می‌شوند. (لازم به تذکر است که هوای داده شده، که عمداً توسط موادهای داده‌دهنده داخل بتن می‌شود، با هوای محبوس، که بطور ناخواسته در ضمن مخلوط کردن و جادادن در بتن باقی میماند، متفاوت است. هوای محبوس در بتن تنها اثر مثبتی بر خواص بتن ندارد بلکه سبب کاهش مقاومت آن نیز می‌گردد. بتن‌های معمولی بطور متوسط دارای ۱ تا ۳ درصد هوای محبوس می‌باشند)

۳-۱- خواص مکانیکی و فیزیکی بتن

بتن ماده‌ای است که اگرچه از برخی جهات بصورت الاستیک رفتار میکند، اساساً "یک ماده غیرالاستیک محسوب می‌شود. شاید بتوان گفت که جنبه‌های رفتاری غیرالاستیک بتن کمک بزرگی به موفقیت و توسعه استفاده از آن نیز نموده است. بعنوان مثال می‌توان از تغییر شکل‌های غیرالاستیک بتن در مناطقی از سازه‌های نامعین یا ذکر کرده در آنها در اثر بار توزیع تنش‌ها وضعیت متعادل تری از نظر نیروها بوجود می‌آید. همچنین، شاید بتن از این نظر که خواص سازه‌ای آن بستگی به زمان و شرایط رطوبتی و حرارتی محیط دارد نیز متحصربه‌فرد باشد. بنابراین، برای افرادی که مسئولیت طراحی یا اجرای سازه‌های بتن آرمه را برعهده دارند، تنها اتکاء بر مقادیری که از جدول محاسباتی بدست می‌آیند، کافی نبوده و اطلاع از خواص مکانیکی و فیزیکی بتن بسیار ضروری است. در این بخش برخی خواص بتن، نظیر مقاومت، تغییر شکل، خستگی، افت و خزش، و اثر عوامل مؤثر بر آنها مورد بررسی و مطالعه قرار می‌گیرند.

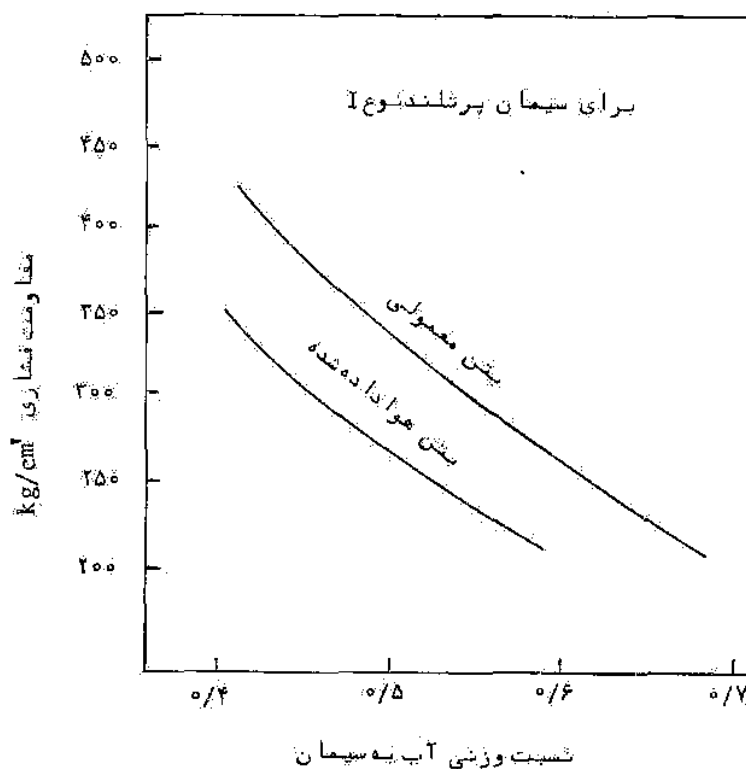
۱-۳-۱- عوامل مؤثر بر مقاومت بتن

مهمترین عوامل مؤثر بر مقاومت بتن عبارتند از:

- نسبت آب به سیمان
- نسبت مصالح سنگی به سیمان
- دانه‌بندی، شکل، درجه‌زبری سطح، مقاومت و سختی دانه‌های سنگی
- حداکثر اندازه مصالح سنگی

هنگامی که حداکثر اندازه مصالح سنگی بین $\frac{3}{5}$ تا $\frac{4}{5}$ سانتیمتر است، عوامل سوم و چهارم اهمیت کمتری دارند و هنگامی که نسبت مصالح سنگی به سیمان از ۴ بیشتر است (که معمولاً در بتن‌های سازه‌ای چنین است) عامل دوم چندان مهم نمی‌باشد.

از میان عوامل فوق، نسبت آب به سیمان، مهم‌ترین نقش را در مقاومت بتن داراست. تصویر ۱-۲ تأثیر نسبت آب به سیمان را در مقاومت



تصویر ۱-۲ تأثیر نسبت آب به سیمان بر مقاومت بتن

بتن، برای دو نوع بتن عادی و بتن هواداده شده، نشان میدهد. (در این تصویر، منحنی های ترسیم شده، میانگین مقدار مقاومت فشاری ۲۸ روزه را برای بتن های ساخته شده با سیمان پرتلند نوع I نشان میدهد. حداکثر مقدار هوا برای بتن هواداده شده ۵ تا ۶ درصد می باشد). هماتطور که از این تصویر دیده می شود، هر قدر نسبت آب به سیمان کمتر باشد مقاومت فشاری بیشتری برای بتن بدست می آید، البته هماتطور که در بخش ۱-۲ نیز اشاره شد، برای هیدراسیون کامل سیمان یک مقدار حداقل آب مورد نیاز است، لیکن برای افزایش کارایی بتن لازم است مقدار آب بیشتری بکار رود که این مقدار آب مازاد بر نیاز سبب کاهش مقاومت می شود.

در رابطه با تأثیر اندازه مصالح سنگی بر مقاومت بتن، نتایج آزمایشات نشان داده اند که وجود مصالح سنگی با اندازه بزرگ ممکن است سبب کاهش مقاومت گردد، این مسئله احتمالاً در اثر کاهش کل سطح تماس این مصالح با ملات می باشد. اما از سوی دیگر، بکار بردن مصالح سنگی درشت منجر به استفاده از آب کمتری برای دستیابی به کارایی مورد نظر می شود و در نتیجه مقاومت بیشتری برای بتن حاصل می گردد. بدین ترتیب دیده می شود که وقتی از مصالح سنگی درشت استفاده می شود، تأثیر نهایی اندازه دانه های درشت بر مقاومت بتن، بستگی به نسبت های اختلاط بتن پیدا می کند. بطور کلی، مصالح سنگی با اندازه بزرگ، اثر منفی بیشتری روی مقاومت بتن های پر سیمان نسبت به بتن های کم سیمان دارند.

مسئله دیگر در مورد تأثیر مصالح سنگی درشت بر مقاومت بتن، در رابطه با شکل و جنس سطح این دانه ها مطرح است. بدین ترتیب گسسه بتن های ساخته شده با مصالح سنگی گرد و صیقلی دارای مقاومت کمتری از بتن های ساخته شده با مصالح سنگی شکسته هستند و این تأثیر، در مورد مقاومت کششی بیشتر از مقاومت فشاری است.

در اینجا لازم است اشاره ای نیز به تأثیر زمان بر مقاومت بتن بشود. از لحظه ای که بتن شروع به گرفتن و سخت شدن میکند مقاومت آن نیز با زمان افزایش می یابد. این افزایش مقاومت در روزهای اولیه بسیار سریع است ولی به مرور از سرعت آن کاسته می شود بطوری که پس از چند ماه عملاً متوقف می گردد. بعنوان مثال مقاومت نمونه های بتنی

ساخته شده با سیفان پرتلتن نوع I پس از ۲۸ روز تنه‌بندی ۱/۳ تا ۱/۷ مقاومت نمونه‌های ۷ روزه است (در غالب موارد این نسبت قدری بیش از ۱/۵ می‌باشد)

۲-۳-۱- آزمایشهای مقاومت فشاری

در برخی کشورهای دنیا، مانند آمریکا، نمونه‌های آزمایشی مقاومت فشاری به شکل استوانه‌هایی هستند که نسبت ارتفاع به قطر آنها برابر ۲ می‌باشد. از سوی دیگر، در بسیاری کشورهای اروپایی از نمونه‌های مکعب شکل استفاده می‌شود. در ایران، هر دو نوع نمونه‌های استوانه‌ای و مکعبی مورد استفاده قرار می‌گیرند. آنچه در رابطه با شکل نمونه‌های آزمایشی مطرح است، این واقعیت است که مقاومت‌های بدست آمده از این دو نوع نمونه معمولاً یکسان نیستند. این تفاوت بدو دلیل اساسی پدید می‌آید.

اول آنکه، در نمونه‌های استوانه‌ای، جهت بار فشاری به نمونه وارد می‌شود منطبق است بر جهتی که نمونه ریخته می‌شود. در حالی که در نمونه‌های مکعبی، جهت بارگذاری عمود بر جهت بتن ریزی نمونه است. چنانچه مخلوط بتن از گار آبی خوبی برخوردار باشد و خوبی نیز مثر اکم و گو بیده شود، بتن حاصله تقریباً ایزوتروپ خواهد بود و این تفاوت اهمیت چندانی ندارد. لیکن، در غالب موارد این منظور تأمین نمی‌شود و در نتیجه تغییر شکل لایه‌های مختلف نمونه یکسان نبوده و این مسئله در مقاومت‌های بدست آمده منعکس می‌گردد.

علت دوم در تفاوت مقاومت‌های استوانه‌ای و مکعبی را می‌توان در مسئله اصطکاک بین نمونه بتنی و صفحات فولادی ماشین آزمایش جستجو کرد. بدین ترتیب که بعلاوه تفاوت مقادیر مسدول الاستیسیته و ضریب پیواسون فولاد و بتن، نمونه بتنی و صفحه فولادی تمایل به تغییر شکل‌های جانبی نامساوی دارند. لیکن بعلاوه وجود اصطکاک، حرکت جانبی نسبی بین صفحه فولادی و نمونه بتنی در سطح تماس آنها مقدور نبوده و در نتیجه تنش‌های برشی در این سطح بوجود می‌آید. اثر این تنش‌ها در نمونه بتنی، با افزایش فاصله از صفحات فولادی کاهش می‌یابد بطوری که از فاصله‌های در حدود $B \frac{\sqrt{2}}{4}$ (B بعد جانبی نمونه است) قابل

صرفنظر می باشد. اثر این تنش‌ها را می توان در نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد، که تا حد گسیختگی تحت فشار قرار می گیرند، بخوبی مشاهده نمود. بدین ترتیب که در هر انتهای نمونه یک مخروط تقریباً "دست نخورده" با ارتفاع $D \sqrt{\frac{3}{4}}$ باقی می ماند (D قطر استوانه است)؛ ولسی در میان این مخروط‌ها تغییر شکل جانبی بطور آزاد قابل حصول است که با پف کردن نمونه به سمت بیرون در قسمت میانی توجیه می شود. در نمونه‌های مکعبی نیز هر مهای دست نخورده بوجود می آیند، لیکن بعلاّت محدودیت ارتفاع این نوع نمونه‌ها، رئیس هر مها در یکدیگر تداخّل نموده بطوری که تاحیه‌ای که در آن تغییر شکل جانبی می تواند آزاد باشد حذف می شود. در نتیجه، در نمونه‌های مکعبی نمی توان فشار تک محوری که آزاد از برش باشد بوجود آورد. بنابراین، در شرایط مشابه از نظر کیفیت بتن، مقاومت بدست آمده از نمونه‌های مکعبی بیش از مقاومت حاصل از نمونه‌های استوانه‌ای است. همچنین، نتیجه گرفته می شود که برای تعیین مقاومت بتن، که تحت تأثیر مشخصات صفحات فولادی دستگاره پرس نباشد یا بعبارت دیگر، برای تعیین مقاومت فشاری تک محوری حقیقی بتن، باید از نمونه‌های استوانه‌ای با نسبت ارتفاع به قطر بزرگتر از ۱/۲ استفاده نمود. در استوانه‌های استاندارد، نسبت ارتفاع به قطر برابر ۲ می باشد.

مقاومت فشاری بتن بر اساس نمونه استوانه‌ای یا f'_c نشان داده می شود که منظور از آن، مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای به قطر ۱۵ و ارتفاع ۳۰ سانتیمتر است که ۲۸ روز پس از ساخت اندازه گیری می شوند. مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی به بعد ۱۵ سانتیمتر را که پس از ۲۸ روز آزمایش می شوند با f'_{cu} نشان میدهند. بطور متوسط، برای بتن‌های با وزن معمولی، مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای ۱۵×۳۰ تقریباً ۸۰ درصد مقاومت نمونه‌های مکعبی ۲۰ سانتیمتری و ۸۳ درصد مقاومت نمونه‌های مکعبی ۱۵ سانتیمتری است. برای بتن‌های سبک، مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای و مکعبی تقریباً یکسان می باشند.

مطلب قابل توجه دیگری که در رابطه با شکل نمونه‌ها مطرح است اثر نسبت ارتفاع به قطر در نمونه‌های استوانه‌ای است. گاهی اوقات برای انجام آزمایش از نمونه‌های استوانه‌ای استفاده می شود که نسبت ارتفاع

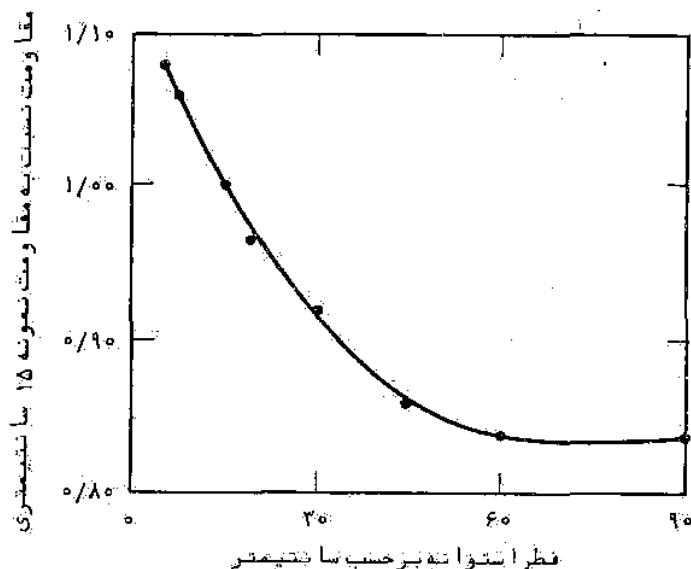
به قطر آنها متفاوت از ۲ است. بعنوان مثال، این مسئله در مورد کلهایی که از سازه‌های ساخته شده بریده می‌شوند پیش می‌آید. در این موارد لازم است ضریب تصحیح بر مقاومت‌های بدست آمده اعمال شود تا نتایج حاصل قابل مقایسه با مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد باشند. در جدول ۱-۲ مقادیر ضرایب تصحیح بر اساس استاندارد ASTM داده شده‌اند.

جدول ۱-۲- مقادیر ضریب تصحیح برای استوانه‌های آزمایشی غیر استاندارد

نسبت ارتفاع به قطر	۲/۰۰	۱/۷۵	۱/۵۰	۱/۲۵	۱/۰۰
ضریب تصحیح	۱/۰۰	۰/۹۸	۰/۹۷	۰/۹۴	۰/۹۱

برای بتن‌های سبک، اثر ارتفاع به قطر بر مقاومت محاسبه شده کمتر از بتن‌های معمولی است. بعنوان مثال، مشاهده شده است که در چنپس بتن‌هایی، ضریب تصحیح برای استوانه‌ای با نسبت ارتفاع به قطر برابر واحد، مساوی ۰/۹۵ است (در مقایسه با ضریب تصحیح ۰/۹۱ جدول ۱-۲).

مسئله مهم دیگری که در مورد نمونه‌های آزمایش فشاری قابل توجه است اندازه آنها می‌باشد. تصویر ۱-۳ مقاومت نسبی نمونه‌های استوانه‌ای با اندازه‌های مختلف را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این تصویر دیده می‌شود با افزایش اندازه نمونه، مقاومت بتن کاهش می‌یابد ولی این کاهش مقاومت بطور نامحدود ادامه پیدا نمی‌کند. در واقع، تأثیر اندازه نمونه تا حدود بعد جایی ۵ سانتیمتر مشهود است و تمام نمونه‌های بزرگتر، مقاومت تقریباً "یکسانی" را ثبت می‌نمایند. این مسئله بخصوص در رابطه با طراحی سازه‌های با ابعاد بزرگ، مانند پایه‌های عمیق، قابل ملاحظه است، زیرا که طراحی با توجه داشتن بسه مسئله تقلیل ظرفیت اعضا حجیم می‌تواند نسبت به حداقل مقاومتی برای این اعضا مطمئن باشد.



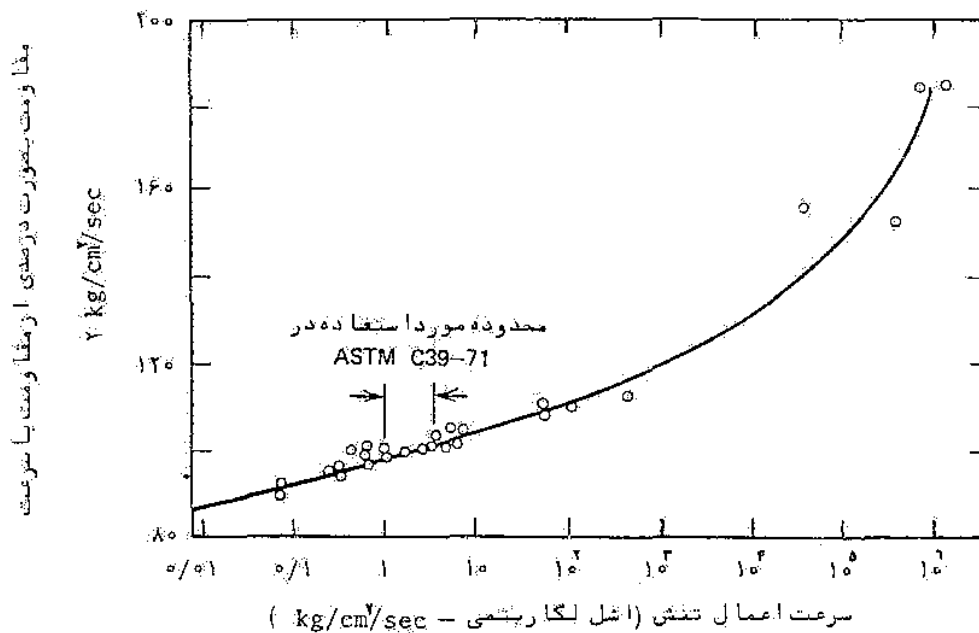
تصویر ۱-۳ مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای با اندازه‌های مختلف

نتایج آزمایش نشان داده‌اند که اثر اندازه نمونه در بتن‌های برسیمان نسبت به بتن‌های کم‌سیمان شدیدتر می‌باشد. علاوه بر این، در بتن‌های سبک اثر اندازه نمونه بسیار کمتر از این اثر در بتن‌های با وزن معمولی است.

در رابطه با توجیه اثر اندازه، برخی معتقدند این مسئله از آنجا ناشی می‌شود که احتمال وجود یک عنصر یا ناحیه ضعیف در اعضاء بزرگ نسبت به اعضاء کوچک بیشتر است، و چنانچه گسیختگی ناشی از ضعف‌های موضعی باشد بالطبع مقاومت اعضاء با افزایش اندازه آنها کاهش می‌یابد. برخی دیگر این تفکر را قبول ندارند و معتقد هستند که تفاوت مقاومت در نمونه‌های بزرگ و کوچک احتمالاً ناشی از این واقعیت است که نمونه‌های کوچک‌تر در عمل بهتر کوبیده و متراکم می‌شوند (زیادتر از ارتفاع کمتری هستند و راحت‌تر نیز متراکم می‌شوند) و لذا کیفیت بهتری دارند و در نتیجه از مقاومت بیشتری نیز برخوردارند.

در تعبیر نتایج آزمایش مقاومت فشاری توجه به یک مسئله دیگر نیز بسیار مهم است و آن سرعت بارگذاری نمونه است. در آزمایشات

استاندارد مقاومت فشاری، تنش یا پدیده‌ایک سرعت کنترل شده و مشخص به نمونه وارد شود، زیرا همان‌طور که در تصویر ۱-۴ نشان داده شده است، هر چه سرعت یا رگذاری کمتر باشد مقاومت استاندارد گیری شده تیزگ‌تر می‌باشد.



تصویر ۱-۴ تا شیر سرعت با رگذاری بر مقاومت فشاری

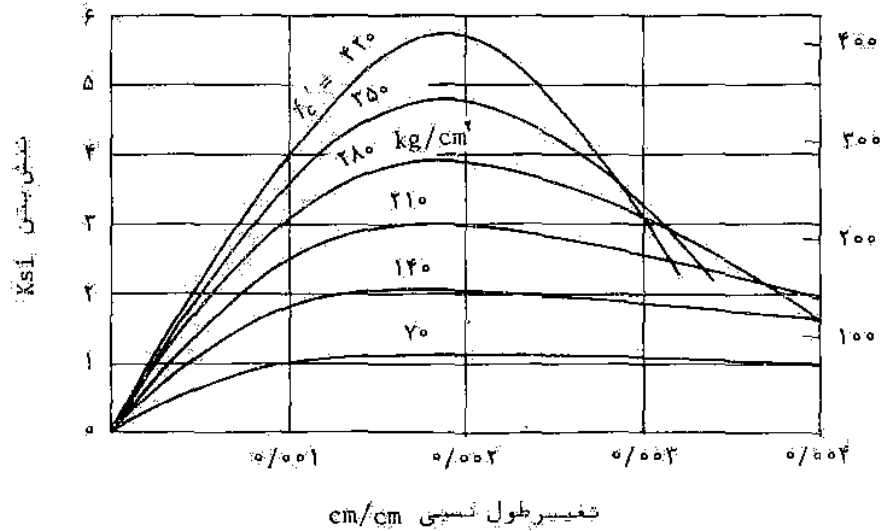
دلیل این پدیده احتمالاً این مسئله است که هر قدر سرعت اعمال تنش کمتر باشد خزش بیشتری در نمونه بوجود می‌آید و در نتیجه تغییر طول نسبی سریعتر افزایش یافته و این امکان وجود دارد که وقتی تغییر طول نسبی به حد خاص برسد، صرف نظر از مقدار نهایی تنش، قطعه گسیخته شود. بعنوان مثال دیده شده است که وقتی بار به آرامی در طی ۳۰ دقیقه تا گسیختگی افزایش یابد، مقاومت اندازه‌گیری شده در حدود ۸۸ درصد مقاومت ثابت شده در حالتی است که سرعت اعمال تنش ۲ کیلوگرم برسانتیمتر مربع در هر ثانیه است. یا سرعت با رگذاری بسیار آهسته حتی ممکن است مقاومت فشاری به ۷۵ درصد مقاومت تحت سرعت ۲ کیلوگرم برسانتیمتر مربع در ثانیه تقلیل یابد. لیکن در محدوده متعارف سرعت با رگذاری که در غالب دستگا‌ه‌های پرس عمل می‌شود (۱ تا ۱۰ کیلوگرم برسانتیمتر مربع

در ثانیه برای استوانه‌های ۱۵ سانتیمتری)، همان‌طور که در تصویر ۴-۱ دیده می‌شود تأثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت اندازه‌گیری شده تقریباً قابل صرف نظر است.

۳-۳-۱- تغییر شکل تحت تنش فشاری

مقاومت فشاری بتن تنها یک مشخصه کلی از نوع بتن می‌باشد، برای تعبیر رفتار یک قطعه بتنی معمولاً از منحنی‌های تنش-تغییر طول نسبی به‌توجه معتری می‌توان استفاده نمود. تصویر ۵-۱ منحنی‌های تنش-تغییر طول نسبی را برای نمونه‌های بتنی ۲۸ روزه با مقاومت‌های مختلف، که بوسیله آزمایش‌های فشاری با سرعت تغییر طول نسبی ثابت بدست می‌آیند، نشان می‌دهد. لازم به تذکر است که مقاومت فشاری بتن معمولاً بوسیله آزمایش‌های با سرعت تنش ثابت تعیین می‌شود و منحنی‌های مربوط به این آزمایش‌ها با منحنی‌های تنش-تغییر طول نسبی، که با اعمال تغییر طول نسبی با سرعت ثابت بدست می‌آیند، قدری تفاوت دارند، لیکن نتایج آزمایشات نشان داده است که رفتار واقعی بتن تحت شرایط عادی بارگذاری یا دقت بهتری قابل تبیین بوسیله منحنی‌های تنش-تغییر طول نسبی می‌باشد. این مسئله، اساس بلوک تنش سهمی در محاسبه بارنهائی قطعات خمشی است که در فصل ۳ بطور مشروح مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

منحنی‌های تنش-تغییر طول نسبی، همان‌طور که در تصویر ۵-۱ مشاهده می‌شود، عموماً "دارای یک قسمت اولیه نسبتاً مستقیم می‌باشند که این مسئله بیانگر رفتار تقریباً خطی و الاستیک بتن در تنش‌های پایین است. این منحنی‌ها در تنش‌های بالاتر در جهت افقی انحنا پیدا کرده و در حدود تغییر طول نسبی ۰/۰۰۲ به تنش نهائی پیکر مقاومت فشاری می‌رسند. این منحنی‌ها بعد از تنش نهائی، عموماً "دارای شاخه نزولی تا نقطه گسیختگی می‌باشند. تصویر ۵-۱ نشان می‌دهد که هر قدر مقاومت بتن کمتر باشد، خاصیت تغییر شکل پذیری (داکتیلیته) بتن بیشتر است، بعبارت دیگر گسیختگی در تغییر طول‌های نسبی بزرگتری رخ می‌دهد. تغییر طول نسبی نهائی بتن در لحظه خرد شدن، بسته به نوع بتن، بین ۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۸ متغیر است، اما برای

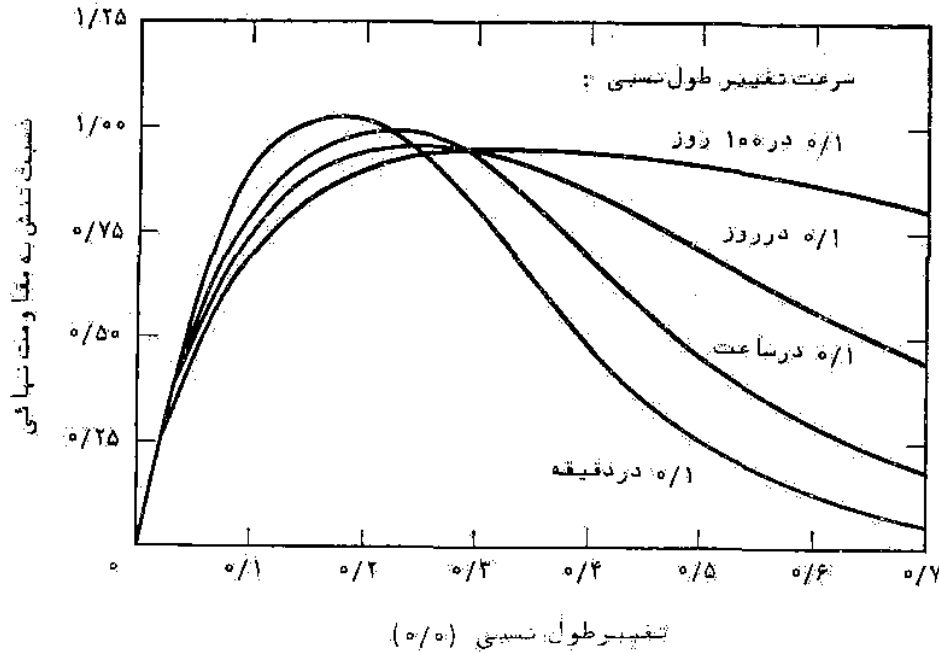


تصویر ۵-۱- منحنی های تنش - تغییر طول نسبی برای انواع بتن

بتن‌هایی که بطور متعارف مورد استفاده قرار می‌گیرند، مقدار تغییر طول نسبی نهایی بین $0/003$ تا $0/004$ می‌باشد. مطابق آئین نامه حداکثر تغییر طول نسبی قابل استفاده در دورترین تار فشاری بتن باید برابر $0/003$ فرض شود.

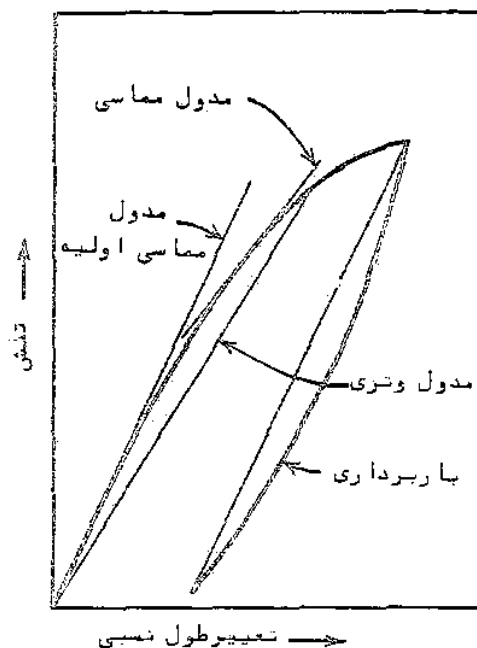
سرعت بارگذاری، همان‌طور که در مورد مقاومت فشاری دیده شد، بر روی منحنی های تنش - تغییر طول نسبی بتن نیز تأثیر دارد. تصویر ۶-۱ منحنی های تنش - تغییر طول نسبی را برای نمونه‌های مختلف از یک نوع بتن که تحت تأثیر سرعت‌های تغییر طول نسبی مختلف از $0/1$ در دقیقه (بارگذاری سریع) تا $0/1$ در 100 روز (بارگذاری آهسته) قرار گرفته‌اند نشان می‌دهد.

یکی از مشخصه‌های مهم هر ماده که یا استفاده از منحنی های تنش - تغییر طول نسبی تعیین می‌شود، مدول الاستیسیته می‌باشد. مدول الاستیسیته بتن علاوه بر آنکه تا حد زیادی بستگی به مقاومت دارد، تابعی از سن بتن، خواص مصالح سنگی و سیمان، سرعت بارگذاری، شمع و اندازه نمونه نیز می‌باشد. علاوه بر آنجا که بتن، حتی تحت بارهای کم، تغییر شکل‌های غیر الاستیک بخود می‌گیرد، تعاریف متفاوتی برای



تصویر ۱- تأثیر سرعت آزمایش بر شکل منحنی تنش - تغییر طول نسبی بتن

مدول الاستیسیته آن وجود دارد. تصویر ۱-۷ یک منحنی نمونه تنش - تغییر طول نسبی را برای بتن نشان میدهد. در این تصویر، مدول مماسی اولیه و نیز مدول وترئی و مدول مماسی مشخص شده اند. مدول مماسی اولیه عبارت است از شیب مماس بر منحنی در شروع بارگذاری (مبدأ دستگاه مختصات). البته، همانطور که در تصویر نشان داده شده است، می توان در هر نقطه منحنی نیز یک مدول مماسی تعیین نمود. این مدول مماسی تنها برای معرفی رفتار بتن، تحت تمویات زول کوچک بار، در مجاورت نقطه تماس کاربرد دارد. و لازم است تفاوت بین مدول مماسی اولیه و مدول مماسی در یک تنش معین بدقت درک شود. مدول وترئی عبارت است از شیب خط واصل بین مبدأ و یک نقطه از منحنی تنش - تغییر طول نسبی. با این تعریف، همانطور که در تصویر ۱-۷ مشاهده می شود، مدول وترئی ثابت نبوده و بلکه تابعی از تنش مورد نظر می باشد. معمولاً مدول وترئی نظیر تنش $0.4f_c$ به عنوان مدول الاستیسیته بتن در نظر گرفته می شود. بر اساس نتایج آزمایشات روی بتن های پسا وزن



تصویر ۱-۷ منحنی نمونه تنش - تغییر طول نسبی بتن

۱۴۵۰ تا ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، فرمول تجربی زیر برای تعیین مدول الاستیسیته بتن در آئین نامه پیشنهاد شده است:

$$E_c = 0.137 W_c^{1/5} \sqrt{f'_c} \quad (1-1)$$

که در آن W_c وزن واحد بتن بر حسب کیلوگرم بر متر مکعب و E_c و f'_c به ترتیب مدول الاستیسیته و مقاومت بتن بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشند. رابطه فوق برای بتن‌های با وزن معمولی (تقریباً ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب) بصورت رابطه ساده‌تر زیر درمی‌آید

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad (1-2)$$

در ارتباط با تصویر ۱-۷، مطلب دیگری نیز حائز توجه است و آن تغییرات منحنی تنش - تغییر طول نسبی است پس از اینکه تنش از روی

نمونه برداشته می شود. و ترمنحنی با برداری معمولاً " موازی مماس اولیه بر منحنی بارگذاری است، از آنجا که تعیین شیب این وتر نسبتاً " ساده است، غالباً " از این روش غیر مستقیم برای محاسبه مدول مماسی اولیه استفاده می شود.

مسئله دیگری که در رابطه با تغییر شکل بتن تحت تنش محوری مطرح می باشد، تغییر طول جانبی است که بوسیله ضریب پواسون تعریف می شود. مقدار ضریب پواسون بتن معمولاً " بین ۰/۱۵ و ۰/۲ است (غالباً " ۰/۱۷ بعنوان یک مقدار میانگین بکار میرود). تحت تنش های دو جانبه، ضریب پواسون در حالت فشار - فشار برابر ۰/۲، در حالت کشش - کشش برابر ۰/۱۸ و در حالت فشار - کشش بین ۰/۱۸ و ۰/۲ اندازه گیری شده است.

۴-۳-۱- مقاومت کششی

برخلاف آزمایش مقاومت فشاری که استاندارد شده است، آزمایش مقاومت کششی هنوز با روشهای غیر مستقیم، که تفاوت های اصولی نیز بین آنها وجود دارد، انجام می گیرد. با این وجود امروزه روش کاملاً " رضایت بخشی برای تعیین مقاومت کششی بتن وجود ندارد و مطالعه روی روش های آزمایش هنوز در حال انجام است. حالت ایده آل این است که مقاومت کششی از طریق کشش مستقیم اندازه گیری شود، لیکن، اعمال کشش محوری در نمونه های بتنی قدری دشوار است و در نتیجه عملاً " هیچگونه آزمایش استاندارد برای کشش مستقیم وجود ندارد.

یکی از آزمایشهای متداول در این مورد، آزمایش خمش است. در این آزمایش از یک تیر ساده غیر مسلح، که در آن طول دانه ۳ برابر ارتفاع مقطع است و دو بار متمرکز یکسان در نقاط ثلث دهانه اعمال می شوند، استفاده می کنند. حداکثر تنش کششی که در مقطع این تیر ایجاد می شود و از فرمول کلاسیک خمش $f = Mc/I$ محاسبه می گردد اصطلاحاً " مدول گسیختگی می نامند و با f_r نشان میدهند. باید توجه داشت که مدول گسیختگی از مقدار واقعی تنش کششی بتن بزرگتر است، زیرا که محاسبه مدول گسیختگی مبتنی است بر توزیع خطی تنش، در حالی که توزیع تنش عملاً " به شکل سهمی است. بعلاوه، این تنها تار انتهایی مقطع است که

به حدما کزیمم میرسد و تارهای دیگر مقطع در این شرایط قرار ندادند و لذا گسترش ترک از آنرا انتهایی مقطع بوسیله تارهای مجاور که تحت تنش کمتری هستند متوقف می شود و در نتیجه قبل از گسیختگی نمونه آزمایشی، تنش بیشتری از آنچه در کشش مستقیم انتظار می رود قابل ایجاد است. مقدار عددی مدول گسیختگی بطور متوسط ۵۰ درصد بیش از مقاومت کششی مستقیم بتن است.

آزمایش دیگری که برای تخمین مقاومت کششی بتن بکار می رود، آزمایش به شکاف خوردگی است که به آزمایش غیر مستقیم کشش یا آزمایش برزیلی نیز معروف است. در این آزمایش، استوانه‌ای به قطر D ، و طول L را در حالی که محور آن افقی است بین صفحات ماشین فشار قرار میدهند بطوری که فشار در امتداد یک صفحه قطری به نمونه وارد می شود. تنش کششی تقریبا "یکنواخت که روی این صفحه قطری ایجاد می شود و از رابطه $\frac{2p}{\pi LD}$ محاسبه می شود (p فشار وارده است) سبب شکاف خوردن نمونه در امتداد همین صفحه می شود. آزمایش به شکاف خوردگی ضمن اینکه از نظر اجراء بسیار ساده است این مزیت را نیز دارد که از همان نمونه‌های استوانه‌ای آزمایش فشار می توان استفاده نمود. مقاومت کششی شکاف خوردگی، که با f_{ct} نمایش داده می شود، نزدیک به مقدار واقعی مقاومت کششی بتن است.

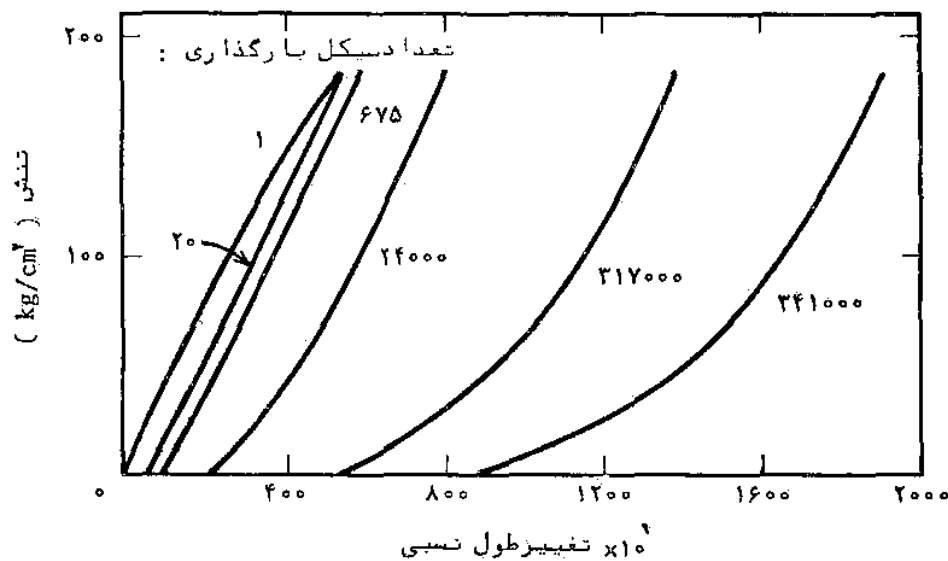
بدین ترتیب مشاهده می شود که آزمایش‌های مختلف منجر به مقادیر متفاوتی برای مقاومت کششی می شوند. اما باید توجه داشت که این مسئله چندان مهم نیست، در حقیقت مقاومت‌های فشاری و کششی که بر اساس آزمایش روی یک نمونه بدست می آید بیانگر مقاومت واقعی بتن در سازه نمی باشند. بنا بر این می توان از هر یک از آزمایشهای کششی استفاده نمود، مشروط بر آنکه تنش‌ها، در سازه‌ای که مورد بررسی هستند، به نوع آزمایشی که بکار می رود ارتباط داده شوند.

بطور کلی، مقدار مقاومت کششی بتن، f_t ، بین ۰/۱ تا ۰/۱۵ مقاومت فشاری است، مقاومت کششی شکاف خوردگی، f_{ct} ، برای بتن معمولی بین $\frac{1}{6}\sqrt{f'_c}$ تا $\frac{1}{85}\sqrt{f'_c}$ و برای بتن سبک بین $\frac{1}{35}\sqrt{f'_c}$ تا $\frac{1}{6}\sqrt{f'_c}$ می باشد، و مقدار مدول گسیختگی، f_r ، برای بتن معمولی تقریبا " برابر $2\sqrt{f'_c}$ است (در عبارات داده شده مقادیر تنش بر حسب

کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد).

۵-۳-۱- مقاومت خستگی

چنانچه قطعه‌ای تحت اثر بارهای متناوب، که هر یک از آنها از مقاومت فشاری استاتیکی کمتر می باشد، گسیخته شود، اصطلاحاً "می گویند قطعه در اثر خستگی گسیخته شده است". معمولاً برای نشان دادن اثر خستگی در بتن، نمونه‌ای را تحت تعدادی سیکل تنش فشاری بین دو حد σ_l و σ_h ، بطوری که $\sigma_l < \sigma_h$ قرار می دهند (معمولاً σ_l معرف تنش‌های حاصل از بار مرده و σ_h معرف تنش‌های حاصل از مجموع بار مرده و حداکثر بار زنده می باشد. بدین ترتیب با تغییر مقدار بار زنده، تنش‌های وارده بین دو حد σ_l و σ_h نوسان می کنند). تصویر ۸-۱ تغییرات منحنی تنش - تغییر طول نسبی را با تعداد سیکل‌های بارگذاری، برای بارهای فشاری بین دو حد σ_l و σ_h نشان می دهد. منحنی تنش - تغییر طول نسبی ابتداءً دارای تقعر به سمت محور تغییر طول نسبی است، لیکن با کاهش بار، منحنی مزبور بصورت تقریباً مستقیم درمی آید، که بیانگر رفتار تقریباً الاستیک برای بتن می باشد. با ادامه سیکل‌های

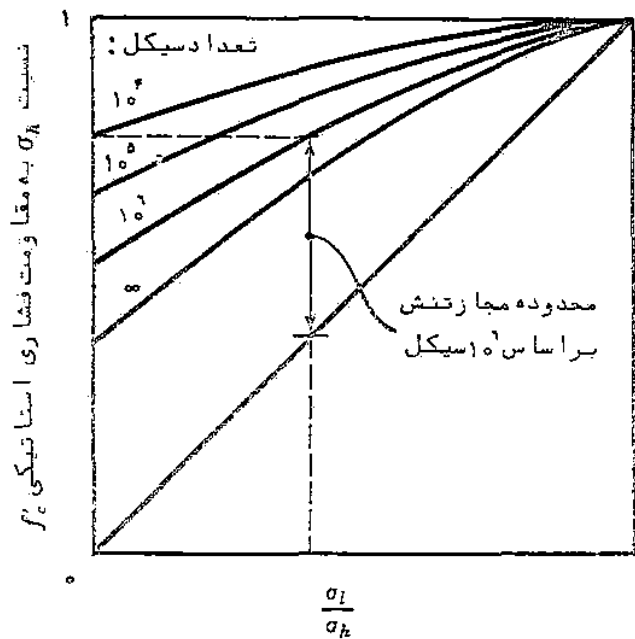


تصویر ۸-۱ رابطه تنش - تغییر طول نسبی بتن تحت بارگذاری فشاری متناوب

بارگذاری و باربرداری، منحنی تقریباً "مستقیم تنش - تغییر طول نسبی به آرامی انتقال پیدامی کند (به این معنی که مرتباً " به تغییر طول غیرقابل برگشت افزوده می شود)، و سرانجام این منحنی به سمت محور تنش مقعر می شود. وقوع این پدیده به معنی نزدیک شدن به گسیختگی در اثر خستگی است.

این رفتارتنها در صورتی مشاهده خواهد شد که σ_R بزرگتر از یک مقدار حدی بنا م حد خستگی یا حد دوام باشد، در غیر این صورت منحنی تنش - تغییر طول نسبی از حالت مستقیم اولیه فراتر نمی رود و علاوه بر آن، مقاومت نمونه بهبود نیزمی یابد، بطوری که مقاومت فشاری ممکن است تا ۱۵ درصد افزایش پیدا کند.

بر اساس نتایج آزمایشات بنظرمی رسد که بتن دارای حد خستگی، یعنی مقاومت خستگی برای بی نهایت سیکل بارگذاری، نمی باشد، از اینرو هرگاه به مقاومت خستگی اشاره می شود منظور مقاومت خستگی برای تعداد بسیار زیادی سیکل بارگذاری، مثلاً " ده میلیون، می باشد. مقاومت خستگی را می توان بوسیله دیاگرام اصلاحی گودمن



تصویر ۹-۱ دیاگرام اصلاحی گودمن برای تعیین مقاومت خستگی در بتن

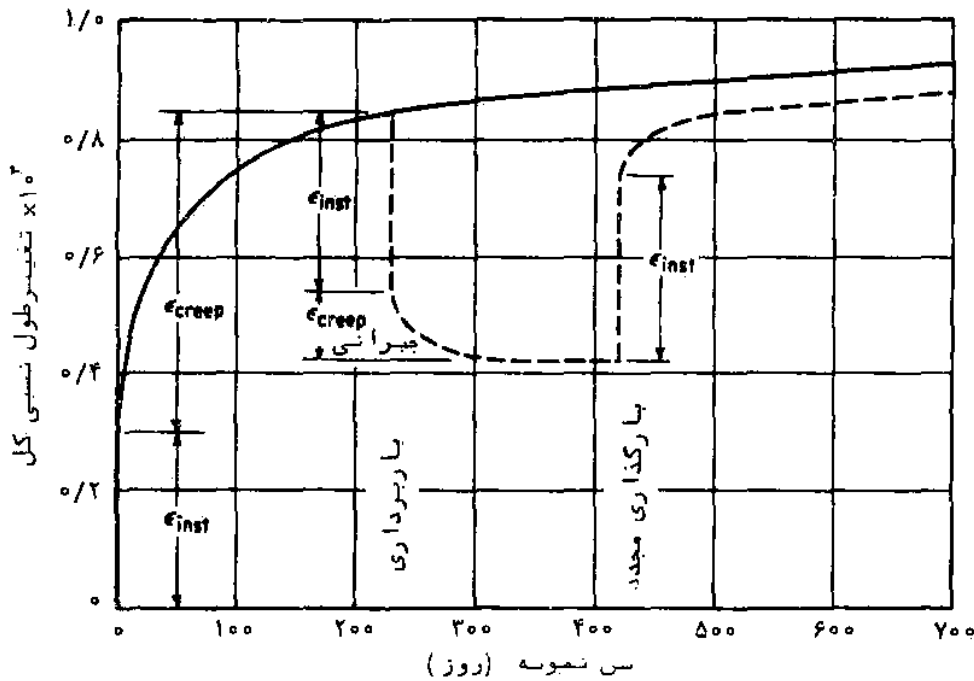
(Goodman) ، مطابق تصویر ۹-۱۹ ، تعیین نمود . با استفاده از ایمن دیاگرام ، محدوده^۶ تنش $(\sigma_h - \sigma_l)$ را که بتن مورد نظر برای تعداد مشخصی سیکل بارگذاری می تواند تحمل کند بدست می آورند . این دیاگرام نشان می دهد که برای یک محدوده^۶ ثابت تنش ، هر قدر مقدار حداقل تنش بیشتر باشد ، تعداد سیکل هایی که نمونه مورد نظر می تواند تحمل کند کمتر خواهد بود . این مسئله بخصوص در سازه هایی مانند پیل که در آنها اعضاء علاوه بر بارهای مرده بارهای گذرای متناوب نیز تحمل می کنند حائز اهمیت بسیار است .

یک مشخصه مهم رفتار بتن در مقابل خستگی این است که برای تعداد مشخصی سیکل بارگذاری ، گسیختگی ناشی از خستگی در نسبت ثابتی از مقاومت نهایی بتن رخ می دهد که این نسبت ، مستقل از مقدار مقاومت ، سن بتن و سایر عوامل مؤثر در مقاومت می باشد . بنابراین مقاومت خستگی را می توان تنها بوسیله یک پارامتر مشخص نمود .

۶-۳-۱- خزش

خزش یا وارفنگی عبارت است از افزایش تدریجی تغییر شکل یک ماده که تحت اثر بار ثابت قرار دارد . برای آشنا شدن با خصوصیت های خزش در بتن کافی است یک نمونه^۶ بتنی تحت تنش ثابت قرار داده شود و تغییرات تغییر طول نسبی آن با زمان مورد بررسی قرار گیرد . تصویر ۱۰-۱ جزئیات یک مورد از این نوع تجربیات را نشان می دهد . نمونه مورد نظر در این تجربه ، ۲۸ روز پس از ساخت تحت تنش فشاری ۸۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع قرار گرفت که در اثر آن ، تغییر طول نسبی لحظه ای ϵ_{inst} در نمونه ایجاد شد . پس از آن ، نمونه به مدت طولانی (در حدود ۲ سال) تحت تنش ثابت اولیه نگهداشته شد که در این مدت ، خزش سبب افزایش تغییر طول نسبی به سه برابر مقدار لحظه ای آن گردید (خط پر در تصویر ۱۰-۱) . در تجربه مشابهی ، با ریس از ۲۳۰ روز از روی نمونه برداشته شد . در این حالت ، همانطور که بوسیله منحنی خط چین در تصویر ۱۰-۱ نشان داده شده است ، تغییر طول نسبی لحظه ای ϵ_{inst} فوراً " برگشت داده شد و مقداری از خزش نیز با گذشت زمان جبران گردید . این نمونه پس از مدتی (در حدود ۲۰۰ روز) دوباره تحت بارگذاری اولیه قرار گرفت که در اثر آن

مجدداً " تغییر طول لحظه ای و خزش در نمونه بوجود آمد (منحنی خط چین در تصویر ۱-۱۰) .



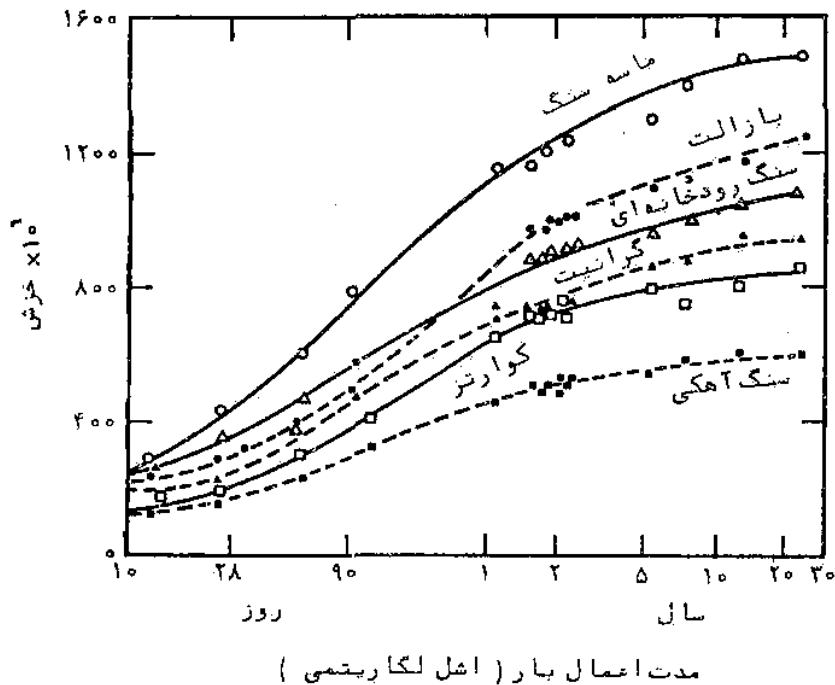
تصویر ۱-۱ یک نمونه از منحنی خزش در بتن

با گذشت زمان، خزش با سرعت کاهش یا بندهای ادامه می یابد و سرانجام پس از ۲ تا ۵ سال عملاً متوقف می شود. در این زمان بسته به نوع و مقاومت بتن، مقدار تغییر طول ناشی از خزش به ۱/۵ تا ۳ برابر تغییر طول لحظه ای اولیه خواهد رسید. برای بتن های معمولی که پس از ۲۸ روز بارگذاری می شوند ۱۵ تا ۳۵ درصد خزش نهایی در دو هفته اول، ۴۰ تا ۷۰ درصد خزش نهایی در سه ماه اول و ۶۵ تا ۸۵ درصد خزش نهایی در یکسال اول اتفاق می افتد.

خزش تابع عوامل متعددی است که مهمترین آنها عبارتند از: جنس و مقدار مصالح سنگی، سن بتن در زمان اعمال بار، شدت تنش وارده، مقاومت بتن، و بالاخره رطوبت و دمای محیط.

برای هر نوع دانه های سنگی، هر قدر نسبت مصالح سنگی به سیمان بیشتر باشد مقدار خزش بتن کمتر خواهد بود. علاوه بر آن، سختی و جنس

دانه‌های سنگی نیز تا ۳۰٪ محسوس بر خزش دارند. در تصویر ۱۱-۱ خزش بتن‌های با نسبت اختلاط مشابه ولی با دانه‌های سنگی متفاوت، کسه همگی در سن ۲۸ روز با رگذاری شده‌اند، نشان داده شده است.

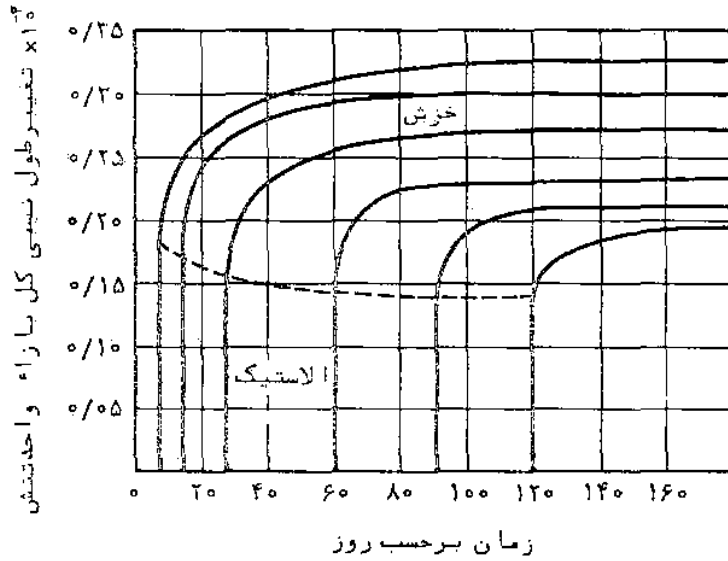


تصویر ۱۱-۱ خزش در بتن‌های با مواد سنگی مختلف

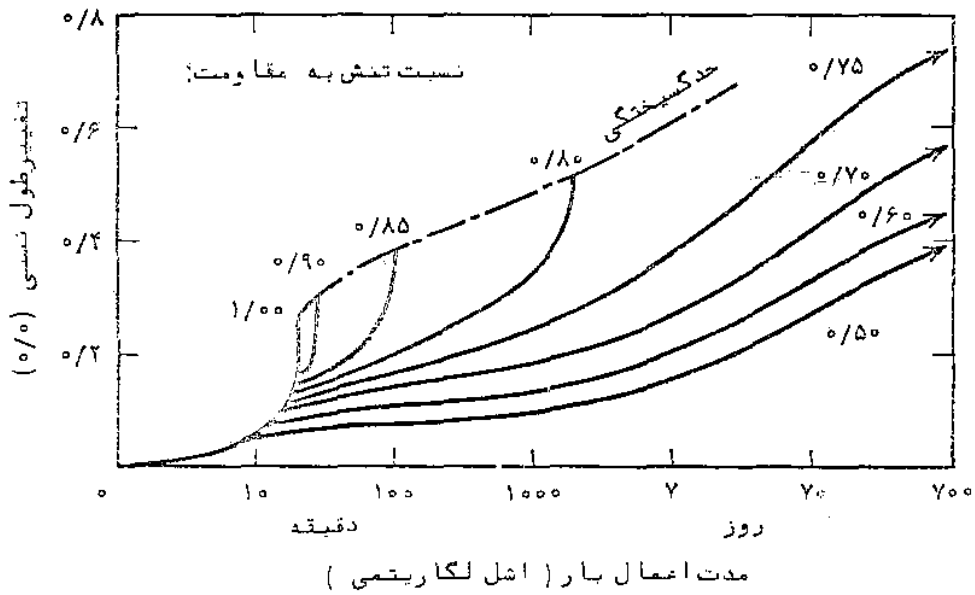
سن بتن در موقع اعمال بار نیز از قابل ملاحظه‌ای برخوردار است، بدین ترتیب که با تأخیر در بارگذاری، خزش بتن کاهش می‌یابد. این مطلب را می‌توان با استفاده از تصویر ۱۲-۱ بخوبی تحقیق نمود. در این تصویر، رابطه تغییر طول نسبی با زمان، برای نمونه‌های بتنی مشابه که در سنین مختلف تحت بار یکسان قرار گرفته‌اند، ترسیم شده است.

نتایج آزمایشات نشان داده‌اند که در محدوده تنش‌های کم‌تراز نصف مقاومت فشاری بتن، خزش با شدت تنش وارده متناسب است، لیکن در مقادیر بالاتر تنش، خزش با سرعت بیشتری افزایش می‌یابد، بطوری که تحت تنش‌های بیشتر از ۰/۸ تا ۰/۹ مقاومت فشاری، خزش با گذشت زمان سبب گسیختگی قطعه می‌شود. تصویر ۱۳-۱ تغییرات تغییر طول نسبی ناشی از خزش را برای نسبت‌های مختلف تنش به مقاومت نشان

میدهند.



تصویر ۱۲-۱ تاثیر سن بتن در موقع بارگذاری برخزش



تصویر ۱۳-۱ رابطه تغییر طول نسبی با زمان برای تنش‌های مختلف

مقاومت فشاری بتن نیز تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر خزش دارد. تجربه نشان می‌دهد که خزش بطور معکوس متناسب با مقاومت بتن است، بنابراین، خزش با ازدیاد نسبت آب به سیمان افزایش می‌یابد. بدین ترتیب با نگرش کلی به خزش بصورت تابعی از نسبت آب به سیمان و نسبت مصالح سنگی به سیمان می‌توان تصویر جامعی از تأثیر نسبت‌های اختلاط بتن بر خزش بدست آورد. بعنوان یک اصل کلی می‌توان گفت که مقاومت بتن (صرفنظر از ماهیت عوامل مؤثر بر آن) می‌تواند بصورت یک پارامتر تعیین کننده برای خزش بکار رود.

همانطور که در بالا اشاره شد، در محدوده تنش‌های کمتر از نصف مقاومت فشاری بتن، خزش با شدت تنش وارده متناسب است، از اینرو معمولاً "خزش نهائی بتن بصورت تغییر طول نسبی با زاء واحد تنش یا "خزش مخصوص" تعریف می‌شود. در این رابطه، پارامتر دیگری نیز به نام "ضریب خزش"، که عبارت است از نسبت خزش نهایی به تغییر طول نسبی لحظه‌ای، در محاسبات بکار می‌رود. در جدول ۱-۳ مقادیر خزش مخصوص و ضریب خزش برای انواع بتن داده شده است.

جدول ۱-۳- پارامترهای مختلف خزش

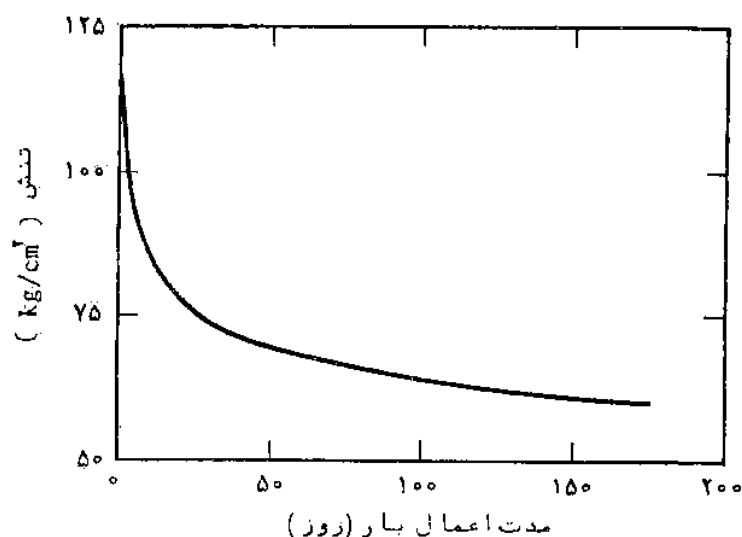
مقاومت فشاری (kg/cm^2)	خزش مخصوص (تغییر طول نسبی نهائی با زاء 1 kg/cm^2)	ضریب خزش
۱۵۰	19×10^{-6}	۳/۵
۲۰۰	15×10^{-6}	۳/۲
۳۰۰	$10/8 \times 10^{-6}$	۲/۸
۴۰۰	$8/3 \times 10^{-6}$	۲/۵

برای نشان دادن نحوه کاربرد پارامترهای خزش می‌توان از مثال زیر استفاده نمود: چنانچه یک ستون بتنی با مقاومت فشاری $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ تحت بار دائمی، که تنش 100 kg/cm^2 در مقطع ایجاد میکند، قرار داشته باشد، پس از چند سال که از اعمال بار بگذرد مقدار نهایی تغییر طول نسبی ناشی از خزش در حدود $0/0011 \approx 10/8 \times 10^{-6} \times 100$

خواهد بود، و چنانچه طول ستون ۴ متر باشد تغییر طول حاصله در حدود ۴/۴ میلیمتر خواهد بود. خزش سبب افزایش خیز تیرها نیز می شود ای — افزایش در بسیاری موارد حتی بیشتر از خیز لحظه ای اولیه می باشد. نحوه محاسبه خیز ناشی از خزش در فصل مربوط به محاسبه خیز تیرها — تشریح خواهد شد.

علاوه بر عوامل فوق، خزش بتن تابعی از شرایط رطوبت و دمای محیط نیز می باشد. بعنوان مثال، خزش بتن در محیطی با رطوبت نسبی ۵۰ درصد تقریباً " ۲/۵ برابر خزش برای محیط با رطوبت نسبی ۱۰۰ درصد است. تأثیر حرارت بر خزش، تنها در دماهای بالا قابل توجه است، در دماهای متعارف این تأثیر چندان محسوس نیست.

خزش خود را به صورت دیگری از آنچه تشریح شد نیز جلوه میدهد: چنانچه یک نمونه بتنی تحت تنش قرار گیرد بطوری که تغییر طول نسبی در آن ثابت نگه داشته شود، با گذشت زمان کاهش تدریجی در مقدار تنش مشاهده خواهد شد. این پدیده را، که در تصویر ۱-۱۴ نشان داده شده است، اصطلاحاً "آسودگی" می نامند. آسودگی در بسیاری موارد پدیده مطلوبی است، بعنوان مثال تنش هایی که در اثر نشست های نسبی تکیه گاهها در



تصویر ۱-۱۴ آسودگی تنش تحت تغییر طول نسبی فشاری ۰/۰۰۰۴

اعضاء سازه‌ها پدید می‌آید ممکن است در اثر پدیدهٔ آسودگی کا ملا" از بین برود.

۴-۳-۱- افت

افت یا انقباض عبارت است از تغییرات حجم بتن که مستقیماً از تنش‌های وارده و تغییر درجه حرارت صورت می‌گیرد. بطور کلی افت بتن ناشی از دو علت است: از دست رفتن آب در اثر خشک شدن و تغییرات حجم ناشی از کربناسیون. تغییر شکل حاصله را در مورد اول "افت خشک شدگی" و در مورد دوم "افت کربناسیونی" می‌نامند.

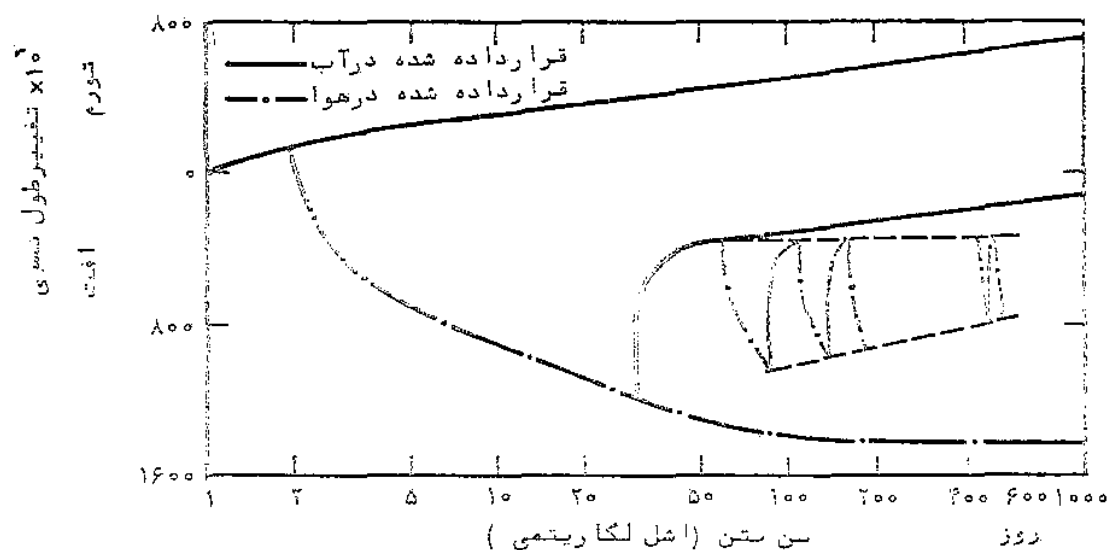
هنگامی که خشک شدن بتن آغاز می‌شود، ابتداءً آب آزاد موجود در مجراهای موئین بتن از دست می‌رود. این مرحله، افتی را بهمراه ندارد، لیکن با ادامه خشک شدن، آب جذب شده نیز شروع به خروج از بتن می‌کند. در این مرحله تغییر حجم ملات بتن تقریباً "معادل از دست رفتن یک لایه آب به ضخامت یک ملکول از روی سطح تمام ذرات زل می‌باشد". بدین ترتیب مشخص می‌شود که افت خشک شدگی شدیداً "تحت تأثیر مساحت سطح ملات سیمانی بتن می‌باشد و جای تعجب نیست که یک ملات سیمان که بوسیله بخار تحت فشار عمل آورده می‌شود (و در نتیجه دارای سطح مخصوص کمی می‌باشد) تنها $\frac{1}{10}$ تا $\frac{1}{15}$ و حتی گاهی $\frac{1}{17}$ ملات مشابه که بطور معمولی عمل آورده شده افت می‌کند.

افت کربناسیونی ناشی از ترکیب اسید کربنیک (که به نوبه خود از ترکیب گاز کربنیک محیط با آب بتن ایجاد می‌شود) با مواد سیمانی هیدراته و رسوب گذاری کربنات کلسیم حاصله در فضا های خالی بتن می‌باشد. اگرچه افت کربناسیونی با افت خشک شدگی از نظر ماهیت کا ملا" متفاوت است، در غالب تجربیاتی که روی این پدیده انجام می‌گیرد تفکیک این دو از یکدیگر مقدور نمی‌باشد و از اینرو هرگاه به مورد خاص افت اشاره نشود معنی عام آن مورد نظر می‌باشد.

رطوبت محیط تأثیر زیادی روی افت بتن دارد. هرچه رطوبت محیط بیشتر باشد، افت بتن، که پس از چندین سال به مقدار نهایی خود میرسد، کمتر خواهد بود. مقدار نهایی افت (که معمولاً بصورت تغییر طول نسبی تعریف می‌شود) در شرایط متعارف بین $0/0002$ تا $0/0008$

می باشد، که ۱۵ تا ۳۵ درصد آن دزد و هفته اول، ۴۰ تا ۸۰ درصد در سه ماه اول و ۶۵ تا ۸۵ درصد در یکسال اول اتفاق می افتد. از نظر طراحی، افت بصورت یک تغییر طول نسبی خطی در نظر گرفته می شود که به سبب محاسبات مربوط به تغییر شکلها، انحنا و خیز با تغییر شکل‌های نسبی الاستیک و خزش جمع می شود.

افت یک پدیده تقریباً قابل برگشت است؛ چنانچه یک نمونه بتنی مدتی در هوای خشک قرار داشته باشد و پس از آن در یک محیط مرطوب یا در داخل آب قرار داده شود، مشاهده می شود که نمونه افزایش حجم می یابد. البته نتایج آزمایشات نشان داده اند که افت بتن بطور کامل جبران نمی شود. تصویر ۱۵-۱ یک نمونه از تغییرات حجم بتن را برای سیکل‌های متوالی خشک شدن و مرطوب کردن نشان میدهد. همانطور که در این تصویر دیده می شود، چنانچه بتن بعد از ساخته شدن در داخل آب قرار

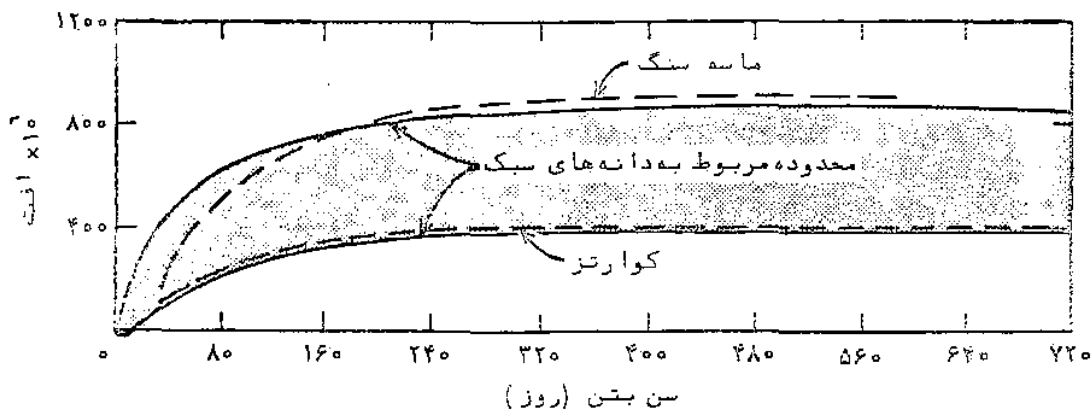


تصویر ۱۵-۱ نمونه تغییرات حجم بتن برای سیکل‌های متوالی خشک و مرطوب

داده شود، با گذشت زمان افزایش حجم (تورم) نیز می یابد. مقسندار نهایی تورم به مراتب کمتر از افت است ولی تورم با سرعت بیشتری نسبت به افت صورت می گیرد بطوری که معمولاً پس از ۳ تا ۱۲ ماه کامل می شود. علاوه بر رطوبت محیط، عوامل دیگری نیز بر افت بتن تأثیر دارند

که مهمترین آنها عبارتند از: جنس و مقدار مصالح سنگی و مقدار آب مصرفی در بتن .

اثر مصالح سنگی روی افت بتن در خاصیت با زدا رندگی آنها روی ملات بتن می باشد و لذا میزان این تأثیر بستگی به خواص الاستیسیته و در صد حجمی این مصالح دارد . هر قدر مدول الاستیسیته مصالح سنگی بیشتر باشد افت بتن کمتر است ، بعنوان مثال ، افت بتن ساخته شده با کوارتز تقریباً " معادل $\frac{1}{4}$ افت بتن ساخته شده با گرانیت و $\frac{1}{3}$ افت بتن ساخته شده با ماسه سنگ است . تأثیر نسبی مصالح سنگی مختلف بر افت بتن تقریباً " مشابه تأثیر نسبی این مصالح بر خزش می باشد (تصویر ۱۱-۱) . محدوده افت برای بتن های بادانه های سنگی و بتن های بادانه های سبک معمولی در تصویر ۱۶-۱ نشان داده شده است . مقدار درصد مصالح سنگی بکار رفته در بتن نیز تأثیر بسزایی بر افت دارد



تصویر ۱۶-۱ محدوده افت برای بتن های معمولی و بتن های سبک

بعنوان مثال چنانچه درصد مصالح سنگی از ۶۰ به ۸۰ درصد برسد افت بتن ممکن است تا ۶۰ درصد تقلیل یابد . جدول ۴-۱ تأثیر مقدار مصالح سنگی را بر افت بتن نشان میدهد . مقادیر این جدول مربوط به نمونه هایی هستند که بعدت ۶ ماه در دمای ۲۵ درجه سانتیگراد و رطوبت نسبی ۵۰ درصد نگهداری شده اند .

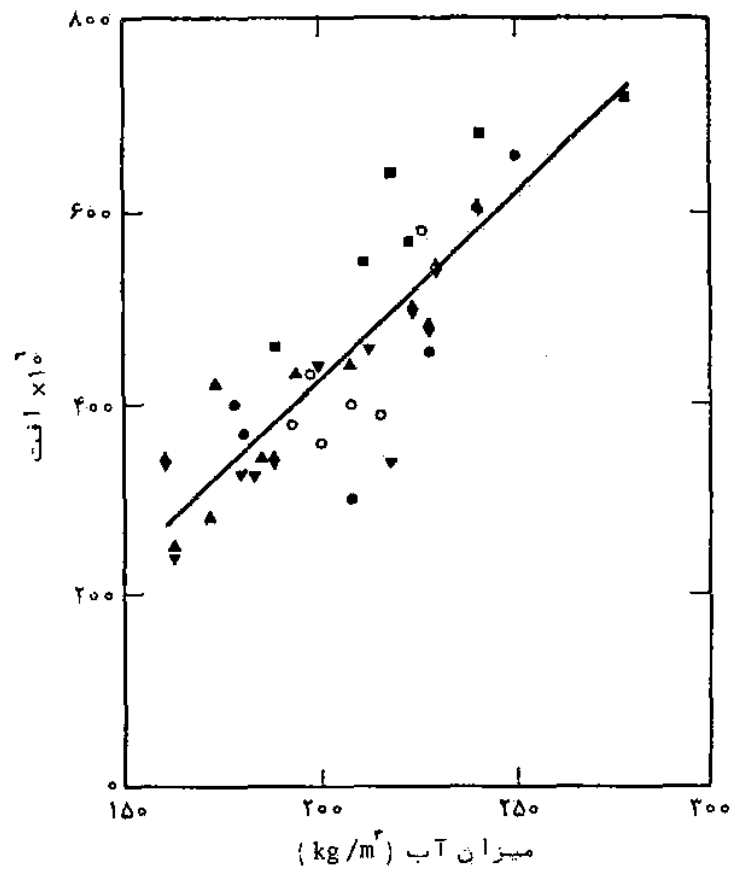
جدول ۴-۱: مقدار نمونه افت بتن

نسبت مصالح				نسبت آب به سیمان:	سنگی به سیمان
$10^3 \times$ مقدار افت بتن پس از ۶ ماه					
۰/۷	۰/۶	۰/۵	۰/۴		
-	-	۱۲۰۰	۸۰۰		۳
-	۱۰۵۰	۸۵۰	۵۵۰		۴
۸۵۰	۷۵۰	۶۰۰	۴۰۰		۵
۶۵۰	۵۵۰	۴۰۰	۳۰۰		۶
۵۰۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۰۰		۷

مقدار آب بکار رفته در ساخت بتن نیز نقش مهمی در افت بتن دارد. تصویر ۱۷-۱ این مطلب را بخوبی نشان میدهد. در این تصویر دیده می شود که با افزایش آب مصرفی، افت بتن نیز افزایش می یابد. از نظر ساختمانی، افت بتن پدیده مضر است که اگر بطور صحیح کنترل نشود سبب ایجاد ترکهای زیان آور در اعضای سازه می شود. همچنین در سازه های بتنی نامعین، افت می تواند تنش های بزرگ و مخرب را ایجاد نماید. از این رو لازم است در طراحی سازه های خاص و یا در سازه هایی که انتظار اثرات سوء ناشی از افت می رود به این پدیده توجه دقیق شود.

۸-۳-۱- خواص حرارتی

از مهمترین کمیت های مربوط به خواص حرارتی بتن، که از نظر آنالیز سازه ای نیز حائز اهمیت است، ضریب انبساط حرارتی است. از آنجا که دو جزء اساسی بتن، یعنی ملات سیمان و مصالح سنگی، ضرایب انبساط حرارتی متفاوتی دارند، ضریب انبساط حرارتی بتن در واقع منتهجه ضرایب مربوط به این دو جزء است. ضریب انبساط حرارتی سیمان (بازاء یک درجه سانتیگراد) بین 10×10^{-6} و 20×10^{-6} و ضریب انبساط حرارتی مصالح سنگی معمولاً بین 5×10^{-6} و 12×10^{-6} می باشد. در مجموع، ضریب انبساط حرارتی بتن، بسته به درصد مصالح سنگی و سیمان، بین 8×10^{-6} و 12×10^{-6} است که غالباً "در محاسبه تنش ها و تغییر شکل های حاصل



تصویر ۱۲-۱ رابطه مقدار آب مصرفی در بتن و افت

از تغییرات دما مقدار متوسط $(\text{cm/cm}/^{\circ}\text{C})$ 10×10^{-6} بکار میرود. در مورد ارتباط دما با مقاومت بتن، آزمایشات نشان داده اند که حرارت های متعارف تأثیر محسوسی بر مقاومت بتن ندارند، حتی تا دمای 25°C درجه سانتیگراد نیز اثر حرارت قابل اغماض است و تنه‌ها از دمای حدود 300°C درجه به بالا کاهش مقاومت به چشمی خورد. در دماهای پایین، عکس پدیده فوق مشاهده می شود. بعنوان مثال در دمای 60°C درجه سانتیگراد، مقاومت بتن عمل آورده شده در اتاق رطوبت 2 برابر، و مقاومت بتن عمل آمده در شرایط عادی به $1/2$ برابر مقاومت بتن در دمای معمولی میرسد.

از آنجاکه با ازدیاد دما نقصان درجه حرارت، حجم بتن نیز افزایش یا کاهش می یابد، تغییرات درجه حرارت در اعضاء یا سازه های بتنی

مقیدگاهی منجر به تنش های بزرگ و زیان آوری می شود. از جمله آثار این تنش ها، ترکهایی است که در قطعات بتنی ظاهری شوند و غالباً "نا مطلوب و مضر می باشند. از اینرو لازم است در مواردی که احتمال تأثیرات سوء ناشی از تغییرات دما داده می شود، این مسئله به نحو مناسبی در آنالیز سازه منظور گردد.

۴-۱- مسائل مطروحه در ساخت و کنترل کیفیت بتن

برای ساخت بتنی که دارای مقاومت و کارایی مورد نظر باشد لازم است نسبت های اختلاط آن بطور مناسبی مشخص شوند. در برخی موارد نسبت های اختلاط بتن بوسیله نسبت وزنی یا حجمی سیمان به ماسه به شن تعیین می شود، بعنوان مثال ۴:۲:۱ با این روش مقدار نسبی اجزاء جامد مخلوط تعریف می شوند و برای کامل شدن اطلاعات باید نسبت آب به سیمان نیز قید شود. در موارد دیگر، برای مشخص کردن مخلوط بتن، اوزان لازم از هر یک از اجزاء متشکله بتن برای ساخت یک متر مکعب بتن تازه داده می شود؛ مثلاً " ۳۵۰ کیلوگرم سیمان، ۱۸۵ کیلوگرم آب، ۷۵۰ کیلوگرم ماسه خشک و ۱۳۰۰ کیلوگرم شن .

تعیین نسبت های اختلاط بتن، که گاهی طرح مخلوط نامیده می شود، عبارت است از تعیین اقتصادی ترین و عملی ترین ترکیب اجزاء برای بتنی که روانی، مقاومت و دوام مورد نظر را داشته باشد. (روانی بتن معمولاً بوسیله آزمایش نشست (یا اسلامپ) سنجیده می شود. در این آزمایش، بتن را در یک قالب فلزی به شکل مخروط ناقص و به ارتفاع ۳۰ سانتی متر ریخته و با روش مشخصی متراکم می کنند. سپس قالب را بر میدارند و نشست سطح فوقانی بتن را اندازه می گیرند. بتنی که در سازه های بتن آرمه عادی بکار می رود معمولاً دارای نشستی بین ۳ تا ۵ سانتی متر است)

برای طرح مخلوط روشهای تجربی متعددی وجود دارند که از جمله آنها روش طرح مخلوط ACI است. در این روش با مشخص نمودن مقدار نشست (اسلامپ) مورد نظر و حداکثر اندازه دانه های سنگی (که تابع ابعاد عضو بتنی و فاصله بین میلگردها می باشد) و همچنین براساس شرایط خاص محیط (مانند وقتی که بتن در معرض آب دریا یا محلولهای

سولفات دارو یا در معرض یخ بستن و آب شدن های متوالی قرار می گیرد) و با استفاده از تعدادی جداول راهنما، می توان وزن یا درصد اجزاء لازم برای ساخت یک متر مکعب بتن را تعیین نمود. لازم به تذکر است که با این روش تنها تخمینی از نسبت های اختلاط بتن بدست می آید زیرا بسته به نوع و شکل مصالح سنگی، مقدار آب مورد نیاز ممکن است کمتری یا بیشتر از مقدار محاسبه شده باشد و لذا مقاومت حاصله برای بتن ممکن است با مقاومتی که بر اساس آن، مخلوط طرح شده است متفاوت باشد. از اینرو لازم است با تغییر نسبت آب به سیمان، تعدادی مخلوط آزمایشی تهیه نمود و بر اساس نتایج حاصل از آزمایش آنها، اصلاحات لازم را در طرح مخلوط بعمل آورد.

در بتن سازی های عادی، مخلوط کردن اجزاء بتن معمولاً در دستگاه های بتن ساز کوچک (بتونیر) انجام می گیرد، اما در کارهای بزرگتر برای پیمان نه کردن اجزاء بتن و مخلوط کردن آنها غالباً از دستگاه بتن مرکزی استفاده می شود. این دستگاه تشکیل شده است از یک دیگ مخلوط کن، چند ترازو، بارکن های شن و ماسه، قیف های مجزا و سیستم تغذیه آب و سیمان. مواد مختلف پس از توزین وارد دیگ شده و پس از مخلوط شدن از طریق دریاچه دریاچه زیر آن تخلیه می شوند. حداقل زمان لازم جهت مخلوط کردن بتن تابع حجم آن می باشد. برای بتونیرهای تا ظرفیت ۱ متر مکعب، حداقل زمان لازم ۱ دقیقه است ولی با افزایش هر ۱ متر مکعب به حجم بتن لازم است ۱۵ ثانیه به حداقل زمان مخلوط کردن اضافه شود. عمل مخلوط کردن می تواند برای مدت قابل ملاحظه ای (تا ۱ ساعت) بدون اثرات سوء ادامه یابد.

اگرچه معمولاً بتن در همان محل کارگاه ساخته می شود با این وجود مواردی نیز پیش می آید که لازم است بتن در محل دیگری تهیه شده و به کارگاه آورده شود. در این موارد از بتن حاضری (یا بتن آماده) استفاده می شود. بتن حاضری معمولاً توسط کامیونهای مخصوصی که مجهز به بتونیرهای دوار می باشند (تا در طول راه نیز بتن را مخلوط کنند) به محل مورد نظر برده می شوند.

برای محل بتن از بتونیر یا کامیون مخلوط کن به محل بتن ریزی غالباً از جامه های با دریاچه تخلیه تحتانی، پمپ از داخل لوله و یا

چرخهای دستی استفاده می شود. مسئله مهمی که در حمل بتن باید به آن توجه خاصی نمود جلوگیری از جدا شدن اجزاء بتن از هم می باشد. روش حمل بتن باید به نحوی باشد که جدا شدن ذرات از هم و از دست رفتن یکنواختی مخلوط به حداقل برسد. توجه به این مسئله سبب شده است که امروزه از برخی دیگر از وسایل حمل بتن نظیر شوت و تسمه نقاله، که در گذشته کاربرد فراوانی داشتند، کمتر استفاده شود.

بتن ریزی یا جادادن بتن مرحله ای است که در طی آن بتن تازه از وسیله حمل به داخل قالبها منتقل می شود. قبل از بتن ریزی لازم است زنگ، روغن، خاک، و یا هر ماده دیگری که بزرچسبندگی فولاد و بتن تأثیر منفی می گذارد، از روی آرماتورها زدوده شود و سطح داخلی قالبها نیز تمیز و روغن مالی گردند. بتن ریزی باید به نحوی انجام شود که جدا شدن اجزاء بتن از هم رخ ندهد و سرعت بتن ریزی نیز چنان باشد که بتن همواره حالت خمیری خود را حفظ نموده و در نتیجه چسبندگی قابل قبولی بین لایه های متوالی بتن ریزی ایجاد گردد.

بلافاصله پس از جادادن بتن باید آنرا توسط وسایل دستی یا الکترومکانیکی بنا م لرزاننده (یا ویبراتور) متراکم نمود تا بدین ترتیب از متخلخل شدن بتن جلوگیری شود و چسبندگی بتن به فولاد نیز بخوبی تأمین گردد. در این عمل نیز باید توجه نمود که عمل متراکم کردن بتن سبب جدا شدن ذرات از هم و خروج شیره بتن نگردد.

پس از طی این مراحل باید شرایطی فراهم نمود تا بتن بتواند بخوبی مقاومت مطلوب را بدست آورد. طراحی بتن آرمه معمولاً بر اساس مقاومت ۲۸ روزه بتن انجام میگیرد، بنابراین لازم است با اتخاذ تدابیری دسترسی به مقاومت مورد نظر را تضمین نمود. از آنجا که کسب مقاومت در روزهای اولیه با سرعت بیشتری انجام می شود (بطوری که در حدود ۷۵ درصد مقاومت ۲۸ روزه در یک هفته اول حاصل می گردد) و افزایش مقاومت در روزهای بعد تابع شرایط رطوبتی و حرارتی روزهای اولیه می باشد لازم است که برای تمدت بخوبی از بتن نگهداری شود. اقداماتی که در این زمینه صورت میگیرد اصطلاحاً "عمل آوردن بتن نامیده می شود. برای روشن شدن اهمیت عمل آوردن، شاید ذکر این مطلب مفید باشد که در حدود ۳۰ درصد مقاومت بتن در اثر زود خشک شدن و بهمین میزان در اثر

نزول دما به پائین تر از حدود ۵ درجه سانتیگراد ممکن است از دست برود. از اینرو لازم است برای حداقل یک هفته، بتن در مقابل خشک شدن و کاهش درجه حرارت محافظت شود. برای مرطوب نگه داشتن بتن می توان از پوشش های غیر قابل نفوذ یا حصیرهایی که مستمرا " مرطوب نگه داشته می شوند کمک گرفت. برای محافظت در مقابل نزول دما نیز می توان از گرم کردن محیط، بکار بردن مواد مضاف مناسب و ایزولاسیون حرارتی قطعات بتن ریزی شده استفاده نمود.

همانطور که قبلاً نیز اشاره شد، طراحی مقاطع بتن آرمه بر اساس مقاومت فشاری مشخصه بتن، f'_c ، که عبارت از مقاومت نهایی نمونه استوانه ای ۲۸ روزه است، صورت می گیرد. از آنجا که بتن، علیرغم تمام توجهاتی که در ساخت آن بکار رود، ماده ای است که مقاومت و خواص آن بطور دقیق قابل پیش بینی نمی باشد، لازم است با نمونه گیری از بتن ساخته شده و آزمایش نمونه ها کنترل مستمری بر ساخت بتن اعمال گردد تا بدین ترتیب از استحکام سازه اطمینان کافی وجود داشته باشد. مطابق آئین نامه از مقدار بتنی که هر روز ریخته می شود باید طبق مقررات خاصی نمونه گیری شود و آزمایش مقاومت بر روی این نمونه ها انجام گیرد. یک آزمایش مقاومت، میانگین مقاومت های دو استوانه بتنی است که از یک نمونه بتن تهیه شده و پس از ۲۸ روز آزمایش می شوند.

مطابق آئین نامه، مقاومت بتن در صورتی رضایت بخش تلقی می شود که هر دو شرط زیرتاً مین شوند:

الف) میانگین تمام مجموعه های شامل سه آزمایش متوالی

مقاومت، مساوی یا بیشتر از f'_c باشد

ب) هیچیک از آزمایش های مقاومت (میانگین مقاومت دو استوانه)

نباید بیش از ۳۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع کمتر از f'_c باشد.

چنانچه مخلوط بتن طوری طرح شود که میانگین مقاومت آن برابر

f'_c باشد بدیهی است که بطور متوسط نیمی از نتایج آزمایشات مقاومت

از f'_c کمتر خواهند بود و بدین ترتیب با توجه به مقررات فوق بدون شک بتن

ساخته شده مردود خواهد شد. از اینرو لازم است طرح مخلوط بتن بر مبنای

مقاومتی بزرگتر از مقاومت فشاری مشخصه f'_c انجام گیرد. این مقاومت

که مقاومت متوسط فشاری لازم نام دارد و با f'_{cr} نمایش داده می شود تنها

بکمک روشهای آماری قابل تعیین است. با قبول احتمال ۱ در ۱۰۰ برای عدم ارضاء هر یک از دو شرط فوق، آئین نامه روابط زیر را پیشنهاد نموده و قید می کند که f'_{cr} برابر بزرگترین مقادیر بدست آمده از این دو رابطه باشد

$$f'_{cr} = f'_c + 1/34S \quad (1-3)$$

$$f'_{cr} = f'_c + 2/33S - 35 \quad (1-4)$$

که در آنها عبارت است از انحراف استاندارد مقاومت بتن های ساخته شده در کارگاه مورد نظر.

مطابق آئین نامه، استفاده از روابط فوق در صورتی مجاز است که کارگاه ساخت بتن (یا کارخانه تأمین کننده بتن حاضری) دارای سابقه آزمایشات برای حداقل ۳۰ آزمایش متوالی مقاومت با شرایطی مشابه طرح مورد نظر باشد تا بر اساس آنها انحراف استاندارد محاسبه شود. (برای مواردی که کارگاه ساخت بتن دارای سابقه آزمایشات برای تعدادی بین ۱۵ تا ۲۹ آزمایش متوالی مقاومت است نیز می توان انحراف استاندارد را بکمک ضریب تصحیحی که آئین نامه ارائه میدهد محاسبه کرد). چنانچه سابقه آزمایشات در اختیار نباشد می توان از جدول زیر برای محاسبه f'_{cr} استفاده نمود.

جدول ۵-۱: مقاومت متوسط فشاری لازم وقتی سابقه آزمایشات در اختیار نباشد

مقاومت فشاری مشخصه، f'_c ، کیلوگرم بر سانتیمتر مربع	مقاومت متوسط فشاری لازم، f'_{cr} ، کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
کمتر از ۲۱۰	$f'_c + 70$
۲۱۰ تا ۳۵۰	$f'_c + 85$
بیشتر از ۳۵۰	$f'_c + 100$

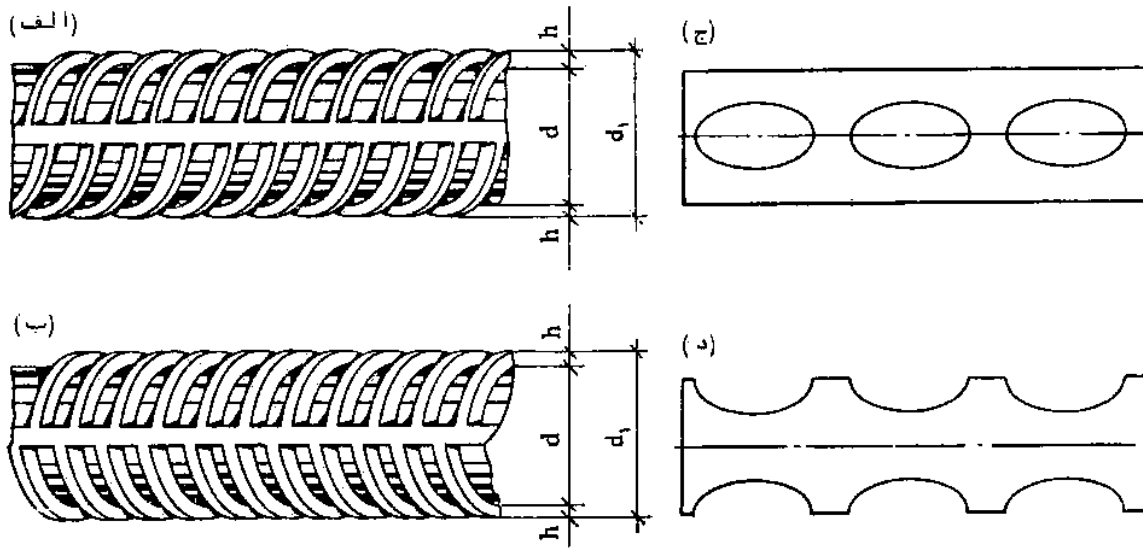
بعنوان مثال چنانچه مهندس طراح در محاسبات خود برای مقاومت فشاری مشخصه بتن، f_c ، مقدار ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع را بکار برده باشد و سازنده بتن، در نتایج مقاومت بتن های ساخته شده خود، انحراف استاندارد برابر ۳ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع داشته باشد، طرح مخلوط بتن باید بر مبنای مقاومت متوسط ۳۴۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع انجام گیرد (رابطه ۳-۱)، و چنانچه نتایج مناسبی در دسترس نباشد مخلوط بتن باید طوری طرح شود که مقاومت متوسطی برابر ۳۸۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تولید نماید (جدول ۵-۱).

۵-۱-۱- آرماتور فولادی

همانطور که قبلاً تشریح شد، بعلافتضعف بتن در کشش، استفاده از فولاد در غالب قطعات بتنی اجتناب ناپذیر است. فولادی که برای این منظور در سازه های بتن آرمه بکار میرود معمولاً به شکل میلگرد یا سیم می باشد و فولاد آرماتور نامیده می شود. البته در موارد خاصی از فولاد ساختمانی مانند نیمرخهای I شکل، ناودانی و یا قوطی نیز برای مسلح کردن بتن استفاده می شود. اگرچه بسیاری از خواص فولاد مستقل از نوع و فرم آن است، مطالب این بخش اساساً به فولاد آرماتور، یعنی فولادی که برای مسلح کردن بتن بکار میرود و بصورت میلگرد است، اختصاص دارد.

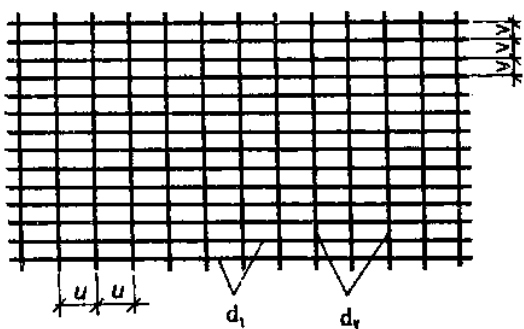
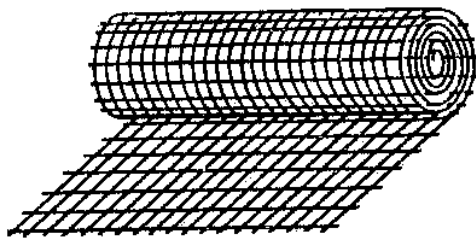
فولاد آرماتور از نظر تولید با بصورت میلگردهای گرم نورد شده و یا بصورت سیم های به حالت سرد کشیده شده می باشد. میلگردهای گرم نورد شده در این نوع ساخت می توان تحت عملیات حرارتی یا کار سرد قرار داد تا مقاومت آنها افزایش یابد. قطر میلگردها بستگی به استاندارد مورد استفاده در کشورهای مختلف دارد و معمولاً بین ۶ تا ۶۰ میلیمتر است. سیم های از ظرف دیگری با قطرهای کوچکتر ساخته می شوند و بسته به استاندارد مورد استفاده ممکن است در اندازه های ۳ تا ۱۵ میلیمتر تولید گردد.

از نظر شکل ظاهری، سطح میلگردها و سیم های ساخته شده و یا دارای برآمدگی و فرورفتگی، نوع آرماتور را میسر می کند و نوع دوم را میلگرد یا سیم آرماتور نامند. نا هم بر این اساسی سطح میلگرد یا سیم، که



تصویر ۱-۱۸ انواع آرماتورهای آجدار

برای افزایش چسبندگی فولاد با بتن تعبیه می‌شود، در میلگردهای آجدار بصورت برآمدگی و در سیم‌های آجدار بصورت فرورفتگی می‌باشد. تصویرهای الف-۱-۱۸ و ب-۱-۱۸ دو نوع میلگرد آجدار و تصاویر ج-۱-۱۸ و د-۱-۱۸ دو نما از یک نوع سیم آجدار را نشان می‌دهند.

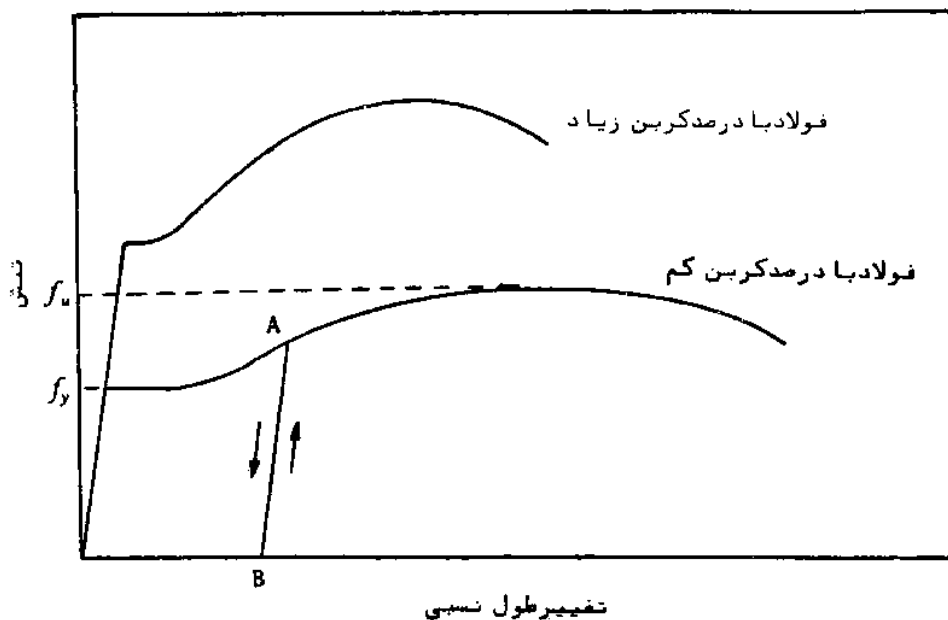


تصویر ۱-۱۹ شبکه سیمی جوش شده

برای مسلح کردن اعضاء بتنی، میلگردها یا سیم‌ها را یا در محل کارگاه به یکدیگر می‌بندند و یا در کارخانه به نحو خاصی به یکدیگر جوش کرده و برای نصب به کارگاه حمل می‌کنند. از نمونه‌های متداول آرماتوربندی پیش ساخته، شبکه سیمی جوش شده (تصویر ۱-۱۹) می‌باشد که برای مسطح کردن دالها و پوسته‌ها کاربرد فراوانی دارد.

۱-۵-۱- مقایسه و تغییر شکل فولاد آرماتور

مشخصه‌های مقاومت و تغییر شکل فولاد معمولاً از روی منحنی‌های تنش - تغییر طول نسبی، که با آزمایش کشش روی نمونه‌های فولادی بدست می‌آیند، تعیین می‌شوند (تصویر ۱-۲۰). فولادهای گرم‌نورد شده غالباً دارای یک نقطه تسلیم مشخص می‌باشند و در هنگام گسیختگی نیز تغییر طول نسبی قابل ملاحظه‌ای (تا حدود ۲۵ درصد) نشان می‌دهند و از اینرو گاهی فولاد نرمه نامیده می‌شوند. (مقدار تنش که در آن، بدون افزایش با تغییر طول نمونه فولادی از دیامتری یابد، تنش تسلیم، مقاومت تسلیم یا مقاومت جاری شدن نام دارد و با f_y نشان داده می‌شود. مشخصه مهم دیگر فولاد مقاومت کششی آن است که از تقسیم حداکثر بار ثبت شده در آزمایش کشش بر سطح مقطع اولیه بدست می‌آید)



تصویر ۱-۲۰ منحنی‌های تنش - تغییر طول نسبی برای انواع فولاد

برای افزایش مقاومت فولادهای نرمه، که اصطلاحاً "سخت‌کردن فولاد" نامیده می‌شود، از دوروش می‌توان استفاده نمود. دوروش اول، کربن یا برخی عناصر آلیاژی مانند منگنز و کرم به ترکیب فولاد اضافه می‌شود. از دیامتر درصد کربن، همان‌طور که در تصویر ۱-۲۰ نشان داده شده

است. اگرچه سبب افزایش مقاومت تسلیم و مقاومت کششی فولاد می‌شود، کاهش تغییرشکل پذیری را نیز بدنبال دارد. در استفاده از کربن برای سخت کردن فولاد باید توجه داشت که در هر حال مقدار کربن نباید از 0.3% تا 0.5% درصدا تجاوز نماید، در غیر این صورت تغییرشکل پذیری و قابلیت جوش شدن فولاد نقصان قابل توجهی خواهد یافت.

روش دوم سخت کردن فولاد از نوع حرارتی یا مکانیکی است و به آن "اصطلاحاً" اصلاح فولاد گفته می‌شود. این روش نیز مانند روش قبل سبب کاهش تغییرشکل پذیری فولاد می‌شود. معمولترین روش حرارتی، آبدان است که در طی آن فولاد با ابتداء تا دمای حدود 600°C درجه‌سانتی‌گراد گرم شده سپس ناگهان سرد می‌شود، پس از آن فولاد را مجدداً تا دمای حدود 200°C درجه‌سانتی‌گراد گرم نموده و سپس سرد می‌کنند. از روشهای مکانیکی اصلاح فولاد می‌توان کشیدن به حالت سرد یا کالرسرد را نام برد. مکانیزم کلی اصلاح فولاد با این روش بر این اساس است که برآید "منطقه" پلاستیک یا خمیری تغییرشکل برده شود (نقطه A_1 در تصویر ۱۰-۱۰). چنین فولادی تحت اثر بار، حداکثری برای تنش تسلیم نشان خواهد داد (در واقع تحت اثر بار، دیاگرام تنش - تغییر طول نسبی مسیر A_1 در تصویر ۱۰-۱۰ را خواهد پیمود).

فولادهای اصلاح شده معمولاً "ناحیه" جاری شدن (تسلیم) مشخصی را در مشخصی‌های تنش - تغییر طول نسبی از خود نشان نمی‌دهند. برای چنین فولادهایی در استانداردهای مختلف روشهای متفاوتی برای تعریف مقاومت تسلیم قرار داده شده است (مانند تنش نظیر تغییر طول نسبی در سیستم آمریکایی و تنش نظیر تغییر طول نسبی پلاستیک 0.002 در سیستم روسی).

مدول الاستیسیته* اغلب فولادها تقریباً "مساوی" بین 1.7×10^4 تا 2.1×10^4 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد. ضریب پواسون فولاد نیز بین 0.27 تا 0.3 است. معمولاً در محاسبات، مدول الاستیسیته فولاد 2.1×10^4 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضریب پواسون آن 0.27 در نظر می‌گیرد.

۲-۵-۱- طبقه بندی فولاد آرماتور

در کشورهای مختلف، فولادهای آرماتور با استانداردهای متفاوتی تولید می شوند و در هر استاندارد طبقه بندی مشخصی در ارتباط با خواص مکانیکی فولادها وجود دارد. بعنوان مثال در سیستم آمریکایی، مطابق استاندارد ASTM میلگردها با چهار مشخصه (A615, A616, A617, A706) در سه گرید ۴۰، ۵۰ و ۶۰ (با مقاومت های تسلیم ۲۸۰۰، ۳۵۰۰ و ۴۲۰۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع)، و سیم ها در چهار مشخصه (A82, A496, A185, A497) با مقاومت های تسلیم ۴۵۵۰، ۴۹۰۰ و ۵۲۵۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع تهیه می شوند. در ایران قسمت عمده فولادهای آرماتور که توسط کارخانه ذوب آهن اصفهان تولید می شوند با استانداردهای دروسی مطابق دارند. اگرچه استاندارد دروسی طیف وسیعی از انواع تولیدات فولاد را در بر می گیرد، آنچه بیشتر در ایران تولید می شود سه نوع فولاد A-I، A-II و A-III است. فولاد A-I از نوع صاف بوده و مقاومت تسلیم و مقاومت کششی آن به ترتیب ۲۳۰۰ و ۳۸۰۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع می باشد. فولاد A-II (تصویر الف-۱۸-۱) از نوع آجدار با مقاومت تسلیم ۳۰۰۰ و مقاومت کششی ۵۰۰۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع و فولاد A-III (تصویر ب-۱۸-۱) نیز از نوع آجدار با مقاومت تسلیم ۴۰۰۰ و مقاومت کششی ۶۰۰۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع می باشد.

از نظر تنوع قطر آرماتورها نیز، استانداردهای مختلف یک نواخت عمل نمی کنند. در سیستم آمریکایی میلگردها در شماره های ۳ تا ۱۴ (۱ شامل قطرهای ۵/۸، ۷/۸، ۹/۸، ۱۱/۸، ۱۳/۸، ۱۵/۸، ۱۷/۸، ۱۹/۸، ۲۱/۸، ۲۳/۸، ۲۵/۸، ۲۷/۸، ۲۹/۸، ۳۱/۸، ۳۳/۸، ۳۵/۸ و ۳۷/۸ میلیمتر) تولید می شوند. حال آنکه در سیستم دروسی (که براساس آن فولادهای ذوب آهن اصفهان ساخته می شوند) میلگردها تا قطر ۴۰ میلیمتر مطابق اندازه های توصیه شده توسط یونسکو تولید می شوند. اندازه های توصیه شده توسط یونسکو برای قطر میلگردها، همراه سطح مقطع و وزن واحد طول آنها، در جدول ۱-۶ درج شده است.

جدول ۶-۱: اندازه‌های استاندارد میلگرد (توصیه یونسکو)

قطر (میلیمتر)	سطح مقطع (سانتیمتر مربع)	وزن (کیلوگرم بر متر)
۶	۰/۲۸	۰/۲۱۱
۸	۰/۵۰	۰/۳۷۷
۱۰	۰/۷۹	۰/۵۹۶
۱۲	۱/۱۳	۰/۸۵۲
۱۴	۱/۵۴	۱/۱۶
۱۶	۲/۰۱	۱/۵۲
۱۸	۲/۵۴	۱/۹۲
۲۰	۳/۱۴	۲/۳۷
۲۲	۳/۸۰	۲/۸۷
۲۵	۴/۹۱	۳/۷۰
۲۸	۶/۱۶	۴/۶۵
۳۰	۷/۰۷	۵/۳۳
۳۲	۸/۰۴	۶/۰۷
۴۰	۱۲/۵۶	۹/۴۷
۵۰	۱۹/۶۳	۱۴/۸
۶۰	۲۸/۲۷	۲۱/۳

معمولاً در محاسبات و نقشه‌های اجرایی آرماتورهای صاف با Φ و آرماتورهای آجدار با Φ نمایش داده می‌شوند.

روشهای طراحی سازه‌های بتن آرمه

۱-۲- مقدمه

بطور کلی هدف از طراحی یک سازه، تأمین ایمنی در مقابل فروریختگی و تضمین عملکرد مناسب در زمان بهره‌برداری است. چنانچه مقاومت واقعی یک سازه بطور دقیق قابل پیش‌بینی بود در صورتی که بارهای وارد بر سازه و اثرات داخلی آنها نیز با همان دقت قابل تعیین بودند، تأمین ایمنی تنها با ایجاد ظرفیت باربری به میزان جزئی‌تری بیش از مقدار بارهای وارده ممکن می‌گشت. لیکن عوامل نامشخص و خطاهای احتمالی متعددی در آنالیز، طراحی و ساخت سازه‌ها وجود دارند که یک حاشیه ایمنی را در طراحی سازه‌ها طلب می‌کنند. مهمترین ریشه‌ها و منابع این خطاها، بخصوص در ارتباط با سازه‌های بتن آرمه، عبارتند از:

الف- بارهایی که در عمل بر سازه وارد می‌شوند و همچنین توزیع واقعی آنها ممکن است با آنچه در بارگذاری سازه فرض شده است متفاوت باشند.

ب- رفتار واقعی سازه ممکن است با رفتار تئوریک سازه، که بر اساس آن نیروهای داخلی اعضاء محاسبه می‌شوند، تفاوت داشته باشد.

ج- مقاومت واقعی مصالح بکار رفته در ساخت سازه ممکن است متفاوت از مقادیر فرض شده در محاسبات باشد.

د - ابعاد قطعات و محل واقعی میلگردها ممکن است دقیقاً "سابق آنچه" طراحی در محاسبات خود فرض نموده نباشند .

اگرچه تأمین ایمنی برای هر سازه یک امر بدیهی و اجتناب ناپذیر است ، احتساب کمی آن به سادگی مقدور نمی باشد ، زیرا علاوه بر عواملی که در بالا اشاره شد ، عوامل اقتصادی و نیز اهمیت و نوع گسیختگی عضو بر این مسئله تأثیر می گذارند . بدین ترتیب که در برخی سازه‌ها ، فروریختگی ممکن است تنها مقدار مختصری خسارات مالی ببار آورد ، در حالی که در موارد دیگر ممکن است علاوه بر خسارات مالی سنگین خسارات جانی نیز متصور باشد . علاوه بر آن ، مواردی از فروریختگی هستند که در آنها گسیختگی بصورت آرام و با بروز علائم هشدار دهنده صورت می گیرد و این امکان را می‌دهد که قبل از فروریختگی ، اقدامات احتیاطی بعمل آید ، حال آنکه در موارد دیگر ، گسیختگی ممکن است سریع و بدون هیچ زنگ خطری رخ دهد .

بنابراین ، انتخاب یک حاشیه ایمنی مناسب امر بسیار دشواری است که نحوه منظور نمودن آن ، بصورت یکی از مشخصه‌های اساسی روشهای طراحی در آمده است . در ادامه این فصل ، روشهای متداول طراحی سازه‌های بتن آرمه و تفاوت آنها از نظر جنبه‌های سازه‌ای و نحوه منظور کردن ایمنی مورد بررسی قرار خواهند گرفت .

۲-۲- روش تنشهای مجاز

این روش که قبلاً "روش تنش بهره‌برداری" (stress method) یا "روش تنش با سرویس" نامیده می‌شد و اکنون با نام "روش دیگر طراحی" (alternate design method) در آئین نامه شناخته می‌شود اولین روشی است که بصورت مدون برای طراحی سازه‌های بتن آرمه بکار گرفته شد . در این روش ، یک عضو سازه‌ای به نحوی طراحی می‌شود که تنشهای ناشی از اثر بارهای بهره‌بردار (یا سرویس) ، که کمک تقویری های خطی مکانیک جامدات محاسبه می‌شوند ، از مقادیر مجاز تنش‌ها تجاوز نکنند . منظور از بارهای بهره‌بردار یا سرویس بارهایی نظیر بار مرده ، یا رزنده ، یا برف و بار زلزله هستند که در زمانی که سازه عملاً تحت بهره‌برداری است روی سازه اثر می‌کنند . این

بارها توسط آئین نامه‌های بارگذاری، مانند آئین نامه ۹۱۹ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، تعیین می‌شوند، و منطبق بر تنش مجاز تنش است که از تقسیم تنش حدی ماده، نظیر مقاومت کششی برای بتن و مقاومت تسلیم برای فولاد، بر ضریب بزرگتر از واحد برای ضریب اطمینان، بدست می‌آید، تنش‌های محاز مصالح توسط آئین نامه‌های محاسباتی مشخص می‌شوند، بعنوان مثال، مطابق آئین نامه ACI مقدار تنش فشاری مجاز بتن $f_c/45/0$ می‌باشد.

بدین ترتیب مراحل این روش بطور خلاصه به ترتیب زیر هستند: ۱- تعیین بارهای وارد بر سازه، ۲- آنالیز سازه و تعیین تنش‌ها در مقاطع مختلف بکمک تئوریهای کلاسیک اجسام الاستیک، ۳- تعیین تنش‌های مجاز با استفاده از یک آئین نامه محاسباتی، ۴- طرح نهایی مقطع سازه این محدودیت که در هیچ نقطه‌ای از سازه تنش‌های ایجاد شده از تنش مجاز تجاوز نکنند.

روش تنشهای مجاز، به جهت سادگی و سهولت کاربرد، تا چندی قبل بعنوان اصولی ترین روش طراحی سازه‌های بتن آرمه مطرح بود. لیکن نقاط ضعف این روش، بخصوص در ارتباط با محاسبات سازه‌های بتنی، استفاده از آن را برای اینگونه سازه‌ها موردسئوال قرار داده است. مهمترین این نقاط ضعف را می‌توان به ترتیب زیر خلاصه نمود:

- الف- در روش تنشهای مجاز، ایمنی تنها بکمک یک ضریب (بنام ضریب اطمینان) و در یک مرحله منظور می‌شود. از آنجا که عواملی که در بروز تأمین یک حاشیه ایمنی را ایجاد می‌کنند، و در بخش ابتدایی آنها اشاره شد، دارای ریشه‌ها و شدت‌های متفاوت هستند، در نظر گرفتن تمام آنها بکمک تنها یک ضریب، امری غیرمنطقی است.
- ب- بتن ماده‌ای است که تنها تا تنش‌های حدود نصف مقاومت فشاری آن بصورت الاستیک و خطی عمل می‌کند؛ بنابراین، با یکبار رسیدن درصدی از مقاومت فشاری بتن در محاسبات نمی‌توان اطمینان از ضریب اطمینان کلی سازه در مقابل فروریختگی ایمنی است. در صورت به بار سرویس نیست آورد در عمر سازه‌های بتنی، سازه‌ها در صورتی که مجاز طراحی می‌شوند دارای ضرایب اطمینان بسیار کمی در مقابل فروریختگی هستند.

ج - بکار بردن روش تنش‌های مجاز در محاسبه برخی مقاطع بتن آرمه با اشکالات تئوریک مواجه است. بعنوان مثال، تجربه نشان می‌دهند که در مقاطع خمشی، تنش واقعی فولاد غالباً " کمتر از مقداری است که با این روش محاسبه می‌شود. (علت چنین مسئله‌ای این واقعیت است که نسبت مدولی فولاد و بتن که در محاسبات مقاطع مبدل بکار می‌رود، یک کمیت ثابت نمی‌باشد، بلکه تابعی از شدت تنش در بتن، مدت زمان اعمال تنش و برخی عوامل دیگر است).

تا سال ۱۹۵۶ میلادی، روش تنش‌های مجاز مبنای محاسبات در آئین نامه ACI بود. لیکن از آن سال به تدریج روش نوینی، که مبتنی بر رفتار غیرخطی بتن می‌باشد، جای خود را در آئین نامه باز کرد، بطوری که در سال ۱۹۷۱ این روش جایگزین روش تنش‌های مجاز گردید و از سال ۱۹۷۷ روش تنش‌های مجاز تنها در قسمت ضمائم آئین نامه و تحت نام "روش دیگر طراحی" جا داده شد.

۳-۲- روش مقاومت نهائی

روش مقاومت نهائی، که در آئین نامه ACI به نام روش طراحی بر مبنای مقاومت (strength design method) موسوم است، حاصل مطالعات گسترده روی رفتار غیرخطی بتن و تحلیل عمیق مسئله ایمنی در سازه‌های بتن آرمه می‌باشد. روند طراحی را در این روش می‌توان بصورت زیر خلاصه نمود: ۱- بار بهره‌برداری بوسیله ضریبی موسوم به ضریب بار افزایش داده می‌شود، بار حاصله را اصطلاحاً "بار ضریب‌دار" یا بار نهائی می‌نامند. ۲- بارهای ضریب‌دار بر سازه اعمال می‌شوند و بکمک روش‌های خطی آنالیز سازه‌ها، نیروی داخلی مقاطع محاسبه می‌گردد، به این نیروی داخلی اصطلاحاً "مقاومت لازم" گفته می‌شود (لازم به تذکر است که مقاومت لازم در یک مقطع شامل مقاومت خمشی لازم، مقاومت برشی لازم، مقاومت پیچشی لازم و مقاومت بار محوری لازم است). ۳- برای هر مقطع، مقاومت طراحی آن از حاصل ضرب مقاومت اسمی در ضریبی کوچکتر از واحد، بنا بر ضریب کاهش مقاومت، بدست می‌آید: مقاومت اسمی، حداکثر مقاومتی است که مقطع قبل از گسیختگی از خود نشان می‌دهد (مقاومت اسمی یک مقطع مشتمل است بر مقاومت خمشی

اسمی، مقاومت برشی اسمی، مقاومت پیچشی اسمی و مقاومت بار محوری اسمی، که نحوه^۶ محاسبه آنها در فصول آینده این کتاب تشریح شده است)، ضریب کاهش مقاومت نیز ضریبی است که در برگیرنده کاهش‌های احتمالی مقاومت عضو در اثر خطاهای ساخت و اجراء و همچنین اهمیت و نوع گسیختگی می باشد. ۴- طراحی مقطع در صورتی رضایت بخش تلقی می شود که در آن مقاومت لازم از مقاومت طراحی کمتر باشد.

بدین ترتیب مشاهده می شود که ایمنی در این روش در دو مرحله تأمین می شود: افزایش بار یکمک ضرائب بار (برای منظور کردن عوامل احتمالی که سبب ازدیاد بار می شوند) و تقلیل مقاومت یکمک ضرائب کاهش مقاومت (برای در نظر گرفتن اثر عواملی که احتمالاً سبب کاهش مقاومت می گردند). لذا معیار طراحی در این روش را می توان به ترتیب زیر بیان نمود:

مقاومت اسمی \times ضریب کاهش مقاومت \leq اثر بار بهره برداری \times ضریب بار ویا

مقاومت طراحی \leq مقاومت لازم

از آنجا که روش طراحی بر مبنای مقاومت، اساس محاسبات عملی کتاب حاضر می باشد، تشریح جزئیات مربوط به مراحل مختلف این روش و علائم اختصاری مرتبط با مفاهیم آن در این بخش ضروری بنظر می رسد. همانطور که در ابتدای این بحث اشاره شد برای بارگذاری سازه از بارهای ضریب دار استفاده می شود. ضریب بار برای انواع بارهای یکسان نبوده بلکه تابعی از میزان احتمال افزایش بار از مقدار پیش بینی شده برای آن می باشد. چنانچه بارهای بهره برداری وارد بر سازه و یا اثرات داخلی ناشی از آنها یکمک علائم اختصاری زیر مشخص شوند: D بار مرده، L بار زنده، W بار باد، E بار زلزله، H بار ناشی از فشار جانبی خاک، F بار ناشی از فشار مایع با دانسیته^۷ مشخص و حداکثر ارتفاع قابل کنترل، T اثرات سازه‌ای ناشی از نشست نسبی تکیه گاهها، خزش، افت و تغییر در درجه حرارت، برای تعیین مقاومت لازم در یک مقطع، U، باید هر یک از بارگذاری‌های زیر که اقتضاء میکند در نظر گرفته شده و بحرانی ترین آنها ملاک طراحی قرار گیرد.

الف- بارگذاری عادی شامل بار مرده و بار زنده،

$$U = 1/4D + 1/7L \quad (2-1)$$

ب- بارگذاری ناشی از اثر باد:

$$U = 0/75 (1/4D + 1/7L + 1/7W) \quad (2-2)$$

و در صورتی که با حذف بار زنده حالت بحرانی تری ایجاد شود:

$$U = 0/75 (1/4D + 1/7W) \quad (2-3)$$

علاوه بر این، برای مواردی که بار مرده اثر بار باد را تضعیف می‌کند، بار مرده باید بصورت کاهش یافته نیز در نظر گرفته شود:

$$U = 0/9D + 1/3W \quad (2-4)$$

ج- بارگذاری ناشی از اثر زلزله:

در این مورد مطابق آئین نامه لازم است در روابط مربوطه بارگذاری ناشی از اثر باد (روابط ۲-۲ تا ۲-۴) جمله $1/1E$ جایگزین W گردد.

د- بارگذاری ناشی از اثر فشار جانبی خاک:

$$U = 1/4D + 1/7L + 1/7H \quad (2-5)$$

و در صورتی که بار مرده و بار زنده تا اثر فشار خاک را کاهش می‌دهند:

$$U = 0/9D + 1/7H \quad (2-6)$$

ه- بارگذاری ناشی از فشار مایعات با دانسیته^۶ مشخص و حداکثر ارتفاع قابل کنترل:

در این مورد مطابق آئین نامه لازم است در روابط (۲-۵) و (۲-۶) جمله $1/4F$ جایگزین جمله $1/7H$ شود.

و - تأثیرات ناشی از نشست نسبی تکیه‌گاهها ، خزش ، افسیت و تغییر درجه حرارت :

$$U = 0.75 (1/4D + 1/4T + 1/7L) \quad (2-7)$$

$$U = 1/4 (D+T) \quad (2-8)$$

علاوه بر این با رگذاری ها ، چنانچه با ضربه‌ای نیز بر سازه اثر کنند ، مطابق آئین نامه لازم است تأثیرات مربوط به آن ، مشابه تأثیرات بار زنده گرفته شود .

در روش طراحی بر مبنای مقاومت ، مقاومت‌های لازم با اندیس "u" مشخص می شوند ، مثلاً "در یک مقطع تحت خمش ، مقاومت خمشی لازم ، که همان لنگرداخلی ناشی از بارهای ضریب دار و آرد بر سازه است با M_u نشان داده می شود . مقاومت‌های اسمی نیز در این روش با اندیس "π" مشخص می شوند ، بعنوان مثال ، مقاومت خمشی اسمی یک مقطع ، که تنها تابع مشخصات آن مقطع است ، با M_n نشان داده می شود و بدین ترتیب مقاومت خمشی طراحی این مقطع ϕM_n خواهد بود . ϕ ضریب کاهش مقاومت است که مقدار آن برای حالات مختلف گسیختگی در جدول (۲-۱) آورده شده است .

جدول ۲-۱: مقادیر ضریب کاهش مقاومت

نوع مقاومت	ضریب کاهش مقاومت ϕ
خمش	0/90
کشش محوری و کشش محوری توأم با خمش	0/90
برش و پیچش	0/85
فشار محوری و فشار محوری توأم با خمش : اعضاء با آرماتورما ریچ سایر اعضا فشاری	0/75 0/70
تنش تکیه‌گاهی روی بتن	0/70
خمش در بتن غیر مسلح	0/65

بدین ترتیب می‌توان با بکارگیری علائم اختصاری قرار داده شده، معیار طراحی بر مبنای مقاومت را، مثلاً " برای یک مقطع خمشی، بصورت زیر بیان نمود:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2-9)$$

روابط مشابهی نیز برای طراحی مقاطع در مقابل اثرات داخلی نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر پیچشی بکار می‌روند که هر یک در فصل مربوط به خود در این کتاب تشریح شده است.

در اینجا ذکر این مطلب لازم است که با ضوابطی که در این بخش ارائه گردید تنها به مسئله ایمنی در مقابل فروریختگی توجه شده است، در حالی که قابلیت بهره‌برداری سازه نیز باید توسط طراح در نظر گرفته شود. قابلیت بهره‌برداری، به جنبه‌های رفتاری سازه تحت بارهای بهره‌برداری مربوط می‌شود و موارد مهمتر آن که نیاز به کنترل دارند عبارتند از تغییر مکان (خیز) اعضاء و باز شدن ترکها. نحوه ارزیابی ضوابط مربوط به قابلیت بهره‌برداری سازه‌های بتن آرمه در فصل مربوطه در این کتاب بررسی شده است.

۲-۴- روش طراحی بر مبنای حالات حدی

بمنظور تکامل روش مقاومت نهایی، بویژه از نظر نحوه منظور نمودن ایمنی، روش طراحی بر مبنای حالات حدی (limit states design) ابداع گردید. این روش، که در اواسط قرن حاضر پایه‌گذاری شد، هم‌اکنون مبنای طراحی در غالب آئین نامه‌های اروپایی است، با این حال، این روش هنوز نتوانسته است جای روش مقاومت نهایی را در آئین نامه ACI بگیرد.

آنچه بطور خلاصه در ارتباط با روش طراحی بر مبنای حالات حدی می‌توان گفت این است که، از نظر اصول محاسبات مربوط به مقاومت، این روش مشابه روش طراحی بر مبنای مقاومت است و تفاوت عمده آن با این روش، در نحوه منطقی تر ارزیابی ظرفیت باربری و احتمال ایمنی اعضاء می‌باشد.

در این روش، نیازهای طراحی با مشخص کردن حالات حدی تعیین می‌شوند. منظور از حالات حدی آن شرایطی هستند که در آنها سازه مورد نظر خواسته‌های طرح را دیگر تأمین نمی‌کند، به این معنی که، سازه قبل از حصول یک حالت حدی خاص تمامی شرایطی را که برای آنها طراحی شده دارا می‌باشد، ولی چنانچه مقدار جزئی به بارها اضافه شود، سازه و یا اجزای آن دیگر قادر به انجام وظایف خود نیستند. اعضاء و سازه‌های بتن آرمه باید با توجه به سه حالت حدی زیر آنالیز و طراحی شوند:

۱- حالت حدی نهایی، که مربوط به ظرفیت باربری می‌شود (مانند مقاومت و پایداری)

۲- حالت حدی تغییر شکل (مانند تغییر مکان و ارتعاش اعضاء)

۳- حالت حدی ترک خوردگی یا با زدن ترکها

به حالت حدی تغییر شکل و ترک خوردگی یا با زدن ترکها معمولاً حالات حدی بهره‌برداری گفته می‌شود.

حالات حدی به حسب احتیاجات طرح تعیین می‌شوند، بعنوان مثال برای سازه‌های متعارف و معمولی، یک حالت حدی نهایی عبارت است از گسیختگی مقاطع و یک حالت حدی بهره‌برداری عبارت است از با زدن بیش از حد ترکها، در حالیکه برای یک مخزن آب، یک حالت حدی بهره‌برداری عبارت است از ترک خوردن و یک حالت حدی نهایی عبارت است از با زدن بیش از حد ترکها. در بررسی حالات حدی بهره‌برداری، از بارهای بهره‌برداری (یا سرویس) و در مطالعه حالات حدی نهایی از بارهای ضریب‌دار استفاده می‌شود.

از مشخصه‌های دیگر این روش در مقایسه با روش طراحی بر مبنای مقاومت، نحوه اعمال ضرایب کاهش مقاومت است، بدین ترتیب که در روش طراحی بر مبنای حالات حدی، بجای تعریف تنها یک ضریب برای منظور کردن کاهش احتمالی مقاومت، از چندین ضریب و در مراحل مختلف محاسبه مقاومت اعضاء استفاده می‌شود و لذا با این روش به ترمی توان تأثیر عدم آگاهی کامل از رفتار قطعات، جزئیات اجزاء و یا مقادیر بارها را در محاسبات وارد نمود.

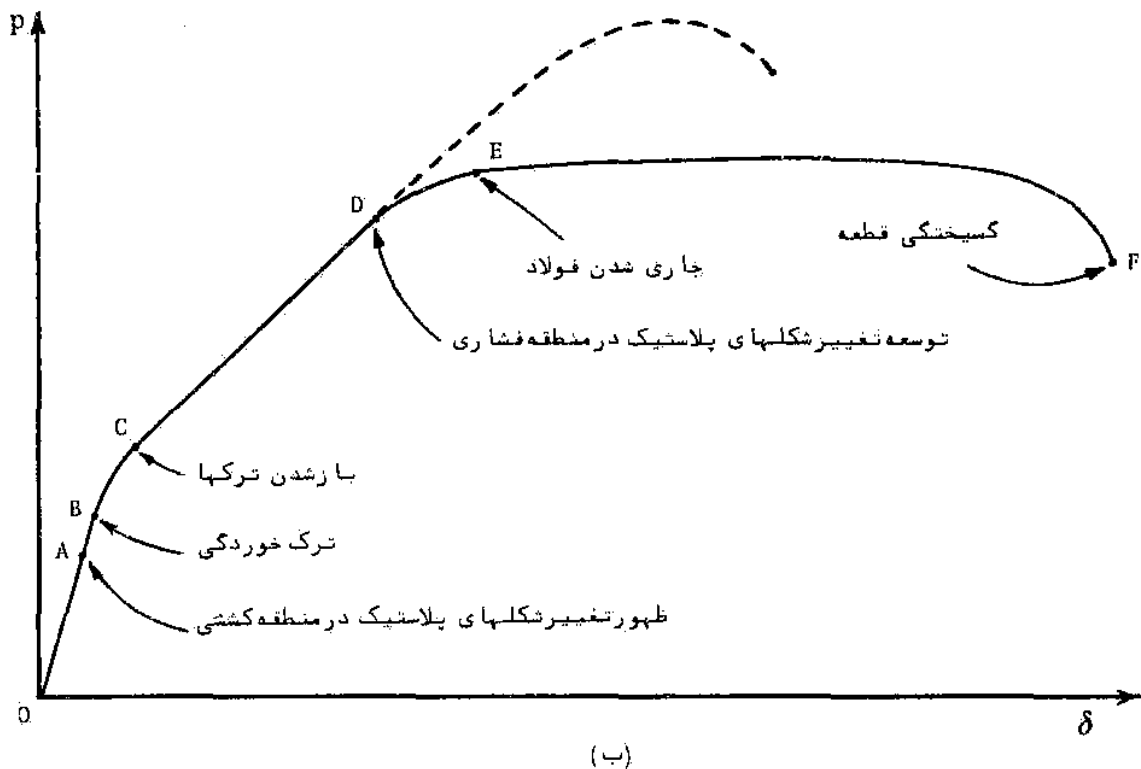
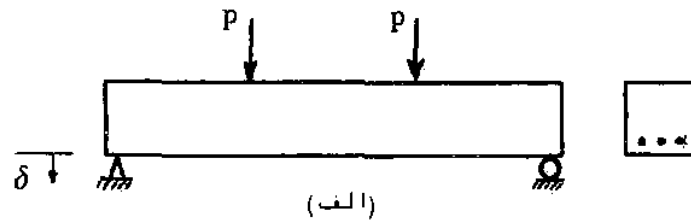
آنالیز و طراحی مقاطع تحت خمش

۳-۱- رفتار تیرهای بتن آرمه تحت خمش

از مسائل بسیار مهمی که در مبحث بتن آرمه باید بدقت مورد مطالعه قرار گیرد آشنایی با رفتار اعضای بتنی تحت اثر بارهای خارجی می باشد. اهمیت این مطلب از آنجا است که بتن بعلت خواص غیرخطی و مقاومت کششی کم، رفتاری متفاوت از سایر مواد از خود نشان میدهد، بطوری که یک عضو بتن آرمه برای رسیدن به مقاومت نهایی خود از مراحل متفاوتی عبور میکند، که هر یک از این مراحل مشخصه‌های خاص خود را دارد. از اینرو برای درک مسائلی که در رابطه با انواع روشهای طراحی مطرح است مطالعه رفتار اعضای بتنی نقش حساسی دارد.

برای آشنایی با رفتار تیرهای بتن آرمه تحت خمش و همچنین تغییراتی که در مراحل مختلف بارگذاری در مقدار تنش مقاطع حاصل می شود، می توان یک تیر بتنی را مطابق تصویر الف-۱-۳ تحت اثر بارهای متمرکز مورد بررسی قرار داد. تصویر ب-۱-۳ تغییرات خیز تیر را بر حسب مقدار نیروی وارده نشان میدهد.

در شروع بارگذاری، بعلت پائین بودن مقدار تنشهای کششی و فشاری در بتن، قطعه بصورت الاستیک و خطی عمل می کند. توزیع تنش و تغییر طول نسبی مقطع در این مرحله در تصویر الف-۲-۳ نشان داده شده است. رفتار خطی تا هنگامی که تنش در تار انتهایی منطقه کششی مقطع

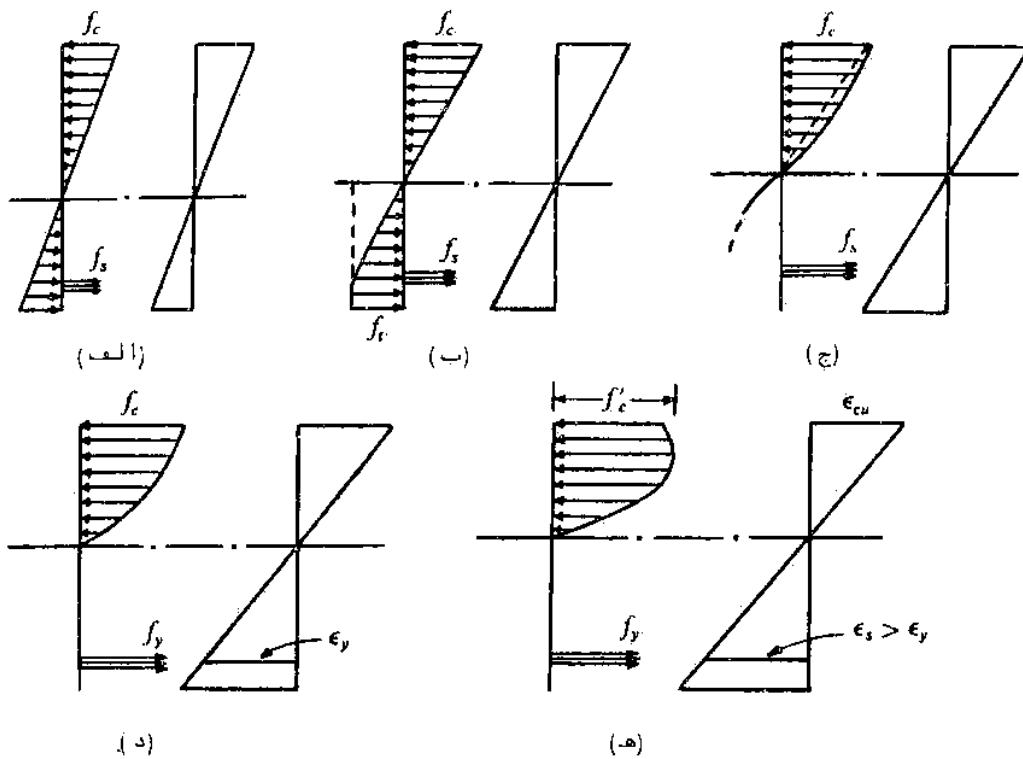


تصویر ۳-۱-۳ منحنی نیرو- تغییر مکان برای یک قطعه خمشی بتن آرمه

به مقاومت کششی بتن، f_t ، برسد ادامه دارد. این مرحله از رفتار تیر را، که بوسیله شاخه OA در تصویر ۳-۱-۳ مشخص شده است، مرحله الاستیک می نامند.

با افزایش بار، در حالیکه مقدار تنش در تارهای انتهایی منطقه کششی ثابت میماند تارهای بیشتری در این منطقه به مقاومت کششی بتن میرسند و توزیع تنش از حالت خطی خارج می شود تا هنگامیکه اگرانندگی به بار اضافه شود مقطع ترک خواهد خورد. این وضعیت بوسیله نقطه B در تصویر ۳-۱-۳ مشخص می شود و تغییرات تنش و تغییر طول نسبی در مقطع برای

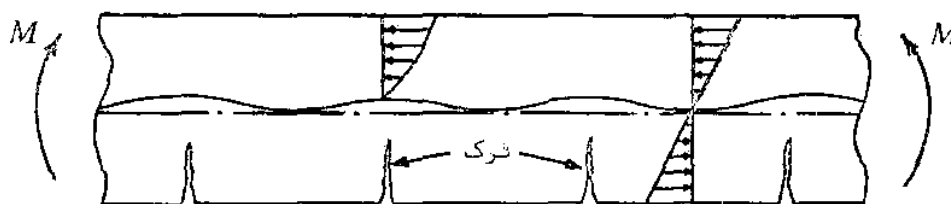
این حالت مطابق تصویر ۲-۳ می باشد. همانطور که در این تصویر دیده می شود، بعلت کم بودن تنشهای فشاری (در مقایسه با مقاومت فشاری بتن)، توزیع تنش در قسمت فشاری مقطع همچنان بصورت خطی می باشد. چنانچه در یک طرح خاص، ایجاد ترک در قطعه تحت هیچ عنوانی مجاز نباشد، باید از تصویر ۲-۳ برای طراحی استفاده نمود. در این حالت برای سهولت محاسبات می توان بجای دیاگرام واقعی تنش، دیاگرام ساده شده تنش، که در تصویر ۲-۳ با خط چین مشخص شده است، را بکار برد. البته برای محاسبه لنگز ترک خوردگی مقاطع بتنی (یعنی کمترین لنگز خمشی که سبب ترک خوردن مقطع می شود) از یک روش تقریبی ولی ساده، که مبتنی بر توزیع خطی تنش و بکار بردن مدول گسیختگی بتن است، نیز می توان استفاده نمود که در بخش آینده بدان اشاره خواهد شد.



تصویر ۲-۳ توزیع تنش در مراحل مختلف بارگذاری یک عضو بتنی تحت خمش

پس از ایجاد اولین ترک در قطعه (نقطه B در تصویر ۱-۳)، با

افزایش بار ترکهای دیگری نیز در قسمت میانی تیر بوجود می‌آیند، بمحض ایجاد ترک در یک مقطع، نیروی داخلی فولاد در آن مقطع ناگهان افزایش می‌یابد، زیرا نیروی کششی، که قبل از ترک خوردگی بوسیله بتن تحمل می‌شد، به فولاد منتقل می‌گردد. این افزایش نیروی داخلی فولاد سبب می‌شود محور خنثی در محل ترکها بالاتر رود، و بدین ترتیب محور خنثی مطابق تصویر ۳-۳ شکل منحنی به خود می‌گیرد.



تصویر ۳-۳ محور خنثی برای یک تیر بتن آرمه پس از ترک خوردگی

پس از اینکه بار مقدار دیگری افزایش یافت مشاهده می‌شود که ایجاد ترکها متوقف می‌گردد. این وضعیت بوسیله نقطه C در تصویر ۱-۳ مشخص می‌شود. لازم به تذکر است که در فاصله A تا C بعلاوه ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک و ترک خوردگی در قسمت کششی مقطع، رفتار قطعه از حالت خطی خارج می‌شود. از این پس با افزایش بار، قطعه مجدداً رفتار خطی از خود نشان میدهد و از دید بارتنها سبب با زتر شدن ترکهای موجود میگردد. تغییرات تنش در یک مقطع ترک خورده برای این مرحله در تصویر ۲-۳ نشان داده شده است. در این مرحله به جهت ازدیاد تنش در قسمت فشاری مقطع، توزیع تنش ممکن است از حالت خطی خارج شود، لیکن برای سهولت محاسبات معمولاً تغییرات تنش را در این قسمت خطی فرض می‌کنند (خط چین در تصویر ۲-۳)، علاوه بر آن، از مقدار جزئی نیروی کششی در بتن صرف نظر می‌شود. این نوع رفتار تا زمانی که تنش در قسمت فشاری مقطع توزیع تقریباً خطی دارد (یعنی تا زمانی که تنش در دورترین تار فشاری مقطع از حدود نصف مقاومت فشاری بتن تجاوز نکند) و تنش فولاد نیز به حد تسلیم نرسیده باشد ادامه

دارد (نقطه^۶ D در تصویرب-۱-۳). این مرحله از رفتار تیر، که بوسیله^۶ شاخه^۶ CD در تصویرب-۱-۳ مشخص می شود، مرحله^۶ الاستوپلاستیک نامیده می شود. لازم به تذکر است که در این مرحله، به جهت ایجاد ترکها، سختی خمشی تیر نسبت به حالت الاستیک کاهش یافته و شیب منحنی نیرو- تغییر مکان کمتر می شود.

با افزایش بیشتر بار، تنشهای فشاری در بتن و تنش کششی در فولاد مرتبا "ازدیادمی یابند، تا اینکه فولاد به حد تسلیم می رسد. این وضعیت بوسیله^۶ نقطه^۶ E در تصویرب-۱-۳ مشخص می شود، توزیع تنش و تغییر طول نسبی مقطع برای این حالت نیز در تصویرد-۲-۳ نشان داده شده است. با رسیدن فولاد به حد تسلیم، آخرین مرحله رفتاری تیر یعنی مرحله فروریختگی آغاز می شود. مکانیزم عمل بدین ترتیب است که با تسلیم فولاد، تغییر طول آن سریعاً شروع به افزایش می کند و این امر سبب بالاتر رفتن محورخشی در محل ترکها می شود. با بالا رفتن محورخشی، منطقه^۶ فشاری مقطع محدودتر گشته و از آنجا که نیروی فشاری مقطع ثابت می ماند (زیرا این نیرو برابر نیروی کششی فولاد است که پس از جاری شدن مقدار آن تغییر نمی کند) تنش در این قسمت سریعاً افزایش می یابد. در طی این مرحله تغییر طولهای نسبی در منطقه^۶ فشاری و کششی مقطع مرتبا "ازدیادمی یابند تا اینکه تغییر طول نسبی در دورترین تار فشاری مقطع به حدنهایی خود میرسد و در نتیجه منحنی تغییرات تنش در قسمت فشاری مقطع بشکل منحنی تنش- تغییر طول نسبی بتنی درمی آید (تصویر ۵-۱). توزیع تنش در مقطع برای این حالت در تصویر ه-۲-۳ نشان داده شده است. با افزایش بیشتر خیز، سرانجام تیر مورد نظر در نقطه^۶ F گسیخته می شود (تصویرب-۱-۳). این مرحله از رفتار تیر را، که بوسیله شاخه^۶ تقریباً "افقی EF در تصویرب-۱-۳ مشخص شده است، مرحله پلاستیک می نامند. این نوع رفتار، نشانگر یک خاصیت مطلوب برای قطعات بتن آرمه است، زیرا تغییر شکلهای زیاد نظیر این مرحله از رفتار اعضا^۶ خمشی، زنگ خطر خوبی برای خرابی قریب الوقوع می باشد. این خاصیت در صورتی در قطعات بتن آرمه مشاهده می شود که مقدار فولاد آنها از یک میزان متعارف بیشتر نباشد. به این نوع مقاطع، مقاطع کم فولاد و به نوع گسیختگی آنها گسیختگی نرم گفته می شود.

اگرچه قطعات بتن آرمه طوری طراحی می‌شوند که فولاد آنها کم باشد با اینحال مواردی نیز پیش می‌آید که فولاد مقطع از میزان متعارف بیشتر است. این نوع مقاطع را مقاطع پرفولاد می‌نامند. رفتار این مقاطع در مراحل انتهایی با رگذاری تفاوت چشمگیری با رفتار مقاطع کم فولاد دارد. بدین ترتیب که پس از مرحله الاستوپلاستیک (نقطه D در تصویر ۱-۳) افزایش بار سبب ازدیاد تنش‌های فولاد و بتن می‌شود ولی هیچگاه تنش فولاد به حد تسلیم نمی‌رسد و در نتیجه در این حالت پدیده خرابی از منطقه فشاری مقطع یعنی از بتن شروع می‌شود. این مسئله بدین صورت انجام می‌گیرد که قسمتی از بتن از منطقه انتهایی فشاری کنده شده و به خارج پرت می‌شود، در نتیجه تنش در قسمت‌های پائین تر مقطع بالا رفته و تکه‌های بیشتری کنده می‌شوند و با اصطلاح بتن "می‌پکد". در اثر این پدیده، ترکها در منطقه کششی مقطع حتی بسته ترمی شوند و تنش در فولاد کاهش می‌یابد و در نتیجه امکان تسلیم فولاد اصولاً از بین می‌رود. پکیدن بتن تنها ظرف چند ثانیه بطول می‌انجامد و سپس از آن، قطعه بسیار ناگهانی و بدون هیچ علامت هشدار دهنده‌ای گسیخته می‌شود. این نوع گسیختگی را گسیختگی ترد می‌نامند. در تصویر ۱-۳ منحنی نیرو-تغییر مکان برای یک قطعه خمشی پرفولاد بوسیله منحنی خط چین نشان داده شده است.

در تحلیل مراحل رفتاری فوق دو مطلب حائز توجه است: اول آنکه، در کلیه مقاطع (ترک خورده یا بدون ترک) مقطع مسطح عمود بر محور تیر پس از خمش مسطح و عمود بر محور تیر باقی می‌ماند (فرض برنولی). این مسئله بدین معنی است که توزیع تغییر طول نسبی در کلیه مقاطع بصورت خطی است (دیاگرامهای مربوط به تغییر طول نسبی مقاطع در تصویر ۲-۳). دوم آنکه، مقدار تنش در هر نقطه از مقطع با استفاده از دیاگرام تنش-تغییر طول نسبی مربوط به آن ماده محاسبه می‌شود. بدین معنی که در مورد فولاد، مقدار تنش قبل از تسلیم برابر حاصل ضرب جدول الاستیسیته فولاد در تغییر طول نسبی آن و پس از تسلیم برابر مقدار ثابت مقاومت تسلیم است. برای بتن نیز مقدار تنش در یک نقطه از مقطع برابر است با مقداری که از دیاگرام تنش-تغییر طول نسبی آن (تصویر ۵-۱) با زاویه تغییر طول نسبی همان نقطه از مقطع قرائت می‌شود.

با مطالعه‌ای که در این بخش بر رفتار قطعات خمشی انجام گرفت دیده می‌شود یک قطعه خمشی تحت اثر بارهای وارده در یکی از سه حالت زیر ممکن است قرار داشته باشد :

۱- الاستیک : تنش‌های خطی در مقطع ترک نخورده (شاخه ۶ OA در تصویر

ب-۱-۳ و توزیع تنش مقطع مطابق تصویر الف-۲-۳)

۲- الاستوپلاستیک : تنش‌های خطی در مقطع ترک خورده (شاخه ۶ CD در

تصویر ب-۱-۳ و توزیع تنش مقطع مطابق تصویر ج-۲-۳)

(۳-۲)

۳- پلاستیک : تنش‌های غیرخطی در حالت نهایی (شاخه ۶ EF در تصویر ب-۳-۱)

ب-۱-۳ و توزیع نهایی تنش مقطع مطابق تصویر ه-۲-۳)

به تبع این حالات رفتاری، طراحی در مقابل خمش نیز ممکن است در سه حالت مختلف انجام شود. طراحی در حالت الاستیک برای مواردی انجام می‌شود که ایجاد ترک در قطعه مجاز نباشد، مثلاً در مواردی که قطعه در تماس با آب یا در معرض گازهای فرار است. طراحی در حالت الاستوپلاستیک در روشهایی که مبتنی بر تنش مجاز هستند و در آنها از بارهای بهره‌برداری برای آنالیز و طرح اعضاء استفاده می‌شود صورت می‌گیرد. همچنین از این حالت برای بررسی قابلیت بهره‌برداری اعضایی که بروش مقاومت نهایی طرح می‌شوند استفاده می‌گردد. طراحی در حالت پلاستیک در روشهای مقاومت نهایی بکار می‌رود، اساس این روشها بر این فرض است که سازه مورد نظر تحت اثر بارهای ضربه‌دار، آماده گسیختگی است. بدین ترتیب، آنالیز یا طراحی در هر یک از حالات فوق معرف حالت رفتاری است که قطعه تحت اثر بارهای طراحی در آن حالت قرار دارد. بعنوان مثال در روش طراحی در حالت الاستوپلاستیک منظور این است که عضو مورد طراحی، تحت بارهای بهره‌برداری در حالت الاستوپلاستیک قرار دارد، و یا طراحی در حالت پلاستیک بدین معنی است که عضو مورد نظر، تحت بارهای ضربه‌دار آماده فروریختگی است.

در ادامه این فصل، ابتداءً مختصراً "به روش آنالیز مقاطع در حالت‌های الاستیک و الاستوپلاستیک اشاره خواهد شد و سپس از آن، روش آنالیز و طراحی در حالت پلاستیک (طراحی بر مبنای مقاومت) مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در پایان این فصل، روش قدیمی طراحی بر

مبنای تنش های مجاز (که مبتنی بر رفتار الاستوپلاستیک است و در آئین نامه بانا م روش دیگر طراحی شناخته می شود) تشریح خواهد شد.

۳-۲- آنالیز مقاطع خمشی در حالت الاستیک

همانطور که در بخش ۳-۱ تشریح شد، تا زمانی که حداکثر تنش کششی در یک مقطع تحت خمش از مقاومت کششی بتن تجاوز نکند، مقطع در حالت الاستیک بسر می برد. در این حالت، مقطع بصورت ترک نخورده با قوسی مانده و توزیع تنش در آن خطی است، از اینرو می توان برای تعیین تنش ها از روش های کلاسیک مقاومت مصالح استفاده نمود. بدین ترتیب که ابتداءً مقطع مبدل ساخته می شود (مقطع مبدل با جایگزین کردن مقطع فولاد، A_s ، با سطح معادل بتنی آن، nA_s ، حاصل می شود، که در آن $n = E_s/E_c$ نسبت مدولی نام دارد. این سطح معادل بتن در همان تراز فولاد قرار داده می شود). پس از آن، فرمول خمش تیرهای همگن $f = Mc/I$ برای تعیین تنش های مقطع بکار می رود.

مطلب دیگری که در رابطه با مرحله الاستیک مطرح است، محاسبه لنگر ترک خوردگی مقطع می باشد. روش ساده و عملی که برای این محاسبه بکار می رود استفاده از فرمول خمش و محدود نمودن تنش کششی بتن به مدول گسیختگی بتن، f_r ، می باشد. بدین ترتیب رابطه تعیین لنگر ترک خوردگی یک مقطع خمشی بصورت زیر نوشته می شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y'} \quad (3-1)$$

که در آن I ممان اینرسی مقطع مبدل نسبت به محور خنثی و y' فاصله دورترین تار کششی از محور خنثی است.

لازم به تذکر است که در آئین نامه برای سهولت محاسبات، بجای رابطه فوق رابطه ساده تر زیر پیشنهاد شده است:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (3-2)$$

که در آن I_g ممان اینرسی کل مقطع نسبت به محور مرکزی مقطع بدون

احتساب فولاد و y_r فاصله دورترین تارکشی از محور مرکزی این مقطع است .

مطابق آئین نامه ، مدول گسیختگی برای بتن های باوزن معمولی ، بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع ، برابر است با :

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (3-3)$$

مثال زیر مراحل مختلف یک نمونه از محاسبات مقطع خمشی در حالت الاستیک را نشان میدهد .

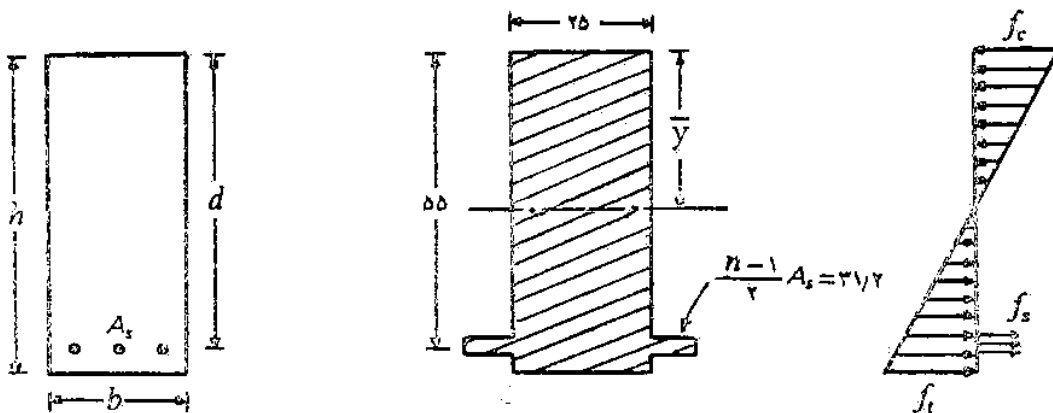
مثال ۳-۱- ابعاد مقطع یک تیر بتنی (تصویر ۳-۴) عبارت است از : $b = 25$ ، $h = 60$ ، و $d = 55$ (سانتیمتر) . آرماتور مقطع تشکیل شده است از $3\Phi 20$ از فولاد نوع A-III با حد تسلیم $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ و مقاومت فشاری بتن نیز برابر $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ است . تنشهای ایجاد شده در مقطع را در اثر لنگر $M = 4000 \text{ kg.m}$ محاسبه نمایید .

حل :

$$A_s = 3 \times 314 = 942 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} = 2/62 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = (2 \times 10^7) / (2/62 \times 10^5) = 7/62$$



تصویر ۳-۴- مقطع تیر بتنی مثال ۳-۱ و مقطع مبدل آن در حالت الاستیک

$$(n-1)A_s = 6/62 \times 9/42 = 62/4 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{25 \times 60 \times 30 + 62/4 \times 55}{25 \times 60 + 62/4} = 31 \text{ cm}$$

$$I = \left[\frac{1}{12} \times 25 \times 60^3 + 25 \times 60 \times (31-30)^2 \right] + 62/4 \times (55-31)^2$$

$$= 4/87 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$f_c \max = \frac{M\bar{y}}{I} = \frac{4000000 \times 31}{4/87 \times 10^8} = 25/5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t \max = \frac{M(h-\bar{y})}{I} = \frac{4000000 \times 29}{4/87 \times 10^8} = 23/8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = n \frac{M(d-\bar{y})}{I} = 7/62 \frac{4000000 \times 24}{4/87 \times 10^8} = 150/4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 2 \sqrt{f_c} = 24/6 \text{ kg/cm}^2$$

از آنجا که حداکثر تنش کششی بتن از مدول گسیختگی کمتری باشد لذا مقطع مورد نظر تحت اثر لنگر وارده ترک نمی خورد و محاسبات فوق در حالت الاستیک صحیح است. مقدار لنگر ترک خوردگی این مقطع با استفاده از رابطه (۳-۱) برابر است با

$$M_{cr} = f_r \frac{I}{h-\bar{y}} \approx 581000 \text{ kg.cm} = 5810 \text{ kg.m}$$

در اینجا توجه به این مسئله جالب است که ممان اینرسی کل مقطع نسبت به محور مرکزی مقطع (بدون احتساب فولاد) برابر $4/5 \times 10^8$ است که با مقدار ممان اینرسی مقطع مبدل، یعنی $4/87 \times 10^8$ ، تنها در حدود ۸ درصد تفاوت دارد. مقدار لنگر ترک خوردگی مقطع با استفاده از رابطه (۳-۲) نیز برابر است با ۵۱۹۰ کیلوگرم متر که در حدود ۱۰ درصد کمتر از مقدار رابطه (۳-۱) می باشد.

۳-۳- آنالیز مقاطع خمشی در حالت الاستوپلاستیک

هنگامیکه در یک مقطع خمشی، لنگر وارده از لنگر ترک خوردگی بیشتر باشد، مقطع ترک خواهد خورد. در این وضعیت چنانچه حداکثر

تنش فشاری در بتن از حدود $0.5f_c$ کمتر باشد و تنش کششی در فولاد نیز به حد تسلیم نرسیده باشد، مقطع بصورت تقریباً "خطی عمل خواهد نمود. این حالت رفتاری، مشخصه اساسی رفتار غالب اعضاء خمشی تحت بارهای بهره‌بردار است.

روش آنالیز مقاطع خمشی در حالت الاستوپلاستیک شبیه روش آنالیز در حالت الاستیک است با این تفاوت که در این حالت، برای سهولت محاسبات، از مقاومت کششی بتن در مقطع ترک خورده صرف نظر می‌شود. مثال زیر روند محاسبات را در این حالت نشان میدهد.

مثال ۲-۳- مقطع خمشی مثال ۱-۳ تحت لنگر خمشی 12000 کیلوگرم متر (یعنی 3 برابر لنگر خمشی مثال ۱-۳) قرار داده می‌شود. تنش‌های ایجاد شده در مقطع را برای این حالت محاسبه نمایید.

حل :

ابتدا لازم است نوع رفتار قطعه تحت اثر لنگر فوق مشخص شود. لنگر ترک خوردگی مقطع مورد نظر، طبق محاسبات انجام شده در مثال ۱، برابر 5800 کیلوگرم متر می‌باشد. بنابراین بسادگی دیده می‌شود که تحت اثر لنگر 12000 کیلوگرم متر مقطع مورد نظر ترک می‌خورد و لذا احتمالاً "مقطع در حالت الاستوپلاستیک قرار می‌گیرد. تنها پس از محاسبه تنش‌ها، با فرض رفتار الاستوپلاستیک، است که می‌توان قضاوت نمود که آیا واقعاً "قطعه در این حالت قرار دارد یا لازم است مرحله بعدی مورد بررسی قرار گیرد. تصویر ۳-۵ مقطع مبدل را برای حالت ترک خورده نشان میدهد:

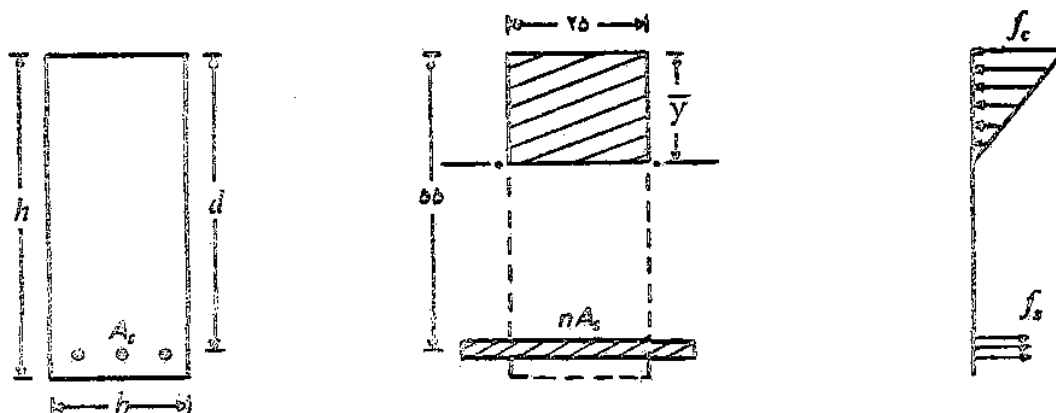
$$nA_s = 7/63 \times 9/42 = 71/9 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{25 \times \bar{y} \times (\bar{y}/2) + 71/9 \times 55}{25 \times \bar{y} + 71/9}$$

$$12/5 \bar{y}^2 + 71/9 \bar{y} - 2955 = 0 \Rightarrow \bar{y} = 15/1 \text{ cm}$$

$$I = \left[\frac{1}{12} (25) (15/1)^3 + 25 (15/1) \left(\frac{15/1}{2} \right)^2 \right] + 71/9 (55 - 15/1)^2 = 1/43 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$f_{c, \max} = \frac{M \bar{y}}{I} = \frac{12000000 \times 15/1}{1/43 \times 10^8} = 127 \text{ kg/cm}^2$$



تصویر ۳-۵- مقطع تیر بتنی مثال ۳-۲ و مقطع مبدل آن در حالت الاستوپلاستیک

$$f_s = n \frac{M (d - \bar{y})}{I} = 7/63 \frac{12000000 \times 29/9}{1/43 \times 10^8} = 2555 \text{ kg/cm}^2$$

بر اساس محاسبات فوق، چون حداکثر تنش فشاری در بتن از $f_c'/5$ کمتر است و تنش کششی در فولاد نیز به حد تسلیم نرسیده است فرض رفتار الاستوپلاستیک موجه بوده و مقادیر محاسبه شده تنش‌ها صحیح می‌باشند.

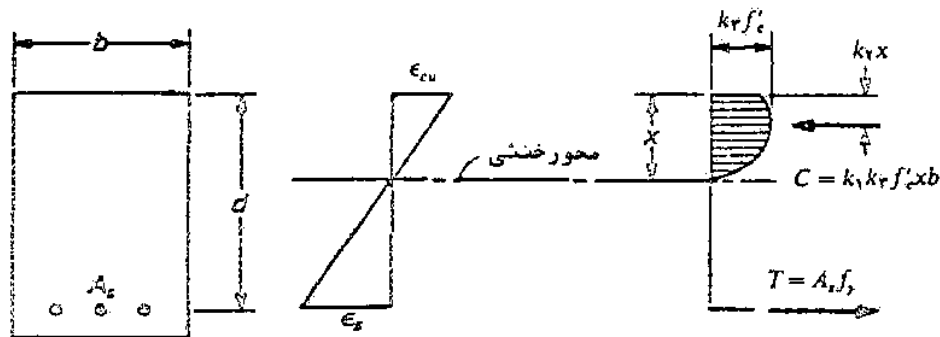
با مقایسه نتایج این مثال با نتایج مثال ۳-۱ چند نکته جلب توجه می‌کند: اول اینکه، در اثر پیدایش ترک، محور خمشی به سمت بالا حرکت کرده است (۱۵/۱ در مقایسه با ۳۱ سانتیمتر). دوم اینکه، با وجودی که مقدار لنگر خمشی تنها ۳ برابر شده است، تنش در فولاد از ۱۵۰ به ۲۵۵۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، یعنی ۱۷ برابر افزایش یافته است، و سوم آنکه در اثر ترک خوردن، ممان اینرسی مقطع از مقدار $10^8 \times 4/87$ به $10^8 \times 1/43$ تنزل نموده است، یعنی با ایجاد ترک، ممان اینرسی تقریباً ۷۰ درصد کاهش پیدا کرده است. از آنجا که ممان اینرسی مقطع رتباط مستقیم با خیز قطعات خمشی دارد انتظار می‌رود که بمحض ایجاد ترک در قطعه، خیز عضو خمشی به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش یابد.

مشاهدات فوق قبلاً در بخش ۳-۱ بصورت کیفی مورد بحث قرار گرفته بود و مقادیر عددی در مثال قبل در درک بیشتر رفتار قطعات خمشی در مراحل الاستیک و الاستوپلاستیک کمک بزرگی می‌کنند.

۳-۴ آنالیز مقاطع خمشی در حالت پلاستیک

با افزایش لنگردریک مقطع خمشی، مقطع از حالت های الاستیک و الاستوپلاستیک عبور نموده و آماده گسیخته شدن می گردد. همانطور که در بخش ۳-۱ تشریح شد، نوع گسیختگی بستگی به میزان فولاد مقطع دارد، چنانچه مقدار فولاد کم باشد ابتدا فولاد به حد تسلیم می رسد و در پی آن مقطع گسیخته می شود، در حالیکه اگر مقدار فولاد زیاد باشد، بدون اینکه فولاد به حد تسلیم برسد قسمت فشاری مقطع به حد مقاومت خود رسیده و آنگاه قطعه گسیخته خواهد شد. صرف نظر از نوع گسیختگی، یک مقطع تنها وقتی به مقاومت اسمی (یا تئوریک) خود میرسد که تغییر طول نسبی در دورترین تار فشاری برابر تغییر طول نسبی نهایی بتن، ϵ_{cu} ، شود.

تصویر ۳-۶ دیاگرام های تنش و تغییر طول نسبی در یک مقطع را در زمانی که مقطع به مقاومت اسمی خود رسیده است نشان میدهد. همانطور که قبلاً نیز اشاره شد، دیاگرام تغییر طول نسبی در مقطع بصورت خطی و دیاگرام تنش در قسمت فشاری مقطع شبیه دیاگرام تنش - تغییر طول نسبی بتن می باشد. از آنجا که توزیع تنش در قسمت فشاری مقطع تابع مقاومت



تصویر ۳-۶ توزیع تنش و تغییر طول نسبی یک مقطع در لحظه نهایی مقاومت

بتن است، جهت تعیین یک رابطه کلی برای مقاومت اسمی مقاطع خمشی لازم است جزئیات توزیع تنش بصورت پارامتری در نظر گرفته شوند. برای این منظور، حداکثر تنش، که مقدار آن طبق مشاهدات تجربی قدری کوچکتر از مقاومت فشاری بتن است، یا $k_1 k_2 f_c''$ و مقدار متوسط تنش در

قسمت فشاری، که در واقع کسری از حداکثر تنش می باشد، با $k_1 k_r f'_c$ نمایش داده می شوند. همچنین در صورتی که x فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع باشد، محل اثر برآیند تنش‌های فشاری را می توان با $k_r x$ مشخص نمود. تصویر ۳-۶ نقش پارامترهای k را بخوبی نشان میدهد.

با بکارگیری تعاریف فوق و با فرض گسیختگی نرم، مقادیر نیروی فشاری C و نیروی کششی T برای یک مقطع مستطیل شکل مطابق تصویر ۳-۶ برابرند با:

$$C = k_1 k_r f'_c x b \quad (3-4)$$

$$T = A_s f_y \quad (3-5)$$

تعداد نیروهای مقطع رابطه زیر را برای ارتفاع منطقه فشاری بدست میدهد:

$$x = \frac{A_s f_y}{k_1 k_r f'_c b} \quad (3-6)$$

مقاومت خمشی اسمی مقطع را نیز می توان بر اساس نیروهای داخلی به ترتیب زیر محاسبه نمود

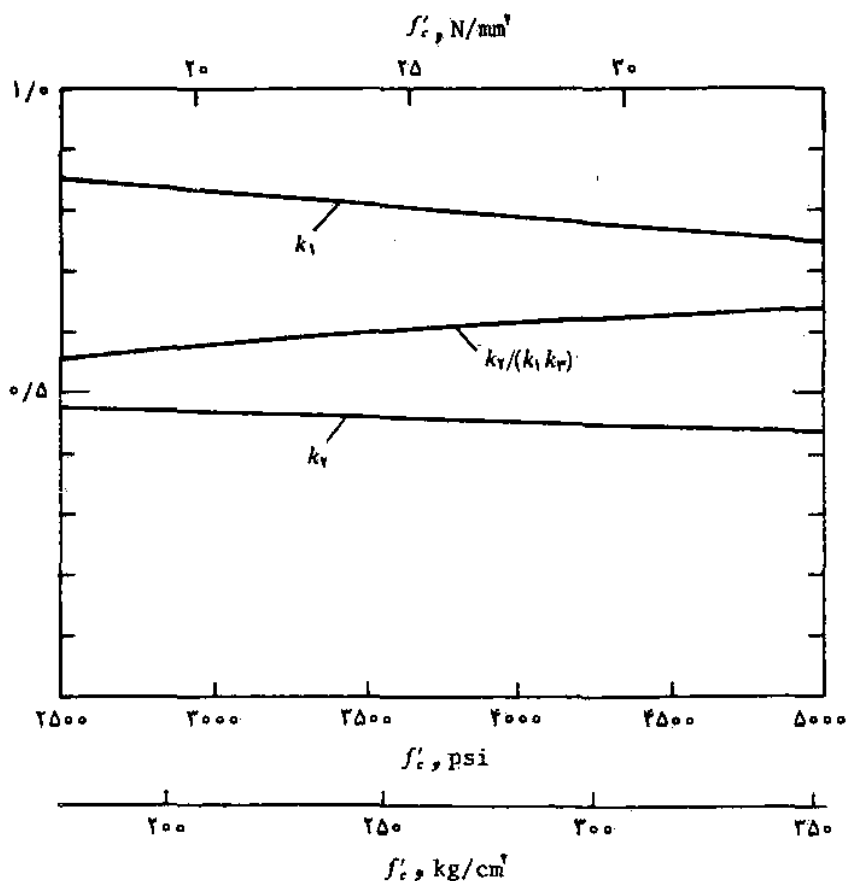
$$M_n = T x = A_s f_y (d - k_r x) \quad (3-7)$$

که با جایگزین کردن مقدار x از رابطه (۳-۶)، رابطه زیر نتیجه می شود:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{k_r A_s f_y}{k_1 k_r f'_c b} \right) \quad (3-8)$$

بنابراین با داشتن مقادیر عددی k می توان مقاومت خمشی اسمی یک مقطع مستطیل شکل را بسادگی محاسبه نمود. تصویر ۳-۷ مقادیر پارامترهای k را که بر اساس آزمایشات تجربی برای بتن‌های با مقاومت مختلف بدست آمده اند نشان میدهد. در این آزمایش‌ها مقدار ϵ_{cu} نیز برای انواع بتن مورد بررسی قرار گرفته و نتایج متفاوتی برای آن

بدست آمده است. براساس این مشاهدات، آئین نامه برای حداکثر تغییر طول نسبی قابل استفاده بتن، ϵ_{cu} ، خد $0/003$ را تصریح می کند.



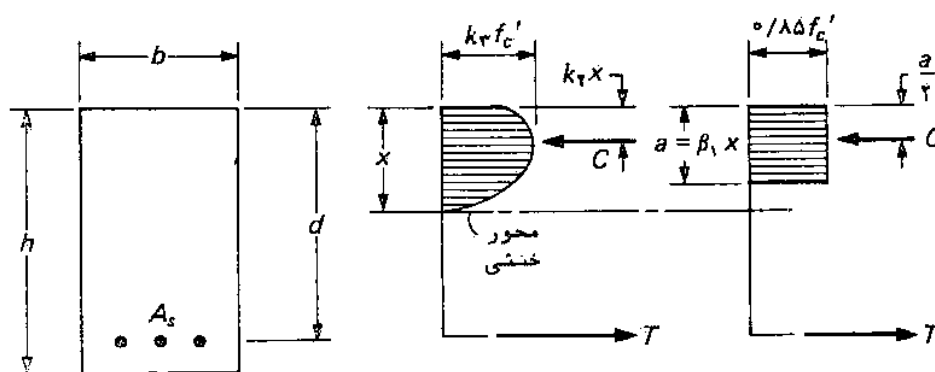
تصویر ۳-۷ پارامترهای دیاگرام تنش در قسمت فشاری مقاطع مستطیلی

اگرچه بکمک رابطه (۳-۸) و تصویر (۳-۷) می توان مقاومت خمشی اسمی مقاطع مستطیل شکل را محاسبه نمود، با اینحال لازم است روش مستقیم و ساده تری ابداع نمود تا بکمک آن بتوان با بکار بردن روابط اساسی تعادل، مقاومت انواع مقاطع خمشی را بدست آورد. در سال ۱۹۳۰ میلادی ویتنی (Whitney) در پی مشاهدات تجربی پیشنهاد نمود که بجای توزیع واقعی تنش فشاری در بتن (که تقریباً "به شکل سهمی است) از یک توزیع مستطیلی استفاده شود. این توزیع مستطیلی تنش، که اصطلاحاً "بلوک تنش معادل" نامیده می شود، طبیعتاً "باید دارای

برآیندی مساوی و منطبق بربرآیند تنش واقعی مقطع باشد. طبق پیشنهاد دویتنی، این بلوک تنش دارای شدت تنش $0.85f'_c$ و ارتفاع $a = \beta_1 x$ می‌باشد (تصویر ۳-۸)، که مقدار β_1 را با توجه به این مسئله که $\frac{a}{\beta_1} = k_r x$ است می‌توان بدست آورد. براین اساس آئین نامه روابط زیر را برای تعیین β_1 ارائه می‌نماید:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{برای } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 1.05 - 0.000714 f'_c & \text{برای } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad (3-9)$$

بعلاوه، مطابق آئین نامه مقدار β_1 نباید هیچگاه کمتر از 0.65 گرفته شود.



تصویر ۳-۸ توزیع تنش مستطیلی در قسمت فشاری مقاطع خمشی

با استفاده از تعریف بلوک تنش، مقاومت خمشی اسمی یک مقطع مستطیلی را با توجه به تصویر (۳-۸) می‌توان به ترتیب زیر محاسبه نمود:

$$T = A_s f_y \quad (3-10)$$

$$C = 0.85 f'_c b a \quad (3-11)$$

$$C = T \Rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (3-12)$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2) \quad (3-13)$$

$$\Rightarrow M_n = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \quad (3-14)$$

مقایسه روابط (۳-۸) و (۳-۱۴) نشان میدهد که مقدار ثابت $0/59$ در رابطه (۳-۱۴) بصورت یک مقدار متوسط، جایگزین جمله $k_2/(k_1 k_2)$ در رابطه (۳-۸) شده است.

لازم به تذکر است که اگرچه روش بلوک تنش معادل بر اساس مقاطع مستطیل شکل ابداع شده است تجربه نشان میدهد که استفاده از آن برای سایر مقاطع نیز از دقت قابل قبولی برخوردار است و لذا مفهوم بلوک تنش مبنای محاسبه مقاومت برای کلیه مقاطع خمشی قرار گرفته است. توجه به این مسئله نیز لازم است که چنانچه در لحظه نهایی مقاومت، فولاد از حد تسلیم گذشته باشد مقاومت خمشی اسمی مقطع به مقدار β_1 بستگی ندارد. در این حالت مقدار β_1 برای تعیین محل محور خنثی در مقطع می تواند بکار برده شود.

مثال ۳-۳- مقاومت خمشی اسمی مقطع تعریف شده در مثالهای ۳-۱ و ۳-۲ را محاسبه نمایید.

حل :

با این فرض که در هنگام گسیختگی مقطع، فولاد از حد تسلیم خواهد گذشت، مقاومت اسمی مقطع را می توان بکمک روابط فوق بدست آورد. با استفاده از رابطه (۳-۱۲) ارتفاع بلوک تنش برابر است با $a = 5/91$ سانتیمتر و در نتیجه مقدار مقاومت خمشی اسمی طبق رابطه (۳-۱۳) برابر $M_n = 19600$ کیلوگرم متری باشد. در اینجا لازم است با استفاده از دیاکرام تغییر طول نسبی مقطع فرض گسیختگی نرم تحقیق شود.

$$\beta_1 = 1/05 - 0/000714 \times 300 = 0/836$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5/91}{0/836} = 7/07 \text{ سانتیمتر}$$

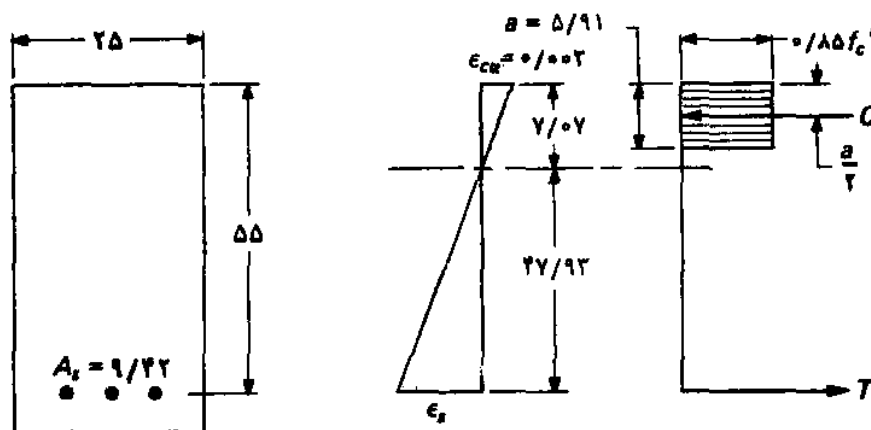
با استفاده از دیاکرام تغییر طول نسبی مقطع (تصویر ۳-۷) مقدار تغییر طول نسبی فولاد برابر خواهد بود با

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d-x}{x} = 0/003 \frac{55 - 7/07}{7/07} = 0/020$$

$$\epsilon_y = f_y/E_s = \frac{4000}{2 \times 10^5} = 0/002$$

مشاهده می شود که تغییر طول نسبی فولاد برابر است با بیشتر از تغییر طول نسبی

حد تسلیم، ϵ_y ، می‌باشد و لذا فرض تسلیم شدن فولاد موجه بوده است. تصویر (۳-۹) نتیجه محاسبات فوق را نشان می‌دهد.



تصویر ۳-۹ جزئیات تنش در مقطع مثال ۳-۳

توجه به این مطلب لازم است که در لحظه نهایی مقاومت، فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع تنها در حدود ۷ سانتیمتر است که بمیزان قابل توجهی کمتر از مقدار مربوط به حالت‌های الاستیک و الاستوپلاستیک در مثال‌های ۱-۳ و ۲-۳ می‌باشد که این امر نشان دهنده حرکت محور خنثی در اثر ترک خوردگی و افزایش بار می‌باشد.

در ادامه این بحث، انواع مقاطع خمشی که در سازه‌های بتن آرمه مطرح هستند بطور مبسوط مورد بررسی قرار می‌گیرند و روش‌های آنالیز و طراحی و نیز ضوابط آئین نامه‌ای مربوط به آنها تشریح خواهند شد.

۵-۳- مقاطع مستطیل شکل تنها با آرماتور کششی

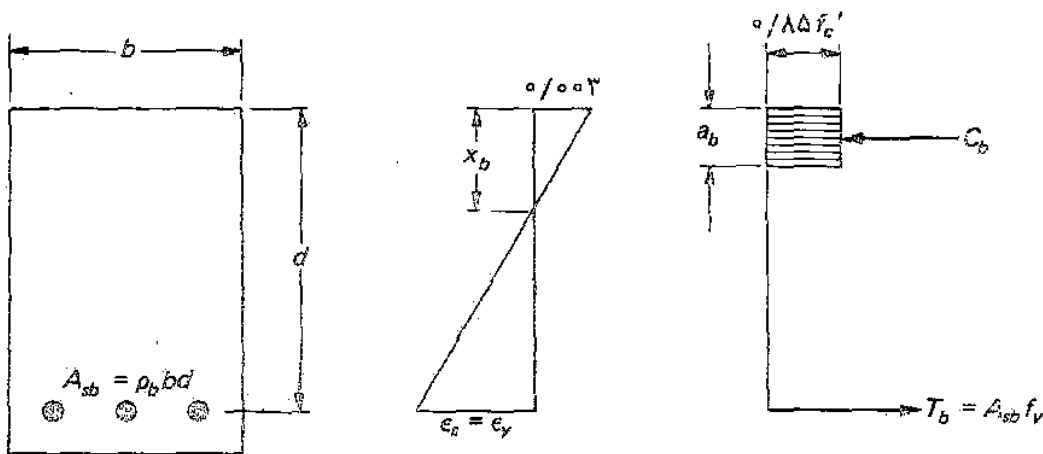
مقاطع مستطیل شکل متداولترین نوع مقطعی هستند که در سازه‌های بتن آرمه بکار می‌روند. کمیت‌هایی که یک مقطع مستطیل شکل را مشخص می‌کنند عبارتند از b ، d ، و A_s (تصویر ۳-۸). در بسیاری موارد، بجای سطح مقطع آرماتور، A_s ، از نسبت آرماتور به نسبت فولاد، ρ ، که با رابطه $\rho = \frac{A_s}{bd}$ تعریف می‌شود، برای مشخص کردن مقدار فولاد مقطع استفاده می‌کنند. از آنجا که در محاسبه مقاومت خمشی مقاطع، از مقاومت

کششی بتن صرفنظری شود، شکل سطح مقطع در طرف کششی محور خنثی و نیز مقدار پوشش بتنی روی آرماتور تأثیری بر مقاومت مقاطع خمشی ندارند، از این رو در محاسبات خمش، بجای ارتفاع کلی مقطع، h ، از ارتفاع (یا عمق) مؤثر d ، که فاصله دورترین تار فشاری مقطع از مرکز سطح آرماتور است، استفاده می شود. چنانچه فولاد مقطع، متشکل از آرماتورهای قرار داده شده در چند لایه باشد، معمولاً "مرکز سطح مجموعه آرماتورها" در محاسبه بکار میرود و در این حالت فرض می شود که تمام آرماتورها تغییر طول نسبی یکسانی دارند.

محاسبه مقاومت خمشی یک مقطع مستطیل شکل، مانند سایر مقاطع خمشی، بر اساس تعادل نیروهای داخلی و همسازی تغییر طولهای نسبی مقطع انجام می گیرد. روشی که برای تعیین نیروی فشاری مقطع بکار میرود همان روش پیشنهادی ویتنی است. مطابق این روش، در قسمت فشاری مقطع، یک توزیع مستطیلی تنش به شدت $f'_c/85$ و ارتفاع $a = \beta_1 x$ (فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است) جایگزین توزیع واقعی تنش می شود. در قسمت کششی نیز تنها نیروی داخلی آرماتور در نظر گرفته می شود که مقدار این نیرو بستگی به میزان آرماتور مقطع دارد؛ در صورتی که مقدار آرماتور کم باشد تنش در آن به حد تسلیم میرسد در غیر این صورت تنش در آرماتور به حد تسلیم نخواهد رسید. بنابراین قبل از اینکه به محاسبه مقاومت خمشی مقاطع پرداخته شود لازم است ابتدا معیار کم یا زیاد بودن آرماتور تعیین شود تا بر اساس آن بتوان برای یک مقطع مورد نظر مقدار نیروی کششی را مشخص نمود.

نسبت آرماتوری که مرز بین کم و زیاد بودن آرماتور یا مرز بین تسلیم شدن و تسلیم نشدن آرماتور در لحظه نهایی مقاومت است را اصطلاحاً "نسبت آرماتور متوازن" می نامند و با ρ_b نمایش میدهند. بدین ترتیب حالت متوازن حالتی است که در آن درست در لحظه ای که تغییر طول نسبی در دورترین تار فشاری بتن به $\epsilon_{cu} = 0.003$ میرسد فولاد نیز به حد تسلیم میرسد. تصویر ۳-۱ یک مقطع مستطیل شکل را در حالت متوازن نشان میدهد. مقدار آرماتور نظیر این حالت را آرماتور متوازن نامیده و با A_{sb} نشان میدهند.

در صورتی که مقدار واقعی A_s از مقدار آرماتور متوازن کمتر باشد



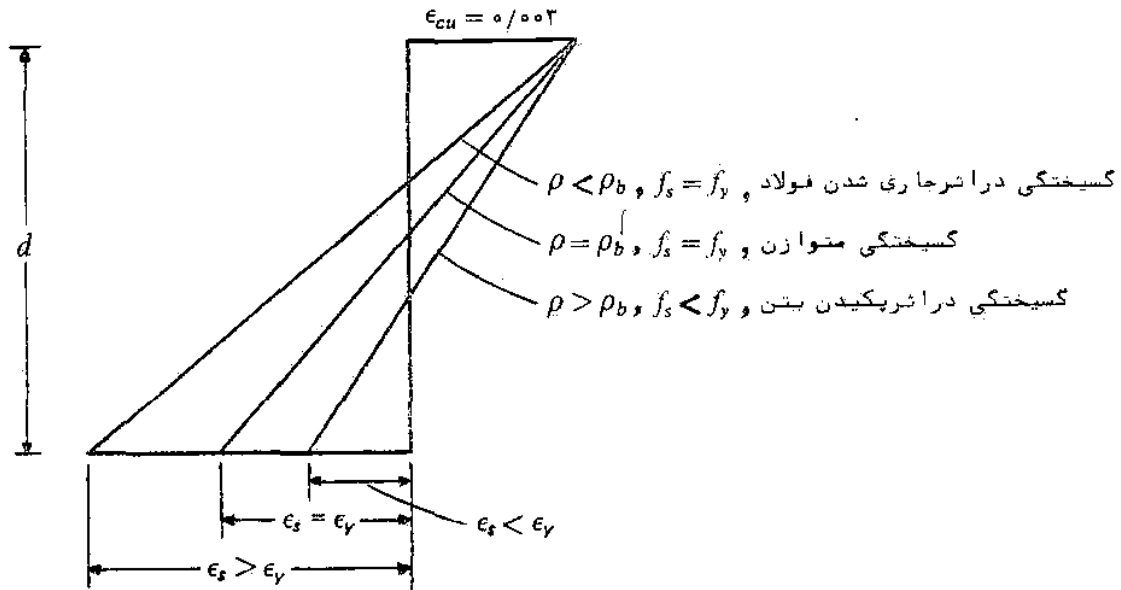
تصویر ۳-۱۰ یک مقطع در حالت تغییر طول نسبی متوازن

نیروی کششی مقطع تقلیل پیدامی کند که به تبع آن، نیروی فشاری و در نتیجه ارتفاع بلوک تنش a کاهش می‌یابد. با کاهش ارتفاع بلوک تنش، ارتفاع منطقه فشاری، x ، نیز تقلیل یافته و لذا با توجه به تصویر ۳-۱۰ ب، مقدار ϵ_s از ϵ_y بیشتر می‌شود. همین استدلال را می‌توان برای حالتی که مقدار واقعی آرماتور از مقدار متوازن بیشتر است نیز بکار برد و نشان داد که در این حالت، فولاد در لحظه نهایی مقاومت به حد تسلیم نمی‌رسد. تصویر ۳-۱۱ دیاگرام‌های تغییر طول نسبی را برای یک مقطع با مقدار متفاوت آرماتور (مقدار متوازن، کمتر از حد متوازن و بیشتر از حد متوازن) نشان میدهد.

مقدار ρ_b را می‌توان بکمک روابط تعادل و همسازی از تصاویر ۳-۱۰ بدست آورد. با استفاده از تشابه مثلثها در دیاگرام تغییر طول نسبی خطی مقطع در تصویر ۳-۱۰ می‌توان نوشت:

$$\frac{x_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0/003}{0/003 + \epsilon_y} \quad (3-15)$$

مقادیر نیروهای فشاری و کششی مقطع نیز با توجه به تصویر ۳-۱۰ عبارتند از:



تصویر ۳-۱۱ دیاگرام‌های تغییر طول نسبی در یک مقطع با مقادیر متفاوت آرماتور

$$C_b = 0.85 f'_c b \beta_1 x_b \quad (3-16)$$

$$T_b = f_y A_{sb} = \rho_b b d f_y \quad (3-17)$$

تعداد نیروهای C_b و T_b را بطنه زیر را بدست می دهد

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{x_b}{d} \right) \quad (3-18)$$

که با جایگزین کردن رابطه (۳-۱۵) در آن، رابطه زیر برای ρ_b نتیجه می شود.

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} \right) \quad (3-19)$$

چنانچه مدول الاستیسیته فولاد $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ فرض شود، مقدار ϵ_y برابر خواهد بود با $f_y / 2000000$ ، که با جایگزین کردن آن در رابطه (۳-۱۹) رابطه زیر بدست می آید.

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (3-20)$$

اگرچه رابطه فوق می‌تواند بعنوان مبنا برای محدود کردن مقدار آرماتور مقطع جهت دستیابی به گسیختگی نرم‌بکار رود، برای تضمین بیشتر، آئین نامه تصریح می‌کند که مقدار آرماتور کششی از ۷۵ درصد مقدار متوازن تجاوز نکند، یعنی

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b \quad (3-21)$$

این محدودیت در واقع بمعنی کنترل دیاگرام تغییر طول نسبی است، می‌توان نشان داد که برای مقاطع مستطیل شکل شرط فوق بمنزله محدود کردن مقدار x_b به $0.75 x_b$ می‌باشد.

در جدول ۳-۱ مقادیر β_1 و ρ_{max} برای چند مورد مقاطع بتن آرمه داده شده است.

جدول ۳-۱- مقادیر حداکثر نسبت آرماتور در مقاطع مستطیلی تنه‌ها
با آرماتور کششی

f'_c (kg/cm ²)	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰	۳۵۰	۴۰۰	۴۵۰	۵۰۰	
β_1	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۲۶	۰/۸۰۰	۰/۷۶۴	۰/۷۲۹	۰/۶۹۳	
f_y (kg/cm ²)	۲۳۰۰	۰/۰۳۴۱	۰/۰۴۲۶	۰/۰۵۰۳	۰/۰۵۶۱	۰/۰۶۱۲	۰/۰۶۵۷	۰/۰۶۹۴
۲۰۰۰	۰/۰۲۴۱	۰/۰۳۰۱	۰/۰۳۵۵	۰/۰۳۹۷	۰/۰۴۳۳	۰/۰۴۶۵	۰/۰۴۹۱	
۴۰۰۰	۰/۰۱۶۳	۰/۰۲۰۳	۰/۰۲۴۰	۰/۰۲۶۸	۰/۰۲۹۲	۰/۰۳۱۴	۰/۰۳۳۱	

علاوه بر محدودیت فوق از نظر حداکثر نسبت آرماتور، مطابق آئین نامه لازم است یک مقدار حداقل آرماتور در کلیه مقاطع خمشی قرار داده شود. علت این امر بدین قرار است که چنانچه مقدار فولاد در یک مقطع بسیار کم باشد ممکن است مقاومت خمشی اسمی از لنگر ترک خوردگی مقطع کمتر باشد (زیرا مقاومت خمشی بر اساس مقطع ترک خورده و لنگر ترک خوردگی بر اساس مقطع ترک نخورده محاسبه می‌شود) و در نتیجه با افزایش

لنگر خمشی و رسیدن آن به لنگر ترک خوردگی، مقطع بدون اینکسهارد حالت های الاستوپلاستیک و پلاستیک شود فوراً "شکسته خواهد شد و لذا گسیختگی مقطع از نوع ترد خواهد بود. برای اجتناب از این مسئله لازم است مقدار فولاد در مقطع به اندازه ای باشد که مقاومت خمشی اسمی از لنگر ترک خوردگی مقطع بیشتر باشد. بر اساس محاسباتی که در این رابطه صورت گرفته است، آئین نامه حداقل نسبت آرماتور را در مقاطع خمشی به مقدار زیر محدود میکند.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (3-22)$$

مطابق آئین نامه در صورتی که آرماتور قرار داده شده در مقطع ۳۳ درصد بیشتر از مقدار لازم بر اساس محاسبات خمش باشد از رعایت مقدار حداقل فوق (رابطه ۳-۲۲) می توان صرف نظر نمود.

بدین ترتیب با مشخص شدن ضوابط مربوط به حداقل و حداکثر آرماتور در مقاطع خمشی می توان به محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقاطع مستطیل شکل پرداخت.

چنانچه نسبت آرماتور، ρ ، در مقطع از حداکثر نسبت آرماتور، ρ_{\max} ، کمتر باشد گسیختگی مقطع از نوع نرم بوده و دیاگرام های تنش و تغییر طول نسبی مقطع مطابق تصویر ۱۲-۳ خواهند بود. به چنین مقطعی مقطع کم فولاد گفته می شود. با استفاده از تعادل نیروهای مقطع، ظرفیت خمشی اسمی به ترتیب زیر محاسبه می شود:

$$C = 0.85 f'_c b a \quad (3-23)$$

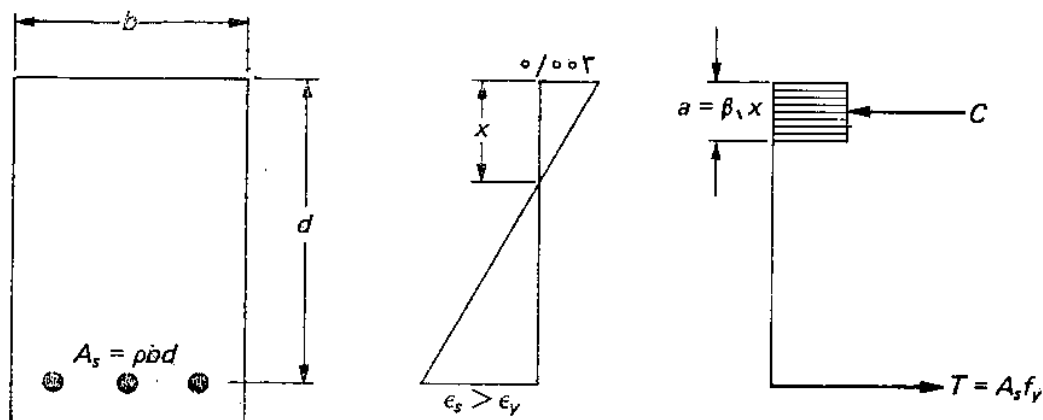
$$T = A_s f_y \quad (3-24)$$

$$C = T \implies a = \rho \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right) d \quad (3-25)$$

$$M_n = (C \text{ یا } T)(d - a/2) \quad (3-26)$$

$$\implies M_n = \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (3-27)$$

بنابراین با معلوم بودن مقدار ρ می توان با استفاده از رابطه فوق مقاومت خمشی اسمی یک مقطع مستطیل شکل را محاسبه نمود. برای



تصویر ۱۲-۳ دیاگرام‌های تنش و تغییر طول نسبی در یک مقطع کم‌فولاد

تسریع در محاسبات معمولاً سعی می‌شود از گراف‌ها یا جداول طراحی، که بر اساس رابطه فوق تهیه می‌شوند، استفاده گردد. تصویر ۱۳-۳ یک نمونه از این گراف‌ها را نشان می‌دهد. در این تصویر، مقادیر $\frac{M_n}{bd^2}$ (بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) با زاء مقادیر بین دوحد ρ_{\min} و ρ_{\max} ، برای ترکیب‌های مختلف f'_c و f_y در مقاطع خمشی مستطیل شکل ترسیم شده‌اند. نحوه استفاده از گراف‌های این تصویر در مثال‌هایی که در انتهای این بخش آورده شده است دیده خواهد شد.

همچنین می‌توان رابطه (۳-۲۷) را بفرمی بعد بصورت زیر نوشت:

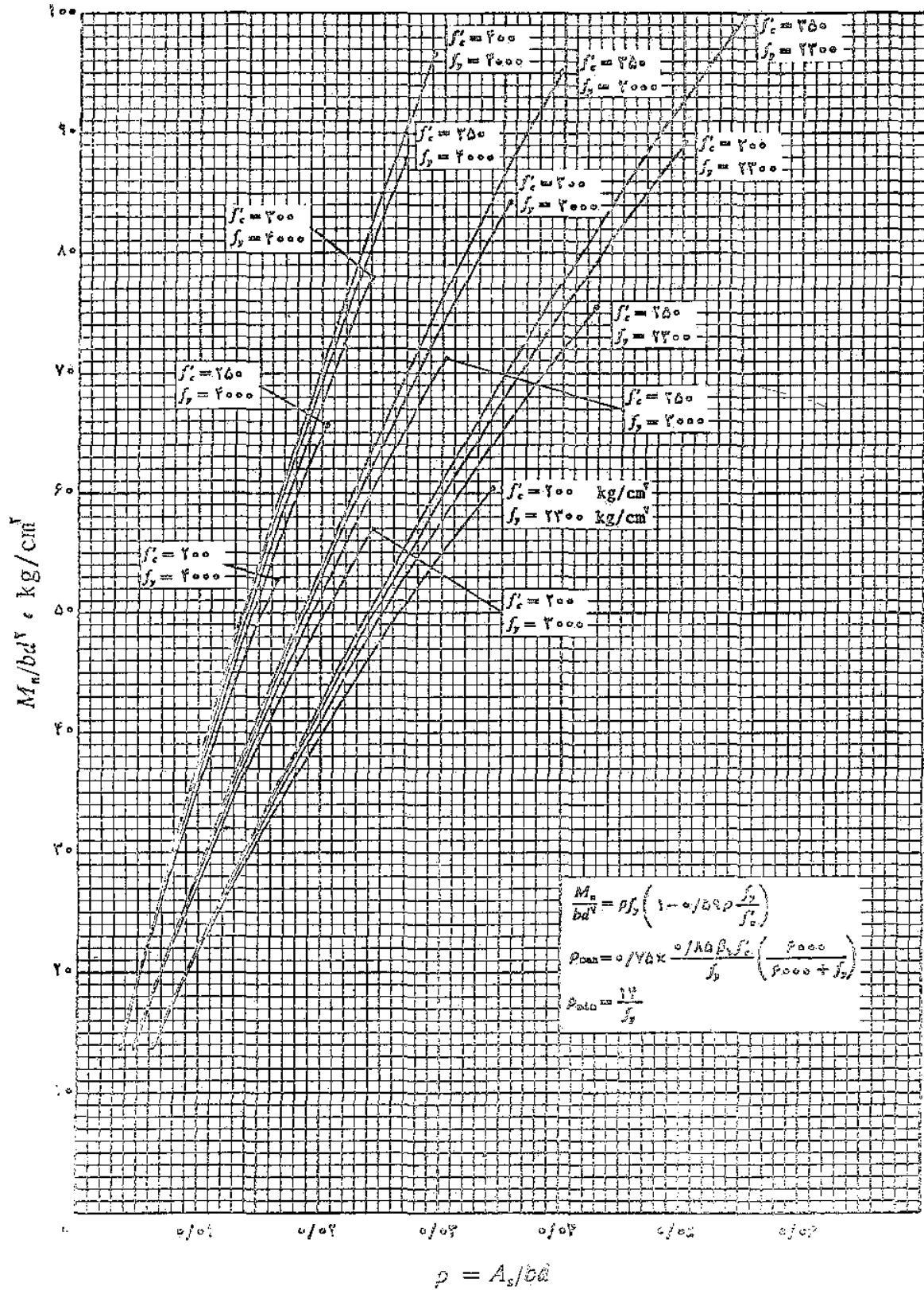
$$\frac{M_n}{bd^2 f'_c} = \omega (1 - 0.59 \omega) \quad (3-28)$$

که در آن

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad (3-29)$$

در جدول ۳-۲ مقادیر کمیت بی بعد $M_n/bd^2 f'_c$ بر حسب مقادیر مختلف ω داده شده است. نحوه استفاده از این جدول نیز در مثال‌های این بخش تشریح شده است.

چنانچه نسبت آرماتور در مقطع از میزان متوازن بیشتر باشد در آن صورت گسیختگی مقطع از نوع ترد بوده و توزیع تنش و تغییر طول نسبی

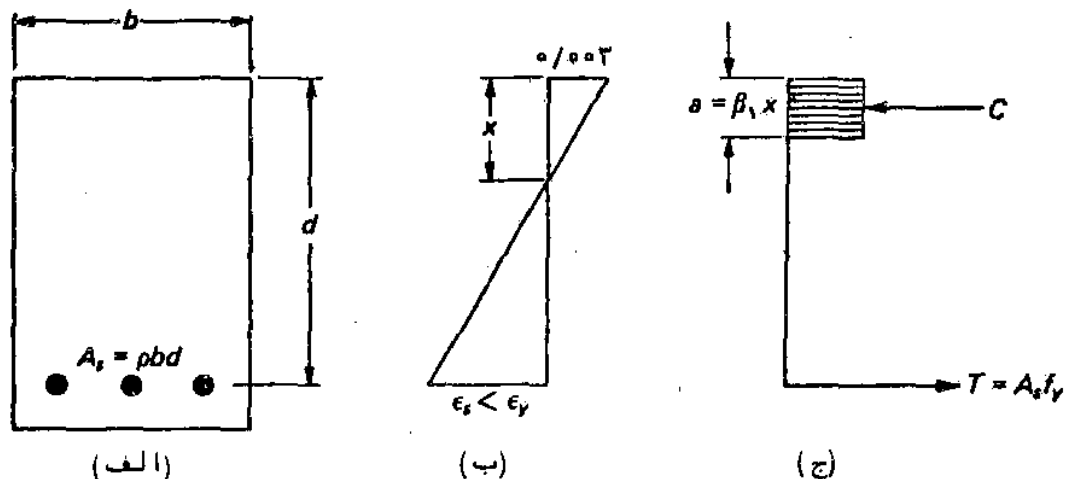


تصویر ۳-۱۳: شکل و ست خمشی آنها کی مقاطع مستطیل شکل نسبتاً بی آن و ما تور کششی

جدول ۲-۳- مقادیر $M_n/f'_c b d^2$ برای مقاطع مستطیل شکل تنها با آرماتور کششی

ω	۰/۰۰۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹
۰/۰۰	۰/۰۰۰۰	۰/۰۰۱۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۴۰	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۶۰	۰/۰۰۷۰	۰/۰۰۸۰	۰/۰۰۹۰
۰/۰۱	۰/۰۰۰۹۹	۰/۰۰۱۰۹	۰/۰۰۱۱۹	۰/۰۰۱۲۹	۰/۰۰۱۳۹	۰/۰۰۱۴۹	۰/۰۰۱۵۹	۰/۰۰۱۶۸	۰/۰۰۱۷۸	۰/۰۰۱۸۸
۰/۰۲	۰/۰۰۱۹۷	۰/۰۰۲۰۷	۰/۰۰۲۱۷	۰/۰۰۲۲۶	۰/۰۰۲۳۶	۰/۰۰۲۴۶	۰/۰۰۲۵۶	۰/۰۰۲۶۶	۰/۰۰۲۷۵	۰/۰۰۲۸۵
۰/۰۳	۰/۰۰۲۹۵	۰/۰۰۳۰۴	۰/۰۰۳۱۴	۰/۰۰۳۲۴	۰/۰۰۳۳۳	۰/۰۰۳۴۳	۰/۰۰۳۵۲	۰/۰۰۳۶۲	۰/۰۰۳۷۲	۰/۰۰۳۸۱
۰/۰۴	۰/۰۰۳۹۱	۰/۰۰۴۰۰	۰/۰۰۴۱۰	۰/۰۰۴۲۰	۰/۰۰۴۲۹	۰/۰۰۴۳۸	۰/۰۰۴۴۸	۰/۰۰۴۵۷	۰/۰۰۴۶۷	۰/۰۰۴۷۶
۰/۰۵	۰/۰۰۴۸۵	۰/۰۰۴۹۵	۰/۰۰۵۰۴	۰/۰۰۵۱۳	۰/۰۰۵۲۳	۰/۰۰۵۳۲	۰/۰۰۵۴۱	۰/۰۰۵۵۱	۰/۰۰۵۶۰	۰/۰۰۵۶۹
۰/۰۶	۰/۰۰۵۷۹	۰/۰۰۵۸۸	۰/۰۰۵۹۷	۰/۰۰۶۰۷	۰/۰۰۶۱۶	۰/۰۰۶۲۵	۰/۰۰۶۳۴	۰/۰۰۶۴۳	۰/۰۰۶۵۳	۰/۰۰۶۶۲
۰/۰۷	۰/۰۰۶۷۱	۰/۰۰۶۸۰	۰/۰۰۶۸۹	۰/۰۰۶۹۹	۰/۰۰۷۰۸	۰/۰۰۷۱۷	۰/۰۰۷۲۶	۰/۰۰۷۳۵	۰/۰۰۷۴۴	۰/۰۰۷۵۳
۰/۰۸	۰/۰۰۷۶۲	۰/۰۰۷۷۱	۰/۰۰۷۸۰	۰/۰۰۷۸۹	۰/۰۰۷۹۸	۰/۰۰۸۰۷	۰/۰۰۸۱۶	۰/۰۰۸۲۵	۰/۰۰۸۳۴	۰/۰۰۸۴۳
۰/۰۹	۰/۰۰۸۵۲	۰/۰۰۸۶۱	۰/۰۰۸۷۰	۰/۰۰۸۷۹	۰/۰۰۸۸۸	۰/۰۰۸۹۷	۰/۰۰۹۰۶	۰/۰۰۹۱۵	۰/۰۰۹۲۴	۰/۰۰۹۳۲
۰/۱۰	۰/۰۰۹۴۱	۰/۰۰۹۵۰	۰/۰۰۹۵۹	۰/۰۰۹۶۷	۰/۰۰۹۷۶	۰/۰۰۹۸۵	۰/۰۰۹۹۴	۰/۱۰۰۰۲	۰/۱۰۰۱۱	۰/۱۰۰۲۰
۰/۱۱	۰/۱۰۰۲۹	۰/۱۰۰۳۷	۰/۱۰۰۴۶	۰/۱۰۰۵۵	۰/۱۰۰۶۲	۰/۱۰۰۷۲	۰/۱۰۰۸۱	۰/۱۰۰۸۹	۰/۱۰۰۹۸	۰/۱۰۱۰۶
۰/۱۲	۰/۱۱۱۵	۰/۱۱۱۴۲	۰/۱۱۱۳۳	۰/۱۱۱۴۱	۰/۱۱۱۴۹	۰/۱۱۱۵۸	۰/۱۱۱۶۶	۰/۱۱۱۷۵	۰/۱۱۱۸۳	۰/۱۱۱۹۲
۰/۱۳	۰/۱۲۰۰	۰/۱۲۰۰۹	۰/۱۲۰۱۷	۰/۱۲۰۲۶	۰/۱۲۰۳۴	۰/۱۲۰۴۳	۰/۱۲۰۵۱	۰/۱۲۰۵۹	۰/۱۲۰۶۸	۰/۱۲۰۷۶
۰/۱۴	۰/۱۲۸۲	۰/۱۲۸۲۳	۰/۱۲۸۰۱	۰/۱۲۸۰۹	۰/۱۲۸۱۸	۰/۱۲۸۲۶	۰/۱۲۸۳۴	۰/۱۲۸۴۲	۰/۱۲۸۵۱	۰/۱۲۸۵۹
۰/۱۵	۰/۱۳۶۷	۰/۱۳۷۵	۰/۱۳۸۲	۰/۱۳۹۰	۰/۱۳۹۷	۰/۱۴۰۰	۰/۱۴۰۸	۰/۱۴۱۶	۰/۱۴۲۵	۰/۱۴۳۳
۰/۱۶	۰/۱۴۴۹	۰/۱۴۵۷	۰/۱۴۶۵	۰/۱۴۷۳	۰/۱۴۸۱	۰/۱۴۸۹	۰/۱۴۹۷	۰/۱۵۰۶	۰/۱۵۱۴	۰/۱۵۲۲
۰/۱۷	۰/۱۵۲۹	۰/۱۵۳۷	۰/۱۵۴۵	۰/۱۵۵۳	۰/۱۵۶۱	۰/۱۵۶۹	۰/۱۵۷۷	۰/۱۵۸۵	۰/۱۵۹۳	۰/۱۶۰۱
۰/۱۸	۰/۱۶۰۹	۰/۱۶۱۷	۰/۱۶۲۴	۰/۱۶۳۲	۰/۱۶۴۰	۰/۱۶۴۸	۰/۱۶۵۶	۰/۱۶۶۴	۰/۱۶۷۱	۰/۱۶۷۹
۰/۱۹	۰/۱۶۸۷	۰/۱۶۹۵	۰/۱۷۰۳	۰/۱۷۱۰	۰/۱۷۱۸	۰/۱۷۲۶	۰/۱۷۳۳	۰/۱۷۴۱	۰/۱۷۴۹	۰/۱۷۵۶
۰/۲۰	۰/۱۷۶۴	۰/۱۷۷۲	۰/۱۷۷۹	۰/۱۷۸۷	۰/۱۷۹۴	۰/۱۸۰۲	۰/۱۸۱۰	۰/۱۸۱۷	۰/۱۸۲۵	۰/۱۸۳۳
۰/۲۱	۰/۱۸۴۰	۰/۱۸۴۷	۰/۱۸۵۵	۰/۱۸۶۲	۰/۱۸۷۰	۰/۱۸۷۷	۰/۱۸۸۵	۰/۱۸۹۲	۰/۱۹۰۰	۰/۱۹۰۷
۰/۲۲	۰/۱۹۱۴	۰/۱۹۲۲	۰/۱۹۲۹	۰/۱۹۳۷	۰/۱۹۴۴	۰/۱۹۵۱	۰/۱۹۵۹	۰/۱۹۶۶	۰/۱۹۷۳	۰/۱۹۸۱
۰/۲۳	۰/۱۹۸۸	۰/۱۹۹۵	۰/۲۰۰۲	۰/۲۰۱۰	۰/۲۰۱۷	۰/۲۰۲۴	۰/۲۰۳۱	۰/۲۰۳۹	۰/۲۰۴۶	۰/۲۰۵۳
۰/۲۴	۰/۲۰۶۰	۰/۲۰۶۷	۰/۲۰۷۵	۰/۲۰۸۲	۰/۲۰۸۹	۰/۲۰۹۶	۰/۲۱۰۳	۰/۲۱۱۰	۰/۲۱۱۷	۰/۲۱۲۴
۰/۲۵	۰/۲۱۳۱	۰/۲۱۳۸	۰/۲۱۴۵	۰/۲۱۵۲	۰/۲۱۵۹	۰/۲۱۶۶	۰/۲۱۷۳	۰/۲۱۸۰	۰/۲۱۸۷	۰/۲۱۹۴
۰/۲۶	۰/۲۲۰۱	۰/۲۲۰۸	۰/۲۲۱۵	۰/۲۲۲۲	۰/۲۲۲۹	۰/۲۲۳۶	۰/۲۲۴۳	۰/۲۲۴۹	۰/۲۲۵۶	۰/۲۲۶۳
۰/۲۷	۰/۲۲۷۰	۰/۲۲۷۷	۰/۲۲۸۴	۰/۲۲۹۰	۰/۲۲۹۷	۰/۲۳۰۴	۰/۲۳۱۱	۰/۲۳۱۷	۰/۲۳۲۴	۰/۲۳۳۱
۰/۲۸	۰/۲۳۳۷	۰/۲۳۴۴	۰/۲۳۵۱	۰/۲۳۵۷	۰/۲۳۶۴	۰/۲۳۷۱	۰/۲۳۷۷	۰/۲۳۸۴	۰/۲۳۹۱	۰/۲۳۹۷
۰/۲۹	۰/۲۴۰۴	۰/۲۴۱۰	۰/۲۴۱۷	۰/۲۴۲۳	۰/۲۴۳۰	۰/۲۴۳۷	۰/۲۴۴۳	۰/۲۴۵۰	۰/۲۴۵۶	۰/۲۴۶۳
۰/۳۰	۰/۲۴۶۹	۰/۲۴۷۵	۰/۲۴۸۱	۰/۲۴۸۸	۰/۲۴۹۵	۰/۲۵۰۱	۰/۲۵۰۸	۰/۲۵۱۴	۰/۲۵۲۰	۰/۲۵۲۷
۰/۳۱	۰/۲۵۳۳	۰/۲۵۳۹	۰/۲۵۴۶	۰/۲۵۵۲	۰/۲۵۵۸	۰/۲۵۶۵	۰/۲۵۷۱	۰/۲۵۷۷	۰/۲۵۸۳	۰/۲۵۹۰
۰/۳۲	۰/۲۵۹۶	۰/۲۶۰۲	۰/۲۶۰۸	۰/۲۶۱۴	۰/۲۶۲۱	۰/۲۶۲۷	۰/۲۶۳۳	۰/۲۶۳۹	۰/۲۶۴۵	۰/۲۶۵۱
۰/۳۳	۰/۲۶۵۷	۰/۲۶۶۴	۰/۲۶۷۰	۰/۲۶۷۶	۰/۲۶۸۲	۰/۲۶۸۷	۰/۲۶۹۴	۰/۲۷۰۰	۰/۲۷۰۶	۰/۲۷۱۲
۰/۳۴	۰/۲۷۱۸	۰/۲۷۲۴	۰/۲۷۳۰	۰/۲۷۳۶	۰/۲۷۴۲	۰/۲۷۴۸	۰/۲۷۵۴	۰/۲۷۶۰	۰/۲۷۶۶	۰/۲۷۷۱
۰/۳۵	۰/۲۷۷۷	۰/۲۷۸۳	۰/۲۷۸۹	۰/۲۷۹۵	۰/۲۸۰۱	۰/۲۸۰۷	۰/۲۸۱۲	۰/۲۸۱۸	۰/۲۸۲۴	۰/۲۸۳۰
۰/۳۶	۰/۲۸۳۵	۰/۲۸۴۱	۰/۲۸۴۷	۰/۲۸۵۳	۰/۲۸۵۸	۰/۲۸۶۴	۰/۲۸۷۰	۰/۲۸۷۵	۰/۲۸۸۱	۰/۲۸۸۷
۰/۳۷	۰/۲۸۹۲	۰/۲۸۹۸	۰/۲۹۰۴	۰/۲۹۰۹	۰/۲۹۱۵	۰/۲۹۲۰	۰/۲۹۲۶	۰/۲۹۳۱	۰/۲۹۳۷	۰/۲۹۴۳
۰/۳۸	۰/۲۹۴۸	۰/۲۹۵۴	۰/۲۹۵۹	۰/۲۹۶۵	۰/۲۹۷۰	۰/۲۹۷۵	۰/۲۹۸۱	۰/۲۹۸۶	۰/۲۹۹۲	۰/۲۹۹۷
۰/۳۹	۰/۳۰۰۳	۰/۳۰۰۸	۰/۳۰۱۳	۰/۳۰۱۹	۰/۳۰۲۴	۰/۳۰۲۹	۰/۳۰۳۵	۰/۳۰۴۰	۰/۳۰۴۵	۰/۳۰۵۱

مقطع مطابق تصویر ۱-۳ خواهد بود. به چنین مقطعی اصطلاحاً "مقطع پرفولادگفته می شود. نحوه محاسبه مقاومت خمشی در یک مقطع پرفولاد مشابه محاسبه مقاومت در مقاطع کم فولاد است با این تفاوت که در این حالت فولاد به حد تسلیم نمی رسد و نیروی داخلی آن با دید بصورت حاصل ضرب تغییر طول نسبی در مدول الاستیسیته بیان شود. با استفاده از تشابه مثلثها در تصویر ۱-۳ تغییر طول نسبی فولاد برآست با



تصویر ۳-۱۴ دیاگرام‌های تنش و تغییر طول نسبی در یک مقطع پرفولاد

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - x}{x} \right) \quad (3-30)$$

که با توجه به رابطه $x = \frac{a}{\beta_1}$ مقدار نیروی کششی در مقطع با رابطه زیر بیان می‌شود

$$T = A_s f_s = 0.003 A_s E_s \left(\frac{\beta_1 d - a}{a} \right) \quad (3-31)$$

مقدار نیروی فشاری نیز برابر است با

$$C = 0.85 f'_c b a \quad (3-32)$$

واز تعادل نیروهای فشاری و کششی در مقطع، معادله درجه دوم زیر برای a نتیجه می‌شود

$$\left(\frac{0.85 f'_c}{0.003 E_s \rho} \right) a^2 + a d - \beta_1 d^2 = 0 \quad (3-33)$$

که با حل آن و تعیین مقدار a مقاومت خمشی اسمی مقطع را می‌توان با رابطه زیر محاسبه نمود

$$M_n = 0.85 f_c' b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3-24)$$

باید توجه داشت که مقدار مقاومت خمشی اسمی از رابطه فوق، ضمن یک گسیختگی ترد حاصل می‌شود. از آنجا که این امر با اصول کلی آئین نامه در زمینه طراحی مقاطع خمشی تناقض دارد، در عمل، محاسبه مقاومت خمشی این مقاطع با صرف نظر کردن از آرما تورما زاد بر مقدار حد اکثر صورت می‌گیرد. به بیان ساده‌تر، چنانچه در یک مقطع خمشی مقدار آرما تورما زاد مقدار حد اکثر آئین نامه ای بیشتر باشد، در محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع، مقدار آرما تورما برابر مقدار حد اکثر فرض می‌شود و بدین ترتیب بجای رابطه فوق از روابط مربوط به مقاطع کم فولاد (رابطه ۳-۲۷ یا ۳-۲۸) می‌توان استفاده نمود. البته لازم به تذکر است که مقداری که بدین ترتیب برای مقاومت خمشی یک مقطع محاسبه می‌شود از مقدار واقعی مقاومت خمشی کمتر است و بعبارت دیگر مقطع مورد نظر تحت اثر لنگر محاسبه شده گسیخته نخواهد شد و حتی ممکن است در حالت الاستوپلاستیک سربرد. بدین ترتیب وظیفه این روش، ایجاد یک فاصله مطمئن در مقابل گسیختگی ترد، که یک پدیده نامطلوب در رفتار قطعات خمشی است، می‌باشد.

قبل از اینکه به ذکر چند مثال پرداخته شود اشاره به این مطلب لازم است که اصولاً مسائل مربوط به مقاومت مقاطع بتن آرمه بردونوع هستند؛ در نوع اول، مشخصات کامل مقطع داده می‌شود و هدف تعیین مقاومت اسمی آن است، این نوع مسائل را اصطلاحاً "آنالیز مقاطع" می‌نامند. در نوع دوم، یک یا چند مشخصه از مقطع مجهول است (مثلاً ممکن است ابعاد مقطع معلوم و تنها مقدار آرما تورما آن مجهول باشد) و هدف تعیین مجهولات بر اساس مقدار مقاومت لازم در مقطع می‌باشد، اینگونه مسائل را اصطلاحاً "طراحی مقاطع" می‌نامند. در مثال‌هایی که در ادامه این مبحث آورده شده اند هر دو نوع مسائل آنالیز و طراحی مقاطع خمشی مورد توجه قرار گرفته‌اند.

مثال ۳-۴- آنالیز یک مقطع کم فولاد- اطلاعات زیر برای یک مقطع مستطیل شکل بتن آرمه داده شده است:

$$b = 30 \text{ (سانتیمتر)} \text{ و } h = 50 \text{ و } d = 45 \text{ و } f'_c = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 4\Phi 28 \text{ و } f_y = 40000 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت خمشی اسمی این مقطع را محاسبه نمایید.

حل :

$$\rho = A_s / (bd) = 4 \times 6 / 16 / (30 \times 45) = 0 / 018$$

حداکثر نسبت آرماتور، با استفاده از روابط (۳-۲۰) و (۳-۲۱) و یا با استفاده از جدول ۳-۱ برابر است با

$$\rho_{max} = 0 / 0240$$

چون $\rho < \rho_{max}$ می باشد لذا مقطع کم فولاد محسوب می شود و مقاومت اسمی آنرا می توان با استفاده از رابطه (۳-۲۷) بدست آورد :

$$M_n = 0 / 018 \times 30 \times 45^2 \times 40000 \left(1 - 0 / 59 \times 0 / 018 \times \frac{40000}{3000} \right)$$

$$M_n = 3 / 75 \times 10^6 \text{ kg.cm} = 37 / 5 \text{ ton.m}$$

با استفاده از دیاگرام های تصویر ۳-۱۳ و یا مقادیر جدول ۳-۲ نیز میتوان این مسئله را حل نمود. برای اینکه از دیاگرام های تصویر ۳-۱۳ استفاده شود لازم است با زاویه $\rho = 0 / 018$ ، مقدار M_n / bd^2 از منحنی مربوط به $f_y = 40000$ و $f'_c = 3000$ قرائت شود که برای آن مقدار $61 / 8$ بدست می آید، بنا بر این

$$M_n = 61 / 8 \times 30 \times (45)^2 = 3 / 75 \times 10^6 \text{ kg.cm}$$

و یا برای اینکه از جدول ۳-۲ استفاده شود باید با زاویه $\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0 / 240$ ، مقدار $M_n / f'_c bd^2$ از این جدول استخراج شود که عدد $0 / 2060$ بدست می آید، بنا بر این

$$M_n = 0 / 2060 \times 3000 \times 30 \times (45)^2 = 3 / 75 \times 10^6 \text{ kg.cm}$$

مثال ۳-۵- آنالیز یک مقطع پرفولاد- چنانچه در مثال قبلی، مقدار آرماتور به ۲ برابر افزایش یابد مقاومت خمشی اسمی مقطع را محاسبه نمایید.

حل :

$$\rho = 2 \times 4 \times 6 / 16 / (30 \times 45) = 0 / 0365$$

چون $\rho > \rho_{max}$ می باشد لذا مقطع مورد نظر یک مقطع پرفولاد است. از نظر تئوری مقاومت خمشی اسمی مقطع را باید با استفاده از روابط (۳-۳۳) و (۳-۳۴) محاسبه نمود. رابطه (۳-۳۳) معادله درجه دوم زیر را بدست

میدهد .

$$1/164 a^2 + 45a - 1693 = 0$$

با حل این معادله مقدار $a = 23/4$ سانتیمتر بدست می‌آید که با جایگزینی در رابطه^{۳-۳۴} مقدار مقاومت خمشی اسمی محاسبه می‌شود

$$M_n = 0/185 \times 3000 \times 23/4 \times 30 \left(45 - \frac{23/4}{2}\right) = 5/36 \times 10^7 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 53/6 \text{ ton.m}$$

همان‌طور که قبلاً " نیز اشاره شد مقدار بدست آمده برای مقاومت خمشی اسمی مقطع در حالت فوق، نظیر یک گسیختگی ترد است . بنا بر این، در عمل باید مقاومت خمشی مقطع را با این فرض که $\rho = \rho_{max}$ می‌باشد محاسبه نمود و عبارت دیگر با یداز مقدار آرما تورما زادیر ρ_{max} در محاسبه مقاومت چشم‌پوشی نمود، بنا بر این با استفاده از رابطه^{۳-۲۷} و بازاء $\rho = 0/0240$ مقاومت خمشی اسمی عبارت خواهد بود با

$$M_n = 47310000 \text{ kg.cm} = 47/31 \text{ ton.m}$$

این نتیجه را می‌توان، مانند مثال قبل، بکمک دیاگرام‌های تصویر ۳-۱۳ و یا با استفاده از جدول ۳-۲ نیز بدست آورد . همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار فوق (۴۷/۳۱) از مقدار واقعی مقاومت خمشی اسمی مقطع (۵۳/۶) کمتر می‌باشد .

مثال ۳-۶- طراحی آرما تور برای یک مقطع مشخص - اطلاعات زیر برای یک مقطع خمشی مستطیل شکل داده شده است :

$$b = 30 \text{ (سانتیمتر)} \quad \text{و} \quad d = 50 \quad \text{و} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

در صورتی که مقاومت خمشی لازم (لنگر خمشی ضریب داروار دبر مقطع) $M_u = 16 \text{ ton.m}$ باشد و از فولاد با مقاومت تسلیم ۲۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع برای مسلح کردن مقطع استفاده شود مقدار آرما تور لازم را برای این منظور محاسبه نمایید .

حل :

مقدار مقاومت خمشی اسمی مقطع با توجه به رابطه $M_n = M_u / \phi$ باید

برابر باشد با

$$M_n = \frac{16}{0/9} = 17/78 \text{ تن متر}$$

با این فرض که مقطع مورد نظر را می‌توان بصورت یک مقطع کم فولاد طراحی

نمودار رابطه (۲۷-۳) استفاده شده و معادله درجه دوم زیر برای ρ بدست می آید

$$1778000 = \rho \times 30 \times (50)^2 \times 2300 \left(1 - 0.59\rho \times \frac{2300}{250}\right)$$

$$\Rightarrow \rho^2 - 0.184\rho + 0.00190 = 0$$

$$\Rightarrow \rho = 0.0110 \text{ و } 0.173$$

از طرفی با توجه به جدول ۳-۱ دیده می شود که :

$$\rho_{max} = 0.0426$$

از دو مقدار فوق که برای ρ بدست آمده است مقدار دوم، چون از ρ_{max} بیشتر است، قابل قبول نمی باشد، بنابراین تنها جواب مسئله عبارت است از $\rho = 0.0110$. سطح مقطع آرما تور مورد نیاز برابر است با :

$$A_s = \rho b d = 0.0110 \times 30 \times 50 = 16/5 \text{ cm}^2$$

که برای تامین آن می توان مثلاً از چهار عدد میلگرد $\varnothing 25$ استفاده نمود. حل این مسئله با استفاده از دیاگرام های تصویر ۳-۱۳ و یا جدول ۳-۲ بسیار ساده تر می شود. در صورتی که از تصویر ۳-۱۳ استفاده شود ابتدا لازم است مقدار M_n/bd^2 محاسبه شود، آنگاه با استفاده از منحنی مربوط به $f_y = 2300$ و $f'_c = 250$ مقدار ρ از محور افقی بدست می آید :

$$M_n/bd^2 = 1778000 / (30)(50)^2 = 23/7$$

$$\rho = 0.0110 \quad (\text{تصویر ۳-۱۳})$$

همچنین در صورتی که از جدول ۳-۲ استفاده شود ابتدا لازم است مقدار

$$M_n/f'_c b d^2$$
 محاسبه شود و سپس مقدار $\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$ از جدول ۳-۲ بدست آید

$$M_n/f'_c b d^2 = 1778000 / 250 \times 30 \times (50)^2 = 0.0948$$

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} \approx 0.101 \quad (\text{جدول ۳-۲})$$

$$\rho = 0.101 \times \frac{250}{2300} = 0.0110$$

مشاهده می شود که مقادیر بدست آمده از دوروش فوق با مقدار دقیق جواب مسئله یکسان هستند.

مثال ۳-۷- طراحی کامل یک مقطع مستطیل شکل - طراحی یک تیر بتن آرمه به دهانه ۵ متر که روی دو تکیه گاه ساده قرار می گیرد مورد نظر

می باشد. مقادیر بارهای مرده و زنده وارد بر این تیر به ترتیب ۲۰۰۰ و ۳۶۰۰ کیلوگرم بر متر می باشند. ضمناً $f'_c = ۲۵۰$ و $f_y = ۲۳۰۰۰$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. ابعاد مقطع و مقدار آرماتور لازم برای آن را در وسط دهانه تیر محاسبه نماید.

حل :

مقادیر بار ضریب دارو را در تیر و مقاومت خمشی لازم در وسط دهانه

برابرند با

$$w_u = 1/4D + 1/7L = 1/4 \times ۲۰۰۰ + 1/7 \times ۳۶۰۰ = ۸۹۲۰ \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = ۸۹۲۰ \times \frac{5^2}{8} = ۲۷۸۷۵ \text{ kg.m}$$

بنابراین مقاومت خمشی اسمی مقطع باید حداقل برابر مقدار زیر باشد :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{۲۷۸۷۵}{0.9} = ۳۰۹۷۰ \text{ kg.m}$$

از آنجا که در این مسئله سه کمیت اصلی، یعنی b ، d ، ρ مجهول هستند و تنها یک معادله (معادله ۲۷-۳) برای تعیین آنها وجود دارد، لازم است که در ارتباط با مجهولات مسئله، مقدار رد و کمیت دانسته فرض شود تا بدین ترتیب بتوان بکمک معادله (۲۷-۳) کلیه مجهولات را بدست آورد. راه حلی که معمولاً در اینگونه مسائل توصیه می شود انتخاب مقادیر معلوم برای ρ و نسبت d/b است. برای نسبت d/b در مقاطع خمشی معمولاً محدوده $1/5$ تا 2 بکار میرود، ولی برای انتخاب نسبت آرماتور ρ ، باید به محدودیت‌های طرح توجه نمود. چنانچه مقطع مورد نظر لازم است طوری طراحی شود که حداقل ارتفاع را داشته باشد مقدار ρ باید برابر ρ_{max} گرفته شود، لیکن تجربه نشان میدهد که مقاطعی که بر این اساس طراحی می شوند معمولاً اقتصادی نبوده و به علاوه در برخی موارد از نظر آرماتورگذاری و مسائل مربوط به قابلیت بهره‌برداری، نظیر خیز و ترک خوردگی، دارای اشکالاتی می باشند. تجربه نشان داده است که نسبت آرماتور در حدود $\rho = \frac{1}{4} \rho_{max}$ نسبت مناسبی است که معمولاً تأمین کننده ضوابط مربوط به قابلیت بهره‌برداری عضو می باشد.

چنانچه در این مثال نسبت آرماتور برابر $\frac{1}{4} \rho_{max}$ فرض شود با توجه

به جدول ۱-۳ مقدار ρ برابر می شود با

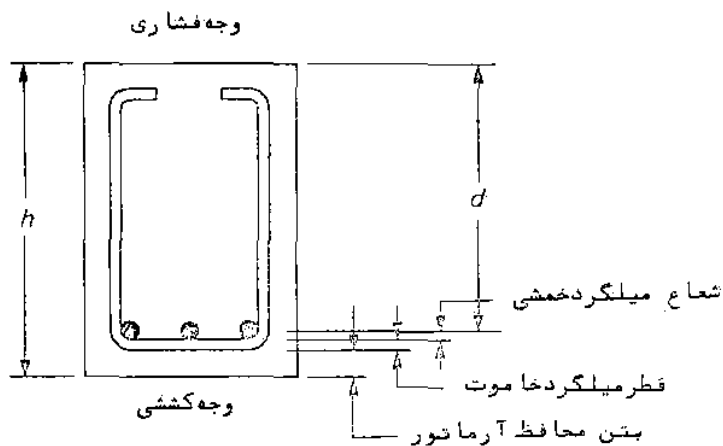
$$\rho = \frac{1}{4} (0.0426) = 0.01065$$

که با قرار دادن این نسبت آرماتور در رابطه ۶ (۲۷-۳) رابطه زیر بدست می‌آید

$$3097000 = 0.0213 bd^2 \times 2300 \left(1 - 0.59 \times 0.0213 \frac{2300}{250} \right)$$

$$(bd^2)_{\text{لازم}} = 71481$$

که با فرض $d/h = 1/5$ ، برای b مقدار $31/7$ و برای d مقدار $47/55$ سانتیمتر حاصل می‌شود. اگر ضخامت بتن محافظ آرماتور، مطابق آئین نامه، حداقل برابر ۴ سانتیمتر باشد و فرض شود که قطر میلگرد خاموت ۱ سانتیمتر (خاموت آرماتور عرضی است که برای تحمل برش در تیرها بکار می‌رود و جزئیات آن در فصل آینده تشریح خواهد شد) و قطر میلگردهای طولی (خمشی) حداکثر ۳ سانتیمتر باشد، در این صورت فاصله مرکز سطح میلگردهای خمشی از جدار تحتانی مقطع برابر $6/5$ سانتیمتر خواهد بود (تصویر ۱۵-۳) و بدین ترتیب ارتفاع مقطع مورد نظر باید برابر $47/55 + 6/5 = 54/05$ سانتیمتر باشد. از آنجا که ابعاد مقطع را در مسائل عملی معمولاً بصورت اعداد صحیح و حتی الامکان ضریبی از ۵ در نظر می‌گیرند لذا برای عرض و ارتفاع مقطع می‌توان به جای مقادیر $31/7$ و $54/05$ سانتیمتر مقادیر ۳۰ و ۵۵ سانتیمتر را انتخاب نمود.



تصویر ۱۵-۳ ارتفاع کل و ارتفاع مؤثر در تیر یک مقطع خمشی

باقطعی شدن مقادیر عرض و ارتفاع مقطع، لازم است مقدار نهایی

ρ را با توجه به مقاومت خمشی لازم، به روشی که در مثال ۳-۶ بیان شد، محاسبه نمود:

$$b = 30 \text{ سانتیمتر}$$

$$d = h - 6/5 = 55 - 6/5 = 48/5 \text{ سانتیمتر}$$

$$M_n = 30970 \text{ کیلوگرم‌متر}$$

$$\rho = 0/0216 \text{ (رابطه ۳-۲۷)}$$

بنابراین، سطح آرماتور مورد نیاز در مقطع برابر است با

$$A_s = 0/0216 \times 30 \times 48/5 = 31/4 \text{ سانتیمترمربع}$$

این مثال را نیز مانند سایر مثال‌های این بخش می‌توان با استفاده از دیاگرام‌های تصویر ۳-۱۳ یا جدول ۳-۲ با سرعت و سهولت بیشتری حل نمود. مثلاً با استفاده از تصویر ۳-۱۳، با $\rho = 0/0213$ ، از منحنی مربوط به $f'_c = 250$ و $f_y = 2300$ ، مقدار $M_n/bd^2 = 43/3$ بدست می‌آید که با استفاده از آن

$$(bd^2)_{\text{لازم}} = \frac{3097000}{43/3} = 71524$$

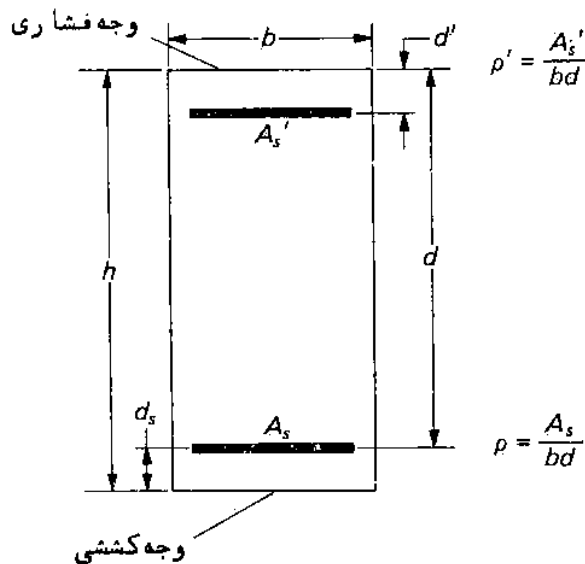
از این مرحله به بعد روند محاسبات مشابه مراحل انجام شده در بالا خواهد بود.

در اینجا تذکراتی در مسئله لازم است که مقطعی که بدین ترتیب طراحی می‌شود باید برای سایر ضوابط مقاومت (نظیر مقاومت برشی) و ضوابط قابلیت بهره‌برداری (نظیر خیز و ترک خوردگی) نیز کنترل شود که این ضوابط در فصول آینده بطور مجزا مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

۳-۶- مقاطع مستطیل شکل با آرماتورهای کششی و فشاری

در بخش ۳-۵ اشاره شد که یک مقطع خمشی، علاوه بر تأمین مقاومت کافی باید ضوابط مربوط به قابلیت بهره‌برداری را نیز برآورده نماید. تجربه نشان داده است که مقاطع خمشی کم‌فولاد، از نظر قابلیت بهره‌برداری، عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهند و علاوه بر آن، از جنبه‌های اقتصادی مناسب‌تری نیز برخوردار هستند. از اینرو ابعاد مقاطع خمشی بتن آرمه را معمولاً طوری تعیین می‌کنند که برای طراحی آنها نیازی به آرماتور کششی نباشد. با اینحال مواردی نیز پیش می‌آید که

استفاده از آرماتور فشاری الزامی است. بعنوان مثال، چنانچه در یک طرح خاص، محدودیت‌هایی از نظر ابعاد مقطع وجود داشته باشد، ممکن است طراح ناگزیر از بکار بردن آرماتور فشاری باشد، و یا در مواردی که خیز دراز مدت ناشی از خزش در تیرهای بتن آرمه بیش از حد قابل قبول باشد، یک راه حل منطقی برای کاهش خیز، استفاده از آرماتور فشاری است. کمیت‌هایی که یک مقطع مستطیل شکل با آرماتور فشاری را تعریف می‌کنند عبارتند از b ، d ، d' ، A_s و A_s' (تصویر ۱۶-۳). مطابق این تصویر، d' نشان دهنده موقعیت آرماتورهای فشاری نسبت به دورترین تار فشاری مقطع است. در این ارتباط، همان‌طور که $\rho = A_s/bd$ معرف نسبت آرماتور کششی است، از $\rho' = A_s'/bd$ نیز برای تعریف نسبت آرماتور فشاری استفاده میشود.

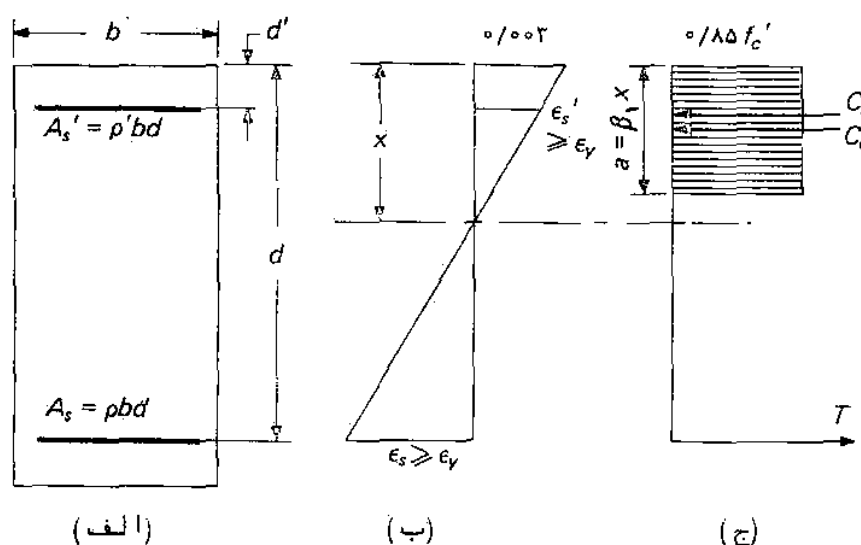


تصویر ۱۶-۳ پارامترهای مقاطع مستطیل شکل با آرماتورهای کششی و فشاری

مقاومت خمشی و نوع گسیختگی مقاطع با آرماتورهای کششی و فشاری، مانند مقاطع تنها با آرماتور کششی، تابعی از مقدار فولاد مقطع است. برای شروع محاسبات، ابتدا مقاومت خمشی مقاطع در حالتی که آرماتورهای کششی و فشاری در لحظه نهایی مقاومت به حد تسلیم میرسند بررسی خواهند شد و آنگاه حالت‌های دیگر و نیز معیارهای تعیین این

حالات مطالعه خواهند شد.

تصویر ۳-۱۷ یک مقطع خمشی مستطیل شکل با آرماتورهای کششی و فشاری راه‌راه با دیاگرام‌های تغییر طول نسبی و تنش مقطع نشان می‌دهد. با این فرض که در لحظه نهایی مقاومت، کلیه آرماتورهای مقطع تسلیم خواهند شد و با استفاده از مفهوم بلوک تنش معادل، نیروهای داخلی مقطع را می‌توان با روابط زیر بیان نمود:



تصویر ۳-۱۷ دیاگرام‌های تغییر طول نسبی و تنش در یک مقطع با آرماتورهای کششی و فشاری

$$T = A_s f_y \quad (3-35)$$

$$C_c = 0.85 f_c' b a \quad (3-36)$$

$$C_s = A_s' f_y \quad (3-37)$$

لازم به تذکر است که وجود آرماتور A_s' در قسمت فشاری مقطع سبب می‌شود که سطح بتن به اندازه A_s' کاهش یافته و در نتیجه، از نیروی فشاری مقطع که با روابط (۳-۳۶) و (۳-۳۷) تعریف می‌شود، با اندازه $0.85 f_c' A_s'$ کاسته شود. برای منظور کردن این مسئله در روابط فوق می‌توان رابطه (۳-۳۷) را بصورت زیر اصلاح نمود:

$$C_s = (f_y - 0.85 f_c') A_s' \quad (3-38)$$

لیکن، مقدار این اصلاح تاثیر قابل توجهی بر نتایج ندارد و لذا معمولاً "در محاسبات بتن آرمه از آن صرف نظر می شود. با اینحال، چنانچه دقت بیشتری در محاسبات مورد نظر باشد تنها کافی است در روابط این بخش، بجای رابطه^۶ (۳-۳۷) از رابطه^۶ (۳-۳۸) برای تعریف نیروی فشاری آرماتور استفاده شود.

با توجه به تصویرج ۳-۱۷، تعادل نیروهای مقطع رابطه زیر را نتیجه می دهد:

$$A_s f_y = 0.85 f'_c b a + A'_s f_y \quad (3-39)$$

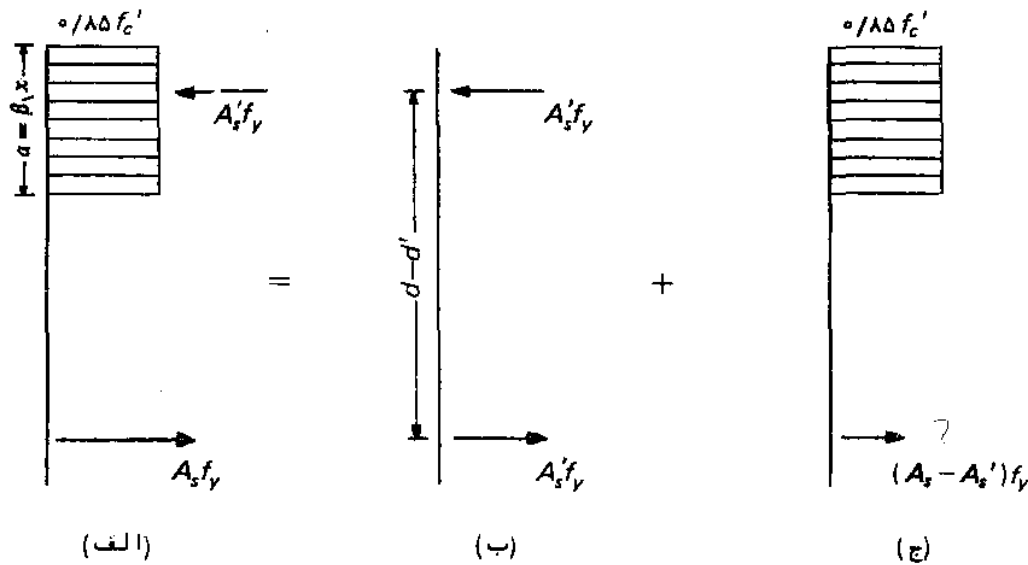
که با استفاده از آن، ارتفاع بلوک تنش برابر خواهد بود با

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} \quad (3-40)$$

سرانجام، مقاومت خمشی اسمی مقطع را می توان با محاسبه لنگر نیروهای داخلی نسبت به یک نقطه، مثلاً "مرکز سطح آرماتورهای کششی، بدست آورد:

$$M_n = A'_s f_y (d - d') + 0.85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3-41)$$

این نتیجه را بصورت دیگری نیز می توان بدست آورد. همانطور که در تصویر ۳-۱۸ نشان داده شده است، مقطع را از نظر محاسباتی می توان به دو قسمت تفکیک نمود: قسمت اول مقطعی است تنها متشکل از فولادهای یکسان کششی و فشاری A'_s (تصویر ۳-۱۸) و قسمت دوم مقطعی است بتنی که در آن تنها در ناحیه کششی، آرماتور با سطح مقطع $(A_s - A'_s)$ قرار دارد (تصویرج ۳-۱۸). بسادگی دیده می شود که از جمع نیروهای داخلی این دو مقطع فرضی، نیروهای داخلی مقطع اولیه حاصل می شود. بهمین ترتیب مقاومت خمشی اسمی مقطع نیز برابر مجموع مقاومت های این دو مقطع فرضی می باشد، بعبارت دیگر



تصویر ۳-۱۸ تفکیک نیروها در یک مقطع خمشی با آرماتورهای کششی و فشاری

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \tag{۳-۴۲}$$

مقاومت‌های خمشی این دو مقطع با توجه به تما ویر (ب-۳-۱۸) و (ج-۳-۱۸) برابرند با

$$\begin{cases} M_{n1} = A_s' f_y (d - d') \\ M_{n2} = 0.85 f_c' b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \end{cases} \tag{۳-۴۳}$$

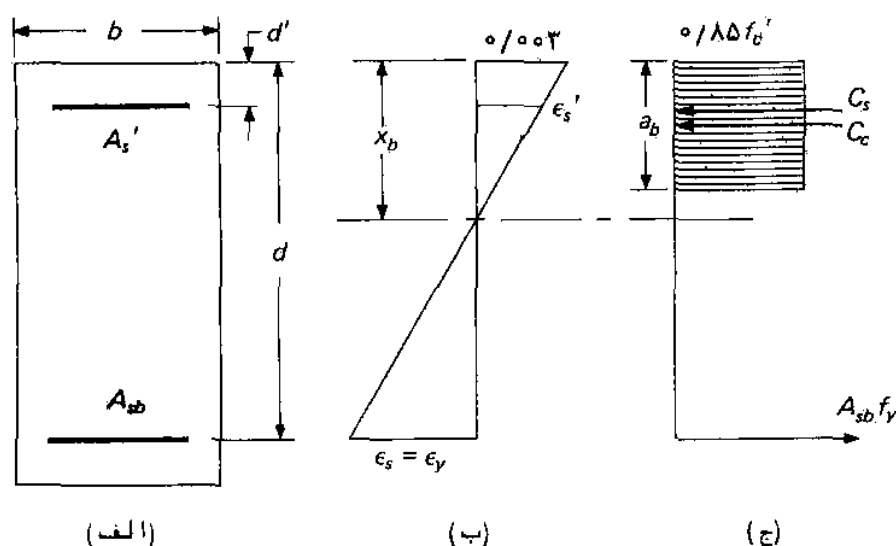
که در آن مقدار a با توجه به تعادل نیروهای داخلی در تصویر ج-۳-۱۸ بدست می‌آید

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_c' b} \tag{۳-۴۴}$$

بدین ترتیب مشاهده می‌شود که با بکار بردن روش فوق همان نتیجه قبلی برای محاسبه مقاومت خمشی مقطع بدست می‌آید (رابطه ۳-۴۱). این نحوه نگرش به تعادل مقاطع با آرماتور فشاری، یک راه حل کلی را برای آنالیز و طراحی این گونه مقاطع نشان می‌دهد که کاربرد آن در مثال‌های این بخش دیده خواهد شد.

محاسبات فوق، همانطور که در ابتدا نیز بیان شد، مبتنی بر فرض تسلیم شدن آرما تورهای کششی و فشاری مقطع بوده است. این فرض در بسیاری موارد صحیح نمی باشد و لذا برای محاسبه مقاومت خمشی یک مقطع معین باید ابتدا وضعیت تنش در آرما تورها مشخص شود از این رو در ادامه این مبحث لازم است معیارهای تسلیم شدن آرما تورهای کششی و فشاری تعیین شود.

تصویر ۳-۱۹ یک مقطع با آرما تور فشاری را در حالت متوازن نشان می دهد. (یادآوری می شود که حالت متوازن حالتی است که در آن دقیقاً در لحظه ای که تغییر طول نسبی در دورترین تار فشاری بتن به $0/003$ میرسد آرما تور کششی نیز به حد تسلیم برسد). مقدار آرما تور کششی نظیر این حالت را آرما تور متوازن می نامند. چنانچه مقدار واقعی آرما تور



تصویر ۳-۱۹ یک مقطع با آرما تورهای کششی و فشاری در حالت متوازن

در مقطع از مقدار متوازن کمتر باشد، در لحظه نهایی مقاومت، آرما تور کششی تسلیم خواهد شد و در غیر این صورت آرما تور کششی به حد تسلیم نخواهد رسید.

با استفاده از تشابه مثلثها در تصویر ۳-۱۹ می توان فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع را به ترتیب زیر محاسبه نمود:

$$x_b = \frac{0/003}{0/003 + \epsilon_y} d \quad (3-45)$$

با توجه به همین دیاگرام، مقدار ϵ'_{sb} ، یعنی تغییر طول نسبی در آرماتور فشاری در حالت متوازن، رانیزی می‌توان از تشابه مثلثها بدست آورد:

$$\epsilon'_{sb} = 0/003 - \left(\frac{d}{d'} \right) (0/003 + \epsilon_y) \rightarrow \frac{d'}{d} \quad (3-46)$$

تعداد نیروهای مقطع در تصویرج ۱۹-۳ رابطه زیر را بدست میدهد

$$A_{sb} f_y = A'_s f'_{sb} + 0/85 f'_c b a_b \quad (3-47)$$

در این رابطه f'_{sb} تنش آرماتور فشاری در حالت متوازن است که مقدار آن بستگی به تغییر طول نسبی آرماتور فشاری دارد و با یکی از دو رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f'_{sb} = \begin{cases} f_y & \text{اگر } \epsilon'_{sb} \geq \epsilon_y \\ E_s \epsilon'_{sb} & \text{اگر } \epsilon'_{sb} < \epsilon_y \end{cases} \quad (3-48)$$

با توجه به تساوی $a_b = \beta_1 x_b$ می‌توان رابطه (۳-۴۵) را در رابطه (۳-۴۷) جایگزین نمود و با تقسیم طرفین رابطه بر bdf_y عبارت زیر را بدست آورد:

$$\rho_b = 0/85 \beta_1 \frac{0/003}{0/003 + \epsilon_y} \frac{f'_c}{f_y} + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y} \quad (3-49)$$

مشاهده می‌شود که جمله اول در طرف راست رابطه فوق همان نسبت آرماتور متوازن در مقاطع تنه‌ها با آرماتور کششی است (رابطه ۱۹-۳) که در اینجا با $\bar{\rho}_b$ نمایش داده خواهد شد. بنابراین

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y} \quad (3-50)$$

مطابق آئین نامه ، برای تضمین بیشتر گسیختگی نرم ، نسبت آرماتور کششی مقطع باید به مقدار زیر محدود شود

$$\rho_{\max} = 0.075 \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y} \quad (3-51)$$

که این رابطه با توجه به رابطه (۳-۲۱) بصورت زیر خلاصه می شود :

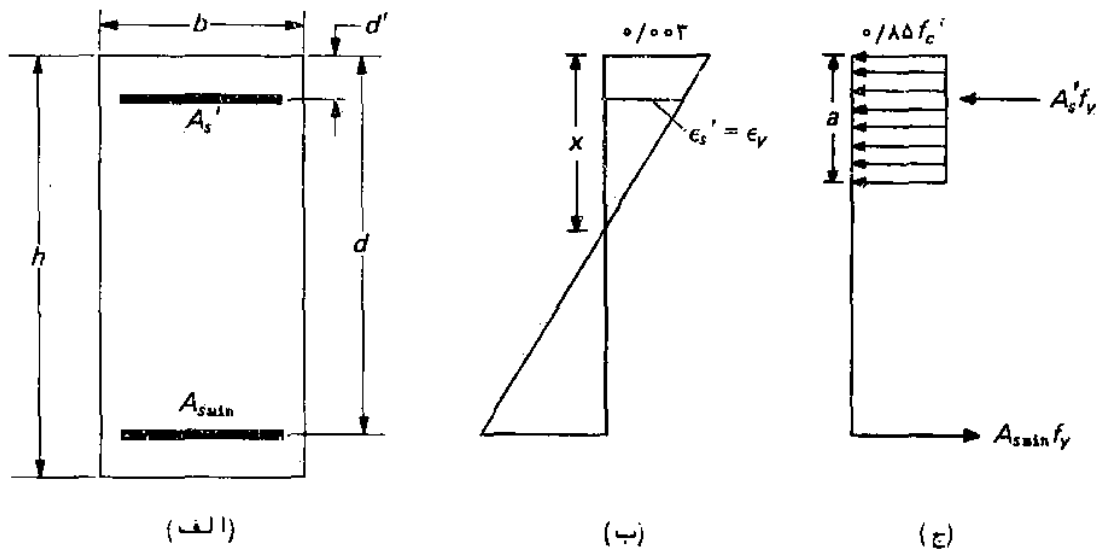
$$\rho_{\max} = \bar{\rho}_{\max} + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y} \quad (3-52)$$

که $\bar{\rho}_{\max}$ همان حداکثر نسبت آرماتور در مقاطع تنها با آرماتور کششی است و از جدول ۳-۱ تعیین می شود .

معیار تسلیم شدن آرماتور فشاری را نیز می توان با روشی مشابه روش فوق بدست آورد . بدین ترتیب که می توان یک حالت حدی برای دیاگرام تغییر طول نسبی مقطع فرض نمود که در آن درست در لحظه ای که تغییر طول نسبی در دورترین تار فشاری مقطع به ۰/۰۰۳ میرسد تغییر طول نسبی در آرماتور فشاری نیز به حد تسلیم برسد این حالت را می توان با محدود کردن مقدار آرماتور کششی ایجاد نمود . نسبت آرماتور کششی نظیر این حالت را معمولاً با $\bar{\rho}_{\min}$ نمایش می دهند . تصویر ۳-۲۰ یک مقطع را در حالت حدی تسلیم شدن آرماتور فشاری نشان می دهد . چنانچه نسبت آرماتور کششی از $\bar{\rho}_{\min}$ کمتر شود تغییر طول نسبی در آرماتور کششی افزایش یافته و در نتیجه با توجه به تصویر ۳-۲۰ تغییر طول نسبی در آرماتور فشاری از ϵ_y کمتر خواهد شد و عبارت دیگر آرماتور فشاری تسلیم نمی شود . با استدلال مشابهی می توان نشان داد که چنانچه نسبت آرماتور کششی از $\bar{\rho}_{\min}$ تجاوز کند ، آرماتور فشاری در لحظه نهایی مقاومت تسلیم خواهد شد . این مطالب ضمناً علت بکار بردن علامت اختصاری $\bar{\rho}_{\min}$ را برای تعریف حالت حدی تسلیم شدن آرماتور فشاری توجیه می کند .

با توجه به تصویر ۳-۲۰ فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع را می توان با استفاده از تشابه مثلثها بدست آورد :

$$x = \frac{0.003}{0.003 - \epsilon_y} d' \quad (3-53)$$



تصویر ۳-۲۰ یک مقطع در حالت حدی تسلیم شدن آرماتور فشاری

تعداد نیروهای مقطع در تصویرج-ب-۳ نیز رابطه^۶ زیر را نتیجه میدهد (در این حالت فرض شده است که تغییر طول نسبی در آرماتور کششی از ϵ_y بیشتر است. در صورتی که چنین نباشد مقدار ϵ_y را می توان از تصویرج-ب-۳-۲۰ بدست آورد و برای تنش آرماتور کششی در رابطه زیر به جای f_y جمله^۶ $E_s \epsilon_s$ را بکار برد):

$$A_{smin} f_y = 0.85 f_c' b a + A_s' f_y \quad (3-54)$$

با استفاده از تساوی $a = \beta_1 x$ و با جایگزین کردن رابطه^۶ (۳-۵۳) در رابطه^۶ فوق و تقسیم طرفین آن بر $b d f_y$ رابطه زیر حاصل می شود:

$$\rho_{min} = \rho' + 0.85 \beta_1 \frac{0.003}{0.003 - \epsilon_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c'}{f_y} \quad (3-55)$$

چنانچه در یک مقطع معین، نسبت آرماتور کششی، ρ ، از ρ_{min} (رابطه^۶ ۳-۵۵) و ρ_{max} (رابطه^۶ ۳-۵۲) کمتر باشد، در هنگام گسیختگی مقطع، آرماتور کششی تسلیم می شود ولی آرماتور فشاری به حد تسلیم نمی رسد. در این حالت مقدار تنش در آرماتور فشاری برابر خواهد بود با

$$f_s' = 0.003 E_s \frac{x - d'}{x} \quad (3-56)$$

که تعادل نیروهای مقطع رابطه زیر را برای تعیین x بدست میدهد:

$$A_s f_y = 0.85 f'_c (\beta_1 x) b + 0.002 A_s' E_s \frac{(x - d')}{x} \quad (3-57)$$

پس از تعیین x از معادله فوق و محاسبه a از رابطه $a = \beta_1 x$ مقاومت خمشی مقطع را می توان بکمک رابطه زیر محاسبه نمود:

$$M_n = 0.85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f'_s (d - d') \quad (3-58)$$

بطور خلاصه در آنالیز مقاطع مستطیل شکل با آرماتور فشاری چند حالت وجود دارد. چنانچه $\rho \leq \rho_{\max}$ باشد آرماتور کششی به حد تسلیم خواهد رسید، در این حالت در ارتباط با آرماتور فشاری دو حالت ممکن است پیش بیاید. چنانچه $\rho > \rho_{\min}$ باشد آرماتور فشاری نیز تسلیم خواهد شد و محاسبه مقاومت خمشی با استفاده از رابطه (۳-۴۱) صورت می گیرد، در حالیکه اگر $\rho < \rho_{\min}$ باشد آرماتور فشاری به حد تسلیم نخواهد رسید و مقاومت خمشی مقطع را باید با استفاده از روابط (۳-۵۶) تا (۳-۵۸) محاسبه نمود. از سوی دیگر چنانچه $\rho > \rho_{\max}$ باشد آرماتور کششی تسلیم نخواهد شد و گسیختگی از نوع ترد خواهد بود. در این حالت می توان فرض نمود که $\rho = \rho_{\max}$ و محاسبات را مانند حالت قبل دنبال نمود. برای طراحی یک مقطع نیز اگر چه می توان از روشهای فوق استفاده نمود، راه حل ساده تری نیز وجود دارد که مبتنی بر استفاده از یک دیاگرام تغییر طول نسبی از پیش تعیین شده و تعادل نیروهای مقطع بر اساس این دیاگرام است. این روش در مثال دوم این بخش تشریح خواهد شد.

مثال ۳-۸- آنالیز یک مقطع با آرماتورهای کششی و فشاری -

مشخصات زیر برای یک مقطع بتن آرمه داده شده است:

سانتیمتر $d = 6$ ، سانتیمتر $d = 45$ ، سانتیمتر $b = 30$

$A_s = 3\Phi 22$ ، $A_s' = 2\Phi 28$

$f'_c = 3000 \text{ kg/cm}^2$ و $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

مقاومت خمشی اسمی این مقطع را محاسبه نمایید.

$$\rho = A_s / bd \quad \text{حل}$$

$$A_s = 3 \times 8 / 0.4 = 24 / 0.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho' = A_s' / b'd' = 0.0179$$

$$A_s' = 2 \times 6 / 0.16 = 12 / 0.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho' = A_s' / b'd' = 0.0091$$

برای تعیین معیار تسلیم شدن آرماتور کششی می‌توان از روابط (۳-۴۶)، (۳-۴۸) و (۳-۵۲) و از جدول ۳-۱ به ترتیب زیر استفاده نمود:

$$\epsilon'_{sb} = 0.0003 - \frac{6}{45} (0.0003 + 0.0002) = 0.00023 > \epsilon_y$$

$$\Rightarrow f'_{sb} = f_y$$

$$\bar{\rho}_{\max} = 0.024 \quad (\text{جدول ۳-۱})$$

$$\rho_{\max} = 0.024 + 0.0091 = 0.033$$

چون $\rho < \rho_{\max}$ لذا آرماتور کششی در لحظه نهایی مقاومت تسلیم خواهد شد. برای تعیین وضعیت آرماتور فشاری از رابطه (۳-۵۵) استفاده می‌شود.

$$\rho_{\min} = 0.0091 + 0.85 \times 0.836 \times \frac{0.0003}{0.0003 - 0.0002} \times \frac{6}{45} \times \frac{300}{4000} = 0.0304$$

چون $\rho < \rho_{\min}$ است آرماتور فشاری به حد تسلیم نخواهد رسید و لذا برای محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع باید از روابط (۳-۵۶) تا (۳-۵۸) استفاده نمود. رابطه (۳-۵۷) معادله درجه دوم زیر را بدست می‌دهد:

$$x^2 - 3/528x - 69/35 = 0 \Rightarrow x = 10/28 \text{ سانتی‌متر}$$

و در نتیجه مقاومت خمشی مقطع با استفاده از رابطه (۳-۵۸) برابر خواهد بود با

$$M_n = 38750 \text{ کیلوگرم‌متر}$$

در آنالیز مقاطع با آرماتورهای کششی و فشاری، در صورتی که $\rho < \bar{\rho}_{\max}$ باشد، برای سهولت محاسبات معمولاً "از وجود آرماتور فشاری صرف نظر می‌شود و مقطع بصورت مقطع تنها با آرماتور کششی آنالیز می‌شود. در این مثال نیز چنین حالتی برقرار است که اگر مقاومت خمشی اسمی مقطع به یکی از روشهای تشریح شده در بخش ۴-۵ محاسبه گردد مقسدار $M_n = 37370$ کیلوگرم‌متر بدست می‌آید. دیده می‌شود که این مقدار تقریبی، تفاوت ناچیزی با مقدار دقیق مقاومت (یعنی ۳۸۷۵۰) دارد و لذا استفاده از این روش تقریبی در حل مسائل عملی توصیه می‌شود.

در همین مثال چنانچه مقدار آرماتور به دو برابر افزایش یابد نسبت

آرما تورکشی برابر $\rho = 0/0358$ خواهد شد که چون از مقدار $\rho_{max} = 0/033$ بیشتر است باید ظرفیت خمشی مقطع را با فرض $\rho = 0/033$ محاسبه نمود. در اینجا برای جلوگیری از طولانی شدن بحث انجام محاسبات مربوط به این حالت به خواننده واگذار می شود.

مثال ۳-۹- طراحی یک مقطع با آرما تورهای کششی و فشاری - یک

تیر بتن آرمه به دهانه $h = 50$ و متر و با تکیه گاه های ساده که در آن $b = 25$ و $h = 50$ سانتیمتر است باید برای یک بار مرده $D = 3600$ کیلوگرم بر متر و بار زنده $L = 1600$ کیلوگرم بر متر طراحی شود. مقدار آرما تور لازم برای این تیر را در وسط دهانه محاسبه نمایید. $f'_c = 250$ و $f_y = 40000$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.

حل :

$$w_u = 1/4D + 1/7L = 7760 \quad \text{kg/m}$$

$$M_u = w_u L^2/8 = 7760 \times \frac{36}{8} = 34920 \quad \text{kg.m}$$

$$M_n = M_u/\phi = 38800 \quad \text{kg.m} \quad \text{مقاومت اسمی لازم}$$

در این مسئله فرض می شود که آرما تورهای کششی در فاصله $6 - 44 = d$ و آرما تورهای فشاری در فاصله $6 = d'$ سانتیمتر از تار بالایی مقطع قرار دارند.

برای تشخیص اینکه برای طراحی این مقطع آیا نیاز به آرما تور فشاری هست یا خیر باید حداکثر مقاومت خمشی اسمی مقطع تنها با آرما تور کششی، یعنی مقاومت خمشی مقطع در حالتیکه آرما تور کششی ρ_{max} در آن قرار داده می شود، محاسبه گردد:

$$\bar{\rho}_{max} = 0/0203 \quad (\text{جدول ۳-۱})$$

$$\bar{M}_{nmax} = 31770 \quad \text{kg.m} \quad (\text{رابطه ۳-۲۷})$$

$$M_n = 38800 > \bar{M}_{nmax}$$

بنابراین در مقطع مورد نظر باید آرما تور فشاری بکار برده شود.

چنانچه فرض شود در لحظه نهایی مقاومت، آرما تورهای کششی و فشاری در مقطع طراحی شده تسلیم می شوند، با استفاده از مفهوم ارائه شده در تصویر ۳-۱۸ و روابط (۳-۴۲) و (۳-۴۳) می توان نوشت:

$$\bar{M}_{ny} = \bar{M}_{nmax} = 31770 \quad \text{کیلوگرم متر}$$

$$\bar{M}_{ny} = M_n - \bar{M}_{ny} = 38800 - 31770 = 7030 \quad \text{کیلوگرم متر}$$

آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه

$$A'_s = \frac{M_{ny}}{(d - d') f_y} = 4/62 \quad \text{cm}^2$$

و مقدار آرماتور کششی نیز برابر مجموع آرماتورهای فشاری و آرماتور نظیر M_{ny} (یعنی $\bar{\rho}_{\max}$) می باشد:

$$A_s = A'_s + \bar{\rho}_{\max} b d = 4/62 + 0/0203 \times 25 \times 44 = 26/95 \quad \text{cm}^2$$

از آنجا که نتایج فوق مبتنی بر فرض تسلیم شدن آرماتورهای کششی و فشاری بوده اند در اینجا لازم است این فرضیات کنترل شوند. با استفاده از روابط (۳-۵۲) و (۳-۵۵) مقادیر زیر بدست می آیند:

$$\rho_{\max} = 0/0245 \quad (\text{رابطه } 3-52)$$

$$\rho_{\min} = 0/0227 \quad (\text{رابطه } 3-55)$$

دیده می شود که چون در این مسئله $\rho = \frac{26/95}{25 \times 44} = 0/0245$ بنا بر این:

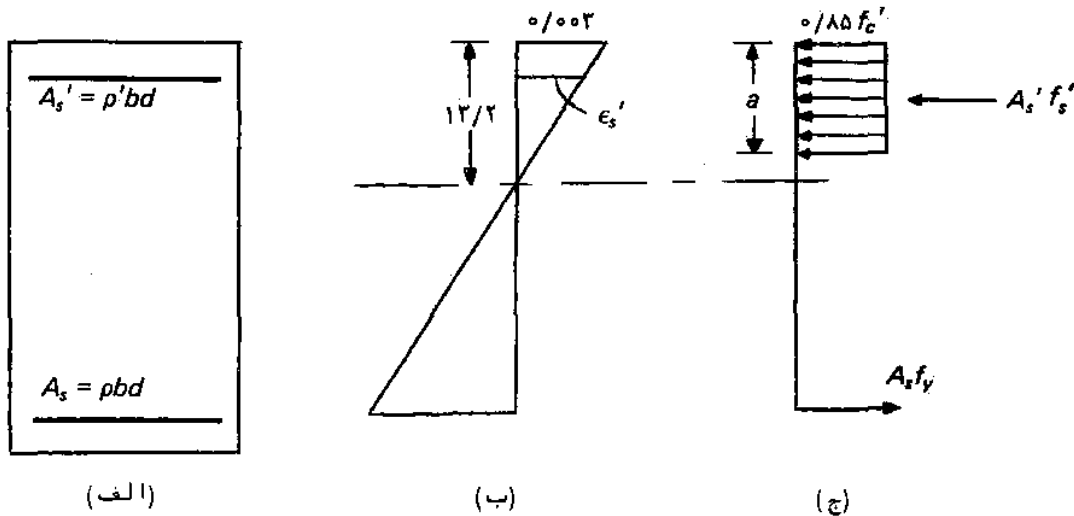
$$\rho_{\min} < \rho \leq \rho_{\max}$$

ولذا آرماتورهای کششی و فشاری تسلیم می شوند و نتایج بدست آمده صحیح هستند.

در صورتیکه در حل این مسئله نتایج محاسبات در انتهای کار نشان دهند که آرماتور فشاری به حد تسلیم نخواهد رسید مقدار محاسبه شده برای آرماتورهای صحیح نبوده و تصحیح آنها قدری بادشواری همراه است. از اینرو معمولاً در طراحی مقاطع با آرماتور فشاری از روش ساده تری که مبتنی بر یک دیاگرام تغییر طول نسبی از پیش تعیین شده برای مقطع است استفاده می نمایند.

مبنای این روش برای این مطلب استوار است که برای تعیین دو مجهول مقطع، یعنی مقدار یا نسبت آرماتورهای کششی و فشاری، تنها یک معلوم که همان مقاومت خمشی اسمی مقطع است وجود دارد و لذا برای تعیین مجهولات مسئله باید یک کمیت دیگر نیز معلوم گرفته شود. احتمالاً در این رابطه بهترین راه حل، معلوم گرفتن دیاگرام تغییر طول نسبی مقطع است. بدین ترتیب که می توان برای x (فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع) مقداری کمتر از $0/75x_b$ ، مثلاً $0/5x_b$ ، اختیار نمود و بر اساس این دیاگرام از پیش تعیین شده برای تغییر طول نسبی، تنش را در قسمت‌های مختلف مقطع محاسبه نمود. (x_b مقدار مربوط به حالت متوازن است که از رابطه ۳-۴۵ محاسبه می شود). تصویر ۳-۲۱ دیاگرام تغییر

طول نسبی را با فرض $x = 0/5 x_b = 13/2$ در مقطع مسئله فوق نشان میدهد. در تصویرج-۲۱-۳ نیز نیروهای داخلی مقطع با توجه به دیاگرام تصویرب-۲۱-۳ نشان داده شده است.



تصویر ۲۱-۳ دیاگرام‌های تغییر طول نسبی و تنش در مقطع مثال ۳-۹

با استفاده از تشابه مثلثها در تصویرب-۲۱-۳ می توان نوشت :

$$\epsilon'_s = 0/003 \frac{13/2 - 6}{13/2} = 0/00164 < \epsilon_y$$

بنابراین، تنش در آرماتور فشاری برابر خواهد بود با

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = 2 \times 10^6 \times 0/00164 = 3280 \text{ kg/cm}^2$$

تعداد نیروهای مقطع در تصویرج-۲۱-۳ در رابطه زیر ارائه میگردد :

$$A_s f_y = A'_s f'_s + 0/85 f'_c b a \quad (3-59)$$

$$M_n = 0/85 f'_c b a (d - a/2) + A'_s f'_s (d - d') \quad (3-60)$$

با معلوم بودن مقادیر $f'_s = 3280$ و $a = \beta_1 x = 11/22$ و $M_n = 3880000$ کیلوگرم سانتیمتر و سایر اطلاعات اولیه مسئله می توان از دو معادله فوق مقادیر A'_s و A_s را با سادگی بدست آورد :

$$A'_s = 12/77 \text{ cm}^2, \quad A_s = 25/37 \text{ cm}^2$$

نکته جالب توجه در این روش این است که چون در محاسبات، مقادیر واقعی

تنش‌ها بکار رفته است در پایان مسئله نیازی به کنترل تنش‌ها وجود ندارد و از اینرو حل مسئله به میزان قابل ملاحظه‌ای ساده‌تر شده است. بدیهی است که با تغییر α می‌توان مقادیر دیگری برای سطح آرما توره‌های کششی و فشاری مورد نیاز بدست آورد که تمام این مقادیر صحیح و مورد قبول هستند.

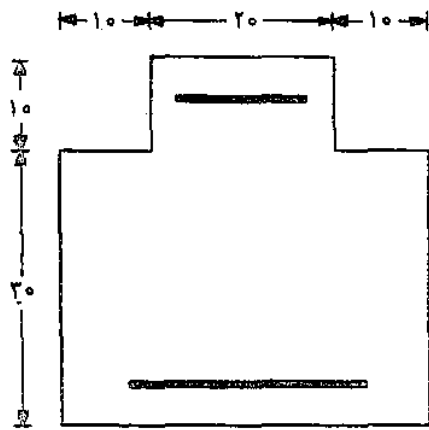
۷-۳- طراحی مقاطع غیرمستطیلی با آرما تور فشاری

اگرچه غالب اعضاء خمشی که در سازه‌های بتن آرمه مورد استفاده قرار می‌گیرند دارای مقطع مستطیل شکل هستند در بعضی موارد، به اقتضای نیازهای طرح، مقاطع دیگری مانند دوزنقه، دایره و نظایر آنها نیز مطرح می‌شوند. آنچه معمولاً در اینگونه مقاطع مورد توجه است مسئله طراحی آنهاست، زیرا در این مقاطع معمولاً ابعاد مقطع طبق ملاحظات خاصی تعیین می‌شود و هدف محاسبه آرما توره‌های لازم در عضو خمشی است. البته چنانچه در مواردی، آنالیز مقاطع غیرمستطیلی در نظر باشد می‌توان از روال کلی محاسبه ظرفیت خمشی که برای مقاطع مستطیل شکل تشریح شد استفاده نمود، بدین ترتیب که ابتداءً با ایدمعیارهای تسلیم شدن آرما توره‌های کششی و فشاری، به همان نحو که در بخش قبل برای مقاطع مستطیل شکل بیان شد، محاسبه گردد و سپس با مقایسه مقادیر واقعی آرما تورها با معیارهای بدست آمده وضعیت تنش در آرما تورها را مشخص نمود و سرانجام با استفاده از تعادل نیروهای مقطع، مقاومت خمشی اسمی را بدست آورد.

ساده‌ترین روش طراحی مقاطع غیرمستطیلی، مشابه روشی است که برای طراحی مقطع مستطیل شکل مثال ۳-۹ بکار گرفته شد. در این روش از یک دیاگرام تغییر طول نسبی معلوم، که جزئیات آن توسط طراح تعیین می‌شود، برای محاسبه آرما تورها استفاده می‌شود. از خصوصیات این روش، علاوه بر سهولت و انعطاف پذیری آن، این است که در پایان محاسبات یعنی پس از محاسبه آرما تورها، نیازی به کنترل‌های مربوط به تسلیم شدن یا تسلیم نشدن آرما تورها نمی‌باشد زیرا در مراحل مختلف محاسبه، از مقادیر قطعی و صحیح تنش‌ها، و نه تنش‌های فرضی مبتنی بر تسلیم شدن آرما تورها، استفاده می‌شود. در ادامه این بحث، جزئیات

این روش ضمن حل یک مسئله تشریح خواهد شد.

مثال ۱۰-۳. طراحی یک مقطع غیرمستطیلی - مقطع یک عضو خمشی بطول ۶ متر که روی دو تکیه گاه انتهایی ساده قرار گرفته است مطابق تصویر ۲۲-۳ می باشد. در صورتیکه بار نهایی وارد بر این تیر برابر $w_u = 5500$ کیلوگرم بر متر باشد و $f'_c = 2500$ و $f_y = 40000$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشند آرماتور لازم برای این عضو در وسط دهانه آن محاسبه نمائید. فاصله مرکز سطح آرماتورها را از جدار عضو برابر ۶ سانتیمتر فرض کنید.

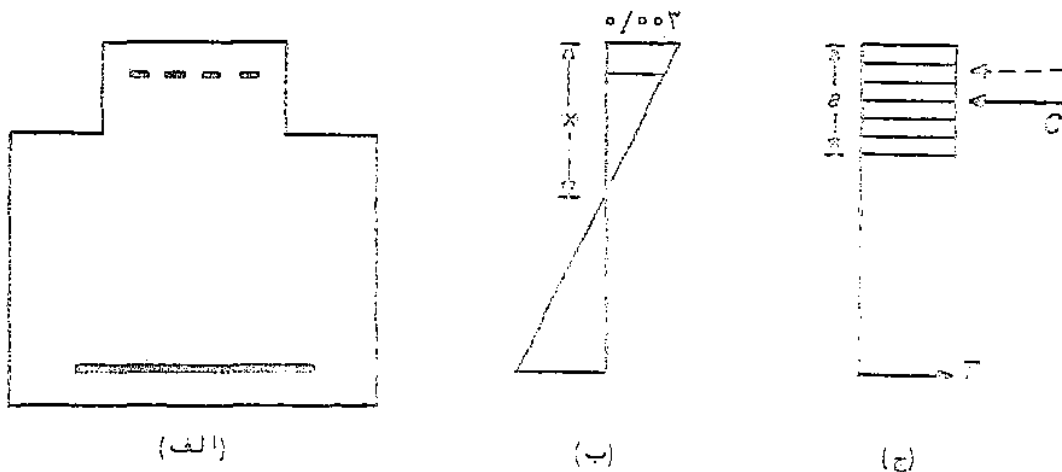


تصویر ۲۲-۳ مقطع عضو خمشی مثال ۱۰-۳

حل :

برای حل مسئله لازم است ابتدا بررسی شود که برای آرماتور گذاری این مقطع آیا نیازی به آرماتور فشاری هست یا خیر. برای این منظور می توان \bar{A}_{smax} را محاسبه نمود و مقایسه آن نظیر آن یعنی

M_{nmax} را بدست آورد و بر این اساس نیاز یا عدم نیاز به آرماتور فشاری را تشخیص داد. مراحل محاسبات به ترتیب زیر می باشد :



تصویر ۲۳-۳ تغییر طول نسبی و توزیع تنش در مقطع مثال ۱۰-۳

$$x_b = d \frac{0/003}{0/003 + \epsilon_y} = 34 \times \frac{0/003}{0/003 + 0/002} = 20/4 \quad \text{cm}$$

$$a_b = \beta_1 x_b = 0/85 \times 20/4 = 17/34 \quad \text{cm}$$

$$C = T \Rightarrow A_{sb} f_y = 0/85 f'_c \times (\text{سطح بلوک تنش})$$

$$A_{sb} \times 4000 = 0/85 \times 250 \times (20 \times 10 + 17/34 \times 40)$$

$$A_{sb} = 26/22 \quad \text{cm}^2 \Rightarrow \bar{A}_{smax} = 0/75 A_{sb} = 19/67 \quad \text{cm}^2$$

در این مرحله لازم است مقاومت خمشی اسمی مقطع را بر اساس مقدار \bar{A}_{smax} تور فوق محاسبه نمود:

$$C = T \Rightarrow \bar{A}_{smax} f_y = 0/85 f'_c \times (20 \times 10 + (a - 10) \times 40)$$

$$a = 14/25 \quad \text{cm}$$

$$M_{nmax} = C \times (\text{بازوی نیرو})$$

$$= 0/85 f'_c \times (200 \times (34 - 5) + 4/25 \times 40 \times (34 - 12/125))$$

$$= 2022734 \quad \text{kg.cm} \approx 20227 \quad \text{kg.m}$$

از سوی دیگر، مقاومت خمشی لازم در این مسئله به ترتیب زیر بدست می آید:

$$M_u = w_u L^2/8 = 5500 \times \frac{36}{8} = 24750 \quad \text{کیلوگرم متر}$$

$$M_n = M_u/\phi = 27500 \quad \text{کیلوگرم متر}$$

چون مقاومت خمشی اسمی لازم، یعنی ۲۷۵۰۰ کیلوگرم متر، از حداکثر مقاومت خمشی اسمی مقطع (بدون آرماتور فشاری) بیشتر است لذا برای تحمل لنگر وارده باید آرماتور فشاری استفاده نمود. همانطور که در ابتدای این بخش بیان شد، برای تعیین مقدار آرماتورهای کششی و فشاری لازم می توان از یک دیاگرام اختیاری برای تغییرات ϵ در مقطع استفاده نمود. چنانچه مقدار x در تصویر ب-۲۳-۳ برابر $0/6 x_b = 12/24$ سانتی متر فرض شود با استفاده از دیاگرام مربوط به تنش در مقطع (تصویر ج-۲۳-۳) می توان محاسبات لازم را به ترتیب زیر انجام داد:

$$x = 12/24 \quad \text{cm} \Rightarrow a = \beta_1 x = 10/4 \quad \text{cm}$$

$$\epsilon'_s = 0/003 \frac{x - d'}{x} = 0/00152 \quad (\text{تصویر ب-۲۳-۳})$$

$$\Rightarrow f'_s = E_s \epsilon'_s = 3212 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} A_s f_y = A'_s f'_s + 0/85 f'_c \times (\text{سطح بتن}) \\ M_n = A'_s f'_s (d - d') + 0/85 f'_c \times (\text{سطح بتن} \times \text{بازوی نیرو}) \end{cases} \Rightarrow$$

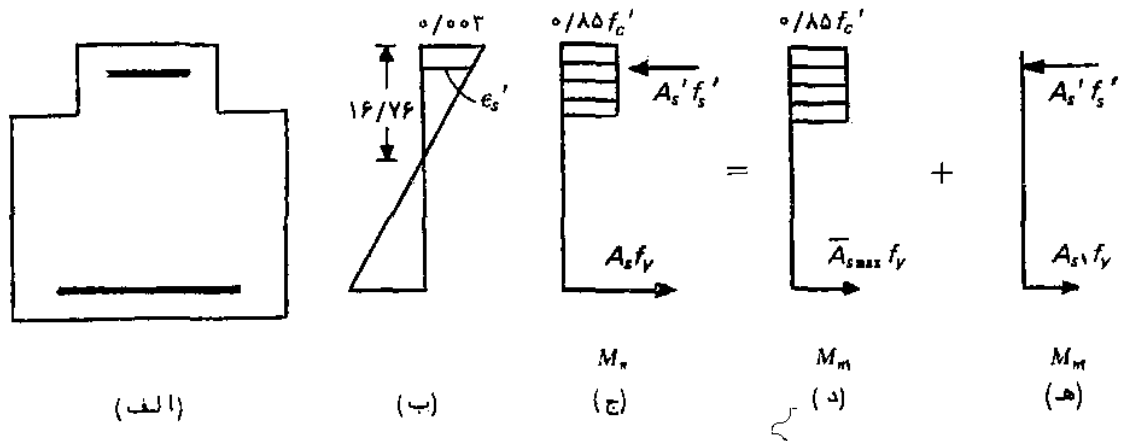
$$\begin{cases} A_s \times 40000 = A_s' \times 3212 + 0/85 \times 250 \times (20 \times 10 + 40 \times 0/4) \\ 27500000 = A_s' \times 3212 \times 28 + 0/85 \times 250 \times (200 \times 29 + 16 \times 23/8) \end{cases}$$

از حل دو معادله فوق مقادیر زیر بدست میآیند:

$$A_s = 24/3 \text{ cm}^2, \quad A_s' = 16 \text{ cm}^2$$

بدیهی است که با تغییر x مقادیر دیگری برای A رما تورهای کششی و فشاری بدست خواهند آمد که کلیه این مقادیر، جوابهای قابل قبول مسئله می باشند و رجحان یک دسته از این مقادیر بر دسته دیگر بر اساس ضوابط اقتصادی، قابلیت بهره برداری، سهولت آرماتورگذاری و ملاحظات دیگر مشخص می شود.

این مسئله را با همین نحوه نگرش ولی با استفاده از ایده تفکیک مقطع مطابق تصویر ۳-۲۴ نیز می توان حل نمود.



تصویر ۳-۲۴ مقطع تفکیک شده مثال ۳-۱۰

در این روش مقطع اصلی به دو مقطع فرضی تفکیک می شود: مقطع فرضی اول مقطعی است بدون آرماتور فشاری که در قسمت کششی آن حداکثر مجاز آرماتور کششی ($\bar{A}_{s \max}$) قرار داده شده است (تصویر ۳-۲۴)، مقاومت خمشی اسمی این مقطع $M_{n1} = M_{n \max}$ می باشد، و مقطع دوم مقطعی است تنها متشکل از آرماتورهای کششی و فشاری که این مقطع، کمبود مقاومت خمشی اسمی، یعنی $M_n - M_{n1}$ ، را تأمین میکند (تصویر ۳-۲۴). با استفاده از نتایج بدست آمده در ابتدای حل این مثال می توان نوشت:

$$M_{n1} = M_{nmax} = 20227 \text{ کیلوگرم متر}$$

$$\bar{A}_{smax} = 19/67 \text{ سانتیمتر مربع}$$

$$M_{nT} = M_n - M_{n1} = 27500 - 20227 = 7273 \text{ کیلوگرم متر}$$

از آنجا که ارتفاع بلوک تنش برابر $a = 14/25$ سانتیمتری باشد مقدار x برابر خواهد بود با $16/76 = \frac{14/25}{0/85} = \frac{a}{\beta_1}$ سانتیمتر که با استفاده از تصویرب-۲۴-۳ می توان تغییر طول نسبی و در نتیجه تنش را در آرماتور فشاری بصورت زیر محاسبه نمود.

$$\epsilon'_s = 0/003 \frac{x - d'}{x} = 0/003 \times \frac{16/76 - 6}{16/76} = 0/00193 < \epsilon_y$$

$$\Rightarrow f'_s = E_s \epsilon'_s = 2 \times 10^4 \times 0/00193 = 3860 \text{ kg/cm}^2$$

و بدین ترتیب با استفاده از تصویرب-۲۴-۳ می توان نوشت

$$M_{nT} = A_s f_y (d - d') = A'_s f'_s (d - d')$$

که با استفاده از آن مقادیر زیر بدست می آیند:

$$A_s = \frac{727300}{4000 \times (24 - 6)} = 6/50 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{727300}{3860 \times (24 - 6)} = 6/73 \text{ cm}^2$$

و سرانجام مقدار آرماتورهای کششی و فشاری لازم عبارت خواهد بود از

$$A'_s = 6/73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + \bar{A}_{smax} = 6/50 + 19/67 = 26/17 \text{ cm}^2$$

تذکر این مطلب لازم است که در این روش نیز، مانند روش قبل، نیازی به کنترل تنش در آرماتورها نمی باشد، زیرا مقادیر واقعی تنش آنها در محاسبات بکار رفته است.

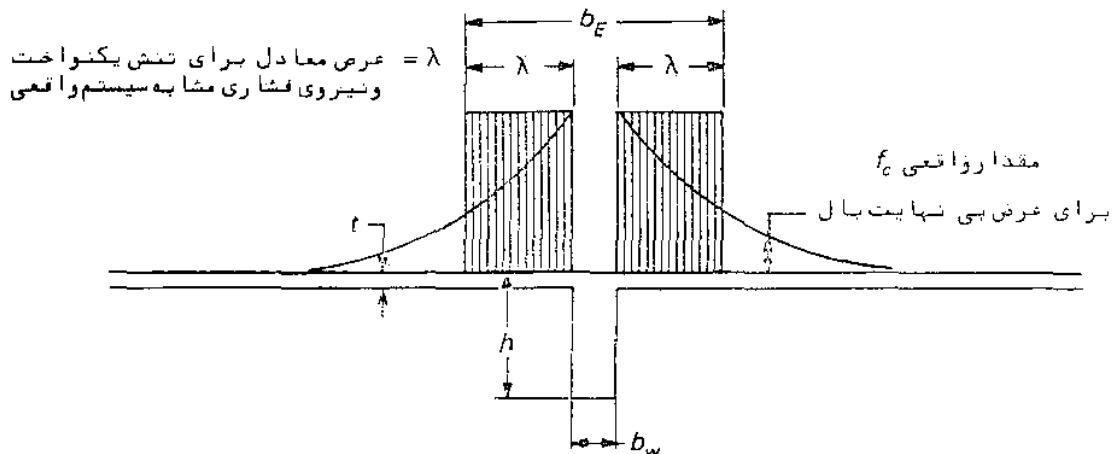
همانطور که مقایسه مقادیر فوق با مقادیری که از فرض $x = 0/6 x_b$ بدست آمدند نشان میدهد معمولاً بکار بردن مقدار بزرگتری برای x منجر به صرفه جویی در مصرف آرماتور می شود، لیکن همانطور که در بالا نیز اشاره شد گاهی اوقات عوامل دیگری غیر از مسائل اقتصادی سبب انتخاب طرح نهایی می شوند که در فصول آینده به آنها اشاره خواهد شد.

۸-۳- مقاطع T، I و قوطی شکل

از جمله معمولترین مقاطعی که در سازه های بتن آرمه بکار میروند

مقاطع به شکل T، I و قوطی هستند. این مقاطع از نظر اصول طراحی در مقابل خمش شایهت زیادی با یکدیگر دارند و از اینرو ابتداءً به تشریح جزئیات آنالیز و طراحی مقاطع T شکل پرداخته می شود.

در سازه های بتن آرمه، مقاطع T شکل معمولاً به دو صورت مطرح هستند. گاهی اوقات عضو خمشی مورد نظر، با مقطع T شکل طراحی و ساخته می شود که در این صورت به آن، تیر T شکل مجزا گفته می شود. در چنین مواردی هدف اصلی از ایجاد بال، افزایش سطح فشاری بتن و در نتیجه اجتناب از یکبار بردن آرماتور فشاری است. اما در بیشتر موارد، مقاطع T شکل در کف های بتنی متشکل از تیر و دال یکپارچه بوجود می آیند. در این نوع سازه ها معمولاً تیرهای مستطیلی، همزمان با دال کف و به صورت یکپارچه با آن ریخته می شوند، در دال و قسمت فوقانی تیر تنش فشاری به وجود می آید، در حالی که آرماتور پائینی تیر تحت کشش قرار می گیرد، و در نتیجه سطح مقطع مؤثر تیر به شکل T ای است که در آن تیر مستطیلی به عنوان جان و قسمتی از دال به عنوان بال عمل می کند. چنانچه تیرها با فاصله کم از هم قرار گرفته باشند، پهنای این بال را می توان برابر فاصله مراکز دالهای طرفین یک تیر فرض کرد، اما اگر فاصله تیرها از هم زیاد باشد توزیع تنش در دال یکنواخت نخواهد بود بطوری که در حواله سی تیر تنش های بزرگتری در دال ایجاد شده و با دور شدن از محل تیر بتدریج



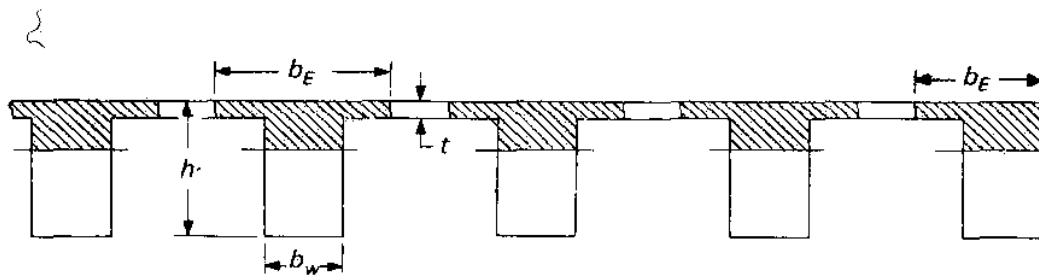
تصویر ۳-۲۵ تنش فشاری واقعی و تنش معادل روی عرض بال

از شدت تنش کاسته می‌شود. تصویر ۳-۲۵ این تغییرات تنش را در دال نشان می‌دهد. در چنین مواردی برای سهولت محاسبات، یک عرض مؤثر b_E را، که در آن توزیع تنش مطابق تصویر ۳-۲۵ یکنواخت فرض می‌شود، ملاک طراحی قرار می‌گیرد.

مطابق آئین نامه، در مقاطع T شکل میانی (که در آن‌ها بال فشاری در هر دو طرف تیر مستطیلی قرار دارد) عرض مؤثر b_E را، به کمترین سه مقدار زیر محدود می‌شود:

$$(۳-۶۱) \quad b_E = L/4 \quad , \quad b_w + 16t \quad , \quad \text{وسط تا وسط دال‌های طرفین}$$

که در آن‌ها L عبارت است از طول دهانه تیر و b_w و t نیز مطابق تصویر ۳-۲۶ به ترتیب عبارتند از عرض مقطع مستطیل شکل و ضخامت دال کف.



تصویر ۳-۲۶ مقطع فشاری مؤثر تیرهای T شکل در یک کف بتنی

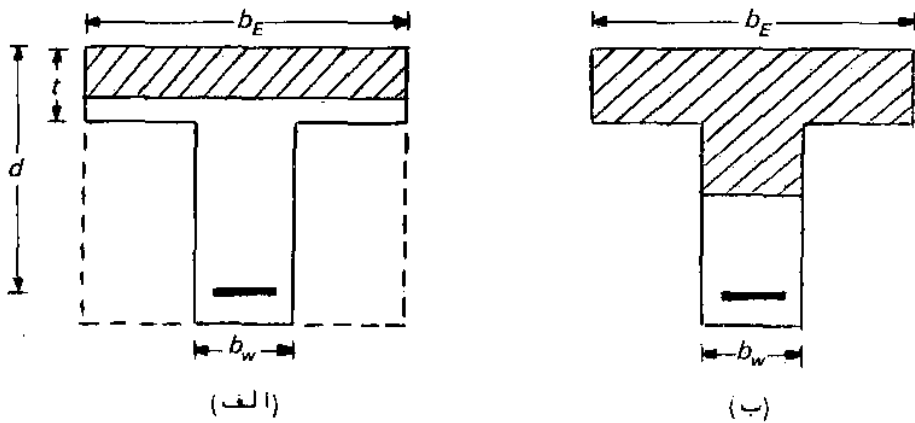
در مقاطع T شکل خارجی، که در آن‌ها بال فشاری تنها در یک طرف مقطع مستطیلی قرار دارد (تیرکناری در تصویر ۳-۲۶)، آئین نامه عرض مؤثر b_E را به کمترین سه مقدار زیر محدود می‌کند:

$$(۳-۶۲) \quad \text{نصف فاصله آزاد تا تیر مجاور} \quad , \quad b_w + 6t \quad , \quad b_w + L/12$$

همچنین، برای تیرهای T شکل مجزا آئین نامه تصریح می‌کند که ضخامت بال نباید کمتر از نصف عرض جان باشد و عرض مؤثر بال نباید بیشتر از چهار برابر عرض جان گرفته شود.

برای محاسبه مقاومت مقاطع T شکل، مانند مقاطع مستطیلی، از

همان اصول کلی تعادل نیروهای مقطع استفاده می شود. در این مقاطع نیز، همانطور که قبلاً بیان شد، می توان از مفهوم بلوک تنش معادل استفاده کرد. وضعیت بلوک تنش در مقطع T شکل دونه‌هسته‌ای برخوردار برای آنالیز این مقاطع پدید می آید؛ چنانچه بلوک تنش در بال واقع شود (تصویر الف-۲۷-۳) مقاومت خمشی مقطع مساوی مقاومت خمشی مقطع مستطیل شکلی است که در آن $b = h_E$ می باشد (مقطع خط چین در تصویر الف-۲۷-۳). به عبارت دیگر، در محاسبه مقاومت خمشی مقطع می توان آن را با مقطع مستطیلی به عرض b_E جایگزین کرد، زیرا که در روش طراحی بر مبنای مقاومت، شکل مقطع در قسمت کششی تأثیری بر مقاومت خمشی ندارد و اصولاً این قسمت از مقطع در محاسبه مقاومت خمشی نادیده گرفته می شود.



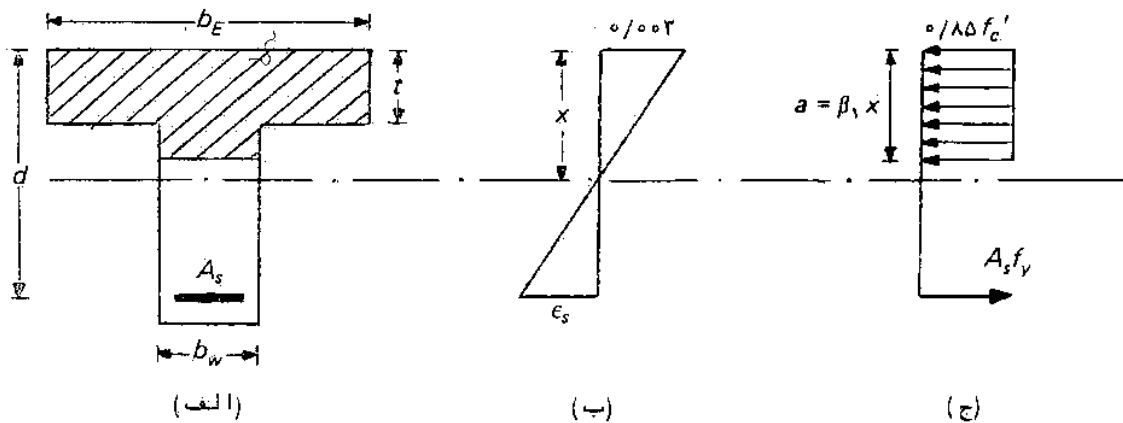
تصویر ۲۷-۳ وضعیت مقاطع T شکل در ارتباط با ارتفاع بلوک تنش

از سوی دیگر، چنانچه بلوک تنش از بال فراتر رفته و در جان قرار گیرد (تصویر ب-۲۷-۳) برای محاسبه مقاومت خمشی مقطع لازم است روابط جدیدی بر اساس عمل T شکل بدست آید، که در ادامه این بحث به آنها پرداخته می شود.

اولین قدم برای آنالیز یک مقطع T شکل تعیین محل قرار گرفتن بلوک تنش است. برای این منظوری می توان ابتداءً فرض کرد که بلوک تنش در بال قرار می گیرد و با استفاده از تعادل نیروهای مقطع ارتفاع بلوک تنش را از رابطه زیر بدست آورد:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_E} \quad (3-63)$$

اگر $a \leq t$ است فرض قرار گرفتن بلوک تنش در بال صحیح بوده و در نتیجه می‌توان مقطع را به صورت یک مقطع مستطیلی با عرض b_E آنالیز کرد، ولی چنانچه $a > t$ باشد مقطع به صورت T عمل می‌کند، در این حالت دیاگرام‌های تغییر طول نسبی و تنش در مقطع مطابق تصویر ۳-۲۸ خواهند بود.



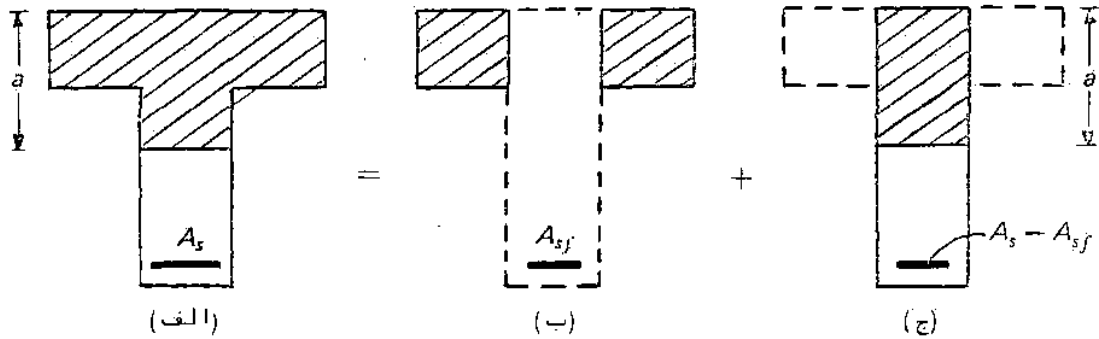
تصویر ۳-۲۸ توزیع تنش و تغییر طول نسبی در یک مقطع T شکل

همان‌طور که در تصویر ۳-۲۸ نشان داده شده، برای تعیین مقاومت خمشی مقطع T شکل فرض می‌شود که آرماتور کششی به مقاومت تسلیم برسد. البته این فرض همواره صحیح نمی‌باشد و از این رول لازم است علاوه بر روابط مقاومت خمشی، معیار تسلیم شدن آرماتور نیز بدست آید.

در محاسبه مقاومت خمشی مقاطع T شکل معمولاً "سطح مقطع فولاد را مطابق تصویر ۳-۲۹ متشکل از دو قسمت می‌گیرند، قسمت اول، که با A_{sf} نمایش داده می‌شود، معرف فولادی است که نظیر دو قسمت طره‌ای بال عمل می‌کند، بنابراین

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b_E - b_w) t}{f_y} \quad (3-64)$$

مقاومت خمشی تا مین شده توسط نیروهای داخلی این فولاد و نیروی فشاری



تصویر ۲۹-۳ تفکیک مقطع T شکل برای تعیین مقاومت خمشی

قسمت های طره ای بال برابر است با

$$M_1 = A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) \quad (3-65)$$

قسمت دوم فولاد، یعنی $(A_s - A_{sf})$ ، فولادی است که با جان مقطع T شکل عمل می کند (تصویر ۳-۲۹)، با توجه به تعادل نیروها در این مقطع، ارتفاع بلوک تنش، a ، عبارت است از

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 f'_c b_w} \quad (3-66)$$

و مقاومت خمشی تأمین شده توسط این مقطع برابر است با

$$M_2 = (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3-67)$$

بدین ترتیب مقاومت خمشی اسمی مقطع با رابطه زیر بدست می آید:

$$M_n = A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3-68)$$

برای تعیین مقدار فولاد متوازن، که به عنوان معیار تسلیم شدن آرماتور به کار می رود، می توان به همان ترتیب که در مقاطع مستطیل شکل دیده شد عمل کرد. برای این منظور کافی است در تصویر ب-۲۸-۳

فرض شود که $\epsilon'_s = \epsilon_y = f_y/E_s$ و با استفاده از تشابه مثلثها در تصویر ب-۲۸-۳ و تعادل نیروهای نظیر در مقطع روابط زیر را نوشت :

$$x_b = \frac{0/003}{0/003 + \epsilon_y} d \quad (3-69)$$

$$A_{sb}f_y = 0/85f'_c(b_E - b_w)t + 0/85f'_c b_w \beta_1 x_b \quad (3-70)$$

با جایگزینی رابطه^۶ (۳-۶۹) در رابطه^۶ (۳-۷۰) و با تعریف علائم اختصاری

$$\rho_b = A_{sb}/b_w d \quad (3-71)$$

$$\rho_f = A_{sf}/b_w d \quad (3-72)$$

رابطه زیر نتیجه می شود

$$\rho = 0/85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0/003}{0/003 + \epsilon_y} + \rho_f \quad (3-73)$$

جمله اول در سمت راست رابطه^۶ فوق، همان نسبت آرماتور متوازن مقطع مستطیلی است (رابطه^۶ ۳-۱۹)، بنابراین نسبت آرماتور متوازن در یک مقطع T شکل با رابطه^۶ ساده زیر تعیین می شود

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho_f \quad (3-74)$$

برای تأمین یک حاشیه^۶ ایمنی در مقابل گسیختگی ترد، مطابق آئین نامه، لازم است نسبت آرماتور به مقدار زیر محدود شود

$$\rho_{\max} = 0/75(\bar{\rho}_b + \rho_f) \quad (3-75)$$

بدین ترتیب چنانچه در یک مقطع T شکل نسبت آرماتور، که با رابطه^۶ $\rho = A_s/(b_w d)$ تعریف می شود، از مقدار ρ_{\max} کمتر باشد، مقاومت خمشی اسمی مقطع رami توان به کمک رابطه^۶ (۳-۶۸) محاسبه کرد. ازسوی دیگر، در یک مقطع پرفولاد، یعنی مقطعی که در آن $\rho > \rho_{\max}$ است، مقاومت خمشی رami توان با استدلالی که برای مقاطع مستطیلی پرفولاد بیان شد

با فرض $\rho = \rho_{max}$ محاسبه نمود.

در طراحی تیرهای T شکل، علاوه بر آرماتورهای اصلی که در جان قرار داده می شود لازم است برای حفظ یکپارچگی و عملکرد مقطع، آرماتورهای در جهت عمود بر محور تیر در قسمت فوقانی بال قرار داده شوند. این آرماتورها باید طوری طرح شوند که قسمت های طره های بال بتوانند بصورت اعضاء طره ای، بارهای ضربه دار روی بال را تحمل کنند. برای تیرهای T شکل مجرا تماما عرض طره ای بال و برای سایر تیرهای T شکل تنها عرض مؤثر طره ای باید در نظر گرفته شود. این آرماتورها باید طوری قرار داده شوند که فاصله بین آنها از پنج برابر ضخامت دال و نیز ۴۵ سانتیمتر تجاوز نکند.

حداقل مقدار آرماتور اصلی در مقطع T شکل بوسیله رابطه (۳-۲۲) و بر اساس مقطع جان تعیین می شود، بنابراین

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (3-76)$$

مثال ۳-۱۱- آنالیز یک مقطع T شکل - برای یک مقطع T شکل

اطلاعات زیر داده شده است :

$$h = 75 \text{ cm} , \quad b_f = 70 \text{ cm} , \quad h_w = 25 \text{ cm} , \quad t = 15 \text{ cm} ,$$

$$d = 65 \text{ cm} , \quad A_s = 6 \phi 22 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (در دوردیف)}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 , \quad f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت خمشی اسمی و مقاومت خمشی طراحی این مقطع را محاسبه کنید.

حل :

در این مقطع ضخامت بال و عرض جان ضوابط آیین نامه را برآورده می کنند و ضمناً " عرض بال از چهار برابر عرض جان کمتر است لذا تماما عرض بال مؤثر خواهد بود.

برای آنالیز مقطع ابتداءً لازم است بر اساس وضعیت بلوک تنش، نحوه محاسبه مقطع مشخص شود. با استفاده از رابطه (۳-۶۳) می توان نوشت

$$a = \frac{48 \times 4000}{0.85 \times 200 \times 70} = 16/1$$

مقدار فوق از ضخامت بال بیشتر است و در نتیجه مقطع باید به صورت T شکل

محاسبه شود.

سپس لازم است معیار تسلیم شدن آرما تور تعیین شود که محاسبات مربوطه به قرار زیر است:

$$A_{sf} = \frac{0/85 \times 200 \times (70 - 25) \times 15}{4000} = 28/7 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho_f = \frac{28/7}{25 \times 65} = 0/0177$$

$$\bar{\rho}_b = 0/85 \times 0/85 \times \frac{200}{4000} \times \frac{0/003}{0/003 + 0/002} = 0/0217$$

$$\rho_{\max} = 0/75 (0/0217 + 0/0177) = 0/0296$$

$$\rho = \frac{48}{25 \times 65} = 0/0295$$

چون $\rho < \rho_{\max}$ لذا مقطع کم فولاد محسوب شده و مقاومت خمشی اسمی آن با استفاده از روابط (۳-۶۵) تا (۳-۶۸) به ترتیب زیر محاسبه می شود:

$$M_1 = 28/7 \times 4000 \left(65 - \frac{15}{4}\right) = 6/60 \times 10^7 \quad \text{kg.cm}$$

$$A_s - A_{sf} = 48 - 28/7 = 19/3 \quad \text{cm}^2$$

$$a = \frac{19/3 \times 4000}{0/85 \times 200 \times 25} = 18/2 \quad \text{cm}$$

$$M_2 = 19/3 \times 4000 \times \left(65 - \frac{18/2}{4}\right) = 4/3 \times 10^7 \quad \text{kg.cm}$$

$$M_u = M_1 + M_2 = 109000 \quad \text{kg.m} \quad \text{مقاومت خمشی اسمی}$$

$$\phi M_u = 0/9 \times 109000 = 98100 \quad \text{kg.m} \quad \text{مقاومت خمشی طراحی}$$

مثال ۱۲-۳- طراحی یک مقطع T شکل - یک کف بتنی تشکیل شده

است اریک دال به ضخامت ۷/۵ سانتیمتر و تیرهای به دهانه ۷ متر که به فاصله ۱/۲ متر از یکدیگر قرار دارند. ابعاد جان تیرها، که براساس لگر خمشی منفی در تکیه گاهها بدست آمده اند، برابر با $h_w = 30$ و $h = 55$ سانتیمتر. در صورتی که حداکثر لنگر خمشی در وسط دهانه تحت بارهای ضربدار برابر ۷۰۰۰۰ کیلوگرم متر باشد مقدار آرما تور لازم را در این مقطع محاسبه کنید. سایر اطلاعات مسئله عبارتند از

$$f_y = 4000 \quad \text{kg/cm}^2, \quad f'_c = 200 \quad \text{kg/cm}^2, \quad d = 50 \quad \text{cm}$$

حل:

عرض مؤثر بال در وسط دهانه طبق رابطه (۶۱-۳) برابر است با

$$b_e = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{700}{4} = 175 \quad \text{cm} \\ 30 + 16 \times 7/5 = 150 \quad \text{cm} \\ \begin{array}{l} \text{وسط تا وسط دالهای} \\ \text{طرفین تیسر} \end{array} = 120 \quad \text{cm} \end{array} \right\} = 120 \quad \text{cm}$$

برای طراحی مقطع باید ابتداء بررسی کرد که آیا تحت لنگر وارده این مقطع بصورت مستطیلی عمل می کند و یا بصورت T شکل. برای این منظور می توان مقاومت خمشی طراحی مقطع را وقتی بلوک تنش در حد پلاستیکی بال قرار می گیرد بدست آورد و با مقاومت لازم مقایسه کرد:

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 f'_c b_e l \left(d - \frac{l}{2} \right) = 6/4 \times 10^7 \quad \text{kg.cm}$$

چون مقدار فوق از مقاومت خمشی لازم (۷۰۰۰۰۰ کیلوگرم متر) کمتر است نتیجه می شود که برای طراحی باید مقطع را بصورت T شکل در نظر گرفت. در این صورت با استفاده از ابده تفکیک مقطع (مطابق تصویر ۲۹-۳) و روابط بدست آمده در این بخش به ترتیب زیر عمل می شود:

$$A_{sf} = \frac{0.85 \times 200 \times (120 - 30) \times 7/5}{4000} = 28/7 \quad \text{cm}^2$$

$$M_1 = 28/7 \times 4000 \times \left(50 - \frac{7/5}{2} \right) = 5/3 \times 10^7 \quad \text{kg.cm}$$

$$M_2 = \frac{M_u}{\phi} - M_1 = \frac{70000000}{0.9} - 5/3 \times 10^7 = 2/48 \times 10^7 \quad \text{kg.cm}$$

$$\frac{M_2}{b_w d^2} = \frac{2/48 \times 10^7}{30 \times (50)^2} = 33 \Rightarrow \rho_w = 0.0091 \quad (\text{تصویر ۱۲-۳})$$

$$A_s - A_{sf} = 0.0091 \times 30 \times 50 = 13/65 \quad \text{cm}^2$$

$$A_s = 28/7 + 13/65 = 42/35 \quad \text{cm}^2$$

برای اینکه جواب فوق قابل قبول باشد باید مقدار آرماتور محاسبه شده از مقدار حد اکثر مجاز کمتر باشد، لذا باید محاسبات زیر انجام شوند:

$$\rho_f = \frac{28/7}{30 \times 50} = 0.0191$$

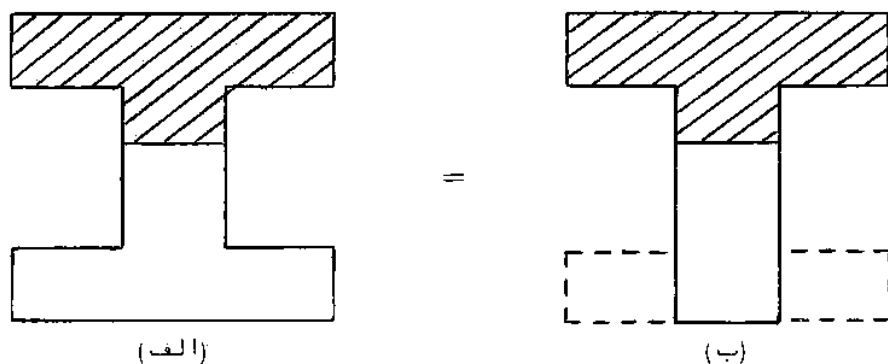
$$\bar{\rho}_b = 0.0217$$

$$\rho_{\max} = 0.75(0.0191 + 0.0217) = 0.0306$$

$$\rho = \frac{42/35}{30 \times 50} = 0.0282$$

چون $\rho < \rho_{max}$ است و ضمناً "نسبت آرماتور فوق از حداقل نسبت آرماتور، یعنی $\frac{14}{4000} = 0/0035$ ، نیز بیشتر است لذا کلیه ضوابط آئین نامبره برآورده شده و در نتیجه جواب فوق صحیح و قابل قبول است.

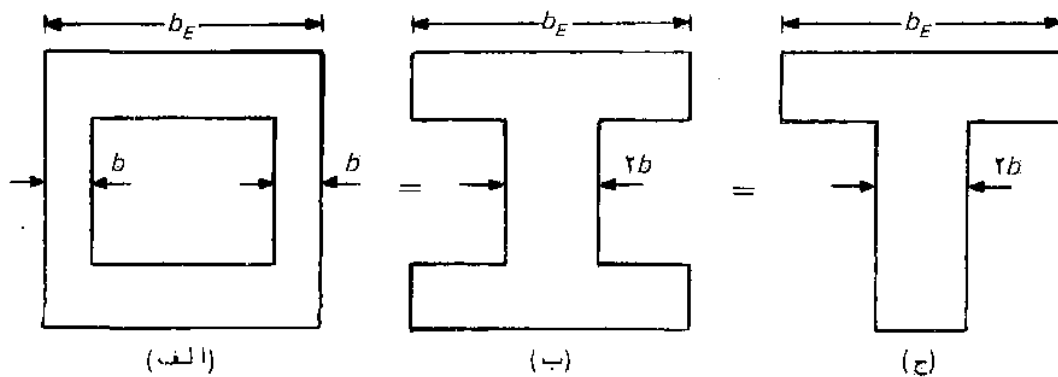
قبل از خاتمه این بخش لازم است اشاره‌ای نیز به محاسبه مقاطع I و قوطی شکل بشود. تیرهای با مقطع I شکل معمولاً بصورت مجزا ساخته شده و در سازه‌های پیش ساخته یا مرکب بکار میروند. تصویر الف-۳-۳۰ یک مقطع I شکل را نشان می‌دهد. در صورتی که این مقطع تحت اثر یک لنگر خمشی مثبت قرار گیرد عملاً "مشابه مقطع T شکل تصویر ب-۳-۳۰ عمل خواهد کرد، زیرا بالی که در منطقه کششی مقطع قرار می‌گیرد تأثیری بر مقاومت خمشی ندارد و می‌توان از وجود آن صرف نظر کرد. بنابراین تعبیه بال در منطقه کششی، نه از جهت افزایش مقاومت و بلکه برای ایجاد



تصویر ۳-۳۰ مقاطع I شکل

فضای بیشتر برای جا دادن آرماتورهای کششی است، زیرا در غالب مقاطع T شکل عرض جان برای جا دادن آرماتورهای کافی نیست بطوری که در عمل باید آرماتورها را در دو یا سه لایه و بصورت متراکم و نزدیک هم قرار داد. از سوی دیگر، در مواردی که عضو خمشی در قسمت‌های مختلف خود تحت اثر لنگرهای مثبت و منفی قرار می‌گیرد (مانند تیرهای سراسری که در وسط دهانه تحت لنگر مثبت و در تکیه‌گاهها تحت لنگر منفی قرار دارند) مقطع I شکل مزیت قابل ملاحظه‌ای نسبت به مقطع T شکل دارد، زیرا مقطع I شکل در کلیه مقاطع، از بال فشاری بهره‌می‌برد در حالی که مقطع T شکل تنها تحت اثر لنگر مثبت کارآیی مطلوب دارد.

مقاطع قوطی شکل نیز از نظر نحوه محاسبات مشابه مقاطع T شکل هستند. تصویر الف-۳-۳۱ یک مقطع قوطی شکل را نشان میدهد. چنانچه این مقطع تحت اثر یک لنگر خمشی مثبت قرار گیرد مشابه مقطع I شکل تصویر ب-۳-۳۱ و در نهایت مشابه مقطع T شکل تصویر ج-۳-۳۱ عمل خواهد کرد.

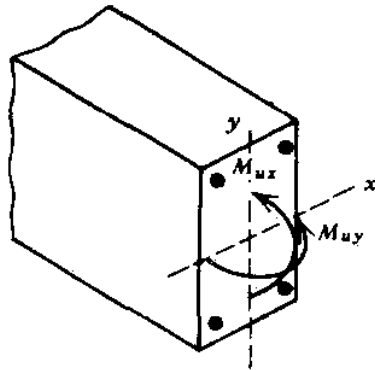


تصویر ۳-۳۱ مقاطع قوطی شکل

مزیت مقاطع قوطی شکل نسبت به مقاطع T و I شکل در صلبیت پیچی آنها است. از اینرو از این مقاطع معمولاً برای اعضای که علاوه بر خمش تحت اثر پیچش نیز قرار دارند، مانند پلها، استفاده بیشتری می شود. برای مقاطع دیگری که به نحوی متشکل از جان و بال هستند، مانند مقاطع U شکل، نیز می توان به ترتیب فوق مقطع T شکل معادل را ترسیم کرد و با استفاده از قواعدی که در این بخش برای محاسبه مقاطع T شکل ارائه شد مقادیر آنها را بدست آورد.

۳-۹- مقاطع تحت خمش دو محوری

گاهی اوقات تیرهای بتن آرمه تحت بارگذاری بیایی قرار میگیرند که در مقاطع آنها ایجاد خمش دو محوری (بیانامتقارن) می شود. بعنوان مثال، تیرهایی که علاوه بر دال کف، به دالهای زیرزمین، که فشار جانبی خاک را تحمل می کنند، اتصال دارند تحت خمش دو محوری قرار می گیرند. تصویر ۳-۳۲ یک مقطع تحت خمش دو محوری را نشان میدهد. در تصویر ۳-۳۳ یک مقطع تحت خمش دو محوری در لحظه نهایی مقادیر



تصویر ۳-۳۲ یک مقطع بتن آرمه تحت خمش دو محوری

نشان داده شده است. برای ارائه اصول محاسبات فرض می شود که مقطع، مطابق تصویر، با چهار میلگرد، که با شماره های ۱ تا ۴ مشخص شده اند، مسلح شده باشد چنانچه تعداد بیشتری میلگرد در مقطع موجود باشد میتوان، بصورت تقریبی، آنها را به چهار گروه تقسیم کرد به طوری که مراکز سطح آنها منطبق بر محل های مشخص شده با شماره های ۱ تا ۴ باشد و یا اصولاً محاسبه زیر را برای حالت کلی تعمیم داد.

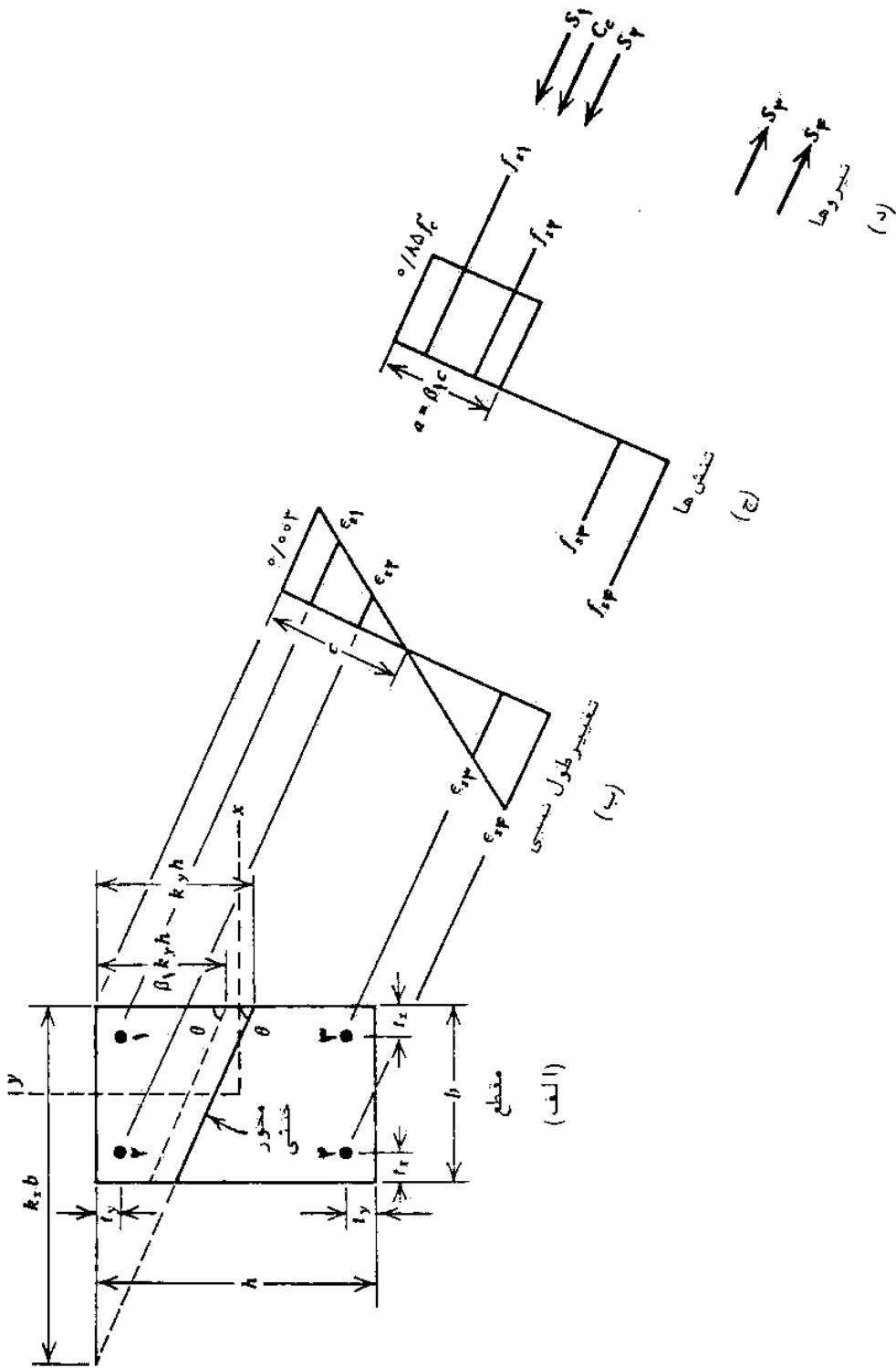
در یک مقطع تحت خمش دو محوری، محور خمشی نسبت به محورهای اصلی مقطع به صورت مورب قرار می گیرد (تصویر الف-۳-۳۳) که زاویه تمایل آن بستگی به مشخصات مقطع و نسبت لنگرهای خمشی در دو جهت دارد. برای انجام محاسبات این مقاطع نیز می توان بطور تقریبی از مفهوم بلوک تنش مستطیلی استفاده کرد. مطابق این روش، در ارتفاعی مساوی β_1 برابر ارتفاع محور خمشی، بلوک تنشی به شدت $f_c/1.85$ در مقطع فرض می شود (تصویرهای ج و الف-۳-۳۳)، با این مقدمات می توان به محاسبه مقاومت خمشی مقاطع تحت خمش دو محوری پرداخت.

ابتداءً با استفاده از تشابه مثلثها در دیاگرام تغییر طول نسبی مقطع (تصویر ب-۳-۳۳) می توان تغییر طول نسبی فولادها را به دست آورد:

$$\frac{\epsilon_{s1}}{k_y h - t_y - t_x \cot \theta} = \frac{0.002}{k_x b}$$

$$\Rightarrow \epsilon_{s1} = 0.002 \left(1 - \frac{t_x}{k_x b} - \frac{t_y}{k_y h} \right) \quad (3-77)$$

با محاسبات مشابه می توان نوشت:



تصویر ۳-۳۳ یک مقطع تحت خمش دو محوری در لحظه نهایی مقاومت

$$\varepsilon_{s2} = 0/003 \left(1 - \frac{b - t_x}{k_x b} - \frac{t_y}{k_y h} \right) \quad (3-78)$$

$$\varepsilon_{s3} = 0/003 \left(1 - \frac{t_x}{k_x b} - \frac{h - t_y}{k_y h} \right) \quad (3-79)$$

$$\varepsilon_{s4} = 0/003 \left(1 - \frac{b - t_x}{k_x b} - \frac{h - t_y}{k_y h} \right) \quad (3-80)$$

در این روابط، تغییر طول نسبی مثبت معرف فشار و تغییر طول نسبی منفی معرف کشش در آرماتور است.

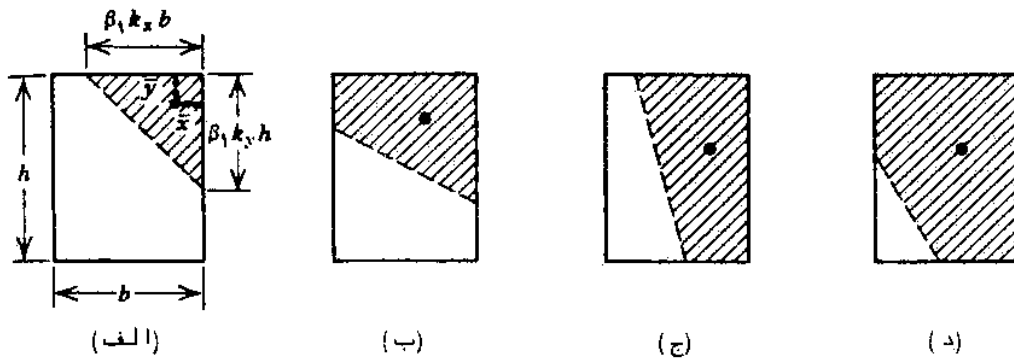
در مرحله بعد، با استفاده از روابط تنش - تغییر طول نسبی فولاد، می‌توان تنش و نیروی داخلی آرماتورها را بدست آورد. مثلاً برای میلگرد شماره ۱۴ می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s1} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad \text{اگر} \quad \Rightarrow \quad f_{s1} &= f_y \\ \frac{f_y}{E_s} > \varepsilon_{s1} > -\frac{f_y}{E_s} \quad \text{اگر} \quad \Rightarrow \quad f_{s1} &= \varepsilon_{s1} E_s \quad (3-81) \\ \varepsilon_{s1} \leq -\frac{f_y}{E_s} \quad \text{اگر} \quad \Rightarrow \quad f_{s1} &= -f_y \end{aligned}$$

به همین ترتیب می‌توان تنش میلگردهای ۳، ۲ و ۴ را نیز محاسبه کرد و نیروی داخلی آرماتورها را با روابط زیر بدست آورد:

$$\begin{cases} S_1 = A_{s1} f_{s1} \\ S_2 = A_{s2} f_{s2} \\ S_3 = A_{s3} f_{s3} \\ S_4 = A_{s4} f_{s4} \end{cases} \quad (3-82)$$

توزیع تنش فشاری در بتن و برآیند آن، از سوی دیگر، بسته به ابعاد مقطع و مقدار آرماتور آن به یکی از چهار صورت تصویر ۳-۳۴ خواهد بود. برای مورد (الف) می‌توان نوشت:



تصویر ۳-۳۴ شکل های ممکن برای بلوک تنش در مقطع

$$C_c = \frac{0.185 f'_c \beta_1 k_y h \beta_1 k_x b}{\gamma} = 0.425 f'_c \beta_1^2 k_x k_y b h \quad (3-83)$$

$$\bar{x} = 0.333 \beta_1 k_x b \quad (3-84)$$

$$\bar{y} = 0.333 \beta_1 k_y h \quad (3-85)$$

برای اشکال (ب)، (ج) و (د) نیز در تصویر ۳-۳۴ می توان روابطی نظیر روابط فوق بدست آورد.

محل محور خنثی باید چنان باشد که جمع نیروهای مقطع صفر باشد،

یعنی :

$$C_c + S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 0 \quad (3-86)$$

آخرین مرحله محاسبات، تعیین مقاومت خمشی مقطع نسبت به دو محور اصلی است. این مقاومت های خمشی را می توان به وسیله گرفتن لنگر نیروهای داخلی نسبت به یک محور x (مثلاً لبه تحتانی مقطع) و یک محور y (مثلاً لبه سمت چپ مقطع) بدست آورد. بنا بر این میتوان نوشت :

$$M_{nx} = C_c(h - \bar{y}) + (S_1 + S_2)(h - t_y) + (S_3 + S_4)t_y \quad (3-87)$$

$$M_{ny} = C_c(b - \bar{x}) + (S_1 + S_2)(b - t_x) + (S_3 + S_4)t_x \quad (3-88)$$

در بکار بردن روابط (۳-۸۶) تا (۳-۸۸) حتماً "باید به علامت صحیح نیروها توجه شود، بدین ترتیب که نیروهای فشاری با علامت مثبت و نیروهای کششی با علامت منفی بکار روند."

آنالیز و بخصوص طراحی مقاطع تحت خمش دو محوری معمولاً "دشواری بسیار طولانی است، زیرا روش تعیین زاویه تمایل و ارتفاع محور خمشی معمولاً استفاده از آزمونهای متعدد و تقارب جوابها است. برای نشان دادن نحوه کار، یک نمونه از آنالیز اینگونه مقطع در زیر آورده می شود."

مثال ۳-۱۳- برای یک مقطع مربع شکل اطلاعات زیر داده شده است:

$$b = h = 25 \text{ cm} \quad , \quad t_x = t_y = 5 \text{ cm} \quad , \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{مقاومت خمشی این مقطع را در حالتی که تحت خمش دو محوری بالنگرهای}$$

مساوی قرار گیرد محاسبه کنید.

حل :

چون مقطع مربع شکل است و لنگرهای دو محور مساوی هستند سطح تحت فشار بتن به شکل مثلث متساوی الساقین خواهد بود ($k_x = k_y = k$) و در نتیجه زاویه تمایل محور خمشی معلوم است. تصویر ۳-۳۵ مقطع مورد نظر و نیروهای داخلی آن را نشان می دهد. برای تعیین ارتفاع محور خمشی می توان از یک روش آزمون و خطا استفاده کرد.

$$A_{s1} = A_{s2} = A_{s3} = A_{s4} = 6/16 \text{ cm}^2$$

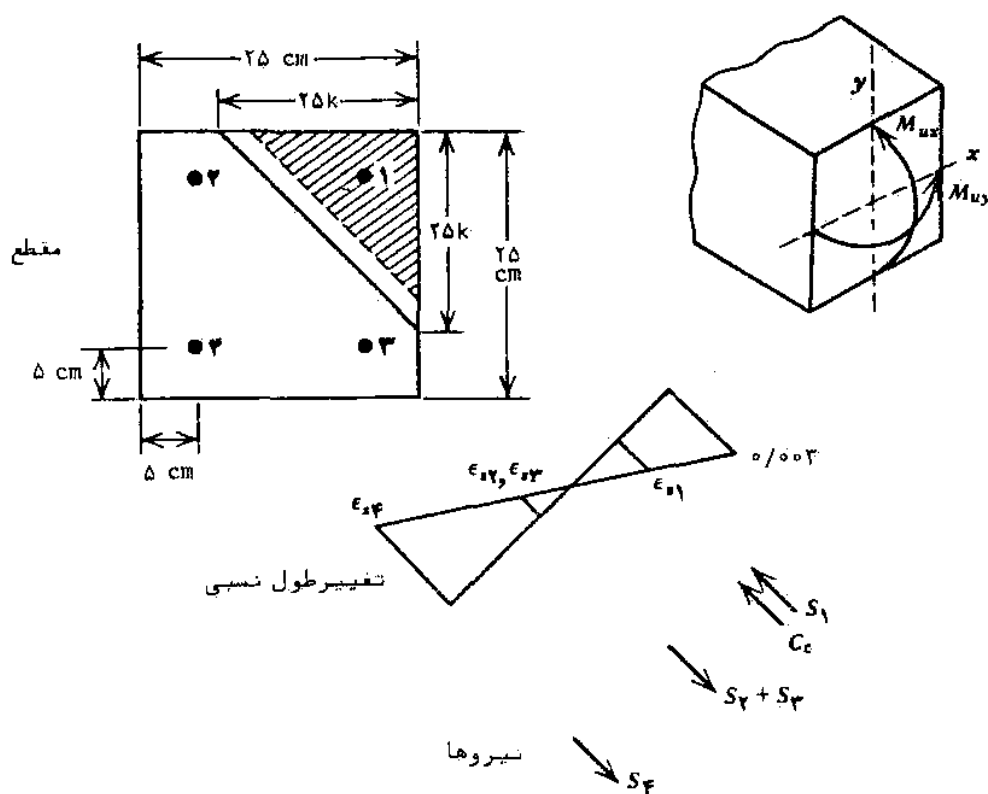
تخمین اول : $k = 0/7$ - با استفاده از روابط (۳-۷۷) تا (۳-۸۰) میتوان نوشت :

$$\varepsilon_{s1} = 0/003 \left(1 - \frac{5}{0/7 \times 25} - \frac{5}{0/7 \times 25} \right) = 0/00129$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s3} = 0/003 \left(1 - \frac{25-5}{0/7-25} - \frac{5}{0/7 \times 25} \right) = -0/00129$$

$$\varepsilon_{s4} = 0/003 \left(1 - \frac{25-5}{0/7 \times 25} - \frac{25-5}{0/7 \times 25} \right) = -0/00386$$

سپس با استفاده از روابط (۳-۸۱) و چون $f_y/E_s = 0/0017$ مقادیر زیر بدست می آیند :



تصویر ۳-۲۵ مقطع و نیروهای وارد بر آن در مثال ۳-۱۳

$$f_{s1} = 0.00129 \times 2 \times 10^7 = 2580 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = f_{s3} = -0.00129 \times 2 \times 10^7 = -2580 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{s4} = -3400 \quad \text{kg/cm}^2$$

و با استفاده از روابط (۳-۸۲) و (۳-۸۳) مقادیر نیروها به ترتیب زیر محاسبه می شوند:

$$S_1 = 6/16 \times 2580 = 15893 \quad \text{kg}$$

$$S_2 = S_3 = -15893 \quad \text{kg}$$

$$S_4 = 6/16 \times (-3400) = -20944 \quad \text{kg}$$

$$C_c = 0.425 \times 250 \times (0.85)^2 \times (0.7)^2 \times (25)^2 = 23510 \quad \text{kg}$$

$$\Rightarrow C_c + S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = -13327 \quad \text{kg}$$

چون مقدار نیروی کششی مقطع نسبت به نیروی فشاری زیاد است مقدار k را با افزایش داد.

تخمین دوم: $k = 0/8$ - مقادیر زیر را می توان مشابه حالت قبل محاسبه کرد:

$$\varepsilon_{s1} = 0/0015 \Rightarrow f_{s1} = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s3} = -0/00075 \Rightarrow f_{s2} = f_{s3} = -1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{s4} = -0/003 \Rightarrow f_{s4} = -3400 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین

$$S_1 = 18480 \text{ kg} \quad , \quad S_2 = S_3 = -9240 \text{ kg}$$

$$S_4 = -20944 \text{ kg} \quad , \quad C_c = 20706 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow C_c + S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 9762 \text{ kg}$$

چون مقدار فشار در مقطع نسبت به کشش زیاد است لذا باید مقدار k را کاهش داد.

تخمین سوم: با توجه به اینکه در تخمین اول، مقدار نیروی کششی بیشتر از نیروی فشاری بدست آمد و در تخمین دوم عکس این حالت مشاهده شد می توان برای دست یابی به تخمین دقیق تر بر اساس نتایج این دو تخمین، از درون یابی خطی بطریق زیر استفاده کرد:

$$k = 0/7 + \frac{13327}{13327 + 9762} \times 0/1 = 0/76$$

با استفاده از این تخمین، یعنی $k = 0/76$ ، می توان مقادیر زیر را -

مشابه دو حالت قبل بدست آورد:

$$\varepsilon_{s1} = 0/00142 \Rightarrow f_{s1} = 2840 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s3} = -0/00095 \Rightarrow f_{s2} = f_{s3} = -1900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{s4} = -0/00322 \Rightarrow f_{s4} = -3400 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین

$$S_1 = 17494 \text{ kg} \quad , \quad S_2 = S_3 = -11704 \text{ kg}$$

$$S_4 = -20944 \text{ kg} \quad , \quad C_c = 27712 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow C_c + S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 854 \text{ kg}$$

بنابراین، تعادل نیروها با دقت رضایت بخشی قابل قبول است.

حال با استفاده از روابط (۳-۸۴) و (۳-۸۵) می توان مقادیر \bar{x} و \bar{y} را محاسبه کرد.

$$\bar{x} = \bar{y} = 0/323 \times 0/85 \times 0/76 \times 25 = 5/38 \quad \text{cm}$$

و سرانجام، مقادیر M_{nx} و M_{ny} با استفاده از روابط (۳-۸۷) و (۳-۸۸) تعیین می شوند:

$$\begin{aligned} M_{nx} = M_{ny} &= 27712 \times (25 - 5/38) + (17494 - 11704) \times \\ &(25 - 5) + (-11704 - 20944) \times 5 = 496270 \quad \text{kg.cm} \\ &= 4962 \quad \text{kg.m} \end{aligned}$$

و در نتیجه، مقاومت خمشی اسمی مقطع نسبت به قطر برابر است با:

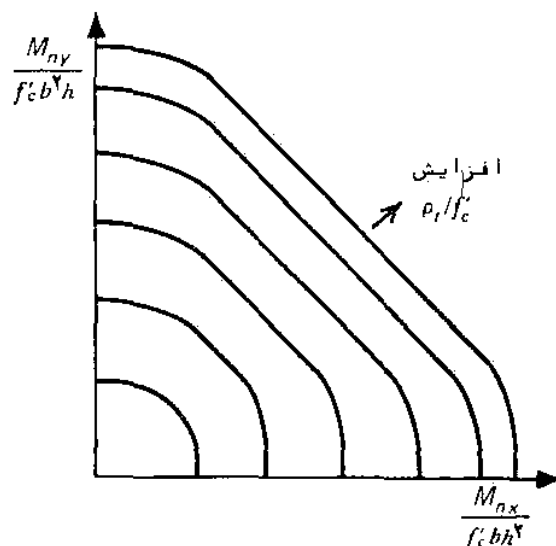
$$M_n = \sqrt{M_{nx}^2 + M_{ny}^2} = 7018 \quad \text{kg.m}$$

جالب توجه است که مقاومت خمشی اسمی تک محوری این مقطع نسبت به محور x یا محور y ، که با استفاده از روابط بخش ۳-۶ محاسبه می شود، برابر ۶۹۴۰ کیلوگرم متر است (در مقایسه با مقدار ۴۹۶۲ کیلوگرم متر حاصل از آنالیز فوق).

مثال فوق نشان می دهد که آنالیز مقاطع خمشی تحت خمش دو محوری مستلزم محاسبات طولانی است و این امر به علت انجام مراحل آزمون و خطا برای تعیین زاویه تمایل و ارتفاع محور خنثی است، بنابراین در صورتی که این محاسبات به صورت دستی انجام شوند امری بسیار دشوار و خسته کننده خواهد بود. از سوی دیگر، همین محاسبات را می توان برای کامپیوتر برنامهریزی کرد. تصویر ۳-۳۶ نمونه ای از نتایج بدست آمده را نشان میدهد. در این تصویر ترکیب های مختلف لنگرهای خمشی M_{nx} و M_{ny} که بطور همزمان سبب گسیختگی مقطع می شوند برای مقادیر مختلف درصد آرماتور به صورت منحنی هایی ترسیم شده اند. به این منحنی ها اصطلاحاً "منحنی های اثر متقابل یا اینتراکشن گفته می شود. بدیهی است که محل تلاقی یک منحنی اثر متقابل با هر یک از دو محور مختصات معرف مقاومت های خمشی تک محوری مقطع است.

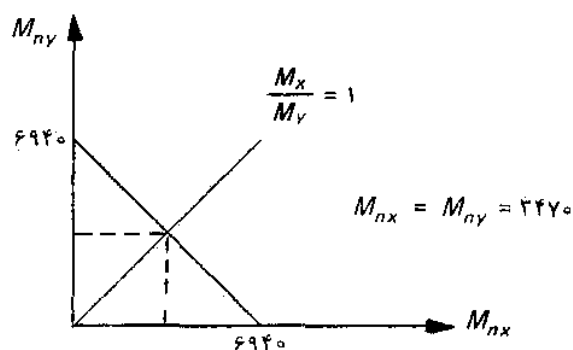
به کمک گرافهای طراحی، که به صورت تصویر ۳-۳۶ تهیه می شوند، آنالیز مقاطع و همچنین تعیین آرماتورهای مورد نیاز برای هر ترکیبی از لنگرهای خمشی دو محوری به سهولت انجام می گیرد.

در مواردی که گرافهای طراحی برای خمش دو محوری در اختیار نباشد، به عنوان یک تقریب عملی و محافظه کارانه می توان بجای منحنی های اثر متقابل از خطوط مستقیم برای منحنی های مزبور استفاده



تصویر ۳-۳۶ فرم منحنی‌های اثر متقابل برای خمش دو محوری مقاطع بتن آرمه

کرد. در این صورت تنها کافی است برای مقطع مورد نظر مقدار مقاومت خمشی اسمی تک محوری (یعنی مقاومت‌های خمشی نسبت به هر یک از محورها) محاسبه شوند، سپس هر یک از مقادیر روی یکی از محورهای دستگاه مختصات مشخص شده و خط واصل بین آنها ترسیم شود. آنگاه برای هر ترکیب مورد نظر از لنگرهای خمشی همزمان (یعنی نسبت مورد نظر برای لنگرهای خمشی وارده) می‌توان مقدار مقاومت‌های خمشی اسمی دو محوری را محاسبه کرد. تصویر ۳-۳۷ نحوه انجام اینگونه محاسبات را برای مثال ۳-۱۳ این بخش نشان می‌دهد. همان‌طور که در این تصویر مشاهده می‌شود مقدار مقاومت‌های خمشی تک محوری (۶۹۴۰ کیلوگرم



تصویر ۳-۳۷ استفاده از منحنی اثر متقابل مستقیم الخط برای آنالیز مقاطع با خمش دو محوری

متر) روی دو محور دستگانه مختصات مشخص شده اند. خط واصل بین این دو نقطه همان منحنی خطی اثر متقابل است. ثلاقی این خط یا خط $M_x = M_y$ مقادیر مقاومت های خمشی دو محوری را بدست میدهد. قابل توجه است که از این روش برای مقاومت های خمشی دو محوری مقدار ۳۴۷۰ کیلوگرم متر نتیجه می شود که از مقدار دقیق (یعنی ۴۹۶۳ کیلوگرم متر) در حدود ۳۰ درصد کمتر است.

۱۰-۳- طراحی بر مبنای تنشهای مجاز

همانطور که در ابتدای این فصل بیان شد، برای آنالیز و طراحی مقاطع خمشی در روش مورد قبول وجود دارد: روش طراحی بر مبنای مقاومت و روش طراحی بر مبنای تنشهای مجاز. آئین نامه ACI اساساً مبتنی بر روش اول است و از اینرو این روش در بخش های گذشته به تفصیل مورد مطالعه قرار گرفت، لیکن از آنجا که هنوز روش تنشهای مجاز توسط برخی طراحان بکار می رود و ضمناً آئین نامه نیز اشاره ای به آن دارد در اینجا اصول و کاربرد این روش تشریح می شود.

در روش طراحی بر مبنای تنشهای مجاز، که در آئین نامه بانسام "روش دیگر طراحی" از آن یاد شده است، از بارهای بهره برداری (یعنی بارهای بدون ضریب) برای تعیین نیروهای مقطع استفاده می شود. در این حال، تنشهای مقطع، که با استفاده از تئوریهای خطی مکانیک جامدات محاسبه می شوند، نباید از تنشهای مجاز مصالح تجاوز کنند. در آئین نامه ACI تنشهای مجاز به شرح زیر تعریف شده اند:

$$(۳-۸۹) \quad \text{تنش فشاری ناشی از خمش} = 0.45 f'_c$$

$$(۳-۹۰) \quad \text{تنش کششی در آرماتور} = \begin{cases} 1400 \text{ kg/cm}^2, & \text{اگر } f_y \leq 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ 1680 \text{ kg/cm}^2, & \text{اگر } f_y \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

در روش طراحی بر مبنای تنشهای مجاز، از اصولی که در بخش ۳-۳ برای آنالیز مقاطع در حالت الاستوپلاستیک بیان شده استفاده می شود. بدین ترتیب که مقطع ترک خورده مبدل، تعیین شده و با استفاده از رابطه کلاسیک $f = My/I$ تنش در قسمت های مختلف مقطع محاسبه می شود. در این

ارتباط کمیته به نام نسبت مدولی، $n = E_s/E_c$ ، موردنیا زاست که مطابق آیین نامه مقدار آن را می توان برابر نزدیکترین عدد صحیح بزرگتر از ۶ فرض کرد. برای بتن سبک نیز می توان مقداری را که برای بتن معمولی با همان مقاومت تعیین می شود بکاربرد. در عمل توصیه میشود از مقدار جدول ۳-۳ برای تعیین مقادیر نسبت مدولی بتن های معمولی استفاده شود.

جدول ۳-۳- مقادیر عملی برای نسبت مدولی، n

n	۹	۸	۷/۵	۷	۶/۵
f'_c (kg/cm ^۲)	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰	۳۵۰	۴۰۰

بدین ترتیب مشاهده می شود که بین این روش و روش طراحی بر مبنای مقاومت تفاوت اساسی وجود دارد، با این حال جالب توجه است که برای مقاطعی که مقدار آرماتور آنها از نصف حداکثر مجاز برای روش طراحی بر مبنای مقاومت کمتر است نتایج حاصل از این دو روش طراحی تقریباً یکسان هستند.

مثال ۳-۱۴- آنالیز یک مقطع مستطیل شکل - اطلاعات زیر برای

یک مقطع مستطیلی داده شده است:

$$b = 30 \text{ cm} \quad , \quad d = 54 \text{ cm} \quad , \quad A_s = 2\Phi 20$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad , \quad f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

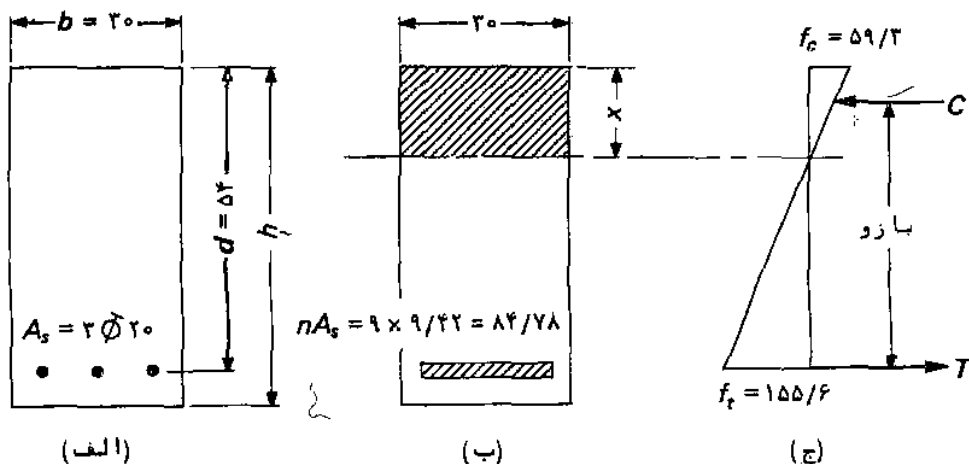
مقدار مجاز زلزله خمش با بهره برداری، M_w ، را برای این مقطع محاسبه کنید.

حل:

تصویر ب-۳-۳۸- مقطع ترک خورده مبدل برای مقطع مورد نظر

(تصویر الف-۳-۳۸) را نشان می دهد.

با توجه به مقدار مقاومت فشاری بتن، نسبت مدولی را با استفاده از جدول ۳-۳ می توان برابر ۹ فرض کرد. ارتفاع محور خنثی و ممان اینرسی مقطع ترک خورده، با روشی مشابه آنچه در بخش ۳-۳ تشریح شد،



تصویر ۳-۳۸ مقطع مبدل و تنشهای مقطع مثال ۳-۱۴

به ترتیب زیر محاسبه می شوند:

$$x = \frac{30 \times x \times \frac{x}{2} + 84/78 \times 54}{30 \times x + 84/78} \Rightarrow x = 14/9 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{12} \times 30 \times (14/9)^3 + 30 \times 14/9 \times \left(\frac{14/9}{2}\right)^2 + 84/78 \times (54 - 14/9)^2 = 1/63 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

تنش های مجاز فولاد و بتن نیز مطابق روابط (۳-۸۹) و (۳-۹۰) برابرند با

$$\text{مجاز } f_c = 0/45 f'_c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{مجاز } f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین، با استفاده از فرمول خمش، لنگر خمشی مجاز، یعنی لتگری که در هیچ نقطه ای از مقطع تنشی بیش از تنش مجاز آن نقطه ایجاد نمی کند، برابر کمترین دو مقدار زیر خواهد بود:

$$\left. \begin{aligned} \frac{90 \times 1/63 \times 10^5}{14/9} &= 984563 \text{ kg.cm} \\ \frac{1400 \times 1/63 \times 10^5}{9 \times (54 - 14/9)} &= 648480 \text{ kg.cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_w = 648480 \text{ kg.m}$$

بجای محاسبه دو مقدار مختلف M_w بر اساس تنش های مجاز بتن و فولاد و انتخاب کوچکترین آنها، می توان ابتدا دیاگرام تنش مقطع را مشخص

کرده و سپس لنگر خمشی را با استفاده از آن بدست آورد. دیاگرام مذکور در تصویرج - ۳-۳۸ نشان داده شده است. (لازم به تذکر است که در این دیاگرام کمیت f_t که در محل قرار گرفتن آرماتور نشان داده شده است، تنش ایجاد شده در آرماتور نیست، بلکه کمیتی است که تنها برای حفظ شکل خطی دیاگرام تنش بکار می رود و مقدار آن برابر $f_t = f_s/n$ است، که در آن f_s تنش واقعی آرماتور می باشد). با توجه به این دیاگرام مشاهده می شود برای اینکه تنش بتن به مقدار مجاز یعنی ۹۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع برسد، f_t باید برابر یا شد با

$$90 \times \frac{54 - 14/9}{14/9} = 226 \quad \text{kg/cm}^2$$

که این تنش از مقدار مجاز f_t یعنی $1400/9 = 155/6$ تجاوز می کند، بنابراین بجای اینکه بتن به تنش مجاز خود برسد، آرماتور به تنش مجاز، یعنی ۱۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، خواهد رسید، در این حال تنش فشاری در بتن برابر خواهد بود با

$$155/6 \times \frac{14/9}{54 - 14/9} = 59/3 \quad \text{kg/cm}^2$$

حال می توان با استفاده از فرمول خمش و هریک از تنش های فولاد یا بتن، لنگر خمشی مجاز را بدست آورد همچنین می توان مستقیماً " و با استفاده از تعادل نیروهای مقطع، لنگر خمشی را محاسبه کرد، بدین ترتیب که با استفاده از تصویرج - ۳-۳۸ می توان نوشت:

$$C = \frac{1}{\gamma} f_c b x = \frac{1}{\gamma} \times 59/3 \times 30 \times 14/9 = 13254 \quad \text{kg}$$

$$\text{بازو} = d - \frac{x}{\gamma} = 54 - \frac{14/9}{3} = 49/5 \quad \text{cm}$$

$$M_w = C \times (\text{بازو}) = 6495 \quad \text{kg.m}$$

این محاسبه را می توان با استفاده از نیروی کششی آرماتور نیز انجام داد که نتیجه مشابهی را بدست خواهد داد.

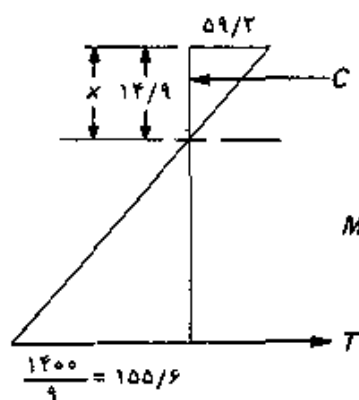
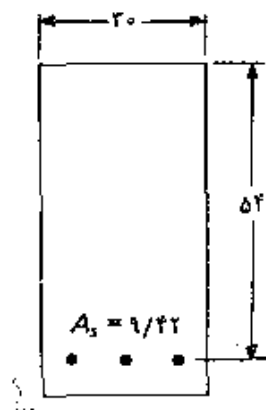
۱-۱۰-۳- مقاطع کم فولاد، پرفولاد و ایده آل

همانطور که در مثال ۱۴-۳ مشاهده شد، مشخصات مقاطع خمشی معمولاً " ایجاب می کند که تنش در یکی از دو قسمت فشاری یا کششی مقطع تنش سه

مقدار مجاز مربوطه برسد و بدین ترتیب در قسمت دیگر مقطع تنش از حد مجاز کمتر خواهد بود. اما در برخی موارد ممکن است مشخصات مقطع بگونه‌ای باشد که تحت اثر لنگر خمشی مجاز، تنش‌های فولاد و بتن بطور همزمان به مقادیر مجاز خود برسند. چنین مقطعی در روش طراحی بر مبنای تنش‌های مجاز، اصطلاحاً "مقطع ایده‌آل خوانده می‌شود. بدین ترتیب، مقطع کم فولاد به مقطعی گفته می‌شود که دارای آرما توری کمتر از مقطع ایده‌آل باشد، در چنین مقطعی محور خنثی به وجه فشاری نزدیکتر است و در نتیجه تنها می‌توان به تنش مجاز آرما توردست یافت. از سوی دیگر، یک مقطع پرفولاد مقطعی است که مقدار آرما تور آن بیشتر از مقطع ایده‌آل باشد، بدین ترتیب محور خنثی در چنین مقطعی به وجه کششی نزدیکتر بوده و در نتیجه تنها تنش بتن به مقدار مجاز می‌رسد. به منظور نشان داده حالات فوق، سه مقطع تصویر ۳-۳۹ را با ابعاد مشابه ولی مقدار آرما توره‌های متفاوت می‌توان مقایسه کرد. اولین مقطع، مقطعی است که در مثال ۳-۱۴ مورد بررسی قرار گرفت. با انجام محاسبات مشابهی برای مقاطع تصویرهای ب-۳۹ و ج-۳۹ نتایج نشان داده شده در تصویر برای هر یک حاصل می‌شود.

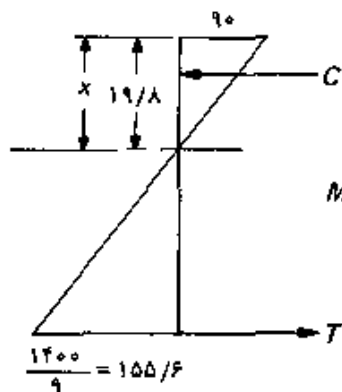
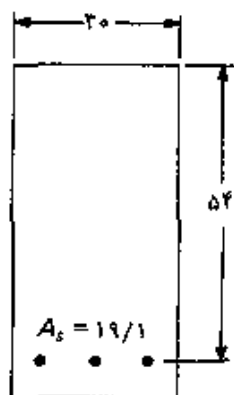
مقطع نشان داده شده در تصویر ب-۳۹ یک مقطع ایده‌آل است، زیرا تحت اثر لنگر مجاز بار بهره‌برداری، تنش‌های بتن و فولاد بطور همزمان به مقادیر مجاز، یعنی $f_c = 90$ و $f_s = 14000$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، می‌رسند. مقطع تصویر الف-۳۹ یک مقطع کم فولاد است زیرا آرما تور آن کمتر از آرما تور مقطع ایده‌آل است. به همین ترتیب، مقطع تصویر ج-۳۹ یک مقطع پرفولاد است زیرا آرما توری بیش از مقطع ایده‌آل دارد.

نسبت آرما تور در سه حالت فوق به ترتیب برابر است با $0/0058$ ، $0/0118$ و $0/0149$ ، برای مقطع با مشخصات نشان داده شده در تصویر ۳-۳۹، حداکثر نسبت آرما تور، ρ_{max} ، مطابق جدول ۳-۱ برابر $0/0341$ است. این مقایسه و همچنین موارد مشابه نشان می‌دهد که معمولاً "نسبت آرما تور حتی در مقاطع پرفولاد نیز از ρ_{max} کمتر است و لذا مقاطع طراحی شده باروش تنش‌های مجاز غالباً " غیرترده‌ستند.



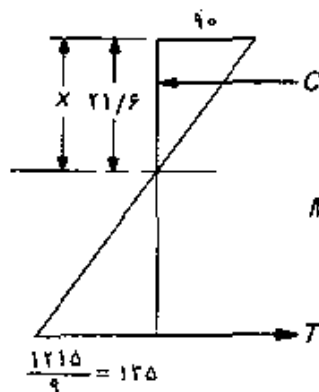
(الف) - مقطع کم‌فولاد

$$M_w = 6285 \text{ kg.m}$$



(ب) - مقطع ایده‌آل

$$M_w = 12675 \text{ kg.m}$$



(ج) - مقطع پر فولاد

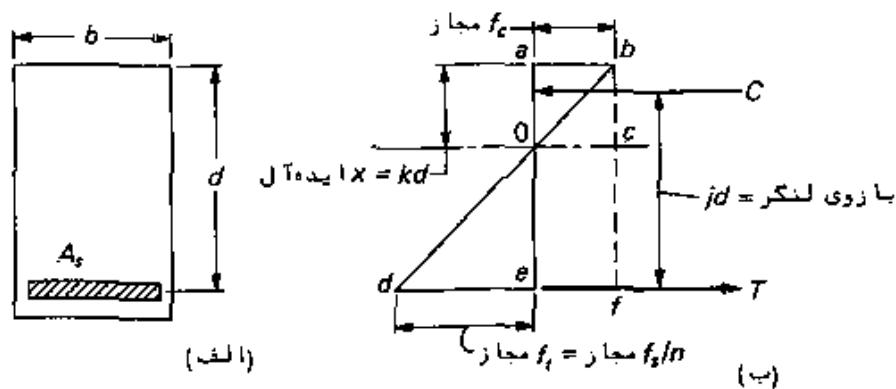
$$M_w = 12705 \text{ kg.m}$$

تصویر ۳-۳۹ مقاطع کم‌فولاد، پر فولاد و ایده‌آل

۲-۱-۳- طراحی مقاطع مستطیل شکل تنها با آرماتور کششی

در مسائل طراحی، مقادیر لنگر وارده، نسبت مدولی و تنشهای مجاز داده می شوند و هدف، تعیین مقادیر b و d و A_s است. با آنچه در بخش ۱-۳-۱ ارائه شد دیده می شود که یک مقطع رami توان به هر یک از سه حالت کم فولاد، پرفولاد و ایده آل طراحی کرد. در عمل، دستیابی به یک مقطع ایده آل بطور دقیق کمتر مقدور است، زیرا b و h معمولاً به صورت مضربی از ۵ سانتی متر تعیین می شوند و ضمناً سطح مقطع فولاد را باید با یک تعداد صحیح (۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷، ۸، ۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲) میلگرد تأمین کرد. به علاوه از نظر جرائی سعی می شود برای گروهی از تیرهای با بارگذاری و دهانه های تقریباً مساوی اندازه های یکسان به کار برده شود. در این بحث، بدون توجه به این موارد عملی، تنها روش تعیین مقادیر تئوریک ابعاد و آرماتور مقاطع ایده آل تشریح می شود.

تصویر ۳-۴ یک مقطع ایده آل را نشان می دهد. با توجه به این مطلب، که در یک مقطع ایده آل تحت اثر لنگر خمشی با بهره برداری، تنشهای ایجاد شده در بتن و فولاد برابر مقادیر مجاز آنها است، با استفاده از تشابه مثلثها در تصویر ۳-۴ می توان نوشت:



تصویر ۳-۴ یک مقطع ایده آل

$$k = \frac{x \text{ ایده آل}}{d} = \frac{f_c \text{ مجاز}}{f_s/n \text{ مجاز} + f_c \text{ مجاز}} \quad (3-91)$$

همانطور که در این رابطه دیده می شود k جمله ای است که برای تعریف نسبت x ایده آل به ارتفاع مؤثر مقطع به کار می رود. بازوی لنگر نیز

در حالت ایده‌آل برابر است با :

$$jd = d - \frac{x}{3} = d - \frac{kd}{3}$$

و یا

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (3-92)$$

بدین ترتیب زنجیره ای است که برای تعریف نسبت بازوی لنگر در حالت ایده‌آل به ارتفاع مؤثر مقطع به کار می‌رود. با استفاده از تعادل نیروهای مقطع یعنی $C = T$ در تصویر ۳-۴۰ می‌توان نوشت

$$\frac{1}{2}(bkd)(f_c \text{ مجاز}) = (\rho bd)(f_s \text{ مجاز})$$

که با استفاده از آن، رابطه زیر نتیجه می‌شود:

$$\rho = \frac{k(f_c \text{ مجاز})}{2(f_s \text{ مجاز})} \quad (3-93)$$

مقدار ρ که از رابطه فوق بدست می‌آید نسبت آرماتور برای یک مقطع ایده‌آل است. سرانجام لنگر خمشی M_w با استفاده از نیروهای داخلی مقطع به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

$$M_w = \frac{1}{2}(bkd)(f_c \text{ مجاز})(jd) = Rbd^2 \quad (3-94)$$

که در آن

$$R = \frac{1}{2}(f_c \text{ مجاز})jk \quad (3-95)$$

همچنین، با استفاده از تعادل نیروهای مقطع طبق رابطه $M_w = Tjd$ رابطه زیر بدست می‌آید:

$$A_s = \frac{M_w}{(f_s \text{ مجاز})jd} \quad (3-96)$$

ثابت‌های k ، j ، ρ و R که با روابط (۳-۹۱) تا (۳-۹۳) و (۳-۹۵) تعریف شده اند ثابت‌های طراحی یک مقطع ایده‌آل نام دارند که مقادیرشان تنها بستگی به n و تنش‌های مجاز فولاد و بتن دارند. ضمناً " توجه به این مسئله نیز لازم است که k ، j و ρ ثابت‌های بی بعد هستند ولی R دارای بعد تنش (معمولاً کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) است.

بطور کلی، مقادیر m برای مقاطع ایده آل تقریباً " نصف حداکثر مجاز نسبت آرماتور در روش طراحی بر مبنای مقاومت (ρ_{max}) است. در جدول ۳-۴ نسبت آرماتور ایده آل برای حالات مختلف داده شده است.

جدول ۳-۴- مقادیر m برای مقاطع ایده آل

f'_c (kg/cm ²)	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰	۳۵۰	۴۰۰
n	۹	۸	۷/۵	۷	۶/۵
f_y ۲۳۰۰	۰/۰۱۱۸	۰/۰۱۵۷	۰/۰۲۰۲	۰/۰۲۴۸	۰/۰۲۹۳
(kg/cm ²) ۳۰۰۰	۰/۰۱۱۸	۰/۰۱۵۷	۰/۰۲۰۲	۰/۰۲۴۸	۰/۰۲۹۳
۴۰۰۰	۰/۰۰۸۷	۰/۰۱۱۷	۰/۰۱۵۱	۰/۰۱۸۶	۰/۰۲۲۰

- با استفاده از روابط این بخش، مراحل تعیین مقادیر t و b ،
 ۱- محاسبه ثابت های طراحی A_s برای یک مقطع ایده آل را می توان به ترتیب زیر خلاصه کرد:
 ۲- محاسبه $(bd^2) = M_w/R$ لازم، و انتخاب مقادیر مناسب برای b و d
 ۳- محاسبه A_s از عبارت ρbd یا از عبارت $M_w/[(f_y)(jd)]$ مجاز

مثال ۳-۱۵- طراحی یک مقطع ایده آل - مقطع لازم برای یک تیر ساده به دهانه ۷ متر که بار مرده آن (با احتساب تقریبی وزن تیر) برابر ۲۷۰۰ کیلوگرم بر متر و بار وارده بر آن برابر ۱۵۰۰ کیلوگرم بر متر است، طراحی کنید، ضمناً $f'_c = ۲۵۰$ و $f_y = ۴۰۰۰$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.

حل:

تنش های مجاز فولاد و بتن، مطابق آیین نامه، برابرند با:

$$f_c = ۰/۴۵ f'_c = ۱۱۲/۵ \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = ۱۶۸۰ \text{ kg/cm}^2$$

همچنین، طبق جدول ۳-۳، $n = ۸$ است و ثابت های طراحی برابرند با:

$$k = \frac{۱۱۲/۵}{\frac{۱۶۸۰}{۸} + ۱۱۲/۵} = ۰/۳۴۹$$

$$j = 1 - \frac{k}{\gamma} = 0.884$$

$$R = \frac{1}{\gamma} (f_c \text{ مجاز}) k j = \frac{1}{\gamma} \times 112/5 \times 0.249 \times 0.884 \\ = 17/25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{2} \frac{k (f_c \text{ مجاز})}{(f_s \text{ مجاز})} = \frac{1}{2} \times 0.249 \times \frac{112/5}{1680} = 0.0117$$

از سوی دیگر، لنگر خمشی با بهره‌برداری برابر است با:

$$M_w = (2700 + 1500) \times \frac{(\gamma)^2}{8} = 25725 \text{ kg.m}$$

از آنجا که محدودیتی برای ابعاد وجود ندارد مناسب است که مقطع تقریباً به صورت ایده‌آل طرح شود، بنابراین:

$$(bd^2)_{\text{لازم}} = \frac{M_w}{R} = \frac{25725 \times 100}{17/25} = 148270 \text{ cm}^2$$

که با فرض $b = 40$ برای d مقدار $60/9$ سانتیمتر بدست می‌آید. بدین ترتیب، کل ارتفاع مقطع (به فرض اینکه آرماتورها در دولاویه قرار داده شوند) مطابق تصویر الف - ۳-۴۱ برابر است با:

$$\text{قطر میلگرد} + \text{قطر خاموت} + \text{بتن محافظ آرماتور} + 60/9 + \\ + \frac{1}{4} (\text{فاصله آزاد بین دولاویه})$$

مطابق آئین نامه، حداقل ضخامت بتن محافظ آرماتور برابر ۴ سانتی متر و حداقل فاصله آزاد بین دولاویه آرماتور برابر $2/5$ سانتیمتر است، بنابراین به فرض استفاده از $\varnothing 22$ برای میلگردها و $\varnothing 10$ برای خاموت، ارتفاع لازم برای مقطع برابر خواهد بود با:

$$h = 60/9 + 4 + 1 + 2/2 + 1/25 = 60/9 + 8/45 = 69/25 \text{ cm}$$

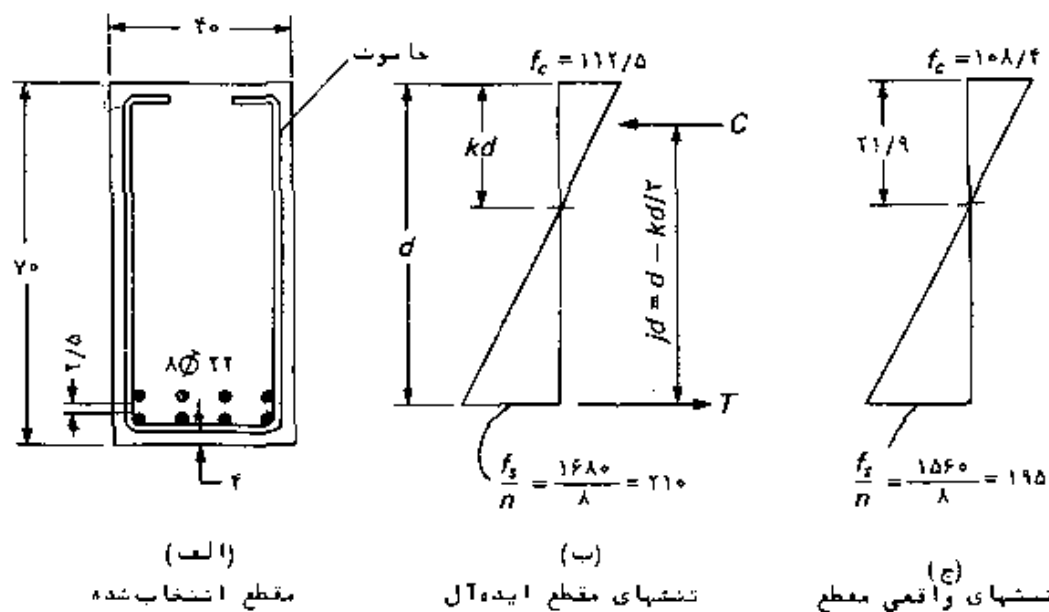
بدین ترتیب می‌توان برای تیر مورد نظر، مقطع 40×70 سانتیمتر اختیار کرد، در این صورت مقدار d عبارت است از:

$$d = 70 - 8/45 = 61/55 \approx 61/5 \text{ cm}$$

و مقدار آرماتور مورد نیاز برابر است با:

$$A_s = \frac{M_w}{f_s j d} = \frac{25725 \times 100}{1680 \times 0.884 \times 61/5} = 28/2 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن می‌توان مثلاً از $\varnothing 22$ ۸، با سطح مقطع $30/4$ سانتیمتر مربع، استفاده کرد.



تصویر ۳-۴۱ مقطع ونیروهای وارد بر آن در مثال ۳-۱۵

در صورتی که برای این مقطع محاسباتی مشابه محاسبات مثال ۳-۱۴ انجام شود نتایج زیر بدست خواهد آمد:

$$x = 21/9 \text{ cm}$$

$$\text{بازوی لنگر} = 61/5 - \frac{21/9}{3} = 54/2 \text{ cm}$$

$$C = T = \frac{M_w}{\text{بازوی لنگر}} = \frac{25725 \times 100}{54/2} = 47462 \text{ kg}$$

$$f_s = \frac{T}{A_s} = \frac{47462}{30/4} = 1560 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{C}{0/5bx} = \frac{47462}{0/5 \times 40 \times 21/9} = 108/4 \text{ kg/cm}^2$$

چنانچه در این مسئله، مقطعی کوچکتر از 40×70 ، مثلاً 40×60 ، اختیار شود بدیهی است که فولاد بیشتری برای آن لازم خواهد بود و بدین ترتیب این مقطع که آرماتور بیشتری از مقطع ایده‌آل خود لازم دارد یک مقطع پرفولاد خواهد بود. از سوی دیگر، چنانچه مقطعی بزرگتر از 40×70 ، مثلاً 40×80 ، اختیار شود مقدار آرماتور مورد نیاز کاهش خواهد یافت و بدین ترتیب این مقطع، یک مقطع کم فولاد خواهد بود. در دو مثال زیر نحوه محاسبه آرماتور برای دو مقطع پرفولاد (مقاطع 40×60 و 40×80 که

در این مثال مطرح شدند) نشان داده می‌شوند.

مثال ۱۶-۳- طراحی یک مقطع پرفولاد- برای لنگر با بهره‌برداری $M_w = 25725$ کیلوگرم‌متر، مقدار آرماتور مورد نیاز برای یک مقطع 40×60 سانتیمتر را محاسبه کنید. مقاومت‌های بتن و فولاد برابرند با $f'_c = 25$ و $f_y = 4000$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع.

حل :

تنش‌های مجاز، نسبت مدولی و ثابت‌های طراحی مقطع برابرند با (نتایج حاصل از مثال ۱۵-۳):

$$f_c = 112/5 \text{ kg/cm}^2, \quad f_s = 1680 \text{ kg/cm}^2, \quad n = 8$$

$$k = 0/349, \quad j = 0/884, \quad R = 17/25 \text{ kg/cm}^2$$

ابتدا لازم است مشخص شود که آیا مقطع باید به صورت کم فولاد، پرفولاد و یا بر حسب تصادف به صورت ایده‌آل طراحی شود. برای این منظور، با فرض آرماتورگذاری در دولا به می‌توان نوشت:

$$d = 60 - 8/5 = 51/5 \text{ cm}$$

$$R \text{ لازم} = \frac{M_w}{bd^2} = \frac{25725 \times 100}{40 \times (51/5)^2} = 24/2 \text{ kg/cm}^2$$

چون مقدار فوق از R ایده‌آل بیشتر است، اگر مقطع به صورت ایده‌آل مسلح شود نخواهد توانست لنگر 25725 کیلوگرم‌متر را تحمل کند و در نتیجه، مقطع باید به صورت پرفولاد طرح شود.

با توجه به تصویر ۴۲-۳ و با استفاده از تعادل نیروهای مقطع می‌توان

نوشت:

$$M_w = C(d - x/3)$$

$$25725 \times 100 = \left(\frac{1}{2} \times 112/5 \times 40 \times x\right) \left(51/5 - \frac{x}{3}\right)$$

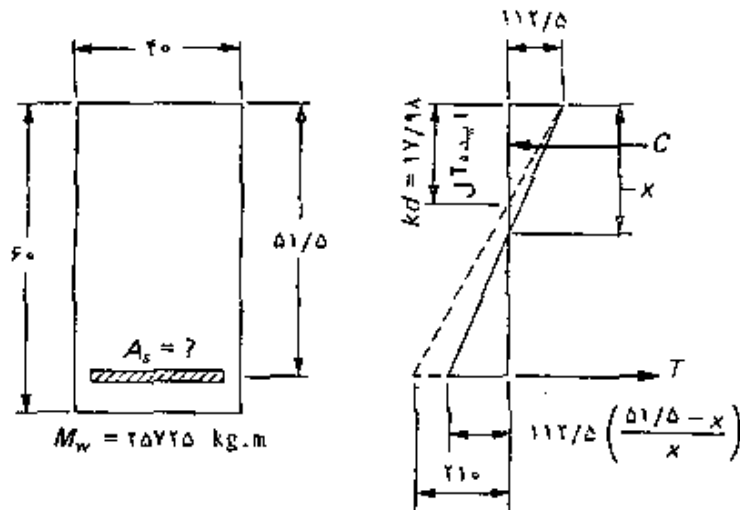
با حل معادله درجه دوم فوق، ارتفاع محور خنثی برابر مقدار زیر بدست می‌آید:

$$x = 26/9 \text{ cm}$$

بنابراین مقدار نیروی فشاری مقطع برابر است با:

$$C = \frac{1}{2} \times 40 \times 112/5 \times 26/9 = 60525 \text{ kg}$$

از سوی دیگر، با استفاده از تصویر ۴۲-۳، تنش آرماتور برابر خواهد بود



تصویر ۳-۴۲ مقطع پرفولادونیروهای وارد بر آن در مثال ۳-۱۶

با :

$$f_s = n f_c \left(\frac{d-x}{x} \right) = 8 \times 112/5 \times \frac{51/5 - 26/9}{26/9} = 823 \text{ kg/cm}^2$$

و بدین ترتیب ، با توجه به تساوی نیروهای فشاری و کششی مقطع ، سطح آرماتور لازم محاسبه خواهد شد .

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{60525}{823} = 73/5 \text{ cm}^2$$

نتیجه فوق نشان می‌دهد که برای مسلح کردن مقطع داده شده نیاز به مقدار قابل ملاحظه‌ای آرماتور است ، در نتیجه مقطع طراحی شده یک مقطع شدیداً " پرفولاد خواهد بود . در چنین مقطعی با توجه به تنش نسبتاً کم آرماتور مشاهده می‌شود که عملاً " فولاد به صورت غیر اقتصادی بکار برده می‌شود . در این صورت ، چنانچه افزایش ابعاد مقطع مقدور نباشد ، شاید یک راه حل ، استفاده از آرماتور فشاری در مقطع است . بدین ترتیب ضمن حل مشکل جا دادن آرماتورها در یک وجه مقطع ، طراحی خواهد توانست خیز دراز مدت ناشی از خزش و افت رانیز کاهش دهد . محاسبه مقاطع با آرماتور فشاری در بخش ۳-۱۵-۳ تشریح شده است .

مثال ۳-۱۷- طراحی یک مقطع کم فولاد برای لنگر با بهره‌برداری

$M_w = 25725$ کیلوگرم متر ، مقدار آرماتور مورد نیاز برای یک مقطع 40×80 سانتیمتر را محاسبه کنید . مقاومت‌های بتن و فولاد به ترتیب برابرند با

$f'_c = 250$ و $f_y = 4000$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع.

حل :

تنشهای مجاز، نسبت مدولی و ثابتهای طراحی مقطع برابرند با
(نتایج حاصل از مثال ۱۵-۳):

$$n=8, f_s=1680 \text{ kg/cm}^2, f_c=112/5 \text{ kg/cm}^2 \text{ مجاز}$$

$$R=17/35 \text{ kg/cm}^2, j=0/884, k=0/349$$

در اینجا نیز مانند مثال قبل لازم است ابتدا مشخص شود که آیا مقطع به صورت کم‌فولاد، پرفولاد یا بر حسب تصادف به صورت ایده‌آل باید طراحی شود. برای این منظور، با فرض آرماتورگذاری در دو لایه می‌توان نوشت:

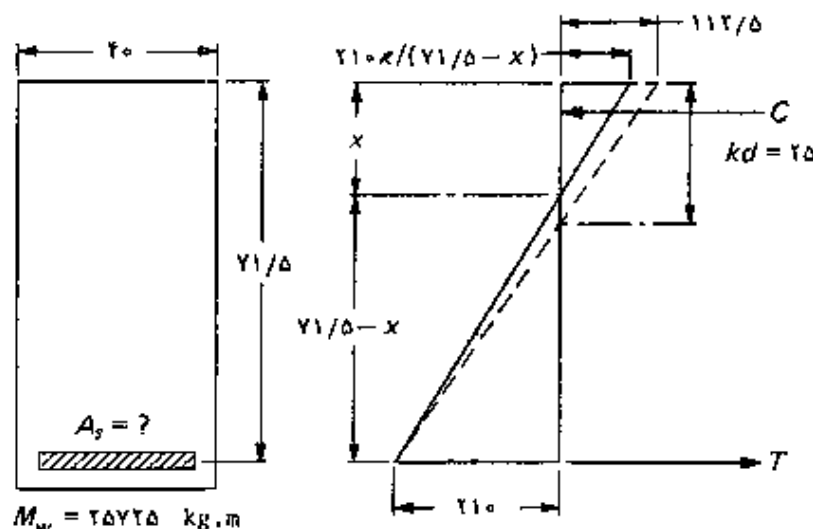
$$d = 80 - 8/5 = 71/5 \text{ cm}$$

$$R \text{ لازم} = \frac{M_w}{bd^2} = \frac{25725 \times 100}{40 \times (71/5)^2} = 12/6 \text{ kg/cm}^2$$

از آنجا که مقدار فوق از R ایده‌آل کمتر است، در صورتی که مقطع به صورت ایده‌آل مسلح شود، لنگری بیش از لنگر وارده را تحمل خواهد کرد، بنابراین در این مقطع نسبت به مقطع ایده‌آل، آرماتور کمتری مورد نیاز است و در نتیجه، مقطع باید به صورت کم‌فولاد طراحی شود.

تصویر ۳-۴۳ مقطع مورد نظر و دیالگرام تنش را در آن نشان می‌دهد.

با توجه به تعادل نیروهای داخلی در این مقطع می‌توان نوشت:



تصویر ۳-۴۳ مقطع کم‌فولاد و نیروهای وارد بر آن در مثال ۱۷-۳

$$M_w = C(d - x/2)$$

$$25725 \times 100 = \frac{1}{2} \left(\frac{210 \times x}{71/5 - x} \right) (40 \times x) \left(71/5 - \frac{x}{2} \right)$$

با حل معادله درجه سوم فوق، ارتفاع محورخشی برابر مقدار زیر بدست می آید:

$$x = 21/8 \text{ cm}$$

که با استفاده از آن می توان محاسبات زیر را انجام داد:

$$f_c = \frac{210 \times x}{71/5 - x} = \frac{210 \times 21/8}{71/5 - 21/8} = 92/1 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = \frac{1}{4} f_c b x = 0/5 \times 92/1 \times 40 \times 21/8 = 40156 \text{ kg}$$

$$A_s \text{ لازم} = \frac{T \text{ یا } C}{f_s \text{ مجاز}} = \frac{40156}{1680} = 23/9 \text{ cm}^2$$

محاسبه آرماتور برای مقاطع کم فولاد را می توان با روشی تقریبی ولی بسیار ساده تر از روش فوق نیز انجام داد. برای روشن شدن این روش کافی است توجه شود که بازوی لنگر در یک مقطع کم فولاد به مقدار جزئی بزرگتر از مقدار نظیر حالت ایده آل، یعنی jd ، است (در مثال فوق، بازوی لنگر برابر $64/2$ سانتیمتر و مقدار ایده آل برابر $63/2$ سانتیمتر است). بنابراین، در صورتی که به جای بازوی لنگر از jd استفاده شود می توان تخمینی محافظه کارانه و نسبتاً "دقیق از مقدار آرماتور بدست آورد. بدین ترتیب، مقدار آرماتور مورد نیاز را می توان به کمک رابطه زیر محاسبه کرد:

$$A_s \approx \frac{M_w}{(f_s \text{ مجاز}) jd} \quad (3-97)$$

کاربرد این رابطه برای مثال فوق مقدار زیر را برای آرماتور بدست می دهد:

$$A_s \approx \frac{25725 \times 100}{1680 \times 0/884 \times 71/5} = 24/2 \text{ cm}^2$$

مشاهده می شود که این نتیجه بسیار نزدیک به مقدار دقیق ($23/2$ سانتیمتر مربع) است.

محاسبه آرماتور در مقاطع کم فولاد معمولاً با استفاده از رابطه

(۳-۹۷) انجام می‌گیرد. ویژگی این روش در این است که ضمن سهولت کاربرد، نتیجهٔ محافظه‌کارانه و نسبتاً "دقیق نیز بدست می‌دهد. باید توجه داشت که رابطهٔ (۳-۹۷) نباید هرگز برای مقاطع پرفولادبکار رود. به عنوان نمونه، چنانچه از این رابطه در مثال ۱۶-۳ استفاده شود، مقدار $\frac{25725 \times 100}{1680 \times 0.884 \times 51/5} = 33/6$ سانتی‌متر مربع نتیجه می‌شود که بسیار دور از جواب واقعی است.

۳-۱۰-۳- طراحی مقاطع مستطیل شکل با آرماتورهای کششی و فشاری

در مواردی که محدودیتی در اندازه‌های یک مقطع وجود دارد بطوری که لنگر خمشی بار بهره‌بردار، از لنگر خمشی مقطع که به صورت ایده‌آل مسلح شود، بیشتر باشد یک راه حل عملی استفاده از آرماتور فشاری است. در چنین مواردی، طبیعتاً، تنها مجهولات مسئله مقادیر آرماتورهای کششی و فشاری است.

طراحی مقاطع با آرماتورهای کششی و فشاری به کمک ایدهٔ تفکیک نیروهای مقطع، مطابق آنچه در روش طراحی بر مبنای مقاومت بیان شد، انجام می‌گیرد. در این روش، لنگر خمشی مقاوم مقطع برابر مجموع دو لنگر فرض می‌شود؛ لنگر حاصل از مقطع با آرماتور ایده‌آل و لنگر حاصل از آرماتور فشاری و باقیماندهٔ آرماتورهای کششی. بنابراین در مقاطع با آرماتور فشاری، مقطع به صورت یک مقطع ایده‌آل طرح می‌شود که در آن آرماتورهای فشاری و کششی اضافی به طریقی تعیین می‌شوند که محور خنثی در محل مربوط به مقطع ایده‌آل باقی بماند. بدین ترتیب، با توجه به تصویر ۴-۳، مراحل محاسبهٔ آرماتورهای کششی و فشاری را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد:

$$1- \text{ محاسبهٔ لنگر خمشی مقطع اول: } M_{w1} = Rbd^2$$

$$2- \text{ محاسبهٔ آرماتور کششی مقطع اول: } A_{s1} = pbd$$

$$3- \text{ محاسبهٔ لنگر خمشی مقطع دوم: } M_{w2} = M_w - M_{w1}$$

$$4- \text{ محاسبهٔ نیروهای مقطع دوم: } C_T = T_T = M_{w2}/(d - d')$$

$$5- \text{ محاسبهٔ آرماتور کششی مقطع دوم: } A_{s2} = T_T / f_s \text{ مجاز}$$

$$6- \text{ محاسبهٔ کل آرماتور کششی مقطع: } A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

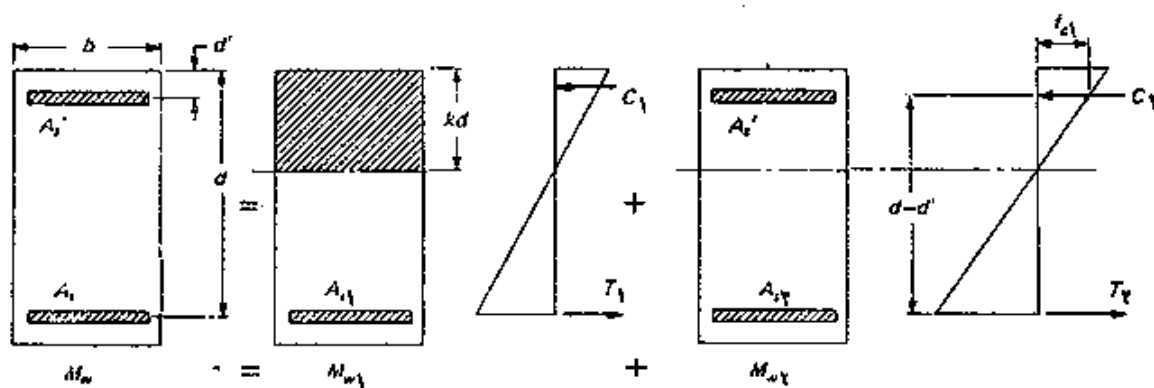
$$7- \text{ محاسبهٔ تنش بتن در محل آرماتور فشاری: } f_{c1} = (z)(kd - d')/kd$$

۸- محاسبه آرماتور فشاری مقطع :

$$\text{اگر } f_s \text{ مجاز} < 2nf_{c1} \Rightarrow A'_s = C_T / [(2n - 1)f_{c1}]$$

$$\text{اگر } f_s \text{ مجاز} > 2nf_{c1} \Rightarrow A'_s = C_T / (f_s - f_{c1})$$

مراحل ۱ تا ۶ کاملاً گویا هستند، ولی برای روشن شدن مراحل ۷ و ۸ لازم است توضیح بیشتری در اینجا داده شود. در مقاطع تنه‌ها با آرماتور کششی، فشار در منطقه فشاری مقطع فقط توسط بتن تحمل می‌شود، حال



تصویر ۴۴-۳ تفکیک نیروها در یک مقطع با آرماتورهای کششی و فشاری

آنکه در مقاطع با آرماتورهای کششی و فشاری، بتن و فولاد مشترکاً فشار را تحمل می‌کنند. اگر بتن و فولاد هر دو به صورت الاستیک عمل می‌کردند، یعنی تمام تغییر شکل در همان لحظه اعمال بار صورت می‌گرفت و با حذف بار نیز از میان می‌رفت، روش مقطع مبدل همچنان معتبر می‌بود، یعنی کافی بود آرماتور فشاری با سطح معادلی از بتن مساوی n برابر سطح آرماتور کششی می‌شد. لیکن، تحت اثر بار، به علت پدیده خزش تغییر شکل‌های اضافی در بتن ایجاد می‌شود و علاوه بر آن مسئله افت بتن نیز وجود دارد. از سوی دیگر، چنین اثرات تابع زمان در فولاد مشاهده نمی‌شود و لذا با گذشت زمان و افزایش تغییر شکل بتن، تدریجاً "تنش از بتن به آرماتور فشاری منتقل می‌شود، در نتیجه، برای اینکه توزیع خطی تنش در مقطع و به عبارت دیگر، مفهوم مقطع مبدل همچنان معتبر باشد و بتوان بطور تقریبی این انتقال تنش را در نظر گرفت باید آرماتور را با سطح معادلی بیش از n برابر سطح آن جایگزین کرد.

مطابق آئین نامه، برای محاسبه تنش در مقطع مبدل، یک نسبت

مدولی موثر برابر $2n$ برای تبدیل آرماتور فشاری بکار می‌رود. این ضابطه آئین نامه در عمل بدین معنا است که در آنالیز الاستیک تنش در آرماتور فشاری $2nf_c$ است (تصویر ۳-۴۴). مطابق آئین نامه، مقدار تنش در آرماتور فشاری نباید در هر حال از تنش مجاز آرماتور تجاوز کند.

مثال ۳-۱۸. طراحی یک مقطع با آرماتور فشاری - مقطع مثال ۳-۱۶ را با استفاده از آرماتور فشاری طرح کنید. مقدار d' را برابر ۶ سانتیمتر فرض کنید.

حل :

تنشهای مجاز، نسبت مدولی و ثابتهای طراحی مقطع، با استفاده از نتایج مثال ۳-۱۶ و جدول ۳-۴، برابرند با

$$n = 8, \quad f_s = 1680 \text{ kg/cm}^2, \quad f_c = 112/5 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 17/25, \quad \rho = 0/0117, \quad j = 0/884, \quad k = 0/349$$

باطی مراحل ۱ تا ۸ این بخش محاسبه آرماتورها به ترتیب زیر انجام می‌شود:

$$M_{w1} = Rbd^2 = 17/25 \times 40 \times (51/5)^2 = 1840662 \text{ kg.cm}$$

$$A_{s1} = \rho bd = 0/0117 \times 40 \times 51/5 = 24/1 \text{ cm}^2$$

$$M_{w2} = M_w - M_{w1} = 25725 \times 100 - 1840662 = 731828 \text{ kg.cm}$$

$$C_r = T_r = \frac{M_{w2}}{d - d'} = \frac{731828}{51/5 - 6} = 16084 \text{ kg}$$

$$A_{s2} = \frac{T_r}{f_s} = \frac{16084}{1680} = 9/57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 24/1 + 9/57 = 33/67 \text{ cm}^2 \quad \text{آرماتور کششی}$$

$$kd = 0/349 \times 51/5 = 17/97 \text{ cm}$$

$$f_{c1} = 112/5 \times \frac{17/97 - 6}{17/97} = 74/9 \text{ kg/cm}^2$$

$$2nf_{c1} = 2 \times 8 \times 74/9 = 1198 \text{ kg/cm}^2 < 1680 = f_s \text{ مجاز}$$

$$\Rightarrow A'_s = \frac{C_r}{(2n - 1)f_{c1}} = \frac{16084}{17 \times 74/9} = 12/6 \text{ cm}^2 \quad \text{آرماتور فشاری}$$

مقایسه نتایج فوق با نتایج مثال ۳-۱۶ نشان میدهد که به جای یک مقطع پر فولاد، استفاده از آرماتور فشاری می‌تواند روشی مناسب باشد.

مسائل

در کلیه مسائل این فصل، ابعاد مقاطع بر حسب سانتیمتر و مقادیر مقاومتها بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشند.

۳-۱- مشخصات زیر برای یک مقطع بتن آرمه مستطیل شکل داده شده است:

$$b = 30 \quad , \quad h = 60 \quad , \quad d = 55 \quad , \quad A_s = 2\Phi 22$$

$$f'_c = 3000 \quad , \quad f_r = 35 \quad , \quad f_y = 4000 \quad , \quad W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

تنشهای ایجاد شده در مقطع را توسط لنگر خمشی ۱۰۰۰۰ کیلوگرم متر محاسبه کنید.

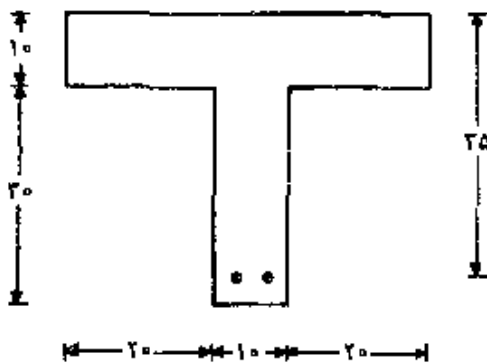
$$\text{جواب: } f_c = 89/7 \text{ kg/cm}^2$$

۳-۲- در صورتی که در مقطع مسئله ۳-۱، آرماتورهای فشاری $A'_s = 2\Phi 20$ در فاصله $d' = 5$ سانتیمتر قرار داده شوند:

الف- لنگر ترک خوردگی مقطع را به دست آورید.

ب- تنشهای ایجاد شده در مقطع را توسط لنگر مساوی ۲ برابر لنگر ترک خوردگی محاسبه کنید.

$$\text{جواب ب: } f_c = 120 \text{ kg/cm}^2$$



$$A_s = 2\Phi 20$$

۳-۳- یک تیر سراسری دودمانه با دهانه‌های مساوی ۴ متر تحت یک بار گسترده یکنواخت قرار دارد. مقطع این تیر که در سراسر طول آن ثابت است در تصویر مقابل نشان داده شده است.

$$f'_c = 2600 \quad , \quad f_r = 30$$

$$f_y = 4000 \quad , \quad W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

حداقل مقدار بار را که سبب ترک خوردن این تیر می شود محاسبه کنید.

$$\text{جواب: } 1240 \text{ کیلوگرم بر متر}$$

۳-۴- در یک مقطع مستطیل شکل، آرماتورهای کششی متشکل است از سه عدد میلگرد به قطر ۲ سانتیمتر که یک عدد از آنها از نوع صاف با مقاومست تسلیم $f_y = ۲۳۰۰$ و دو عدد دیگر از نوع آجدار با مقاومت تسلیم $f_y = ۴۰۰۰$ است. سایر مشخصات مقطع به قرار زیر است:

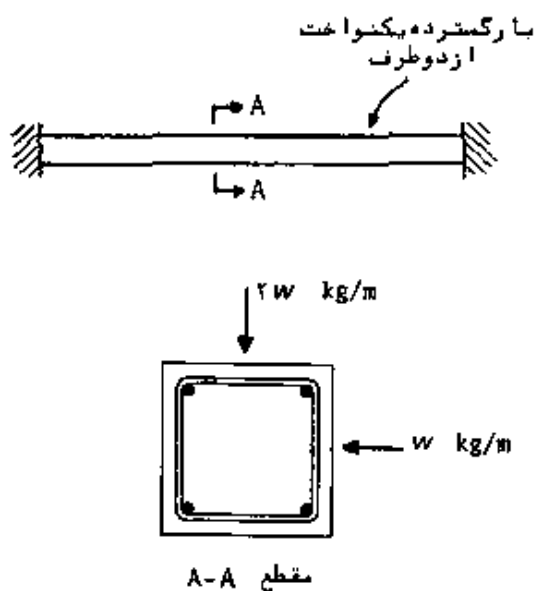
$$b = ۲۵ \quad , \quad h = ۶۰ \quad , \quad d = ۵۵ \quad , \quad W_c = ۲۴۰۰ \text{ kg/m}^3$$

$$f'_c = ۳۰۰ \quad , \quad f_r = ۳۶$$

الف- تنشهای ایجاد شده در مقطع را در اثر لنگر ۵۰۰۰ کیلوگرم متر به دست آورید.

ب- تنشهای ایجاد شده در مقطع را در اثر لنگر ۱۲۰۰۰ کیلوگرم متر محاسبه کنید.

جواب ب: $f_c = ۱۲۲ \text{ kg/cm}^2$ ، آرماتور صاف تسلیم می شود و تنش در آرماتور آجدار ۲۶۶۰ kg/cm^2 است.



۳-۵- یک تیر بتن آرمه به طول ۳ متر که بصورت دوسرگیردار اجرا شده است تحت بارگذاری نشان داده شده در تصویر مقابل قرار دارد. ابعاد مقطع ۳۰×۳۰ و آرماتور قرار داده شده عبارت است از یک عدد میلگرد $\phi ۲۰$ در هر گوشه مقطع. فاصله مرکز سطح آرماتورها از وجوه مقطع ۵ سانتیمتر است. ضمناً:

$$f'_c = ۲۵۰ \quad , \quad f_r = ۳۰$$

$$f_y = ۴۰۰۰ \quad , \quad n = ۸ \text{ (نسبت مدولی)}$$

حداقل مقدار w را که سبب ترک خوردگی مقطع می شود (w_{cr}) بدست آورید. از وزن تیر صرف نظر کنید.

جواب: ۷۶۸ کیلوگرم بر متر

۳-۶- مشخصات زیر برای یک مقطع بتن آرمه مستطیل شکل داده شده است:

$$b=30 \quad , \quad d=25 \quad , \quad f'_c=250 \quad , \quad f_y=4000$$

$$A_s = 4\Phi 26$$

نوع گسیختگی (نرم یا ترد) و مقاومت خمشی اسمی مقطع را محاسبه کنید.
مقاومت خمشی مقطع را که طبق ضوابط آئین نامه محدود می شود نیز محاسبه کنید.

جواب : ۴۰/۵ تن متر ، ۲۲/۴ تن متر

۳-۷- مشخصات زیر برای یک تیر بتنی مستطیل شکل به دهانه ۶ متر که بطور ساده روی تکیه گاه های خود قرار داده شده است :

$$b=30 \quad , \quad d=45 \quad , \quad f'_c=250 \quad , \quad f_y=4000$$

$$D(\text{بار مرده}) = 2500 \text{ kg/m} \quad , \quad L(\text{سربار}) = 3500 \text{ kg/m}$$

مقدار آرماتور لازم برای این تیر را در وسط دهانه آن محاسبه کنید.

جواب : ۳۱/۱ سانتی متر مربع

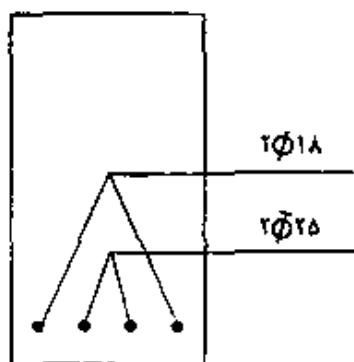
۳-۸- طراحی یک تیر بتنی با مقطع مستطیل شکل که بطور ساده روی تکیه گاه های خود قرار دارد با اطلاعات زیر مورد نظر است :

$$L(\text{طول دهانه}) = 5 \text{ متر} \quad , \quad D = 2000 \text{ kg/m}$$

$$L = 3000 \text{ kg/m} \quad , \quad f'_c = 250 \quad , \quad f_y = 4000$$

ابعاد مقطع و آرماتور لازم در وسط دهانه را برای این تیر با فرض $\rho = \frac{1}{4} \rho_{max}$ تعیین کنید.

جواب : مقطع ۳۵ × ۵۵



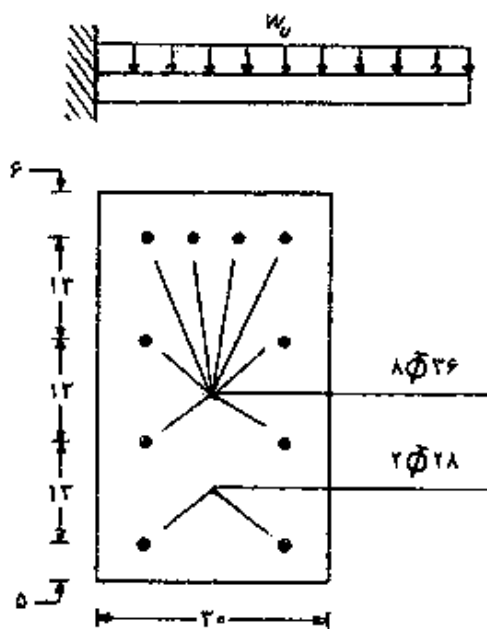
۳-۹- مقاومت طراحی مقطع داده شده در تصویر مقابل را محاسبه کنید.

$$b=30 \quad , \quad d=45 \quad , \quad f'_c=250$$

$$f_y(\text{میلگرد صاف}) = 2200$$

$$f_y(\text{میلگرد آجدار}) = 4000$$

جواب : ۱۸/۸ تن متر



۳-۱۰- مقطع نشان داده شده در تصویر مقابل برای یک تیر طره‌ای به طول ۴ متر که با ضربیدار (نهایی) وارد بر آن $w_u = 1/4D + 1/7L = 7000$ کیلوگرم بر متر است پیشنهاد شده است. ضمناً

$$f'_c = 250 \text{ و } f_y = 4000$$

تحقیق کنید که در لحظه نهایی مقاومت این مقطع، فاصله محور خنثی از وجه تحتانی مقطع تقریباً برابر $23/3$ سانتیمتر است. با استفاده از این نتیجه و بدون توجه به ضوابط حداکثر آرماتور، لنگراسمی و طراحی این

مقطع را به دست آورده و بررسی کنید که آیا این مقطع در محل تکیه‌گاه کافی است یا خیر.

۳-۱۱- مشخصات زیر برای یک مقطع مستطیل شکل با آرماتورهای کششی و فشاری داده شده است.

$$b = 30 \text{ ، } d = 45 \text{ ، } f'_c = 250 \text{ ، } f_y = 4000$$

$$A_s = 2\Phi 28$$

مقاومت خمشی اسمی مقطع را برای دو حالت زیر محاسبه کنید.

$$\text{ب - } 2\Phi 32$$

$$\text{الف - } 4\Phi 28$$

جواب ب: $51/5$ تن متر

۳-۱۲- مشخصات زیر برای یک تیر طره‌ای بتن آرمه بطول ۵ متر و با مقطع مستطیل شکل داده شده است.

$$b = 25 \text{ ، } d = 50 \text{ ، } D = 2000 \text{ kg/m} \text{ ، } L = 3000 \text{ kg/m}$$

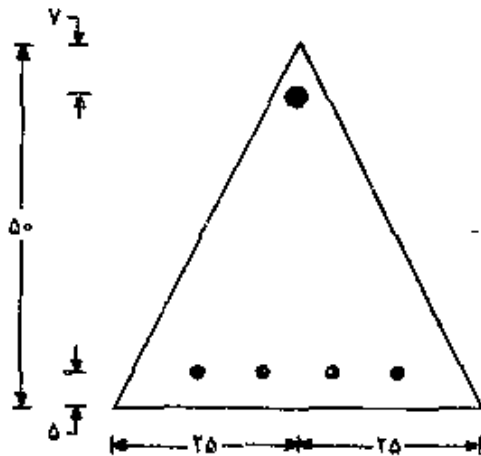
$$f'_c = 250 \text{ ، } f_y = 4000$$

مقدار آرماتور لازم برای این تیر را در محل تکیه‌گاه و در وسط طول طره‌ای محاسبه کنید.

جواب : در تکیه گاه ، با فرض استفاده از حداکثر مقدار آرماتور کششی ،
 $A_s' = 29/4$ و $A_s = 64/4$ سانتی متر مربع

۳-۱۳. مشخصات زیر برای یک تیر بتنی با مقطع مستطیل شکل داده شده است :

$b = 30$ ، $d = 25$ ، $f_c' = 2500$ ، $f_y = 4000$
 در صورتی که در قسمت کششی مقطع $4\phi 26$ قرار داده شده باشد مقدار آرماتور فشاری لازم برای اینکه این مقطع بتواند لنگر ضریب دار (نهایی) $M_u = 28$ تن متر را تحمل کند به دست آورید .



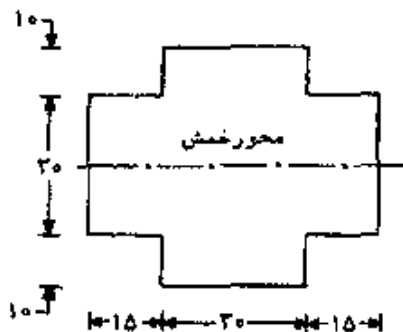
۳-۱۴. مقطع مثلثی شکل تصویر مقابل را که در آن یک عدد میلگرد 25ϕ به عنوان آرماتور فشاری قرار داده شده است در نظر بگیرید. مشخصات مقطع در تصویر داده شده است، همچنین $f_c' = 2500$ و $f_y = 4000$ است .

الف - روابط مربوط به مقدار ماکزیمومی نیم آرماتور را ، که به ترتیب به عنوان معیار تسلیم شدن

آرماتورهای کششی و فشاری به کار می روند ، به دست آورید .

ب - چنانچه برای آرماتور کششی در این مقطع از $4\phi 20$ استفاده شود مقاومت خمشی اسمی این مقطع را (با توجه به وجود میلگرد فشاری) تعیین کنید .

جواب ب : ۱۷۷۲۰ کیلوگرم متر



۳-۱۵. مقطع نشان داده شده در تصویر مقابل تحت لنگر $M_u = 70000$ کیلوگرم متر قرار دارد . ابعاد مقطع در تصویر داده شده است و سایر مشخصات مقطع عبارتند از :

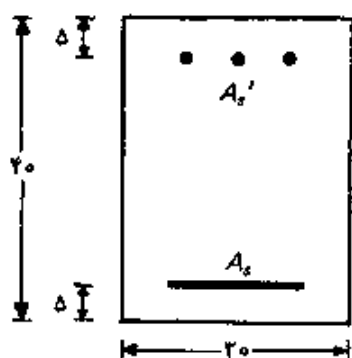
$$d = ۴۵ \quad , \quad d' = ۵$$

$$f'_c = ۲۵۰ \quad , \quad f_y = ۴۰۰۰$$

الف - نشان دهید که این مقطع رانمی توان تنها به کمک آرماتور کششی طراحی کرد.

ب - مقدار آرماتورهای کششی و فشاری را برای این مقطع به دست آورید.

جواب ب : با فرض استفاده از حداکثر مجاز آرماتور کششی در مقطع ، $A'_s = ۱۱/۸$ و $A_s = ۵۴/۸$ سانتی‌متر مربع .



۱۶-۳- مقطع نشان داده شده در تصویر مقابل را در نظر بگیرید. در این مقطع سه عدد میلگرد $\Phi ۲۸$ در قسمت فشاری قرار داده شده است. مقدار آرماتور کششی را به نحوی محاسبه کنید که مقطع حاصل قابلیت تحمل لنگر خمشی ضربدار $M_u = ۳۸۰۰۰$ کیلوگرم متر را داشته باشد.

$$f'_c = ۲۵۰ \quad , \quad f_y = ۴۰۰۰$$

$$\text{جواب : } A_s = ۳۵/۶ \text{ cm}^2$$

۱۷-۳- مقاومت خمشی اسمی مقطع T شکل با مشخصات زیر را محاسبه کنید.

$$b_f = ۶۰ \quad , \quad b_w = ۲۰ \quad , \quad t = ۱۰ \quad , \quad d = ۵۵$$

$$A_s = ۶\Phi ۲۸ \text{ (در دور دیف)} \quad , \quad f'_c = ۲۰۰ \quad , \quad f_y = ۴۰۰۰$$

جواب : ۵۹۷۰۰ کیلوگرم متر

۱۸-۳- مشخصات زیر برای یک مقطع T شکل داده شده است :

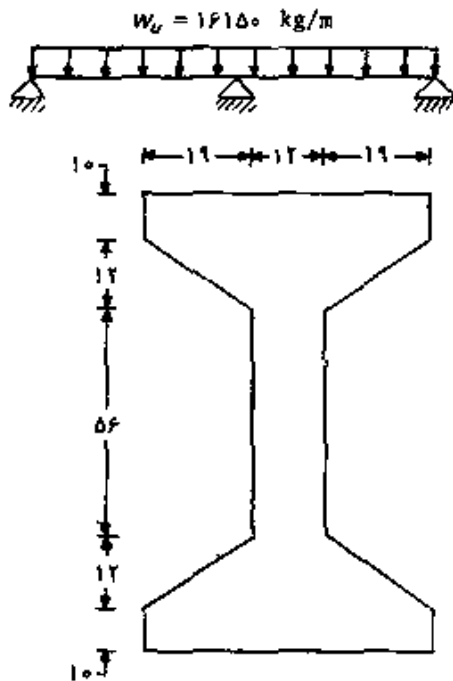
$$b_f = ۵۰ \quad , \quad b_w = ۲۵ \quad , \quad t = ۱۳ \quad , \quad d = ۵۰$$

$$f'_c = ۳۰۰ \quad , \quad f_y = ۴۰۰۰$$

الف - مقدار آرماتور کششی لازم را برای لنگر خمشی ضربدار $M_u = ۵۰$ متر محاسبه کنید.

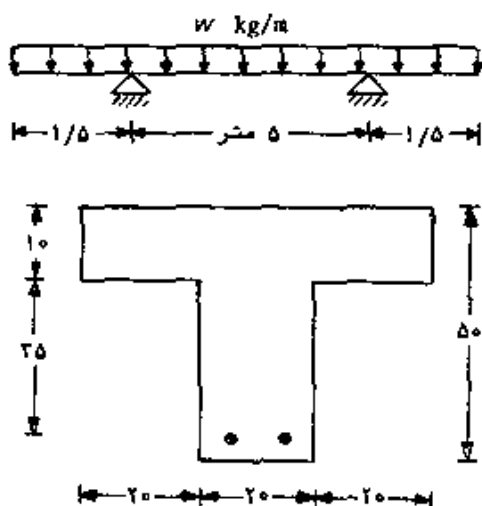
ب- مقدار آرماتورهای لازم را برای لنگر خمشی ضربدار $M_v = ۸۵$ تن متر محاسبه کنید.

جواب الف: $۲۵/۳۰$ سانتی متر مربع



۱۹-۳- برای پوشاندن یک کف، از تیرپیش ساخته^۴ دودخانه مطابق تصویر مقابل استفاده شده است. مقطع تیر که طول آن ۲۰ متر است نیز در تصویر داده شده است. مقدار بار ضربدار وارده بر این تیر $w_v = ۱۶۱۵۰$ کیلوگرم بر متر است. همچنین: $d = ۹۵$ و $f_y = ۴۰۰۰$ و $f'_c = ۳۵۰$ است. مقدار آرماتور لازم برای این تیر را در محل تکیه گاه میانی و نیز در محل حداکثر لنگر خمشی مثبت هر دهانه محاسبه کنید.

جواب: آرماتور تکیه گاه میانی $= ۶۴/۴$ سانتی متر مربع.



۲۰-۳- در تصویر مقابل یک تیر و مقطع آن نشان داده شده است. سایر اطلاعات به قرار زیر است:

$A_s = 2\Phi 28$ و $f'_c = ۲۵۰$
 $f_y = ۴۰۰۰$ و $f_r = ۳۰$
 حداکثر سربار مجاز این تیر را به دست آورید. (از وزن تیر صرف نظر کنید).

جواب: ۲۹۱۵ کیلوگرم بر متر

۳-۲۱- برای تیروبارگذاری مربوطه در مسئله ۵-۳ حداکثر مقدار بار w را که تیر می‌تواند در لحظه نهایی مقاومت تحمل کند (یعنی مقدار w_u) محاسبه کنید.

جواب : ۲۳۱۷ کیلوگرم بر متر

آنالیز و طراحی مقاطع تحت برش

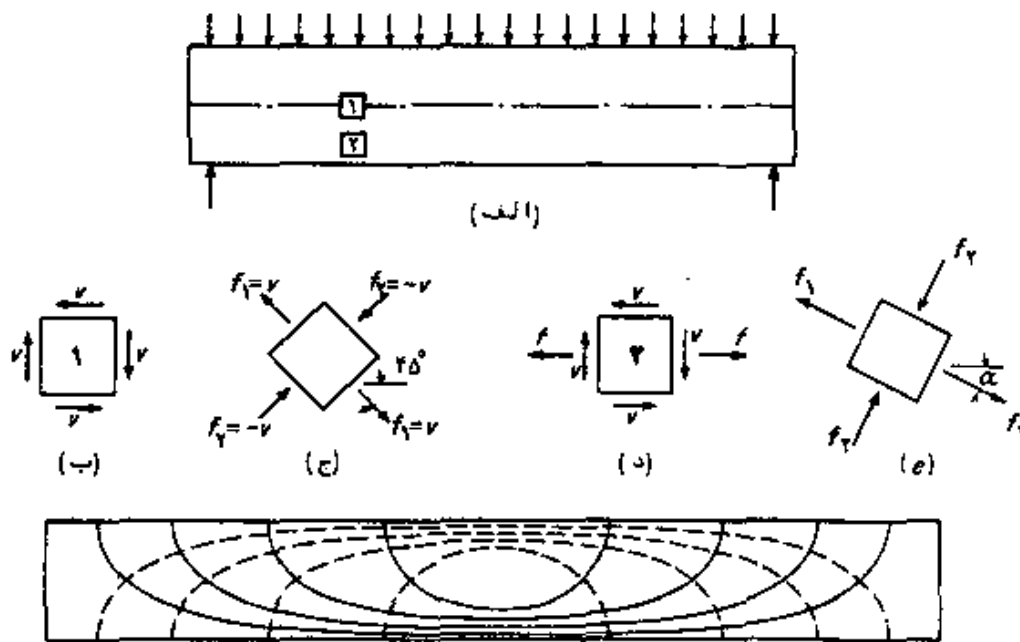
۴-۱- رفتار اعضا بتن آرمه تحت برش

برای درک بهتر نحوه انتقال بار در مقاطع تحت برش، پدیده ترک خوردگی، نوع گسیختگی و نقش آرماتورهای برشی، مطالعه رفتار تیرهای بتنی تحت برش، در مراحل مختلف بارگذاری ضروری است. برای این منظور تیر ساده تصویر الف-۱-۴ را می توان مورد بررسی قرار داد. در مراحل اولیه بارگذاری، یعنی در مرحله‌ای که مقدار بارودر نتیجه مقادیر تنشها کم است، بتن مانند یک ماده همگن و خطی عمل میکند و لذا تنشهای مقطع را می توان با استفاده از روابط کلاسیک مقاومت مصالح به دست آورد. این تنشها در نقطه‌ای به فاصله y از محور خنثی مقطع با روابط زیر محاسبه می شوند:

$$f = \frac{My}{I} \quad (\text{الف-۱-۴})$$

$$v = \frac{VQ}{Ib} \quad (\text{ب-۱-۴})$$

که در آنها M و V به ترتیب لنگر خمشی و نیروی برشی در مقطع مورد نظر و f و v تنشهای ناشی از آنها، I ممان اینرسی مقطع نسبت به محور خنثی، b



تصویر ۴-۱ تنش برشی و جهت تنشهای اصلی در یک تیر ساده

عرض مقطع در نقطه مورد نظر و Q لنگر استاتیکی آن قسمت از مقطع نسبت به محور خنثی است که در یک طرف خط گذرنده از نقطه مورد نظر و موازی محور خنثی قرار دارد. (لازم است یادآوری شود که تنش برشی که بدین ترتیب محاسبه می شود با تنش برشی متوسط، که از تقسیم کل نیروی برشی بر مساحت مقطع به دست می آید و دارای توزیع یکنواخت است، تفاوت دارد. تنش برشی که با رابطه ۴-۱-ب محاسبه می شود تنش برشی واقعی در هر نقطه از مقطع بوده و توزیع آن غیر یکنواخت است. مثلاً در یک مقطع مستطیل شکل توزیع واقعی تنش برشی به صورت سهمی است که مقدار آن در لبه‌های بالایی و پایینی مقطع مساوی صفر و حداکثر آن که در محور خنثی رخ می دهد مساوی $1/5$ برابر تنش برشی متوسط است. با اینحال، به جهت سهولت محاسبات، در مسائل عملی معمولاً از تنش برشی متوسط به عنوان معیاری از تنشهای برشی مقطع استفاده می شود).

با استفاده از این نتایج، چنانچه یک المان (جزء کوچک) در محل صفحه خنثی تیر (المان ۱ در تصویر الف-۴-۱) مورد بررسی قرار گیرد مشاهده می شود که این المان تحت برش خالص است (تصویر ب-۴-۱) در

نتیجه، صفحات اصلی درچنین نقطه‌ای به زاویه 45° درجه نسبت به محور قرار گرفته و مقدار تنشهای اصلی، مطابق تصویر ۴-۱، برابر همان تنش برشی است. (یادآوری می‌شود که صفحات اصلی در یک نقطه صفحاتی هستند که تنشهای برشی روی آنها صفر است و تنشها تحت تنشهای قائم قرار دارند، این تنشهای قائم تنشهای اصلی نامیده می‌شوند که یکی از آنها بزرگترین و دیگری کوچکترین تنش است که در جهات مختلف در یک نقطه وجود دارند). بهمین ترتیب، اگرالمان دیگری که دور از صفحه محورخنتی واقع است مورد بررسی قرار گیرد مشاهده می‌شود که بروجوه آن، علاوه بر تنش برشی، تنش قائم نیز اثر می‌کند (تصویر ۴-۱). روابط مقاومت مصالح نشان می‌دهند که برای این وضعیت تنشها، صفحات اصلی مطابق تصویر ۴-۱ هستند که در آن تنشهای اصلی و زاویه تمایل صفحات با روابط زیر به دست می‌آیند:

$$f_1 \text{ و } f_2 = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f}{2}\right)^2 + v^2} \quad (4-2)$$

$$\tan 2\alpha = \frac{v}{f/2} \quad (4-3)$$

از آنجا که مقادیر f و v هم در طول تیر و هم در ارتفاع مقطع تغییر می‌کنند، تنشهای اصلی و زاویه تمایل آنها نیز در نقاط مختلف تیر متغیرند. در تصویر ۴-۱ منحنی‌های مسیرتنش، زاویه تمایل تنشهای اصلی را در طول تیر نشان می‌دهند (منحنی‌های مسیرتنش، منحنی‌هایی هستند که مماس بر آنها در هر نقطه، جهت تنشهای اصلی را در آن نقطه مشخص می‌کند. در تصویر ۴-۱ خطوط توپر جهت تنشهای کششی و خط چین جهت تنشهای فشاری را ترسیم می‌کنند). همانطور که در این تصویر دیده می‌شود، منحنی‌های مسیرتنش در محل صفحه خنتی با زاویه 45° درجه و در لبه‌های بالایی و پایینی مقطع، که در آنها تنشهای برشی برابر صفر است، با زاویه 90° درجه قرار می‌گیرند.

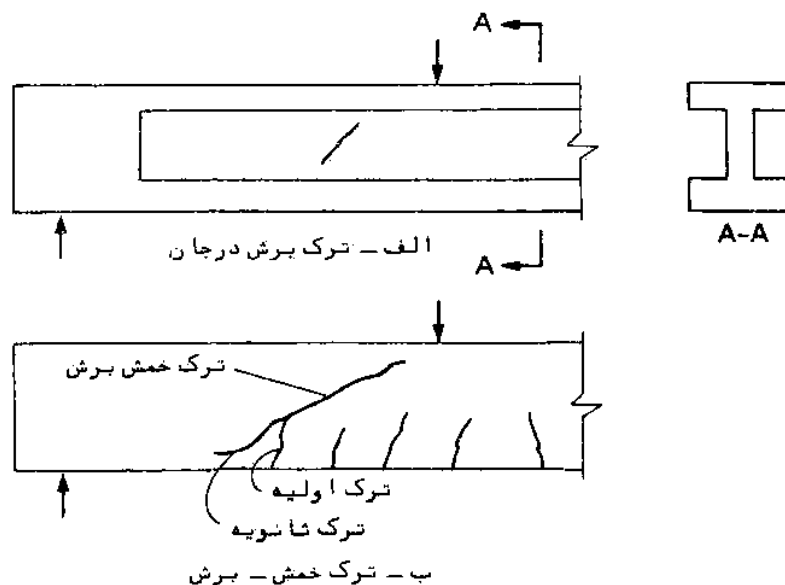
نتیجه جالبی که از این بررسیها به دست می‌آید این است که تنشهای کششی در تیرها تنها محدود به تنشهای خمشی نیستند، بلکه تنشهای کششی، باشدتها و زوایای تمایل مختلف در تمام نقاط تیر وجود دارند. این تنشهای کششی را اصطلاحاً "تنشهای کششی قطری یا تنشهای کششی مایسل

می‌نامند.

با افزایش بار، مقدار تنش‌ها نیز از دیامی یا بند تا اینکسه در قسمت‌هایی از تیر تنش‌های کششی به مقاومت کششی برسند و ترک‌هایی در این قسمت‌ها ظاهر شوند. در غالب تیرها حداکثر تنش‌های کششی در تارهای انتهایی مقطع و در اثر خمش پدید می‌آیند. چنانچه مقطع تیر در این محلها مسلح به آرماتور کششی باشد، علی‌رغم ایجاد ترک، قطعه همچنان به مقاومت در مقابل بار ادامه می‌دهد.

با افزایش بیشتر بار، تنش‌های برشی و در نتیجه تنش‌های کششی قطری افزایش می‌یابند تا اینک این تنش‌ها نیز به مقاومت کششی بتن می‌رسند. تحت این شرایط، مقطع در امتداد صفحه‌ای که تنش کششی مربوط به آن به مقاومت کششی بتن رسیده است ترک می‌خورد. چنین ترک‌هایی را که در جان تیر به وجود می‌آیند اصطلاحاً "ترک‌های قطری یا ترک‌های مایل می‌نامند.

ترک‌های قطری به دو صورت ممکن است به وجود آیند. در صورتی که در یک مقطع، تنش‌های خمشی ناچیز باشند تنش‌های کششی قطری، همان‌طور که در تصویر ۴-۱ مشاهده می‌شوند، به زاویه 45° درجه قرار گرفته و از نظر مقدار عددی نیز با تنش‌های برشی برابرند و به علاوه، حداکثر این تنش‌ها

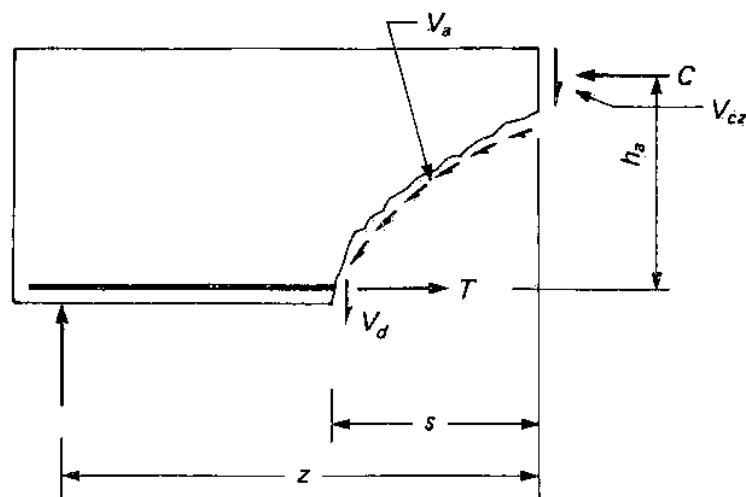


تصویر ۴-۲ انواع ترک‌های برشی

در محل صفحه^۶ خنثی رخ می دهند. در نتیجه، ترکهای قطری در چینیس مواردی مطابق تصویر الف-۲-۴ در حوالی صفحه^۶ خنثی تشکیل شده و از آنجا توسعه می یابند. به این نوع ترکها اصطلاحاً " ترکهای برش در جان گفته می شود. از سوی دیگر، چنانچه در یک ناحیه از تیر هر دو مقدار لنگر خمشی و نیروی برشی زیاد باشند مکانیزم ایجاد ترک به شکل دیگری خواهد بود. در این موارد ابتداءً ترکهای خمشی در نواحی تحت کشش ایجاد می شوند و آنگاه چنانچه تنش کششی قطری در انتهای یک یا برخی از این ترکها از مقاومت کششی بتن تجاوز کند ترک خمشی در جهت افقی متمایل شده و توسعه می یابد (تصویر ب-۲-۴). این نوع ترکها را اصطلاحاً " ترکهای خمش - برش می نامند. ترکهای از نوع اول (یعنی برش در جان) بحدت در تیرهای غیرپیش تنیده رخ می دهند، این ترکها معمولاً " در تیرهای با جان نازک و بالهای نسبتاً " بزرگ و یا در نقاط عطف خمش تیرهای سراسری ممکن است به وجود آیند.

پس از ترک خوردن، انتقال برش در عضو بتنی توسط ترکیبی از مکانیزمهای زیر مطابق تصویر ۳-۴ صورت می گیرد:

- ۱- مقاومت برشی بتن ترک نخورده V_{cz}
- ۲- نیروی ناشی از درگیر بودن دانه های سنگی در محل ترک، V_a (که مشابه نیروی اصطکاک ناشی از تماس سطوح ناصاف بتن در دو طرف ترک است)



تصویر ۳-۴ مکانیزم انتقال برش پس از ایجاد ترک برشی

۳- عمل برشی آرماتور طولی، V_d (یعنی مقاومت آرماتور طولی در مقابل نیروی عرضی)

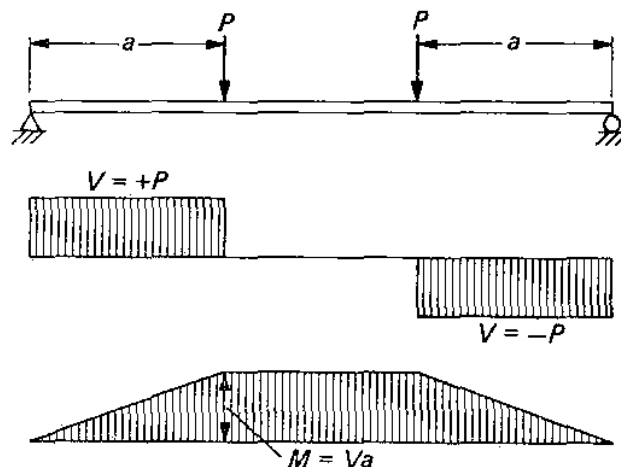
برای تیرهای با مقطع مستطیل شکل، مکانیزم‌های فوق به ترتیب بین ۲۰ تا ۴۰ درصد، ۳۳ تا ۵۰ درصد و ۱۵ تا ۲۵ درصد برش را انتقال می‌دهند.

اینکه آیا پس از ترک خوردن، عضو بتنی می‌تواند بار اضافی تحمل کند یا خیر بستگی به ابعاد مقطع و نسبت تنش‌های برشی و خمشی در مقطع دارد. از آنجا که حداکثر تنش کششی ناشی از خمش (f_t) متناسب با M/bd^2 و حداکثر تنش برشی نیز متناسب با V/bd است نسبت این دو تنش در مقطع برابر است با

$$\frac{f_t}{v} = k \frac{M}{Vd} \quad (4-4)$$

که در آن k یک ضریب تناسب است. برای یک تیر ساده که توسط دو بار متمرکز مساوی بطور متقارن بارگذاری شده است (تصویر ۴-۴) نسبت M/V را می‌توان به فاصله a ، که در آن برش ثابت است، تعبیر کرد. این فاصله a را اصطلاحاً "دهانه برش" می‌نامند. در حالت کلی، یعنی وقتی برش در طول تیر تغییر می‌کند، دهانه برش را می‌توان با عبارت زیر بیان کرد:

$$a = \frac{M}{V} \quad (4-5)$$



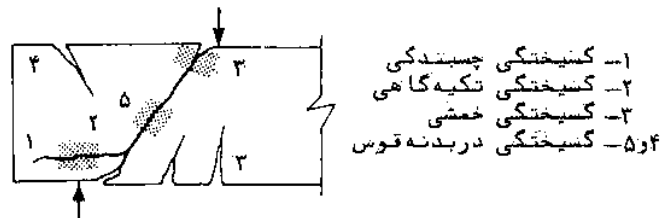
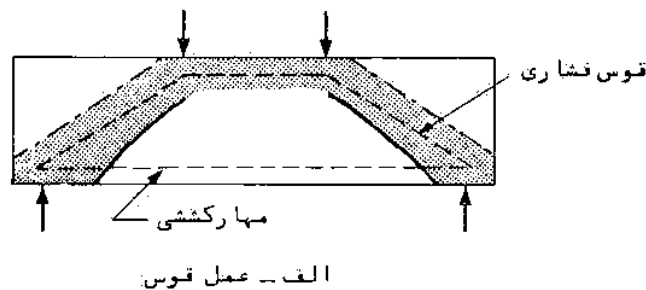
تصویر ۴-۴ تعریف دهانه برش

که برای نقاط مختلف طول تیر مقدار مختلفی دارد. با قراردادن رابطه (۴-۵) در رابطه (۴-۴)، نسبت تنشهای خمشی و برشی برابری شود یا

$$\frac{f_i}{v} = k \left(\frac{a}{d} \right) \quad (4-6)$$

نتایج آزمایشها نشان داده اند که نسبت a/d تأثیر اساسی بر مقاومت برشی مقطع ترک خورده دارد. بطور کلی، بسته به مقدار این نسبت، مکانیزم گسیختگی را می توان در یکی از چهار گروه زیر جا داد:

- ۱- تیرهای عمیق با نسبت a/d کوچکتر از ۱، ۲- تیرهای کوتاه با نسبت a/d بین ۱ تا ۲/۵، که در این دو حالت مقدار مقاومت برشی بیشتر از مقاومت ترک خوردگی قطری است. ۳- تیرهای معمولی با دهانه های متوسط و نسبت a/d بین ۲/۵ تا ۶، که در این حالت مقاومت برشی برابر مقاومت ترک خوردگی قطری است، و ۴- تیرهای بلند با نسبت a/d بزرگتر از ۶ که معمولاً در آنها مقاومت خمشی از مقاومت برشی کمتر است (وبه عبارت دیگر، قطعه به ندرت به مقاومت برشی خود می رسد)

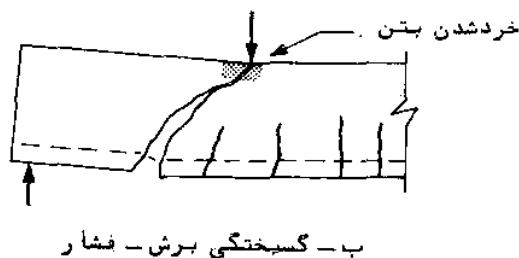
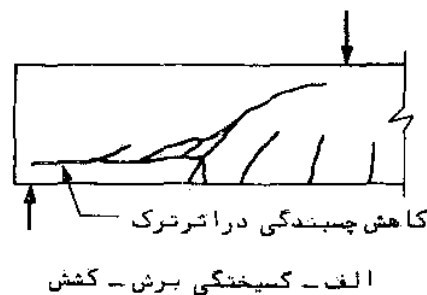


ب- انواع گسیختگی

تصویر ۴-۵ حالات مختلف گسیختگی در تیرهای عمیق

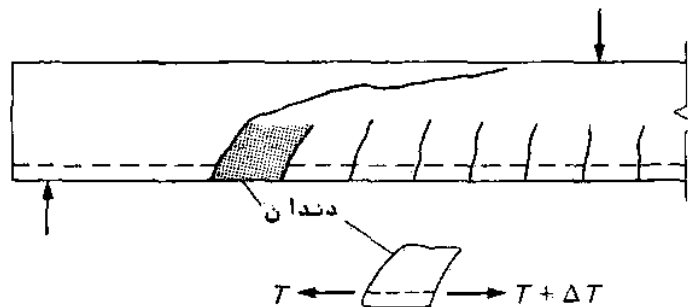
تیرهای عمیق $a/d \leq 1$ - در این حالت، پس از اینکه ترک خوردگی قطری رخ می‌دهد، تیر مشابیه یک قوس مهار شده عمل می‌کند که در آن بار وارده به وسیله فشار مستقیم در سراسر ناحیه^۶ ها شور خورده تصویر الف-۵-۴ و کشش در آرماتور طولی انتقال می‌یابد. بنا بر این، به محض ایجاد ترکهای قطری، تیر عمیق تبدیل به یک قوس مهار شده می‌شود و بدین ترتیب با باز توزیع نیروهای برشی در مقطع، قطعه همچنان به مقاومت در مقابل برش ادامه می‌دهد. گسیختگی در چنین تیرهایی به صورت مختلف رخ می‌دهد (تصویر ب-۵-۴) که عبارتند از: لغزش (یا زوال چسبندگی) آرماتور کششی در بتن، خرد شدن عضو در محل تکیه‌گاه، گسیختگی خمشی که ناشی از خرد شدن بتن نزدیک بالای قوس یا تسلیم شدن آرماتور کششی است، گسیختگی بدنه قوس در اثر خروج از مرکز نیروی فشاری در قوس که در اثر آن، یا ترک کششی در تکیه‌گاه ایجاد می‌شود و یا بتن در قسمت تحتانی بدنه قوس خرد می‌شود.

تیرهای کوتاه $2/5 \leq a/d < 1$ - در این تیرها نیز مانند تیرهای عمیق، مقاومت برشی از مقاومت ترک خوردگی قطری بیشتر است. پس از ایجاد ترک خمشی - برش، با افزایش بیشتر بار ترک به ناحیه^۶ فشاری نفوذ می‌کند و همزمان به صورت یک ترک ثانویه به سمت آرماتور کششی انتشار



می یا بدو سپس در امتداد آرماتورپیش می رود. سرانجام گسیختگی به یکی از دو صورت زیر رخ می دهد: لغزش (یا زوال چسبندگی) آرماتورکشی در بتن که به آن اصطلاحاً "گسیختگی برش-کشش گفته می شود (تصویر الف-۴-۶) و خورد شدن بتن در نزدیک وجه فشاری که به آن اصطلاحاً "گسیختگی برش-فشار گفته می شود (تصویر ب-۴-۶).

تیرهای معمولی با دهانه های متوسط $2/5 < a/d \leq 6$ در چنین تیرهایی ابتداء ترکهای خمشی قائم ایجاد می شوند و به دنبال آنها ترکهای خمش-برش به وجود می آیند. با مایل شدن تعدادی از ترکهای خمشی به سمت افقی تکه هایی بین این ترکها به نام "دندان" مطابق تصویر ۴-۷ ایجاد می شوند. هنگامی که ریشه های این دندانها به حدی باریک شوند که تحمل انتقال نیروی کششی آرماتور را از دست بدهند شکسته شده و در نتیجه ترکهای مایل خمش-برش به وجود می آیند و متعاقب آن سریعاً "تیر



تصویر ۴-۷ گسیختگی ناشی از کشش قطری در تیرهای با دهانه متوسط

گسیخته می شود. بنابراین در این تیرها، ایجاد ترک قطری معترف مقاومت برشی است که اصطلاحاً "به آن گسیختگی ناشی از کشش قطری گفته می شود. این تیرها معمولترین نوع در مسائل طراحی هستند. تیرهای بلند $a/d > 6$ در این تیرها اصولاً "گسیختگی تنها ناشی از خمش است و به ندرت ترکهای خمش-برش مشاهده می شوند.

بطور خلاصه، با مطالعه حالات رفتاری فوق نتیجه می شود که در اثر برش، ترکهای قطری به وجود می آیند. در اثر این ترک خوردگی، تیرهای معمولی با دهانه های متوسط فوراً "به مقاومت برشی رسیده و گسیخته می شوند، حال آنکه تیرهای کوتاه تر در اثر باز توزیع تنشهای مقطع

ترک خورده همچنان به مقاومت در مقابل برش ادامه می دهند و به عبارت دیگر دارای ذخیرهٔ مقاومت هستند. در شرایط حاضر، نتایج تئوریک و تجربی در مورد این ذخیرهٔ مقاومت و میزان باز توزیع تنشها بسیار محدود است و لذا در طراحی کلیه تیرها (به استثنای تیرهای عمیق) فرض می شود که با ایجاد ترکهای قطری، قطعه به مقاومت برشی خود می رسد.

۴-۲- مقاومت برشی مقاطع بدون آرماتور برشی

همانطور که در بخش ۴-۱ تشریح شد، نیروی برشی که در اثر آن یک ترک قطری (معمولاً از نوع ترک خمش-برش، مانند تصویر ۴-۲) به وجود می آید (واصلاً "مقاومت ترک خوردگی قطری نام دارد) به عنوان مقاومت برشی تیر بدون آرماتور برشی در نظر گرفته می شود. مقاومت ترک خوردگی قطری را که با V_{cr} یا V_c نمایش داده می شود برش ترک خوردگی نیز می توان نامید. (مشابه لنگر ترک خوردگی در مقاطع خمشی). با مطالبی که در بخش ۴-۱ ارائه شد بسادگی نتیجه می شود که مقدار این مقاومت تابع نوع ترک است.

در مورد ترکهای برش در جان (تصویر الف-۴-۲) ایجاد ترک وقتی انتظار می رود که تنشهای کششی قطری در حوالی صفحه خنثی به مقاومت کششی بتن برسند. با استفاده از رابطه تقریبی مقاومت کششی بتن از بخش ۳-۴-۱ به صورت $\sqrt{f'_c}$ (۱/۶-۱/۸۵) و با توجه به اینکه در حوالی صفحه خنثی تنشهای کششی قطری برابر حداکثر تنشهای برشی مقطع هستند (تصویر ج-۴-۱) می توان رابطه ای تئوریک بین برش ترک خوردگی و مشخصات مقطع به دست آورد. نتایج تجربیات در این زمینه صحت کلی چنین رابطه ای را تأیید می کند. این نتایج تجربی نشان می دهند که برای مواردی که ترکها از نوع برش در جان هستند برش ترک خوردگی (یا مقاومت ترک خوردگی قطری) برابر است با:

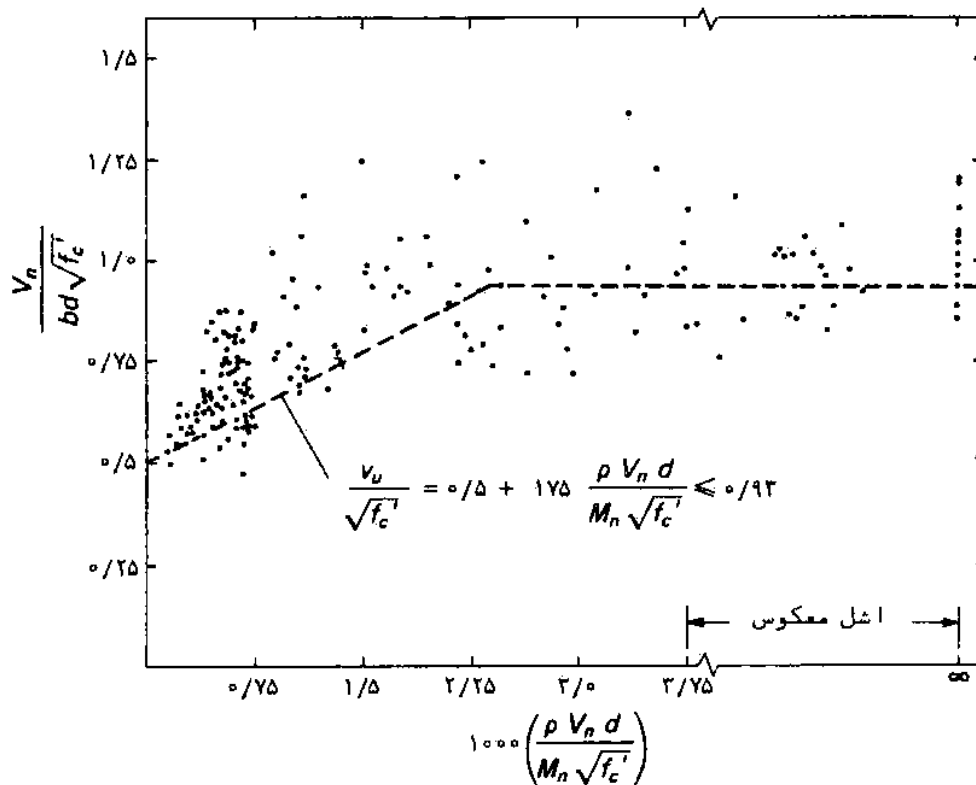
$$V_c = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-7)$$

از سوی دیگر، اگر ترک از نوع خمش-برش باشد (که غالباً ترکهای برشی در تیرها از این نوع هستند) ارتباط دادن تئوریک برش ترک خوردگی

به تنش کششی قطری قدری دشواری شود زیرا این نوع ترک ، که در واقع ادامه یک ترک خمشی است ، معلول کشش قطری در مقطعی است که در اثر ترک خمشی نسبت به مقطع اولیه تقلیل یافته و این تقلیل سطح مفید مقطع تابعی از میزان ترک خوردگی خمشی است و به علاوه وجود تنشهای خمشی و ترکیب آنها با تنشهای برشی مقدار تنشهای کششی قطری را به مقدار نامشخصی افزایش می دهد . در نتیجه در چنین مواردی نیز از نتایج تجربی روی نمونه های آزمایشی استفاده شده است . تجربه روی نمونه های بتنی نشان می دهد در مواردی که مقطع تحت اثر لنگر خمشی قابل ملاحظه ای قرار دارد برش ترک خوردگی با رابطه زیر بیان می شود :

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-8)$$

مقایسه روابط (۴-۷) و (۴-۸) بخوبی نشان می دهد که وجود لنگر خمشی زیاد سبب کاهش مقاومت برشی قطعات بتنی می شود . اما آنچه در



تصویر ۴-۸ نتایج آزمایش برش روی تعداد کثیری نمونه های بتنی

عمل وجود دارد عملاً "هیچیک از دو حالت استثنایی فوق نیست، بلکه حالتی بین این دو حد انتهایی است. در این ارتباط نتایج آزمایش بر تعداد کثیری نمونه‌های بتنی به همراه رابطه پیشنهادی برای برش ترک خوردگی در تصویر ۸-۴ نشان داده شده است. بر اساس این نتایج، آئین نامه رابطه زیر را برای محاسبه برش ترک خوردگی تیرها ارائه می‌دهد:

$$V_c = \left[0.5 \sqrt{f'_c} + 175 \frac{\rho_w V_u d}{M_u} \right] b_w d \leq 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-9)$$

که در آن M_u و V_u به ترتیب، لنگر خمشی و نیروی برشی ضریب دار در مقطع مورد نظر است و مطابق آئین نامه، نسبت $V_u d / M_u$ نباید بیشتر از ۱ گرفته شود. در این رابطه V_c بر حسب کیلوگرم، b_w و d بر حسب سانتیمتر و f'_c بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. به منظور کلیت دادن رابطه برای مقاطع T ، I و قوطی شکل، به جای ρ و b به ترتیب از $\rho_w = A_s / (b_w d)$ و b_w (عرض جان) استفاده شده است. در مقطع T شکلی که در آن عرض جان متغیر است تعبیر b_w قدری دقت لازم دارد. بطور کلی، اگر جان در معرض کشش ناشی از خمش قرار گیرد (مانند نواحی لنگر مثبت) مقدار متوسط عرض جان را می‌توان به عنوان b_w به کار برد، ولی اگر جان در معرض فشار ناشی از خمش قرار گیرد (مانند نواحی لنگر منفی) استفاده از عرض متوسط جان غیر محافظه کارانه است و لذا توصیه می‌شود حداقل ضخامت جان برای b_w به کار برده شود. برای تسهیل محاسبات مربوط به برش تیرها و به علت پراکندگی قابل ملاحظه‌ای که در نتایج آزمایشها مشاهده شده است (تصویر ۸-۴)، برای محاسبه برش ترک خوردگی تیرها آئین نامه استفاده از رابطه ساده‌تر زیر را به جای رابطه (۴-۹) تجویز می‌کند:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-10)$$

با توجه به تصویر ۸-۴ چنین برمی‌آید که رابطه فوق تا حدودی محافظه کارانه است، با این وجود نتایج جدیدتر آزمایشها نشان می‌دهند که همیشه چنین نیست، بر اساس این مطالعات تجربی، برای مقادیر ρ_w کوچکتر از ۰/۰۳۲ رابطه زیر توصیه شده است:

$$V_c = (0.212 + 26/5\rho_w)\sqrt{f'_c}b_wd \quad (4-11)$$

لازم به تذکر است که رابطه (۴-۱۱) هنوز صریحا " توسط آیین نامه پذیرفته نشده است و در نتیجه می توان برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع بدون آرماتور برشی بطور دلخواه از هر یک از دو رابطه (۴-۹) و (۴-۱۰) استفاده کرد.

برای محاسبه برش ترک خوردگی تیرهای ساخته شده از بتن سبک می توان از رابطه (۴-۹) استفاده کرد، با این تفاوت که اگر مقاومت کششی به شکاف خوردگی بتن سبک، f_{ct} ، معلوم یا شد باید تمام جملات $\sqrt{f'_c}$ در رابطه (۴-۹) را با جمله $\frac{f_{ct}}{1.78}$ جایگزین کرد، و در صورتی که f_{ct} معلوم نباشد باید مقدار $\sqrt{f'_c}$ را در رابطه (۴-۹) در ضریب ۰/۷۵، برای بتنهای تمام " سبک"، و در ضریب ۰/۸۵، برای بتنهای سبک با ماسه، ضرب کرد.

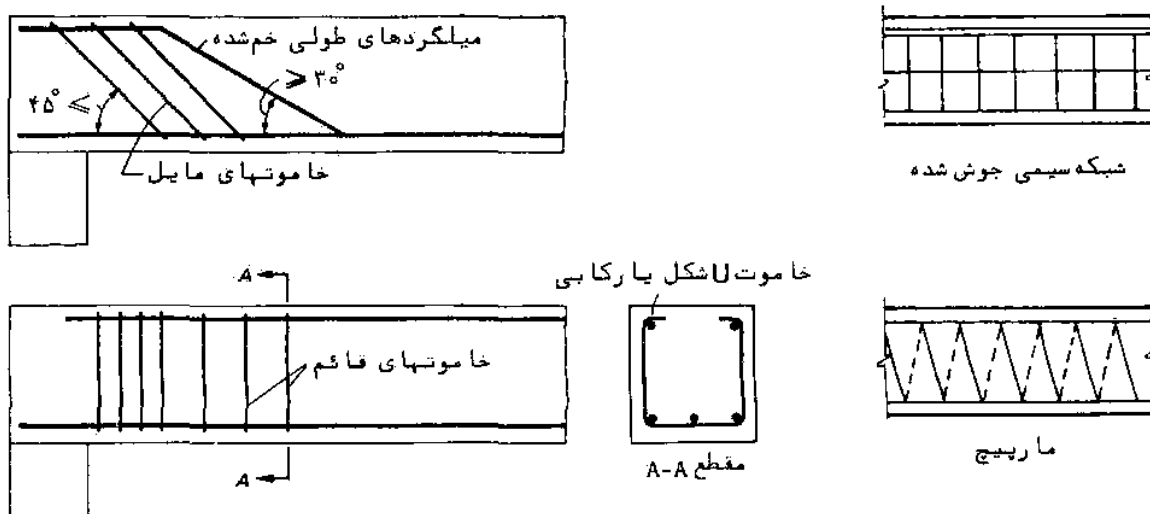
۴-۳- مقاومت برشی تیرهای مسلح به آرماتور برشی

در بخشهای ۴-۱ و ۴-۲ نشان داده شد که چنانچه نیروی برشی در یک مقطع معین از برش ترک خوردگی، V_c ، تجاوز کند در آن مقطع ترک قطری به وجود می آید. همچنین روشن شد که رفتار تیرهای بتنی پس از ترک خوردگی قطری با قانون مشخص و ثابتی قابل پیش بینی نیست، بطوری که تیرهای کوتاه، پس از ایجاد ترک، همچنان به مقاومت در مقابل بارها ادامه می دهند در حالی که تیرهای بلندتر پس از ترک خوردن بسرعت گسیخته می شوند. بنا بر این در مواردی که پیش بینی می شود ترک قطری در مقطع به وجود می آید باید برای جلوگیری از گسیختگی آنی اقدام به مسلح کردن مقطع شود. آرماتوری را که برای تقویت مقطع در مقابل برش به کار می رود اصطلاحاً " آرماتور جان، آرماتور عرضی یا آرماتور برشی" می نامند. در این بخش ابتداء انواع آرماتورهای برشی و نقش آنها تشریح می شود و سپس محاسبات مربوط به تعیین مقاومت مقاطع با آرماتور برشی و ضوابط آیین نامه ای مربوطه مطالعه می شوند.

۴-۳-۱ انواع آرماتور برشی و نقش آنها در رفتار تیرها

انواع متداول آرماتور برشی، مطابق تصویر ۴-۹، عبارتند از:

- (۱) خاموت‌های عمود بر محور عضو .
 - (۲) خاموت‌های مایل که با زاویه‌ای مساوی ۴۵ درجه یا بیشتر نسبت به آرماتورهای کششی طولی قرار می‌گیرند .
 - (۳) میلگردهای طولی خم شده که قسمت خم شده آنها زاویه‌ای برابر ۳۰ درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی می‌سازند .
 - (۴) ترکیبی از خاموت‌ها و میلگردهای طولی خم شده .
- مطابق آئین نامه می‌توان از مارپیچها و شبکه‌های سیمی جوش شده نیز برای مسلح کردن مقاطع در مقابل برش استفاده کرد .

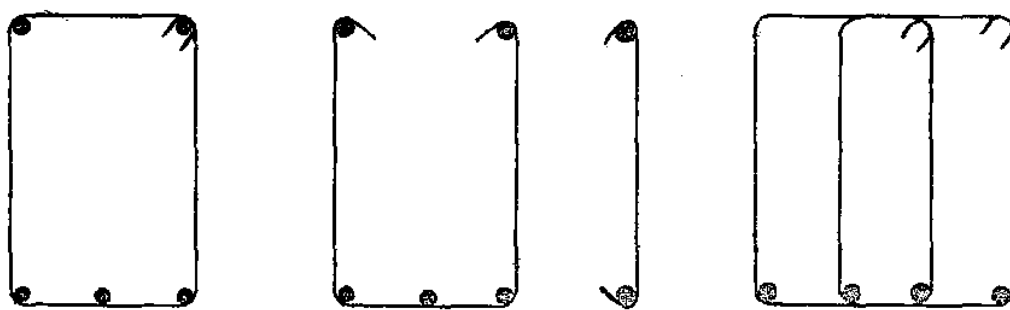


تصویر ۴-۹ انواع آرماتور برشی

خاموت‌ها معمولاً "به صورت حلقه‌هایی هستند که به شکل مقطع در آورده شده و آرماتورهای طولی را در برمی‌گیرند . برای افزایش چسبندگی خاموت‌ها به بتن معمولاً "دوانتهای خاموت را به شکل قلاب خم می‌کنند ، بدین ترتیب خاموت‌ها به نحو بهتری در قسمت فشاری بتن مهار شده و در نتیجه ، اتصال مستحکم تر و مطمئن تری بین دو قسمت ترک خورده "مقطع پدید می‌آورند .

خاموت‌ها اشکال مختلف دارند ، در صورتی که خاموت به شکل کاملاً بسته باشد (تصویر الف-۴) به آن تنگ گفته می‌شود و چنانچه دوانتهای آن باز باشد معمولاً "رکابی نامیده می‌شود (تصویر ب-۴) . در برخی

موارد خاموت می تواند به صورت یک شاخه باشد و در این حالت به آن قلاب گفته می شود (تصویر ج-۴). تعداد شاخه های خاموت تابعی از ابعاد مقطع و نیروی برشی وارده است. تصویر د-۴ یک نمونه خاموت چهار شاخه را نشان می دهد.



الف - تنگ

ب - رکابی

ج - قلاب

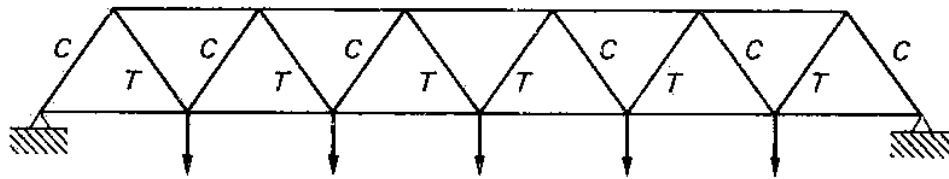
د - تنگ چهار شاخه

تصویر ۴-۱ اشکال مختلف برای خاموت

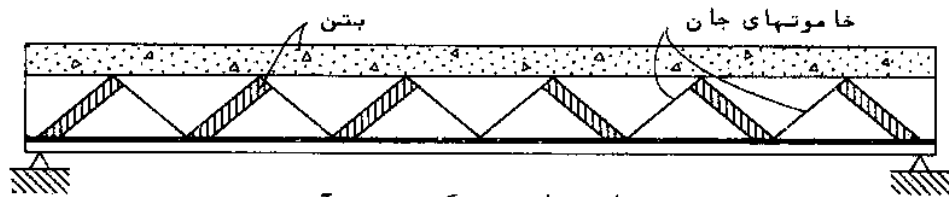
میلگردهای خم شده معمولاً "تعدادی از میلگردهای طولی مقطع می باشند که از محلی که برای مقاومت خمشی مورد نیاز نیستند خم شده و برای تقویت مقطع در مقابل برش مورد استفاده قرار می گیرند. اگرچه می توان از میلگردهای خم شده برای افزایش مقاومت برشی تیرها استفاده کرد، در غالب موارد علت اساسی خم کردن این میلگردها عدم نیاز به وجود آنها در یک وجه مقطع و نیاز به آنها در وجه دیگر مقطع برای افزایش مقاومت خمشی است. مثلاً در یک تیر سراسری می توان تعدادی از میلگردهای طولی وسط دهانه را از محلی که برای مقاومت در مقابل لنگر خمشی مثبت دهانه مورد نیاز نیستند خم کرده و به وجه فوقانی مقطع برد تا برای مقاومت در برابر لنگر منفی تکیه گاه مورد استفاده قرار گیرند. در این موارد معمولاً "کمبود مقاومت برشی مقطع به وسیله خاموتهای قائم (یا خاموتهای مایل) تأمین می شود و میلگردهای خم شده به یک پارچگی مقطع و افزایش ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی کمک می کنند.

نقش آرماتورهای برشی در تیرهای بتن آرمه را می توان به نقش اعضاء قطری و قائم خریاها تشبیه کرد. در یک خریای ساده مطابق تصویر

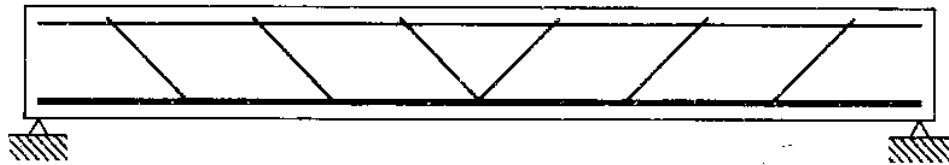
الف-۱۱-۴ اعضاء فوقانی و تحتانی به ترتیب تحت فشار و کشش و اعضاء مایل نیز متناوباً " تحت فشار و کشش هستند. عمل آرماتورهای برشی



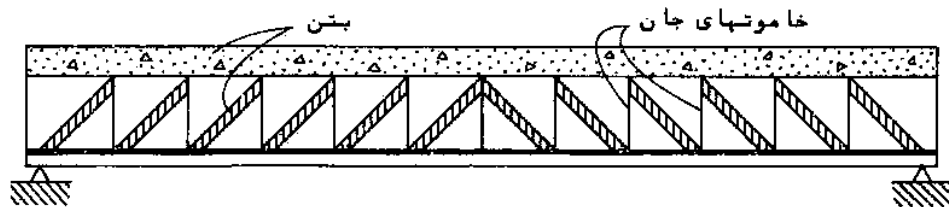
الف- یک خرپا



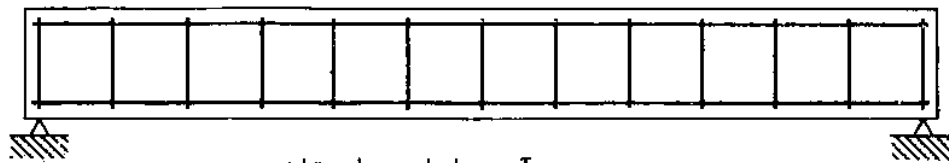
ب- رفتار خرابایی در یک تیر بتن آرمه



ج- تیر بتن آرمه با خاموتهای مایل



د- عمل خرابایی در یک تیر بتن آرمه



ه- تیر بتن آرمه با خاموتهای قائم

تصویر ۱۱-۴ تشابه خرابایی برای آرماتور برشی تیرها

مایل رامی توان مطابق تصویر ب-۱۱-۴ به رفتار خرابای تصویر

الف-۱۱-۴ تشبیه کرد. در این حالت آرماتورهای برشی نقش اعضا کششی و بتن جان، نقش اعضا فشاری را بازی میکنند. به همین ترتیب، خرابی تصویرد-۱۱-۴ می تواند به عنوان مدلی برای رفتار آرماتورهای برشی قائم در تصویره-۱۱-۴ به کار رود.

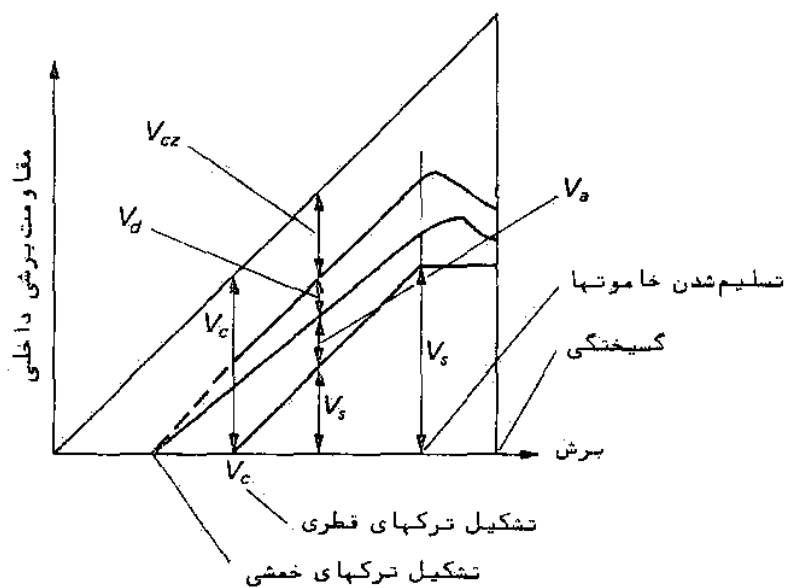
اگرچه آرماتورهای عرضی مقاومت برشی تیرها را افزایش میدهند، قبل از تشکیل ترکهای قطری تأثیر محسوسی بر رفتار این اعضا ندارند. اندازه گیریهای متعدد نشان داده اند که قبل از ایجاد ترکهای قطری، آرماتورهای برشی عملاً خالی از تنش می باشند و تنها پس از تشکیل ترکهای قطری است که آرماتورهای برشی وارد عمل شده و سه وظیفه عمده انجام می دهند: اول آنکه قسمتی از برش (V_s) را تحمل می کنند، دوم آنکه توسعه و باز شدن زیاد ترکهای قطری را محدود می کنند و در نتیجه سبب افزایش برش در سطح ترک (V_d) می شوند، و سوم آنکه میلگردهای طولی را به نحو محکم تری به هسته بتن می پیوندند که در نتیجه آن علاوه بر افزایش مقاومت برشی این میلگردها (V_d) یکپارچگی بیشتری در مقطع به وجود می آورند.

۲-۳-۴- محاسبه مقاومت برشی

مقاومت برشی اسمی یک مقطع مسلح به آرماتور برشی مجموع مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن، V_c ، و مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای برشی، V_s ، است یعنی

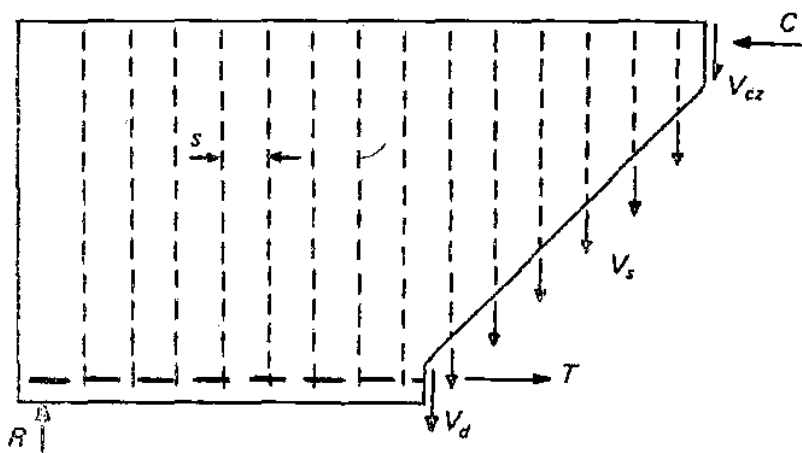
$$V_n = V_c + V_s \quad (4-12)$$

تصویر ۱۲-۴ اجزاء مختلف رابطه فوق را در مراحل مختلف بارگذاری تا گسیختگی یک عضو تحت برش نشان می دهند. همانطور که در این تصویر مشاهده می شود، قبل از ترک خوردن قطری، آرماتور برشی سهمی در رفتار برشی مقطع ندارد. با ایجاد ترک، آرماتور برشی به مقاومت برشی مقطع می افزاید ولی از این پس مقاومتی که توسط بتن تأمین می شود، V_c (یعنی مجموع مقاومت های V_{cz} ، V_d ، V_a) ثابت می ماند تا زمانی که با افزایش بار، آرماتورهای برشی تسلیم شده و قطعه گسیخته می شود.



تصویر ۴-۱۲ توزیع برش در مقطع تیرهای با آرماتور برشی

برای محاسبه V_s می‌توان از دیاگرام جسم آزاد تصویر ۴-۱۳ استفاده کرد. اگر فرض شود یک ترک مایل به زاویه 45° درجه در مقطع ایجاد شود و بطور متوسط T_N آرماتور برشی را که به فاصله s از یکدیگر قرار دارند قطع



تصویر ۴-۱۳ مقاومت برشی خاموت‌های قائم

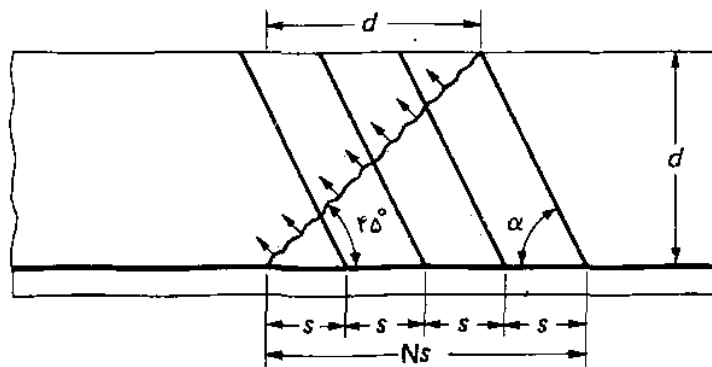
کند، نیروی V_s برابر خواهد بود با:

$$V_s = N A_v f_y \tag{4-13}$$

که در آن A_v سطح مقطع آرماتورهای برشی در فاصله s و f_y مقاومت تسلیم این آرماتورهاست. چنانچه تصویر افقی ترک مساوی با ارتفاع مؤثر مقطع فرض شود $N = \frac{d}{s}$ بوده و در نتیجه رابطه زیر به دست می آید.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4-14)$$

برای حالتی که آرماتورهای عرضی با زاویه α نسبت به محور تیر قرار داده شده باشند می توان از تصویر ۴-۱۴ استفاده کرد. در این حالت نیز اگر فرض شود یک ترک مایل ۴۵ درجه، که در سرتاسر ارتفاع مؤثر مقطع توسعه یافته است، بطور متوسط N آرماتور برشی را قطع کند، مقاومت



تصویر ۴-۱۴ مقاومت برشی آرماتورهای عرضی مایل

برشی تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی برابر خواهد بود با:

$$V_s = N A_v f_y \sin \alpha \quad (4-15)$$

با استفاده از روابط هندسی در تصویر ۴-۱۴ می توان نوشت:

$$Ns = d(\cot 45^\circ + \cot \alpha) = d(1 + \cot \alpha)$$

بنابراین

$$V_s = \frac{d(1 + \cot \alpha)}{s} A_v f_y \sin \alpha = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (4-16)$$

لازم است توجه شود که رابطه (۴-۱۴) در واقع حالت خاصی از رابطه (۴-۱۶)

است که در آن $\alpha = 90^\circ$ می‌باشد.

نتایج آزمایش بر تعداد کثیری نمونه‌های بتنی نشان داده است که رابطه (۴-۱۶) یک رابطه نسبتاً " محافظه کارانه برای محاسبه مقاومت برشی آرماتورهای عرضی است.

۴-۴ آنالیز و طراحی تیرها برای برش

در روش طراحی بر مبنای مقاومت، مقاطع تحت برش باید طوری مسلح شوند که شرط زیر برآورده شود:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (4-17)$$

که در آن V_u نیروی برشی ضریب‌دار در مقطع، V_n مقاومت برشی اسمی مقطع، مطابق رابطه (۴-۱۲)، و ϕ ضریب کاهش مقاومت است که مقدار آن برای برش ۰/۸۵ فرض می‌شود. بنابراین مقاومت برشی اسمی لازم برابر است با

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad (4-18)$$

و بدین ترتیب، با استفاده از رابطه (۴-۱۲) و (۴-۱۴) می‌توان مقدار آرماتور برشی لازم از نوع خاموت قائم را با رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_n - V_c}{f_y d} \quad (4-19)$$

با استفاده از رابطه (۴-۱۶) می‌توان رابطه مشابهی نیز برای آرماتورهای برشی مایل به دست آورد.

در ارتباط با طراحی تیرها در مقابل برش ضوابطی در آیین نامه قید شده اند که مهمترین آنها عبارتند از: حداقل و حداکثر مقدار آرماتور برشی، محدودیت فواصل آرماتورهای برشی و مقاطع بحرانی برای محاسبه برش که در ادامه این بخش به ترتیب مورد بررسی قرار می‌گیرند. مقدار آرماتور برشی در تیرها باید بین حدود معینی باشد. اگر مقدار آرماتور برشی کم باشد به محض ایجاد ترکهای قطری، آرماتور برشی

تسلیم شده و سبب گسیختگی عضومی شود. از سوی دیگر، اگر مقدار آرماتور برشی زیاد باشد قبل از اینکه این آرماتور تسلیم شود گسیختگی از نوع برش - فشار به وجود می آید و به عبارت دیگر قطعه دچار گسیختگی ترد می شود. مقدار مناسب برای آرماتور برشی مقداری است که اجازه دهد هم آرماتور برشی و هم ناحیه فشاری مقطع پس از ایجاد ترک قطری به تحمل بار ادامه دهند تا اینکه آرماتور برشی تسلیم شود و در نتیجه گسیختگی به صورت نرم باشد. مطابق آیین نامه، حداقل مقدار آرماتور برشی برابر است با:

$$\min A_v = 3/5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (4-20)$$

که در آن b_w عرض جان تیر، s فاصله بین آرماتورهای برشی بر حسب سانتیمتر، f_y مقاومت تسلیم آرماتورهای برشی بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و A_v سطح مقطع لازم برای آرماتور برشی بر حسب سانتیمتر مربع است. این رابطه را می توان به صورت دیگری، به شکل رابطه (4-19)، نیز نوشت:

$$\min \frac{A_v}{s} = 3/5 \frac{b_w}{f_y} \quad (4-21)$$

مطابق آیین نامه، در کلیه اعضا خمشی که در آنها $V_u > \phi V_c$ است باید این مقدار حداقل آرماتور برشی قرار داده شود، به استثنای موارد زیر، که در آنها در صورتی که $V_u > \phi V_c$ باشد بکاربردن حداقل فوق الزامی است:

- (۱) دالها و پی ها
- (۲) تیرهایی که ارتفاع آنها از هیچ یک از سه مقدار ۲۵ سانتیمتر، دو نیم برابر ضخامت بال و یک دوم عرض جان تجاوز نمی کند.
- (۳) جویست های بتنی (joist)، مانند کفهایی که اصطلاحاً "به تیرچه و بلوک" معروفند.

(مطابق آیین نامه جویستها به پوششهایی اطلاق می شوند که مشتملند بر یک ترکیب یکپارچه از تیرچه های با فواصل منظم و یک دال فوقانی که برای حمل بار در یک یا دو جهت به کار می روند. عرض تیرچه ها نباید کمتر از ۱۰

ساختیمترو ارتفاع آنها نیز نباید از $3/5$ برابر عرض تیرچه ها بیشتر باشد. همچنین فاصله آزاد بین تیرچه ها نباید از 75 سانتیمتر تجاوز کند. علاوه بر این شرایط، در صورتی که از اجزای پرکننده دائمی نظیر بلوکهای سفالی یا سیمانی در بین تیرچه ها استفاده می شود باید ضخامت دالی که روی این اجزای قرار می گیرند کمتر از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه ها و نه کمتر از 4 سانتیمتر باشد. لازم به تذکر است که طراحی جویستها در مقابل خمش بر اساس ضوابط مقاطع T شکل صورت می گیرد)

بنابراین، در قسمتهایی از اعضای خمشی که در آنها $V_u < \phi V_c$ و در موارد استثنایی فوق وقتی $V_u < \phi V_c$ است می توان از قرار دادن آرماتور برشی خودداری کرد و در غیر این موارد بکار بردن حداقل آرماتور برشی (رابطه ۴-۲۰) الزامی است.

برای اجتناب از گسیختگی ترد نیز، همانطور که در بالا اشاره شد، آیین نامه مقدار حداکثری برای آرماتور برشی تصریح می کند. مطابق آیین نامه، آرماتور برشی باید به مقداری محدود شود که مقلومت برشی تأمین شده توسط آن از مقدار زیر تجاوز نکند، به بیان دیگر مقاومت برشی آرماتورهای برشی نباید بیشتر از مقدار زیر گرفته شود:

$$\max V_s = 2/12 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-22)$$

که در آن d و b_w بر حسب سانتیمتر، f'_c بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و V_s بر حسب کیلوگرم است.

اگر در طراحی فولادهای برشی برای یک مقطع، مقدار V_s مورد نیاز از مقدار فوق بیشتر باشد لازم است ابتداءً ابعاد مقطع افزایش یابد تا شرط فوق برقرار شده و سپس به تعیین آرماتور برشی اقدام شود. رابطه (۴-۲۲) را می توان برای استفاده در مسائل طراحی به شکل روابط (۴-۱۹) و (۴-۲۱) درآورد:

$$\max \frac{A_v}{s} = \frac{2/12 \sqrt{f'_c} b_w}{f_y} \quad (4-23)$$

برای حداکثر فاصله مجاز بین آرماتورهای برشی نیز محدودیتهایی

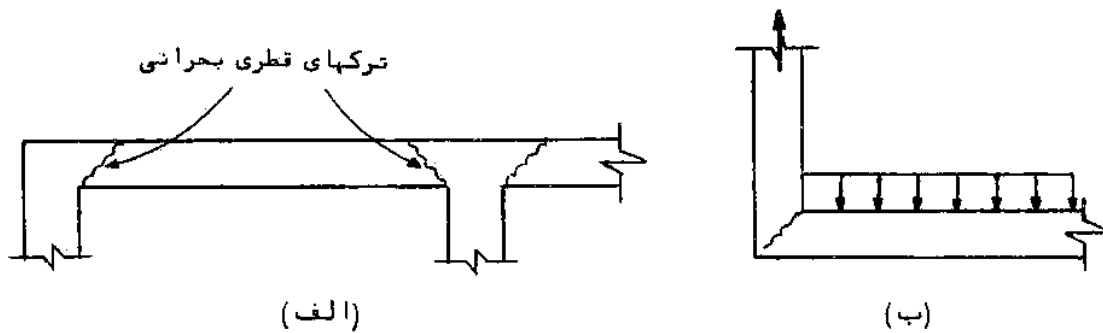
وجود دارد. مطابق آیین نامه، فاصله بین آرما توره‌های برشی قائم (عمود بر محور عضو) نباید از هیچ یک از دو مقدار $d/2$ و 60 سانتی‌متر تجاوز کند. خاموت‌های مایل و میلگردهای طولی خم شده نیز باید با چنان فاصله‌ای از یکدیگر قرار داده شوند که هر خط 45° درجه که از وسط مقطع به سمت تکیه‌گاه نزدیکتر رسم می‌شود و در تمام ارتفاع مقطع ادامه می‌یابد حداقل به وسیله یک ردیف از آرما توره‌های برشی قطع شود. مطابق آیین نامه، در صورتی که V_s از $1/06\sqrt{f'_c}b_w d$ تجاوز کند حداکثر فواصل فوق باید به نصف تقلیل یابند.

مقطع بحرانی که برای محاسبه برش باید در نظر گرفته شود نیازی از جمله مسائل مورد بحث در آیین نامه است. در مطالعات تجربی معمولاً "مقطع بحرانی برای محاسبه مقاومت برشی اسمی در محل اولین ترک قطری گرفته می‌شود. این مطالعات نشان داده‌اند که برای مواردی که دهانه برش، متوسط یا بلند است ترک قطری بحرانی به فاصله d از مقطع با حداکثر لنگر خمشی به وجود می‌آید (تصویر الف-۵-۴) و در مواردی که دهانه برش، کوتاه است یک ترک قطری در وسط دهانه برش ایجاد می‌شود. برای این اساس، آیین نامه مقطع بحرانی در یک تکیه‌گاه را، در صورتی که هر دو شرط زیر برآورده شوند، به فاصله d از برد داخلی تکیه‌گاه تعریف می‌کند:

الف - عکس العمل تکیه‌گاه، در جهت اعمال برش، ایجاد فشار در تکیه‌گاه کند.

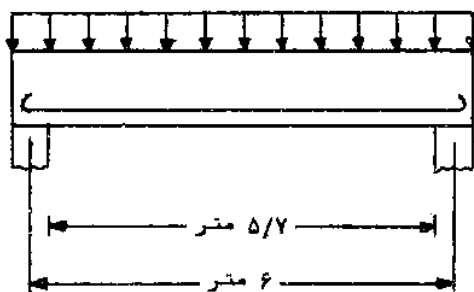
ب - هیچ بار متمرکزی در فاصله بین برد داخلی تکیه‌گاه و محل مقطع بحرانی اثر نکند.

بدین ترتیب در صورتی که شرایط فوق برآورده شوند مقاطعی را که در فاصله کمتر از d از برد داخلی تکیه‌گاه قرار دارند می‌توان برای همان برش V_u که در مقطع بحرانی محاسبه شده است طراحی کرد. در صورتی که یکی از شرایط فوق تأمین نشود مقطع بحرانی را باید در بر تکیه‌گاه در نظر گرفت. به عنوان مثال، در تیر نشان داده شده در تصویر ب-۵-۴، که در آن نیروی عکس العمل در تکیه‌گاه ایجاد کشش می‌کند، مقطع بحرانی در بر تکیه‌گاه قرار دارد. همان‌طور که در این تصویر مشاهده می‌شود ترک قطری بحرانی در بر تکیه‌گاه به وجود می‌آید.



تصویر ۴-۱۵- مقطع بحرانی برای محاسبه برش در تیرهای بتن آرمه

در استفاده از رابطه ۴-۱۹ برای محاسبه خاموتهای مورد نیاز در یک مقطع باید توجه داشت که هر دو کمیت A_s و s مجهولند و لذا برای تعیین آنها باید با فرض کردن مقداری برای یکی از این دو کمیت، دیگری را به دست آورد. اما در هر حال باید توجه داشت که چون هدف از طراحی، تعیین مناسب ترین جزئیات اجرایی است، اندازه و فواصل خاموتها معمولاً ضمن بررسی حالت های مختلف و در نظر گرفتن جوانب مختلفی از جمله مسائل اقتصادی، سهولت اجراء و سادگی طرح تعیین می شوند. در این ارتباط معمولاً سعی می شود فاصله بین خاموتها تنها برای چند مقطع در طول تیر محاسبه شود و در فاصله بین این مقاطع خاموتها به صورت یکنواخت توزیع شوند. علاوه بر این سعی می شود این مقاطع به نحوی انتخاب شوند که تغییرات شدیدی در خاموت گذاری به وجود نیاید. در هر حال باید توجه داشت که خاموت گذاری تیرها، مانند سایر موارد طراحی جزئیات، بستگی به سلیقه طراح دارد و راه حل های بسیار متنوعی برای آن وجود دارد. مثال زیر یک نمونه از طراحی برای برش را نشان می دهد.



مثال ۴-۱- طراحی در مقابل برش -

یک تیر بتن آرمه به دهانه ۶ متر با تکیه گاه های ساده مطابق تصویر مقابل تحت بار مرده ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر و سربار ۴۰۰۰ کیلوگرم بر متر قرار دارد. سایر مشخصات این تیر به قرار زیر است:

$$b = 35 \text{ cm} , \quad h = 60 \text{ cm} , \quad d = 54 \text{ cm}$$

$$f_r (\text{آرما توربرشی}) = 3000 \text{ kg/cm}^2 , \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

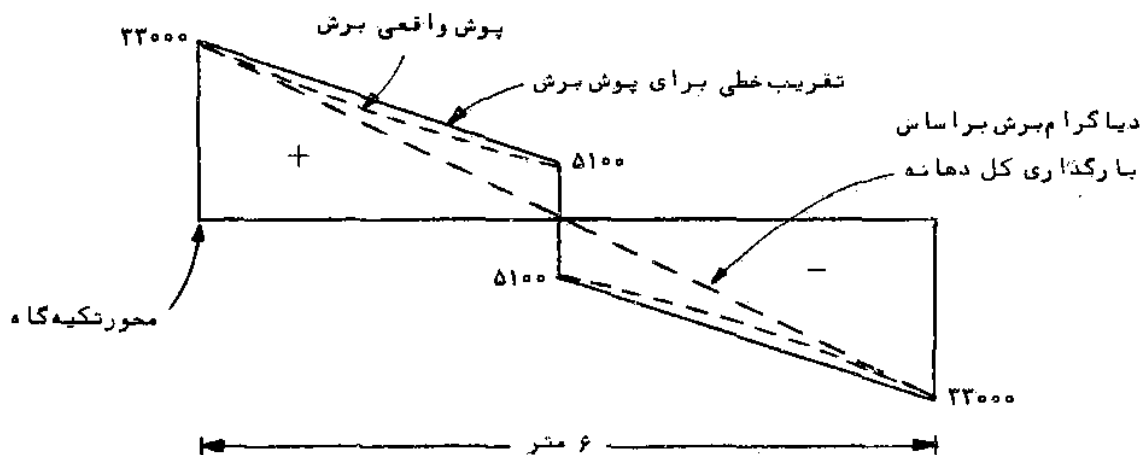
آرما توربرشی لازم را برای این تیر طراحی کنید.

حل :

بارنهایی (ضربدار) وارد بر این تیر برابر است با

$$w_u = 1/4 \times 3000 + 1/7 \times 4000 = 11000 \text{ kg/m}$$

در هر نقطه از طول تیر، نیروی برشی ضربدار که بر اساس آن طراحی انجام می شود باید حداکثر نیروی برشی باشد که ممکن است در آن نقطه ایجاد شود، به عبارت دیگر لازم است پوش برش در سرتاسر طول تیر به دست آید. برای این منظور می توان از خواص خطوط تأثیر استفاده کرد. خط تأثیر برش نشان می دهد که برای یک تیر ساده، حداکثر نیروی برشی در هر نقطه از طول تیر با قرار دادن تمام سربار در طرف بلندتر نقطه مورد نظر حاصل می شود. به این نوع بارگذاری که برای تعیین حداکثر برش در هر مقطع و در نتیجه تعیین پوش نیروی داخلی مقاطع به کار می رود اصطلاحاً "بارگذاری پاره ای" گفته می شود. به سادگی می توان نشان داد که برای یک تیر ساده پوش برش، مطابق تصویر ۴-۱۶، به شکل منحنی است. همانطور که در این تصویر نشان داده شده است به جای پوش واقعی برش می توان از یک تقریب خطی برای پوش برش استفاده کرد. این روش تقریبی برای تعیین پوش برش همواره محافظه کارانه است.



تصویر ۴-۱۶ دیاگرام نیروی برشی ضربدار برای مثال ۴-

حداکثر نیروی برشی در وسط تکیه‌گاه برابر است با

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{11000 \times 6}{2} = 33000 \text{ kg}$$

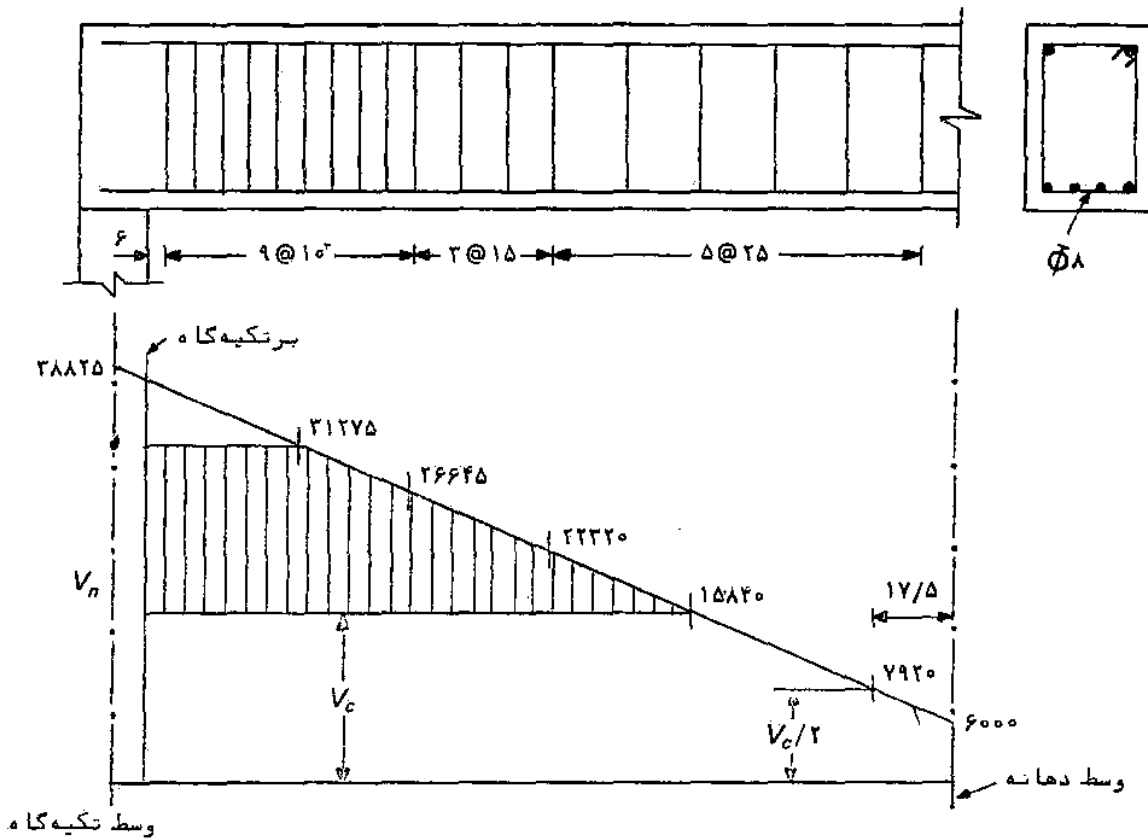
و حداکثر برش در وسط دهانه، که در اثر قرار گرفتن بار زنده روی نصف طول تیر حاصل می‌شود، برابر است با

$$V_u = \frac{w_u L}{8} = \frac{1/7 \times 40000 \times 6}{8} = 5100 \text{ kg}$$

لازم است توجه شود که نیروی برشی ناشی از بار مرده (که بطور یکنواخت در طول تیر قرار داده می‌شود) در وسط دهانه برابر صفر است.

مطابق آیین نامه، مقطع بحرانی در مجاورت تکیه‌گاه به فاصله d از آن فرض می‌شود. چون عرض تکیه‌گاه برابر ۳۰ سانتیمتر است فاصله مقطع بحرانی از وسط تکیه‌گاه برابر $69 = 54 + 15$ سانتیمتر است. با استفاده از خطی بودن پوش برش، نیروی برشی ضریب دار در مقطع بحرانی به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

$$V_u = 33000 - \left(\frac{33000 - 5100}{3} \right) \times 0.69 = 26583 \text{ kg}$$



تصویر ۱۷-۴ طراحی آرماتور برشی برای مثال ۴-۱

در تصویر ۱۷-۴ دیاگرام مقاومت برشی اسمی، $V_n = V_u/\phi$ ، در اندازه بزرگتر برای نصف طول نیروترسیم شده است. مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن با استفاده از رابطه (۴-۱۰) برابر است با

$$V_c = 0.52 \sqrt{250} \times 35 \times 54 \approx 15840 \text{ kg}$$

مقادیر $V_c/2$ و $V_c/2$ روی دیاگرام برش نشان داده شده اند. فاصله مقطعی که نیروی برشی اسمی آن $V_c/2 = 7920$ کیلوگرم است تا وسط دهانه برابر ۱۷/۵ سانتیمتر است. بنابراین مطابق آیین نامه می توان در ۳۵ سانتیمتر وسط دهانه آرماتور برشی قرار داد. در سایر قسمت های تیر باید بر اساس نیروی برشی موجود و با توجه به حداقل آرماتور مورد نیاز، آرماتور برشی قرار داد. سطح ها شور خورده در تصویر ۱۷-۴ که تفاوت بین V_c و V_n است در واقع معرف نیروی است که باید توسط آرماتورهای برشی تأمین شود.

فاصله لازم برای خاموتها در تکیه گاه، با استفاده از رابطه (۴-۱۹) به طریق زیر محاسبه می شود:

$$V_s = V_n - V_c = 31275 - 15840 = 15435 \text{ kg}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{15435}{54 \times 3000} = 0.095$$

از سوی دیگر، حداقل و حداکثر مجاز برای آرماتور برشی، مطابق روابط (۴-۲۱) و (۴-۲۳) برابرند با

$$\min \frac{A_v}{s} = \frac{3/5 \times 35}{3000} = 0.04$$

$$\max \frac{A_v}{s} = \frac{2/12 \sqrt{250} \times 35}{3000} = 0.39$$

بنابراین، مقدار آرماتور مورد نیاز از حداقل لازم بیشتر و از حداکثر مجاز کمتر است.

حداکثر فاصله مجاز بین آرماتورها نیز به ترتیب زیر تعیین میشود:

$$V_s = 15435 < 1/06 \sqrt{250} \times 35 \times 54 = 31677 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow s \leq d/2 \text{ و } 60 \text{ cm} \Rightarrow s \leq 27 \text{ cm}$$

اگر برای خاموت گذاری این تیر از خاموت های $\Phi 8$ دوشاخه استفاده

شود، سطح مقطع آرماتور برشی، A_v ، برابر خواهد بود با $1/0 \times 0.50 = 2 \times 0.50 =$

سانتیمتر مربع و فاصله‌ها موتها در تکیه‌گاه به ترتیب زیر تعیین میشود:

$$\frac{A_v}{s} = 0/095 \Rightarrow s = \frac{1/0}{0/095} = 10/5$$

که این مقدار، یعنی ۱۰/۵ سانتیمتر، از حداکثر مجاز فاصله‌ها موتها، یعنی ۲۷ سانتیمتر، کمتر است. در عمل معمولاً فاصله‌ها موتها را ضریب صحیحی از ۲/۵ یا ۵ سانتیمتر انتخاب می‌کنند، بنابراین در این مسئله نیز می‌توان فاصله‌ها بین موتها را در مجاورت تکیه‌گاه برابر ۱ سانتیمتر گرفت. از نظر عملی باید به این مطلب توجه داشت که چنانچه برای فاصله‌ها موتها مقدار کوچکی، مثلاً کمتر از ۷ سانتیمتر، بدست آید لازم است تعداد شاخه‌ها و یا قطر میلگرد را موت افزایش داده شود تا بدین ترتیب فاصله‌ها بزرگتری برای موتها بدست آید.

با توجه به اینکه با دور شدن از تکیه‌گاه مقدار نیروی برشی مرتباً کاهش می‌یابد در سایر نقاط تیر می‌توان آرماتور برشی کمتری نسبت به تکیه‌گاه به کار برد. برای تعیین موت لازم در قسمت‌های مختلف تیر می‌توان به طریق فوق عمل کرد، یعنی در هر مقطع دلخواه باید مقاومت برشی اسمی لازم، V_n ، را با استفاده از تصویر ۱۷-۴ محاسبه کرد و به کمک رابطه (۱۹-۴) و مراعات حداقل آرماتور برشی (رابطه (۲۱-۴) و حداکثر فاصله مجاز آرماتورها فاصله لازم برای موتها را به دست آورد. اما به جای این روش شاید بهتر باشد فاصله‌ها موتها را از تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه به صورت غیر پیوسته (پله‌ای) تا حداکثر مجاز مرتباً افزایش داد، در این صورت لازم است، با استفاده از دیاگرام مقاومت برشی، مقاطعی را که در آنها باید تغییر فاصله انجام گیرد به دست آورد. چنانچه روش اخیر در این مثال بکار گرفته شود در اولین مرحله تغییر فاصله‌ها موتها می‌توان این فاصله را برابر ۱۵ سانتیمتر در نظر گرفت، یعنی $s = 15$ ، بنابراین می‌توان نوشت:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{موجود}} = \frac{1/0}{15} = 0/0667 > \min \frac{A_v}{s}$$

و با استفاده از رابطه (۱۹-۴) مقاومت برشی اسمی مقطع را به ترتیب زیر به دست آورد.

$$0/0667 = \frac{V_n - 15840}{54 \times 3000} \Rightarrow V_n = 26645 \text{ kg}$$

حال باید مقطعی که مقاومت برشی اسمی لازم آن برابر مقدار فوق (۲۶۶۴۵ کیلوگرم) است را به دست آورد. با استفاده از تشابه مثلثها در تصویر

۱۷-۴ فاصله این مقطع از وسط تکیه‌گاه برابر است با :

$$x_1 = \left(\frac{38825 - 26645}{38825 - 6000} \right) \times 300 = 111 \text{ cm}$$

به همین ترتیب ، می توان در مقطع دیگری فاصله خاموتها را به ۲۵ سانتیمتر افزایش داد و با انجام محاسباتی مشابه محاسبات فوق فاصله این مقطع جدید را نیز از وسط تکیه‌گاه به ترتیب زیر به دست آورد .

$$\frac{A_v}{s} = \frac{1/0}{25} = 0/040 = \min \frac{A_v}{s}$$

$$0/040 = \frac{V_n - 15840}{54 \times 3000} \Rightarrow V_n = 22320 \text{ kg}$$

$$x_2 = \left(\frac{38825 - 22320}{38825 - 6000} \right) \times 300 = 150 \text{ cm}$$

چون با توجه به محدودیت فاصله خاموتها به ۲۷ سانتیمتر بیش از این نمی توان فاصله خاموتها را افزایش داد محاسبات را می توان در این مرحله متوقف کرد . تصویر ۱۷-۴ نحوه خاموتگذاری را برای تیر مورد نظر بر اساس نتایج به دست آمده نشان می دهد . فاصله اولین خاموت از تکیه‌گاه معمولاً مساوی یا کمتر از نصف فاصله محاسبه شده برای خاموتها در تکیه‌گاه گرفته می شود . در صورتی که فاصله خاموتها در مجاورت تکیه‌گاه بسیار کم باشد می توان اولین خاموت را به اندازه یک فاصله کامل از برتکیه‌گاه قرار داد . در این مثال اولین خاموت به فاصله ۶ سانتیمتر از برتکیه‌گاه قرار داده شده است .

همانطور که قبلاً اشاره شد برای طراحی آرماتورهای عرضی راه‌حلهای متنوعی وجود دارد . مثلاً " ممکن است برای افزایش فاصله خاموتها در مجاورت تکیه‌گاه ، به جای خاموت دوشاخه از خاموت سه شاخه (مجموع یک تنگ و یک قلاب) و یا خاموت چهار شاخه (دوتنگ دوشاخه) استفاده کرد . اگر از خاموت سه شاخه استفاده شود فاصله خاموتها در تکیه‌گاه به ۱۵ سانتیمتر افزایش می یابد که برخی از مهندسين ممکن است این راه حل را به راه حلی که در تصویر ۱۷-۴ ارائه شده است ترجیح دهند ، و یا ممکن است اصولاً " از میلگرد با قطر بزرگتر مثل $\phi 10$ برای خاموتها استفاده شود ، که برای این حالت نیز فاصله خاموتها در مجاورت تکیه‌گاه ۱۵ سانتیمتر خواهد شد . بنابراین همانطور که از بررسی این

چند مورد برمی آید روشهای گوناگونی برای خاموتگذاری یک تیر وجود دارد که انتخاب آنها بستگی به سلیقه مهندس طراح دارد.

مثال ۲-۴- آنالیز برشی یک تیر - در یک تیر بتن آرمه ساده به دهانه آزاد ۵ متر از دو گروه خاموت که متناوباً در طول تیر قرار داده شده اند استفاده شده است. گروه اول خاموتهای $\Phi 12$ دوشاخه به فواصل ۱۵ سانتیمتر و گروه دوم خاموتهای $\Phi 10$ چهار شاخه به فواصل ۱۵ سانتیمتر. سایر مشخصات این تیر عبارتند از:

$$b = 35 \text{ cm}, \quad d = 63 \text{ cm}, \quad f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y (\text{خاموتها}) = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

مقدار بار نهایی (ضریب دار) را که می توان بر اساس مقاومت برشی این تیر بر آن اعمال کرد به دست آورید.

حل :

مقاومت برشی اسمی این تیر عبارت است از (رابطه ۴-۱۲):

$$V_n = V_c + V_s$$

که در آن V_n مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن، مطابق رابطه (۴-۱۰) برابر است با:

$$V_c = 0.53 \sqrt{2000} \times 35 \times 63 = 16527 \text{ kg}$$

و مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتور برابر جمع مقاومت برشی دو گروه خاموت به کار رفته است، یعنی:

$$V_s = V_{s1} + V_{s2}$$

که با استفاده از رابطه (۴-۱۴) می توان نوشت:

$$V_{s1} = \frac{63}{15} \times 2 \times 1/13 \times 4000 = 37968 \text{ kg}$$

$$V_{s2} = \frac{63}{15} \times 4 \times 0.78 \times 4000 = 52416 \text{ kg}$$

بنابراین:

$$V_s = 37968 + 52416 = 90384 \text{ kg}$$

اما با توجه به رابطه (۴-۲۲) حداکثر نیروی برشی که می توان به آرماتور برشی تخصیص داد برابر است با

$$\max V_s = 2/12 \sqrt{2000} \times 35 \times 63 = 66109 \text{ kg}$$

بنابراین مقدار نیروی برشی که می توان برای خاموتها در نظر گرفت

برابر ۶۶۱۰۹ کیلوگرم است ، در نتیجه

$$V_n = 16527 + 66109 = 82636 \text{ kg}$$

و مقاومت برشی طراحی برای تیر مورد نظر برابر است با

$$\phi V_n = 0/85 \times 82636 = 70240 \text{ kg}$$

از سوی دیگر حداکثر نیروی برشی ضریب دار که در فاصله d از برتکیه گاه در نظر گرفته می شود برابر مقدار زیر است :

$$V_u = w_u (2/5 - 0/63)$$

که از مساوی قرار دادن آن با مقاومت برشی طراحی ، بار نهائی $w_u = 35560$ کیلوگرم بر متر به دست می آید .

۴-۵- مقاومت برشی اعضاء تحت اثر بار محوری

اعضاء بتن آرمه گاهی علاوه بر خمش تحت اثر نیروی محوری (کششی یا فشاری) نیز قرار میگیرند. نیروهای محوری ممکن است در اثر بارهای خارجی و یا در اثر افت و حرارت به وجود آمده باشند. با مقدمه ای که در بخش ۴-۱ بیان شد ملاحظه می شود که وجود نیروی محوری می تواند تأثیر قابل توجهی بر مقاومت برشی اعضاء بتن آرمه داشته باشد، زیرا در یک عضو خمشی، نیروی فشاری سبب می شود تنشهای کششی تقلیل یافته و در نتیجه تمایل به ایجاد ترک قطری کاهش یا بدو برعکس، وجود نیروی کششی سبب افزایش تنشهای کششی و تمایل بیشتر به ترک خوردن می شود.

مطابق آیین نامه، در صورتی که نیروی فشاری N_u بریک عضو خمشی اثر کند مقاومت برشی V_c را می توان با استفاده از رابطه (۴-۹) محاسبه کرد، با این تفاوت که M_m که با عبارت زیر تعریف می شود، باید جایگزین M_u در رابطه (۴-۹) شود:

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{\lambda} \right) \quad (4-24)$$

و V_c نباید از مقدار زیر بزرگتر گرفته شود.

$$V_c = 0/93 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}} b_w d \quad (4-25)$$

به علاوه، در استفاده از رابطه (۴-۹) نیازی نیست جمله $V_u d / M_u$ به $1/0$ محدود شود. در روابط فوق h ارتفاع مقطع و A_g سطح کل مقطع (بدون کسر سطح آرماتورهای طولی) است. علاوه بر روش فوق، آیین نامه استفاده از رابطه ساده‌تر زیر را نیز برای محاسبه V_c اجازه می‌دهد:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-26)$$

در روابط فوق کمیت‌های N_u / A_g و f'_c باید بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع به کار برده شوند.

نیروی کششی، برخلاف نیروی فشاری، سبب کاهش مقاومت برشی می‌شود. برای تعیین مقاومت برشی بتن در مواردی که نیروی کششی بر یک عضو خمشی اثر می‌کند از رابطه زیر استفاده می‌شود.

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-27)$$

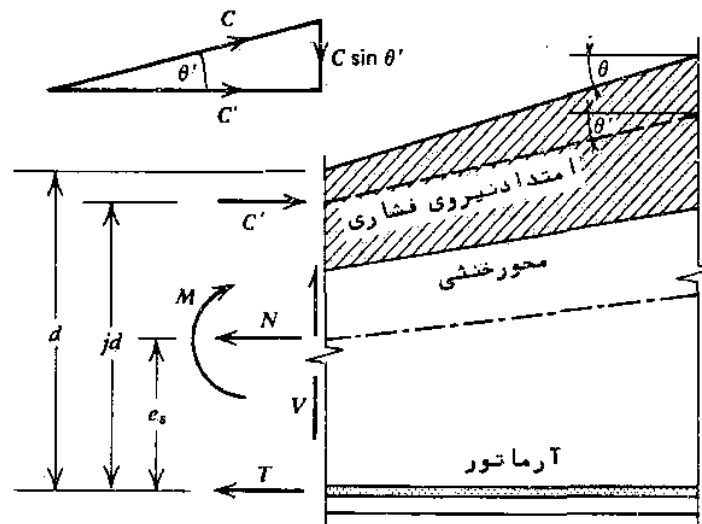
که در آن N_u نیروی کششی ضریب‌دار است که مقدار آن باید منفی گرفته شود. برای سهولت محاسبات در چنین حالتی، مطابق آیین نامه می‌توان اساساً "از مقاومت برشی بتن صرف نظر کرد، یعنی V_c را برابر صفر گرفت، و در این صورت آرماتور برشی باید برای تحمل کل نیروی برشی ضریب‌دار در مقطع طراحی شود.

روابط محاسبه آرماتورهای برشی و سایر روابط مربوط به حداقل آرماتور برشی، حداکثر نیروی برشی آرماتور و حداکثر فواصل آرماتورهای برشی کاملاً شبیه آنچه در بخش‌های گذشته ارائه شده است. بنابراین، بطور خلاصه می‌توان گفت که در محاسبه آرماتور برشی برای اعضاء تحت اثر نیروی محوری (فشاری یا کششی) تنها جمله V_c تغییر می‌کند بدون اینکه هیچ‌گونه تغییری در سایر اصول طراحی به وجود آید.

۴-۶- برش در تیرهای با ارتفاع متغیر

در مواردی که ارتفاع یک عضو بتن آرمه در طول آن تغییر می‌کند،

اندازه نیرویی که ایجاد تنشهای برشی می کند تحت تأثیر نیروهای داخلی ناشی از خمش قرار می گیرد. با توجه به تصویر ۴-۱۸ مشاهده میشود که نیروی فشاری داخلی، $C = C' / \cos \theta'$ ، که به صورت مایل بر مقطع اثر می کند موء لفه قائمی دارد که در خلاف جهت نیروی برشی وارد بر مقطع، V ، عمل می کند. با استفاده از تصویر ۴-۱۸، نیروی برشی موء ثر را که باید



تصویر ۴-۱۸ تأثیر تغییر ارتفاع مقطع روی نیروی برشی

مبنای طراحی مقطع قرار داد می توان با رابطه زیر تعیین کرد:

$$V_{eff} = V - C \sin \theta' = V - C' \tan \theta' = V - \frac{M_s}{jd} \tan \theta' \quad (4-28)$$

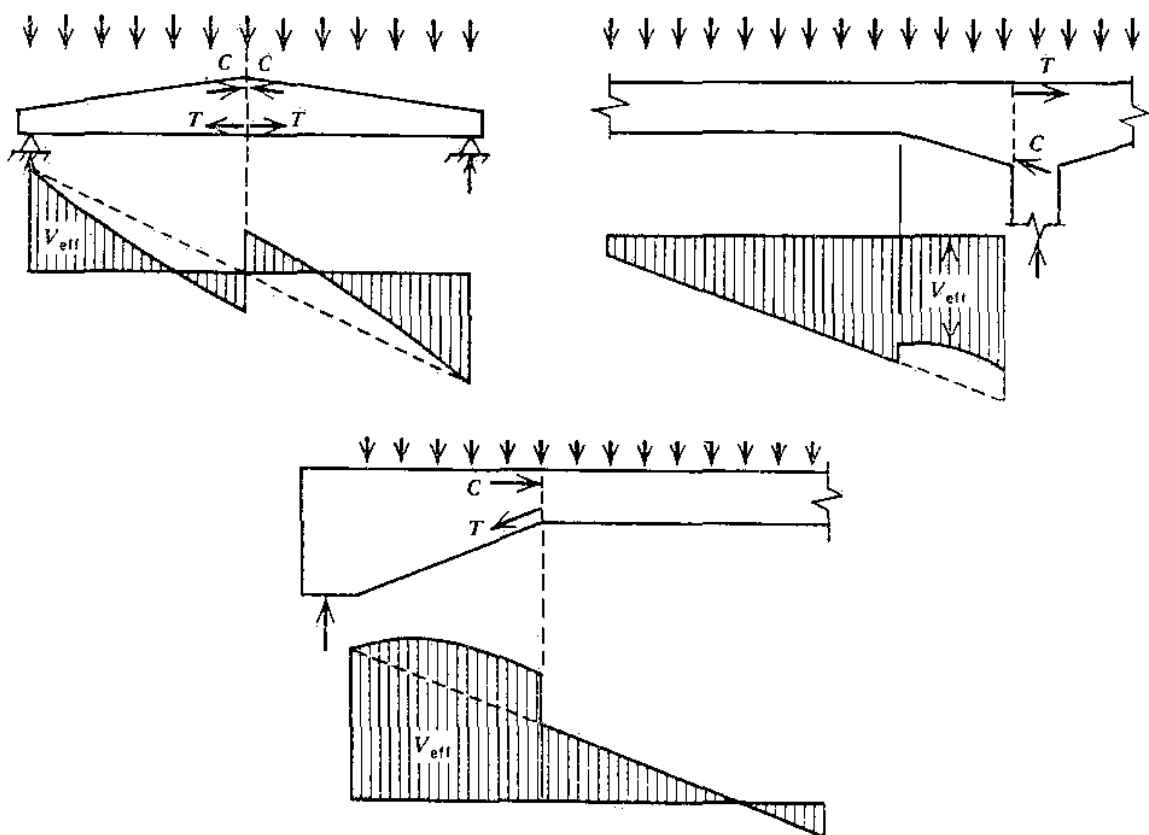
که در آن

$$M_s = M - Ne_s \quad (4-29)$$

در این رابطه M لنگرد داخلی و N نیروی محوری وارد بر مقطع است. سایر کمیتها نیز در تصویر مشخص شده اند.

به این ترتیب ملاحظه می شود که چنانچه ارتفاع مقطع در همان جهت از دیالنگر خمشی افزایش یا بد تصحیحی که در مقدار نیروی برشی صورت می گیرد در خلاف جهت این نیرو است و بنا بر این نیروی برشی کاهش می یابد. (لازم است توجه شود که در مقطعی که برش صفر است، مانند قسمت

میانی تیر ساده در تصویر ۴-۱۹، این تصحیح سبب ایجاد برش می‌شود. در صورتی که عکس این حالت رخ دهد، یعنی ارتفاع مقطع در جهت کاهش لنگر خمشی افزایش یا بد مقدار زاویه θ° در رابطه (۴-۲۸) باید منفی گرفته شود و بدین ترتیب نیروی برشی مؤثر افزایش می‌یابد. در تصویر ۴-۱۹ توزیع نیروی برشی و نیروی مؤثر برای سه نمونه تیر ماهیچه‌ای که تحت اثر بارهای یکنواخت قرار دارند بصورت کیفی نشان داده شده‌اند.



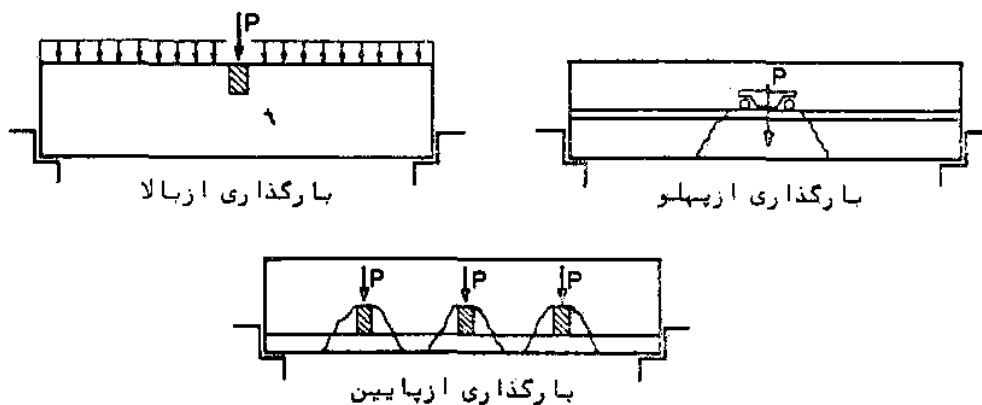
تصویر ۴-۱۹ نیروی برشی مؤثر در تیرهای ماهیچه‌ای

نتایج مطالعات نشان داده‌اند که تا زمانی که زاویه θ از 30° درجه تجاوز نمی‌کند مقدار این زاویه را می‌توان با دقت کافی به جای زاویه θ° در رابطه (۴-۲۸) به کار برد که بدین ترتیب تعیین نیروی برشی مؤثر در تیرهای ماهیچه‌ای بسیار آسان‌تر می‌شود.

۴-۷- تیرهای با ارتفاع زیاد (تیرهای عمیق)

همانطور که در بخش ۴-۱ تشریح شد، هنگامی که نسبت دهانه برش به ارتفاع مقطع از ۲ کمتر است مقاومت برشی به مقدار قابل ملاحظه‌ای بزرگتر از مقاومت ترک خوردگی قطری است، زیرا در چنین تیرهایی پس از ترک خوردگی قطری مکانیزم انتقال بار تغییر می‌کند بطوری که تیر در این مرحله مشا به یک قوس مهار شده عمل می‌کند (تصویر ۴-۵). در چنین تیرهایی ترکهای قطری با زاویه‌ای به مراتب کوچکتر از ۴۵ درجه نسبت به امتداد قائم ایجاد می‌شوند، بطوری که آرماتورهای برشی قائم به تنهایی جوابگوی برش نیستند و لذا در تیرهای عمیق آرماتور برشی مشتمل بر میلگردهای قائم و افقی است.

ضوابطی که برای طراحی برشی تیرهای عمیق در آیین نامه ارائه شده است مبتنی بر نتایج آزمایش روی تعداد کثیری نمونه‌های بتنی است. این ضوابط تنها برای تیرهایی که در آنها نسبت L_n/d کمتر از ۵ است (L_n دهانه آزاد) و تنها در قسمت فوقانی یا وجه فشاری بارگذاری شده اند کاربرد دارد. این نوع بارگذاری در تصویر الف-۲۰-۴ نشان داده شده است. در صورتیکه مطابق تصویرهای ب-۲۰-۴ و ج-۲۰-۴ بارها از پهلو یا پایین تیر به آن وارد شوند برای طراحی برشی باید از ضوابط تیرهای معمولی (بخش ۴-۴) استفاده شود.



تصویر ۴-۲۰ بارگذاری تیرهای عمیق

در طراحی تیرهای عمیق برای برش، آرماتورهای برشی تنها برای مقطع بحرانی محاسبه می‌شوند و بطور مشابه در سرتاسر طول تیر قرار داده

می شوند. مقطع بحرانی به فاصله z از برتکیه گاه قرار دارد که این فاصله به ترتیب زیر تعریف می شود:

$$1- \text{ برای تیرهای با باریک‌نواخت } z = 0.15L_n \leq d$$

$$2- \text{ برای تیرهای با بارهای متمرکز } z = 0.5a \leq d$$

در عبارت فوق a دهانه برش است که برابر فاصله نیروی متمرکز از برتکیه گاه در نظر گرفته می شود.

روش طراحی تیرهای عمیق برای برش بسیار شبیه به طراحی تیرهای معمولی است. در این تیرها مقاومت برشی اسمی برابر است با

$$V_n = V_c + V_s \quad (4-30)$$

که در آن V_c مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن و V_s مجموع مقاومت‌های تأمین شده توسط آرماتورهای قائم و افقی برشی است. مقاومت برشی V_c را می توان، مطابق آیین نامه، با رابطه ساده زیر

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-31)$$

و یا با رابطه مفصل تر

$$V_c = \left(3/5 - 2/5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 175 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (4-32)$$

محاسبه کرد، که در آن M_u و V_u به ترتیب نیروی برشی و لنگر خمشی ضریب‌دار در مقطع بحرانی اند. در صورتی که از رابطه (4-32) استفاده می شود مقدار پیرانتزاول نباید بزرگتر از $2/5$ و مقدار حاصل برای مقاومت برشی بتن نباید بزرگتر از مقدار زیر گرفته شود.

$$V_c = 1/59 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-33)$$

مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتور نیز با رابطه زیر محاسبه می شود:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + L_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_v} \left(\frac{11 - L_n/d}{12} \right) \right] f_y d \quad (4-34)$$

که در آن A_v و s به ترتیب سطح مقطع و فاصله بین خاموت‌های قائم و A_{vh} و s_v نیز به ترتیب سطح مقطع و فاصله بین آرماتورهای برشی افقی است. حداقل مقدار آرماتورهای برشی قائم و افقی و حداکثر مجاز فواصل آنها نیز با روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$\min \frac{A_v}{s} = 0.0015 b_w \quad (4-35)$$

$$s \leq \frac{d}{5} \text{ و } 50 \text{ cm} \quad (4-36)$$

$$\min \frac{A_{vh}}{s_v} = 0.0025 b_w \quad (4-37)$$

$$s_v \leq \frac{d}{3} \text{ و } 50 \text{ cm} \quad (4-38)$$

مطابق آیین نامه، در مواردی که $V_u < \phi V_c / 2$ است مقدار حدی حداقل آرماتورهای برشی باید به کار برده شوند. علاوه بر روابط فوق، برای تضمین تسلیم شدن آرماتورهای برشی و در نتیجه جلوگیری از گسیختگی ترد، آیین نامه تصریح می‌کند که مقاومت برشی اسمی، V_n ، نباید از مقدار زیر بیشتر گرفته شود:

$$\frac{L_n}{d} \leq 2 \quad \text{برای} \quad \max V_n = 2/12 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-39)$$

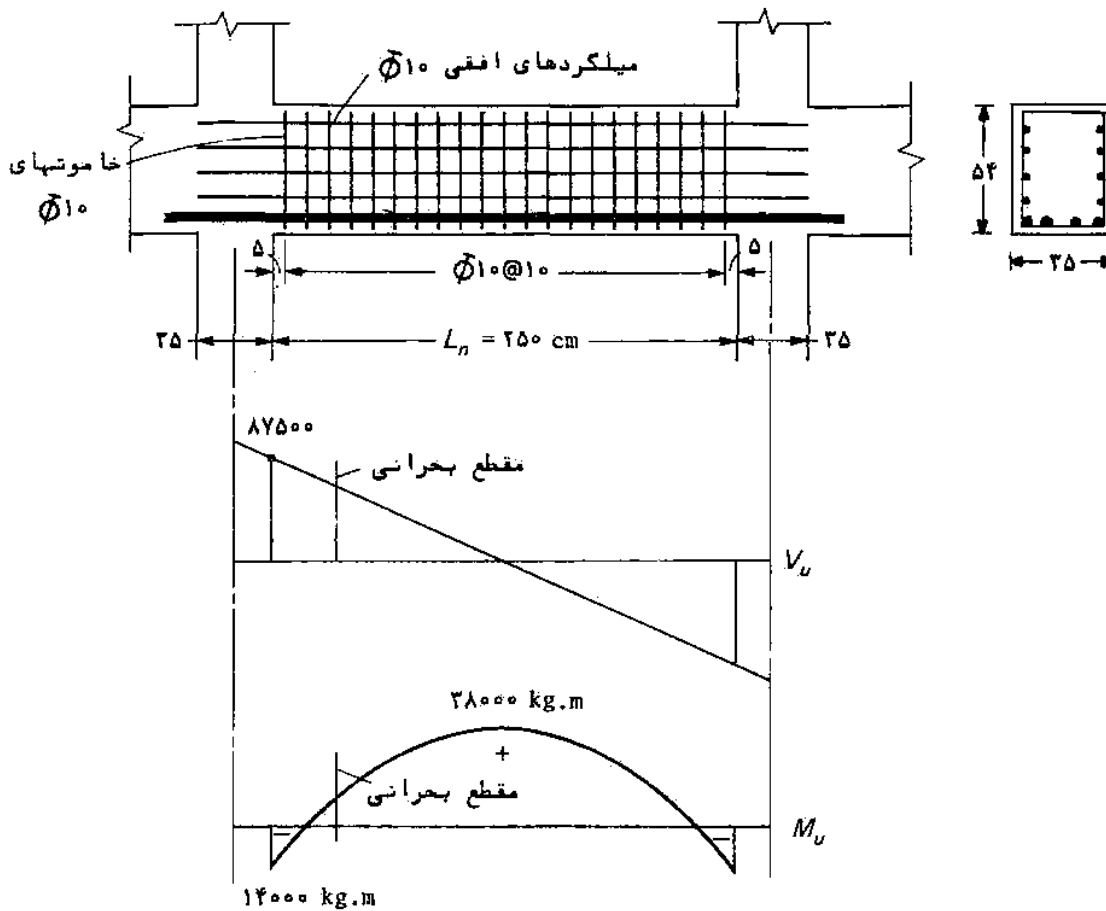
$$\frac{L_n}{d} > 2 \quad \text{برای} \quad \max V_n = 0.175 \left(10 + \frac{L_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-40)$$

مثال ۳-۴ - طراحی یک تیر عمیق - در تصویر ۲۱-۴ مشخصات یک تیر عمیق و دیاگرام‌های نیروی برشی و لنگر خمشی ضریب‌دار آن که از یک آنالیز سازه به دست آمده‌اند نشان داده شده‌اند. بار ضریب‌دار یکنواخت وارد بر این تیر ۷۰۰۰۰ کیلوگرم بر متر و سایر مشخصات تیر به قرار زیرند:

$$A_s (\text{آرماتور خمشی}) = 4 \Phi 28, \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

آرماتورهای برشی لازم برای این تیر را محاسبه کنید.



تصویر ۲-۲۱ تیر عمیق مثال ۳-۴

حل :

چون در این تیر بارها روی وجه فشاری وارد می شوند و ضمناً " از $\frac{L_n}{d} = \frac{250}{54} = 4/63$ کوچکتر است لذا برای طراحی در مقابل برش باید ضوابط تیرهای عمیق را به کار برد.

فاصله مقطع بحرانی از برتکیه گاه برابر است با

$$0/15 L_n = 0/15 \times 250 = 37/5 \text{ cm} < d = 54 \text{ cm}$$

مقادیر نیروی برشی ضریب دار و لنگر خمشی ضریب دار در مقطع بحرانی به ترتیب زیر محاسبه می شوند :

$$V_u = 87500 - 0/375 \times 70000 = 61250 \text{ kg}$$

$$M_u = -14000 + \frac{1}{2} (87500 + 61250) \times 0.375 = 13890 \text{ kg.m}$$

با استفاده از رابطه (۴-۳۲) مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن برابر است با

$$V_c = (2/45) (0.5\sqrt{250} + 175 \times \frac{4 \times 6/16}{35 \times 54} \times \frac{61250 \times 0.54}{13890}) \times 35 \times 54 = 61760 \text{ kg}$$

که از حداکثر مجازان یعنی $47515 \text{ kg} = 1/59\sqrt{250} \times 35 \times 54$ بیشتر است و در نتیجه محاسبه باید بر اساس حداکثر مجاز صورت گیرد، بنابراین

$$V_c = 47515 \text{ kg}$$

برای تیر مورد نظر حداکثر مقاومت برشی اسمی طبق رابطه (۴-۴۰)

برابر است با

$$\max V_n = 0.175 (1 + \frac{250}{54}) \sqrt{250} \times 35 \times 54 = 76507 \text{ kg}$$

که از مقاومت برشی اسمی لازم یعنی

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{61250}{0.85} = 72060 \text{ kg}$$

بیشتر است و لذا می توان به طراحی آرما تور برشی پرداخت.

مقاومت برشی که باید توسط آرما تورهای برشی افقی وقائم تأمین

شود برابر است با:

$$V_s = V_n - V_c = 72060 - 47515 = 24545 \text{ kg}$$

بنابراین با استفاده از رابطه (۴-۳۴) می توان نوشت

$$\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + 4/63}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_r} \left(\frac{11 - 4/63}{12} \right) = \frac{24545}{4000 \times 54}$$

و یا

$$0.47 \frac{A_v}{s} + 0.53 \frac{A_{vh}}{s_r} = 0.114$$

حال اگر برای آرما تورهای افقی از میلگردهای $\phi 10$ به طور متناظر در هر

یک از دو وجه قائم استفاده شود با استفاده از رابطه (۴-۳۷) می توان

نوشت:

$$\min \frac{A_{vh}}{s_r} = 0.0025 h_w = 0.0025 \times 35 = 0.0875$$

$$\Rightarrow s_r = \frac{2 \times 0.78}{0.0875} = 17.8 \text{ cm} < \left(\frac{d}{3} = 18 \text{ cm و } 50 \text{ cm} \right)$$

بنابراین اگر برای آرما تورهای افقی در هر وجه قائم مقطع از چهار عدد

میلگرده $\phi 10$ به فاصله ۱۵ سانتیمتر استفاده شود مقدار لازم برای

خاموت‌های قائم‌برابر خواهد بود با :

$$0/47 \frac{A_v}{s} + 0/53 \frac{2 \times 0/78}{15} = 0/114$$

$$\Rightarrow A_v/s = 0/125$$

که این مقدار را حداقل لازم طبق رابطه^۶ (۳۵-۴) بیشتر است ، زیرا

$$\min \frac{A_v}{s} = 0/0015 b_w = 0/0015 \times 35 = 0/0375$$

حداکثر فاصله مجاز برای خاموت‌های قائم طبق رابطه^۶ (۲۶-۴) برابر است

با $d/5 = 10/8$ بنا بر این اگر فاصله بین خاموت‌های قائم ۱۰ سانتیمتر فرض

شود سطح مقطع لازم برای خاموت‌های قائم برابر خواهد بود با

$$A_v = 10 \times 0/125 = 1/25 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن می‌توان از تنگ دوشاخه $\phi 10$ استفاده کرد .

بنابراین آرماتورهای برشی تیر مورد نظر عبارتند از تنگ‌های دو

شاخه $\phi 10$ در هر ۱۰ سانتیمتر و چهار عدد میلگرد $\phi 10$ به فواصل ۱۵ سانتیمتر

در هر وجه قائم مقطع . طرح نهایی آرماتورهای برشی در تصویر (۲-۴) نشان

داده شده است .

۸-۴- برش - اصطکاک

روشهای طراحی که در بخشهای ۳-۴ تا ۶-۴ مورد بحث قرار گرفت

برای جلوگیری از ترک خوردگی قطری وضع شده‌اند . در اعضایی که تحت

برش مستقیم قرار دارند و برای آنها طراحی بر اساس کشش قطری مناسب

نیست از مفهوم "برش - اصطکاک" استفاده می‌شود . روش کار بدین

ترتیب است که فرض می‌شود یک ترک مطابق تصویر الف-۲۲-۴ تشکیل شده

است . با آغاز لغزش در امتداد سطح ترک ، ناهم‌واری این سطح سبب

می‌شود و جوه مقابل در طرفین ترک از هم جدا شوند (تصویر ب-۲۲-۴) . اما

آرماتورهای A_v که عمود بر سطح ترک قرار دارند در مقابل این جدایی

مقاومت می‌کنند تا اینکه با افزایش تغییر طول نسبی به مقاومت تسلیم

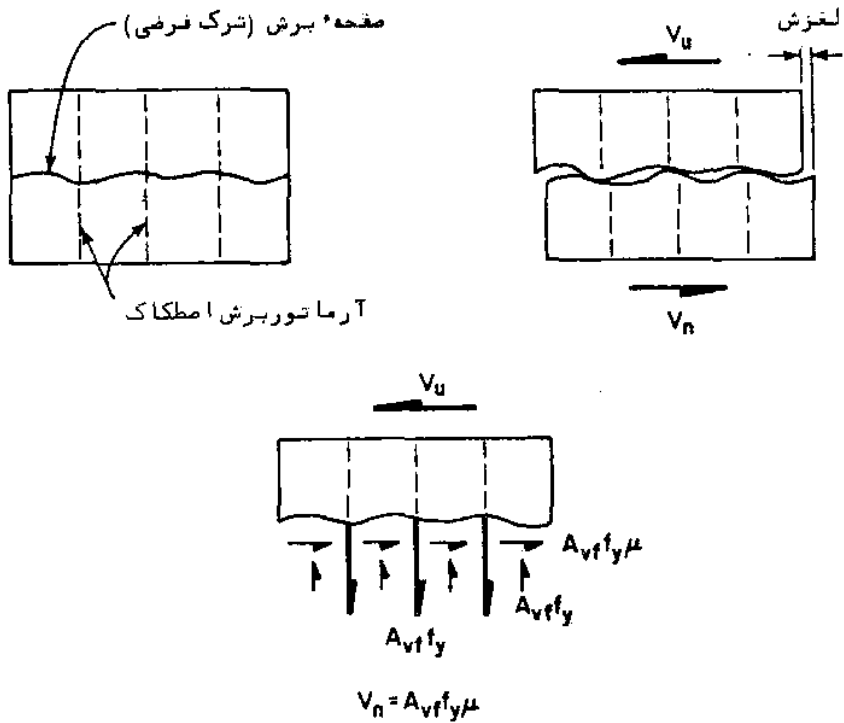
می‌رسند . نیروی کششی $A_v f_y$ که در آرماتورها ایجاد می‌شود یک نیروی

فشاری معادل در مقطع ایجاد می‌کند که به نوبه خود سبب ایجاد نیروی

اصطکاکی $A_v f_y \mu$ در سطح ترک می‌شود و این نیرو از لغزش بیشتر مانع

میکند (μ ضریب اصطکاک بین سطوح ترک است) . تصویر ج-۲۲-۴ نیروهای

مؤثر بر سطح ترک را نشان می‌دهد .

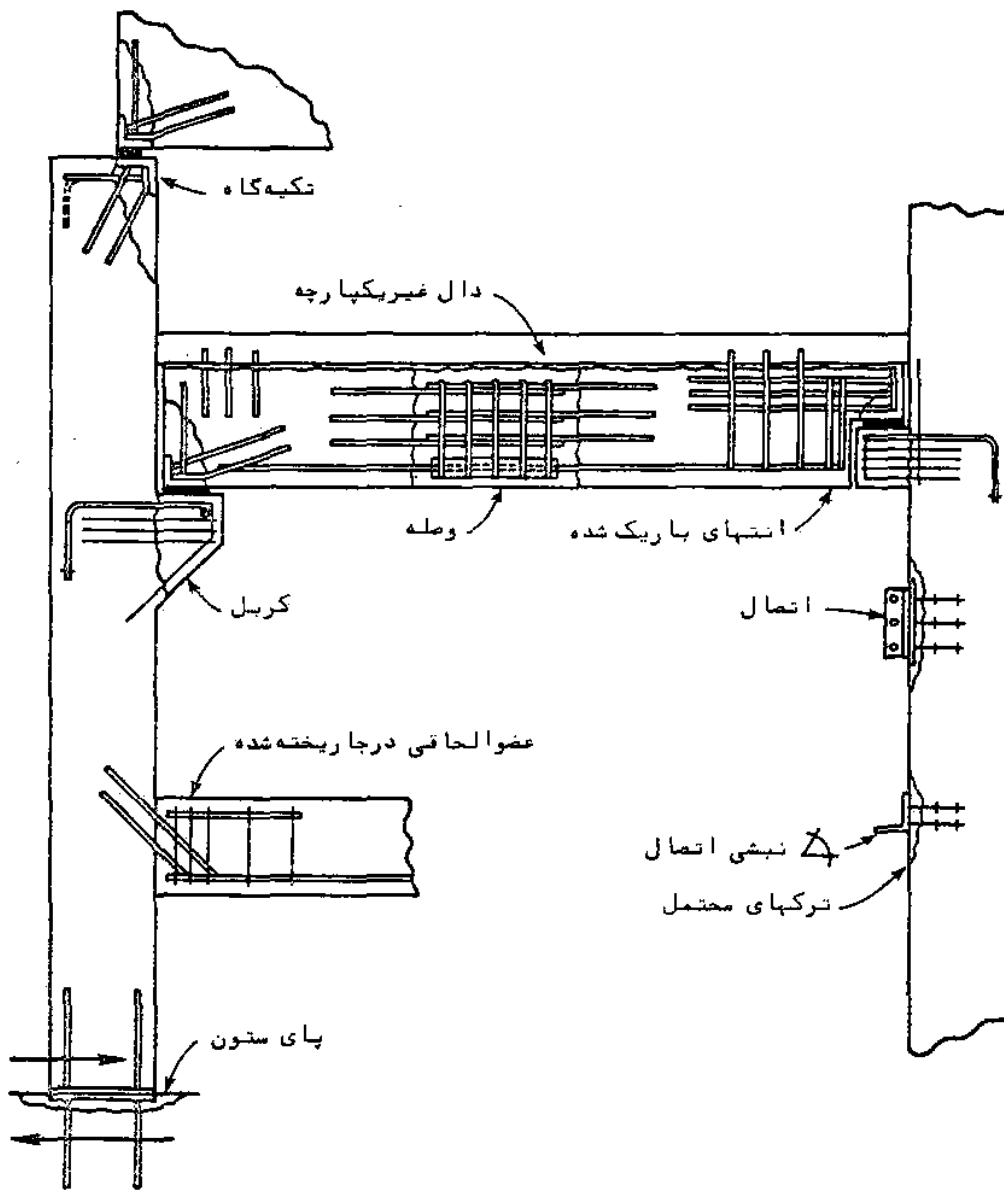


تصویر ۲۲-۴ مفهوم برش - اصطکاک در یک مقطع تحت برش مستقیم

مطابق آیین نامه ، در مواردی که اقتضاء میکند انتقال برش در یک سطح معین در نظر گرفته شود باید ضوابط برش - اصطکاک به کار رود . از جمله این موارد می توان یک ترک موجود یا محتمل ، سطح تماس بین مصالح غیرمشابه و یا سطح تماس بین دو بتن ریخته شده در زمانهای مختلف را نام برد . تصویر ۲۳-۴ مثالهایی از موارد کاربرد برش - اصطکاک را همراه با محل ترکهای محتمل برای هر یک از آنها نشان می دهد . بر اساس مطالب فوق ، مقاومت برشی اسمی برابر است با

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (4-41)$$

که در آن A_{vf} سطح مقطع آرماتورهای عمود بر سطح ترک محتمل و μ ضریب اصطکاک بین مصالح در طول ترک است . چنانچه آرماتور برش - اصطکاک ، مطابق تصویر ۲۴-۴ ، نسبت به سطح فرضی ترک به صورت مایل قرار گرفته باشد به طوری که نیروی برشی ایجادکش در آرماتور برش - اصطکاک کند ، مقاومت برشی برابر خواهد



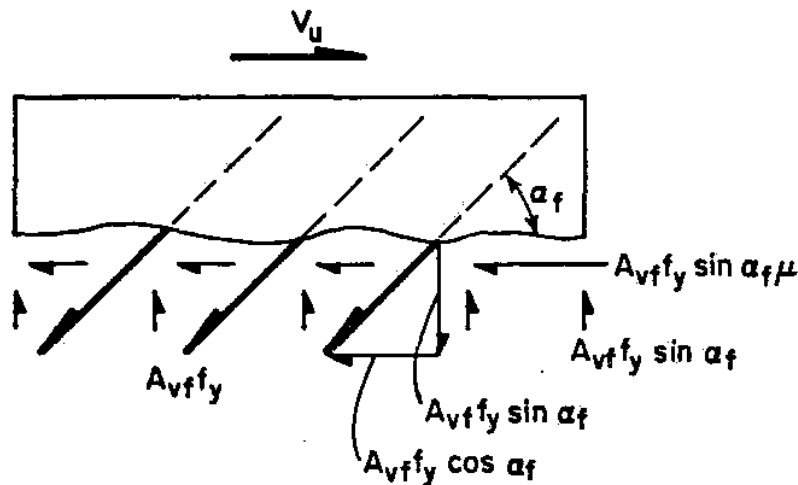
تصویر ۲۳-۴ کا ربردهای برش - اصطکاک و محل ترکهای محتمل

بودیا :

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)$$

(۴-۴۲)

که در آن α_f زاویه بین آرماتور برش - اصطکاک و صفحه برش است .
 در صورتی که نیروی برشی ضربیدار V_u باشد مطابق آیین نامه لازم
 است شرط زیر برقرار باشد :



$$V_n = A_{vf} f_y \sin \alpha_f \mu + A_{vf} f_y \cos \alpha_f$$

تصویر ۴-۲۴ نقش آرماتورهای مایل برش - اصطکاک

$$(۴-۴۳)$$

بنا بر این سطح مقطع لازم برای آرماتورهای برش - اصطکاک رامی توان از رابطه

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (۴-۴۴)$$

و در صورتی که زاویه تمایل آرماتورها از ۹۰ درجه کمتر است از رابطه

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)} \quad (۴-۴۵)$$

به دست آورد. لازم است توجه شود که رابطه (۴-۴۴) حالت خاص رابطه (۴-۴۵) برای $\alpha_f = 90^\circ$ است.

مقدار ضریب اصطکاک μ باید، مطابق آیین نامه، برابریکی از

مقادیر زیر فرض شود:

۱/۴۸

- الف - بتنی که به صورت یکپارچه ریخته شود.....
- ب - بتنی که در تماس با بتن سخت شده ای ریخته شود که سطح آن با ناهمواری تقریباً " ۵ میلیمتر

عمداً " زبرشده باشد و عاری از دوغاب خشک شده

باشد..... ۱/۰۸

ج - بتنی که در تماس با بتن سخت شده‌ای ریخته شود که سطح آن عمداً " زبر نشده باشد ولی تمیز و عاری

از دوغاب خشک شده باشد..... ۰/۶۸

د - بتنی که به وسیله گلمیخ‌ها یا میلگردهای آرماتور به نیمرخهای فولادی ساختمانی، که

تمیز و عاری از زنگ باشند، مهار شده باشد..... ۰/۷۸

در عبارات فوق، ضریب λ برای بتن معمولی برابر ۱/۰، برای بتن سبک با ماسه برابر ۰/۸۵ و برای بتن تماماً " سبک برابر ۰/۷۵ است.

مطابق آیین نامه، حداکثر تنش برشی اسمی در سطح ترک نباید از هیچ یک از دو مقدار $0.2f'_c$ و ۵۶ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تجاوز کند، یعنی

$$\max V_n = v_n A_c = \min(0.2f'_c A_c \text{ و } 56A_c) \quad (4-46)$$

که در آن A_c مساحت مقطع بتنی است (بر حسب سانتیمتر مربع) که در مقابل انتقال برش مقاومت می‌کند.

چون آرماتور A_{vf} که بر اساس روابط (۴-۴۴) و (۴-۴۵) محاسبه می‌شود تنها برای ایجاد فشار و نیروی اصطکاک نظیر در سطح ترک قرار داده می‌شود برای تحمل کشش خارجی مستقیم روی سطح فرضی ترک باید آرماتور اضافی در نظر گرفته شود.

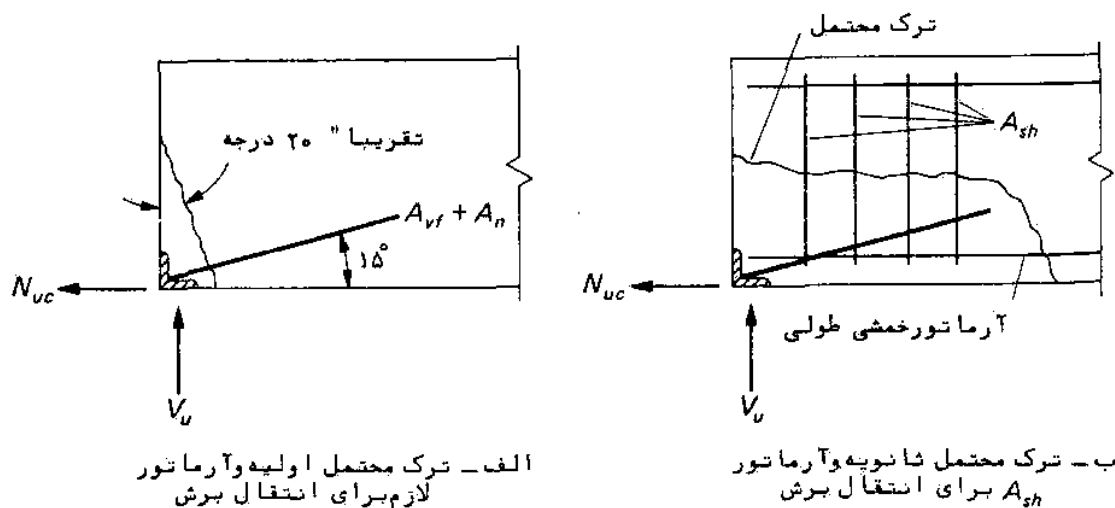
همانطور که در ابتدای این بخش گفته شد مفهوم برش - اصطکاک کاربردهای زیادی در مسائل طراحی دارد. برای نشان دادن نحوه کار تنها به ارائه دو مثال در این مورد اکتفاء می‌شود. مثال اول در مورد طراحی آرماتورهای لازم برای ناحیه تکیه‌گاهی یک تیرپیش ساخته است و مثال دوم در مورد طراحی یک کربل است که به طور جداگانه اصول طراحی آن در بخش ۸-۱۴ ارائه خواهد شد. برای مثالهای بیشتری از طراحی بر اساس برش - اصطکاک خواننده می‌تواند به مراجع ذکر شده در انتهای کتاب به خصوص کتاب Notes on ACI 318-83 مراجعه کند.

مثال ۴-۴ - طراحی بر اساس برش - اصطکاک - یک تیرپیش ساخته

به عرض ۳۵ سانتیمتر و ارتفاع ۷۰ سانتیمتر قرار راست در محل تکیه گاه به یک صفحه به عرض ۱۰ سانتیمتر جوش شود. نیروی برشی ضریب دار، V_u ، برابر ۵ تن و نیروی افقی ناشی از تغییر حجم مقید در اثر خزش، افست و درجه حرارت برابر ۱۵ تن است. آرما توره‌های لازم در محل تکیه گاه تیر را محاسبه کنید. فرض کنید آرما تورها از نوع A-III باشند.

حل :

ابتداءً لازم است موقعیت ترک محتمل مشخص شود. برای این منظور باید فرض کرد که یک ترک در بحرانی ترین حالت ایجاد می‌شود. مطالعاتی که در این زمینه انجام گرفته نشان می‌دهد که یک ترک با زاویه ۲۰ درجه نسبت به امتداد قائم فرض مناسبی برای این منظور است (تصویر الف-۲۵-۴). این ترک می‌تواند پائین تیر را درست مجاور صفحه تکیه گاهی قطع کند. برای ایجاد یک پارچگی در رفتار تیر در ناحیه تکیه گاهی توصیه می‌شود، مطابق تصویر الف-۲۵-۴ از یک نبشی فولادی در عرض تیر استفاده شود. ضمناً "به وسیله این نبشی میتوان اتصال تیر پیش ساخته را به صفحه تکیه گاهی تأمین کرد.



تصویر ۲۵-۴ مفهوم برش - اصطکاک در ارتباط با ناحیه شکسته گاهی یک تیر

برای تعیین آرما تور برش - اصطکاک، A_{vf} ، علی الاصول لازم است نیروهای V_u و N_{uc} در تصویر الف-۲۵-۴ به مؤلفه‌های موازی و عمود بر ترک محتمل تجزیه شوند. اما برای سهولت می‌توان فرض کرد که تمام نیروی V_u

موازی ترک عمل می‌کند، بنابراین با استفاده از رابطه (۴-۴۴) میتوان نوشت:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{50000}{0.85 \times 4000 \times 1/4} = 10/5 \text{ cm}^2$$

آرماتور اضافی لازم، A_n ، برای تحمل نیروهای کششی روی سطح ترک رامیتوان با این فرض که نیروی مزبور برابر N_{uc} باشد براحتی به دست آورد:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{15000}{0.85 \times 4000} = 4/4 \text{ cm}^2$$

لازم به تذکر است که ضریب کاهش مقاومت که برای کشش محوری برابر 0.9 است (جدول ۲-۱ از بخش ۲-۳) در محاسبه فوق برابر 0.85 گرفته شده است، زیرا آیین نامه در بخش مربوط به براقتهای و کربلهای برای محاسبه آرماتور نظیر N_{uc} (محاسبه‌ای مشابه محاسبه فوق) تصریح می‌کند که مقدار ϕ برابر 0.85 فرض شود.

بدین ترتیب کل آرماتور لازم برای مهار کردن ترک اولیه (تصویر الف-۲۵) برابر است با:

$$A_s = A_{vf} + A_n = 10/5 + 4/4 = 14/9 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن می‌توان از $4\Phi 22$ با سطح مقطع $15/2$ سانتیمتر مربع استفاده کرد. نحوه قرار دادن این آرماتورها در تصویر ۴-۲۶ نشان داده شده است. توصیه می‌شود که این آرماتورها به زاویه 15° درجه نسبت به افق قرار داده شده و یک انتهای آنها به نیشی فولادی جوش داده شود. طول آرماتورها باید به اندازه‌ای باشد که مهاری لازم برای آنها از محل ترک محتمل تأمین شود (ضوابط مربوط به مهاری آرماتورها در فصل ۷ بحث می‌شوند)

در رابطه با رفتار تیر در ناحیه تکیه‌گاهی این احتمال وجود دارد که یک ترک ثانویه به صورت افقی، مطابق تصویر ۴-۲۵، ایجاد شود. بدین ترتیب که اگر یک ترک قائم در ناحیه انتهایی آرماتور برش - اصطکاک به وجود آید در آن صورت، مستقل از حضور یا عدم حضور نیروی N_{uc} ، در اثر نیروی کششی که در آرماتور اصلی برش - اصطکاک ایجاد می‌شود انتظار یک ترک افقی می‌رود. حداکثر نیروی برشی که ممکن است روی چنان سطح شکستی اثر کند همان ظرفیت کششی آرماتورها در اصل برش -

اصطکاک است که بر اساس آن باید آرماتور قائم A_{sh} را به صورت خاموت‌های برش - اصطکاک محاسبه کرد. بنابراین آرماتور لازم به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

$$\max V_u = \phi (A_{vf} + A_n) f_y = 14/9 \times 4000 \times 0/85 = 50660 \text{ kg}$$

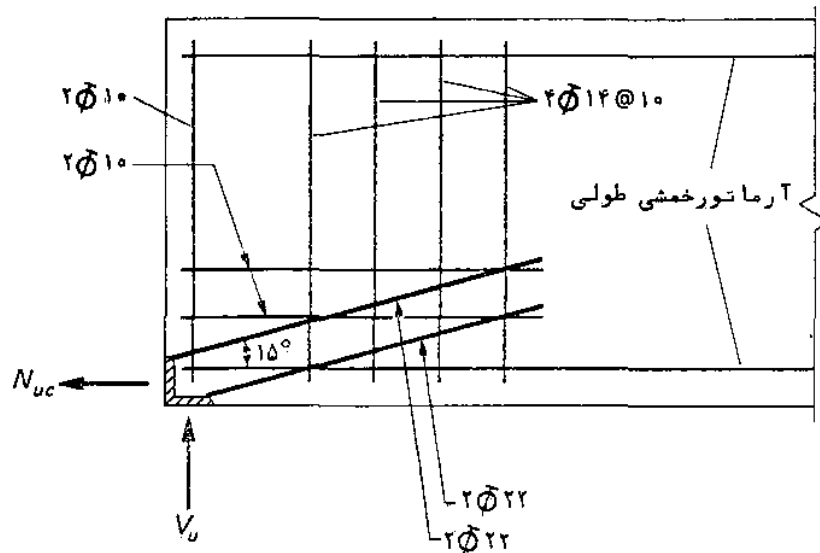
$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{50660}{0/85 \times 4000 \times 1/4} = 10/6 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن می‌توان از $4\phi 14@10$ با سطح مقطع $12/3 = 8 \times 1/54$ سانتیمتر مربع استفاده کرد.

علاوه بر آرماتورهای فوق، توصیه شده است برای جلوگیری از ترک خوردن تیر در صفحه قائم "آرماتورهای محصورکننده" برای تحمل ۲۵ درصد عکس العمل تکیه‌گاه قرار داده شود. این آرماتورهای محصورکننده به دو قسمت مساوی A_{ch} و A_{cv} در جهات افقی و قائم تقسیم می‌شود، بنابراین:

$$A_{ch} = A_{cv} = \frac{V_u}{\lambda \phi f_y} = \frac{50000}{0/85 \times 8 \times 4000} = 1/84 \text{ cm}^2$$

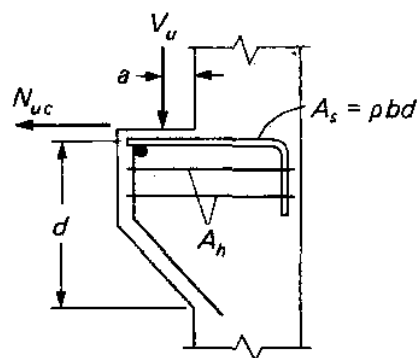
که می‌توان از دو عدد خاموت $\phi 10$ در هر یک از دو جهت افقی و قائم استفاده کرد. تصویر ۲۶-۴ جزئیات نهایی را برای تکیه‌گاه نشان می‌دهد.



تصویر ۲۶-۴ طرح نهایی جزئیات تیر در محل تکیه‌گاه برای مثال ۴-۴

۱-۸-۴- طراحی براکتها و کربلها

براکتها و کربلها قسمتهای برجسته‌ای از ستونها هستند که در سازه‌های بتنی پیش ساخته برای نگهداری تیرها به کار می‌روند (تصویر ۲۷-۴). از آنجا که نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر در براکتها و کربلها معمولاً از $1/5$ کوچکتر است باید از تشوری تیرهای عمیق برای طراحی آنها در مقابل برش استفاده کرد. براکتها و کربلها حتی با تیرهای عمیق، که در بخش

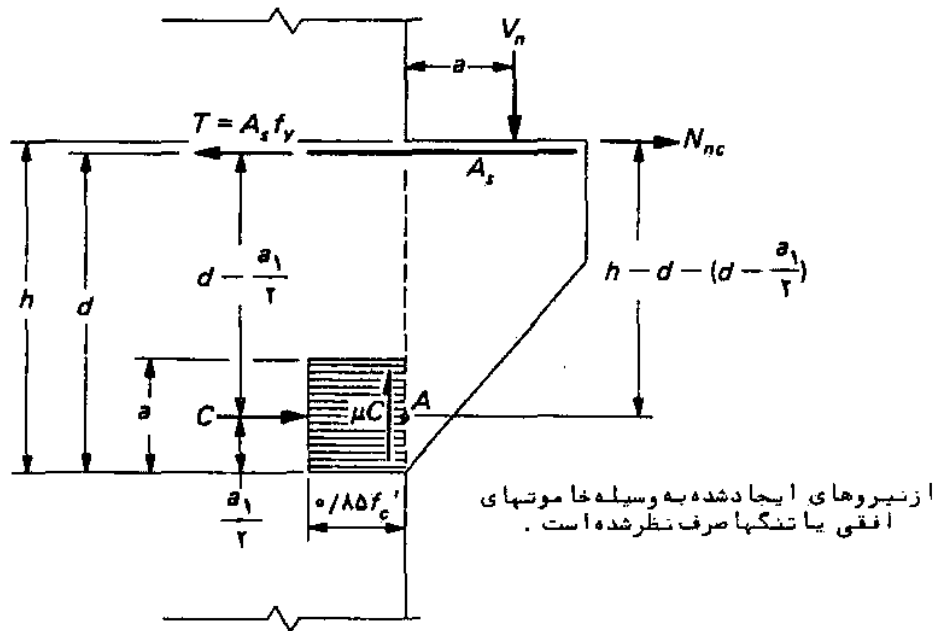


تصویر ۲۷-۴ براکت یا کربل

۴-۷ بررسی شدند، تفاوت دارند زیرا در این حالت باید به تأثیر نیروهای افقی نیز توجه شود. علت ایجاد نیروی افقی، اتصال تیرها به براکتها یا کربلهاست که در اثر این اتصال تغییر طولهای ناشی از خزش، افت و درجه حرارت به آزادی صورت نمی‌گیرد، به عبارت دیگر، ایسن نیروی افقی به علت مقید بودن تیر بوجود می‌آید.

نتایج تحقیقات نشان داده است که در طراحی براکتها یا کربلها، برای مقادیر a/d مساوی یا کوچکتر از $1/5$ ، میتوان از مفاهیم برش-اصطکاک استفاده کرد. برای بدست آوردن روابط مورد نیاز در طراحی براکتها یا کربلها میتوان از تصویر ۲۸-۴، که در آن مقاومت برشی V_n و نیروی افقی N_{nc} در تعادل با نیروهای داخلی نشان داده شده‌اند، استفاده کرد.

با استفاده از تعادل نیروها در جهت قائم و افقی و تعادل لنگرها نسبت به نقطه A ، به ترتیب سه رابطه زیر حاصل میشوند:



تصویر ۴-۲۸ تعادل نیروهای وارد بر یک پراکت یا کرنل

$$V_n = \mu C \quad (4-47)$$

$$N_{nc} = T - C \quad (4-48)$$

$$V_n a + N_{nc} \left[h - d + \left(d - \frac{a_1}{2} \right) \right] = T \left(d - \frac{a_1}{2} \right) \quad (4-49)$$

با جایگزین کردن C از رابطه (۴-۴۷) در رابطه (۴-۴۸) و با توجه باینکه $T = A_s f_y$ است رابطه زیر بدست می آید:

$$A_s = \frac{V_n}{f_y \mu} + \frac{N_{nc}}{f_y} \quad (4-50)$$

همچنین با قرار دادن $A_s f_y$ بجای T در رابطه (۴-۴۹) و حل آن برای A_s رابطه زیر حاصل میشود:

$$A_s = \frac{V_n a + N_{nc}(h - d)}{f_y(d - a_1/2)} + \frac{N_{nc}}{f_y} \quad (4-51)$$

بنابراین در صورتی که V_n و N_{nc} بارهای ضریب دار وارد بر پراکت یا کرنل باشند روابط لازم برای طراحی را می توان به صورت زیر نوشت:

$$A_s = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} + \frac{N_{uc}}{\phi f_y} \quad (4-52)$$

$$A_s = \frac{V_u a + N_{uc}(h - d)}{\phi f_y (d - a_1/2)} + \frac{N_{uc}}{\phi f_y} \quad (4-53)$$

لازم است توجه شود که $N_{uc}/\phi f_y$ ، که با A_n نمایش داده می‌شود، آرما تور مورد نیاز برای کشش محوری و $V_u/(\phi f_y \mu)$ آرما تور برش - اصطکاک، A_{vf} ، مطابق رابطه (۴-۴۴) است. به علاوه، اگر صورت اولین کسر در رابطه (۴-۵۳) به عنوان یک "لنگر معادل" تلقی شود مقدار کسر در واقع معرف آرما تور A_f مورد نیاز برای یک مقطع خمشی تحت لنگر معادل است (به رابطه ۴-۱۳ توجه شود).

به طور خلاصه، سطح مقطع لازم برای آرما توره‌های مورد نیاز زرد بر اکتها و کربلها برابر حداکثر دو مقدار زیر است:

$$\text{لازم } A_s = A_{vf} + A_n \quad (4-54)$$

$$\text{لازم } A_s = A_f + A_n \quad (4-55)$$

که در آنها

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (4-56)$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} \quad (4-57)$$

$$A_f = \frac{\text{معادل } M_u}{\phi f_y (d - a_1/2)} \quad (4-58)$$

$$\text{معادل } M_u = V_u a + N_{uc}(h - d) \quad (4-59)$$

علاوه بر آرما تور A_s در تصویر ۲۸-۴، برای جلوگیری از گسیختگی ناشی از کشش قطری لازم است از خاموت‌های افقی زیرین استفاده شود. این خاموت‌ها یا تنگ‌ها باید حلقه‌های بسته‌ای با سطح مقطع کل برابر A_n باشند. در بدست آوردن روابط (۴-۵۴) و (۴-۵۵) از وجود این آرما تور در جهت اطمینان صرف نظر شده بود. اما بسادگی می‌توان با کسر کردن سطح مقطع آن از طرف دوم روابط فوق اثر آن را در نظر گرفت. بنابراین رابطه

(۴-۵۴) را میتوان به صورت زیر اصلاح کرد:

$$A_s = A_{vf} + A_n - A_h \quad (4-60)$$

نتایج آزمایش روی براكتها و كربلها نشان داده است كه حداقل A_h برای خاموتهای افقی باید برابر مقدار زیر باشد:

$$\min A_h \geq \frac{1}{3} A_f \quad (4-61)$$

$$\min A_h \geq \frac{1}{3} A_{vf} \quad (4-62)$$

بر اساس روابط تئوریک که در بالا به دست آمدند و بر اساس نتایج آزمایش روی کربلها و براكتها، آیین نامه آرماتورهای موردنیاز در براكتها و کربلها را به ترتیب زیر تعریف می کند: سطح مقطع آرماتور کششی اصلی A_s باید بزرگترین دو مقدار زیر باشد

$$A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n \quad (4-63)$$

$$A_s = A_f + A_n \quad (4-64)$$

و حداقل سطح مقطع A_h برای خاموتهای بسته یا تنگهای موازی با A_s باید برابر باشد با

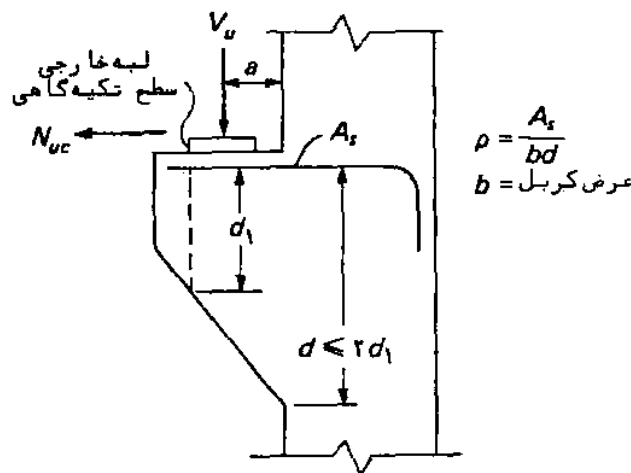
$$A_h \geq 0.5(A_s - A_n) \quad (4-65)$$

لازم است توجه شود که سه شرط فوق، یعنی روابط (۴-۶۳) تا (۴-۶۵)، با روابط (۴-۵۵) و (۴-۶۰) و حداقلهای قید شده در روابط (۴-۶۱) و (۴-۶۲) سازگارند.

سایر ضوابط و محدودیتهای آیین نامه در ارتباط با طراحی براكتها و كربلها به قرار زیرند:

۱- نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر مقطع در برستون، a/d ، نباید از ۱/۵ تجاوز کند.

- ۲- نیروی کششی ضریب‌دار، N_{uc} ، نباید از نیروی برشی ضریب‌دار، V_u ، تجاوز کند.
- ۳- نیروی کششی ضریب‌دار، N_{uc} ، نباید کمتر از $0.2V_u$ گرفته شود، مگر اینکه برای اجتناب از نیروهای کششی تدابیری اتخاذ شود.
- ۴- مقطع بحرانی باید بر تکیه‌گاه فرض شود. در این مقطع ارتفاع مؤثر، d ، باید مطابق تصویر (۴-۲۹) اختیار شود.
- ۵- ارتفاع d_1 در لبه خارجی سطح تکیه‌گاهی نباید کمتر از نصف ارتفاع مؤثر d باشد (تصویر ۴-۲۹).



تصویر ۴-۲۹ ارتفاع مؤثر در برکت یا کرپل

- ۶- در کلیه محاسبات مربوط به براکتها و کرپلها ضریب کاهش مقاومت، ϕ ، باید برابر 0.85 اختیار شود.
- ۷- برای بتن معمولی حداکثر مقاومت V_n که برای آن می‌توان براکتها یا کرپلها را طراحی کرد برابر است با

$$\max V_n \leq \min(0.2f'_c b_w d \text{ و } 56(\text{kg/cm}^3) b_w d) \quad (4-66)$$

و برای بتن "سبک یا بتن سبک با ماسه حداکثر مقاومت برابر است با

$$\max V_n \leq \min \left[\left(0.2 - 0.07 \frac{a}{d} \right) f'_c b_w d \text{ و } \left(56 - 19 \frac{a}{d} \right) b_w d \right] \quad (4-67)$$

- ۸- حداقل نسبت فولاد، ρ ، برای آرماتور کششی اصلی A_s برابر است با

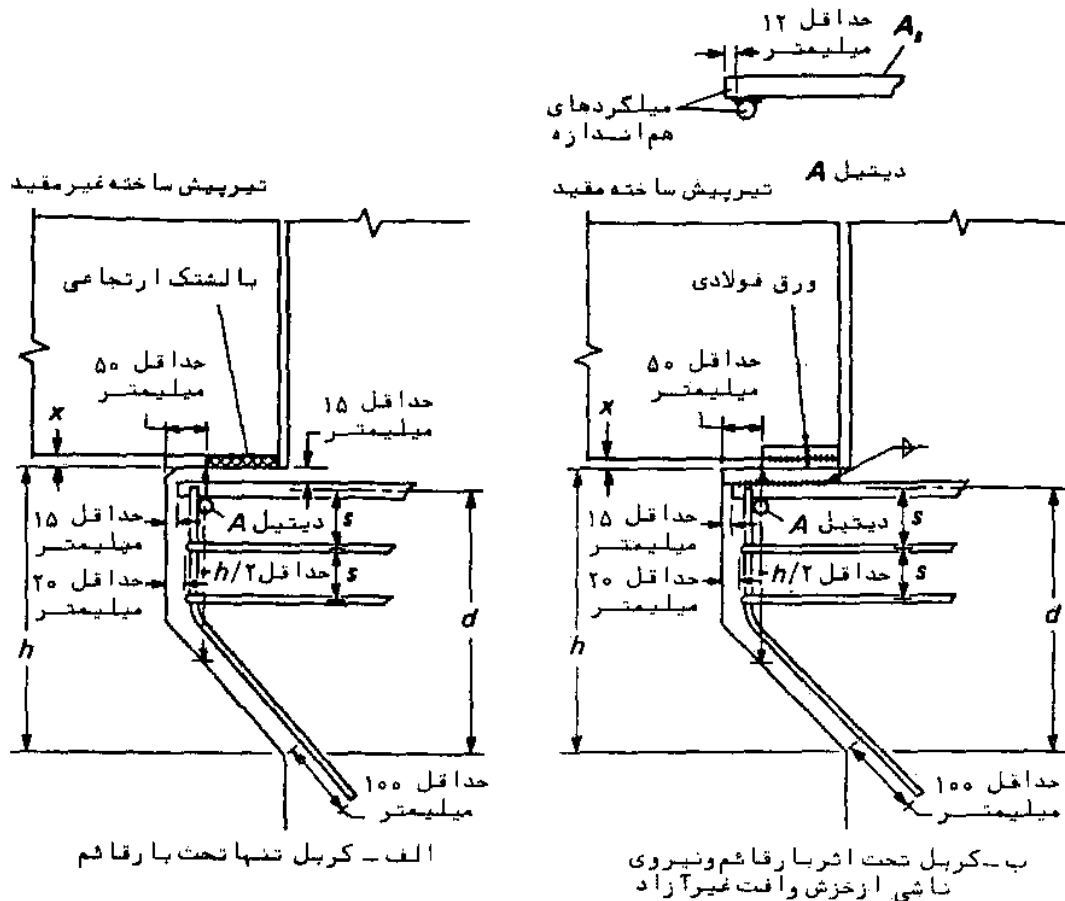
$$\min \rho = 0.04 \frac{f_c'}{f_y} \quad (4-68)$$

۹- در وجه جلویی براکت یا کربل، میلگردهای کششی اصلی A_s باید به یکی از سه طریق زیر مهار شوند:

الف - به وسیله جوش دادن انتهای میلگردهای کششی اصلی به یک میلگرد جانبی که حداقل قطر آن برابر قطر میلگردهای اصلی باشد (دیتیل A در تصویر ۴-۳۰)

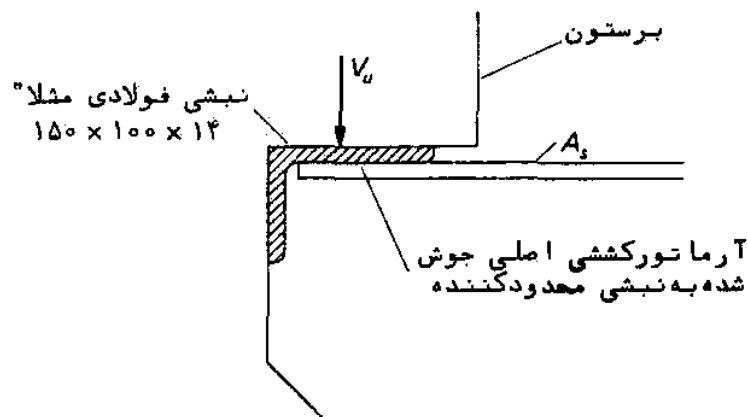
ب - به وسیله خم کردن میلگردهای کششی اصلی به عقب، به طوری که تشکیل حلقه افقی دهند.

ج - به وسیله جوش دادن انتهای میلگردهای کششی اصلی به یک نبشی محدود کننده (تصویر ۴-۳۱)



تصویر ۴-۳۰ جزئیات پیشنهادی برای کربلها و براکتها

- ۱۰- سطح اتکاء با رروی براکت یا کربل نیاید از قسمت مستقیم میلگردهای کششی اصلی A_s فراتر رود. به علاوه، این سطح نباید از بردار داخلی میلگردمهای جانبی (در صورت استفاده از آن) جلوتر رود.
- ۱۱- در صورتی که کربلها برای مقاومت در مقابل نیروی جانبی طرح می شوند، برای انتقال مستقیم نیروی افقی به آرماتور کششی باید از ورقهای فولادی تکیه‌گاهی که به آرماتور کششی جوش می شوند استفاده شود.



تصویر ۳-۴ مه‌آرماتور اصلی بوسیله جوش دادن به یک نبشی محدودکننده

مثال ۵-۴- طراحی یک براکت - برای تأمین تکیه‌گاه یک تیرپیش ساخته روی یک ستون مربع شکل به بعد ۳۵ سانتی‌متر در نظر است از یک براکت استفاده شود. بار مرده وزنده حاصل از تیرپیش ساخته به ترتیب ۱۳ و ۲۳ تن است و اتکاء تیر روی براکت به نحوی انجام خواهد شد که حرکت افقی تیر آزاد باشد. فاصله آزاد بین انتهای تیر و برستون نیز ۲/۵ سانتی‌متر فرض می شود. مشخصات مصالح به قرار زیر است:

$$f'_c = ۳۵۰ \text{ kg/cm}^2 \quad \text{و} \quad f_y = ۴۰۰۰ \text{ kg/cm}^2$$

جزئیات کامل براکت مورد نیاز را طراحی کنید.

حل:

بارهای ضریب‌دار وارد بر براکت برابرند با:

$$V_u = 1/4 V_D + 1/7 V_L = 1/4 \times ۱۳۰۰۰ + 1/7 \times ۲۳۰۰۰ = ۵۷۳۰۰ \text{ kg}$$

$$N_{uc} = 0$$

اولین قدم در تعیین ابعاد بَرَاکِت ، محاسبه عرض لازم برای صفحه تکیه گاهی است . مطابق آئین نامه ، مقاومت تکیه گاهی اسمی برابر $0.85 f'_c A_1$ و ضریب کاهش مقاومت برای آن 0.7 است ، بنابراین

$$V_u = \phi (0.85 f'_c) A_1$$

$$\Rightarrow \text{عرض صفحه تکیه گاهی} = \frac{57300}{0.7 \times 0.85 \times 350 \times 25} = 7/86 \text{ cm}$$

بدین ترتیب می توان عرض صفحه تکیه گاهی را برابر ۸ سانتیمتر اختیار کرد . با توجه به فاصله آزاد بین انتهای تیروبرستون برابر $2/5$ سانتیمتر (که برای تأمین فضای کافی برای جاگرفتن تیر ، در صورتی که تیر قدری بلندتر از اندازه مطلوب ساخته شده باشد ، پیش بینی میشود) و با پیش بینی این حالت که ممکن است طول تیر تا حد 5 سانتیمتر ($2/5$ سانتیمتر از هر انتهای کوچکتر از اندازه اصلی باشد ، دهانه برش برابر خواهد بود) :

$$a = 2/5 + 2/5 + \frac{1}{2} (\text{عرض صفحه تکیه گاهی}) = 9 \text{ cm}$$

ارتفاع بَرَاکِت را می توان بر اساس حداکثر مجاز مقاومت V_u بدست آورد . بنا بر این با استفاده از رابطه $(4-66)$ می توان نوشت :

$$\max V_u = 56 b_w d$$

$$\Rightarrow \min d = \frac{V_u}{56 \phi b} = \frac{57300}{0.85 \times 350 \times 56} = 34/4 \text{ cm}$$

اگر ارتفاع بَرَاکِت برابر $h = 40$ سانتیمتر اختیار شود در این صورت $d \approx 36$ سانتیمتر خواهد بود (با فرض $2/5$ سانتیمتر برای پوشش بتن روی میلگرد) و در نتیجه :

$$\frac{a}{d} = \frac{9}{36} = 0.25 < 1$$

مقدار آرما تور لازم برای برش - اصطکاک طبق رابطه $(4-56)$ و با

فرض $\mu = 1/4$ برای بتن یکپارچه برابر است با

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{57300}{0.85 \times 40000 \times 1/4} = 12/04 \text{ cm}^2$$

آرما تور A_{vf} نیز به طریق زیر محاسبه میشود :

$$M_u = V_u a + N_{uc} (h - d) \quad 57300 \times 9 = 515700 \quad \text{kg.cm}$$

$$\frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{515700}{0.85 \times 35 \times (36)^2} = 13/4$$

$$3-13 \Rightarrow \rho = 0.0034 < \rho_{\min} = 0.04 \frac{f'_c}{f_y} = 0.0025$$

$$\Rightarrow A_f = 0.0025 \times 35 \times 36 = 4/41 \text{ cm}^2$$

بنابراین، مطابق آیین نامه، آرماتور اصلی A_s بزرگترین دو مقدار زیر است:

$$A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = \frac{2}{3} \times 12/04 = 8/03 \text{ cm}^2$$

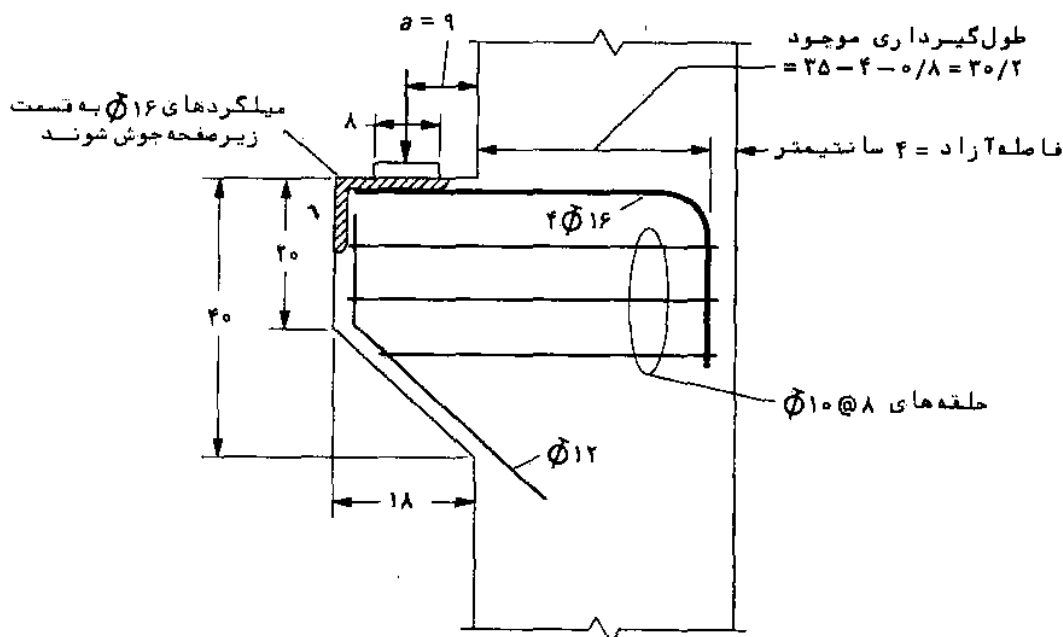
$$A_s = A_f + A_n = 4/41 \text{ cm}^2$$

(توجه شود که در این مثال $N_{uc} = 0$ و در نتیجه A_n برابر صفر است). برای تأمین آرماتور مورد نیاز، یعنی $8/03$ سانتیمتر مربع، می‌توان از $4\phi 16$ (با سطح مقطع $8/04$ سانتیمتر مربع) استفاده کرد.

سطح مقطع لازم برای خاموت‌های بسته یا تنگ‌های افقی نیز طبق رابطه $(4-65)$ برابر است با:

$$A_n = 0.5 (A_s - A_f) = 0.5 \times 8/03 = 4/02 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن می‌توان از $3\phi 10$ به صورت حلقه بسته (با سطح مقطع $2 \times 3 \times 0.78 = 4/68$ سانتیمتر مربع) استفاده کرد. مطابق آیین نامه این حلقه‌ها باید در دو سوم فوقانی ارتفاع مؤثر قرار داده شوند.



تصویر ۴-۲۲ جزئیات براکت طراحی شده در مثال ۴-۵

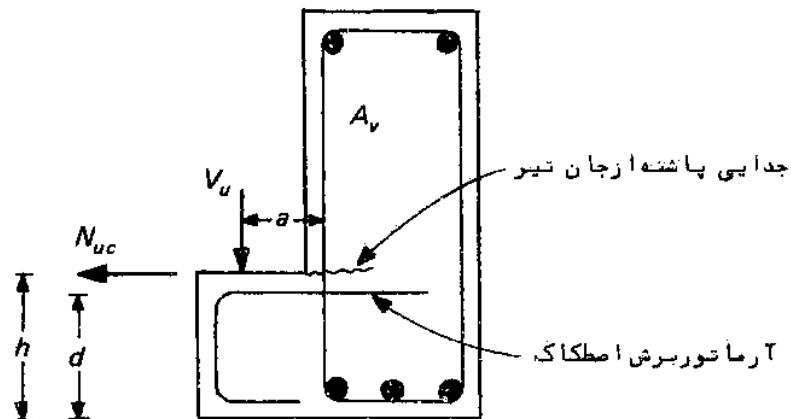
بنا بر این فاصله آنها از یکدیگر و از آرماتورهای کششی اصلی می‌تواند برابر ۸ سانتیمتر باشد.

آخرین مرحله طراحی، تعیین ارتفاع پیشانی براکت است. چون مطابق آیین نامه، ارتفاع مؤثر براکت در لبه خارجی سطح تکیه‌گاه، d_1 ، باید حداقل برابر نصف d باشد در صورتی که ارتفاع پیشانی براکت ۲۰ سانتیمتر اختیار شود منظور فوق تأمین خواهد شد.

تصویر ۳۲-۴ جزئیات نهایی طرح براکت را نشان می‌دهد.

۲-۸-۴- پاشنه تیرها

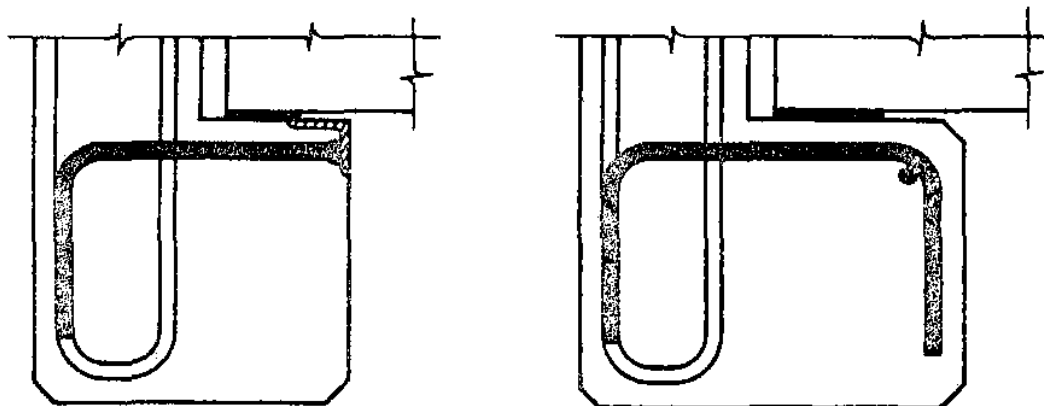
در مواردی که لازم است تیرهای فرعی پیش ساخته روی تیرهای اصلی تکیه کنند برای کاهش ضخامت کف می‌توان به جای قرار دادن مستقیم تیرهای فرعی روی تیر اصلی از پاشنه تیر به عنوان تکیه‌گاه تیرهای فرعی استفاده کرد (تصویر ۳۳-۴). پاشنه تیر در واقع همان نقش براکت یا کربل را برای ستون دارد، و لذا طرح پاشنه‌ها از نقطه نظر شرایط بارگذاری، ملاحظات طراحی و جزئیات آرماتورگذاری مشابه طرح براکتها و کربلهاست، با این تفاوت که در طراحی پاشنه‌ها باید یک حالت اضافی



تصویر ۳۳-۴ پاشنه تیر

گیسختگی نیز در نظر گرفته شود و آن جدایی بتن پاشنه و جان تیر در قسمت فوقانی پاشنه است (تصویر ۳۳-۴). برای این منظور شاخه‌های خاموت، A_v ، که مجاور پاشنه قرار دارند، و در واقع نقش "آویزه" را برای

انتقال بار پاشنه به قسمت فوقانی تیر با زی می کنند، باید علاوه بر



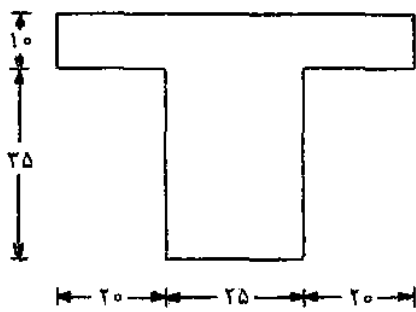
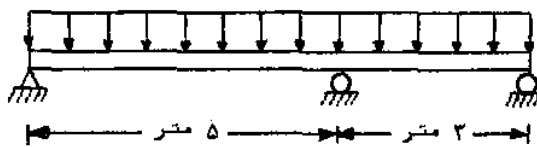
تصویر ۴-۳۴ جزئیات آرما تورپاشنه

تحمل برش و پیچش احتمالی در تیر اصلی برای تحمل نیروی کششی حاصل از بار پاشنه نیز طراحی شوند.

تصویر ۴-۳۴ دو نمونه از جزئیات آرما تورپاشنه را نشان میدهد.

مسائل

در کلیه مسائل این فصل ابعاد مقاطع بر حسب سانتیمتر و مقادیر مقاومتهای مصالح بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع هستند. همچنین مقدار ارتفاع مؤثر را ۶ سانتیمتر کوچکتر از کل ارتفاع مقطع فرض کنید مگر اینکه به طریق دیگری در مسئله ذکر شده باشد.



۴-۱- تصویر مقابل یک تیر سراسری و مقطع آن را نشان می دهد. این تیر تحت سربار یکنواخت ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر قرار دارد. سایر مشخصات مسئله نیز به قرار زیر است:

$f'_c = 2500$ ، f_y (تنگ) = ۲۳۰۰
وزن واحد بتن = ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب ،

در صورتی که برای خاموتگذاری، تیر به نواحی به طول یک متر تقسیم شود به

طوری که در هر ناحیه ، خاموتهای $\phi 8$ دوشاخه به طور یکنواخت (با فاصله یکسان) قرار داده شوند فاصله لازم را برای خاموتها در هر ناحیه محاسبه کنید. (از بارگذاری پایه ای صرف نظر کنید)

جواب : فاصله بین خاموتها در یک متر سمت چپ تکیه گاه میانی = ۱۰ سانتیمتر.

۴-۲- یک تیر ساده بتن آرمه به طول ۵/۵ متر و به ابعاد $b = 25$ و $h = 46$ برای نگهداری با ضریب بار ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر به صورت یکنواخت و یک سربار متمرکز و متحرک ۴۵۰۰ کیلوگرم در نظر گرفته شده است. عرض تکیه گاه این تیر ۳۰ سانتیمتر است (یعنی دهانه آزاد تیر برابر ۴/۹ متر است). در صورتی که برای آرماتوربندی این تیر از کابیه های دوشاخه $\phi 12$ استفاده شود، فاصله لازم برای رکابیهها را در طول تیر بدست آورید.

$f'_c = 2500$ ، $f_y = 4000$

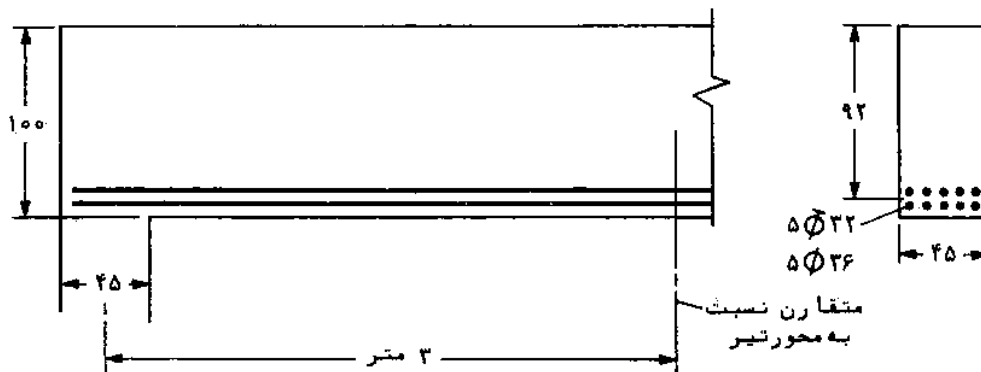
جواب : فاصله بین خاموتها در سراسر طول تیر برابر ۲ سانتیمتر است .

۴-۳- تصویر زیر یک تیر بتن آرمه با تکیه‌گاه‌های ساده را که تحت بار مرده ۸۷۰۰ کیلوگرم بر متر (با احتساب وزن خود تیر) و سربار ۱۶۰۰۰ کیلوگرم بر متر قرار دارند نشان می‌دهد. مشخصات مصالح مصرفی به قرار زیر است :

$$f'_c = 3000 \quad , \quad f_y = 30000$$

الف- با استفاده از روش ساده‌تر آیین نامه برای محاسبه مقاومت برشی (رابطه ۴-۱۰) خاموت‌های مورد نیاز را محاسبه و جزئیات قزاق‌گرفتن آنها را مشخص کنید .

ب- محاسبه قسمت (الف) را با به کار بردن روش مفصل‌تر آیین نامه (رابطه ۴-۹) تکرار کنید .



۴-۴- در یک تیر با مقطع مستطیل شکل به عرض ۳۵ و ارتفاع ۶۰ سانتی‌متری و $f'_c = 3000$ و $f_y = 40000$ ، حداکثر V_u را برای سه حالت زیر تعیین کنید.
الف- وقتی از هیچ آرماتور عرضی استفاده نشود .

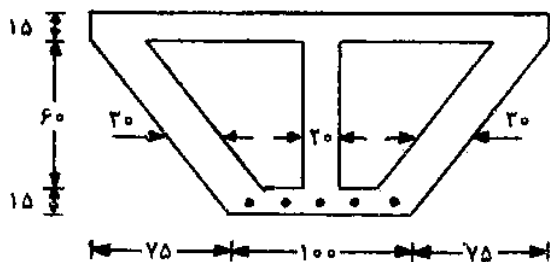
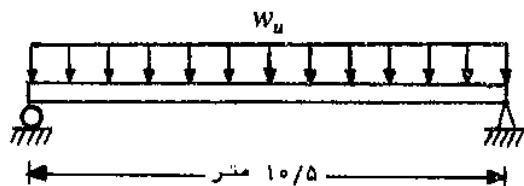
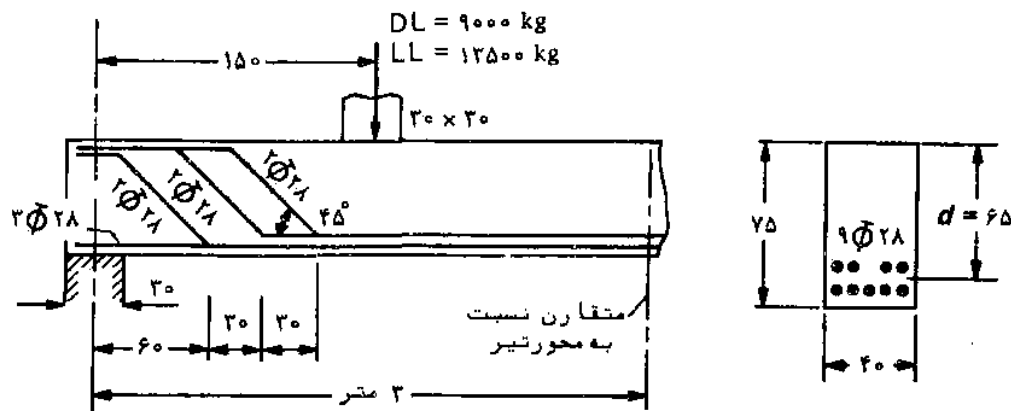
ب- وقتی حداقل مقدار آرماتور عرضی به کار رود ، در این حالت اگر برای آرماتور عرضی تیر از رگابیهای $\Phi 10$ استفاده شود فاصله لازم را برای آنها محاسبه کنید .

ج- وقتی حداکثر مقدار آرماتور عرضی به کار رود ، در این حالت اگر برای آرماتور عرضی تیر از رگابیهای $\Phi 12$ استفاده شود فاصله لازم را برای آنها محاسبه کنید .

۴-۵- تیر نشان داده شده در تصویر زیر با ید برای تحمل بار زنده ۶ یکنواخت ۹۰۰ کیلوگرم بر متر، وزن تیر و بار متمرکز نشان داده شده طراحی شود. مقادیر مقاومت بتن و مقاومت تسلیم آرماتورهای برشی را به ترتیب ۳۰۰ و ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع فرض کنید.

الف- اگر آرماتورهای طولی خم شده (مطابق تصویر) در محاسبه مقاومت برشی منظور شوند آیا جزئیات نشان داده شده برای تیر جوابگوی برش خواهد بود؟

ب- اگر مقاومت برشی تیر کافی نیست تعداد و موقعیت رکابیهای $\Phi 10$ مورد نیاز را که باید علاوه بر آرماتورهای طولی در تیر به کار برده شوند تعیین کنید.



۴-۶- تصویر مقابل یک تیر ساده بتن آرمه و مقطع آن را نشان می دهد. در صورتی که

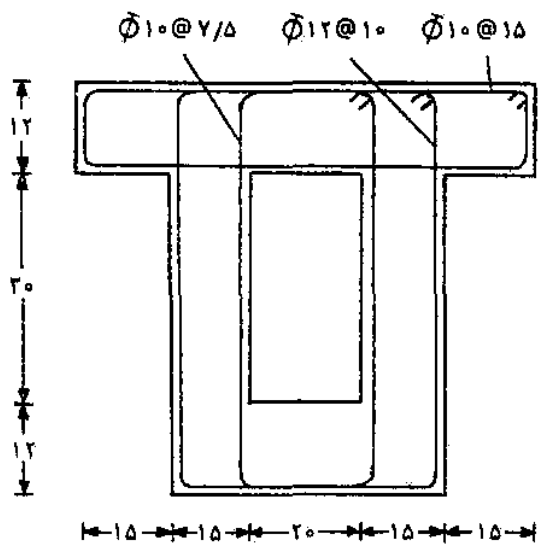
$f'_c = 2500$ ، $f_y = 23000$ (میلگرد صاف) ، $f_y = 40000$ (میلگرد آجدار) باشد

الف- مقدار حداکثر بار ضربه دار را در حالتی که از آرماتور برشی استفاده نشود در حالتی که از حداکثر مجاز آرماتور برشی استفاده شود بدست آورید.

ب- فرض کنید $w_u = 14000 \text{ kg/m}$ باشد و

در پیرامون مقطع یک تنگ دوزنقه‌ای از $\phi 10$ (میلگرد صاف) در هر ۴۰ سانتیمتر قرار داده شده باشد. آیا این تیر جوابگوی نیروهای برشی وارده خواهد بود؟ در صورتی که جوابگونیست مقطع را توسط قلاب (رکابی تک شاخه) از میلگرد آجدار $\phi 12$ در ساق میانی تقویت کنید. فاصله بین این قلابهای تقویتی را در مناطق مختلف طول تیر تعیین کنید.

جواب ب: فاصله قلابها در بحرانی ترین مقطع تیر = ۲۰ سانتیمتر



۴-۷- یک تیر طره‌ای به طول ۳ متر تحت یک بار یکنواخت قسرا دارد. مقطع این تیر همراه آرماتورهای عرضی آن در تصویر مقابل نشان داده شده است. مشخصات مصالح به قرار زیرند:

$$f'_c = 200 \quad , \quad f_y = 300$$

حداکثر مقدار مجاز بار ضریب دار را برای این تیر، تنها با توجه به مسئله برش، به دست آورید.

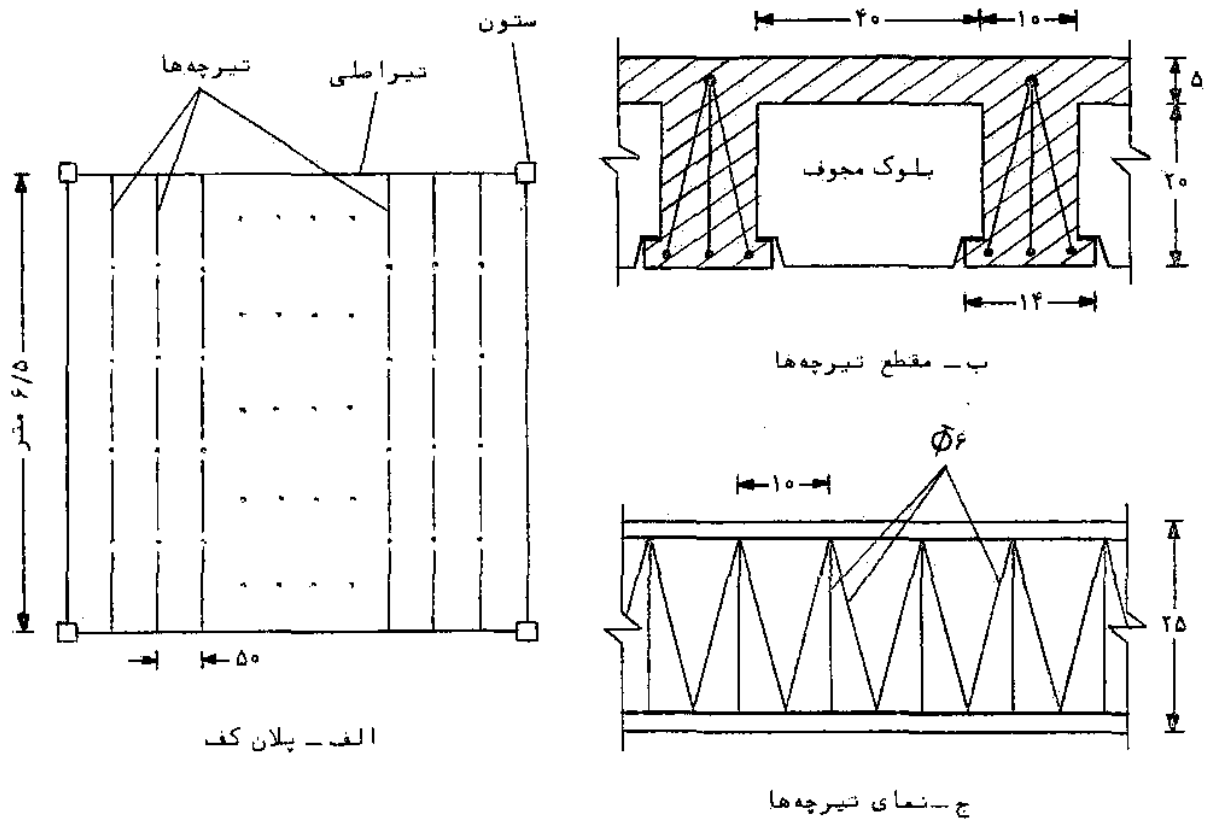
جواب ب: $w_u = 18200 \text{ kg/m}$

۴-۸- تصویر زیر پلان یک کف با پوشش از نوع تیرچه و بلوک (جویست) را نشان می‌دهد (تصویر الف). تصویرهای (ب) و (ج) نیز مشخصات تیرچه‌ها و آرماتورهای عرضی آنها را نمایش می‌دهند. اگر

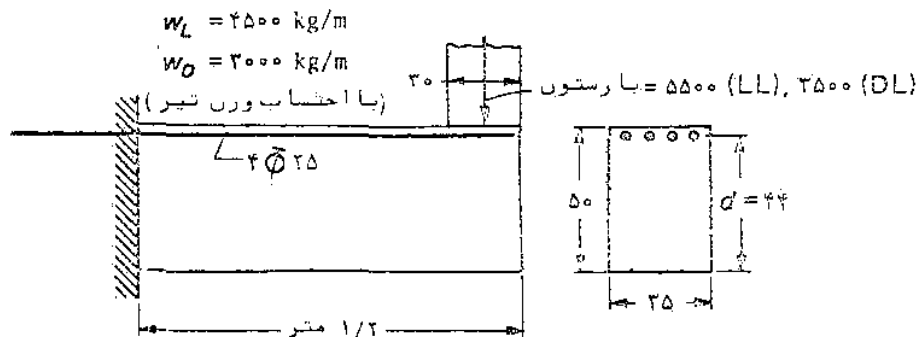
$$f'_c = 250 \quad , \quad f_y = 2300 \quad , \quad d = h - 5$$

الف- حداکثر بار ضریب دار w_u را که این کف می‌تواند با توجه به آرماتورهای برشی به کار رفته در تیرچه‌ها تحمل کند محاسبه کنید.
ب- برای بار محاسبه شده در قسمت (الف)، ناحیه‌ای از طول تیرچه‌ها را که در آن می‌توان قلابهای قائم را حذف کرد مشخص کنید.

جواب الف: $w_u = 2575 \text{ kg/m}^2$



۹-۴- تیر عمیق نشان داده شده در تصویر زیر را تحت بار متمرکز وارده در نظر بگیرید. در این تیر $f_y = 3000$ و $f'_c = 2500$ کیلو می باشد. الف - بررسی کنید که آیا این تیر به آن روش تیر برشی نیاز دارد. ب - در صورتی که جواب سؤال بالا مثبت است فاصله لازم برای رکاب‌ها را در صورتی که از میلگرد $\phi 10$ استفاده شود محاسبه کنید.



۱۰-۴- طراحی یک بَرَاکت (کربل) برای یک ستون 40×40 سانتیمتر در

نظراست. بارهای مرده و زنده که به‌طور قائم‌براین بر اکت وارد می‌شوند به ترتیب برابرند با ۱۶۰۰۰ و ۳۰۰۰۰ کیلوگرم. فرض کنید که صفحات تکیه‌گاهی به نحوی تأمین خواهند شد که حرکت افقی آزاد باشد. نیروی عکس‌العمل در فاصله ۱۳ سانتیمتر از برستون به بر اکت اثر می‌کند. در صورتی که $f'_c = ۳۵۰$ و $f_y = ۴۰۰۰$ باشند ابعاد و جزئیات لازم برای بر اکت را طراحی کنید.

۴-۱۱- مسئله ۴-۱۰ را با این فرض که عکس‌العمل تیر در فاصله ۲۳ سانتی‌متر از برستون قرار دارد حل کنید.

۴-۱۲- حل مسئله ۴-۱۰ را تکرار کنید با این فرض که عکس‌العمل در اثر تیر مقیدی است که ایجاد نیروی کششی به مقدار ۵۰ درصد کل عکس‌العمل قائم می‌کند.



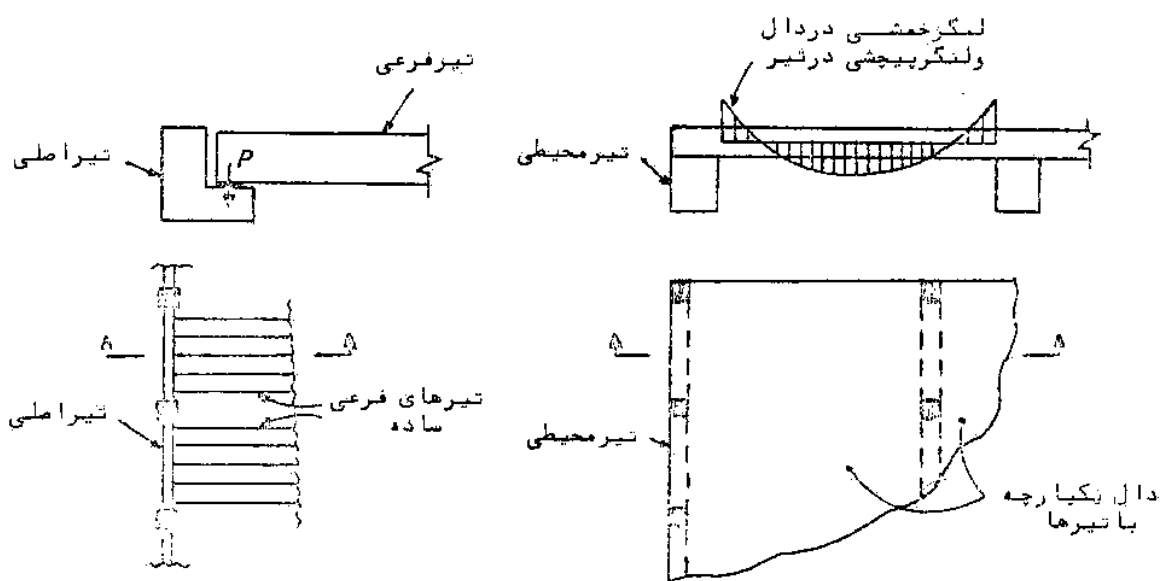
طراحی مقاطع تحت پیچش

۱-۵- مقدمه

پیچش در سازه های بتن آرمه معمولاً در اثر یکپارچگی و پیوستگی اعضاء به وجود می آید. به همین علت در ابتدای امر این مسئله کمتر مورد توجه طراحان سازه های بتن آرمه قرار می گرفت. در واقع، پیچش به عنوان یک مسئله ثانویه تلقی می شد و در نتیجه تاثیر آن در طراحی تنها به صورت اتکاء به ضریب اطمینان بزرگی که معمولاً در روشهای محاسباتی به کار می رفت مشاهده می شد. در سالهای اخیر لزوم توجه به اثر پیچش و طراحی برای آن مورد تاکید فراوان قرار گرفته و ضوابط خاص مربوط به آن در هر آیین نامه ای بخش قابل توجهی را به خود اختصاص می دهد. برای این تغییر و علت اساسی وجود دارد. اول آنکه، امروزه روشهای طراحی نسبت به روشهای قدیمی بر مبنای واقع بینانه تری از بارها و رفتار سازه استوارند و در نتیجه ضرایب اطمینان کوچکتری برای طرح حکمفرما هستند و دوم آنکه، امروزه تعداد و نوع سازه هایی که در آنها پیچش محور رفتار سازه (و نه فقط یک اثر ثانویه) است روبه گسترش است. بنا بر این از چندین سال قبل تحقیقات دامنه داری در ارتباط با طراحی سازه های بتنی تحت اثر پیچش آغاز شده است و اکنون می توان ادعا کرد که نتایج این تحقیقات که در قالب ضوابط آیین نامه ای در آمده اند

می‌توانند منجر به طرح‌های ایمن و اقتصادی شوند.

در سیستم‌های سازه‌ای معمولاً "پیچش تعادل" پیچش به دو دسته تقسیم می‌شود: پیچش معین استاتیکی که گاهی به آن "پیچش تعادل" گفته می‌شود، و پیچش نامعین استاتیکی که اصطلاحاً "پیچش همسازی" نامیده می‌شود. در نوع اول، یعنی پیچش تعادل، لنگرپیچشی تنها با استفاده از تعادل نیروها و به عبارت دیگر استاتیک مسئله به دست می‌آید. در حالی که در نوع دوم، یعنی پیچش همسازی، تعیین لنگرپیچشی تنها بر اساس استاتیک مسئله مقدور نیست بلکه استفاده از همسازی چرخش اعضاء متصل به یکدیگر، مانند تیر محیطی، دال یا ستون نیز الزامی است. تصویر الف-۵ یک نمونه پیچش تعادل را در یک تیر اصلی نشان می‌دهد. همان‌طور که در این تصویر مشاهده می‌شود تیرهای فرعی بطور ساده بر روی تیرهای اصلی قرار می‌گیرند و خروج از مرکز بار وارده بر تیر اصلی سبب ایجاد پیچش در آن می‌شود. در این حالت لنگرپیچشی در تیر اصلی مستقل از سختی اعضاء و تنها بر اساس اصول استاتیک به دست می‌آید. در تصویر ب-۵ نیز یک نمونه پیچش همسازی در یک تیر محیطی از یک کف یکپارچه



الف - پیچش تعادل

ب - پیچش همسازی

بتن آرمه نشان داده شده است - همانطور که در این تصویر مشاهده می شود علت ایجاد پیچش در تیر محیطی یکپارچه بودن آن با دال کف است که در اثر بارهای وارد بر آن تمایل به چرخش در محل اتصال با تیر دارد. بدیهی است که مقدار لنگر پیچشی در واحد طول تیر محیطی، که برابر لنگر خمشی در واحد طول دال است، تابع میزان چرخش دال در محل اتصال با تیر و به عبارت دیگر تابعی از نسبت سختی های دال و تیر محیطی است.

در سازه های بتن آرمه پیچش بندرت بدون اثر سایر نیروها رخ میدهد. معمولاً خمش، برش و نیروهای محوری نیز به طور همزمان با پیچش بر مقاطع اثر می کنند. در این فصل علاوه بر مطالعه رفتار مقاطع بتنی تحت اثر پیچش خاص تأثیر سایر عوامل، بخصوص برش بر طراحی اینگونه مقاطع نیز بررسی خواهند شد.

۵-۲- رفتار اعضا بتن آرمه تحت پیچش

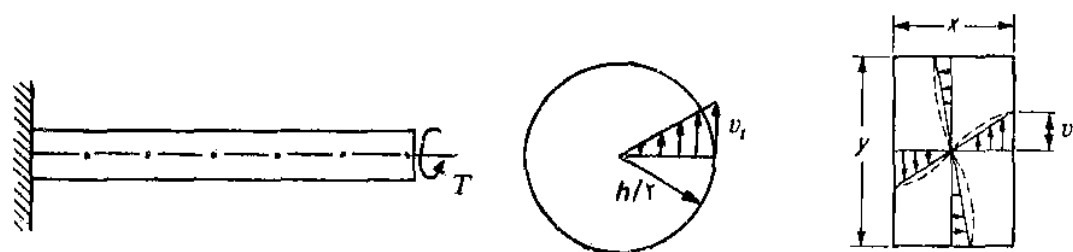
برای پی بردن به مسئله ترک خوردگی اعضا بتن آرمه تحت اثر پیچش، نقش آرماتورها و ممانی محاسبه مقاومت پیچشی مقاطع، لازم است مراحل رفتار یک عضو بتنی تحت اثر لنگر پیچشی مورد مطالعه قرار گیرد.

در مراحل اولیه بارگذاری، یعنی هنگامی که مقدار لنگر پیچشی وارده، T ، کم است عضو به صورت الاستیک و خطی عمل می کند. در این حالت تنشهای مقطع را میتوان با استفاده از روابط کلاسیک مکانیک جامدات یا تئوری الاستیسیته به دست آورد. برای کامل شدن مطلب، در اینجا مختصراً "به این روابط و نتایج اشاره می شود.

در صورتی که مقطع عضو پیچشی مطابق تصویر ۵-۲ دایروی باشد مقاطع عمود بر محور، ضمن اعمال پیچش، مسطح و عمود بر محور باقی میمانند. در این حالت در هر مقطع تنها تنش برشی ایجاد می شود که تغییرات آن در امتداد شعاع خطی است. حداکثر تنش برشی ناشی از پیچش، t_v ، نیز که در پیرامون مقطع رخ می دهد با رابطه زیر تعیین می شود -

$$v_t = \frac{16T}{\pi h^3} \quad (5-1)$$

که در آن h قطر دایره مقطع است. در مورد مقاطع غیر دایروی تئوری الاستیسیته نشان می‌دهد که این مقاطع برخلاف مقاطع دایروی، پس از اعمال پیچش از حالت مسطح خارج شده و اعوجاج پیدا می‌کنند، در نتیجه حداکثر تنش برشی ناشی از پیچش در دورترین نقطه از مرکز مقطع رخ نمی‌دهد. مثلاً "در یک مقطع مستطیل شکل (تصویر ۵-۲) مطابق تئوری الاستیسیته، حداکثر تنش برشی ناشی



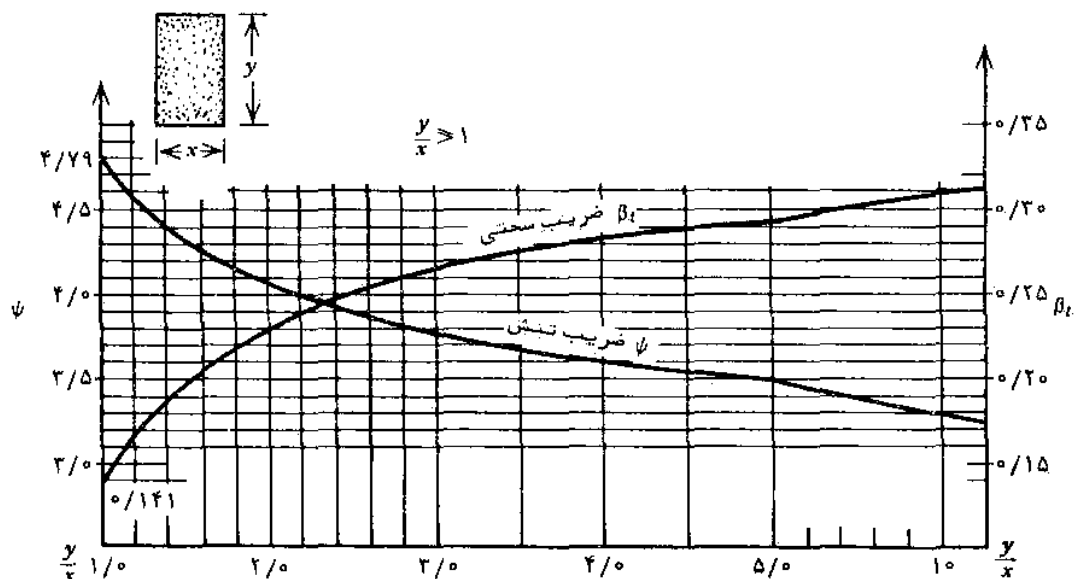
تصویر ۵-۲ تنشهای ناشی از پیچش در مقاطع مختلف

از پیچش، v_t ، در وسط بعد بلند و موازی با آن به وجود می‌آید و مقدار آن نیز با رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$v_t = \frac{\psi T}{x^2 y} \quad (5-2)$$

که در آن x و y به ترتیب بعد ضلع کوتاه و بعد ضلع بلند مقطع و ψ تابعی از نسبت آنهاست که تغییرات آن در تصویر ۵-۳ ترسیم شده است. برای مقاطع دیگری نیز که در عمل مورد استفاده قرار می‌گیرند، مانند مقاطع T، L و I شکل، حداکثر تنش برشی را میتوان به طور تقریبی بدین ترتیب به دست آورد که مقطع را به تعدادی اجزاء مستطیلی تقسیم کرد. در این صورت حداکثر تنش برشی ناشی از پیچش، v_t ، در وسط ضلع بلند مستطیلی که بیشترین ضخامت x_m را دارد رخ می‌دهد و به طور تقریبی برابر است با

$$v_t = \frac{T x_m}{\sum x^2 y} \quad (5-3)$$



تصویر ۳-۵ ضرایب تنش و سختی در مقاطع مستطیلی تحت پیچش

در این رابطه x و y به ترتیب بعد اضلاع کوتاه و بلند هر یک از اجزای مستطیلی مقطع است.

همچنین سختی پیچشی K_t یک عضو که در واقع نسبت لنگر پیچشی به زاویه چرخش θ حاصل در طول L است برابر است با

$$K_t = \frac{T}{\theta} = \frac{GC}{L} \quad (5-4)$$

که در آن G مدول الاستیسیته برشی و C ثابت پیچشی مقطع است. در مقاطع دایروی C همان ممان اینرسی قطبی مقطع است، یعنی

$$C = \frac{\pi h^4}{32} \quad (5-5)$$

در مقاطع مستطیل شکل نیز ثابت پیچشی با رابطه زیر تعیین میشود

$$C = \beta_t x^3 y \quad (5-6)$$

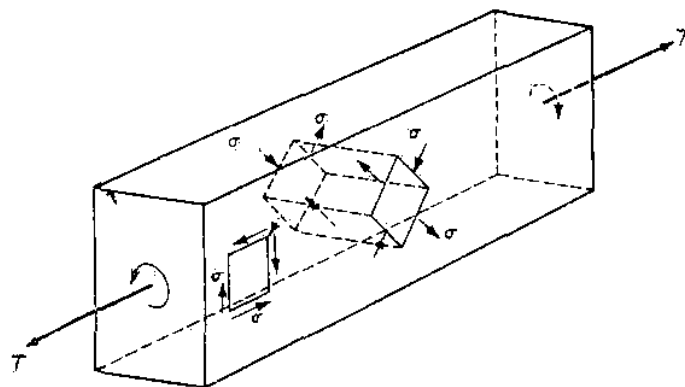
که در آن β_t تابعی از نسبت ابعاد مقطع است و تغییرات آن در تصویر ۳-۵

ترسیم شده است. برای مقاطع به شکل T، L و I نیز ثابت پیچشی را میتوان با رابطه تقریبی زیر محاسبه کرد

$$C = \sum \frac{1}{3} x^3 \quad (5-7)$$

(لازم به تذکر است که رابطه دقیق تری نیز برای اینگونه مقاطع وجود دارد، لیکن همانطور که در ادامه مطالب دیده خواهد شد عملاً " روابط (۵-۳) و (۵-۷) مبنای محاسبات پیچش در آیین نامه قرار گرفته است و لذا به ذکر آنها اکتفاء شده است. روابط دقیق تر مذکور، در فصل دالها مورد استفاده قرار گرفته و لذا در همانجا نیز مورد بحث قرار خواهند گرفت.)

برای اینکه مسئله ترک خوردگی در اعضاء بتنی تحت پیچش روشن شود می توان با استفاده از مقدمات فوق وضعیت تنشها را در المانهای مناطق بحرانی یک قطعه مستطیلی، مطابق تصویر ۵-۴، مورد بررسی قرار داد. بدین ترتیب که المانی که نزدیک سطح خارجی ضلع بلند مقطع و در وسط آن قرار دارد تحت تنشهای برشی v_1 است. این تنشها سبب می شوند که بر روی وجود المانی با زاویه ۴۵ میل درجه تنشهای فشاری و کششی $\sigma = \pm v_1$ ایجاد شوند. با توجه به وضعیت تنشها در تصویر ۵-۴ مشاهده

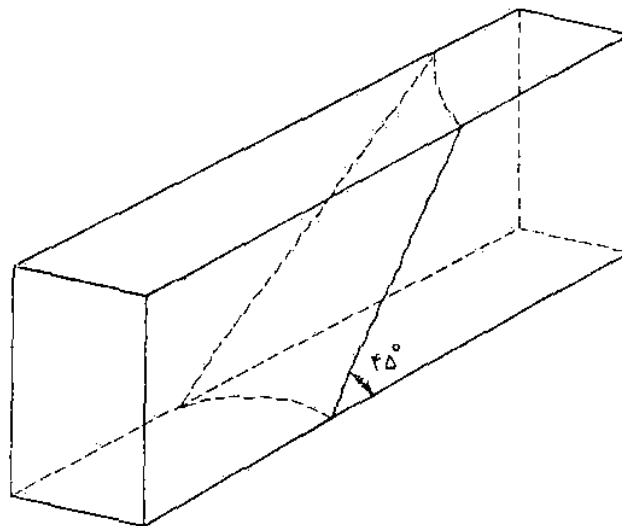


تصویر ۵-۴ وضعیت تنشها در یک قطعه تحت پیچش

می شود که تنشهای کششی مایل از نوع تنشهای ایجاد شده در اثر برش می باشند با این تفاوت که در مورد پیچش، تنشهای کششی قطری در دو وجه

مقابل مقطع نسبت به یکدیگر متعامند.

با افزایش لنگر پیچشی، تنشهای کششی قطری نیز افزایش مییابند تا وقتی که مقدار آنها به مقاومت کششی بتن برسد. در این حال با ایستد انتظار داشت که قطعه در راستای صفحات تحت تنشهای کششی قطری ترک بخورد؛ اما با توجه به تعامد این صفحات در جوه مقابل مقطع نحوه تشکیل سطح شکست به سادگی قابل پیش بینی نیست. در این رابطه مطالعات تجربی فراوانی صورت گرفته است. در برخی از این مطالعات سعی شده است مکانیزم ایجاد و توسعه سطح شکست در قطعات مستطیلی تحت پیچش بد وسیله عکس برداری با سرعت زیاد ثبت شود. این مطالعات ضمن تأیید نحوه استدلال فوق در پیش بینی شروع ترک خوردگی جزئیات مراحله تکمیل آن را نیز مشخص کرده است. این مشاهدات نشان داده است که وقتی حداکثر تنش کششی قطری از مقاومت کششی بتن تجاوز می کند در یکی از دو وجه بلندتر مقطع یک ترک قطری با زاویه ۴۵ درجه ایجاد شده و با سرعت در ارتفاع مقطع توسعه می یابد. سپس در روی دوسطح باریکتر قطعه دو ترک به صورت غیرقابل پیش بینی و با جهات تصادفی تشکیل می شوند. خط شکست در سطح دیگر قطعه در واقع انتهای خط ترکها را روی دوسطح باریک به یکدیگر متصل می کند و بدین ترتیب سطح شکستی حاصل می شود که در حالت کلی به تصویر ۵-۵ شباهت دارد. این سطح شکست یک سطح اعوجاج دار است که ممکن است در تجربه دیگری بر روی یک قطعه مشابه



تصویر ۵-۵ سطح شکست در یک قطعه بتنی تحت پیچش

به صورت دیگری ظاهر شود. مثلاً " ممکن است تشکیل ترک از وجه بلنسد مقابل آغاز شود که در این صورت با توجه به وضعیت تنشها در المانهای وجوه مقابل (تصویر ۴-۵) این ترک با ۹۰ درجه چرخش نسبت به حالت قبل بروز کرده و منشاء تشکیل سطح شکست کاملاً متفاوئی خواهد شد که تقریباً عمود بر سطح شکست قبلی است.

آنچه که در تمام این تجربیات مشترک است زاویه تمایل تقریبی سطح شکست نسبت به محور عضو است. یعنی اینکه می توان فرض کرد سطح شکست تقریباً " مستوی و زاویه آن نسبت به محور قطعه ۴۵ درجه است. این فرض ساده اساس محاسبه مقاومت مقاطع تحت پیچش قرار گرفته است و روشی بر مبنای آن ابداع شده است که اصطلاحاً " تئوری خمش مورب " نام دارد. در بخشهای آینده محاسبه مقاومت پیچشی مقاطع مسلح و غیر مسلح با استفاده از تئوری فوق بررسی خواهد شد.

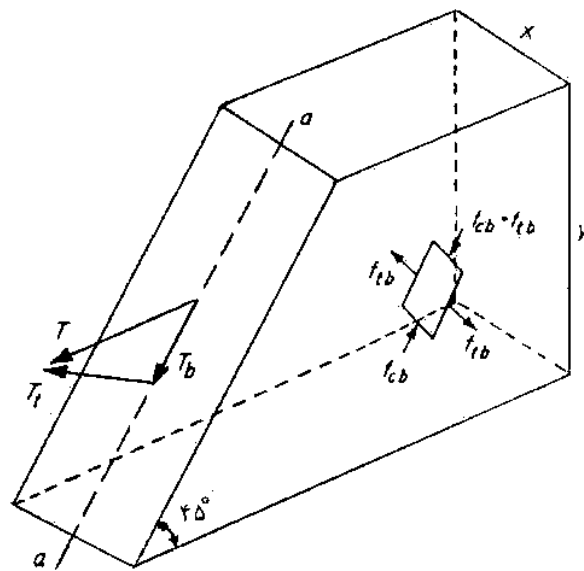
لازم به تذکر است که از چند سال قبل روش دیگری در تحلیل مقاطع تحت پیچش (و همچنین مقاطع تحت برش) ابداع شده است که بر مفاهیم و مدل دیگری استوار است و به " تئوری میدان فشار " معروف است. این روش یک مدل فیزیکی ملموس و ساده را برای رفتار قطعات بتن آرمه تحت برش و پیچش ارائه می دهد و منجر به روابط طراحی منطقی تری که وابستگی کمتری به مشاهدات تجربی نیز دارد می شود. این تئوری اساس روشهای طراحی در آیین نامه های اروپایی است و به عنوان یک روش قابل قبول نیز در آیین نامه کشور کانادا پذیرفته شده است و پیش بینی می شود در آینده نزدیک در آیین نامه ACI نیز جای در کنار روشهای متداول امروزی برای خود بازن کند.

۳-۵- مقاومت پیچشی اعضا بتنی بدون آرماتور

همانطور که در بخش ۲-۵ تشریح شد مطالعات انجام گرفته در زمینه مقاومت اعضا بتنی نشان داده است که در یک عضو مستطیل شکل تحت پیچش گسیختگی با یک ترک قطری که در یکی از وجوه بزرگتر عضو وجود می آید آغاز می شود. این ترک با سرعت رشد کرده و به دو وجه کوچکتر عضو نفوذ می کند. سرانجام گسیختگی در اثر له شدن بتن در وجه بزرگ دیگر صورت می گیرد (تصویر ۵-۵). این مراحل شبیه مراحل گسیختگی در تیرهای

بتنی غیر مسلح تحت خمش است ، با این تفاوت که در مورد خمش ترکها در وجه تحتانی (ناحیه تحت کشش) به وجود می آیند و سپس به وجوه جانبی نفوذ میکنند و گسیختگی در اثر له شدن (پکیدن) بتن در وجه فوقانی صورت میگیرد . بر اساس این مشاهدات اگر سطح شکست یک سطح مستوی با زاویه ۴۵ درجه نسبت به محور پیچش فرض شود میتوان استنباط کرد که روی این سطح ، گسیختگی عمدتاً ناشی از حضور خمش است . این مشاهده اساس محاسبه مقاومت پیچشی به روشی است که اصطلاحاً " تئوری خمش مورب " نام دارد .

مطابق تصویر ۵-۶ لنگر پیچشی T به دو مؤلفه T_b و T_t قابل تجزیه است . لنگر T_b حول محور $a-a$ در سطح شکست ، ایجاد خمش و لنگر T_t در همین سطح ایجاد پیچش می کند . مقدار لنگر T_b برابر است با



تصویر ۵-۶ سطح شکست در تئوری خمش مورب

$$T_b = T \cos 45 \quad (5-8)$$

بنابراین حداکثر تنش کششی ناشی از خمش در مقطع برابر است با

$$f_{tb} = \frac{T_b}{\text{مدول مقطع}} = T \sin 45 \cos 45 \frac{c}{x^2} \quad (5-9)$$

ویا

$$f_{ib} = \frac{3T}{x^2y} \quad (5-10)$$

مشاهده می‌شود که تنش کششی محاسبه شده رابطه‌ای مشابه تنش برشی v_r در رابطه ۵-۲ دارد که در آن $\psi = 3$ است. در صورتی که f_{ib} به تنهایی در عضو به وجود می‌آید ترک وقتی ایجاد می‌شود که f_{ib} به مدول گسیختگی بتن f_r می‌رسد، اما به علت وجود تنش فشاری $f_{cb} = f_{ib}$ مقاومت مقطع در حدود ۲۰ درصد کاهش می‌یابد. با احتساب این عامل، مقدار f_{ib} را که در اثر آن قطعه ترک می‌خورد می‌توان تقریباً برابر $1/6 \sqrt{f'_c}$ گرفت. بنابراین با استفاده از رابطه (۵-۱۰) مقدار لنگریچشی ترک خوردگی عضو، یعنی لنگریچشی که در اثر آن برای اولین بار در قطعه ترک ظاهر می‌شود، به ترتیب زیر به دست می‌آید:

$$T_{cr} = 1/6 \sqrt{f'_c} \frac{x^2y}{3} \quad (5-11)$$

در این رابطه x و y بر حسب سانتیمتر، f'_c بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و T_{cr} بر حسب کیلوگرم سانتیمتر است.

بنابراین وقتی یک قطعه با مقطع مستطیل شکل تحت اثر لنگریچشی قرار می‌گیرد، وقتی مقدار لنگریچشی T_{cr} مطابق رابطه (۵-۱۱) می‌رسد ترک 45° ، مشابه تصویر ۵-۵، در قطعه ایجاد می‌شود. لازم است توجه شود که مقدار لنگریچشی ترک خوردگی تقریباً مستقل از این مطلب است که آیا قطعه مسلح است یا غیر مسلح. بدین معنی که در یک قطعه بتنی، مسلح یا غیر مسلح، با رسیدن لنگریچشی به لنگریچشی ترک خوردگی، ترک‌های 45° درجه ظاهر می‌شوند. همان‌طور که در مورد رفتار قطعات تحت اثر خمش و برش نیز تشریح شد، وجود آرما تورد در یک قطعه تحت پیچش، تنها بر رفتار آن پس از ترک خوردن تأثیر می‌گذارد. بدین معنی که اگر قطعه غیر مسلح باشد به محض ایجاد ترک گسیخته می‌شود و بنا بر این در یک عضو بتنی غیر مسلح T_{cr} مقاومت پیچشی نیز محسوب می‌شود. در حالیکه اگر قطعه مسلح باشد، پس از ترک خوردن، آرما تورها وارد عمل شده و قطعه می‌تواند همچنان به مقاومت در مقابل افزایش لنگریچشی ادامه دهد.

دربخش آئینده مقاومت پیچشی اعضاء مسلح به آرماتورهای پیچشی بررسی میشود.

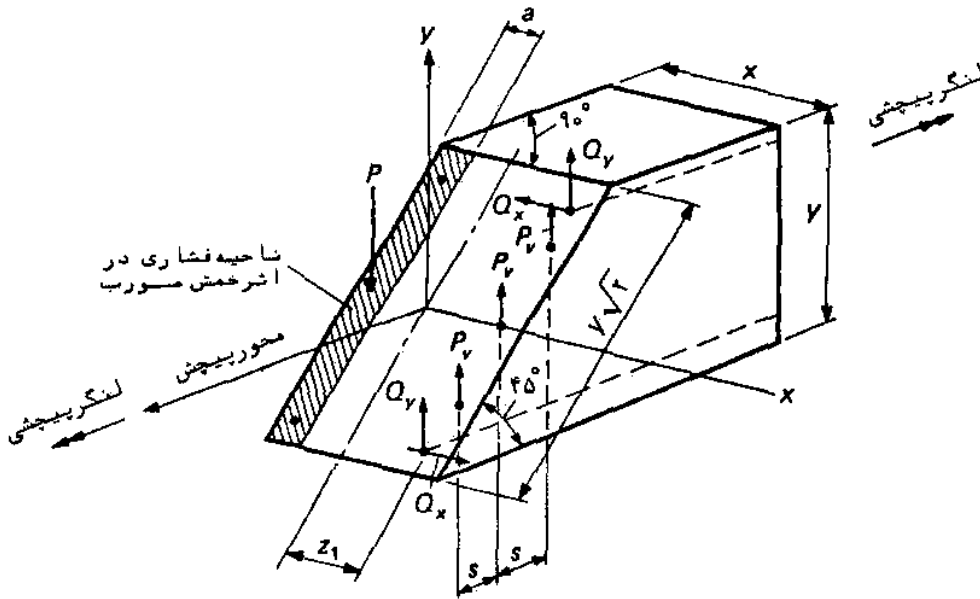
۵-۴- مقاومت پیچشی اعضاء بتن آرمه

فولادی که برای تحمل پیچش در اعضاء بتن آرمه قرار داده میشود متشکل از تنگهای بسته و آرماتورهای طولی است. نتایج آزمایش نشان داده است که آرماتورهای طولی به تنهایی تأثیر قابل توجهی بر مقاومت پیچشی ندارند، بنابراین چنانچه برای تقویت یک قطعه در مقابل پیچش تنها از آرماتورهای طولی استفاده شود برای محاسبه مقاومت پیچشی می توان به طور محافظه کارانه از رابطه^{۵-۱۱} استفاده کرد.

هنگامی که یک قطعه با مقطع مستطیل شکل به نحو مطلوبی در مقابل پیچش مسلح شده باشد، در لنگر پیچشی مساوی یا قدری بزرگتر از لنگر پیچشی ترک خوردگی (رابطه^{۵-۱۱}) ترک می خورد و ترکها مانند حلقه های یک فنر در طول قطعه ایجاد می شوند.

نتایج تجربیات آزمایشگاهی نشان می دهد که پس از ترک خوردن، مقاومت پیچشی تأمین شده توسط بتن، که با T_c نمایش داده می شود، به حدود ۴۰ درصد مقاومت پیچشی مقطع غیر مسلح تقلیل می یابد، در این حال بقیه مقاومت پیچشی لازم به وسیله آرماتورها تأمین می شود. مقاومت پیچشی تأمین شده توسط آرماتورها نیز معمولاً با T_s نمایش داده میشود. با توجه به تصویر ۵-۷ سطح شکست همچنان یک سطح مستوی عمود بر بروجه بزرگتر مقطع و با زاویه^{۴۵} درجه نسبت به محور پیچش فرض میشود. از آنجا که طبق تئوری خمش مورب فرض می شود که گسیختگی روی چنیین سطحی در اثر خمش به وقوع می پیوندد ناحیه فشاری مقطع مشابه ناحیه فشاری در تیرها گرفته میشود. در تصویر ۵-۷ این ناحیه با ارتفاع a مشخص شده است.

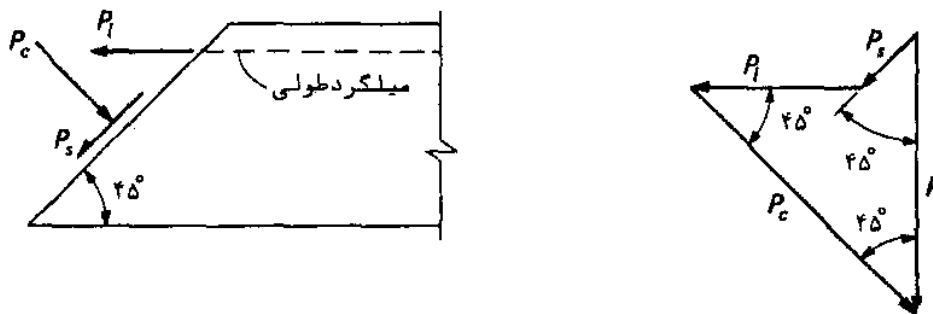
برآیند نیروهای وارد بر این ناحیه از مقطع نیز با P نمایش داده شده است. این نیرو، مطابق تصویر ۵-۸ از جمع سه مؤلفه حاصل میشود: نیروی کششی در آرماتورهای طولی، P_l ، نیروی برشی در بتن، P_s و نیروی فشاری عمود بر سطح شکست، P_c . (لازم است تذکر داده شود که برای سهولت محاسبات معمولاً از نیروی شاخه فشاری تنگها صرف نظر میشود)



تصویر ۷-۵ نیروهای وارد بر سطح شکست در خمش مورب

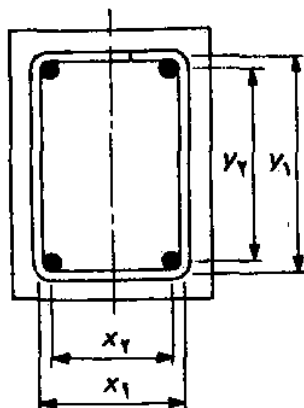
در طرف کششی مقطع، از سوی دیگر، نیروها فقط در اثر وجود آرماتورها ایجاد می‌شوند. در تصویر ۷-۵ نیروی کششی در شاخه‌های تنگه با P_v و موء لفه‌های افقی وقائم نیرو در آرماتورهای طولی نیز به ترتیب با Q_x و Q_y مشخص شده‌اند. با استفاده از تعادل نیروهای مقطع میتوان نشان داد که در طرف کششی مقطع هیچگونه نیروی افقی (فشاری یا کششی) نمی‌تواند وجود داشته باشد.

در صورتی که فاصله بین تنگه‌ها در امتداد محور عرضی با s نمایش داده



تصویر ۸-۵ موء لفه‌های نیروی وارد بر ناحیه فشاری سطح شکست

شود (تصویر ۵-۷) و سایر پارامترهای مربوط به وضعیت قرار گرفتن آرماتورها در مقطع نیز مطابق تصویر ۵-۹ تعریف شوند می‌توان نوشت :



تصویر ۵-۹ پارامترهای ابعاد مقطع پیچشی

$$P_v = A_t f_y \left(\frac{y_1}{s} \right) \quad (5-12)$$

که در آن y_1/s تعداد شاخه‌هایی است که سطح شکست را قطع می‌کنند و A_t سطح یک شاخه تنگ است. همچنین نیروی کششی در میلگردهای طولی، که ناحیه فشاری سطح شکست را قطع می‌کنند، برابر است با

$$P_t = \xi \left(\frac{A_t}{\gamma} \right) f_y \quad (5-13)$$

که در آن A_t سطح مقطع کل آرماتورهای طولی در مقطع و ξ ضریبی است برای منظور کردن تأثیر آرماتورهای طولی که در چند نقطه از ناحیه فشاری قرار می‌گیرند.

نیروهای Q_x و Q_y را که پس از ترک خوردن بتن در میلگردهای طولی ایجاد می‌شوند می‌توان متناسب با سطح مقطع و تغییر مکان جانبی میلگرد فرض کرد. از آنجا که تغییر مکان جانبی میلگرد متناسب با فاصله آن از مرکز پیچش است می‌توان نوشت

$$\begin{aligned} Q_x &= k_f A_t y_f \\ Q_y &= k_f A_t x_f \end{aligned} \quad (5-14)$$

در این دورابطه k_f یک ضریب تناسب است .
اگر نسبت حجم آرماتورهای طولی به حجم تنگهای بسته با m نمایش داده شود به طوری که

$$m = \frac{A_t s}{\gamma A_t (x_1 + y_1)} \quad (5-15)$$

و یا

$$A_t = A_t \left[\frac{\gamma m (x_1 + y_1)}{s} \right] \quad (5-16)$$

با جایگزینی رابطۀ (5-16) در روابط (5-13) و (5-14) نتیجه میشود که

$$P_t = \xi m \left(1 + \frac{y_1}{x_1} \right) \left(\frac{x_1 A_t f_y}{s} \right) \quad (5-17)$$

$$Q_x = \gamma \frac{k_f}{f_y} \left(\frac{y_f}{y_1} \right) m \left(1 + \frac{y_1}{x_1} \right) \left(\frac{x_1 y_1 A_t f_y}{s} \right) \quad (5-18)$$

$$Q_y = \gamma \frac{k_f}{f_y} \left(\frac{x_f}{y_1} \right) m \left(1 + \frac{y_1}{x_1} \right) \left(\frac{x_1 y_1 A_t f_y}{s} \right) \quad (5-19)$$

مقاومت پیچشی تا مین شده توسط آرماتور برابر است با

$$T_s = P_v \left(\frac{x_1}{\gamma} \right) + P_t \left(\frac{x_f}{\gamma} \right) + \gamma Q_x \left(\frac{y_f}{\gamma} \right) + \gamma Q_y \left(\frac{x_f}{\gamma} \right) \quad (5-20)$$

که با استفاده از روابط (5-17) و (5-18) تا (5-19) به صورت زیر خلاصه میشود

$$T_s = \alpha_t \left(\frac{x_1 y_1 A_t f_y}{s} \right) \quad (5-21)$$

که در آن

$$\alpha_t = \frac{1}{\gamma} + \xi m \left(1 + \frac{y_1}{x_1} \right) \left(\frac{x_f}{\gamma y_1} \right) + \gamma \frac{k_f}{f_y} m \left(1 + \frac{y_1}{x_1} \right) (x_f^2 + y_f^2) \left(\frac{1}{y_1} \right) \quad (5-22)$$

با فرض $x_2 \approx x_1$ و $y_2 \approx y_1$ مشاهده میشود که پا را متر α_1 تنها به صورت تابعی از m و نسبت y_1/x_1 درمی آید. با مطالعات تجربی که بر روی مقدار رایسن پا را متر انجام گرفته نشان داده شده است که برای حالتی که حجم آرماتورهای طولی و عرضی برابرند (یعنی $m=1$ است) مقدار این پا را متر را میتوان با عبارت زیر محاسبه کرد:

$$\alpha_1 = 0.66 + 0.33 \frac{y_1}{x_1} \leq 1/5 \quad (5-23)$$

در ابتدای این بخش اشاره شد که پس از ایجاد ترک، لنگریچشی T_c که توسط بتن تامین می شود در حدود ۴۰ درصد لنگریچشی ترک خوردگی است. بنابراین با استفاده از رابطه (۵-۱۱) میتوان نوشت

$$T_c = 0.212 x_1^2 y_1 \sqrt{f'_c} \quad (5-24)$$

و در نتیجه مقاومت پیچشی اسمی مقطع با استفاده از روابط (۵-۲۱) و (۵-۲۴) برابر است با

$$T_n = T_c + T_s = 0.212 x_1^2 y_1 \sqrt{f'_c} + \alpha_1 \left(\frac{x_1 y_1 A_t f_y}{s} \right) \quad (5-25)$$

لازم است توجه شود که اگرچه سطح مقطع آرماتور طولی مستقیماً در رابطه فوق مشاهده نمی شود وجود آن در مقطع به مقدار رقید شده توسط رابطه (۵-۱۶) الزامی است. زیرا آرماتورهای طولی علاوه بر افزایش جزئی در مقاومت پیچشی، سبب مهارتنگها بخصوص در گوشه ها شده (تاتنگها) بتوانند مقاومت خود را ارائه کنند) و ضمناً "از باز شدن ترکها جلوگیری می کنند زیرا با افزایش لنگریچشی این ترکها تمایل به باز شدن و گسترش دارند.

رابطه (۵-۲۵) را برای محاسبه آرماتور عرضی لازم میتوان به صورت زیر نوشت:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n - T_c}{\alpha_1 x_1 y_1 f_y} \quad (5-26)$$

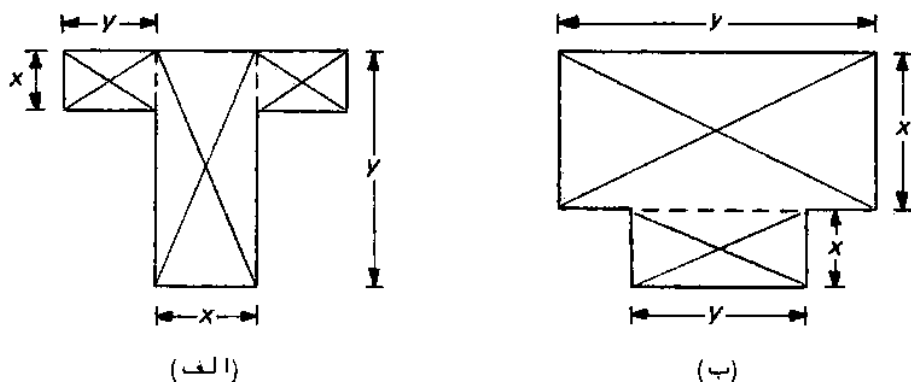
و آرما تورطولی لازم نیز طبق رابطه (۵-۱۶) برابر است با

$$A_t = A_r \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad (5-27)$$

رابطه (۵-۲۴) مقاومت پیچشی تأمین شده توسط بتن را در مقاطع مستطیل شکل به دست می دهد. برای مقاطع باز متشکل از اجزای مستطیلی، مقاومت پیچشی بتن را میتوان بطور محافظه کارانه برابر مجموع مقاومت پیچشی اجزای مستطیلی گرفت. بنابراین، در چنین مقاطعی چنانچه x و y به ترتیب طول ضلع کوتاه و ضلع بلند هر یک از اجزای مستطیلی مقطع باشد، مقاومت پیچشی تأمین شده توسط بتن برابر خواهد بود با

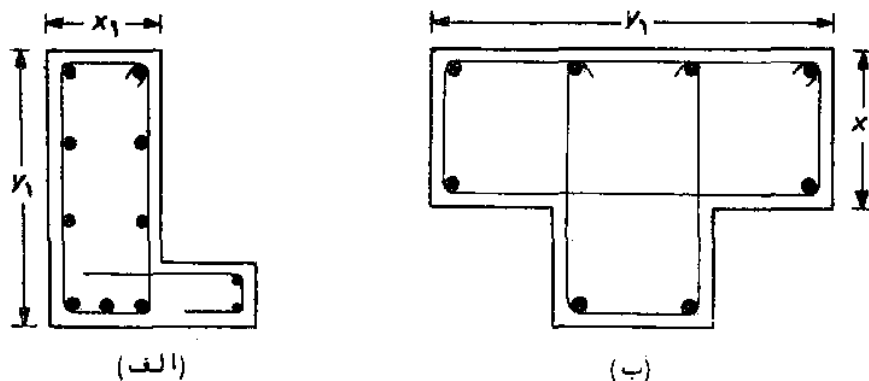
$$T_c = 0.212 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y \quad (5-28)$$

برای تعیین عبارت $\sum x^2 y$ لازم است حالات مختلف تقسیم مقطع به اجزای مستطیلی در نظر گرفته شود و از بین آنها حالتی که حداکثر مقدار را برای این عبارت به دست می دهد ملاک قرار داد. مثلاً در تصویر الف-۵ که ضخامت بال در مقایسه با سایر ابعاد مقطع کوچک است نحوه تقسیم مقطع به صورت یک جزء بزرگ میانی و دو جزء کوچکتر بالهاست. در حالی که در تصویر ب-۵ نحوه تقسیم مقطع به شکل دیگری است، بدین ترتیب که یک جزء، مستطیل بزرگ متشکل از بال و جزء دیگر قسمت تحتانی مقطع نیراست. نحوه تقسیم مقطع وضع قرار گرفتن آرما تورپیچشی



تصویر ۵-۵ تقسیم مقطع به اجزای مستطیلی در محاسبه پیچش

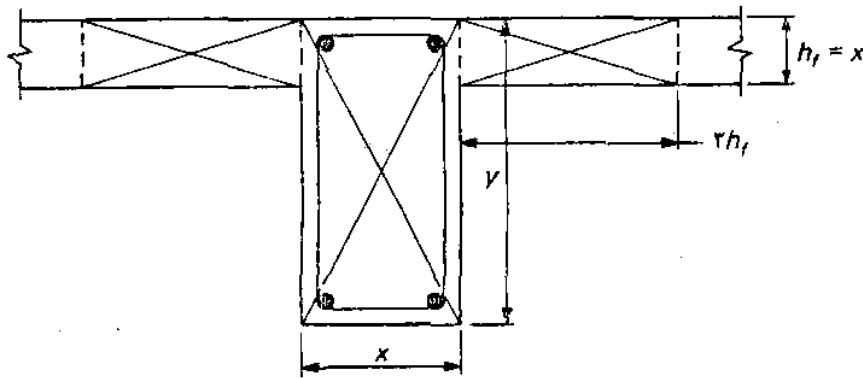
(تنگهای بسته) را نیز در مقطع روشن می کند. بدین ترتیب که تنگهای پیچشی باید در داخل بزرگترین جزء مستطیلی مقطع قرار داده شوند و x_1 و y_1 در روابط (۵-۲۶) و (۵-۲۷) مربوط به همین بزرگترین جزء است. دو نمونه از آرماتورگذاری این مقاطع در تصویر ۵-۱۱ نشان داده شده است. در تصویر الف-۵-۱۱ تنگهای پیچشی در جان و در تصویر ب-۵-۱۱ این تنگها در بال قرار داده می شوند. البته همانطور که در این تصاویر مشاهده می شود برای ایجاد یکپارچگی بین اجزاء مقطع از آرماتورهای عرضی دیگری نیز، که نقشی در افزایش مقاومت پیچشی ندارند، استفاده



تصویر ۵-۱۱ نحوه قرار دادن آرماتور پیچشی در مقاطع

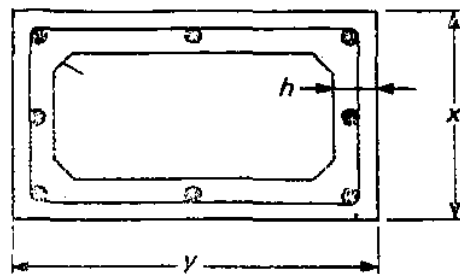
می شود، مثلاً در تصویر الف-۵-۱۱ از آرماتور برش - اصطکاک برای اتصال پاشنه به بدنه تیر (بخش ۲-۸-۴) و در تصویر ب-۵-۱۱ از رکا بیهای نشان داده شده برای اتصال قسمت تحتانی تیر به بال استفاده شده است. در مواردی که یک دال به صورت یکپارچه با تیرهای کف عمل میکند مطابق آیین نامه میتوان قسمتی از دال یا حداکثر عرض مؤثری مساوی سه برابر ضخامت دال را به عنوان بال تیر در محاسبات پیچش در نظر گرفت (تصویر ۵-۱۲).

در مورد مقاطع به شکل قوطی (تصویر ۵-۱۳) نیز آیین نامه تصریح می کند که چنانچه ضخامت جداره مقطع h ، از $\frac{x}{4}$ بزرگتر است این مقاطع را در محاسبات پیچش می توان مانند مقاطع توپر در نظر گرفت. در صورتی که ضخامت جداره بین $\frac{x}{4}$ و $\frac{x}{10}$ است همچنان می توان مقطع را به صورت مستطیل توپر در نظر گرفت با این تفاوت که جمله $\sum x^2 y$ باید در ضریب



تصویر ۵-۱۲ مقطع تیر یکپارچه با دال در محاسبات پیچشی تیر

ضرب شود و بالاخره اگر ضخامت جداره از $\frac{x}{10}$ کمتر است باید سختی جداره در محاسبات منظور شود. البته توصیه می‌شود حتی الامکان از طراحی مقاطع قوطی شکل با جداره ظریف (یعنی h کوچکتر از $\frac{x}{10}$) اجتناب شود، زیرا انعطاف پذیری زیاد و حساسیت این جداره‌ها در مقابل کمانش نتایج تجربی بیشتری را برای روشن شدن نحوه طراحی این مقاطع طلب میکند که این نتایج هنوز به میزان کافی در اختیار نیستند. به همین علت آیین نامه نیز مطلب قابل ذکر در این ارتباط ارائه نکرده است.



تصویر ۵-۱۳ مقاطع به شکل قوطی

۵-۵- مقایسه و متاعضای بتنی تحت اثر نیروهای برش و پیچش

همانطور که در ابتدای این فصل بیان شد قطعات بتن آرمه بنسب درت

تحت اثر پیچش خالص قرار می گیرند. آنچه بیشتر در عمل مشاهده می شود اثر توأ پیچش و برش است. متأسفانه در حال حاضر تئوری منسجمی برای بررسی رفتار تیرهای تحت اثر توأ برش و پیچش وجود ندارد و لذا ضوابط طراحی برنتایج تجربیات متعددی که در این زمینه انجام شده استوار است.

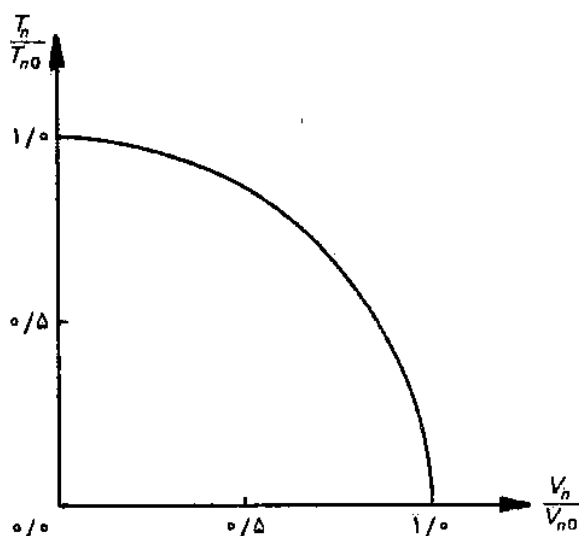
در این بخش نتایج موجود در مورد مقاومت مقاطع بتنی بدون آرماتور و مقاطع بتن آرمه تحت اثر پیچش بررسی و ضوابط طراحی مربوطه ارائه میشوند.

۱-۵-۵- مقاومت برشی - پیچشی قطعات بتنی غیر مسلح

مقاومت اعضاء بتنی غیر مسلح تحت اثر برش و تحت اثر پیچش به طور مجزا و مستقلی از یکدیگر به ترتیب در بخشهای ۲-۴ و ۳-۵ مورد مطالعه قرار گرفتند. بدیهی است در صورتی که هر دو این عوامل به طور همزمان بر مقطع اثر کنند مقاومت برشی - پیچشی عضو متفاوت از نتایج قبلی خواهد بود. در این ارتباط سعی شده است بر اساس آزمایشهای متعدد منحنی های اثر متقابل (اینتر اکشن) برش و پیچش بدست آید. قسمت عمده این مطالعات که بر روی مقاطع مستطیل، L و T شکل انجام گرفته نشان داده است که یک منحنی اثر متقابل به شکل ربع دایره به نحو رضایت بخشی رفتار مقاطع بتنی غیر مسلح را تحت اثر توأ برش و پیچش تبیین می کند. این منحنی اثر متقابل در تصویر ۱۴-۵ ترسیم شده است و معادله آن به صورت زیر است:

$$\left(\frac{T_n}{T_{n0}}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{V_{n0}}\right)^2 = 1 \quad (5-29)$$

که در آن V_{n0} مقاومت برشی اسمی (رابطه ۱۰-۴) و T_{n0} مقاومت پیچشی اسمی (رابطه ۲۸-۵) و V_n و T_n نیز مقاومت های برشی و پیچشی اسمی در حالت توأ است. برای اینکه تأثیر همزمانی برش و پیچش بر رفتار یک عضو غیر مسلح قدری روشن تر شود می توان چند مورد را در تصویر ۱۴-۵ بررسی کرد. به عنوان مثال، اگر لنگر پیچشی وارد بر یک مقطع برابر $0.5T_{n0}$ باشد مطابق این تصویر (یا با استفاده از رابطه ۲۹-۵) مقطع



تصویر ۱۴-۵ متحنی اثر متقابل برش و پیچش

قادراست به طور همزمان نیروی برشی $V_n = 0.85 V_{n0}$ را تحمل کند، یعنی در حدود ۱۵ درصد مقاومت برشی قطعه در اثر وجود لنگر پیچشی فوق از دست می رود.

۲-۵-۵- طراحی اعضا بتن آرمه برای اثر توأ مبرش و پیچش

در بخش ۴-۵ نشان داده شد که در یک قطعه بتن آرمه تحت پیچش خالص قسمتی از مقاومت پیچشی اسمی (T_n) به وسیله بتن و قسمتی نیز به وسیله آرماتورهای پیچشی تأمین می شود (رابطه ۲۵-۵). در حالتی که قطعه علاوه بر پیچش به طور همزمان تحت اثر برش قرار داشته باشد نیز چنین امری صادق است. متأسفانه در این حالت روش تحلیلی رضایت بخشی برای تعیین مقادیر متباعدات بتن و آرماتور وجود ندارد. روش حلی که در ادامه این بخش تشریح می شود یکی از روشهای تجربی است که توسط آیین نامه توصیه شده است. این روش بر سه فرض زیر استوار است:

الف- در اعضا مسلح به تنگ مقاومت پیچشی و مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن (T_c و V_c) از یک معادله مشابه به معادله اثر متقابل برش و پیچش قطعات غیر مسلح (رابطه ۲۹-۵) تبعیت می کنند، بنابراین:

$$\left(\frac{T_c}{T_{n0}}\right)^2 + \left(\frac{V_c}{V_{n0}}\right)^2 = 1 \quad (5-30)$$

ب - نسبت V_c به T_c برابر نسبت نیروی برشی نهایی به لنگرپیچشی نهایی وارد بر قطعه V_u/T_u فرض می شود.

ج - آرماتورهای لازم برای تحمل برش اضافه بر آنچه بتن می تواند تحمل کند از روابط فصل ۴ و آرماتورهای لازم برای تحمل پیچش اضافه بر آنچه بتن تحمل می کند از روابط به دست آمده در بخش ۴-۵ به دست می آیند. مقدار آرماتورهای لازم برای پیچش باید به آرماتورهای لازم برای خمش و برش اضافه شود.

با استفاده از دو معادله ای که از فرضهای (الف) و (ب) حاصل میشود بسادگی می توان روابط زیر را به دست آورد:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d / \sqrt{1 + \left(2/5 C_i \frac{T_u}{V_u}\right)^2} \quad (5-31)$$

$$T_c = 0.212 \sqrt{f'_c} (\Sigma x^2 y) / \sqrt{1 + \left(\frac{0.4}{C_i} \frac{V_u}{T_u}\right)^2} \quad (5-32)$$

که در آنها

$$C_i = \frac{b_w d}{\Sigma x^2 y} \quad (5-33)$$

در این روابط ابعاد مقطع بر حسب سانتیمتر، f'_c بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، V_u و T_c بر حسب کیلوگرم و T_u بر حسب کیلوگرم سانتیمتر به کار برده می شوند.

با بکار بردن نتایج فوق و با استفاده از فرض (ج) آرماتور لازم برای برش و پیچش را میتوان به طریق زیر محاسبه کرد:
در مورد برش اگر $V_n > V_c$ باشد سطح مقطع آرماتور عرضی لازم با استفاده از رابطه (۴-۱۹) برابر خواهد بود با

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_n - V_c}{df_y} \quad (5-34)$$

در مورد پیچش نیز چنانچه $T_n > T_c$ باشد سطح مقطع یک شاخه تنگ بسته (A_t) از رابطه (۵-۲۶) به ترتیب زیر بدست می آید

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n - T_c}{\alpha_t x_1 y_1 f_y} \quad (5-35)$$

اگرچه در آرماتورگذاری این قطعات می‌توان برای برش و پیچش آرماتورهای جداگانه طرح کرد (مثلاً "ازتنگ بسته برای تحمل پیچش و از رکا بیها برای تحمل برش استفاده کرد) معمولاً سعی می‌شود آرماتورگذاری را برای مجموع اثرات برش و پیچش انجام داد. براین اساس غالباً "ازتنگهای بسته در فواصل s استفاده می‌شود، بدیهی است که سطح مقطع این تنگها باید برابر مجموع سطح مقطعیهای لازم برای برش و پیچش باشد، یعنی

$$A_T = A_v + 2A_t \quad (5-36)$$

و یا

$$\frac{A_T}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (5-37)$$

که در آن A_T کل سطح مقطع شاخه‌های تنگ قرار داده شده در فاصله s است. علاوه بر این آرماتور عرضی، برای اینکه قطعه بتواند مقاومست پیچشی مطلوب را کسب کند، لازم است آرماتورهای طولی به مقدار زیر در مقطع توزیع شود:

$$A_t = 2 \left(\frac{A_t}{s} \right) (x_1 + y_1) \quad (5-38)$$

در صورتی که عضو مورد نظر علاوه بر برش و پیچش تحت اثر نیروی کششی قابل ملاحظه‌ای نیز قرار داشته باشد مطابق آیین نامه لازم است آرماتور عرضی برای تحمل کل لنگر پیچشی و نیروی برشی طرح شود و یا مقادیر V_c و T_c که از روابط (5-31) و (5-32) به دست می‌آیند در ضریب $(1 + \frac{N_u}{35A_g})$ ضرب شوند (N_u نیروی کششی ضریب دار بر حسب کیلوگرم است که مقیدار آن باید منفی گرفته شود و A_g نیز کل سطح مقطع عضو بر حسب سانتی متر مربع است).

۵-۵-۳- ضوابط آیین نامه‌ای طراحی مقاطع برای برش و پیچش

اولین مسئله‌ای که در طراحی اعضاء بتنی تحت پیچش باید مورد توجه قرار گیرد بررسی لزوم در نظر گرفتن پیچش و ضوابط آن در محاسبات

است. مطابق آیین نامه هرگاه لنگر پیچشی ضریب دار، T_u ، از $\phi_0/133 \sqrt{f_c \Sigma x^2 y}$ کمتر باشد میتوان به طور کامل از اثر پیچش در محاسبات صرف نظر کرد، در غیر این صورت لازم است اثرات پیچش همراه سایر عوامل در طراحی مقطع منظور شود (ضریب کاهش مقاومت، ϕ ، برای پیچش مانند برش برابر ۰/۸۵ است).

در پیچش نیز مانند خمش و برش باید آرماتور گذاری به نحوی باشد که آرماتورها به مقاومت تسلیم برسند و در نتیجه گسیختگی به صورت نرم باشد. برای تأمین این نظریه عبارت دیگر برای اجتناب از گسیختگی ترد، آیین نامه مقادیر مشخص یافته به آرماتورها را به مقادیر زیر محدود می کند.

$$\max V_s = V_n - V_c = 2/12 \sqrt{f_c} b_w d \quad (5-39)$$

$$\max T_s = T_n - T_c = 4T_c \quad (5-40)$$

که در این روابط $V_n = V_u/\phi$ و $T_n = T_u/\phi$ است.

در ارتباط با آرماتورهای عرضی آیین نامه تصریح می کند که حداقل مقدار آرماتور برای حالت تواًم برش و پیچش لازم نیست بیشتر از حداقل مربوط به برش خالص گرفته شود، یعنی

$$2A_t + A_v \geq \frac{3/5 b_w s}{f_y} \quad (5-41)$$

حداکثر فاصله بین تنگها نیز نباید از کوچکترین دو مقدار $(x_1 + y_1)/4$ و ۳۰ سانتیمتر تجاوز کند و به علاوه، چنانچه $V_u > \phi V_c/2$ باشد این فاصله نباید از $d/2$ نیز بیشتر گرفته شود.

قبلاً نشان داده شد که حداقل آرماتور طولی در مقطع برابر است با

$$A_t = 2 \left(\frac{A_t}{s} \right) (x_1 + y_1) \quad (5-42)$$

علاوه بر این رابطه، آیین نامه رابطه دیگری نیز برای حداقل سطح مقطع آرماتور طولی ارائه کرده است. این رابطه بر این اساس به دست آمده است که در یک تیر مسلح به آرماتور عرضی مقاومت پیچشی کمتر از

مقاومت پیچشی ترک خوردگی نباشد تا اینکه پس از ترک خوردن (وافت مقاومت بتن به ۴۰ درصد مقاومت ترک خوردگی) آرماتورها توانایی تحمل افت مقاومت را داشته و در نتیجه قطعه ناگهان گسیخته نشود. رابطه مذکور به صورت زیر بیان شده است :

$$A_t \geq \left[2.8 \frac{x_s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u / 3C_t} \right) - 2A_t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad (5-43)$$

مطابق آیین نامه مقدار A_t که به وسیله این رابطه محاسبه می شود لزومی ندارد بیشتر از مقداری گرفته شود که توسط همین رابطه ولی با جایگزینی $3/5(b_w s)/f_y$ به جای 2.8 به دست می آید. در صورتی که مقاومت تسلیم آرماتورها عرضی متفاوت از مقاومت تسلیم آرماتورها طولی باشد و رابطه (۵-۴۲) و (۵-۴۳) به صورت زیر درمی آیند

$$A_t = 2A_t \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \frac{f_{vy}}{f_y} \quad (5-44)$$

$$A_t = \left[2.8 \frac{x_s}{f_{vy}} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u / 3C_t} \right) - 2A_t \frac{f_{vy}}{f_y} \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad (5-45)$$

که در آنها f_{vy} مقاومت تسلیم تنگهای بسته و f_y مقاومت تسلیم میلگردهای طولی است.

حداقل قطر میلگردهای طولی ۱۰ میلیمتر است. این میلگردها در پیرامون تنگها توزیع می شوند و فاصله بین میلگردهای مجاور نباید از ۳۰ سانتیمتر تجاوز کند، به علاوه حداقل یک میلگرد طولی باید در هر گوشه تنگها قرار گیرد.

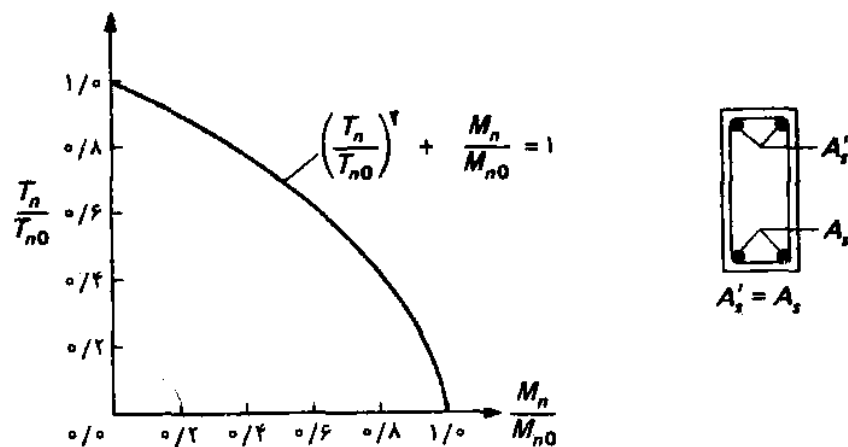
مقطع بحرانی دراعضای تحت پیچش مانند اعضا تحت برش به فاصله d از برتکیه گاه قرار دارد. آرماتورهای پیچشی را باید حداقل به فاصله $d + b_t$ (عرض مقطع و d ارتفاع مؤثر مقطع) از محلی که در آن لنگر پیچشی ضریب دار برابر $\sqrt{f'_c} \sum x^2 y$ است ادامه داد.

از مسائل جالبی که در آیین نامه به آن توجه شده است مسئله باز توزیع و تعدیل لنگرهای پیچشی است. هنگامی که پیچش در سازه های نامعین رخ می دهد (پیچش همسازی) اندازه لنگر پیچشی بستگی به باز

توزیع بارها بین عضو مورد نظر و سازه متصل به آن دارد. اگر لنگر پیچشی (قبل از باز توزیع) بزرگتر از لنگر پیچشی ترک خوردگی باشد عضو مورد نظر ترک میخورد. این مسئله سبب ایجاد چرخش در عضو و در نتیجه باز توزیع نیروهای داخلی می شود در حالی که لنگر پیچشی در عضو مورد نظر ثابت میماند. برای این اساس آیین نامه قید می کند که در طراحی اعضاء تحت پیچش همسازی مقاومت پیچشی لازم را میتوان برابر $\phi \cdot 0.253 \sqrt{f'_c} (\sum x^2 y)$ گرفت. بدیهی است که در اثر باز توزیع نیروها، مقادیر نیروی برشی و لنگر خمشی در اعضاء متصل به عضو پیچشی نیز تعدیل میشوند که برای تعیین آنها با ایداز مقدار لنگر پیچشی تقلیل یافته استفاده کرد. نحوه آنالیز اعضاء پیچشی با این روش ضمن یک مثال در ادامه این فصل نشان داده شده است.

۵-۶- مقاطع تحت اثر تواءم پیچش و خمش

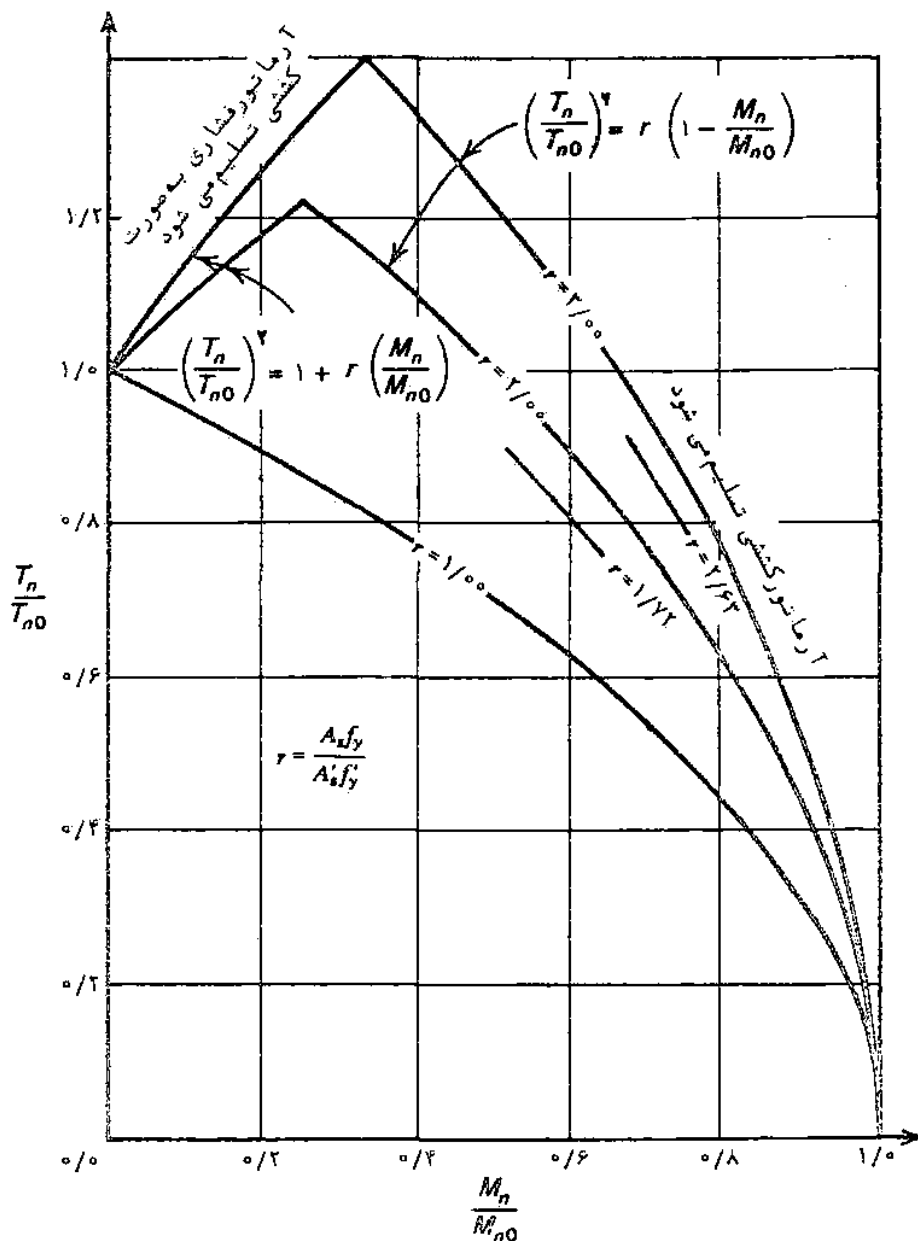
در بسیاری موارد پیچش همزمان با خمش در مقاطع ظاهری می شود. همانطور که در مورد اثر همزمان برش و پیچش تشریح شد، هدف از این مطالعه دستیابی به یک منحنی اثر متقابل برای پیچش و خمش و نتیجه گیری عملی از آن برای طراحی است. مطالعات انجام گرفته در این زمینه نشان داده است که در یک مقطع



تصویر ۱۵-۵ منحنی اثر متقابل پیچش و خمش برای آرما تورهای کششی و فشاری یکسان

مستطیل شکل با مقدار یکسان آرماتورهای کششی و فشاری ($A_s = A'_s$)، گسیختگی در اثر تسلیم شدن آرماتورهای کششی رخ می‌دهد. در این حال منحنی اثر متقابل پیچش و خمش مطابق تصویر ۵-۱۵ بوده و معادله ریاضی آن با رابطه (۵-۴۶) بیان می‌شود.

$$\left(\frac{T_n}{T_{n0}}\right)^2 + \frac{M_n}{M_{n0}} = 1 \quad (5-46)$$



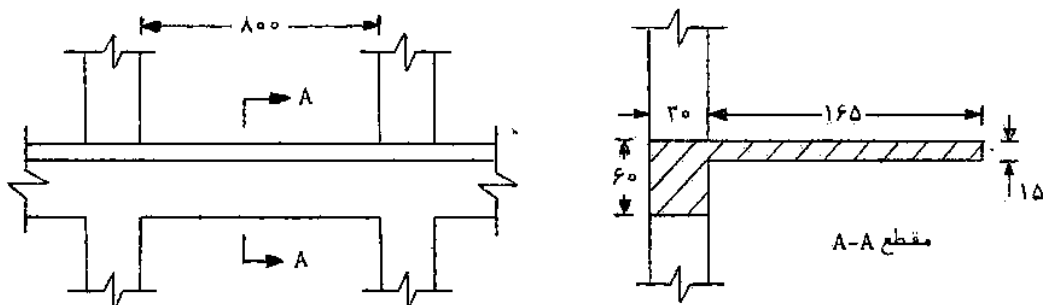
تصویر ۵-۱۶ منحنی اثر متقابل پیچش و خمش

که در آن T_n و M_n مقاومتهای پیچشی و خمشی اسمی و T_{n0} و M_{n0} نیز مقاومتهای نظیر در حالت مجزا (غیر توأم) است. برای حالتی که آرماتورهای کششی و فشاری مساوی نباشند نیز منحنیهای اثر متقابل دیگری به دست آمده اند. تصویر ۵-۱۶ منحنی اثر متقابل پیچش و خمش را برای نسبتهای مختلف آرماتورهای کششی و فشاری نشان می دهد (در این تصویر $r = (A'_s f'_y) / (A_s f_y)$ است). در حالتی که آرماتور فشاری کمتر از آرماتور کششی است در محدوده ای از مقدار خمش و پیچش گسیختگی با تسلیم شدن آرماتورهای A'_s به صورت کششی آغاز میشود (تصویر ۵-۱۶)

محاسبات انجام گرفته در مورد مقاطع تحت خمش و پیچش نشان داده است که در حالتی که گسیختگی در اثر تسلیم شدن آرماتورهای کششی رخ می دهد مقدار A_s لازم برای مجموع آرماتورهای مربوط به پیچش و خمش و مقدار A'_s لازم بر تفاضل آنهاست. آنچه در مسائل عملی متداول است بدین صورت است که محاسبه آرماتورها به طور مستقل برای خمش و پیچش انجام می گیرد و سپس در هر قسمت از مقطع مجموع آرماتورهای محاسبه شده برای خمش و پیچش در همان قسمت قرار داده می شود. این روش ضمن یک مثال در همین فصل نشان داده شده است.

مثال ۵-۱- طراحی یک تیر که دال (کف) نشان داده شده در تصویر ۵-۱۷ را نگه می دارد مورد نظر است. بر روی این دال سبباری معادل $L = 300$ کیلوگرم بر متر مربع قرار دارد سایر اطلاعات این طرح به قرار زیر است:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2, \quad W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$



تصویر ۵-۱۷ مشخصات تیر پیچشی مثال ۵-۱

آرماتورهای لازم برای برش و پیچش را برای مقطع بحرانی این تیر محاسبه کنید. ارتفاع مؤثر مقطع را ۵۴ سانتیمتر و فاصله مرکز سطح مقطع تنگها را از جبهه تیر ۴/۵ سانتیمتر فرض کنید.

حل :

بارهای ضربدار که بر روی دال و تیر عمل می‌کنند به ترتیب زیر محاسبه میشوند :

$$\text{بار مرده دال} = 0/15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{بار مرده تیر} = 0/3 \times 0/6 \times 2400 = 430 \text{ kg/m}$$

$$w_s = 1/4 \times (1/65 \times 360) + 1/7 \times (1/65 \times 300) = 1670 \text{ kg/m}$$

$$w_b = 1/4 \times 430 + 1/7 \times (0/3 \times 300) = 755 \text{ kg/m}$$

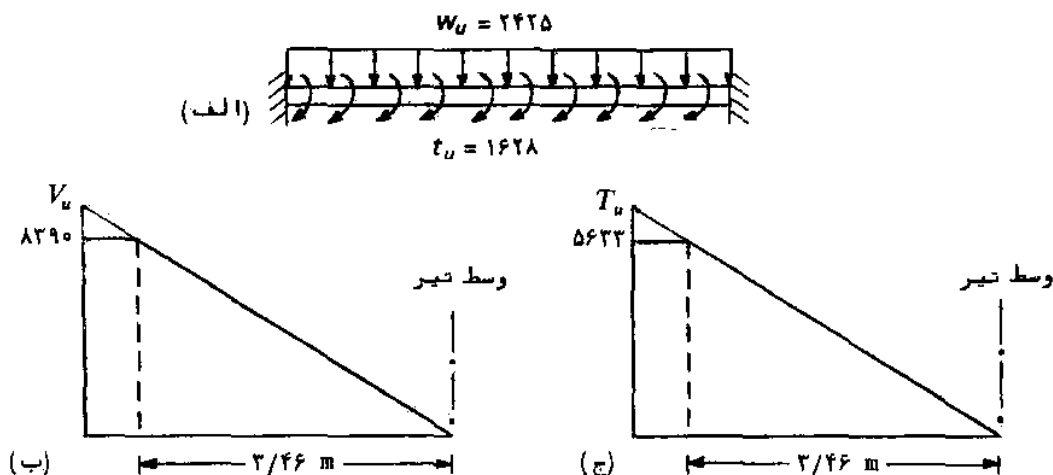
بنابراین بارهای ضربدار و آرد بر تیر (ناشی از بار دال و بار خود تیر) برابرند با

$$\text{بار در و آرد طول تیر} = 1670 + 755 = 2425 \text{ kg/m}$$

$$\text{لنگر پیچشی در و آرد طول تیر} = 1670 \times \left(0/15 + \frac{1/65}{4}\right) = 1628 \text{ Kg.m/m}$$

این بارها در تصویر الف-۱۸-۵ و دیاگرامهای نیروی برشی و لنگر پیچشی ایجاد شده در تیر به ترتیب در تصاویر ب و ج-۱۸-۵ و ج-۱۸-۵ برای نصف طول تیر ترسیم شده‌اند (توجه شود که دیاگرامهای برش و پیچش نسبت به محور تیر متقارن هستند)

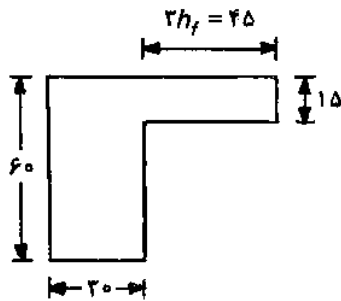
مقادیر نیروی برشی و لنگر پیچشی ضربدار در مقطع بحرانی (d از



تصویر ۱۸-۵ دیاگرام نیروها در تیر مثال ۱-۵

برتکیه گاه (برابرندبا

$$\begin{cases} V_u = 2425 \times (4 - 0/54) = 8390 \text{ kg} \\ T_u = 1628 \times (4 - 0/54) = 5633 \text{ kg.m} \end{cases}$$



مقطعی که برای پیچش باید در نظر گرفته شود مطابق آیین نامه به صورت مقابل است که برای آن میتوان نوشت

$$\begin{aligned} \Sigma x^2 y &= (30)^2 \times 60 + (15)^2 \times 45 \\ &= 64125 \end{aligned}$$

در ابتدای حل مسئله باید

بررسی شود که آیا محاسبه در مقابل پیچش لازم است یا خیر. بنا بر این :

$$\phi \cdot 0/133 \sqrt{f_c' \Sigma x^2 y} = 0/85 \times 0/133 \sqrt{250} \times 64125 = 114620 \text{ kg.cm}$$

چون لنگر پیچشی ضریب دار، یعنی $T_u = 5633$ کیلوگرم متر، از مقدار فوق بیشتر است لذا باید پیچش را در طراحی منظور کرد. برای این اساس با استفاده از روابط (۵-۳۱) تا (۵-۳۳) میتوان نوشت :

$$C_t = \frac{b_w d}{\Sigma x^2 y} = \frac{30 \times 54}{64125} = 0/0252$$

$$\frac{T_u}{V_u} = \frac{563300}{8390} = 67/1 \quad \text{و} \quad \frac{V_u}{T_u} = 0/0149$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_c = 2112 \text{ kg} \\ T_c = 209220 \text{ kg.cm} \end{cases}$$

با استفاده از این مقادیر و با استفاده از روابط بخش ۵-۲-۵ و نیز

ضوابط مربوطه در بخش ۵-۳-۵ آرماتورهای لازم به طریق زیر محاسبه میشوند :

$$x_1 = x - 9 = 30 - 9 = 21 \text{ cm}$$

$$y_1 = y - 9 = 60 - 9 = 51 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 0/66 + 0/33 \frac{y_1}{x_1} = 1/46 < 1/5$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{8390}{0/85} = 9870 \text{ kg}$$

$$V_s = V_n - V_c = 9870 - 2112 = 6757 \text{ kg}$$

$$2/12 \sqrt{f'_c} b_w d = 2/12 \sqrt{2500} \times 30 \times 54 = 54303 \text{ kg} > V_s$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{6757}{54 \times 4000} = 0/0313$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{562300}{0/85} = 662705 \text{ kg.cm}$$

$$T_s = T_n - T_c = 662705 - 209220 = 453485 \text{ kg.cm}$$

$$4T_c = 4 \times 209220 = 836880 \text{ kg.cm} > T_s$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_s}{\alpha_x \alpha_y f_y} = \frac{453485}{1/46 \times 21 \times 51 \times 4000} = 0/0725$$

$$(A_v + 2A_t)/s = 0/0313 + 2 \times 0/0725 = 0/1763$$

$$\min\left(\frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}\right) = \frac{3/5 b_w}{f_y} = \frac{3/5 \times 30}{4000} = 0/026 < \left(\frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}\right) \text{ لازم}$$

اگر برای آرماتورهای عرضی تیرازتنگ دوشاخه به قطر ۱۲ میلی متر استفاده شود، با توجه به اینکه سطح مقطع دوشاخه تنگ برابر $2/26 = 1/13 \times 2$ سانتی‌متر مربع است، فاصله لازم بین تنگها در مقطع بحرانی تیر برابر خواهد بود با

$$s = \frac{2/26}{0/1763} = 12/8 \text{ cm}$$

از سوی دیگر حداکثر مجاز فاصله بین تنگها طبق آیین نامه برابر است با

$$\max s = \min\left(\frac{x_1 + y_1}{4} = 18 \text{ و } 30 \text{ و } \frac{d}{2} = 27\right) = 18 \text{ cm}$$

که از فاصله محاسبه شده (یعنی ۱۲/۸ سانتی‌متر) بیشتر است. در عمل میتوان تنگهای $\Phi 12$ را با فاصله ۱۲ سانتی‌متر از یکدیگر در منطقه بحرانی تیر قرار داد.

آرماتور طولی لازم برای پیچش نیز با توجه به روابط (۴۲-۵) و (۴۳-۵) برابر بزرگترین دو مقدار زیر است:

$$A_t = 2 \left(\frac{A_t}{s}\right) (x_1 + y_1) = 2 \times 0/0725 \times (21 + 51) = 10/44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \left[28 \frac{xs}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u/3C_t} \right) - 2A_t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

$$= \left[\frac{28 \times 30}{4000} \times \left(\frac{562300}{562300 + \frac{836880}{3 \times 0/252}} \right) - 2 \times 0/0725 \right]$$

$$\times (21 + 51) = 2/2 \text{ cm}^2$$

بنابراین مقدار آرماتور طولی لازم برای پیچش در مقطع بحرانی تیر برابر ۱۰/۴۴ سانتیمتر مربع است. این مقدار آرماتور باید در پیرامون مقطع به نحوی توزیع شود که در هر گوشه حداقل یک میلگرد قرار بگیرد و فاصله بین میلگردهای مجاور نیز از ۳۰ سانتیمتر تجاوز نکند. برای این منظور لازم است آرماتور طولی محاسبه شده در سه ردیف (بالا، وسط و پائین مقطع) قرار داده شود. مقدار آرماتور در هر ردیف برابر است با

$$\frac{10/44}{3} = 3/48 \text{ cm}^2 = 2\Phi 16$$

بدین ترتیب باید در وسط مقطع و در هر طرف آن یک عدد میلگرد $\Phi 16$ قرار داده شود و ۳/۴۸ سانتیمتر مربع نیز به فولادهای طولی مربوط به خمش در بالا و پائین مقطع اضافه شود.

برای نشان دادن تأثیر خمش بر نتایج فوق، در ادامه این مثال مراحل تکمیل محاسبات آورده می شود. با استفاده از روش تقریبی آنالیز تیرهای سراسری مقدار لنگر خمشی ضریب دار در تکیه گاه تیر مورد برابر است با

$$M_u = w_u \frac{L_n^2}{10} = 2425 \times \frac{8^2}{10} = 15520 \text{ kg.m}$$

مقدار آرماتور خمشی لازم در تکیه گاه به ترتیب زیر محاسبه می شود

$$M_n = M_u / \phi = 17244 \text{ kg.m}$$

$$M_n / bd^2 = 19/7$$

$$\Rightarrow \rho = 0/0052 \quad (\text{تصویر ۱۳-۳})$$

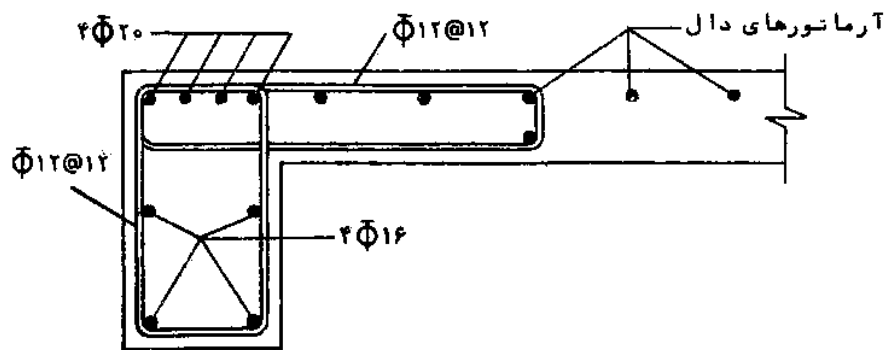
$$A_s = \rho bd = 0/0052 \times 30 \times 54 = 8/42 \text{ cm}^2$$

بنابراین کل آرماتور لازم در قسمت بالای مقطع تیر برابر

$$8/42 + 3/48 = 11/90 \text{ cm}^2$$

و در قسمت پائین مقطع برابر ۳/۴۸ سانتیمتر مربع است. تصویر ۱۹-۵ جزئیات آرماتورگذاری این تیر را در مجاورت تکیه گاهها نشان می دهد. علاوه بر آرماتورهای اصلی در این مقطع لازم است، مطابق تصویر، آرماتورهای عرضی در داخل قسمتی از دال که به عنوان بال مؤثر عمل می کنند نیز قرار داده شود. این آرماتور عرضی باید در داخل عضو پیچشی اصلی مهار شود.

لازم به یادآوری است که محاسبات فوق مربوط به مقطع بحرانی (در



تصویر ۱۹-۵ جزئیات آرماتوربندی در تیرمثال ۵-۱

مجاورت تکیه‌گاه) است. بدیهی است که سایر مقاطع که از تکیه‌گاهها دورترند تحت اثر برش و پیچش کمتری قرار دارند و در نتیجه آرماتورهای پیچشی کمتری نیز در آنها لازم است. محاسبه آرماتورهای لازم در هر ناحیه مورد نظر از تیر مشابه محاسبات فوق انجام می‌گیرد.

مثال ۲-۵- تصویر ۲۰-۵ پلان سقف طبقه همکف را در یک سازه بتن آرمه نشان می‌دهد. برای تأمین یک ورودی عریض در طبقه همکف ستون محورهای G و I در تمام طبقات حذف شده‌اند. مشخصات طرح به قرار زیر است:

ابعاد تیرها = 40×75 cm ، ضخامت دال کف = 11 cm

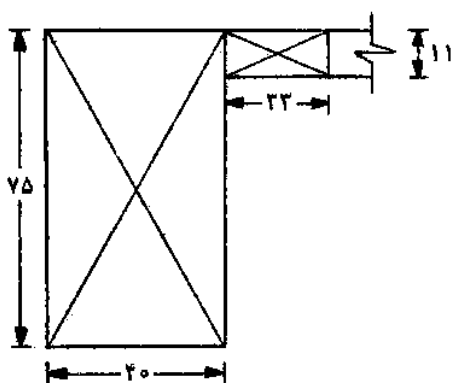
ابعاد ستونهای خارجی = 40×60 cm ، ابعاد ستونهای میانی = 60×60 cm

سربار = 250 kg/m² ، کل ارتفاع هر طبقه = 3 m

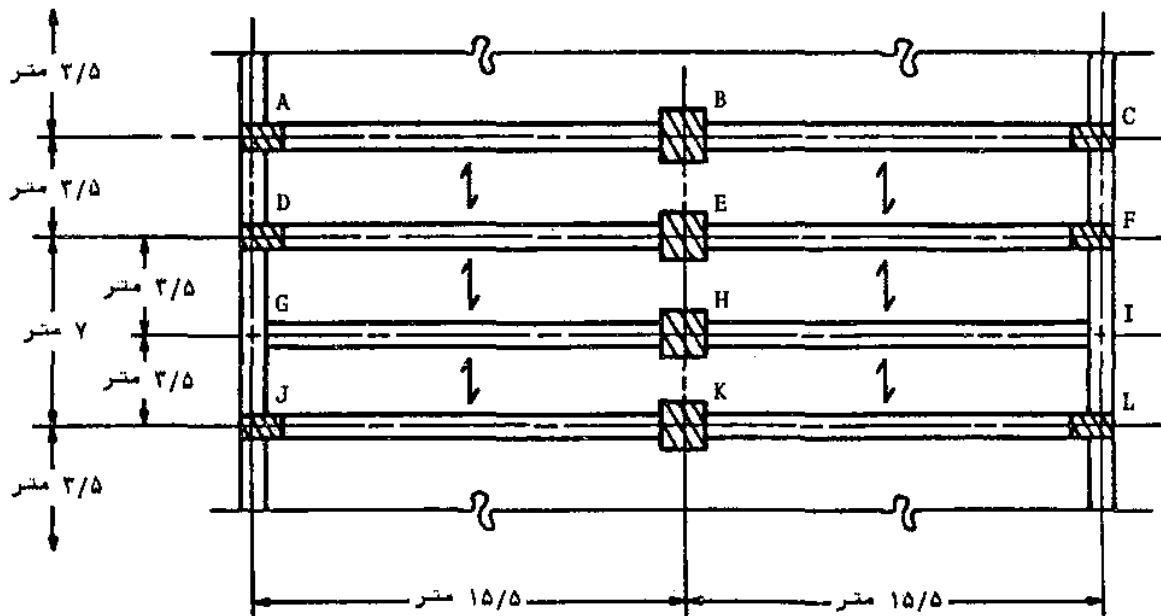
$f_y = 4000$ kg/cm² ، $f'_c = 250$ kg/cm² ، $d = 68$ cm

تیر DJ از این کف را طراحی کنید.

حل :



آنالیز و طراحی این تیر با توجه به اجازه آیین نامه برای باز توزیع لنگر پیچشی در سیستمهای نامعین (پیچش همسازی) بسیار آسان می‌شود. مطابق آیین نامه در چنین مواردی می‌توان لنگر پیچشی را برای طراحی برابر $\phi_0 / 252 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y$



تصویر ۲۰-۵ قسمتی از پلان مثال ۲-۵

گرفت. بنابراین بار را در دو جهت به مقطعی که برای پیش باید در نظر گرفت— شود (مقطع تیر DJ و بال مؤثر از دال) می توان نوشت:

$$\sum x^2 y = (40)^2 \times 7.5 + (11)^2 \times 2.3 = 1223993$$

$$\phi_0 / 252 \sqrt{f_c} \sum x^2 y = 0.85 \times 0.252 \sqrt{250} \times 1223993 = 588250 \text{ kg.cm}$$

این لنگر پیچشی باید برای باز توزیع لنگر خمشی در تیر GH به کار رود. عکس العمل حاصل از این تیر در G مقدار نیروی برشی را در تیر DJ تعیین می کند. این نیروی برشی همراه لنگر پیچشی فوق در طراحی تیر DJ به کار خواهد رفت.

با رواد بر تیر GH به ترتیب زیر محاسبه می شود:

$$\text{بار مرده} = (0.4 \times 0.75 + 0.11 \times 2.1) \times 2400 = 1528 \text{ kg/m}$$

$$\text{بار زنده} = 250 \times 3.5 = 875 \text{ kg/m}$$

$$w_u = 1/4 \times 1528 + 1/7 \times 875 = 3640 \text{ kg/m}$$

لنگر گیری (FEM) ناشی از این بار برابر است با

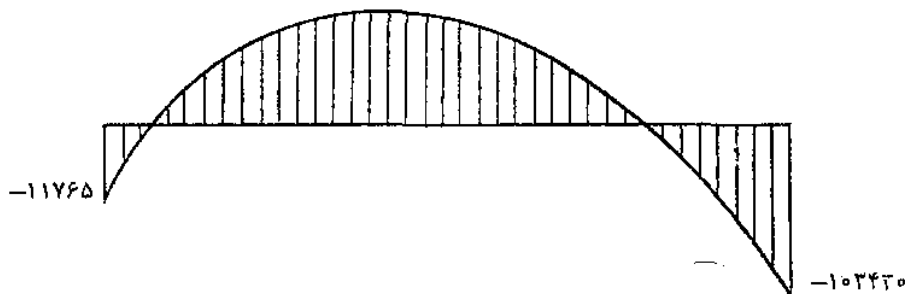
$$FEM = \frac{w_u L^2}{12} = \frac{3640 \times 15.5^2}{12} = 72875 \text{ kg.m}$$

چون لنگر پیچشی در هر طرف نقطه G از تیر DJ برابر 588250 کیلوگرم

سانتیمتر است لذا لنگر پیچشی متمرکز در این نقطه دو برابر این مقدار است، بنابراین باید لنگر پیچشی ۱۱۷۶۵۰۰ کیلوگرم سانتیمتر را برای باز توزیع لنگرهای خمشی در تیر GH به کار برد. جزئیات این محاسبه در تصویر ۵-۲۱ نشان داده شده است.

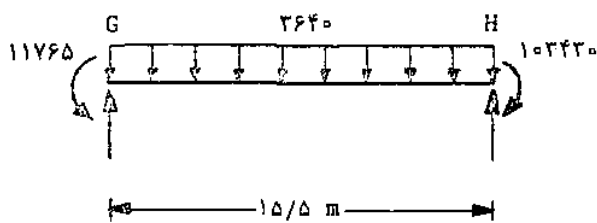
	G	H	
FEM	-۷۲۸۷۵	-۷۲۸۷۵	FEM
M	+۱۱۷۶۵	-۲۰۵۵۵	
مقدار تعدیل	-۶۱۱۱۰	-۱۰۳۴۳۰	M

C.O.F = ۰/۵



تصویر ۵-۲۱ دیاگرام لنگر خمشی در تیر GH در مثال ۵-۲

با استفاده از دیاگرام لنگر خمشی در تیر GH عکس العمل تیر در G به ترتیب زیر محاسبه می شود



$$R_G \times 15/5 + 103430 - 11765 - 2640 \times 15/5 \times \frac{15/5}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_G = 22300 \text{ kg}$$

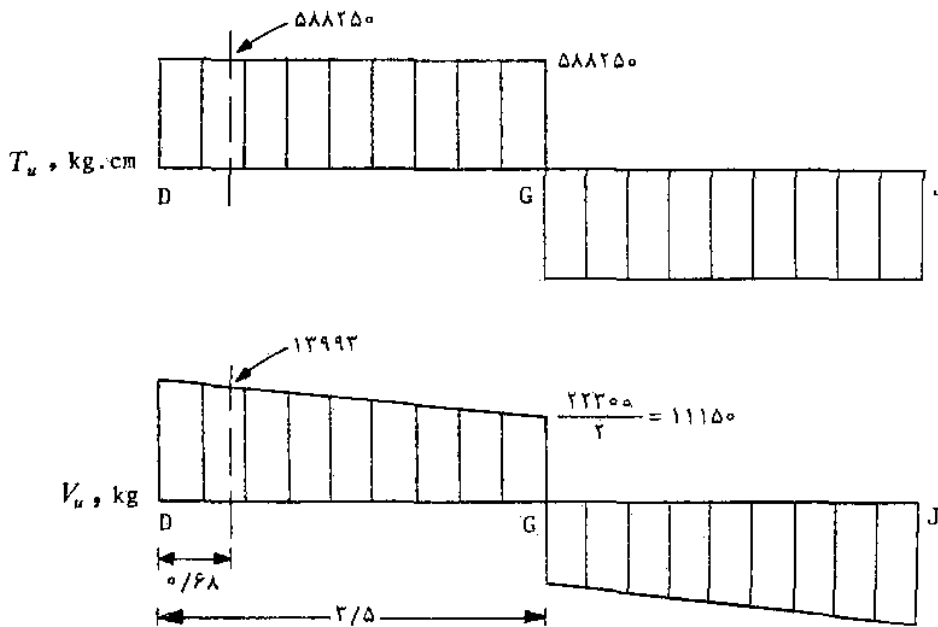
بار مرده تیر برابر است با

$$0/4 \times 0/75 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}$$

بنابراین نیروی برشی ضربدار در مقطع بحرانی (d از برنکیه گاه) برابر است با

$$V_u = 1/4 \times 720 \times (3/5 - 0/68) + \frac{22300}{2} = 13993 \text{ kg}$$

تصویر ۵-۲۲ دیاگرام های نیروی برشی و لنگر پیچشی ضربدار را در تیر



تصویر ۲-۵ دیاگرامهای نیروی برشی و لنگرپیچشی تیرمثال ۲-۵

DJ نشان می دهد.

بنابراین مقطع بحرانی تحت اثر نیروی برشی ضریب دار ۱۳۹۹۳ کیلوگرم و لنگرپیچشی ضریب دار ۵۸۸۲۵ کیلوگرم سانتیمتر قرار دارد. با استفاده از روابط (۵-۳۱) تا (۵-۳۳) می توان نوشت:

$$C_t = 0.0219$$

$$V_c = 9083 \text{ kg}$$

$$T_c = 281200 \text{ kg.cm}$$

یا استفاده از این نتایج و روابط بخشهای ۲-۵-۵ و ۳-۵-۵ آرماتورهای عرضی برش و پیچش به ترتیب زیر محاسبه می شوند

$$x_1 = 40 - 9 = 31 \text{ cm}$$

$$y_1 = 75 - 9 = 66 \text{ cm}$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \times \frac{66}{31} = 1.36$$

$$T_s = \frac{588250}{0.85} - 281200 = 310860 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{310860}{1.36 \times 31 \times 66 \times 4000} = 0.028$$

$$V_s = \frac{12993}{0.85} - 9083 = 7280 \text{ kg}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{7280}{68 \times 4000} = 0.027$$

$$\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} = 0.083 > \frac{3/5 \times 40}{4000} = 0.035$$

اگر برای آرماتور عرضی از میلگرد به قطر ۱۰ میلی‌متر استفاده شود فاصله بین تنگها برابر خواهد بود با

$$s = \frac{2 \times 0.0785}{0.083} = 18/9 \text{ cm}$$

حداکثر فاصله مجاز بین تنگها برابر است با

$$\min \left[\frac{31 + 66}{4} = 24/3 \text{ و } 30 \text{ و } \frac{d}{4} = 34 \right] = 24/3 \text{ cm}$$

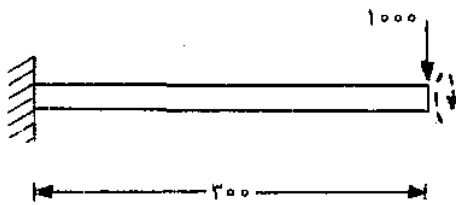
بنابراین می‌توان تنگها را با فاصله ۱۸ سانتیمتر از یکدیگر قرار داد. مقدار آرماتور طولی نیز با استفاده از روابط (۴۲-۵) و (۴۳-۵) محاسبه می‌شود و برابر است با

$$A_l = 10 \text{ cm}^2$$

این آرماتور طولی باید در پیرامون تنگ بسته به نحوی توزیع شود که فاصله بین میلگردهای مجاور از ۳۰ سانتیمتر تا وزنکند و یک میلگرد نیز در هر گوشه قرار بگیرد. برای تکمیل طراحی لازم است آرماتورهای خمشی نیز محاسبه شده و با آرماتورهای طولی مربوط به پیچش ترکیب شود. این محاسبات مشابه محاسبات انجام شده در مثال ۵-۱ است (با این تفاوت که با رتیر متشکل از یک بار گسترده و یک بار متمرکز در وسط آن است که برای تعیین لنگرها می‌توان از تکنیکهای معمول^۱ مانند پخش لنگر استفاده کرد). برای جلوگیری از طولانی شدن بحث این محاسبه به خواننده واگذار می‌شود.

مسائل

در کلیه مسائل این فصل ابعاد مقطع و سازه بر حسب سانتیمتر و مقادیر مقاومتهای مصالح بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع هستند. همچنین ارتفاع مؤثر مقطع را ۶ سانتیمتر کوچکتر از ارتفاع مقطع و ابعاد تنگها (x_1 و y_1) را ۹ سانتیمتر کمتر از ابعاد مقطع فرض کنید.

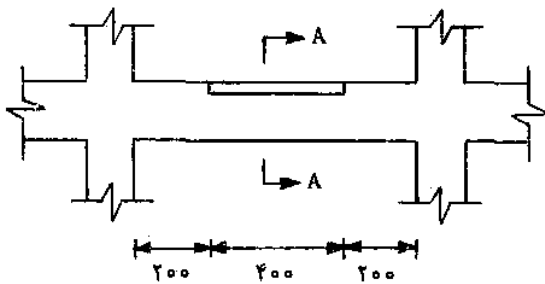


۱-۵- تیر طره‌ای نشان داده شده در تصویر مقابل را که تحت اثر بار متمرکز ۱۰۰۰ کیلوگرم قرار دارد در نظر بگیرید. طول تیر ۳ متر و ابعاد آن ۳۰×۵۵ سانتیمتر است. چنانچه

در این تیر از آرماتور عرضی استفاده نشده باشد حداکثر لغز پرسی را که می‌توان همزمان با نیروی فوق در انتهای تیر قرار داد محاسبه کنید.

$$f'_c = 2000 \quad , \quad W_c = 24000 \text{ kg/m}^3$$

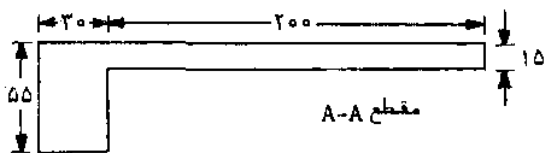
جواب : ۷۰۰ کیلوگرم متر



۲-۵- تیر نشان داده شده در تصویر مقابل یک دال بتنی را در قسمتی از طول خود به صورت طره‌ای نگه میدارد. سربار وارده بر این دال و تیر برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. آرماتورهای لازم برای این تیر را در وسط دهانه و دو تکیه‌گاه محاسبه کنید.

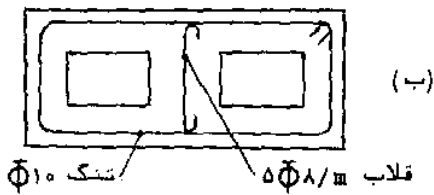
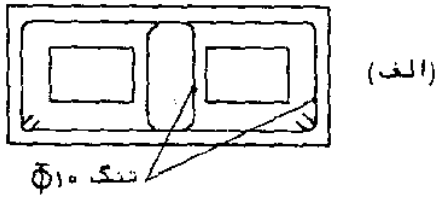
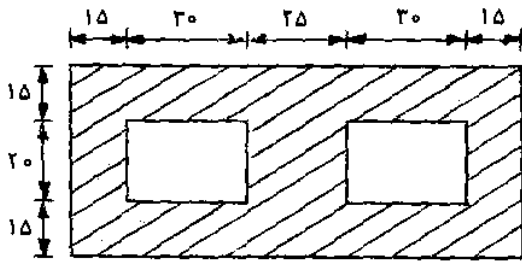
$$f'_c = 2000 \quad , \quad f_y = 4000$$

$$W_c = 24000 \text{ kg/m}^3$$



جواب : آرماتور عرضی در تکیه‌گاه $\Phi 12 @ 8/5$

۳-۵- مقطع نشان داده شده در تصویر مقابل را در نظر بگیرید. چنانچه بر



این مقطع به طور توأم یک نیروی برشی ضریب دار ۲۵۰۰۰ کیلوگرم و یک لنگریچشی ضریب دار ۱۰۰۰۰ کیلوگرم متراثر کند.

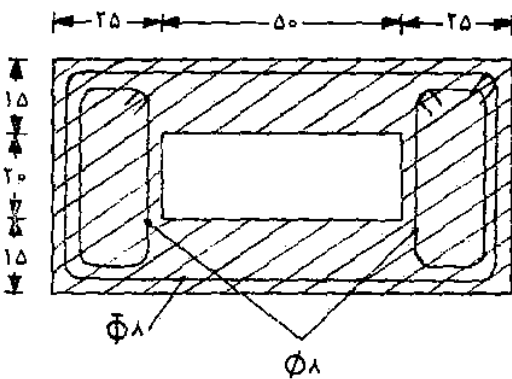
الف - فاصله لازم برای تنگها را برای ترتیب قرار دادن تنگهای تصویر (الف) محاسبه کنید.

ب - فاصله لازم برای تنگها را با توجه به قلاب قرار داده شده در تصویر (ب) محاسبه کنید.

$$f'_c = 250 \quad , \quad f_y = 4000$$

جواب قسمت ب : ۱۶ سانتیمتر

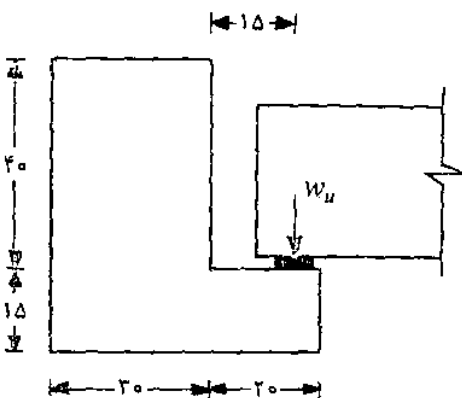
۴-۵ - مقطع نشان داده شده در تصویر مقابل را در نظر بگیرید. چنانچه بر این مقطع به طور همزمان نیروی برشی ضریب دار ۳۰۰۰۰ کیلوگرم و لنگر پیچشی ضریب دار ۱۰۰۰۰ کیلوگرم متر اثر کند، فاصله لازم بین تنگها را در طول عضو محاسبه کنید.



$$f'_c = 250 \quad , \quad f_y(\text{میلگرد صاف}) = 2300$$

$$f_y(\text{میلگرد آجدار}) = 4000$$

جواب : ۱۲ سانتیمتر



۵-۵ - تصویر مقابل مقطع یک تیر دوسرگیردار به طول ۵ متر را نشان میدهد. با فرض برداری که از طریق تیرهای متکی به این تیر به آن منتقل می شود برابر $w_u = 5000$ کیلوگرم بر متر است.

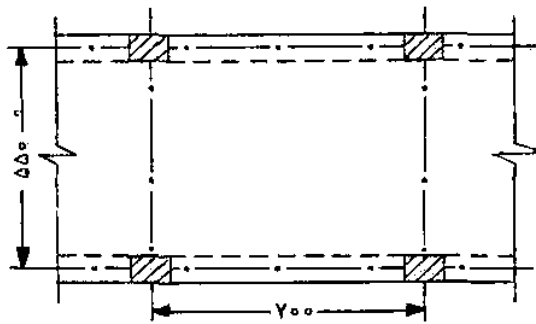
الف- آرماتور عرضی لازم برای این تیر را در مقطع بحرانی آن محاسبه کنید.

ب- اگر آرماتور عرضی قرار داده شده در جان این تیر عبارت باشد از رکابیهای $\Phi 10$ در هر ۲۰ سانتیمتر، مقدار مجاز w_u را محاسبه کنید.

$$f_y = 4000 \quad , \quad f'_c = 250$$

جواب الف : $\Phi 10 @ 13$

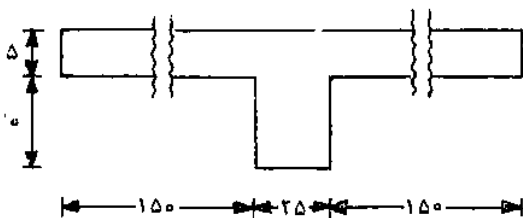
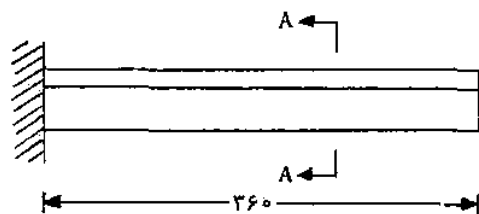
۵-۶- در تصویر مقابل یک دال بتن آرمه همراه با تیرهای محیطی آن نشان داده شده است. ضخامت دال ۱۷ سانتیمتر، ابعاد تیرهای محیطی 25×60 سانتیمتر و ابعاد ستونها 25×40 سانتیمتر است. سربار وارد بر این کف ۷۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار مرده ناشی از کف سازی روی دال



برابر ۷۰ کیلوگرم بر متر مربع است. آرماتورهای لازم در تیرهای محیطی را تعیین کنید (در حل این مسئله از لنگرهای پیچی کاهش یافته و باز توزیع لنگرها استفاده کنید).

$$f'_c = 250 \quad , \quad f_y = 4000$$

۵-۷- تصویر مقابل یک سقف طره‌ای متشکل از دال و تیر را نشان می‌دهد. سربار وارد بر این سقف ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. آرماتور عرضی لازم را برای مقطع بحرانی تیر محاسبه کنید. (راه‌نمایی: در بارگذاری و آنالیز این سازه لازم است دو حالت در نظر گرفته شود. در حالت اول سربار روی تمام سقف قرار داده شود و در حالت دوم تنها نصف دال





آنالیز و طراحی مقاطع تحت بار محوری و خمشی

۱-۶- مقدمه

به طور کلی هر عضوی که تحت بار محوری فشاری یا کششی قرار داشته باشد یک عضو محوری نامیده می شود. این نامگذاری شامل اعضای که به طور همزمان تحت خمش قرار دارند نیز می شود. معمولاً وقتی صحبت از عضو فشاری می شود ستون در ذهن مجسم می شود، لیکن باید توجه داشت که آنچه در این فصل ارائه می شود منحصر به ستونها نیست بلکه مطالب این فصل شامل انواع متنوعی از اعضاء سازه ای، نظیر قوسها، پوسته ها و اعضاء خرپاها نیز می شود.

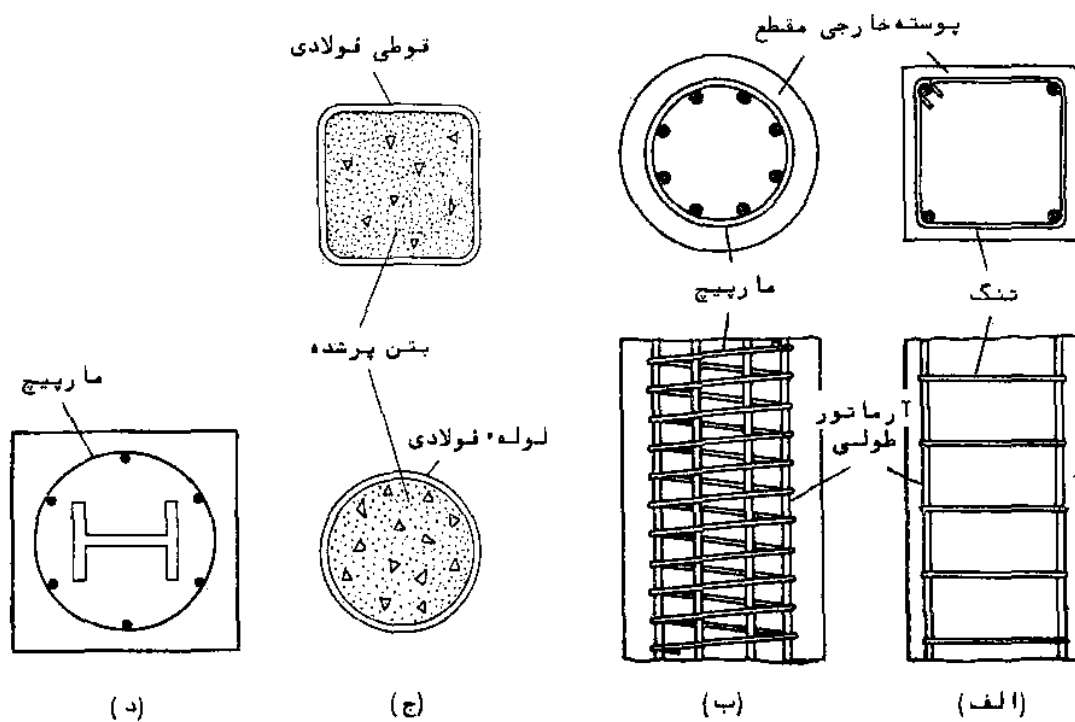
در ابتدای این فصل اعضاء تحت بارهای محوری (فشاری یا کششی) بررسی می شوند، ولی از آنجا که اینگونه اعضاء معمولاً تحت اثر همزمان خمش نیز قرار دارند قسمت عمده این فصل به مطالعه آنالیز و روشهای طراحی مقاطع تحت اثر بار محوری و لنگر خمشی اختصاص خواهد یافت. در قسمت پایانی این فصل نیز به بررسی تاثیر لاغری در طراحی اعضاء فشاری پرداخته خواهد شد.

۲-۶- انواع ستونها و ضوابط آرماتورگذاری آنها

معمولاً ستون به عضوی اطلاق می شود که برای تحمل بار فشاری به

کارمی رود و نسبت ارتفاع به حداقل بعد مقطع آن از ۳ بیشتر است. اعضاء فشاری کوتاه‌تر را می‌توان به عنوان پایه در نظر گرفت و از ضوابط خاص آنها برای طراحی استفاده کرد.

ستونهای بتن آرمه را معمولاً بر اساس روشی که برای مسلح کردن آنها به کار می‌رود به سه دسته تقسیم می‌کنند: ستونهای با تنگ بسته، ستونهای دورپیچ شده و ستونهای مرکب. ستون با تنگ بسته ستونی است که مقطع آن معمولاً به شکل مربع یا مستطیل است و در آن میلگردهای طولی توسط تنگهای مجزا در فواصل معمولاً ۲۵ تا ۵۰ سانتیمتر در محل خود قرار می‌گیرند (تصویر الف-۶-۱). ستون دورپیچ شده ستونی است یا مقطع به شکل دایره یا مربع که در آن میلگردهای طولی در محیط یک دایره قرار داده شده و توسط یک آرماتور پیچی با گام کوچک (در حدود ۴ تا ۷ سانتیمتر) محصور می‌شوند (تصویر ب-۶-۱). ستون مرکب نیز ستونی است که در آن از یک نیمرخ ساختمانی، لوله یا قوطی فولادی همراه با بتن



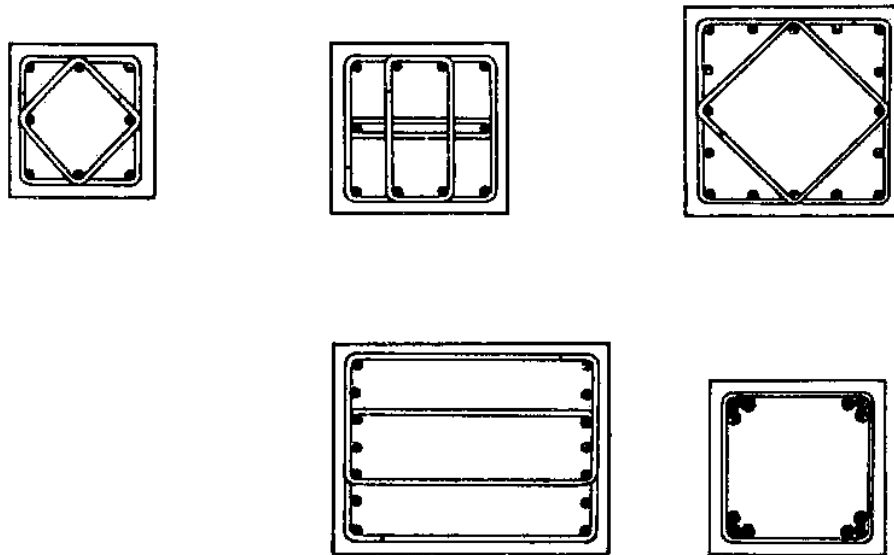
تصویر ۶-۱ انواع ستونهای بتن آرمه

استفاده می‌شود، در اینحال گاهی آرماتورهای طولی اضافی نیز در

ستون به کار می رود. تصویرج-۱-۶ و د-۱-۶ دو نوع متداولتر این ستونها را نشان می دهد. در تصویرج-۱-۶ مقطع مرکبی نشان داده شده است که در آن یک نیمرخ فولادی در داخل بتن مدفون شده و علاوه بر آن، مقطع به وسیله میلگردهای طولی و آرماتورهای عرضی (تنگهای مجزایا آرماتور مارپیچ) اضافی مسلح شده است. تصویرد-۱-۶ نیز نوع دیگری از ستونهای مرکب را نشان می دهد که در آن لوله یا قوطی فولادی یک هسته بتنی را، که ممکن است مسلح به میلگردهای طولی نیز باشد، دربر می گیرد.

از بین انواع فوق، معمولترین نوع ستونها در ساختمانهای بتن آرمه ستونهای با تنگ بسته است. در این ستونها معمولاً از مقطع به شکل مربع استفاده شده و میلگردهای طولی به طور یکنواخت در پیرامون مقطع قرار داده می شوند. با اینحال در مواردی که لنگر خمشی وارد بر ستون قابل ملاحظه باشد برخی طراحان مقطع مستطیل شکل را ترجیح می دهند. نحوه توزیع میلگردهای طولی در مقطع (به طور یکنواخت در پیرامون مقطع یا تنها در دو وجه مقابل) نیز به سلیقه طراح بستگی دارد. معمولاً در ستونهایی که در آنها لنگر خمشی نقش جدی ندارد از توزیع یکنواخت آرماتورها استفاده می شود. در مواردی که به علت زیاد بودن بار وارد بر عضو در صد قابل ملاحظه ای آرماتور طولی برای آن لازم باشد به طوری که تأمین آن در مقطع مستلزم قرار دادن مقدار زیادی میلگرد باشد برای کاهش تراکم آرماتورها و در نتیجه تسهیل در امر جادادن بتن می توان از گروه میلگردها استفاده کرد. این گروهها معمولاً متشکل از سه یا چهار میلگردند که مستقیماً " به هم بسته شده و در گوشه های مقطع قرار داده میشوند. از نظر محاسباتی هر گروه میلگرد به صورت یک واحد تلقی می شود که سطح مقطع آن برابر مجموع سطح مقطع میلگردهای گروه است. در تصویر ۲-۶ چند نمونه آرماتورگذاری مقاطع ستونها همراه با آرماتورهای عرضی نشان داده شده است.

آرماتورهای عرضی در ستونها چند وظیفه انجام می دهد. اول اینکه آرماتورهای طولی را در محل خود نگه می دارند تا بتن ریزی انجام شود، و دوم اینکه با تأمین اتکاء جانبی برای میلگردهای طولی از کمابیش آنها و متلاشی کردن پوشش مقطع جلوگیری می کنند و بدین ترتیب تمایل



تصویر ۲-۶ چند نمونه از آرماتورگذاری مقاطع مربع و مستطیل شکل

به‌کمانه‌کردن میلگردهای طولی را تنها به فاصله بین هر دو تنگ متوالی محدود می‌کنند.

ضوابط زیر توسط آیین‌نامه برای تنگهای ستونها وضع شده است:
 الف) کلیه میلگردهای طولی ستونها باید به وسیله تنگهای با حداقل قطر ۱۰ میلی‌متر محصور شوند. از سیمهای آجدار یا شبکه‌های سیمی جوش‌شده نیز می‌توان برای این منظور استفاده کرد.

ب) فاصله بین تنگها نباید از هیچ‌یک از سه مقدار ۱۶ برابر قطر میلگردهای طولی، ۴۸ برابر قطر میلگرد یا سیم‌تنگ و کوچکترین بعد مقطع تجا و زکند.

ج) تنگها باید طوری تنظیم شوند که میلگردهای گوشه‌های مقطع وسایر میلگردها به صورت یک در میان در گوشه‌های تنگهایی که زاویه داخلی گوشه‌ها از ۱۳۵ درجه تجا و زکند قرار گیرند، به علاوه، فاصله آزاد هیچ میلگرد غیر گوشه از میلگردهای طرفین (که در گوشه قرار دارند) نباید از ۱۵ سانتی‌متر تجا و زکند.

د) در مواردی که میلگردهای طولی در مقطع روی محیط یک دایره توزیع می‌شوند می‌توان از تنگهای دایروی با همان ضوابط بندهای الف و ب فوق استفاده کرد.

در تصویر ۲-۶ چند نمونه از نحوه قرار دادن تنگها در مقاطع نشان داده شده است .

در ستونهای دورپیچ شده آرماتور عرضی به شکل مارپیچ به گام کوچک دور میلگردهای طولی را می گیرد (تصویر ب-۱-۶). آرماتور مارپیچ علاوه بر وظایفی که در بالاتر شرح شد سبب افزایش مقاومت و تغییر شکل پذیری ستون نیز می شود که در بخش ۳-۶ به آن اشاره خواهد شد . مطابق آیین نامه فاصله آزاد بین مارپیچها نباید از $2/5$ سانتیمتر کمتر و از 8 سانتی متر بیشتر باشد . (باید توجه داشت که گاهی برای سهولت اجراء به جای تنگهای بسته مجزا از آرماتور عرضی مارپیچی استفاده می شود که در آن گام مارپیچ برابر فاصله بین تنگهای مجزا است . این ستونها اگرچه در ظاهر دارای آرماتور مارپیچند از نظر محاسباتی یک ستون دورپیچ شده محسوب نمی شوند و کاملاً مشابه ستون با تنگ بسته اند) . مطابق آیین نامه حداقل قطر میلگرد مارپیچ 10 میلیمتر است .

سطح مقطع آرماتورهای طولی نباید از 1 درصد مساحت مقطع کمتری از 8 درصد آن بیشتر باشد . تنها در مواردی که مساحت مقطع بیش از مقدار مورد نیاز برای تحمل بار وارده باشد مطابق آیین نامه می توان سطح کوچکتری را مبنای محاسبه آرماتور لازم قرار داد ، اما بهرحال نسبت آرماتور ρ_g ، نباید کمتر از $0/005$ مساحت کل مقطع به کار رفته باشد . هدف اصلی آیین نامه از بکار بردن حداقل آرماتور طولی این است که نوع گسیختگی ستون را از گسیختگی ستونهای غیر مسلح ، که بسیار ناگهانی و غیر قابل پیش بینی است ، متمایز سازد . فلسفه قرار دادن حدبسیالاً برای نسبت آرماتور در ستونها ، از سوی دیگر ، تنها اجتناب از مشکلات آرماتور گذاری است زیرا اگر فاصله آزاد مناسبی بین آرماتورهای طولی در ستون رعایت شود اصولاً " نمی توان چیزی بیش از $\rho_g = 0/08$ آرماتور طولی در مقطع جا داد .

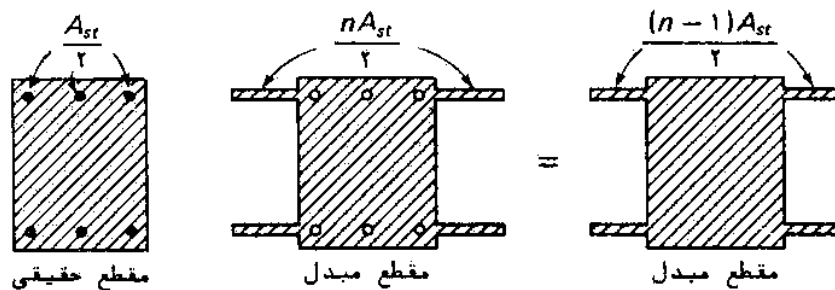
در ستونهای با تنگ بسته یا با آرماتور مارپیچ فاصله آزاد بین میلگردهای طولی نباید از هیچیک از دو مقدار $1/5d_b$ و 4 سانتیمتر کمتر باشد (d_b قطر میلگرد طولی است) . مطابق آیین نامه محدودیت مربوط به حداقل فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد بین یک وصله پوششی و میلگردها یا وصله های مجاور نیز رعایت شود . حداقل پوشش بتن

روی میلگردهای طولی، تنگها و ما. رپیچها نیز مانند آنچه در مورد آرماتور تیرها بیان شد برابر ۴ سانتیمتر است.

حداقل تعداد میلگرد طولی در مواردی که میلگردها روی محیط یک دایره توزیع می‌شوند و در مواردی که از تنگهای بسته مستطیلی (یا مربعی) استفاده می‌شود ۴ (یک میلگرد در هر گوشه) است.

۶-۳- رفتار ستونها تحت بار محوری

ستونها نیز مانند سایر اعضای بتن آرمه دو مرحله مشخص در رفتار خود بروزی دهند: رفتار الاستیک خطی و رفتار غیرخطی. اگر یک ستون کوتاه بتن آرمه تحت اثر بار محوری قرار گیرد مشاهده می‌شود که در ابتدای بار گذاری، به علت کوچک بودن تنشهای مقطع، رفتار ستون الاستیک و خطی است. در این حال تنشهای مقطع را می‌توان با استفاده از مقطع مبدل بسادگی به دست آورد. بدین ترتیب که اگر A_g سطح کل مقطع ستون، A_{st} سطح مقطع کل آرماتورهای طولی و $n = E_s/E_c$ نسبت مدولی باشد با توجه به تصویر ۶-۳ تنشهای بتن و فولاد تحت اثر بار P و در ستون با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شوند:



تصویر ۶-۳ مقطع مبدل در فشار محوری

$$\begin{cases} f_c = \frac{P}{A_g + (n-1)A_{st}} \\ f_s = n f_c \end{cases} \quad (6-1)$$

در طی مراحل افزایش بار چنانچه مقدار بار ثابت نگهداشته شود نسبت باری که توسط فولاد و بتن حمل می‌شود به طور پیوسته تغییر می‌کند.

این مسئله به علت ظهور پدیده های خزش و افت بتن است که در نتیجه آن تنش بتن تدریجا " کاهش یافته و تنش در فولاد افزایش می یابد. بنابراین این تعیین دقیق تنشها تحت بارهای بهره برداری (یعنی در شرایطی که هر دو ماده بتن و فولاد در ناحیه رفتار خطی خود قرار دارند) امر ساده ای نیست.

از سوی دیگر، بار نهایی یک ستون یک کمیت نسبتا " مشخص و تقریبا " مستقل از تاریخچه بارگذاری است. بدین ترتیب که، به علت چسبندگی فولاد و بتن، تغییر طول نسبی این دو ماده در طول بارگذاری یکسان می ماند. در نتیجه، با افزایش بار وقتی تغییر طول نسبی قطعه به ϵ_p می رسد فولاد تسلیم شده و از آن پس تنش در آن برابر f_y می ماند. اما باید توجه داشت که در این مرحله هنوز ستون به بار نهایی خود نرسیده است زیرا بتن همچنان می تواند به مقاومت در مقابل بار ادامه دهد. مقاومت نهایی قطعه وقتی حاصل می شود که در پی افزایش بیشتر بار بتن نیز به مقاومت فشاری خود برسد.

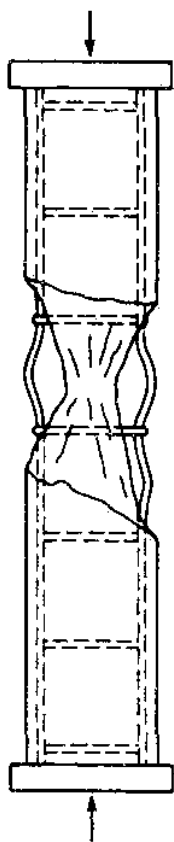
بدین ترتیب مشخص می شود که مقاومت نهایی یک ستون تابع مقاومت تسلیم فولاد و مقاومت فشاری بتن به کار رفته در آن است. در بخش ۲-۳-۱ اشاره شد که مقاومت فشاری بتن تابع سرعت بارگذاری است. هر چه سرعت بارگذاری کمتر باشد مقاومت فشاری نیز کمتر خواهد بود. با توجه به این مطلب که باری که بر یک ستون واقعی در سازه وارد می شود، برخلاف بارهایی که برای آزمایش ستونها در آزمایشگاه به کار می روند، به آرامی و در ضمن تکمیل مراحل ساخت به آن وارد می شود منطقی است که در تعیین مقاومت ستونها کسری از مقاومت فشاری f'_c در نظر گرفته شود. نتایج آزمایش نشان می دهد که برای این منظور تنش $0.85f'_c$ مناسب است. بنابراین مقاومت اسمی یک عضو فشاری تحت بار محوری برابر خواهد بود با

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (۲-۶)$$

لازم به تذکر است که این رابطه در صورتی صحیح است که ضریب لاغری عضو به اندازه کافی کم باشد تا کاهش سبب نقصان ظرفیت و گسیختگی زودرس ستون نشود (اثر لاغری اعضاء فشاری بر مقاومت آنها در بخش پایانی این

فصل بررسی خواهد شد).

تا زمانی که مقدار بار به P_0 نرسیده است آرماتور عرضی تأثیر محسوسی بر مقاومت ستون ندارد و در نتیجه ستونهای باتنگ بسته و ستونهای دورپیچ شده رفتار مشابهی دارند. اما رفتار این دو نوع ستون پس از رسیدن به مقاومت P_0 کاملاً متفاوت است. ستون باتنگ بسته دارای گسیختگی ترد است، به طوری که بار رسیدن بار به P_0 فوراً می‌شکند. این شکستگی، که مشابه شکستگی نمونه‌های استوانه‌ای در آزمایش فشار است، با خرد شدن بتن و کمانه کردن میلگردهای طولی در فاصله آزاد بین تنگها همراه است. تصویر ۴-۶ یک ستون باتنگ بسته را پس از گسیختگی نشان می‌دهد.

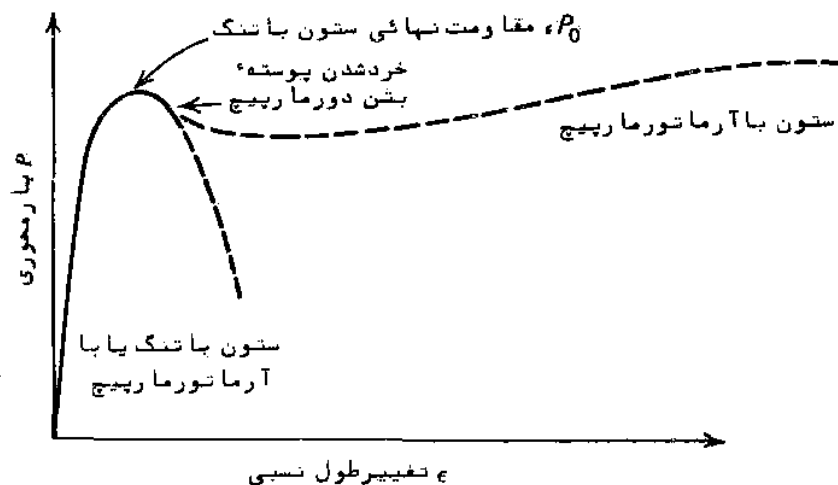


تصویر ۴-۶ گسیختگی ستونهای باتنگ بسته

از سوی دیگر در یک ستون دورپیچ شده، پس از اینکه مقدار بار به P_0 میرسد، ابتداء پوسته خارجی مقطع (پوشش بتنی دور آرماتور مارپیچ) ترک خورده و از بقیه ستون کنده می‌شود. در نتیجه، سطح مقطع بتن کاهش یافته و ظرفیت مقطع تقلیل می‌یابد، اما فاصله بین حلقه‌های آرماتورهای مارپیچ معمولاً به اندازه‌ای کم است که از کمانه کردن میلگردهای طولی جلوگیری می‌کند و در نتیجه میلگردهای طولی به تحمل بار ادامه می‌دهند. در این

حال، تغییر شکل‌های بیشتری در ستون به وجود می‌آید و بتن محصور در داخل مارپیچ به مارپیچ اتکاء میکند. این مسئله سبب اعمال عکس العمل محدودکننده از جانب مارپیچ به هسته بتن می‌شود و تنش شعاعی حاصل از این امر ظرفیت تحمل بار هسته بتن را افزایش می‌دهد. بدین ترتیب،

علی‌رغم ازدست رفتن پوسته^۶ خارجی مقطع، مقاومت نهایی ستون به مقداری بزرگتر از P_0 افزایش می‌یابد. سرانجام ستون در اثر تسلیم شدن آرماتور مارپیچ یا گسیخته شدن آن خواهد شکست و همان‌طور که در بالا اشاره شد این شکستگی می‌تواند در باری به مراتب بزرگتر از باری که سبب خرد شدن و ریختن پوسته^۶ مقطع است (رابطه^۶ ۲-۶) صورت گیرد. تصویر ۵-۶ منحنی تغییر طول ستون بر حسب بار محوری را برای دو ستون مشابه از نظر سطح مقطعهای بتن و فولاد، یکی باتنگ بسته و دیگری با آرماتور مارپیچ، نشان می‌دهد. همان‌طور که در این تصویر مشاهده می‌شود گسیختگی یک



تصویر ۵-۶ مقایسه^۶ منحنیهای بار بر حسب تغییر طول در انواع ستونها

ستون دور پیچ شده، برخلاف ستون باتنگ، با تغییر شکل زیاد همراه است و به عبارت دیگر، ستونهای دارای تنگ گسیختگی ترد و ستونهای دور پیچ شده گسیختگی نرم دارند.

نتایج تئوری و تجربه نشان داده است که مقاومت اسمی (نهایی) یک ستون دور پیچ شده را می‌توان با رابطه زیر محاسبه کرد

$$P_n = \left(0.85 f'_c + 8/2 \frac{f_y A_{sp}}{d_s s} \right) A_{cc} + f_y A_{st} \quad (۶-۳)$$

که در آن d_s قطر دایره مارپیچ، A_{sp} سطح مقطع میلگرد مارپیچ، s گام

مارپیچ و A_{cc} سطح خالص بتن در هسته مقطع است. با توجه به اینکه $A_{cc} = A_c - A_{st}$ که در آن A_c کل مساحت هسته مقطع است رابطه (۶-۳) را می‌توان به صورت زیر نوشت

$$P_n = 0.85f'_c A_{cc} + 2/0.5 f_y V + f_y A_{st} \left(1 - \frac{1/2 A_{sp}}{d_s s}\right) \quad (6-4)$$

که در آن $V = A_{sp} \pi d_s / s$ حجم آرماتور مارپیچ در واحد طول هسته ستون است. اگر آرماتور مارپیچ به وسیله حجم معادلی از میلگردهای طولی جایگزین شود در آن صورت V معرف سطح مقطع میلگردهای طولی خواهد بود. بنابراین رابطه (۶-۴) نشان می‌دهد که فولادی که به صورت مارپیچ در ستونها به کار می‌رود تقریباً "دو برابر موثرتر از همان حجم میلگرد طولی در افزایش مقاومت فشاری است. اما باید توجه داشت که مقاومت فشاری بالای در ستونها با آرماتور مارپیچ تنها پس از تغییر شکل زیاد قابل حصول است. از این رو در آیین نامه ACI استفاده از آرماتور مارپیچ به خاطر افزایش تغییر شکل پذیری ستون و نه افزایش مقاومت تجویز شده است. بنابراین لازم است استفاده از آرماتور مارپیچ به مقداری محدود شود که مقاومت نهایی ستون طبق رابطه (۶-۴) برابر یا قدری بیشتر از مقاومت نظیر خرد شدن پوسته بتن (P_0 از رابطه ۶-۲) باشد، یعنی

$$0.85f'_c A_{cc} + 2/0.5 f_y V + f_y A_{st} \left(1 - \frac{1/2 A_{sp}}{d_s s}\right) > 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

۰/۸۵

بنابراین

$$V_s > 0.415 \frac{f'_c}{f_y} (A_g - A_{cc} - A_{st}) + \frac{1/2 A_{sp} A_{st}}{d_s s} \quad (6-5)$$

که با استفاده از آن می‌توان نوشت

$$\rho_s = \frac{V_s}{A_c} > 0.415 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) + \frac{1/2 A_{sp} A_{st}}{d_s s A_c} \quad (6-6)$$

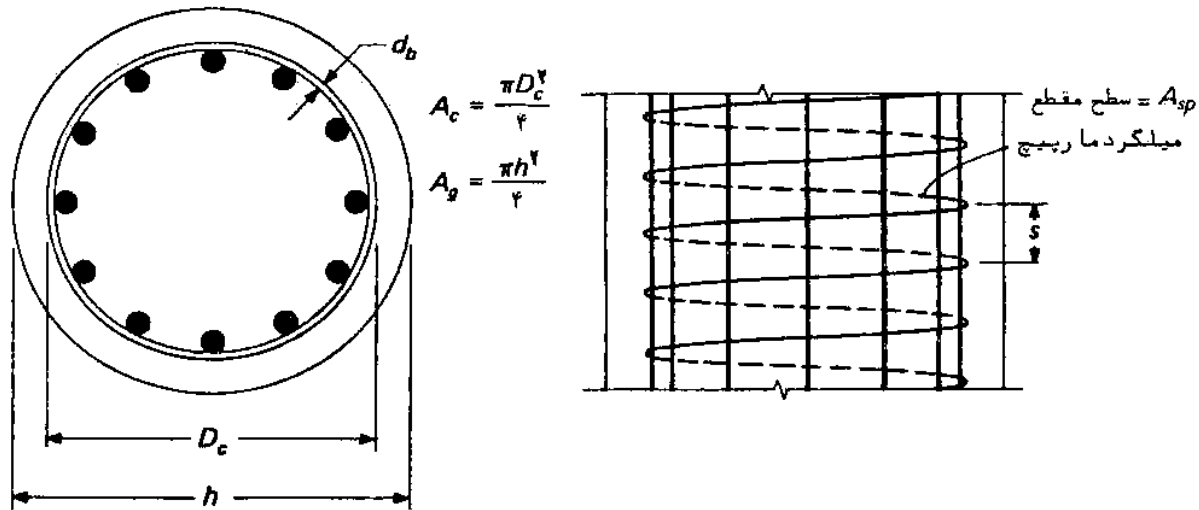
بر اساس این نتیجه آیین نامه رابطه زیر را برای حداقل نسبت آرماتور مارپیچ ارائه کرده است.

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \quad (6-7)$$

به منظور تعیین رابطهای برای محاسبه گام مارپیچ به ازاء ρ_s مشخص می توان با استفاده از تعریف ρ_s (رابطه ۶-۶) و با توجه به تصویر ۶-۶ چنین نوشت

$$\rho_s = \frac{\text{حجم آرماتور مارپیچ در یک حلقه}}{\text{حجم هسته مقطع در یک طول } s} = \frac{A_{sp} \pi (D_c - d_b)}{(\pi D_c^2 / 4) s} \quad (6-8)$$

که در آن D_c قطر هسته مقطع و d_b قطر میلگرد مارپیچ است (تصویر ۶-۶).



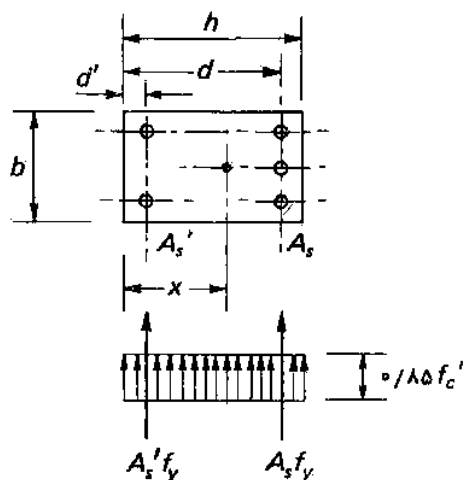
تصویر ۶-۶ پارامترهای یک ستون با آرماتور مارپیچ

نتایج آزمایشهای متعدد نشان داده است که تنگهای بسته مستطیل شکل با فاصله نزدیک نیز مقاومت تغییر شکل پذیری ستونها را افزایش می دهند، اگرچه کارآیی آنها در حد مارپیچهای دایروی نیست. علت امر این است که فشار جانبی از سوی بتن سبب خم شدن شاخه های تنگ می شود و فشار محدودکننده از سوی تنگ تنها در گوشه های تنگ احساس می شود، در حالیکه مارپیچهای دایروی، به علت شکلی که دارند، قادر به اعمال یک فشار یکنواخت محدودکننده در طول محیط می باشند.

به طور خلاصه، مقاومت فشاری اسمی هر دو نوع ستونهای بسته با تنگ بسته و با آرماتور مارپیچ به کمک رابطه (۶-۲) محاسبه می شود. با این تفاوت که در ستونهای با تنگ باید مطابق ضوابط قید شده در بخش ۶-۲

تنگهای بسته قرار داد و در ستونهای با آرماتور مارپیچ باید مطابق ضوابط بخش ۶-۲ و رابطه (۶-۷) از آرماتور مارپیچ استفاده کرد. به علاوه، به علت تغییر شکل پذیری ستونهای از نوع دوم آیین نامه مقدار بزرگتری را برای ضریب کاهش مقاومت، ϕ ، در این ستونها پذیرفته است. مقدار این ضریب برای ستونهای با تنگ بسته برابر 0.7 و برای ستونهای دورپیچ شده برابر 0.75 است.

مطلب دیگری که باید در این بخش با آن آشنا شد مفهوم مرکز پلاستیک است. در برخی موارد مقطع ستون و یا نحوه قرار گرفتن آرماتورها در آن متقارن نیست، مثلاً ممکن است مقطع ستون به شکل T باشد و یا در یک ستون مستطیل شکل آرماتورهای وجوه مقابل نامساوی باشند. در چنین مواردی برای اینکه ستون به صورت



تصویر ۶-۷ مرکز پلاستیک در یک ستون با مقطع نامتقارن

محوری بارگذاری شود امتداد بار باید از مرکز پلاستیک مقطع ستون بگذرد. مرکز پلاستیک در واقع محل اثر برآیند نیروهای مقطع ستون (یعنی نیروهای فولاد و بتن) است وقتی تمام مقطع ستون به طور یکنواخت به تغییر طول نسبی نهایی $\epsilon_u = 0.003$ برسد. با این تعریف بسادگی می توان مرکز پلاستیک هر مقطع مشخص را تعیین کرد. مثلاً برای ستون نشان داده شده در تصویر ۶-۷ مرکز پلاستیک

مقطع محل اثر برآیند سه نیروی داخلی نشان داده شده در همان تصویر است. فاصله این نقطه از وجه سمت چپ مقطع برابر است با

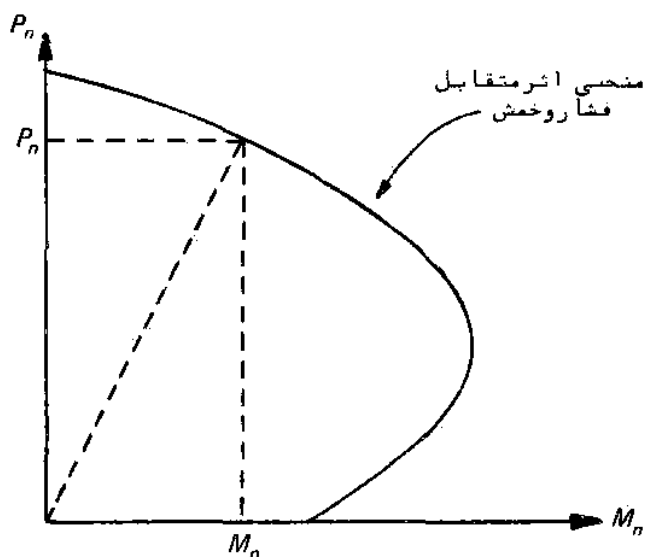
$$x = \frac{0.185f'_c b h^2 / 2 + A_s f_y d + A'_s f_y d'}{0.185f'_c b h + A_s f_y + A'_s f_y} \quad (6-9)$$

بدیهی است که در یک مقطع متقارن مرکز پلاستیک بر مرکز سطح مقطع منطبق است.

۴-۶-۱ اعضا محوری تحت فشار و خمش

اعضای فشاری در سازه‌های بتن آرمه غالباً " تحت اثر لنگر خمشی نیز قرار دارند. لنگرهای خمشی ممکن است در اثر بارهای نامتعادل کفها، در اثر بارهای خارج از مرکز مانند بار جرثقیل در ساختمانهای صنعتی و یا در اثر نیروهای جانبی مانند باد و زلزله به وجود آیند. حتی در صورتی که محاسبات استاتیکی نشان دهد که یک عضو فشاری تحت بار محوری خالص قرار دارد عیوب ساخت مسلماً " سبب ایجاد خروج از مرکزهایی، هر چند هم ناچیز، در بار محوری می شود و این خروج از مرکز در عضو ایجاد خمش می کند. از اینرو است که آیین نامه‌ها در طراحی اعضا فشاری حداقل مقداری برای خروج از مرکز بار قائل می شوند که در جای خود در همین بخش به آن اشاره خواهد شد.

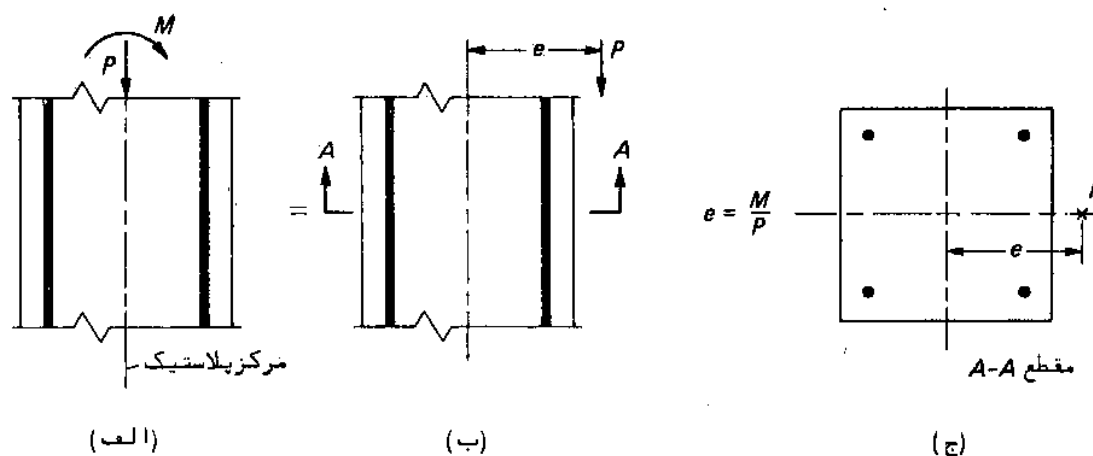
هدف از تعیین مقاومت یک عضو محوری تحت فشار و خمش محاسبه مقدار اسمی P_n و M_n است که به طور همزمان سبب گسیختگی آن عضو می شوند. بدیهی است که برای هر مقطع مشخصی نهایت ترکیب مختلف از نیروی محوری و لنگر خمشی چنین نظری را برآورده می کند. این ترکیبها مقاومتها در روی یک منحنی، که به منحنی اثر متقابل (یا اینتراکشن) فشار و خمش موسوم است قرار دارند (تصویر ۸-۶)، منحنیهای اثر متقابل نقش بسیار مهمی در آنالیز و طراحی اعضا محوری دارند که در همین بخش



تصویر ۸-۶ شکل عمومی منحنی اثر متقابل فشار و خمش

مورد بحث قرار خواهد گرفت .

تصویر الف-۶-۹ یک ستون را تحت اثر همزمان بار محوری P و لنگر خمشی M نشان می‌دهد . چنین ستونی از نظر استاتیکی معادل یک ستون تحت اثر بار P با خروج از مرکز $e = M/P$ نسبت به مرکز پلاستیک مقطع است (تصویر ب-۶-۹) . این مطلب اساس محاسبه عملی مقاومت یاطراحی



تصویر ۶-۹ ستون تحت فشار و خمش یا بار خارج از مرکز معادل

ستونهای بتن آرمه قرار گرفته است . بدین ترتیب که برای هر مقطع مشخص به جای تعیین مقادیر اسمی نیروی محوری و لنگر خمشی مسئله به طور مشخص تر، یعنی به صورت تعیین مقاومت فشاری به ازاء خروج از مرکز معین مطرح می‌شود و یا به جای طراحی در مقابل نیروی محوری و لنگر خمشی ضریب دارمی توان طراحی را برای نیروی محوری با خروج از مرکز معین انجام داد .

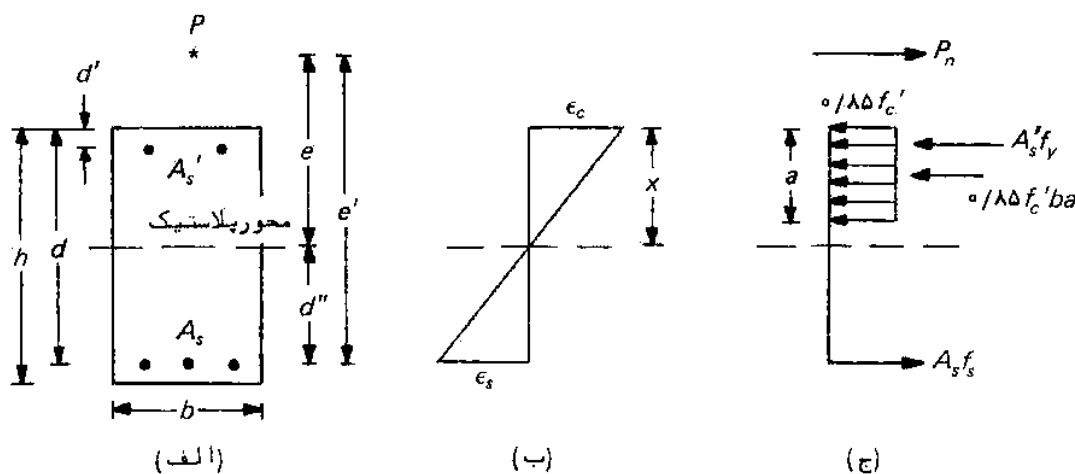
پارا متر خروج از مرکز را می‌توان در منحنیهای اثر متقابل نیز مورد استفاده قرار داد . در این رابطه لازم است توجه شود که در این منحنیها (تصویر ۸-۶) هر خط گذرنده از مبدا مختصات معرف یک نسبت ثابت برای M_n به P_n است ، یعنی این خطوط معرف خروج از مرکزهای بار P_n نسبت به مرکز پلاستیک مقطع است . بدین ترتیب در منحنیهای اثر متقابل، محور قائم نماینده $e = 0$ و محور افقی نماینده $e = \infty$ است .

در ادامه این بخش ابتدا ضمن مطالعه مقاطع مستطیل شکل تحت لنگر خمشی و نیروی فشاری، روش عمومی محاسبه مقاومت ستونها نشان

داده خواهد شد و سپس آنالیز طراحی سایر مقاطع متداول برای ستونها و استفاده از منحنیهای اثر متقابل فشار و خمش بررسی خواهند شد.

۱-۴-۶-۱ اعضا فشاری با مقطع مستطیل شکل

تصویر ۱-۴-۶-۱ یک مقطع مستطیل شکل با میلگردهای متمرکز در دو وجه مقابل را که تحت اثر بار خارج از مرکز به لحظه نهایی مقاومت رسیده است نشان می دهد. در تصاویر ۱-۴-۶-۱ و ۱-۴-۶-۱ نیز به ترتیب دیاگرامهای تغییر طول نسبی و نیروهای مقطع نشان داده شده است. بدیهی است که توزیع تنش در مقطع بستگی به مقدار خروج از مرکز دارد. در این بخش حالات مختلف توزیع تنش که ممکن است به وجود آید و نیز مقاومت اسمی ستون در هر یک از این حالات بررسی خواهند شد. توزیع تنشی که در تصویر ۱-۴-۶-۱ نشان داده شده است مربوط به حالتی است که مقدار خروج از مرکز زیاد باشد. تذکر این مطلب لازم است که نتایج آزمایشهای متعدد نشان داده است که در ستونها نیز مانند مقاطع خمشی می توان از بلوک تنش معادل به جای توزیع واقعی تنش در قسمت فشاری مقطع بتن استفاده کرد. ارتفاع این بلوک تنش برابر $a = \beta_1 x$ است که در آن β_1 از رابطه (۳-۹) به دست می آید.



تصویر ۱-۴-۶-۱ یک مقطع مستطیل شکل در لحظه نهایی مقاومت

در محاسباتی که در ادامه این بخش خواهد آمد پارامترهای مربوط

به ابعاد مقطع، مطابق تصویر الف-۶، با d, h, b و d' ، فاصله مرکز پلاستیک تا آرماتورهای کششی با d'' آرماتورهای نزدیک‌تر به با A'_s و آرماتورهای دورتر با A_s ، خروج از مرکز با نسبت به مرکز پلاستیک مقطع با e و فاصله محل اثر بار از مرکز سطح آرماتورهای A_s با e' نمایش داده می‌شود.

در محاسبات مربوط به مقاومت ستونها تغییر طول نسبی نهایی بتن، مانند آنچه در مورد خمش عمل شد، برابر $0/003$ گرفته می‌شود. به علاوه، فرض می‌شود که هنگام رسیدن به مقاومت اسمی ستون آرماتور فشاری تسلیم شده باشد. این فرض در اغلب موارد صحیح است، اما به هر حال پس از پایان محاسبه در هر مسئله صحت این فرض باید کنترل شود و در صورت لزوم اصلاحات مقتضی در روابط مربوطه انجام شود.

با استفاده از تعادل نیروهای مقطع در تصویر ج-۱-۶ می‌توان

نوشت:

$$P_n = 0/85 f'_c ab + A'_s f_y - A_s f_s \quad (6-10)$$

همچنین تعادل لنگ نیروها نسبت به مرکز سطح میلگردهای کششی رابطه زیر را به دست می‌دهد:

$$P_n e' = 0/85 f'_c ab (d - 0/5a) + A'_s f_y (d - d') \quad (6-11)$$

گاهی اوقات راحت‌تر است که از خروج از مرکز با نسبت به مرکز پلاستیک مقطع استفاده شود. در این صورت با گرفتن لنگ نیروها نسبت به مرکز پلاستیک رابطه زیر حاصل می‌شود

$$P_n e = 0/85 f'_c ab (d - d'' - 0/5a) + A'_s f_y (d - d' - d'') + A_s f_s d'' \quad (6-12)$$

در روابط فوق از کاهش سطح مقطع بتن در اثر وجود آرماتور فشاری A'_s صرف نظر شده است. اگر در نظر باشد که روابط مورد استفاده از دقت بیشتری برخوردار باشند تنها کافی است به جای تنش آرماتور فشاری f_y ، مقدار $f_y - 0/85 f'_c$ جای نشین شود.

لازم است اشاره شود که مقاطع بتن آرمه معمولاً به صورت متقارن مسلح می شوند، یعنی در مورد مقطع مستطیلی معمولاً A_s و A'_s برابرند. اما در ادامه محاسبات، حالت کلی تری یعنی مقطع غیر متقارن در نظر گرفته شده است.

در تصویر الف-۱-۶ اگر مقدار خروج از مرکز e زیاد باشد گسیختگی مقطع با تسلیم شدن آرما تورکشی آغاز می شود و له شدن (پکیدن) بتن را در طرف فشاری به دنبال می آورد. از سوی دیگر چنانچه مقدار خروج از مرکز کم باشد، بدون اینکه آرما تورکشی به مقاومت تسلیم برسد بتن در قسمت فشاری مقطع له شده و قطعه گسیخته می شود. بنابراین می توان بین دو حالت اخیر حالت خاصی را جستجو کرد که خروج از مرکز یا ربه اندازهای باشد که با افزایش بار درست در همان لحظه که آرما تورکشی به مقاومت تسلیم میرسد تغییر طول نسبی در دورترین تار فشاری بتن نیز به $0/003$ برسد، به عبارت دیگر گسیختگی به طور همزمان با تسلیم شدن آرما تورهای کششی و له شدن بتن فشاری مقطع رخ دهد. این حالت خاص را حالت متوازن مینامند. خروج از مرکز یا ربه این حالت را با e_b (یا نسبت به آرما تورهای کششی با e'_b) و مقاومت فشاری اسمی ستون را در این حالت با P_b نمایش می دهند. برای تعیین این دو کمیت می توان از دیاگرام تغییر طول نسبی مقطع و روابط تعادل نیروهای مقطع استفاده کرد. بدین ترتیب که ابتدا در دیاگرام تغییر طول نسبی مقطع (تصویر ب-۱-۶) مقدار ϵ_s برابر $\epsilon_y = f_y/E_s$ گرفته می شود و فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع با استفاده از تشابه مثلثها به ترتیب زیر به دست می آید.

$$x_b = \frac{0/003}{f_y/E_s + 0/003} d \quad (6-13)$$

آنگاه با استفاده از رابطه $(6-10)$ و توجه به این مطلب که در حالت متوازن $f_s = f_y$ است و ضمناً $a_b = \beta_1 x_b$ است می توان نوشت

$$P_b = 0/85 f'_c b \beta_1 x_b + (A'_s - A_s) f_y \quad (6-14)$$

سرانجام با جایگزینی رابطه $(6-13)$ در رابطه $(6-14)$ مقاومت فشاری

اسمی ستون در حالت متوازن بدست می‌آید، بنا بر این

$$P_b = 0.85 f'_c \beta_1 b d \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} + (A'_s - A_s) f_y \quad (6-15)$$

برای تعیین e_b نیز تنه‌ها کافی است مقادیر $a_b = \beta_1 x_b$ و P_b که از روابط فوق بدست می‌آیند به ترتیب به جای a و P_n در رابطه (۶-۱۲) قرار داده شده و e_b محاسبه شود.

برای هر مقطع مشخص پس از تعیین e_b می‌توان نوع گسیختگی را برای خروج از مرکز معین پیش‌بینی کرد. اگر مقدار خروج از مرکز e ، بزرگتر از e_b باشد گسیختگی با تسلیم شدن فولاد کششی همراه است و اگر خروج از مرکز کوچکتر از e_b باشد گسیختگی تنها در اثر له شدن بتن صورت می‌گیرد. در اینجا برای سهولت مشخص کردن این دو حالت، رفتار ستون در حالت اول و در حالت دوم به ترتیب رفتار نوع اول و رفتار نوع دوم نامگذاری می‌شود. علاوه بر این دو حالت، حالت دیگری نیز وجود دارد که در آن مقدار خروج از مرکز بزرگتر از اندازه‌ای کم باشد که در تمام مقطع ایجاد فشار شود یعنی آرما توره‌های A_s نیز تحت فشار قرار گیرند. رفتار قطعه را در این حالت می‌توان رفتار نوع سوم نامگذاری کرد. روابط حاکم بر این حالت با روابط مربوط به حالات اول و دوم (روابط ۶-۱۰ و ۶-۱۱ یا ۶-۱۲) تفاوت دارد که در همین بخش به آنها پرداخته خواهد شد.

در ادامه این بخش نحوه محاسبه مقاومت فشاری اسمی ستون‌های مستطیلی کوتاه برای هر یک از سه نوع رفتار فوق مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

رفتار نوع اول - در صورتی که $e > e_b$ باشد گسیختگی با تسلیم شدن آرما تور کششی آغاز می‌شود و پکیدن بتن را به دنبال دارد. بنا بر این با توجه به اینکه $f_s = f_y$ است روابط (۶-۱۰) و (۶-۱۲) به صورت زیر نوشته می‌شوند

$$P_n = 0.85 f'_c a b + (A'_s - A_s) f_y \quad (6-16)$$

$$P_n e = 0.85 f'_c a b (d - d'' - 0.5a) + A'_s f_y (d - d' - d'') + A_s f_s d'' \quad (6-17)$$

با حذف a بین این دو رابطه معادله درجه دومی برای P_n به دست می‌آید که

از حل آن رابطه زیر حاصل میشود:

$$P_n = \frac{0.85 f'_c b d}{\rho' m' - \rho m + 1 - \frac{e'}{d}} \left(\rho' m' - \rho m + 1 - \frac{e'}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + 2 \left[\frac{e'}{d} (\rho m - \rho' m') + \rho' m' \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \right]} \right) \quad (6-18)$$

که در آن

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \quad m' = m \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

همچنین $e' = e + d''$ ، مطابق تصویر الف-۱۰-۶، خروج از مرکز بار نسبت به آرما تورکشی است.

در صورتیکه تصحیح مربوط به کاهش سطح بتن در اثر وجود آرما تور فشاری نیز مورد نظر باشد کافی است در رابطه فوق $m' = m - 1$ گرفته شود. (رابطه ۶-۱۸ را میتوان با استفاده از روابط (۶-۱۰) و (۶-۱۱)، بهمان ترتیب که در بالا عمل شد، نیز به دست آورد).

رفتار نوع دوم - در این حالت $e < e_b$ است و در نتیجه گسیختگی در اثر پکیدن بتن در قسمت فشاری مقطع صورت میگیرد بدون اینکه فولاد کششی تسلیم شود، بنا بر این $f_s < f_y$ است. برای تعیین f_s میتوان از دیاگرام تغییر طول نسبی مقطع استفاده کرد. بدین ترتیب که با استفاده از تشابه مثلثها در تصویر ب-۱۰-۶ میتوان تغییر طول نسبی آرما تورکشی را بر حسب x بدست آورد.

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - x}{x} \quad (6-19)$$

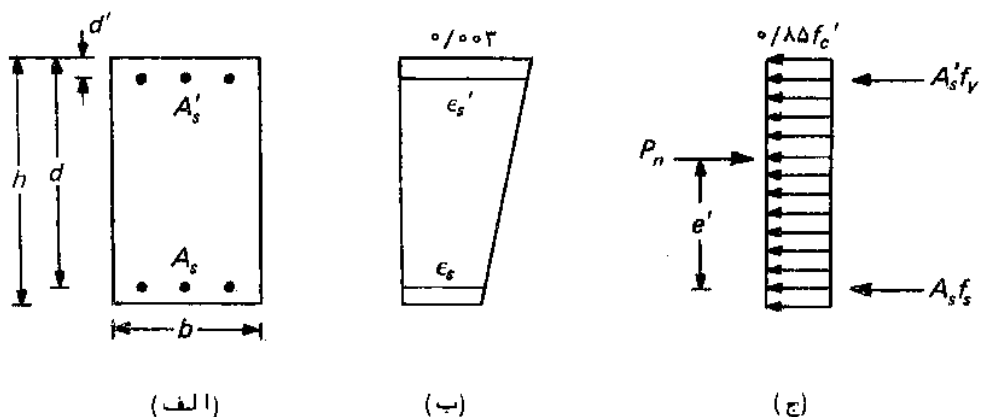
که با استفاده از آن تنش آرما تورکشی برابر خواهد بود با

$$f_s = E_s \epsilon_s = 0.003 E_s \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad (6-20)$$

در صورتی که f_s از رابطه فوق در رابطه (۶-۱۰) قرار داده شود و بیین رابطه حاصل و رابطه (۶-۱۱) حذف شود معادله درجه سومی برای a به دست میآید که از حل آن، به روشهای تحلیلی یا عددی، مقدار a و با

استفاده از رابطه (۶-۱۰) یا (۶-۱۱) P_n بدست می‌آید. علاوه بر این روش از روش دیگری که عمومیت بیشتری دارد و مبتنی بر آزمون و خطا روی دو معادله تعادل (۶-۱۰) و (۶-۱۱) است نیز می‌توان برای آنالیز مقطع استفاده کرد. هر دو روش مذکور ضمن مثالی در این بخش ارائه شده است.

رفتار نوع سوم - در این حالت $e < e_b$ است و فرق آن با رفتار نوع دوم در این است که مقدار خروج از مرکز بسیار کم است به طوری که تمام مقطع، منجمله آرماتورهای A_s ، تحت فشار قرار می‌گیرند. تصویر ۶-۱۱ یک مقطع راه‌راه دیاگرام تغییر طول نسبی آن نشان می‌دهد. از نظر محاسباتی در چنین مواردی برای توزیع تنش در بتن از یک تنش یکنواخت به شدت $0.85f'_c$ در تمام سطح مقطع استفاده می‌شود. تصویر ۶-۱۱ این توزیع تنش قراردادی را نشان می‌دهد.



تصویر ۶-۱۱ یک مقطع مستطیل شکل تحت بار با خروج از مرکز کوچک

با استفاده از تصویر ۶-۱۱ تعادل نیروها به وسیله دورابطه زیر بیان می‌شود.

$$P_n = 0.85f'_c b h + A'_s f_y + A_s f_s \quad (6-21)$$

$$P_n e' = 0.85f'_c b h (d - 0.5h) + A'_s f_y (d - d') \quad (6-22)$$

در این روابط علاوه بر P_n ، تنش f_s نیز نامعلوم است که برای تعیین آن می‌توان ابتدا از رابطه (۶-۲۲) مقدار P_n را به دست آورد و سپس با استفاده

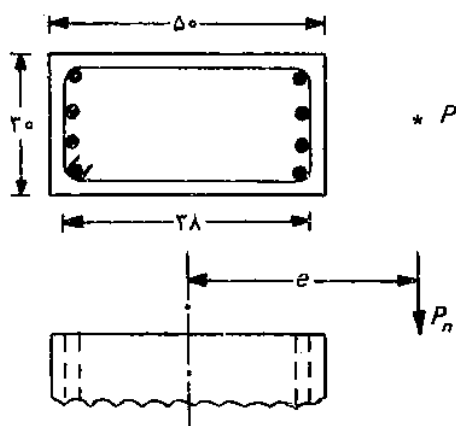
از رابطه (۶-۲۱) مقدار f_s را محاسبه کرد. در صورتی که از این محاسبه برای f_s مقدار منفی به دست آید معلوم میشود که آرماتورهای A_s تحت کشش قرار دارند و در نتیجه رفتار ستون از نوع اول یا دوم است. در صورتی که بار در مرکز پلاستیک مقطع اثر کند حالت فشار محوری به وجود می آید که در آن تغییر طول نسبی در تمام مقطع یکسان است. در این حالت رابطه (۶-۲۱) به صورت زیر درمی آید.

$$P_n = 0.85 f'_c b h + A_{st} f_y \quad (6-23)$$

که این رابطه، صرفنظر از مسئله کم شدن مقطع بتن در اثر وجود فولاد، با رابطه (۶-۲) یکسان است.

مثال ۶-۱ آنالیز ستونی با مشخصات داده شده در تصویر مورد نظر

است. مقاومت فشاری اسمی این ستون را برای خروج از مرکز $e = 50$ سانتیمتر محاسبه کنید. (ابعاد نشان داده شده در تصویر بر حسب سانتیمترند).



$$A_s = A'_s = 4 \Phi 28$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

تصویر ۶-۱۲ مقطع مستطیلی در مثال ۶-۱

حل:

برای آنالیز این ستون ابتدا لازم است مقدار e_b محاسبه شود تا با مقایسه آن با مقدار داده شده e نوع رفتار مشخص شود. با استفاده از روابط (۶-۱۳) و (۶-۱۴) مقادیر a_b و P_b بطریق زیر محاسبه میشوند:

$$x_b = \frac{0.003}{0.002 + 0.003} \times 44 = 26/4 \text{ cm}$$

$$a_b = \beta_1 x_b = 0.85 \times 26/4 = 22/44 \text{ cm}$$

$$P_b = 0.85 \times 200 \times 22/44 \times 30 = 114450 \text{ kg}$$

آنگاه با استفاده از این نتایج و رابطه^۶ (۶-۱۲) میتوان e_b را محاسبه کرد:

$$114450 \times e_b = 0/85 \times 2000 \times 22/44 \times 30 (44 - 19 - 11/22) + \\ 4 \times 6/16 \times 4000 (44 - 6 - 19) + 4 \times 6/16 \times 4000 \\ \times 19 \\ \Rightarrow e_b = 46/5 \text{ cm}$$

(لازم است توجه شود که به جای رابطه^۶ فوق میتوان از رابطه^۶ ساده‌تر (۶-۱۱) استفاده کرده و e'_b را محاسبه کرد و با کم کردن $d'' = 19$ از آن e_b را به دست آورد).

با توجه به نتیجه فوق چون $e = 50 > e_b$ است رفتار قطعه از نوع اول خواهد بود، لذا با استفاده از رابطه^۶ (۶-۱۸) میتوان مقاومت فشاری آن را به ترتیب زیر بدست آورد:

$$\rho = \rho' = \frac{4 \times 6/16}{30 \times 44} = 0/0187 \\ m = \frac{4000}{0/85 \times 2000} = 23/5 \quad , \quad m' = 23/5 \\ P_n = 105905$$

در صورتیکه تعیین مقاومت فشاری اسمی با دقت بیشتری مورد نظر باشد بطوریکه کاهش سطح بتن در اثر وجود آرماتور نیز مورد توجه قرار گیرد کافی است در رابطه^۶ (۶-۱۸) به جای مقدار فوق برای m' مقدار $m - 1 = 22/5$ به کار برده شود در این صورت مقاومت فشاری اسمی برابر 112930 کیلوگرم خواهد شد که با مقدار قبلی در حدود ۶ درصد تفاوت دارد.

مثال ۶-۲- مثال قبل را برای خروج از مرکز $e = 20$ سانتیمتر تکرار کنید و مقاومت فشاری اسمی ستون را محاسبه کنید.

حل :

با توجه به نتایج به دست آمده در مثال قبل برای حالت متوازن مشاهده میشود که چون $e = 20 < e_b$ است رفتار ستون از نوع دوم یا سوم خواهد بود. برای تشخیص قطعی نوع رفتار ابتدا فرض میشود که رفتار ستون از نوع سوم باشد. بنا بر این به ترتیب با استفاده از روابط (۶-۲۲) و (۶-۲۱) و با توجه به اینکه $e' = 20 + 19 = 39$ سانتیمتر است محاسبات زیر انجام میشود:

$$39 \times P_n = 0/85 \times 200 \times 30 \times 50 (44 - 25) + 4 \times 6/16 \times 4000 (44 - 6) \quad (6-22)$$

$$\Rightarrow P_n = 220263 \text{ kg}$$

$$220263 = 0/85 \times 200 \times 30 \times 50 + 4 \times 6/16 \times 4000 + 4 \times 6/16 \times f_s \quad (6-21)$$

$$\Rightarrow f_s = -5410 \text{ kg/cm}^2$$

از آنجا که مقدار به دست آمده برای f_s منفی است رفتار ستون نمی تواند از نوع سوم باشد و به ناچار از نوع دوم خواهد بود.

با توجه به روشی که برای آنالیز رفتار نوع دوم بیان شد ابتدا لازم است با استفاده از رابطه (۶-۲۰) تنش در آرماتور کششی به صورت تابعی

از a تعیین شود:

$$f_s = 0/003 \times 2 \times 10^6 \times \frac{0/85 \times 44 - a}{a} = 6000 \times \frac{37/4 - a}{a}$$

با قرار دادن این عبارت در رابطه (۶-۱۰) رابطه زیر نتیجه میشود:

$$P_n = 0/85 \times 200 \times a \times 30 + 4 \times 6/16 \times 4000 - 4 \times 6/16 \times 6000 \times \frac{37/4 - a}{a}$$

$$\Rightarrow P_n = 5100a + 98560 - 147840 \frac{37/4 - a}{a}$$

سرنجام با قرار دادن عبارت فوق به جای P_n در رابطه (۶-۱۱) معادله درجه سوم زیر بر حسب a بدست میآید

$$a^3 - 10a^2 + 2300a - 84565 = 0$$

که با حل آن به روش آزمون و خطا،

طبق جدول مقابل، مقدار تقریبی a

برابر ۲۹/۴۴ سانتیمتر به دست میآید.

با قرار دادن این مقدار در

رابطه P_n بر حسب a مقادیر فشاری

اسمی ستون به دست میآید که مقدار آن

برابری شود با

$$P_n = 208730 \text{ kg}$$

همانطور که در بحث رفتار نوع دوم نیز بیان شد، به جای روش فوق

a	طرف چپ معادله
۲۵	-۱۷۶۹۰
۲۷	-۱۰۰۷۲
۲۹	-۱۸۸۶
۳۰	-۲۴۳۵
۲۹/۴۴	-۴ ≈ ۰

میتوان مستقیماً " روش آزمون و خطا را در دو معادله $(e-10)$ و $(e-11)$ ، (یا $(e-10)$ و $(e-12)$) به کار برد. روش حل بدین ترتیب خواهد بود که با انتخاب مقداری برای a تنش آرماتور کششی به کمک رابطه $(e-20)$ تعیین میشود که با استفاده از آن در رابطه $(e-10)$ مقدار P_n محاسبه میشود. آنگاه با به کار بردن مقادیر a و P_n میتوان e' را با استفاده از رابطه $(e-11)$ تعیین کرد. در صورتی که e' بدست آمده با e' مسئله تفاوت داشته باشد باید آزمون و خطا را تکرار کرد تا مقادیر به دست آمده داده شده در مسئله تقریباً

a	f_s	P_n	e'
۲۷	۲۲۷۷	۱۸۰۱۴۵	۴۴/۱
۲۹	۱۷۳۸	۲۰۳۶۳۷	$۳۹/۸ > ۳۹$
۳۰	۱۴۸۰	۲۱۵۰۹۳	$۳۸/۰ < ۳۹$
۲۹/۴۴	۱۶۲۲	۲۰۸۷۳۰	۳۹/۰۰

یکسان باشند. P_n

مربوط به آخرین

آزمون جواب مسئله

است. جدول مقابل

مراحل چنین محاسبه های

را برای مثال مورد نظر

نشان میدهد. (لازم است توجه شود که در تعیین آخرین تخمین برای a میتوان از درون یابی خطی بین مقادیر a نظیر e' کوچکتر و بزرگتر از ۳۹ استفاده کرد، یعنی $a = ۲۹ + \frac{۳۰ - ۲۹}{۳۹/۸ - ۳۸} \times ۰/۸ = ۲۹/۴۴$) نتیجه محاسبه برای مقاومت فشاری اسمی همان ۲۰۸۷۳۰ کیلوگرم است که از روش اول نیز به دست آمده بود.

مثال ۳-۶ - با استفاده از نتایج حاصل از دو مثال ۱-۶ و ۲-۶ منحنی اثر متقابل خمش و فشار را برای مقطع مستطیل شکل به کار رفته در این دو مثال به طور تقریبی ترسیم کنید.

حل :

برای مقطع مورد نظر، مقاومت خمشی اسمی را میتوان به کمک روشهای فصل ۳ بسادگی محاسبه کرد: (برای جلوگیری از طولانی شدن بحث، جزئیات محاسبه در اینجا آورده نمی شود).

$$M_0 = ۳۸۲۴۱۷۰ \text{ kg.cm}$$

همچنین مقاومت فشاری محوری اسمی ستون را میتوان به کمک رابطه $(e-2)$ به ترتیب زیر محاسبه کرد

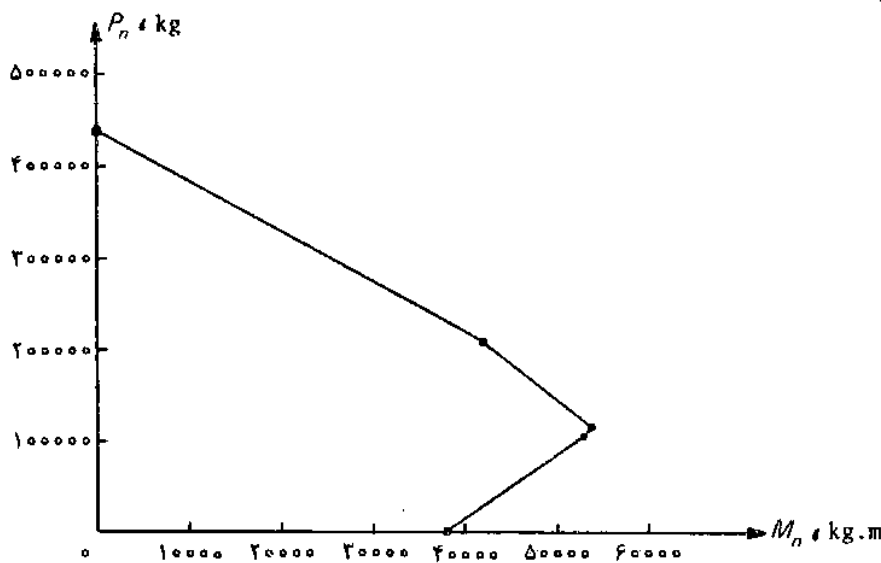
$$P_0 = 0/85 \times 200 \times (30 \times 50 - 8 \times 6/16) + 8 \times 6/16 \times 4000$$

$$= 443740 \text{ kg}$$

حال با استفاده از دو مقدار فوق و نتایج بدست آمده از مثالهای ۶-۱ و ۶-۲ (مربوط به دو خروج از مرکز ۵۰ و ۲۰ سانتیمتر) و مقدار مربوط به حالت متوازن میتوان جدول زیر را تنظیم کرد.

e , cm	P_n , kg	$M_n = P_n e$, kg.m
۰	۴۴۳۷۴۰	۰
۲۰	۲۰۸۷۳۰	۴۱۷۴۶
$e_b = 46/5$	۱۱۴۴۵۰	۵۳۲۲۰
۵۰	۱۰۵۹۰۵	۵۲۹۵۳
∞	۰	۳۸۲۴۲

البته برای ترسیم دقیق منحنی اثر متقابل لازم است نقاط بیشتری از این منحنی به دست آید، یعنی محاسبات از نوع مثالهای ۶-۱ و ۶-۲ به ازاء خروج از مرکزهای دیگری نیز انجام شود. لیکن در این مثال هدف تنها آشنا شدن با چنین منحنیهایی و خصوصیات عمومی آنهاست. تصویر زیر منحنی اثر متقابل فشار و خمش را برای مقطع مورد نظر (به صورت خطوط مستقیم بین نقاط جدول فوق) نشان میدهد.



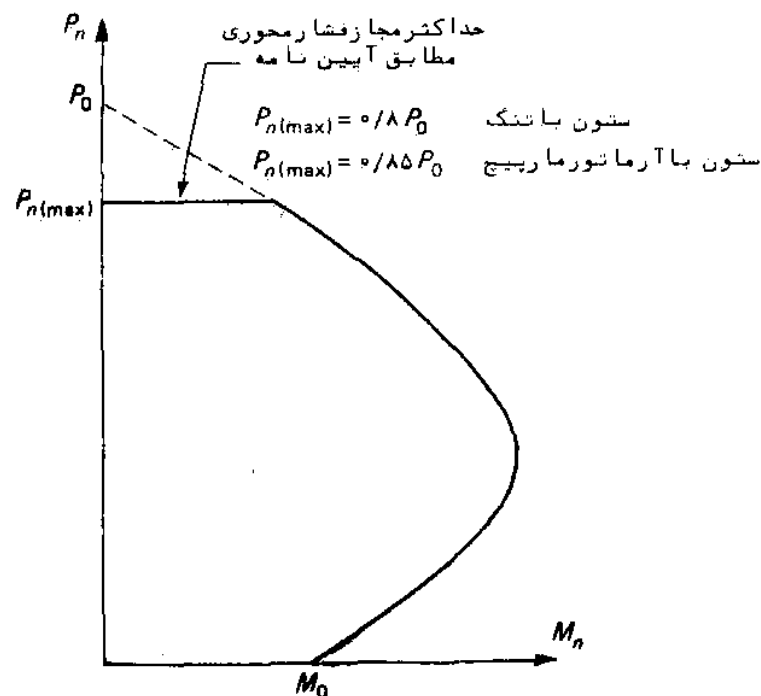
تصویر ۶-۱۳ منحنی اثر متقابل فشار و خمش برای مقطع مستطیلی مثال ۶-۳

۲-۴-۶- ضوابط آیین نامه‌ای محاسبه مقاومت فشاری

از جمله مطالب مهمی که در ارتباط با آنالیز و طراحی اعضا فشاری در آیین نامه مطرح شده است یکی مسئله حداقل خروج از مرکز بار در ستونها و دیگری مقدار ضریب کاهش مقاومت است که در این بخش مورد بررسی قرار میگیرند.

معمولاً در آیین نامه‌ها برای طراحی کلیه ستونها، حتی ستونهایی که از نظر محاسباتی تحت بار محوری قرار دارند، حداقل مقداری برای خروج از مرکز بار منظور میشوند. خروج از مرکز در چنین ستونهایی ممکن است در اثر شرایط انتهایی و یا عدم دقت کافی در ساخت پدید آید. قبل از سال ۱۹۷۷ میلادی مطابق آیین نامه ACI لازم بود که در طرح اعضا فشاری حداقل خروج از مرکز $h/10$ برای ستونهای باتنگ و $h/5$ برای ستونهای دورپیچ شده به کار برده شود. این حداقل خروج از مرکز باید نسبت به هر دو محور اصلی مقطع در نظر گرفته میشد.

از سال ۱۹۷۷ نحوه منظور کردن حداقل خروج از مرکز قدری تغییر



تصویر ۱۴-۶ محدودیت حداکثر فشار محوری در ستونها

کرد. بدین ترتیب که در حال حاضر آیین نامه به جای اعمال حداقل خروج از مرکز برای بار، حد مشخصی برای مقاومت فشاری ستونها قائل میشود و تصریح میکند که در اعضای که تأثیر لاغری در آنها قابل صرف نظر است حداکثر مقاومت فشاری اسمی، $P_{n(max)}$ ، نباید از $0.8P_0$ برای ستونهای باتنگ و از $0.85P_0$ برای ستونهای با آرماتور مارپیچ تجاوز کند (P_0 مقاومت فشاری محوری مطابق رابطه (۶-۲) است). این ضابطه آیین نامه سبب میشود که قسمت فوقانی منحنیهای اثر متقابل فشار و خمش در ستونها مطابق تصویر ۶-۴ اصلاح شود. در ستونهایی که لاغر محسوب میشوند و در نتیجه اثر لاغری در آنها باید در نظر گرفته شود شرط اضافی دیگری در ارتباط با حداقل خروج از مرکز در آیین نامه قید شده است که در جای خود در همین فصل به آن اشاره شده است. اما در این ستونها نیز در هر حال مقاومت فشاری اسمی P_n نباید از $P_{n(max)}$ بیشتر گرفته شود.

مطلب دیگری که باید مورد بررسی قرار گیرد مقدار ضریب کاهش مقاومت، ϕ ، برای ستونهاست. مانند سایر اعضای بتن آرمه، طراحی یک ستون که تحت بار ضریب P_u با خروج از مرکز e قرار دارد بر رابطه زیر استوار است

$$P_u < \phi P_n \quad (6-24)$$

که در آن P_n مقاومت فشاری اسمی ستون برای خروج از مرکز e است. در ستونهایی که تحت خمش قابل ملاحظه ای قرار ندارد (مثلاً "ستونهای با رفتار نوع دوم یا سوم) ضریب کاهش مقاومت برای ستونهای باتنگ بسته به 0.7 و برای ستونهای با آرماتور مارپیچ 0.75 است. با افزایش خروج از مرکز، لنگر خمشی نیز در ستون افزایش می یابد به طوری که تدریجاً "رفتار ستون به رفتار اعضای خمشی متمایل میشود. از آنجا که ضریب کاهش مقاومت برای اعضای خمشی برابر 0.9 است لازم است این ضریب برای اعضای فشاری به نحوی تعریف شود که با افزایش خروج از مرکز مقدار آن از 0.7 (یا 0.75) به مقدار نظیر خمش خالص یعنی 0.9 میل کند. بر این اساس آیین نامه تصریح می کند که در اعضای که در آنها آرماتورها متقارند و f_y از 420 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تجاوز نمی کند و به علاوه مقدار $(d-d')/h$ از 0.7 کوچکتر نیست با کاهش ϕP_n از $0.1f'_c A_g$ تا صفر مقدار

ϕ را میتوان به‌طور خطی از 0.7 (یا 0.75) تا 0.9 افزایش داد. این شرط را میتوان برای دو نوع ستون با تنگ بسته و با آرماتور مارپیج با روابط زیر بیان کرد:

برای ستون با تنگ بسته:

$$\phi = 0.9 - \frac{2\phi P_n}{f'_c A_g} \geq 0.7 \quad (6-25)$$

یا

$$\phi = \frac{0.9}{1 + \frac{2P_n}{f'_c A_g}} \geq 0.7 \quad (6-26)$$

و برای ستون با آرماتور مارپیج:

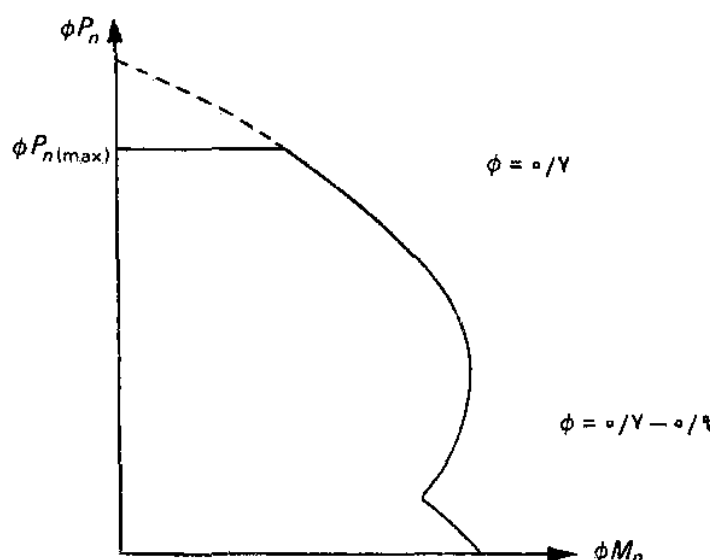
$$\phi = 0.9 - \frac{1/\Delta\phi P_n}{f'_c A_g} \geq 0.75 \quad (6-27)$$

یا

$$\phi = \frac{0.9}{1 + \frac{1/\Delta P_n}{f'_c A_g}} \geq 0.75 \quad (6-28)$$

لازم است توجه شود که دورابطه (۶-۲۶) و (۶-۲۸) برای آنالیز مقاطع و دورابطه (۶-۲۵) و (۶-۲۷) برای طراحی مقاطع (با فرض $P_u = \phi P_n$) مناسبند.

درستونهایی که سه شرط فوق الذکر را دارا نیستند این امکان وجود دارد که $\phi P_n = 0.1 f'_c A_g$ در رفتار نوع اول قرار نگیرند. بنابراین برای



تصویر ۶-۱۵ تأثیر ضریب کاهش مقاومت بر منحنی اثر متقابل فشار و خمش

چنین ستون‌هایی آیین نامه تصریح می‌کند که با کاهش ϕP_n از کوچکترین دو مقدار $0/1f'_c A_g$ و ϕP_b تا صفر، مقدار ϕ را میتوان به طور خطی از $0/7$ (یا $0/75$) تا $0/9$ افزایش داد. با قرار دادن ϕP_b به جای $0/1f'_c A_g$ در روابط (۶-۲۵) تا (۶-۲۸) روابط جدیدی برای اینگونه ستونها حاصل خواهد شد.

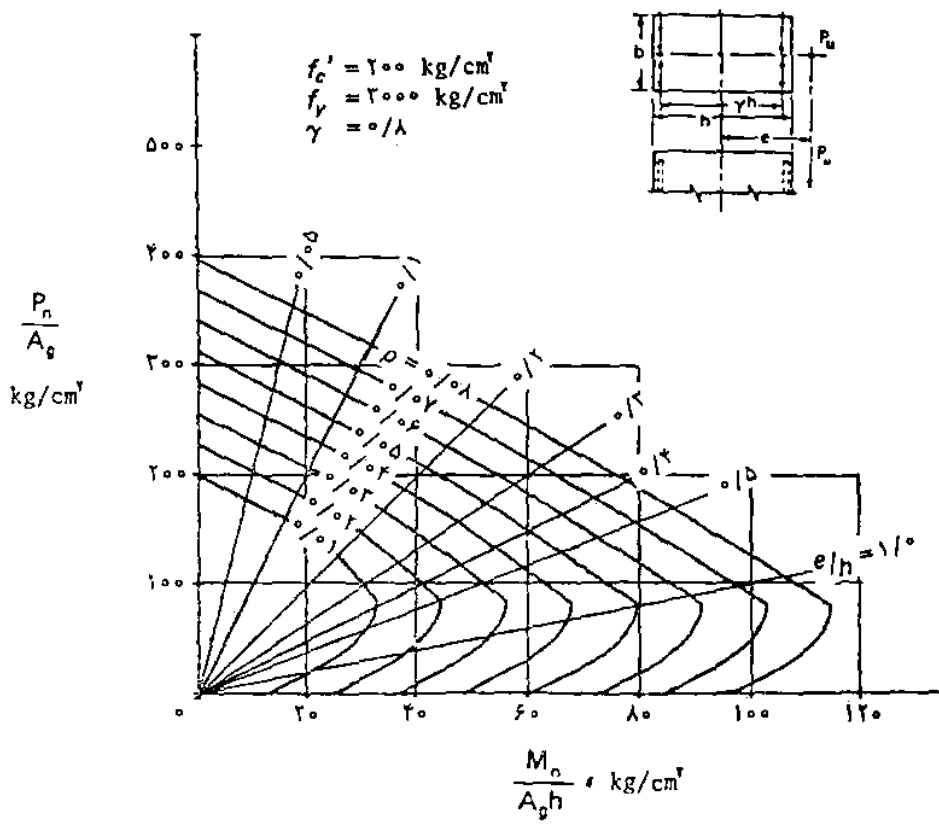
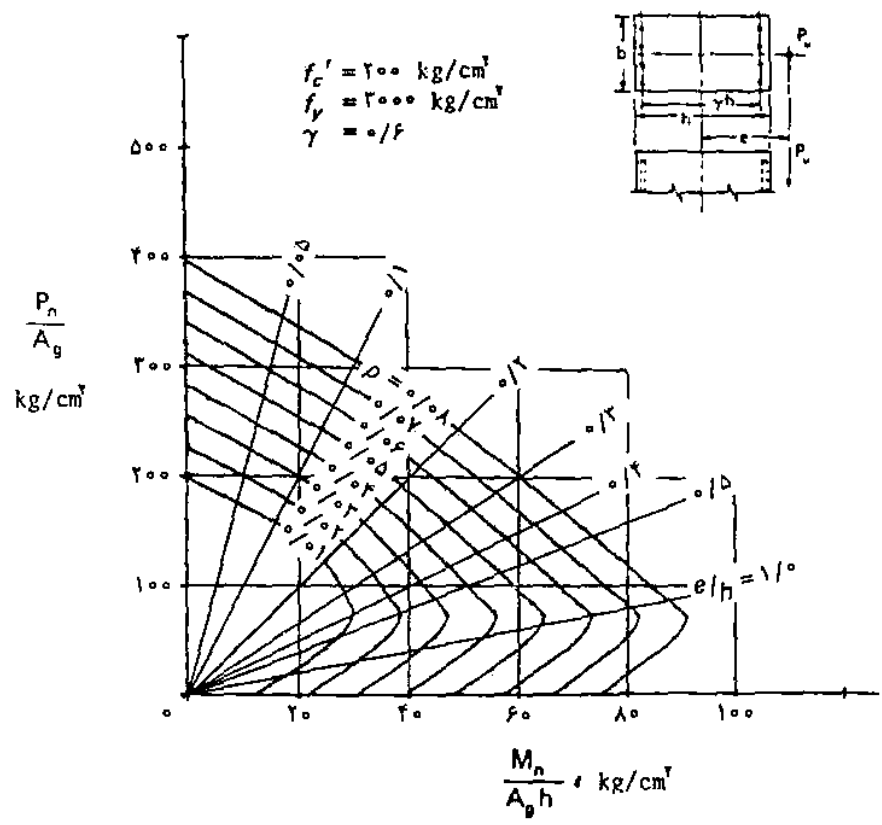
در بسیاری از موارد از منحنیهای اثر متقابل ϕP_n بر حسب ϕM_n برای طراحی ستونها استفاده میشود. در این صورت تغییرات فوق الذکر در مقدار ϕ سبب میشود که قسمت پائینی این منحنیها، مطابق تصویر ۶-۱۵، اصلاح شود.

۳-۴-۶- آنالیز و طراحی ستونها به کمک منحنیهای اثر متقابل

در مثالهای ۶-۱ و ۶-۲ و بخش ۶-۴-۱ روش کلی آنالیز مقاطع فشاری نشان داده شد. همانطور که در این دو مثال مشاهده شد آنالیز ستونها معمولاً به محاسبات طولانی نیاز دارد. مسئله طراحی ستونها با این روش از مسئله آنالیز به مراتب دشوارتر است، زیرا طراحی یک ستون برای یک مقاومت لازم مستلزم انتخاب یک مقطع مشخص، تعیین مقاومت اسمی مقطع و مقایسه آن با مقاومت لازم است. در صورتی که مقطع انتخاب شده جوابگوی مقاومت لازم نباشد باید تغییراتی در ابعاد یا آرماتورهای مقطع به عمل آورد و مراحل قبل را تکرار کرد و این امر باید آنقدر ادامه یابد تا مقاومت محاسباتی مقطع انتخاب شده در حدود مقاومت لازم باشد. میتوان قضاوت کرد که این راه حل معمولاً "بسیار طولانی و از نظر عملی مردود است". از اینرو است که برخی سازمانهای درگیر در صنعت بتن اقدام به تهیه جداول طراحی ستونها یا منحنیهای اثر متقابل برای انواع ستونها کرده اند تا به کمک آنها بتوان آنالیز و طراحی ستونها را به سهولت انجام داد.

همانطور که در بخش ۶-۴ اشاره شد برای یک مقطع مشخص منحنی اثر متقابل در واقع مکان هندسی زوج مقادیر نیروی فشاری و لنگر خمشی است که به طور همزمان سبب گسیختگی آن مقطع میشوند. شکل عمومی منحنیهای اثر متقابل مطابق تصویر ۶-۸ است.

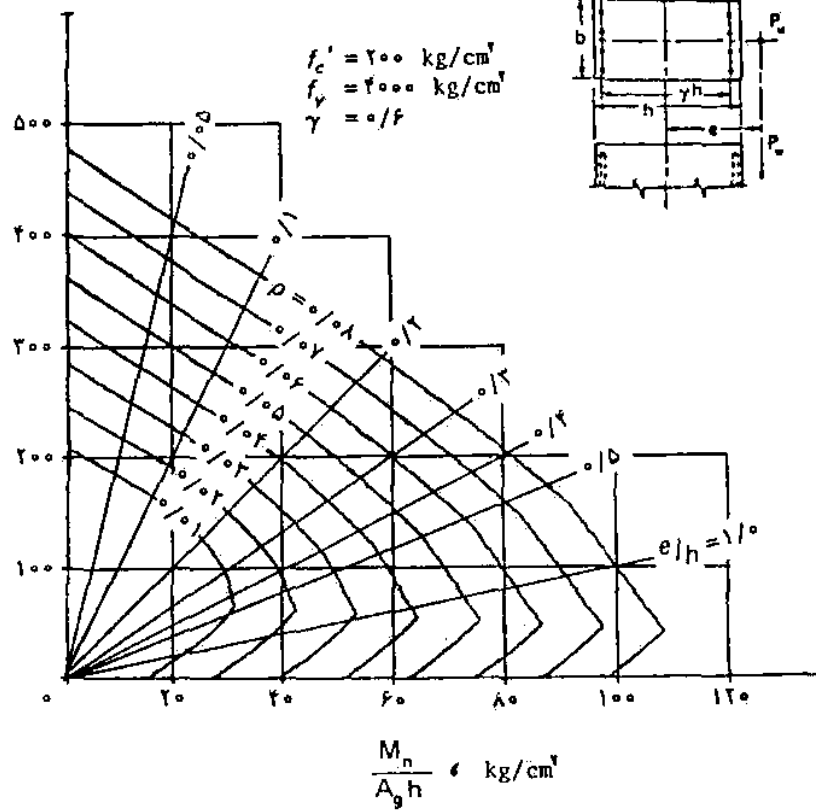
منحنیهای اثر متقابل که در طراحی ستونها مستطیل شکل بکار



تصویر ۱۶-۶ منحنیهای اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در دو طرف مقطع

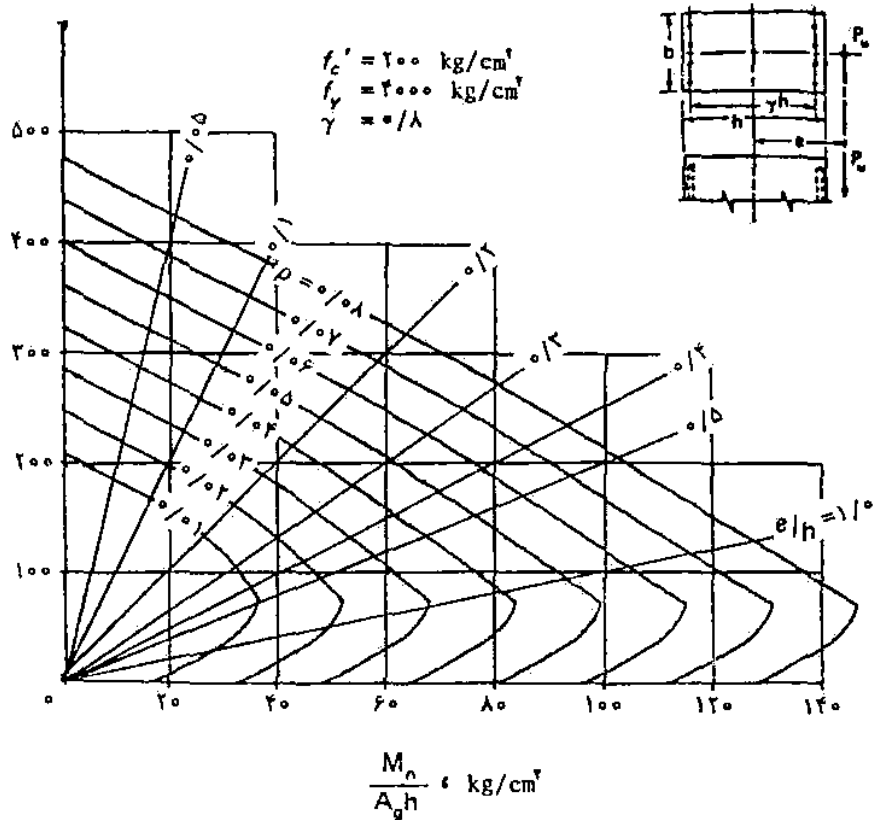
(۳)

$\frac{P_n}{A_g}$
kg/cm²

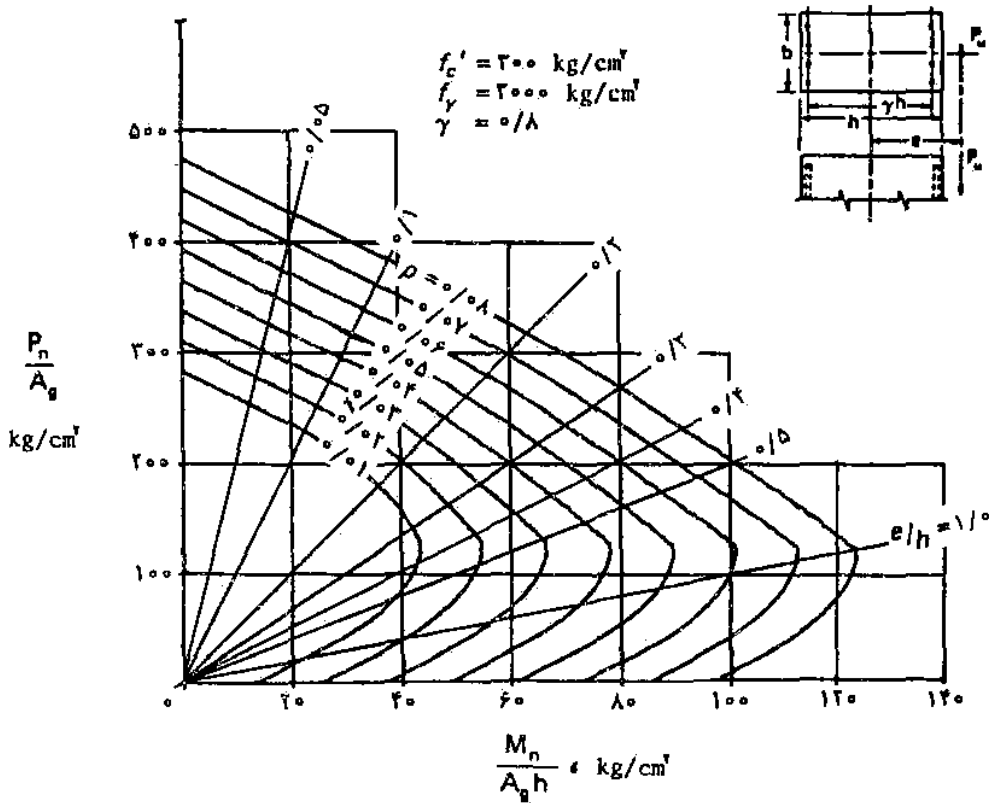
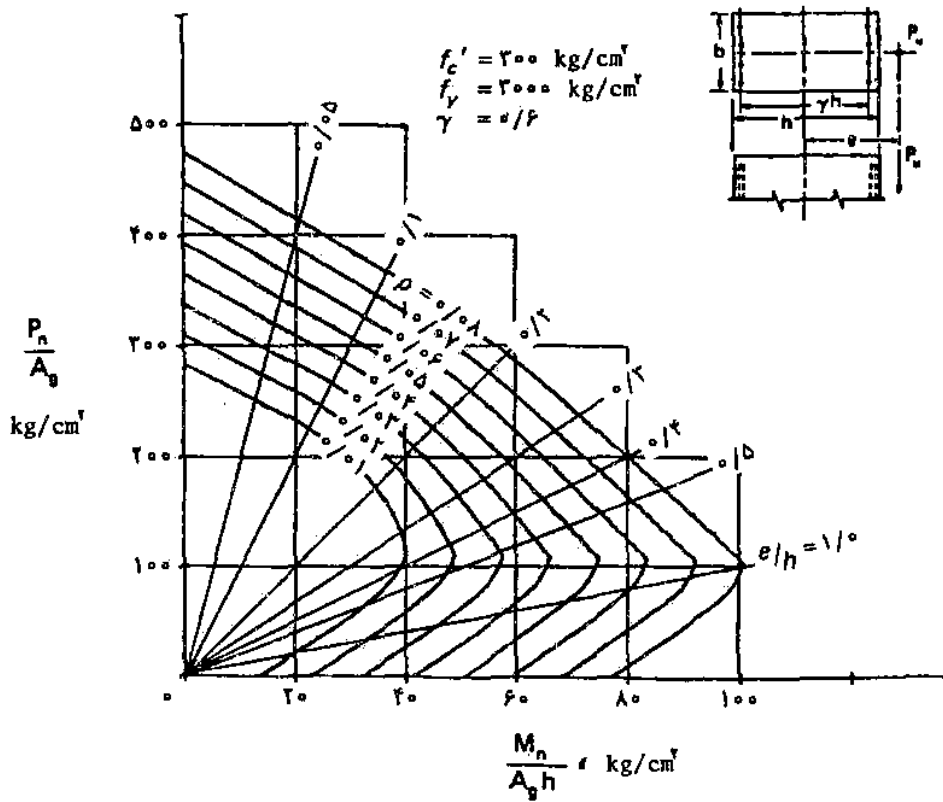


(۴)

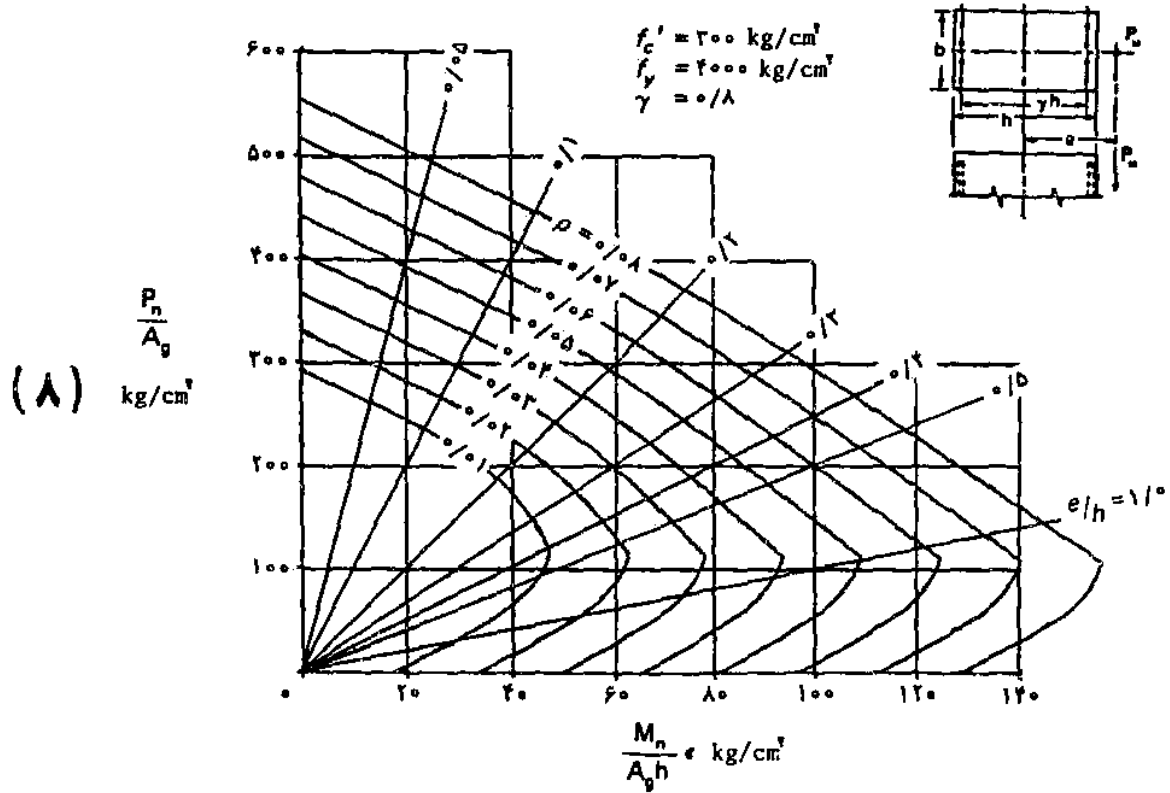
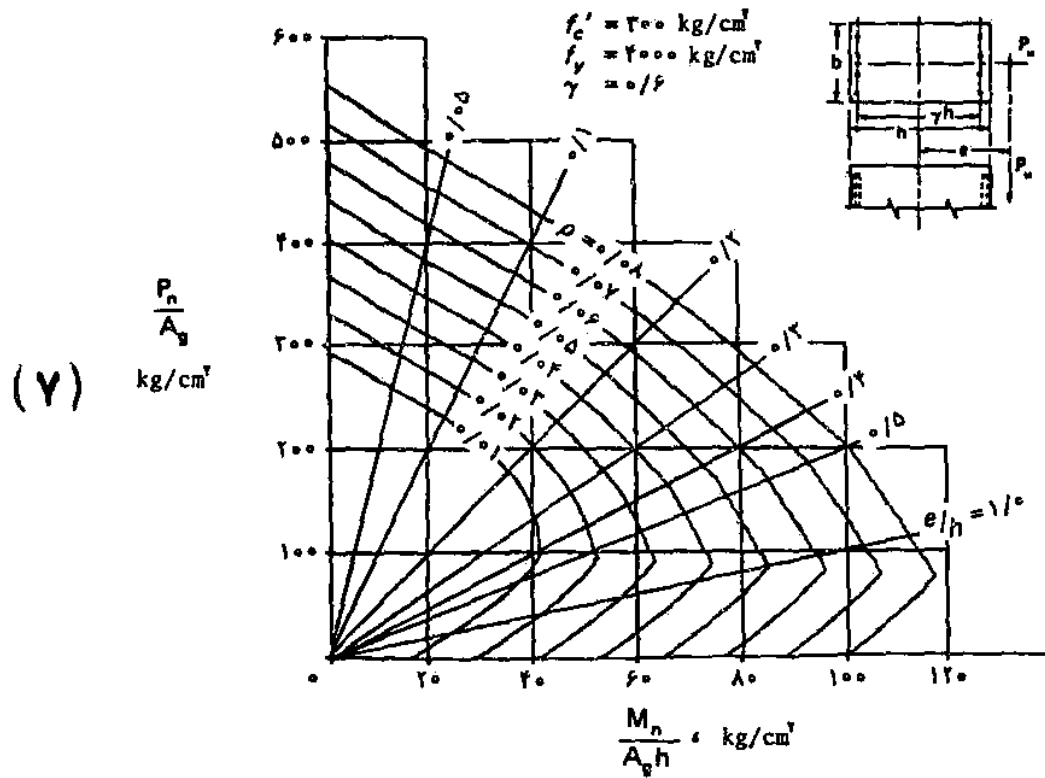
$\frac{P_n}{A_g}$
kg/cm²

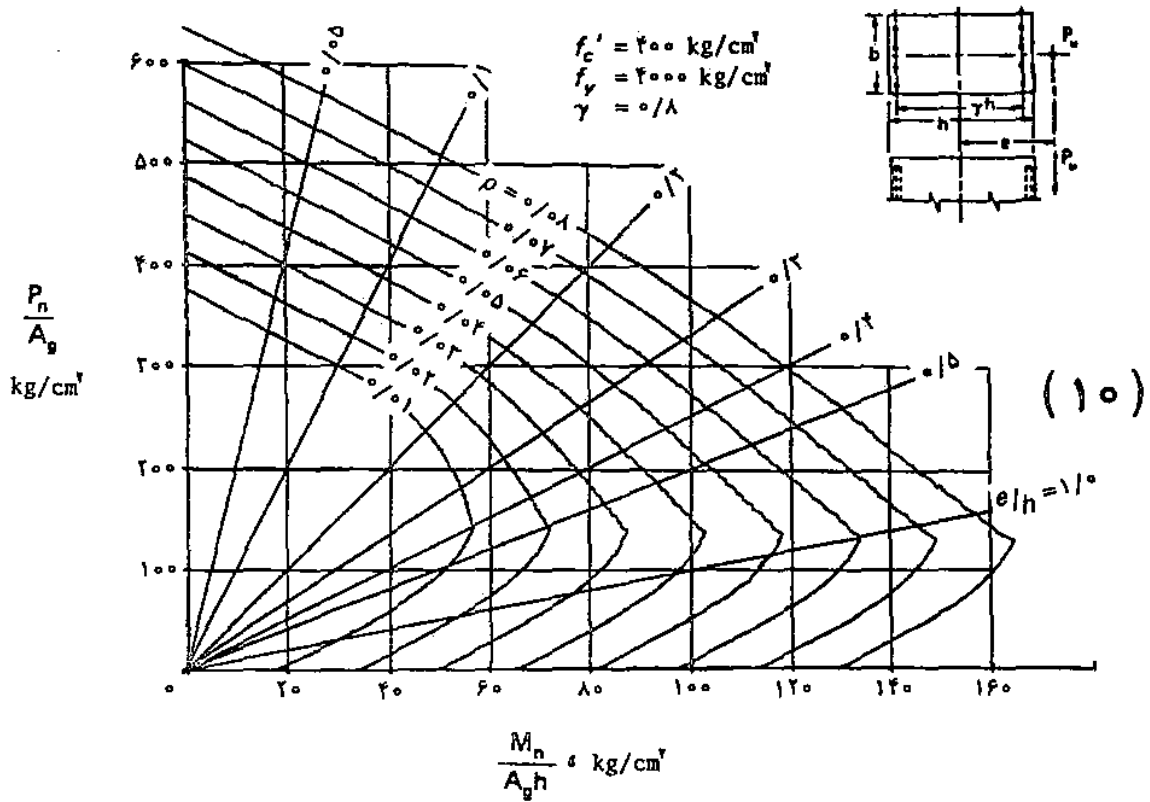
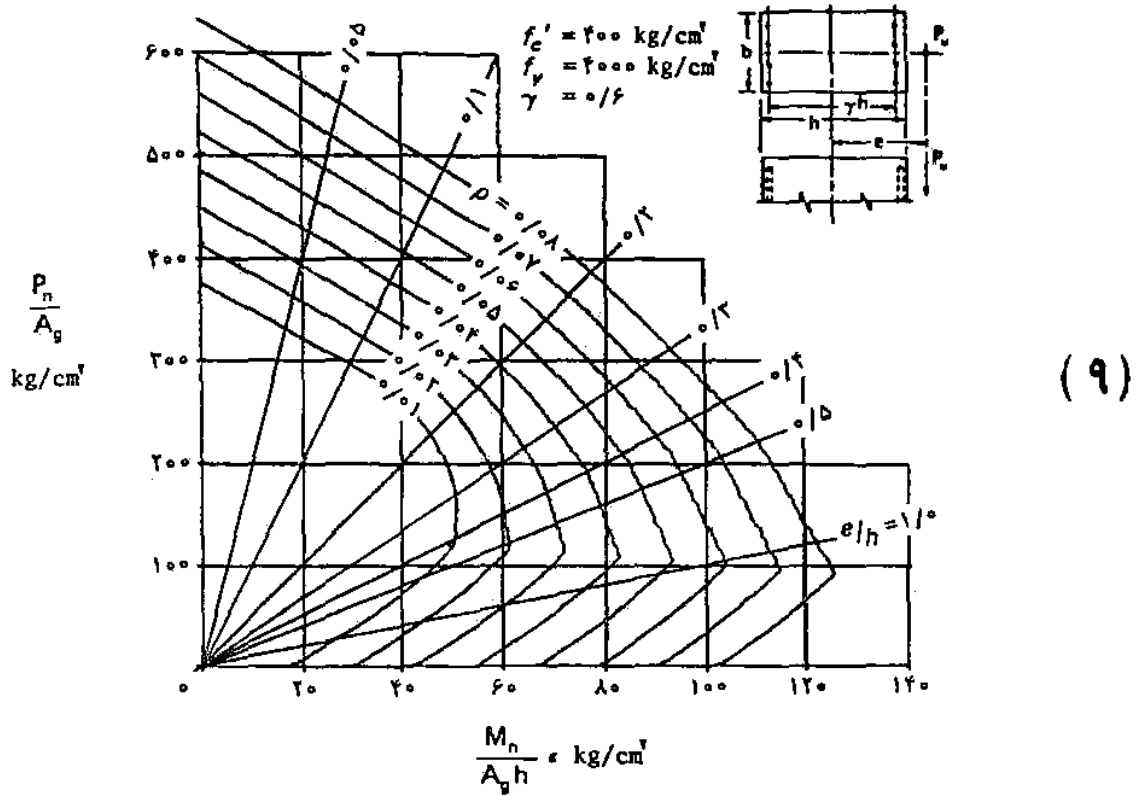


تصویر ۶-۱) منحنیهای اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در دو طرف مقطع



تصویر ۱۶-۶ منحنیهای اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در دو طرف مقطع





تصویر ۶-۱۶ منحنیهای اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در دو طرف

میروند معمولا" بر اساس دو کمیت P_n/A_g و $M_n/A_g h$ ، که هر دو بعد تنش دارند، تنظیم میشوند. به علاوه، هر منحنی برای یک مقدار مشخص f'_c, f_y ، $\rho_g = A_{st}/bh$ و $\gamma = (d - d')/h$ ترسیم میشود. تصویر ۱۶-۶ تعدادی از این منحنیها را برای مقادیر مختلف پارامترهای فوق نشان میدهد. این منحنیها ترکیبات مختلف سه مقدار f'_c (۲۰۰، ۳۰۰ و ۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع) و دو مقدار f_y (۳۰۰۰ و ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع) را شامل میشوند. برای هر یک از این ترکیبات f'_c و f_y دو مقدار مختلف γ (۰/۶ و ۰/۸) در نظر گرفته شده و برای هر γ مجموعه‌ای از منحنیهای اثر متقابل برای ρ_g از ۰/۰۱ تا ۰/۰۸ ترسیم شده است. ضمناً "در این گرافها خطوط شعاعی برای e/h های مختلف نیز ترسیم شده اند که از آنها در آنالیز و طراحی ستونها استفاده مؤثری میشود. لازم به تذکر است که چنانچه پارامترهای مسئله مورد نظر با پارامترهای منحنیهای موجود متفاوت باشند میتوان از درون یابی خطی بین آنها استفاده کرد. نحوه استفاده از منحنیهای اثر متقابل (تصاویر ۱۶-۶) ضمن چند مثال زیر نشان داده میشوند.

مثال ۴-۶ آنالیز یک ستون مستطیل شکل - مثال ۲-۶ بخش
 ۱-۴-۶ را با استفاده از منحنیهای اثر متقابل تصویر ۱۶-۶ حل کنید.
 حل:
 پارامترهای مقطع برای استفاده از منحنیهای اثر متقابل برابرند با

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{e}{h} = \frac{20}{50} = 0.4$$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{38}{50} = 0.76$$

$$\rho_g = \frac{8 \times 6 / 16}{30 \times 50} = 0.033$$

بنابراین با استفاده از تصاویر ۱۶-۳ و ۱۶-۴، در امتداد خط شعاعی $\frac{e}{h} = 0.4$ و به ازای $\rho_g = 0.033$ دو مقدار زیر، به ترتیب مربوط به γ مساوی ۰/۶ و ۰/۸، در روی محور قائم قرائت میشوند:

$$\gamma = 0/6 \Rightarrow P_n/A_g = 125$$

$$\gamma = 0/8 \Rightarrow P_n/A_g = 142$$

چون مقدار γ در این مسئله برابر ۰/۷۶ است با درون یابی خطی بین مقادیر فوق نتیجه زیر بدست می‌آید

$$P_n/A_g = 138/6$$

$$\Rightarrow P_n = 138/6 \times 30 \times 50 = 207900 \text{ kg}$$

که این مقدار با مقداری که قبلاً "در مثال ۲-۶ به دست آمد (یعنی ۲۰۸۷۳۰ کیلوگرم) تنها ۰/۴ درصد تفاوت دارد لازم است توجه شود که مقاومت فشاری اسمی محاسبه شده از $P_{n(max)} = 0/8 P_0$ کوچکتر بوده و لذا قابل قبول است.

مثال ۵-۶- طراحی یک ستون مستطیل شکل - اطلاعات زیر برای

مشخصات مصالح و بارهای ضربدار و وارد بر یک ستون داده شده است.

$$f'_c = 3000 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 3000000 \text{ kg}, \quad M_u = 45000 \text{ kg.m}$$

برای این ستون یک مقطع مربع شکل با آرماتورهای مساوی در دو وجه انتهایی طراحی کنید.

حل :

به طور کلی، در استفاده از منحنیهای اثر متقابل برای طراحی لازم است ابتدا مقطعی با ابعاد مشخص انتخاب شود سپس آرماتورهای لازم برای آن بدست آید. در صورتی که مقطع انتخاب شده نامناسب باشد به نحوی که برای آن نتوان آرماتور قابل قبولی محاسبه کرد با ید اصلاحات لازم در ابعاد مقطع صورت گیرد و مجدداً "آرماتور مورد نیاز محاسبه شود. برای طراحی ستون مورد نظر در این مسئله ابتدا مقطع مربع شکل به بعد ۵۰ سانتیمتر انتخاب میشود. اگر $d' = 6/5$ سانتیمتر فرض شود پارامترهای معلوم عبارت خواهند بود از:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{45000 \times 100}{3000000} = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{e}{h} = \frac{15}{50} = 0/30$$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{50 - 12}{50} = 0/74$$

$$P_u = 3000000 > 0/1 f'_c A_g \Rightarrow \phi = 0/7$$

$$\frac{P_n}{A_g} = \frac{3000000}{0.7 \times 50 \times 50} = 171 \text{ kg/cm}^2$$

با استفاده از تصاویر (۷) و (۸) ۱۶-۶، به ازای $P_n/A_g = 171$ و $e/h = 0.3$ دو مقدار زیر برای ρ_g ، به ترتیب مربوط به $\gamma = 0.6$ و 0.8 ، بدست می‌آیند

$$\gamma = 0.6 \Rightarrow \rho_g = 0.026$$

$$\gamma = 0.8 \Rightarrow \rho_g = 0.018$$

بنابراین برای $\gamma = 0.74$ درون یابی خطی بین مقادیر فوق نتیجه زیر را بدست می‌دهد:

$$\rho_g = 0.0204$$

وبدین ترتیب مقدار آرماتور در هر طرف مقطع برابر خواهد بود با

$$A_s = A'_s = \frac{1}{2} \times 0.0204 \times 50 \times 50 = 25/5 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن میتوان مثلاً از $\Phi 28$ در هر طرف استفاده کرد.

در عمل مواردی پیش می‌آید که نسبت آرماتور محاسبه شده زیاد است (مثلاً بیش از ۵ یا ۶ درصد). در چنین مواردی برای اقتصادی کردن طرح ستون و تسهیل در جادادن میلگردها توصیه میشود مقطع بزرگتری نیز انتخاب و طراحی شود. سپس با مقایسه دو طرح مختلف و با ملاحظه جنبه‌های عملی و اقتصادی انتخاب نهایی صورت گیرد.

همانطور که در بخش ۲-۴-۶ اشاره شد در بسیاری موارد دیاگرام‌های اثر متقابل را بر حسب دو متغیر ϕP_n و ϕM_n تنظیم میکنند، یعنی ضریب کاهش مقاومت را نیز مستقیماً در منحنیها بکار می‌برند. مزیتی که این منحنیها بر منحنیهای نوع قبیل (تصاویر ۱۶-۶) دارد این است که برای طراحی مقطع نیازی به محاسبه مقدار ϕ نیست و میتوان مستقیماً از مقادیر P_n و M_n در دیاگرامها استفاده کرد.

نمونه‌ای از این دیاگرامها که توسط یکی از کمیته‌های تخصصی ACI تهیه شده است در پیوست ۲ آورده شده است. تصاویر (۱) تا (۲۴) این پیوست اختصاص به مقاطع مستطیل شکل با آرماتورهای مساوی در دو وجه انتهایی دارد. این دیاگرامها بر اساس سیستم واحدهای انگلیسی تنظیم شده اند که برای استفاده از آنها در این کتاب تبدیل واحدهای لازم در تعریف متغیرهای دو محور صورت گرفته است. این دیاگرامها چهار

مقدار f_c' برابر ۲۱۰، ۲۸۰، ۳۵۰ و ۴۲۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع را شامل میشود (برای سایر مقادیر f_c' میتوان از جدول ۱ یا بی خطی بین نتایج دیگر گرامهای موجود استفاده کرد). به علاوه، به ازاء هر مقدار مشخص برای f_y و f_c' مجموعه منحنیهای اثر متقابل برای چهار مقدار γ برابر ۰/۴۵، ۰/۶، ۰/۷۵ و ۰/۹ ترسیم شده اند. مقادیر f_y که برای تهیه این منحنیها بکار رفته اند تنها شامل دو مقدار ۲۸۰۰ و ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع میشوند. برای فولادهای A-II (با مقاومت تسلیم ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) و A-III (با مقاومت تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) میتوان با دقت قابل قبولی به ترتیب از دیگر گرامهای نظیر f_y برابر ۲۸۰۰ و ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده کرد. با این حال اگر دقت بیشتری در تعیین مقادیر سطح آرما تورها مورد نظر باشد میتوان برای دو نوع فولاد مذکور مقادیر محاسبه شده برای ρ_g را از این دیگر گرامها به ترتیب در نسبتهای ۲۸۰۰/۳۰۰۰ و ۴۲۰۰/۴۰۰۰ ضرب کرد. مثال زیر نحوه استفاده از این دیگر گرامها در طراحی مقاطع مستطیل شکل نشان میدهد.

مثال ۶-۵- مثال ۵-۶ این بخش را با استفاده از منحنیهای اثر متقابل پیوست ۲ حل کنید.

حل :

با توجه به مقطع ۵۰×۵۰ که در مثال ۵-۶ نیز بررسی شد پارامترهای طراحی عبارتند از

$$\frac{e}{h} = \frac{۱۵}{۵۰} = ۰/۳$$

$$\gamma = \frac{۵۰ - ۱۳}{۵۰} = ۰/۷۴ \approx ۰/۷۵$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{۳۰۰۰۰۰}{۵۰ \times ۵۰} = ۱۲۰ \text{ kg/cm}^2$$

برای استفاده از دیگر گرامهای پیوست ۲ لازم است $\frac{\phi P_n}{A_g}$ محاسبه و بر روی محور قائم مشخص شود، آنگاه با توجه به مقدار e/h نسبت آرما تور ρ_g بدست آید (لازم است توجه شود که ضریب $\frac{1}{\gamma_0}$ برای تبدیل واحد تنش بر حسب Ksi به واحد مورد نظر یعنی kg/cm^2 در این دیگر گرامها بکار رفته است). با توجه به مقادیر $f_y = ۴۲۰۰$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و $\gamma = ۰/۷۵$

میتوان به کمک دیاگرامهای (۱۵) و (۱۹) پیوست ۲، که به ترتیب مربوط به $f'_c = ۲۸۰$ و ۳۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است، این مسئله را حل کرد. با استفاده از دو پارامتر $\frac{1}{\gamma_0} \frac{\phi P_n}{A_g} = ۱/۷$ و $e/h = ۰/۳$ مقادیر زیر برای نسبت آرماتور در دو حالت زیر بدست میاید:

$$f'_c = ۲۸۰ \Rightarrow \rho_g = ۰/۰۲۲$$

$$f'_c = ۳۵۰ \Rightarrow \rho_g = ۰/۰۱۴$$

با توجه به اینکه $f'_c = ۳۰۰$ است با درون یابی خطی بین دو مقدار فوق نتیجه زیر برای نسبت آرماتور حاصل میشود

$$\rho_g = ۰/۰۱۹۷$$

که با اعمال تصحیح مربوط به مقاومت تسلیم فولاد نسبت آرماتور مورد نیاز برابر خواهد شد با

$$\rho_g = ۰/۰۱۹۷ \times \frac{۴۲۰۰}{۴۰۰۰} = ۰/۰۲۰۷$$

مشاهده میشود که این نتیجه با نتیجه ای که در مثال ۵-۶ بدست آمد (یعنی $۰/۰۲۰۴$) تفاوت ناچیزی دارد. (لازم است توجه شود تفاوت مختصری که معمولاً در نتایج حاصل از دیاگرامهای مختلف مشاهده میشود ناشی از خطای قرائت است)

۴-۴-۶-۱ اعضای فشاری مستطیل شکل با توزیع آرماتور در محیط مقطع

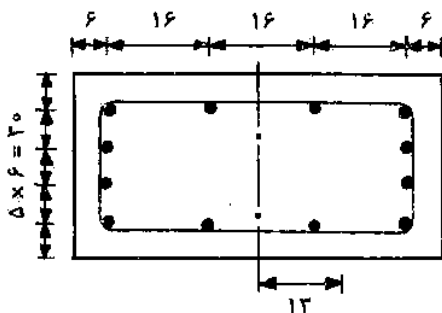
در بسیاری موارد برای آرماتورگذاری مقاطع مستطیل شکل از توزیع محیطی میلگردها استفاده میشود. دلایل متعددی برای این نحوه آرماتورگذاری وجود دارد. از مهمترین آنها اینک ستونها معمولاً برای لنگر خمشی حول هر دو محور اصلی مقطع طرح میشوند، در نتیجه با توزیع محیطی میلگردها استفاده بهتری از آرماتورها میشود. با این حال، در مواردی هم که لنگر خمشی فقط حول یک محور مطرح باشد بدیهی است که استفاده از چهار وجه مقطع برای آرماتورگذاری فضای بیشتری را برای جادادن میلگردها تأمین کرده و از نظر اجرایی مناسب تر است.

روش آنالیز اینگونه مقاطع در حالت کلی مشابه روشی است که برای آنالیز رفتار نوع دوم در مقاطع مستطیل شکل با آرماتور در دو وجه مقابل بیان شد. این روش عمومی ترین روش برای آنالیز انواع مقاطع

ستونهاست. مثال زیر جزئیات این روش را نشان میدهد.

مثال ۶-۷. مقاومت فشاری اسمی ستونی را که مشخصات آن در

تصویر زیر داده شده است برای خروج از مرکز $e = ۱۳$ سانتیمتر محاسبه کنید.



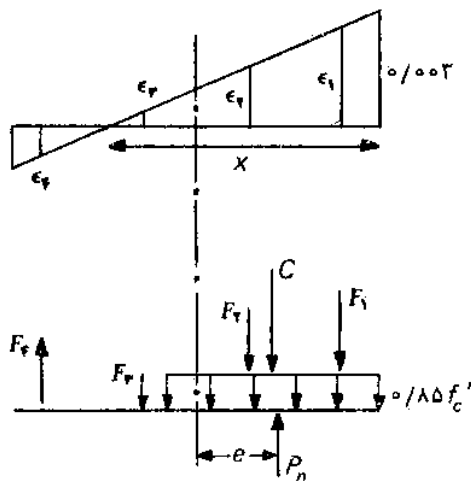
$$A_{st} = 12 \Phi 20$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

حل :

تصویر ۶-۱۷ تغییر طول نسبی و نیروهای مقطع را برای حالتی که $x = 45$ سانتیمتر فرض شود نشان میدهد. ارتفاع بلوک تنش با استفاده از رابطه (۳-۹) برابر است با



$$\beta_1 = 1/0.5 - 0/0000714 \times 300 = 0/836$$

$$a = \beta_1 x = 0/836 \times 45 = 37/6 \text{ cm}$$

با استفاده از تشابه مثلثها در تصویر ۶-۱۷ تغییر طول نسبی در آرما تورها به ترتیب زیر محاسبه میشوند:

تصویر ۶-۱۷ تغییر طول نسبی و نیروها در مقطع ستون مثال ۶-۷

$$\frac{\epsilon_1}{0/003} = \frac{29}{45} \Rightarrow \epsilon_1 = 0/0026 > \epsilon_y$$

$$\frac{\epsilon_2}{0/003} = \frac{23}{45} \Rightarrow \epsilon_2 = 0/00152$$

$$\frac{\epsilon_3}{0/003} = \frac{7}{45} \Rightarrow \epsilon_3 = 0/00047$$

$$\frac{\epsilon_f}{0/003} = \frac{9}{45} \Rightarrow \epsilon_f = 0/00060$$

مقدار نیرو در هر ردیف میلگرد با توجه به تغییر طول نسبی آرما تورها

محاسبه میشود:

$$F_1 = 4 \times 3/14 \times 4000 = 50240 \text{ kg}$$

$$F_2 = 2 \times 3/14 \times 2 \times 10^1 \times 0/000153 = 19217 \text{ kg}$$

$$F_3 = 2 \times 3/14 \times 2 \times 10^1 \times 0/000047 = 5903 \text{ kg}$$

$$F_4 = 4 \times 3/14 \times 2 \times 10^1 \times 0/00006 = 15072 \text{ kg}$$

نیروی فشاری در بتن نیز برابر است با

$$C = 0/85 f_c' b a = 0/85 \times 300 \times 37/6 \times 30 = 287640 \text{ kg}$$

با استفاده از تعادل نیروها در مقطع مقاومت فشاری اسمی ستون بدست می‌آید

$$P_n = 287640 + 50240 + 19217 + 5903 - 15072 = 347928 \text{ kg}$$

همچنین با گرفتن لنگر نیروها نسبت به مرکز مقطع مقدار خروج از مرکز با رفوق بدست می‌آید.

$$e \times 347928 = 287640 \times \left(30 - \frac{37/6}{2}\right) + 50240 \times 24 + 19217 \times 8 - 5903 \times 8 + 15072 \times 24$$

$$\Rightarrow e = 14/07 \text{ cm}$$

مقداری که برای خروج از مرکز با ریدست آمده است (یعنی ۱۴/۰۷ سانتی متر) با مقدار مورد نظر در مسئله (یعنی ۱۳ سانتی متر) تفاوت دارد و لذا باید تخمین دیگری را برای x امتحان کرد. نتیجه فوق این معنی را میدهد که اگر خروج از مرکز با رستون برابر ۱۴ سانتی متر باشد محور خمشی در ۴۵ سانتی متری دورترین تار فشاری مقطع قرار میگیرد. از آنجا که با کاهش خروج از مرکز مقدار x افزایش می‌یابد معلوم میشود که برای رسیدن به خروج از مرکز ۱۳ سانتی متر لازم است مقدار x در تخمین بعدی بیشتر از ۴۵ سانتی متر فرض شود.

اگر برای تخمین دوم $x = 50$ فرض شود با انجام محاسباتی مشابه محاسبات فوق نتایج زیر بدست خواهد آمد

$$P_n = 394125 \text{ kg}$$

$$e = 11/05 \text{ cm}$$

با توجه به اینکه مقدار خروج از مرکز نظیر این تخمین از مقدار مورد نظر کوچکتر است باید در تخمین سوم مقدار x را بین ۴۵ و ۵۰ سانتی متر انتخاب کرد، که برای این منظور میتوان از درون یابی خطی بین نتایج دو حالت اخیر استفاده کرد. بنابراین تخمین سوم برای x به ترتیب زیر تعیین

میشود .

$$x = 45 + \frac{50 - 45}{14/07 - 11/05} \times (14/07 - 13) = 46/8$$

با استفاده از این تخمین و انجام محاسبات مربوطه نتایج زیر بدست خواهد آمد

$$P_n = 265000 \text{ kg}$$

$$e = 12/91 \text{ cm}$$

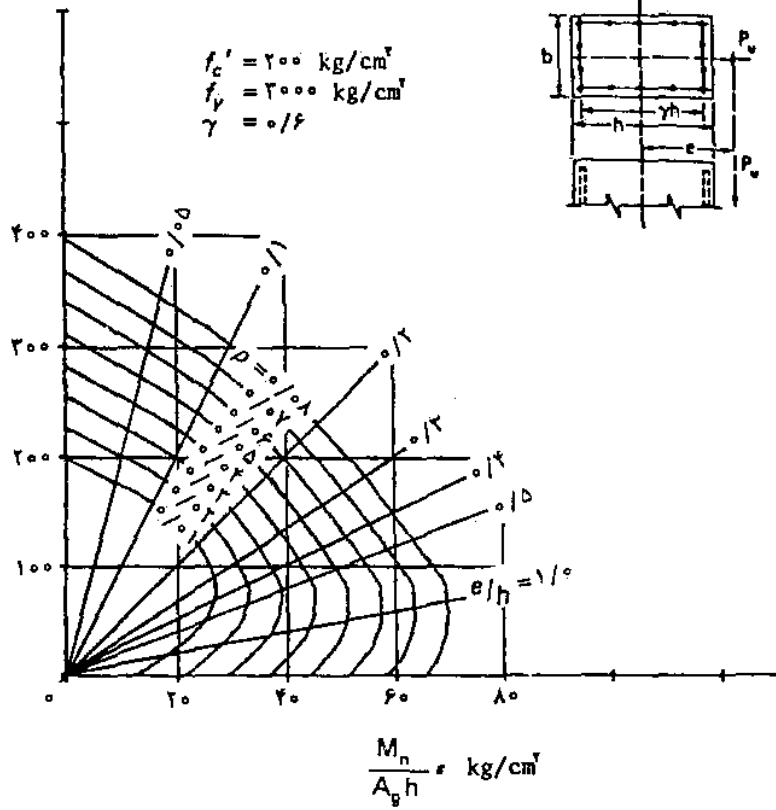
نتیجه فوق تفاوت بسیار ناچیزی با خروج از مرکز مورد نظر (یعنی ۱۳ سانتیمتر) دارد بنا بر این میتوان تخمین اخیر را به عنوان جواب مسئله قبول کرد. در نتیجه مقاومت فشاری اسمی ستون برابر ۲۶۵ تن است. (لازم است توجه شود که مطابق آئین نامه مقدار P_n نباید از $0/8 P_0$ بزرگتر گرفته شود، که در این مسئله این شرط برآورده شده است زیرا $(0/8 P_0 = 480090)$

از آنجا که ستونهای با توزیع آرماتور در محیط مقطع مورد استفاده فراوان دارند برای آنالیز و طراحی آنها نیز منحنیهای اثر متقابل تهیه شده است. در اغلب این منحنیها فرض بر این است که مقدار آرماتور در هر چهار وجه مقطع برابر باشد، در نتیجه چنانچه همه میلگردهای مقطع از یک قطر باشند با یک تعداد میلگردها در کلیه وجوه مساوی باشند، بنا بر این برای اینکه بتوان از چنین منحنیهایی در آنالیز و طراحی مقاطع مستطیل شکل استفاده کرد با یک ۴ میلگرد (یک میلگرد در هر گوشه) یا ۸ میلگرد (یک میلگرد اضافی در هر وجه) یا ۱۲ میلگرد (دو میلگرد اضافی در هر وجه) و به طور کلی ضربی از ۴ میلگرد در مقطع استفاده شود.

دیگرامهای تصویر ۱۸-۶ تعدادی از این منحنیها را برای مقادیر مختلفی از پارامترهای مقطع نشان میدهد (پارامترهای مربوط به هر دیگرام در کنار آن مشخص شده است). همچنین دیگرامهای (۲۵) تا (۴۸) پیوست ۲ که بر حسب ϕP_n و ϕM_n تنظیم شده اند تعداد بیشتری از این منحنیها را در اختیار طراح قرار میدهد. نحوه استفاده از این دیگرامها برای آنالیز و طراحی ستونهای با توزیع آرماتور در محیط مقطع مشابه روشی است که برای ستونهای با آرماتور در دو وجه آنها یی تشریح شد. مثالهای زیر برای تمرین بیشتر در استفاده از منحنیهای اثر متقابل آورده میشود.

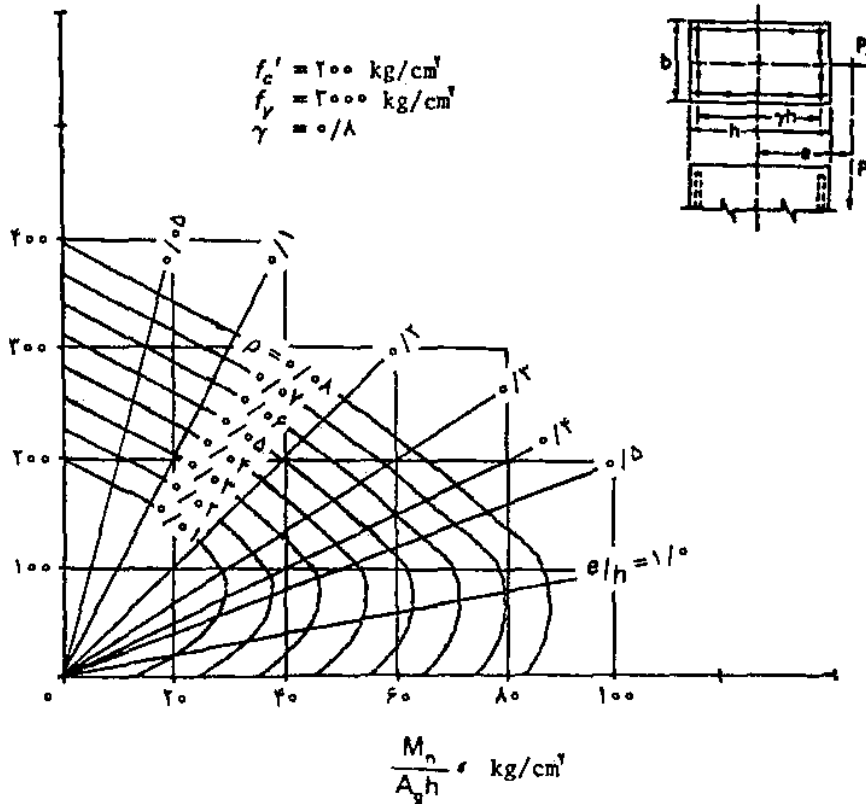
(۱)

$\frac{P_n}{A_g}$
kg/cm²

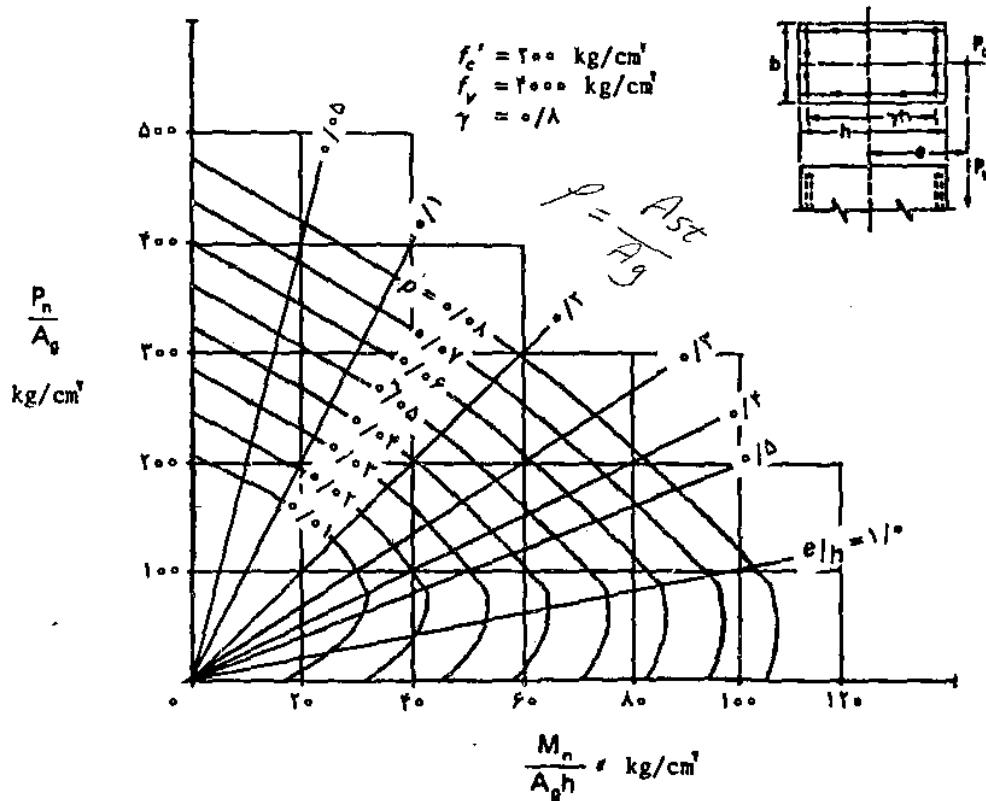
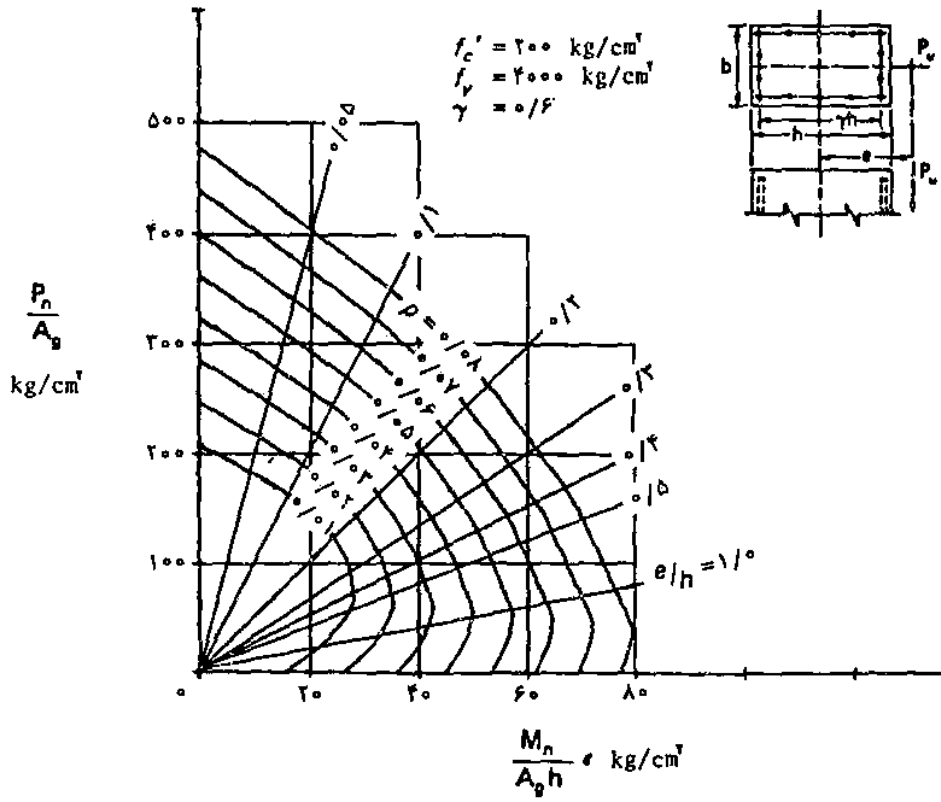


(۲)

$\frac{P_n}{A_g}$
kg/cm²

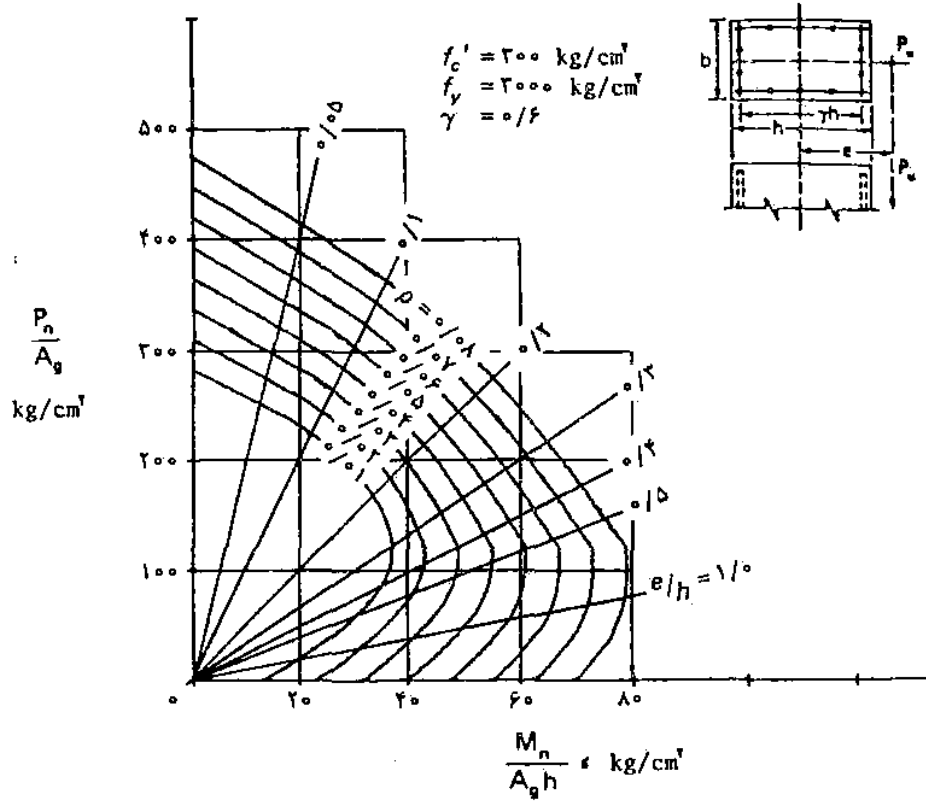


تصویر ۱۸-۶ منحنی های اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در محیط مقطع

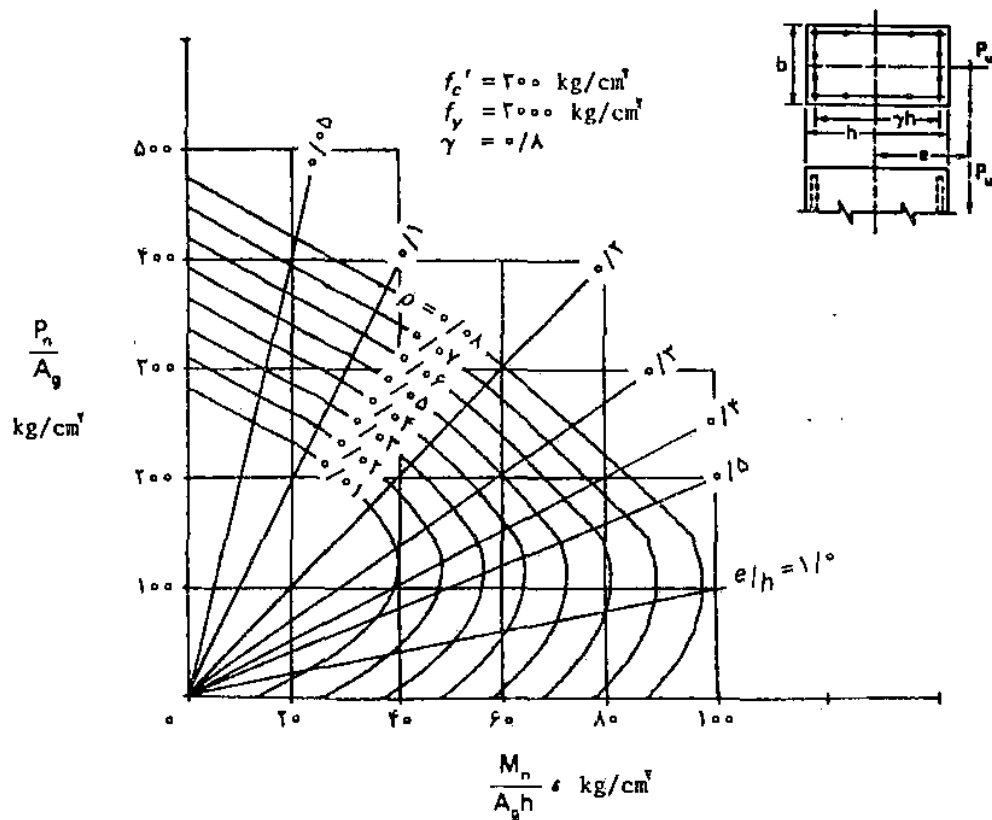


تصویر ۱۸-۶ منحنی‌های اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در محیط مقطع

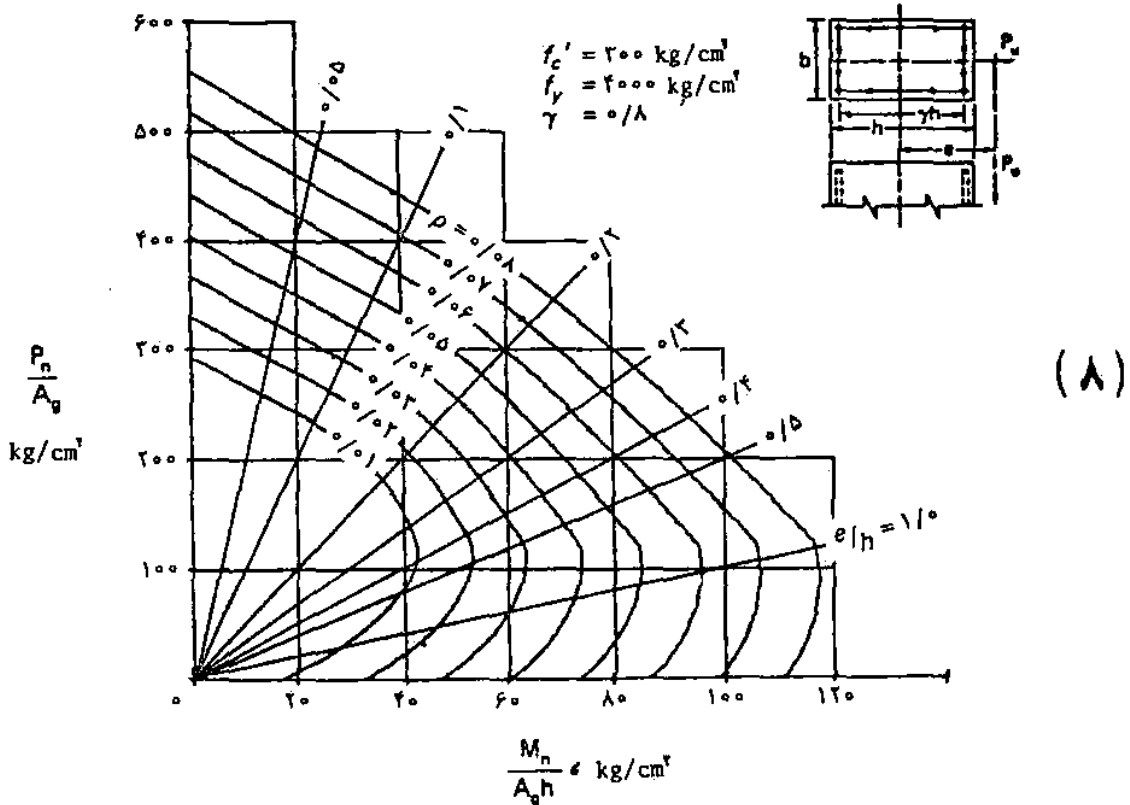
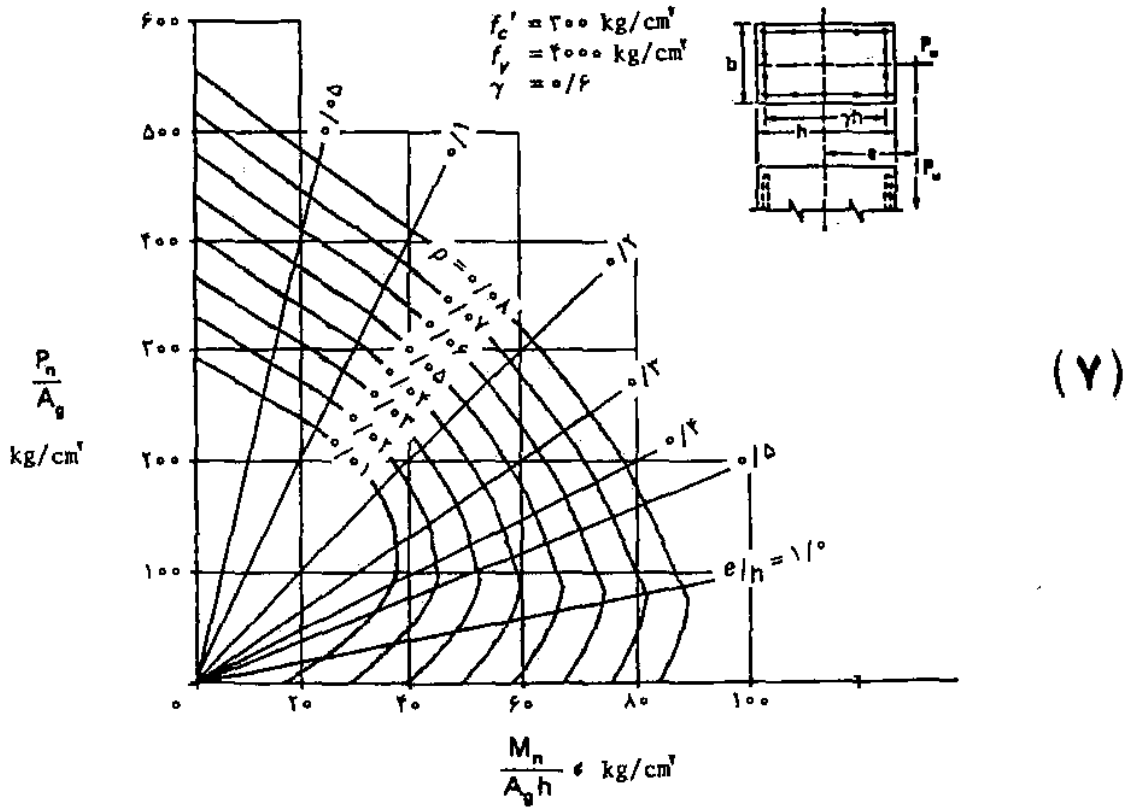
(۵)



(۶)



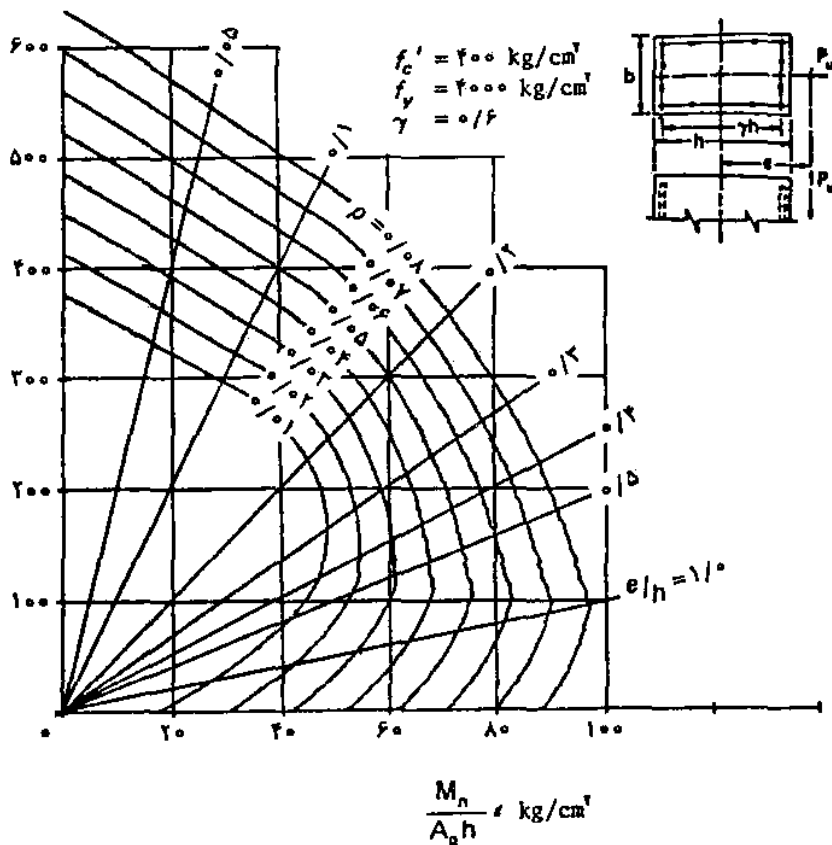
تصویر ۱۸-۶ منحنی های اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در محیط مقطع



تصویر ۱۸-۶ منحنی‌های اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در محیط مقطع

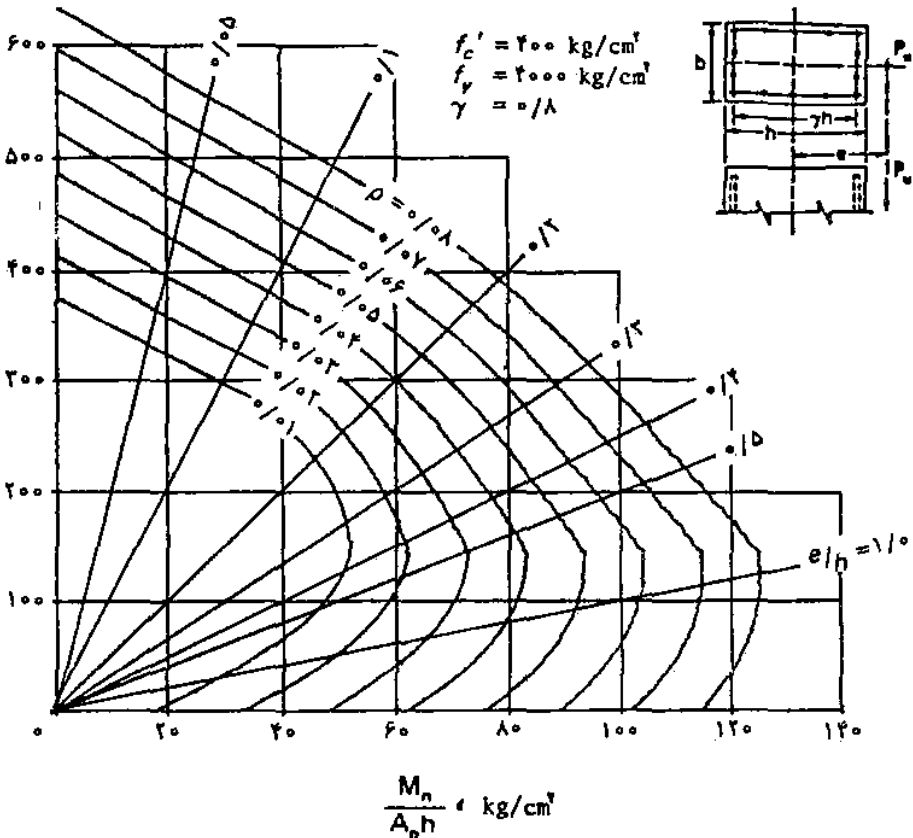
(۹)

$\frac{P_n}{A_g}$
kg/cm²



(۱۰)

$\frac{P_n}{A_g}$
kg/cm²



تصویر ۱۸-۶ منحنی های اثر متقابل مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در محیط مقطع

مثال ۸-۶- مثال ۷-۶ این بخش را با استفاده از منحنیهای اثر متقابل حل کنید.

حل :

پارامترهای مقطع برای استفاده از منحنیهای اثر متقابل برابرند با

$$f'_c = 3000 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 40000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{e}{h} = \frac{12}{60} = 0.217$$

$$\gamma = \frac{60 - 12}{60} = 0.8$$

$$\rho_g = \frac{12 \times 3 / 14}{30 \times 60} = 0.021$$

با استفاده از دیاگرام (۸-۱۸) ، در امتداد خط شعاعی $e/h = 0.217$ و به ازای $\rho_g = 0.021$ ، در روی محور قائم مقدار زیرقراست میشود :

$$P_n / A_g = 198$$

$$\Rightarrow P_n = 198 \times 30 \times 60 = 356400 \text{ kg}$$

مقایسه این نتیجه با نتیجه ای که از مثال ۷-۶ بدست آمد تفاوتی کمتر از ۳ درصد نشان میدهد.

این مسئله را میتوان به کمک منحنیهای اثر متقابل پیوست ۲ نیز حل کرد. در این صورت با توجه به اینکه پارامترهای مقطع با پارامترهای دیاگرامهای این پیوست تفاوت دارند باید از درون یابی خطی استفاده شود. به علاوه ، چون مقاومت تسلیم آرماتورها در این مسئله برابر ۴۰۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است در حالی که دیاگرامها بر اساس مقاومت تسلیم ۴۲۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تنظیم شده اند برای استفاده دقیق تر از این دیاگرامها میتوان نسبت آرماتور ρ_g را در $\frac{40000}{42000}$ ضرب کرد.

مثال ۹-۶- اطلاعات زیر برای مشخصات مصالح و بارهای ضریب دار وارد بر یک ستون داده شده است :

$$f'_c = 3500 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 40000 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 3500000 \text{ kg}, \quad M_u = 250000 \text{ kg.m}$$

برای این ستون یک مقطع مربع شکل با توزیع محیطی میلگردها طراحی

کنید.

حل :

همانطور که قبلاً نیز اشاره شد طراحی ستونها به کمک منحنیهای اثر متقابل مستلزم انتخاب ابعاد مقطع است. آنگاه در صورتی که مقطع مناسب باشد آرماتورهای لازم برای آن محاسبه میشود. برای طرح ستون مورد نظر در این مسئله ابتدا مقطع مربع شکل به بعد ۴۵ سانتیمتر امتحان میشود اگر $d' = ۶$ سانتیمتر فرض شود پارامترهای معلوم برای استفاده از منحنیهای اثر متقابل پیوست ۲ برابر خواهند بود:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{۲۵۰۰۰ \times ۱۰۰}{۳۵۰۰۰۰} = ۷/۱۴ \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{۷/۱۴}{۴۵} = ۰/۱۶$$

$$\gamma = \frac{۴۵ - ۱۲}{۵۰} = ۰/۷۲ \approx ۰/۷۵$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{۳۵۰۰۰۰}{۴۵ \times ۴۵} = ۱۷۲/۸ \text{ kg/cm}^2$$

با استفاده از دیاگرام (۴۳) پیوست ۲ (که مربوط به سه پارامتر $f'_c = ۲۵$ ، $f_y = ۴۲۰۰$ و $\gamma = ۰/۷۵$ است) و با توجه به دو پارامتر $\frac{1}{\gamma_0} \frac{\phi P_n}{A_g} = ۲/۴۷$ و $e/h = ۰/۱۶$ مقدار زیر برای نسبت آرماتور بدست میآید

$$\rho_g = ۰/۰۲۰$$

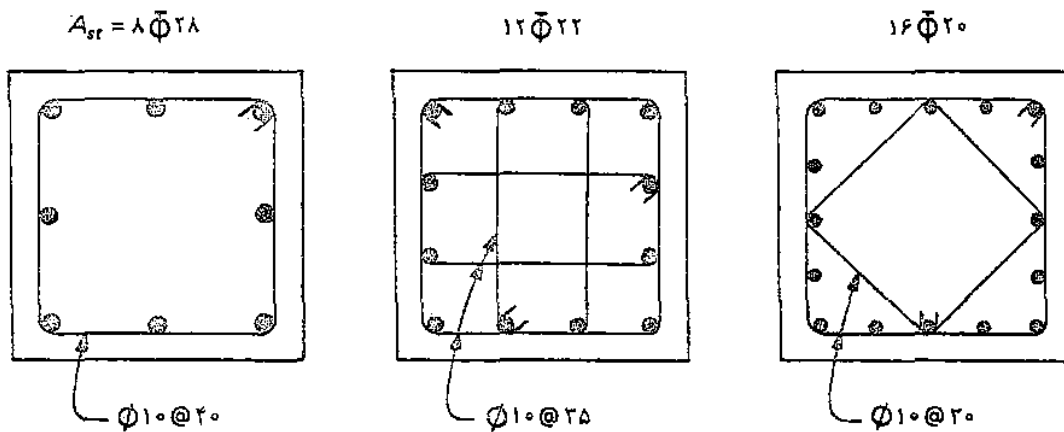
که با اعمال تصحیح مربوط به مقاومت تسلیم فولاد نسبت آرماتور برابر خواهد شد با

$$\rho_g = ۰/۰۲ \times \frac{۴۲۰۰}{۴۰۰۰} = ۰/۰۲۱$$

بنابراین سطح مقطع آرماتور مورد نیاز برابر است با

$$A_{st} = ۰/۰۲۱ \times ۴۵ \times ۴۵ = ۴۲ \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن میتوان از $۸\Phi ۲۸$ ، $۱۲\Phi ۲۲$ یا $۱۶\Phi ۲۰$ استفاده کرد. در صورتی که برای تنگهای این ستون از میلگرد $\Phi ۱۰$ استفاده شود، با توجه به ضوابط حداکثر فاصله تنگها در بخش ۲-۶ (که مطابق آن فاصله تنگها نباید از هیچیک از سه مقدار ۴۸ برابر قطر میلگرد تنگ، ۱۶ برابر قطر میلگرد طولی و کوچکترین بعد مقطع تجاوز کند) هر یک از سه طرح نشان داده شده در تصویر ۱۹-۶ را میتوان برای این ستون پیشنهاد کرد. لازم به



تصویر ۶-۱۹ سه طرح مختلف برای ستون مثال ۶-۹

تذکر است که در محاسبه فاصله بین تنگها فرض شده است که نیروی برشی ستون قابل ملاحظه نباشد. در صورتی که نیروی برشی از $\frac{1}{4}V_c\phi$ بزرگتر باشد لازم است فاصله بین تنگها با توجه به مقدار نیروی برشی و ضوابط آرماتورهای عرضی نیز محاسبه شود و در صورتی که مقدار آن از حداکثر مجاز فوق کمتر باشد به عنوان فاصله تنگها انتخاب شود.

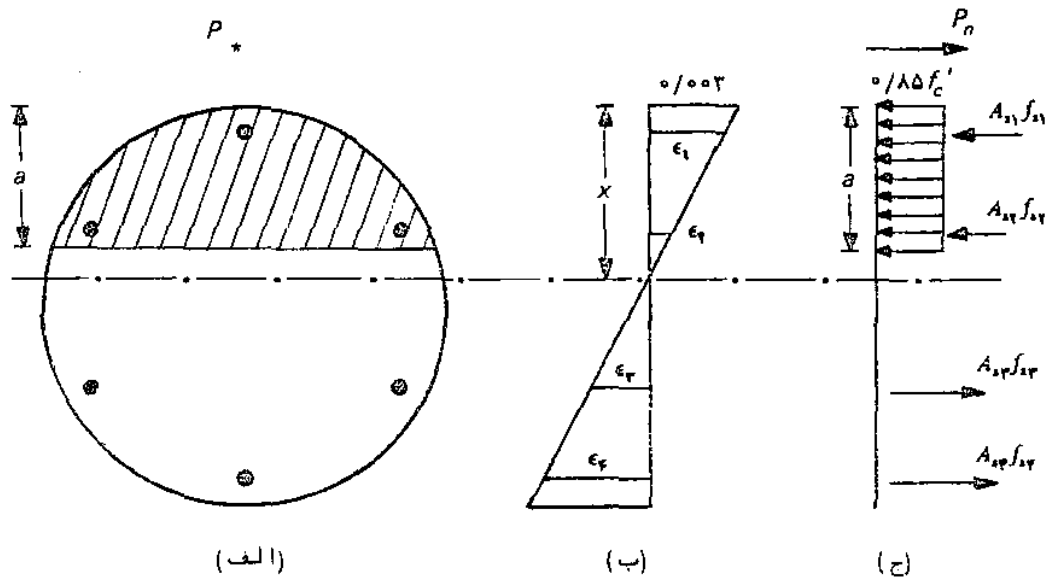
همچنین لازم به یادآوری است که در حال این مسئله به جای استفاده از منحنیهای اثر متقابل پیوست ۲ میتوان از منحنیهای تصویر ۶-۱۸ استفاده کرد، لیکن همانطور که قبلاً نیز اشاره شد، دیاگرامهای پیوست ۲ برای طراحی مقاطع مناسب ترند، زیرا در استفاده از آنها طراحی نیازی به محاسبه ضریب کاهش مقاومت ندارد.

علاوه بر دو حالتی که برای آرماتورگذاری مقاطع مستطیل شکل در این بخش مورد مطالعه قرار گرفت (یعنی توزیع میلگردها در دو وجه انتهایی و توزیع میلگردها در محیط مقطع) مواردی پیش میآید که محاسبه مقاومت مقاطع مستطیل شکل که در آنها میلگردها تنها در دو وجه مقابل قرار دارند و خمش حول محور عمود بر امتداد میلگردها است مورد نظر است. برای چنین مقاطعی مناسبترین روش آنالیز روش آزمون و خطاست که در بخش ۴-۶ برای آنالیز مقاطع با توزیع محیطی میلگردها ارائه شد. برای تسریع در محاسبات، برای این مقاطع نیز منحنیهای اثر متقابل تهیه شده است که نمونه‌ای از آنها در پیوست ۲ آورده شده

است. دیاگرامهای (۴۹) تا (۷۲) از مجموعه دیاگرامهای اثر متقابل پیوست ۲ به چنین مقاطعی اختصاص دارد. برای هر یک از این دیاگرامها پارامترهای مربوطه در کنار آنها درج شده است و نحوه استفاده از آنها برای آنالیز و طراحی مشابه روشی است که در مثالهای قبل برای مقاطع مستطیل شکل نشان داده شد.

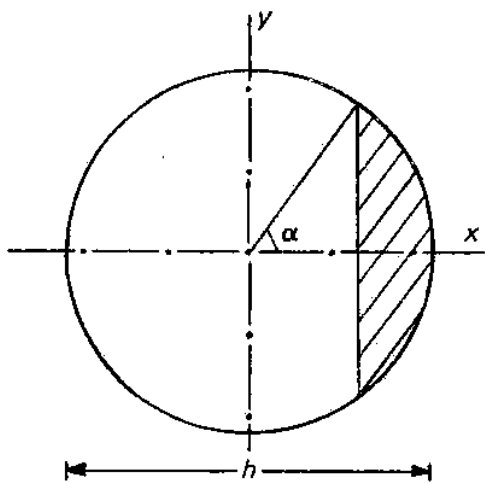
۵-۴-۶- اعضا فشاری با مقطع دایروی

مفاهیمی را که قبلاً برای محاسبه مقاومت فشاری P_n در مقاطع مستطیل شکل تشریح شد میتوان برای مقاطع دایروی نیز به کار برد. بدین ترتیب که با استفاده از دیاگرام تغییر طول نسبی مقطع و با استفاده از مفهوم بلوک تنش نیروهای وارد بر مقطع را برای هر مقدار خروج از مرکز بار بدست آورد و بر اساس آن مقاومت مقطع را تعیین کرد. تصویر الف-۶-۲ یک مقطع دایره شکل را نشان میدهد. در تصاویر ب-۶-۲ و ج-۶-۲ نیز به ترتیب تغییر طول نسبی و نیروهای مقطع برای بار خارج از مرکز نشان داده شده است. نحوه محاسبه مقاومت ستون برای یک خروج از مرکز معین شبیه روشی است که در بخش ۴-۴-۶ برای مقاطع مستطیل شکل با توزیع محیطی میلگردها بیان شد. بدین ترتیب که با تخمین مقدار x میتوان تغییرات تغییر طول نسبی را در



تصویر ۶-۲ مقاطع دایروی تحت فشار و خمش

مقطع ترسیم کرد (تصویر ۶-۲۰) و با استفاده از آن نیروهای مقطع را بدست آورد (تصویر ۶-۲۰). در تعیین نیروهای داخلی در آرماتورها باید توجه داشت که چنانچه تغییر طول نسبی در یک میلگرد مشخص از $\epsilon_y = f_y/E_s$ کمتر باشد تنش داخلی آن از رابطه $f_s = E_s \epsilon_s$ بدست می‌آید و اگر



تصویر ۶-۲۱ یک قطعه دایروی

تغییر طول نسبی از ϵ_y بیشتر باشد تنش فولاد برابر f_y است. در مورد نیروی وارد بر قسمت فشاری بتن نیز باید توجه داشت که بلوک تنش معادل بر قطعه‌ای از دایره وارد می‌شود (تصویر ۶-۲۰). در این حال با توجه به پارامترهای یک مقطع دایره شکل در تصویر ۶-۲۱ روابط زیر برای محاسبه مساحت، لنگر استاتیکی و ممان اینرسی یک قطعه نسبت به محور دایره مفید خواهد بود:

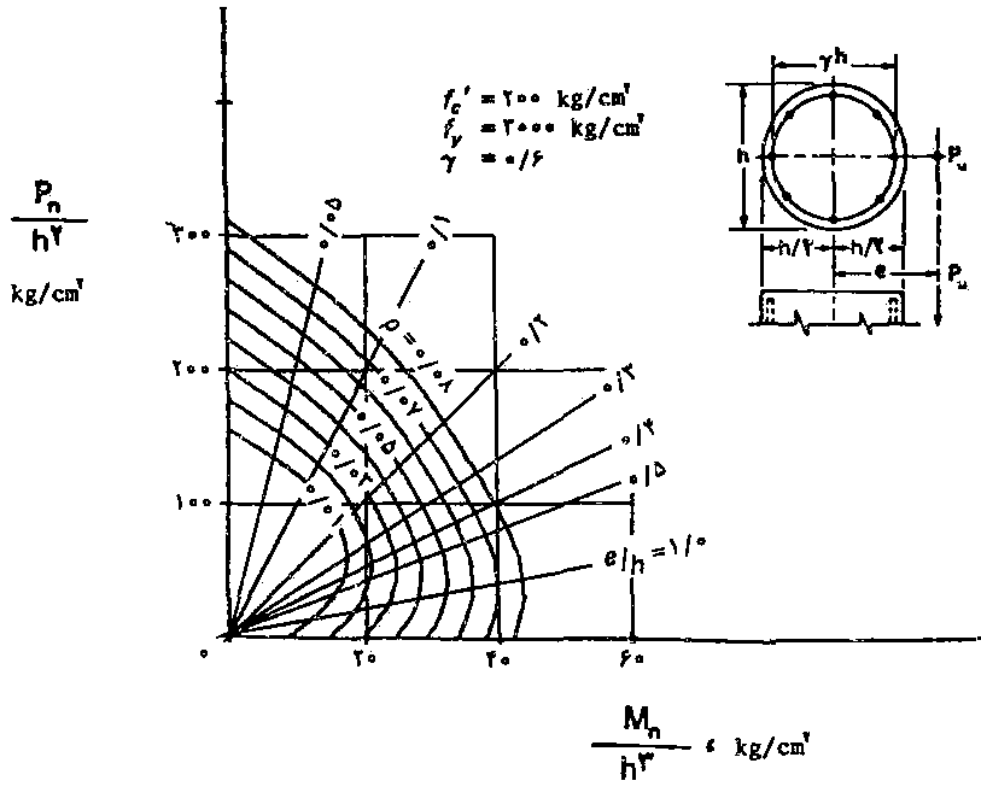
$$A = h^2 \left[\frac{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha}{4} \right] \quad (\text{مساحت})$$

$$Q_0 = h^3 \left[\frac{\sin^3 \alpha}{12} \right] \quad (\text{لنگر استاتیکی}) \quad (6-29)$$

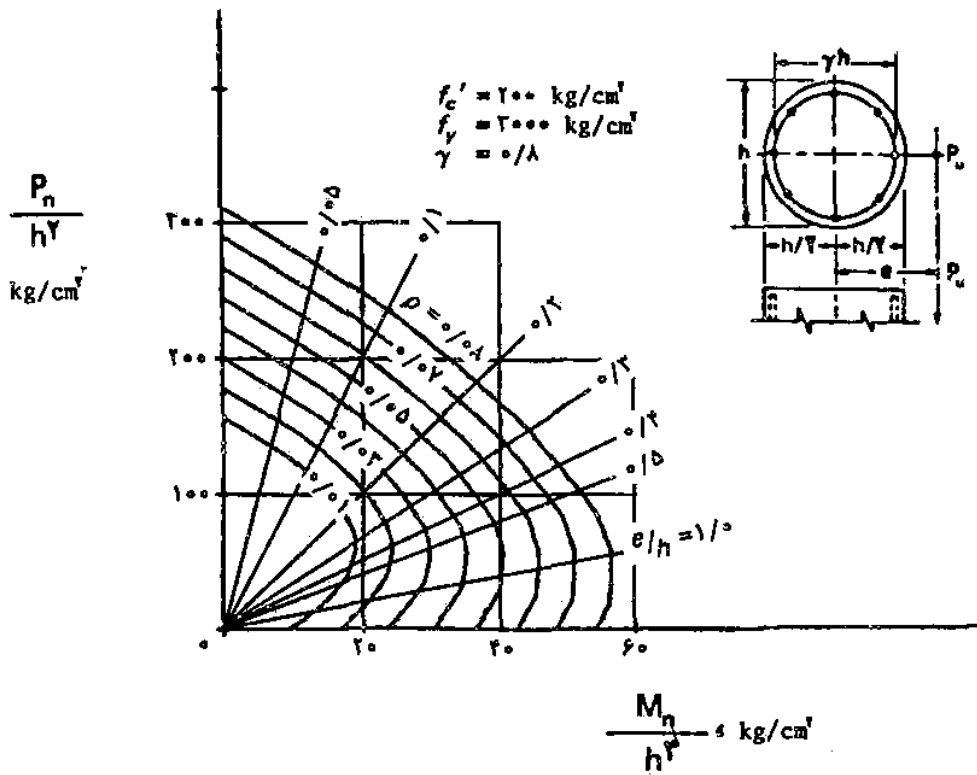
$$I_0 = h^4 \left[\frac{4\alpha - \sin 4\alpha}{256} \right] \quad (\text{ممان اینرسی})$$

با توجه به حجم زیاد محاسبات در روشهای آزمون و خطا، آنالیز و طراحی ستونهای با مقطع دایروی نیز غالباً "به کمک منحنیهای اثر متقابل صورت میگیرد. تصویر ۶-۲۲ مجموعه‌ای از این منحنیها را برای مقاطع دایروی نشان میدهد. پارامترهای مربوط به مشخصات مقطع برای هر یک از این دیاگرامها در کنار آن درج شده است. همچنین دیاگرامهای (۷۳) تا (۸۴) پیوست ۲ منحنیهای اثر متقابل ϕM_n بر حسب ϕP_n را برای ترکیبهای مختلفی از پارامترها و مشخصات مقطع بدست میدهد. مقدار ضریب کاهش مقاومت، ϕ ، برای ستونهای دایروی باتنگ بسته برابر ۰/۷ و برای ستونهای با آرماتور مارپیچ برابر ۰/۷۵ است

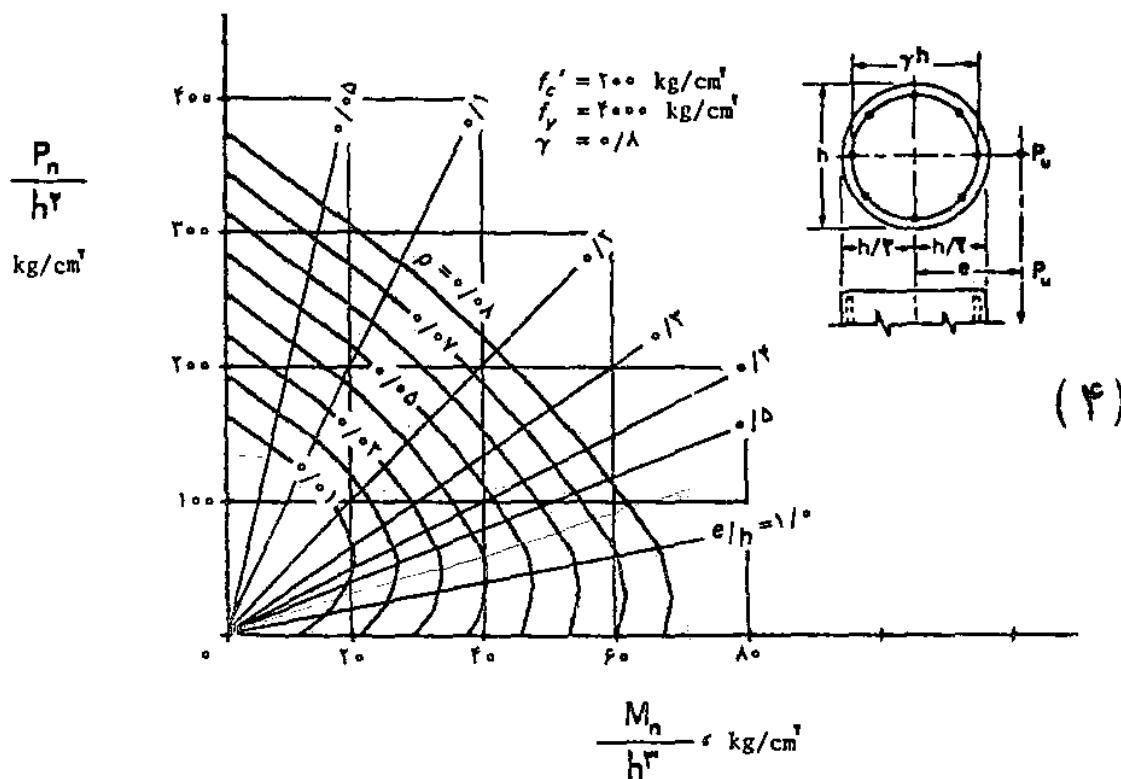
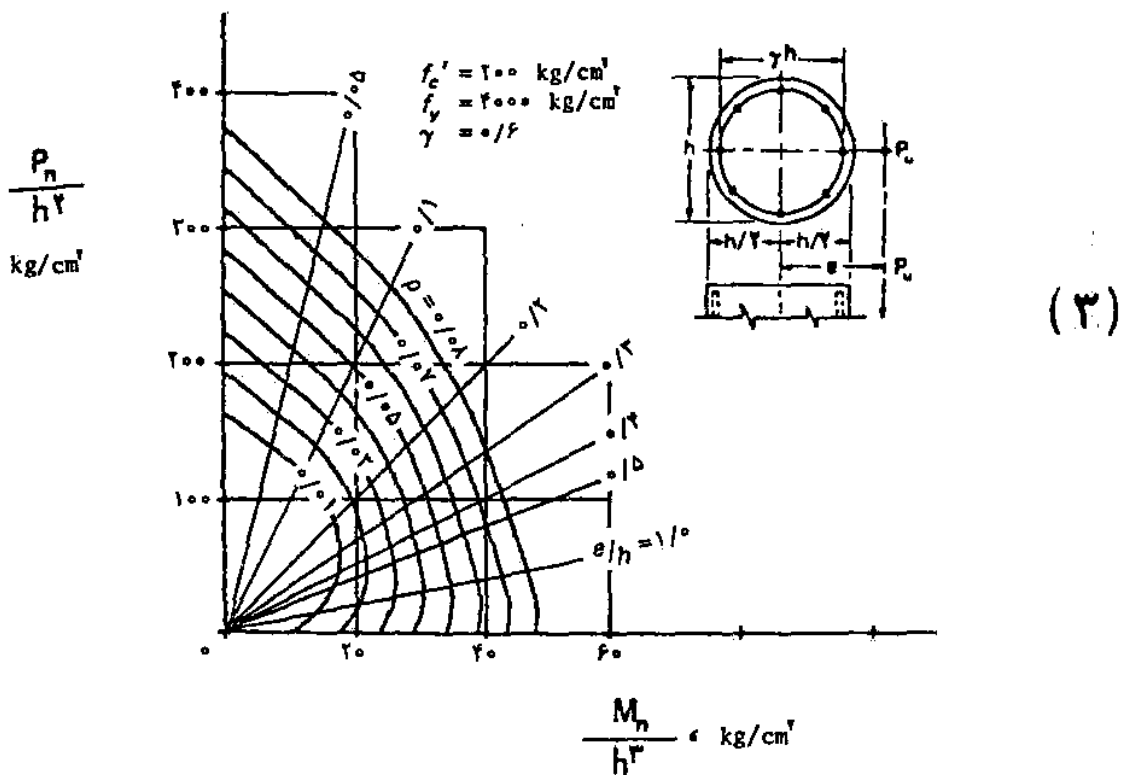
(۱)



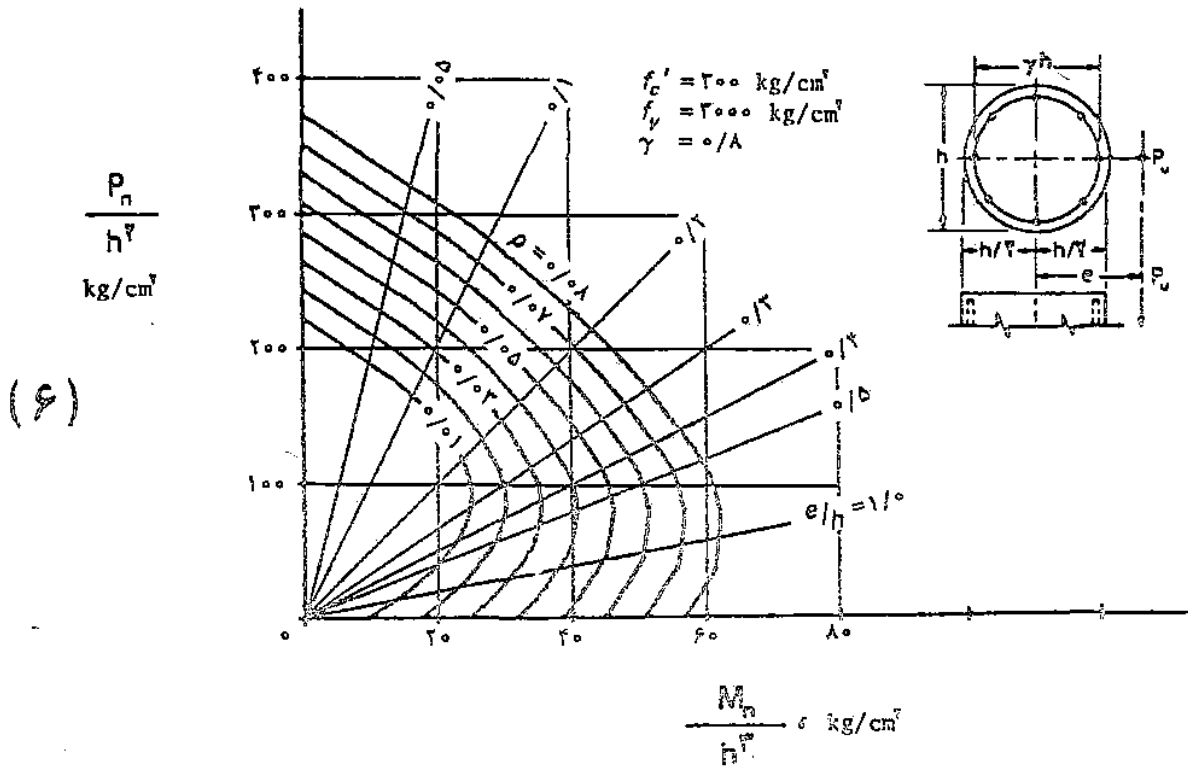
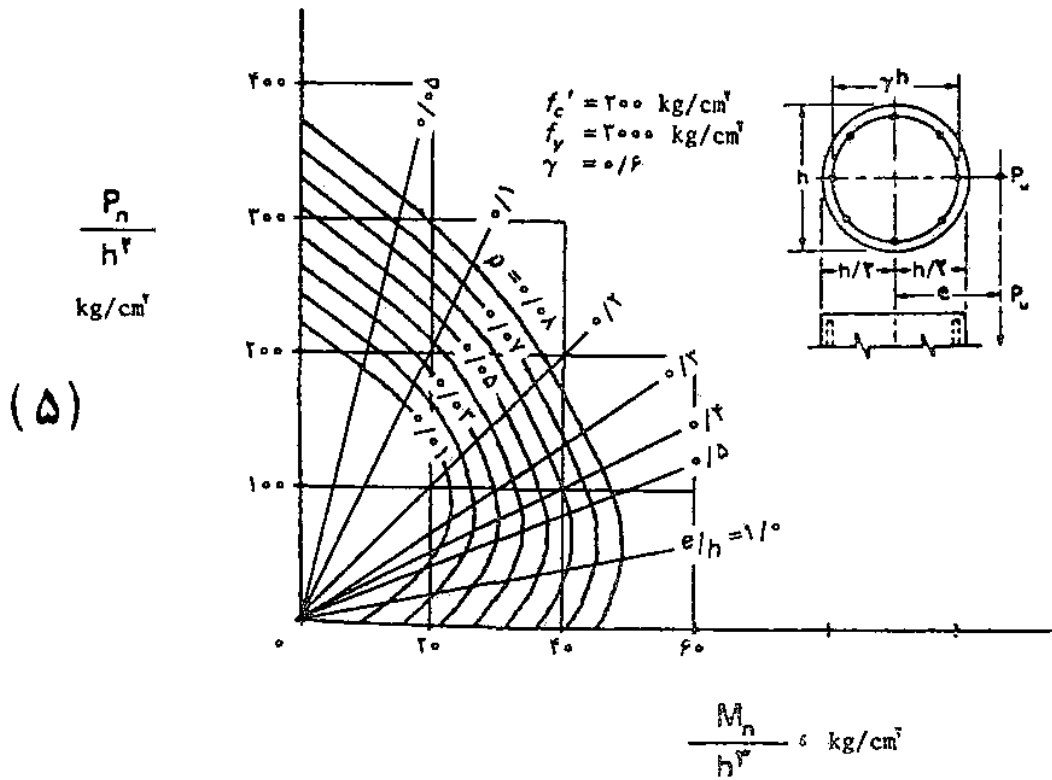
(۲)



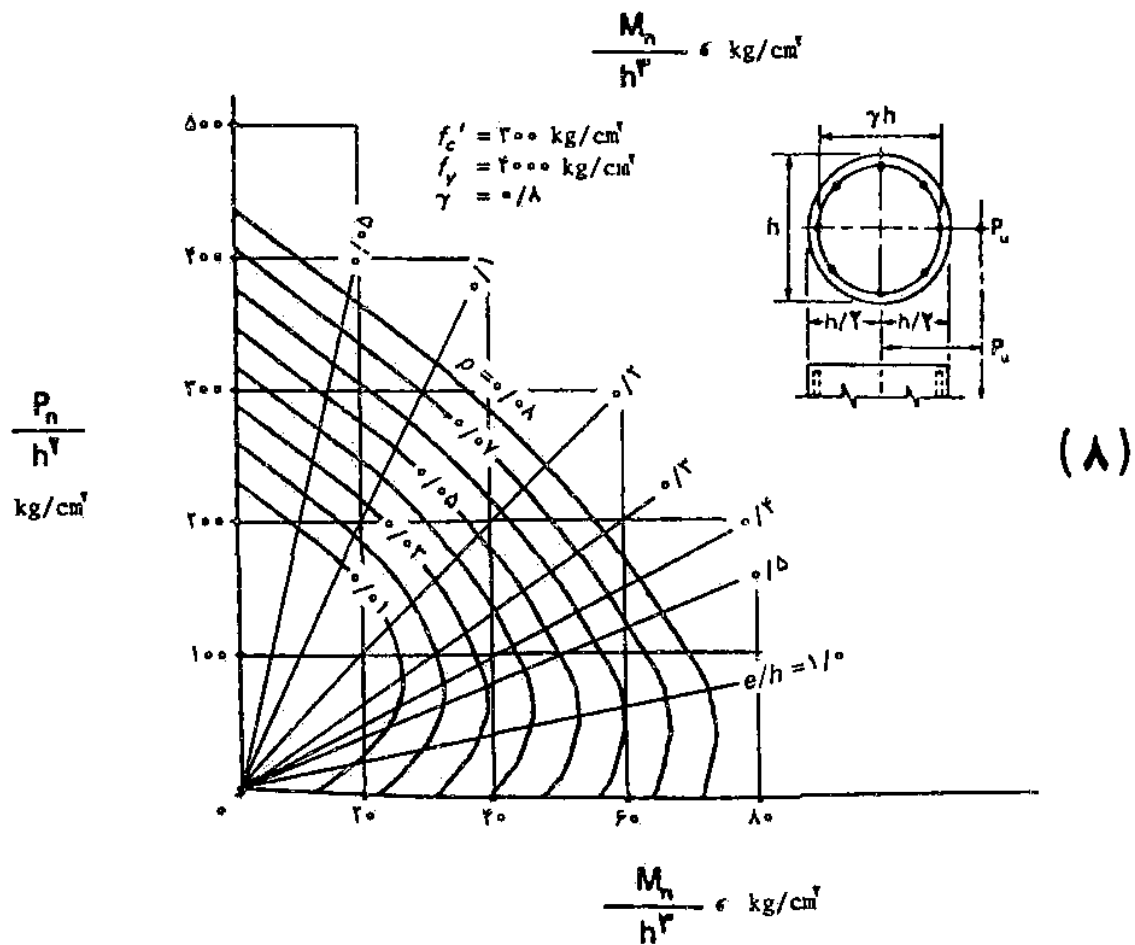
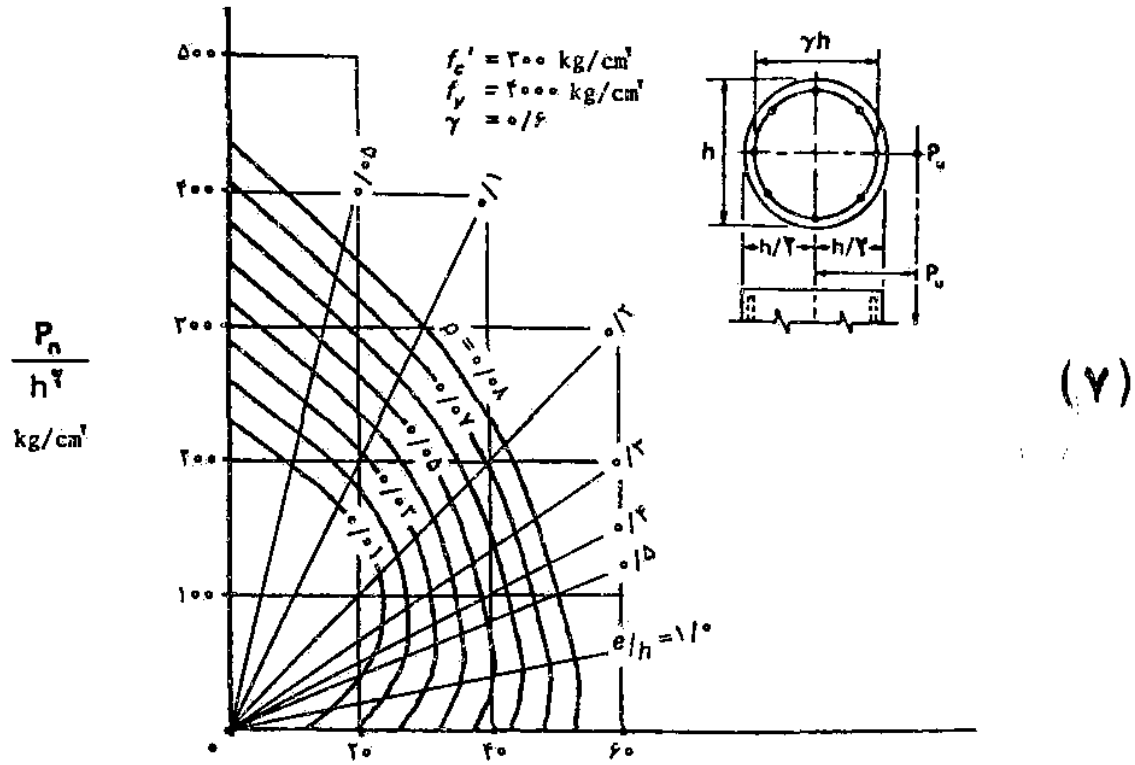
تصویر ۲۲-۶ منحنیهای اثر متقابل مقاطع دایروی



تصویر ۲۲-۶ منحنیهای اثر متقابل مقاطع دایروی

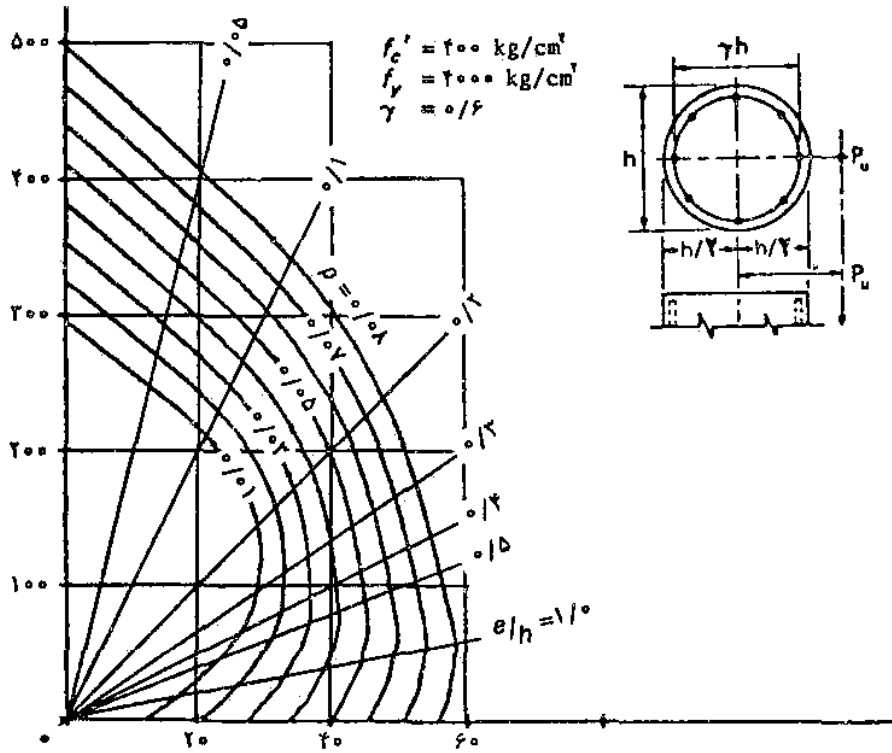


تصویر ۲-۶ منحنیهای اثر متقابل مقاطع دایروی



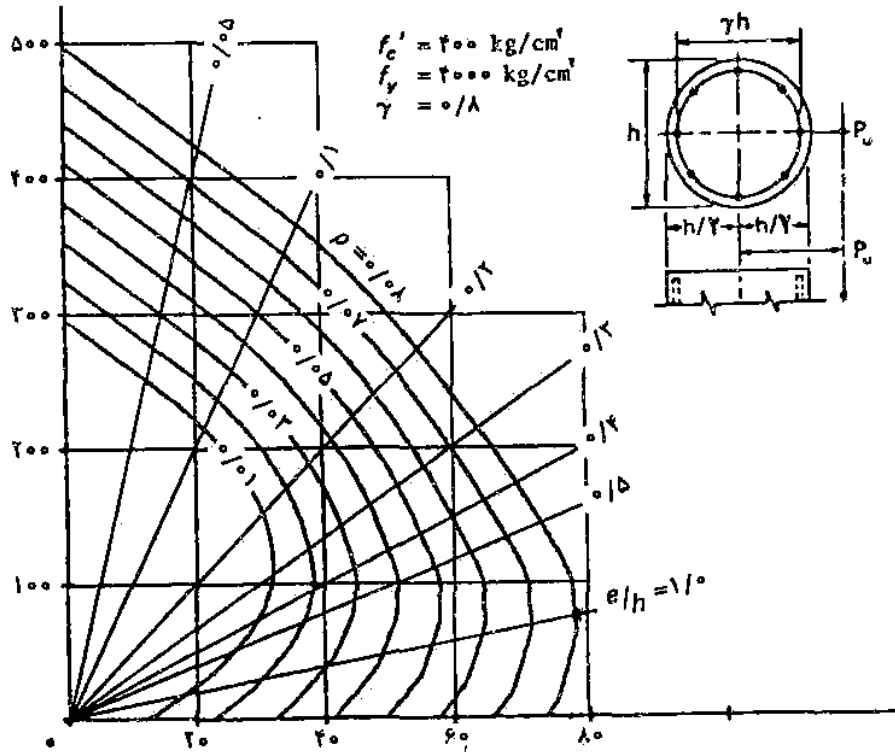
تصویر ۶-۲۲ منحنیهای اثر متقابل مقاطع دایروی

(۹) $\frac{P_n}{h^2}$
kg/cm²



$\frac{M_n}{h^3}$ kg/cm²

(۱۰) $\frac{P_n}{h^2}$
kg/cm²



$\frac{M_n}{h^3}$ kg/cm²

تصویر ۲۲-۶ منحنیهای اثر متقابل مقاطع دایروی

(یا دآوری می‌شود که در هر دو حالت مقدار ضریب کاهش مقاومت برای نیروهای محوری کم به طور خطی تا ۹/۵ افزایش می‌یابد). دیاگرامهای اثر متقابل در پیوست ۲ برای ستونهای با آرماتور مارپیج ترسیم شده‌اند. برای ستونهای با تنگ بسته باید در نتایج حاصل از آیین دیاگرامها تصحیح مربوط به تفاوت مقدار ضریب کاهش مقاومت به عمل آید.

مثال زیر نحوه استفاده از دیاگرامهای اثر متقابل را برای طراحی ستونهای دایروی نشان میدهد.

مثال ۱۰-۶- بر اساس مشخصات مصالح و بارهای داده شده در مثال ۱۰-۵ یک ستون با مقطع دایروی و آرماتور مارپیج طراحی کنید.
حل :

برای طرح ستون مورد نظر ابتدا مقطع دایروی به قطر ۵۰ سانتی متر بررسی می‌شود. اگر $d' = 6$ سانتی متر فرض شود پاره‌های معلوم برای استفاده از منحنیهای اثر متقابل (پیوست ۲) عبارتند از:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{25000 \times 100}{350000} = 7.14 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{7.14}{50} = 0.143$$

$$\gamma = \frac{50 - 12}{50} = 0.76 \approx 0.75$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{350000}{1963/5} = 178/3 \text{ kg/cm}^2$$

با استفاده از دیاگرام (۷۹) پیوست ۲ (مربوط به سه پاره‌ها $f_c' = 350$ ، $f_s' = 4200$ و $\gamma = 0.75$) و با توجه به دو پاره‌ها $\frac{\phi P_n}{A_g} = 2/55$ و $e/h = 0.143$ مقدار زیر برای نسبت آرماتور بدست می‌آید:

$$\rho_g = 0.017$$

که با اعمال تصحیح مربوط به مقاومت تسلیم فولاد، نسبت آرماتور برابر خواهد شد با

$$\rho_g = 0.017 \times \frac{4200}{4500} = 0.018$$

بنابراین سطح مقطع آرماتور مورد نیاز در پیرامون مقطع برابر است با

$$A_{st} = 0.018 \times 1963/5 = 35/3 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن میتوان از $28\Phi 6$ یا $25\Phi 8$ یا $22\Phi 10$ یا $10\Phi 12$ و یا طرحهای دیگر استفاده کرد. برای تعیین گام آرماتور مارپیچ ابتدا لازم است با استفاده از رابطه^۶ (۶-۷) حداقل نسبت آرماتور مارپیچ محاسبه شود بنا بر این با توجه به تصویر ۶-۶ میتوان نوشت:

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} = \frac{3/14 \times (50 - 8)^2}{4} = 1384/7 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \times \left(\frac{1963/5}{1384/7} - 1 \right) \times \frac{350}{2300} = 0.0286$$

در صورتی که برای آرماتور مارپیچ از میلگرد 10Φ استفاده شود به کمک رابطه^۶ (۶-۸) گام مارپیچ به ترتیب زیر محاسبه میشود:

$$s = \frac{0.785 \times 3/14 \times (42 - 1)}{1384/7 \times 0.0286} = 2/5 \text{ cm}$$

از آنجا که بر اساس نتیجه فوق فاصله آزاد بین مارپیچها تنها برابر $1/5 = 2/5 - 1$ سانتیمتر خواهد بود که از حداقل قید شده در آیین نامه (یعنی $2/5$ سانتیمتر) کمتر است باید از میلگرد بزرگتری مثلاً 14Φ برای آرماتور مارپیچ استفاده شود. در این صورت با استفاده از رابطه^۶ (۶-۸) گام مارپیچ برابر $s = 4/9$ سانتیمتر خواهد شد که نتیجه قابل قبولی است. راه حل دیگر برای افزایش گام مارپیچ استفاده از آرماتور آجدار به جای آرماتور صاف است. مثلاً در این مسئله اگر از میلگرد 10Φ استفاده شود گام مارپیچ برابر $4/4$ سانتیمتر خواهد شد.

۶-۴-۶-۶ مقاطع مربع شکل با توزیع دایروی آرماتور

توزیع دایروی آرماتورها و محصور کردن آنها توسط آرماتور مارپیچ معمولاً در مقاطع دایروی انجام میشود. با اینحال، در برخی موارد، مقاطع مربع شکل را نیز به همین ترتیب مسلح میکنند. بدین ترتیب میتوان ایده^۶ دورپیچ کردن مقطع را بسادگی در مقاطع مربع شکل نیز بکار برد. تصویر ۶-۱۱ یک مقطع مربع شکل را که در آن آرماتورهای طولی روی محیط یک دایره توزیع شده اند نشان میدهد. نحوه آنالیز این نوع مقاطع مشابه آنالیز مقاطع دایروی است. برای تسریع در محاسبات آنالیز و طراحی، برای اینگونه ستونها نیز

منحنیهای اثر متقابل تهیه شده است که نمونه‌های از آنها در پیوست ۲ آورده شده است. دیاگرامهای (۸۵) تا (۹۶) پیوست ۲ به ستونهای مربع شکل با توزیع دایروی آرما تور طولی و مسلح به آرما تور مارپیچ اختصاص دارد. نحوه استفاده از این دیاگرامها برای آنالیز و طراحی ستونها کاملاً مشابه استفاده از منحنیهای اثر متقابل ستونهای دایروی است که در بخش ۴-۵-۶ مورد بررسی قرار گرفت.

۶-۴-۷ فرمولهای تقریبی برای آنالیز و طراحی ستونها

در کنار روشهای دقیق و دیاگرامهای اثر متقابل که برای آنالیز و طرح ستونها بکار می‌رود روابط تقریبی نیز برای محاسبه مقاومت فشاری انواع ستونها ابداع شده است. از جمله این روابط میتوان به روابطی که توسط ویتنی (Whitney) بدست آمده است اشاره کرد: متأسفانه نتایج حاصل از این روابط تقریبی همواره در جهت اطمینان نیست و در برخی موارد نیز ممکن است خطای قابل ملاحظه‌ای (تا ۳۰ درصد) در آنها مشاهده شود لذا این روابط معمولاً برای محاسبات اولیه، تخمین ابعاد و کنترل نتایج حاصل از محاسبات تئوریک استفاده میشود. در این بخش بدون وارد شدن در جزئیات بدست آمدن این روابط تنها به نقل آنها اکتفا میشود.

در مقاطع مستطیل شکلی که آرما تورهای اصلی تنها در دو وجه مقابل قرار دارند مقاومت فشاری در حالتی که رفتار از نوع دوم یا سوم باشد از رابطه زیر محاسبه میشود

$$P_n = \frac{bhf'_c}{\gamma h e/d^2 + 1/18} + \frac{A'_s f_y}{e/(d-d') + 0/5} \quad (6-30)$$

لازم به یادآوری است که در این مقطع، مقاومت فشاری برای رفتار نوع اول با استفاده از رابطه (۶-۱۸) محاسبه میشود.

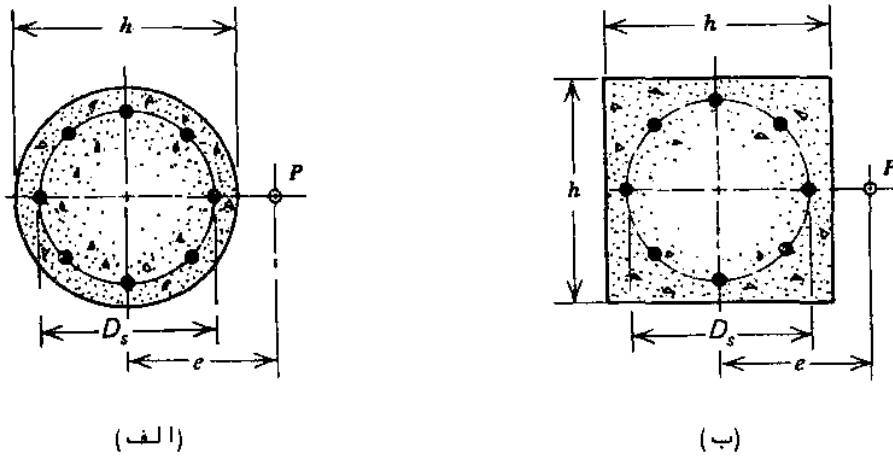
در مقاطع دایروی، مقاومت فشاری اسمی برای رفتار نوع اول از

$$P_n = 0/85 f'_c h^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0/85 e}{h} - 0/38 \right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2/5 h}} - \left(\frac{0/85 e}{h} - 0/38 \right) \right] \quad (6-31)$$

و برای رفتار نوع دوم یا سوم از رابطه زیر محاسبه میشود

$$P_n = \frac{A_{st} f_y}{\frac{2e}{D_s} + 1} + \frac{A_g f'_c}{\frac{9/6he}{(0/8h + 0/67D_s)^2} + 1/18} \quad (6-32)$$

در این روابط $m = \frac{f_y}{0/85f'_c}$ ، h ، قطر مقطع و D_s ، قطر دایره گذرنده از مرکز میلگردها است (تصویر الف-۲۳-۶) .



تصویر ۲۳-۶ مقاطع دایره و مربع شکل با توزیع دایروی آرماتور

در مقاطع مربع شکل با توزیع دایروی آرماتورها مقاومت فشاری اسمی برای رفتار نوع اول از رابطه

$$P_n = 0/85 h^2 f'_c \left\{ \sqrt{\left[\left(\frac{e}{h} - 0/5 \right)^2 + 0/67 \frac{\rho_g m D_s}{h} \right]} - \left(\frac{e}{h} - 0/5 \right) \right\} \quad (6-33)$$

و برای رفتار نوع دوم یا سوم از رابطه زیر محاسبه میشود .

$$P_n = \frac{A_{st} f_y}{\frac{2e}{D_s} + 1} + \frac{A_g f'_c}{\frac{12he}{(h + 0/67D_s)^2} + 1/18} \quad (6-34)$$

در این دو رابطه h بعد مقطع مربع و D_s قطر دایره گذرنده از مرکز

میلگردهاست (تصویر ب-۲۳-۶).

به کمک روابط فوق می‌توان مقدار آرماتور مورد نیاز زد در یک مقطع مشخص را نیز محاسبه کرد. در این صورت لازم است سطح مقطع آرماتور از هر یک از دو رابطه مربوط به رفتار نوع اول و رفتارهای نوع دوم و سوم محاسبه و مقدار بزرگتر انتخاب شود.

مثال ۱۱-۶- مقدار آرماتور لازم در مقطع داده شده در مثال ۱۰-۶ را به کمک روابط تقریبی ویتنی محاسبه کنید.

حل :

پارامترهای مورد نیاز در روابط (۳۱-۶) و (۳۲-۶) برابرند با :

$$P_n = \frac{350000}{0.75} = 466667 \text{ kg}$$

$$e = 7/14 \text{ cm} \quad , \quad h = 50 \text{ cm} \quad , \quad D_s = 38 \text{ cm}$$

$$m = 13/45 \quad , \quad A_g = 1963/5 \text{ cm}^2$$

با استفاده از دو رابطه مذکور به ترتیب نتایج زیر بدست می‌آیند :

$$(۳۱-۶) \text{ رابطه} : \rho_g = 0/017 \Rightarrow A_{st} = 33/4 \text{ cm}^2$$

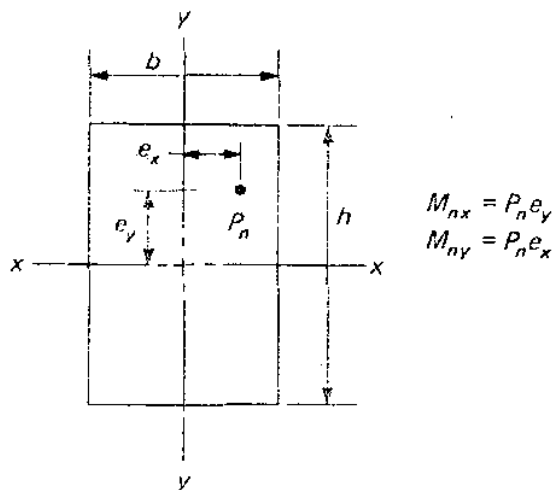
$$(۳۲-۶) \text{ رابطه} : A_{st} = 46/7 \text{ cm}^2$$

بنابراین سطح مقطع آرماتور مورد نیاز برابر ۴۶/۷ سانتیمتر مربع است. این نتیجه با نتیجه حاصل از منحنیهای اثر متقابل (یعنی ۳۵/۳) در حدود ۳۰ درصد تفاوت دارد. به طور کلی، با افزایش مقاومت تسلیح فولاد دقت روابط تقریبی ویتنی کاهش می‌یابد.

۵-۶- اعضای فشاری تحت خمش دو محوری

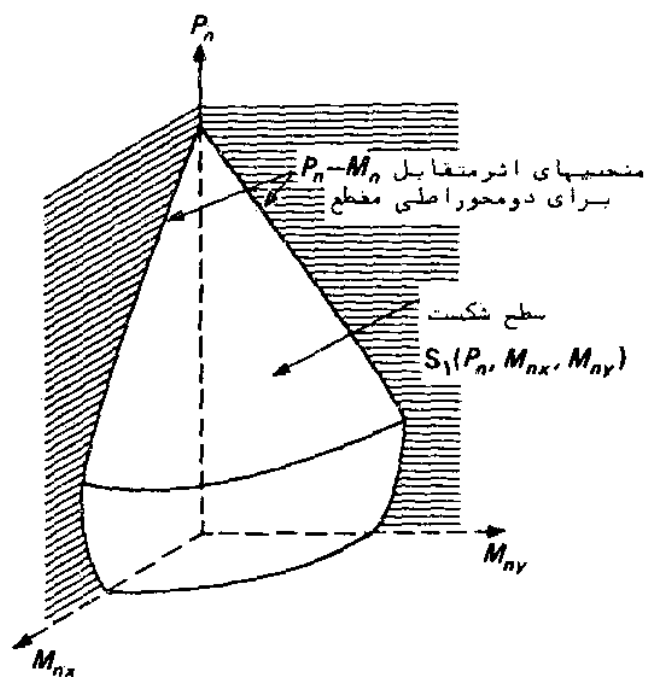
در بخش ۴-۶ روشهای آنالیز و طراحی مقاطع فشاری که تحت اثر خمش حول تنهایی از محوره‌های اصلی مقطع قرار دارند بررسی شد. در عمل مواردی پیش می‌آید که یک عضو فشاری تحت اثر خمش حول هر دو محور اصلی خود قرار می‌گیرد. به عنوان مثال می‌توان به ستونهای گوشه در ساختمانهایی که در هر دو جهت تیرها به صورت گیردار به آنها متصل میشوند اشاره کرد. چنین ستونهایی باید برای اثر همزمان فشار و خمش حول دو محور اصلی مقطع طراحی شوند.

مقاومت اسمی یک مقطع فشاری تحت خمش دو محوری تابع دست‌نویس
 M_{nx} و M_{ny} است. همچنین میتوان مقاومت اسمی مقطع را به وسیله
 نیروی فشاری P_n که با خروج از مرکزهای $e_y = M_{nx}/P_n$ و $e_x = M_{ny}/P_n$ نسبت
 به دو محور x و y بر مقطع اثر می‌کنند بیان کرد (تصویر ۶-۲۴).



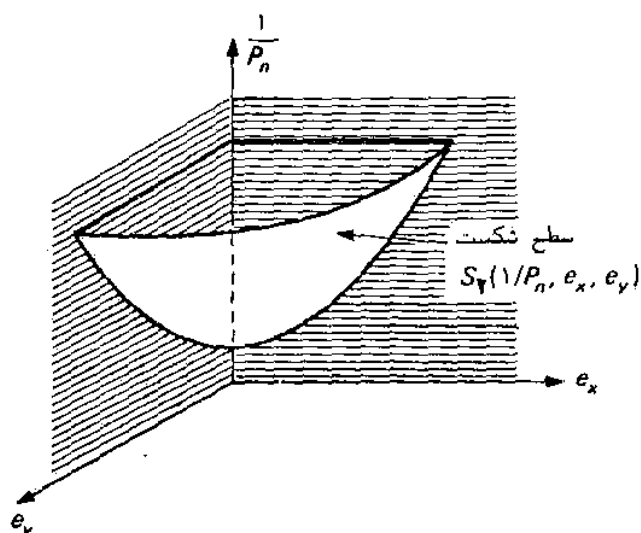
تصویر ۶-۲۴ پارامترهای مقاطع فشاری تحت خمش دو محوری

یک روش برای آنالیز مقاطع فشاری تحت خمش دو محوری استفاده
 از اصول تعادل و همان فرضیات مقاومت است که در بخش ۴-۶ برای
 ستونهای تحت خمش تک محوری بکار رفت. این روش مبتنی بر تکرار
 آزمون و خطا برای پیدا کردن موقعیت مایل محور خنثی است. حجم
 محاسبات در این روش معمولاً زیاد است و لذا بکار بردن این روش
 تنها در صورت استفاده از کامپیوتر مناسب است. روشهای عملی تری که
 تاکنون برای آنالیز و طراحی ستونها ابداع شده اند عموماً "بر مبنای
 سطح شکست استوارند. یک نمونه سطح شکست در تصویر ۶-۲۵ نشان داده
 شده است. مختصات هر نقطه از این سطح معرف سه مقدار M_{nx} ، M_{ny} است
 که به طور همزمان سبب گسیختگی ستون میشوند. به این سطح شکست، سطح
 اثر متقابل نیز گفته میشود. در واقع این سطح نمایش دهنده
 اثر متقابل برای خمش حول محورهای مختلف مقطع است. فصل مشترک
 این سطح با صفحات قائم محورها در واقع همان منحنیهای اثر متقابل



تصویر ۶-۲۵ سطح شکست با سطح اثر متقابل فشار و خمش دو محوری

برای دو جهت اصلی مقطع است. برای اختصار، این سطح شکست S_1 نامیده خواهد شد. در صورتی که به جای سه پارامتر فوق، یعنی نیروی فشاری و لنگرهای



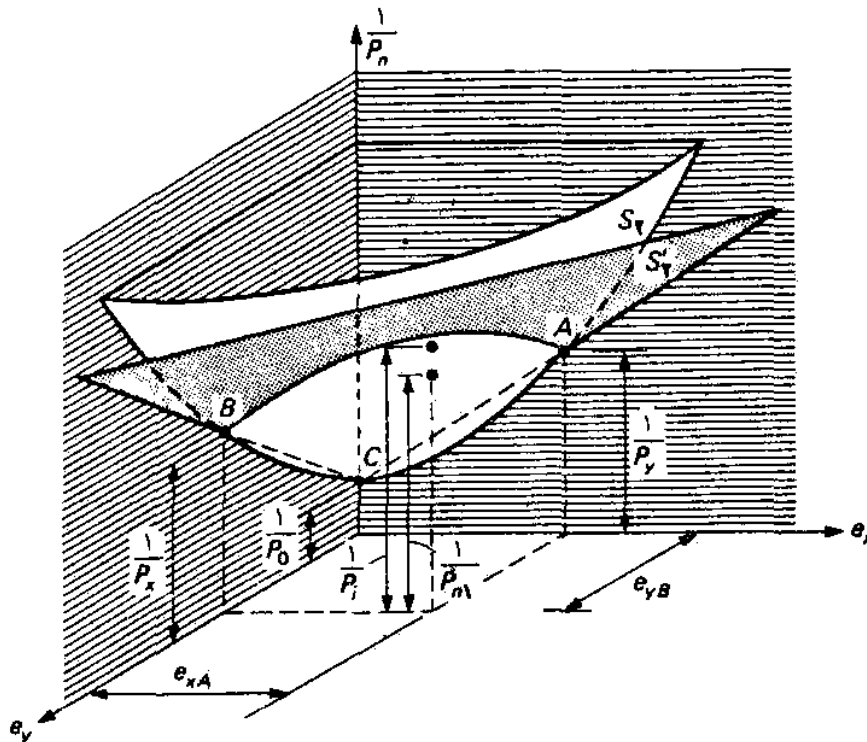
تصویر ۶-۲۶ سطح شکست بر اساس معکوس بار و خروج از مرکزهای بار

خمشی حول دو محور اصلی، از سه پارامتر $1/P_n$ ، e_x و e_y برای تعریف سطح شکست استفاده شود سطح نشان داده شده در تصویر ۶-۲۶ حاصل میشود. این سطح نیز برای اختصار با S_4 نمایش داده خواهد شد.

در ادامه این بخش دوروش متداول برای آنالیز و طراحی ستونهای تحت خمشی دو محوری ارائه خواهد شد. روش اول که به روش معکوس بار موسوم است بر اساس سطح S_4 ابداع شده و برای آنالیز مقاطع مناسب است. روش دوم که برای طراحی مقاطع مناسب تر است روش منحنی هم بار نامیده میشود. این روش بر اساس سطح S_1 ابداع شده است.

روش معکوس بار

در این روش موقعیت یک نقطه به مختصات $1/P_{n1}$ ، e_{xA} و e_{yB} روی سطح شکست S_4 به وسیله نقطه دیگری به مختصات $1/P_i$ ، e_{xA} و e_{yB} روی یک صفحه S_4' ، که مطابق تصویر ۶-۲۷ از سه نقطه A ، B و C میگذرد، تقریب زده میشود. بدین ترتیب هر نقطه روی سطح واقعی شکست به وسیله یک صفحه



تصویر ۶-۲۷ نمایش تصویری روش معکوس بار

متفاوت تعریف میشود.

بنابراین به‌جای تعیین مقاومت فشاری اسمی P_n که نظیر د و خروج از مرکز e_{xA} و e_{yB} است میتوان مقدار P_i را محاسبه کرد. برای این اساس لازم است معادله صفحه S'_y ، یعنی صفحه‌ای که از سه نقطه A ، B و C واقع بر روی سطح شکست S_y میگذرد، بدست آید. مختصات این سه نقطه عبارتند از

$$A(e_{xA}, 0, 1/P_y)$$

$$B(0, e_{yB}, 1/P_x)$$

$$C(0, 0, 1/P_0)$$

که در آنها P_0 مقاومت اسمی تحت فشار محوری (بدون خروج از مرکز) P_x ، مقاومت فشاری اسمی برای خروج از مرکز تک محوری e_{yB} (یعنی وقتی e_{xA} برابر صفر فرض شود) و P_y مقاومت فشاری اسمی برای خروج از مرکز تک محوری e_{xA} (یعنی وقتی e_{yB} برابر صفر فرض شود) است.

بسادگی میتوان نشان داد که معادله صفحه S'_y به صورت زیر خواهد

بود:

$$\frac{e_x}{e_{xA}} \left(\frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0} \right) + \frac{e_y}{e_{yB}} \left(\frac{1}{P_x} - \frac{1}{P_0} \right) - \frac{1}{P_n} + \frac{1}{P_0} = 0 \quad (6-35)$$

در صورتی که مختصات نقطه مورد نظر روی این صفحه، یعنی $(e_{xA}, e_{yB}, 1/P_i)$ در معادله فوق قرار داده شود نتیجه زیر برای مقدار P_i حاصل میشود.

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0} \quad (6-36)$$

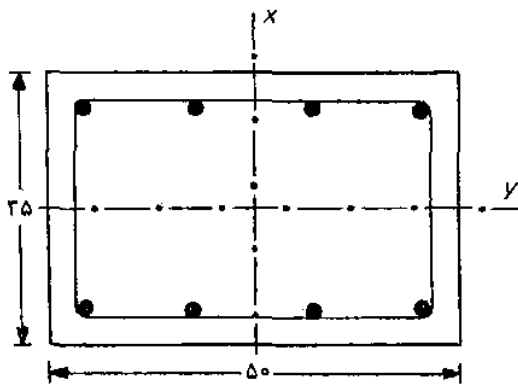
همانطور که در این رابطه مشاهده میشود محاسبه مقاومت فشاری اسمی برای خمش دو محوری منجر به محاسبه مقاومت‌های فشاری تحت خمش تک محوری و مقاومت فشاری محوری میشود.

نتایج آزمایش نشان داده است که به کمک رابطه (6-36) میتوان مقاومت فشاری تحت خمش دو محوری را با دقت خوبی بدست آورد. همین آزمایش‌ها نشان داده اند که این رابطه در صورتی میتواند مورد استفاده قرار گیرد که P_n/P_0 از ۱/۵ بزرگتر باشد. برقرار نبودن این شرط بدین معنی است که رفتار عضو عمدتاً "خمشی" است. در چنین حالتی میتوان از نیروی فشاری صرف نظر کرده و مقطع را برای خمش دو محوری با نسبت

لنگرهای خمشی برابر $\frac{M_{nx}}{M_{ny}} = \frac{e_x}{e_y}$ طرح کرد. این روش نه تنها از دقت کافی برخوردار است در جهت اطمینان نیز میباشد (برای روشن شدن علت این امر تنها کافی است توجه شود که در رفتار نوع اول، یعنی قسمت تحتانی منحنی اثر متقابل فشار و خمش، از دیادتیروی فشاری سبب افزایش مقاومت خمشی میشود. بنابراین در این ناحیه برای تعیین مقاومت فشاری به ازاء خروج از معین e میتوان به طور محافظه کارانه از رابطه $P_n = \frac{M_0}{e}$ استفاده کرد که در آن M_0 مقاومت خمشی اسمی مقطع است)

مثال ۱۲-۶- برای یک ستون مستطیل شکل که تحت تأثیر بارهای

ضریب بار $P_u = ۱۰۰۰۰۰$ کیلوگرم، $M_{ux} = ۱۵۰۰۰$ کیلوگرم-متر و $M_{uy} = ۱۰۰۰۰۰$ کیلوگرم-متر قرار دارد مقطع نشان داده شده در تصویر زیر پیشنهاد شده است. بررسی کنید که آیا این مقطع برای تحمل بارهای مذکور کافی است یا خیر.



$$d' = 6/5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 8 \Phi 25$$

حل :

خروج از مرکز بار نسبت به دو محور مقطع برابر است با

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{15000 \times 100}{1000000} = 15 \text{ cm}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{100000 \times 100}{1000000} = 10 \text{ cm}$$

برای تعیین کفایت ستون، لازم است مقاومت فشاری مقطع در حالی که تحت اثر بار با خروج از مرکزهای ۱۵ و ۱۰ سانتیمتر نسبت به محورهای مقطع قرار میگیرد محاسبه شود. برای این منظور میتوان از رابطه (۶-۳۶) استفاده کرد. کمیت P_y ، یعنی مقاومت فشاری ستون تحت بار با خروج از مرکز $e_x = ۱۰$ سانتیمتر، را میتوان با استفاده از منحنیهای اثر متقابل تصویر ۱۸-۶ یا پیوست ۲ و کمیت P_x ، یعنی مقاومت فشاری ستون تحت بار با خروج از مرکز $e_y = ۱۵$ سانتیمتر، را میتوان با استفاده

از دیاگرام‌های پیوست ۲ (مربوط به مقاطع مستطیل شکل با توزیع آرماتور در دو وجه جانبی) محاسبه کرد. P_0 نیز با استفاده از رابطه (۶-۲) تعیین میشود. این محاسبات نتایج زیر را بدست میدهند:

$$e_x = 10 \text{ cm} \implies P_y = 262500 \text{ kg}$$

$$e_y = 15 \text{ cm} \implies P_x = 229750 \text{ kg}$$

$$P_0 = 520610 \text{ kg}$$

بنابراین با استفاده از رابطه (۶-۳۶) مقاومت فشاری مقطع به ترتیب زیر محاسبه میشود.

$$\begin{aligned} \frac{1}{P_n} &\approx \frac{1}{P_i} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0} \\ \implies \frac{1}{P_i} &= \frac{1}{229750} + \frac{1}{262500} - \frac{1}{520610} \\ \implies P_n &\approx P_i = 160224 \text{ kg} \end{aligned}$$

با توجه به اینکه $\phi P_n = 0.7 \times 160224 = 112157$ بزرگتر از $P_u = 100000$ کیلوگرم است مقطع داده شده برای تحمل بارهای وارده مناسب است.

روش منحنی هم‌بار

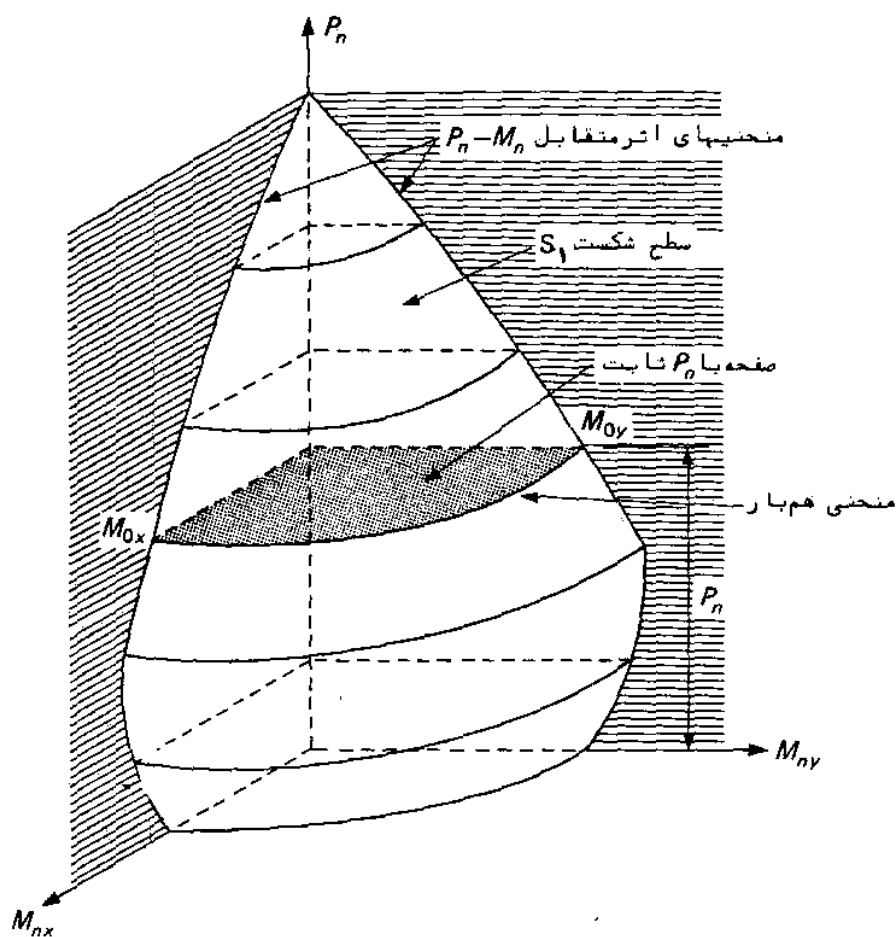
در این روش سطح شکست S_1 توسط یک صفحه با P_n ثابت قطع میشود، منحنی حاصل منحنی هم‌بار نامیده میشود. این منحنی در واقع منحنی اثر متقابل برای مقادیر M_{nx} و M_{ny} است که به طور همزمان با نیروی فشاری P_n سبب گسیختگی مقطع میشوند. در تصویر ۶-۲۸ یکی از صفحات با P_n ثابت همراه با منحنی هم‌بار مربوط به آن نشان داده شده است.

معادله بی بعد برای منحنی هم‌بار را میتوان به صورت زیر بیان

کرد

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right)^\alpha = 1 \quad (6-37)$$

که در آن M_{0x} ، $M_{ny} = P_n e_x$ ، $M_{nx} = P_n e_y$ در بار محوری P_n برای حالتی است که e_x صفر است و M_{0y} مقاومت خمشی در بار محوری P_n برای حالتی است که e_y صفر است. توان α نیز پارامتری است که تابع ابعاد مقطع، محل و مقدار آرماتور و مقاومت‌های بتن و فولاد است. نتایج تحقیقات نشان داده است که مقدار α معمولاً بین $1/2$ تا 2 تغییر میکند.



تصویر ۲۸-۶ منحنیهای هم‌بار در روی سطح اثر متقابل فشار و خمشی دو محوری

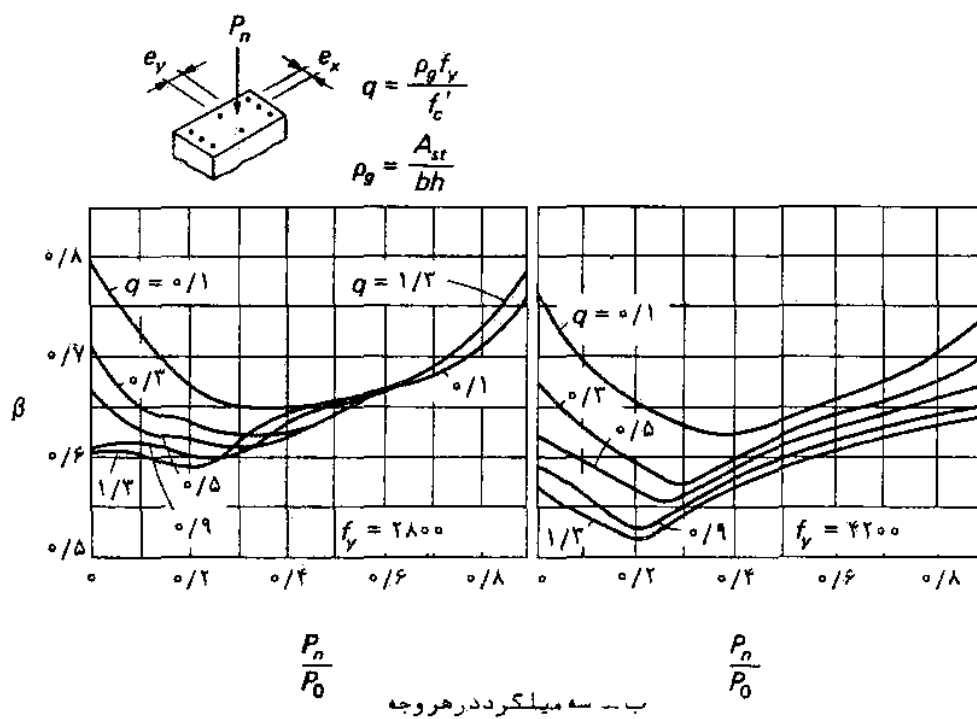
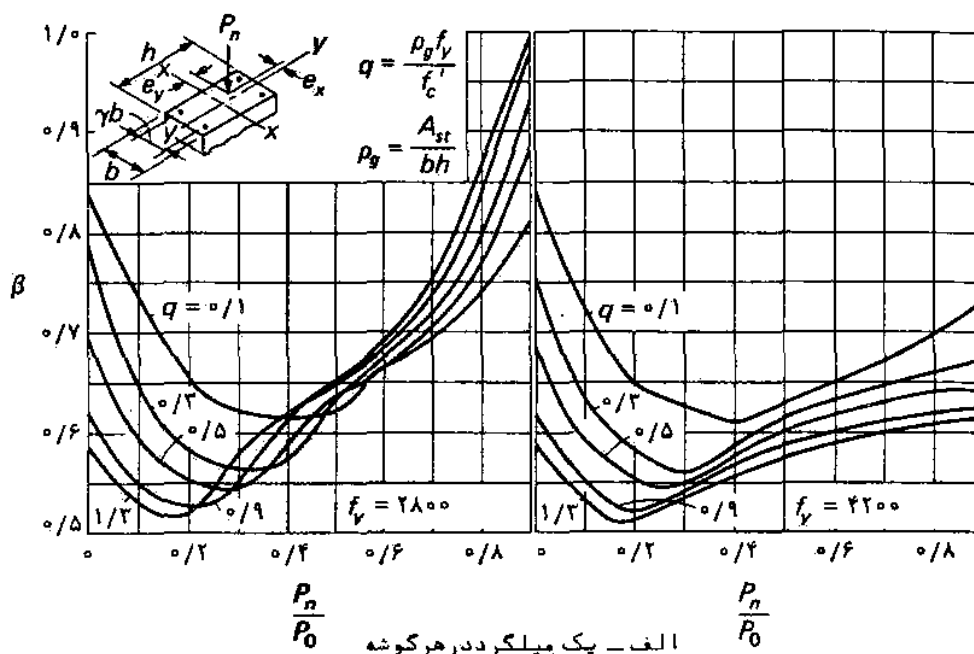
حال اگر نقطه B روی منحنی هم‌بار به نحوی تعریف شود که در این نقطه شرط زیر برقرار باشد

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{M_{0y}}{M_{0x}} \quad (6-38)$$

در این صورت میتوان نوشت :

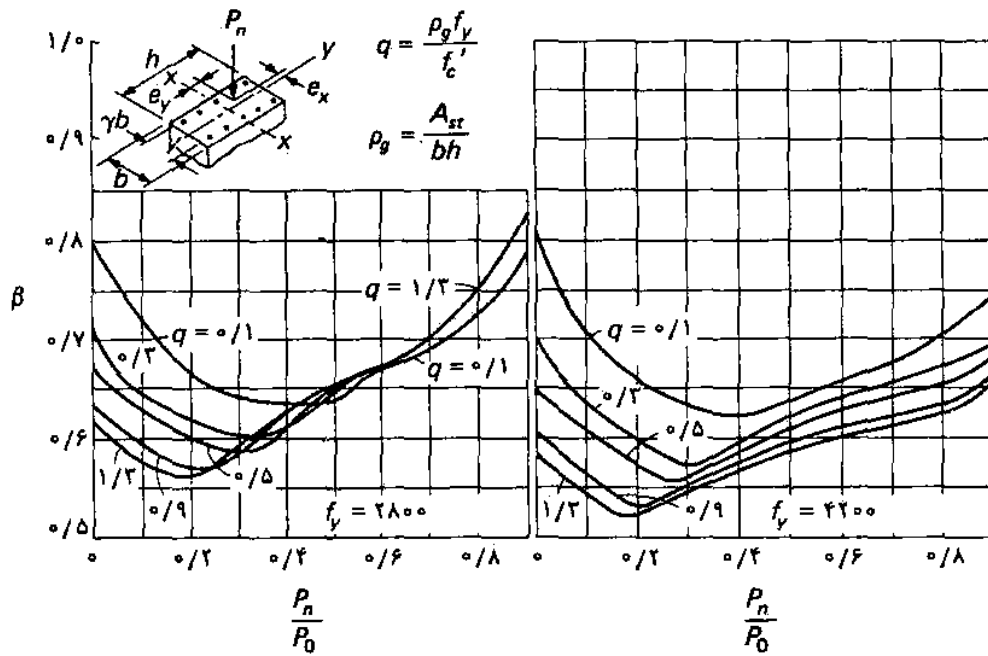
$$M_{nx} = \beta M_{0x} \quad ; \quad M_{ny} = \beta M_{0y} \quad (6-39)$$

از نظر فیزیکی، β معرف نسبتی از مقاومتهای خمشی تک محوری M_{0y} و M_{0x} است که میتواند به طور همزمان با P_n سبب گسیختگی قطعه شوند. طبیعتاً مقدار β بستگی به نسبت P_n به P_0 و مشخصات مصالح و مقطع دارد. مقدار β معمولاً بین ۰/۵۵ و ۰/۷۰ است که مقدار متوسط ۰/۶۵ برای طراحی

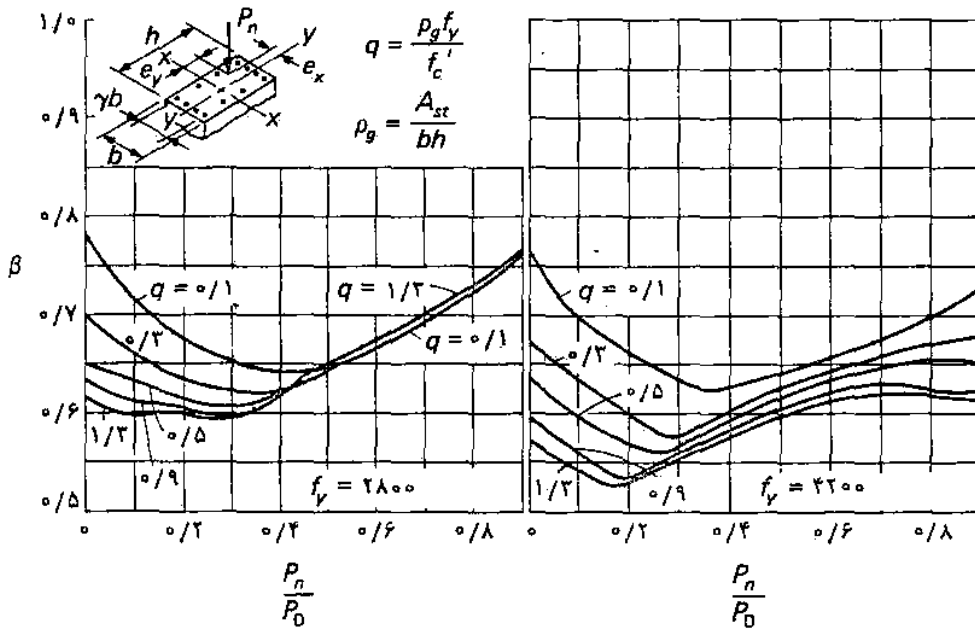


تصویر ۲۹-۶ پارامتر β برای طراحی ستونهای تحت خمش دو محوری

اولیه توصیه میشود. با استفاده از اصول تعادل نیروهای مقطع، مقادیر دقیق تر β برای حالات مختلف محاسبه شده و در دیاگرامهای تصویر ۲۹-۶



ج - ۴، ۲ یا ۵ میلگرد در هر یک از دو وجه بزرگتر



د - چهار (یا بیشتر) میلگرد در هر وجه

تصویر ۲۹-۶ پارامتر B برای طراحی ستونهای تحت خمشی دو محوری

ترسیم شده است (این دیاگرامها برای مقادیر γ بین ۰/۶ تا ۰/۱ f'_c بین ۲۰۰ تا ۴۲۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و h/b بین ۱ تا ۴ میتواند مورد

استفاده قرار گیرند. به علاوه باید توجه داشت که هر دیاگرام برای توزیع ویا تعداد خاصی از میلگردها در مقطع تهیه شده که این مشخصات برای هر دیاگرام در زیر آن نوشته شده است.

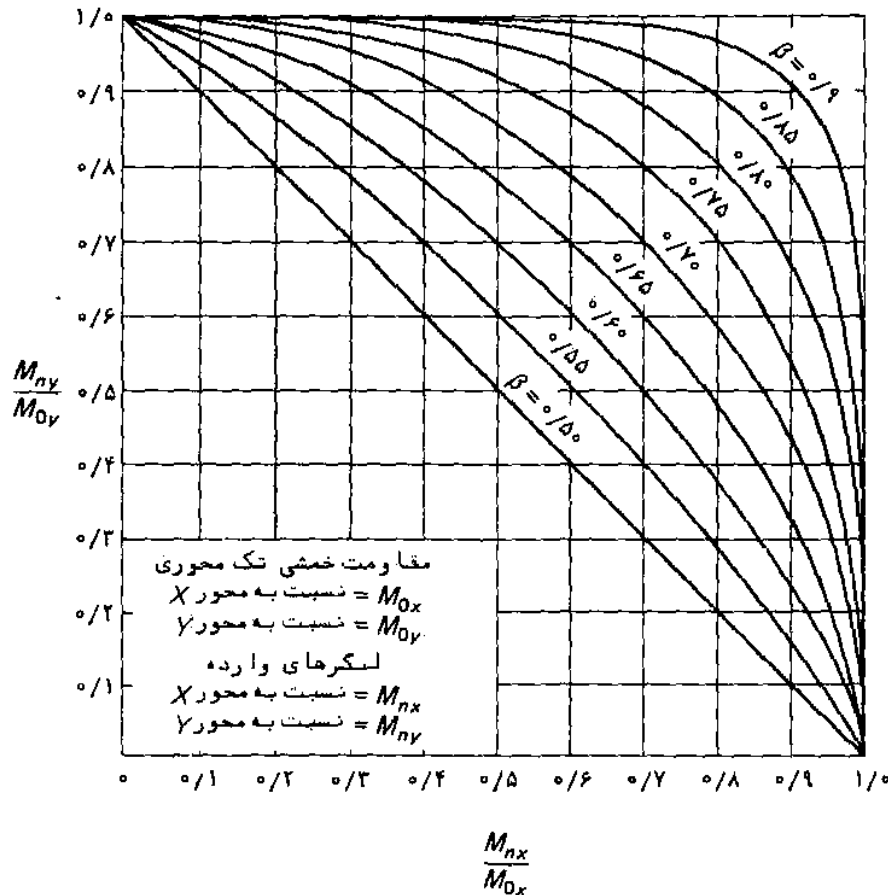
با قراردادن روابط (۶-۳۹) در رابطه (۶-۳۷) میتوان α را بر حسب β تعیین کرد، بنابراین:

$$\left(\frac{\beta M_{0x}}{M_{0x}}\right)^\alpha + \left(\frac{\beta M_{0y}}{M_{0y}}\right)^\alpha = 1$$

$$\Rightarrow \beta^\alpha = \frac{1}{\beta}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\log 0.5}{\log \beta} \quad (6-40)$$

با جایگزینی این نتیجه در رابطه (۶-۳۷) رابطه زیر حاصل میشود:

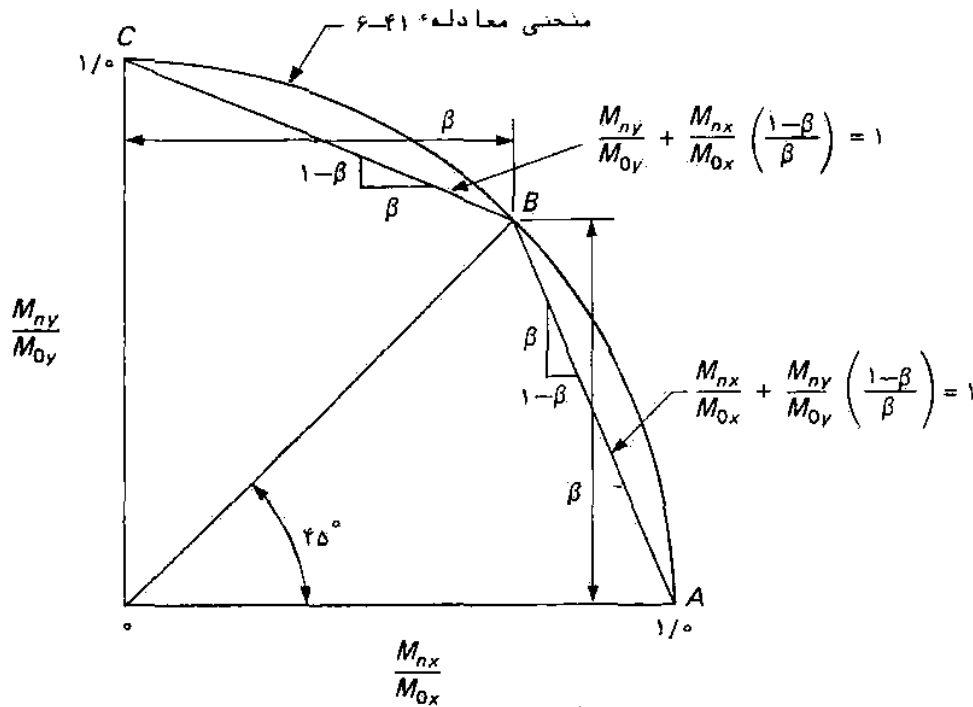


تصویر ۶-۳۰ منحنیهای اثر متقابل خمش دو محوری (منحنیهای همبار)

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right)^{\frac{\log 0.5}{\log \beta}} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right)^{\frac{\log 0.5}{\log \beta}} = 1 \quad (6-41)$$

تصویر ۶-۳۰ نمایش ترسیمی رابطه فوق را برای مقادیر مختلف β نشان می‌دهد.

برای تسهیل محاسبات، هر یک از منحنیهای هم‌بار تصویر ۶-۳۰ را میتوان به‌طور تقریبی با دو خط مستقیم AB و BC جایگزین کرد (تصویر ۶-۳۱). در صورتی که M_{ny}/M_{0y} بزرگتر از M_{nx}/M_{0x} باشد لازم است از خط BC



تصویر ۶-۳۱ تقریب خطی برای منحنی هم‌بار

استفاده شود که معادله آن عبارت است از

$$\frac{M_{ny}}{M_{0y}} + \frac{M_{nx}}{M_{0x}} \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) = 1 \quad (6-42)$$

و در صورتی که M_{ny}/M_{0y} کوچکتر از M_{nx}/M_{0x} باشد از خط AB استفاده می‌شود که معادله آن به صورت زیر است:

$$\frac{M_{nx}}{M_{0x}} + \frac{M_{ny}}{M_{0y}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) = 1 \quad (6-43)$$

هنگامی که از مقاطع مستطیل شکل با توزیع یکسان آرماتسور در محیط مقطع استفاده می‌شود رابطه تقریبی زیر برقرار است :

$$\frac{M_{0y}}{M_{0x}} \approx \frac{b}{h} \quad (6-44)$$

که با استفاده از آن روابط (۶-۴۲) و (۶-۴۳) را میتوان به صورت تقریبی زیر بیان کرد :

$$M_{ny} + M_{nx} \left(\frac{b}{h} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \approx M_{0y} \quad \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \geq \frac{b}{h} \quad \text{برای} \quad (6-45)$$

$$M_{nx} + M_{ny} \left(\frac{h}{b} \right) \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \approx M_{0x} \quad \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \leq \frac{b}{h} \quad \text{برای} \quad (6-46)$$

با توجه به نتایج فوق، روش طراحی مقاطع فشاری تحت خمش دو محوری را میتوان به ترتیب زیر خلاصه کرد :

(۱) مقدار β را برابر ۰/۶۵ فرض کنید و یا با استفاده از تصویب ۶-۲۹ تخمینی برای آن بدست آورید .

(۲) اگر M_{ny}/M_{nx} بزرگتر از b/h است ، با استفاده از رابطه (۶-۴۵) مقاومت خمشی تک محوری معادل، M_{0y} ، را محاسبه کنید و اگر M_{ny}/M_{nx} کوچکتر از b/h است ، به کمک رابطه (۶-۴۶) مقاومت خمشی تک محوری معادل، M_{0x} ، را تعیین کنید .

(۳) با استفاده از روشهای ارائه شده در بخش ۶-۴ مقطع را به صورت خمش تک محوری برای P_n و مقاومت خمشی تک محوری معادل، M_{0x} یا M_{0y} ، طراحی کنید .

(۴) کفایت مقطع طراحی شده را برای تحمل بارهای وارده به کمک یکی از روش زیر تحقیق کنید .

(الف) روش معکوس بار :

$$P_n \leq \left(\frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0} \right)^{-1} \quad (6-47)$$

(ب) روش منحنی هم بار :

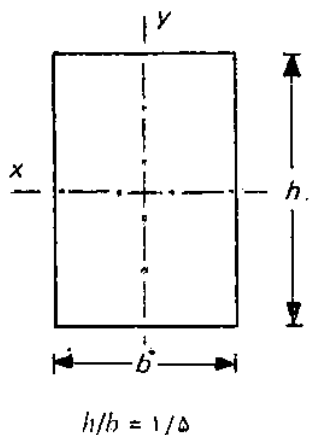
$$\frac{M_{ny}}{M_{0y}} + \frac{M_{nx}}{M_{0x}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \leq 1 \quad \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \geq \frac{M_{0y}}{M_{0x}} \quad \text{برای} \quad (6-48)$$

$$\frac{M_{nx}}{M_{0x}} + \frac{M_{ny}}{M_{0y}} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) \leq 1 \quad \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \leq \frac{M_{0y}}{M_{0x}} \quad \text{برای} \quad (6-49)$$

مثال ۱۳-۶ ابعاد و آرما تور لازم برای یک ستون مستطیل شکل

برای بارولنگرهای ضریب دار زیر را بدست آورید. فرض کنید $h/b = 1/5$ باشد و آرما تورها به طور یکسان در

پیرامون مقطع توزیع شوند.



$$P_u = 225000 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 50000 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 20000 \text{ kg.m}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$d' = 6/5 \text{ cm}$$

حل :

ابتدا باید مقادیر اسمی لازم محاسبه شوند، بنابراین :

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{225000}{0.7} = 325715 \text{ kg}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{50000}{0.7} = 71430 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} = \frac{20000}{0.7} = 28570 \text{ kg.m}$$

با فرض $\beta = 0.65$ و با توجه به اینکه $M_{ny}/M_{nx} = 0.4$ از $h/h = 0.67$ کوچکتر است میتوان با استفاده از رابطه (۶-۴۶) یک مقاومت خمشی اسمی تک محوری معادل به ترتیب زیر محاسبه کرد :

$$M_{0x} \approx 71430 + 28570 \times 1/5 \times \frac{1-0.65}{0.65} = 94505 \text{ kg.m}$$

حال لازم است یک مقطع مستطیل شکل با $h/b = 1/5$ و مقادیر اسمی لازم $P_n = 325715$ کیلوگرم و $M_{nx} = 94505$ کیلوگرم متر طرح شود. برای این منظور میتوان با استفاده از دیاگرامهای اثر متقابل در تصویر ۱۸-۶ (یا پیوست ۲) و روش طراحی مقاطع که در مثالهای بخش ۴-۶ نشان داده شد نتیجه زیر را بدست آورد (برای کوتاه کردن کلام، جزئیات محاسبه به

خواننده واگذار میشود)

$$b = 40 \text{ cm} , \quad h = 60 \text{ cm} , \quad \rho_g = 0/040$$

بنابراین سطح مقطع آرماتور لازم برابر $96 = 0/04 \times 40 \times 60$ سانتیمتر مربع است که برای تأمین آن میتوان از $28 \Phi 16$ در محیط مقطع (۵ میلگرد در هر وجه) استفاده کرد.

حال باید با یکی از دوروش معکوس با ریا منحنی هم‌با رکفایت مقطع برای تحمل بارهای وارده تحقیق شود. در این مثال برای نشان دادن جزئیات محاسبه، هر دوروش بکار برده خواهند شد.

(الف) روش معکوس بار:

برای استفاده از این روش لازم است مقاومت فشاری ستون تحت خروج از مرکزهای

$$e_x = \frac{20000 \times 100}{225000} = 8/51 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{50000 \times 100}{225000} = 21/28 \text{ cm}$$

بطور مجزا محاسبه شود که برای این منظور ابتدا با یکدسته کمیت P_0 ، P_x و P_y تعیین شوند. با توجه به اطلاعات زیر

$$b = 40 , \quad h = 60 , \quad \rho_g = \frac{16 \times 6/16}{40 \times 60} = 0/041$$

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2 , \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

و با استفاده از دیاگرامهای تصویر ۱۸-۶ (یا پیوست ۲) نتایج زیر بدست می‌آیند:

$$e_y = 21/28 \Rightarrow P_x = 432000 \text{ kg}$$

$$e_x = 8/51 \Rightarrow P_y = 568800 \text{ kg}$$

به کمک رابطه (۲-۶) نیز نتیجه زیر حاصل میشود:

$$P_0 = 0/85 \times 300 \times (60 \times 40 - 98/56) + 98/56 \times 4000 = 981107 \text{ kg}$$

بدین ترتیب با استفاده از رابطه (۴۷-۶) میتوان نوشت:

$$P_n \leq \left(\frac{1}{432000} + \frac{1}{568800} - \frac{1}{981107} \right)^{-1} = 327480 \text{ kg}$$

که این مقدار از $P_n = 325715$ کیلوگرم کمتر است ولی تفاوت آنها بسیار ناچیز است (در حدود ۲/۵ درصد) و لذا میتوان مقطع را قابل قبول دانست.

(ب) روش منحنی هم‌بار:

برای استفاده از این روش لازم است سه کمیت P_0 ، M_{0x} و M_{0y} و مقدار واقعی β محاسبه شوند.

$$P_0 = 0.85 \times 3000 \times (60 \times 40 - 98/56) + 98/56 \times 4000 = 981107 \text{ kg}$$

$$\frac{P_n}{A_g} = \frac{335715}{40 \times 60} = 139/9 \text{ kg/cm}^2$$

حال با توجه به مقدار $P_n/A_g = 139/9$ دیر $\gamma = \frac{47}{60} \approx 0.8$ ، $\rho_g = 0.041$ به کمک دیاگرام (۶) از تصویر ۱۸-۶ نتیجه زیر حاصل می‌شود:

$$M_n/A_g h = 72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow M_n = M_{0x} = 72 \times 40 \times 60 \times 60 = 10368000 \text{ kg.cm}$$

همچنین با توجه به مقدار $P_n/A_g = 139/9$ دیر $\gamma = \frac{27}{40} = 0.67$ ، $\rho_g = 0.041$ به کمک دیاگرام‌های (۵) و (۶) از تصویر ۱۸-۶ نتیجه زیر بدست می‌آید:

$$M_n/A_g h = 67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow M_n = M_{0y} = 67 \times 40 \times 60 \times 40 = 6432000 \text{ kg.cm}$$

مقدار واقعی β نیز با استفاده از تصویر ۲۹-۶ به ترتیب زیر تعیین می‌شود:

$$\frac{P_n}{P_0} = \frac{335715}{981107} = 0.342$$

$$q = \rho_g \frac{f_y}{f_c} = \frac{0.041 \times 4000}{300} = 0.547$$

$$\Rightarrow \beta = 0.58$$

سرانجام، با توجه به اینکه $M_{0y}/M_{0x} = 0.62 < M_{ny}/M_{nx} = 0.4$ است باید از رابطه (۶-۴۹) برای کنترل مقطع استفاده شود:

$$\frac{71430}{1030680} + \frac{28570}{64320} \left(\frac{1 - 0.58}{0.58} \right) = 1/0.1 \approx 1$$

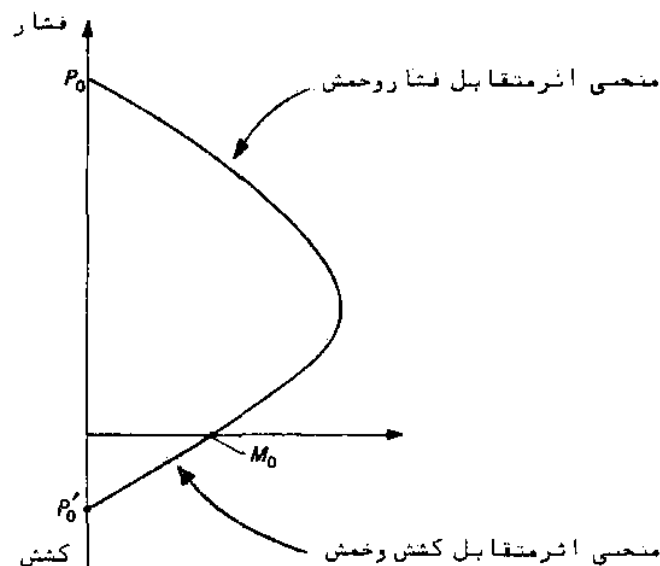
نتیجه فوق تنها به مقدار جزئی از واحد بزرگتر است و در نتیجه کفایت مقطع تأیید می‌شود (چنانچه به جای رابطه (۶-۴۹) از رابطه دقیق‌تر (۶-۴۱) استفاده شود مقدار سمت چپ رابطه برابر 0.98 خواهد شد که از واحد کوچکتر است و نتیجه‌گیری فوق را کاملاً تأیید می‌کند).

از روش منحنی هم‌بار می‌توان در طرح اعضاء خمشی تحت خمشی دو محوری نیز استفاده کرد (با این تفاوت که مقدار P_n برابر صفر است). به

عنوان مثال با استفاده از روش منحنی همپا ر می‌توان مثال ۱۳ فصل ۳ را حل کرد (برای این منظور لازم است در تعیین β برای $f_y = ۳۴۰۰$ از درون یابی خطی بین دو دیاگرام تصویر الف-۲۹-۶ استفاده شود) نتیجه حاصل برای مقاومت خمشی اسمی ۶۷۴۰ کیلوگرم‌متر خواهد بود که با نتیجه بدست آمده در مثال ۱۳-۲ در حدود ۴ درصد تفاوت دارد.

۶-۶-۱ اعضا بتن آرمه تحت کشش محوری و لنگر خمشی

اعضای بتن آرمه بندرت برای تحمل نیروهای کششی مورد استفاده قرار می‌گیرند، با این حال گاهی شرایط مسئله ایجاب می‌کند که یک عضو بتن آرمه برای نیروی کششی محوری یا نیروی کششی خارج از مرکز (یعنی اثر همزمان کشش محوری و خمش) آنالیز و طراحی شود. آنالیز چینی-اعضایی را می‌توان با استفاده از اصول تعادل و به همان روشی که برای آنالیز ستون‌ها بیان شد انجام داد. به علاوه می‌توان از منحنی اثر متقابل کشش و خمش نیز برای آنالیز و طراحی این اعضا استفاده کرد: برای این منظور لازم است دیاگرام اثر متقابل فشار و خمش را، همان‌طور که در تصویر ۶-۳۲ نشان داده شده است، به قسمت منفی نیروی محوری گسترش داد. تجربه نشان می‌دهد که شکل منحنی اثر متقابل در این ناحیه عموماً



تصویر ۶-۳۲ منحنی اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی

نزدیک به خط راست است. بنا براین بار سمیک خط مستقیم بین دو نقطه، که یکی نظیر خمش خالص و دیگری نظیر کشش محوری است، میتواند بسادگی به منحنی تقریبی اثر متقابل کشش و خمش دست یافت. مقاومت اسمی برای کشش محوری، P'_0 ، با توجه به این مطلب که از مقاومت کششی بتن صرف نظر میشود، با رابطه ساده زیر محاسبه میشود.

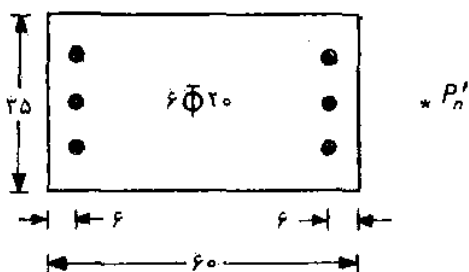
$$P'_0 = A_{st} f_y \quad (۵۰-۶)$$

مقاومت خمشی اسمی یک مقطع را نیز میتوان با استفاده از روشهای فصل ۳ و یا با استفاده از منحنیهای اثر متقابل فشار و خمش تعیین کرد (تلاقی منحنی اثر متقابل با محور خمش معرف مقاومت خمشی مقطع مورد نظر است). از آنجا که در اغلب مقاطع کششی، آرما تورها به صورت غیر متقارن در مقطع قرار داده میشوند، لازم است در ترسیم یا استفاده از منحنیهای اثر متقابل به مفهوم "مرکز پلاستیک مقطع در کشش" توجه کافی شود. با توجه به تعریف مرکز پلاستیک و با توجه به اینکه از مقاومت کششی بتن در محاسبات مقاومت نهایی صرف نظر میشود میتوان نتیجه گرفت که مرکز پلاستیک در کشش بر مرکز سطح میلگردهای مقطع منطبق است.

مثال زیر آنالیز یک عضو کششی و نحوه استفاده از منحنی تقریبی اثر متقابل را نشان میدهد.

مثال ۱۴-۶- مقطع نشان داده شده در تصویر زیر تحت اثر نیروی

کششی با خروج از مرکز ۴ سانتیمتر نسبت به محور خمش قرار دارد. سایر اطلاعات لازم در زیر داده شده است. مقاومت کششی اسمی این مقطع را محاسبه کنید.



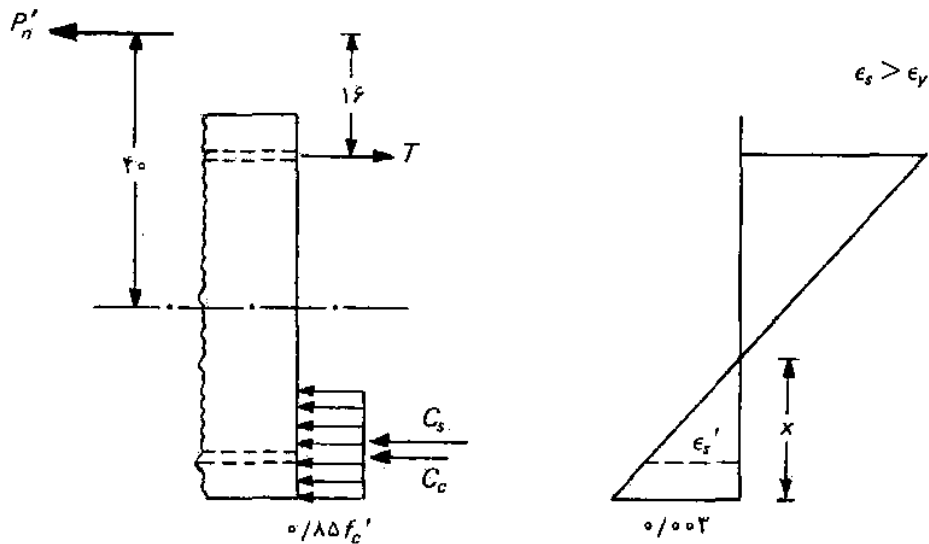
$$f'_c = ۲۵۰ \text{ kg/cm}^۲$$

$$f_y = ۴۰۰۰ \text{ kg/cm}^۲$$

$$A_s = ۶ \Phi ۲۰$$

حل :

مقاومت کششی اسمی مقطع را میتوان با استفاده از دیاگرامهای تغییر طول نسبی و تعادل نیروهای مقطع، مطابق تصویر ۶-۳۳، به یکسانی



تصویر ۶-۳۳ مقطع تحت کشش و خمش در مثال ۶-۱۴

از دوروش آزمون و خطا و یا حل معادله درجه سوم بر حسب متغیر x ، بدست آورد. این محاسبات نشان میدهد که مقدار x برابر $4/41$ سانتیمتر و P'_n برابر 30180 کیلوگرم است. برای نشان دادن روش آزمون و خطا در مقاطع کششی جزئیات محاسبات برای آزمون $x = 4/41$ ، که در واقع جواب قطعی مسئله است، آورده میشود.

با توجه به تصویر ۶-۳۳ میتوان نوشت:

$$C_c = 0.185 f'_c b (0.185 x) = 27880 \text{ kg}$$

$$C_s = A_s \epsilon'_s E_s = 3 \times 3/14 \times (0.0003 \frac{x-6}{x}) \times 2 \times 10^6 \\ = -20380 \text{ kg (کششی)}$$

$$T = A_s f_y = 3 \times 3/14 \times 4000 = 27680 \text{ kg}$$

تعادل نیروهای مقطع مقاومت کششی را برای آزمون فوق بدست میدهد:

$$P'_n = T - C_c - C_s = 27680 - 27880 + 20380 = 30180 \text{ kg}$$

خروج از مرکز نظیر این حالت نیز با گرفتن لنگر نیروها نسبت به مرکز مقطع محاسبه میشود:

$$P'_n e = T \times 24 + C_s \times 24 + C_c \times (30 - 0.5 \times 0.185 \times 4/41)$$

$$30180e = 37680 \times 24 - 20380 \times 24 + 27880 \times 28/12$$

$$e = 39/75 \approx 40 \text{ cm}$$

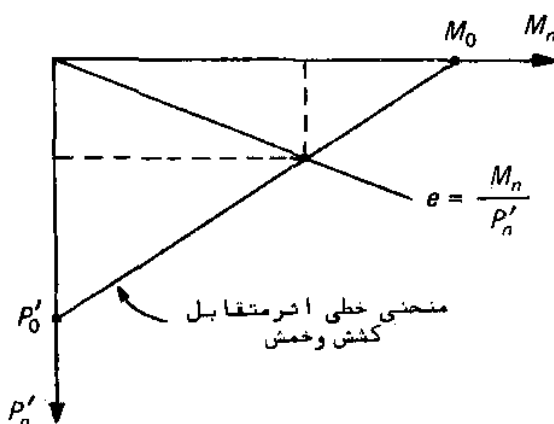
مشاهده میشود که خروج از مرکز محاسبه شده تقریباً " برابر مقدار مورد نظر، یعنی ۴۰ سانتیمتر، است و لذا مقدار P'_n و x بدست آمده در بالا قابل قبول است.

باید توجه داشت که در مقاطع تحت کشش و خمش موارد بسیاری پیش میآید که تمام مقطع تحت کشش است. در چنین مواردی محور خنثی در خارج مقطع قرار میگیرد و در نتیجه هیچگونه نیروی فشاری در مقطع ایجاد نمیشود. این حالت وقتی بوجود میآید که مقدار خروج از مرکز بار کم باشد.

مثال فوق را میتوان به کمک منحنی تقریبی اثر متقابل کشش و خمش بسادگی حل کرد. برای این منظور لازم است دو کمیت M_0 (مقاومت خمشی اسمی بدون تأثیر نیروی کششی) و P'_0 (مقاومت کششی محوری اسمی) محاسبه شود. با استفاده از روشهای فصل ۳ بسادگی میتوان نشان داد که برای مقطع مورد نظر در این مثال M_0 برابر ۱۹۳۹۰ کیلوگرم متر است. مقدار P'_0 نیز برابر است با

$$P'_0 = A_{st} f_y = 6 \times 3/14 \times 40000 = 75260 \text{ kg}$$

و در نتیجه معادله خط مستقیم واصل بین این دو نقطه، که به عنوان منحنی تقریبی اثر متقابل کشش و خمش فرض خواهد شد، عبارت است از (تصویر ۶-۳۴):



$$\frac{M_n}{M_0} + \frac{P'_n}{P'_0} = 1$$

$$\frac{M_n}{19390} + \frac{P'_n}{75260} = 1$$

تلاقی این خط با خط $M_n/P'_n = e = 0/4$ نقطه مورد نظر است. مختصات این نقطه برابر است با:

$$P'_n = 29500 \text{ kg}$$

$$M_n = 11800 \text{ kg.m}$$

مشاهده میشود که نتیجه حاصل

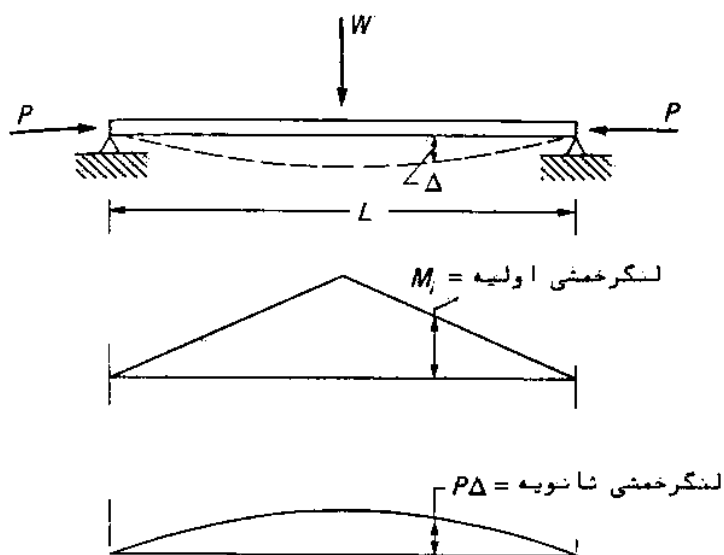
تصویر ۶-۳۴ استفاده از منحنی خطی اثر متقابل کشش و خمش برای مثال ۶-۱۴

برای مقاومت کششی اسمی (۲۹۵۰۰ کیلوگرم) با نتیجه ای که از روش آزمون و خطا و تعادل مقطع بدست آمد (۳۰۱۸۰ کیلوگرم) اختلاف ناچیزی (در حدود ۲ درصد) دارد. به علاوه، همانطور که در این مثال نیز مشهود است، معمولاً جواب حاصل از منحنی خطی اثر متقابل در جهت اطمینان است و لذا از این روش میتوان برای آنالیز و همچنین طراحی مقاطع تحت کشش و خمش توأم استفاده کرد.

۶-۷- اثر لاغری در طراحی ستونها

در بخشهای گذشته این فصل روشهای آنالیز و طراحی اعضاء فشاری کوتاه تشریح شد. کوتاه بودن عضو فشاری بدین معنی است که تاثیر کم آنش و تغییر مکان جانبی به اندازه ای کوچک است که میتوان از آنها صرف نظر کرد. در یک عضو فشاری بلند، از سوی دیگر، مقاومت فشاری تنها تابعی از مشخصات مقطع نیست بلکه عوامل ثانویه نظیر تغییر مکان جانبی و کم آنش بر آن اثر میگذارند. از نظر کمی، کوتاه یا بلند بودن یک عضو فشاری را با نسبت لاغری، L/r ، میسنجند که در آن L طول ستون و $r = \sqrt{I/A}$ شعاع ژیراسیون مقطع است.

بلندی طول ستون به دو صورت سبب کاهش مقاومت آن میشود. یک ستون با نسبت لاغری بزرگ که تحت اثر بار محوری قرار میگیرد، بدون

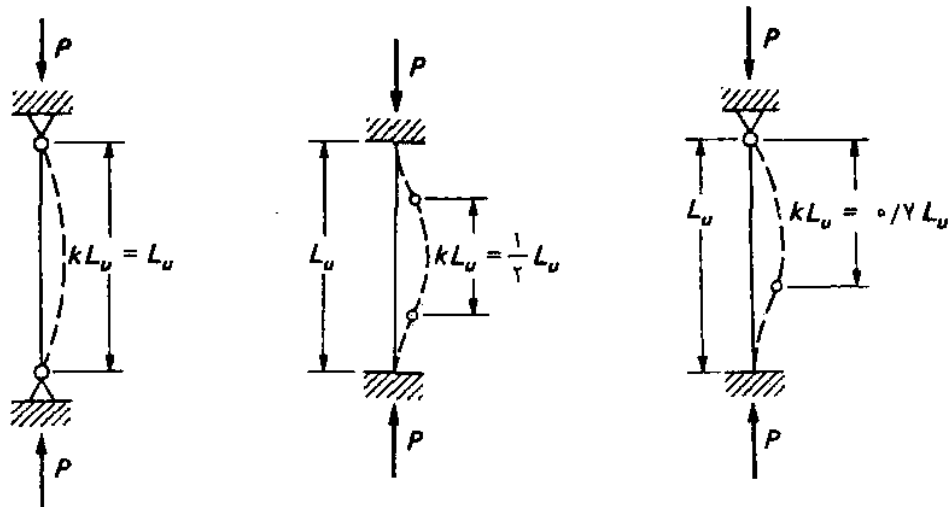


تصویر ۶-۳۵ لنگرهای خمشی اولیه و ثانویه در تیر-ستونها

اینکه به مقاومت اسمی خود برسد دچار کم‌انحراف شده و سرعت می‌شکند. از سوی دیگر، در یک ستون، که مطابق تصویر ۳۵-۶ تحت اثر خمشی قرار دارد نیروی محوری سیب ایجاد لنگرهای خمشی ثانویه $P\Delta$ در مقاطع می‌شود. این لنگرها با لنگرهای اولیه عضو (ناشی از نیروهای جانبی) جمع شده و سبب تسریع در گسیختگی عضو میشوند. به اینگونه اعضاء اصطلاحاً "تیر-ستون" گفته میشود. نحوه محاسبه مقاومت ستونها با یدبه نحوی باشد که اثر هر دو عامل فوق را در کاهش مقاومت منظور دارد. در اینجا لازم است قبل از پرداختن به جزئیات طراحی ستونهاى لاغر (در آیین نامه ACI) مقدمه‌ای درباره اثر لاغری و تغییر مکان جانبی در مقاومت ستونها ارائه شود تا زیربنای روابط ارائه شده در آیین نامه نیز روشن شود.

۱-۷-۶- کم‌انحراف ستونهاى تحت بار محوری

وقتی یک عضو فشاری بلند تحت بار محوری قرار می‌گیرد مشاهده میشود که با رسیدن مقدار بار به یک حد مشخص، که با بحرانی یا بار کم‌انحراف نام دارد، ستون دچار نا پایداری میشود به طوری که با کوچکترین اغتشاشی کم‌انحراف شده و سرعت گسیخته میشود. این بار بحرانی، که ابتدا توسط



ستون دوسر مفصل

ستون دوسر گیردار

ستون یک سر مفصل و یک سر گیردار

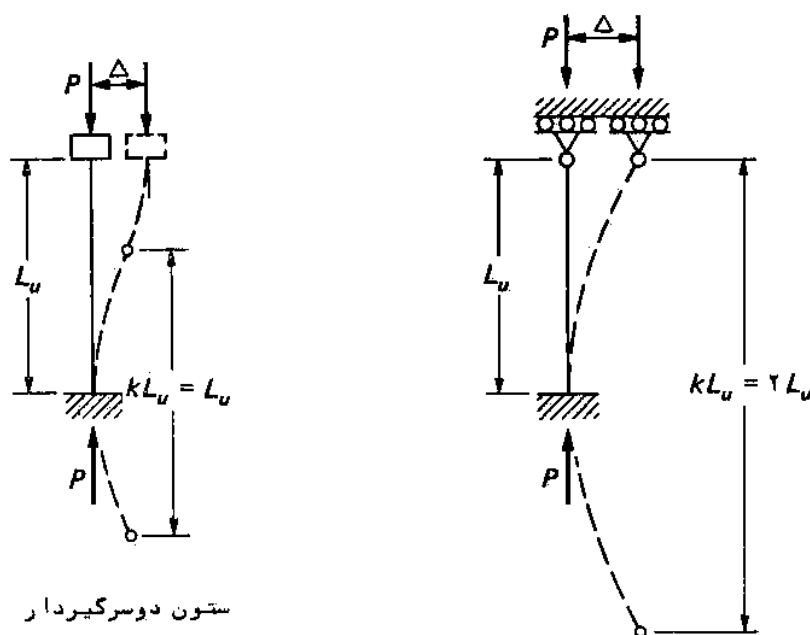
تصویر ۳۶-۶ طول مؤثر در ستونهاى مهار شده

اولر بدست آمد و بعدها توسط انگسرا اصلاح شد، با رابطه زیر محاسبه میشود:

$$P_c = \frac{\pi^2 E_t I}{(kL_u)^2} \quad (۶-۵۱)$$

که در آن E_t مدول مماسی الاستیسیته بتن در بار بحرانی (یعنی تانژانت زاویه مماس بر منحنی تنش- تغییر طول نسبی)، I ممان اینرسی مقطع ستون، L_u طول آزاد (یا طول غیرمتکی) ستون و k ضریب طول مؤثر است. مطابق آیین نامه طول آزاد یک عضو فشاری باید برابر گرفته شود با فاصله آزاد بین دالهای کف، تیرها یا سایر اعضای که قابلیت تأمین اتکاء جانبی برای آن عضو دارند. در مواردی که سرستون یا ماهیچه‌ای در انتهای ستون وجود دارد، طول آزاد باید تا پایین ترین حد سرستون یا ماهیچه گرفته شود.

به kL_u اصطلاحاً "طول مؤثر" ستون گفته میشود. این طول که در واقع فاصله بین نقاط عطف منحنی کمانش است به شرایط انتهایی ستون بستگی دارد. تصویر ۶-۳۶ شکل منحنی کمانش و مقدار طول مؤثر را برای

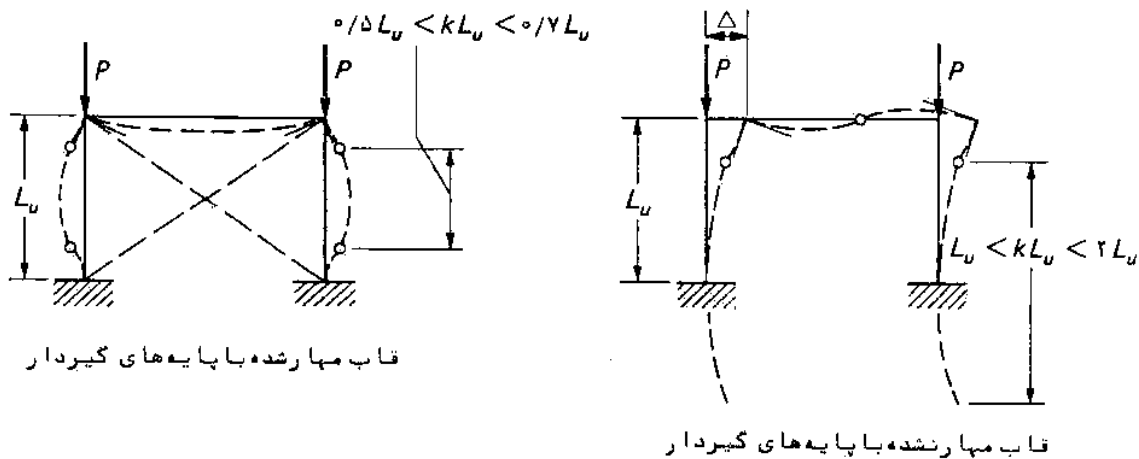
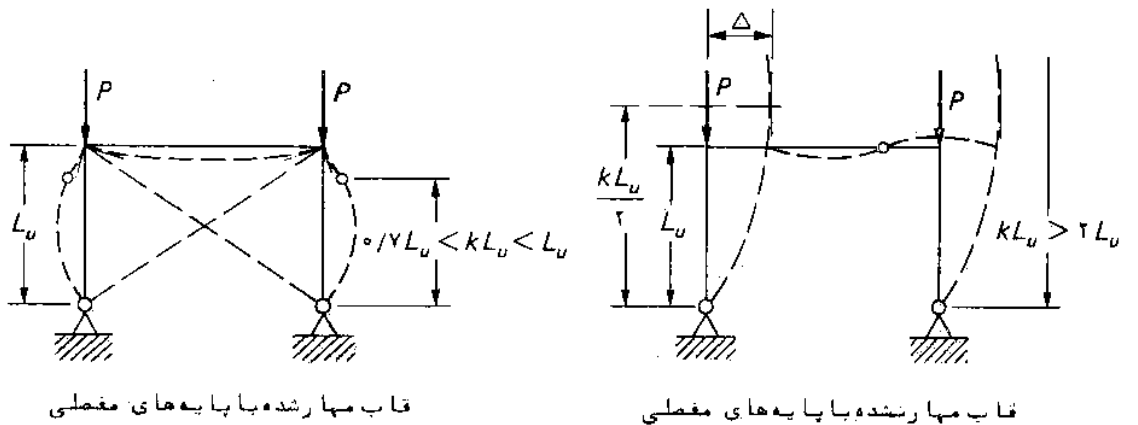


ستون دوسرگیردار

ستون یک سر مفصل و یک سرگیردار

ستونهایی که دو انتهای آنها در مقابل حرکت جانبی مهار شده است نشان میدهد. با توجه به دو حالت حدی در این تصویر، که یکی ستون دوسر مفصلی و دیگری ستون دوسر گیردار است، نتیجه میشود که در ستونهایی که دو انتهای آنها در مقابل حرکت جانبی مهار شده اند طول مؤثر همواره بین $0.5L_u$ و L_u است.

تصویر ۳۷-۶ نیز شکل منحنی گمانش و اندازه طول مؤثر را در ستونهایی که انتهای آنها در مقابل حرکت جانبی مهار نشده است نشان میدهد. در اینگونه ستونها طول مؤثر همواره از L_u بزرگتر است. با توجه به این مطلب که یک ستون بتن آرمه در عمل قسمتی از یک قاب را تشکیل میدهد، لازم است به مفهوم قاب مهار شده، که در آن از تغییر مکان جانبی گره‌ها به وسیله مهاربندی صلب یا دیوار برشی جلوگیری

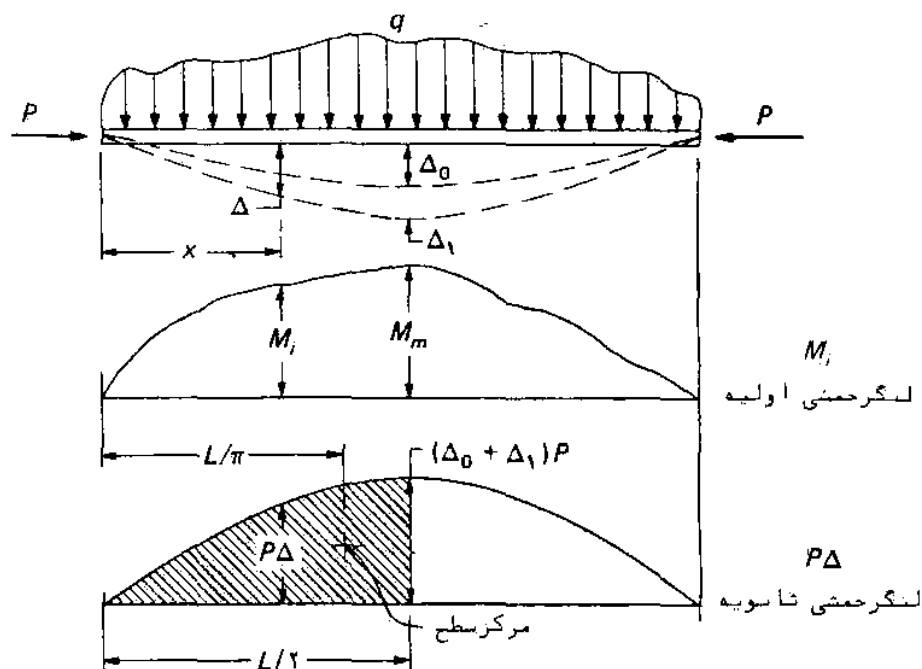


تصویر ۳۸-۶ طول مؤثر ستون در قابهای مهار شده و مهار نشده

میشود، و قاب مهار نشده که در آن تغییر مکان جانبی گره‌ها آزاد است، توجه شود. همان‌طور که در تصویر ۶-۳۸ دیده می‌شود طول مؤثر ستون در قاب‌های مهار شده هیچگاه از طول واقعی ستون تجاوز نمی‌کند، در حالی که در قاب‌های مهار نشده طول مؤثر همواره از طول واقعی ستون بزرگتر است. مقدار دقیق طول مؤثر ستون علاوه بر امکان یا عدم امکان حرکت جانبی قاب، به نسبت سختی ستون و تیرهای متصل به دو انتهای آن بستگی دارد. برای تعیین ضریب طول مؤثر ستون‌ها از نمودارهای استفاده می‌شود که در ادامه این بخش، ضمن مطالعه جزئیات طراحی ستون‌های لاغر، معرفی خواهند شد.

۶-۷-۲- تشدید لنگر در تیر-ستون‌ها

همان‌طور که قبلاً اشاره شد وقتی یک ستون تحت لنگر خمشی قرار می‌گیرد تغییر مکان جانبی حاصل از آن سبب می‌شود که در اثر وجود نیروی محوری ستون لنگر خمشی ثانویه $P\Delta$ ایجاد شود (تصویر ۶-۳۵). بدین ترتیب لنگر خمشی در مقاطع ستون برابر مجموع لنگر خمشی اولیه (بدون



تصویر ۶-۳۹ لنگرهای خمشی اولیه و ثانویه در یک تیر-ستون

حضور نیروی فشاری) و لنگر ثانویه اضافی است. این موضوع را میتوان به عنوان تشدید لنگر اولیه در نظر گرفت. برای درک بهتر این مطلب و روابط ارائه شده توسط آیین نامه، در اینجا مسئله تشدید لنگر برای یک تیر-ستون بادوانتهای مفصلی و بارگذاری اختیاری، مطابق تصویر ۶-۳۹، مورد مطالعه قرار میگیرد.

همانطور که در این تصویر مشاهده میشود تغییر مکان وسط تیر-ستون در اثر لنگر خمشی اولیه با Δ_0 و در اثر لنگر ثانویه اضافی با Δ_1 نمایش داده شده است. در این صورت، با توجه به اینکه در هر نقطه از تیر-ستون لنگر ثانویه برابر حاصل ضرب نیروی محوری در کل تغییر مکان تیر-ستون است، اگر فرض شود که تغییرات لنگر خمشی ثانویه دارای شکل سینوسی است با استفاده از روش مساحت لنگر میتوان تغییر مکان اضافی در وسط دهانه را به ترتیب زیر محاسبه کرد (تصویر ۶-۳۹):

$$\Delta_1 = \frac{P^*}{EI} (\Delta_0 + \Delta_1) \left(\frac{L}{2}\right) \frac{2}{\pi} \left(\frac{L}{\pi}\right) = (\Delta_0 + \Delta_1) \frac{PL^2}{\pi^2 EI} \quad (6-52)$$

با استفاده از این معادله نتیجه زیر به دست میآید

$$\Delta_1 = \Delta_0 \left(\frac{\alpha}{1-\alpha}\right) \quad (6-53)$$

که در آن $\alpha = PL^2/(\pi^2 EI)$ نسبت بار محوری وارده به بار بحرانی است. با توجه به رابطه فوق، حداکثر تغییر مکان تیر-ستون برابر خواهد بود با

$$\Delta_{\max} = \Delta_0 + \Delta_1 = \Delta_0 + \Delta_0 \left(\frac{\alpha}{1-\alpha}\right) = \frac{\Delta_0}{1-\alpha} \quad (6-54)$$

و بدین ترتیب، حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در تیر-ستون، با احتساب لنگر خمشی ثانویه، برابر است با

$$M_{\max} = M_m + P\Delta_{\max} \quad (6-55)$$

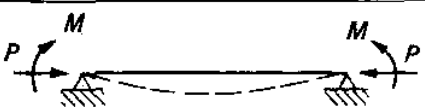
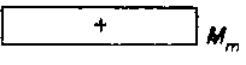
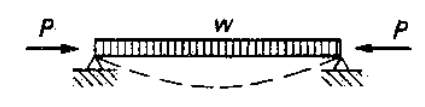
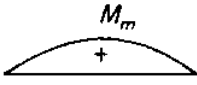
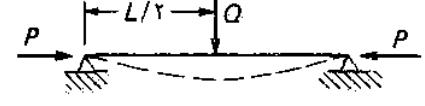
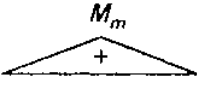

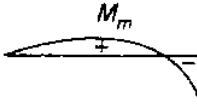

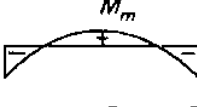
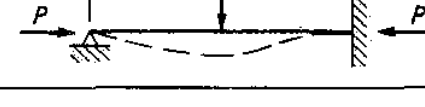
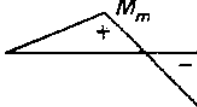

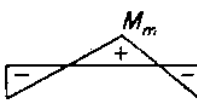
که با جایگزینی رابطه (۶-۵۴) و قرار دادن $P = \alpha\pi^2 EI/L^2$ در آن به صورت زیر خلاصه میشود:

$$M_{\max} = M_m \left(\frac{C_m}{1 - \alpha} \right) = M_m \delta \quad (6-56)$$

که در آن δ ضریب تشدید لنگرنا مد را ردوباب روابط زیر محاسبه میشود:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \alpha} \quad (6-57)$$

$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI \Delta_0}{M_m L^2} - 1 \right) \alpha \quad (6-58)$$

حالت	C_m لنگر مثبت	C_m لنگر منفی	لنگر خمشی اولیه
۱ 	$1/0 + 0/2\alpha$	-	
۲ 	$1/0$	-	
۳ 	$1/0 - 0/2\alpha$	-	
۴ 	$1/0 - 0/2\alpha$	$1 - 0/2\alpha$	
۵ 	$1/0 - 0/2\alpha$	$1 - 0/2\alpha$	
۶ 	$1/0 - 0/2\alpha$	$1 - 0/2\alpha$	
۷ 	$1/0 - 0/2\alpha$	$1 - 0/2\alpha$	

تصویر ۶-۴۰ مقادیر ضریب C_m برای تیر- ستونهای مهار شده

و M_m حداکثر لنگر خمشی اولیه است (تصویر ۳۹-۶).

ضریب تشدید لنگر در تیر - ستونها همواره به صورت رابطه (۵۷-۶) بیان میشود. در این حال، تأثیر شرایط انتهایی تیر - ستون و نوع بارگذاری در مسئله تشدید لنگر به وسیله ضریب C_m منعکس میشود. در تصویر ۴۰-۶ مقدار این ضریب برای تیر - ستونهای مهار شده (بدون حرکت جانبی تکیه‌گاهها) برای هفت حالت مختلف داده شده است. لازم است توجه شود که برای تمام موارد نشان داده شده در این تصویر مقدار C_m نزدیک واحد است، زیرا در سازه‌های بتن آرمه عملاً α بندرت از $0/3$ تجاوز میکند. بر این اساس است که آیین نامه برای تیر - ستونهای تحت بار جانبی مقدار ضریب C_m را به طور محافظه کارانه برابر واحد فرض میکند.

در عمل، اغلب ستونها در سازه‌های بتن آرمه تحت اثر لنگرهای انتهایی قرار دارند. این لنگرها یا هر دو در یک جهت اثر میکنند، که در این صورت ایجاد انحنا دوطرفه در ستون میشود، و یا در دو جهت مخالف اثر میکنند، که در این حالت انحنا ستون یک طرفه است. بدیهی است که تشدید لنگر در حالت دوم بیشتر از حالت اول است. بر اساس محاسبات تئوریک که برای تیر - ستونهای تحت لنگرهای خمشی انتهایی صورت گرفته است آیین نامه رابطه ساده زیر را برای ضریب C_m توصیه میکند:

$$C_m = 0/6 + 0/4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0/4 \quad (6-59)$$

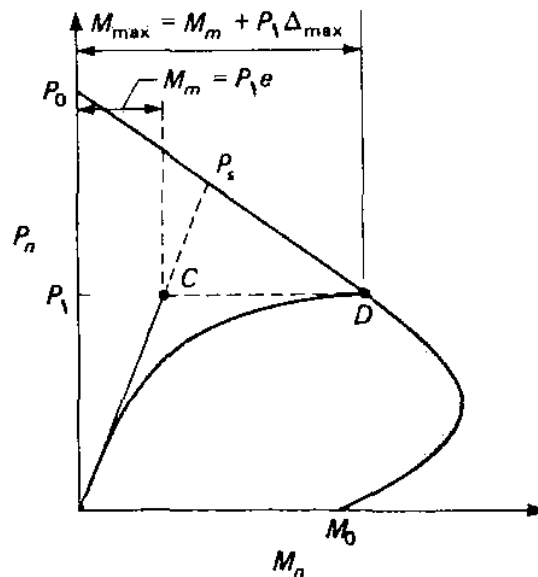
که در آن M_{1b} و M_{2b} لنگرهای دو انتهای ستون است و M_{2b} لنگر بزرگتر فرض میشود، به علاوه، نسبت این دو لنگر مثبت گرفته میشود چنانچه این لنگرها ایجاد انحنا یک طرفه در ستون کنند و در غیر این صورت منفی گرفته میشود (اندیس b در پارامترهای فوق برای تأکید این مطلب است که این لنگرها در واقع لنگرهای وارده یک عضو فشاری مهار شده اند).

برای تیر - ستونهای مهار نشده (که در آنها تغییر مکان جانبی دو انتها آزاد است) محاسبات تئوریک نشان داده است که ضریب C_m را میتوان به طور تقریبی برابر گرفت با

بر اساس این نتیجه، آیین نامه توصیه می‌کند که مقدار ضریب مذکور برای اعضا فشاری در قابهای مهار نشده برابر واحد فرض شود.

۳-۷-۶- طراحی ستونها با در نظر گرفتن تأثیر لاغری

در بخشهای گذشته این فصل مفهوم منحنی اثر متقابل فشار و خمش برای اعضا فشاری کوتاه تشریح شد. در واقع، برای یک مقطع مشخص، کلیه ترکیبات M_n و P_n که به طور همزمان سبب گسیختگی مقطع میشوند بر روی منحنی اثر متقابل آن مقطع قرار دارند. در یک عضو تحت فشار و خمش، نیروی محوری در طول عضو ثابت است، بنا بر این در صورتی که طول ستون کوتاه باشد (به طوری که بتوان از تغییر مکان جانبی و تأثیر آن بر نیروهای داخلی مقاطع صرف نظر کرد) با افزایش بار، لنگر خمشی در مقاطع نیز متناسب با آن افزایش می‌یابد. در نتیجه، منحنی تغییرات لنگر خمشی بر حسب نیروی فشاری یک خط مستقیم را طی می‌کند تا اینکس، مطابق تصویر ۶-۴۱، سرانجام در نقطه‌ای به مختصات P_s و eP_s منحنی اثر متقابل را قطع کند و قطعه گسیخته شود.



تصویر ۶-۴۱ تغییرات خمش بر حسب نیروی محوری در ستونهای لاغر

از سوی دیگر، چنانچه طول ستون کوتاه نباشد، تغییر مکان جانبی

ستون و ایجاد لنگر خمشی ثانویه در آن سبب میشود که رابطه لنگر خمشی با بار محوری به صورت خطی نباشد. زیرا همانطور که در بخش ۶-۷-۲ ملاحظه شد، حداکثر لنگر خمشی در یک تیر-ستون از روابط (۶-۵۶) تا (۶-۵۸) محاسبه میشود و دقت در این روابط نشان میدهد که با افزایش بار، لنگر خمشی با سرعت بیشتری افزایش مییابد. تصویر ۶-۴۱ افزایش غیرخطی لنگر خمشی را با ازدیاد بار P نشان میدهد. هنگامی که این منحنی با منحنی اثر متقابل تلاقی کند (نقطه D) قطعه گسیخته میشود و مختصات این نقطه معرف مقاومت اسمی ستون بلند است. اگر مقاومت فشاری این

ستون برابر P_1 باشد با توجه به

تصویر ۶-۴۱ مشاهده میشود که

نیروهای داخلی ستون کوتاه

نظیر، با نقطه C مشخص

میشود و این نقطه از منحنی

اثر متقابل فاصله دارد. حال

اگر برای یک نسبت لاغری

معین، منحنی گذرنده از نقاط

C مربوط به خروج از مرکزهای

مختلف ترسیم شود منحنی اثر

متقابل ستون لاغر بدست

میآید. تصویر ۶-۴۲ مجموعه‌ای

از منحنیهای اثر متقابل را تصویر ۶-۴۲ منحنی اثر متقابل در ستونهای لاغر

برای نسبتهای لاغری مختلف

نشان میدهد.

با این مقدمه روشن میشود که برای طراحی یک ستون لاغر برای

مقاومت در مقابل بارهای ضریب دار P_u و M_u لازم است ستون برای بار P_u و

لنگر تشدید یافته $M_u \delta$ به صورت یک ستون کوتاه طرح شود. این مطلب

زیربنای روش ACI برای طراحی ستونهای لاغر است که در ادامه این بخش

جزئیات آن تشریح میشود.

تشدید لنگر - همانطور که قبلاً نشان داده شد اعضاء فشاری باید برای یک

با محوری ضریب‌دار P_u و یک لنگر تشدید یافته ضریب‌دار، که از این پس با M_c نمایش داده می‌شود، طراحی شوند. در این ارتباط، آیین نامه لنگرهای ناشی از بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای در سازه به وجود نمی‌آورند را از لنگرهای ناشی از بارهایی که سبب تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه می‌شوند تفکیک کرده و برای هر یک ضریب تشدید متفاوتی قائل شده است. اگر لنگرهای ضریب‌دار دو انتهای ستون در اثر بارهای نوع اول (که معمولاً بارهای وزن را شامل می‌شود) با M_{1b} و M_{2b} و لنگرهای ضریب‌دار دو انتهای ستون در اثر بارهای نوع دوم (که معمولاً بارهای جانبی را شامل می‌شود) با M_{1s} و M_{2s} نمایش داده شوند (انديس ۱ برای معرفی لنگر بزرگتر و انديس ۲ برای لنگر کوچکتر بکار می‌رود) مطابق آیین نامه لنگر تشدید یافته ضریب‌دار عبارت است از

$$M_c = \delta_b M_{1b} + \delta_s M_{1s} \quad (6-61)$$

که در آن ضرایب تشدید δ_b و δ_s با روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \quad (6-62)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}} \geq 1.0 \quad (6-63)$$

با بحرانی ستون نیز به کمک رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} \quad (6-64)$$

در رابطه (۶-۶۳) ΣP_u و ΣP_c مجموع جملات مربوط به تمام ستونهای طبقه مورد نظر است.

مطابق آیین نامه، برای قابهای مهار نشده در مقابل حرکت جانبی هر دو مقدار δ_b و δ_s باید محاسبه شوند در حالی که برای قابهای مهار شده δ_s باید برابر ۱/۰ فرض شود.

مقدار پارامتر C_m در رابطه (۶-۶۲) با توجه به آنچه در بخش ۲-۷-۶ دیده شد، به نوع بارگذاری بستگی دارد و مطابق آیین نامه به ترتیب زیر تعریف میشود:

(۱) ستون تحت اثر بار جانبی در طول آن :

$$C_m = 1 \quad (6-65)$$

(۲) ستون تنها تحت اثر لنگرهای انتهایی :

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_{1b}/M_{2b} \geq 0.4 \quad (6-66)$$

یادآوری میشود که M_{2b} بزرگتر از M_{1b} است و نسبت M_{1b}/M_{2b} برای حالتی که عضو با انحناء یک طرفه خم میشود مثبت و در غیر این صورت منفی گرفته میشود.

لازم به تذکر است که در مواردی که ستون تحت اثر بار جانبی در طول آن قرار دارد ممکن است که حداکثر لنگر خمشی ستون در نقطه‌ای غیر از دو انتهای آن بوجود آید. در این موارد باید به جای M_{2b} در رابطه (۶-۶۱) مقدار حداکثر لنگر خمشی بکار رود.

کمیت EI در رابطه (۶-۶۴) کمیتی است که مقدار واقعی آن تابعی از ترک خوردگی، مقدار آرماتور، خزش و رفتار غیر خطی بتن است و لذا تعیین آن دشوار است. از این رو، بر اساس تجربیات بدست آمده، آیین نامه تصریح می‌کند که چنانچه تعیین دقیق EI مقدور نیست برای محاسبه تقریبی آن میتوان از رابطه

$$EI = \frac{0.7 E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (6-67)$$

ویا بطور محافظه کارانه از رابطه زیر استفاده کرد:

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (6-68)$$

که در آن E_c مدول الاستیسیته بتن (رابطه ۲-۱)، I_g ممان اینرسی کل مقطع (بدون احتساب آرماتورها)، I_s ممان اینرسی آرماتورها نسبت به محور مرکزی مقطع و β_d نسبت حداکثر لنگرناشی از بار مرده ضریبدار به حداکثر لنگرناشی از بار کل ضریبدار است.

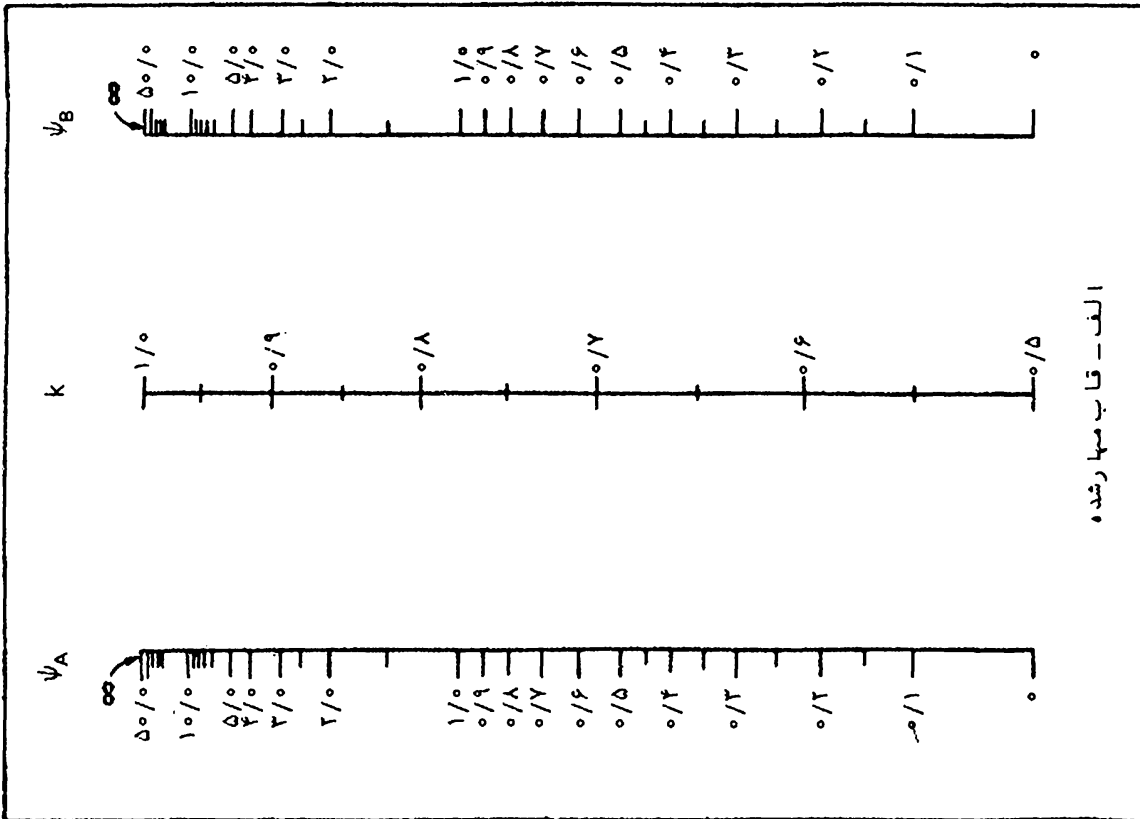
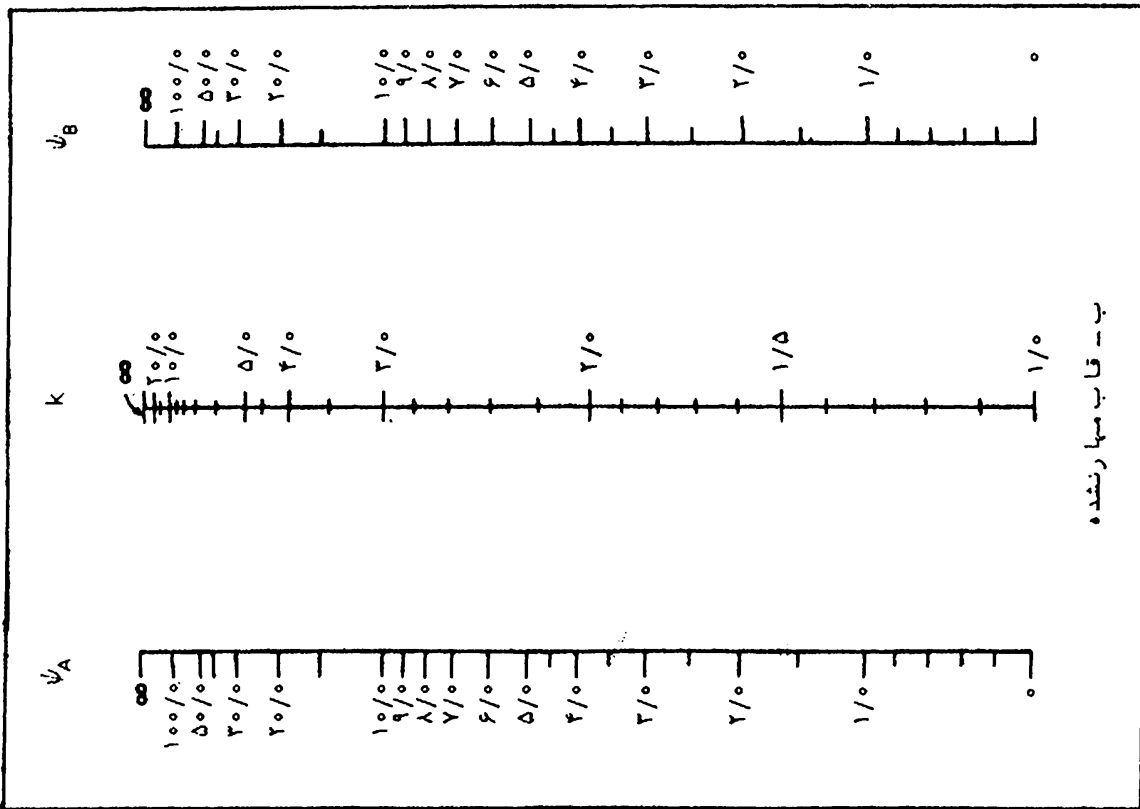
ضریب طول موء ثر، k ، در رابطه^{۶-۶۴} (۶-۶۴) همان‌طور که در بخش ۱-۷-۶ تشریح شد، به شرایط گیرداری دو انتهای ستون بستگی دارد. همچنین مطابق آیین نامه لازم است این ضریب با توجه به تأثیرات ترک خوردگی و مقدار آرماتور نسبت سختی اعضا تعیین شود. یکی از روشهایی که امروزه برای محاسبه^{۶-۴۳} k بکار می‌رود استفاده از نمودارهایی است که در تصویر ۶-۴۳ نشان داده شده است. بر اساس این نمودارها، ضریب طول موء ثر تابعی از ضرایب گیرداری دو انتهای ستون ψ_A و ψ_B است. این ضریب برای هر یک از دو انتهای ستون با توجه به سختی نسبی تیرها و ستونهای متصل در آن انتها با رابطه^{۶-۴۳} زیر محاسبه میشود:

$$\psi = \frac{\text{برای ستونهای واقع در صفحه خمش } \Sigma EI/L}{\text{برای تیرهای واقع در صفحه خمش } \Sigma EI/L} \quad (6-69)$$

برای محاسبه سختی تیرها و ستونها، در شرح آیین نامه تصریح شده است که در تیرها ممان اینرسی مقطع ترک خورده و در ستونها رابطه^{۶-۶۷} (۶-۶۷) (یا رابطه^{۶-۶۸} ۶-۶۸) با فرض $\beta_d = 0$ بکار برده شود و در مواردی که نسبت لاغری از ۶ کمتر است میتوان برای تیرها به جای ممان اینرسی مقطع ترک خورده از $0.5I_g$ ممان اینرسی کل مقطع بدون احتساب آرماتورها (است) و برای ستونها از I_g به عنوان ممان اینرسی مقطع استفاده کرد. از نظر تئوری، ضریب گیرداری برای یک انتهای ثابت برابر صفر و برای یک انتهای مفصلی برابری نهایت است. اما از آنجاکه اتصالات گیردار عملاً "چرخش (هرچند ناچیز) دارند و ضمناً در عمل نمیتوان یک مفصل کامل و بدون اصطکاک را بوجود آورد معمولاً مقدار این ضریب را برای حالت اول برابر واحد (۱/۰) و برای حالت دوم برابر ده (۱۰) فرض میکنند.

یکی از نمودارهای تصویر ۶-۴۳ برای محاسبه ضریب طول موء ثر ستونها در قابهای مهار شده و دیگری برای محاسبه این ضریب در قابهای مهار نشده بکار می‌رود. برای قابهای مهار شده، مطابق آیین نامه میتوان ضریب طول موء ثر را به طور محافظه کارانه برابر واحد فرض کرد.

در محاسبه^{۶-۶۴} P_c از رابطه^{۶-۶۴} (۶-۶۴) باید توجه داشت که اگر P_c برای تعیین δ_b (رابطه^{۶-۶۲} ۶-۶۲) بکار می‌رود مقدار k باید مطابق ضوابط قابهای



تصویر ۴-۶-۴-۳ نمونگرا مها ی تمبیین ضرب طوب طول مؤ، نرستونها درقا بها ی سرا سری

مهارشده محاسبه شود و اگر P_c برای تعیین δ_s (رابطه ۶-۶۳) بکار میرود مقدار k باید طبق ضوابط مربوط به قابهای مهار نشده بدست آید. بجاست در این مرحله به این سؤال پاسخ داده شود که چگونه میتوان یک قاب را تحت بارهای وارده مهار شده به حساب آورد. در شرح آیین نامه به این سؤال بدین ترتیب جواب داده شده است که اگر شاخص پایداری، یعنی

$$Q_v = \frac{\sum P_u \Delta_u}{H_u h_s} \quad (6-70)$$

برای یک طبقه مورد نظر از ۰/۰۴ تجاوز نکند ستونهای آن طبقه را میتوان مهار شده محسوب کرد (در این رابطه H_u کل نیروی برشی ضریب دار طبقه، h_s ارتفاع طبقه و Δ_u تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای طبقه است که در اثر بار H_u و بدون توجه به اثرات ثانویه $P\Delta$ محاسبه میشود). به جای روش فوق معمولاً "از روش تقریبی ساده تری برای تعیین اینکه یک طبقه مهار شده یا مهار نشده است استفاده میشود. بدین ترتیب که، در هر طبقه از یک سازه اگر مجموع سختی خمشی اعضاء مقاوم در مقابل حرکت جانبی (نظیر دیوارهای برشی، خریاهای برشی یا سایر مهارهای جانبی) از شش برابر مجموع سختیهای تمام ستونهای طبقه بیشتر باشد میتوان ستونهای آن طبقه را مهار شده فرض کرد و در غیر این صورت ستونها مهار نشده تلقی میشوند.

برای طرح ستونهای لاغر، آیین نامه ضوابطی نیز برای منظور کردن حداقل خروج از مرکز در محاسبات قائل شده است. بدین ترتیب که چنانچه محاسبات نشان دهد که در هیچ یک از دو انتهای عضو فشاری مهار شده لنگری وجود ندارد و یا اینکه خروج از مرکزهای انتهایی محاسبه شده کمتر از $(1/5 + 0/03h)$ سانتیمتر باشند (h بعد ستون در جهت خمش است)، در رابطه ۶-۶۱) باید مبتنی بر یک حداقل خروج از مرکز M_{1b}/M_{2b} (رابطه ۶-۶۱) سانتیمتر، نسبت به هر یک از محورهای اصلی به طور جداگانه، باشد. در این حال نسبت M_{1b}/M_{2b} در رابطه ۶-۶۶) باید به وسیله یکی از ضوابط زیر تعیین شود:

الف) چنانچه خروج از مرکزهای محاسبه شده در دو انتها کمتر از

($1/5 + 0/03h$) سانتیمتر باشد مقدار واقعی همان لنگرها باید در رابطه $(6-66)$ بکار برده شود.

ب) اگر محاسبات نشان دهد که اصولاً "لنگری در هیچ یک از دو انتهای عضو فشاری وجود ندارد، نسبت M_{1b}/M_{2b} را باید برابر واحد گرفت. همچنین اگر محاسبات نشان دهد که در هیچ یک از دو انتهای یک عضو فشاری مهار نشده لنگری وجود ندارد یا اینکه خروج از مرکزهای محاسبه شده کوچکتر از ($1/5 + 0/03h$) سانتیمتر باشند، M_{1s} در رابطه $(6-61)$ باید بر اساس حداقل خروج از مرکز فوق، نسبت به هر یک از محورهای اصلی مقطع به طور جداگانه، تعیین شود.

مطابق آیین نامه، برای اعضاء فشاری که در مقابل حرکت جانبی مهار شده اند، در صورتی که نسبت لاغری، kL_u/r ، کوچکتر از $12M_{1b}/M_{2b}-34$ باشد میتوان از اثرات لاغری در طراحی ستون صرف نظر کرد و در غیر این صورت باید ستون به عنوان یک ستون لاغر تلقی شده و ضوابط مندرج در این بخش برای طرح آن مراعات شود. همچنین برای اعضاء فشاری که در مقابل حرکت جانبی مهار نشده اند در صورتی که نسبت لاغری از ۲۲ کوچکتر باشد میتوان از اثر لاغری صرف نظر کرد. ضمناً، مطابق آیین نامه، شعاع ژیراسیون r را در محاسبه نسبت لاغری ستون میتوان برای مقاطع مستطیل شکل برابر $0/3h$ و برای مقاطع دایروی $0/25$ قطر مقطع گرفت. برای سایر مقاطع، شعاع ژیراسیون را میتوان بر اساس سطح کل مقطع (بدون احتساب آرماتورها) محاسبه کرد.

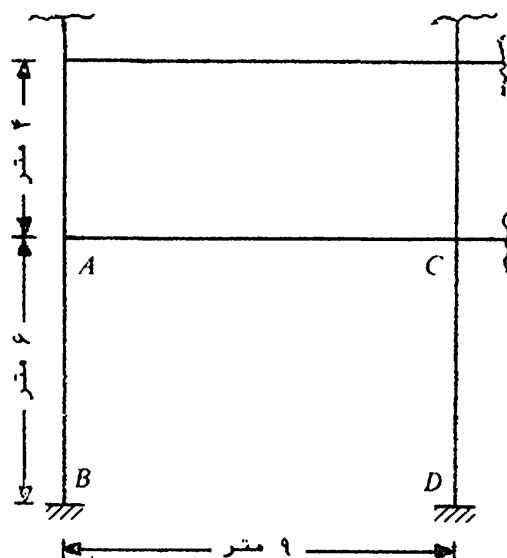
آیین نامه تصریح میکند که در مواردی که نسبت لاغری ستون (مهار شده و یا مهار نشده) از ۱۰۰ تجاوز میکند به جای استفاده از روش ارائه شده در این بخش باید طراحی ستون مبتنی بر نیروها و لنگرهای محاسبه شده از یک آنالیز دقیق سازه انجام گیرد. در چنین آنالیزی باید تأثیرات نیروهای محوری و ممان اینرسی متغیر روی سختی عضو لنگرهای گیرداری، اثر تغییر مکانها روی نیروهای داخلی و تأثیرات مدت اثر بارها در نظر گرفته شوند.

تشدید لنگر برای خمش دو محوری - هنگامی که یک ستون تحت خمش دو محوری قرار میگیرد لنگرهای حول هر دو محور باید تشدید شوند. ضرایب

تشدید δ_b و δ_s برای هریک از دو محور خمش، با توجه به بار بحرانی P_c نسبت به هر محور به طور جداگانه و بر اساس طول مؤثر ستون و وضعیت مهارستون در همان جهت محاسبه می‌شود (مثلاً) ممکن است عضو مورد نظر در یک جهت، جزئی از یک قاب مهار شده و در جهت دیگر جزئی از یک قاب مهار نشده باشد). بدین ترتیب، لنگرهای حول هریک از محورهاى خمش به طور جداگانه تشدید می‌شوند و سپس مقطع ستون برای بار محوری ضریب دار P_u و لنگرهای تشدید یافته دو محوری طرح می‌شود.

تشدید لنگر برای تیرها - با توجه به این مطلب که در محل اتصال تیرها و ستونها باید تعادل لنگرهای خمشی در اعضاء برقرار باشد، آیین نامه تصریح می‌کند که در قابهای مهار نشده، اعضاء خمشی باید برای کمال لنگرهای انتهایی تشدید یافته در اعضاء فشاری محل اتصال طراحی شوند. در قابهای مهار شده میتوان با دقت کافی از اثر تشدید لنگر تیرها صرف نظر کرد.

مثال ۱۵-۶- طراحی ستون AB در قاب مهار نشده تصویر ۴۴-۶ برای بارهای مرده، زنده و بار باد مورد نظر است. نیروهای محوری ناشی از بار مرده و زنده به ترتیب برابر ۶ و ۵ تن و لنگرهای خمشی ناشی از بار مرده، زنده و بار باد نیز به ترتیب



برابر ۵،۶ و ۲۲ تن متر است. فرض کنید که نیروی محوری ضریب دار ستونهای میانی، که تعداد آنها ۳ است، تقریباً ۸۰ درصد بیشتر از نیروی ستونهای کناری است. به علاوه فرض کنید ابعاد مقطع کلیه ستونها یکسان باشد. سایر مشخصات طرح نیز به قرار زیر است:

ابعاد تیرها: 40×70 سانتی متر
نسبت آرماتور تیرها: $0/015$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

تصویر ۴۴-۶ مشخصات قاب مثال ۱۵-۶

$$f_y = 40000 \text{ kg/cm}^2, \quad d' = 6/5 \text{ cm}$$

حل :

ابتداءً لازم است بارهای ضریب دار محاسبه شوند. یک بررسی مقدماتی نشان میدهد که از بین دوبرگذاری عادی و بارگذاری خاص (بارگذاریهای الف و ب بخش ۳-۲) حالت اخیر بحرانی تر است. بنابراین این بارهای ضریب دار طرح عبارتند از:

$$P_u = 0/75 \times (1/4 \times 60000 + 1/7 \times 50000) = 126750 \text{ kg}$$

$$M_u = 0/75 \times (1/4 \times 60000 + 1/7 \times 50000 + 1/7 \times 22000) = 40725 \text{ kg.m}$$

برای طراحی ستون و انجام محاسبات مربوطه لازم است در این مرحله ابعادی برای ستون انتخاب شود. اما برای اینکه ابعاد انتخابی از واقعیت دور نباشند تعیین مقدماتی آنها باید مبتنی بر تخمین معقولی از لنگرهای تشدید یافته باشد. این لنگر طبق رابطه (۶۱-۶) برابر است با

$$M_c = \delta_b M_{vb} + \delta_s M_{vs}$$

اگر δ_b برابر ۱/۰ فرض شود و δ_s ، با توجه به بلند بودن ستون، بین ۱/۲ تا ۱/۵ (مثلاً ۱/۴) فرض شود محاسبات زیر را میتوان انجام داد:

$$M_{vb} = 0/75 \times (1/4 \times 60000 + 1/7 \times 50000) = 126750 \text{ kg.m}$$

$$M_{vs} = 0/75 \times (1/7 \times 22000) = 28050 \text{ kg.m}$$

$$M_c = 1/0 \times 126750 + 1/4 \times 28050 = 51945 \text{ kg.m}$$

با استفاده از این لنگر و نیروی محوری ضریب دار ۱۲۶۷۵۰ کیلوگرم و به کمک دیاگرامهای اثر متقابل تصویر ۱۸-۶ (یا پیوست ۲) مقطع مربع شکل به بعد ۵۰ سانتیمتر انتخاب میشود.

با استفاده از ابعاد انتخاب شده، ضریب تشدید لنگر δ_s را میتوان به طور دقیق تر بدست آورد. مراحل محاسبه به قرار زیر است:

$$I_g (\text{برای ستون}) = \frac{1}{12} \times 50 \times 50^3 = 520830 \text{ cm}^4$$

$$I_g (\text{برای تیر}) = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 = 1143330 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} (\text{تیر}) \approx 0/5 I_g = 571665 \text{ cm}^4$$

$$\psi_A = \frac{\sum EI/L \text{ ستونها}}{\sum EI/L \text{ تیرها}} = \frac{\frac{520830}{4} + \frac{520830}{6}}{\frac{571665}{9}} = 3/4$$

$$\psi_B = \psi_D = 1/0$$

$$\psi_C = \frac{\frac{520830}{4} + \frac{520830}{6}}{2 \times \frac{571665}{9}} = 1/7$$

با استفاده از ضرایب گیرداری فوق و نمودار م (ب) تصویر ۴۳-۶ نتایج زیر برای طول مؤثر ستونها حاصل میشود

$$k = 1/6 \text{ ستون خارجی}$$

$$k = 1/4 \text{ ستون داخلی}$$

در اینجا لازم است مسئله لاغر بودن ستونها تحقیق شود

$$L_u = 6 - 0/70 = 5/3 \text{ m}$$

$$r = 0/3h = 0/3 \times 50 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{ستون خارجی} \quad \frac{kL_u}{r} = \frac{1/6 \times 530}{15} = 56 > 22$$

$$\text{ستون داخلی} \quad \frac{kL_u}{r} = \frac{1/4 \times 530}{15} = 49 > 22$$

بنابراین ستونها لاغرند و محاسبات برای تعیین ضریب تشدید لنگریا باید ادامه یابد.

$$\beta_d = \frac{0/75 \times (1/4 \times 6000)}{40725} = 0/15$$

$$EI = \frac{0/4 E_c I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0/4 \times 15100 \sqrt{350} \times 520830}{1/15 \times 10000} = 5117630 \text{ kg.m}^2$$

(توجه شود که چون هنوز مقدار دقیق آرما تورها معلوم نیست برای محاسبه EI تنها از رابطه (۶۸-۶) استفاده شده است)

$$\text{ستون خارجی} \quad P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 5117630}{(1/6 \times 5/3)^2} = 702400 \text{ kg}$$

$$\text{ستون داخلی} \quad P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 5117630}{(1/4 \times 5/3)^2} = 917400 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_c = 2 \times 702400 + 3 \times 917400 = 4157000 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_u = 2 \times 126750 + 3 \times 1/8 \times 126750 = 927950 \text{ kg} \rightarrow \text{تقریباً } 80 \text{ درصد}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{927950}{0/7 \times 4157000}} = 1/48$$

بنابراین با فرض $\delta_b = 1$ لنگر تشدید یافته ضریب را برابر است با

$$M_c = 1/0 \times 12675 + 1/48 \times 28050 = 54190 \text{ kg.m}$$

با استفاده از لنگر فوق و بار محوری 126750 کیلوگرم و به کمک منحنیهای اثر متقابل پیوست ۲ (برای مقاطع با توزیع محیطی میلگرد) نسبت آرماتور لازم برابر خواهد شد با:

$$\rho_g = 0/028$$

که برای تأمین آن میتوان از $28 \Phi 12$ (چهار میلگرد در هر وجه) استفاده کرد.

در این مرحله با قطعی شدن ابعاد و آرماتورهای مقطع میتوان به محاسبه کامل مقطع پرداخت. جزئیات این محاسبه به ترتیب زیر است:

(الف) محاسبه EI برای ستون:

$$E_c = 15100 \sqrt{250} = 282500 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 50 \times 50^3 = 520830 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 8 \times 6/16 \times 18/5^2 + 4 \times 6/16 \times 6^2 = 17750 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0/2 \times 282500 \times 520830 + 20000000 \times 17750 = 6/5 \times 10^{10} \text{ kg.cm}^2$$

(توجه شود که مقدار فوق بر اساس رابطه $(6-67)$ بدست آمده است و از مقدار رابطه $(6-68)$ بزرگتر است. ضمناً " برای محاسبه ضریب طول مؤثر در این محاسبه طبق توصیه آیین نامه β_e صفر فرض شده است)

(ب) محاسبه EI برای تیر:

$$n = 7$$

با استفاده از بخش ۳-۳:

$$nA_s = 7 \times 0/015 \times (40 \times 63/5) = 266/7$$

$$\bar{y} = 23/2 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = 6000000 \text{ cm}^4$$

$$EI = 282500 \times 6000000 = 1/70 \times 10^{11} \text{ kg.cm}^2$$

(ج) محاسبه ضریب طول مؤثر ستونها:

$$\psi_A = \frac{\frac{65}{4} + \frac{65}{6}}{\frac{170}{9}} = 1/42$$

$$\psi_C = \frac{\frac{65}{4} + \frac{65}{6}}{2 \times \frac{170}{9}} = 0/72$$

$$k = 1/38 \text{ ستون خارجی}$$

$$k = 1/27 \text{ ستون داخلی}$$

(د) محاسبه ضریب تشدید δ_s :

$$\text{ستون } (EI) = \frac{6/5 \times 10^6}{1 + 0/13} = 5752200 \text{ kg.m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 5752200}{(1/38 \times 5/3)^2} = 1061260 \text{ kg} \text{ ستون خارجی}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 5752200}{(1/27 \times 5/3)^2} = 1253070 \text{ kg} \text{ ستون داخلی}$$

$$\Sigma P_c = 2 \times 1061260 + 3 \times 1253070 = 5881730 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_u = 2 \times 126750 + 3 \times 1/8 \times 126750 = 937950 \text{ kg}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{937950}{0/7 \times 5881730}} = 1/30$$

(ه) محاسبه ضریب تشدید δ_b :

$$C_m = 0/6 + 0/4 M_{1b}/M_{2b}$$

$$= 0/6 + 0/4 \times \left(- \frac{6337/5}{12675} \right) = 0/4$$

(توجه شود که تحت بار قائم‌لنگر خمشی در پای ستون گیردار برابر نصف لنگردر انتهای فوقانی است)

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 5752200}{(1/0 \times 5/3)^2} = 2021070 \text{ kg}$$

$$\delta_b = \frac{0/4}{1 - \frac{126750}{0/7 \times 2021070}} = 0/44 < 1 \Rightarrow \delta_b = 1/0$$

(و) محاسبه لنگر تشدید یافته:

$$M_c = 1/0 \times 126750 + 1/3 \times 28050 = 49140 \text{ kg.m}$$

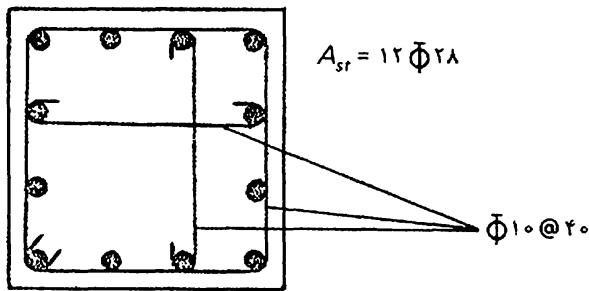
(ز) کنترل کفایت مقطع:

با توجه به نیروی محوری ضریب‌دار ۱۲۶۷۵۰ کیلوگرم مولنگر تشدید یافته ضریب‌دار ۴۹۱۴۰ کیلوگرم متروبا استفاده از دیاگرام‌های اثر متقابل پیوست ۲ مقدار آرماتور موردنیاز برابر خواهد بود با

$$\rho_g = 0/025$$

که از مقدار قرار داده شده در مقطع (یعنی ۰/۰۲۹) کمتر است و لذا مقطع طراحی شده مورد قبول است. باید توجه داشت که چنانچه مقدار آرماتور لازم در این مرحله به میزان قابل ملاحظه‌ای کمتر از آرماتور محاسبه شده در مرحله مقدماتی باشد بهتر است تجدیدنظری در آرماتورگذاری ستون به عمل آید و محاسبات فوق تکرار شود.

برای تکمیل طرح ستون لازم است اندازه و فاصله آرماتورهای عرضی (تنگها) نیز بر اساس نیروی برشی در ستون و حداقل ضوابط مربوط به تنگها تعیین شود. نتیجه این محاسبات همراه با نتیجه بدست آمده در فوق در تصویر زیر خلاصه شده است.

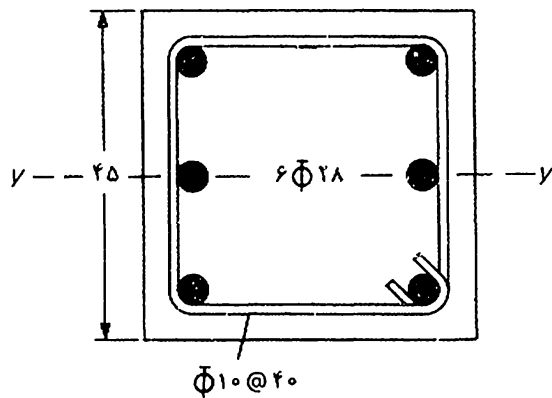


مسائل

در مسائل این فصل ابعاد مقطع و سازه بر حسب سائیمتر و مقادیر مقاومتهای مصالح بر حسب کیلوگرم بر سائیمتر مربعند. همچنین فاصله مرکز میلگردها را از لبه مقطع ۶ سائیمتر فرض کنید.

۶-۱- برای مقطع نشان داده شده در تصویر مقابل مقاومت فشاری اسمی

را برای خروج از مرکز $e_y = 0.1h$ محاسبه کنید. برای حل از سه روش متداول، یعنی تعادل نیروهای مقطع، منحنیهای اثر متقابل و روابط تقریبی ویتنی، استفاده کرده و نتایج را مقایسه کنید.

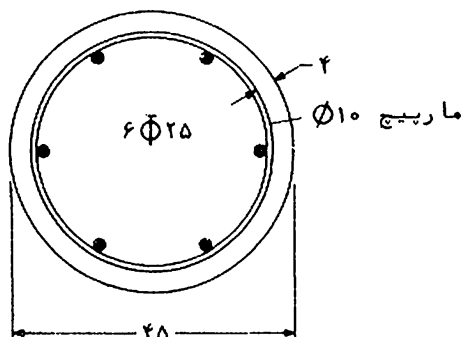


$$f'_c = 250$$

$$f_y = 4000$$

۶-۲- مقاومت فشاری اسمی ستون نشان داده شده در تصویر زیر را برای

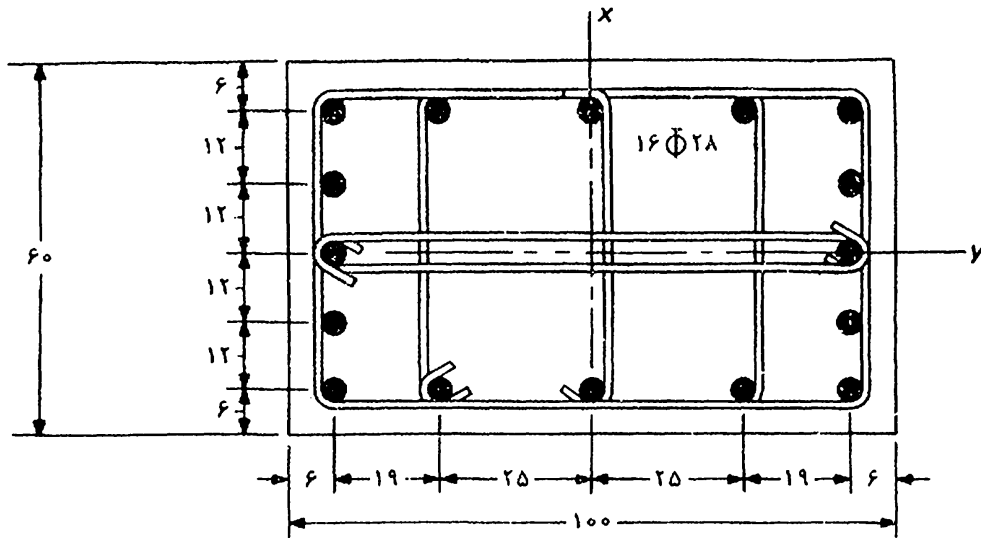
خروج از مرکز $e = 0.15h$ محاسبه کنید. برای حل از سه روش (الف) تعادل نیروهای مقطع، (ب) دیاگرامهای اثر متقابل و (ج) روابط تقریبی ویتنی استفاده کرده و نتایج را مقایسه کنید.



$$f'_c = 250 \quad , \quad f_y = 4000$$

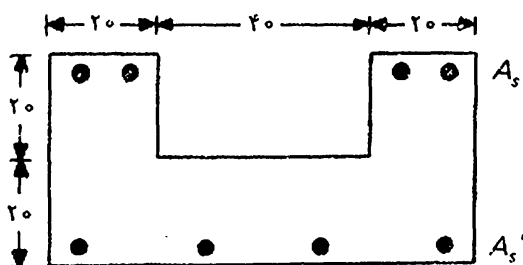
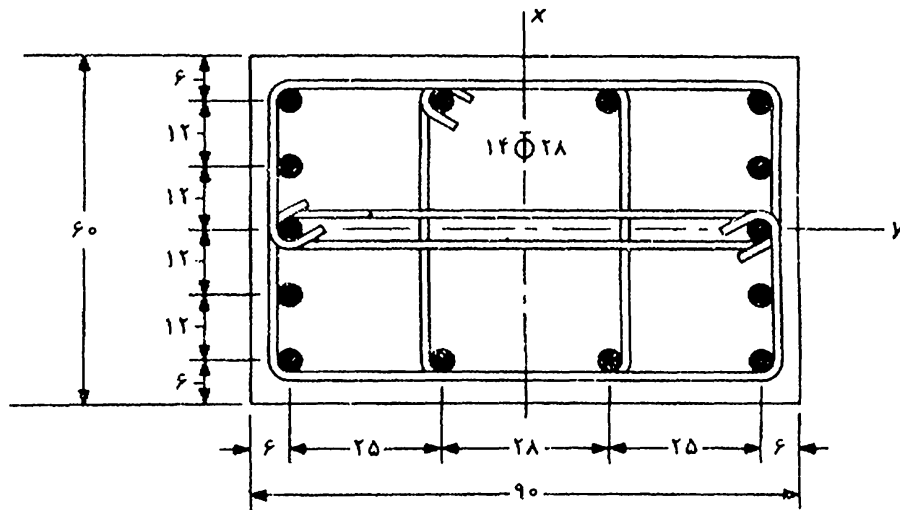
۶-۳- برای مقطع نشان داده شده در تصویر زیر مقاومت فشاری اسمی را برای خروج از مرکز ۲۵ سائیمتر نسبت به محور x محاسبه کنید. برای حل از دو روش (الف) تعادل نیروهای مقطع و (ب) منحنیهای اثر متقابل استفاده کنید.

$$f'_c = 300 \quad , \quad f_y = 4000$$



۴-۶- برای مقطع نشان داده شده در تصویر زیر منحنی اثر متقابل فشار و خمش را به کمک چند نقطه از این منحنی به طور تقریبی ترسیم کنید. سپس با استفاده از این منحنی مقاومت فشاری اسمی مقطع را برای خروج از مرکز ۳۰ سانتی متر بدست آورید.

$$f'_c = 2500 \quad , \quad f_y = 3500$$



۵-۶- برای تحمل بار فشاری ضریب دار ۳۱۰ تن و لنگر خمشی ضریب دار ۳۱۰ تن متر مقطع مقابل پیشنهاد شده است. تحقیق کنید که این مقطع کافی است یا خیر. فرض

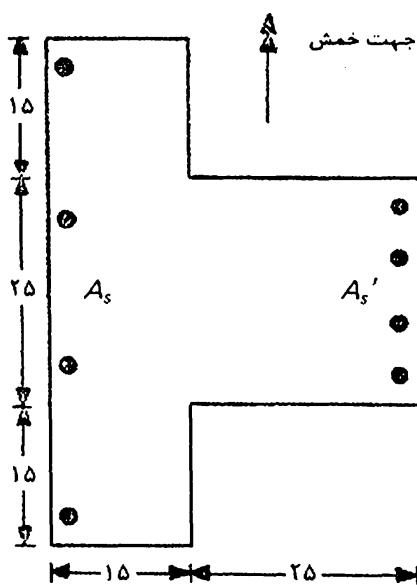
کنید نیروهای فوق بر مرکز پلاستیک مقطع اثر می‌کند.

$$f_y = 40000 \quad , \quad f'_c = 2500 \quad , \quad A_s = A'_s = 4 \Phi 32$$

۶-۶- مقطع نشان داده شده در تصویر زیر را در نظر بگیرید و فرض کنید خمش در مقطع همواره در جهت نشان داده شده عمل می‌کند.

الف) منحنی تقریبی اثر متقابل فشار-خمش و فشار-کشش را به کمک نقاط کلیدی این منحنی (نقطه‌های روی محورهای مختصات و نقطه مربوط به حالت متوازن) و بر اساس خطوط مستقیم بین آنها ترسیم کنید.

ب) با استفاده از این منحنی، مقاومت فشاری مقطع را وقتی نیرو به فاصله ۱۵ سانتی‌متر از انتهای راست قرار دارد و مقاومت کششی اسمی را وقتی نیرو به فاصله ۱۵ سانتی‌متر از انتهای چپ قرار دارد بدست آورید.



$$A_s = A'_s = 4 \Phi 20$$

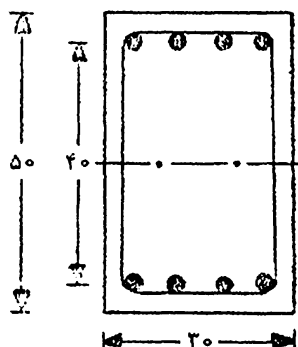
$$f'_c = 2500$$

$$f_y = 42000$$

جواب: مقاومت فشاری اسمی ۲۲۲۰۰۰ کیلوگرم و مقاومت کششی اسمی ۲۴۹۳۰ کیلوگرم

۶-۷- در تصویر زیر مقطع یک عضو کششی نشان داده شده است. اولاً "تحقیق

کنید که مقاومت کششی اسمی این مقطع برای خروج از مرکز ۱۵ سانتی‌متر برابر ۹۴۰۰۰ کیلوگرم است و در این حالت تمام مقطع تحت کشش است. ثانياً "با استفاده از منحنی تقریبی خمش و کشش مقدار مقاومت کششی اسمی را در حالت فوق تعیین کرده و با



نتیجه با لامقایسه کنید.

$$A_s = A'_s = 4\Phi 25 \quad , \quad f'_c = 250 \quad , \quad f_y = 4200$$

۸-۶- طرح یک عضو فشاری کوتاه برای تحمل بار ضریبدار ۲۲۰ تن و لنگر خمشی ضریبدار ۵۰ تن متر مورد نظر است. ابعاد لازم برای مقطع و مشخصات فولادهای طولی و عرضی را برای دو حالت زیر تعیین کنید.
الف) برای طرح از ستون مربع شکل استفاده شود.
ب) برای طرح از ستون دایروی و آرماتور مارپیچ استفاده شود.

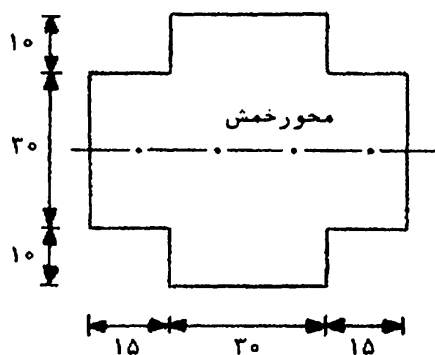
۹-۶- یک مقطع مربع شکل با تقریباً ۳ درصد آرماتور برای تحمل بارهای زیر طرح کنید:

نیروی محوری ناشی از بار مرده و بار زنده به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۸۲ تن

لنگرهای خمشی ناشی از بار مرده و بار زنده به ترتیب برابر ۱۲ و ۱۰ تن متر

مشخصات مصالح مصرفی عبارتند از: $f'_c = 300$ و $f_y = 4000$

۱۰-۶- برای نیروها و مشخصات داده شده در تمرین ۹-۶ یک مقطع دایروی با آرماتور مارپیچ طراحی کنید.



۱۱-۶- نیروهای ضریبدار وارده بر مقطع نشان داده شده در تصویر زیر عبارتند از

$$P_u = 225 \text{ تن}$$

$$M_u = 33 \text{ تن متر}$$

مقدار آرماتور لازم برای این مقطع را (به صورت متقارن در دو وجه

انتهایی مقطع) بدست آورید. (در این مسئله d' را ۵ سانتی متر فرض کنید).

$$f'_c = 250 \quad , \quad f_y = 4000$$

جواب : $16/5$ سانتی‌متر مربع در هر یک از دو وجه انتهایی

۱۲-۶- برای نیروها و مشخصات داده شده در تمرین ۹-۶ یک مقطع مستطیل شکل با $h/b = 1/5$ و با توزیع آرما توردردو وجه انتهایی مقطع طراحی کنید. مسئله را با سه روش الف) روابط دقیق مقاومت فشاری، ب) روابط تقریبی ویتنی و ج) استفاده از منحنیهای اثر متقابل حل کنید.

۱۳-۶- یک ستون کوتاه با مقطع مربع شکل 30×30 سانتی‌متر که به وسیله $20\Phi 12$ به طور یکنواخت در محیط مسلح شده است تحت اثر همزمان نیروهای زیر قرار دارد:

$$P_u = 10 \text{ تن} ، M_{ux} = 5 \text{ تن متر} ، M_{uy} = 6 \text{ تن متر}$$

تحقیق کنید که آیا این مقطع برای تحمل بارهای وارده کافی است.

$$f'_c = 2500 ، f_y = 42000$$

۱۴-۶- برای مقطع داده شده در تمرین ۳-۶ مقاومت فشاری اسمی را وقتی خروج از مرکز بار نسبت به هر دو محور مقطع 25 سانتی‌متر باشد محاسبه کنید. برای حل از روش الف) معکوس بار و ب) منحنی هم‌بار استفاده کنید.

۱۵-۶- یک مقطع مربع شکل با تقریباً 3 درصد آرما تورد برای تحمل بارهای داده شده در زیر طراحی کنید.

نیروهای فشاری ناشی از بارهای مرده و زنده به ترتیب برابر 100 و 90 تن

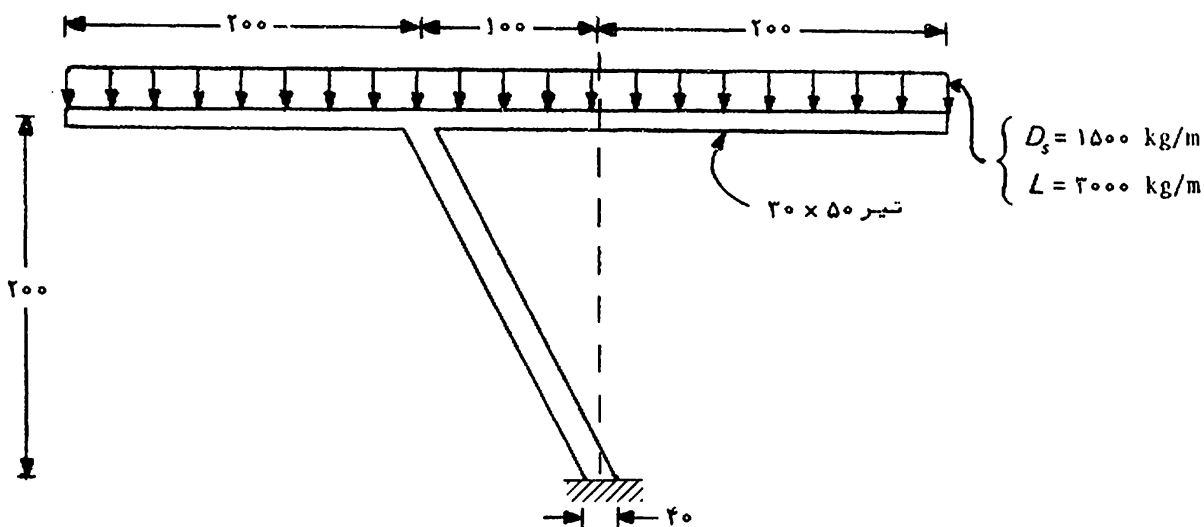
لنگرهای خمشی حول محور x ناشی از بارهای مرده و زنده به ترتیب برابر 23 و 20 تن متر

لنگرهای خمشی حول محور y ناشی از بارهای مرده و زنده به ترتیب برابر 11 و 7 تن متر

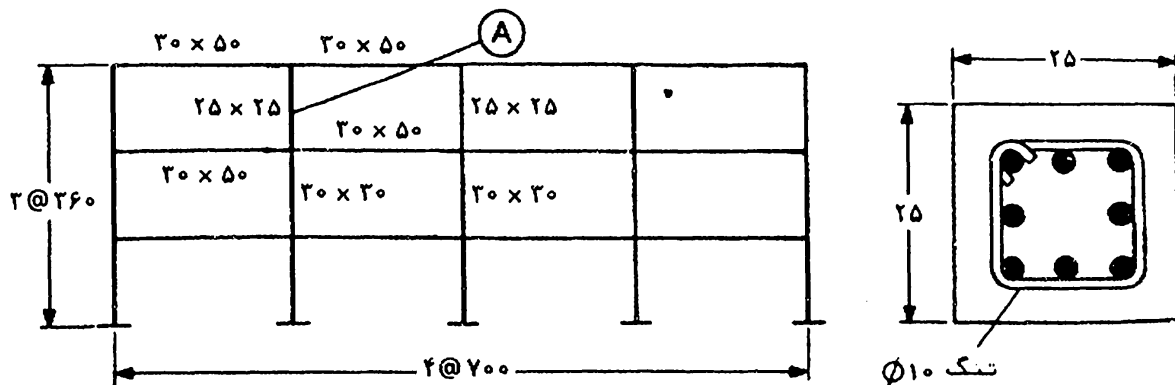
$$f'_c = 2500 ، f_y = 30000$$

۱۶-۶- سازه ۶ تصویر زیر را با ابعاد و بارهای نشان داده شده در نظر بگیرید. چنانچه مقطع ستون مربع شکل باشد مقدار فولاد لازم (طولی و عرضی) را برای آن تعیین کنید.

$$f'_c = 25000 \quad , \quad f_y = 40000$$



۱۷-۶- سازه نشان داده شده در تصویر زیر را که یک قاب مهار شده است در نظر بگیرید. با توجه به ابعاد داده شده برای تیرها و ستونهای این قاب، بررسی کفایت یا عدم کفایت طرح پیشنهادی برای ستون A از این قاب مورد نظر است. میلگردهای طولی ستون عبارتند از $8\Phi 28$ در محیط مقطع (مطابق تصویر). نیروی فشاری ستون در اثر بارهای مرده و زنده به ترتیب برابر ۲۰ و ۵۰ تن است. به علاوه نتیجه آنالیز مقدماتی سازه نشان میدهد که لنگرهای خمشی در این ستون قابل اغماضند. در صورتی

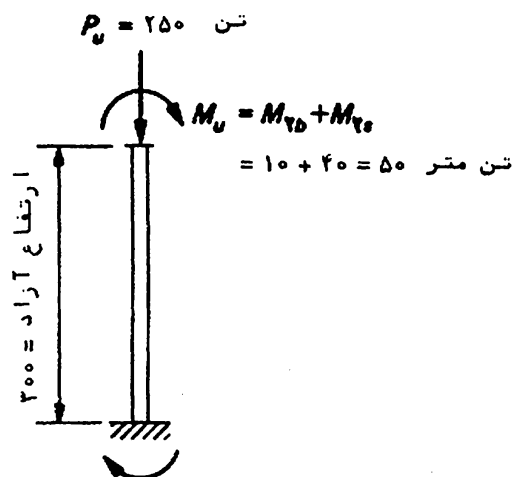
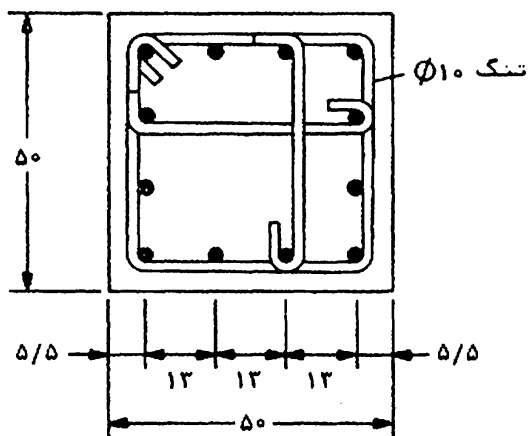
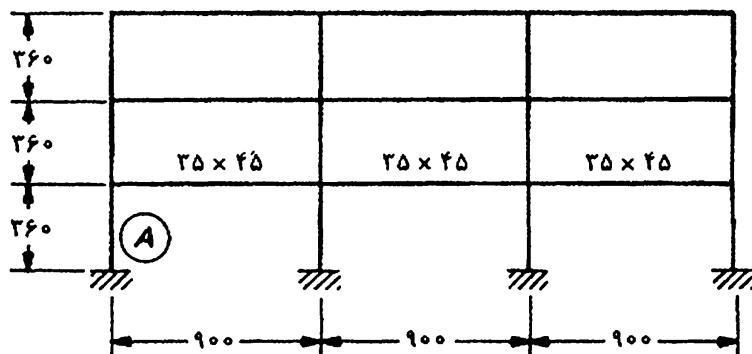


که با پیشنهادی برای این ستون کافی نیست طرح را اصلاح و آرماتورهای لازم (طولی و عرضی) را برای آن تعیین کنید.

$$f_y = 4000 \quad f'_c = 250$$

۱۸-۶- بررسی کفایت ستون A از قاب مهار نشده تصویر زیر مورد نظر است. ستون مربع شکل و به بعد ۵۰ سانتیمتر و آرماتورهای طولی آن، مطابق تصویر، متشکل از $32 \Phi 12$ است. نیروهای وارد بر انتهای فوقانی این ستون در تصویر داده شده است. فرض کنید از کل نیروی فشاری ضریب‌دار ستون ۴۰ درصد مربوط به بارهای مرده باشد. به علاوه $\sum P_u$ بر روی چهار ستون طبقه اول ۱۵۰۰ تن است.

$$f_y = 4000 \quad , \quad f'_c = 300$$





مهار آرماتور در بتن

۱-۷- مقدمه

یکی از شرایط لازم در سازه‌های بتن آرمه این است که بین فولاد و بتن اطراف آن چسبندگی کافی وجود داشته باشد. به عبارت دیگر باید تحت بارهای بهره‌برداري هیچگونه لغزشی بین آرماتور و بتن بوجود نیاید. تأکید بر شرایط بهره‌برداري از آن روست که لغزش آرماتور نسبت به بتن اطراف آن لزوماً "از دست رفتن مقاومت و فروریختگی زودرس را به دنبال ندارد. مثلاً" ممکن است در یک تیر، میلگردهای خمشی در طول قابل ملاحظه‌ای از بتن جدا شوند، لیکن تا زمانی که میلگردها به نحو مناسبی در دو انتهای تیر مهار شده باشند به طوری که نتوانند از دو انتها کنده شوند تیر به مقاومت ادامه میدهد. بنابراین، اگرچه لغزش میلگردها در بتن به معنی گسیختگی یا فروریختگی عضو نیست برای تأمین یکپارچگی و عملکرد بهتر سازه سعی بر آن است که چسبندگی فولاد و بتن در مراحل مختلف رفتار سازه حفظ شود.

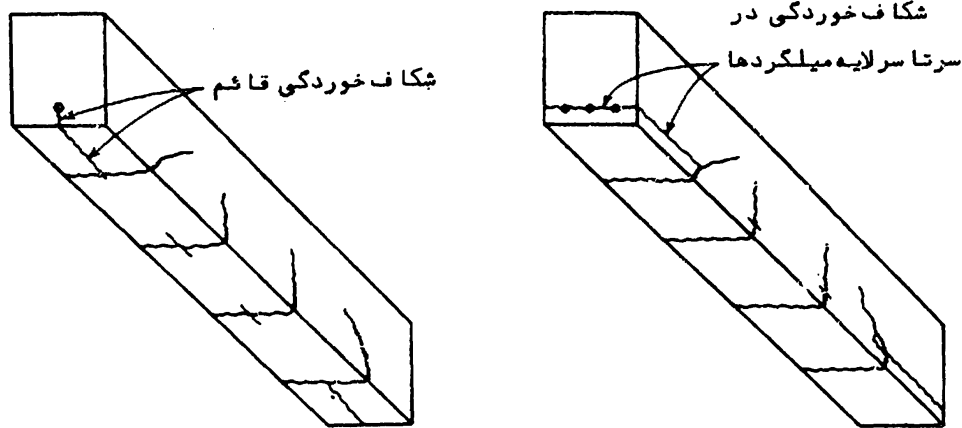
در این فصل ابتدا مفهوم چسبندگی و عوامل مؤثر بر آن تشریح میشود و سپس به بررسی روشهای تأمین چسبندگی آرماتور به بتن پرداخته خواهد شد. همچنین در این فصل اصول و ضوابط قطع و خم کردن آرماتورهای خمشی و وصله کردن میلگردها ارائه میشود.

۷-۲- مفهوم و صور چسبندگی

وقتی یک میلگرد محصور در بتن تحت نیروی کششی قرار می‌گیرد نیرو و بتدریج از فولاد به بتن منتقل می‌شود. این انتقال نیرو در اثر چسبندگی بین فولاد و بتن رخ می‌دهد. در واقع چسبندگی را می‌توان به وسیله تنش برشی که در سطح تماس فولاد و بتن ایجاد می‌شود تعریف و ارزیابی کرد. به این تنش برشی اصطلاحاً "تنش چسبندگی" گفته می‌شود. آزمایش‌های متعدد بر روی چسبندگی میلگردها با بتن نشان داده است که برای میلگردهای صاف در حدود ۲۵ تا ۳۰ درصد چسبندگی در اثر اصطکاک و گیرش حاصل ازافت (انقباض) بتن و در حدود ۷۰ تا ۷۵ درصد چسبندگی ناشی از زبری سطح میلگردها است. در مورد میلگردهای آجدار مکانیزم انتقال نیرو از فولاد به بتن قدری متفاوت است. در این حالت، اگرچه عوامل ذکر شده در مورد میلگردهای صاف همچنان برقرارند، عامل اصلی در ایجاد چسبندگی بین فولاد و بتن برآمدگیها یا آج‌های سطح میلگردها است.

در گذشته غالباً از میلگردهای صاف برای مسلح کردن بتن استفاده می‌شد. در این میلگردها، همان‌طور که در بالا اشاره شد، چسبندگی اساساً ناشی از زبری و اصطکاک سطح میلگردها است. در چنین میلگردهایی، حتی تحت تنش‌های کم، خطر زوال چسبندگی و شل شدن میلگردها در مناطق مجاور ترک‌ها وجود دارد. غالباً یک میلگرد صاف یا در محل خود شل می‌شود و یا اصولاً از داخل بتن بیرون کشیده می‌شود به طوری که حفره‌ای در بتن خالی می‌ماند. حالت اول در مواقعی مشاهده می‌شود که گیرش و اصطکاک بتن به آرماتور خوب باشد و حالت دوم وقتی مشاهده می‌شود که گیرش و اصطکاک کافی بین آرماتور و بتن وجود نداشته باشد.

میلگردهای آجدار با این فلسفه ساخته شدند که اصولاً مکانیزم انتقال نیرو را تغییر دهند و سبب افزایش چسبندگی فولاد و بتن شوند. برای میلگردهای آجدار در بتن معمولی، برخلاف میلگردهای صاف، گسیختگی چسبندگی تقریباً همیشه به صورت گسیختگی شکاف خوردگی است. در این نوع گسیختگی فشار حاصل از آج‌های سطح میلگرد بر بتن سبب می‌شود که بتن مجاور میلگرد به دو یا چند جزء شکاف بخورد. انواع



تصویر ۱-۷ حالات مختلف گسیختگی چسبندگی در اثر شکاف خوردگی

مختلف شکاف خوردگی در تصویر (۱-۷) نشان داده شده است .
 تنش چسبندگی برد و قسم است : چسبندگی مهاري و چسبندگی خمشی .
 برای درک بهتر روابط آیین نامه ، که در بخشهای دیگر این فصل تشریح شده اند ، در اینجا لازم است این دو نوع چسبندگی و نقش آنها در تعیین یکپارچگی اعضاء مورد بررسی قرار گیرند .

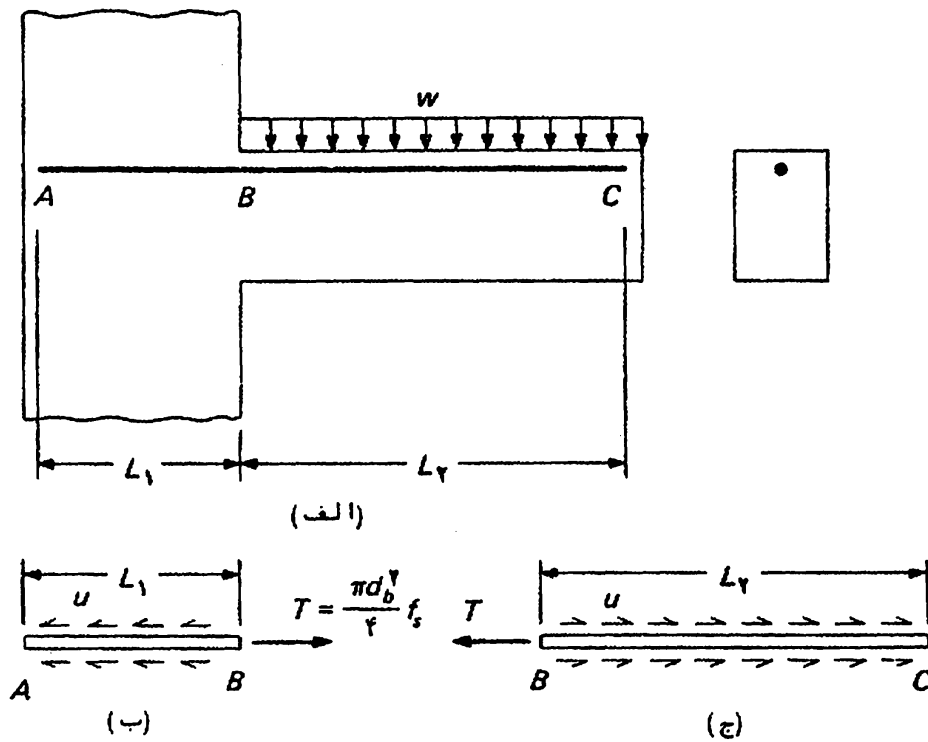
۱-۲-۷- چسبندگی مهاري

برای معرفی چسبندگی مهاري میتوان یک تیر طره ای با بار گسترده را مطابق تصویر الف-۲-۷ مورد بررسی قرار داد . برای تشریح واضح تر موضوع فرض میشود که آرماتور کششی مقطع تنها از یک میلگرد به قطر d_b تشکیل شده باشد . چنانچه دیاگرام جسم آزاد قسمت AB از میلگرد مذکور مطابق تصویر ب-۲-۷ مورد بررسی قرار گیرد مشاهده میشود که نیروی کششی T در مقطع B باید در طولی برابر $AB = L_1$ توسط تنش چسبندگی به بتن منتقل شود در صورتی که u تنش چسبندگی متوسط روی سطح میلگرد باشد ، میتوان نوشت :

$$u n d_b L_1 = f_s \pi \frac{d_b^2}{4} \quad (7-1)$$

و در نتیجه ، مقدار این تنش برابر است با

$$u = \frac{f_s d_b}{4 L_1} \quad (7-2)$$



تصویر ۷-۲ چسبندگی بهاری در میلگردهای کشی

این رابطه را میتوان به صورت دیگری تعبیر کرد. بدین ترتیب که اگر u تنش چسبندگی متوسط مجاز باشد، حداقل طول میلگرد برای اینکه تنش چسبندگی از مقدار مجاز آن تجاوز نکند برابر خواهد بود با

$$L_1 = \frac{f_s}{4u} d_b \quad (7-3)$$

همین وضعیت در دیوار گرام جسم آزاد قسمت BC نیز وجود دارد (تصویر ۷-۲). یعنی برای امکان حصول تنش f_s در میلگرد باید طول L_2 از مقدار فوق کمتر نباشد.

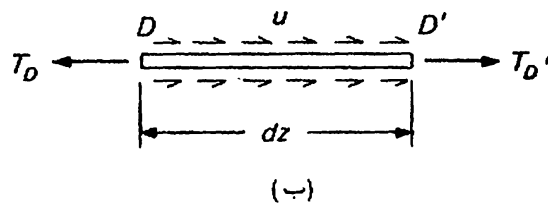
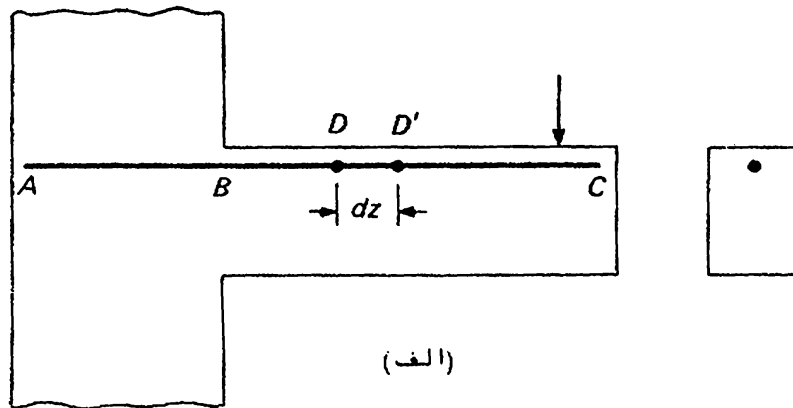
در روش طراحی بر مبنای مقاومت، هدف این است که تحت بارهای ضریب بار تنش در آرماتور به حد تسلیم برسد. در این حال حداکثر تنش چسبندگی، که نظیر لغزش کلی آرماتور در بتن است، میتواند برابر تنش چسبندگی نهایی u_u باشد. در نتیجه، حداقل طول میلگرد تحت تنش تسلیم که برای جلوگیری از لغزش آن باید تأمین شود مطابق رابطه (۷-۳) برابر خواهد بود با

$$L_d = \frac{f_y d_b}{4u_u} \quad (۷-۴)$$

به L_d ، که در واقع طول لازم برای مهار آرماتور در بتن است، اصطلاحاً " طول مهار ی یا طول گیرایی گفته میشود .

۷-۲-۲- چسبندگی خمشی

چسبندگی خمشی، برخلاف چسبندگی مهار ی، یک مسئلهء موضعی است که در اثر سرعت تغییر نیرو در میلگرد، و نه شدت آن، بروز میکند. برای روشن شدن موضوع، قسمتی از همان میلگرد کششی که در تیر طره ای در بخش قبل مطالعه شد مجدداً " مورد بررسی قرار میگیرد (تصویر الف-۳-۷).
 دیاگرام جسم آزاد این قسمت در تصویر ب-۳-۷ نشان داده شده است. چنانچه $z = jd$ با زوی لنگر نیروهای داخلی مقطع باشد میتوان نوشت:



تصویر ۳-۷ چسبندگی خمشی در یک میلگرد کششی

$$T_D = \frac{M_D}{jd} \quad \text{و} \quad T_{D'} = \frac{M_{D'}}{jd} \quad (۷-۵)$$

همچنین با توجه به تعادل نیروها در تصویر ب-۳-۷ میتوان نوشت:

$$u\pi d_b dz = T_D - T_{D'} \quad (۷-۶)$$

با قراردادن روابط (۷-۵) در رابطه (۷-۶) نتیجه زیر حاصل می‌شود:

$$u = \frac{M_D - M_{D'}}{dz} \left(\frac{1}{\pi d_b j d} \right) = \frac{dM}{dz} \left(\frac{1}{\pi d_b j d} \right) = \frac{V}{\pi d_b j d} \quad (۷-۷)$$

به این تنش اصطلاحاً "تنش چسبندگی خمشی گفته می‌شود و مقدار آن، برخلاف تنش چسبندگی مهاریه که مستقیماً متناسب با تنش میلگرد است، تابعی از نیروی برشی مقطع است. بنابراین تنش چسبندگی خمشی در نقاطی مانند نقاط عطف تیرهای سراسری و در دو انتهای تیرهای ساده مقدار بزرگتری را داراست، علی‌رغم اینکه در این نقاط لنگر خمشی و در نتیجه نیروی کششی میلگردها تقریباً صفر است.

۷-۲-۲- معیار چسبندگی فولاد و بتن

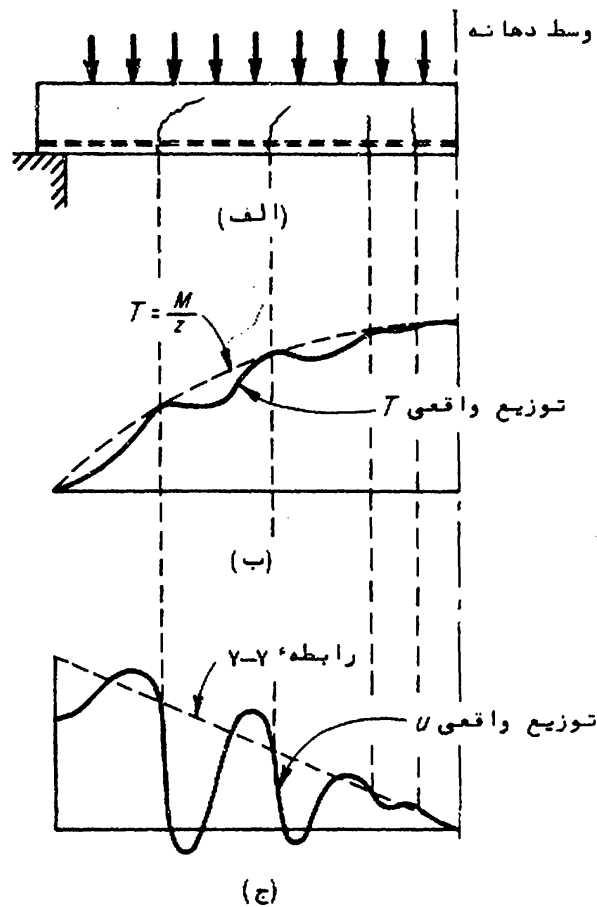
در بخش‌های ۷-۲-۱ و ۷-۲-۲ دو نوع تنش چسبندگی، یعنی چسبندگی مهاریه و چسبندگی خمشی، معرفی شدند. نتایج مطالعات و تحقیقات نشان می‌دهد که از دو نوع فوق، تنش چسبندگی خمشی معیار مناسبی برای تعیین حاشیه ایمنی در مقابل گسیختگی چسبندگی نیست. دلایل این امر را می‌توان به دو گروه تقسیم کرد: ۱- عدم کفایت معادلات چسبندگی خمشی (مثلاً معادله ۷-۷) برای تعیین دقیق تنش چسبندگی در آرماتورهای خمشی، و ۲- عدم ارتباط مستقیم بین گسیختگی چسبندگی موضعی و مقاومت تیر که به وسیله شکاف خوردن بتن و زوال مهاریه میلگرد ایجاد می‌شود. به عنوان مثال می‌توان به دو مورد زیر که روابط تنش چسبندگی خمشی دقت کافی را ندارند اشاره کرد:

الف- در مناطق بالنگر خمشی کم، بتن در قسمت کششی مقطع تیرک نمی‌خورد و چون بتن در تحمل قسمتی از نیروی کششی سهم است تنش چسبندگی واقعی به مراتب کمتر از مقدار محاسبه شده (مثلاً به کمک رابطه ۷-۷) است.

ب- در مقاطعی که تحت لنگر خمشی بزرگ و نیروی برشی کوچک قرار دارند مطابق رابطه ۷-۷ تنش‌های چسبندگی خمشی کوچکی پدید می‌آید،

لیکن در محل یک ترک خمشی، آرما تورما نیروی کششی را تحمل میکند در حالی که در مجاورت این ترک تنش کششی به مقدار قابل ملاحظه‌ای در آرما تورکاهش مییابد که در نتیجه، تنش چسبندگی بزرگی ایجاد میشود. نتایج تحقیقات نشان میدهند تنشهای چسبندگی در مجاورت ترکها گاهی به قدری بزرگند که نمیتوان از لغزش موضعی بین فولاد و بتن در مجاورت ترکها اجتناب کرد.

بدین ترتیب مشاهده میشود که توزیع واقعی تنش چسبندگی تحت تأثیر عوامل مهمی به خصوص مسئلهٔ ترک خوردگی قرار دارد. تصویر ۴-۷ یک نمونه توزیع چسبندگی را در یک تیر ساده نشان میدهد. منحنی خط چین در تصویر ۴-۷ توزیع تنش را مطابق رابطه ۶-۷ و منحنی پرتوزیع واقعی تنش چسبندگی را نشان میدهد.



تصویر ۴-۷ تأثیر ترکهای خمشی بر تنشهای چسبندگی

دلایل فوق نشان دهندهٔ این واقعیتند که تنش چسبندگی خمشی

تنها معرف یک تنش اسمی است و رفتار واقعی قطعه را نشان نمیدهد، کما اینکه اگر میلگردها در دو انتها به نحو مناسبی مهار شوند تا بتوانند به مقاومت ادامه دهند. هیچگونه وضعی در مقاومت کلی عضو در اثر گسیختگی موضعی در چسبندگی خمشی دیده نمیشود. روش طراحی که امروزه در آیین نامه وجود دارد به این صورت است که قطعه برای مقاومت در مقابل نیروهای وارد شده طراحی شده و برای میلگردها به نحو مناسبی مهار کافی تأمین میشود. بدین ترتیب محاسبه تنشهای چسبندگی خمشی، که تا چندی پیش یک عامل اساسی در طراحی بود، از محاسبات حذف شده و به جای آن مفهوم چسبندگی مهاری جایگزین شده است.

در آیین نامه بدین ترتیب تصریح شده است که فشار یا کشش آرماتور در هر مقطع از اعضاء بتن آرمه باید در هر طرف آن مقطع به وسیله تأمین طول گیرداری مستقیم، قلاب یا وسائل مکانیکی، یا ترکیبی از آنها قابل حصول باشد. در بخشهای آینده این فصل ضوابط تأمین این مهاریها برای انواع آرماتورهای مسلح کننده اعضاء بتنی مورد بررسی قرار گرفته اند.

۳-۷- مهاری میلگردها و سیمهای آجدار در کشش

همانطور که در بخش ۲-۷ تعریف شد، طول مهاری یا طول گیرایی، حداقل طول گیرداری مستقیم میلگرد در بتن است که برای امکان حصول مقاومت تسلیم در آرماتور باید در هر دو طرف مقطع بحرانی تأمین شود. این طول را میتوان با استفاده از رابطه (۴-۷) و با توجه به مقدار تنش چسبندگی نهایی، که به طور تجربی تعیین میشود، بدست آورد.

مطابق آیین نامه، طول مهاری l_{db} برای میلگردهای آجدار و سیمهای آجدار در کشش برابر حاصل ضرب طول مهاری مبنا، l_{db} ، در ضریب یا ضرایب اصلاحی است که در ادامه این بخش تشریح شده اند. طول مهاری مبنا (به سانتیمتر) بر حسب مورد به وسیله یکی از روابط زیر محاسبه میشود:

برای میلگردهای با قطر کمتر از ۲۶ میلیمتر، بزرگترین دو مقدار زیر:

$$0/06 \frac{A_{bfy}}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{یا} \quad 0/0057 d_{bfy} \quad (7-8)$$

برای میلگردهای به قطر ۴۵ میلیمتر:

$$0.82 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (7-9)$$

برای میلگردهای به قطر ۵۵ میلیمتر:

$$1.06 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (7-10)$$

برای سیم آجدار (ولی نه شبکه سیمی جوش شده):

$$0.113 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (7-11)$$

در فرمولهای فوق A_b سطح مقطع میلگرد بر حسب سانتیمتر مربع، d_b قطر میلگرد یا سیم بر حسب سانتیمتر و f'_c و f_y بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربعند. در جدول ۷-۱ طول مهاری مینا برای میلگردهای آجدار به ازاء چند مقدار معمول برای مقاومتهای فولاد و بتن داده شده است (رابطه ۸-۷).

جدول ۷-۱- طول مهاری مینا برای میلگردهای آجدار در کشش (به سانتیمتر)

$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$			$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$			قطر میلگرد (میلیمتر)
$f'_c, \text{ kg/cm}^2$			$f'_c, \text{ kg/cm}^2$			
۲۵۰	۳۰۰	۳۵۰	۲۵۰	۳۰۰	۳۵۰	
۱۷	۱۷	۱۷	۲۳	۲۳	۲۳	۱۰
۲۱	۲۱	۲۱	۲۸	۲۸	۲۸	۱۲
۲۴	۲۴	۲۴	۳۲	۳۲	۳۲	۱۴
۲۸	۲۸	۲۸	۳۷	۳۷	۳۷	۱۶
۳۱	۳۱	۳۱	۴۱	۴۱	۴۱	۱۸
۳۶	۳۴	۳۴	۴۸	۴۶	۴۶	۲۰
۴۳	۴۰	۳۸	۵۸	۵۳	۵۰	۲۲
۵۶	۵۱	۴۷	۷۵	۶۸	۶۳	۲۵
۷۰	۶۴	۵۹	۹۴	۸۶	۷۹	۲۸
۹۲	۸۴	۷۸	۱۲۲	۱۱۲	۱۰۳	۳۲

همانطور که در بالا اشاره شد طول مهاري مینا باید به وسیله^۶ ضریب یا ضرایب مناسبی اصلاح شود. این ضرایب برای منظور کردن شرایطی است که در آنها تعامیل به شکاف خوردن بتن افزایش یا کاهش مییابد. بنا بر این برخی از این ضرایب، که نمایانگر شرایط تشدید کننده^۶ ترک خوردگی هستند، از واحدهای بزرگترند و برخی دیگر، که معرف شرایط محدود کننده ترک خوردگی هستند، از واحدهای کوچکترند. مقدار ضریب اصلاح برای شرایط مختلف، مطابق آیین نامه، به قرار زیر است.

الف - برای میلگرد فوقانی، یعنی

میلگرد افقی که بیش از ۳۰ سانتی

متر بتن تازه در زیر آن ریخته شده

باشد:

۱/۴

ب - برای میلگردهای با مقاومت تسلیم

بزرگتر از ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی

متر مربع:

$2 - 4000/f_y$

۱/۳۳

ج - برای بتن تمام " سبک:

۱/۱۸

د - برای بتن سبک با ماسه:

ه - هنگامی که میلگردها به ترتیبی

قرار داده شوند که فاصله بین مراکز

آنها حداقل ۱۵ سانتی متر و فاصله^۶

آزاد میلگرد انتهایی از جدار عضو

حداقل ۷ سانتی متر باشد:

۰/۸

و - هنگامی که آرماتورهای بیش از مقدار

مورد نیاز برای مقاومت خمشی در

عضو قرار داده شده باشد:

$\frac{A_s \text{ لازم}}{A_s \text{ موجود}}$

ز - هنگامی که میلگردها به وسیله

آرماتور مارپیچ با حداقل قطر ۵

میلی متر و گام مارپیچ مساوی یا

کوچکتر از ۱۰ سانتی متر محصور شده

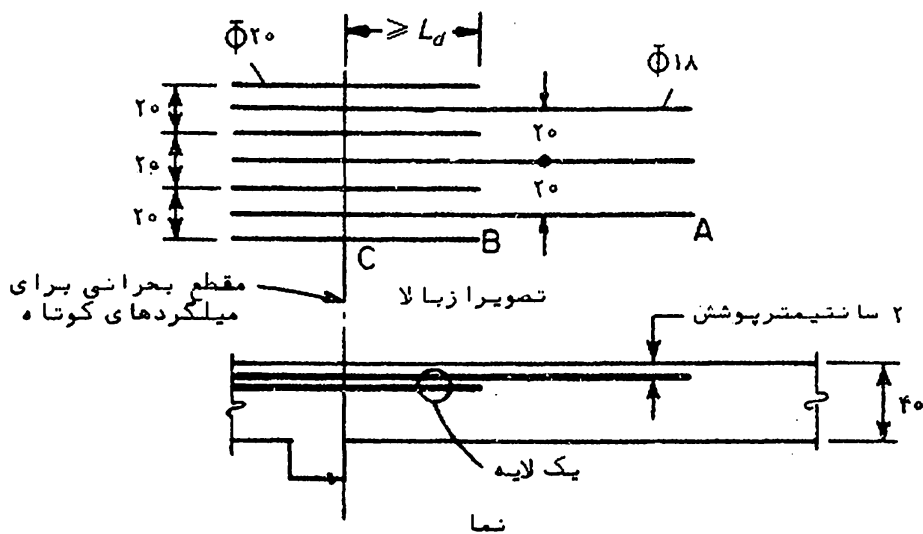
باشند:

۰/۷۵

مطابق آیین نامه، طول مهاري L_d ، پس از اعمال ضرایب اصلاح

مربوطه ، به هر حال نبايد از ۳۰ سانتيمتر کمتر گرفته شود .
 علت بکار بردن ضريب اصلاح بزرگتر از واحد براي ميلگردها فوقاني
 اين است که در اثر افت بتن در زير اين ميلگردها و نيز جمع شدن دو غاب
 بتن در بالای مقطع ، چسبندگی اين ميلگردها با بتن اطراف آن کاملاً
 رضايتم بخش نيست . براي بتن سبک نيز علت بکار بردن ضريب اصلاح
 بزرگتر از واحد نتايج آزمايشهايي است که دلالت بر ضعيف تر بودن
 چسبندگی آرماتور با اين نوع بتن نسبت به بتن معمولی با مقاومت
 یکسان داشته است . از سوي ديگر ، تحت شرايطی که در موارد (ه) و (ز) فوق
 ذکر شده اند شکاف خوردگی بتن اطراف ميلگردها يا گسترش شکافها محدود
 می شود و لذا براي اين موارد ، ضريب اصلاح از واحد کوچکتر است .

مثال ۷-۱- در دال نشان داده شده در تصوير زير که از بتن سبک با
 ماسه ساخته شده است طول مهاري لازم براي ميلگردهای $\Phi 20$ را (که به طور
 یک درمیان با ميلگردهای بلندتر $\Phi 18$ قرار داده شده) محاسبه کنيد .
 مشخصات مصالح عبارتند از : $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ و $f'_c = 3000 \text{ kg/cm}^2$



تصویر ۷-۵ جزئیات آرماتورگذاری در مثال ۷-۱

حل :

ابتداءً لازم است طول مهاري مبنای ميلگردهای به قطر ۲۰ میلیمتر محاسبه شوند . با استفاده از فرمولهای (۷-۸) میتوان نوشت :

$$L_{db} = 0.06 \times \frac{3/14 \times 5000}{\sqrt{300}} = 54/4 \Rightarrow L_{db} = 57 \text{ cm}$$

$$l_a = 0.0057 \times 2 \times 5000 = 57$$

ضرایب اصلاحی که باید در این مسئله بکار برده شوند عبارتند از:

ضریب اصلاح برای میلگرد فوقانی = $1/4$

(توجه شود که ضخامت بتن زیر میلگردهای مورد نظر بیش از ۳۰ سانتیمتر است)

ضریب اصلاح برای مقاومت تسلیم آرماتور، $1/2 = 2 - \frac{4000}{5000}$

ضریب اصلاح برای بتن سبک با ماسه = $1/18$

ضریب اصلاح برای فاصله جانبی میلگردها = $0/8$

(لازم به تذکر است که چون فاصله جانبی بین میلگردهای کوتاه از ۱۵ سانتیمتر بیشتر است، علی‌رغم وجود یک میلگرد بلند بین هر دو میلگرد کوتاه، میتوان از ضریب اصلاح بند (ه) فوق استفاده کرد، زیرا میلگردهای کوتاه در طول BC مهار میشوند. در حالی که میلگردهای بلند در فاصله AB مهار شده‌اند)

بدین ترتیب طول مهار برای میلگردهای کوتاه برابر است

با:

$$L_d = L_{db} \times \text{ضرایب اصلاح} = 57 \times 1/4 \times 1/2 \times 1/18 \times 0/8 = 90 \text{ cm}$$

بنابراین برای اینکه میلگردهای مورد نظر یکپارچگی خود را با بتن حفظ کنند و در اثر تنش‌های وارده از داخل بتن نلغزند. لازم است طول مهار محاسبه شده در هر طرف مقطع C برای این میلگردها تأمین شوند، یعنی طول BC باید حداقل برابر ۹۰ سانتیمتر باشد.

۴-۷- مهار میلگردهای آجدار در فشار

برای میلگردهای تحت فشار طول مهار کوچکتری نسبت به میلگردهای تحت کشش لازم است، زیرا در مورد میلگردهای تحت فشار تأثیر منفی ترکهای کششی بتن وجود ندارد، به علاوه، اتکاء انتهای میلگرد روی بتن خود عامل مثبتی برای کاهش طول مهار است. مطابق آیین نامه، طول مهار L_d (به سانتیمتر) برای

میلگردهای آجدار تحت فشار برابر با ضریب طول مهاری میناء L_{db} ، در ضرایب اصلاح است. طول مهاری مینا برابر بزرگترین دو مقدار زیر است:

$$0/0043 f_y d_b \quad \text{و} \quad 0/076 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (7-12)$$

ضرایب اصلاح در مورد میلگردهای تحت فشار تنها دو حالت (و) و (ز) را که برای میلگردهای تحت کشش ذکر شد شامل میشود. به عبارت دیگر، اگر آرما تور قرار داده شده در مقطع بیش از آرما تور مورد نیاز باشد ضریب اصلاح برابر است با (موجود A_s) / (لازم A_s) و اگر میلگردهای فشاری به وسیله آرما تور مارپیچ با حداقل قطر ۵ میلیمتر و گام مارپیچ کوچکتر یا مساوی ۱۰ سانتیمتر محصور شده باشند (نظیر ستونهای دورپیچ شده) ضریب اصلاح برابر ۰/۷۵ است. مطابق آیین نامه، طول مهاری میلگردهای آجدار در فشار به هر حال نباید کمتر از ۲۰ سانتیمتر اختیار شود.

۷-۵- مهار گروه میلگردها

در مواقعی که به علت محدودیت ابعاد مقطع نتوان میلگردها را با رعایت فاصله آزاد لازم بین آنها در مقطع جا داد استفاده از گروه میلگردهای در تماس توصیه میشود. آیین نامه برای گروهی کردن میلگردها ضوابطی قائل شده است که بجا است قبل از پرداختن به موضوع مهار گروه میلگردها این ضوابط تشریح شوند.

مطابق آیین نامه تعداد میلگردها در یک گروه نباید از ۴ تجاوز کند و در این حال ترتیب قرار گرفتن میلگردها باید به گونه ای باشد که مقدار میلگردها در هر ردیف از ۲ تجاوز نکند. بر این اساس میلگردها تنها میتوانند به یکی از صور نشان داده شده در تصویر ۶-۷ به شکل گروهی در آیند. گروه میلگردها باید در داخل خاموت یا تنگ محصور شوند. مطابق آیین نامه میلگردهای با قطر بیش از ۳۵ میلیمتر نمیتوان به صورت گروهی در تیرها بکار برد. همچنین، در اعضا خمشی، قطع تمام میلگردهای گروه در یک نقطه مجاز نیست، بلکه میلگردها باید در نقاط مختلف و با حداقل فاصله ای برابر $40d_b$ از یکدیگر قطع شوند.



تصویر ۶-۷ اشکال مجاز برای گروه‌های میلگردهای در تماس

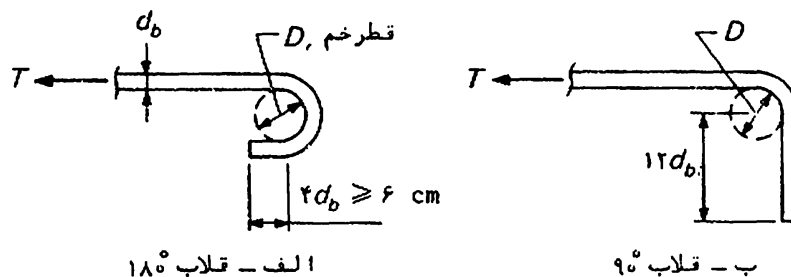
در مواردی که محدودیت‌های فاصله و حداقل پوشش بتنی روی آرماتورها بر اساس قطر میلگرد است، یک گروه میلگرد باید به صورت یک میلگرد تک با قطری که از مسای قرار دادن سطح آن با سطح کل گروه بدست می‌آید تلقی شود.

برای مهار گروه‌های میلگردها آیین نامه تصریح می‌کند که طول مهاری هر یک از میلگردهای یک گروه، در کشش یا در فشار، برابر است با طول مهاری همان میلگرد که برای گروه سه‌تایی به اندازه ۲۰ درصد و برای گروه چهارتایی به اندازه ۳۳ درصد افزایش داده شود.

۶-۷- مهاری میلگردهای کششی به وسیله قلاب

در صورتی که به علت محدودیت جانتوان مهاری لازم برای یک میلگرد را به وسیله طول مهاری مستقیم تأمین کرد و یا در نظر باشد طول گیرداری کوتاه‌تری برای مهاری آرماتور بکار برده شود، میتوان از قلاب در انتهای میلگرد استفاده کرد. این قلابها که مشخصات خاصی دارند، اصطلاحاً "قلاب استاندارد نامیده میشوند، برای میلگردهای کششی اصلی شامل دو نوع قلاب ۹۰ درجه و قلاب ۱۸۰ درجه است. مشخصات این قلابها شامل حداقل قطر خم و حداقل طول مستقیم میلگرد در انتهای آزاد خم است. حداقل قطر خم برای میلگردهای به قطر ۱۰ تا ۲۵ میلیمتر برابر $6d_b$ ، برای میلگردهای به قطر ۲۸ تا ۳۶ میلیمتر برابر $8d_b$ و برای میلگردهای بزرگتر برابر $10d_b$ است. قطر خم، مطابق آیین نامه، در قسمت داخلی قلاب اندازه گرفته میشود. حداقل طول مستقیم میلگرد در انتهای خم نیز مطابق آیین نامه برای خم ۱۸۰ درجه برابر $4d_b$ (ولی نه کمتر از ۶ سانتی متر) و برای خم ۹۰ درجه برابر $12d_b$ است. تصویر ۶-۷ قلابهای استاندارد را نشان میدهد.

در میلگردهای منتهی به قلاب، مقاومت در مقابل جدا شدن



تصویر ۷-۷ قلابهای استاندارد برای مه‌ار میلگردهای کششی اصلی

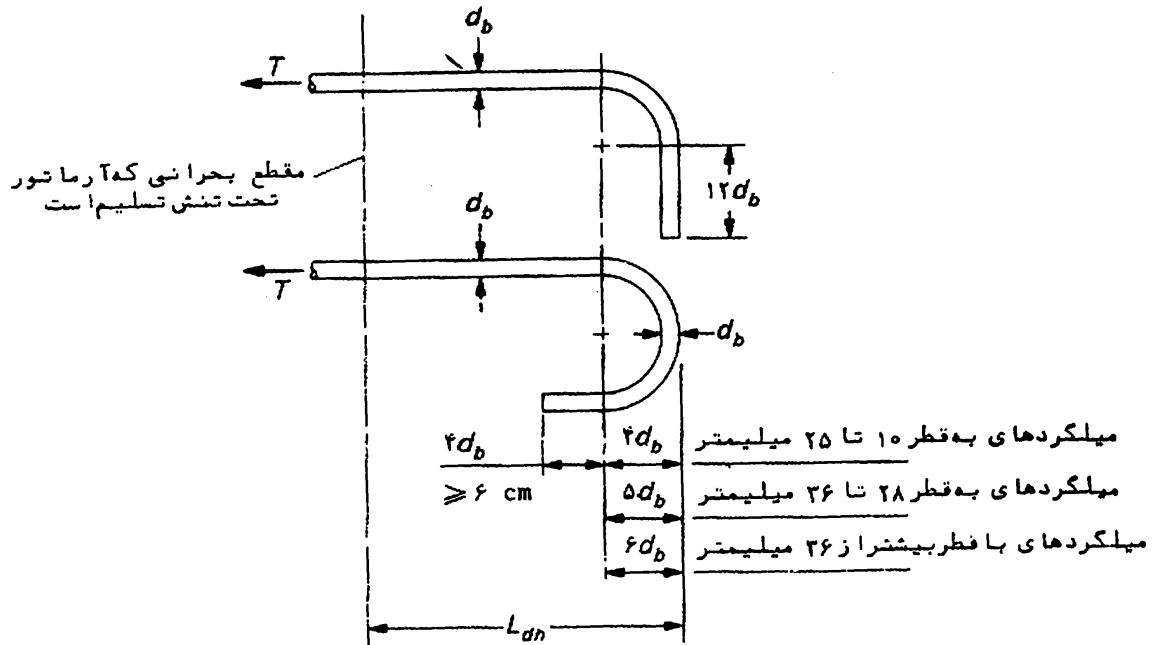
میلگرد از بتن، به وسیلهٔ دو عامل همزمان، یعنی چسبندگی در طول مستقیم میلگرد و مه‌اری تا مین شده توسط قلاب صورت میگیرد. نتایج آزمایشهای انجام شده نشان میدهد که علت اصلی گسیختگی میلگردهای منتهی به قلاب در کشش، شکاف خوردن بتن در صفحهٔ قلاب است. این شکاف خوردگی در اثر تمرکز تنش است که در بتن داخل قلاب بوجود میآید. این آزمایشها نشان داده اند که مقاومت در مقابل شکاف خوردگی بستگی به ضخامت پوشش بتنی قلاب در جهت جانبی (یعنی فاصله آزاد میلگرد از جدار جانبی عضو) و در جهت قائم (یعنی فاصلهٔ نقطهٔ آغا زخم از جدار تحتانی یا فوقانی نزدیکتر) دارد. چنانچه این پوششها ضخامت لازم را نداشته باشند میتوان با محصور کردن بتن (در محدودهٔ قلاب) به وسیلهٔ تنگه‌ها یا خاموتهای بسته مقاومت مه‌اری را افزایش داد.

در میلگردهای منتهی به قلاب، طول مه‌اری عبارت است از فاصلهٔ بین نقطه‌ای از میلگرد که تحت تنش تسلیم قرار دارد (مقطع بحرانی) تا انتهای بیرونی خم (تصویر ۸-۷). مطابق آیین نامه طول مه‌اری مینا (به سانتیمتر) برای میلگرد کششی منتهی به قلاب استاندارد و بسا مقاومت تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع با رابطهٔ زیر محاسبه میشود:

$$L_{hb} = \frac{320 d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (7-13)$$

که در آن d_b قطر میلگرد بر حسب سانتیمتر و f'_c بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.

برای بدست آوردن طول مه‌اری، در این حالت نیز باید طول مه‌اری



تصویر ۸-۷ طول مهاري برای میلگرد منتهی به قلاب

مبنای در ضریب یا ضرایب اصلاح مناسب ضرب شود. مقدار ضریب اصلاح برای شرایط مختلف، مطابق آیین نامه به قرار زیر است:

الف - برای میلگردهای با مقاومت تسلیم f_y غیر از ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع:

$$f_y / 4000$$

ب - برای میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلیمتر، با پوشش بتنی جانبی (عمود بر صفحه قلاب) مساوی یا بیشتر از ۶ سانتیمتر، و برای قلاب ۹۰ درجه، با پوشش بتنی حداقل برابر ۵ سانتیمتر روی امتداد میلگرد بعد از قلاب:

$$0/7$$

ج - برای میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلیمتر که در آنها قلاب انتهایی در داخل تنگه یا خاموتی که در سرتاسر طول مهاري L_{dh} با حداکثر

فاصله‌ای برابر $3d_b$ قرار داده

شده اند محصور باشد :

۵/۸

د- هنگامی که آرماتور بیش از مقدار

مورد نیاز بر اساس محاسبه در مقطع

قرار داده شده باشد :

(موجود A_s) / (لازم A_s)

ه- بتن با مصالح سنگی سبک :

۱/۳

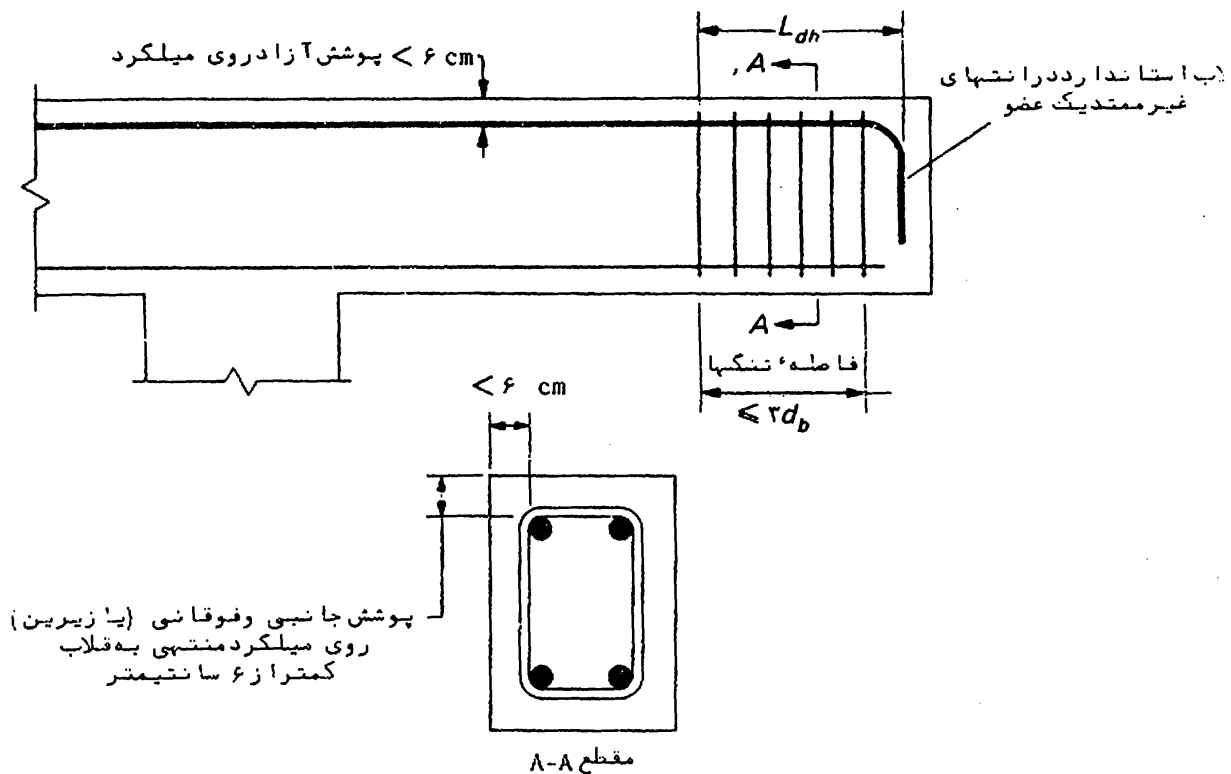
مطابق آیین نامه ، طول مهار قلاب L_{dh} ، که با استفاده از رابطه (۷-۱۳) و بر اساس ضرائب اصلاح فوق محاسبه میشود ، به هر حال نباید کمتر از هیچیک از دو مقدار $8d_b$ و ۱۵ سانتیمتر اختیار شود . جدول ۷-۲ طول مهار می‌لگردهای منتهی به قلاب را ، صرف نظر از اثر ضرائب اصلاح فوق ، بجز ضریب اصلاح مربوط به مقاومت تسلیم آرماتور ، برای می‌لگردهای مختلف و چند نوع فولاد و بتن بدست میدهد .

جدول ۷-۲- طول مهار می‌لگردهای کششی منتهی به قلاب (به سانتی

متر)

$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$			$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$			قطر می‌لگرد (میلیمتر)
$f'_c \text{ , kg/cm}^2$			$f'_c \text{ , kg/cm}^2$			
۲۵۰	۳۰۰	۳۵۰	۲۵۰	۳۰۰	۳۵۰	
۱۵	۱۵	۱۵	۲۰	۱۹	۱۷	۱۰
۱۸	۱۷	۱۶	۲۴	۲۲	۲۱	۱۲
۲۱	۲۰	۱۸	۲۸	۲۶	۲۴	۱۴
۲۴	۲۲	۲۱	۳۳	۳۰	۲۸	۱۶
۲۷	۲۵	۲۳	۳۷	۳۳	۳۱	۱۸
۳۱	۲۸	۲۶	۴۱	۳۷	۳۴	۲۰
۳۴	۳۱	۲۸	۴۵	۴۱	۳۸	۲۲
۳۸	۳۵	۳۲	۵۱	۴۶	۴۳	۲۵
۴۳	۳۹	۳۶	۵۷	۵۲	۴۸	۲۸
۴۹	۴۵	۴۱	۶۵	۵۹	۵۵	۳۲

در مواردی که مهار میلگرد بوسیله قلاب تأمین میشود و قلاب در انتهای غیرممتد عضو قرار میگیرد، مانند تکیه گاه های ساده، انتهای آزاد اعضاء طره ای و انتهای غیرممتد تیرهای سراسری در قاب های یکنامه رعایت مقرراتی را تصریح کرده است. بدین ترتیب که در چنین مواردی، اگر ضخامت پوشش جانبی و پوشش فوقانی (یا زیرین) روی قلاب کمتر از ۶ سانتیمتر باشد میلگرد منتهی به قلاب باید در داخل تنگه یا خاموت هایی که در سراسر طول مهاری L_{dh} با فاصله ای مساوی یا کمتر از $3d_b$ قرار داده میشوند محصور شود (d_b قطر میلگرد منتهی به قلاب است). در این حالت ضریب اصلاح $0/8$ برای حالتی که از تنگه های محصورکننده استفاده میشود (بند ج) مربوط به ضرایب اصلاح در همین بخش) نیاید اعمال شود. تصویر ۷-۹ جزئیات این ضابطه را در یک انتهای غیرممتد نشان میدهد. لازم به تذکر است که اگر تنش محاسبه شده در آرماتور به حدی نباشد که برای مهار آرماتور نیازی به قلاب باشد استفاده از تنگه نیز لازم نیست. همچنین، ضابطه مذکور شامل انتهای غیرممتد الهایی که در



تصویر ۷-۹ ضوابط خاص قلاب های استاندارد در انتهای غیرممتد عضو

آنها دال در جهت عمود بر صفحه قلاب ادا مه داردنمیشود .

مثال ۲-۷- در یک اتصال تیر به ستون (مشابه تصویر ۲-۷) بر اساس محاسبات انجام شده ۱۰/۵ سانتی متر مربع آرماتور در قسمت فوقانی مقطع لازم است که برای تأمین آن از $\Phi 22$ استفاده شده است . ابعاد ستون ۵۰ × ۵۰ سانتی متر و ابعاد تیر ۵۰ × ۳۵ سانتی متر است . نحوه مهار آرماتورهای مذکور را در داخل ستون مشخص کنید .

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

حل :

در صورتی که در نظر باشد از مهارهای مستقیم الخط استفاده شود طول مهاري لازم با استفاده از جدول ۱-۷ و ضرایب اصلاح (الف) و (و) بخش ۳-۷ برابر خواهد بود با

$$L_d = 58 \times 1/4 \times \frac{10/5}{3 \times 3/8} = 75 \text{ cm}$$

این طول از عرض مقطع ستون به مراتب بزرگتر است و لذا تأمین مهاري میلگرد به وسیله طول گیرداری مستقیم مقدور نیست . در این صورت میتوان از قلاب برای مهار میلگردها استفاده کرد . با استفاده از جدول ۲-۷ و ضرایب اصلاح مربوط به آرماتور بیش از مقدار مورد نیاز ، طول مهاري قلاب برابر است با :

$$L_{dh} = 45 \times \frac{10/5}{3 \times 3/8} = 41 \text{ cm}$$

با توجه به اینکه معمولاً به اندازه ۵ سانتی متر برای پوشش بتنی در انتهای خم در نظر گرفته میشود طولی که برای تأمین مهار آرماتور در دسترس است برابر $45 - 5 = 40$ سانتی متر است . بنا بر این مهار میلگردها را میتوان به وسیله قلاب استاندارد (۹۰ یا ۱۸۰ درجه) در داخل ستون تأمین کرد . از ۴۱ سانتی متر فوق ، مطابق تصویر ۸-۷ ، $4 \times 2/2 = 8/8 \text{ cm}$ به فاصله نقطه شروع از انتهای خم اختصاص دارد و بقیه ، یعنی $41 - 8/8 = 32/2$ سانتی متر به صورت مستقیم است .

۷-۷- مهار شبکه های سیمی جوش شده در کش

گاهی اوقات به جای میلگرد ، از شبکه های سیمی جوش شده برای

مسلح کردن دالها و سایر سطوح مانند پوسته‌ها و برای آرماتوربرشی در تیرهای کم‌عرض (بخصوص در تیرهای پیش‌تنیده) استفاده می‌شود. شبکه‌های سیمی جوش‌شده متشکلند از مجموعه سیمهای فولادی طولی و عرضی متعام که در تمام نقاط تقاطع به یکدیگر جوش می‌شوند. اندازه و فاصله سیمها ممکن است در دو جهت یکسان یا متفاوت باشند (تصویر ۱۹-۱).

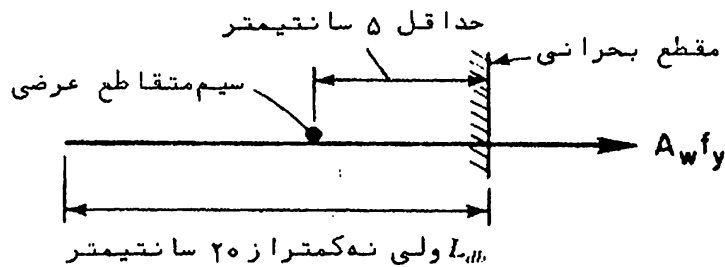
نحوه نامگذاری شبکه‌های سیمی جوش‌شده بدین ترتیب است که ابتدا اندازه چشمه شبکه و سپس شماره سیمها در دو جهت قید می‌شود. ضمناً از حرف W برای نشان دادن سیم‌صاف و از حرف D برای سیم‌آجدار استفاده می‌شود. مثلاً "W۵ × W۵ - ۱۰ × ۱۰" معرف شبکه‌ای است که در آن فاصله بین سیمها در هر دو جهت برابر ۱۰ سانتیمتر است و سیم‌ها بکاررفته در هر دو جهت، سیم‌صاف W۵ (به قطر ۶/۴ میلیمتر) است. مشخصات سیمها مطابق استاندارد ASTM در پیوست ۱ درج شده است.

برای شبکه‌های ساخته‌شده با سیم‌آجدار، طول مهاریهایی عبارت از فاصله مقطع بحرانی از انتهای سیم است. ضوابطی که برای محاسبه طول مهاریهایی مبنای آیین‌نامه تصریح شده مبتنی است بر این شرط که حداقل یک سیم متقاطع در محدوده طول مهاریهی وجود داشته و فاصله آن از مقطع بحرانی از ۵ سانتیمتر کمتر نباشد. مطابق آیین‌نامه، طول مهاریهایی مبنای شبکه‌های ساخته‌شده با سیم‌آجدار برابر بزرگترین دو مقدار زیر است:

$$(۷-۱۴) \quad ۰/۱۱۳ d_b \frac{\sqrt{f_y} - ۱۴۰۰}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{و} \quad ۰/۷۶ \frac{A_w}{s_w} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

در این روابط d_b ، A_w و s_w (بر حسب سانتیمتر و سانتیمتر مربع) به ترتیب قطر، سطح مقطع و فاصله جانی بین سیمهایی است که باید مهار شوند. طول مهاریهایی شبکه‌های سیمی جوش‌شده برابر است با حاصل ضرب طول مهاریهایی یا ضرایب اصلاح مشابه با ضرایب اصلاح میلگردها یا سیمهای آجدار در کشش (بخش ۳-۷)، اما در هر حال طول مهاریهی نباید کمتر از ۲۰ سانتیمتر اختیار شود، مگر در محاسبه طول وصله‌های پوششی (بخش ۱۰-۷) و مهار آرماتور جان (بخش ۸-۷). تصویر

۷-۱۰ ضوابط طول مهاري را براي حالي كه هيچ يك از ضرايب اصلاح بخش ۷-۳ مورد نداشته باشند ميدهد. مطابق آيين نامه طول مهاري مينا براي شبكه‌هاي ساخته شده با سيم آجدار، در حالي كه سيم متقاطع عرضي



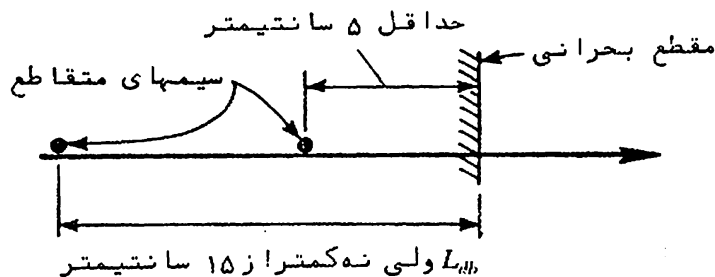
تصویر ۷-۱۰ مهار شبكه ساخته شده با سيم آجدار

در محدوده طول مهاري وجود نداشته باشد، بايد مانند طول مهاري سيم آجدار (بخش ۷-۳) محاسبه شود.

مهار شبكه‌هاي ساخته شده با سيم صاف به وسيله دو سيم متقاطع عرضي تأمين ميشود به طوري كه فاصله مقطع بحراني از سيم نزديكتر حداقل مساوي ۵ سانتيمتر باشد. طول مهاري مينا كه برابر فاصله مقطع بحراني از دورترين سيم متقاطع گرفته ميشود مطابق آيين نامه نبايد كمتر از مقدار زير باشد.

$$1/02 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (7-15)$$

ضرايب اصلاح براي اين حالت شامل سه مورد (ج)، (د) و (و) بخش ۷-۳ يعني موارد مربوط به آرماتورمازاد برنياز و بتن با مصالح سنگي سبك



تصویر ۷-۱۱ مهار شبكه ساخته شده با سيم صاف

میشود. اما طول مهاری به هر حال نباید کمتر از ۱۵ سانتیمتر باشد. تصویر ۱۱-۷ ضوابط طول مهاری برای شبکه‌های ساخته شده با سیم صاف را برای حالتی که هیچ یک از ضرایب اصلاح کاربرد نداشته باشند نشان میدهد.

۸-۷- مهاری آرماتور جان

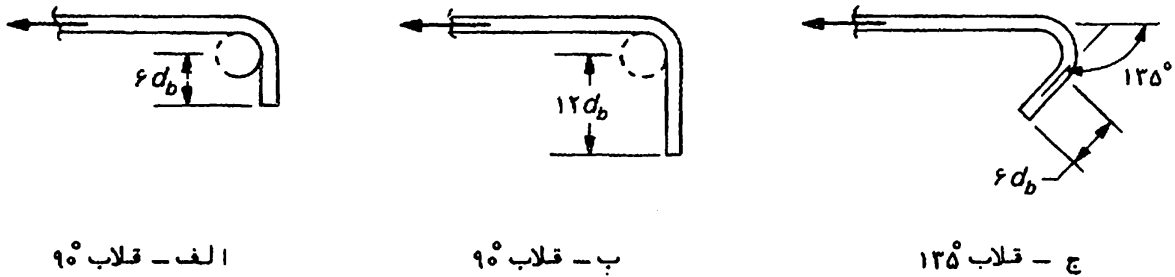
آرماتور عرضی در تیرها، چه برای برش باشد و چه برای پیچش، باید به نحو مناسبی مهاری شود تا حداکثر ظرفیت کششی آن در حوالی وسط ارتفاع مقطع قابل حصول باشد. مطابق آیین نامه آرماتور جان باید تا آنجا که ممکن است ضوابط مربوط به پوشش بتنی آرماتورها اجازه میدهد به وجوه فشاری و کششی مقطع نزدیک شود تا به نحو مطمئن تیری ترکهای قطری محتمل را در برگیرد. برای تیرهای با اندازه‌های معمول و متعارف بندرت میتوان مهاری خاموت‌های قائم را با طول گینرداری مستقیم تأمین کرد، زیرا ارتفاع مقطع به اندازه‌ای نیست که بتواند خوابگوی طول مهاری مستقیم باشد. از این رو، از قلابهای ۹۰ و ۱۳۵ درجه در انتهای خاموتها استفاده میشود. قلابهایی که برای خاموتها و تنگها بکار میروند نیز، مانند قلاب میلگردهای خمشی، مشخصات ویژه‌ای دارند و به آنها قلابهای استاندارد برای خاموتها و تنگها گفته میشود. مطابق آیین نامه این قلابها باید یکی از سه صورت زیر باشند (تصویر ۱۲-۷):

الف) برای میلگردهای با قطر کمتر از ۱۵ میلیمتر، خم ۹۰ درجه به اضافه طول مستقیم $6d_b$ در انتهای آزاد قلاب (تصویر الف-۱۲-۷).

ب) برای میلگردهای با قطر ۱۵ تا ۲۵ میلیمتر، خم ۹۰ درجه به اضافه طول مستقیم $12d_b$ در انتهای آزاد قلاب (تصویر ب-۱۲-۷).

ج) برای میلگردهای با قطر ۲۵ میلیمتر و کوچکتر، خم ۱۳۵ درجه به اضافه طول مستقیم $6d_b$ در انتهای آزاد قلاب (تصویر ج-۱۲-۷).

قطر داخلی خم برای قلابهای استاندارد در خاموت‌های با قطر بیش از ۱۵ میلیمتر مشابه قطر خم برای میلگردهای خمشی است. برای خاموت‌های با قطر مساوی یا کمتر از ۱۵ میلیمتر قطر داخلی خم نباید کمتر



الف - قلاب ۹۰

ب - قلاب ۹۰

ج - قلاب ۱۳۵

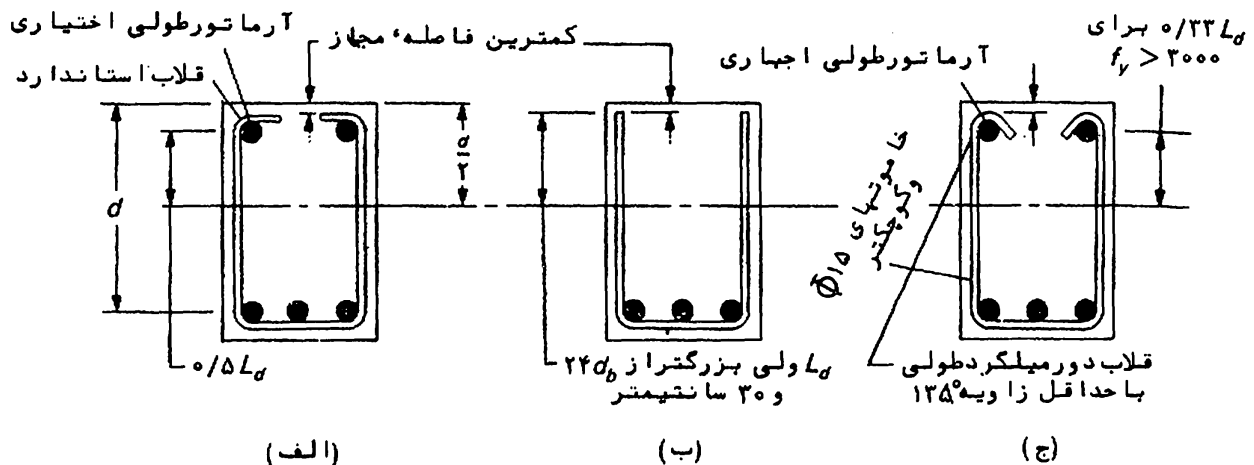
تصویر ۷-۱۲ قلابهای استاندارد برای خاموتها و تنگها

از $4d_b$ باشد.

مهارآرما تورهای جان به انحناء مختلف صورت میگیرد. مطابق آیین نامه، انتهای خاموتهای تک شاخه، دوشاخه، یا چندشاخه از میلگرد یا سیم آجدار باید به یکی از روشهای زیر مهار شود (تصویر ۷-۱۳):
الف) یک قلاب استاندارد به اضافه طول گیرداری $0.5L_d$ از وسط ارتفاع مقطع (تصویر الف-۷-۱۳).

ب) گیرداری مستقیم شاخه خاموت در نیمه فوقانی یا تحتانی مقطع که تحت فشار قرار دارد. طول گیرداری باید حداقل برابر بزرگترین سه مقدار L_d ، $24d_b$ و ۳۰ سانتیمتر باشد (تصویر ب-۷-۱۳).

ج) برای خاموتهای با قطر مساوی یا کوچکتر از ۱۵ میلیمتر، همچنین برای خاموتهای از سیم آجدار $D \leq 31$ و کوچکتر، خم کردن انتهای شاخه خاموت دور میلگرد طولی با حداقل زاویه 135° درجه، به اضافه

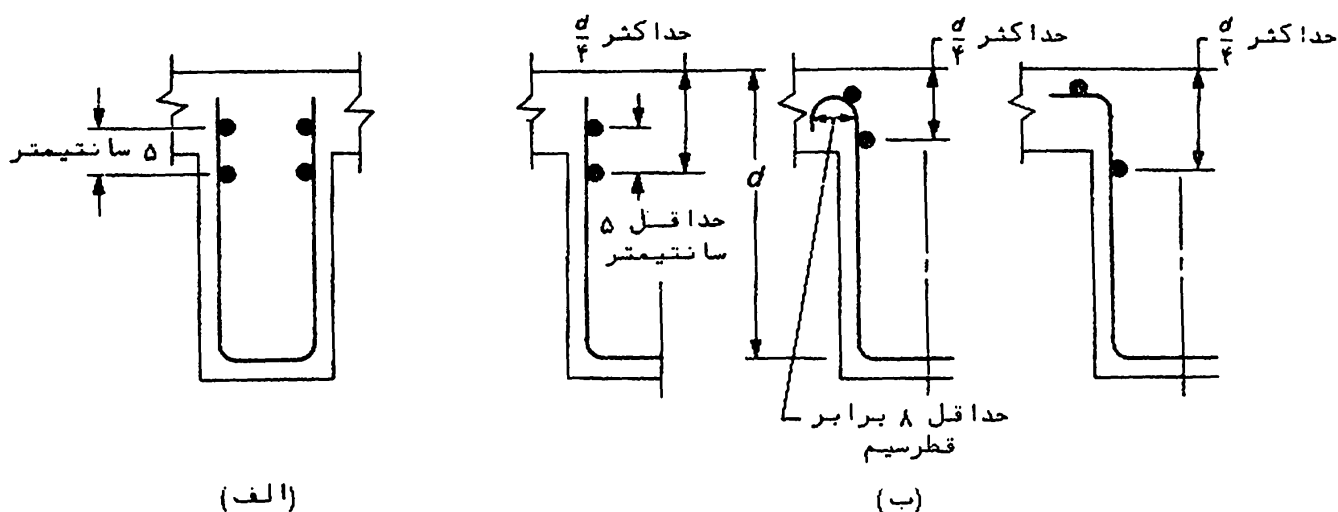


تصویر ۷-۱۳ مهار خاموتهای ساخته شده از میلگرد یا سیم آجدار

گیرداری مستقیم $L_d/33$ از وسط مقطع برای خاموت‌های با مقاومت تسلیم بیش از ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (تصویر ۷-۱۳).
 برای خاموت‌های ساخته شده از سیم صاف (شبه سیمی جوش شده) مهار شاخه‌های خاموت را میتوان مطابق تصویر ۷-۱۴ به یکی از روش زیر تأمین کرد:

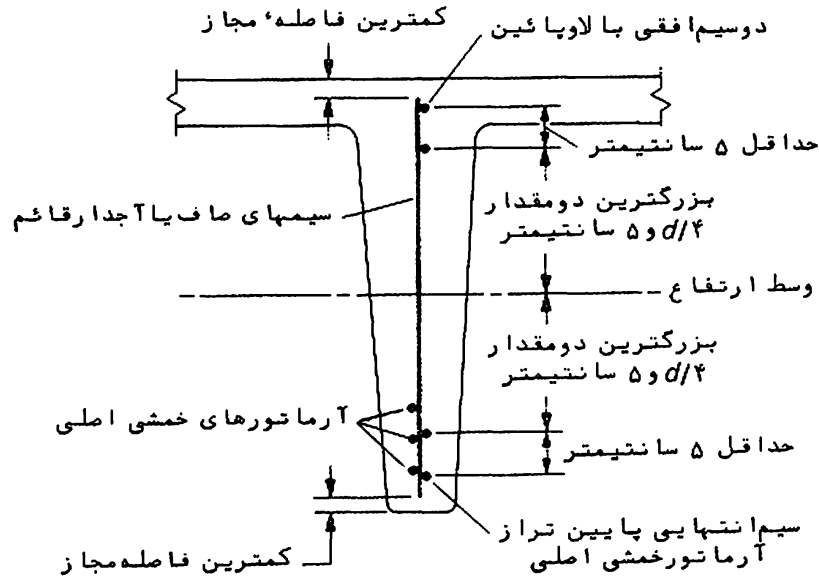
الف) دو سیم طولی با فاصله 5ϕ سانتیمتر در بالای شاخه‌های تنگ در طول عضو (تصویر الف-۷-۱۴).

ب) یک سیم طولی با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $d/4$ از دورترین تار فشاری مقطع و سیم دوم نزدیک‌تر به لبه فشاری مقطع و با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از 5ϕ سانتیمتر از سیم اول. سیم دوم را میتوان روی شاخه خاموت بعد از محل خم، یا روی خم با قطر داخلی حداقل برابر $8d_b$ قرار داد (تصویر ب-۷-۱۴).



تصویر ۷-۱۴ مهار خاموت‌های ساخته شده با سیم صاف

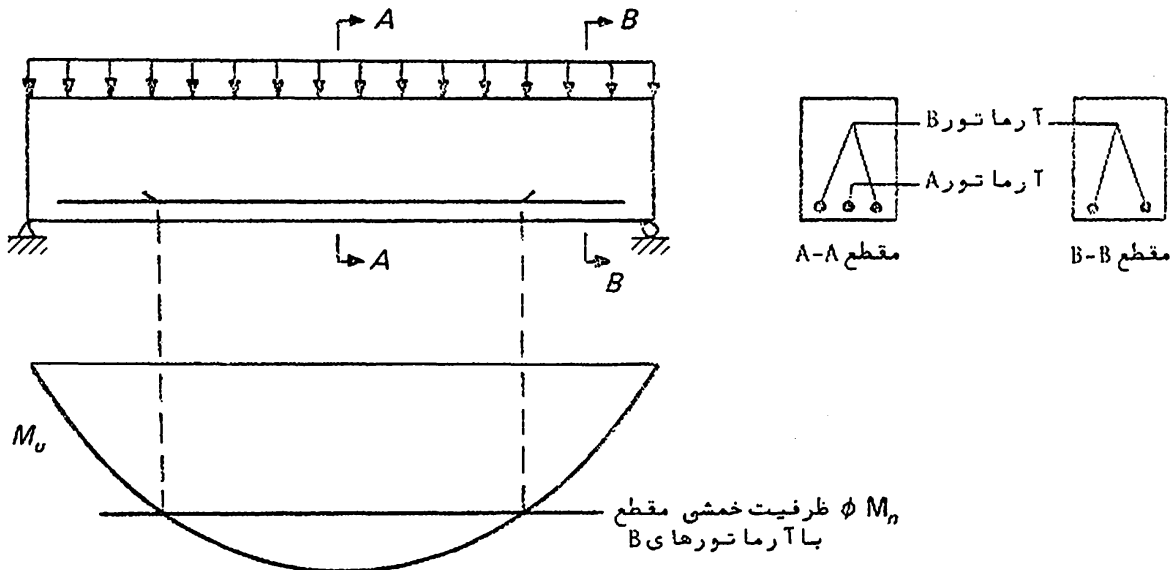
بسیاری اوقات برای آرما تورجان در تیرهای پیش ساخته یا پیش تنیده T شکل از خاموت‌های تک شاخه به صورت شبکه‌های جوش شده با سیم صاف یا آجدار استفاده میشود. در تصویر ۷-۱۵ جزئیات لازم برای این نوع خاموت‌ها خلاصه شده است.



تصویر ۱۵-۷ مها رآرما تور تک شاخه ساخته شده از سیم ما فیا آ جدار

۷-۹ مها رآرما تور خمشی

درفصل ۳ روش طراحی مقاطع تحت خمش، یعنی تعیین آرماتور لازم برای مقاومت در مقابل لنگر خمشی ضریبدار معلوم، تشریح شد. مثلاً "دریک تیر با تکیه گاه های ساده که مطابق تصویر ۱۶-۷ تحت بار یکنواخت قرار دارد میتوان با استفاده از دیاگرام لنگر خمشی و روش های ارائه شده در فصل ۳ مقدار آرماتور لازم را در هر نقطه از طول تیر بسادگی



تصویر ۱۶-۷ محل تثوریک قطع آرماتورهای خمشی

تعیین کرد. اگر فرض شود که آرما تور قرار داده شده در هر مقطع از این تیر دقیقاً " برابر مقداری باشد که بر اساس لنگر خمشی همان مقطع محاسبه می‌شود تنش آرما تور در تمام طول تیر برابر مقاومت تسلیم خواهد بود و در این صورت در هر مقطع از تیر رابطه زیر برقرار است

$$A_s f_y = \frac{M_u / \phi}{z} \quad (7-16)$$

حال با توجه به اینکه کمیت z (بازوی لنگر نیروهای داخلی) تغییرات قابل اغماضی دارد نتیجه می‌شود که مقدار آرما تور مورد نیاز در طول تیر تقریباً " متناسب با لنگر خمشی ضریب دار است، به عبارت دیگر باید سطح مقطع آرما تور قرار داده شده در طول تیر تغییرات به شکل سهمی (یعنی مشابه تغییرات لنگر خمشی) داشته باشد تا در همه جا آرما تور به مقاومت تسلیم برسد. بدیهی است که تأمین این منظور عملاً " مقدور نیست. آنچه در عمل میتوان انجام داد کم کردن سطح مقطع آرما تور در طول تیر به صورت پله‌ای است. مثلاً " در تیر نشان داده شده در تصویر ۷-۱۶ اگر آرما تور طولی مورد نیاز در وسط دهانه متشکل از ۳ عدد میلگرد باشد میتوان یک عدد از آنها را در نقطه‌ای از طول تیر قطع کرد. چنانچه آرما تورهایی که قرار است قطع شوند با A و آرما تورهایی که قرار است ادامه یابند با B نمایش داده شوند محل قطع آرما تورهای A ، همانطور که در تصویر ۷-۱۶ نشان داده شده است، با استفاده از دیاگرام لنگر خمشی ضریب دار و ظرفیت خمشی مقطع حاوی آرما تورهای B تعیین میشود. در واقع، محل قطع آرما تورهای A مقطعی است که از آنجا به بعد نیازی به این آرما تورها نیست و آرما تورهای باقیمانده (یعنی B) مقاومت خمشی لازم را تأمین میکنند. نقاط قطعی که بدین ترتیب تعیین میشوند نقاط قطع تئوریک آرما تورها نام دارند. اشاره به این مطلب لازم است که هیچگاه آرما تورهای خمشی را نباید در محل تئوریک قطع کرد که دلایل این امر و روابط آیین نامه‌ای مربوطه در ادامه این بخش تشریح شده‌اند.

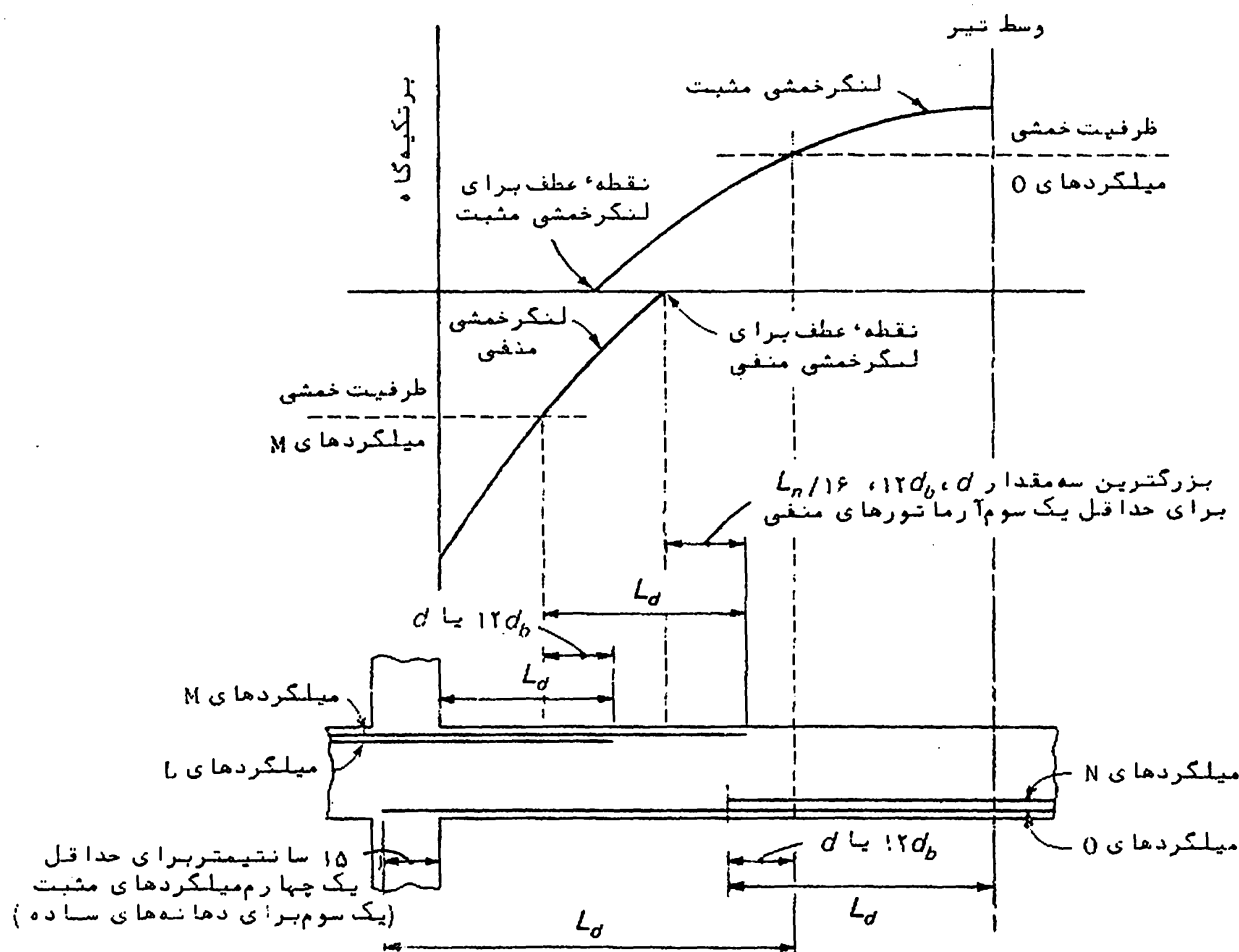
۹-۷- ملاحظات عملی در مه‌آرما تورهای خمشی و قطع و خم کردن آنها

هما‌ن‌طور که قبلاً اشاره شده هیچ‌گاه نباید آرما تورهای کششی طولی را در محل تئوریک قطع کرد. این مسئله به چند دلیل است، که از آن جمله می‌توان به باز توزیع نیروهای داخلی مقطع در اثر ترک خوردگی قطری، تغییر احتمالی در شکل دیاگرام لنگر خمشی اعضا و مسئله تأمین مه‌آرما برای میلگردهای طولی و به‌طور کلی چسبندگی بین فولاد و بتن اشاره کرد.

پس از تشکیل ترک قطری (تصویر ۱۳-۴) توزیع نیروهای داخلی در مقطع تغییر می‌کند. بدین ترتیب که قبل از ترک خوردن، نیروی کششی فولاد در هر نقطه متناسب با لنگر خمشی در مقطعی است که به‌طور قائم از آن نقطه می‌گذرد. در حالی که پس از ترک خوردن، با توجه به تعادل نیروهای مقطع (تصویر ۱۳-۴) مشاهده می‌شود که نیروی کششی فولاد در محل ترک تابعی از مقدار لنگر خمشی در مقطعی به فاصله d از ترک است. از آنجا که این مقطع نزدیک‌تر به وسط تیر است و معمولاً لنگر خمشی به طرف وسط دهانه افزایش می‌یابد نتیجه می‌شود که با ترک خوردن قطری تنش آرما تور در محل ترک افزایش می‌یابد. همچنین، دیاگرام واقعی لنگر خمشی ممکن است با آنچه مبنای طراحی قرار گرفته قدری تفاوت داشته باشد. این تفاوت به دلایل متعدد از جمله تقریب در روش آنالیز، تقریب در مقدار بارها و یا در اثر عواملی است (مانند نشست) که در هنگام طراحی از نظر مخفی می‌ماند. بر اساس این دو موضوع آیین نامه تصریح می‌کند که هر میلگرد باید از نقطه قطع تئوریک (یعنی نقطه‌ای که از نظر تئوری نیازی به وجود آن نیست) به اندازه بزرگترین دو مقدار d (ارتفاع مؤثر مقطع) و $12d_b$ (قطر میلگرد است) ادامه یابد.

علاوه بر این، با توجه به آنچه در بخش‌های گذشته این فصل تشریح شد، برای اینکه پیوستگی لازم بین آرما تور و بتن برقرار باشد باید مه‌آرما کافی برای آرما تور تأمین شود. به عبارت دیگر لازم است در هر مقطع بحرانی، که در آن حداکثر تنش در میلگردها بوجود می‌آید، طول مه‌آرما L_d برای میلگرد تأمین شود. مقطع بحرانی، مطابق آیین نامه، به دو مقطع اطلاق می‌شود: (۱) مقطعی که در آن تنش آرما تور حداکثر مقدار را دارد و (۲) مقطعی که در آن به علت عدم نیاز، برخی از

میلگردهای طولی قطع یا خم میشوند. (لازم است توجه شود که حالت اول عملاً حالت دوم را نیز شامل میشود، زیرا با توجه به آنچه در مقدمه این بخش بیان شد نتیجه میشود که در محلی که یک دسته از آرماتورها قطع میشوند آرماتورهای باقیمانده باید مقاومت لازم را تأمین کنند که در این صورت، تنش در آنها حداکثر مقدار را دارا است) علاوه بر این ضوابط، مطابق آیین نامه لازم است حداقل به اندازه یک سوم آرماتور طولی نظیر لنگر خمشی مثبت وسط دهانه در تیرهای ساده (یا یک چهارم آرماتور وسط دهانه در تیرهای سراسری) در همان وجه تیر در تمام طول دهانه ادا می‌یافته و حداقل ۱۵ سانتیمتر داخل تکیه‌گاه برده شود. همچنین، حداقل یک سوم کل آرماتور نظیر لنگر منفی در هر تکیه‌گاه باید از دورترین محل نقطه عطف (محل لنگر خمشی صفر) در تکیه‌گاه به اندازه بزرگترین سه مقدار d ، $12d_b$ و یک شانزدهم طول دهانه آزاد ادا داده شود.



تصویر ۱۷-۷ ضوابط فوق را در ارتباط با نقاط قطع آرماتورهای نظیر لنگرهای مثبت و منفی در یک تیر سراسری نشان میدهد. همانطور که در این تصویر مشاهده میشود فرض شده است آرماتورهای تکیه‌گاه متشکل از میلگردهای M و L باشد که میلگردهای L زودتر قطع میشوند. مطابق ضوابط تشریح شده در این فصل، میلگردهای L باید حداقل به اندازه طول مهار L_d از برتکیه‌گاه ادامه داده شوند. به علاوه، این میلگردها باید از نقطه قطع تئوریک (که مطابق تصویر با استفاده از دیاگرام لنگر خمشی تکیه‌گاه بر اساس مقاومت خمشی میلگردهای باقیمانده، M، تعیین میشود) به اندازه بزرگترین دو مقدار d و $12d_b$ ادامه یابند. میلگردهای باقیمانده M (که سطح مقطع آنها حداقل برابر یک سوم کل آرماتور منفی تکیه‌گاه است) باید به اندازه بزرگترین سه مقدار d ، $12d_b$ و $L_n/16$ از نقطه عطف لنگر خمشی منفی ادامه یابند و علاوه بر آن دارای طول مهار L_d از مقطع بحرانی خود، یعنی محل قطع تئوریک میلگردهای L، باشند. محل قطع میلگردهای نظیر لنگر مثبت نیز به طریق مشابهی با استفاده از ضوابط مربوطه تعیین میشوند که جزئیات آن در تصویر ۱۷-۷ نشان داده شده است.

در مواردی که میلگردها در یک ناحیه کششی قطع میشوند ایمنی تمایل وجود دارد که ترکهای خمشی و قطری زودرس در حوالی محل قطع میلگردها بوجود آیند. این مسئله ممکن است سبب کاهش ظرفیت برشی و تغییر شکل پذیری کلی عضو شود. از اینرو آیین نامه تصریح میکند که هیچ میلگرد خمشی در ناحیه کششی قطع نشود مگر این که یکی از سه شرط زیر ارضا شود:

(۱) نیروی برشی ضربدار در محل قطع آرماتور از دو سوم ظرفیت برشی مقطع، با احتساب مقاومت برشی آرماتورهای عرضی موجود، تجاوز نکند.

(۲) در طول هر میلگرد یا سیم قطع شده، در فاصله‌ای برابر سه چهارم ارتفاع مؤثر عضو از محل قطع آرماتور، سطح مقطع خاموت اضافه بر آنچه برای تحمل برش و پیچش لازم است قرار داده شود. سطح مقطع اضافی خاموت، A_v ، نباید کمتر از $4b_w s / f_y$ سانتیمتر مربع باشد. فاصله بین خاموتها، s ، نیز نباید از $d/8$ تجاوز کند،

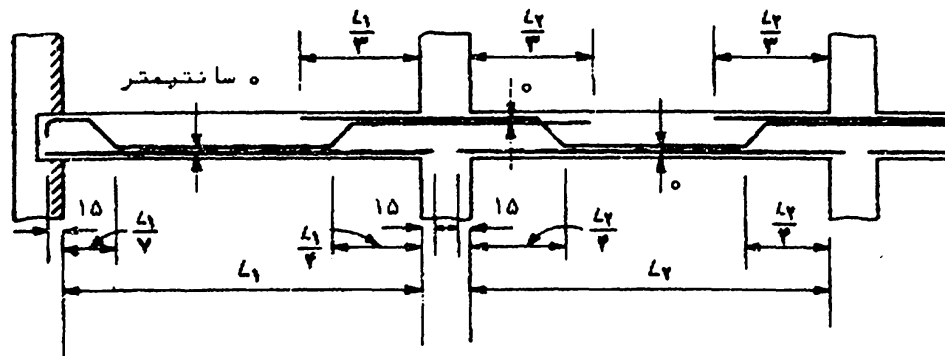
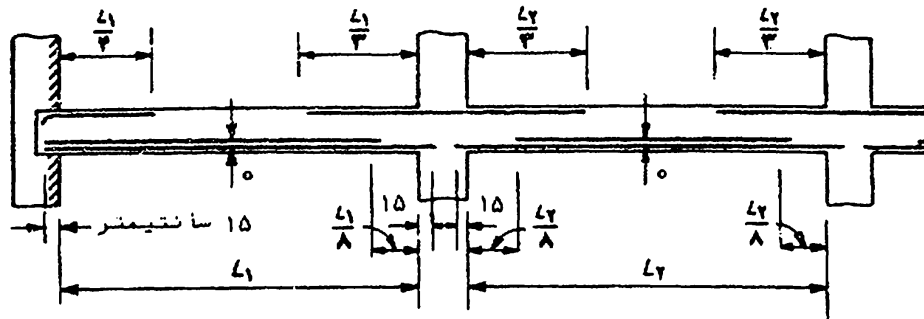
که در آن β_8 نسبت سطح مقطع آرماتور مقطع شده به کل سطح مقطع آرماتور کششی مقطع است.

(۳) برای میلگردهای به قطر ۳۶ میلیمتر و کوچکتر، سطح مقطع آرماتور ادامه داده شده دو برابر سطح مقطع لازم برای خمش در محل قطع باشد و نیروی برشی ضریب دار نیز از سه چهارم مقدار مجاز آن تجاوز نکند.

مطابق آیین نامه آرماتور کششی را میتوان به وسیله خم کردن در ارتفاع جان، به طوری که یا مستقیماً "گیردار شود یا با آرماتور موجود در وجه مخالف عضو به صورت یکسره درآید، مهار کرد. بعضی از طراحان خم کردن میلگردها را به قطع کردن آنها ترجیح میدهند، زیرا بدین ترتیب میتوان از آرماتور خم شده در وجه مخالف به عنوان آرماتور کششی طولی استفاده کرد و به علاوه، به وسیله قسمت خم شده که خود نقش آرماتور عرضی مایل را پیدا میکند، مقاومت بیشتری در مقابل برش و گسترش ترکهای قطری تأمین کرد. از سوی دیگر، در برخی موارد خم کردن آرماتورهای طولی پیچیدگیهایی را در فولادگذاری و جزئیات اجرایی بوجود میآورد که خم کردن بجای قطع کردن آرماتورها را توجیه نمیکند.

از آنجا که تعیین نقاط قطع یا خم آرماتورهای طولی معمولاً "نیاز به محاسبات طولانی دارد در بسیاری موارد سعی میشود از نقاط قطع یا خم که برای تیرهای متعارف بدست آمده استفاده شود. برای تیرهای بادها نه‌های تقریباً "مساوی که تنها تحت بارهای یکنواخت قائم قرار دارند و در صد آرماتورهای قطع یا خم شده در آنها از ۵ درصد تا ۱۰ درصد وزن میکنند محل‌های نشان داده شده در تصویر ۱۸-۷ برای قطع یا خم آرماتورهای مناسبند. لازم به تذکر است که در این تصویر، اتکاء تیر در تکیه‌گاه سمت چپ به صورت ساده است. اگر اتصال تیر با ستون کناری یا بادبند بتنی به صورت یکپارچه (یا گیردار) باشد میتوان از جزئیات آرماتور گذاری مشابه یک دهانه داخلی برای دهانه کناری استفاده کرد.

در ارتباط با مهار آرماتورهای نظیر لنگر خمشی مثبت دو موضوع دیگر در آیین نامه مورد توجه قرار گرفته است. موضوع اول مربوط به مهار آرماتورهای مثبت در تیرهایی است که به عنوان جزئی از اسک سیستم مقاوم در مقابل نیروهای جانبی عمل میکنند. در چنین تیرهایی گاهی لنگر مثبت ناشی از نیروهای جانبی در تکیه‌گاه از لنگر مثبت



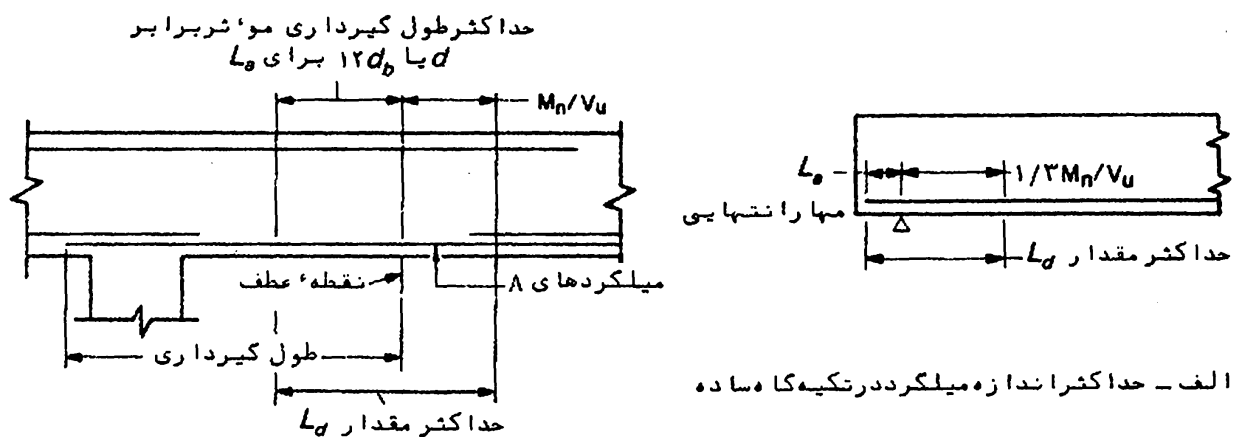
تصویر ۱۸-۷ نقاط قطع یا خم کردن آرماتورها در تیرهای متعارف تحت بار قائم

وسط دهانه نیز بیشتر است. برای این اساس آیین نامه تصریح می‌کند که چنانچه عضو خمشی به عنوان قسمتی از یک سیستم مقاوم در مقابل نیروهای جانبی عمل می‌کند آن قسمت از آرماتورهای مثبت وسط دهانه که باید تا داخل تکیه‌گاه ادامه داده شوند (یعنی یک سوم کل آرماتورهای وسط دهانه در تیرهای ساده و یک چهارم در تیرهای سراسری) باید با تأمین طول مهارتی لازم در کشش (بر اساس تنش تسلیم) در لبه تکیه‌گاه بخوبی مهار شوند.

موضوع دیگر در ارتباط با تنشهای چسبندگی خمشی است که در نقاط تحت نیروی برشی زیاد و لنگر خمشی کم وجود می‌آید. برای اینکه این تنشها از حد مجاز بیشتر نشوند مطابق آیین نامه لازم است که در تکیه‌گاههای ساده و در نقاط عطف تیرهای سراسری قطر آرماتور طولی نظیر لنگر خمشی مثبت به مقداری محدود شود که طول مهارتی L_d محاسبه شده مطابق بخش ۳-۷ رابطه زیر را برآورده کند:

$$\frac{M_n}{V_u} + L_a \geq L_d \quad (7-17)$$

که در آن M_n مقاومت خمشی مقطع با توجه به آرماتورهای موجود در آن، V_u نیروی برشی ضریب‌دار در مقطع و L_d در یک تکیه‌گاه ساده عبارت از طول گیرداری مستقیم میلگرد بعد از محور تکیه‌گاه و در یک نقطه عطف عبارت از بزرگترین دو مقدار d و $12d_b$ است. همچنین، مطابق آیین نامه، در صورتی که انتهای آرماتورها به وسیله یک عکس العمل فشاری محدود می‌شود (مانند تکیه‌گاه‌های ساده) جمله M_n/V_u را می‌توان ۳۰ درصد افزایش داد. تصویر ۱۹-۷ مفهوم رابطه فوق را در تکیه‌گاه‌های ساده و در نقاط عطف تیرهای سراسری نمایش می‌دهد.



ب- حداکثر اندازه میلگردهای A در نقطه عطف

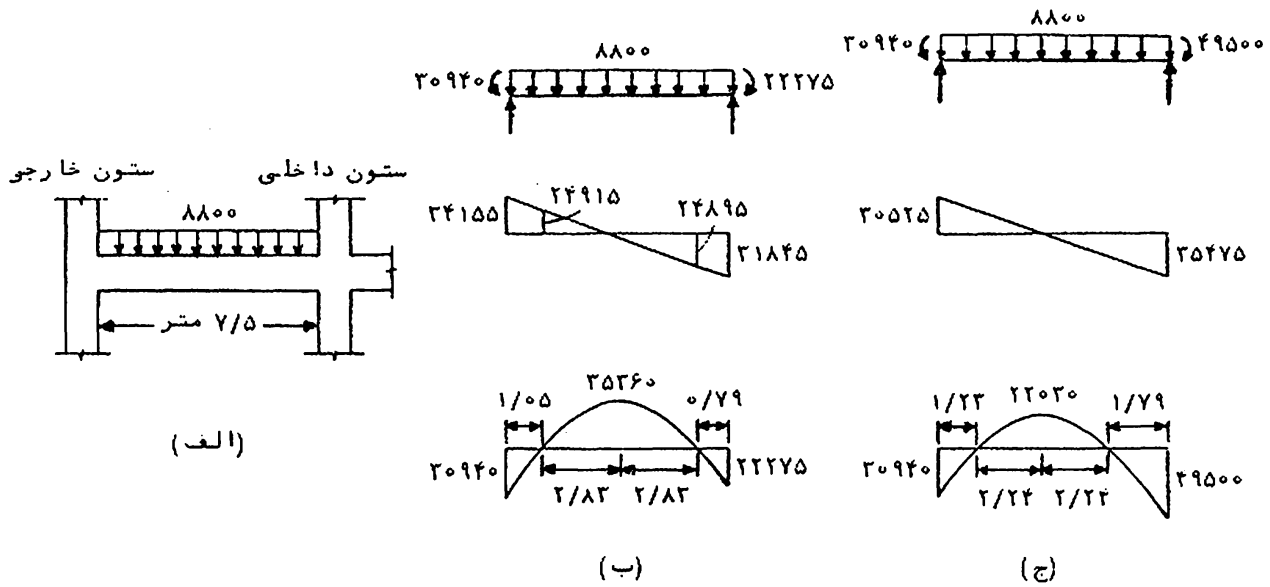
تصویر ۱۹-۷ مفهوم تعیین حداکثر اندازه میلگرد

همانطور که در بالا اشاره شد فلسفه تصریح رابطه (۱۷-۷) محدود کردن اندازه میلگرد برای کنترل تنش چسبندگی خمشی است. مطابق آیین نامه برای آرماتورهایی که در نقطه‌ای بعد از محور تکیه‌گاه‌های سا با استاندارد یک مهار مکانیکی معادل آن منتهی به رابطه (۱۷-۷) الزامی نیست.

در تصویر الف- ۲۰-۷ دهانه انتهایی یک تیر سراسری تیمتر تحت بار ضریب‌دار ۸۸۰۰ کیلوگرم بر متر نشان ب- ۲۰-۷ دیاگرامهای نیروی برشی و لنگر خمشی بارگذاری که حداکثر لنگر خمشی مثبت را در این می‌دهد. به همین ترتیب در تصویر ج- ۲۰-۷

دیاگرامهای مربوط به شرایط بارگذاری که حداکثر لنگرهای خمشی منفی را ایجاد میکنند نشان داده شده است (در این تصویر ابعاد بر حسب متر، نیروهای برشی بر حسب کیلوگرم و لنگرهای خمشی بر حسب کیلوگرم متر است). آرماتورهای خمشی لازم در این دهانه و نقاط قطع آنها را مشخص کنید. سایر اطلاعات این طرح به قرار زیر است:

$$f'_c = 3000 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 40000 \text{ kg/cm}^2$$



تصویر ۲۰-۷ دیاگرامهای لنگر خمشی و نیروی برشی برای تیر مثال ۳-۷

(دیاگرامهای لنگر خمشی و نیروی برشی در تصویر ۲۰-۷ را میتوان به کمک بارگذاری متناوب و بر اساس خطوط تأثیر بدست آورد. راه حل ساده تر، که برای تعیین دیاگرامهای این تصویر یکا رفته و جزئیات آن در فصل ۸ تشریح شده است، استفاده از ضرایب لنگر و برش در تیرهای سراسری است. مطابق این روش میتوان بدون وارد شدن در محاسبات مفصل، که مبتنی بر بارگذاریهای متناوب و آنالیز سازه برای هر یک از این بارگذاریهاست، دیاگرامهای نظیر حداکثر لنگرهای خمشی را در دهانه از یک تیر سراسری بدست آورد).

حل:

(الف) - محاسبه آرماتورهای خمشی لازم در تکیه گاهها و وسط

دهانه:

ج- ۲۰-۷ و با فرض $d = 49$ سانتیمتر آرماتورهای خمشی طبق جدول زیر محاسبه می‌شوند:

M_u کیلوگرم‌متر	A_s (لازم) سانتیمتر مربع	میلگردهای قرار داده شده	A_s (موجود)
-۳۰۹۴۰	۱۹/۲	۴ Φ ۲۵	۱۹/۶
+۳۵۳۶۰	۲۲/۰	۲ Φ ۲۵ و ۲ Φ ۲۸	۲۲/۱
-۴۹۵۰۰	۳۲/۱	۴ Φ ۳۲	۳۲/۲

(ب) محاسبه آرماتورهای برشی لازم:

$$V_u (d \text{ از برتکیه گاه}) = 35475 - 0/49 \times 8800 = 31163 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{31163}{0/85} = 36663 \text{ kg}$$

$$V_c = 0/52 \sqrt{3000} \times 40 \times 49 = 17993 \text{ kg}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{36663 - 17993}{49 \times 4000} = 0/095 > \frac{3/5b}{f_y}$$

$$s = \frac{d}{4} = 24/5 \text{ cm}$$

اگر مقدار s برابر ۲۰ سانتیمتر فرض شود آرماتور برشی لازم برابر خواهد بود با

$$A_v = 20 \times 0/095 = 1/9 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن می‌توان از تنگ دوشاخه Φ ۱۲ در فواصل ۲۰ سانتی متر استفاده کرد. این میزان آرماتور در مجاورت تکیه‌گاهها لازم است و در نواحی دیگری توان مقدار آن را کاهش داد.

(ج) محاسبه نقاط قطع میلگردهای نظیر لنگر خمشی مثبت:

ابتدا لازم است طول مهاری میلگردهای Φ ۲۵ و Φ ۲۸ محاسبه شود. با استفاده از جدول ۷-۱ طول مهاری مینا برای این میلگردها برابر است با:

$$\Phi 25 \Rightarrow L_{db} = 68 \text{ cm}$$

$$\Phi 28 \Rightarrow L_{db} = 86 \text{ cm}$$

با توجه به اینکه عملاً هیچ یک از ضرایب اصلاح بخش ۳-۷ در مورد

میلگردهای فوق کاربرد ندارند، طول مهاری این میلگردها برابر طول مهاری مبنای آنهاست.

مطابق آیین نامه لازم است حداقل یک چهارم آرماتور وسط دهانه در سراسر دهانه ادامه یافته و حداقل به اندازه ۱۵ سانتیمتر به داخل تکیه‌گاه برده شود. برای این اساس می‌توان دو عدد میلگرد $\Phi 25$ را در طول دهانه (و ۱۵ سانتیمتر به داخل تکیه‌گاهها) ادامه داد و دو عدد میلگرد $\Phi 28$ را در نقطه‌ای از طول تیر قطع کرد.

لازم به تذکر است که چنانچه قرار بود تیر مورد نظر قسمتی از سیستم مقاوم در مقابل نیروهای جانبی باشد، مطابق آیین نامه می‌بایست دو عدد میلگرد $\Phi 25$ مذکور در بر تکیه‌گاه به صورت کششی مهار می‌شد. در چنین حالتی مهار میلگردها را در ستون خارجی می‌توان به وسیله قلاب استاندارد تأمین کرد. حداقل پهنای ستون که برای جابجایی قلاب لازم است طبق جدول ۲-۷ برابر ۵ سانتیمتر است. این طول را می‌توان با محصور کردن قلابها در داخل ننگهایی با حداکثر فاصله $2d_b$ (یعنی $7/5$ سانتیمتر) به ۴۰ سانتیمتر تقلیل داد (در محاسبه حداقل پهنای ستون، ۴ سانتیمتر برای پوشش بتنی در انتهای قلاب در نظر گرفته شده است). در محل ستون داخلی می‌توان با ادامه دادن میلگردهای مذکور به طول ۶۸ سانتیمتر از بر تکیه‌گاه به داخل دهانه مجاور آنها را تأمین کرد.

برای تعیین محل قطع میلگردهای $\Phi 28$ ، همانطور که در تصویر ۱۷-۷ نشان داده شده است، لازم است ابتداءً با استفاده از دیاگرام لنگر خمشی تصویر ۲۰-۷ و بر اساس مقاومت خمشی طراحی (ϕM_n) مقطع با میلگردهای $\Phi 25$ نقاط تئوریک قطع میلگردهای $\Phi 28$ تعیین شود، سپس با ادامه این میلگردها به اندازه بزرگترین دو مقدار d و $12d_b$ و کنترل طول مهاری میلگرد از مقطع بحرانی محل عملی قطع میلگردها مشخص شود. جزئیات محاسبه برای محل قطع میلگردها در سمت چپ دهانه به ترتیب زیر است:

$$\phi M_n = 16880 \text{ kg.m} \text{ برای مقطع با دو میلگرد } 25$$

$$m = 1/81 = \text{فاصله}^2 \text{ قطع تئوریک از تکیه‌گاه}$$

$$1/22 = 1/81 - 0/49 = 1/81 - \max(d \text{ و } 12d_b) = \text{فاصله}^2 \text{ قطع عملی از تکیه‌گاه}$$

$L_d = 0/86 > 2/56 = 1/32 - (2/83 + 1/05) =$ فاصله نقطه قطع از مقطع بحرانی محاسبه مشابهی نشان می‌دهد که فاصله نقطه قطع میلگردهای $\Phi 28$ از تکیه‌گاه سمت راست برابر $1/07$ متر است. لازم به تذکر است که فاصله انتهای میلگردهای ادامه داده شده (یعنی میلگردهای $\Phi 25$) از محل قطع تئوریک میلگردهای $\Phi 28$ باید بیشتر از L_d باشد که این شرط در این مسئله برآورده می‌شود.

در ارتباط با مهار میلگردهای $\Phi 25$ باید چسبندگی خمشی این میلگردها نیز طبق رابطه (۱۷-۷) مورد بررسی قرار گیرد. برای نقطه عطف در سمت چپ تیر محاسبات لازم به ترتیب زیر است:

$$M_n = \frac{16680}{0/9} = 18523 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 24915 \text{ kg}$$

$$L_a = \max(d \text{ و } 12d_b) = 49 \text{ cm}$$

$$\frac{M_n}{V_u} + L_a = \frac{1852300}{24915} + 49 = 124 \text{ cm}$$

$$L_d = 68 \text{ cm} < 124 \text{ cm} \text{ : برای میلگردهای } \Phi 25$$

در نقطه عطف سمت راست نیز محاسبات به نتیجه مشابهی می‌رسد و در نتیجه مهار میلگردهای $\Phi 25$ ، بر اساس طول مهاری و چسبندگی خمشی، رضایت بخش است. در تصویر ۲۱-۷ نتیجه محاسبات فوق برای نقاط قطع میلگردهای لنگر خمشی مثبت خلاصه شده است، البته از نظر عملی مناسب تر است که نقاط قطع به طور متقارن انتخاب شوند.

با توجه به این مطلب که نقاط قطع میلگردهای $\Phi 28$ در یک منطقه کششی قرار دارند باید تحقق یکی از سه شرط لازم بررسی شود. به عنوان مثال، در نقطه قطع سمت چپ دهانه ($1/32$ متر از تکیه‌گاه) محاسبات زیر را می‌توان انجام داد:

$$V_u = 34155 - 1/32 \times 8800 = 22539 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 17993 + \frac{49}{40} \times 2 \times 1/13 \times 4000 = 40141 \text{ kg}$$

$$\frac{2}{3} (\phi V_n) = 22747 \text{ kg} > 22539 \text{ kg}$$

ولذا قطع میلگردها در این مقطع مجاز است.

(د) محاسبه نقاط قطع میلگردهای نظیر لنگرهای خمشی منفی:

طول مهاری مستقیم میلگردهای $\Phi 25$ و $\Phi 32$ در محل لنگرهای خمشی منفی با استفاده از جدول ۱-۷ و با توجه به ضریب اصلاح $1/4$ (برای میلگردهای فوقانی) برابر است با

$$\Phi 25 \text{ های میلگردهای } : L_d = 68 \times 1/4 = 95 \text{ cm}$$

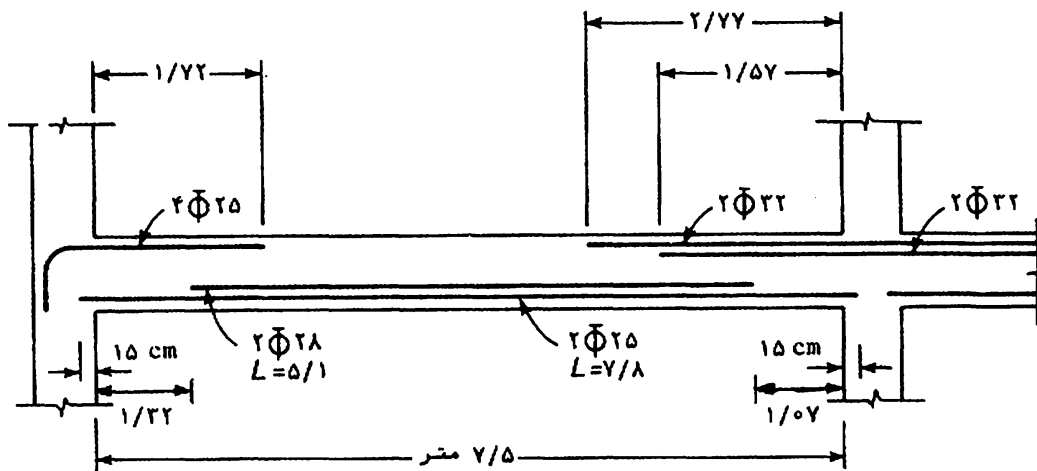
$$\Phi 32 \text{ های میلگردهای } : L_d = 112 \times 1/4 = 157 \text{ cm}$$

برای تعیین محل قطع این میلگردها لازم است از دیاگرام لنگر خمشی تصویرج ۲۰-۷ استفاده شود. همانطور که در بخش ۱-۹-۷ اشاره شد، حداقل باید یک سوم آرما تور نظیر لنگر منفی به اندازه بزرگترین سه مقدار d ، $12d_b$ و $L_n/16$ ، یعنی ۴۹ سانتیمتر، از محل نقطه عطف ادامه یابد. در تکیه گاه سمت چپ، با توجه به نزدیک بودن نقطه عطف به تکیه گاه، مناسب تر است که تمام میلگردها در یک مقطع قطع شوند. فاصله نقطه قطع از بر تکیه گاه برابر است با

$$1/23 + 0/49 = 1/72 \text{ m} > L_d = 95 \text{ cm}$$

این میلگردها را می توان به کمک قلاب استاندارد در داخل ستون (تکیه گاه) مهار کرد. با توجه به جدول ۲-۷ طول مهاری قلاب برای میلگرد $\Phi 25$ برابر ۴۶ سانتیمتر است و در نتیجه حداقل پهنای ستون باید برابر ۵۰ سانتیمتر باشد (با احتساب ۴ سانتیمتر پوشش بتنی انتهای قلاب). البته می توان با رعایت پوشش جانبی ۶ سانتیمتر برای میلگردها و پوشش بتنی حداقل ۵ سانتیمتر در انتهای قلاب طول مهاری قلاب را به ۳۲ سانتیمتر و حداقل پهنای ستون را به ۳۷ سانتیمتر تقلیل داد. لازم به تذکر است که مطابق آیین نامه، این قلابها به این علت که در یک انتهای غیر ممتد قرار دارند باید در داخل تنگهایی با حداکثر فاصله $7/5$ سانتیمتر محصور شوند.

در تکیه گاه سمت راست می توان دو عدد از میلگردهای $\Phi 32$ را در یک مقطع و بقیه را پس از نقطه عطف قطع کرد. تعیین نقاط قطع این میلگردها مطابق تصویر ۱۷-۷ و مشابره روشی که برای میلگردهای مثبت در قسمت (ج) این مثال تشریح شد انجام می گیرد. در مورد ایمن میلگردها محاسبات نشان می دهد که تأمین طول مهاری لازم، عامل تعیین کننده برای نقاط قطع است. در اینجا بدون وارد شدن در جزئیات محاسبات به ذکر نتایج حاصله در تصویر ۲۱-۷ اکتفا می شود



تصویر ۲۱-۷ نقاط قطع میلگردهای خمشی در مثال ۳-۷

(ا بعد نشان داده شده در این تصویر بر حسب متر هستند). تنها ذکر این مطلب لازم است که در تهیه نقشه‌های سازه‌ای معمولاً سعی می‌شود فاصله نقاط قطع میلگردها از تکیه‌گاه‌ها به صورت ضربی از ۵ سانتی‌متر داده شود.

۱۰-۷- وصله آرماتورها

از جمله موضوعاتی که در تهیه نقشه‌های سازه‌ای باید مورد توجه قرار گیرد محل و مشخصات وصله آرماتورهاست. وصله کردن آرماتور مسئله‌ای نیست که بتوان انتظار داشت با ذکر جمله‌ای نظیر "وصله آرماتورها مطابق آیین نامه انجام گیرد" حل شود و یا به عهده مجری گذاشته شود زیرا عوامل متعدد و متنوعی محل و مشخصات وصله‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهد، نظیر اندازه میلگرد، مقاومت تسلیم میلگرد، مقاومت فشاری بتن، فاصله جانبی بین میلگردها، وجود آرماتور عرضی و بسیاری عوامل دیگر. از این روست که در آیین نامه تصریح شده است که وصله آرماتورها باید تنها بر اساس نقشه‌های طرح، دفترچه‌های مشخصات و یا تجویز مهندس مسئول انجام شود.

وصله میلگردها به روش‌های مختلفی انجام می‌گیرد که متداول‌ترین آنها وصله پوششی است. در این روش میلگردها در طول مشخصی، که طول وصله نام دارد، در کنار هم قرار داده می‌شوند. میلگردها را می‌توان یا

در تماس با یکدیگر و یا با فاصله قرار داد. روش دیگر وصله کردن استفاده از وصله های جوشی نوک به نوک و وصله های مکانیکی است.

۱-۱۰-۷- وصله میلگردها و سیمهای آجدار در کشش

به طور کلی، وصله ها نباید در نقاط با حداکثر تنش کششی قرار داده شوند و بعلاوه، محل وصله میلگردها باید در طول آنها پراکنده باشد، به عبارت دیگر، میلگردها نباید همگی در یک نقطه وصله شوند. ضوابط وصله آرما توردر تیرها با این فلسفه وضع شده اند که تضمین کنند در هنگام رسیدن مقطع به مقاومت خمشی اسمی آن، وصله گسیخته نخواهد شد.

طول پوشش لازم برای وصله های پوششی با ید مساوی یا بزرگتر از طول مهاری L_d میلگرد با شد زیرا تمرکز تنش در دو انتهای وصله احتمال شکاف خوردگی بتن را در مراحل مقدماتی تر با رگذاری افزایش می دهد. براین اساس در آیین نامه سه طبقه بندی برای وصله های کششی تعریف شده است. وصله های پوششی کلاس A، B و C به ترتیب دارای طول پوشش L_d ، $1/3 L_d$ و $1/7 L_d$ ولی در هر حال مساوی یا بیشتر از ۳۰ سانتیمترند. طبقه بندی برای نوع وصله، بستگی به درصد آرما تورهای وصله شونده در محدوده طول پوشش و مقدار تنش در میلگردهای وصله نشده در محل وصله دارد. جدول ۳-۷ مشخصات و ضوابط این وصله را بدست می دهد.

جدول ۳-۷- وصله های پوششی تحت کشش

حداکثر درصد میلگرد وصله شده با طول پوشش لازم			موجود A_s لازم A_s
۱۰۰	۷۵	۵۰	
کلاس B	کلاس A	کلاس A	مساوی یا بزرگتر از ۲
کلاس C	کلاس C	کلاس B	کوچکتر از ۲

مطابق آیین نامه وصله های پوششی رانمی توان برای

میلگردهای به قطر بیش از ۳۵ میلیمتر بکاربرد. در گروه میلگردها، طولهای پوشش در جدول ۳-۷ باید به اندازه ۲۰ درصد برای گروه سبتایی و ۳۳ درصد برای گروه چهارتایی افزایش داده شود. همچنین، مطابق آیین نامه، برای وصله‌های غیرتماسی (یعنی وصله‌هایی که در آنها میلگردهای وصله شوند با قدری فاصله از یکدیگر، و نه به صورت تماس، قرار داده می‌شوند) فاصله بین میلگردها در جهت عرضی نباید از یک پنجم طول پوشش لازم‌ونه از ۱۵ سانتیمتر تجاوز کند.

از یک وصله جوشی یا اتصال مکانیکی معمولاً در مواردی استفاده می‌شود که نیروی کششی بزرگی باید در طول وصله انتقال یابد و یا میلگردهای به قطر بزرگ باید وصله شوند. مطابق آیین نامه میلگردهای کششی به قطر بیش از ۳۵ میلیمتر را نمی‌توان به صورت پوششی وصله کرد، همچنین در اعضا کششی که نقش مهار را در سازه بازی می‌کنند نمی‌توان از وصله پوششی استفاده کرد. (یک عضو کششی که نقش مهار را در سازه دارد به عضو اطلاق می‌شود که (الف) باری را حمل کند که سبب ایجاد کشش در تمام مقطع آن شود، (ب) مقدار تنش در تمام میلگردها زیاد باشد و (ج) پوشش بتنی روی میلگردها کم باشد) مطابق آیین نامه لازم است که وصله‌های جوشی کامل، که در آنها میلگردها به صورت نوک به نوک بسته یکدیگر جوش می‌شوند، قادر به مقاومت در مقابل ۱۲۵ درصد مقاومت تسلیم میلگردها باشند. همین شرط را اتصالات مکانیکی نیز باید دارا باشند.

در مناطق تحت تنش کم (یعنی در مناطقی که کمتر از ۵۰ درصد ظرفیت مقطع مورد استفاده قرار می‌گیرد) می‌توان از وصله‌های جوشی و اتصالات مکانیکی با مقاومت کمتر از ۱۲۵ درصد استفاده کرد. در چنین مواردی وصله‌ها باید به طور پراکنده با حداقل فاصله‌ای برابر ۶ سانتی متر از یکدیگر قرار داده شوند به طوری که کشش قابل حصول در هر مقطع حداقل دو برابر نیروی کششی محاسبه شده در آن مقطع باشد ولی نباید برای کل سطح آرما تور قرار داده شده کمتر از ۱۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد. در محاسبه نیروی کششی قابل حصول در هر مقطع مقاومت آرما تور وصله شده را می‌توان برابر مقاومت مشخصه وصله گرفت. اما در همان مقطع، مقاومت آرما تور وصله نشده را باید برابر حاصل ضرب f_y در

نسبت طول مهاری واقعی به طول مهاری نظیرتنش تسلیم گرفت .

۲-۱۰-۷- وصله میلگردهای آجدار در فشار

مطابق آیین نامه ، حداقل طول پوشش برای وصله‌های پوششی تحت فشار برابر طول مهاری در فشار (بخش ۴-۷) است ، اما این طول نباید کمتر از $0.007f_y d_b$ (به سانتیمتر) ، و برای مقاومت تسلیم بیش از ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع کمتر از $(24 - 0.013f_y) d_b$ ، و در هر حال نباید کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد . برای f'_c کمتر از ۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع طول پوشش باید به اندازه ۳۰ درصد افزایش یابد . همچنین ، در مواردی که میلگردهای فشاری با اندازه‌های مختلف وصله پوششی می شوند طول وصله باید برابر بزرگترین دو مقدار : (الف) طول مهاری میلگرد بزرگتر و (ب) طول وصله میلگرد کوچکتر گرفته شود . بعلاوه ، میلگردهای با قطر بیش از ۳۵ میلیمتر را می توان به میلگردهای به قطر ۳۵ میلیمتر و کوچکتر وصله کرد .

در اعضاء فشاری مسلح به تنگ ، که تنگها در سراسر طول پوشش حداقل سطح مؤثری برابر $0.0015 h s$ دارند ، طول وصله پوششی را می توان در 0.83 ضرب کرد ولی طول پوشش نباید از ۳۰ سانتیمتر کمتر باشد (در این محاسبه ، شاخه‌های تنگ عمود بر بعد h ستون باید در تعیین سطح مؤثر تنگ بکار رود) .

همچنین ، مطابق آیین نامه ، در اعضاء فشاری با آرما تورمارپیچ ، طول وصله پوششی میلگردهای داخل مارپیچ را می توان ، با رعایت حداقل طول پوششی ۳۰ سانتیمتر ، در ضریب 0.75 ضرب کرد . از وصله‌های جوشی یا اتصالات مکانیکی می توان با توجه به ضابطه ۱۲۵ درصد مقاومت ، که برای وصله‌های جوشی تحت کشش بیان شد ، نیز در فشار استفاده کرد .

۳-۱۰-۷- ضوابط خاص وصله در ستونها

هنگامی که تنش حاصل از بار ضریب دار در میلگردهای طولی یک ستون ، که بر اساس ترکیبات مختلف با رگذاری محاسبه می شوند ، از f_y در فشار تا $0.5 f_y$ در کشش تغییر می کند ، می توان از وصله‌های پوششی ،

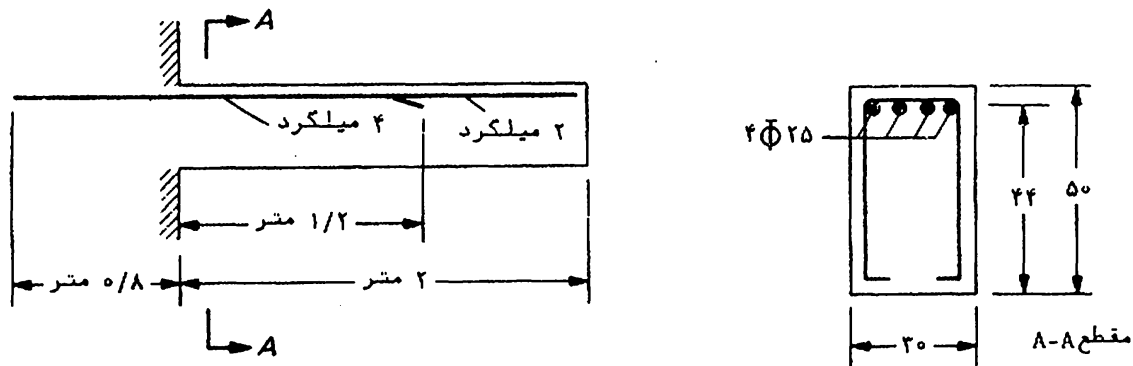
وصله‌های جوشی نوک به نوک یا اتصالات مکانیکی استفاده کرد. در این حال، کل مقاومت کششی تأمین شده در هر وجه ستون، به وسیله وصله‌ها به تنهایی یا به وسیله وصله‌ها همراه با میلگردهای وصله نشده، باید حداقل دو برابر کشش محاسبه شده در همان وجه ستون، ولی نه کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت کششی $A_s f_y$ تمام میلگردها در آن وجه ستون باشد. در صورتی که تنش حاصل از بار ضربه‌دار در میلگردهای طولی یک ستون از $0.5 f_y$ در کشش تجاوز می‌کند باید از وصله‌های پوششی، که برای تأمین مقاومتی برابر مقاومت تسلیم f_y در کشش طرح شده‌اند، یا از وصله‌های جوشی کامل و یا اتصالات مکانیکی کامل استفاده کرد.

مسائل

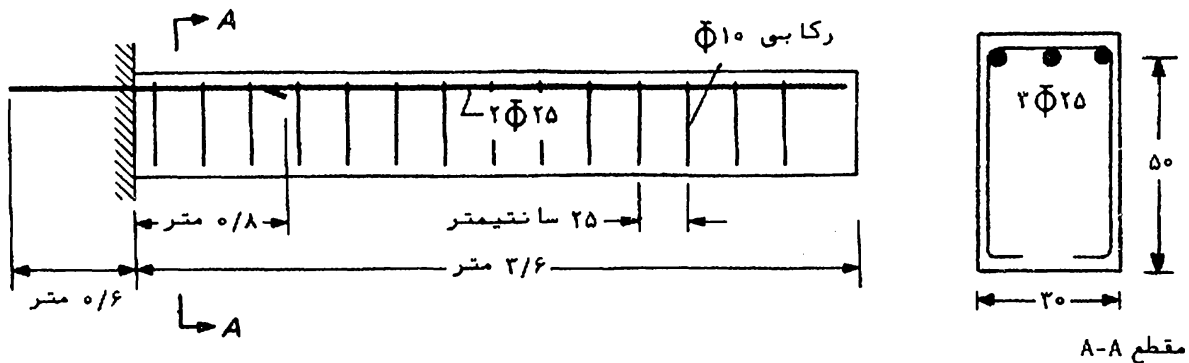
در مسائل این فصل ابعاد سازه و مقاطع بر حسب سانتی‌متر و مقادیر مقاومت‌های مصالح بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع داده شده‌اند (مگر اینکه به نحوی دیگر در تصویر مشخص شده باشند).

۷-۱- تیر طره‌ای نشان داده شده در تصویر زیر تحت بار مرده 6 کیلوگرم بر متر و بار زنده $3100 \text{ کیلوگرم بر متر}$ قرار دارد. آرماتور عرضی این تیر عبارت است از خا موت‌های به قطر 10 میلی‌متر به فواصل 20 سانتی‌متر . با توجه به مشخصات ابعاد و طول میلگردها ضوابط مهار را در این تیر بررسی کنید.

$$f_y = 4000 \quad , \quad f'_c = 3000$$



۷-۲- برای تیر طره‌ای نشان داده شده در تصویر زیر، سربار مجازی را که تیر می‌تواند تحمل کند محاسبه کنید. فرض کنید نسبت بار مرده به بار



زنده ۰/۸ باشد.

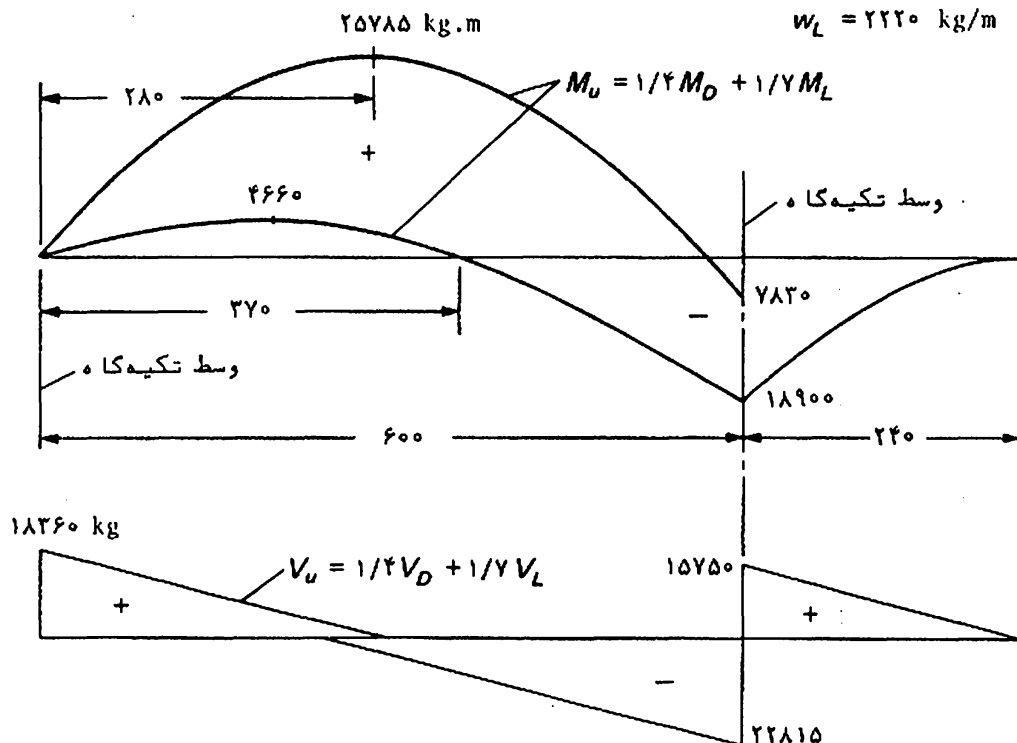
$$f'_c = 25000 \quad , \quad f_y = 30000$$

۳-۷- یک مقطع به ابعاد 60×30 سانتیمتر به عنوان یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده به دهانه ۶ متر که دارای کنسولی از یک طرف به طول $2/4$ متر است مورد استفاده قرار گرفته است. پوشهای لنگر خمشی و نیروی برشی برای این تیر در تصویر زیر نشان داده شده است. فرض کنید که آرماتورهای منفی تیر عبارت است از یک عدد میلگرد $\Phi 28$ و دو عدد میلگرد $\Phi 25$ و آرماتورهای مثبت نیز عبارت است از دو عدد میلگرد $\Phi 28$ و دو عدد میلگرد $\Phi 25$. طول میلگردها را بر این اساس که یک عدد میلگرد $\Phi 28$ در ناحیه لنگر خمشی منفی و دو عدد میلگرد $\Phi 25$ در ناحیه لنگر خمشی مثبت قطع شوند تعیین کنید. فرض کنید آرماتور عرضی تیر متشکل از خاموت‌های $\Phi 10$ به فواصل ۲۵ سانتیمتر در نواحی با برش زیاد و نواحی که قرار است آرماتور خمشی قطع شود باشد. عرض تکیه‌گاه

بارهای بهره‌برداری :

$$w_D = 1920 \text{ kg/m}$$

$$w_L = 2220 \text{ kg/m}$$



را ۳۰ سانتیمتر فرض کنید .

$$f'_c = 2500 \quad , \quad f_y = 30000$$

۴-۷- یک تیر دودمانه بتن آرمه با تکیه‌گاه‌های ساده برای تحمل بار مرده ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر و سربار ۴۰۰۰ کیلو بر متر طراحی و نقاط قطع آرماتور را مشخص کنید . فرض کنید عرض هر تکیه‌گاه ۳۰ سانتیمتر و طول آزاد دودمانه ۵/۵ متر باشد . مشخصات مقاومت مصالح به قرار زیر است :

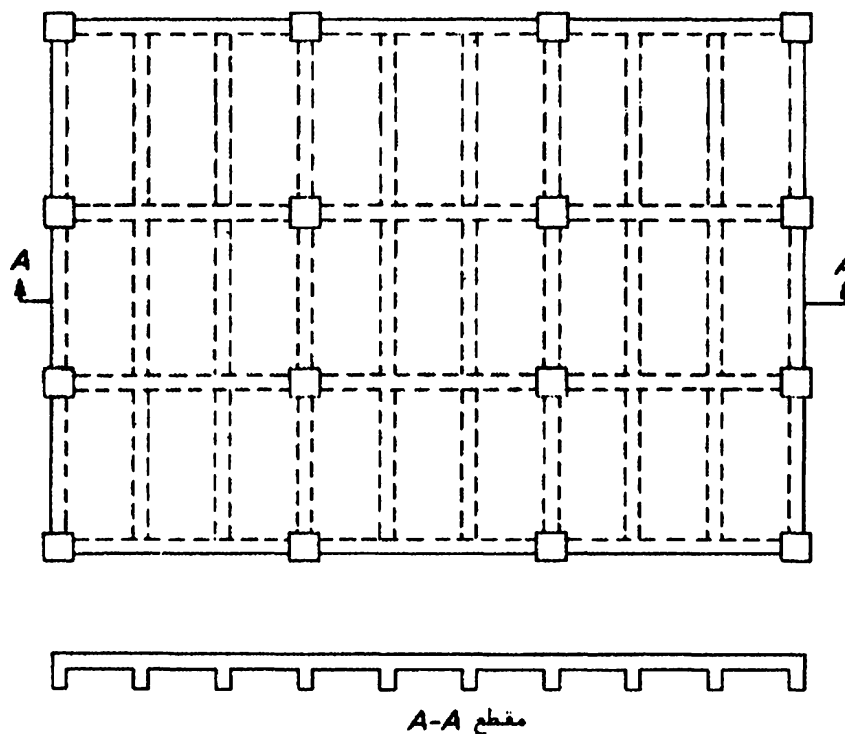
$$f'_c = 2500 \quad , \quad f_y = 40000$$



آنالیز قابهای ساختمانی بتن آرمه

۱-۸- مقدمه

در فصلهای گذشته، روشهای طراحی مقاطع بتن آرمه تحت اثر نیروهای مختلف، شامل لنگر خمشی، نیروی برشی، لنگر پیچشی، نیروی محوری و یا ترکیبی از آنها مورد مطالعه قرار گرفت. بدیهی است برای طراحی یک سازه بتن آرمه ابتداءً باید سازه مورد نظر برای بارهای خارجی آنالیز شود، به عبارت دیگر ابتداءً باید نیروهای ضریب دار در مقاطع مختلف سازه تحت اثر بارهای خارجی محاسبه شوند. یک ساختمان بتن آرمه معمولاً از اتصال یکپارچه ستونها و کفهای بتن آرمه تشکیل می شود. کفها نیز به نوبه خود معمولاً از مجموعه پیوسته دالها و تیرها ساخته می شوند. به عنوان نمونه، تصویر ۱-۸-۱ پلان یک کف بتن آرمه متشکل از دال، تیرهای فرعی و تیرهای اصلی را نشان می دهد. در مواردی که فاصله بین ستونها زیاد نباشد معمولاً تیرهای فرعی حذف می شوند در این حال، سیستم کف تنها متشکل از دال و تیرهای اصلی بین ستونها خواهد بود. در مواردی، حتی تیرها نیز حذف می شوند و دال مستقیماً به ستونها اتصال می یابد. پیداست که آنالیز کامل یک ساختمان بتن آرمه تابع سیستم سازه ای کفهای آن است. در بعضی موارد می توان دالهای کف را



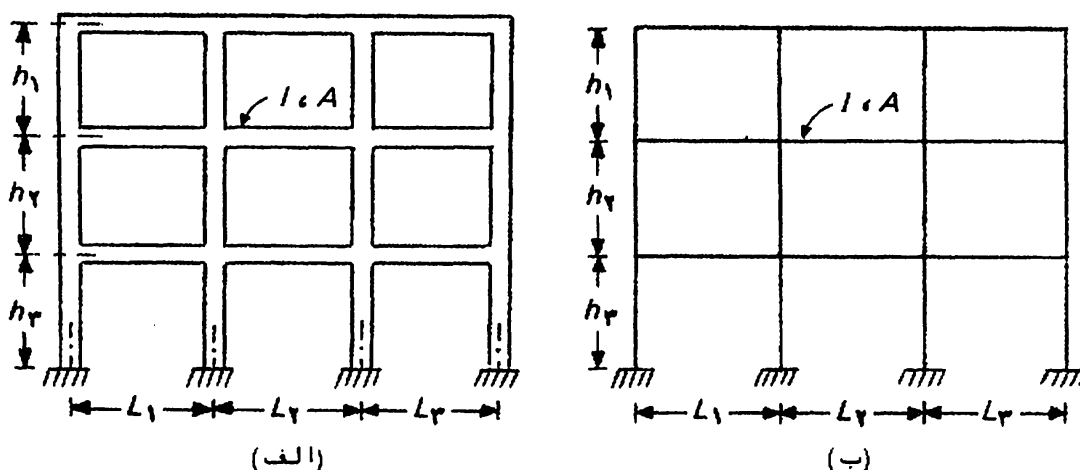
تصویر ۸-۱ کف بتن آرمه متشکل از دال و تیرهای فرعی و اصلی

مستقل از سایر اجزای سازه آنالیز کرد و در سایر موارد باید دال‌ها همراه مجموعه تیرها و ستون‌ها آنالیز شوند. اما آنچه در تمام این موارد مشترک است این است که آنالیز کامل ساختمان‌های بتن آرمه یکپارچه عموماً "منجر به حل قاب‌های بتن آرمه می‌شود. مثلاً" در تصویر ۸-۱ برای تعیین نیروهای داخلی در تیرها و ستون‌های هر محور ساختمان باید قاب کامل در صفحه آن محور، از ترازی تا بالای ساختمان، آنالیز شود. روش‌های مختلفی برای آنالیز قاب‌های بتن آرمه وجود دارد که بررسی آنها و نیز آشنایی با سایر جنبه‌های تحلیل سازه‌های بتنی موضوع فصل حاضر را تشکیل می‌دهند. آنالیز انواع دال‌های بتن آرمه نیز در فصول ۹ تا ۱۱ تشریح شده است.

۸-۲ روش‌های آنالیز الاستیک

از جمله متداول‌ترین روش‌های آنالیز الاستیک می‌توان به روش‌های شیب-تغییر مکان، پخش‌لنگر و روش‌های ماتریسی آنالیز

سازه‌ها اشاره کرد. در تمام این روشها هر عضو سازه با یک عضو که طول آن برابر فاصله بین مراکز تکیه‌گاهها و ممان اینرسی و سطح مقطع آن برابر ممان اینرسی و سطح مقطع عضو اصلی است جایگزین می‌شود. مثلاً اگر پلان نشان داده شده در تصویر ۸-۱ متعلق به یک ساختمان سه طبقه باشد برای آنالیز هر یک از قابهای طولی این ساختمان، که در تصویر الف-۲ نشان داده شده است، از مدل تحلیلی تصویر ب-۲ استفاده می‌شود (معمولاً در ترسیم مدلهای تحلیلی قابها از نشان دادن ابعاد مقاطع تیرها و ستونها صرف نظر می‌شود). خطوط نشان داده شده در تصویر ب-۲ منطبق بر محورهای تیرها و ستونهاست نظیر در تصویر الف-۲ می‌باشند. در آنالیز قابها به روشهای الاستیک معمولاً از وجود آرماتورها در محاسبه سطح مقطع و ممان اینرسی اعضای صرف نظر می‌شود. بعلاوه، ممان اینرسی مقاطع بر اساس مقطع ترک نخورده محاسبه می‌شوند.



تصویر ۸-۲ یک قاب بتن آرمه و مدل تحلیلی آن

همانطور که در بالا اشاره شد آنالیز الاستیک قابها تحت بارهای وارده رامی‌توان با روشهای متنوعی انجام داد. امروزه با گسترش امکانات کامپیوتری حل قابها غالباً به کامپیوتر سپرده می‌شود. بدین ترتیب طراح می‌تواند وقت بیشتری را به انتخاب سیستم سازه‌ای مناسب و تعمق در جنبه‌های مهندسی طرح تخصیص دهد. غالباً نرم افزارهای کامپیوتری آنالیز قابها مبتنی بر روش سختی تدوین

اثر آن بارها آنالیز کرد. برای سازه‌های خاص، مانند پلها، حداکثر نیروی ضریب‌دار باری برای تمام مقاطع سازه محاسبه شود، اما برای سازه‌های معمولی، مانند ساختمانها، این عمل فقط برای تعیین حداکثر نیروهای ضریب‌دار داخلی در تکیه‌گاهها و وسط دهانه‌ها انجام می‌گیرد. تئوری خطوط تأثیر نشان می‌دهد که برای تعیین حداکثر لنگرهای خمشی در تکیه‌گاهها و وسط دهانه‌ها باید به ترتیب زیر عمل شود:

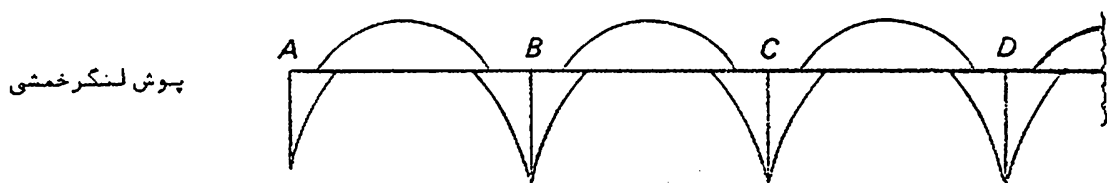
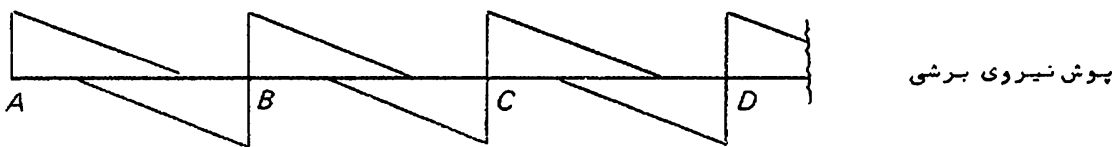
الف - برای حداکثر لنگر خمشی وسط دهانه باید دهانه مورد نظر و دهانه‌های اطراف به صورت یک درمیان بارگذاری شوند.

ب - برای حداکثر لنگر خمشی تکیه‌گاه باید دو دهانه مجاور تکیه‌گاه و دهانه‌های اطراف به صورت یک درمیان بارگذاری شوند.

برای تعیین حداکثر نیروی برشی در تکیه‌گاهها نیز مشابه حالت (ب) فوق عمل می‌شود.

تصویر ۴-۸ چند مورد بارگذاری متناوب را برای یک قاب چند دهانه نشان می‌دهد. در این تصویر ترتیب بارگذاری برای ایجاد حداکثر لنگر خمشی در وسط سه دهانه و نیز حداکثر لنگر خمشی در سه تکیه‌گاه میانی نشان داده شده است. برای تعیین بارگذاریهای نظیر حداکثر لنگر خمشی در سایر مقاطع بحرانی نیز مشابه موارد نشان داده شده در این تصویر عمل می‌شود.

نتیجه آنالیز سازه برای بارگذاریهای متناوب تعیین پوش لنگر خمشی ضریب‌دار و نیروی برشی ضریب‌دار در اعضای سازه است. تصویر

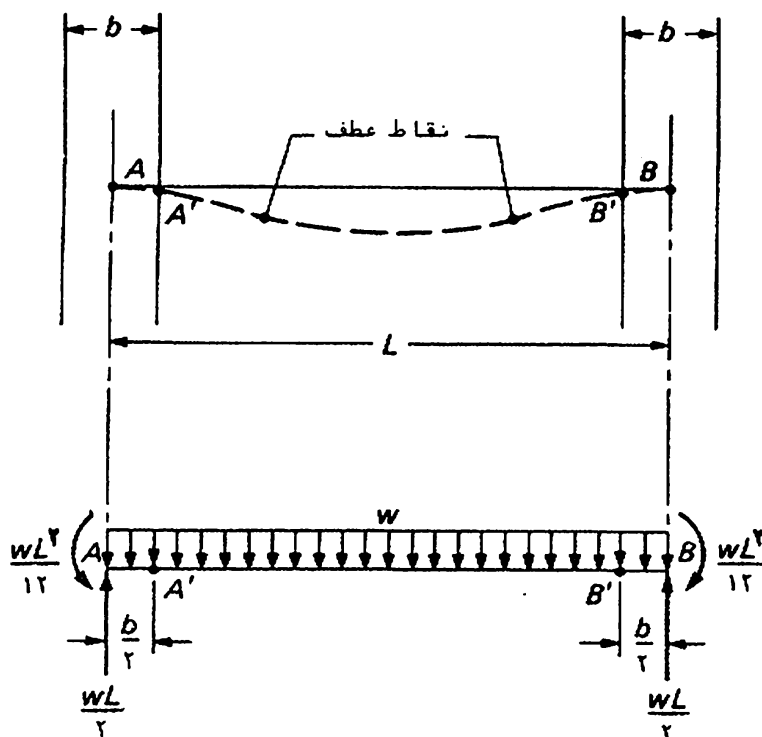


تصویر ۵-۸ دیاگرامهای پوش لنگر خمشی و نیروی برشی در یک عضو سراسری

۸-۵ پوشهای لنگر خمشی و نیروی برشی ضریب را در قاب تصویب ۴-۸ نشان می دهد. همانطور که در این تصویر مشاهده می شود، دیاگرامهای پوش لنگر خمشی و نیروی برشی در هر دهانه منحنیهای غیر پیوسته اند، زیرا این منحنیها از بار گذاریهای متفاوتی نتیجه می شوند.

۴-۸ تأثیر پهنای تکیه گاه بر طراحی اعضاء

همانطور که در بخش ۲-۸ اشاره شد در آنالیز سیستمهای سازه ای پیوسته به روشهای آنالیز الاستیک، طول هر دهانه برابر فاصله مرکز تا مرکز تکیه گاههای طرفین گرفته می شود. اما آیین نامه تصریح می کند که در تیرها و ستونها یی که با تکیه گاهها یکپارچه ساخته می شوند می توان مقادیر لنگر خمشی و نیروی برشی را در بر تکیه گاه مبنای طراحی قرار داد. رعایت این موضوع سبب اقتصادی تر شدن طرح می شود زیرا مقادیر لنگر خمشی و نیروی برشی در بر تکیه گاه عموماً "کمتر از مقادیر نظیر در مرکز تکیه گاه است، اما لازم است توجه شود که مقدار واقعی لنگر خمشی



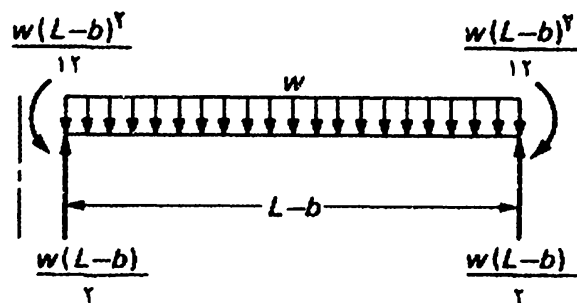
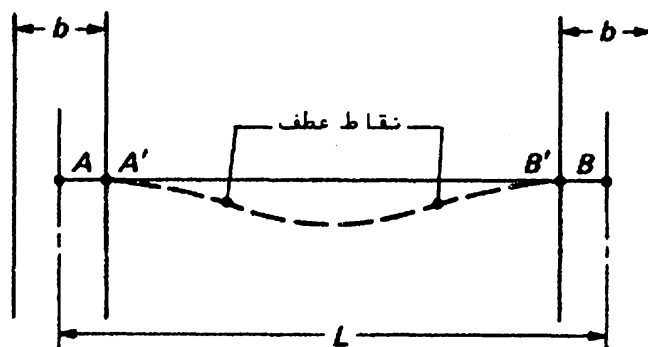
تصویر ۸-۶ یک تیر دوسرگیردار با فرض گیرداری در مرکز تکیه گاهها

در برتکیه‌گاه از مقدار ی که بر اساس نتایج آنالیز الاستیک در این مقطع بدست می‌آید بزرگتر است. برای روشن شدن موضوع می‌توان یک تیر دوسرگیردار تحت بار گسترده را مطابق تصویر الف-۶ در نظر گرفت. طبق آنچه در روشهای آنالیز الاستیک عمل می‌شود این تیر در مرکز تکیه‌گاه‌ها گیردار فرض می‌شود (تصویر الف-۶). منحنی الاستیک این تیر، یعنی $AA'B'B$ ، نیز در همین تصویر نشان داده شده است. با توجه به تصویر ب-۶، اگر پهنای تکیه‌گاه‌ها برابر باشد، لنگر خمشی در A' و B' برابر است با

$$M = -\left(\frac{wL^2}{12} - \frac{wLb}{4} + \frac{wb^2}{8}\right) \quad (۸-۱)$$

حال اگر همین عضو در نقاط A' و B' گیردار فرض شود (تصویر ۷-۸) لنگر خمشی در A' و B' برابر خواهد بود با

$$M = -\frac{w(L-b)^2}{12} = -\left(\frac{wL^2}{12} - \frac{wLb}{6} + \frac{wb^2}{12}\right) \quad (۸-۲)$$



تصویر ۷-۸ یک تیر دوسرگیردار با فرض گیرداری در برتکیه‌گاه‌ها

در صورت وجود تکیه‌گاه نسبتاً سخت، مانند یک ستون یا یک تیر اصلی، وضعیت نشان داده شده در تصویر ۷-۸ به طور صحیح تری رفتار تیر را مدل می‌کند، زیرا در چنین حالتی تغییر بسیار مختصری در دوران یا تغییر مکان بین نقاط A و A' بوجود می‌آید. بنابراین، با صرف نظر کردن از جمله b^2 در روابط (۸-۱) و (۸-۲) مشاهده می‌شود که لنگر بر تکیه‌گاه که بر اساس روشهای آنالیز الاستیک محاسبه می‌شود (رابطه ۸-۱) به اندازه $Vb/2$ کمتر از لنگر مرکز تکیه‌گاه است، در حالی که لنگر واقعی (رابطه ۸-۲) به اندازه $Vb/3$ کمتر از لنگر مرکز تکیه‌گاه است (تفاوت V مقدار نیروی برشی در تکیه‌گاه است). از این رو، در محاسبه لنگر خمشی بر تکیه‌گاه مناسب تر است به جای استفاده از رابطه (۸-۱) از لنگر مرکز تکیه‌گاه به اندازه $Vb/3$ کاسته شود.

از سوی دیگر، لنگر خمشی وسط دهانه در تصویر ۷-۸ از مقدار نظیر در تصویر ۶-۸ کوچکتر است. اما از آنجا که نتایج مربوط به لنگر خمشی مثبت در آنالیزهای الاستیک نسبت به مقادیر واقعی درجهت اطمینان اند معمولاً سعی نمی‌شود بر اساس مفهوم تصویر ۷-۸ لنگرهای خمشی مثبت که از آنالیزهای الاستیک بدست می‌آیند اصلاح شوند.

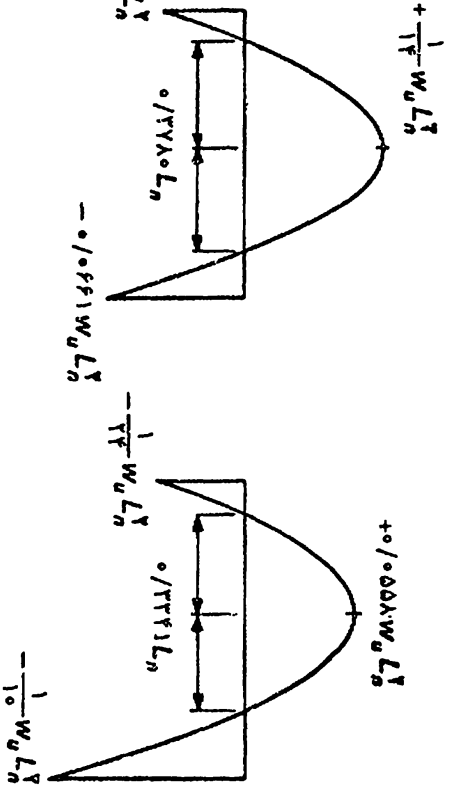
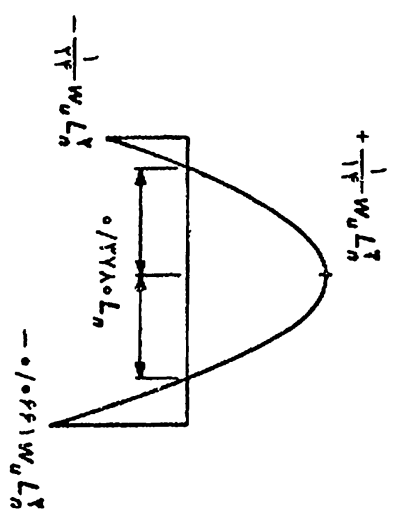
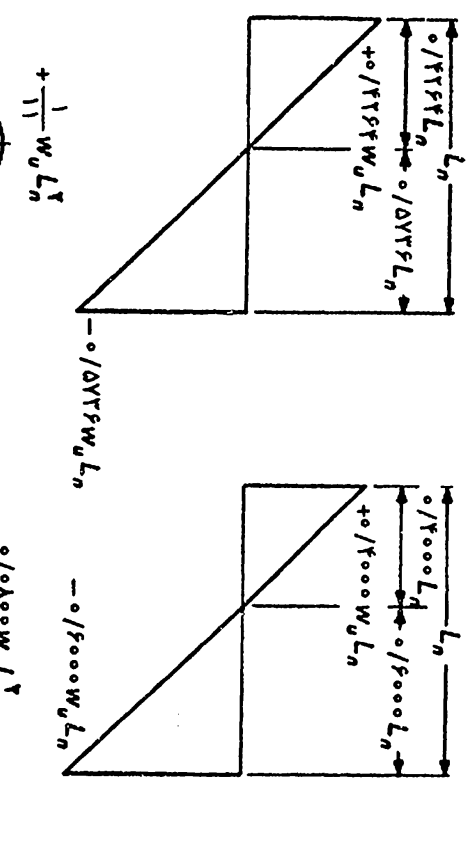
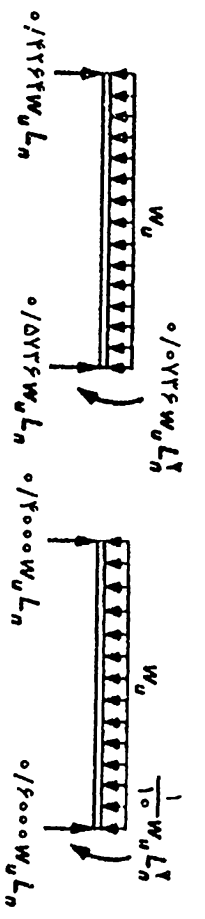
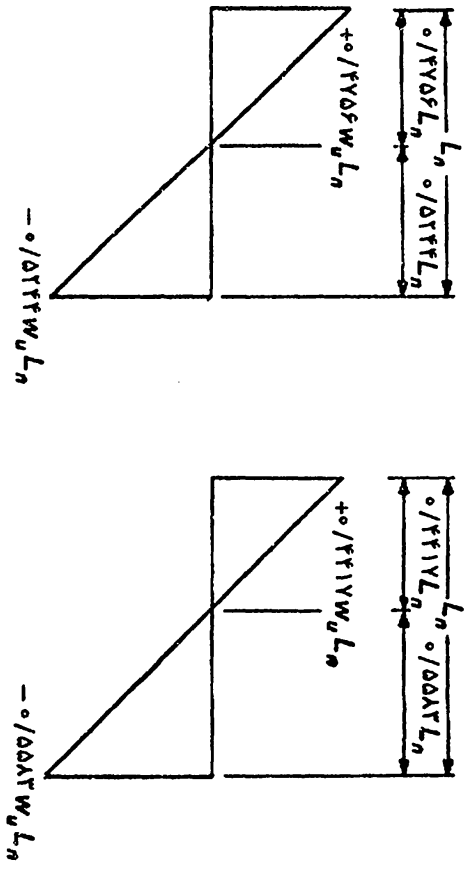
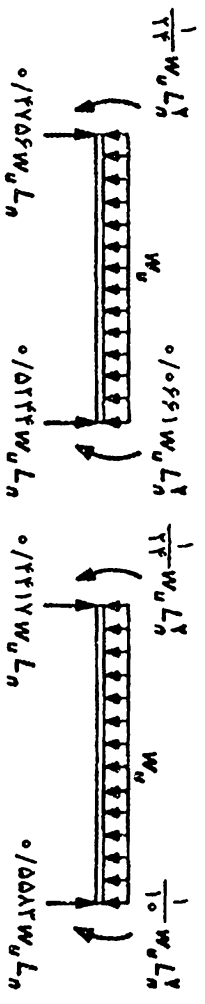
۵-۸- روش ضرائب لنگر و برش

روشهای آنالیز الاستیک عمومی ترین روشهای آنالیز سیستمهای سازه‌ای اند، اما این نقطه ضعف را دارند که معمولاً استفاده از آنها با محاسبات پر حجم همراه است. بعلاوه، دو عامل بارگذاری متناوب و محاسبه نیروهای ضربیدار در بر تکیه‌گاهها بر حجم عملیات در این روش می‌افزایند. از این رو سعی شده است برای تسریع در طراحی اعضا سراسری جدا ولی تدوین شود. بکمک این جداول طراحی می‌توان بدون استفاده از روشهای آنالیز الاستیک مستقیماً "مقادیر لنگرهای خمشی و نیروهای برشی ضربیدار را در مقاطع بحرانی اعضا سراسری (تیرها) (یک طرفه) بدست آورد. اساس تهیه این جداول همان روشهای آنالیز الاستیک است. بدین ترتیب که در اعضا سراسری (مانند تصویر ۴-۸) با تغییر نسبت طول دهانه‌های مجاور، سختی نسبی تیرها و ستونها و رعایت بارگذاریهای متناوب حداکثر لنگرهای خمشی و نیروی

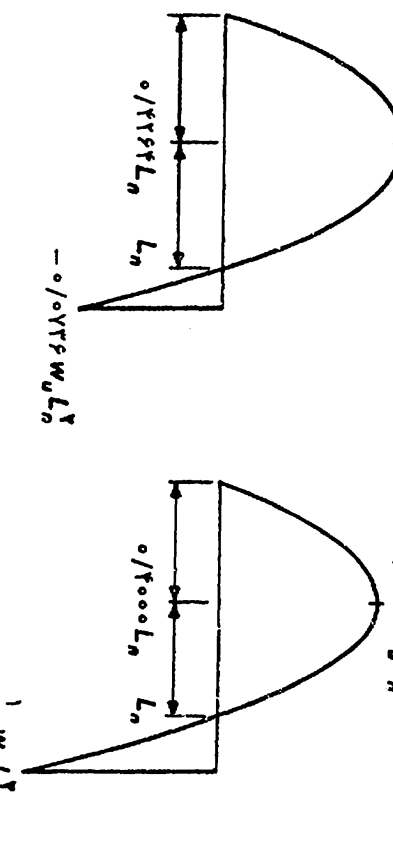
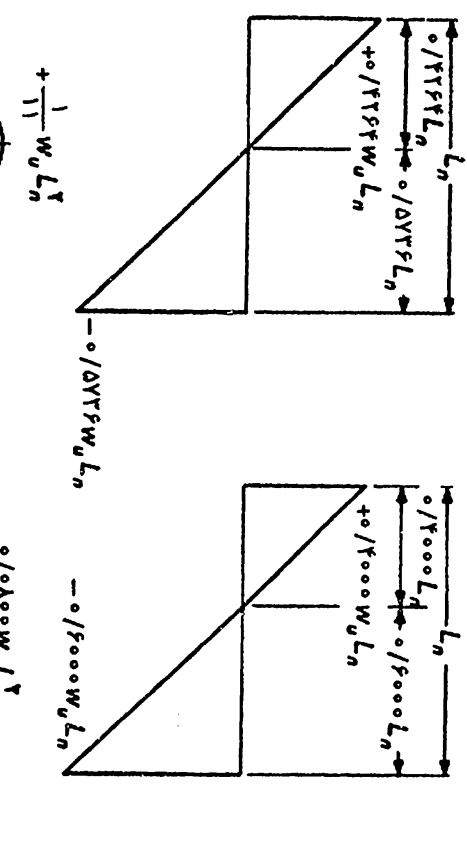
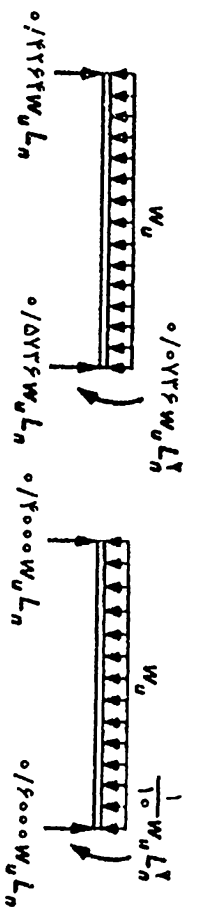
- برشی در مقاطع بحرانی محاسبه و درجدا ولی تنظیم می شوند .
- از جمله این روشهای تقریبی روش ضرائب لنگر و برش ACI است .
- مطابق آیین نامه برای طراحی تیرها و دالهای یک طرفه سراسری بسا مقطع منشوری که شرایط زیر را دارا باشند می توان مقادیر تقریبی جدول ۸-۱ را برای لنگرهای خمشی و نیروهای برشی ضریب دار بکاربرد :
- الف - عضو سراسری حداقل دودها نه داشته باشد .
- ب - طول دهانه ها تقریباً " یکسان باشند ، به طوری که در هر دود دهانه مجاور طول دهانه بزرگتر ، بیش از ۲۰ درصد از طول دهانه کوچکتر بیشتر نباشد .
- ج - بارها به طور یکنواخت توزیع شده باشند .
- د - نسبت بار زنده در واحد طول به بار مرده در واحد طول از ۳ بیشتر نباشد .
- مقادیر جدول ۸-۱ برای لنگرهای خمشی بر حسب $w_u L_n$ اند که در آن L_n برای لنگر مثبت برابر طول دهانه آزاد و برای لنگر منفی میانگین طول دهانه های آزاد مجاور است ، w_u نیز بار ضریب دار وارد سازه است .
- علاوه بر مقادیر لنگرهای خمشی و نیروهای برشی ضریب دار در مقاطع بحرانی اعضاء سراسری منحنی تغییرات لنگر خمشی نیز برای هر یک از حالات جدول ۸-۱ برای طراحی کامل اعضاء لازم است . به کمک این منحنیها طراح می تواند نقاط قطع یا خم کردن آرماتورهای خمشی را در طول دهانه ها تعیین کند . تصاویر ۸-۸ تا ۸-۱۱ منحنی تغییرات لنگر خمشی را برای موارد ذکر شده در جدول ۸-۱ نشان می دهند .

جدول ۸-۱- ضرائب لنگر و برش در اعضاء سراسری

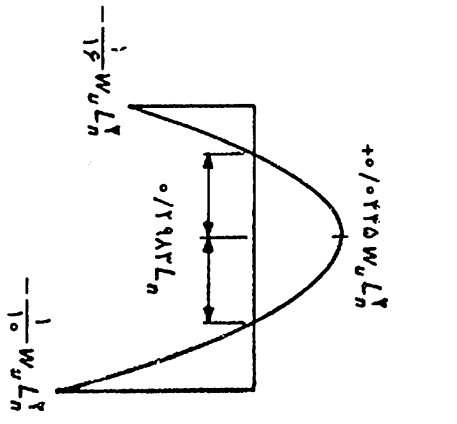
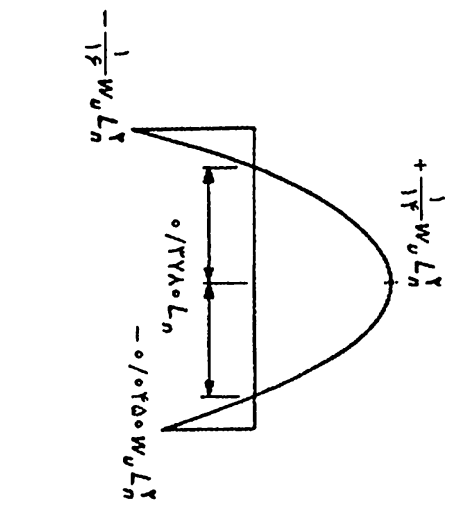
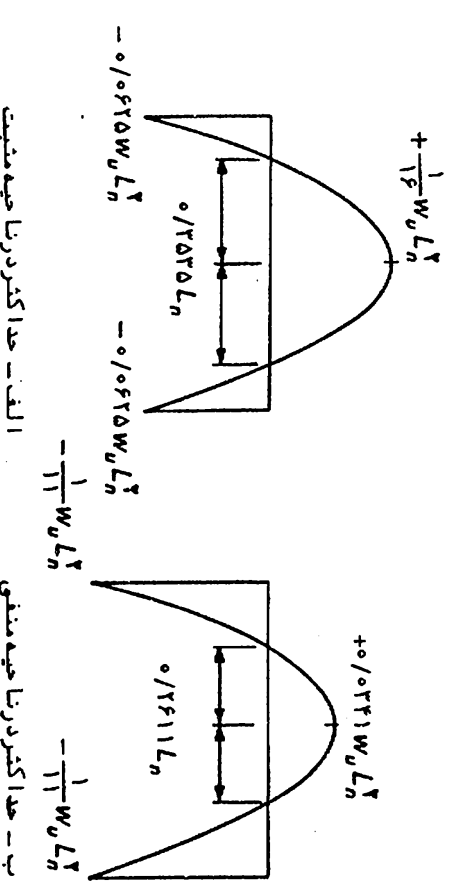
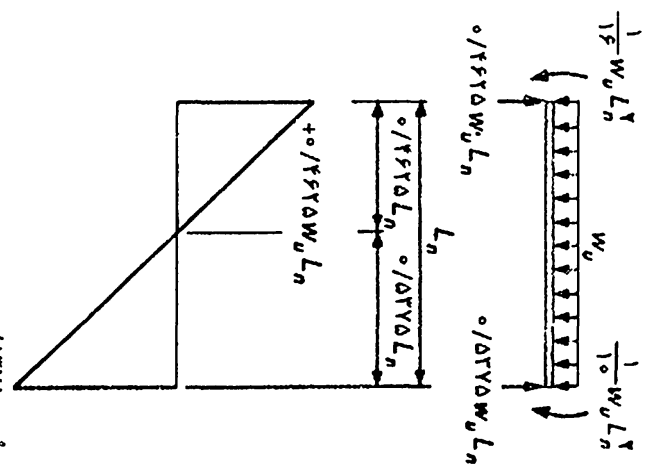
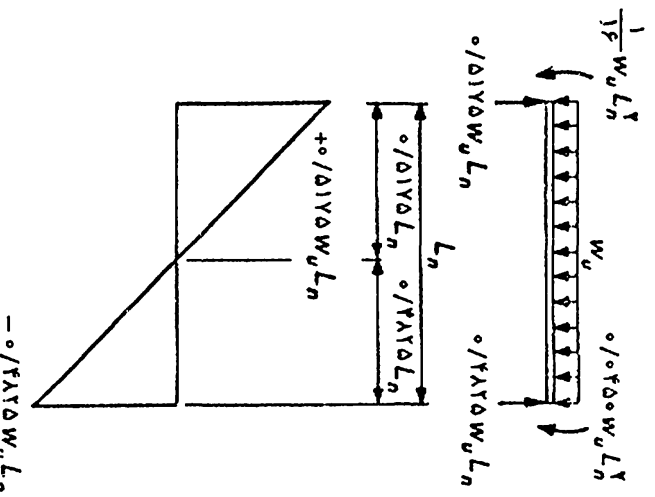
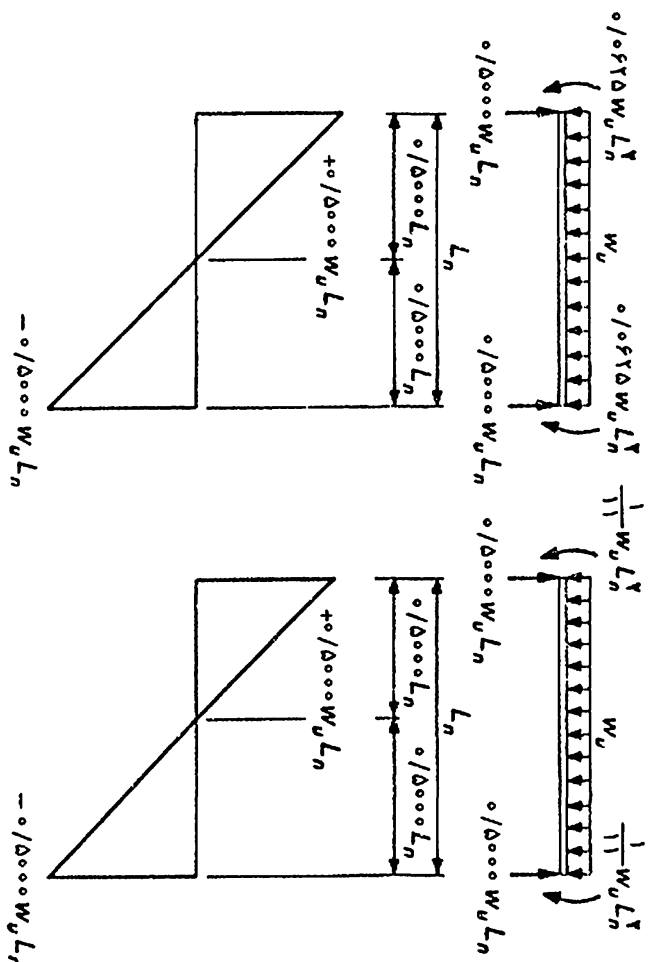
(الف) لنگر مثبت	
	دهانه‌های انتهایی :
	انتهای غیر سراسری به صورت آزاد
$w_u L_n^2 / 11$	(غیرگیردار) باشد
	انتهای غیر سراسری با تکیه‌گاه
$w_u L_n^2 / 14$	یکپارچه باشد
$w_u L_n^2 / 16$	دهانه‌های داخلی
	(ب) لنگر منفی در بر خا رچی اولین تکیه‌گاه داخلی :
$w_u L_n^2 / 9$	اگر سازه دودهانه داشته باشد
$w_u L_n^2 / 10$	اگر سازه بیش از دودهانه داشته باشد
	(ج) لنگر منفی در سایر وجوه تکیه‌گاههای داخلی
$w_u L_n^2 / 11$	
	(د) لنگر منفی در بر کلیه تکیه‌گاهها برای دالهای باددهانه‌های کوچکتر یا مساوی ۳ متر و برای تیرهایی که در آنها نسبت مجموع سختی ستونها به سختی تیرها در هر انتهای دهانه بزرگتر از ۸ باشد
$w_u L_n^2 / 12$	
	(ه) لنگر منفی در برد داخلی تکیه‌گاه خا رچی برای اعضایی که با تکیه‌گاه به صورت یکپارچه ساخته می شوند :
	برای مواردی که تکیه‌گاه یک تیر محیطی باشد
$w_u L_n^2 / 24$	
$w_u L_n^2 / 16$	برای مواردی که تکیه‌گاه یک ستون باشد .
	(و) برش در اعضاء انتهایی در برابر اولین تکیه‌گاه داخلی
$1/15 w_u \frac{L_n}{\gamma}$	
$w_u \frac{L_n}{\gamma}$	(ز) برش در سایر تکیه‌گاهها



الف - حداکثر درنا حیه مثبت
ب - حداکثر درنا حیه منفی
تصویر ۸-۹ دهانه انتهای بی : تکیه کا ه خا رخی به صورت یکجا رجه با تیر محیطی



الف - حداکثر درنا حیه مثبت
ب - حداکثر درنا حیه منفی
تصویر ۸-۸ دهانه انتهای بی : انتهای غیر سراسری به صورت یکجا رجه با تکیه کا ه



الف - حداکثر درنا چیه مثبت
ب - حداکثر درنا چیه منفی

الف - حداکثر درنا چیه مثبت
ب - حداکثر درنا چیه منفی

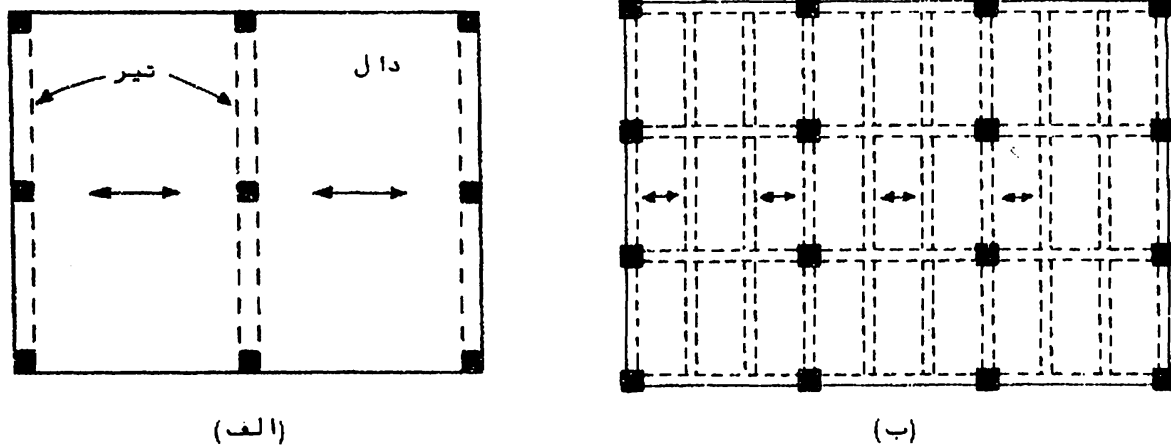
تصویر ۸-۱۱ دهانه‌ها چیه
تصویر ۸-۱۰ دهانه‌ها انتهای بی : تکیه‌ها خارجی به صورت یکجا رچه با ستون



دالهای يك طرفه

۹-۱- مقدمه

متداول ترین نوع پوشش کف را در سازه های بتن آرمه دالها تشکیل می دهند. در چنین مواردی معمولاً پوشش کف متشکل است از تیرهای اصلی یا مجموعه تیرهای اصلی و فرعی که دالها در میان آنها قرار می گیرند و سطح مورد نظر را می پوشانند. به طور کلی دالها سیستمهای سازه ای اند که با رادردو جهت حمل کرده و به تیرهای اطراف انتقال می دهند. اما در مواردی که دال فقط در یک جهت دارای تکیه گاه باشد، مانند دال نشان داده شده در تصویر الف-۹-۱، بارتنها در جهت عمود بر امتداد تکیه گاهها حمل می شود. همچنین در مواردی که دال در هر دو جهت دارای تکیه گاه باشد و طول دهانه بزرگتر حداقل دو برابر طول دهانه کوچکتر باشد، مانند دالهای نشان داده شده در تصویر ب-۹-۱، عملاً بار در جهت کوتاه حمل می شود و سهم ناچیزی از بار توسط جهت بلند به تیرهای نظیر منتقل می شود. به چنین دالهایی اصطلاحاً "دالهای یک طرفه گفته می شود. در پوشش نشان داده شده در تصویر الف-۹-۱ بار دال مستقیماً به تکیه گاهها که تیرهای اصلی اند منتقل می شود و در تصویر ب-۹-۱ بار کف از طریق دالها به صورت یک طرفه به تیرهای فرعی و از تیرهای فرعی به تیرهای اصلی انتقال می یابد.



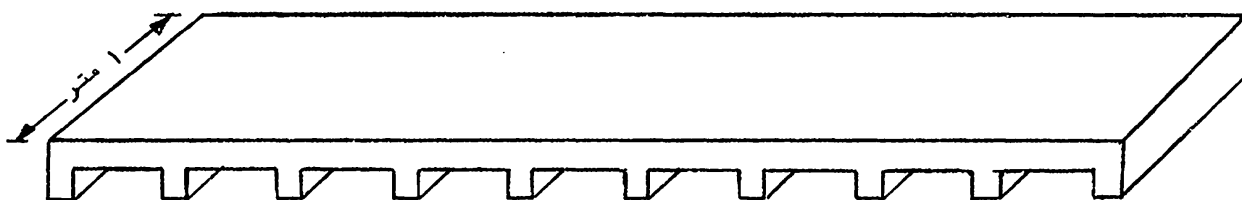
تصویر ۹-۱ انواع دال‌های یک طرفه

در سایر موارد، دال‌ها با رادردو جهت حمل کرده و به تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌کنند. به چنین دال‌هایی دال‌های دو طرفه گفته می‌شود که جزئیات آنالیز آنها موضوع فصل آینده را تشکیل می‌دهد.

در این فصل روش‌های مختلف آنالیز دال‌های یک طرفه، تعیین ضخامت و ضوابط آرماتورگذاری آنها مورد مطالعه قرار می‌گیرد. ذکر این مطلب در اینجا لازم است که اصولاً آنچه در طرح دال‌ها اهمیت دارد موضوع آنالیز، یعنی تعیین نیروهای داخلی در مقاطع مختلف آنهاست. محاسبه آرماتورهای لازم براساس این نیروها معمولاً بسادگی و با کمک روش‌های فصل ۳ انجام می‌شود. بنابراین غیر از جنبه‌های عملی طرح دال‌ها محور بحث را در این فصل و فصل آینده آنالیز انواع سیستم‌های دال تشکیل می‌دهد.

۹-۲- روش‌های آنالیز دال‌های یک طرفه

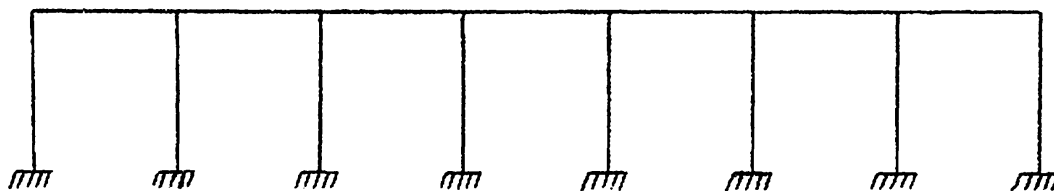
همان‌طور که در بالا اشاره شد و با توجه به تصاویر الف-۹-۱ و ب-۹-۱ مشاهده می‌شود که دال‌های یک طرفه مشابه تیرها عمل می‌کنند. بنابراین این یک دال یک طرفه را می‌توان مانند یک تیر سراسری عریض که در آن تیرهای کف نقش تکیه‌گاه‌ها را دارند آنالیز کرد. برای سهولت محاسبات به جای کل عرض دال معمولاً "نواری به عرض واحد (یک متر) از دال برای آنالیز در نظر گرفته می‌شود. در این حال، پس از تعیین آرماتورهای خمشی برای این نوار باید سایر قسمت‌های دال به‌طور



تصویر ۹-۲ دال یک طرفه به صورت یک تیر سراسری به عرض واحد

مشابه آرماتور گذاری شود. تصویر ۹-۲ نوار به عرض واحد را برای دال تصویر ۹-۱ نشان می دهد (تکیه گاههایی که در تصویر ۹-۲ مشاهده می شوند همان تیرهای فرعی نشان داده شده در تصویر ۹-۱ است). با توجه به اینکه عرض این دال برابر واحد است با روبرو متر طول آن برابر با روبرو متر مربع کف است.

روشهای آنالیز دال های سراسری یک طرفه در فصل ۸ تشریح شده است. به طور خلاصه، چنین سیستمهایی را می توان به روشهای الاستیک و روش تقریبی ضرائب لنگر آنالیز کرد. در صورتی که یکی از روشهای آنالیز الاستیک بکار برده شود مدل تحلیلی نشان داده شده در تصویر ۹-۳ را می توان برای آنالیز انتخاب کرد که در آن ممان اینرسی اعضاء افقی برابر ممان اینرسی نوار واحد دال است و اعضاء قائم نیز برای منظور کردن اثر پیچشی تکیه گاههای یکپارچه با دال بکار می روند. سختی خمشی این اعضاء قائم $(4EI/L)$ معرف سختی پیچشی تیرهای تکیه گاهی است. همانطور که در فصل ۸ تشریح شده است، در استفاده از روشهای آنالیز الاستیک باید به مسئله بار گذاری متناوب (بخش ۸-۳) و تأثیر پهنای تکیه گاهها در لنگرهای خمشی طراحی (بخش ۸-۴) توجه داشت. از سوی دیگر، چنانچه دال شرایط مندرج در بخش ۸-۵ را دارا باشد، به جای روشهای آنالیز الاستیک می توان از روش تقریبی



تصویر ۹-۳ مدل تحلیلی برای آنالیز الاستیک دالهای سراسری یک طرفه

ضرائب لنگر استفاده کرد. به کمک این روش می توان با استفاده از جدول ۸-۱ مقادیر لنگر خمشی و نیروی برشی ضریب دار را در مقاطع بحرانی دال بدست آورد. مثال ۹-۱ جزئیات این روش را نشان می دهد.

۹-۳- ضخامت دال

ضخامت دالها بر اساس ضوابط خیز و مقاومت در مقابل لنگر خمشی و نیروی برشی تعیین می شود. ضوابط مربوط به خیز از آن جهت اعمال می شوند که از تغییر شکل‌های زیاد دال که ممکن است قابلیت بهره برداری آن را مخدوش کند جلوگیری شود. از این رولازم است خیز دال تحت اثر بارهای بهره برداری (بارهای بدون ضریب) محاسبه شود. ضخامت دال در صورتی قابل قبول است که خیز محاسبه شده از مقدار مجاز آن که در آیین نامه قید شده است تجاوز نکند (ضوابط مربوط به خیز و محاسبه خیز در سازه‌های بتن آرمه در فصل ۱۳ تشریح شده است). در مواردی که دال، نگهدارنده یا متصل به اجزائی نباشد که در اثر خیز زیاد کف ممکن است آسیب ببینند به جای محاسبه خیزی می توان ضخامت دال را برابر حداقل مقدار توصیه شده در آیین نامه گرفت. مطابق آیین نامه، این حداقل ضخامت، برای مواردی که در دال از آرماتور با مقاومت تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده شده باشد، برای دال بادو تکیه گاه ساده، دال بایک انتهای سراسری، دال با هر دو انتهای سراسری و دال طره‌ای به ترتیب برابر $L/20$ ، $L/24$ ، $L/28$ و $L/10$ است، که در آن L طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه گاهها) است. در صورت استفاده از آرماتورهای با مقاومت تسلیم غیر از ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، مقادیر حداقل فوق باید در $(0.4 + f_y/7000)$ ضرب شوند.

ضخامت دال در ارتباط با خمش، تنها محدود به میزان مصرف آرماتور می شود. بدین ترتیب که ضخامت دال باید به اندازه‌ای باشد که مقدار آرماتور در بحرانی ترین مقطع آن از میزان مورد نظر، مثلاً $\frac{1}{4} \rho_{max}$ یا هر مقدار دیگری که مورد نظر طراح است، تجاوز نکند. مطابق آیین نامه، فاصله بین آرماتورهای خمشی اصلی در دالها نباید از سه برابر ضخامت دال و نه از ۵ سانتیمتر بیشتر باشد. بعلاوه، حداقل

مقدار آرماتور خمشی در دالها برابر آرماتورافت و حرارت (بخش ۹-۴) است .

اگرچه در دالها غالباً " برش عامل تعیین کننده ای نیست با این حال باید از این موضوع اطمینان حاصل شود . به علت محدودیت های اجرایی از نظر فضای موجود برای جادادن آرماتورها معمولاً " در دالها از آرماتور برشی استفاده نمی شود . بنابراین، حداکثر نیروی برشی ضریب دار در یک دال، که برای دهانه های مساوی در بر خارجی اولیین تکیه گاه داخلی رخ می دهد (با رعایت فاصله d از بر تکیه گاه) باید کمتر از ϕV_c باشد (لازم به تذکر است که مطابق آیین نامه برای این که در دالها و پی ها نیاز به آرماتور برشی نباشد مقدار نیروی برشی ضریب دار باید کمتر از ϕV_c باشد) . این ضابطه برای دال به عرض واحد و بیضی ضریب دار w_u به صورت زیر کنترل می شود :

$$1/15 w_u \left(\frac{l_n}{2} - \frac{d}{100} \right) \leq 0.53 \phi \sqrt{f'_c} (100 d) \quad (9-1)$$

مقدار d در دالهای یک طرفه ، با توجه به حداقل ۲ سانتیمتر پوشش بتنی محافظ آرماتورها که در آیین نامه تصریح شده است تعیین می شود .

۹-۴- آرماتورافت و حرارت

در دالهایی که آرماتورهای خمشی تنها در یک جهت قرار می گیرند باید برای تنشهای حاصل از افت و حرارت آرماتورهای در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی قرار داده شود . به این آرماتورها اصطلاحاً " آرماتور افت و حرارت گفته می شود . حداقل نسبت این آرماتور بر اساس کل سطح مقطع دال (یعنی bh) به ترتیب زیر تعیین می شود :

(الف) دالهایی که در آنها میلگردهای آجدار با

مقاومت تسلیم ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی

۰/۰۰۲

متر مربع بکار برده شده باشد

(ب) دالهایی که در آنها میلگردهای آجدار با

مقاومت تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی

مربع یا شبکه سیمی جوش شده (صاف یا

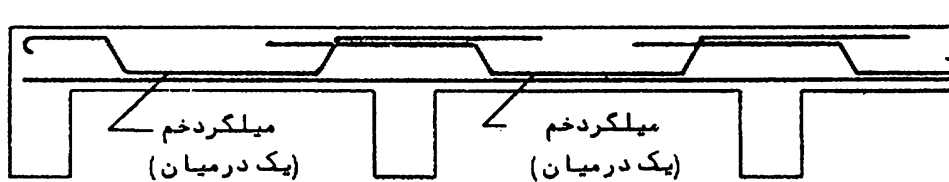
آجدار) بکار برده شده باشد
 (ج) دالهایی که در آنها آرماتور با مقاومست
 تسلیم بیشتر از ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر
 مربع (متناظرا تغییر طول نسبی ۰/۳۵ در
 صد) بکار برده شده باشد

$$\frac{0/0018 \times 4000}{f_y}$$

مطابق آیین نامه، میلگردهای افت و حرارت نباید با فاصله‌ای بیش از ۵ برابر ضخامت دال و نه بیش از ۵۰ سانتیمتر قرار داده شوند.

۵-۹- آرماتورگذاری در دالهای یک طرفه

آرماتورهای دال شامل آرماتورهای خمشی اصلی و آرماتورهای افت و حرارت می‌شود. اولین قدم در تعیین آرماتورهای خمشی، محاسبه سطح مقطع لازم برای این آرماتورها در مقاطع بحرانی دال (تکیه‌گاهها و وسط دهانه‌ها) است. براساس چنین محاسبه‌ای اندازه میلگردها و ترتیب قرار دادن آنها را باید مشخص کرد. یک ترتیب معمول در آرماتورگذاری دالها در تصویر ۴-۹ نشان داده شده است. در آیین تصویر میلگردهای مستقیم و خم به صورت یک در میان قرار داده شده‌اند. میلگردهای مستقیم در پایین دال، معمولا " مساوی یا یک شمشاره

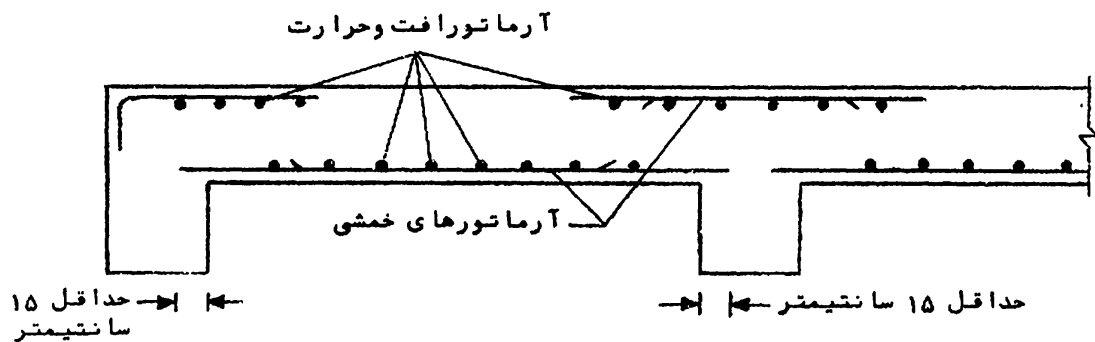


تصویر ۴-۹ ترتیب آرماتورگذاری با میلگردهای خم و مستقیم

کوچکتر از میلگردهای خم‌اند. از سوی دیگر، در دالهای با ضخامت کمتر از ۱۲ سانتیمتر، غالبا " هم در بالا و هم در پایین دال از میلگردهای مستقیم استفاده می‌شود، اگرچه برخی طراحان در تمام حالات، میلگردهای مستقیم را ترجیح می‌دهند.

موضوع بعدی در آرماتورگذاری دالها کنترل ضوابط چسبندگی و مهار آرماتورها و تعیین نقاط قطع آنهاست. جزئیات کامل این

محاسبات در فصل ۷ تشریح شده است .
 آخرین مرحله در آرماتورگذاری، تعیین میلگردهای افست و حرارت است . این میلگردها بر اساس حداقلهای ذکر شده در بخش ۴-۹ و ضوابط مربوط به حداکثر فاصله این میلگردها مشخص می شوند . بایست توجه داشت که این آرماتورها همواره در طرف کششی مقطع قرار داده می شوند . یعنی، در مجاورت تکیه گاهها این آرماتورها در بالای مقطع و زیر آرماتورهای خمشی و در ناحیه وسط دهانه در پایین مقطع و روی آرماتورهای خمشی قرار می گیرند . تصویر ۵-۹ یک دال را که در آن برای آرماتورهای خمشی از میلگردهای مستقیم استفاده شده است همراه با میلگردهای افست و حرارت نشان می دهد .



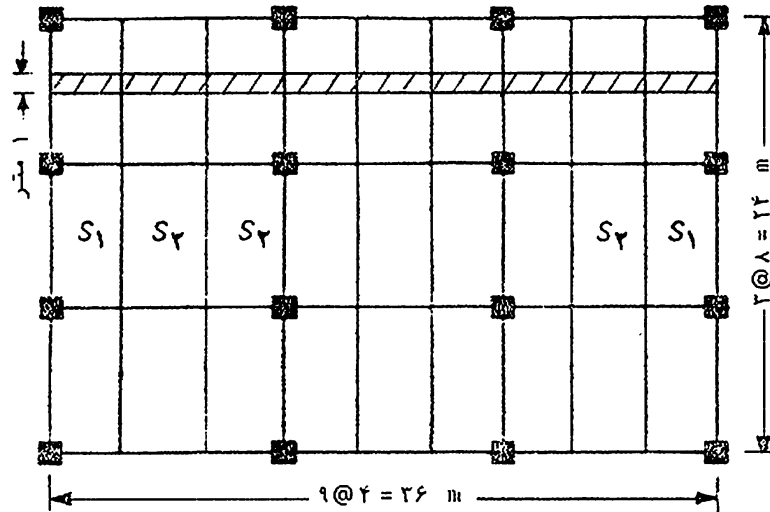
تصویر ۵-۹ آرماتورهای خمشی و افست و حرارت در دالهای یک طرفه

مثال ۱-۹- دالهای پلان نشان داده شده در تصویر ۶-۹ را طراحی کنید (این تصویر در واقع همان پلان نشان داده شده در تصویر ۱-۹ است که در آن تیرهای اصلی و فرعی با محورشان نمایش داده شده اند) . عرض تیرهای فرعی برابر ۳۰ سانتیمتر، بار کف ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و مشخصات مصالح به قرار زیر است :

$$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2, \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

حل :

در این مثال چشمه‌های کناری با S_1 و چشمه‌های میانی با S_2 نمایش داده خواهند شد . چشمه‌های کناری دارای شرایط تکیه‌گاهی متفاوتی نسبت به چشمه‌های میانی اند زیرا این چشمه‌ها تنها از یک طرف سراسری اند و لذا طرح آنها با چشمه‌های میانی تفاوت خواهد داشت



تصویر ۹-۶ پلان یک کف بتن آرمه متشکل از دال‌های یک طرفه

در این مثال نسبت دهانه‌ها برابر ۲ است، بنابراین دال‌ها را می‌توان به صورت یک طرفه آنالیز کرد.

اولین مرحله در آنالیز و طراحی این کف تعیین ضخامت دال‌هاست. مطابق آیین نامه حداقل ضخامت دال‌ها با توجه به ضریب تصحیح مربوط به نوع آرماتورهای مصرفی، یعنی $0/82 = \frac{3000}{7000} + 0/4$ برابر است با

$$S_1 \text{ دال‌های } \Rightarrow h = \frac{L}{24} \times 0/82 = 13/8 \text{ cm}$$

$$S_2 \text{ دال‌های } \Rightarrow h = \frac{L}{28} \times 0/82 = 11/8 \text{ cm}$$

با توجه به این نتایج به نظرمی رسد که برای دال‌های کناری باید ضخامت ۱۴ سانتیمتر و برای دال‌های میانی ضخامت ۱۲ سانتیمتر اختیار شود. اگرچه این یک راه حل قابل قبول است، در طرح دال‌ها معمولاً سعی می‌شود ضخامت دال‌ها در یک کف حتی الامکان ثابت باشد. بنابراین، یک راه حل دیگر در این مثال بدین ترتیب است که ضخامت کلیه دال‌های کف برابر ۱۲ سانتیمتر اختیار شود. این راه حل در صورتی مقدور است که خیز دال‌های S_1 تحت بارهای وارده محاسبه شده و نشان داده شود که از مقدار مجاز کمتر است. در صورت لزوم برای کاهش خیز در دال‌های کناری می‌توان از آرماتورهای فشاری نیز استفاده کرد. در اینجا فرض می‌شود این محاسبات نشان دهند که ضخامت ۱۲ سانتیمتر برای دال‌های کناری مناسب است.

با تعیین مقدماتی ضخامت دال بارکف به ترتیب زیر محاسبه می شود:

$$\text{بارمرده} : 0/12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{بارضریبدار} : w_u = 1/4 \times 288 + 1/7 \times 500 = 1253 \text{ kg/m}^2$$

بنا بر این در صورتی که برای آنالیز دالهای کف، نواری به عرض واحد، مطابق تصویر ۹-۶، اختیار شود بار وارد بر متر طول آن برابر ۱۲۵۳ کیلوگرم بر متر خواهد بود. از آنجا که در این کف طول دهانه‌ها مساوی است و بعلاوه نسبت بار زنده به بار مرده از ۳ کمتر است برای آنالیز آن می توان از روش ضرائب لنگر و برش استفاده کرد. مطابق این روش، نیروی برشی ضریبدار در فاصله d از بر خارجی اولی تکیه گاه داخلی برابر است با (مقدار d با فرض ۲ سانتیمتر پوشش بتنی و با فرض استفاده از میلگردهای حداکثر به قطر ۱۴ میلیمتر برابر خواهد بود با $9/3 = 0/7 - 2 - 12$ سانتیمتر. طول دهانه آزاد دالها نیز $3/7$ متر است):

$$V_u = 1253 \times \left(\frac{3/7}{4} - 0/093 \right) = 2202 \text{ kg}$$

مقاومت برشی طراحی دال برابر است با

$$\phi V_c = 0/85 \times 0/52 \sqrt{250} \times 100 \times 9/3 = 6624 \text{ kg}$$

چون $V_u < \phi V_c$ است ضخامت ۱۲ سانتیمتر برای دالها جوابگوی برش خواهد بود.

مراحل محاسبه میلگردهای خمشی در جدول ۹-۱ آورده شده است. در این جدول ابتداء لنگرهای خمشی ضریبدار در مقاطع مختلف دالها، با استفاده از روش ضرائب لنگر، محاسبه شده و پس از آن آرماتور مورد نیاز برای واحد عرض دال بدست آمده است. در محاسبه آرماتورهای خمشی باید توجه داشت که حداقل آرماتور در دالها برابر آرماتورافست و حرارت است، که برای نواردال به عرض واحد مقدار آن برابر $2/4 = 12 \times 100 \times 0/002$ سانتیمتر مربع است. برای آرماتورهای خمشی این دال، همانطور که در جدول ۹-۱ مشاهده می شود، تنها از میلگردهای مستقیم استفاده شده است (تصویر ۹-۷).

مرحله بعدی در محاسبات این دال، کنترل ضوابط چسبندگی و تعیین نقاط قطع میلگردها است. در اینجا چند نمونه از محاسبات این

جدول ۹-۱- آرما تئورهای خمشی در اال یک طرفه مثال ۹-۱

	دال S _۱		دال S _۲		تکیه‌گاه
	تکیه‌گاه	وسط دهانه	تکیه‌گاه	وسط دهانه	
ضرایب لنگر بر حسب (wL_n^3)	$-\frac{1}{24}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{10}$	$+\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{11}$
مقادیر M_u (کیلوگرم متر)	-۷۱۵	+۱۲۲۵	-۱۷۱۵	+۱۰۷۲	-۱۵۶۰
مقادیر $M_u/f_c b d^2$	۰/۰۳۶۷	۰/۰۶۲۹	۰/۰۸۸۱	۰/۰۵۵۱	۰/۰۸۰۲
مقادیر ρ (جدول ۲-۲)	۰/۰۳۷۵	۰/۰۶۵۵	۰/۰۹۳۲	۰/۰۵۷۰	۰/۰۸۴۵
$\rho = \omega f_c / f_y$	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۵۵	۰/۰۰۷۸	۰/۰۰۷۰	۰/۰۰۷۰
$A_s = \rho b d \geq 2/4$	۲/۸۸	۵/۱۲	۷/۲۵	۴/۴۶	۶/۵۱
بالا آرما تئور قرار داده شده	$\Phi 10 @ 25$	$\Phi 12 @ 20 + \Phi 12 @ 30$	$\Phi 12 @ 20 + \Phi 12 @ 30$	$\Phi 10 @ 40 + \Phi 12 @ 40$	$\Phi 12 @ 30 + \Phi 12 @ 40$
پایین		$\Phi 12 @ 40 + \Phi 12 @ 40$			
سطح مقطع میلگردهای قرار داده شده (سانتیمتر مربع در متر عرض دال)	۲/۱۶	۵/۶۵	۷/۵۳	۴/۸۰	۷/۵۳

مرحله آورده می شود و محاسبات مشابه برای سایر قسمت‌های دال به خواننده واگذار می شود.

برای تعیین محل قطع میلگردها در تکیه گاه انتهایی، با استفاده از تصویر ۹-۸ به ترتیب زیر عمل می شود:

$$L_n = 0/3298 \text{ m} = (0/4417 - 0/3241) = \text{فاصله}^\circ \text{ قطع تئوریک از تکیه گاه}$$

$$= 63 \text{ cm} = \max(d \text{ و } 12d_b) + 39/8 = \text{فاصله}^\circ \text{ قطع عملی از تکیه گاه}$$

این طول از طول مهاری میلگردهای به قطر ۱۰ میلیمتر، که برابر ۳۰ سانتیمتر است، بزرگتر است، بنابراین مهاری این میلگردها به نحو مناسب تأمین می شود.

برای تعیین محل قطع سری کوتاه تر میلگردهای اولین تکیه گاه داخلی، با استفاده از دیاگرام جسم آزاد تصویر ۹-۸، به ترتیب زیر عمل می شود (تصویر ۹-۷):

$$\phi M_n = -919 \text{ kg.m} \text{ برای مقطع با } \Phi 12 @ 30$$

: فاصله قطع تئوریک از تکیه گاه (x)

$$\phi M_n = 0/5583 w_u L_n x - \frac{1}{10} w_u L_n^2 - \frac{1}{2} w_u x^2$$

$$\Rightarrow x = 0/335 \text{ m}$$

$$= 48 \text{ cm} = \max(d \text{ و } 12d_b) + 33/5 = \text{فاصله}^\circ \text{ قطع عملی از تکیه گاه}$$

این طول نیز از طول مهاری میلگردهای $\Phi 12$ بزرگتر است و لذا میلگردهای قطع شده مهار کافی دارند.

برای تعیین محل قطع سری کوتاه میلگردهای مثبت دهانه انتهایی (تصویر ۹-۷)، با توجه به دیاگرام جسم آزاد تصویر الف-۹-۸، محاسبات زیر انجام می شود:

$$\phi M_n = +694 \text{ kg.m} \text{ برای مقطع با } \Phi 12 @ 40$$

: فاصله قطع تئوریک از تکیه گاه چپ (x)

$$\phi M_n = 0/4756 w_u L_n x - \frac{1}{24} w_u L_n^2 - \frac{1}{2} w_u x^2$$

$$\Rightarrow x = 0/839 \text{ m} \text{ و } 2/68 \text{ m}$$

$$= 70 \text{ cm} = 83/9 - 12 \times 1/2 = \text{فاصله}^\circ \text{ قطع عملی انتهای چپ میلگرد از تکیه گاه}$$

$$= 282 \text{ cm} = 268 + 12 \times 1/2 = \text{فاصله}^\circ \text{ قطع عملی انتهای راست میلگرد از تکیه گاه}$$

علاوه بر نقاط قطع میلگردها باید چسبندگی خمشی میلگردهای مثبت در نقاط عطف دهانه‌ها نیز بررسی شود. چنین محاسبه‌ای برای نقاط عطف دهانه انتهایی، با استفاده از تصویر الف ۹-۸، به ترتیب زیر انجام می‌شود:

$$V_u = 0/3780 w_u L_n^2 = 1754 \text{ kg}$$

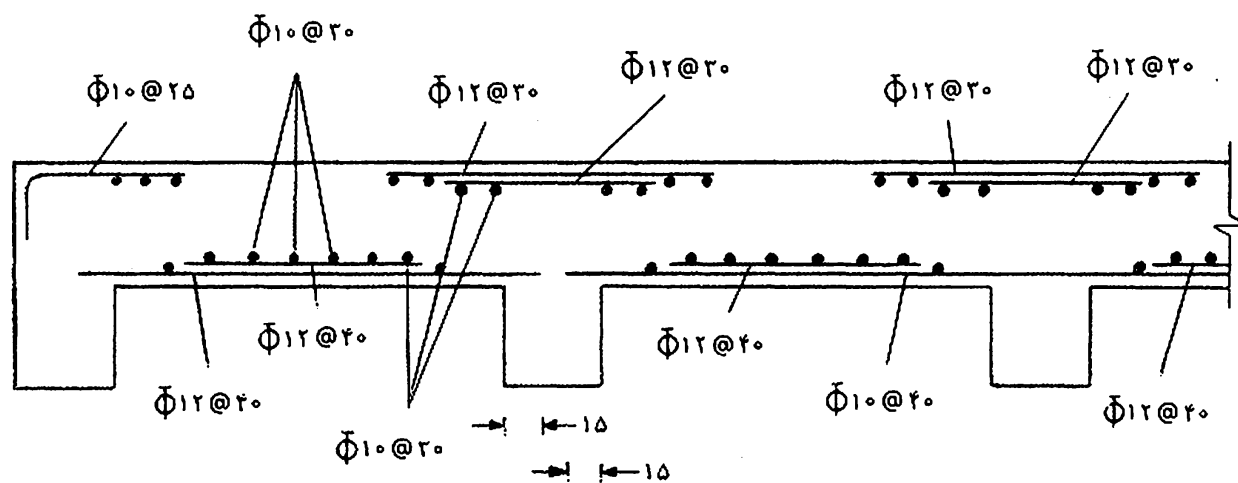
$$M_n = +771 \text{ kg.m}$$

$$L_u = 12 \times 1/2 = 14/4 \text{ cm}$$

$$\frac{M_n}{V_u} + L_u = \frac{77100}{1754} + 14/4 = 58/4 \text{ cm} > L_u = 30 \text{ cm}$$

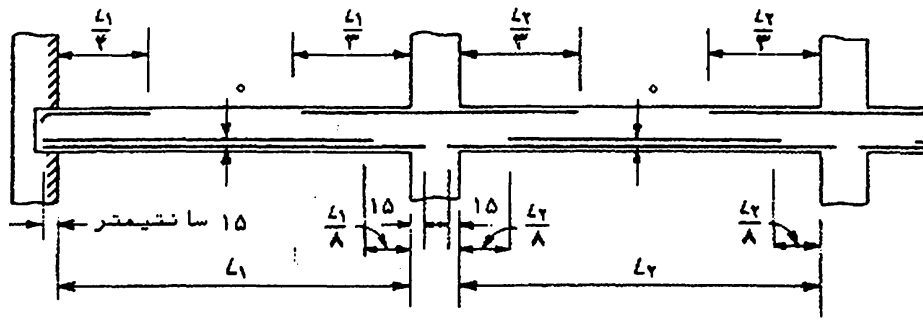
بنابراین چسبندگی آرماتورها در نقاط عطف دهانه انتهایی نیز رضایت بخش است.

مقدار آرماتورافتن و حرارت نیز برابر ۲/۴ سانتیمتر مربع در متر است که برای تأمین آن می‌توان از $\Phi 10 @ 30$ استفاده کرد. تصویر ۹-۷ جزئیات آرماتورگذاری دال را نشان می‌دهد.

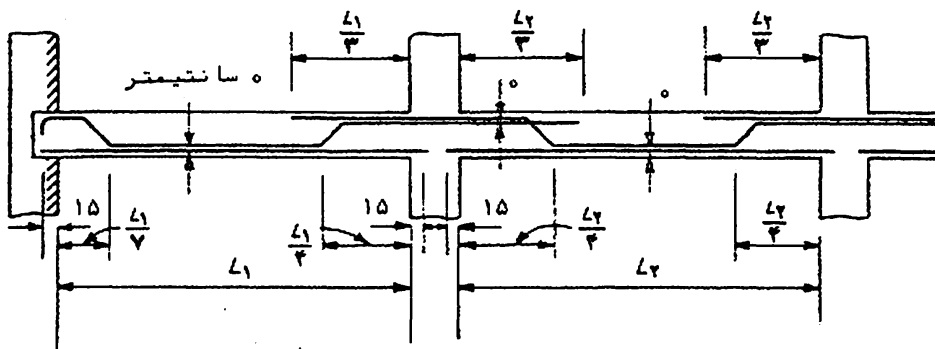


تصویر ۹-۷ جزئیات آرماتورگذاری دال مثال ۹-۱

از آنجا که تعیین دقیق نقاط قطع یا خم کردن آرماتورهای خمشی در دالها (وتیرهای سراسری) کار پرزحمتی است برخی طراحان ترجیح می‌دهند به جای محاسبه این نقاط از روشهای متداول و قراردادی آرماتورگذاری، که بر اساس تجربه بدست آمده‌اند، پیروی کنند. تصاویر الف ۹-۸ و ب ۹-۸ نمونه جزئیات آرماتورگذاری در اعضا سراسری را برای مواردی که دهانه‌ها تقریباً مساوی باشند و بیش از ۶۰



(الف)



(ب)

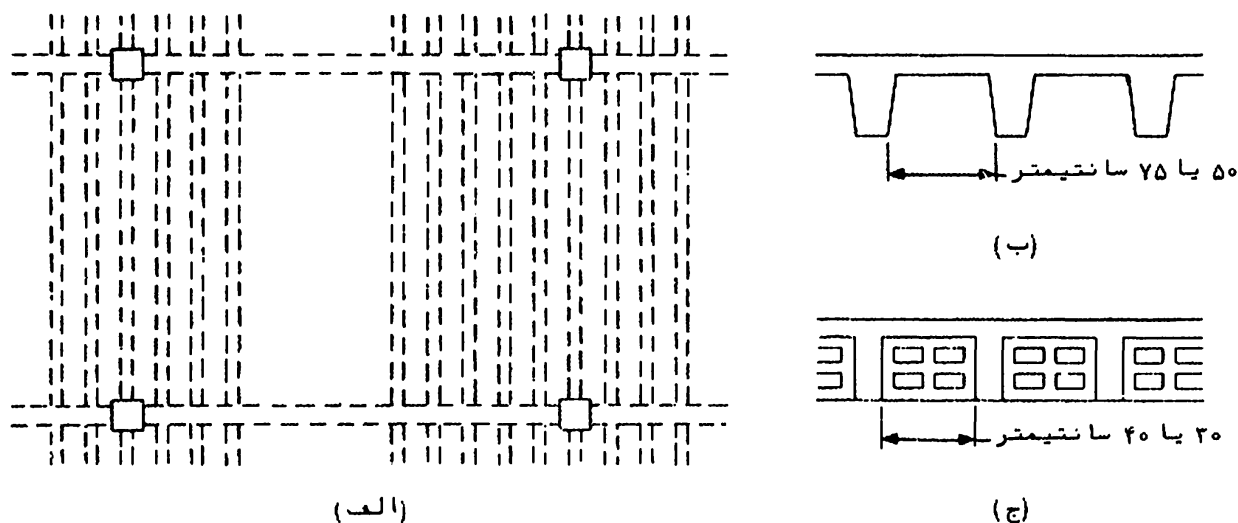
تصویر ۹-۸ محل‌های تقریبی قطع یا خم کردن آرماتورها در اعضا سراسری

در صد آرماتورها قطع یا خم نشوند نشان می دهند. در مواردی که گیرداری دال یا تیر در تکیه گاه خارجی قابل ملاحظه باشد (مانند وقتی که دال یا تیر با یک ستون نسبتاً "سخت یا دیوار اتصال داشته باشد) جزئیات قطع یا خم کردن آرماتورها در این تکیه گاه مشابه جزئیات تکیه گاه های داخلی خواهد بود.

۹-۹ دالهای یک طرفه با تیرچه های بتنی

یکی از انواع متداول کفهای یک طرفه، کفهای ساخته شده با تیرچه های بتنی یا "جویست" است. به چنین کفهایی گاهی "دال تیرکدار" یا "دال تیرچه ای" نیز گفته می شود. فلسفه استفاده از چنین سیستمی کاهش وزن مرده کف از طریق ایجاد فضاهای خالی در دال است. دال تیرچه ای متشکل است از تیرچه های بتنی با فواصل یکسان که با یک دال نسبتاً "نازک به صورت یکپارچه ساخته می شوند (تصویر

۹-۹). ضخامت دال معمولاً در محدوده ۵ تا ۱۰ سانتیمتر و حداقل عرض تیرچه‌ها ۱۰ سانتیمتر است. مطابق آیین نامه فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نیز نباید از ۷۵ سانتیمتر تجاوز کند. در صورتی که برای ساخت



تصویر ۹-۹ کفهای ساخته شده با تیرچه‌های بتنی

تیرچه‌ها از قالبهای قابل بازکردن استفاده شود برای سهولت بازکردن آنها، جداره تیرچه‌ها معمولاً مطابق تصویر ۹-۹ به صورت مایل ساخته می شود. در این نوع اجراء، ارتفاع فضاهای خالی (یعنی ارتفاع تیرچه‌ها منهای ضخامت دال) معمولاً ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵، ۴۰ یا ۵۰ سانتیمتر است. گاهی اوقات به جای قالب از پرکننده‌هایی مانند بلوکهای سیمانی یا سفالی استفاده می شود که در این حال پس از اجراء کف، بلوکها در محل باقی می مانند (تصویر ۹-۹). در چنین مواردی اگر مقاومت فشاری مصالح بکار رفته در ساخت بلوکها حداقل برابر مقاومت فشاری بتن تیرچه‌ها باشد جداره قائم بلوکها که در تماس با تیرچه‌هاست را می توان در محاسبات مقاومت برشی و لنگر خمشی منفی در نظر گرفت. در این صورت حداقل ضخامت دال روی بلوکها نباید کمتر از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه کمتر از ۴ سانتیمتر باشد. در غیر این صورت و نیز در مواردی که از قالبهای قابل بازکردن استفاده می شود ضخامت دال نباید کمتر از یک دوازدهم فاصله آزاد بین

تیرچه‌ها و نه کمتر از ۵ سانتیمتر باشد. مطابق آیین نامه عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتیمتر و ارتفاع آنها نیز نباید بیشتر از سه و نیم برابر عرضشان باشد.

طرح دالهای تیرچه‌ای شامل طراحی دال، تیرچه‌ها و تیرهای اصلی است (تصویر الف-۹-۹). دال بین تیرچه‌ها به صورت یک عضو دوسرگیردار (بادهانه‌های برابر فاصله آزاد بین تیرچه‌ها) آنالیز و به صورت یک عضو غیر مسلح طراحی می‌شود، یعنی ابعاد آن باید به اندازه‌ای باشد که با روارده در آن ایجاد ترک نکند. در این صورت تنها از آرماتورافتن و حرارت در دال استفاده می‌شود. این آرماتور عمود بر جهت تیرچه‌ها قرار داده می‌شود.

تیرچه‌ها مشابه تیرهای سراسری آنالیزی شوند. بنا بر این منحنیهای لنگر خمشی برای هر دهانه را می‌توان با روشهای آنالیز الاستیک (مطابق بخش ۲-۸) یا در صورت داشتن شرایط لازم به کمک روش ضرائب لنگر (بخش ۵-۸) بدست آورد. در ارتباط با طرح آرماتورها باید توجه داشت که تیرچه‌ها در مناطق بالنگر مثبت با مقطع T شکل و در مناطق بالنگر منفی با مقطع مستطیل شکل طراحی می‌شوند. در ارتباط با برش آیین نامه تصریح می‌کند که $\frac{1}{4}$ را برای تیرچه‌ها می‌توان ۱۰ درصد بیشتر از مقدار قید شده برای تیرهای معمولی (فصل ۴) در نظر گرفت. برای افزایش مقاومت برشی تیرچه‌ها می‌توان از آرماتور برشی استفاده کرده یا عرض تیرچه‌ها را در نزدیکی تکیه‌گاهها افزایش داد.

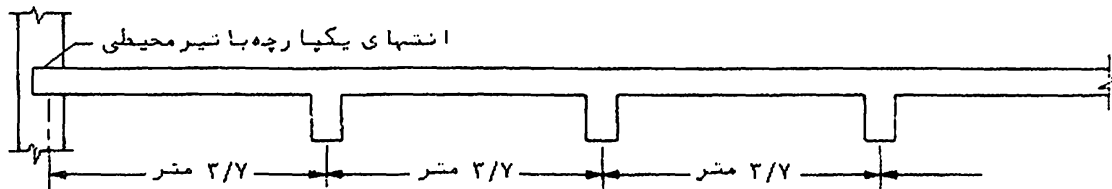
تیرهای اصلی نیز طبق اصول متعارف تیرهای سراسری آنالیز و طراحی می‌شوند. برای سهولت محاسبات بارهای متمرکز ناشی از تیرچه‌ها را می‌توان به صورت گسترده در طول دهانه فرض کرد.

برای محدود کردن خیز دالهای تیرچه‌ای مطابق آیین نامه حداقل ضخامت کف (کل ارتفاع تیرچه‌ها) برای دهانه باد و تکیه‌گاه ساده، دهانه با یک انتهای سراسری، دهانه با هر دو انتهای سراسری و دهانه طره‌ای به ترتیب برابر $\frac{L}{16}$ ، $\frac{L}{18/5}$ ، $\frac{L}{21}$ و $\frac{L}{8}$ است. این حداقلها برای مواردی که در دال آرماتور با مقاومت تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده شود بکار می‌رود. برای سایر موارد باید از ضریب تصحیحی که در بخش ۳-۹ قید شده است نیز استفاده شود. در صورتی

که تغییرشکل‌های زیاد ممکن است به اجزای متصل به کف صدمه وارد کند مطابق آیین نامه باید خیز کف محاسبه شده و به مقدار مجاز محدود شود.

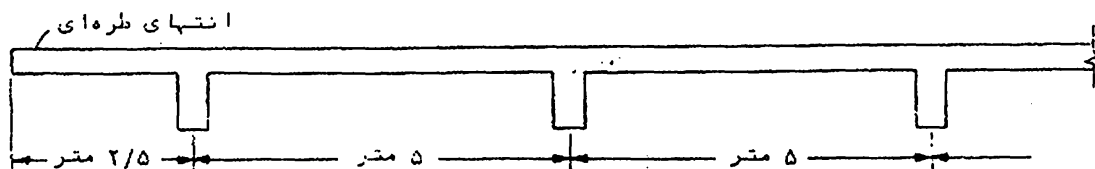
مسائل

۹-۱- دال یک طرفه سراسری با جزئیات نشان داده شده در تصویر زیر را طراحی کنید. عرض جان تیرهای تکیه‌گاهی برابر ۳۰ سانتیمتر، بار مرده (بدون احتساب وزن خود دال) ۱۲۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. مشخصات مصالح نیز به قرار زیر است:

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$


۹-۲- مسئله ۹-۱ را برای بار زنده ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، $f'_c = 300$ و $f_y = 4000$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تکرار کنید.

۹-۳- دال یک طرفه سراسری در تصویر زیر با مشخصات نشان داده شده طراحی کنید. عرض تیرها ۳۵ سانتیمتر، بار زنده کف ۷۵۰ کیلوگرم بر متر مربع، $f'_c = 250$ و $f_y = 4000$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.





دالهای دو طرفه

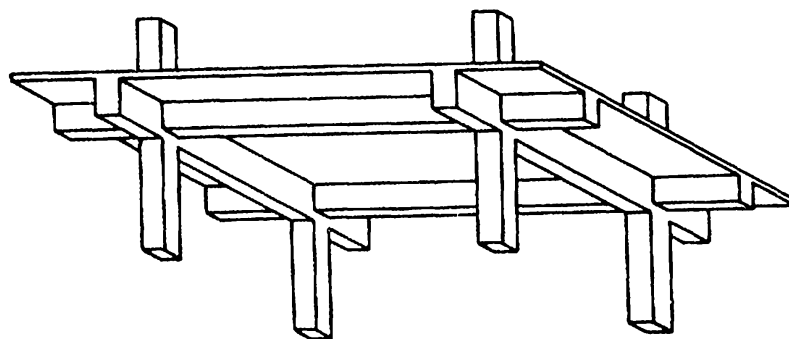
۱-۱۰- مقدمه

دالهای بتن آرمه از مهمترین اجزاء سازه‌های بتنی محسوب می‌شوند. دال‌ها نه تنها نقش نگهداری بارهای قائم و انتقال آنها به تکیه‌گاه‌ها را دارند بلکه در برخی موارد همراه و یکپارچه با سایر اجزاء سازه، سیستم مقاوم در مقابل نیروهای جانبی را بوجود می‌آورند.

دال‌ها از نظر ساخت و از نظر نوع تکیه‌گاه انواع مختلفی دارند، اما همگی آنها را از نظر رفتاری می‌توان در دو گروه جای داد: دال‌های یک طرفه و دال‌های دو طرفه. دال‌های یک طرفه، همانطور که در فصل ۹ تشریح شده است دال‌هایی اند که عملاً "در یک جهت انحناء پیدای می‌کنند و در نتیجه بار کف را در یک جهت حمل می‌کنند. در دال‌های دو طرفه، از سوی دیگر، صفحه دال پس از اعمال بار در دو طرف انحناء پیدای می‌کنند و در نتیجه بار کف در هر دو جهت حمل شده و به تکیه‌گاه‌های اطراف انتقال می‌یابد. بدین ترتیب دال‌های دو طرفه، برخلاف دال‌های یک طرفه، تحت لنگرهای خمشی در دو جهت قرار می‌گیرند و از این رو آرماتورهای خمشی نیز در آنها در دو جهت قرار داده می‌شوند.

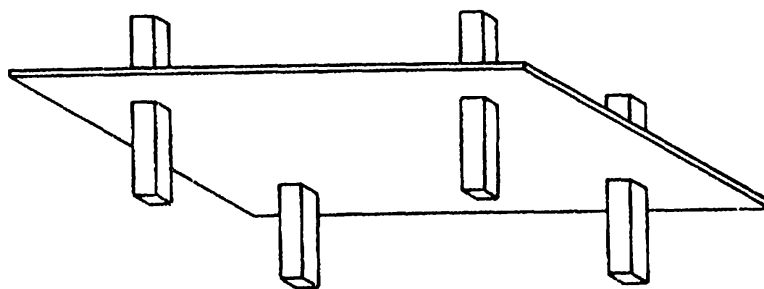
از بین انواع دال‌های دو طرفه دال‌هایی که در آنها در چهار طرف دال، یعنی روی خط ستونها، تیرو وجود دارد از همه معمول‌ترند. این

دال‌ها به خاطر وجود تیر در روی خط ستون‌ها صلبیت کافی دارند و در نتیجه سیستم سازه‌ای مناسبی را برای تحمل بارهای جانبی بوجود می‌آورند. تصویر ۱-۱۰ یک نمونه کف متشکل از دال و تیر را نشان می‌دهد. در چنین کف‌هایی بار از دال‌ها به تیرها و از طریق تیرها به ستون‌ها انتقال می‌یابد.



تصویر ۱-۱۰ دال دوطرفه با تیر

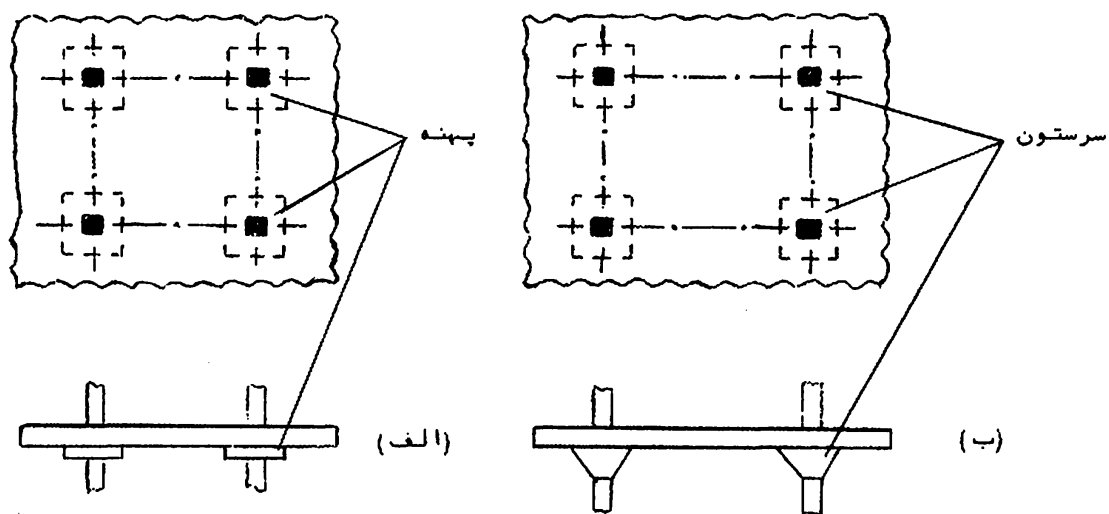
نوع دیگر دال‌های دوطرفه دال‌های تخت است. در این دال‌ها از تیر استفاده نمی‌شود و در نتیجه با رکف مستقیماً "از دال به ستون‌های اطراف انتقال می‌یابد" (تصویر ۲-۱۰). اجراء این گونه دال‌ها به خاطر سادگی قالب‌بندی و سهولت آرماتورگذاری آسان تر از دال‌های با تیر



تصویر ۲-۱۰ دال تخت

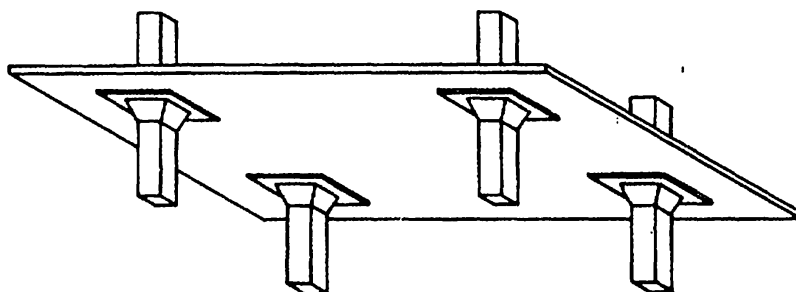
است و از این جهت دال‌های تخت در بسیاری موارد اقتصادی تر از دال‌های با تیرند. بعلاوه، در کف‌های از نوع دال تخت نیازی به استفاده از سقف کاذب نیست که این موضوع خود به اقتصادی تر کردن طرح کمک می‌کند.

مزیت دیگری که دالهای تخت نسبت به دالهای با تیردارند این است که در دالهای تخت انعطاف بیشتری در محل قرار دادن ستونها وجود دارد. این امر نه تنها از جنبه های معماری بلکه در مواردی که خصوصیات هندسی و اجرایی طرح ترتیب خاصی را برای محل ستونها اقتضاء می کند نیز قابل توجه است. مثلاً در مخازن دایروی بتن آرمه با حجم زیاد معمولاً ستونهای نگهدارنده سقف روی دوایر متحدالمرکز قرار داده می شوند. در کنار این مزایای دالهای تخت معایبی نیز دارند. یک نقطه ضعف دالهای تخت انعطاف پذیری زیاد آنها و مشکل انتقال لنگردر محل اتصال ستون به دال است. بدین جهت دالهای تخت نمی توانند سیستم مناسبی برای تحمل نیروهای جانبی بوجود آورند و لذا در ساختمانهای چند طبقه با دال تخت معمولاً از سیستمهای دیگری، مانند دیوار برشی، برای مقاومت در مقابل نیروهای جانبی استفاده می شود. نقطه ضعف دیگر دالهای تخت مسئله برش دال در اطراف ستونهاست. از آنجا که در دالهای تخت بار کف مستقیماً از دال به ستونها منتقل می شود تنشهای برشی قابل ملاحظه ای در دال بوجود می آید به طوری که در بسیاری موارد ضخامت دال در محل ستونها جوابگوی این تنشها نخواهد بود. در چنین مواردی، از روشهای مختلفی برای تقویت دال استفاده می شود. یکی از این روشها افزایش ضخامت دال در اطراف ستونهاست. به این ضخامتهای اضافی اصطلاحاً "پهنه و به دال حاصل" دال تخت با پهنه" گفته می شود (تصویر الف-۳-۱۰). راه حل دیگر، استفاده از سر



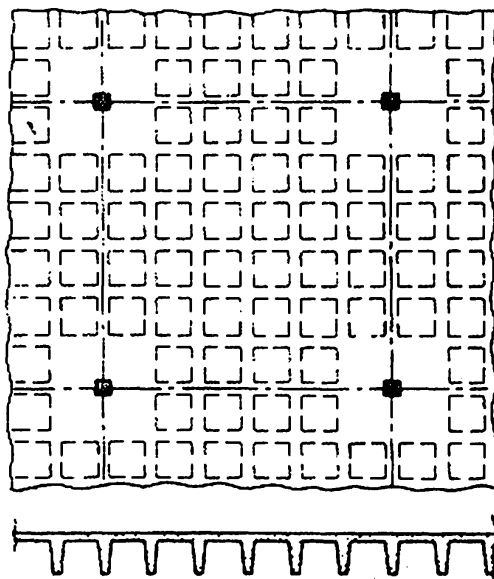
تصویر ۳-۱۰ دال تخت با پهنه و دال قارچی

ستون یا "ماهیچه ستون" در انتهای ستونهاست . به چنین دالهایی اصطلاحاً " دالهای قارچی گفته می شود (تصویر ۱۰-۳). گاهی اوقات علاوه بر سرستون از پهنه نیز در دال استفاده می شود . دالهای از این نوع به "دال قارچی با پهنه" معروف اند (تصویر ۱۰-۴).



تصویر ۱۰-۴ دال قارچی با پهنه

با افزایش دهانه دال ضخامت آن نیز افزایش یافته و وزن کف عامل تعیین کننده ای در طرح می شود . برای کاهش اثر وزن در برخی موارد از دال مشبک استفاده می شود . دال مشبک در واقع یک دال تیرچه ای دو طرفه است که در آن با استفاده از قالبهای جعبه ای شکل فضاهای خالی در قسمت تحتانی دال بوجود می آورند (تصویر ۱۰-۵).

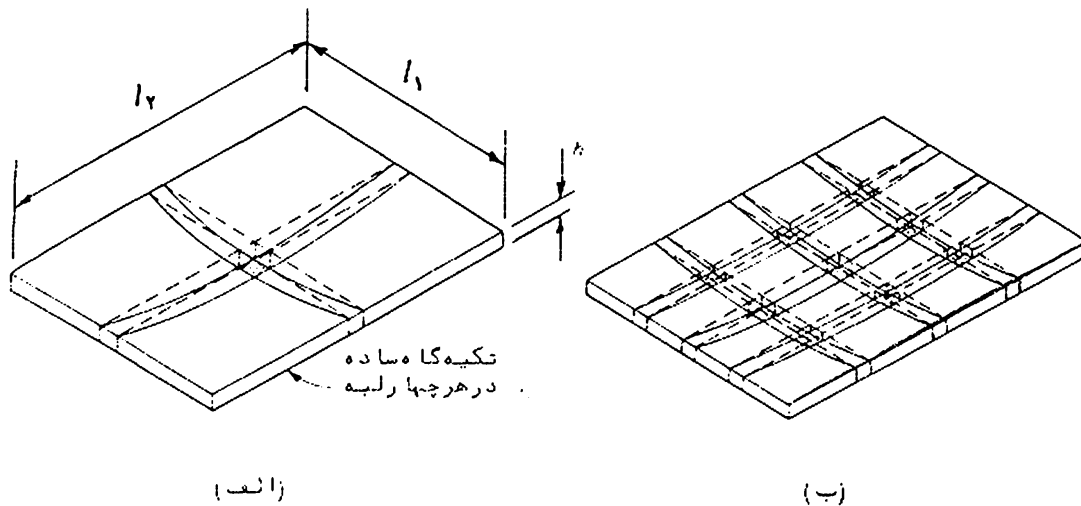


تصویر ۱۰-۵ دال مشبک

از نظر محدوده کاربرد، دالهای یک طرفه توپر معمولاً " برای دهانه‌های کمتر از $4/5$ متر مناسب‌اند. از سوی دیگر، دالهای تیرچه‌ای (یا جویست‌ها) تا دهانه‌های 10 متر قابل رقابت با سایر سیستمهای کف‌اند. دالهای تخت معمولاً " برای دهانه‌های تا $7/5$ متر بهترین کارآیی را دارند که با استفاده از سرستون (دال قارچی) این طول را می‌توان تا 9 متر افزایش داد. دالهای مشبک نیز اغلب برای دهانه‌های در محدوده 9 تا 12 متر مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۲-۱- رفتار دالهای دوطرفه

برای آشنایی با رفتار دالهای دوطرفه تحت اثر بار و نحوه انتقال بار به تکیه‌گاه‌ها دال مستطیل شکل تصویر الف-۶-۱۰ با تکیه‌گاههای ساده مورد مطالعه قرار می‌گیرد. برای تحلیل کیفی رفتار این دال می‌توان فرض کرد که این دال در هر دو جهت از مجموعه‌ای از نوارهای موازی تشکیل شده است. بدیهی است که قسمتی از بار توسط نوارهای یک جهت و باقیمانده بار توسط نوارهای جهت دیگر حمل می‌شود. تصویر الف-۶-۱۰ دال را میانی دال را نشان می‌دهد. حال اگر فرض شود که هر یک از این دال‌ها را مانند یک تیر ساده عمل می‌کنند و



تصویر الف-۶-۱۰ مدل ساده برای تحلیل کیفی دالهای دوطرفه

بعلاوه، سهم نوارهای جهات طولی و عرضی از کل بار کف به ترتیب w_1 و

w_2 باشند، با توجه به این مطلب که خیز نوارهای مذکور در وسایل دهانه باید مساوی باشند نتیجه می‌شود که

$$\frac{5}{384} \frac{w_1 l_1^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{w_2 l_2^4}{EI} \quad (10-1)$$

و یا

$$\frac{w_1}{w_2} = \frac{l_2^4}{l_1^4} \quad (10-2)$$

بنابراین مشاهده می‌شود که سهم بیشتری از بار در جهت کوتاه حمل می‌شود به طوری که نسبت سهم بارها برای دو جهت به طور معکوس متناسب با توان چهارم نسبت دهانه‌هاست. با توجه به اینکه حداکثر لنگر خمشی در وسط دهانه‌ها متناسب با مجذور طول دهانه‌های نظیر است نتیجه می‌شود که نسبت لنگرهای خمشی در دو جهت به طور معکوس متناسب با مجذور نسبت دهانه‌هاست. بنا بر این اگر نسبت دهانه‌ها برابر ۲ باشد دهانه کوچکتر تقریباً " ۱۶ برابر بیشتر از دهانه بزرگتر بار حمل می‌کند و لنگر خمشی در جهت کوتاه تقریباً " ۴ برابر لنگر خمشی در جهت بلند است. این محاسبه ساده علت در نظر گرفتن دال‌های با نسبت دهانه‌های بزرگتر از ۲ را به صورت دال‌های یک طرفه روشن می‌کند.

لازم است تأکید شود که مدل فوق تنها برای تبیین رفتار دال‌ها مناسب است و از آن تنها می‌توان نتیجه‌گیری کیفی (و نه کمی) بعمل آورد. رفتار دال‌ها به مراتب پیچیده‌تر از مدل ساده فوق است. به عنوان مثال برای نشان دادن یکی از جنبه‌های رفتار دال‌ها می‌توان عملکرد مشترک سه نوار را در هر جهت از دال فوق مورد مطالعه قرار داد (تصویر ۱۰-۶-۱). در این مدل نوارهای میانی مشابه نوارهای تصویر الف-۱۰-۶-۱ انحناء پیدا می‌کنند، اما نوارهای کناری در هر جهت علاوه بر انحناء ساده دچار دوران نیز می‌شوند، زیرا طرفین هر یک از این نوارها، به علت همسایزی با نوارهای جهت دیگر، تغییر مکان‌های نامساوی دارند. بدین ترتیب، این نوارها علاوه بر خمش تحت پیچش نیز قرار دارند که این مسئله برای نوارهای مجاور لبه‌ها بحرانی‌تر است. بنا بر این، بارکف با ایجاد لنگرهای خمشی و پیچشی در هر دو جهت تحمل می‌شود. از این رو، لنگرهای خمشی در دال‌ها کمتر از مقادیر

محاسبه شده با مدل ساده فوق خواهد بود. به عنوان مثال، برای یک دال مربع شکل با تکیه گاههای ساده $w_1 = w_2 = w/2$ است و لذا حداکثر لنگر خمشی در هر جهت، بر اساس مدل فوق، برابر خواهد بود با

$$M = \frac{(w/2)l^2}{8} = 0.0625wl^2 \quad (10-3)$$

در حالی که تئوری خمش صفحات نشان می دهد که مقدار دقیق حداکثر لنگر خمشی تنها برابر $0.048wl^2$ است. بنا بر این وجود لنگرهای پیچشی در دال سبب کاهش لنگرهای خمشی در مدل ساده فوق به میزان ۲۵ درصد می شود.

پیدا است که حداکثر لنگر خمشی در محلی ایجاد می شود که حداکثر انحنا را در دال دارد. بنا بر این در یک دال مستطیل شکل حداکثر لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه کوچکتر اتفاق می افتد. حال اگر تدریجا " با افزایش یا بدتای اینکها این مقطع به مقامت نهائی خود برسد آرماتورهای خمشی در وسط نوار کوتاه میانی تسلیم می شوند. اگر این نوار یک تیر مستقل می بود با رسیدن به مقامت نهائی خود گسیخته می شد، اما با در نظر گرفتن دال به صورت یک عضو یکپارچه می شده که دال گسیخته نخواهد شد زیرا نوارهای مجاور با اضافی را تحمل خواهند کرد تا اینکه با افزایش بیشتر با خود آنها نیز تسلیم شوند. این باز توزیع غیر الاستیک در لنگرهای خمشی آنقدر ادامه خواهد یافت تا اینکه در یک ناحیه نسبتاً وسیع در قسمت مرکزی دال کلیه آرماتورها در دو جهت تسلیم شوند و تنها در این موقع است که دال آماده گسیختگی است. بدین ترتیب ملاحظه می شود که لازم نیست دالها برای حداکثر لنگر خمشی در دو جهت طراحی شوند بلکه تنها کافی است آنها را برای یک لنگر خمشی متوسط در هر یک از دو جهت در ناحیه میانی دال طرح کرد. به عنوان مثال، به کمک یکی از روشهای متداول طراحی، دال مربع شکل فوق را می توان برای لنگر $0.036wl^2$ طرح کرد که این مقدار در حدود ۲۵ درصد از مقدار تئوریک کمتر است.

علاوه بر این، مطالعه رفتار دالها نشان می دهد که لنگر خمشی در هر طرف تغییرات قابل ملاحظه ای دارد. مثلاً " در یک دال با تکیه گاههای

ساده‌لنگر خمشی درنوارهای مجاورت تکیه‌گاهها تقریباً " صفر و درنوارهای میانی حداکثر است. از این روست که تقریباً " در تمام روشهای آنالیز دالها توزیعهای متفاوتی برای لنگرهای خمشی در قسمت‌های مختلف عرض یا طول دال در نظر گرفته می‌شوند.

۳-۱۰- آنالیز دالهای دوطرفه

به علت پیچیدگی رفتار دالهای دوطرفه هنوز روش مهندسی انعطاف پذیری که مورد قبول تمام سازمانهای تدوین کننده آیین نامه‌های بتن آرمه قرار گرفته باشد تثبیت نشده است. بدیهی است با استفاده از روشهای تئوریک و عددی می‌توان معادلات دیفرانسیل دالها را برای حالات مختلف حل کرد، لیکن این گونه تحلیلها جنبه کاربردی ندارند و از این رو در کشورهای مختلف، بر اساس نتایج تجربی و مطالعات تئوریک، روشهای تقریبی متنوعی بکار گرفته می‌شود که جزئیات هر یک در آیین نامه‌های مربوطه تشریح می‌شود.

به طور کلی روشهای آنالیز دالهای دوطرفه را می‌توان در سه گروه جای داد:

الف - روشهای مبتنی بر حل تئوریک یا عددی معادلات دیفرانسیل حاکم بر رفتار دالها

ب - روشهای تقریبی یا آیین نامه‌ای

ج - روشهای آنالیز پلاستیک

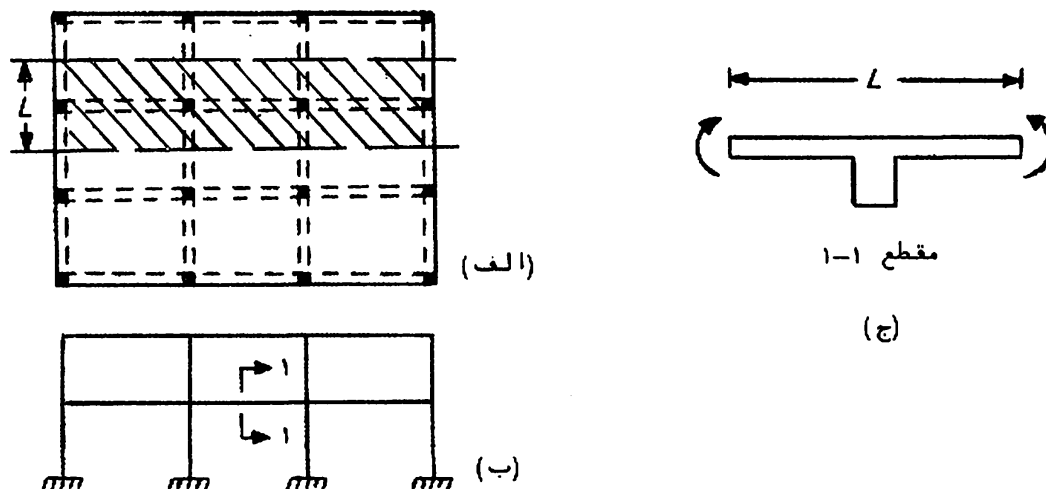
در ارتباط با روشهای از نوع (الف) می‌توان به روشهای متعارف حل معادلات دیفرانسیل صفحات اشاره کرد. این روشها، که در کتب تئوری صفحات به تفصیل مورد بحث قرار می‌گیرند، عمدتاً " برای آنالیز پلاستیک دالها و تنها برای حالات خاصی از شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری قابل استفاده‌اند. از سوی دیگر، روشهای عددی که مهمترین آنها روش تفاضلها، محدود و روش اجزاء محدود است، انعطاف بسیار بیشتری برای حل دالها دارند. بخصوص به کمک روش اجزاء محدود می‌توان رفتار پلاستیک و غیر پلاستیک انواع دالها را با شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری دلخواه مورد بررسی قرار داد. امروزه این روش برای کارهای تحقیقاتی یا ارزیابی روشهای مهندسی قوی‌ترین ابزار محسوب

می شود .

گروه (ب) روشهای متنوعی را دربرمی گیرد . اغلب این روشها مبتنی بر مطالعات تحلیلی از نوع (الف) و مشاهدات تجربی و آزمایشگاهی اند . برخی از این روشها جامعیت و دقت بیشتری دیگر سهولت بیشتری دارند . اغلب روشهای آیین نامه‌ای را می توان در این گروه جای داد . از جمله در آیین نامه ACI دوروش از این نوع پیشنهاد شده اند که در بخشهای آینده مورد بررسی قرار گرفته اند . روشهای گروه (ج) ، که امروزه جای خود را بین روشهای قابل قبول حل دالها بخوبی باز کرده اند ، نیز از روشهای مناسب و نسبتاً ساده برای حل دالها محسوب می شوند . در این گروه نیز روشهای متنوعی وجود دارد که از مهمترین آنها روش "خطوط تسلیم" است که بررسی جزئیات آن موضوع فصل ۱۱ را تشکیل داده است .

۴-۱۰-۱- مبانی روشهای آیین نامه

در آیین نامه ACI دوروش برای آنالیز سیستمهای دال دوطرفه تشریح شده است : روش طراحی مستقیم دوروش قاب معادل . این دوروش زیربنای واحدی دارند که برای روشن شدن آن یک ساختمان بتن آرمه ، که پلان طبقات آن در تصویر الف-۷-۱۰ نشان داده شده است ، مورد مطالعه قرار داده می شود . اگر فرض شود که این ساختمان در تمام ارتفاع آن در امتداد محور پانلها ، مطابق تصویر الف-۷-۱۰ ، بریده شود تعدادی قاب بوجود می آید که هر قاب متشکل است از ستونها و سیستم کف محصور بین محورها پانلهای طرفین خط ستونها (برای قابهای کناری طبیعتاً " سیستم کف تنها نیمی از پانلهای کناری را شامل می شود) . تصویر ب-۷-۱۰ یکی از این قابها را نشان می دهد . تنها تفاوت این قابها با قابهای معمولی این است که اعضاء خمشی در این قابها ، مطابق تصویر ج-۷-۱۰ ، کل سیستم کف را در فاصله بین محورها پانلهای مجاور در بر می گیرد . به این اعضاء خمشی "نوار دال" یا "دال-تیر" گفته می شود . در دالهای تخت ، نوار دال تنها متشکل از دال بین محورها پانلهای مجاور است ، در حالی که در دالهای با تیر ، نوار دال شامل دال و تیر روی خط ستون می شود (تصویر ج-۷-۱۰) .



تصویر ۷-۱۰ مفهوم قاب در روش‌های آیین نامه‌ای

حال اگر قاب تصویر ۷-۱۰ با بارهای روی آن به صورت یک جسم آزاد مورد بررسی قرار گیرد، طبق اصول استاتیک باید اثر قسمت‌های دیگر کف روی این قاب در محل قطع (یعنی محور پانل‌ها) در نظر گرفته شود. از آنجا که نیروی برشی و لنگر پیچشی در وسط دهانه‌ها (محور پانل‌ها) تقریباً " صفر است تنها نیروی وارد بر این جسم آزاد لنگرهای خمشی کف در امتداد عمود بر قاب است. این لنگرها در تصویر ۷-۱۰ نشان داده شده‌اند. اما جالب است توجه شود که این لنگرهای خمشی تأثیری بر مقدار لنگر خمشی در امتداد قاب ندارند (این موضوع را می‌توان با بررسی تعادل یکی از اعضای خمشی قاب تصویر ۷-۱۰ بسادگی تحقیق کرد). بنا بر این مشاهده می‌شود که مقدار لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در مقاطع قاب تصویر ۷-۱۰ (یعنی مقاطعی مشابه تصویر ۷-۱۰) را می‌توان از آنالیز این قاب تحت اثر بارهای وارد بر آن و مستقل از سایر قسمت‌های ساختمان بدست آورد.

بدین ترتیب دیده می‌شود که حل کامل یک سیستم دال دو طرفه منجر به حل تعدادی قاب می‌شود. لازم به یادآوری است که در حل این قاب‌ها برای نیروهای وزن هر طبقه را می‌توان مستقل از سایر طبقات با فرض گیردار بودن انتهای ستون‌های متصل به آن آنالیز کرد (بخش ۲-۸).

همانطور که برای آنالیز قاب‌های معمولی، مطابق فصل ۸، می‌توان از هریک از دو روش آنالیز الاستیک و روش ضرایب لنگر و برش استفاده کرد،

برای حل قابهای سیستمهای دوطرفه (تصویر ب-۷-۱۰) نیز می توان مطابق آیین نامه هریک از دوروش زیر را بکاربرد:

الف- روش طراحی مستقیم

ب- روش قاب معادل

روش طراحی مستقیم برای تعیین نیروهای داخلی در دالها یک روش تقریبی است که از نظر نحوه^۶ کارش به روش ضرائب لنگردر سیستمهای یک طرفه است. روش قاب معادل، از سوی دیگر، یک روش آنالیز الاستیک است و طبیعتاً "دقت و جامعیت بیشتری دارد". لازم به تذکر است که برای آنالیز سیستمهای دال دوطرفه تحت بارهای جانبی تنها می توان از روشهای آنالیز الاستیک استفاده کرد.

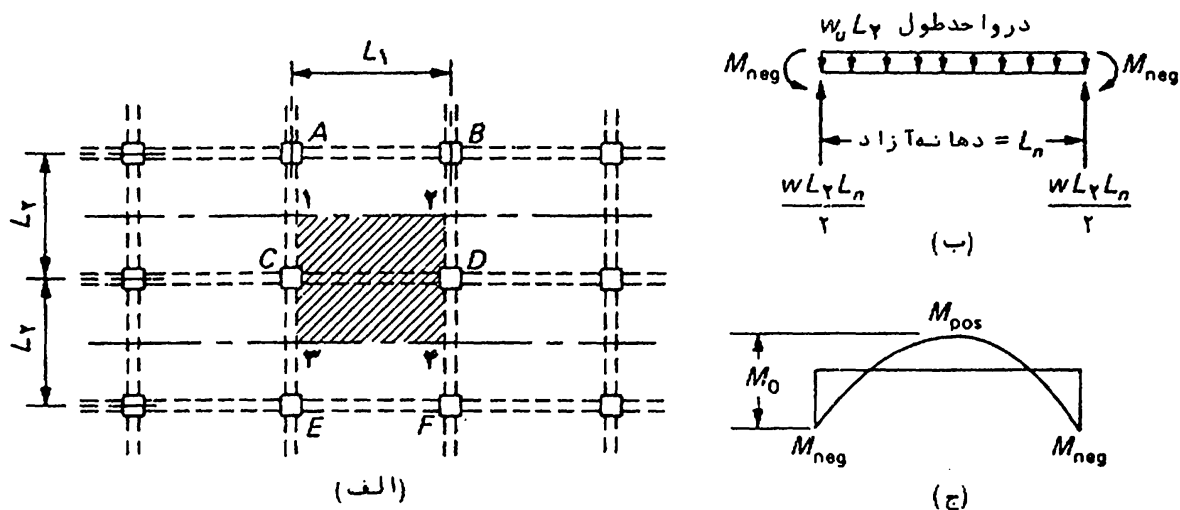
لنگرهای خمشی که از هریک از روشهای طراحی مستقیم و قاب معادل بدست می آیند لنگرهای وارد بر کل نوار دال اند. این لنگرها باید در هر مقطع به قسمتهای مختلف در پهنای نوار دال تقسیم شوند. نحوه^۶ تقسیم این لنگرها در دوروش طراحی مستقیم و قاب معادل یکسان است. برخی از طراحان گمان می کنند که چون برای تعیین لنگرهای خمشی در دو امتداد ساختمان هر بار قابهای یک جهت از ساختمان انتخاب شده و کل بار کف روی آنها قرار داده می شود سیستم کف برای دو برابر بار وارد بر آن طراحی می شود. اما مطالب ارائه شده در بالا نشان می دهد که چنین نیست و در واقع روشهای فوق که بر اصول اساسی استاتیک و تعادل نیروها استوارند روشهایی کاملاً "مستدل و با زیربنای محکم" است. در استفاده از مفاهیم روشهای فوق برای حل سیستمهای دیگر باید توجه داشت که کلید موفقیت این روشها صفر بودن نیروهای برشی و لنگرهای پیچشی کف در محل مقطعهای انتخاب شده (وسط دهانهها) برای ایجاد قابهاست.

۵-۱۰-۱ روش طراحی مستقیم

۱-۵-۱۰ تعاریف

تصویر الف-۸-۱۰ قسمتی از پلان یک سیستم کف دوطرفه را نشان می دهد. در روش طراحی مستقیم (و همچنین در روش قاب معادل) ابعاد پانل، یعنی فاصله^۶ مرکز تا مرکز تکیه گاههای مقابل، در جهات طولی و عرضی به ترتیب با L_1 و L_2 نمایش داده می شوند (منظور از جهت طولی جهتی

است که لنگرهای خمشی کف در آن جهت محاسبه می‌شوند). همچنین دهانه آزادپانل، یعنی فاصله برتا بر تکیه‌گاهها، در جهت طولی با L_n نمایش داده می‌شود. در همین تصویر یک نوار دال که در جهت طولی محصور بین محور پانلهای $ABCD$ و $CDEF$ و در جهت عرضی محصور بین وجوه تیرهای AE و BF است نیز مشخص شده است. تصویر ۱۰-۸-۱۰ دیاگرام جسم آزاد این نوار را نشان می‌دهد. بار وارد بر این جسم آزاد برابر $w_u L_y$ کیلوگرم بر



تصویر ۱۰-۸-۱۰ اصول استاتیک در یک دال دو طرفه

متر است، بنابراین اگر M_{pos} و M_{neg} به ترتیب لنگرهای خمشی در امتداد تکیه‌گاهها (خطوط ۳-۳ و ۴-۴) و وسط دهانه‌ها باشد با استفاده از تعادل لنگرها در تصویر ۱۰-۸-۱۰ نتیجه می‌شود که

$$M_{neg} + M_{pos} = \frac{w_u L_y L_n^2}{8} \quad (10-4)$$

در مواردی که به علت عدم تقارن دهانه‌ها لنگرهای منفی دو تکیه‌گاه مساوی نیستند رابطه فوق به صورت زیر نوشته می‌شود:

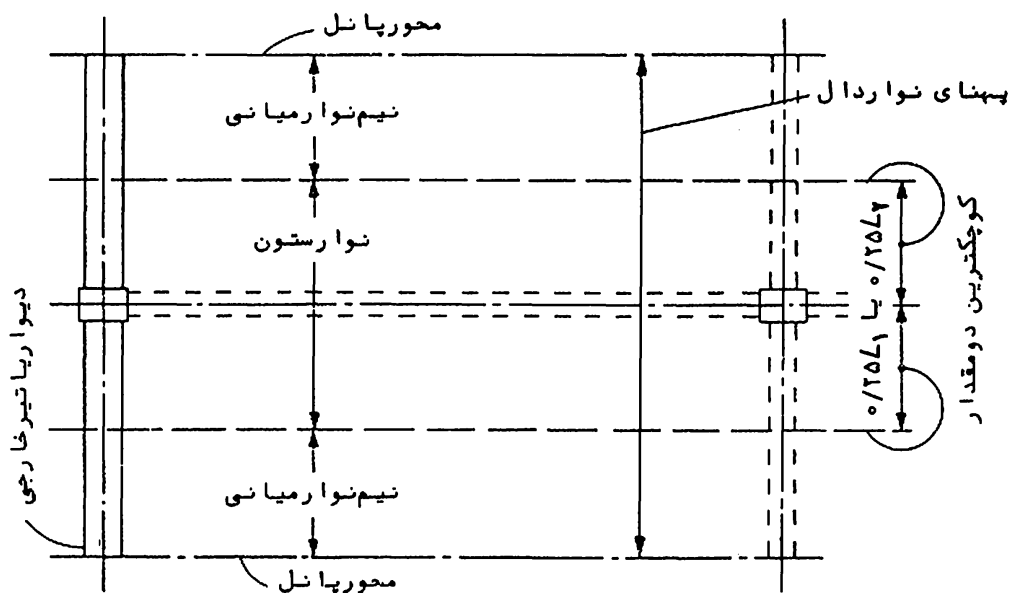
$$\frac{M_{neg}(\text{چپ}) + M_{neg}(\text{راست})}{2} + M_{pos} = \frac{w_u L_y L_n^2}{8} \quad (10-5)$$

در این حال باید توجه داشت که M_{pos} لنگر خمشی وسط دهانه‌هاست که مقدار

آن از حداکثر لنگر خمشی مثبت کمتر است ولی از نظر عملی استفاده از این لنگر برای طرح فولادهای وسط دهانه کفایت می کند.

در روش طراحی مستقیم عبارت طرف راست روابط (۱۰-۴) و (۱۰-۵) با M_0 نمایش داده می شود و به آن لنگر استاتیکی ضریب دار گفته می شود. تصویرج ۱۰-۸ مفهوم استاتیکی این کمیت را نشان می دهد.

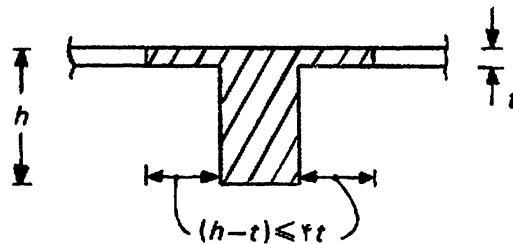
همانطور که در بخش ۱۰-۲ اشاره شد لنگرهای خمشی در مقطع نوار دالها (مانند مقطع ۱-۳ در تصویر الف-۱۰-۸) یکنواخت نیستند. تغییرات لنگرهای خمشی بستگی به وجود یا عدم وجود تیر روی خط ستونها و نسبت دهانه ها دارد. برای طرح دالها معمولاً "پهنای نوار دال به نوار ستون و نوار میانی تقسیم می شود. مطابق آیین نامه، نوار ستون یک نوار طراحی است با پهنایی برابر کوچکترین دو مقدار $0/25L_1$ یا $0/25L_2$ در هر طرف خط ستون. در صورتی که تیرهایی در محدوده نوار ستون وجود داشته باشند نوار ستون شامل آن تیرها نیز می شود. نوار میانی نیز یک نوار طراحی است که به وسیله نوار ستون محدود می شود. بدین ترتیب، هر نوار دال از یک نوار ستون و دو نیم نوار میانی در طرفین آن تشکیل می شود (نوار دالهای قابهای کناری تنها از یک نوار ستون و یک نیم نوار میانی تشکیل می شوند). تصویر ۱۰-۹ تقسیم نوار دال را به نوار



تصویر ۱۰-۹ تعریف نوارهای ستون و میانی

ستون و نیم‌نوارهای میانی نشان می‌دهد. برای طراحی آرماتورها در هر نوار فرض می‌شود که لنگرهای خمشی در پهنای هر یک از نوارهای فوق مقدار ثابتی دارد.

مطابق آیین نامه، در مواردی که تیرها با دال یکپارچه‌اند، یک تیر شامل قسمتی از دال می‌شود که در هر طرف تیر دال را یکنواختی برابر مقدار بزرگتر برآمدگی تیر در بالا یا پایین دال است، اما این پهنای نباید در هر طرف بیشتر از چهار برابر ضخامت دال فرض شود. بنابراین، اگر طبق آنچه که بیشتر معمول است، دال در قسمت فوقانی تیر قرار داشته باشد (تصویر ۱۰-۱۰) تیر پهنایی برابر $h - t \leq 4t$ از دال در هر طرف را شامل می‌شود (h ارتفاع تیر و t ضخامت دال است).



تصویر ۱۰-۱۰ تعریف تیر مؤثر در دال‌های یکپارچه با تیر

۲-۵-۱۰- لنگرهای خمشی در نوار دال

برای تعیین لنگرهای خمشی در مقاطع بحرانی یک نوار دال (مانند نشان داده شده در تصویر الف-۸-۱۰)، ابتدا باید لنگر استاتیکی ضریب‌دار برای آن محاسبه شود. مطابق آیین نامه در یک نوار که به طور جانبی به محور پانلهای طرفین خط ستون محدود می‌شود لنگر استاتیکی ضریب‌دار M_0 با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

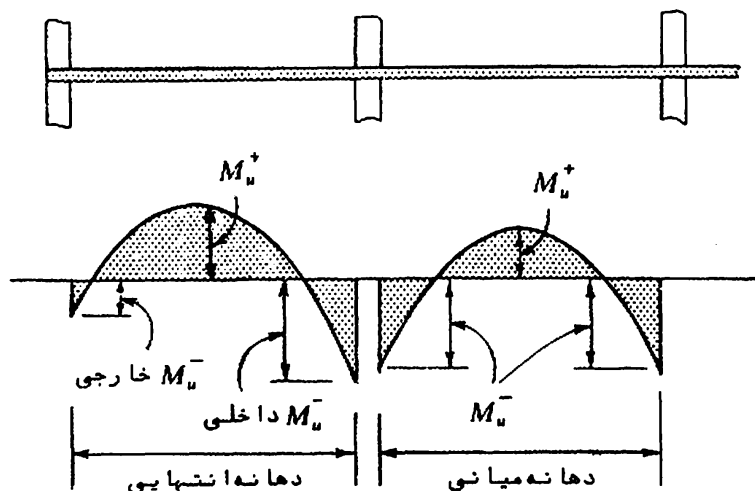
$$M_0 = \frac{w_u L_2 L_n^2}{8} \quad (10-6)$$

که در آن w_u با ضریب‌دار و ابعاد برکف و L_2 طول دهانه پانلهای طرفین (برابر فاصله مرکز تا مرکز تکیه‌گاهها) است. در مواردی که پهنای دهانه پانلهای طرفین متفاوت است L_2 در رابطه فوق برابر میانگین

پهنای این دهانه‌ها فرض می‌شود. همچنین در مواردی که دهانه‌ها مجاور موازی با یک لبه (یعنی یک قاب کناری) مورد بررسی قرار می‌گیرد L_1 برابر فاصله لبه تا محور پاتل گرفته می‌شود. دهانه آزاد L_n نیز در رابطه (۶-۱۰) باید مطابق آیین نامه برابر فاصله برتا برستونها، سر ستونها، براكتهای دیوارها فرض شود، اما مقدار آن نباید در هر حال کمتر از $0.65L_1$ گرفته شود. علاوه، برای تعیین L_n ، تکیه‌گاه‌های به شکل دایره یا چندضلعی منظم را باید به صورت تکیه‌گاه‌های مربع شکل با سطحی برابر سطح تکیه‌گاه اصلی فرض کرد.

مطابق آیین نامه، لنگر استاتیکی ضریب‌دار در یک دهانه میانی باید بین مقاطع بحرانی تحت خمش مثبت و منفی با نسبت‌های زیر تقسیم شود (تصویر ۱۱-۱۰):

$$\begin{aligned} \text{لنگر منفی ضریب‌دار} \quad M_u^- &= 0.65M_0 & (10-7) \\ \text{لنگر مثبت ضریب‌دار} \quad M_u^+ &= 0.35M_0 \end{aligned}$$



تصویر ۱۱-۱۰ توزیع لنگر استاتیکی ضریب‌دار بین مقاطع بحرانی

در مورد دهانه‌های انتهایی تقسیم لنگر استاتیکی ضریب‌دار بین مقاطع بحرانی (یعنی مقاطع تحت خمش مثبت، خمش منفی خارجی و خمش منفی داخلی، مطابق تصویر ۱۱-۱۰) بستگی به سختی خمشی دال، ستون

انتهایی، تیرروی خط ستون و سختی پیچشی تیرمحیطی (عمودبر امتداد قاب) دارد. در روش طراحی مستقیم برای سهولت کار، تأثیر عوامل فوق بر نحوه تقسیم‌لنگراستاتیکی ضریبدا رتنها به صورت کیفی در نظر گرفته می‌شود. بدین ترتیب که بر اساس شرایط مختلف اجراء کف در ارتباط با عوامل مذکور، ۵ حالت مختلف برای تقسیم‌لنگربین مقاطع بحرانی یک دهانه انتهای درآیین نامه پیش بینی شده است که در جدول ۱-۱۰ درج شده‌اند.

جدول ۱-۱۰- ضرایب توزیع لنگراستاتیکی ضریبدا ردریک دهانه انتهای

(۵)	(۴)	(۳)	(۲)	(۱)	
لبه خارجی به صورت کاملاً گیردار	دال بدون تیربین تکیه‌گاههای داخلی	لبه بدون تیر	دال با تیربین تکیه گاهها	لبه خارجی به صورت تکیه‌گاه ساده	
۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۵	لنگر منفی داخلی ضریبدا ر
۰/۳۵	۰/۵۰	۰/۵۲	۰/۵۷	۰/۶۳	لنگر مثبت ضریبدا ر
۰/۶۵	۰/۳۰	۰/۲۶	۰/۱۶	۰/۰۰	لنگر منفی خارجی ضریبدا ر

در مورد (۱) جدول فوق، لبه خارجی هیچگونه گیرداری خمشی ندارد، مانند حالتی که انتهای دال به طور ساده روی دیوار آجری قرار گرفته باشد. در مورد (۲) معرف یک دال دو طرفه است که در آن در هر چهار لبه پانل تیریکپا رچه با دال وجود دارد (مانند تصویر ۱-۱۰). مورد (۳) یک دال تخت است که در آن اصلاً تیری وجود ندارد، در حالی که مورد (۴) یک دال تخت است که در طول لبه خارجی آن تیر محیطی قرار داده شده است (همانطور که در بخش ۷-۵-۱۰ توضیح داده شده است گاهی اوقات برای کاهش ضخامت پانلهای انتهای در دالهای تخت از تیر محیطی در

پیرامون کف استفاده می شود). سرانجام مورد (۵) در جدول ۱-۱۰ معرف یک لبهء کاملاً گیردار است، مانند حالتی که دال با یک دیوار بتنی صلب یکپارچه باشد. لنگرهای خمشی مندرج در جدول ۱-۱۰ بر اساس نتایج آنالیز الاستیک سه بعدی و مشاهدات تجربی و آزمایشگاهی بدست آمده اند و در استفاده از آنها و نیز لنگرهای مربوط به دهانه های میانی آیین نامه اجازه می دهد که مقادیر این لنگرها حداکثر به اندازه ۱۰۶ درصد اصلاح شوند به شرطی که کل لنگر استاتیکی M_0 برای پانل حفظ شود، یعنی پس از تغییر لنگرها باید مجموع قدر مطلق لنگر مثبت و میانگین لنگرهای منفی همچنان برابر M_0 باشد.

در تکیه گاه های میانی ممکن است لنگرهای خمشی منفی در طرفین تکیه گاه مساوی نباشند. در این حالت باید دال را برای لنگر خمشی بزرگتر طراحی کرد. همچنین، تیرهای محیطی یا لبه های دال (در دالهای تخت بدون تیر محیطی) باید برای تحمل لنگرهای پیچشی، که در واقع همان لنگرهای منفی خارجی دالهاست، طراحی شوند.

۳-۵-۱۰- توزیع لنگرهای خمشی در پهنای نوار دال

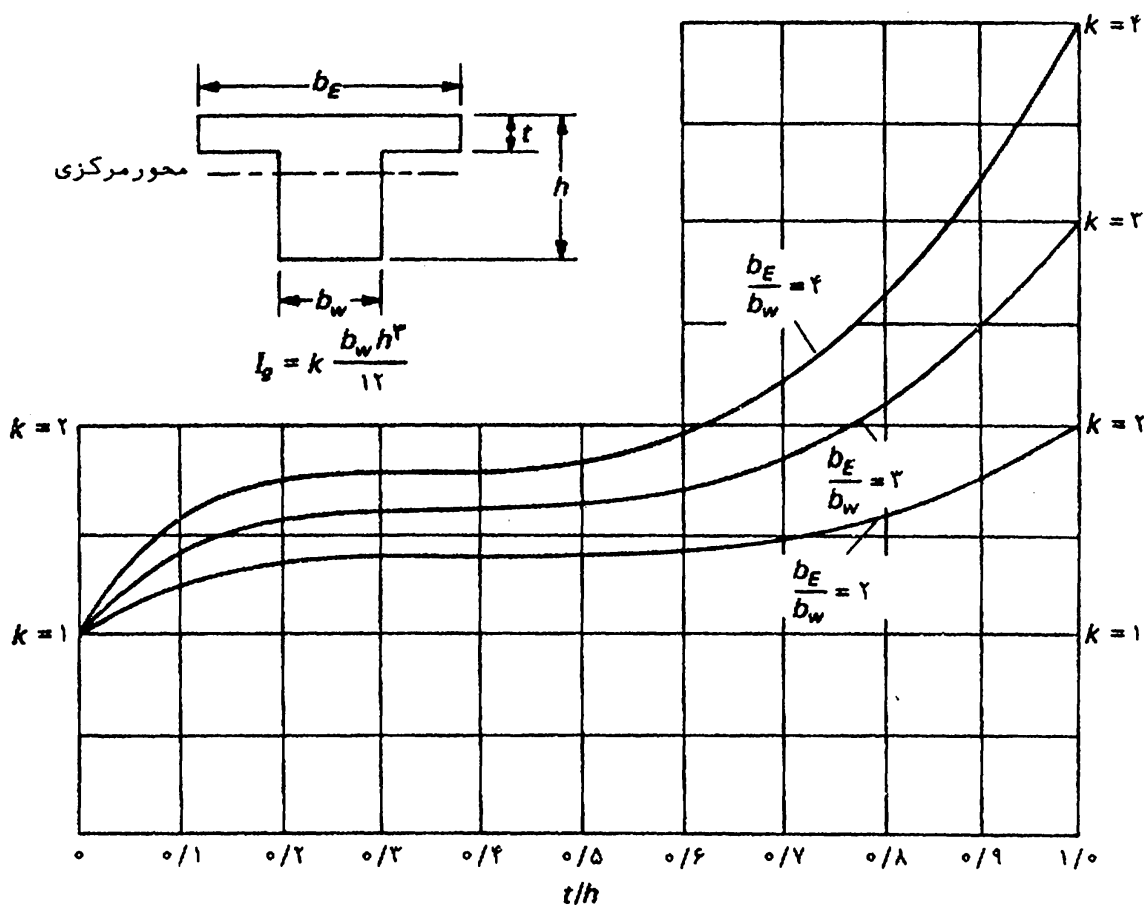
پس از تقسیم لنگر استاتیکی ضریب دار بین مقاطع بحرانی نوار دال در تکیه گاهها و وسط دهانه باید این لنگرها در پهنای نوار دال توزیع شوند. از نظر سهولت طراحی، در هر پانل لنگرهای خمشی در محدوده نوار میانی و نوار ستون ثابت فرض می شوند، مگر اینکه روی خط ستون تیر وجود داشته باشد که در این صورت سهم قابل ملاحظه ای از لنگر نوار ستون به تیر اختصاص می یابد.

توزیع لنگرهای خمشی مثبت یا منفی بین نوار میانی، نوار ستون و تیر بستگی به نسبت دهانه های پانل L_2/L_1 و نسبت سختی خمشی تیرو دال و سختی پیچشی تیر محیطی دارد. برای این منظور از دو پارامتر α و β_1 در آیین نامه استفاده شده است. α بیان کننده نسبت سختیهای خمشی تیرو دال در جهتی که لنگرها محاسبه می شوند است، یعنی

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (10-8)$$

که در آن E_{cb} و E_{cs} به ترتیب مدولهای الاستیسیتهٔ بتن تیروبتن دال اند (که مقدارشان معمولاً یکسان است) و I_b و I_s نیز به ترتیب ممان اینرسی تیروموت (تصویر ۱۰-۱۰) و ممان اینرسی دال است. مقدار کمیت فوق برای جهت L_1 با α_1 و برای جهت L_2 با α_2 نشان داده می‌شود.

ممان اینرسی‌های تیرو دال را می‌توان بر اساس کل مقطع بتن، یعنی بدون احتساب آرماتورها و مسئله ترک خوردگی، محاسبه کرد. بنابراین برای دال، I_s مساوی $bt^3/12$ گرفته می‌شود که در آن b پهنای نواردال (یعنی برابر L_2) است. در صورت وجود تیر I_b بر اساس سطح مؤثر نشان داده شده در تصویر ۱۰-۱۰ محاسبه می‌شود. می‌توان نشان داد که ممان اینرسی چنین مقطعی نسبت به محور مرکزی آن برابر است با



تصویر ۱۰-۱۲ مقادیر k از رابطه (۱۰-۱۰) برای چند حالت مختلف

$$I_g = k \frac{b_w h^3}{12} \quad (10-9)$$

که در آن

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)} \quad (10-10)$$

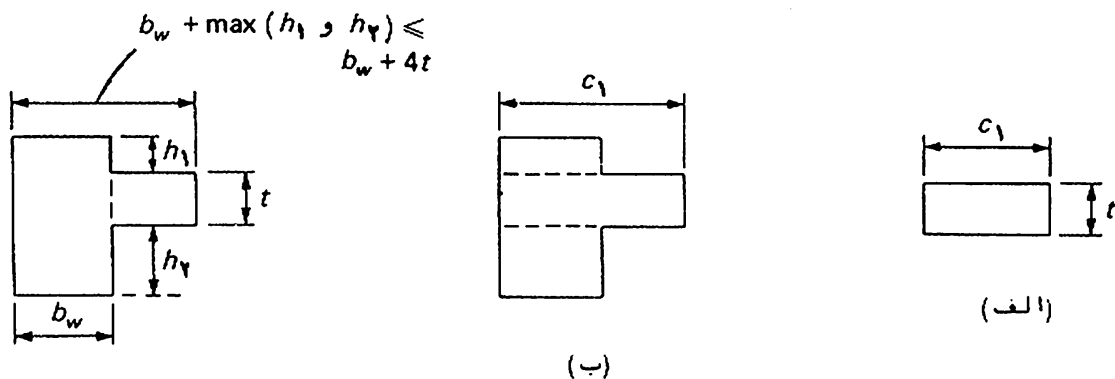
در این روابط b_w عرض جان، h کل ارتفاع تیر، t ضخامت دال و b_E عرض بال است. برای تسهیل در محاسبات، تغییرات k بر حسب t/h برای چند مقدار b_E/b_w در تصویر ۱۰-۱۲ نشان داده شده است.

پارامتر β_t ، از سوی دیگر، معرف سختی پیشی تیرلبه (تیر محیطی) است و با رابطه زیر تعریف می شود

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s} \quad (10-11)$$

که در آن C صلبیت پیشی تیرلبه (یعنی تیر عمود بر امتداد قاب در دهانه انتهایی) است که مطابق آیین نامه بزرگترین سه مقطع زیر فرض می شود:

- (الف) قسمتی از دال که پهنای آن برابر است با پهنای ستون، براکت یا سرستون در جهتی که لنگرها محاسبه می شوند (تصویر الف-۱۰-۱۳).
- (ب) قسمتی از دال که در (الف) مشخص شده است با ضافه آن قسمت از تیر لبه که در بالا یا پائین دال قرار دارد (تصویر ب-۱۰-۱۳).



تصویر ۱۰-۱۳ مقطع تیرمؤثر لبه برای محاسبه صلبیت پیشی تیر

(ج) تیر لبه به همان ترتیبی که تیر موه نشان داده شده در تصویر ۱۰-۱۰ تعریف شده است (تصویر ج - ۱۳-۱۰).

در تصویر ۱۳-۱۰، عبارت است از بعد مقطع ستون در جهتی که لنگرها محاسبه می‌شوند (یعنی در امتداد قاب).

با توجه به سه حالت فوق مشاهده می‌شود که در دال‌های تخت بدون تیر محیطی مورد (الف) و در دال‌های با تیر (یا دال‌های تخت با تیر محیطی) یکی از دو مورد (ب) یا (ج) که مقطع بزرگتری بدست می‌دهد را باید به عنوان مقطع تیر پیچشی در نظر گرفت. ثابت C در رابطه (۱۱-۱۰) بر اساس تجزیه این مقطع به اجزای مستطیلی و استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \left(\frac{x^2 y}{3} \right) \quad (10-12)$$

در این رابطه x و y به ترتیب ضلع کوچک و ضلع بزرگ هر جزء مستطیلی است. لازم به تذکر است که تجزیه مقطع به اجزای مستطیلی باید به نحوی

جدول ۱۰-۲ - درصد سهم نوار ستون از کل لنگر خمشی نوار دال در مقاطع بحرانی

		L_2/L_1			
		۰/۵	۱/۰	۲/۰	
لنگر منفی داخلی	$\alpha_1 L_2/L_1 = 0$	۷۵	۷۵	۷۵	
	$\alpha_1 L_2/L_1 \geq 1/0$	۹۰	۷۵	۴۵	
لنگر منفی خارجی	$\alpha_1 L_2/L_1 = 0$	$\beta_1 = 0$	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
		$\beta_1 \geq 2/5$	۷۵	۷۵	۷۵
	$\alpha_1 L_2/L_1 \geq 1/0$	$\beta_1 = 0$	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
		$\beta_1 \geq 2/5$	۹۰	۷۵	۴۵
لنگر مثبت	$\alpha_1 L_2/L_1 = 0$	۶۰	۶۰	۶۰	
	$\alpha_1 L_2/L_1 \geq 1/0$	۹۰	۷۵	۴۵	

انجام شود که حداکثر مقدار C حاصل شود.

با محاسبه پارامترهای α_1 و β_1 لنگرهای خمشی مثبت و منفی در نوار دال طبق جدول ۱۰-۲ بین نوارهای ستون و میانی تقسیم می شود. در این جدول سهم نوار ستون از کل لنگر خمشی مثبت و منفی نوار دال به صورت درصدی از این لنگرها مشخص شده است. این جدول برای مقادیر خاصی از پارامترهای دال تنظیم شده است و برای سایر مقادیر باید از درون یا بی خطی استفاده شود. به جای این کار، درصد سهم نوار ستون از کل لنگر خمشی نوار دال را می توان به کمک عبارات زیر، که بر اساس جدول ۱۰-۲ تنظیم شده اند، بدست آورد:

لنگر منفی داخلی:

$$(10-13) \quad 75 + 30\alpha_1 L_2/L_1 (1 - L_2/L_1)$$

لنگر منفی خارجی:

$$(10-14) \quad 100 - 10\beta_1 + 12\beta_1 (\alpha_1 L_2/L_1) (1 - L_2/L_1)$$

لنگر مثبت:

$$(10-15) \quad 60 + 30\alpha_1 L_2/L_1 (1/5 - L_2/L_1)$$

در استفاده از عبارات فوق باید توجه داشت که اگر $\alpha_1 L_2/L_1$ بزرگتر از $1/5$ باشد مقدار این کمیت باید برابر $1/5$ فرض شود. همچنین اگر β_1 بزرگتر از $2/5$ باشد مقدار این کمیت در عبارات فوق باید مساوی $2/5$ گرفته شود. پس از تعیین سهم نوار ستون از لنگرهای منفی و مثبت ضریب دال باقیمانده لنگرهای مذکور باید به تناسب پهنای نوارهای میانی طرفین نوار ستون اختصاص یابد. در این حال، هر نوار میانی باید برای تحمل مجموع لنگرهای تخصیص یافته به دو نیمه آن طراحی شود. مطابق آیین نامه، یک نوار میانی مجاور موازی با یک دیوار باید برای تحمل دو برابر لنگر تخصیص یافته به نیم نوار میانی مربوط به اولین قاب داخلی موازی دیوار طراحی شود.

همانطور که قبلاً اشاره شد، در صورتی که روی خط ستونها تیرری وجود داشته باشد درصدی از سهم نوار ستون باید به این تیر اختصاص یابد. مطابق آیین نامه، چنانچه $\alpha_1 L_2/L_1$ مساوی یا بزرگتر از $1/5$ باشد تیرهای روی خط ستونها باید برای تحمل ۸۵ درصد لنگرهای نوار ستون طراحی

شوند. برای مقادیر $\alpha_1 L_p / L_1$ بین ۱/۵ و صفر درصدی از لنگرهای نوارستون که به وسیله تیرها تحمل می‌شوند با درون یا بی‌خطی بین ۸۵ و صفر بدست می‌آید. به عنوان مثال، اگر $\alpha_1 L_p / L_1$ برابر ۵/۵ باشد در هر مقطع از نوار دال ۴۲/۵ درصد لنگر خمشی نوارستون به تیر و بقیه یعنی ۵۷/۵ درصد به دال نوارستون اختصاص می‌یابد. علاوه بر لنگرهای بی‌خطی که برای بارهای یکنواخت به طریق فوق محاسبه می‌شوند تیرها باید برای تحمل کلیه لنگرهای ناشی از بارهای خطی که مستقیماً "به آنها وارد می‌شود"، از جمله وزن قسمتی از جان تیر که در بالا یا پایین دال قرار دارد، طراحی شوند.

۴-۵-۱- تأثیر بارگذاری متناوب

برای درک بهتر تأثیر بارگذاری متناوب بر مقادیر لنگرهای خمشی در دال‌های دو طرفه و ضوابطی که در این ارتباط در روش طراحی مستقیم قید شده است باید به قوا و عذیر که با استفاده از مفهوم خط تأثیر درقا بها نتیجه می‌شود توجه کرد:

۱- هر قدر نسبت سختی ستونها به سختی تیرها بیشتر باشد اثر بارگذاری متناوب خفیف‌تر است، زیرا ادوانتهای دهانه به حالت گینرداری نزدیک ترمی شوند و لذا لنگرهای خمشی دهانه به میزان کمتری تحت تأثیر بارگذاری دهانه‌های مجاور قرار می‌گیرند.

۲- هر قدر نسبت بار رزنده به بار مرده بیشتر باشد اثر بارگذاری متناوب شدیدتر است.

۳- حداکثر لنگرهای خمشی منفی در تکیه‌گاهها کمتر از حداکثر لنگرهای مثبت دهانه‌ها تحت تأثیر بارگذاری متناوب قرار می‌گیرند.

بر اساس مطالعات انجام گرفته در این زمینه، آیین نامه تصریح می‌کند که هنگامی که β_0 ، یعنی نسبت بار مرده به بار رزنده (بدون ضرائب بار)، از ۲ کمتر است یکی از دو شرط زیر باید تأمین شود:

۱- نسبت مجموع سختی ستونها با لاوپا بین دال به مجموع سختیهای دالها و تیرهای طرفین ستون که با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\alpha_c = \frac{\sum K_c}{\sum K_s + \sum K_b} \quad (10-16)$$

از α_{min} که مقدار آن از جدول ۳-۱۰ بدست می آید کمتر نباشد.

جدول ۳-۱۰- مقادیر α_{min}

سختی نسبی تیر، α					نسبت دهانه‌ها L_2/L_1	β_a
۴/۰	۲/۰	۱/۰	۰/۵	۰		
۰	۰	۰	۰	۰	۰/۵ - ۲/۰	۲/۰
۰	۰	۰	۰	۰/۶	۰/۵	۱/۰
۰	۰	۰	۰	۰/۷	۰/۸	
۰	۰	۰	۰/۱	۰/۷	۱/۰	
۰	۰	۰	۰/۴	۰/۸	۱/۲۵	
۰	۰	۰/۲	۰/۵	۱/۲	۲/۰	
۰	۰	۰	۰/۳	۱/۳	۰/۵	۰/۵
۰	۰	۰/۲	۰/۵	۱/۵	۰/۸	
۰	۰	۰/۲	۰/۶	۱/۶	۱/۰	
۰	۰	۰/۵	۱/۰	۱/۹	۱/۲۵	
۰	۰/۳	۰/۸	۱/۶	۴/۹	۲/۰	
۰	۰	۰/۱	۰/۵	۱/۸	۰/۵	۰/۳۳
۰	۰	۰/۳	۰/۹	۲/۰	۰/۸	
۰	۰	۰/۴	۰/۹	۲/۳	۱/۰	
۰	۰/۲	۰/۸	۱/۵	۲/۸	۱/۲۵	
۰/۳	۰/۵	۱/۲	۲/۶	۱۳/۰	۲/۰	

۲- اگر α_c برای ستونها از α_{min} (جدول ۳-۱۰) کمتر باشد دلنگرهای خمشی مثبت درپانلهای متصل به این ستونها باید درضریب δ_s که از رابطه زیر بدست می آید ضرب شوند.

$$\delta_s = 1 + \frac{2 - \beta_a}{4 + \beta_a} \left(1 - \frac{\alpha_c}{\alpha_{min}} \right) \quad (10-17)$$

در رابطه (۱۰-۱۶) K_c ، K_s و K_b به ترتیب سختیهای خمشی ستون، دال و تیرروی خط ستون است. مقادیر این کمیتهای را می توان با استفاده از روابط زیر بدست آورد:

$$K_c = \frac{4EI_c}{L_c} \quad (10-18)$$

$$K_s = \frac{4EI_s}{L_1} \quad (10-19)$$

$$K_b = \frac{4EI_b}{L_1} \quad (10-20)$$

که در آنها I_c ممان اینرسی کل مقطع ستون (بدون احتساب آرماتورها)، L_c طول ستون (وسط تا وسط تکیه‌گاه‌های ستون) و E مدول الاستیسیته^۶ بتن است.

۵-۵-۱۰- لنگرهای خمشی درستونها

روش طراحی مستقیم یک روش ساده برای طراحی سیستم‌کف در ساختمانهای بتن آرمه است. برای اینکه این روش را بتوان مستقل از سایر روشها برای طراحی کامل یک ساختمان بکاربرد لازم است جزئیات محاسبه^۶ ستونها نیز به نحو مناسبی در آن گنجانده شود. برای طرح یک ستون باید بتوان حداکثر لنگر خمشی وارد بر آن را، که از طریق بار گذاری متناوب پانلهای کف حاصل می‌شود، بدست آورد. در روش قاب معادل این لنگر را میتوان از آنالیز الاستیک قابها بدست آورد. در روش طراحی مستقیم، بر اساس مفهوم بارگذاری متناوب، مقدار لنگر مذکور در یک ستون میانی، از رابطه^۶ زیر محاسبه می‌شود.

$$M = 0.07 \left[\left(w_D + \frac{1}{4} w_L \right) L_1^2 L_n^2 - w_D L_1^2 (L_n')^2 \right] \quad (10-21)$$

که در آن w_D و w_L به ترتیب بارهای مرده و زنده^۶ ضریب‌دار در دهانه بزرگتر (از دو دهانه^۶ طرفین یک ستون) و L_1 و L_n کمیت‌های مربوط به همیمن دهانه‌اند. کمیت‌های پریم‌دار (یعنی کمیت‌های انتهای رابطه) معرف مقادیر نظیر برای دهانه کوچکترند.

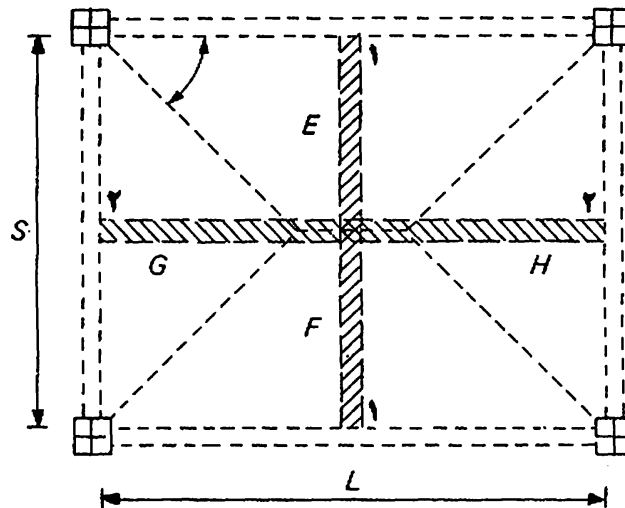
همانطور که مشاهده می‌شود در بدست آوردن این رابطه فرض شده است

دهانه بزرگتر با نصف بار زنده^۶ ضریب‌دار باشد در حالی که دهانه^۶

کوچکتر خالی از بار زنده باشد. برای ستونهای کناری ساختمان لنگر وارد بر ستونها همان لنگر نواردال (جدول ۱۰-۱) است و برای محاسبه آن نیازی به استفاده از رابطه فوق نیست. پس از این محاسبات، لنگر بدست آمده باید بین ستونهای بال و پایین طبقه به تناسب سختی خمشی آنها تقسیم شود.

۶-۵-۱۰- برش در دالهای با تیر

مطابق آیین نامه، تیرهای با $\alpha_1 L_2 / L_1$ بزرگتر از ۱/۰ باید بارهای وارد بر چشمه‌های بارتیرها، محدود به نیمسازهای پانل و محور بلند پانل مطابق تصویر ۱۰-۱۴ را تحمل کنند. بنابراین بارهای روی دوزنقه‌های E و F در تصویر ۱۰-۱۴ به تیرهای بلند و بارهای وارد بر سطوح



تصویر ۱۰-۱۴ انتقال بار از کف به تیرها در دالهای دوطرفه با تیر

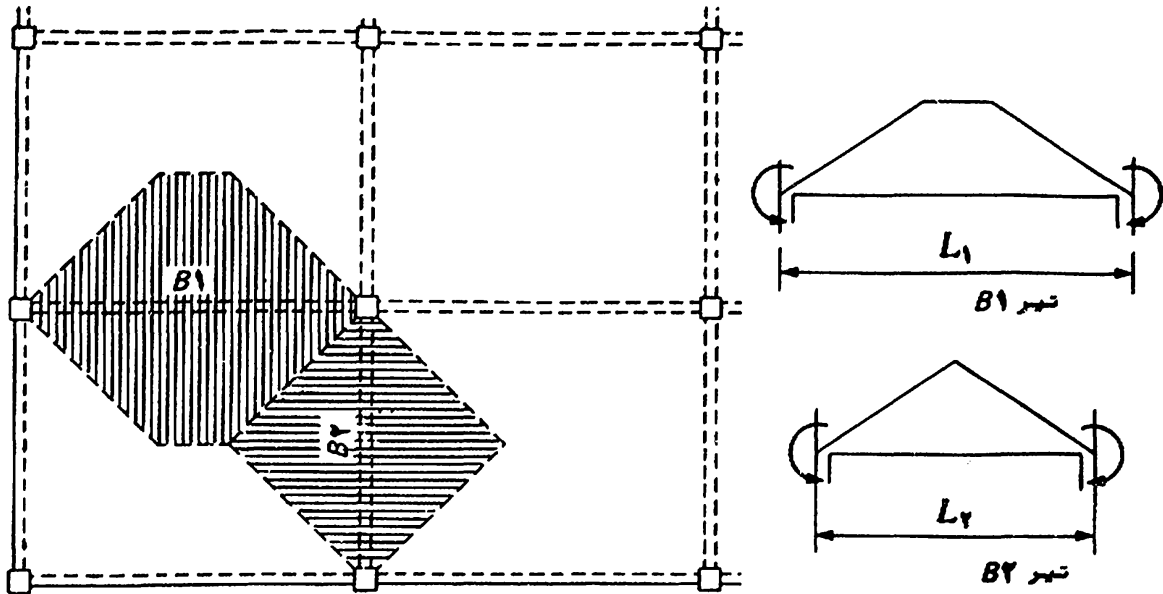
مثلثی G و H به تیرهای کوتاه اختصاص می‌یابند. حال اگر نواریهای ۱-۱ و ۲-۲ در دو جهت دال مورد بررسی قرار گیرند (تصویر ۱۰-۱۴) نیروی برشی در واحد عرض دال در طول تیر حداکثر مقدار را در انتهای ایمن نواریها داراست، که با در نظر گرفتن این مطلب که حداکثر برش در بر خارجی اولین تکیه‌گاه داخلی رخ می‌دهد، مقدار این نیروی برشی برابر خواهد بود با

$$V_u = 1/15 \frac{w_u S}{\phi} \quad (10-22)$$

که در آن S طول دهانه کوتاه‌تر پانل است. از آنجا که در دال‌های دو طرفه با تیر معمولاً از آرماتور برشی استفاده نمی‌شود ضریب ϕ دال باید به اندازه‌ای باشد که نیروی برشی فوق از V_u/ϕ برای واحد عرض دال تجاوز نکند. تذکر این مطلب لازم است که نیروی برشی مطابق رابطه (۱۰-۲۲) حداکثر نیروی برشی است که در یک متر عرض دال در طول لبه‌های بلندتر پانل بوجود می‌آید. اما واقعیت امر این است که مقدار متوسط نیروی برشی در این لبه‌ها، که بر اساس بار روی چشمه‌های دوزنقه‌ای تصویب ۱۰-۱۴ محاسبه می‌شود، از مقدار فوق کمتر است و اصولاً این نیروی برشی متوسط است که باید برای محاسبات مقابله با برشی بکار رود. لیکن به خاطر سادگی رابطه (۱۰-۲۲) معمولاً برای بررسی مقابله با برشی دال ابتداءً از این رابطه محاسبه می‌شود و چنانچه این محاسبه نشان دهد که دال از نظر برش رضایت بخش است دیگر نیازی به محاسبه دقیق نیست.

اگر $\alpha_1 L_2/L_1$ برابر صفر باشد (دال تخت) هیچ باری روی تیر قرار داده نمی‌شود (چون اصولاً در این حالت تیری وجود ندارد). هنگامی که مقدار $\alpha_1 L_2/L_1$ بین صفر و ۱/۵ باشد در صدی از بار کف که به تیرها تخصیص می‌یابد بر اساس درون یا بی‌خطی بین مقدار فوق تعیین می‌شود. بدین ترتیب در چنین موردی، نیروی برشی محاسبه شده از رابطه (۱۰-۲۲) باید بر اساس درون یا بی‌خطی مذکور تعدیل داده شود، اما برش در پیرامون ستون، در اثر باقی‌مانده بار کف که مستقیماً از طریق دال به ستونها منتقل می‌شود، باید مطابق ضوابط دال‌های تخت مورد بررسی قرار گیرد (ضوابط مربوط به برش در دال‌های تخت و قارچی در بخش ۱۰-۶ تشریح شده است).

برای تعیین نیروهای برشی ضریب‌ها در تیرها تنها کافی است بخشی از بارهای کف که طبق ضوابط فوق تعیین می‌شوند همراه با لنگرهای خمشی ضریب‌ها در دو انتهای تیرها، که از محاسبات خمشی کف (بخش‌های ۱۰-۵-۲ و ۱۰-۵-۳) بدست می‌آیند روی تیرها قرار داده شوند. مثلاً اگر برای تیرهای B_1 و B_2 در تصویر ۱۰-۱۵ مقدار $\alpha_1 L_2/L_1$ بزرگتر از واحد باشد برای ترسیم دیاگرام نیروی برشی ضریب‌ها در آنها باید این



تصویر ۱۵-۱۰ تعیین نیروی برشی ضربدار در تیرهای دال دوطرفه

تیرها را تحت بارهای نشان داده شده در تصویر قرار داد. مقدار لنگر خمشی در انتهای تیرها برابر $0/85$ لنگر خمشی منفی در نو استون قاب مربوطه است.

۷-۵-۱- ضخامت دالهای دوطرفه

هما‌نطور که در بحث دالهای یک طرفه اشاره شد ضخامت دالها بر اساس سه عامل تعیین می‌شود: مقاومت در مقابل لنگر خمشی، مقاومت در مقابل نیروی برشی و کنترل خیر مجاز. در ارتباط با خمش تنها ذکر این مطلب لازم است که ضخامت دال باید به اندازه‌ای باشد که مقدار آرما تور لازم در مقاطع بحرانی آن از مقداری که طراح در نظر دارد (مثلاً $\frac{1}{4} \rho_{max}$) تجاوز نکند. برش نیز عامل مهمی در تعیین ضخامت دال است. معمولاً در طرح دالها سعی می‌شود ضخامت دال به اندازه‌ای باشد که بدون استفاده از آرما تور برشی مقاومت لازم توسط خود دال تأمین شود. بخصوص در سیستم دالهای باتیر این موضوع همیشه رعایت می‌شود. لذا در چنین سیستمهایی نیروی برشی ضربدار، که از رابطه (۲۲-۱۰) محاسبه می‌شود، باید از ϕV_c کمتر باشد.

مهمترین عامل در تعیین ضخامت دال مسئله خیزاست. ضخامت دال باید به اندازه‌ای باشد که خیز کف از مقدار مجاز آن که در آیین نامه تصریح شده است کمتر باشد. اما از آنجا که محاسبه خیز در دال‌های دو طرفه نسبتاً پیچیده است برای سهولت طرح دال‌ها، روابط نیمه تجربی‌ای برای تعیین حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه در آیین نامه توصیه شده است. براین اساس ضخامت یک پانل نباید کمتر از هیچ یک از دو مقدار زیر باشد

$$t = \frac{L_n (800 + 0.07 f_y)}{36000 + 5000 \beta \left[\alpha_m - 0.5 (1 - \beta_s) \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \quad (10-23)$$

$$t = \frac{L_n (800 + 0.07 f_y)}{36000 + 5000 \beta (1 + \beta_s)} \quad (10-24)$$

که در آن‌ها L_n طول بلندتر دهانه آزاد پانل، α_m میانگین مقادیر α برای تمام تیرهای اطراف پانل، β_s نسبت مجموع طول لبه‌های پانل که در هر دو طرف آن‌ها دال وجود دارد به کل محیط پانل و β نسبت طول دهانه آزاد در جهت بلند به طول دهانه آزاد در جهت کوتاه پانل است.

مطابق آیین نامه نیازی نیست ضخامت دال بیشتر از مقدار زیر

گرفته شود

$$t = \frac{L_n (800 + 0.07 f_y)}{36000} \quad (10-25)$$

همچنین، ضخامت دال نباید در هر حال از مقدار زیر کمتر باشد:

(الف) در دال‌های بدون تیر یا پهنه ۱۲ سانتیمتر

(ب) در دال‌های بدون تیروی با پهنه

مطابق ضوابطی که در زیر آمده است ۱۰ سانتیمتر

(ج) در دال‌هایی که در هر چهار لبه تیر

دارند و مقدار α_m از ۲ کمتر نیست ۹ سانتیمتر

برای دال‌های بدون تیروی با پهنه‌هایی که از محور تکیه‌گاه در هر

جهت به اندازه یک ششم طول دهانه در همان جهت ادامه دارند و اختلاف

ضخامت آن‌ها و دال حداقل برابر یک چهارم ضخامت دال است ضخامت لازم بر

اساس روابط (۲۳-۱۰) تا (۲۵-۱۰) را می توان ۱۰ درصد کاهش داد. همچنین، مطابق آیین نامه لازم است در لبه های خارجی پانلهای کناری یک تیر با α حداقل مساوی ۸/۵ قرار داد و یا حداقل ضخامت لازم بر اساس روابط (۲۳-۱۰) تا (۲۵-۱۰) یا برای مورد فوق (دال بدون تیروی با پهنه) را حداقل ۱۰ درصد افزایش داد.

با دقت در سه رابطه^۶ (۲۳-۱۰) تا (۲۵-۱۰) می توان نتیجه گرفت که در دالهای تخت با $\alpha_m = 0$ رابطه^۶ سوم همواره تعیین کننده خواهد بود. در حالی که در دالهای با تیر که در آنها α_m حداقل مساوی ۲ باشد رابطه^۶ دوم کنترل کننده است. رابطه^۶ اول نیز معمولاً برای دالهای با تیرهای کم عمق، که در آنها α_m بین صفر و ۲ باشد تعیین کننده است. در مورد اخیر باید توجه داشت که تعیین ضخامت دال به صورت آزمون و خطا انجام می گیرد، زیرا α_m در رابطه^۶ (۲۳-۱۰) خود تابعی از ضخامت دال است. بنابراین باید ضخامتی برای دال تخمین زد و سپس با استفاده از این رابطه مقدار جدیدی برای ضخامت بدست آورد و این عمل را تا همگرایی تقریبی آزمون و خطا ادامه داد.

۸-۵-۱۰- محدودیتهای استفاده از روش طراحی مستقیم

- روش طراحی مستقیم یک روش تقریبی است و در نتیجه یک محدوده^۶ کاربرد مشخصی دارد. مطابق آیین نامه برای اینکه بتوان از این روش برای آنالیز سیستمهای دوطرفه تحت بار قائم (با وزن) استفاده کرد باید شرایط زیر برقرار باشند:
- ۱- در هر جهت حداقل سه دهانه^۶ سراسری وجود داشته باشد.
 - ۲- پانلهای باید مستطیل شکل بوده و در هر پانل نسبت دهانه^۶ بزرگتر به دهانه^۶ کوچکتر (مرکز تا مرکز تکیه گاهها) از ۲ بیشتر نباشد.
 - ۳- در هر جهت طول دهانه های متوالی نباید بیش از یک سوم طول دهانه^۶ بلندتر اختلاف داشته باشند.
 - ۴- ستونها باید روی یک خط مستقیم قرار داشته باشند و یا حداکثر به اندازه ۱۰ درصد پهنای دهانه های طرفین از این خط خارج باشند.
 - ۵- کلیه بارها باید تنها در اثر وزن باشند و در هر پانل به طور یکنواخت روی آن پخش شده باشند. بعلاوه، بار زنده نباید از سه برابر بار مرده

بیشتر باشد .

۶- برای یک پانل که در آن در هر چپا ز طرف تیر وجود دارد سختی نسبی تیرها در دو جهت عمود بر هم ، یعنی $\alpha_1 L_1^2 / \alpha_2 L_2^2$ ، نباید از $2/5$ کمتر و از ۵ بیشتر باشد .

شرط اخیر تضمین کننده رفتار دو طرفه دال است . برقرار نبودن این شرط بدین معنی است که تیرهای یک جهت از تیرهای جهت دیگر بسیار سخت ترند به طوری که دال عملاً " یک طرفه کار خواهد کرد .

۹-۵-۱۰- آرماتورگذاری در دالهای دو طرفه

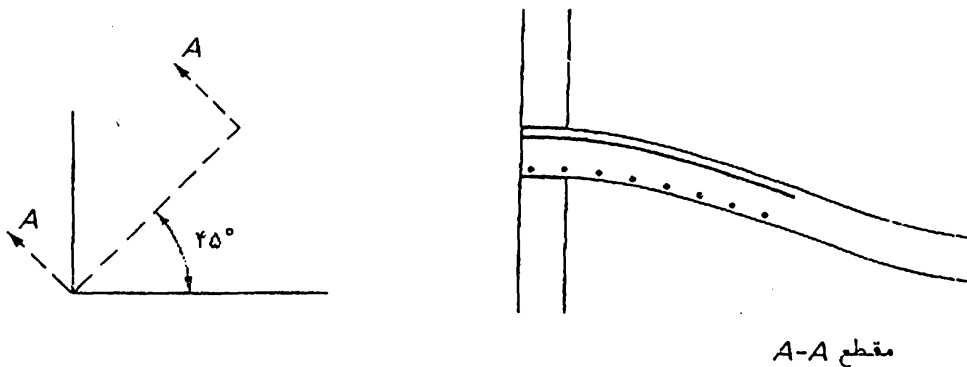
دالهای دو طرفه به وسیله شبکه متعامد از آرماتورهای خمشی طولی به موازات لبه‌های پانلها مسلح می شوند . قطر میلگردها و فاصله بین آنها را می توان به همان ترتیب که در دالهای یک طرفه تشریح شد محاسبه کرد . برای آرماتورگذاری دالهای دو طرفه معمولاً از میلگردهای مستقیم استفاده می شود اگرچه در برخی موارد میلگردهای خم نیز بکار برده می شوند . مطابق آیین نامه ، فاصله بین میلگردهای طولی در مقاطع بحرانی نباید از ۲ برابر ضخامت دال تجاوز کند مگر برای آن قسمتهایی از دال که ممکن است به صورت سلولی یا تیرچه‌ای (مانند دالهای مشبک) اجرا شوند . حداقل آرماتورهای خمشی در دالهای دو طرفه برابر آرماتورافت و حرارت (بخش ۴-۹) است .

آرماتورهای دال در دو جهت در مقاطع بحرانی از روی یکدیگر عبور می کنند بدین ترتیب مقدار ارتفاع مؤثر برای یک جهت به اندازه یک قطر میلگرد کمتر از ارتفاع مؤثر برای جهت دیگر است . در آرماتورگذاری معمولاً سعی می شود آرماتورهای طولی نظیر جهت بحرانی تر را نزدیک تر به سطح دال قرار دهند تا ارتفاع مؤثر در آن جهت بیشتر باشد . در مواردی که دهانه‌ها تقریباً " مربع شکل اند ، و در نتیجه هر دو جهت شرایط تقریباً " مشابهی دارند معمولاً مقدار متوسط ارتفاع مؤثر را در دو جهت مبنای محاسبات خمش قرار می دهند .

برای محاسبه آرماتورهای خمشی در نوار میانی پانلها معمولاً " لنگزهای خمشی نیم نوارهای میانی از قابهای مجاور با هم جمع شده و به طور یکنواخت روی نوار میانی تقسیم می شود و در نتیجه ، آرماتورگذاری

درنوارهای میانی به طور یکنواخت صورت می گیرد .
 راهنمایهای کلی برای آرما تورگذاری دالهای بدون تیر در
 آیین نامه^{۱۰} ACI به صورت ترسیمی ارائه شده است . برای موارد دیگر ،
 تعیین جزئیات آرما تورگذاری ، از نظر نقاط قطع و مهار آرما تورها ،
 مشابه آنچه در دالهای یک طرفه تشریح شده است . البته برای ایمن
 منظور معمولاً " از تجربیات قبلی استفاده می شود مگر برای دالها در
 قابهایی که در برابر حرکت جانبی مهار نشده اند که در این صورت محل قطع
 آرما تورها باید در هر مورد محاسبه شوند . اغلب مطالبی که در مورد مهار
 آرما تورها در فصول ۷ و ۹ ارائه شدند در دالهای دو طرفه نیز رعایت
 می شوند . بدین ترتیب که تمام آرما تورهای لنگر مثبت که عمود بر یک
 لبه^{۱۱} خارجی قرار می گیرند باید حداقل ۱۵ سانتیمتر به داخل تیر ، ستون
 یا دیوار لبه برده شوند و تمام آرما تورهای لنگر منفی که عمود بر چنیین
 لبه ای قرار می گیرند باید به نحو مناسبی ، مثلاً " به وسیله^{۱۲} قلاب ، در
 داخل تیر ، ستون یا دیوار لبه مهار شوند .

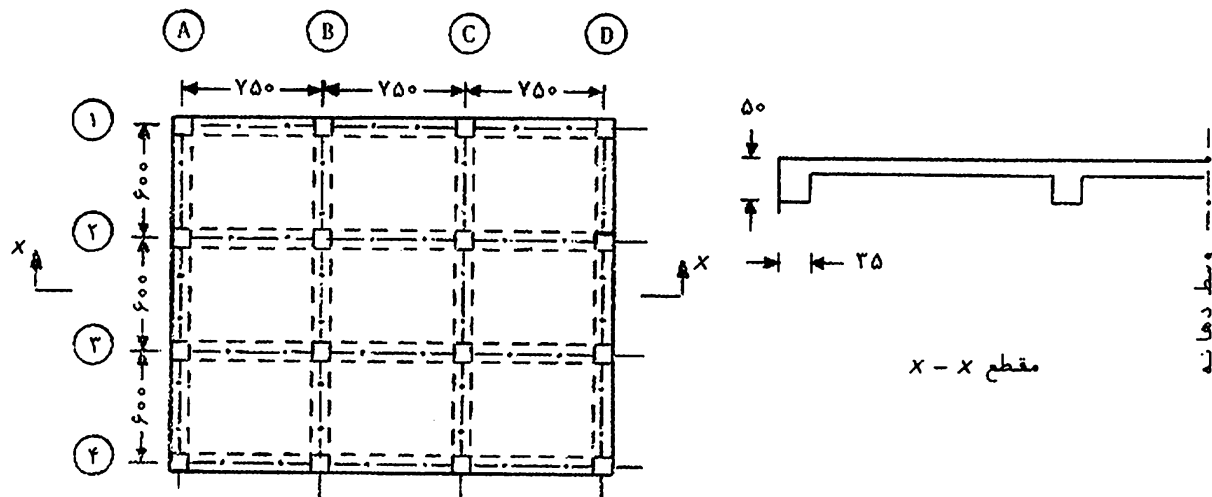
علاوه بر آرما تورهای خمشی که به موازات لبه های پانل در دالها
 قرار داده می شوند در دالهای با تیر که در آنها α بزرگتر از ۱/۰ است
 باید در محل ستونهای گوشه آرما تورهای خاصی در بالا و پایین دال قرار
 داد . این آرما تورها ، هم در بالا و هم در پایین دال ، باید برای تحمل
 لنگری برابر حداقل لنگر مثبت پانل (در یک متر پهنا) کافی باشند .
 جهت قرار گرفتن آرما تورهای گوشه در بالای دال در امتداد قطر پانل و در
 پایین دال عمود بر آن است (تصویر ۱۶-۱۰) . این آرما تورها باید برای



تصویر ۱۶-۱۰ آرما تور گوشه در دالهای دو طرفه با تیر

فاصله‌های در هر جهت از گوشه‌ها برای یک پنجم دهانه بزرگتر پانل تأمین شوند. آرماتورهای گوشه‌ها می‌توان به طریق فوق، یعنی یک لایه در بالا و یک لایه در پایین (تصویر ۱۰-۱۶) و یا در دو لایه موازی بالبه‌های پانل، یعنی یک شبکه در بالا و یک شبکه در پایین دال قرار داد.

مثال ۱۰-۱- طراحی یک دال دو طرفه با تیر- تصویر ۱۰-۱۷ پانل یک سیستم دال دو طرفه در یک ساختمان بتن آرمه را نشان می‌دهد. ابعاد پانلها $6 \times 7/5$ متر، تیرها 35×50 سانتیمتر، ستونها 35×35 سانتی متر و ارتفاع طبقات $3/5$ متر است. بار زنده 500 کیلوگرم بر متر مربع و بار مرده کف تنها در اثر وزن دال فرض می‌شود. یکی از پانلهای کناری این کف را طراحی کنید. مقاومت تسلیم آرماتورها 4000 و مقاومت فشاری بتن 250 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.



تصویر ۱۰-۱۷ پانل کف در مثال ۱۰-۱

حل :

انتخاب یکی از پانلهای کف برای طراحی تنها برای نشان دادن مراحل طرح دالهای دو طرفه است. بدیهی است برای طراحی کامل کف کلیه پانلها باید به طور مشابه مورد بررسی قرار گیرند.

در این مثال پانل محصور بین محورها A ، B ، 2 و 3 طرح خواهد شد. اولین قدم در طراحی، تعیین ضخامت دال است. برای این منظور

یکی از پانلهای گوشه، که از نظر خیز از سایر پانلهای بحرانی تراست، مورد بررسی قرار می‌گیرد. با توجه به اینکه تیرهای کف نسبتاً سخت‌اند مقدار α_m احتمالاً از ۰/۲ بیشتر است. در نتیجه با استفاده از رابطه (۲۴-۱۰) حداقل ضخامت دال در یک پانل گوشه به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

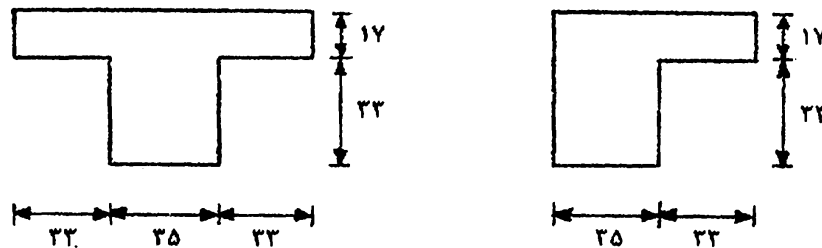
$$L_n = 750 - 35 = 715 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{715}{600 - 35} = 1/27$$

$$\beta_s = 0/5$$

$$\Rightarrow t = \frac{715 (800 + 0/07 \times 4000)}{36000 + 5000 \times 1/27 (1 + 0/5)} = 16/96 \text{ cm} > 9 \text{ cm}$$

بنابراین ضخامت دال کف را می‌توان مقدماتاً " برابر ۱۷ سانتیمتر فرض کرد. برای بررسی کفایت این ضخامت در پانل مورد نظر لازم است مقدار α برای تیرهای این پانل محاسبه شود. مقطع مؤثر برای تیرهای میانی و لبه در تصویر ۱۸-۱۰ نشان داده شده است. ممان اینرسی این



تصویر ۱۸-۱۰ مقطع مؤثر برای تیرهای میانی و لبه در مثال ۱۰-۱

تیرها با استفاده از روابط (۹-۱۰) و (۱۰-۱۰) برابر است با

$$\Rightarrow k = 1/58 \text{ : برای تیر میانی}$$

$$I_b = 1/58 \times \frac{35 \times 50^3}{12} = 576040 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow k = 1/35 \text{ : برای تیر لبه}$$

$$I_b = 1/35 \times \frac{35 \times 50^3}{12} = 492190 \text{ cm}^4$$

برای قابهای سه محور A ، B و γ ممان اینرسی دالها برابر است با:

$$\text{قاب محور } A: I_s = \frac{1}{12} \times 392/5 \times 17^3 = 160490 \text{ cm}^4$$

$$\text{قاب محور } B: I_s = \frac{1}{12} \times 750 \times 17^3 = 307060 \text{ cm}^4$$

$$\text{قاب محور } 2 \text{ یا } 3: I_s = \frac{1}{12} \times 600 \times 17^3 = 245650 \text{ cm}^4$$

(لازم است توجه شود که دال محور A نصف عرض تیرلبه را نیز شامل می‌شود، در نتیجه عرض آن برابر $392/5 = 78.4$ سانتیمتر است.)

بدین ترتیب مقدار α برای تیرهای پانل برابر مقادیر زیر خواهد

بود:

$$\text{برای تیر محور } A: \alpha = \frac{492190}{160490} = 3.07$$

$$\text{برای تیر محور } B: \alpha = \frac{576040}{307060} = 1.88$$

$$\text{برای تیر محور } 2 \text{ و } 3: \alpha = \frac{576040}{245650} = 2.34$$

مقدار α_m برای پانل برابر $2/4 = 0.5$ است که چون از ۲ بیشتر است نیازی به کنترل روابط (۱۰-۲۳) و (۱۰-۲۵) نیست و در نتیجه ضخامت انتخاب شده برای دال (یعنی ۱۷ سانتیمتر) مناسب است.

با ضربیدار کف با توجه به بار مرده $408 \text{ kg/m}^2 = 0.17 \times 2400$ کیلوگرم بر

مترمربع برابر است با

$$w_u = 1/4 \times 408 + 1/7 \times 500 = 1420 \text{ kg/m}^2$$

برای آنالیز دال از روش طراحی مستقیم استفاده خواهد شد زیرا کلیه شرایط لازم برای استفاده از آن (بخش ۸-۵-۱۰) برآورده می‌شود. برای اینکه بتوان آرماتورهای لازم در پانل مورد نظر را بدست آورد باید لنگرهای خمشی در نوار دال محورهای A ، B و ۲ را محاسبه کرد. مراحل این محاسبات به ترتیب زیر است:

الف - لنگرهای خمشی در نوار دال محور A :

$$M_0 = \frac{1}{8} w_u L_v L_n^2 = \frac{1}{8} \times 1420 \times 3/925 \times 5/65^2 = 22240 \text{ kg.m}$$

$$M^- = 0/65 M_0 = 0/65 \times 22240 = 14456 \text{ kg.m}$$

$$M^+ = 0/35 M_0 = 0/35 \times 22240 = 7784 \text{ kg.m}$$

قبل از تقسیم‌لنگرهای فوق بین نوارهای ستون و میانی لازم است اثر بارگذاری متناوب روی لنگر مثبت بررسی شود:

$$\beta_a = \frac{408}{500} = 0.816 < 2$$

$$\Sigma K_c = 2 \times 4E \frac{1}{12} \times \frac{35^4}{350} = 2858E$$

$$\Sigma K_b = 2 \times 4EI_b / L_1 = 2 \times 4E(492190) / 600 = 6563E$$

$$\Sigma K_s = 2 \times 4EI_s / L_1 = 2 \times 4E(160490) / 600 = 2140E$$

$$\alpha_c = \frac{2858}{6563 + 2140} = 0.328 > \alpha_{\min} = 0 \quad (\text{جدول ۳-۱۰})$$

بنابراین افزایشی در لنگر خمشی مثبت صورت نمی‌گیرد.
با استفاده از روابط (۱۰-۱۳) و (۱۰-۱۵) لنگرهای خمشی منفی و مثبت نوار دال به ترتیب زیر بین نوارها تقسیم می‌شوند:

$$\frac{L_2}{L_1} = \frac{750}{600} = 1.25$$

$$\alpha_1 = 3/0.7$$

$$\alpha_1 L_2 / L_1 = 3/8 > 1$$

درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی نوار دال

$$= 75 + 30 \times 1 \times (1 - 1/25) = 67/5\%$$

درصد سهم نوار ستون از لنگر مثبت نوار دال

$$= 60 + 30 \times 1 \times (1/5 - 1/25) = 67/5\%$$

درصد سهم تیر از لنگر خمشی نوار ستون = ۸۵%

با توجه به نتایج فوق نتیجه می‌شود که از ۱۴۴۵۶ کیلوگرم متر لنگر منفی، ۶۷/۵ درصد آن، یعنی ۹۷۵۸ کیلوگرم متر به نوار ستون و بقیه، یعنی ۴۶۹۸ کیلوگرم متر به نوار میانی اختصاص می‌یابد. از ۹۷۵۸ کیلوگرم متر سهم نوار ستون نیز ۸۵ درصد، یعنی ۸۲۹۴ کیلوگرم متر به تیر روی خط ستون و بقیه، یعنی ۱۴۶۴ کیلوگرم متر به دال نوار ستون اختصاص داده می‌شود. این نتایج به همراه نتایج مشابه برای تقسیم لنگر مثبت در پهنای نوار دال در جدول زیر خلاصه شده است:

	لنگر تیر	لنگردال نوارستون	لنگرنوار میانی	لنگرنوار ستون	
تکیه گاهها	۸۲۹۴	۱۴۶۴	۴۶۹۸	۹۷۵۸	
وسط دهانه	۴۴۶۶	۷۸۸	۲۵۳۰	۵۲۵۴	

(کیلوگرم / متر)

ب - لنگرهای خمشی در نوار دال محور B:

$$M_0 = \frac{1}{8} w_u L_2 L_n^2 = \frac{1}{8} \times 1420 \times 7/5 \times 5/65^2 = 42500 \text{ kg.m}$$

$$M^- = 0/65 M_0 = 0/65 \times 42500 = 27625 \text{ kg.m}$$

$$M^+ = 0/35 M_0 = 0/35 \times 42500 = 14875 \text{ kg.m}$$

اثر بارگذاری متناوب روی لنگر خمشی مثبت:

$$\alpha_{\min} = 0 \quad (\text{جدول ۳-۱۰}) \Rightarrow \text{لنگر مثبت افزایش نمی یابد}$$

تقسیم لنگرهای خمشی منفی و مثبت بین نوارها:

$$\frac{L_2}{L_1} = \frac{750}{600} = 1/25$$

$$\alpha_1 = 1/88$$

$$\alpha_1 L_2 / L_1 = 2/25 > 1$$

درصد سهم نوارستون از لنگر منفی نوار دال

$$= 75 + 30 \times 1 \times (1 - 1/25) = 67/5\%$$

درصد سهم نوارستون از لنگر مثبت نوار دال

$$= 60 + 30 \times 1 \times (1/5 - 1/25) = 67/5\%$$

درصد سهم تیر از لنگر نوارستون = ۸۵%

	لنگر تیر	لنگردال نوارستون	لنگرنوار میانی	لنگرنوار ستون	
تکیه گاهها	۱۵۸۵۰	۲۷۹۷	۸۹۷۸	۱۸۶۴۷	
وسط دهانه	۸۵۴۳	۱۵۰۶	۴۸۳۵	۱۰۰۴۰	

(کیلوگرم / متر)

ج - لنگرهای خمشی در نوار دال محور ۲ (یا ۳):

$$M_0 = \frac{1}{8} \times 1420 \times 6 \times 7/15^2 = 54445 \text{ kg.m}$$

$$M^- (\text{خارجی}) = 0/16 M_0 = 0/16 \times 54445 = 8711 \text{ kg.m}$$

$$M^+ = 0.57M_0 = 0.57 \times 54445 = 31034 \quad (\text{جدول ۱-۱۰})$$

$$M^- (\text{داخلی}) = 0.7M_0 = 0.7 \times 54445 = 38112 \quad \text{kg.m}$$

اثر بارگذاری متناوب روی لنگر خمشی مثبت:

$$\alpha_{\min} = 0 \quad (\text{جدول ۳-۱۰}) \Rightarrow$$

تقسیم لنگرهای خمشی منفی و مثبت بین نوارها:

با توجه به اینکه نوار محور ۲ درپانل مورد نظریک دهانه انتهای است برای تقسیم لنگرهای خمشی در آن علاوه بر پارامترهای قبل نیاز به محاسبه β_i نیز هست. مقطع مؤثر تیر پیچشی در این حالت طبق ضوابط آیین نامه (بخش ۳-۵-۱۰) مشابه مقطع سمت راست در تصویر ۱۸-۱۰ است و لذا صلبیت پیچشی (رابطه ۱۲-۱۰) باید برای این مقطع محاسبه شود:

$$\frac{L_2}{L_1} = \frac{600}{750} = 0.8, \quad \alpha_1 = 2/34, \quad \alpha_1 L_2/L_1 = 1/87 > 1$$

$$C = \frac{1}{3} (1 - 0.62 \times \frac{17}{33}) \times 17^3 \times 22 + \frac{1}{3} (1 - 0.62 \times \frac{25}{50}) \times$$

$$25^3 \times 50 = 425956 \quad \text{cm}^3$$

$$\beta_i = \frac{425956}{2 \times 245650} = 0.887$$

= درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی خارجی نوار دال

$$= 100 - 10 \times 0.887 + 12 \times 0.887 \times 1 \times (1 - 0.8) = 93.3\%$$

= درصد سهم نوار ستون از لنگر مثبت نوار دال

$$= 60 + 30 \times 1 \times (1/5 - 0.8) = 81\%$$

= درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی داخلی نوار دال

$$= 75 + 30 \times 1 \times (1 - 0.8) = 81\%$$

= درصد سهم تیر از لنگر نوار ستون = ۸۵%

	لنگر نوار ستون	لنگر نوار میانی	لنگر نوار ستون	لنگر تیر	
(کیلوگرم متر)	۸۱۲۷	۵۸۴	۱۲۱۹	۶۹۰۸	تکیه گاه خارجی
	۲۵۱۳۸	۵۸۹۶	۳۷۷۱	۲۱۳۶۷	وسط دهانه
	۳۰۸۷۰	۷۲۴۲	۴۶۳۰	۲۶۲۴۰	تکیه گاه داخلی

جدول ۱-۴- طرح آرماتورهای دال در مثال ۱-۱۰

نوار	مقطع بحرانی	M_u kg.m	b cm	d cm	$\frac{M_u}{\phi b d^2}$	ρ	A_s cm ²	تعداد میلگردهای $\Phi 10$
دو نیم نوار ستون	منفی خارجی	۱۲۱۹	۲۶۵	۱۳/۵	۲/۸۰	۰/۰۰۲۳*	۸/۲۳	۱۱
	مثبت	۲۷۷۱	۲۶۵	۱۳/۵	۸/۶۸	۰/۰۰۲۳*	۸/۲۳	۱۱
	منفی داخلی	۴۶۳۰	۲۶۵	۱۳/۵	۱۰/۶۵	۰/۰۰۲۸	۱۰/۰۲	۱۳
دهانه ۷/۵ متری	منفی خارجی	۵۸۴	۳۰۰	۱۳/۵	۱/۱۹	۰/۰۰۲۳*	۹/۲۲	۱۲
	مثبت	۵۸۹۶	۳۰۰	۱۳/۵	۱۲/۰	۰/۰۰۲۲	۱۲/۹۶	۱۷
	منفی داخلی	۷۲۴۲	۳۰۰	۱۳/۵	۱۴/۷۲	۰/۰۰۲۹	۱۵/۸۰	۲۱
دهانه ۶ متری	نیم نوار استون خارجی	۱۴۶۴	۱۳۲/۵	۱۴/۵	۵/۸۴	۰/۰۰۲۱*	۴/۰۳	۶
	مثبت	۷۸۸	۱۳۲/۵	۱۴/۵	۳/۱۴	۰/۰۰۲۱*	۴/۰۳	۶
	منفی	۹۱۸۷	۴۵۰	۱۴/۵	۱۰/۷۹	۰/۰۰۲۸	۱۸/۲۷	۲۴
نوار میانی	مثبت	۴۹۴۸	۴۵۰	۱۴/۵	۵/۸۱	۰/۰۰۲۱*	۱۳/۷۰	۱۸
	منفی	۱۳۹۹	۱۳۲/۵	۱۴/۵	۵/۵۸	۰/۰۰۲۱*	۴/۰۳	۶
	مثبت	۷۵۳	۱۳۲/۵	۱۴/۵	۳/۰۰	۰/۰۰۲۱*	۴/۰۳	۶

* حداقل نسبت آرماتور مطابق ضوابط افت و حرارت .

بر اساس نتایج فوق می توان جدول ۴-۱۰ را برای تعیین آرما تورهای طولی در پانل مورد نظر تنظیم کرد. برای قاب محورهای ۲ و ۳ دونیم نوارستون (هریک مربوط به یکی از محورهای ۲ و ۳) به علت مشابهت، با هم ترکیب شده و به صورت یک نوار با پهنا ۱۱۵ سانتیمتر در جدول آورده شده است. اما در جهت دیگر، شرایط نیم نوارها با یکدیگر متفاوت است و لذا به صورت مجزا در جدول آورده شده اند. در آرما تورهای گذاری دال فرض می شود که آرما تورهای مثبت جهت بلندروی آرما تورهای مثبت جهت کوتاه قرار داده شوند. بعلاوه، فرض می شود برای آرما تور گذاری دال تنها از میلگرد به قطر ۱۰ میلیمتر استفاده شود.

در ارتباط با مقدار آرما تورهای طولی یادآوری می شود که مطابق ضوابط آیین نامه، برای کنترل ترک خوردگی ناشی از افت و حرارت باید یک مقدار حداقل آرما تور در دال قرار داده شود. با توجه به نوع فولاد مورد استفاده، نسبت این آرما تور بر اساس کل سطح مقطع دال برابر ۰/۰۰۱۸ است. بنابراین در این مثال، حداقل نسبت آرما تور بر اساس سطح مقطع مؤثر دال برای جهت بلند برابر $\frac{0/0018 \times 17}{13/5} = 0/0023$ و برای جهت کوتاه برابر $\frac{0/0018 \times 17}{14/5} = 0/0021$ است. در این مثال مواردی که حداقل آرما تور افت و حرارت تعیین کننده بوده است در جدول مشخص شده است.

برای طراحی آرما تورهای طولی در تیرها باید لنگرهای خمشی در مقاطع بحرانی تیرها محاسبه شوند. مقادیر لنگرهای خمشی که در ستون آخر جدول تقسیم لنگر در این مثال آورده شده اند معرف سهم تیرها از لنگر استاتیکی ضریب دار ناشی از بار یکنواخت کف است. به این لنگرها باید لنگرهای ناشی از وزن آن قسمت از تیرها که در زیربالاتی دال قرار می گیرند نیز اضافه شوند. این لنگرها را می توان به کمک همان ضرایبی که برای تقسیم لنگر استاتیکی ضریب دار بکار برده شد بدست آورد. جزئیات چنین محاسبه ای برای یکی از تیرهای پانل مورد نظر، مثلاً "تیر محور ۲، در زیر آورده می شود:

$$\text{تیر محور ۲، در زیر آورده می شود: } = 1/4 \times (0/35 \times 0/33 \times 2400) = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{لنگر استاتیکی ناشی از وزن تیر} = \frac{1}{8} \times 288 \times 7/15^2 = 2480 \text{ kg.m}$$

$$kg.m \quad 7305 = 6908 + 0/16 \times 2480 = \text{کل لنگر منفی تیر در تکیه‌گاه خارجی}$$

$$kg.m \quad 22780 = 21367 + 0/57 \times 2480 = \text{کل لنگر مثبت تیر در وسط دهانه}$$

$$kg.m \quad 27975 = 26240 + 0/7 \times 2480 = \text{کل لنگر منفی تیر در تکیه‌گاه داخلی}$$

برای بررسی مقاومت برشی دال می‌توان ابتدا با استفاده از رابطه (۲۲-۱۰) نیروی برشی ضریب‌دار در واحد عرض دال را به‌طور تقریبی بدست آورد.

$$V_u = 1/15 \times \frac{1420 \times 5/65}{2} = 4613 \quad kg$$

از سوی دیگر، مقاومت برشی طراحی واحد عرض دال برابر است با

$$\phi V_c = 0/85 \times 0/53 \sqrt{250} \times 100 \times 14/5 = 10328 \quad kg$$

بنابراین مقاومت برشی دال کافی است.

همان‌طور که در بخش ۶-۵-۱۰ اشاره شد محاسبه فوق تنها یک محاسبه تقریبی (و البته در جهت اطمینان) برای بررسی مقاومت برشی دال است. محاسبه دقیق ترکه با استفاده از چشمه‌ها زوزنقه‌ای (تصویر ۱۵-۱۰) انجام می‌شود تنها در صورتی لازم است که محاسبه تقریبی فوق نتواند کفایت دال را در ارتباط با برش نشان دهد.

برای تعیین آرما توره‌های برشی در تیر باید مطابق تصویر ۱۵-۱۰ تیر را تحت اثر بار روی چشمه‌های ذوزنقه‌ای (یا مثلثی) کف، وزن تیر و لنگرهای انتهایی تیر قرار داد. به‌عنوان نمونه، نیروی برشی ضریب‌دار در تکیه‌گاه‌های تیر محور ۲ برابر خواهد بود با

$$V_u (\text{تکیه‌گاه خارجی}) = 1420 \times 3 \times \frac{2 \times 7/5 - 6}{2} + 388 \times \frac{7/15}{2} -$$

$$\frac{27975 - 7305}{7/15} = 17670 \quad kg$$

$$V_u (\text{تکیه‌گاه داخلی}) = 1420 \times 3 \times \frac{2 \times 7/5 - 6}{2} + 388 \times \frac{7/5}{2} +$$

$$\frac{27975 - 7305}{2} = 30960 \quad kg$$

نیروهای برشی فوق نیروهای بر تکیه‌گاه تیرند (برای طراحی خاموتها در این مقطع می‌توان نیروی برشی در فاصله d از بر تکیه‌گاه را مبنای قرار داد). برای طرح کامل خاموتها در طول تیر لازم است با استفاده از بارگذاری که در بالا اشاره شد دیاگرام نیروی برشی ضریب‌دار

در طول تیر رسم شود و سپس با استفاده از روابط مقاومت برشی در فصل ۴ مقدار وفاصله^۶ خاموتها در نقاط مختلف تیر تعیین شود.

در تیرهایی که شرایط دالهای طرفین آنها یکسان نیست علاوه بر نیروی برشی لنگرپیچشی نیز بوجود می آید. به عنوان مثال، در پانل مورد نظر، تیر محور A چنین وضعیتی را دارد. در این تیر، علاوه بر نیروی برشی که به طریق فوق محاسبه می شود، لنگرهای پیچشی که در واقع همان لنگرهای خمشی دال در نواریهای ستون و میانی در تکیه گاه خارجی پانل است، نیز بوجود می آید. با رسم دیاگرامهای نیروی برشی و لنگرپیچشی ضربیدارد در چنین تیرهایی می توان آرماتورهای عرضی لازم در مقاطع مختلف را با استفاده از ضوابط فصل ۵ تعیین کرد.

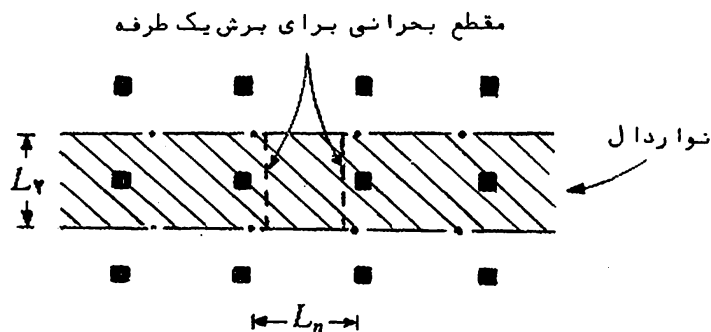
۶-۱۰-۱- برش در دالهای تخت و قارچی

تحقیقات انجام شده نشان می دهد که در طرح دالهای تخت و قارچی دو نوع برش ممکن است بحرانی باشد:

الف - برش دوطرفه یا برش تیر عریض

ب - برش دوطرفه یا برش منگنه ای

اگر یک نوار دال، یعنی آن قسمت از دال که محصور بین محور پانلهای مجاور است، به صورت یک تیر سراسری در نظر گرفته شود برش یک طرفه عبارت خواهد بود از نیروی برشی که در مقاطع این نوار ایجاد می شود. بدین ترتیب، مقاطع بحرانی برای برش یک طرفه، مانند تیرهای سراسری، مقاطع به فاصله^۶ d از برستونها یا سرستونها (یا سرستونها مربعی معادل) و علاوه بر آن در صورت وجود پهنه، در فاصله^۶ d



تصویر ۱۹-۱۰ برش یک طرفه یا برش تیر عریض در دالهای تخت

از برپهنه‌ها در نظر گرفته می‌شوند (تصویر ۱۹-۱۰). مقدار نیروی برشی ضریب دار در مقطع بحرانی یک دهانه انتهایی برابر است با

$$V_u = 1/1.5 w_u L_v \left(\frac{L_n}{2} - d \right) \quad (10-26)$$

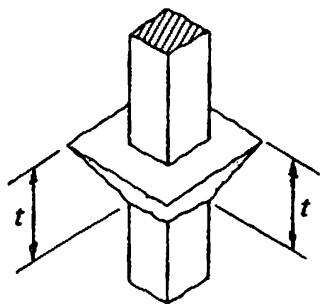
در صورتی که از آرماتور برشی استفاده نشود مقدار مت‌برشی اسمی دال برابر است با

$$V_n = V_c = 0.52 \sqrt{f'_c} L_v d \quad (10-27)$$

که در آن d ارتفاع مؤثر دال در محل مقطع بحرانی است. ضخامت دال معمولاً طوری تعیین می‌شود که دال نیازی به آرماتور برشی نداشته باشد. بنابراین برای این منظور باید شرط زیر برقرار باشد.

$$V_u \leq \phi V_c \quad (10-28)$$

در برش دو طرفه، از سوی دیگر، ترکهای قطری محتمل برای ستونهای دایره‌ای در سطح یک مخروط ناقص و برای ستونهای مستطیلی در سطح یک هرم ناقص دورستون بوقوع می‌پیوندد. تصویر ۲۰-۱۰ این سطح را در صورت بروز ترک خوردگی برشی از نوع دو طرفه نشان می‌دهد. زاویه تمایل سطوح ترک نسبت به افق بین ۲۰ و ۴۵ درجه است، که معمولاً این زاویه ۴۵ درجه فرض می‌شود. برای این اساس مقطع

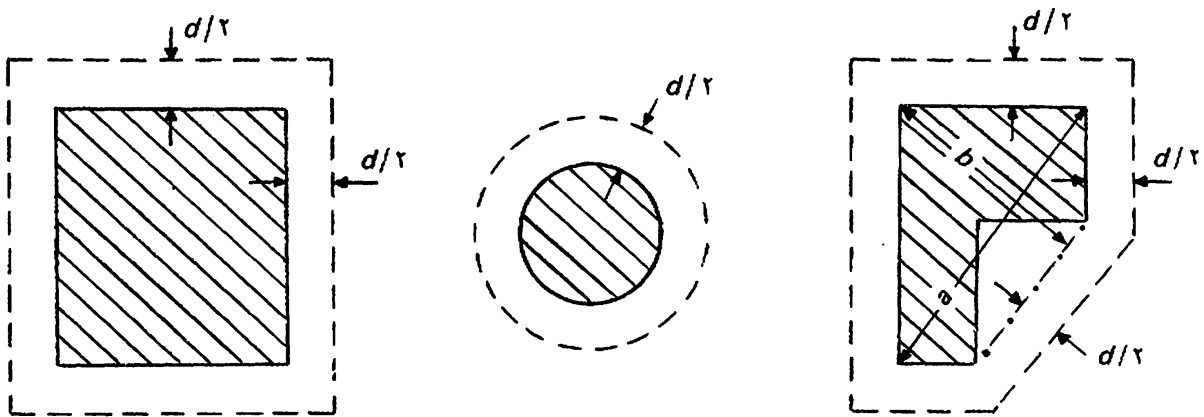


تصویر ۲۰-۱۰ سطح شکست در اثر برش دو طرفه یا برش منگنه‌ای

بحرانی برای برش دو طرفه به صورت یک مقطع قائم با فاصله‌ای مساوی $d/2$ از پیرامون ستون یا سرستون در نظر گرفته می‌شود. به این مقطع اصطلاحاً "مقطع منگنه" گفته می‌شود. در صورتی که در دال تخت یا قارچی از پهنه نیز استفاده شده باشد دو مقطع بحرانی برای برش منگنه‌ای باید در نظر گرفت: یکی مقطعی به فاصله نصف

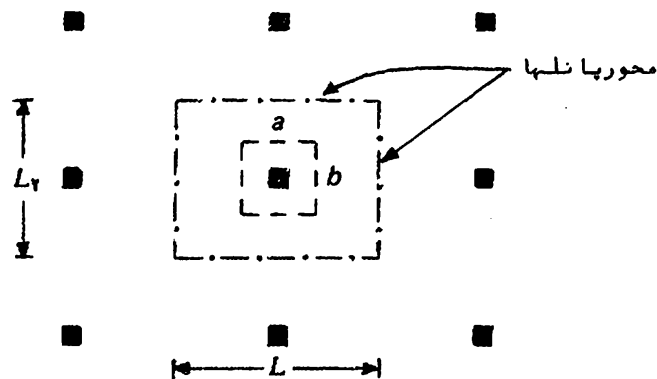
ارتفاع مؤثر کف در محل پهنه از ستون یا سرستون و دیگری مقطعی به

به فاصله نصف ارتفاع موء ثردال از محیط پهنه درخاج آن. تصویر ۱۰-۲۱ مقطع منگنه را برای چندنوع ستون نشان می دهد. مطابق آیین نامه، مقطع منگنه باید به نحوی اختیار شود که محیط آن b_0 ، خط چین در تصویر ۱۰-۲۱، حداقل مقدار را داشته باشد، ولی در هر حال این مقطع لازم نیست در هیچ نقطه ای فاصله ای کمتر از $d/2$ از ستون داشته باشد.



تصویر ۱۰-۲۱ مقطع منگنه (یا مقطع بحرانی برای برش دوطرفه) برای اشکال مختلف ستونها

از آنجا که نیروی برشی دال در محور پانلهها تقریباً " صفر است، با توجه به تصویر ۱۰-۲۲ نیروی برشی ضریب دار روی سطح منگنه به ابعاد a و b برابر است با



تصویر ۱۰-۲۲ برش دوطرفه یا برش منگنه ای در دالهای تخت

$$V_u = w_u (L_v L - ba) \quad (10-29)$$

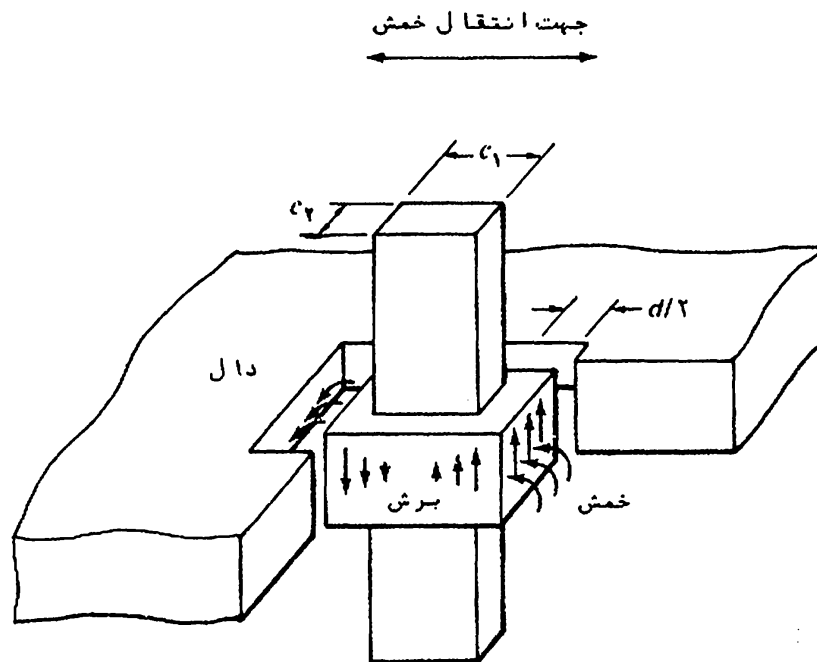
مطابق آیین نامه، مقاومت برشی اسمی در حالت برش دو طرفه
وقتی از آرما توربرشی استفاده نشده باشد برابر است با:

$$V_n = V_c = 0.52 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (10-30)$$

که در آن β_c برای یک ستون یا سرستون مستطیلی برابر نسبت ضلع بلند به ضلع کوتاه مقطع، برای یک ستون دایره‌ای برابر ۱/۰ و برای یک ستون L شکل مطابق تصویرج -۲۱-۱۰ برابر نسبت a/b است. اگر β_c از ۲ کمتر باشد عبارت اول در رابطه^۶ (۱۰-۳۰) تعیین کننده نیست و V_c به وسیله^۶ جمله^۶ $1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d$ محاسبه می شود. در این حالت نیز مانند برش ییک طرفه برای اینکه دال نیازی به آرما توربرشی نداشته باشد باید رابطه^۶ (۱۰-۲۸) برقرار باشد.

۱۰-۷- انتقال خمش و برش در محل اتصال دال و ستون

در دال‌های تخت و قارچی علاوه بر انتقال برش از طریق اتصال ستون و دال (بخش ۱۰-۶) لنگر خمشی نیز ممکن است انتقال یابد. این لنگر خمشی در اثر بارهای جانبی نظیر بار باد و زلزله و یا در اثر بارهای قائم



تصویر ۱۰-۲۳ انتقال لنگر بین دال و ستون

نامتوازن کف ایجاد می شود. نتایج آزمایش نشان می دهد که در حدود ۶۰ درصد این لنگر به وسیله خمش و بقیه به وسیله تنشهای برشی روی مقطع منگنه (مقطع بحرانی تعریف شده در بخش ۶-۱۰) انتقال می یابد. در یک ستون خارجی، مطابق آیین نامه، مقاومت خمشی اسمی نوارستون باید به عنوان لنگر انتقالی برای بارهای قائم بکار رود. تصویر ۲۳-۱۰ مکانیزم انتقال لنگر در دال تخت را به صورت ترکیبی از خمش و برش در دال نشان می دهد.

اگر M_u مجموع لنگرهای خمشی منتقل شده به ستونها در محل اتصال به دال باشد مطابق آیین نامه تقسیم این لنگر به M_b و M_v که به ترتیب از طریق خمش و برش انتقال می یابند به صورت زیر انجام می شود

$$M_b = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (10-31)$$

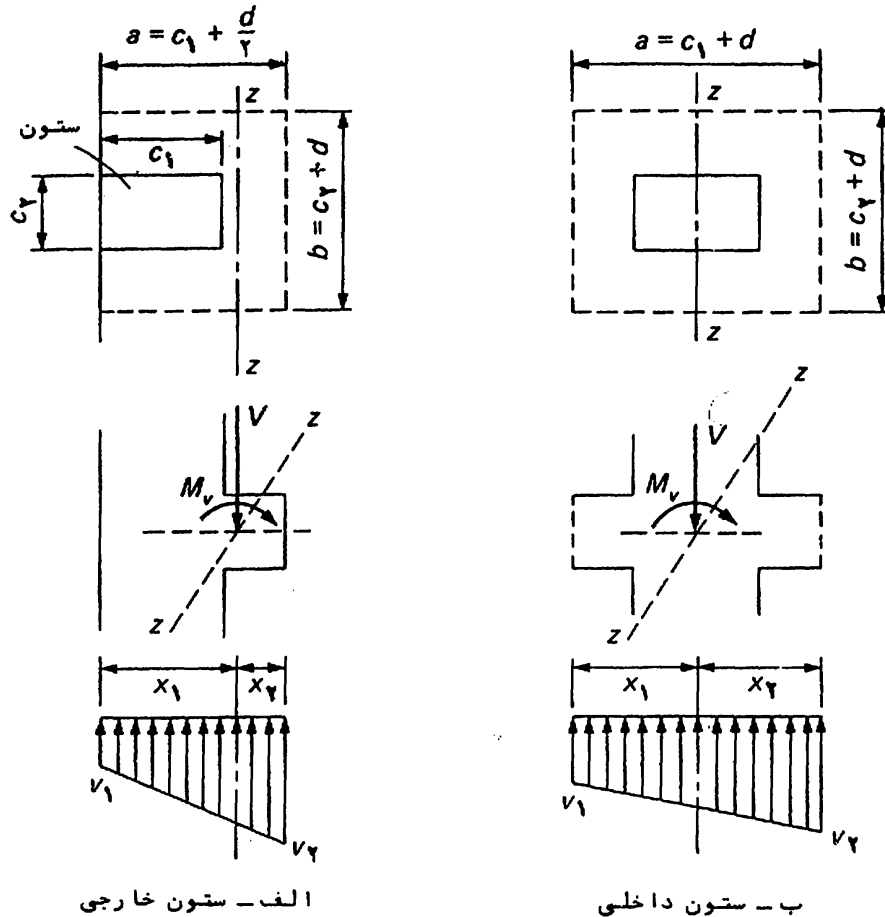
$$M_v = M_u - M_b \quad (10-32)$$

در این روابط c_1 و c_2 به ترتیب ابعاد مقطع ستون در جهت خمش و در جهت عمود بر آن است (تصویر ۲۳-۱۰).

لنگر خمشی M_b باید از طریق قسمتی از دال به پهنای $2c_2 + c_1$ در محل ستون انتقال یابد، که در آن ضخامت دال است. برای تحمل این خمش می توان از آرماتورهای اضافی یا افزایش تراکم آرماتور در پهنای مزبور استفاده کرد.

لنگر خمشی M_v ، از سوی دیگر، از طریق تنش برشی روی مقطع منگنه انتقال می یابد. بنا بر این انتقال این لنگر باید همزمان با انتقال نیروی برشی V_u در نظر گرفته شود. تنشهای برشی یکنواخت روی مقطع منگنه ایجاد می کند، در حالی که توزیع تنشهای ناشی از M_v خطی است (تصویر ۲۳-۱۰). تنشهای برشی در مقطع منگنه مجموع تنشهای برشی ناشی از این دو عامل است. این تنشهای برشی، مطابق تصویر ۲۴-۱۰، با روابط زیر محاسبه می شوند:

$$v_1 = \frac{V_u}{\phi A_c} - \frac{M_v x_1}{\phi J_c} \quad (10-33)$$



الف - ستون خارجی

ب - ستون داخلی

تصویر ۱۰-۲۴ انتقال لنگر و برش در دال تخت

$$v_2 = \frac{V_u}{\phi A_c} + \frac{M_u x_2}{\phi J_c} \quad (10-34)$$

که در آن‌ها ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر ۰/۸۵ است. با یکبار بردن پارامتر J_c که مشابه ممان اینرسی قطبی نسبی به محور z-z (محور مرکزی سطح برش) است فرض می‌شود که روی سطوح برشی به ابعاد a و d در تصویر ۱۰-۲۴ هم‌تنش برشی افقی و هم‌تنش برشی قائم وجود دارد. برای یک ستون خارجی، x_1 و x_2 با تعیین محور مرکزی سطح قائم برشی ناودانی شکل (خط چین در تصویر الف-۱۰-۲۴) بدست می‌آیند. در این حالت مساحت سطح برش، A_c ، و پارامتر J_c با روابط زیر محاسبه می‌شوند

$$A_c = (\gamma a + b)d \quad (10-35)$$

$$J_c = d \left[\frac{2a^3}{3} - (2a + b)(x_1)^2 \right] + \frac{ad^3}{6} \quad (10-36)$$

برای همین ستون چنانچه خمش حول محور عمود بر محور z-z صورت گیرد
پارا متر J_c برابر خواهد بود با

$$J_c = d \left[\frac{b^3}{12} + \frac{ab^2}{2} \right] + \frac{bd^3}{12} \quad (10-37)$$

برای یک ستون داخلی مستطیل شکل، مطابق تصویر ۱۰-۲۴، x_1 و x_2
برابر بوده و پارامترهای فوق عبارت اند از:

$$A_c = 2(a + b)d \quad (10-38)$$

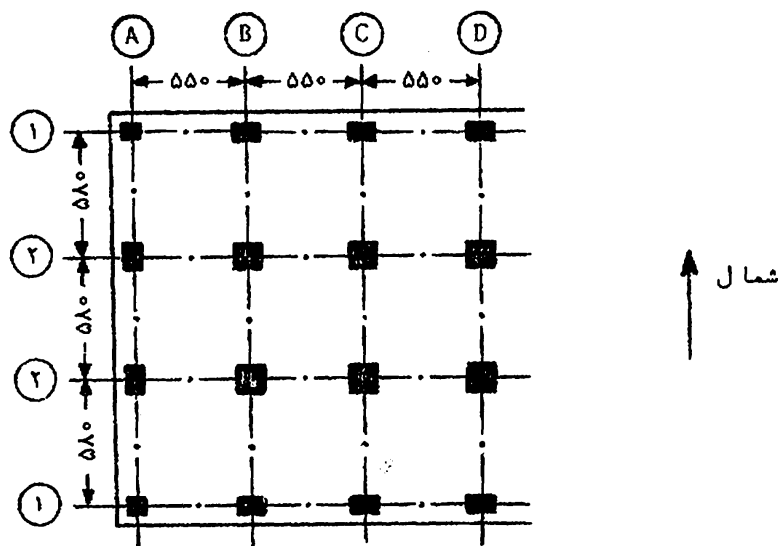
$$J_c = d \left[\frac{a^3}{6} + \frac{ba^2}{2} \right] + \frac{ad^3}{6} \quad (10-39)$$

در صورتی که علاوه بر برش انتقال خمش حول هر دو محور ستون صورت گیرد
کافی است در روابط (۱۰-۳۳) و (۱۰-۳۴) جمله نظیر خمش حول محور دوم
نیز اضافه شود. مطابق آیین نامه، حداکثر تنش برشی که از روابط فوق
محاسبه می شود نباید از $1/06 \sqrt{f'_c}$ (و یا در صورتیکه نسبت ابعاد مقطع منگنه
از ۲ بیشتر باشد از $(0/52(1 + 2/\beta_c) \sqrt{f'_c})$ تجاوز کند، در غیر این صورت
باید از آرماتور برشی استفاده شود که جزئیات محاسباتی آن در بخش ۸-۱۰
تشریح شده است.

مثال ۱۰-۲- طراحی یک دال تخت - تصویر ۱۰-۲۵- پلان یک کسف

بتن آرمه از نوع دال تخت را نشان می دهد. ابعاد ستونهای خارجی،
داخلی و گوشه به ترتیب 50×50 ، 40×50 و 40×40 سانتیمتر است. در
این کف دالها از بر خارجی ستونهای کناری به اندازه ۸ سانتیمتر
ادامه داده شده اند تا دیوارهای خارجی را نگهدارند. وزن این دیوارها
۴۰۰ کیلوگرم بر متر طول دیوار، ارتفاع طبقات (وسط تا وسط کفها)
۲/۸۰ متر، بار زنده کف ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و وزن حائلها ۱۳۰
کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. مقاومت فشاری بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر

سانتیمتر مربع و مقاومت تسلیم آرماتور ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. آرماتورهای خمشی برای دال را تعیین کرده و مسئله انتقال برش و خمش را در این دال بررسی کنید.



تصویر ۱۰-۲۵ پلان کف در مثال ۱۰-۲

حل :

اولین قدم در طرح دال تعیین ضخامت آن است. از آنجا که در دالهای تخت رابطه (۱۰-۲۵) تعیین کننده است و با توجه به اینکه حداکثر L_n در پانلهای خارجی در جهت شمالی - جنوبی است می توان نوشت :

$$L_n = 580 - \frac{40}{2} - \frac{50}{2} = 535 \text{ cm}$$

$$l = \frac{535 \times (800 \times 40 / 0.7 \times 4000)}{36000} = 16/05 \text{ cm}$$

اما چون در لبه های خارجی تیرو وجود ندارد طبق آیین نامه ضخامت باید به اندازه ۱۰ درصد افزایش یابد، بنابراین

$$l = 1/1 \times 16/05 = 17/7 \text{ cm}$$

که می توان ضخامت ۱۸ سانتیمتر را برای دال انتخاب کرد.

با ضریب دارکف برابر است با

$$w_u = 1/4 \times (0/18 \times 2400 + 130) + 1/7 \times 200 = 1127 \text{ kg/m}^2$$

همچنین با ضریب دارناشی از وزن دیوارهای خارجی برابر است با

$$w_u (\text{دیوار}) = 1/4 \times 400 = 560 \text{ kg/m}$$

برای آنالیز خمشی دال می توان از روش طراحی مستقیم استفاده کرد زیرا شرایط لازم برای استفاده از این روش در این مثال برآورده می شود. محاسبات مربوط به تعیین لنگرهای خمشی در نوارهای شمالی - جنوبی و شرقی - غربی در جداول زیر خلاصه شده است :

نوارهای شمالی - جنوبی :

(الف) نوارهای داخلی (B)، (C) و غیره :

	مقارن			
	(۱)	(۲)	(۲)	
L_1	۵/۸۰			m
L_2	$\frac{5/50}{2} + \frac{5/50}{2} = 5/50$			m
L_n	$5/80 - \frac{1}{4} (0/4 + 0/5) = 5/35$			m
M_0 (لنگر استاتیکی)	۲۲۱۷۷			kg.m
درصد تقسیم M_0	۰/۲۶	۰/۵۲	۰/۷۰	۰/۶۵
M_u (دال)	-۵۷۶۶	+۱۱۵۳۲	-۱۵۵۲۴	-۱۴۱۴۷
				+۷۶۱۷
				-۱۴۱۴۷

(ب) نوار خارجی (A) :

L_2	$\frac{5/50}{2} + \frac{0/4}{2} + 0/0.8 = 3/0.3$			m
M_0	۱۲۲۱۸			kg.m
درصد تقسیم M_0	۰/۲۶	۰/۵۲	۰/۷۰	۰/۶۵
M_u (دال)	-۳۱۷۷	+۶۳۵۳	-۸۵۵۳	-۷۷۹۴
				+۴۱۹۷
				-۷۷۹۴

لنگرهای ناشی از دیوار خارجی :

$M_0 = 560 \frac{L_n^2}{8}$	۲۰۰۴			kg.m
درصد تقسیم M_0	۰/۲۶	۰/۵۲	۰/۷۰	۰/۶۵
M_u (دال)	-۵۲۱	+۱۰۴۳	-۱۴۰۳	-۱۲۷۸
				+۶۸۸
				-۱۲۷۸

نوارهای شرقی - غربی :

(الف) نوار داخلی (۲) :

	(A)	(B)	(C)	
L_1	۵/۵۰	۵/۵۰		m
L_2	$\frac{۵/۸}{۲} + \frac{۵/۸}{۲} = ۵/۸۰$	۵/۸۰		m
L_n	$۵/۵ - \frac{۱}{۲} (۰/۴ + ۰/۵) = ۵/۰۵$	$۵/۵ - \frac{۱}{۲} (۰/۵ + ۰/۵) = ۵/۰$		m
M_0	۲۰۸۳۷	۲۰۴۲۷		kg.m
درصد تقسیم M_0	۰/۲۶ ۰/۵۲ ۰/۷۰	۰/۶۵ ۰/۳۵ ۰/۶۵		
M_u (دال)	-۵۴۱۸ +۱۰۸۳۵ -۱۴۵۸۶	-۱۳۲۷۸ +۷۱۵۰ -۱۳۲۷۸		kg.m

(ب) نوار خارجی (۱) :

L_2	$\frac{۵/۸}{۲} + \frac{۰/۴}{۲} + ۰/۰۸ = ۳/۱۸$	۳/۱۸		m
M_0	۱۱۴۲۵	۱۱۲۰۰		kg.m
درصد تقسیم M_0	۰/۲۶ ۰/۵۲ ۰/۷۰	۰/۶۵ ۰/۳۵ ۰/۶۵		
M_u (دال)	-۲۹۷۰ +۵۹۴۱ -۷۹۹۸	-۷۲۸۰ +۳۹۲۰ -۷۲۸۰		kg.m

لنگرهای ناشی از دیوار خارجی :

$M_0 = ۵۶۰ \frac{L_n^2}{۸}$	۱۷۸۵	۱۷۵۰		kg.m
درصد تقسیم M_0	۰/۲۶ ۰/۵۲ ۰/۷۰	۰/۶۵ ۰/۳۵ ۰/۶۵		
M_u (دال)	-۴۶۴ +۹۲۸ -۱۲۵۰	-۱۱۳۸ +۶۱۲ -۱۱۳۸		kg.m

با توجه به اینکه β_a یعنی نسبت با مرده به با رزنده (بدون ضریب) برابر ۲/۸ و از ۲ بیشتر است نیازی به اصلاح لنگرهای خمشی مثبت در اثر بارگذاری متناوب نیست .

با توجه به اینکه α در دال تخت صفر است سهم نوار ستون از لنگرهای منفی تکیه‌گاه‌های داخلی ۷۵ درصد (رابطه ۱۳-۱۰) و از لنگرهای مثبت وسط دهانه‌ها ۶۰ درصد (رابطه ۱۵-۱۰) است . برای تعیین سهم نوار ستون از لنگرهای منفی تکیه‌گاه‌های خارجی باید پارامتر β_c محاسبه شود :

$$C = (1 - 0/63 \frac{18}{40}) \times \frac{18^3 \times 40}{3} = 55715 \text{ cm}^3$$

$$I_s (\text{محورهای شمالی - جنوبی}) = \frac{1}{12} \times 550 \times 18^3 = 267300 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \beta_1 (\text{شمالی - جنوبی}) = \frac{C}{2I_s} = \frac{55715}{2 \times 267300} = 0/10$$

$$I_s (\text{محورهای شرقی - غربی}) = \frac{1}{12} \times 580 \times 18^3 = 281880 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \beta_2 (\text{شرقی - غربی}) = \frac{55715}{2 \times 281880} = 0/10$$

با توجه به اینکه β_1 بسیار کوچک است می توان تمام لنگر خمشی لبهء خارجی را به نوارستون تخصیص داد. با توجه به این نتایج، لنگرهای خمشی مطابق جداول ۵-۱ و ۶-۱ به نوارهای ستون و میانی اختصاص می یابد (لازم به تذکر است که لنگرهای ناشی از بار دیوار خارجی تنها به نوارستون اختصاص می یابد).

جدول ۵-۱- لنگرهای خمشی ضربیدار در نوارهای شمالی - جنوبی

	(A)	(B)	(C)
①	□ -۵۲۱ -۳۱۷۷ (۶/۹)	□ -۵۷۶۶ (۱۰/۶)	□ -۵۷۶۶ (۱۰/۶)
	۱۰۴۲ ۳۸۱۲ (۹/۲)	۶۹۱۹ (۱۳/۱)	۶۹۱۹ (۱۳/۱)
②	□ -۱۴۰۳ -۶۴۱۵ (۱۴/۵)	□ -۱۱۶۴۳ (۲۲/۵)	□ -۱۱۶۴۳ (۲۲/۵)
	۶۸۸ ۲۵۱۸ (۶/۱)	۴۵۷۰ (۸/۹)*	۴۵۷۰ (۸/۹)*
	نوارستون خارجی	نوارستون	نوارستون
	۱۶۵/۵ cm	۲۷۵	۲۷۵

برای آرماتورگذاری فرض می شود که میلگردهای جهت شمالی - جنوبی نزدیک تریه سطح دال قرار داده شوند ، بنابراین با فرض استفاده از $\Phi 12$:

جنوبی - جهت شمالی $d = 18 - 2 - 0/6 = 15/4$ cm

غربی - جهت شرقی $d = 18 - 2 - 1/2 - 0/6 = 14/2$ cm

جدول ۶-۱۰- لنگرهای خمشی ضریب دار در نوارهای شرقی - غربی

محور تقارن	②		①	
$\begin{matrix} \circ & \circ \\ \hline \circ \end{matrix}$ (۹/۹)*	□ -۵۴۱۸ (۱۱/۱)	$\begin{matrix} \circ & \circ \\ \hline \circ \end{matrix}$ (۹/۹)*	□ -۲۹۷۰ -۴۶۴ (۷/۱)	⊳
$\begin{matrix} 2167 & 2167 \\ \hline 4334 \end{matrix}$ (۹/۹)*	۶۵۰۱ (۱۳/۳)	$\begin{matrix} 2167 & 2376 \\ \hline 4543 \end{matrix}$ (۹/۹)*	۳۵۶۵ ۹۲۸ (۹/۲)	
$\begin{matrix} -1823 & -1823 \\ \hline -3646 \end{matrix}$ (۹/۹)*	□ -۱۰۹۴۰ (۲۲/۳)	$\begin{matrix} -1823 & -2000 \\ \hline -3823 \end{matrix}$ (۹/۹)*	□ -۵۹۹۹ -۱۲۵۰ (۱۴/۹)	⊳
$\begin{matrix} 1420 & 1420 \\ \hline 2840 \end{matrix}$ (۹/۹)*	۴۲۹۰ (۹/۴)	$\begin{matrix} 1420 & 1568 \\ \hline 2988 \end{matrix}$ (۹/۹)*	۲۳۵۲ ۶۱۳ (۵/۹)	
$\begin{matrix} -1660 & -1660 \\ \hline -3320 \end{matrix}$ (۹/۹)*	□ -۹۹۵۹ (۲۰/۷)	$\begin{matrix} -1660 & -1820 \\ \hline -3480 \end{matrix}$ (۹/۹)*	□ -۵۴۶۰ -۱۱۳۸ (۱۳/۵)	⊳
نوار میانی	نوار ستون	نوار میانی	نوار ستون خارجی	
۳۰۵	۲۷۵	۳۰۵	۱۶۵/۵ cm	

حداقل آرماتور در واد طول دال برابر است با

$$A_{smin} = 0/0018 \times 100 \times 18 = 3/24 \text{ cm}^2/m$$

و حداکثر فاصله مجاز آرماتورها نیز برابر است با

$$S_{max} = 2l = 2 \times 18 = 36 \text{ cm}$$

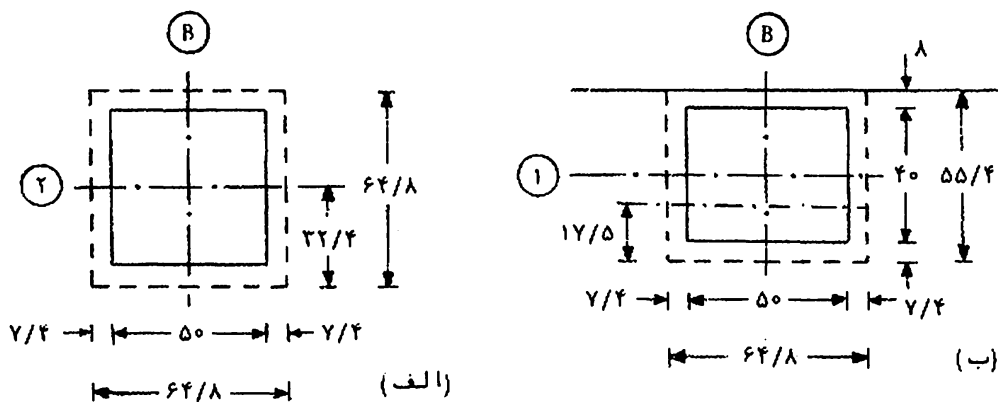
در جداول ۵-۱۰ و ۶-۱۰ کل آرما تورلازم درمقاطع بحرانی برای هر نوار در زیر لنگر خمشی ضریب دار (در داخل پرانتز) نوشته شده است. مقاطعی که در آنها حداقل آرما توربا یید قرار داده شود با علامت * مشخص شده اند. آرما تورهای خمشی مثبت معمولا " به طور یکنواخت در پهنای نوار توزیع می شوند. توزیع آرما تورهای خمشی منفی، از سوی دیگر، بستگی به لنگر خمشی که به تکیه گاه منتقل می شود دارد. بنا بر این این مسئله را با یید در ارتباط با انتقال خمش و برش در دال تخت مورد بررسی قرار داد. برای یک ستون داخلی مانند ستون B_۲ (تصویر الف-۱۰-۲۶) بر اساس جداول فوق آرما تورهای خمشی زیر در دو جهت بدست می آیند:

$$A_s = 22/5 \text{ cm}^2, \quad M_u = -11642 \text{ kg.m} \quad \text{جهت شمالی - جنوبی}$$

$$\Phi 12 \text{ تعداد میلگرد } = 20 \Rightarrow s = \frac{275}{20} = 13/75 \text{ cm}$$

$$A_s = 22/3 \text{ cm}^2, \quad M_u = -10940 \text{ kg.m} \quad \text{جهت شرقی - غربی}$$

$$\Phi 12 \text{ تعداد میلگرد } = 20 \Rightarrow s = \frac{275}{20} = 13/75 \text{ cm}$$



تصویر ۱۰-۲۶-۱۰ مقاطع بحرانی برای انتقال خمش و برش در دال مثال ۱۰-۲

لنگرهای انتقالی در دو جهت با استفاده از رابطه (۱۰-۲۱) برابرند با

$$0/07 \left[(787 + 0/5 \times 340) \times 5/5 \times 5/35^2 - 787 \times 5/5 \times 5/3^2 \right] = 2035 \text{ kg.m}$$

$$0/07 \left[(787 + 0/5 \times 340) \times 5/8 \times 5/05^2 - 787 \times 5/8 \times 5/0^2 \right] = 1920 \text{ kg.m}$$

با توجه به اینکه ستون به شکل مربع است ۶۰ درصد لنگرهای فوق

با ایداز طریق خمش و بقیه از طریق برش در دال انتقال یابد. محاسبات مربوط به انتقال خمش به ترتیب زیر است:

$$M_b = 0/6 \times 2025 = 1221 \text{ kg.m} \quad \text{جهت شمالی - جنوبی}$$

$$c_p + 3t = 50 + 3 \times 18 = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_s = 2/6 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 12 \text{ تعداد میلگرد} = 3 \Rightarrow s = \frac{104}{3} = 34/7 > 12/75 \text{ cm}$$

$$M_b = 0/6 \times 1920 = 1152 \text{ kg.m} \quad \text{جهت شرقی - غربی}$$

$$c_p + 3t = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_s = 2/5 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 12 \text{ تعداد میلگرد} = 3 \Rightarrow s = \frac{104}{3} = 34/7 > 12/75 \text{ cm}$$

بنا بر این بدون تغییر آرماتورهای خمشی محاسبه شده، باید ایستگاه آرماتورها را در هر دو جهت به طور یکنواخت در پهنای نوار ستون توزیع کرد.

برای بررسی کفایت دال از نظر انتقال خمش و برش در محصل ستونهای میانی، با توجه به نتایج بالابرای لنگرهای انتقالی و با توجه به پارامترهای مقطع بحرانی (تصویر الف-۲۶-۱۰) محاسبات زیر را باید انجام داد:

$$V_u = 1127 \times (5/8 \times 5/5 - 0/648 \times 0/648) = 35478 \text{ kg}$$

$$M_r = 0/4 \times 2025 = 814 \text{ kg.m} \quad \text{جهت شمالی - جنوبی}$$

$$M_r = 0/4 \times 1920 = 7680 \text{ kg.m} \quad \text{جهت شرقی - غربی}$$

$$d = \frac{1}{4} (15/4 + 14/2) = 14/8 \text{ cm}$$

$$A_c = 14/8 \times (4 \times 64/8) = 3836 \text{ cm}^2$$

$$x_1 = x_2 = 32/4 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{1}{6} \times 14/8 \times 64/8^3 + \frac{1}{4} \times 14/8 \times 64/8 \times 64/8^2$$

$$+ \frac{1}{6} \times 64/8 \times 14/8^3 = 2719710 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow v_u = \frac{35478}{0/85 \times 3836} + \frac{81400 \times 32/4}{0/85 \times 2719710} + \frac{76800 \times 32/4}{0/85 \times 2719710}$$

$$= 13/1 \text{ kg/cm}^2$$

باتوجه به اینکه تنش v_u از مقدار مجاز $16/8 = 16/8 \sqrt{250} = 1/06$ کمتر است لذا دال از نظر انتقال خمش و برش در محل ستونهای داخلی مناسب است. برای یک ستون خارجی، مانند ستون B_1 (تصویر ب-۲۶-۱۰) مطابق آئین نامه لنگر انتقالی برابر مقاومت خمشی اسمی نوار ستون است. برای این منظور لازم است ابتدا آرماتورهای خمشی دال در محل ایستادن ستون محاسبه شوند.

$$M_u = -5766 \text{ kg.m} \quad , \quad A_s = 10/6 \text{ cm}^2 \quad \text{جهت شمالی - جنوبی}$$

$$\Phi 12 \text{ تعداد میلگرد } = 10 \Rightarrow A_s = 11/3 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{275}{10} = 27/5 \text{ cm}$$

$$M_u(\text{دال}) = -5999 \text{ kg.m} \quad , \quad A_s = 12/4 \text{ cm}^2 \quad \text{جهت شرقی - غربی}$$

$$\Phi 12 \text{ تعداد میلگرد } = 11 \Rightarrow A_s = 12/43 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{165/5}{11} = 15 \text{ cm}$$

$$M_u(\text{دیوار}) = -1250 \text{ kg.m} \quad , \quad A_s = 2/5 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 18 \text{ تعداد میلگرد } = 1 \Rightarrow A_s = 2/54 \text{ cm}^2$$

لنگرهای انتقالی در دو جهت به ترتیب زیر محاسبه می شوند:

$$M_n = A_s f_y (d - a/2) \quad \text{جهت شمالی - جنوبی}$$

$$= \frac{11/3 \times 4000}{100} \left(15/4 - \frac{11/3 \times 4000}{2 \times 0/85 \times 250 \times 275} \right) = 6785 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 0/07 \left[(787 + 0/5 \times 340) \times 3/18 \times \right.$$

$$\left. 5/05^2 - 787 \times 3/18 \times 5/0^2 \right] = 1053 \text{ kg.m}$$

باتوجه به ابعاد مقطع بحرانی در تصویر ب-۲۶-۱۰ و با استفاده از رابطه (۱۰-۳۱) نتیجه می شود که در جهت شمالی - جنوبی ۶۲ درصد لنگر انتقالی از طریق خمش و بقیه از طریق برش و در جهت شرقی - غربی ۸۵ درصد لنگر انتقالی از طریق خمش و بقیه از طریق برش انتقال می یابند. محاسبات مربوط به انتقال لنگر از طریق خمش در دال به ترتیب زیر است:

$$M_b = 0/62 \times 6785 = 4207 \text{ kg.m} \quad \text{جهت شمالی - جنوبی}$$

$$c_2 + 3l = 50 + 3 \times 18 = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_s = 8/0 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 12 \text{ تعداد میلگرد} = \frac{8}{1/13} = 7/08 \Rightarrow s = \frac{104}{7/08} = 14/7 \text{ cm}$$

بنابراین فاصله آرماتورها در نوار به پهنای ۱۰۴ سانتیمتر نبایند از مقدار فوق تجاوز کند (به طرح نهایی آرماتورها در تصویر ۲۷-۱۰ مراجعه شود).

$$\text{جهت شرقی - غربی} : M_b = 0/58 \times 1053 = 611 \text{ kg.m}$$

$$\text{پهنای مؤثر دال} = 40 + 1/5 \times 18 + 8 = 75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_s = 1/4 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 12 \text{ تعداد میلگرد} = \frac{1/4}{1/13} = 1/24 \Rightarrow s = \frac{75}{1/24} = 60 > 15 \text{ cm}$$

بنابراین در جهت شرقی - غربی نیازی به افزایش آرماتورهای خمشی نیست و آرماتورها را می‌توان به‌طور یکنواخت در پهنای نوار دال توزیع کرد.

برای بررسی کفایت دال از نظر انتقال بقیه‌لنگر از طریق برش، با توجه به نتایج بالابرای لنگرهای انتقالی و با توجه به پارامترهای مقطع بحرانی (تصویر ۲۶-۱۰) محاسبات زیر انجام می‌شود:

$$V_u(\text{دال}) = 1127 \times (5/5 \times 3/18 - 0/648 \times 0/554) = 19307 \text{ kg}$$

$$V_u(\text{دیوار}) = 5/5 \times 560 = 3080 \text{ kg}$$

$$V_u = 19307 + 3080 = 22387 \text{ kg}$$

$$\text{جهت شمالی - جنوبی} : M_{u1} = (1 - 0/62) \times 6785 = 2578 \text{ kg.m}$$

$$\text{جهت شرقی - غربی} : M_{u2} = (1 - 0/58) \times 1053 = 442 \text{ kg.m}$$

$$d = \frac{1}{3} (15/4 + 14/2) = 14/8 \text{ cm}$$

$$A_c = 14/8 \times (2 \times 55/4 + 64/8) = 2599 \text{ cm}^2$$

$$x_1 = \frac{2 \times 55/4 \times 27/7}{2 \times 55/4 + 64/8} = 17/5 \text{ cm}$$

$$x_2 = \frac{1}{3} \times 64/8 = 32/4 \text{ cm}$$

$$J_1 = \frac{1}{3} (2 \times 14/8) \times 55/4^3 - 14/8 \times (2 \times 55/4 + 64/8) \times 17/5^2$$

$$+ \frac{1}{6} \times 55/4 \times 14/8^3 = 911670 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = \frac{1}{12} \times 14/8 \times 64/8^3 + \frac{1}{3} \times 14/8 \times 55/4 \times 64/8^2$$

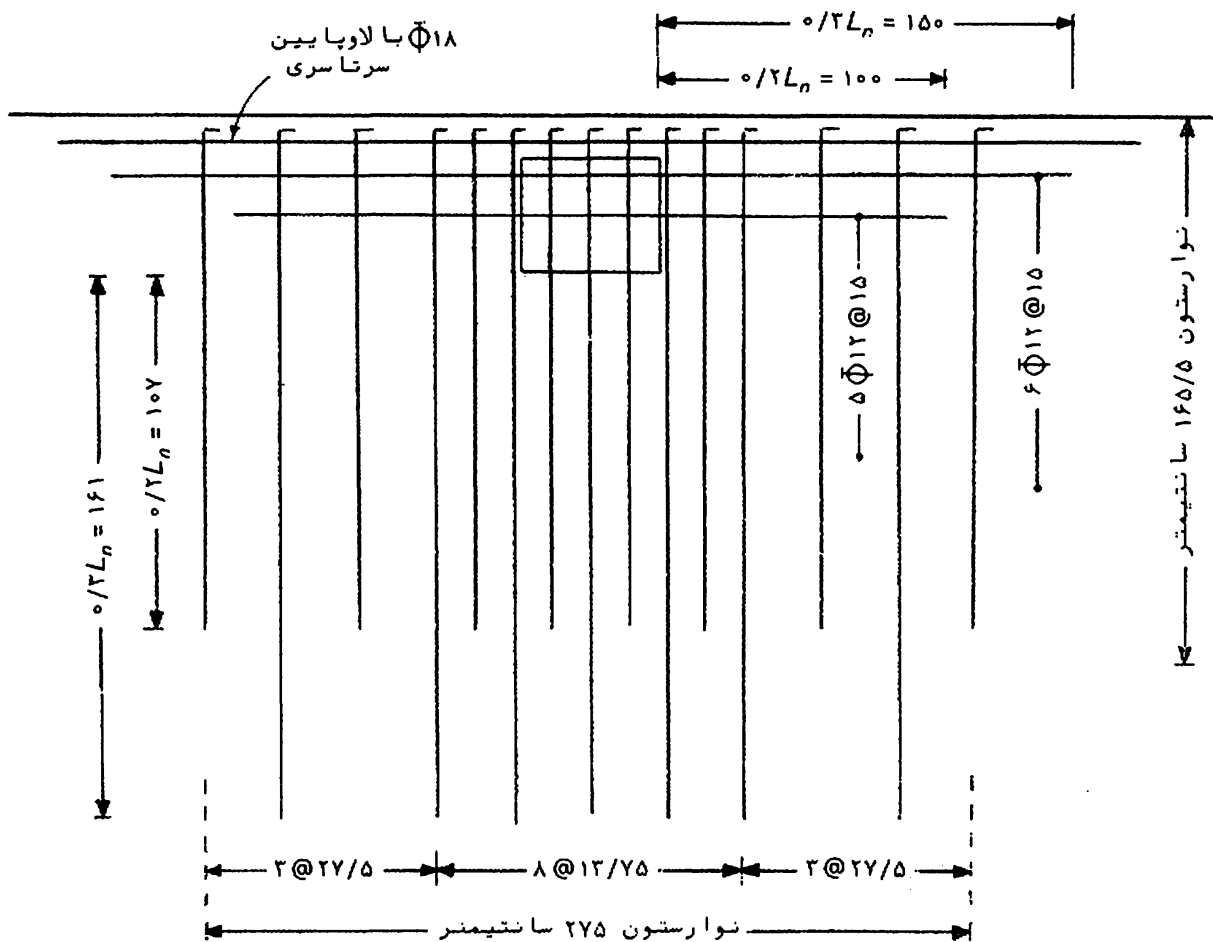
$$+\frac{1}{12} \times 64/8 \times 14/8^3 = 2074530 \text{ cm}^3$$

$$v_u = \frac{22387}{0/85 \times 2599} + \frac{257800 \times 17/5}{0/85 \times 911670} + \frac{44200 \times 32/4}{0/85 \times 2074530}$$

$$= 16/77 \text{ kg/cm}^2$$

باتوجه به اینکه تنش برشی فوق از مقدار مجاز $16/8$ کیلوگرم بر سانتی متری مترمربع کمتر است نتیجه می شود که دال از نظر انتقال خمش و برش در محل ستونهای خارجی نیز مناسب بوده و نیازی به افزایش ضخامت یا استفاده از آرماتور برشی نیست .

تصویر ۲۷-۱۰ طرح آرماتورهای خمشی را در محل ستون خارجی B_1 نشان می دهد . طول میلگردها بر اساس توصیه های که آیین نامه در ارتباط با محل قطع آرماتورها را رد تعیین شده است .
در دالهای تخت لازم است ضخامت دال در ارتباط با برش یک طرفه



تصویر ۲۷-۱۰ شبکه آرماتورهای فوقانی برای ستونهای خارجی در مثال ۲-۱۰

نیز مورد بررسی قرار گیرد. برش یک طرفه یا برش تیر عریض، در مقاطع عمود بر امتداد نوارهای دال بوجود می‌آید (تصویر ۱۹-۱۰). در این کف، بحرانی‌ترین مقطع برای برش یک طرفه مقطع به فاصله d از برخارجی ستونهای میانی دردهانه بزرگتر است. بنا بر این حداکثر نیروی برشی ضریب دار برای نوار به عرض $5/5$ متر و مقاومت برشی این نوار به ترتیب برابرند با

$$V_u = 1/15 \times 1127 \times \left(\frac{5/8}{2} - 0/25 - 0/2 - 0/154 \right) \times 5/5$$

$$= 16267 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0/85 \times 0/53 \sqrt{250} \times 550 \times 15/4 = 60322 \text{ kg}$$

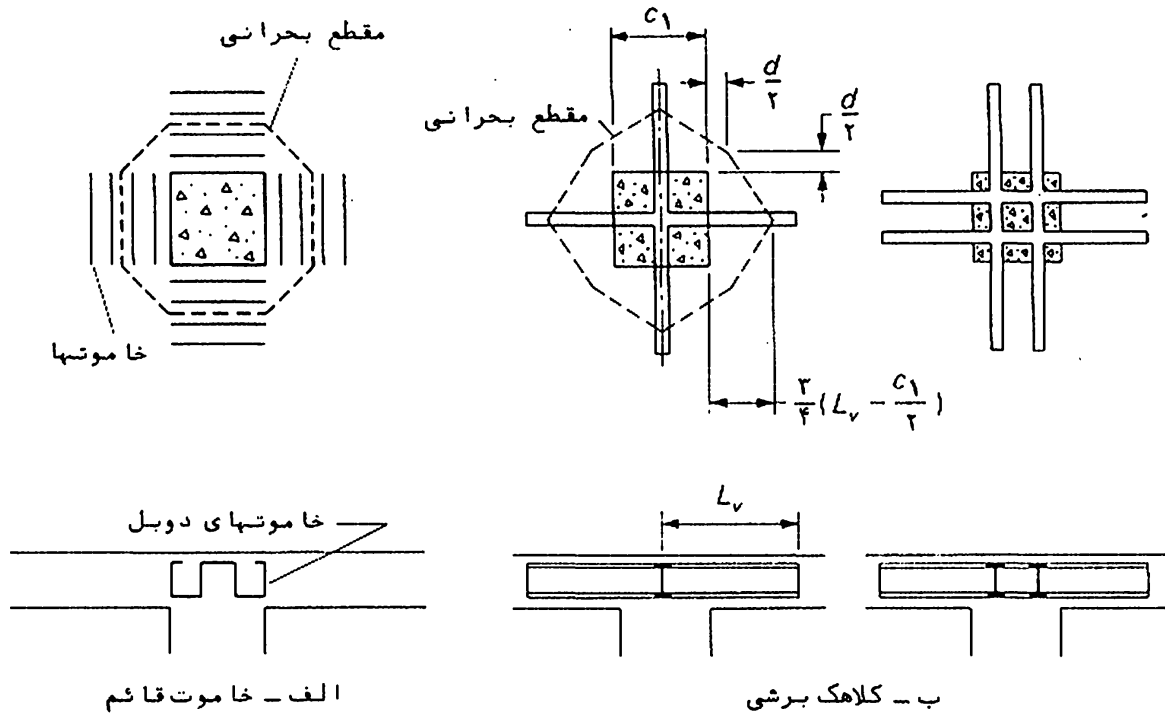
بدین ترتیب مشاهده می‌شود که ضخامت دال از نظر برش یک طرفه نیز کافی و رضایت بخش است.

۸-۱۰- طراحی آرماتورهای برشی در دالهای تخت

یکی از عوامل تعیین کننده در طراحی دالهای تخت برش دو طرفه یا برش منگنه‌ای است. ضخامت دالهای تخت معمولاً "به نحوی انتخاب می‌شود که برای مقاومت در مقابل برش منگنه‌ای نیاز به آرماتور برشی نباشد. برای تأمین این منظور گاهی از پهنه (دال تخت با پهنه)، گاهی از سرستون (دال قارچی) و در برخی موارد از ترکیب هر دو (دال قارچی با پهنه) استفاده می‌شود. با این حال در بعضی اوقات به علت محدودیتهای طرح یا مسائل اجرایی، بکاربردن آرماتور برشی برای تقویت دال در مقابل برش منگنه‌ای اجتناب ناپذیر است.

آرماتور برشی در دالهای تخت معمولاً "یا به صورت خاموت‌های قائم در دو جهت متعامد در دو طرف ستون است (تصویر الف-۲۸-۱۰) و یا متشکل از کلاهکهای برشی ساخته شده از نیمرخهای فولادی I یا ناودانی است (تصویر ب-۲۸-۱۰). آرماتورهای برشی علاوه بر اینکه خود بخشی از مقاومت برشی را تأمین می‌کنند سبب افزایش محیط مقطع بحرانی b_0 ، و در نتیجه افزایش مقاومت برشی تا مین شده توسط بتن (V_c) می‌شوند.

مطابق آیین نامه، در مواردی که در دالهای تخت از خاموت‌های قائم استفاده می‌شود، مقاومت برشی اسمی دال در مقطع منگنه (بخش



تصویر ۲۸-۱۰ انواع آرماتورهای برشی در دالهای تخت

۱۰-۶) و در سایر مقاطع تحت برش دو طرفه، که با توجه به وجود خاموتها مطابق تصویر الف-۲۸-۱۰ به شکل هشت ضلعی اند، برابر است با

$$V_n = V_c + V_s = 0.52\sqrt{f'_c}b_0d + \frac{A_s f_y d}{s} \quad (10-40)$$

که در آن h_0 محیط مقطع تحت برش دو طرفه، A_c کل سطح مقطع شاخه‌های خاموت در محیط h_0 و s فاصله بین خاموتهاست. مطابق آیین نامه مقدار V_n از رابطه فوق نباید از $1/6\sqrt{f'_c}b_0d$ بیشتر گرفته شود. در ارتباط با برش در دالهای تخت باید توجه داشت که هرگاه نیروی برشی ضریب دار، V_u ، از ϕV_c (رابطه ۳۰-۱۰) تجاوز کند باید از آرماتور برشی استفاده شود، اما همانطور که از رابطه (۴۰-۱۰) نتیجه می‌شود در طرح خاموتهای قائم، V_c در رابطه فوق برابر $0.52\sqrt{f'_c}b_0d$ گرفته می‌شود.

از نظر تئوری آرماتور برشی را باید تا مقطعی ادامه داد که در آن تنش برشی اسمی، یعنی $v_n = V_u/(\phi b_0 d)$ برابر $0.52\sqrt{f'_c}$ باشد، اما معمولاً آرماتور برشی تا فاصله d از چنین مقطعی ادامه داده می‌شود (تصویر الف-۲۸-۱۰).

نوع دیگر آرماتور برشی در دال‌های تخت کلاهی‌های برشی است . کلاهی‌های برشی معمولاً "ازسه (برای ستون‌های کناری) یا چهار (برای ستون‌های میانی) با زوی یکسان که به‌طور متعادل یکدیگر جوش شده‌اند ساخته می‌شوند (تصویر ب-۲۸-۱۰) . در صورت لزوم می‌توان از تعداد بیشتری با زودر جهت استفاده کرد .

وجود کلاهی برشی سبب دور شدن مقطع بحرانی از ستون می‌شود . مطابق آیین نامه این مقطع بحرانی هر با زوی کلاهی را در فاصله‌های برابر سه چهارم طول با زودر بیرون ستون قطع می‌کند و به نحوی تعیین می‌شود که محیط آن ، h_0 ، حداقل باشد . این مقطع نیازی نیست نزدیک تر از $d/2$ به محیط ستون گرفته شود (تصویر ب-۲۸-۱۰) . طول با زوهای کلاهی باید چنان باشد که نیروی برشی ضریب دار ، V_u ، روی مقطع از $\phi 1/06 \sqrt{f'_c} h_0 d$ تجاوز نکند (h_0 محیط مقطع بحرانی مزبور است) .

مطابق آیین نامه ، در صورتی که کلاهی برشی مشخصاتی که در زیر آمده است داشته باشد مقاومت برشی اسمی دال برابر $1/86 \sqrt{f'_c} h_0 d$ خواهد بود که در آن h_0 محیط مقطع بحرانی به فاصله $d/2$ از ستون است .

در ارتباط با مشخصات مقطع کلاهی‌های آیین نامه تصریح می‌کند که α_v ، یعنی نسبت سختی هر با زوی کلاهی ($E_s I_x$) به سختی مقطع مرکب ترک خورده دال به پهنای $d + c_v$ ، که کلاهی در آن تعیین شده ، حداقل برابر $0/15$ باشد ، یعنی

$$\min \alpha_v = \frac{E_s I_x}{E_c (I_s \text{ مرکب})} = 0/15 \quad (10-41)$$

همچنین ارتفاع نیمرخ فولادی مورد استفاده برای کلاهی نباید از 70 برابر ضخامت جان بیشتر باشد و بال فشاری نیمرخ نیز باید در داخل فاصله $d/3$ از وجه فشاری دال قرار گیرد . علاوه بر این ، ظرفیت لنگر پلاستیک با زوی کلاهی M_p باید حداقل برابر مقدار زیر باشد :

$$\min M_p = \frac{V_u}{2\eta\phi} \left[h_v + \alpha_v \left(L_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (10-42)$$

که در آن η تعداد با زوهای یکسان کلاهی (معمولاً "۴) ، V_u نیروی برشی

ضریب دادر محیط ستون، h_v ارتفاع مقطع کلاهک، L_v طول هر یک از زوی کلاهک از مرکز ستون و ϕ ضریب کاهش مقاومت برای خمش است.

شرط فوق برای تضمین این است که کلاهک برشی قبل از رسیدن به مقاومت برشی لازم در اثر خمش گسیخته نشود.

در صورت استفاده از کلاهک برشی می توان فرض کرد که کلاهک می تواند به مقاومت خمشی هر نو استون در دال به اندازه M_v مطابق رابطه زیر اضافه کند.

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta} \left(L_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (10-43)$$

که در آن L_v طول هر یک از زوی کلاهک برشی است که عملاً "قرارداده شده است". مطابق آیین نامه، مقدار لرنگر فوق نباید از کوچکترین سه مقدار زیر بزرگتر گرفته شود: الف - ۳۰ درصد کل مقاومت خمشی لازم در نو استون، ب - تغییر مقدار لرنگر خمشی نو استون در طول L_v و ج - مقدار M_p مطابق رابطه (۱۰-۴۲)

در صورتی که علاوه بر نیروی برشی V_u لرنگر خمشی M_u نیز باید از طریق دال انتقال یا بد مقطع بحرانی برای انتقال تنش برشی ناشی از M_u (رابطه ۱۰-۳۲) علی رغم وجود کلاهک برشی مقطع به فاصله $d/2$ از ستون است. در حالی که مقطع بحرانی برای M_u مقطعی است که به وسیله کلاهک برشی تعریف می شود (تصویر ۱۰-۲۸). بدین ترتیب در چنین حالتی، مطابق آیین نامه، مجموع تنشهای برشی ناشی از M_u و V_u روی مقاطع بحرانی نظیر نباید از $\phi 1/0.6 \sqrt{f_c}$ تجاوز کند. دلیل این تناقض ظاهری این است که این دو مقطع بحرانی در فاصله نزدیکی از گوشه های ستون، که معمولاً از آنجا گسیختگی آغاز می شود، قرار دارند.

مثال ۱۰-۳ - طراحی آرماتورهای برشی - در یک دال تخت که در آن ابعاد ستونها برابر $c_1 = c_2 = 30$ سانتیمتر و ضخامت دال ۲۱ سانتیمتر است نیروی برشی ضریب دادر در محل یک ستون داخلی برابر ۶۵۰۰۰ کیلوگرم است. بررسی کنید که آیا مقاومت برشی دال کافی است یا خیر. در صورت کافی نبودن، آرماتور برشی لازم را در دو حالت زیر طرح کنید:

الف - با استفاده از خاموت‌های قائم ب - با استفاده از کلاک برشی
سایر مشخصات طرح به‌قرار زیر است :

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y (\text{آرما تور}) = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y (\text{نیمرخ فولادی}) = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

حل :

برای بررسی کفایت یا عدم کفایت مقاومت برشی دال باید مقدار ϕV_c برای مقطع بحرانی برش منگنه‌ای محاسبه شده و با V_u مقایسه شود.
محاسبات لازم به‌قرار زیر است :

$$d (\text{متوسط}) = 21 - 3/5 = 17/5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 4 \times (30 + 17/5) = 190 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0/85 \times 0/53 \sqrt{250} \times 190 \times 17/5 = 23685 \text{ kg}$$

$$V_u = 65000 \text{ kg} > \phi V_c$$

بنابراین مقاومت برشی دال بدون استفاده از آرما تور برشی کافی نیست.

(الف) برای اینکه بتوان برای تقویت دال از خاموت‌های قائم استفاده کرد باید V_u از $1/6 \sqrt{f'_c} b_0 d$ کمتر باشد، بنابراین

$$1/6 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0/85 \times 1/6 \sqrt{250} \times 190 \times 17/5 = 71500 \text{ kg} > V_u$$

در نتیجه می‌توان دال را به کمک خاموت‌های قائم تقویت کرد. حداکثر فاصله مجاز بین خاموت‌ها برابر است با

$$\max s = \frac{d}{2} = \frac{17/5}{2} = 8/75 \text{ cm}$$

بنابراین اگر فاصله بین خاموت‌ها ۸ سانتیمتر فرض شود با استفاده از رابطه (۴۰-۱۰) سطح مقطع لازم برای شاخه‌های خاموت برابر خواهد بود با

$$\frac{65000}{0/85} = 0/53 \sqrt{250} \times 190 \times 17/5 + \frac{A_v \times 4000 \times 17/5}{8}$$

$$\Rightarrow A_v = 5/56 \text{ cm}^2$$

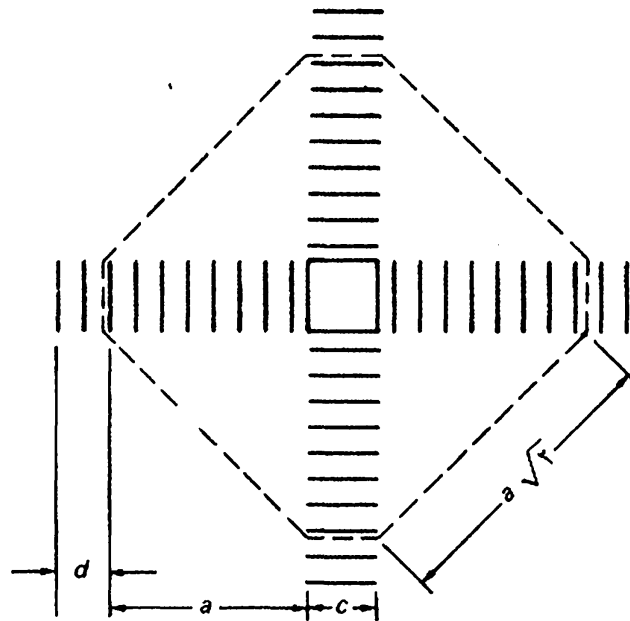
حال اگر از خاموت‌های دوشاخه در هر وجه ستون استفاده شود سطح مقطع هر شاخه برابر است با

$$\frac{5/56}{4 \times 2} = 0/70 \text{ cm}^2$$

که برای تأمین آن می‌توان از میلگرد به قطر ۱۰ میلیمتر (با سطح مقطع

۰/۷۹ سانتی‌متر مربع) استفاده کرد.

خاموتها باید تا مقطعی که در آن $V_u = \phi V_c$ است ادامه داده شوند. با توجه به تصویر ۱۰-۲۹ و با این فرض که V_u روی سطح بحرانی (خط چین در تصویر ۱۰-۲۹) تقریباً برابر V_u در محل ستون است محاسبات زیر انجام می‌شود:



تصویر ۱۰-۲۹ آرماتورهای برشی متشکل از خاموتهای قائم در مثال ۱۰-۳

$$b_0 = 4(c + a\sqrt{2})$$

$$V_u = \phi V_c \Rightarrow 65000 = 0/85 \times 0/52 \sqrt{250} \times 4 \times (30 + a\sqrt{2}) \times 17/5$$

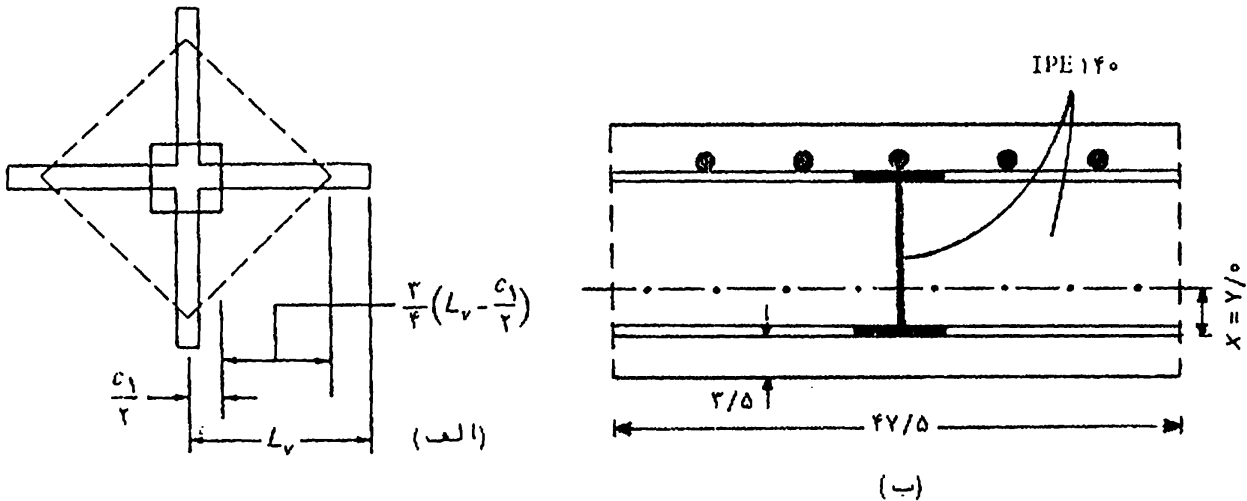
$$\Rightarrow a = 71 \text{ cm}$$

بنابراین، مطابق تصویر ۱۰-۲۹ آرماتورهای برشی باید تا فاصله $a+d$ یعنی $88/5$ سانتی‌متر ادامه داده شوند. (لازم به تذکر است که، با توجه به رابطه $(10-40)$ ، با دور شدن از ستون، مقدار آرماتور برشی مورد نیاز کاهش می‌یابد. بنابراین می‌توان در نقاط دورتر، با ثابت نگه داشتن فاصله بین خاموتها قطر خاموتها را کاهش داد و یا در صورت استفاده از تنها یک قطر برای خاموتها فاصله بین آنها را به تدریج زیاد کرد).

(ب) در صورت استفاده از کلاhek به عنوان آرماتور برشی، طول بازوهای کلاhek، L_v ، باید چنان باشد که در مقطع بحرانی واقع در سه چهارم فاصله $c_1/2 - L_v$ از برستون تنش برشی بتن از $1/06\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. بنابراین با توجه به تصویر الف-۳۰-۱۰ و با این فرض که نیروی برشی ضریب ابداع روی مقطع بحرانی تقریباً "برابر نیروی برشی ضریب ابداع در محل ستون است، می توان نوشت:

$$b_0 = \frac{V_u}{\phi 1/06 \sqrt{f'_c} d} = \frac{65000}{0/85 \times 1/06 \sqrt{250} \times 17/5} = 260 \text{ cm}$$

$$b_0 = 4\sqrt{2} \left[\frac{c_1}{2} + \frac{2}{4} (L_v - \frac{c_1}{2}) \right] \Rightarrow L_v = 56 \text{ cm}$$



تصویر ۱۰-۳۰ کلاhek برشی در مثال ۱۰-۳

حداکثر مقدار مجاز V_u برای آنکه بتوان از کلاhek برشی استفاده کرد برابر است با

$$\phi 1/86 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0/85 \times 1/86 \sqrt{250} \times 190 \times 17/5 = 83118 \text{ kg}$$

بنابراین می توان از نیمرخ فولادی به عنوان کلاhek برشی در این مثال استفاده کرد.

حداقل ظرفیت پلاستیک هر بازوی کلاhek را می توان به کمک رابطه (۱۰-۴۲) بدست آورد. اگر $h_v = 14$ سانتیمتر و $\alpha_v = 0/2$ فرض شود حداقل ظرفیت پلاستیک کلاhek برابر است با

$$M_p = \frac{65000}{0/9 \times 2 \times 4} \left[14 + 0/2 \times (56 - \frac{30}{2}) \right] = 200417 \text{ kg.cm}$$

بنا برای این اساس پلاستیک مقطع برابر است با

$$Z_x = \frac{M_p}{f_y} = \frac{200417}{2400} = 83/5 \text{ cm}^3$$

با توجه به این نتیجه می توان مقدماتاً " نیمرخ IPE140 را با $Z_x = 86/5$ انتخاب کرد.

برای محاسبه دقیق تر، اگر فرض شود در پهنای $c_y + d = 47/5$ سانتیمتر، پنج عدد میلگرد $\Phi 14$ وجود داشته باشد (این میلگردها بر اساس محاسبات خمش نظیر آنچه در مثال ۲-۱۰ انجام شده بدست می آید) محاسبات مربوط به تعیین α_v به ترتیب زیر خواهد بود (تصویر ب-۳۰-۱۰):

$$I_x = 540 \text{ cm}^4 \text{ : مشخصات IPE140}$$

$$A = 16/4 \text{ cm}^2$$

$$n = 8/5, \quad A_s = 5 \times 1/54 = 7/70 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{47/5 \cdot \frac{x^2}{2} + 8/5 \times 16/4 \times 10/5 + 8/5 \times 7/70 \times 17/5}{47/5 \cdot x + 8/5 \times (16/4 + 7/70)}$$

$$\Rightarrow x = 7/0 \text{ cm}$$

$$I_s(\text{مركب}) = \frac{47/5 \times 7^3}{3} + 8/5 \times 540 + 8/5 \times 16/4 \times (10/5 - 7)^2 + 8/5 \times 7/70 \times (17/5 - 7)^2 = 18944 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \alpha_v = \frac{E_s(540)}{E_c(18944)} = \frac{8/5 \times 540}{18944} = 0/24 > 0/15$$

بنا برای این مقدار دقیق M_p و اساس پلاستیک مقطع برابرند با

$$M_p = \frac{65000}{0/9 \times 2 \times 4} \left[14 + 0/24 \times \left(56 - \frac{30}{2} \right) \right] = 215220 \text{ kg.cm}$$

$$Z_x = \frac{215220}{2400} = 90 \text{ cm}^3$$

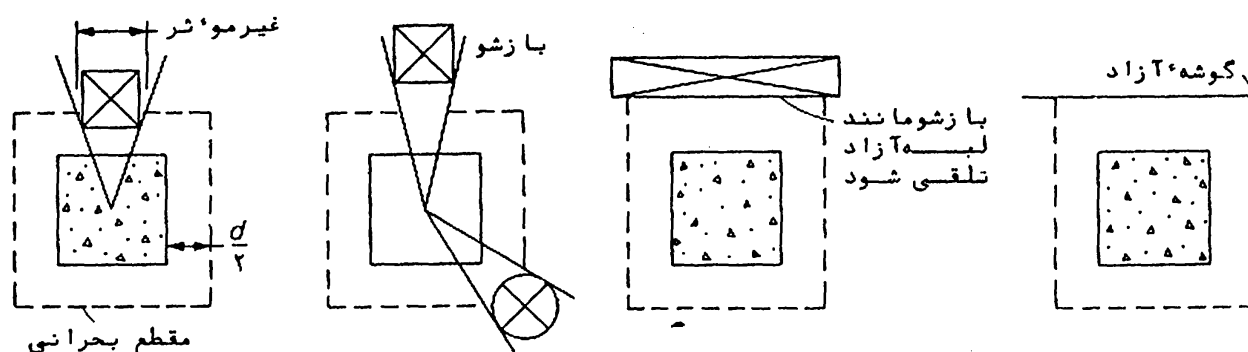
نیمرخ انتخاب شده در حدود ۴ درصد ضعیف تر از نیمرخ مورد نیاز است اما با اطمینان کافی می توان آن را بکاربرد زیرا مقدار واقعی V_u روی مقطع بحرانی b_0 (تصویر الف-۳۰-۱۰) کمتر از مقدار برش در مجاورت ستون (۶۵۰۰۰ کیلوگرم) است.

۹-۱۰- قسمت‌های با زردالها

تقریباً " در تمام دال‌ها قسمت‌های باز (بازشو) وجود دارد ولی این قسمت‌های باز معمولاً " مشکلی در طراحی ایجاد نمی‌کنند. برای بازشوهای بزرگ ممکن است تعبیه تیرهای اضافی در اطراف بازشو لازم باشد. در چنین مواردی به علت وجود تیرهای تقویتی و اندازهٔ بازشو تغییراتی در توزیع لنگ‌های خمشی پانل بوجود می‌آید که در طراحی باید به آن توجه شود.

اما اغلب بازشوها به اندازه کافی کوچک اند و در نتیجه لنگ‌ها را می‌توان برای این اساس که بازشو وجود ندارد بدست آورد. در این حال باید آرماتورهای راکه به خاطر بازشو قطع شده اند به طرفین بازشو اضافه کرد. آیین نامه استفاده از این روش را برای بازشوهایی که در سطح مشترک دال و نوار میانی متقاطع قرار گرفته‌اند و برای بازشوهایی کوچکتر از یک هشتم پهنای هر یک از دال و نوار ستون در سطح مشترک تلاقسی آنها اجازه می‌دهد. در سطح مشترک یک نوار ستون و یک نوار میانی حداکثر یک چهارم آرماتورهای دال و هر یک از دال و نوار میانی تواننده وسیلهٔ بازشو قطع شود و در این صورت آرماتورهای قطع شده باید به طرفین بازشو اضافه شوند.

از نظر تأثیر بازشو بر مقاومت برشی دال‌ها آیین نامه تصریح می‌کند که وقتی بازشوها در فاصله‌ای کمتر از ده برابر ضخامت دال از سطح یک بار متمرکز یا عکس‌العمل واقع شده‌اند و یا هنگامی که بازشوهایی تعبیه شده در دال‌های تخت و قارچی در داخل نوارهای ستون قرار گرفته‌اند



تصویر ۳۱-۱۰ تأثیر بازشو و لبه‌های آزاد بر محیط بحرانی برش دو طرفه

آن قسمت از محیط مقطع بحرانی، h_0 ، که بین خطوط مستقیمی که از مرکز سطح باریاستون به حدود بیرونی بازشو ترسیم می شود قرار می گیرد باید از h_0 کاسته شود. تصویر ۳۱-۱۰ محیط مقطع بحرانی مؤثر برای برش دو طرفه را برای چند حالت نشان می دهد. در صورت استفاده از کلاک برشی، قسمت غیر مؤثر محیط باید نصف مقدار فوق گرفته شود.

۱۰-۱۰-۱۰- روش قاب معادل

در بخش ۴-۱۰ اشاره شد که برای آنالیز سیستمهای دال دوطرفه دو روش در آیین نامه توصیه شده است: روش طراحی مستقیم و روش قاب معادل. روش طراحی مستقیم که در بخش ۵-۱۰ به تفصیل تشریح شده است روشی ساده و مناسب است به شرطی که شش شرط لازم برای آن (بخش ۸-۵-۱۰) برآورده شوند. در سایر موارد می توان از روش کلی تر قاب معادل استفاده کرد.

همانطور که در بخش ۴-۱۰ تشریح شده است در روشهای آیین نامه ای، سیستم کف به وسیله مقاطعی از وسط پانلهای به تعدادی قاب تقسیم می شود (تصویر الف-۷-۱۰). هر قاب از یک ردیف ستون و نواردال های دال تیرها، که همان سیستم کف محصور بین محور پانلهای طرفین خط ستون است (تصویر ج-۷-۱۰) تشکیل می شود. تفاوت روش طراحی مستقیم و روش قاب معادل تنها در نحوه آنالیز قابهاست. بدین ترتیب که در روش طراحی مستقیم مقاطع دیرلنگرهای منفی و مثبت در مقاطع بحرانی به کمک ضرائب مشخصی تعیین می شوند، در حالی که در روش قاب معادل این لنگرها به کمک یکی از روشهای آنالیز الاستیک (مانند پخش لنگر) بدست می آیند. در روش اخیر، برای سهولت محاسبات می توان مطابق آیین نامه، هر طبقه را همراه با ستونهای بالو پایین آن مستقل از سایر طبقات آنالیز کرد. برای این منظور لازم است انتهای ستونها در محل طبقات بالو پایین طبقه مورد نظر گیردا فرض شوند (تصویر ۳-۸).

در ارتباط با مشخصات اعضا قاب در روش قاب معادل ضوابط خاصی توسط آیین نامه وضع شده است. بدین ترتیب که ممان اینرسی مقاطع رامی توان بر اساس کل سطح مقطع بتن (بدون احتساب آرماتورها) محاسبه کرد ولی تغییرات در مقطع را در طول محورا اعضا باید در محاسبات

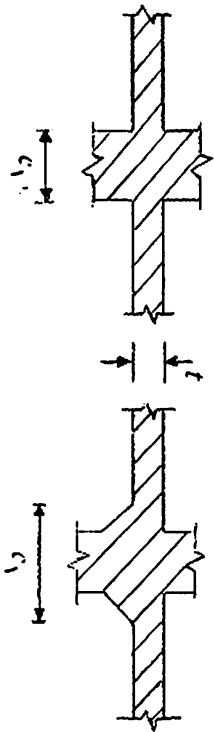
جدول ۱۰-۷

۰/۴۰	M	۰/۰۰۸۲	۰/۰۰۸۵	۰/۰۰۸۷	۰/۰۰۸۸	۰/۰۰۹۰	۰/۰۰۹۲	۰/۰۰۹۴	۰/۰۰۹۵	۰/۰۰۹۷	۰/۰۰۹۹	۰/۱۰۰۰
	k	۴/۰۰۰۰	۴/۲۸۹	۴/۶۰۷	۴/۹۵۹	۵/۲۴۸	۵/۷۷۸	۶/۲۵۵	۶/۷۸۲	۷/۲۶۵	۸/۰۰۷	۸/۷۱۰
۰/۴۵	C	۰/۵۰۰	۰/۵۱۵	۰/۵۳۰	۰/۵۴۶	۰/۵۶۳	۰/۵۸۰	۰/۵۹۸	۰/۶۱۷	۰/۶۳۵	۰/۶۵۴	۰/۶۷۲
	M	۰/۰۰۸۲	۰/۰۰۸۵	۰/۰۰۸۷	۰/۰۰۸۸	۰/۰۰۹۰	۰/۰۰۹۲	۰/۰۰۹۴	۰/۰۰۹۶	۰/۰۰۹۸	۰/۱۰۰۰	۰/۱۰۰۱
۰/۵۰	k	۴/۰۰۰۰	۴/۲۱۱	۴/۴۸۵	۵/۰۴۶	۵/۴۸۰	۵/۹۶۷	۶/۵۱۷	۷/۱۳۶	۷/۳۳۶	۸/۶۲۵	۹/۵۱۴
	C	۰/۵۰۰	۰/۵۱۵	۰/۵۳۰	۰/۵۴۷	۰/۵۶۴	۰/۵۸۳	۰/۶۰۲	۰/۶۲۱	۰/۶۴۲	۰/۶۶۲	۰/۶۸۳
X = ۱ - c _۲ /L _۲	M	۰/۰۰۸۲	۰/۰۰۸۵	۰/۰۰۸۷	۰/۰۰۸۸	۰/۰۰۹۰	۰/۰۰۹۲	۰/۰۰۹۴	۰/۰۰۹۶	۰/۰۰۹۸	۰/۱۰۰۰	۰/۱۰۰۲
	k	۴/۰۰۰۰	۴/۲۳۱	۴/۷۰۳	۵/۱۲۳	۵/۵۹۹	۶/۱۴۱	۶/۷۶۰	۷/۴۷۰	۸/۲۸۹	۹/۲۳۴	۱۰/۳۲۹
X = ۱ - c _۲ /L _۲	C	۰/۵۰۰	۰/۵۱۵	۰/۵۳۰	۰/۵۴۷	۰/۵۶۴	۰/۵۸۳	۰/۶۰۲	۰/۶۲۴	۰/۶۴۵	۰/۶۶۷	۰/۶۹۰
	X = ۱ - c _۲ /L _۲	۱/۰۰۰	۰/۸۵۶	۰/۷۲۹	۰/۶۱۳	۰/۵۱۲	۰/۴۲۱	۰/۳۴۳	۰/۲۷۴	۰/۲۱۶	۰/۱۶۶	۰/۱۲۵

FEM (لنگرگیرداری با رینگواخت) = $M_{max}/L_{۲}^۲$

K (مختصی) = $KEL_{۲}^۳/۱۲L_{۱}$

C.O.F. (ضریب انتقال) = C



منظور کرد. به عنوان مثال در دال - تیرها در صورت وجود پهنه یا سرستون، ممان اینرسی دال - تیر از محل شروع پهنه یا سرستون تغییر می‌کند. مطابق آیین نامه، از مرکزستون تا لبه^۶ ستون یا سرستون، ممان اینرسی دال - تیر برابر مقدار مربوط به لبه^۶ ستون یا سرستون تقسیم بر $(1 - c_p/L_p)$ گرفته می‌شود، که در آن c_p و L_p به ترتیب اندازه^۶ ستون یا سرستون و دهانه^۶ پانل در جهت عمود بر امتداد قاب است. در نظر گرفتن این تغییرات در ممان اینرسی اعضا^۶ سبب ایجاد اعضا^۶ با ماهیچه‌های پله‌ای می‌شود که ضرائب سختی، ضرائب انتقال و لنگرهای گیرداری آنها برای استفاده در روش پخش لنگر را می‌توان با روشهایی نظیر تشابه ستونی و یا به کمک جدا ولی نظیر جداول ۱۰-۷ تا ۱۰-۹ بدست آورد (جدول ۱۰-۷ برای دال - تیرهای بدون پهنه و جداول ۱۰-۸ و ۱۰-۹ برای دال - تیرهای با پهنه تنظیم شده اند در تمام این جداول فرض بر این است که در هر جهت، پهنه از مرکز تکیه‌گاه حداقل به فاصله‌ای برابر یک ششم طول دهانه در همان جهت گسترش یافته باشد. طول دهانه نیازی فاصله مرکز تا مرکز تکیه‌گاهها در نظر گرفته می‌شود).

در هر قاب، تیرهای عمود بر امتداد قاب (یعنی مثلاً "تیرهای جهت عرضی برای قابهای جهت طولی) به صورت پیچشی عمل می‌کنند. در روش قاب معادل فرض بر این است که ستونها از طریق این اعضا^۶ پیچشی به دال - تیر متصل اند. بدین ترتیب تغییر شکل پیچشی این تیرها سبب کاهش سختی خمشی مؤثر ستون می‌شود. برای منظور کردن این عامل در آنالیز قابها از مفهوم "ستون معادل" استفاده می‌شود. بدین ترتیب که ستونهای واقعی و تیرهای پیچشی با یک ستون معادل که سختی آن، K_{ec} ، از رابطه^۶ زیر بدست می‌آید، جایگزین می‌شود.

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t} \quad (11-44)$$

در این رابطه K_{ec} سختی خمشی ستون واقعی (علامت جمع برای در نظر گرفتن ستونهای بالاپوین هر طبقه است) و K_t سختی پیچشی تیر عمود بر امتداد قاب است.

در محاسبه^۶ K_{ec} مطابق آیین نامه باید ممان اینرسی ستون در محل

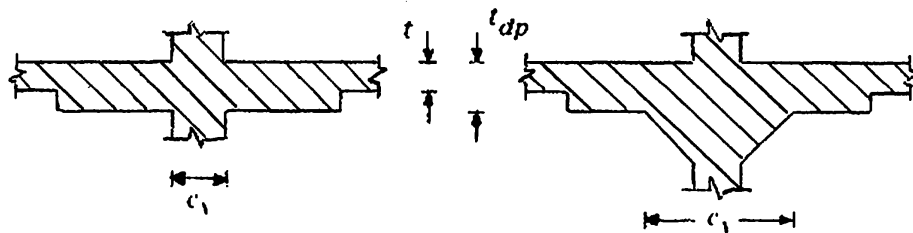
جدول ۸-۱- ضرائب پخش لنگر برای دال - تیرهای با پهله: $t_{dp} = 1/25t$

c_1/L_1		۰/۰۰	۰/۰۵	۰/۱۰	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۲۵	۰/۳۰
۰/۰۰	M	۰/۰۸۸	۰/۰۸۸	۰/۰۸۸	۰/۰۸۸	۰/۰۸۸	۰/۰۸۸	۰/۰۸۸
	k	۴/۷۹۵	۴/۷۹۵	۴/۷۹۵	۴/۷۹۵	۴/۷۹۵	۴/۷۹۵	۴/۷۹۷
	C	۰/۵۴۲	۰/۵۴۲	۰/۵۴۲	۰/۵۴۲	۰/۵۴۲	۰/۵۴۲	۰/۵۴۲
۰/۰۵	M	۰/۰۸۸	۰/۰۸۸	۰/۰۸۹	۰/۰۸۹	۰/۰۸۹	۰/۰۸۹	۰/۰۹۰
	k	۴/۷۹۵	۴/۸۴۶	۴/۸۹۶	۴/۹۴۴	۴/۹۹۰	۵/۰۳۵	۵/۰۷۷
	C	۰/۵۴۲	۰/۵۴۵	۰/۵۴۸	۰/۵۵۱	۰/۵۵۳	۰/۵۵۶	۰/۵۵۸
۰/۱۰	M	۰/۰۸۸	۰/۰۸۸	۰/۰۸۹	۰/۰۹۰	۰/۰۹۰	۰/۰۹۱	۰/۰۹۱
	k	۴/۷۹۵	۴/۸۹۴	۴/۹۹۲	۵/۰۳۹	۵/۱۸۴	۵/۲۷۸	۵/۳۶۸
	C	۰/۵۴۲	۰/۵۴۸	۰/۵۵۳	۰/۵۵۹	۰/۵۶۴	۰/۵۶۹	۰/۵۷۳
۰/۱۵	M	۰/۰۸۸	۰/۰۸۹	۰/۰۹۰	۰/۰۹۰	۰/۰۹۱	۰/۰۹۲	۰/۰۹۲
	k	۴/۷۹۵	۴/۹۳۸	۵/۰۸۲	۵/۲۲۸	۵/۳۷۴	۵/۵۲۰	۵/۶۶۵
	C	۰/۵۴۲	۰/۵۵۰	۰/۵۵۸	۰/۵۶۵	۰/۵۷۳	۰/۵۸۰	۰/۵۸۷
۰/۲۰	M	۰/۰۸۸	۰/۰۹۰	۰/۰۹۰	۰/۰۹۱	۰/۰۹۲	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴
	k	۴/۷۹۵	۴/۹۷۸	۵/۱۶۷	۵/۳۶۱	۵/۵۵۸	۵/۷۶۰	۵/۹۶۲
	C	۰/۵۴۲	۰/۵۵۲	۰/۵۶۲	۰/۵۷۱	۰/۵۸۱	۰/۵۹۰	۰/۵۹۰
۰/۲۵	M	۰/۰۸۸	۰/۰۸۹	۰/۰۹۰	۰/۰۹۱	۰/۰۹۲	۰/۰۹۴	۰/۰۹۵
	k	۴/۷۹۵	۵/۰۱۵	۵/۲۴۵	۵/۴۸۵	۵/۷۳۵	۵/۹۹۴	۵/۱۲۶۱
	C	۰/۵۴۲	۰/۵۵۳	۰/۵۶۵	۰/۵۷۶	۰/۵۸۷	۰/۵۹۸	۰/۶۰۰
۰/۳۰	M	۰/۰۸۸	۰/۰۸۹	۰/۰۹۰	۰/۰۹۲	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴	۰/۰۹۵
	k	۴/۷۹۵	۵/۰۴۸	۵/۳۱۷	۵/۶۰۱	۵/۹۰۲	۵/۱۲۱۹	۵/۱۵۵۰
	C	۰/۵۴۲	۰/۵۵۴	۰/۵۶۷	۰/۵۸۰	۰/۵۹۳	۰/۶۰۵	۰/۶۱۸

$MEM = MivL_1L_1^2$ (لنگرکیرداری با ریکنواخت)

K (سختی) = $kEL_1t^3/12L_1$

C.O.F. (ضریب انتقال) = C



دال، یعنی از بالای دال تا پائین دال - تیر، بی نهایت فرض شود و در سایر مقاطع ممان اینرسی بر اساس کل سطح مقطع بتن (بدون احتساب آرماتورها) در نظر گرفته شود. ضرائب سختی برای چنین عضوی را

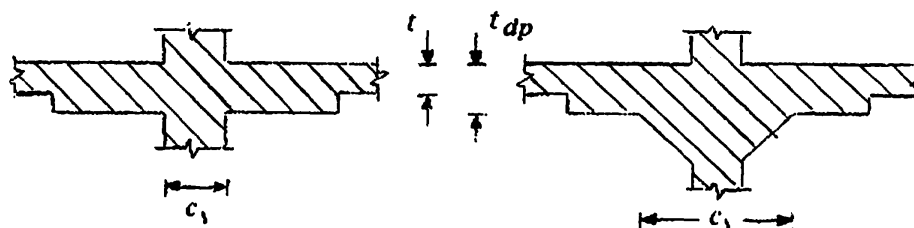
جدول ۹-۱۰ - ضرایب پخش لنگر برای دال - تیرهای با پهنه: $t_{dp} = 1/5t$

c_1/L_1	c_1/L_1	c_1/L_1							
		۰/۰۰	۰/۰۵	۰/۱۰	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۲۵	۰/۳۰	
۰/۰۰	M	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	
	k	۵/۸۳۷	۵/۸۳۷	۵/۸۳۷	۵/۸۳۷	۵/۸۳۷	۵/۸۳۷	۵/۸۳۷	
	C	۰/۵۸۹	۰/۵۸۹	۰/۵۸۹	۰/۵۸۹	۰/۵۸۹	۰/۵۸۹	۰/۵۸۹	
۰/۰۵	M	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴	۰/۰۹۴	۰/۰۹۴	
	k	۵/۸۳۷	۵/۸۹۰	۵/۹۴۲	۵/۹۹۳	۶/۰۴۱	۶/۰۸۷	۶/۱۳۱	
	C	۰/۵۸۹	۰/۵۹۱	۰/۵۹۴	۰/۵۹۶	۰/۵۹۸	۰/۶۰۰	۰/۶۰۲	
۰/۱۰	M	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴	۰/۰۹۴	۰/۰۹۴	۰/۰۹۵	۰/۰۹۵	
	k	۵/۸۳۷	۵/۹۴۰	۶/۰۴۲	۶/۱۴۲	۶/۲۴۰	۶/۳۳۵	۶/۴۲۷	
	C	۰/۵۸۹	۰/۵۹۳	۰/۵۹۸	۰/۶۰۲	۰/۶۰۷	۰/۶۱۱	۰/۶۱۵	
۰/۱۵	M	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴	۰/۰۹۵	۰/۰۹۵	۰/۰۹۶	۰/۰۹۶	
	k	۵/۸۳۷	۵/۹۸۶	۶/۱۳۵	۶/۲۸۴	۶/۳۳۲	۶/۵۲۹	۶/۷۲۳	
	C	۰/۵۸۹	۰/۵۹۵	۰/۶۰۲	۰/۶۰۸	۰/۶۱۴	۰/۶۲۰	۰/۶۲۶	
۰/۲۰	M	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴	۰/۰۹۵	۰/۰۹۶	۰/۰۹۶	۰/۰۹۷	
	k	۵/۸۳۷	۶/۰۲۷	۶/۲۲۱	۶/۴۱۸	۶/۶۱۶	۶/۸۱۶	۷/۰۱۵	
	C	۰/۵۸۹	۰/۵۹۷	۰/۶۰۵	۰/۶۱۳	۰/۶۲۱	۰/۶۲۸	۰/۶۳۵	
۰/۲۵	M	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴	۰/۰۹۴	۰/۰۹۵	۰/۰۹۶	۰/۰۹۷	۰/۰۹۸	
	k	۵/۸۳۷	۶/۰۶۵	۶/۲۰۰	۶/۵۴۳	۶/۷۹۰	۷/۰۴۳	۷/۲۹۸	
	C	۰/۵۸۹	۰/۵۹۸	۰/۶۰۸	۰/۶۱۷	۰/۶۲۶	۰/۶۳۵	۰/۶۴۲	
۰/۳۰	M	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴	۰/۰۹۵	۰/۰۹۶	۰/۰۹۷	۰/۰۹۸	۰/۰۹۰	
	k	۵/۸۳۷	۶/۰۹۹	۶/۲۷۲	۶/۶۵۷	۶/۹۵۳	۷/۲۵۸	۷/۵۷۱	
	C	۰/۵۸۹	۰/۵۹۹	۰/۶۱۰	۰/۶۲۰	۰/۶۳۱	۰/۶۴۱	۰/۶۵۱	

$FEM = NwL_1^2$ (الکرکیرداری باریکنواخت)

K (مختی) = $kEL_1^3/12L_1$

C.O.F. = C (ضریب انتقال)



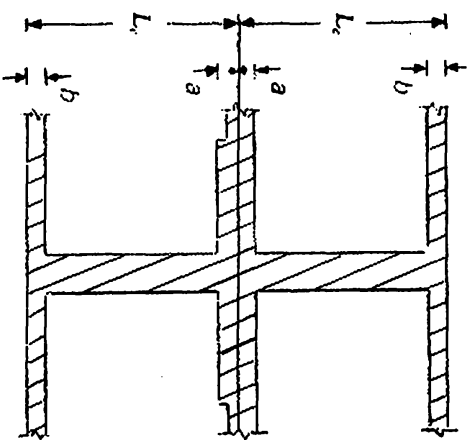
می توان با استفاده از روشهایی نظیر تشا به ستونی یا از جدا ولی نظیر
 جداول ۱۰-۱۰ و ۱۰-۱۱ بدست آورد (جدول ۱۰-۱۰ برای ستونهای بدون
 سرستون و جدول ۱۰-۱۱ برای ستونهای با سرستون ۴۵ درجه تنظیم شده اند)

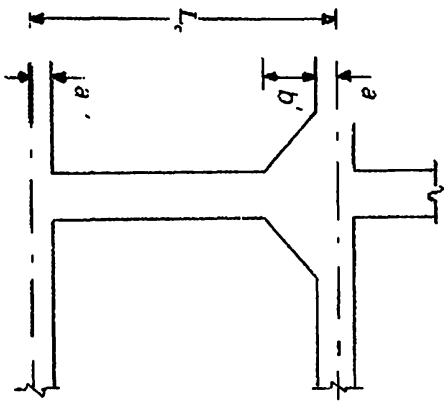
جدول ۱۰-۱- ضرایب سختی برای ستونهای بدون سرستون

b/L_c	۰/۰۰	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۰۶	۰/۰۸	۰/۱۰	۰/۱۲	۰/۱۴	۰/۱۶	۰/۱۸	۰/۲۰	۰/۲۲	۰/۲۴
۰/۰۰	۴/۰۰۰۰	۴/۰۰۸۲	۴/۱۶۷	۴/۲۵۵	۴/۳۴۸	۴/۴۴۴	۴/۵۴۵	۴/۶۵۱	۴/۷۶۲	۴/۸۷۸	۵/۰۰۰	۴/۱۲۸	۵/۲۶۲
۰/۰۲	۴/۲۳۷	۴/۴۳۳	۴/۵۳۳	۴/۶۳۸	۴/۷۴۷	۴/۸۶۲	۴/۹۸۳	۵/۱۱۰	۵/۱۲۴۴	۵/۱۳۸۴	۵/۱۵۳۳	۵/۱۶۹۰	۵/۱۸۵۶
۰/۰۴	۴/۷۰۰۹	۴/۸۸۲	۴/۹۴۰	۵/۰۶۳	۵/۱۹۳	۵/۳۲۰	۵/۴۷۵	۵/۶۲۷	۵/۷۸۷	۵/۹۵۸	۶/۱۳۸	۶/۳۲۹	۶/۵۳۳
۰/۰۶	۵/۱۱۲۲	۵/۲۵۲	۵/۳۹۳	۵/۵۳۹	۵/۶۹۳	۵/۸۵۵	۶/۰۲۷	۶/۲۰۹	۶/۳۰۳	۶/۴۰۳	۶/۵۱۳	۶/۶۰۶	۶/۷۲۱۰
۰/۰۸	۵/۵۸۱	۵/۷۲۵	۵/۸۹۸	۶/۰۷۰	۶/۲۵۲	۶/۴۴۵	۶/۶۵۵	۶/۸۶۸	۷/۱۰۰	۷/۱۳۸	۷/۱۸۷	۷/۲۰۳	۷/۲۳۳
۰/۱۰	۶/۰۹۱	۶/۲۷۱	۶/۴۶۲	۶/۶۶۵	۶/۸۸۰	۷/۱۰۹	۷/۱۳۵	۷/۱۶۱	۷/۱۹۳	۸/۱۹۲	۸/۵۱۳	۸/۸۵۹	۹/۲۳۳
۰/۱۲	۶/۶۵۹	۶/۸۷۰	۷/۰۹۴	۷/۲۳۳	۷/۵۸۷	۷/۸۵۹	۸/۱۵۰	۸/۴۶۱	۸/۷۹۶	۹/۱۵۷	۹/۵۴۶	۹/۹۶۷	۱۰/۴۳۰
۰/۱۴	۷/۲۹۲	۷/۵۴۰	۷/۸۰۳	۸/۰۸۴	۸/۳۸۵	۸/۷۰۸	۹/۰۵۴	۹/۴۲۶	۹/۸۲۹	۱۰/۲۶۰	۱۰/۷۳۰	۱۱/۱۵۷	۱۱/۶۴۰
۰/۱۶	۸/۰۰۱	۸/۲۹۱	۸/۶۰۰	۸/۹۳۱	۹/۲۸۷	۹/۶۷۰	۱۰/۰۶۰	۱۰/۵۳۰	۱۱/۰۱۰	۱۱/۵۴۰	۱۲/۰۳۰	۱۲/۷۴۰	۱۳/۴۲۰
۰/۱۸	۸/۷۹۶	۹/۱۲۴	۹/۴۹۸	۹/۸۸۸	۱۰/۳۱۰	۱۰/۷۶۰	۱۱/۲۶۰	۱۱/۷۹۰	۱۲/۳۷۰	۱۲/۹۰۱	۱۳/۷۰۰	۱۴/۲۷۰	۱۵/۳۱۰
۰/۲۰	۹/۶۸۷	۱۰/۰۵۰	۱۰/۵۱۰	۱۰/۹۷۰	۱۱/۴۷۰	۱۲/۰۱۰	۱۲/۶۰۰	۱۳/۲۴۰	۱۳/۹۴۰	۱۴/۷۱۰	۱۵/۵۶۰	۱۶/۴۹۰	۱۷/۵۳۰
۰/۲۲	۱۰/۶۹۰	۱۱/۱۶۰	۱۱/۶۶۰	۱۲/۲۰۰	۱۲/۸۰۰	۱۳/۴۴۰	۱۴/۱۴۰	۱۴/۹۱۰	۱۵/۷۶۰	۱۶/۶۹۰	۱۷/۶۱۰	۱۸/۸۷۰	۲۰/۱۵۰
۰/۲۴	۱۱/۸۲۰	۱۲/۳۷۰	۱۲/۹۶۰	۱۳/۶۱۰	۱۴/۳۱۰	۱۵/۰۸۰	۱۵/۹۲۰	۱۶/۸۴۰	۱۷/۸۷۰	۱۹/۰۰۰	۲۰/۲۶۰	۲۱/۶۵۰	۲۳/۲۶۰

$$K_c = \frac{k_g E_c I_c}{L_c}$$

a = طول مقطع صلب ستون در انتهای نزدیک
 b = طول مقطع صلب ستون در انتهای دور





$$K_c = \frac{k_c E_c I_c}{L_c}$$

= a طول مقطعی از ستون که طبق فرض می شود
 = b' ارتفاع سرستون ۴۵ درجه در زیردال

جدول ۱۱-۱ ضرایب سختی برای ستونهای با سرستونهای ۴۵ درجه

b'/Lc	a/Lc															
	۰/۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۲۵	۰/۰۳۰	۰/۰۳۵	۰/۰۴۰	۰/۰۴۵	۰/۰۵۰	۰/۰۵۵	۰/۰۶۰	۰/۰۶۵	۰/۰۷۰	۰/۰۷۵
۰/۰۰	۴/۰۰۰۰	۴/۱۰۰۲	۴/۲۰۰۸	۴/۳۱۰۸	۴/۴۲۳۳	۴/۵۵۰۲	۴/۶۷۷۶	۴/۸۰۰۵	۴/۹۲۰۰	۵/۰۰۸۰	۵/۰۲۲۶	۵/۰۳۶۵	۵/۰۵۰۹	۵/۰۶۴۸	۵/۰۷۸۲	۵/۰۹۱۵
۰/۰۲	۴/۰۰۱۳	۴/۱۱۱۵	۴/۲۲۲۳	۴/۳۳۳۳	۴/۴۴۴۸	۴/۵۵۵۸	۴/۶۶۸۰	۴/۷۸۱۰	۴/۸۹۴۴	۵/۰۰۹۸	۵/۰۲۳۳	۵/۰۳۶۷	۵/۰۵۰۸	۵/۰۶۴۳	۵/۰۷۷۷	۵/۰۹۱۰
۰/۰۴	۴/۰۰۰۳	۴/۱۱۰۵	۴/۲۲۱۱	۴/۳۳۲۲	۴/۴۴۳۶	۴/۵۵۵۸	۴/۶۶۸۰	۴/۷۸۱۰	۴/۸۹۴۴	۵/۰۰۰۶	۵/۰۱۴۹	۵/۰۲۹۲	۵/۰۴۳۵	۵/۰۵۷۷	۵/۰۷۱۹	۵/۰۸۶۰
۰/۰۶	۴/۱۰۰۸	۴/۲۱۱۴	۴/۳۲۲۳	۴/۴۳۳۸	۴/۵۴۵۷	۴/۶۵۸۰	۴/۷۷۰۹	۴/۸۸۴۳	۴/۹۹۷۷	۵/۰۱۲۴	۵/۰۲۵۸	۵/۰۳۹۲	۵/۰۵۲۶	۵/۰۶۶۰	۵/۰۷۹۴	۵/۰۹۲۸
۰/۰۸	۴/۰۵۲۵	۴/۱۱۲۹	۴/۲۲۳۶	۴/۳۳۴۷	۴/۴۴۶۳	۴/۵۵۸۴	۴/۶۷۰۷	۴/۷۸۳۰	۴/۸۹۵۳	۵/۰۰۴۲	۵/۰۱۷۶	۵/۰۳۱۰	۵/۰۴۴۴	۵/۰۵۷۸	۵/۰۷۱۲	۵/۰۸۴۶
۰/۱۰	۴/۲۷۸۰	۴/۳۲۹۲	۴/۴۵۰۸	۴/۵۷۲۴	۴/۶۹۴۰	۴/۸۱۵۶	۴/۹۳۷۲	۴/۱۰۵۸۸	۴/۱۱۸۰۴	۵/۰۱۹۴	۵/۰۳۲۸	۵/۰۴۶۲	۵/۰۵۹۶	۵/۰۷۳۰	۵/۰۸۶۴	۵/۰۹۹۸
۰/۱۲	۴/۰۵۴۳	۴/۱۱۶۸	۴/۲۲۷۷	۴/۳۳۸۶	۴/۴۴۹۵	۴/۵۶۰۴	۴/۶۷۱۳	۴/۷۸۲۲	۴/۸۹۳۱	۵/۰۰۹۵	۵/۰۲۲۹	۵/۰۳۶۳	۵/۰۴۹۷	۵/۰۶۳۱	۵/۰۷۶۵	۵/۰۸۹۹
۰/۱۴	۴/۵۵۲۲	۴/۶۶۴۲	۴/۷۷۶۷	۴/۸۸۹۷	۴/۱۰۰۱۲	۴/۱۱۱۲۷	۴/۱۲۲۴۲	۴/۱۳۳۵۷	۴/۱۴۴۷۲	۵/۰۱۹۴	۵/۰۳۲۸	۵/۰۴۶۲	۵/۰۵۹۶	۵/۰۷۳۰	۵/۰۸۶۴	۵/۰۹۹۸
۰/۱۶	۴/۱۱۱۲	۴/۲۱۱۹	۴/۳۲۳۱	۴/۴۳۴۸	۴/۵۴۶۵	۴/۶۵۸۲	۴/۷۷۰۰	۴/۸۸۱۷	۴/۹۹۳۴	۵/۰۰۴۲	۵/۰۱۷۶	۵/۰۳۱۰	۵/۰۴۴۴	۵/۰۵۷۸	۵/۰۷۱۲	۵/۰۸۴۶
۰/۱۸	۴/۱۸۳۰	۴/۲۷۶۹	۴/۳۹۰۷	۴/۵۰۴۵	۴/۶۱۸۳	۴/۷۳۲۱	۴/۸۴۵۹	۴/۹۵۹۷	۴/۱۰۷۳۵	۵/۰۰۴۲	۵/۰۱۷۶	۵/۰۳۱۰	۵/۰۴۴۴	۵/۰۵۷۸	۵/۰۷۱۲	۵/۰۸۴۶
۰/۲۰	۵/۰۰۰۹	۵/۱۱۲۶	۵/۲۲۴۹	۵/۳۳۷۲	۵/۴۴۹۵	۵/۵۶۱۸	۵/۶۷۴۱	۵/۷۸۶۴	۵/۸۹۸۷	۵/۰۰۹۵	۵/۰۲۲۹	۵/۰۳۶۳	۵/۰۴۹۷	۵/۰۶۳۱	۵/۰۷۶۵	۵/۰۸۹۹
۰/۲۲	۵/۲۰۰۵	۵/۳۲۴۹	۵/۴۴۹۳	۵/۵۷۳۷	۵/۶۹۸۱	۵/۸۲۲۵	۵/۹۴۶۹	۵/۱۰۷۱۱	۵/۱۱۹۵۵	۵/۰۱۲۴	۵/۰۲۵۸	۵/۰۳۹۲	۵/۰۵۲۶	۵/۰۶۶۰	۵/۰۷۹۴	۵/۰۹۲۸
۰/۲۴	۵/۴۱۹	۵/۵۷۱	۵/۷۲۳	۵/۸۷۵	۵/۱۰۲۷	۵/۱۱۷۹	۵/۱۳۳۱	۵/۱۴۸۳	۵/۱۶۳۵	۵/۰۱۲۴	۵/۰۲۵۸	۵/۰۳۹۲	۵/۰۵۲۶	۵/۰۶۶۰	۵/۰۷۹۴	۵/۰۹۲۸

* سطرهای زیر برای انتهای ماسه‌چینی وسطی است. برای انتهای بدون سرستون است.

برای محاسبه K_r ابتدا با یک مقطع مؤثر عضو پیچشی مشخص شود. این مقطع برای تمام تیرهای داخلی به همان ترتیبی که در بخش ۳-۵-۱۰ برای تیرهای پیچشی لبه تعریف شد (تصویر ۱۳-۱۰) تعیین می شود. آنگاه K_r به کمک رابطه زیر محاسبه می شود:

$$K_r = \sum \frac{9EC}{L_v(1 - c_v/L_v)^3} \quad (10-45)$$

که در آن C صلبیت پیچشی تیر است که از رابطه (۱۲-۱۰) بدست می آید. علامت جمع در رابطه (۴۵-۱۰) برای در نظر گرفتن دو تیر پیچشی است که در طرفین قابهای میانی قرار دارند. برای قابهای کناری تنها یک تیر پیچشی وجود دارد و از این رو علامت جمع حذف می شود.

مطابق آیین نامه، چنانچه روی خط ستون در امتداد قاب تیر وجود دارد مقدار K_r از رابطه (۴۵-۱۰) باید در نسبت ممان اینرسی دال-تیر به ممان اینرسی دال ضرب شود.

لازم به تأکید است که مفهوم ستون معادل باید برای تمام ستونهای یک قاب بکار رود.

موضوعاتی که در ارتباط با آنالیز سیستمهای سراسری مطرح است در حل قابهای معادل نیز مطرح است. یکی از این موضوعات بارگذاری متناوب است. مطابق آیین نامه چنانچه بار زنده از سه چهارم بار مرده تجاوز نکند می توان از بارگذاری متناوب صرف نظر کرد. به عبارت دیگر فرض می شود که حداکثر لنگرهای خمشی در مقاطع بحرانی را می توان با قراردادن کل بار ضریب دار روی تمام دهانه ها بدست آورد. در صورتی که شرط فوق برقرار نباشد باید لنگرهای خمشی را به کمک بارگذاری متناوب و بر اساس $\frac{3}{4}$ بار زنده بدست آورد که جزئیات آن در بخش ۳-۸ تشریح شده است. در این حال باید توجه داشت که مطابق آیین نامه، لنگرهای خمشی ضریب دار در مقاطع بحرانی را نباید کمتر از مقدار حاصل از قرار دادن کل بار ضریب دار روی تمام دهانه ها گرفت.

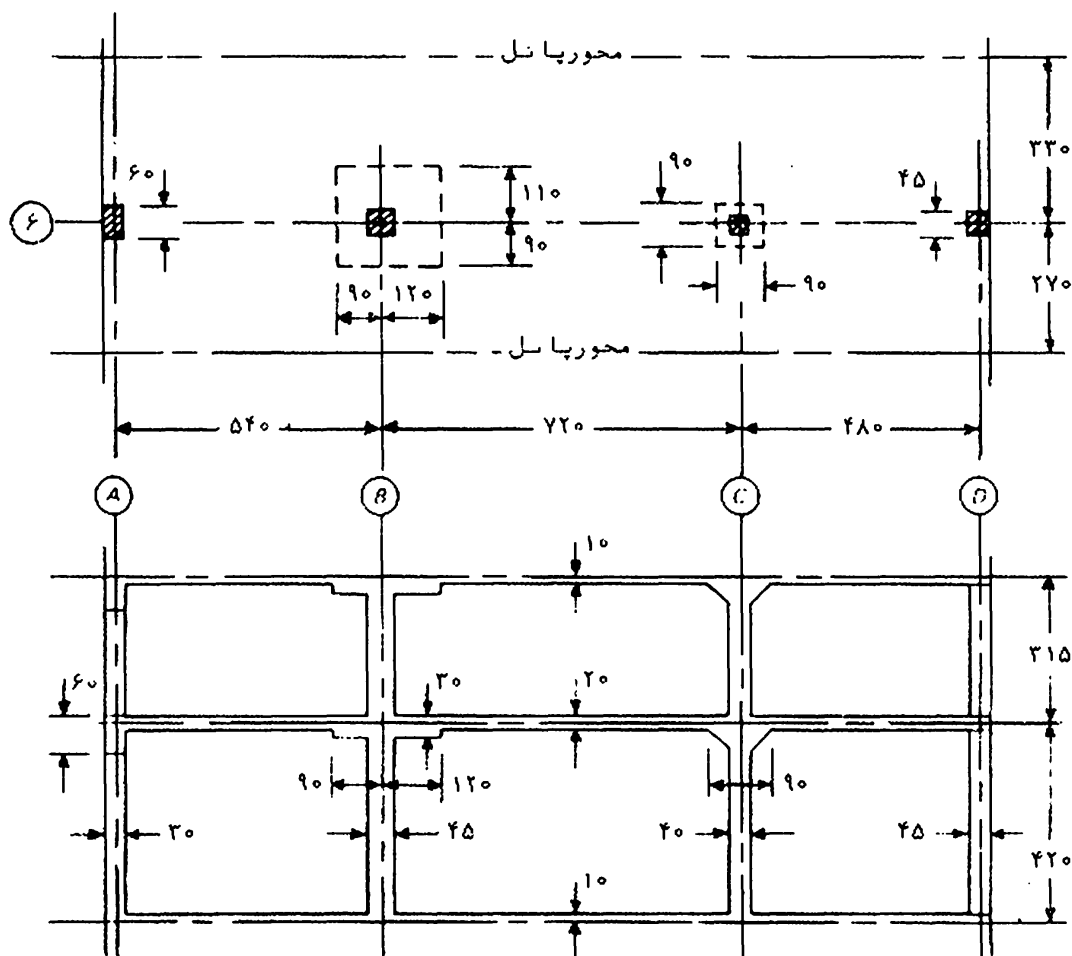
موضوع دیگر، محاسبه لنگرهای منفی در مقاطع بحرانی است. همانطور که در بخش ۴-۸ نیز اشاره شده است، لنگرهای خمشی منفی که از آنالیز الاستیک سیستمهای سراسری بدست می آیند مقدار مربوط به مرکز

تکیه گاههاست در حالی که برای طراحی اعضا می توان از مقادیر نظیر در برتکیه گاهها استفاده کرد. جزئیات این مطلب و نیز روشهای تعیین لنگرهای منفی طراحی در بخش ۴-۸ تشریح شده است. بطور خلاصه، ساده ترین و مناسب ترین روش برای تعیین این لنگرها کاستن لنگرهای خمشی مرکز تکیه گاهها به میزان $7b/3$ است که در آن V نیروی برشی ضریب دار در تکیه گاه و b پهنای تکیه گاه است. در ارتباط با محل مقطع بحرانی، آیین نامه تصریح می کند که در تکیه گاههای داخلی مقطع بحرانی برای لنگر خمشی منفی (در نوار ستون و نوار میانی) باید در بر تکیه گاههای مستطیلی (یا تکیه گاههای مربعی معادل برای ستونهای غیر مستطیلی) ولی نه دورتر از $L_1/175$ از مرکز ستون گرفته شود. در تکیه گاههای خارجی که مجهز به سرستون یا براکت اند، برای اجتناب از کاهش زیاد لنگر منفی مقطع بحرانی باید در فاصله ای کمتر یا مساوی نصف برآمدگی براکت یا سرستون از تکیه گاه در نظر گرفته شود.

علاوه بر این در آیین نامه قید شده است که در سیستمهای دال کله شرایط استفاده از روش طراحی مستقیم را دارا هستند (بخش ۸-۵-۱۰) ولی به روش قاب معادل آنالیز شده اند لنگرهای خمشی محاسبه شده در هر دهانه را می توان به تناسب طوری کاهش داد که مجموع قدر مطلق لنگر مثبت و میانگین لنگرهای منفی بحرانی از مقدار لنگر استاتیکی ضریب دار (رابطه ۶-۱۰) تجاوز نکند.

نتایجی که از آنالیز قابهای معادل بدست می آیند مقادیر لنگرهای خمشی در مقاطع بحرانی دال - تیرها را بدست می دهند. برای تقسیم این لنگرها به نوار ستون و نوار میانی و تیر روی خط ستون از همان اصول و روابطی که در روش طراحی مستقیم (بخش ۳-۵-۱۰) تشریح شده استفاده می شود.

مثال ۴-۱۰- تصویر ۳۲-۱۰ یکی از نوارهای طراحی از یک کف بتن آرمه را که تحت بار زنده 600 کیلوگرم بر متر مربع قرار دارد نشان می دهد. مشخصات هندسی این نوار (بر حسب سانتیمتر) در تصویر داده شده است. لنگرهای خمشی در مقاطع بحرانی این نوار را محاسبه کنید. ستونها و کف از بتن یکسان ساخته شده اند.



تصویر ۱۰-۳۲ نوار طراحی در مثال ۱۰-۴

حل :

بارهای ضریب دار که برای آنالیز باید بکار روند عبارت اند از :

$$w_D = 1/4 \times (0/2 \times 2400) = 672 \text{ kg/m}^2$$

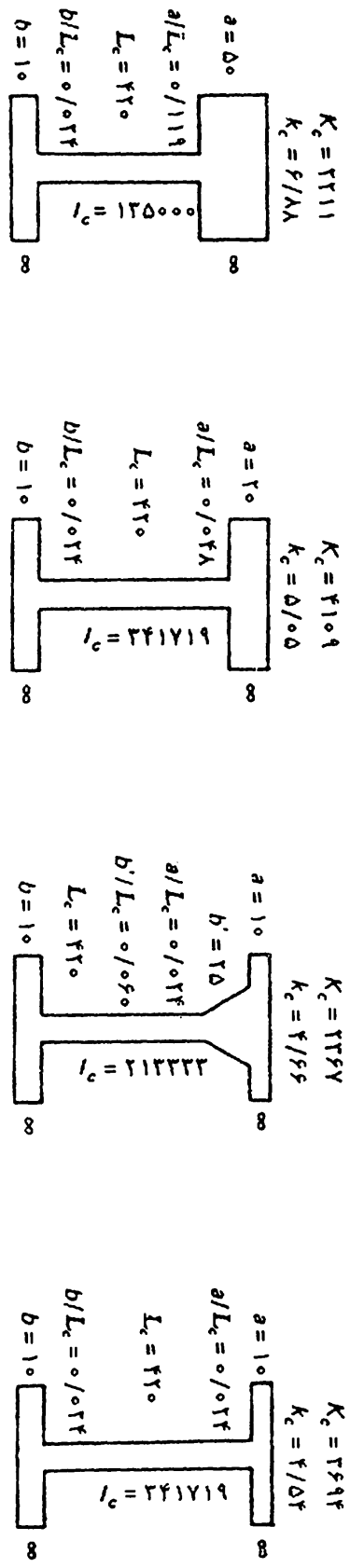
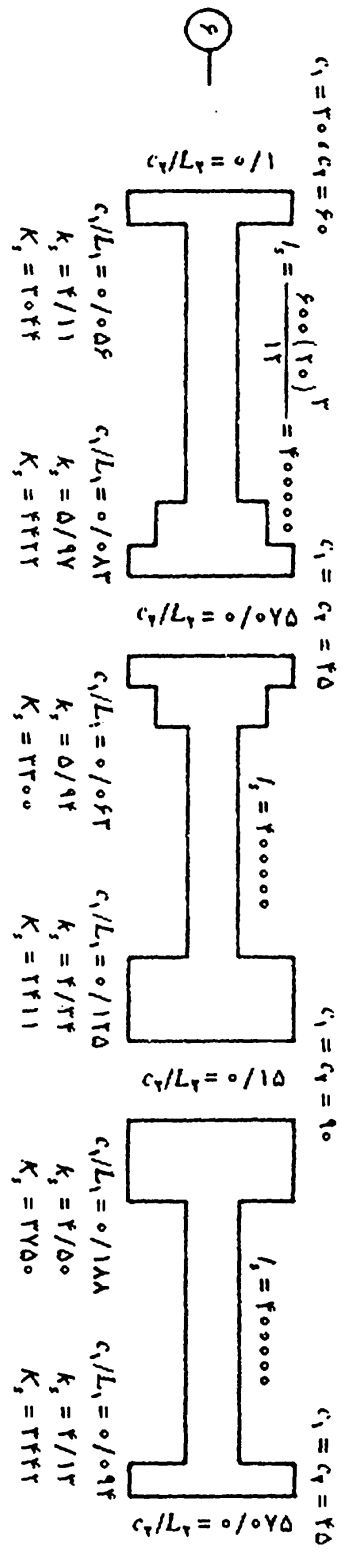
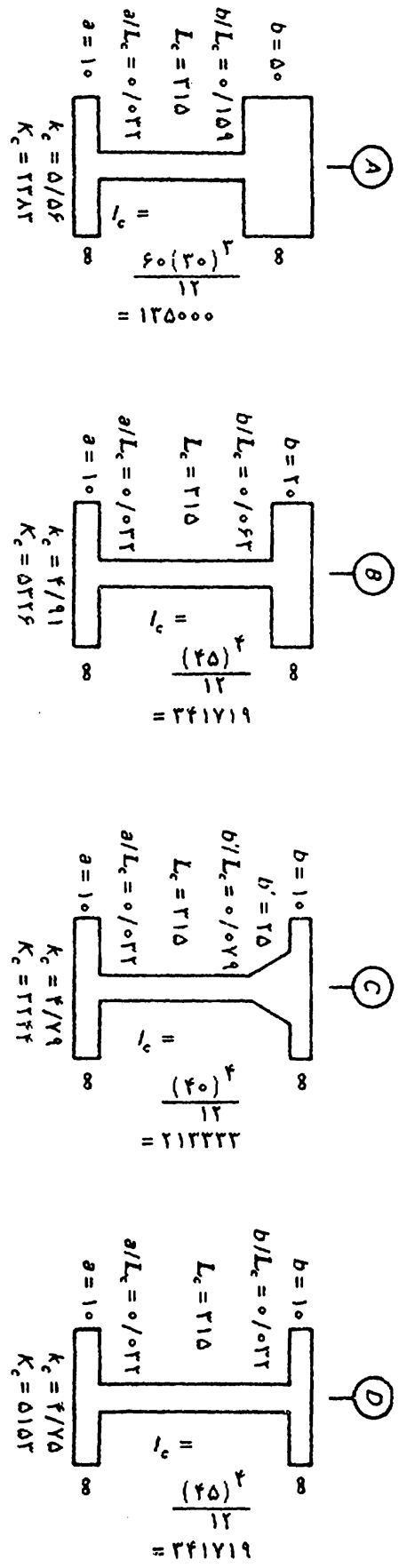
$$w_L = 1/7 \times 600 = 1020 \text{ kg/m}^2$$

$$w_D + w_L = 1692 \text{ kg/m}^2$$

$$w_D + 0/75 w_L = 1437 \text{ kg/m}^2$$

برای آنالیز این کف می توان از روش طراحی مستقیم استفاده کرد زیرا شرایط لازم برای استفاده از این روش برآورده می شود، لیکن در اینجا برای نشان دادن جزئیات روش قاب معادل، این روش انتخاب می شود.

تصویر ۱۰-۳۳ مشخصات هندسی اعضا قاب معادل را به طور شماتیک نشان می دهد. با توجه به مشخصات هر ستون مقدار k_c برای آن ستون با



تصویر ۳-۱۵ ضرایب سختی برای اعضای قاب مثال ۳-۱۵

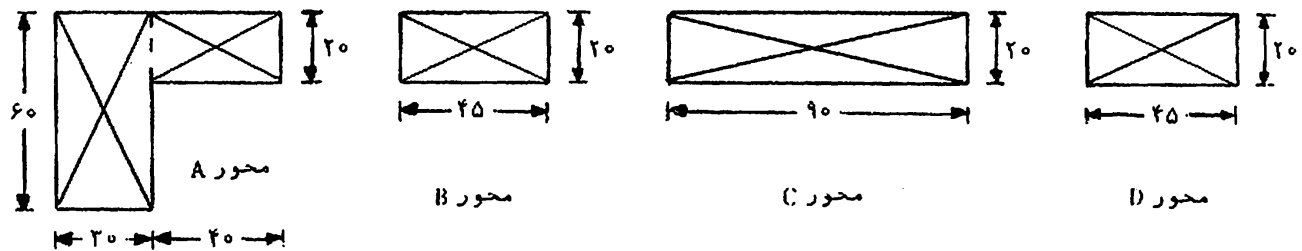
استفاده از جداول ۱۰-۱۰ و ۱۰-۱۱ بدست آمده و در تصویر درج شده است. همچنین، با توجه به مشخصات دال - تیرها مقدار k_s در هر یک از دو انتهای هر دال - تیر به کمک جداول ۱۰-۷ تا ۱۰-۹ تعیین شده است.

از آنجا که یک نوع بتن برای دال و ستونها استفاده می شود مقدار E_c در محاسبه ضرائب سختی برابر و حد فرض شده است، بنا بر این

$$K_c = k_c I_c / L_c \quad , \quad K_s = k_s I_s / L_s$$

مرحله بعدی در محاسبات، تعیین سختی خمشی ستون معادل K_{ec}

برای محوره‌های مختلف قاب معادل است. مقطع تیرهای پیچشی برای محوره‌های A تا D در تصویر ۱۰-۳۴ نشان داده شده‌اند.



تصویر ۱۰-۳۴ مقطع تیرهای پیچشی برای محوره‌های مختلف در مثال ۱۰-۴

محور A:

$$C = \frac{1}{3} \left(1 - 0.63 \times \frac{30}{60} \right) \times 30^3 \times 60 + \frac{1}{3} \left(1 - 0.63 \times \frac{20}{40} \right)$$

$$\times 20^3 \times 40 = 442967 \text{ cm}^4$$

$$K_i = \frac{9 \times 442967}{660(1 - 0.091)^3} + \frac{9 \times 442967}{540(1 - 0.111)^3} = 18550$$

$$\Sigma K_c = 2282 + 2211 = 4594$$

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{4594} + \frac{1}{18550} \Rightarrow K_{ec} = 3682$$

بنا بر این ضرائب پخش برای دال - تیرو ستون معادل به ترتیب زیر خواهد بود

$$\text{ضریب پخش برای دال - تیر} = \frac{K_s}{K_{ec} + K_s} = \frac{3044}{3044 + 3682} = 0.453$$

$$\text{ضریب پخش برای ستونها} = 1 - 0.453 = 0.547$$

محور B :

$$C = \frac{1}{3} \left(1 - 0.63 \times \frac{20}{45} \right) \times 20^3 \times 45 = 86400 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{9 \times 86400}{660(1 - 0.0682)^3} + \frac{9 \times 86400}{540(1 - 0.0833)^3} = 3326$$

$$\Sigma K_c = 5326 + 4109 = 9435$$

$$\Rightarrow K_{ec} = 2459$$

ضرائب پخش برای دال - تیرها و ستونها برابر است با
= ضریب پخش برای دال - تیر سمت چپ

$$\frac{4422}{4422 + 3300 + 2459} = 0.434$$

= ضریب پخش برای دال - تیر سمت راست

$$\frac{3300}{4422 + 3300 + 2459} = 0.324$$

$$= \text{ضریب پخش برای ستونها} = 1 - 0.434 - 0.324 = 0.242$$

محور C :

$$C = \frac{1}{3} \left(1 - 0.63 \times \frac{20}{90} \right) \times 20^3 \times 90 = 206400 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{9 \times 206400}{660(1 - 0.136)^3} + \frac{9 \times 206400}{540(1 - 0.167)^3} = 10315$$

$$\Sigma K_c = 3244 + 2367 = 5611$$

$$\Rightarrow K_{ec} = 3634$$

با توجه به این نتیجه و با استفاده از تصویر ۳۳-۱۰ مقادیر ضرائب پخش برای نوار دال سمت چپ، نوار دال سمت راست و ستونها به ترتیب برابر ۰/۲۴۶، ۰/۳۸۳ و ۰/۳۷۱ است.

محور D :

مقدار K_t برای این محورها و مقدار مربوط به محور B، یعنی

۳۳۲۶، است.

$$\Sigma K_c = 5153 + 3694 = 8847$$

$$\Rightarrow K_{ec} = 2417$$

در نتیجه، ضرائب پخش برای نوار دال و ستونها به ترتیب برابر ۰/۵۸۷ و

۰/۴۱۳ است .

جدول ۱۲-۱۰ جزئیات پخش لنگردر قاب معادل را برای سه حالت با رگذاری زیر نشان می دهد :

(الف) کل با رضربدا روی تمام دهانه ها

(ب) سه چهارم با رزنده روی دهانهء میانی همراه با با رمرده روی تمام دهانه ها

(ج) سه چهارم با رزنده روی دهانه های انتهایی همراه با با رمرده روی تمام دهانه ها

ضرائب انتقال و لنگرهای گیرداری برای اعضاء این قاب از جدول ۷-۱۰ تا ۹-۱۰ بدست آمده اند .

روش پخش لنگر مقادیر لنگرهای خمشی را در وسط تکیه گاهها بدست می دهد . با استفاده از این مقادیر و مقدار لنگر $wL^2/8$ در هر دهانه لنگرهای خمشی مثبت محاسبه شده اند . همچنین مقادیر لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه گاهها با کاستن $17c_1/3$ از مقادیر نظیر در وسط تکیه گاهها بدست آمده اند (۷ نیروی برشی در انتهای عضو است) .

لنگرهای طراحی در نوار دال حداکثر مقادیری هستند که در هر مقطع بحرانی در آنجا ریه های متناوب فوق بدست می آیند . این لنگرها به همان ترتیبی که در روش طراحی مستقیم تشریح شده نوارهای ستون و میانی تقسیم می شوند . برای تعیین لنگر خمشی ستونها (در محل تلاقی بادال) باید کل لنگر ستونها به تناسب سختی خمشی ستونها با لاوپا بین بین آنها تقسیم شود . جدول ۱۳-۱۰ نتیجه نهایی این محاسبات را برای لنگرهای خمشی نوار دال و ستونها نشان می دهد .

روشهای قاب معادل و طراحی مستقیم را مطابق آیین نامه می توان تنها برای آنالیز سیستمهای دال دوطرفه تحت بارهای قائم بکاربرد . با این حال ، برای آنالیز ساختمانهای مهار نشده تحت بارهای جانبی نیز معمولاً "از قابهایی که از وسط تا وسط پانلهای مجاور را شامل می شود ، یعنی همان قابهایی که در روش قاب معادل برای آنالیز بارهای قائم بکار می روند ، استفاده می شود . برای آنالیز این قابها تحت بارهای قائم ، همانطور که قبلاً تشریح شده است ، می توان هر طبقه از ساختمان را مستقل از سایر طبقات در نظر گرفت ، درحالتی که

جدول ۱۰-۱۲- توزیع لنگردر مثال ۱۰-۴



با رکناری (الف): $(w_D + w_L)$ روی تمام دهانه ها

$w_u L^2/8$ لنگر کیرداری		۳۷۰۰۰	۶۵۷۸۵	۲۹۲۴۰					
		-۲۲۸۶۴ +۱۱۲۶۳	-۲۷۸۲۴ -۹۱۶۶	-۴۸۹۴۴ +۶۸۴۳	-۴۴۷۳۴ +۵۹۹۸	-۲۰۳۵۱ -۹۳۳۹	-۱۹۶۵۰ +۱۱۵۳۵		
		+۵۳۰۸ -۲۴۵۰	-۵۷۴۴ +۱۱۳۹	-۳۱۱۹ -۸۵۱	-۴۰۳۷ -۴۵۲	-۵۸۸۳۰ +۷۰۷	+۴۹۵۰ -۲۹۰۶		
		-۶۷۲ +۴۰۴	+۱۲۵۰ -۴۰	+۲۳۶ +۲۲۸	+۵۰۲ +۲۴۱	+۱۴۸۲ -۳۷۵	-۳۷۵ +۲۰		
M_u $V_e c_1$ $V_c/2$	۱۱۰/۱۱ ۰/۳	-۱۱۰/۱۱ ۲۱۸۹۷ +۲۱۹۰	۱۱۱۰۰ -۴۰۷۸۵ ۳۲۹۲۴ +۴۹۳۹	۳۷۳۲ -۴۵۵۰۷ ۲۶۹۶۷ +۵۵۲۵	۲۱۷۹۰ -۴۲۴۴۴ ۳۶۱۲۷ +۱۰۰۸۳۸	۸۷۲۵ ۰/۹	-۳۳۷۵۹ ۳۰۱۰۰ +۹۰۳۰	۹۲۴۸ -۶۲۲۶ ۱۸۶۲۹ +۲۷۹۴	۶۳۲۶ ۰/۳۵
M_u (مقاطع بمرانی)		-۸۸۳۱	۱۱۱۰۰	-۳۵۸۴۶	-۴۹۹۴۲	۲۱۷۹۰	-۴۴۷۳۹	۹۲۴۸	-۳۴۳۲

با رکناری (ب): w_D : روی دهانه های انتهای و $(w_D + ۰/۷۵ w_L)$ روی دهانه میانی

$w_u L^2/8$ لنگر کیرداری		۱۴۶۹۷	۵۵۸۷۰	۱۱۶۱۲					
		-۹۸۷۶ +۲۳۷۴	-۴۱۵۶۸ +۹۸۸۷	-۳۷۹۹۲ +۷۳۵۸	-۸۰۸۲ -۱۱۲۵۶	-۷۸۰۳ +۴۵۸۰			
		+۷۸۱۴ -۳۵۴۰	-۲۲۸۲ -۶۷۰	-۳۸۲۶ +۵۰۰	-۵۸۳۳ +۸۶۰	-۳۳۳۶ -۱۳۳۹	+۶۰۷۲ -۳۵۶۴		
		+۳۹۵ -۱۷۹	+۱۸۰۵ -۹۷۷	-۴۳۷ +۷۳۰	-۲۹۵ +۵۳۰	+۱۸۱۸ -۸۰۹	+۷۱۰ -۴۱۷		
M_u (مقاطع بمرانی)		-۹۱۲	-۲۶۴۲۰	۸۳۰۴	-۴۴۷۳۴	۲۰۸۱۷	-۳۵۳۸۲	۱۴۱۷۸	-۲۲۲۰۴

kg.m

kg.m

ای امه جدول ۱۰-۱۲

بارگذاری (ح): $(W_D + 0.75W_L)$ روی دهانه‌های انتهایی و W_D روی دهانه میانی

$W_u L_u L_u^2 / 8$ لنگر گیر داری		۲۱۴۲۷		۲۱۴۲۷		۲۴۸۳۱		۲۴۸۳۱		kg.m
		-۲۱۱۱۹ +۱۵۶۷	-۲۲۶۴۳ +۱۸۲۱		-۱۹۴۲۸ -۱۲۵۹	-۱۷۷۶۶ +۱۱۹		-۱۷۲۸۲ -۱۸۵	-۱۴۶۸۶ +۹۷۹۵	kg.m
		-۱۰۵۷۴ +۲۸۷	-۴۸۷۹ +۲۰۹۱		-۶۲ -۱۵۶۱	+۸۰۲ -۱۲۲۶		-۴۹۹۵ +۲۲۲۰	+۹۸ -۵۸	kg.m
		-۱۲۲۴ +۵۵۹	-۲۴۸ +۴۳۰		+۷۴۲ -۳۲۱	+۹۲۱ -۲۱۹		+۳۰ +۳۲۱	-۱۱۷۷ +۴۹۱	kg.m
M_u	۱۲۸۱۴	-۱۲۸۱۴	۱۲۸۱۱	-۲۴۴۱۸	۲۴۱۹	-۲۱۹۹۹	۶۲۴۲	-۱۷۵۶۹	۲۳۰۲	kg.m
V/c_1	۰/۳	۲۵۴۲۸ +۲۵۴۳			۰/۴۵				-۷۳۳۷ ۲۳۳۰۴ +۳۲۹۶	kg.cm kg.cm kg.m
M_u		-۱۰۵۲۷۱							-۲۸۴۱	

جدول ۱۰-۱۳- لنگرهای طراحی در مثال ۱۰-۴

	(A)		(B)		(C)		(D)							
لنگر ضعیف نواردال	۱۲۸۱۴	-۱۰۵۲۷۱	۱۲۸۱۱	-۲۵۸۲۶	۸۳۰۴	-۴۹۹۶۲	۲۱۷۹۰	-۲۵۲۸۳	۱۲۱۷۸	+۲۴۷۲۹	۱۱۲۲۷	-۲۸۴۱	۷۳۳۷	kg.m
لنگر ضعیف ستون بالا	۶۶۴۹				۴۶۸۸				۷۶۱۹				۴۲۷۲	kg.m
لنگر ضعیف ستون پایین	۶۱۶۵				۲۶۱۶				۵۵۵۹				۳۰۶۴	kg.m

برای نیروهای جانبی، باید کل قاب را که شامل تمام طبقات و ستونها می‌شود آنالیز کرد.

مشکل اصلی در آنالیز قابهای معادل تحت بارهای جانبی مدل کردن و در نظر گرفتن صحیح سختی دال - تیرهاست. در طول عمر سازه، بارهای اجرایی، بارهای زنده، معمولی، بارهای بزرگ ناگهانی و تغییرات حجمی سبب ترک خوردن دالها می‌شوند. این ترک خوردگی، سختی دالها را، بخصوص در قابهای مهار نشده، بتدریج کاهش می‌دهد. در نتیجه، هنگامی که بارهای جانبی بر سازه اثر می‌کنند ترک خوردگی دالها سبب افزایش تغییر مکان جانبی سازه می‌شود. از آنجا که برای نیروهای جانبی، تشدید لنگر متناسب با تغییر مکان جانبی سازه است باید در آنالیز قابها روشی اتخاذ کرد تا این موضوع به اندازه کافی مورد توجه قرار گیرد. از این رو در آیین نامه قید شده است که ترک خوردگی دالها باید در محاسبات سختی در نظر گرفته شوند.

مطابق توصیه‌ای که در شرح آیین نامه شده است اگر مقدار سختی بر اساس یک آنالیز جامع محاسبه نمی‌شوند (منظور آنالیز جامع آنالیزی است که در آن تأثیرات ترک خوردگی و آرما تورها بر سختی دال - تیرها در نظر گرفته می‌شوند) می‌توان برای دال یک ممان اینرسی مؤثر بر اساس مقطع کاملاً ترک خورده محاسبه کرد و یا برای این منظور از رابطه ممان اینرسی مؤثر (I_e در فصل ۱۳) استفاده کرد. همچنین مطالعات جدیدتر نشان می‌دهد که برای محاسبه سختی در آنالیز قابها تحت نیروهای جانبی می‌توان سختی دال - تیر را $\frac{1}{4}$ تا $\frac{1}{3}$ مقدار مربوط به مقطع ترک نخورده (بدون احتساب آرما تورها) فرض کرد.

پس از تعیین لنگرهای خمشی در مقاطع بحرانی آنها را می‌توان به همان نحوه لنگرهای ناشی از بارهای قائم بین نوارها تقسیم می‌شوند به قسمتهای مختلف پهنای دال - تیر تقسیم کرد. مطابق آیین نامه، برای طرح آرما تورها، نتایج آنالیز برای بارهای قائم (وزن) را می‌توان با نتایج آنالیز برای بارهای جانبی ترکیب کرد.

مسائل

۱۰-۱- تصویر زیر پلان یک کف بتن آرمه را نشان می دهد. ابعاد کلی به تیرها ۳۰×۵۰ و ستونها ۴۰×۴۰ سانتیمتر است. ارتفاع طبقات (وسط تا وسط دالها) $۳/۵$ متر و بار زنده وارد بر کف ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. مقاومت فشاری بتن و مقاومت تسلیم آرماتورهای مصرفی نیز به ترتیب ۲۵۰ و ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع اند.

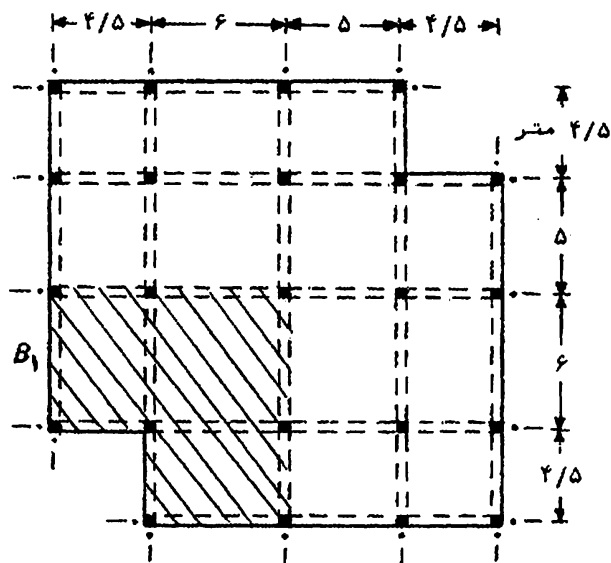
(الف) حداقل ضخامت دال کف را محاسبه کنید.

(ب) در صورتی که ضخامت دال ۱۲ سانتیمتر انتخاب شود مقدار آرماتور لازم را در دالها و تیرهای ناحیه ها شورخوردده تصویر تعیین کنید (برای این منظور از روش طراحی مستقیم استفاده کنید).

(ج) لنگرهای طراحی ستونهای چهار گوشه پانل ۶×۶ متر را بدست آورید.

(د) آرماتورهای عرضی لازم برای تیر پیچشی B_1 را تعیین کنید.

(ه) قسمت (ب) را با استفاده از روش قاب معادل حل کرده و نتایج را با نتایج روش طراحی مستقیم مقایسه کنید.



۱۰-۲- اگر برای کف بتن آرمه در مسئله ۱۰-۱ از دال تخت استفاده شود (سایر مشخصات مانند مسئله ۱۰-۱ است).

(الف) حداقل ضخامت دال کف را محاسبه کنید.

- (ب) حداقل ضخامت دال کف را تنها در ارتباط با مسئله^۶ برش به نحوی تعیین کنید که نیاز به آرماتور برشی نباشد.
- (ج) حداقل ضخامت دال را در صورتی که استفاده از کلاک برشی مجاز باشد بدست آورید. در این حالت مشخصات کلاک برشی را برای ستونهای محیطی تعیین کنید.
- (د) در صورتی که ضخامت دال ۱۸ سانتیمتر اختیار شود آرماتورهای لازم در ناحیه^۶ها شورخوردده تصویر را بدست آورید.

تئوری خطوط تسلیم دردالها

۱-۱- مقدمه

روشهایی که برای طراحی اعضای بتن آرمه بکار می روند غالباً مبتنی بر نتایج حاصل از یک آنالیز الاستیک سازه تحت اثر بارهای ضریب دارند. اما رفتار واقعی یک سازه نامعین بدین شکل است که وقتی یک یا چند مقطع به مقاومت خمشی خود می رسند تغییراتی در منحنیهای الاستیک این نقاط بوجود می آید و در نتیجه از این مرحله به بعد دیگر نمی توان از نتایج یک آنالیز الاستیک استفاده کرد. اگر سازه تغییر شکل پذیری کافی داشته باشد هر بار که یک مقطع به مقاومت خمشی می رسد باز توزیع لنگرهای خمشی اتفاق می افتد تا اینک تعدادی "مفصل پلاستیک" بوجود آید و سازه به "مکانیزم"، یعنی سازه ای با تعادل ناپایدار، تبدیل شود. در چنین شرایطی سازه نمی تواند بار بیشتری تحمل کند و فرو می ریزد. به چنین آنالیزی که در آن دیاگرامهای لنگر خمشی در لحظه فروریختگی مبنای طراحی قرار می گیرد "آنالیز بار نهایی" یا "آنالیز پلاستیک" گفته می شود.

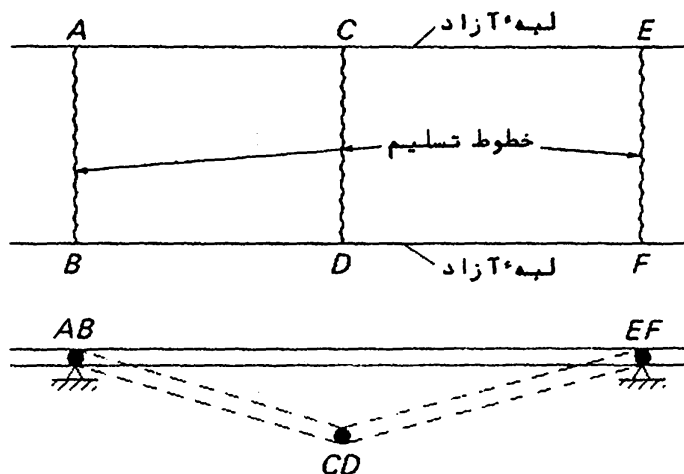
روش قاب معادل که در فصل ۱۰ تشریح شده است یک روش آنالیز الاستیک است. روش طراحی مستقیم نیز مبتنی بر نتایج حاصل از آنالیز الاستیک است. در این فصل یک روش آنالیز پلاستیک که به روش

خطوط تسلیم یا خطوط گسیختگی معروف است تشریح می‌شود. مقدمات این روش از سالهای ۱۹۲۵ میلادی آغاز شد ولی تنها از سالهای ۱۹۴۰ بود که به صورت مدون تر ارائه شده و مورد استفاده قرار گرفت. در این روش فرض می‌شود که مقامت دال تنها به وسیله خمش تعیین می‌شود و سایر عوامل نظیر خیز و برش باید به طور جداگانه در نظر گرفته شوند. موضوع قابل توجه در مورد روش خطوط تسلیم این است که علاوه بر اینکه به کمک آن می‌توان تصویر بهتری از رفتار دال‌ها در ذهن مجسم کرد بسیاری از سیستمهای دال را که به جهت شکل هندسی قابل حل با روش قاب معادل نیستند می‌توان با این روش طراحی کرد.

۱۱-۲- مفاهیم کلی

روش خطوط تسلیم برای دالهایی که بر بردار دکه در هر جهت به طور یکنواخت مسلح شده‌اند. یعنی فرض می‌شود که سطح مقطع آرماتور در واحد طول دال ثابت باشد، اما مقدار آرماتور در دو جهت یا در بسالو پایین دال می‌تواند متفاوت باشد. آنالیز خطوط تسلیم را می‌توان برای دالهای با توزیع غیر یکنواخت آرماتور نیز بکار برد اما در این مورد مشکلات بیشتری وجود دارد.

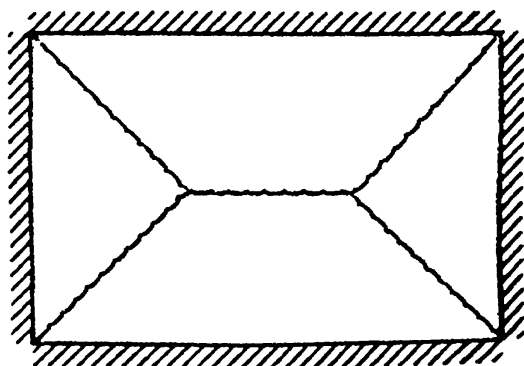
برای آشنایی با زیربنای روش خطوط تسلیم یک دال یک طرفه با پهنای محدود مطابق تصویر ۱۱-۱ در نظر گرفته می‌شود. تحت اثر یک بار یکنواخت روی دال حداکثر لنگرهای خمشی منفی در امتداد AB و EF و حداکثر لنگر خمشی مثبت در امتداد CD بوجود می‌آید. اگر فرض شود که با افزایش بار ابتداء لنگرهای منفی در دو امتداد AB و EF به مقامت نهایی این مقاطع می‌رسند در این محلها مفصلهای پلاستیک یا "خطوط تسلیم" ایجاد می‌شوند، اما این امر به معنی گسیختگی دال نیست. اگر دو مقطع فوق پس از رسیدن به مقامت نهایی تغییر شکل پذیری کافی داشته باشند ضمن حفظ مقامت می‌توانند دوران کنند. در این صورت می‌توان به افزایش بار ادامه داد. بارهای اضافی تنها لنگر خمشی وسط دهانه را افزایش می‌دهند تا اینکه مقطع CD نیز به مقامت خمشی نهایی رسیده و یک لولایا خط تسلیم نیز در این محل ایجاد شود. در این لحظه، سیستم دال از نظر هندسی ناپایدار خواهد شد و با ریشتری را



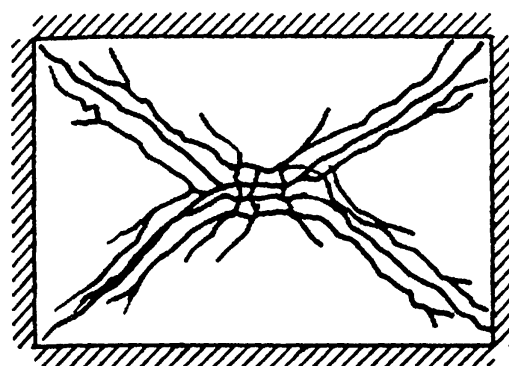
تصویر ۱-۱۱ مکانیزم فروریختگی در یک دال یک طرفه

نمی تواند تحمل کند. به این وضعیت "مکانیزم فروریختگی" یا به طور خلاصه مکانیزم گفته می شود.

با این مقدمه مشخص می شود که دالها پس از رسیدن به مقادیر و مساحت نهایی باید تغییر شکل پذیری کافی داشته باشند تا با توزیع لنگرها صورت گیرد. همانطور که در فصل ۳ اشاره شده است این امر با کاهش مقدار آرما تور نسبت به مقدار متوازن تأمین می شود. هر قدر مقدار آرما تور در دال کمتر باشد تغییر شکل پذیری دال بیشتر می شود. دالهایی که با نسبت آرما تور کمتر از 0.5ρ مسلح شده اند به اندازه کافی تغییر شکل پذیر محسوب می شوند و در نتیجه روش خطوط تسلیم را



(الف)



(ب)

تصویر ۲-۱۱ شمای گسیختگی در یک دال مستطیلی با تکیه گاه های ساده

می توان برای آنها بکا ربرد .

برای دالهای دو طرفه تئوری خطوط تسلیم پیچیدگی بیشتری دارد ، زیرا در این حالت خطوط تسلیم معمولاً " موازی یکدیگر نیستند و بلکه یک نقش خاص به نام "شمای گسیختگی" را بوجود می آورند . به عنوان مثال ، تصویر الف-۲-۱۱ شمای گسیختگی را برای یک دال مستطیل شکل با تکیه گاه های ساده نشان می دهد . تذکر این موضوع لازم است که یک خط تسلیم در واقع یک ترسیم ایده آل از یک نوار تحت ترک خوردگی شدید در ناحیه تسلیم آرماتورهاست . تصویر ب-۲-۱۱ شمای گسیختگی واقعی را برای دال تصویر الف-۲-۱۱ نشان می دهد . بنا بر این نوار تحت ترک خوردگی شدید ، که در امتداد آن آرماتورهای کششی تسلیم می شوند ، با یک خط تسلیم در وسط نوار نمایش داده می شود .

۱۱-۳- مشخصات خطوط تسلیم

هنگامی که یک دال به مکا نیزم تبدیل می شود تغییر شکل های پلاستیک در امتداد خطوط تسلیم بسیار بیشتر از تغییر شکل های الاستیک قطعات ایجاد شده دال در بین خطوط تسلیم است . در نتیجه می توان با دقت کافی فرض کرد که قطعات مذکور به صورت سطوح مستوی اند ، به بیان دیگر ، پس از تشکیل مکا نیزم ، تمام تغییر شکل های اضافی با فرض مسطح بودن قطعات بین خطوط تسلیم بوجود می آیند .

برای مشخص کردن شمای گسیختگی در دالها چهار رقا عده اساسی وجود دارد :

- (۱) خطوط تسلیم خطوطی مستقیم اند که به عنوان محور دوران قطعات دال عمل می کنند .
 - (۲) اگر یکی از لبه های دال با تکیه گاه گیردار است یک خط تسلیم در امتداد تکیه گاه ایجاد می شود .
 - (۳) تکیه گاهها به صورت محورهای دوران عمل می کنند . همچنین ، یک محور دوران نیز از روی هر ستون می گذرد .
 - (۴) برای سازگاری تغییر شکلها ، یک خط تسلیم با یداز محل تلاقسی محورهای دوران قطعات مجاور در شمای گسیختگی بگذرد .
- در این فصل برای نشان دادن تکیه گاهها ، خطوط تسلیم و

محورها ی دوران از علائم قراردادی نشان داده شده در تصویر ۱۱-۳ استفا ده می شود .

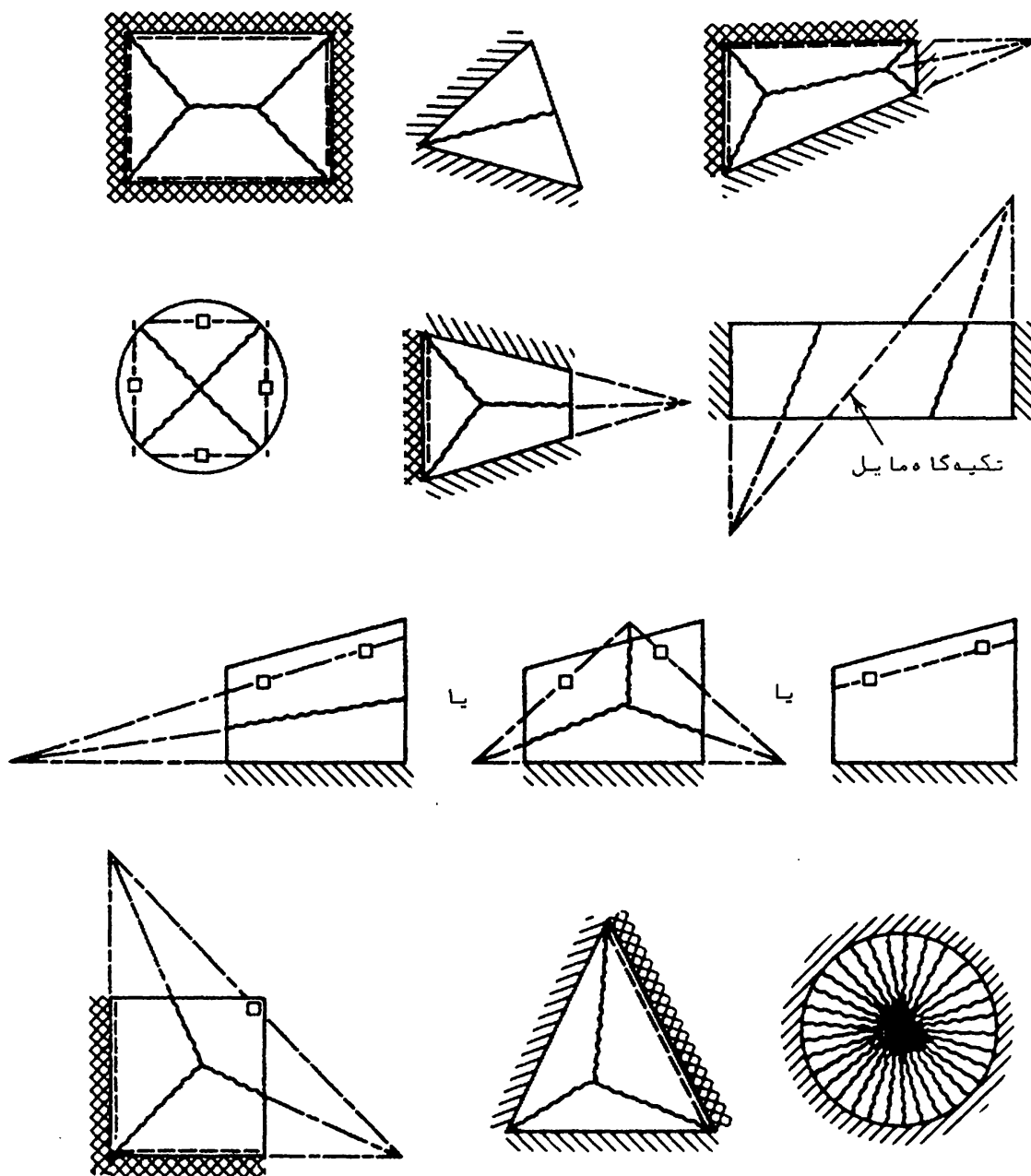
—————	لبه آزاد (بدون اتکاء)	-----	محور دوران
//////	لبه با تکیه گاه ساده	~~~~~	خط تسلیم برای لنگر مثبت
xxxxxx	لبه گیردار	-----	خط تسلیم برای لنگر منفی
□	ستون		

تصویر ۱۱-۳ علائم قراردادی برای نشان دادن مشخصات دالها

تصویر ۱۱-۴ چند نمونه شمای گسیختگی را برای دالهای با بار یکنواخت نشان می دهد . همانطور که در این اشکال مشاهده می شود ممکن است برای هردال بیش از یک شمای گسیختگی متصور باشد که نحوه تعیین شمای صحیح در بخشهای آینده تشریح خواهد شد . همچنین زوایای خطوط تسلیم بستگی به مشخصات هندسی، شرایط مرزی و مقدار آرما توردالها دارد که این موضوع نیز در همین فصل مورد بررسی قرار خواهد گرفت . یکی از مطالبی که در آنالیز دالها به روش خطوط تسلیم مطرح است تعیین ظرفیت خمشی دال در محل خطوط تسلیم است . در مورد یک خط تسلیم که عمود بر میلگردها ایجاد می شود ظرفیت خمشی طراحی در واحد طول برابر است با

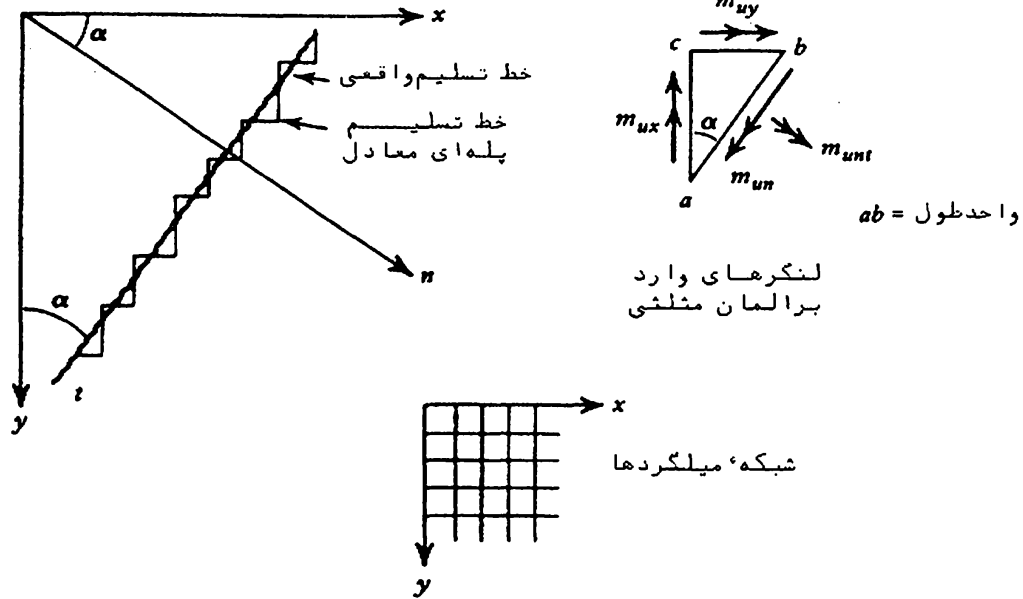
$$m_u = \phi A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c} \right) \quad (11-1)$$

که در آن A_s سطح مقطع آرما تورکشی در واحد طول دال است . از سوی دیگر، در یک دال که به وسیله شبکه ای از میلگردهای متعامد (در جهات x و y) مسلح می شود مقادیر طراحی در امتداد یک خط تسلیم که به طور مایل نسبت به امتداد میلگردها ایجاد می شود تابعی از زاویه تمایل خط تسلیم و مقادیر متناهی خمشی دال در امتداد میلگردها است . بعلاوه، در حالت کلی، مقادیر طراحی در امتداد خط تسلیم شامل لنگر خمشی و لنگر پیچشی می شود . در چنین موردی، مقادیر متناهی خمشی و پیچشی در واحد



تصویر ۴-۱۱ مثالهایی از شماهای گسیختگی در دال‌های با بار یکنواخت

طول دال در امتداد خط تسلیم، یعنی m_{un} و m_{unt} ، را می‌توان بدین ترتیب بدست آورد که فرض کرد خط تسلیم واقعی با یک خط تسلیم پله‌ای متشکل از تعدادی پله‌های کوچک در جهات x و y جایگزین شود. تصویر ۵-۱۱ یک خط تسلیم را که نسبت به امتداد میلگردها به صورت مایل ایجاد شده نشان می‌دهد. میلگردها به طور متعامد در جهات x و y قرار داده شده و خط تسلیم به زاویه α نسبت به محور y ایجاد شده است. در همین تصویر



تصویر ۵-۱۱ خط تسلیم با زاویه مایل نسبت به شبکه میلگردهای متعامد

خط تسلیم پله‌ای معادل نیز نشان داده شده است. اگر m_{ux} ، m_{uv} به ترتیب ظرفیتهای خمشی طراحی در جهات x و y باشند برای تعیین ظرفیتهای خمشی و پیچشی m_{un} و m_{unt} در واحد طول خط تسلیم می توان از تعادل یک المان مثلثی در محل خط تسلیم استفاده کرد (لنگرهای وارد بر این المان به صورت برداری نشان داده شده اند). با گرفتن لنگر نسبت به وتر المان مثلثی نتیجه می شود که

$$m_{un}ab = m_{ux}ac \cos \alpha + m_{uv}bc \sin \alpha$$

$$\Rightarrow m_{un} = m_{ux} \cos^2 \alpha + m_{uv} \sin^2 \alpha \quad (11-2)$$

به همین ترتیب با گرفتن لنگر نسبت به محور عمود بر وتر مثلث مقابله و مت پیچشی در واحد طول خط تسلیم بدست می آید:

$$m_{unt} = (m_{ux} - m_{uv}) \sin \alpha \cos \alpha \quad (11-3)$$

اگر $m_{ux} = m_{uv}$ باشد با استفاده از روابط (11-2) و (11-3) نتیجه می شود که $m_{un} = m_{ux} = m_{uv}$ و $m_{unt} = 0$ بنا بر این در چنین موردی ظرفیت خمشی

دال درواحد طول در تمام جهات یکسان است و لنگرهای پیچشی نیز در تمام مقاطع صفر است. چنین دالی را اصطلاحاً "ایزوتروپیک" گویند. چنانچه $m_{ux} \neq m_{uy}$ باشد ظرفیت خمشی دال درواحد طول بستگی به جهت خط تسلیم دارد و بعلاوه در امتداد خطوط تسلیم مورب لنگرهای پیچشی نیز بوجود می‌آیند. چنین دالهایی را اصطلاحاً "اورتوتروپیک" می‌نامند.

۴-۱۱- آنالیز دالها به روش اصل کار مجازی

اولین قدم در آنالیز دالها به روش خطوط تسلیم تعیین شمای گسیختگی است. شکل کلی شمای گسیختگی را در هر مورد می‌توان به کمک تجربه و بر اساس قواعدی که در بخش ۳-۱۱ ارائه شده است مشخص کرد. با اینحال برای تعیین دقیق بار نهایی دال باید موقعیت صحیح خطوط تسلیم را نیز بدست آورد. علاوه بر آن، ممکن است بیش از یک شمای گسیختگی برای دال محتمل باشد. طراح باید اطمینان حاصل کند که شمای صحیح را انتخاب کرده زیرا شمای صحیح کمترین مقدار را برای بار نهایی دال بدست می‌دهد.

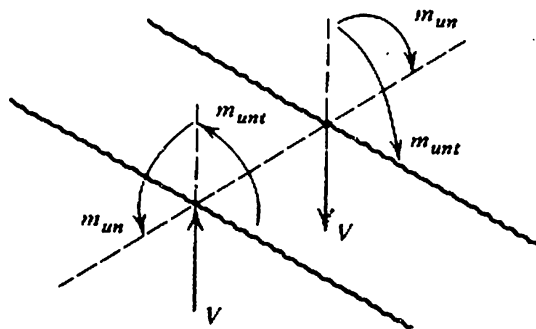
با رنهایی رامی‌توان به کمک یکی از دو روش: اصل کار مجازی و معادلات تعادل محاسبه کرد. هر یک از این دو روش برای گروهی از مسائل مزیت دارند. اما به طور کلی روش کار مجازی از نظر مفاهیم ساده‌تر است و لذا در این فصل تنها همین روش مورد بررسی قرار می‌گیرد. اگر یک جسم صلب تحت اثر مجموعه‌ای از نیروها در حال تعادل باشد و یک تغییر مکان اختیاری کوچک به جسم داده شود طبق اصل کار مجازی کار انجام شده توسط مجموعه نیروها صفر خواهد بود زیرا برآیند نیروها صفر است. برای آنالیز یک دال به روش کار مجازی ابتدا یک شمای گسیختگی در نظر گرفته می‌شود. قطعات ایجاد شده دال در شمای گسیختگی رامی‌توان به عنوان اجسام صلب تلقی کرد که هر قطعه تحت اثر بارهای خارجی وارد بر آن و لنگرهای خمشی و پیچشی و نیروهای برشی در امتداد خطوط تسلیم اطراف قطعه در حال تعادل است. حال اگر یک نقطه از دال در نظر گرفته شده و در آن یک تغییر مکان کوچک δ در جهت بار ایجاد شود می‌توان تغییر مکانهای ایجاد شده در تمام نقاط دال، یعنی $\delta(x, y)$ ، و

دورانهای قطعات صلب دال نسبت به خطوط تسلیم را بر حسب δ بدست آورد. در اثر این تغییر مکان نیروهای خارجی و نیروهای داخلی در امتداد خطوط تسلیم کار انجام می دهند. کار انجام شده به وسیله δ یک بار یکنواخت w_u برابر است با

$$\iint w_u \delta(x, y) dx dy = \Sigma W_u \Delta \quad (11-4)$$

که در آن W_u کل بار روی یک قطعه از دال و Δ تغییر مکان قائم مرکز سطح آن قطعه است. علامت جمع در طرف راست رابطه فوق برای جمع کردن کار تمام قطعات شمای گسیختگی است. باید توجه داشت که عکس العمل تکیه گاهها کاری انجام نمی دهند زیرا در این محلها تغییر مکانی وجود ندارد.

کار انجام شده توسط نیروهای داخلی در امتداد خطوط تسلیم تنها در اثر لنگرهای خمشی است، زیرا کار انجام شده توسط لنگرهای پیچشی و نیروهای برشی وقتی جمع تمام قطعات دال در نظر گرفته شود صفر خواهد بود. دلیل این امر این است که



تصویر ۱۱-۶ نیروهای مؤثر در ریک خط تسلیم

نیروها در هر طرف خط تسلیم، مطابق تصویر ۱۱-۶، مساوی و در خلاف جهت یکدیگرند و برای هر تغییر مکان در شمای گسیختگی حرکت نسبی متناظر با برش و پیچش بین طرفین خط تسلیم وجود ندارد و تنها حرکت نسبی (یعنی دوران) در ارتباط با لنگرهای خمشی وجود دارد.

کار انجام شده به وسیله لنگر

نهایی m_{un} (در واحد طول) در یک خط تسلیم به طول l_0 برابر است با $-m_{un} \theta_n l_0$ که در آن θ_n دوران نسبی بین قطعات طرفین یک خط تسلیم است. دلیل منفی بودن کار انجام شده این است که اگر به دال یک تغییر مکان در جهت بار داده شود لنگرهای خمشی ایجاد شده در خطوط تسلیم در خلاف جهت دوران در این خطوط خواهد بود. کل کار انجام شده

توسط لنگرهای خمشی برابر مجموع کارهای انجام شده در امتداد تمام خطوط تسلیم است. بنابراین رابطه کار مجازی را می‌توان به صورت

زیرنوشت:

$$\Sigma W_u \Delta - \Sigma m_{un} \theta_n l_0 = 0 \quad (11-5)$$

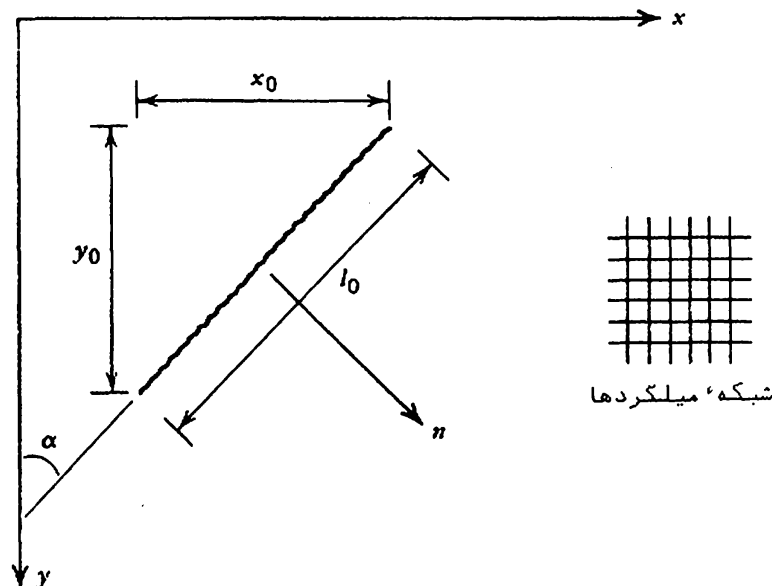
و یا

$$\Sigma W_u \Delta = \Sigma m_{un} \theta_n l_0 \quad (11-6)$$

طرف اول در این رابطه، کار خارجی و طرف دوم کار داخلی نامیده می‌شود.

بجای استفاده از طرف دوم رابطه فوق می‌توان رابطه ساده‌تری بر اساس کار داخلی موافه‌های لنگر در جهات x و y بدست آورد. اگر θ_n دوران نسبی قطعات دال نسبت به خط تسلیم باشد و اگر α زاویه خط تسلیم نسبت به محور y باشد (تصویر ۱۱-۷) با استفاده از رابطه (۱۱-۲) می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned} \Sigma m_{un} \theta_n l_0 &= \Sigma (m_{ux} \cos^2 \alpha + m_{uy} \sin^2 \alpha) \theta_n l_0 \\ &= \Sigma m_{ux} \theta_n \cos^2 \alpha y_0 + \Sigma m_{uy} \theta_n \sin^2 \alpha x_0 \\ &= \Sigma m_{ux} \theta_x y_0 + \Sigma m_{uy} \theta_y x_0 \end{aligned} \quad (11-7)$$



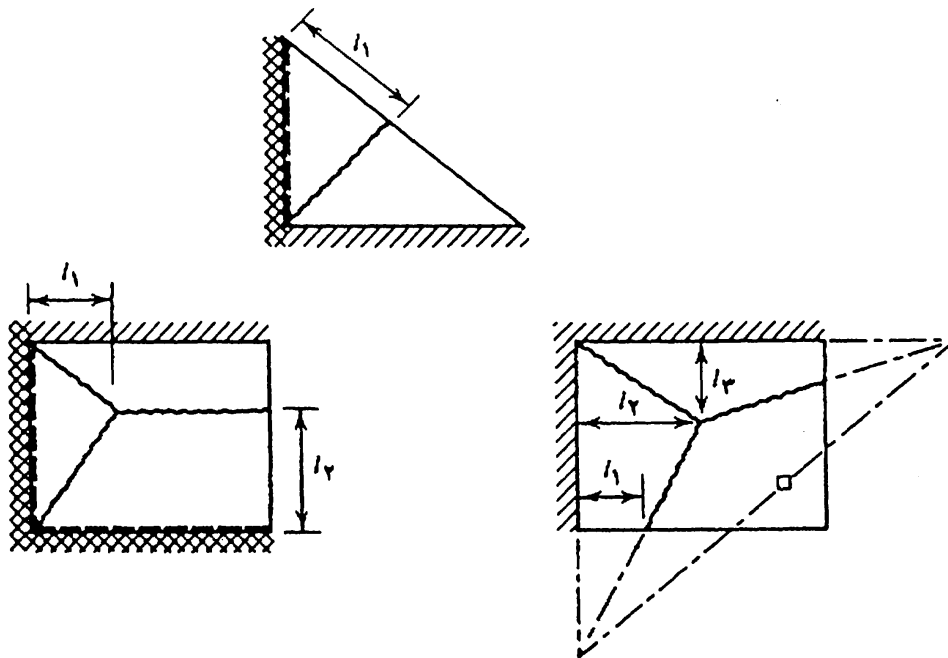
تصویر ۱۱-۷ خط تسلیم با زاویه تمایل نسبت به شبکه میلگردهای متعامد

که در آن θ_x و θ_y به ترتیب مؤلفه‌های بردار دوران θ_n و x_0 و y_0 تصاویر و برخط تسلیم روی محورهای x و y است. (لازم است توجه شود که دوران نسبی بین قطعات طرفین خط تسلیم برابر مجموع دورانهای این قطعات است). بدین ترتیب رابطه (۱۱-۶) را می‌توان به صورت زیر نوشت

$$\Sigma W_u \Delta = \Sigma m_{ux} \theta_x y_0 + \Sigma m_{uy} \theta_y x_0 \quad (11-8)$$

مشاهده می‌شود که به کمک رابطه (۱۱-۸) دیگر نیازی به محاسبه مقاومت خمشی عمود بر خط تسلیم (رابطه ۱۱-۲) نیست.

در اغلب موارد، موقعیت دقیق خطوط تسلیم در یک شمای گسیختگی بستگی به یک یا چند پارامتر هندسی دارد. تصویر ۱۱-۸ چند نمونه از شمای گسیختگی را که در آنها ابعاد مجهول با l_1 ، l_2 و l_3 نمایش داده شده‌اند نشان می‌دهد. در این موارد باید رابطه (۱۱-۸) را بر حسب



تصویر ۱۱-۸ شمای گسیختگی با ابعاد مجهول

پارامترهای مجهول نوشت. از آنجا که مقادیر دقیق این پارامترها حداقل مقدار را برای w_u بدست می‌دهند این پارامترهای مجهول را می‌توان از حل معادلات زیر محاسبه کرد:

$$\frac{\partial W_u}{\partial l_1} = , \quad \frac{\partial W_u}{\partial l_2} = , \quad \frac{\partial W_u}{\partial l_3} = , \dots \quad (11-9)$$

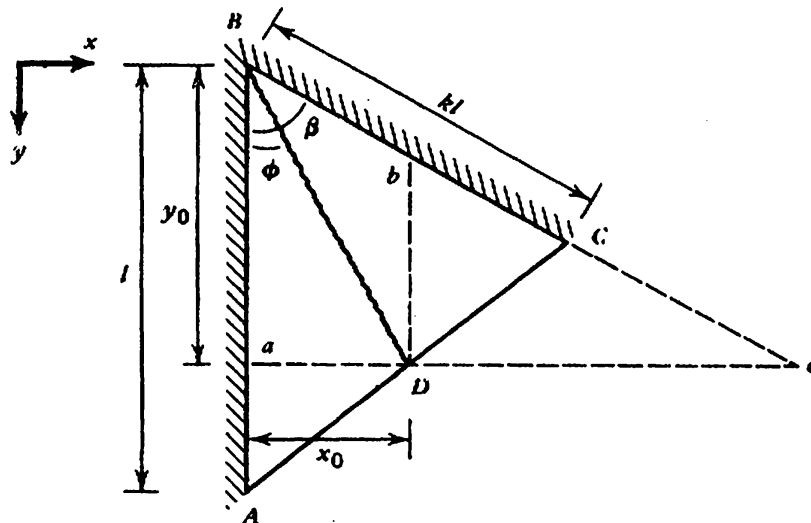
با قراردادادن مقادیر این پارامترها در معادله (۱۱-۸) می توان بار نهایی را بدست آورد.

مثال ۱۱-۱- در یک دال مثلثی که دولبه^۶ آن به طور ساده روی تکیه گاه قرار گرفته و لبه^۶ سوم آن آزاد است با رنهایی را در واحد سطح بدست آورید. دال ایزوتروپیک مسلح شده و ظرفیت خمشی آن در واحد طول m_u است.

حل :

دال و شمای گسیختگی آن در تصویر ۱۱-۹ نشان داده شده است. برای کلی بودن نتیجه نسبت طول دولبه روی تکیه گاههای ساده برابر k و زاویه^۶ داخلی این لبه ها β فرض شده است.

همانطور که در تصویر ۱۱-۹ نشان داده شده است شمای گسیختگی با یک پارامتر مشخص می شود. این پارامتر را می توان زاویه^۶ ϕ گرفت (لازم است توجه شود که برای این منظور می توان هر یک از دو طول x_0 یا y_0 را نیز در تصویر ۱۱-۹ به عنوان مجهول فرض کرد). اگر به نقطه^۶ D روی لبه^۶ آزاد دال یک تغییر مکان δ به سمت پایین داده شود کارهای داخلی و خارجی به ترتیب زیر محاسبه می شوند :



تصویر ۱۱-۹ دال مثلثی مثال ۱۱-۱

قطعه ABD :

$$\theta_x = \frac{\delta}{aD} = \frac{\delta}{y_0 \tan \phi}$$

$$\theta_y = 0$$

قطعه CBD :

$$\theta_x = \frac{\delta}{cD} = \frac{\delta}{y_0 \tan \beta - y_0 \tan \phi}$$

$$\theta_y = \frac{\delta}{bD} = \frac{\delta}{y_0 - y_0 \tan \phi \cot \beta}$$

$$\text{کار داخلی} = \sum m_{un} \theta_n l_0 = \sum m_{ux} \theta_x y_0 + \sum m_{uy} \theta_y x_0$$

$$= m_u \frac{\delta}{y_0 \tan \phi} y_0 + m_u \frac{\delta}{y_0 (\tan \beta - \tan \phi)} y_0$$

$$+ m_u \frac{\delta}{y_0 (1 - \tan \phi \cot \beta)} y_0 \tan \phi$$

$$= m_u \delta \left(\cot \phi + \frac{1}{\tan \beta - \tan \phi} + \frac{\tan \phi}{1 - \tan \phi \cot \beta} \right)$$

$$= m_u \delta \left(\cot \phi + \frac{1 + \tan \beta \tan \phi}{\tan \beta - \tan \phi} \right)$$

$$= m_u \delta [\cot \phi + \cot(\beta - \phi)]$$

$$\text{کار خارجی} = \sum W_u \Delta = w_u \times \text{مساحت } ABD \times \frac{\delta}{3} + w_u \times \text{مساحت } CBD \times \frac{\delta}{3}$$

$$= w_u \times \text{مساحت دو قطعه} \times \frac{\delta}{3}$$

$$= w_u \frac{kl \sin \beta}{2} \frac{\delta}{3} = w_u \delta kl^2 \frac{\sin \beta}{6}$$

با استفاده از معادله کار مجازی (رابطه ۶-۱۱) نتیجه زیر بدست می آید

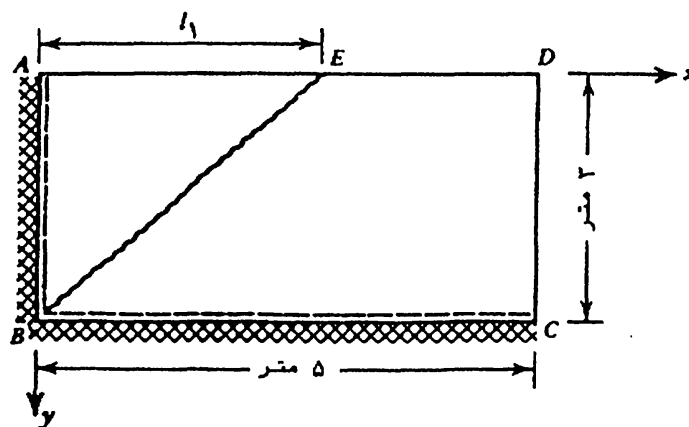
$$w_u = \frac{6 m_u [\cot \phi + \cot(\beta - \phi)]}{kl^2 \sin \beta}$$

برای بدست آوردن حداقل w_u باید مشتق w_u را نسبت به ϕ مساوی صفر قرار داد، یعنی $dw_u/d\phi = 0$. بسادگی می توان نشان داد که از این محاسبه نتیجه $\phi = \beta/2$ بدست می آید. بنا بر این حداقل بار متناظر است با حالتی که خط تسلیم زاویه داخلی لبه های متکی دال را نصف می کند. سرانجام با قرار دادن این نتیجه در رابطه بار نهایی، مقدار

w_u محاسبه می شود :

$$w_u = \frac{6m_u}{kl^2 \sin^2(\beta/2)}$$

مثال ۱۱-۲- تصویر ۱۰-۱۱ یک دال مستطیل شکل که دولبه مجاور آن گیردار و دولبه دیگر آزاد است را نشان می دهد. دال در بالا و پایین به صورت اورتوتروپیک مسلح شده است. مقاومت دال در واحد طول برای لنگرهای خمشی مثبت و منفی در جهت x برابر ۱۴۰۰ و ۲۰۰۰ کیلوگرم متر و در جهت y برابر ۱۸۰۰ و ۲۴۰۰ کیلوگرم متر است. آرما تورها در سرتاسر طول دهانه ها ادامه داده شده اند. بار نهایی دال را در واحد سطح محاسبه کنید.



تصویر ۱۰-۱۱ دال مستطیل شکل مثال ۱۱-۲

حل :

شمای گسیختگی دال در تصویر ۱-۱۱ ترسیم شده است. این شمای گسیختگی یک پارامتر مجهول دارد که در تصویر با l_1 مشخص شده است. اگر به نقطه E یک تغییر مکان δ به سمت پایین داده شود کارهای داخلی و خارجی به ترتیب زیر محاسبه می شوند :

قطعه ABE :

$$\theta_x = \frac{\delta}{l_1} \quad , \quad \theta_y = 0$$

قطعه $CBED$:

$$\theta_x = 0 \quad , \quad \theta_y = \frac{\delta}{3}$$

$$\begin{aligned} \text{کار داخلی} &= \sum m_{ux} \theta_x y_0 + \sum m_{uy} \theta_y x_0 = (2000 + 1400) \times \frac{\delta}{l_1} \times 2 \\ &+ 2400 \times \frac{\delta}{3} \times 5 + 1800 \times \frac{\delta}{3} \times l_1 \\ &= \left(\frac{10200}{l_1} + 4000 + 600 l_1 \right) \delta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{کار خارجی} &= \sum W_u \Delta = w_u \left(\frac{1}{3} \times 2 \times l_1 \right) \frac{\delta}{3} + w_u \left(\frac{1}{3} \times 2 \times l_1 \right) \frac{\delta}{3} \\ &+ w_u \left[2(5 - l_1) \right] \frac{\delta}{3} = w_u \left(\frac{15 - l_1}{3} \right) \delta \end{aligned}$$

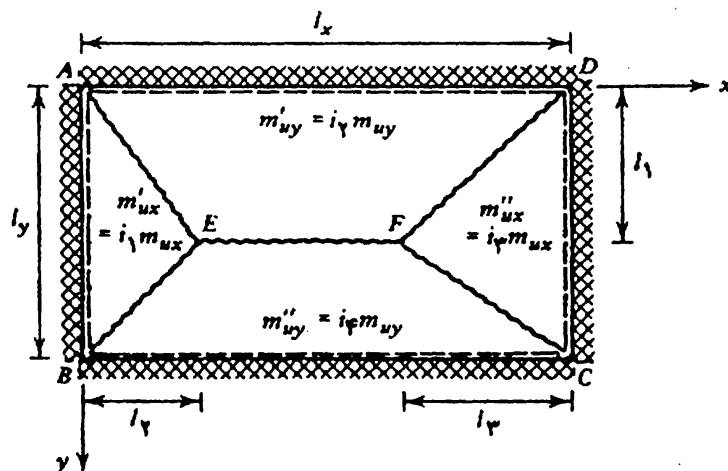
(توجه شود که جمله اول در عبارت کار خارجی مربوط به قطعه مثلثی ABE و جملات دوم و سوم مربوط به قسمتهای مثلثی و مستطیلی قطعه $CBED$ است). با استفاده از معادله کار مجازی (رابطه ۱۱-۶) نتیجه زیر بدست می آید:

$$w_u = \frac{2 \times (10200 + 4000 l_1 + 600 l_1^2)}{l_1 (15 - l_1)}$$

با صفر قرار دادن مشتق w_u نسبت به l_1 ، تعیین l_1 و قرار دادن در رابطه فوق مقدار عددی w_u به ترتیب زیر محاسبه می شود

$$\frac{dw_u}{dl_1} = 0 \implies l_1 = 2/73 \text{ m و } w_u = 1528 \text{ kg/m}^2$$

مثال ۱۱-۳- برای دال مستطیل شکل تصویر ۱۱-۱۱ که هرچهار لبه



تصویر ۱۱-۱۱ دال مستطیل شکل با تکیه‌گاه‌های گیردار در مثال ۱۱-۳

آن گیردار راست و به طورا ورتو و تروپیک مسلح شده است با رنهایی در واحد سطح را بدست آورید. ظرفیت خمشی دال در واحد طول برای لنگرهای خمشی مثبت در جهات x و y به ترتیب برابر m_{ux} و m_{uy} است. ظرفیت خمشی لنگرهای منفی در محل تکیه گاهها به صورت ضریبی از ظرفیت لنگر مثبت در همان جهت در تصویر مشخص شده است.

حل :

همانطور که در تصویر ۱۱-۱۱ مشاهده می شود شمای گسیختگی در این دال با سه پارامتر مشخص می شود. با استفاده از اصل کار مجازی و انجام محاسباتی مشابه مثالهای قبل (در این مثال چون w_u تابع سه پارامتر است برای تعیین آنها هر پارامتر مشتق w_u نسبت به یکی از آنها باید مساوی صفر قرار داده شود) نتیجه زیر بدست خواهد آمد:

$$w_u = \frac{6 m_{uy} \mu Y^2}{l_y^2 (l_y/l_x)^2 \{[(X/Y)^2 + 3\mu(l_x/l_y)^2]^{1/2} - (X/Y)\}^2} \quad (11-10)$$

که در آن

$$\begin{cases} \mu = m_{uy}/m_{ux} \\ X = \sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_2} \\ Y = \sqrt{1+i_3} + \sqrt{1+i_4} \end{cases} \quad (11-11)$$

رابطه (۱۱-۱۰) یک رابطه کلی برای دالهای بالبه های گیردار راست که به کمک آن می توان بارنهایی دالها را با توجه به ابعاد دهانه ها و نوع آرماتورگذاری در قسمتهای مختلف بدست آورد. از این رابطه در بخشهای آینده نیز استفاده خواهد شد.

۱۱-۵- بارهای متمرکز

در صورت وجود بارهای متمرکز شمای گسیختگی ممکن است شامل تمرکز خطوط تسلیم در ناحیه اطراف بار باشد. به طور کلی، برای بارهای متمرکز احتمال می رود که شمای گسیختگی با خطوط تسلیم منحنی شکل برای لنگر منفی و خطوط تسلیم شعاعی برای لنگر مثبت بحرانی تراز شمای گسیختگی با قطعات مثلثی بین خطوط تسلیم باشد. مثال ۱۱-۴

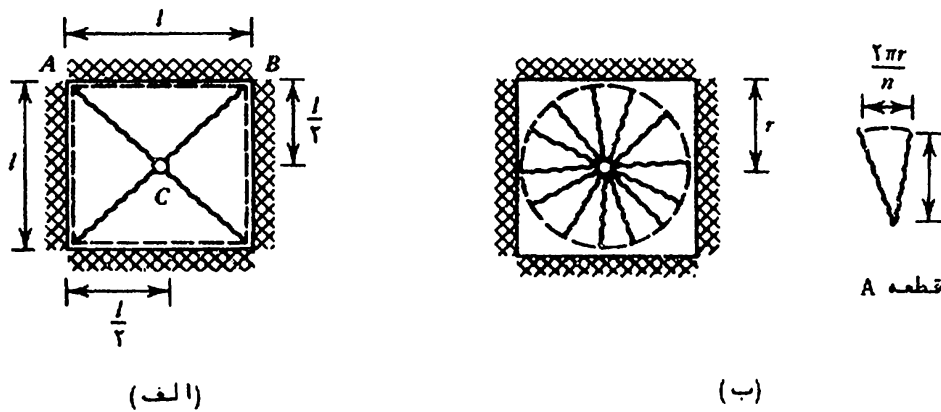
نحوه تعیین شمای گسیختگی و بار نهایی را در چنین مواردی نشان می دهد.

مثال ۴-۱۱- برای یک دال مربع شکل ایزوتروپیک با تکیه گاه های گیردار مقدار نهایی با مرکز در وسط دال را بدست آورید. ظرفیت خمشی دال در واحد طول برای لنگرهای مثبت و منفی به ترتیب برابر m_u و m'_u است.

حل :

برای تعیین جواب دو شمای گسیختگی در نظر گرفته می شود. تصویر الف-۱۱-۱۲ یک شمای گسیختگی را که از چهار قطعه مثلث شکل در بین خطوط تسلیم تشکیل شده نشان می دهد. برای این شمای گسیختگی با استفاده از اصل کار مجازی بسادگی نتیجه می شود که

$$P_u = \lambda(m'_u + m_u)$$



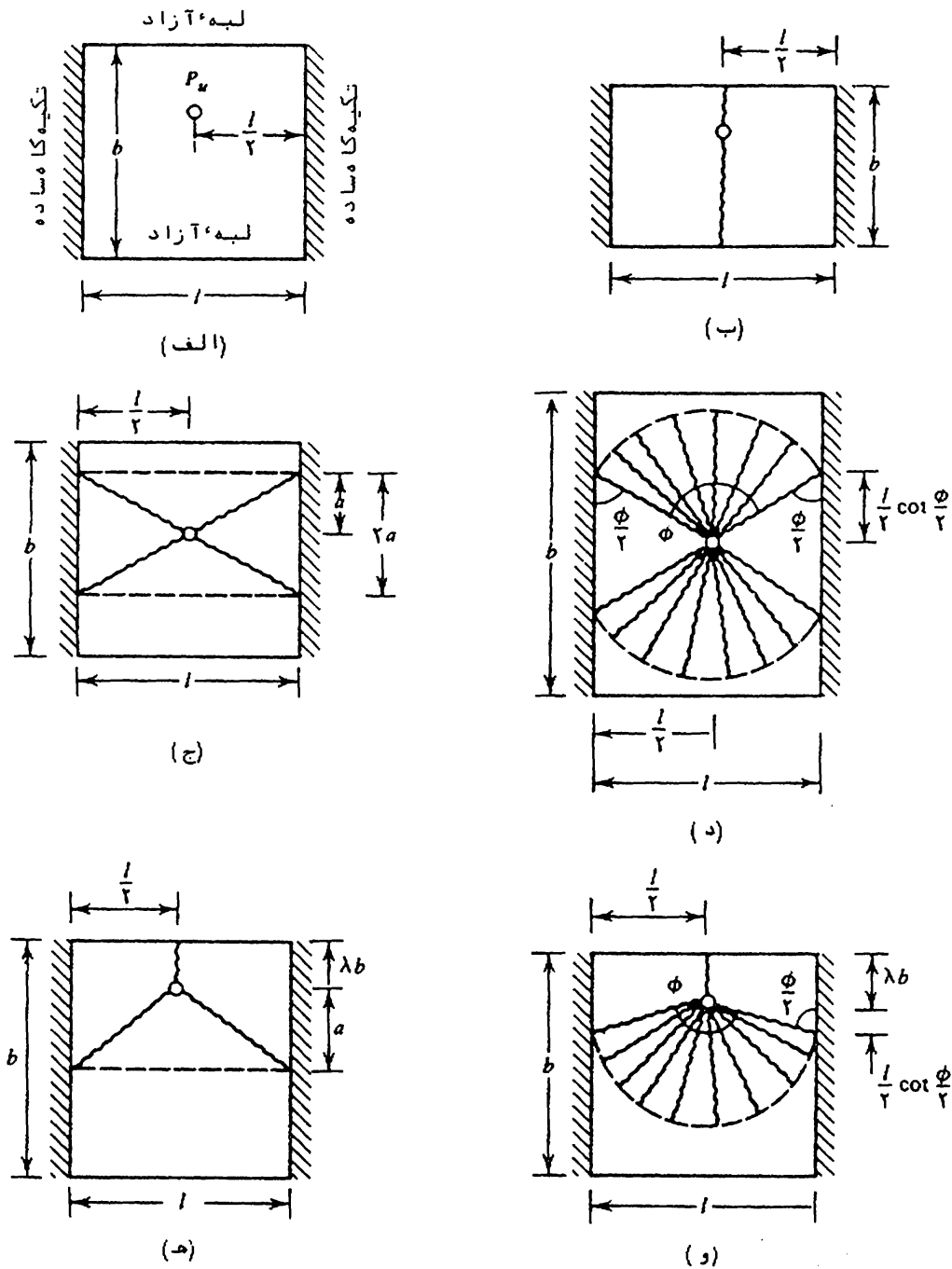
تصویر ۱۱-۱۲ دال تحت بار متمرکز در مثال ۴-۱۱

تصویر ب-۱۱-۱۲ شمای گسیختگی دیگری را با خطوط تسلیم دایره ای برای لنگرهای منفی و n خط تسلیم شعاعی برای لنگرهای مثبت نشان می دهد (در جواب نهایی می توان n را به سمت بی نهایت میل داد). در این مورد نیز با استفاده از اصل کار مجازی (و با تقریب زدن هر قطاع از دایره با یک مثلث) بسادگی می توان نشان داد که

$$P_u = 2\pi(m'_u + m_u)$$

بنابراین، بار نهایی دال در این مثال همین مقدار اخیر است و شمای

گسیختگی نظیر آن (تصویر ب-۲-۱۱) شمای گسیختگی صحیح تری است. این مثال ساده نشان می‌دهد که برای دال‌های با بار متمرکز شما هم‌ای گسیختگی از نوع دایره‌ای (که اصطلاحاً "گامی شمای" "بادبزی" نامیده می‌شوند) می‌توانند از سایر شما هم‌ای گسیختگی بحرانی تر باشند.

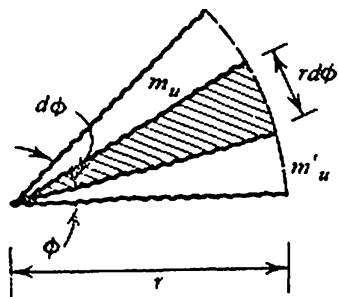


تصویر ۱۱-۱۳ دال بتنی باد و تکیه‌گاه ساده تحت بار متمرکز روی محور عرضی

البته تعیین شمای گسیختگی صحیح همیشه بسادگی مثال بالا نیست. به عنوان مثال، برای یک نیروی متمرکز در یک دال که مطابق تصویر الف-۱۱-۱۳ به طور ساده روی دو تکیه‌گاه مقابل قرار گرفته و دولبه دیگر آن آزاد است (این نیروی متمرکزی تواند با ریک چرخ باشد که روی عرشه یک پل بتنی وارد می شود) شما های گسیختگی نشان داده شده در تصاویر ب-۱۱-۱۳ تا و-۱۱-۱۳ را باید در نظر گرفت و بر اساس نتایج حاصل از آنها حداقل با رنهایی را بدست آورد. نتیجه آنالیز این شماها نشان می دهد که شمای تصویر د-۱۱-۱۳ از شمای تصویر ج-۱۱-۱۳ بحرانی تر و شمای تصویر و-۱۱-۱۳ نیز از شمای تصویر ه-۱۱-۱۳ بحرانی تر است. این نتایج نیز بحرانی تر بودن شما های گسیختگی با دبزنی را برای دالهای تحت بار متمرکز تأیید می کند (حل کامل شما های گسیختگی در تصویر ۱۱-۱۳ نشان می دهد که شمای تصویر ب-۱۱-۱۳ وقتی تعیین کننده است که دال کم عرض باشد. از سوی دیگر، در دالهای عریض که در آنها نیرو نزدیک مرکز باشد شمای گسیختگی تصویر د-۱۱-۱۳ و در دالهای عریض که نیرو نزدیک به لبه های آزاد باشد شمای گسیختگی تصویر و-۱۱-۱۳ تعیین کننده خواهد بود).

از آنجا که شما های گسیختگی با دبزنی شکل در مسائل نیروهای متمرکز که برد زیادی دارند در اینجا مناسب است برای تسهیل محاسبات مربوطه یک رابطه کلی برای کار داخلی انجام شده در بار دبزن بدست آید. چنانچه در یک دال ایزوتروپیک که ظرفیتهای خمشی مثبت و منفی آن در

واحد طول به ترتیب m_u و m'_u است قسمتی از یک قطعه با دبزنی در شمای گسیختگی (قسمت هاشور خورده در تصویر ۱۱-۱۴) در نظر گرفته شود، کار داخلی انجام شده در آن، وقتی به مرکز بار دبزن یک تغییر مکان مجازی δ داده شود برابر است با



تصویر ۱۱-۱۴ قسمتی از یک شمای گسیختگی با دبزنی

$$m_{un} \theta_n l_0 = (m'_u + m_u) \frac{\delta}{r} r d\phi = (m'_u + m_u) \delta d\phi \quad (11-12)$$

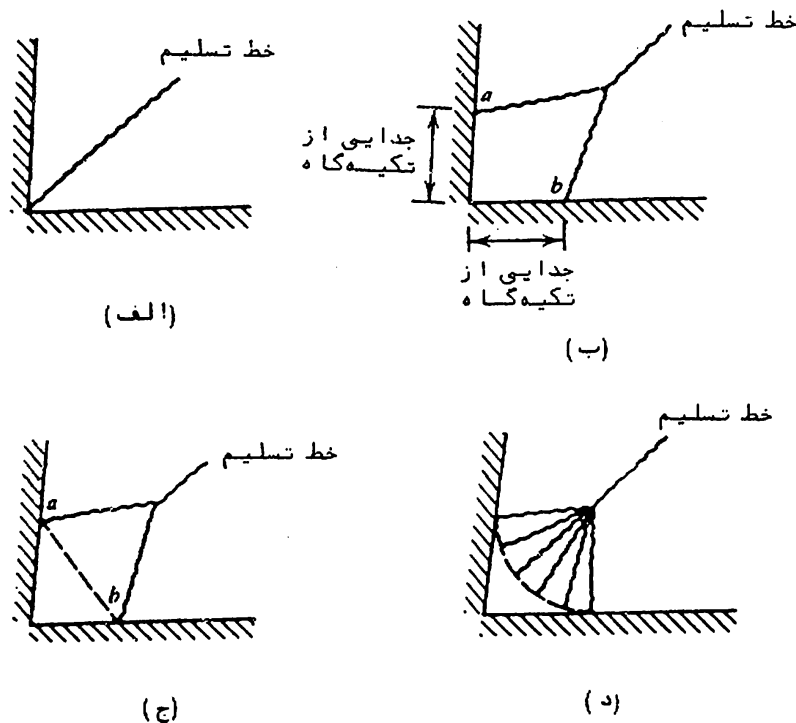
در نتیجه، برای تمام شمای بادبزی که زاویه داخلی آن ϕ است (تصویر ۱۱-۱۴) می توان نوشت:

$$m_{un}\theta_{n0} = \int_0^{\phi} (m'_u + m_u)\delta d\phi = (m'_u + m_u)\delta\phi \quad (11-13)$$

استفاده از این رابطه ساده را می توان در حل مثال ۱۱-۴ بررسی کرد (در این مثال $\phi = 2\pi$ است).

۱۱-۶- اثرات گوشه

در مثالهایی که تا اینجا مطرح شد فرض بر این بود که خط تسلیمی که در یک گوشه دال ایجاد می شود مطابق تصویر الف-۱۱-۱۵ مستقیم است. به گوشه وارد می شود. مطابق تئوری صفحات، لنگرهای پیچشی شدیدی در نواحی گوشه ایجاد می شود و لذا در یک دال با تکیه گاههای ساده گوشه های دال تمایل به بلند شدن از روی تکیه گاهها دارند. نتیجه چنین پدیده ای این است که وقتی در یک دال با تکیه گاههای ساده



تصویر ۱۱-۱۵ خطر تسلیم در گوشه یک دال

گوشه دال به تکیه گاه مها رنمی شود خط تسلیم قبل از رسیدن به گوشه ، مطابق تصویر ب-۱۵-۱۱ تمایل به دو شاخه شدن داشته و قطعه مثلثی در گوشه دال تمایل به دوران حول ab و بلند شدن از تکیه گاه را دارد . از سوی دیگر ، اگر گوشه دال در جای خود ثابت نگه داشته شود و آرما تئور فوقانی نیز در آن وجود نداشته باشد گوشه دال تمایل به ترک خوردن در امتداد ab پیدا می کند (تصویر ج-۱۵-۱۱) . بدین ترتیب ab یک خط تسلیم با ظرفیت خمشی صفر خواهد بود . اما اگر مقداری آرما تئور در این محل قرار داده شود همچنان شمای گسیختگی در ناحیه گوشه مشا به تصویر ج-۱۵-۱۱ است با این تفاوت که خط تسلیم ab مقداری ظرفیت خمشی خواهد داشت . بالاخره اگر مقدار کافی آرما تئور در گوشه قرار داده شود و گوشه نیز در جای خود ثابت نگه داشته شود خط تسلیم در این ناحیه مطابق تصویر الف-۱۵-۱۱ خواهد بود . محاسبات نشان می دهد (مثال ۱۵-۱۱) که در صورت تشکیل خطوط تسلیم مطابق تصاویر ب-۱۵-۱۱ و ج-۱۵-۱۱ بار نهایی دال کمتر از مقدار مربوط به یک خط تسلیم مستقیم (تصویر الف-۱۵-۱۱) است . در چنین حالتی در نظر گرفتن شمای گسیختگی با دبزنی ، مطابق تصویر د-۱۵-۱۱ ، به جای شمای تصویر ج-۱۵-۱۱ سبب کاهش بیشتر بار نهایی محاسبه شده خواهد بود . مثال زیرتأثیر گوشه را بر نتایج حاصل از آنالیز یک دال نشان می دهد .

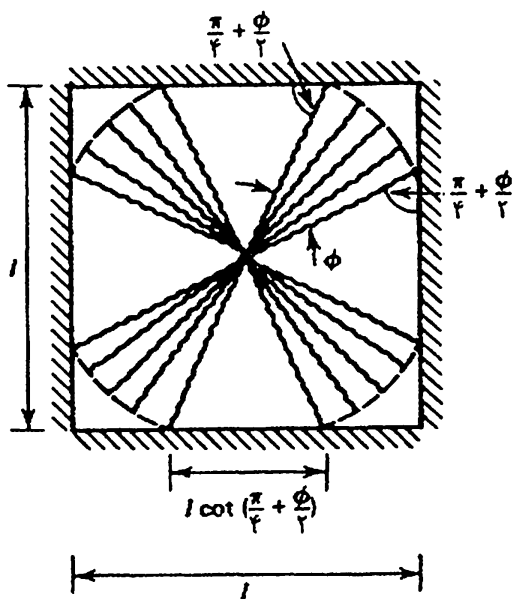
مثال ۵-۱۱- برای یک دال مربع شکل با تکیه گاههای ساده حداکثر بار نهایی یکنواخت درواحد سطح را محاسبه کنید . دال به صورت ایزوتروپیک مسلح شده و ظرفیت خمشی مثبت آن درواحد طول برابر m_u است . دال آرما تئور فوقانی ندارد و از بلند شدن آن در محل گوشه ها جلوگیری می شود .

حل :

شمای گسیختگی مطابق تصویر ۱۶-۱۱ متشکل از خطوط تسلیم با دبزنی در گوشه و قطعات مثلثی در بین آنها فرض می شود . اگر زاویه داخلی با دبزنیهای گوشه ϕ فرض شود شعاع هر با دبزن برابر $[\frac{1}{2} \sin(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})]$ خواهد بود . چون آرما تئوری در بالای دال وجود ندارد ظرفیت خمشی منفی برای خطوط تسلیم گوشه صفر است . اگر به وسط

دال یک تغییر مکان مجازی داده شود و با استفاده از رابطه (۱۱-۱۳) برای کار داخلی بادبزن معادله کار مجازی (رابطه ۱۱-۶) نوشته شود نتیجه نهایی زیر حاصل خواهد شد:

$$w_u = \frac{24m_u}{l^2} \left[\frac{\phi + 2 \cot(\pi/4 + \phi/2)}{[\phi/\sin^2(\pi/4 + \phi/2)] + 2 \cot(\pi/4 + \phi/2)} \right]$$



تصویر ۱۱-۱۶ دال مربعی با خطوط تسلیم بادبزن در مثال ۱۱-۵

مقدار ϕ که حداقل w_u را بدست می دهد با استفاده از $dw_u/d\phi = 0$ تعیین می شود. می توان نشان داد که از این محاسبه برای زاویه 30° (درجه $\pi/6$ رادیان) بدست می آید که با قرار دادن آن در رابطه فوق نتیجه زیر حاصل می شود

$$w_u = 21/7 \frac{m_u}{l^2}$$

اگر در نظر باشد که زاویه گوشه صرف نظر شود می توان در رابطه فوق برای بار نهایی مقدار ϕ را برابر صفر گرفت که به این ترتیب مقدار $w_u = 24m_u/l^2$ بدست می آید. این نتیجه در حدود ۱۰ درصد از مقدار فوق بیشتر است.

نتایج تحقیقات نشان می دهد که هر قدر زاویه داخلی گوشه حادثتر باشد اثر گوشه شدیدتر است. مثلاً برای یک دال مثلثی با دو تکیه گاه ساده و یک لبه آزاد که زاویه مقابل این لبه 45° درجه است در نظر گرفتن اثر گوشه سبب کاهش تقریباً ۲۵ درصد در بار نهایی می شود. علی رغم این نتایج، معمولاً در آنالیز دالها به روش خطوط تسلیم زاثرات گوشه صرف نظر می شود زیرا در نظر گرفتن آنها سبب ازدیاد قابل ملاحظه در حجم عملیات و پیچیدگی مسئله می شود. علاوه بر آن خطای ناشی از این پدیده در غالب موارد بسیار ناچیز است. در این صورت برای در نظر گرفتن تقریبی این پدیده می توان نتایج حاصل از حل شما های

گسیختگی بدون اثرات گوشه را به اندازه مناسبی تعدیل کرد. به غیر از موارد خاص (مانند آنچه در بالا اشاره شد) این نتایج را می توان به طور متوسط بین ۱۰ تا ۱۵ درصد کاهش داد.

۷-۱۱- استفاده از شما های گسیختگی تقریبی

جزئیات روش کار مجازی برای آنالیز شما های گسیختگی نشان می دهد در مواردی که با دیدیک یا چندپا را متر مجهول را در شما ی گسیختگی تعیین کرد حجم عملیات جبری معمولاً زیاد است. زیرا در این موارد باید چند معادله غیر خطی، که با مشتق گیری از رابطه بار نهایی نسبت به پارامترهای مجهول بدست می آیند (روابط ۹-۱۱)، به طور همزمان حل شوند. یک نقطه ضعف تئوری خطوط تسلیم این است که این تئوری یک روش کرانه فوقانی است، یعنی در صورتی که مقادیر صحیح پارامترها در معادله بار نهایی بکار برده نشوند مقداری بیش از ظرفیت نهایی بار دال بدست خواهد آمد. در نتیجه جوابی که از این تئوری به ازای مقادیر غیر صحیح بدست می آید در خلاف جهت اطمینان است. اما خوشبختانه نشان داده شده است که در صورت استفاده از اصل کار مجازی نتیجه نهایی حساسیت زیادی به جزئیات شما ی گسیختگی ندارد، به طوری که با استفاده از یک شما ی گسیختگی تقریبی که تفاوت مختصری با شما ی واقعی داشته باشد می توان تخمین بسیار نزدیکی از بار نهایی بدست آورد. از این روست که در بسیاری مسائل عملی به جای تعیین شما ی دقیق، به کمک فرضیات مناسب برای موقعیت خطوط تسلیم (مثلاً استفاده از نیمساز در گوشه ها) دال مورد نظر آنالیز را طراحی می شود. به عنوان نمونه در مثال ۳-۱۱، به جای استفاده از سه مجهول $1, 1, 1$ و $1, 1, 1$ (تصویر ۱۱-۱۱) خطوط تسلیم را می توان بر اساس نیمساز گوشه های دال ترسیم کرد. بدین ترتیب دیگر نیازی به حل سه معادله برای تعیین سه مجهول فوق نیست. نتایج بدست آمده از چنین تقریبی برای دال مثال ۳-۱۱ و مقایسه آنها با مقادیر دقیقی که از رابطه (۱۰-۱۱) بدست می آید نشان داده است که دقت نتایج تقریبی بسیار رضایت بخش است به طوری که حداکثر خطا در نامناسب ترین حالات از ۱۵ درصد تجاوز نمی کند.

مثال ۶-۱۱- بار نهایی (در واحد سطح) را برای دال مثال ۲-۱۱ به روش تقریبی بدست آورده و با مقدار دقیق مقایسه کنید.

حل :

در روش تقریبی بجای استفاده از پارامتر مجهول l_1 برای مشخص کردن موقعیت خط تسلیم مثبت (تصویر ۱۰-۱۱) از نیمساز ABC استفاده می شود. به عبارت دیگر مقدار l_1 برابر ۳ متر فرض می شود (مقدار دقیق این پارامتر برابر $2/73$ متر در مثال ۲-۱۱ بدست آمده است). بنابراین با جایگزین کردن ۳ به جای l_1 در رابطه بار نهایی نتیجه زیر بدست می آید :

$$w_u = \frac{2 \times (10200 + 4000 \times 3 + 600 \times 9)}{3 \times (15 - 3)} = 1523 \text{ kg/m}^2$$

که این مقدار با مقدار دقیق یعنی ۱۵۲۸ تفاوت بسیار ناچیزی (در حدود ۰/۳ درصد) دارد.

۸-۱۱- طراحی دالها

در بخشهای گذشته روش آنالیز دالها، یعنی تعیین بار نهایی دالها، نشان داده شد. نتیجه یک آنالیز در حالت کلی مقدار بار نهایی را به صورت تابعی از ابعاد و مقدار دیر ظرفیتهای خمشی مثبت و منفی در جهات x و y بدست می دهد. به عنوان مثال، به کمک رابطه (۱۰-۱۱) می توان بار نهایی دالهای مستطیل شکل اورتوتروپیک را برای شرایط مختلف آرماتور گذاری محاسبه کرد.

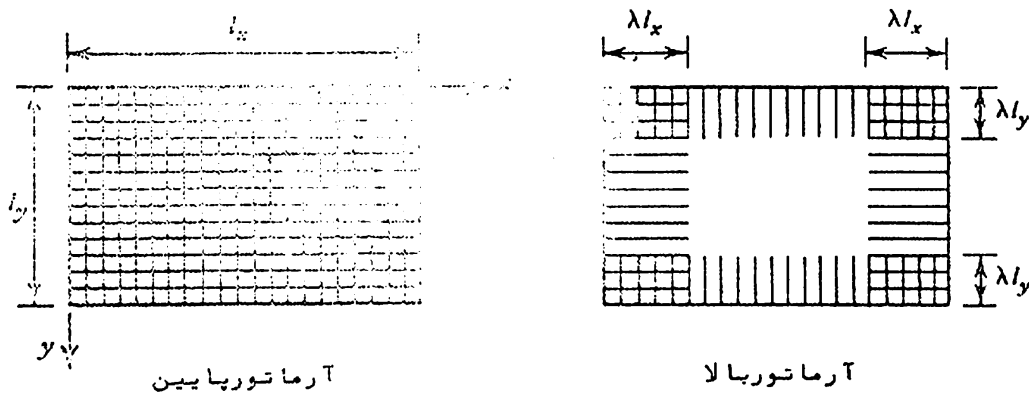
در مسائل طراحی، از سوی دیگر، مقدار بار نهایی وارد بر یک دال معلوم است و هدف تعیین لنگرهای خمشی طراحی در مقاطع مختلف دال است. برای این منظور می توان از همان روابطی که برای آنالیز بدست می آیند استفاده کرد، اما از آنجا که تعداد مجهولات معمولاً زیاد است برای اینکه بتوان کلیه لنگرهای خمشی را بدست آورد باید نسبت لنگرهای خمشی مثبت و منفی و نیز نسبت لنگرهای خمشی در دو جهت از طرف طراحی انتخاب شوند. به عنوان مثال برای اینکه بتوان دالهای مستطیل شکل اورتوتروپیک (تصویر ۱۱-۱۱) را طراحی کرد لازم است کلیه مقادیر i_1 تا i_4 و μ (یعنی نسبت لنگرهای منفی به مثبت در هر جهت و نسبت

لنگرهای مثبت دردوجهت (انتخاب شده و سپس با استفاده از رابطه (۱۰-۱۱) و نسبتهای فوق لنگرهای خمشی را بدست آورد. بنا براین مشاهده می شود که بی نهایت ترتیب مختلف برای آرما تورگذاری بدست می آیند که همگی نتیجه مورد نظر را می دهند. اگرچه این موضوع یکی از مزایای روش خطوط تسلیم بشمار می رود و آزادی قابل ملاحظه ای برای انتخاب جزئیات آرما تورگذاری به طراح می دهد استفاده از آن بدون شناخت رفتار دال ممکن است منجر به طرحهای نامناسب شود. باید توجه داشت که ترتیب انتخاب شده برای آرما تورگذاری باید به نحوی باشد که توزیع لنگرهای نهایی در مقاطع مختلف دال تفاوت زیادی نداشته باشد. توزیعهایی که بر اساس تئوریهای الاستیک بدست می آیند نداشته باشد. اگر تفاوت قابل توجهی بین توزیع مقاطع و مقادیرهای خمشی و لنگرهای الاستیک وجود داشته باشد ممکن است ترک خوردگی زیادی در دال تحت بارهای بهره برداری بوجود آید، زیرا نسبت آرما تورکم در مناطق تحت لنگرهای شدید سبب ایجاد تنشهای بزرگی در آرما تور و در نتیجه ایجاد ترکهای عریض در این مناطق می شود. چنین مناطقی تحت تنشهای بزرگ ممکن است سبب افزایش خیزدال تحت بارهای بهره برداری شوند. از این رو بسیار اهمیت دارد که طراح شناخت و احساسی از توزیع الاستیک لنگرهای خمشی داشته باشد و از آن برای تعیین نسبت ظرفیتهای خمشی مثبت و منفی و نسبت ظرفیتهای خمشی دردوجهت استفاده کند.

بر اساس برخی مطالعات تجربی و نظری توصیه شده است که نسبت ظرفیت خمشی منفی به ظرفیت مثبت بین $0/5$ و 2 باشد. در این ارتباط باید به درجه گیرداری تکیه گاه توجه داشت. به عنوان مثال، اگر گیرداری نسبتاً "کاملاً پیش بینی شود مقدار در حد $1/5$ تا 2 باید فرض کرد. اما اگر قدری دوران در محل تکیه گاه انتظار می رود نسبتی بین 1 و $1/5$ مناسب تر است. نسبت ظرفیتهای خمشی در واحد طول دردوجهت نیز باید با توجه به جهت ایجاد حداکثر لنگر خمشی انتخاب شود. به عنوان مثال، در دالهای دو طرفه با تیر نسبت لنگر خمشی دردوجهت تقریباً "متناسب با عکس مجذور نسبت، دهانه های نظیر است (بخش ۲-۱۰). یکی از مسائل عملی که در طراحی دالهای دو طرفه مطرح است موضوع قطع آرما تورهاست. در مطالبی که تا این بخش ارائه شد فرض بر

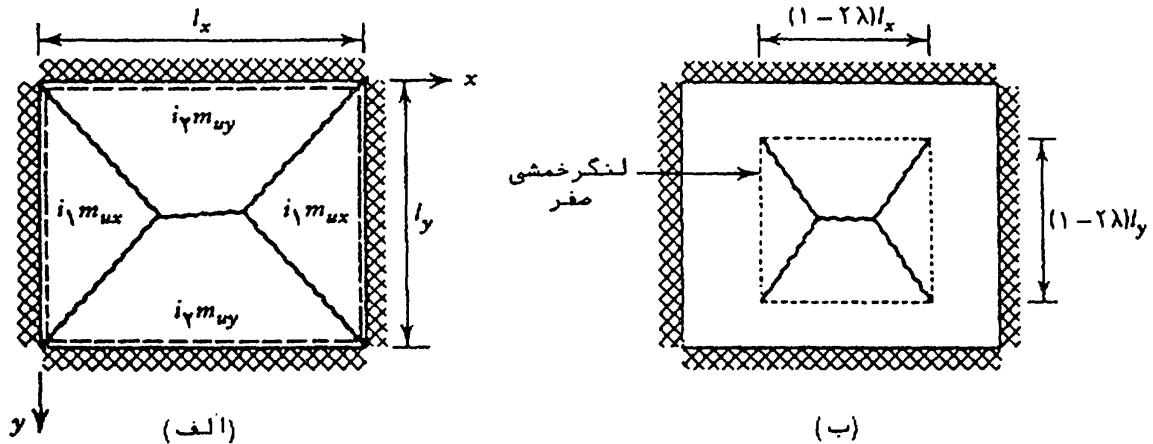
این بوده است که توزیع میلگردها در دال یکنواخت است. اما در غالب موارد آرماتور فوقانی در تمام دهانه‌ها داده نمی‌شود. برای تعیین نقطه قطع آرماتورهای فوقانی باید شما‌های گسیختگی که ممکن است در اثر قطع آرماتورها بوجود آیند نیز در نظر گرفته شوند. معمولاً "نقطه قطع به نحوی اختیاری می‌شود که بار نهایی دال بر اساس شمای گسیختگی جدید از بار نهایی اولیه (بدون توجه به قطع میلگردها) کمتر نباشد. از آنجا که دال‌های مستطیل شکل اورتوتروپیک کاربرد زیادی در عمل دارند در اینجا نحوه تعیین نقطه قطع آرماتورهای منفی در این دال‌ها نشان داده می‌شود.

برای سهولت فرض می‌شود که نسبت ظرفیتهای خمشی مثبت و منفی در دو جهت یکسان باشند، یعنی ظرفیتهای خمشی مثبت و منفی در واحد طول دال در جهت x برابر m_{ux} و $m'_{ux} = im_{ux}$ و در جهت y برابر m_{uy} و $m'_{uy} = im_{uy}$ باشند. تصویر ۱۱-۱۷ آرماتورهای قرار داده شده در چنین دالی را نشان می‌دهد. طول آرماتور فوقانی دال به صورت نسبتی از



تصویر ۱۱-۱۷ توزیع آرماتور در دال مستطیل شکل با تکیه‌گاه‌های گیردار

طول دهانه برابر λ تعریف می‌شود. تصویر الف-۱۸-۱۱ شمای گسیختگی اصلی که برای طراحی دال بکار می‌رود و تصویر ب-۱۸-۱۱ شمای گسیختگی احتمالی را که در اثر قطع میلگردها ممکن است بوجود آید نشان می‌دهد. در این شمای گسیختگی در منطقه‌ای از دال که آرماتور فوقانی ندارد ظرفیت خمشی باید برابر صفر گرفته شود. بنابراین در تصویر ب-۱۸-۱۱ قسمت داخلی دال که گسیخته می‌شود را می‌توان به



تصویر ۱۱-۱۸ شمای گسیختگی برای یک دال مستطیل شکل با آرماتورهای منفی قطع شده

صورت دالی با تکیه گاههای ساده فرض کرد. طول آرماتورهای فوقانی در صورتی رضایت بخش است که بار نهایی نظیر شمای تصویر ۱۱-۱۸-ب حداقل برابر بار نهایی نظیر شمای الف ۱۱-۱۸ باشد.

با استفاده از رابطه^۶ (۱۱-۱۵) بار نهایی یکنواخت برای شمای تصویر الف ۱۱-۱۸ برابر است با

$$w_u = \frac{24 \mu m_{uy} (1 + i)}{l_y^2 (l_y/l_x)^2 \{ [1 + 3 \mu (l_x/l_y)^2]^{1/2} - 1 \}^2} \quad (11-14)$$

که در آن $\mu = m_{uy}/m_{ux}$ است.

بار نهایی برای شمای گسیختگی تصویر ۱۱-۱۸-ب را می توان با استفاده از رابطه^۶ (۱۱-۱۴) و با جایگزین کردن l_x با $l_x(1-2\lambda)$ و l_y با $l_y(1-2\lambda)$ و $i = 0$ بدست آورد. بنا بر این بار نهایی در این حالت برابر است با

$$w_u = \frac{24 \mu m_{uy}}{l_y^2 (1-2\lambda)^2 (l_y/l_x)^2 \{ [1 + 3 \mu (l_x/l_y)^2]^{1/2} - 1 \}^2} \quad (11-15)$$

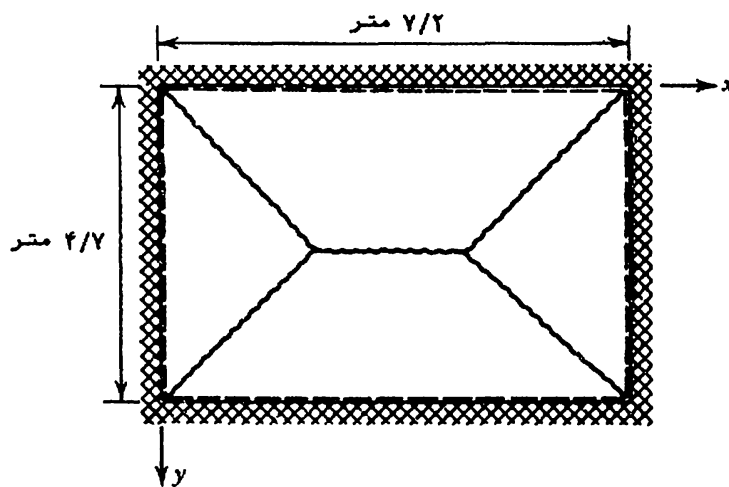
حال برای اینکه بار نهایی محاسبه شده از رابطه^۶ (۱۱-۱۵) از بار نهایی رابطه^۶ (۱۱-۱۴) کمتر نباشد باید رابطه زیر برقرار باشد

$$\frac{1}{(1-2\lambda)^2} \geq 1 + i \quad (11-16)$$

که با استفاده از آن حداقل مقدار λ برابر خواهد بود با

$$\lambda = 0.5 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+i}} \right) \quad (11-12)$$

مثال ۱۱-۷ - طراحی یک پانل مستطیل شکل داخلی از یک کف بتن آرمه متشکل از دال و تیرمورد نظر است. دهانه‌های آزاد پانل ۴/۷ متر و ۷/۲ متر (تصویر ۱۱-۱۹) و بار زنده ۱۸۰۰ کف کیلوگرم بر متر مربع است. مقاومت فشاری بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و مقاومت تسلیم آرماتور ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.



تصویر ۱۱-۱۹ دال مثال ۱۱-۷

حل :

با این فرض که تیرهای کف نسبتاً " سخت اند با استفاده از رابطه (۱۰-۲۴) حداقل ضخامت دال برابر است با

$$t = \frac{720 \times (1800 + 0.07 \times 4000)}{36000 + 5000 \times 1/52 \times (1+1)} = 15/2 \text{ cm}$$

که برای دال می‌توان ضخامت ۱۶ سانتیمتر را اختیار کرد. با ضربیدار کف برابر است با

$$w_{\text{ش}} = 1/4 \times (0.16 \times 2400) + 1/7 \times (1800) \approx 3600 \text{ kg/m}^2$$

شمای گسیختگی دال در تصویر ۱۱-۱۹ نشان داده شده است. ظرفیت خمشی این دال طبق رابطه (۱۱-۱۰) و با توجه به مقدار دیرانتخابی برای پارامترهای i و μ به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

$$i_1 = i_2 = i_3 = i_4 = 2$$

$$\mu = \left(\frac{7/2}{4/7} \right)^2 = 2/25 \Rightarrow \mu = 2/5$$

$$X = Y = 2/46$$

$$w_u = 1/74 m_{uv}$$

$$\Rightarrow m_{uv} = \frac{2600}{1/74} = 2070 \text{ kg.m/m}$$

$$m_{ux} = \frac{2070}{2/5} = 828 \text{ kg.m/m}$$

مقادیر لنگرهای منفی تکیه‌گاهها نیز دوبرابر لنگرهای فوق

می باشند، یعنی

$$m'_{ux} = 2 \times 828 = 1656 \text{ kg.m/m}$$

$$m'_{uv} = 2 \times 2070 = 4140 \text{ kg.m/m}$$

با استفاده از این لنگرهای خمشی و با رعایت ضوابط آیین نامه‌های آرماتورگذاری دالها بسادگی می‌توان آرماتورهای لازم در قسمت‌های مختلف دال را محاسبه کرد. لازم است توجه شود که طبق آنچه قبلاً اشاره شد نسبت آرماتور نباید در هیچ مقطعی از ۰/۵ρ تجاوز کند.

آرماتورگذاری پایین دال را باید در سرتاسر پانل قرار داد، اما آرماتورهای بالارامی توان قطع کرد. با استفاده از رابطه (۱۷-۱۱) نتیجه می‌شود که:

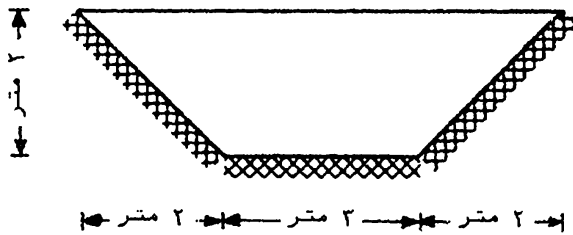
$$\lambda = 0/5 \times \left(1 - \frac{1}{\sqrt{3}} \right) = 0/211$$

بنابراین میلگردهای منفی تکیه‌گاه‌ها می‌توان در جهت x در فاصله ۱/۵۱ متر و در جهت y در فاصله ۱/۰ متر و در جهت z در فاصله ۰/۲۱ متر قرار داد. تکیه‌گاه مربوطه قطع کرد.

مسائل

۱۱-۱- در تصویر ۱۱-۱۳ با رنهایی متمرکز دال را بدست آورید. پهنای دال ۵ متر و طول دهانه آن ۴ متر است و بار در فاصله ۲ متری از لبه قرار دارد.

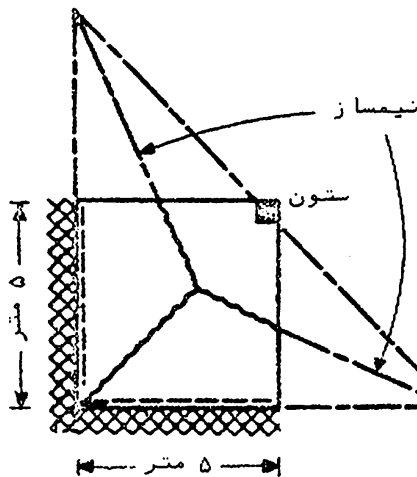
۱۱-۲- در دال نشان داده شده در تصویر زیر با رنهایی برابر ۱۲۰۰ کیلو گرم بر متر مربع است. چنانچه در آرماتور گذاری این دال از یک شبکه متعامد و متساوی استفاده شده باشد (دال ایزوتروپیک) مقدار آرماتور لازم را محاسبه کنید. ضخامت دال ۱۲ سانتی متر، مقاومت فشاری بتن



۳۰۰ و مقاومت تسلیم آرماتور ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع است.

جواب: ظرفیت خمشی در واحد طول ۷۶۰ کیلوگرم متر.

۱۱-۳- در دال نشان داده شده در تصویر زیر با رنهایی (با ضریب دار) برابر ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. در صورتی که دال ایزوتروپیک باشد مقدار آرماتور لازم را در آن



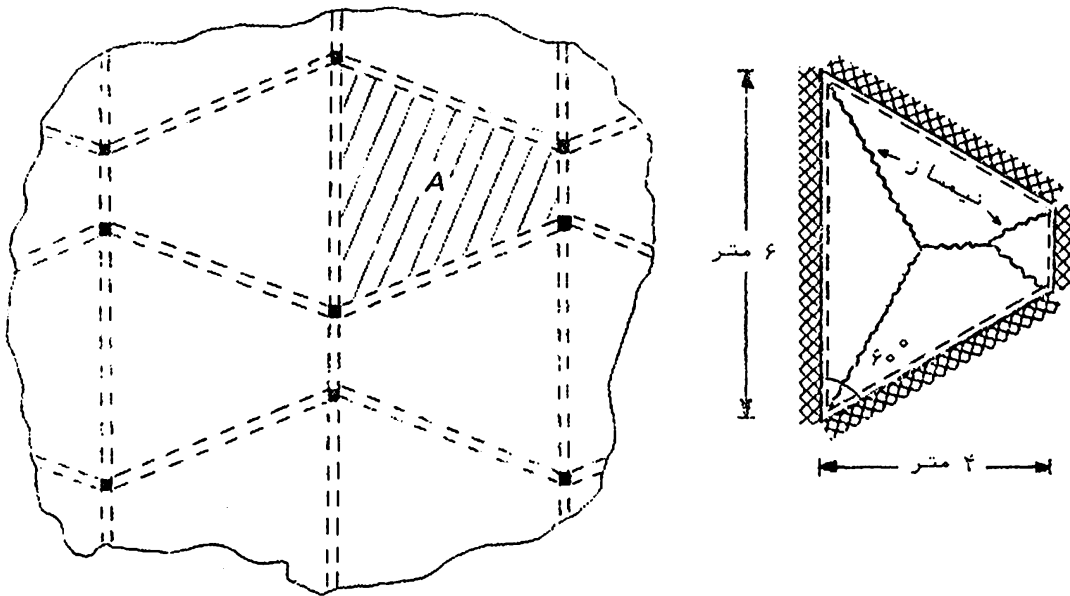
محاسبه کنید. ضخامت دال ۱۲ سانتی متر، مقاومت فشاری بتن ۲۵۰ و مقاومت تسلیم آرماتور ۴۰۰۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع است. برای حل مسئله از شمای گسیختگی تقریبی، مطابق تصویر استفاده کنید.

جواب: ظرفیت خمشی در یک متر ۱۵۷۰ کیلوگرم متر.

۱۱-۴- طراحی دال نمونه A از پلان تصویر زیر در نظر است. این دال به طور ایزوتروپیک مسلح شده و نسبت آرماتور در آن (در بالا و پایین)

۰/۰۰۴ است. بار نهایی کف را محاسبه کنید. ضخامت دال ۱۳ سانتی متر، مقاومت فشاری بتن ۲۵۰ و مقاومت تسلیم آرماتور ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. برای شمای گسیختگی دال از شمای تقریبی نشان داده شده در تصویر استفاده کنید.

جواب: ۴۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع



پی‌های بتن آرمه

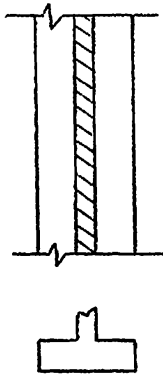
۱-۱۲- مقدمه

هدف از ساخت پی (یا شالوده) انتقال بارهای مرده و سایر بارهای خارجی وارد بر سازه به زمین است. بارهای خارجی شامل بارهای زنده (مانند بارهایی که به طور معمول در ساختمانهای مسکونی، انبارها، ساختمانهای صنعتی، پلها و سازه‌های خاص نظیر مخازن و سیلوها وجود دارد) و بارهای استثنایی نظیر بارهای ناشی از باد، زلزله و انفجار می‌شود. نحوه انتقال این بارها به زمین به عوامل مختلفی از جمله به نوع و مقدار بار، سختی سازه و ظرفیت باربری خاک بستگی دارد.

به طور کلی در طرح پی‌ها دو هدف مورد نظر است: اول اینکه، کل نشست سازه باید به مقدار کم و قابل قبولی محدود شود و دوم اینکه، نشستهای نامساوی قسمتهای مختلف سازه تا حد امکان حذف شود. برای تامین منظور اول، یعنی محدود کردن نشست پی، باید اولاً "بار سازه را به لایه‌ای از خاک با مقاومت کافی منتقل کرد و ثانیاً " فشار ناشی از این بارها در خاک را به حد قابل قبولی تقلیل داد. در صورتی که زمینی که مستقیماً زیر سازه قرار دارد شرایط مطلوب را نداشته باشد می‌توان پی‌ها را مستقیماً " بر آن بنا نهاد و ابعاد پی را طوری اختیار کرد که تنش

خاک از حد مجاز بیشتر نشود. به چنین پی هایی اصطلاحاً " پی های سطحی" گفته می شود. از سوی دیگر، چنانچه خاک نزدیک سطح زمین دارای شرایط مناسب نباشد لازم است به وسیله پی های عمیق، که معمولترین آنها پی های شمعی است، بار را به لایه های عمیق تر و محکم تر انتقال داد. در این فصل تنها انواع پی های سطحی مورد بررسی قرار می گیرد

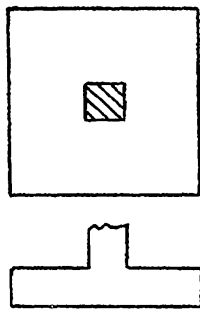
(برای آشنایی با جزئیات طراحی پی های عمیق خواننده می تواند به کتابهای مهندسی پی مراجعه کند).



تصویر ۱-۱۲ پی دیوار

پی های سطحی را می توان به سه گروه کلی تقسیم کرد: (الف) پی های دیوار، (ب) پی های منفرد و (ج) پی های مرکب. پی دیوار یک پی سراسری است که در زیر دیوارهای باربر یا برشی قرار داده می شود. تصویر ۱-۱۲ یک پی دیوار را نشان می دهد.

پی های منفرد متداولترین نوع پی ها به شمار می روند. این پی ها، همانطور که در تصویر ۲-۱۲ نشان داده شده است، به طور مرکزی در زیر هر ستون قرار داده می شوند. پی های منفرد معمولاً به شکل مربع ساخته می شوند اما در صورت محدودیت جا و یا در مواردی که لنگر قابل ملاحظه ای بر ستون اثر کند از پی مستطیل شکل نیز استفاده می شود.

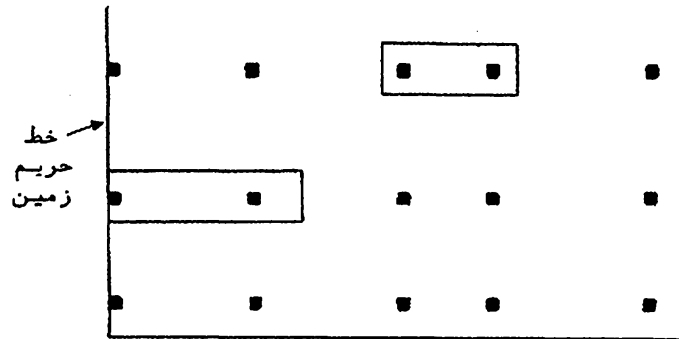


تصویر ۲-۱۲ پی منفرد

پی های مرکب به پی هایی اطلاق می شود که بیش از یک ستون بر آنها تکیه

می کند. این پی ها خود انواع مختلفی دارند که پی دو ستون ساده ترین نوع آنهاست. پی دو ستون، که مطابق نامش پی مشترک بین دو ستون است، در دو مورد استفاده می شود: (الف) هنگامی که یک ستون روی خط حریم زمین قرار گیرد بطوریکه امکان استفاده از یک پی منفرد برای آن نباشد (زیرا در صورت استفاده از پی منفرد، ستون در لبه خارجی پی

قرار می گیرند که این وضعیت از نظر ایستایی پی و اصول مهندسی مناسب نیست (یک پی مشترک برای این ستون و ستون داخلی مجاور آن ساخته می شود (تصویر ۳-۱۲) تا بدین ترتیب پایداری پی افزایش یابد . (ب) هنگامی که دو ستون به اندازه ای به هم نزدیک باشند که پی های



تصویر ۳-۱۲ پی های دو ستون

آنها عملاً در یکدیگر تداخل کنند (تصویر ۳-۱۲). پی های دو ستون به اشکال مختلف اجرا می شوند که در جای خود بدان اشاره شده است .

نوع دیگری پی های مرکب پی های سراسری یا نواری است که ستونهای یک ردیف را نگه می دارند . معمولاً وقتی که ظرفیت باربری

خاک کم است ، به طوری که سطح قابل

توجهی برای پی ستونها لازم باشد ،

به جای استفاده از پی های منفرد از

پی های نواری استفاده می شود .

در این حالت معمولاً پی های

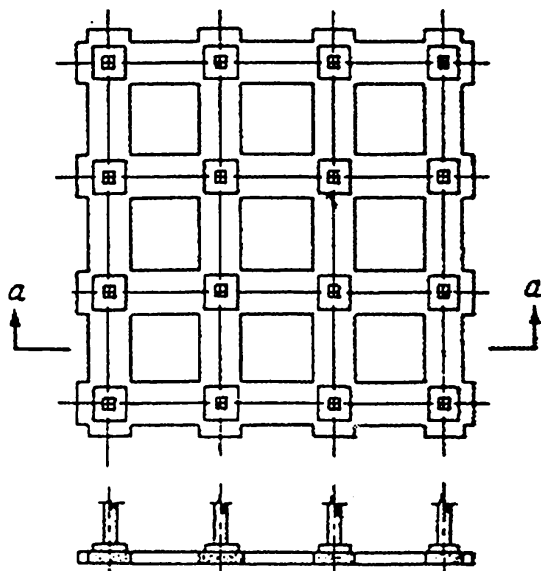
نواری در هر دو جهت ساختمان قرار

داده می شوند و مجموعه نوارهای

سراسری متقاطع پی مشبک یا پی

شبه ای را بوجود می آورد (تصویر

۴-۱۲) .

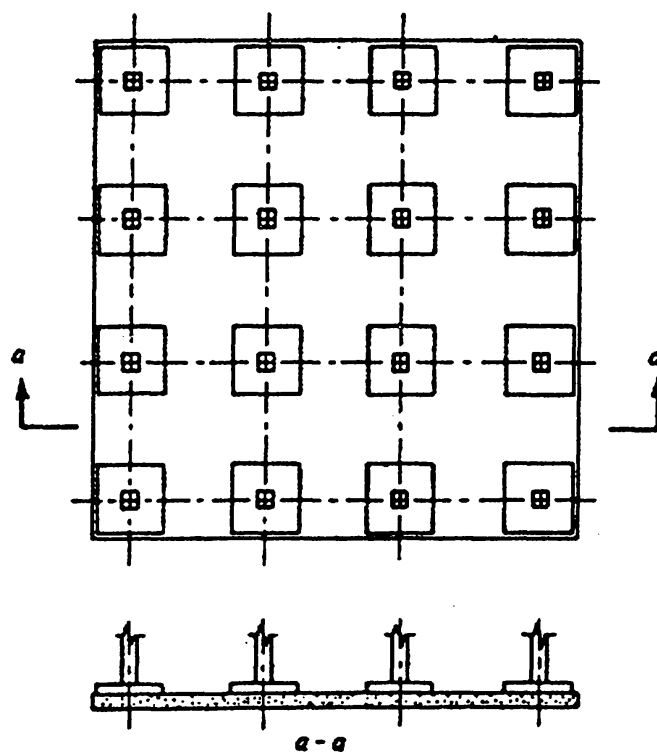


تصویر ۴-۱۲ پی مشبک

نوع دیگری پی های مرکب

پی های گسترده است . در مواردی

که تنش مجاز خاک بسیار کم است به طوری که در صورت استفاده از پی های منفرد عملاً " سطح پی قسمت عمده سطح بنا را می پوشاند به جای استفاده از پی های منفرد، یا حتی پی های نواری، از پی گسترده استفاده می شود. در این حالت، پی تشکیل می شود از یک دال ضخیم بتن آرمه که تماماً سطح بنا را پوشانده و تماماً مستونها روی آن قرار داده می شوند (تصویر ۵-۱۲).



تصویر ۵-۱۲ پی گسترده

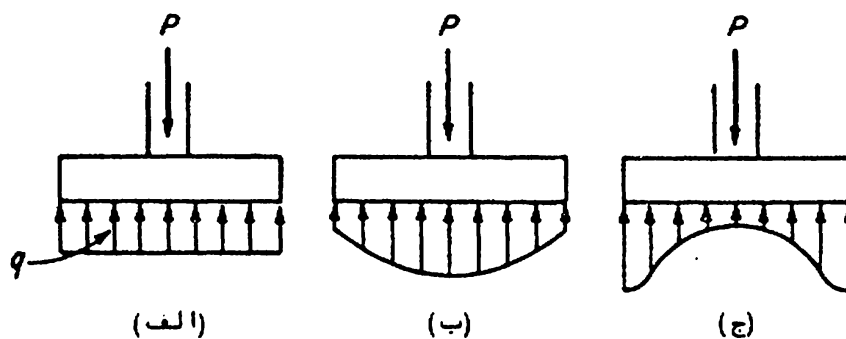
مزیت اساسی پی های نواری و گسترده نسبت به پی های منفرد این است که سختی و یکپارچگی این پی ها کمک بزرگی به کاهش نشستهای نامساوی ستونها می کند. از این رو در مواردی که سازه نسبت به نشستهای نامساوی بسیار حساس است استفاده از این نوع پی ها ترجیح دارد.

در انواع پی ها گاهی اوقات از پایه (یا پدستال) در زیر ستون استفاده می شود (تصاویر ۴-۱۲ و ۵-۱۲ پی های مشبک و گسترده را با پایه نشان می دهد). پایه ها به منظورهای مختلفی ممکن است تعبیه شوند که

مهمترین آنها عبارتند از: افزایش مقاومت برشی پی، کاهش طول مؤثرستون و تأمین ارتفاع کافی برای جادادن آرماتورهای انتظار در پی.

۱۲-۲- اصول کلی در آنالیز و طرح پی ها

یکی از موضوعات مهم در طرح پی ها تعیین توزیع تنش در زیر پی تحت بارهای وارده است. اگر پی را بتوان تقریباً " صلب در نظر گرفت (معیار صلب بودن پی در ادامه این فصل تشریح شده است) و در صورتی که بار به طور قائم بر مرکز سطح پی اثر کند تنش حاصله در زیر پی یکنواخت فرض می شود (تصویر الف- ۱۲-۶). البته این فرض تنها به طور تقریبی صحیح است. زیرا در مورد پی های استوار بر خاکهای دانه ای (خاکهای غیر چسبنده) فشار در مرکز پی بیشترین مقدار را دارد و به سمت لبه های پی کاهش می یابد (تصویر ب- ۱۲-۶). این پدیده به علت قابلیت لغزش دانه ها و تمایل به حرکت به سمت خارج محدوده پی، که تحت تنش کمتری قرار دارد، است. برعکس، در خاکهای رسی (خاکهای چسبنده) تنش در محدوده لبه های پی حداکثر مقدار را دارد و در وسط به کمترین



تصویر ۱۲-۶ توزیع واقعی و فرضی تنش خاک در زیر پی های صلب

مقدار می رسد (تصویر ج- ۱۲-۶). علت این پدیده این است که در اینگونه خاکها گرا دیان نیروی برشی در محدوده لبه های پی بسیار بزرگ است و این امر سبب ایجاد تنشهای قائم قابل توجهی در این نواحی می شود. علی رغم این پدیده ها، در طراحی پی های صلب، از اینگونه

توزیعهای غیریکنواخت تنش صرف نظری شود، زیرا گذشته از این که تغییرات آنها دقیقا " معلوم نیست تاثیر آنها بر مقادیر نیروی داخلی پی نیز (تا آنجا که به طراحی مقاطع بحرانی مربوط می شود) نسبتا " کم است.

در صورتی که بار بر مرکز سطح پی اثر نکند، یا در صورتیکه لنگر خمشی نیز بر پی وارد می شود، توزیع تنش در زیر پی یکنواخت نخواهد بود. در این حالت تنشها در یک انتهای پی ممکن است به مقدار قابل ملاحظه‌ای بزرگتر از تنشهای انتهای دیگر باشد. در خاکهای قابل تراکم این امر می تواند سبب متمایل شدن پی به یک سوسود. از این رو در طراحی پی ها همواره سعی می شود برای جلوگیری از این مسئله بر آییندنیروهای ستون از مرکز سطح تماس پی و خاک بگذرد. البته در خاکهای با تراکم بالا یا در سنگها می توان از پی هایی که به صورت خارج از مرکز بار شده اند استفاده کرد.

ابعاد سطح پی به نحوی تعیین می شود که تنشهای ایجاد شده در زیر پی از تنش مجاز خاک تجاوز نکنند. مقدار تنش مجاز با استفاده از اصول مکانیک خاک، آزمایش با رگذاری یا روشهای تجربی دیگر تعیین می شود. تنش مجاز، q_a ، برای بارهای بهره برداری غالبا " بر اساس ظرفیت باربری نهایی خاک با ضریب اطمینانی برابر معمولا " ۳ تعریف می شود. اگر D و L به ترتیب معرف بارهای مرده و زنده وارد بر پی باشند، برای پی هایی که به صورت مرکزی بار شده اند سطح لازم با رابطه زیر محاسبه می شود:

$$A_{\text{لازم}} = \frac{D+L}{q_a} \quad (\text{الف-۱-۱۲})$$

علاوه بر این، در صورت وجود اثرات زلزله (E) و باد (W) تنش مجاز خاک را می توان ۳۳ درصد افزایش داد و لذا سطح لازم برای پی نباید از مقدار زیر نیز کمتر باشد:

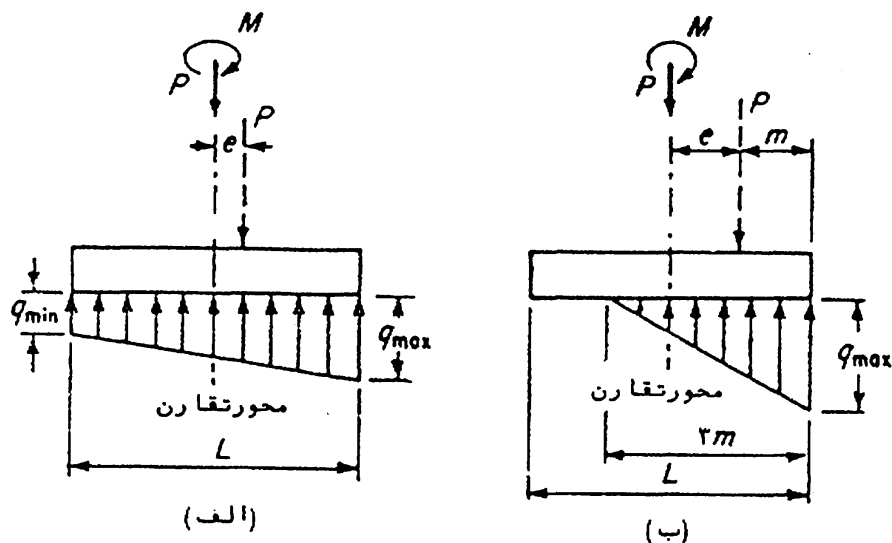
$$A_{\text{لازم}} = \frac{D+L+W}{1/33q_a} \quad \text{یا} \quad \frac{D+L+E}{1/33q_a} \quad (\text{ب-۱-۱۲})$$

لازم به تأکید است که ابعاد سطح پی بر مبنای بارهای بهره برداری (بدون ضریب) و تنش مجاز خاک تعیین می شود. در حالی که، محاسبه

ضخامت پی و طراحی آرماتورهای آن، همانطور که بعداً " مشاهده خواهد شد، بر اساس بارهای ضریب دار انجام می شود.

در محاسبه بارهای D و L با یوزن پی و سربار وار دبر آن (یعنی خاکریز و فشار احتمالی آب در روی پی) منظور شود برای مطالعه امکان واژگونی پی تحت اثر بارهای باد، زلزله و سایر بارهای جانبی باید تنها سربارهایی را که به واژگونی کمک می کنند در نظر گرفت و در این حال بارهای مرده ای را که سبب تعادل در مقابل واژگونی می شوند باید در ضریب $0/9$ ضرب کرد. حداقل ضریب اطمینان در مقابل واژگونی باید برابر $1/5$ باشد.

همانطور که در بالا اشاره شد، یک پی به دو صورت ممکن است خارج از مرکز بار شود: یا ستون تحت بار محوری هم مرکز با سطح پی نباشد و یا ستون در محل اتصال با پی علاوه بر بار محوری یک لنگر را نیز منتقل کند. در هر دو حالت اثر بارها در کف پی (محل تماس پی و خاک) را می توان به صورت اثر توأم یک بار محوری P و یک لنگر خمشی M در مرکز سطح پی در نظر گرفت. تا زمانی که خروج از مرکز حاصل، یعنی $e = M/P$ ، از هسته مقطع تجاوز نکند تنش در تمام نقاط زیر پی فشاری است (تصویر الف-۷). و در این حال مقدار تنشهای حداقل و حداکثر در دو لبه انتهایی پی با رابطه زیر محاسبه می شود:



تصویر ۷-۱۲ توزیع تنش در زیر پی برای بارهای غیر مرکزی

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (12-2)$$

بدیهی است که ابعاد پی باید طوری اختیار شود که $q_{\max} \leq q_a$ باشد (یا دآوری می شود که در یک پی مستطیلی، هسته^۶ مقطع عبارت از ثلث میانی طول پی در جهت خمش (L) است. یعنی اگر e کوچکتر از $L/6$ باشد نیرو در داخل هسته مقطع قرار دارد).

در صورتی که برآیند نیروها خارج از هسته^۶ مقطع قرار گیرد استفاده از رابطه^۶ (۱۲-۲) منجر به مقدار منفی برای تنش در یک لبه می شود، اما از آنجا که تنشهای کششی نمی توانند بین پی و خاک ایجاد شوند (زیرا اتصالی بین آنها وجود ندارد) روابط فوق را نمی توان بکاربرد. در چنین حالتی توزیع تنش مطابق تصویر ۷-۱۲ است. برای یک پی مستطیلی به ابعاد $L \times b$ حداکثر تنش برابر است با

$$q_{\max} = \frac{2P}{3bm} \quad (12-3)$$

پارامتر در این رابطه، مطابق تصویر ۷-۱۲، فاصله برآیند نیروها از لبه پی است.

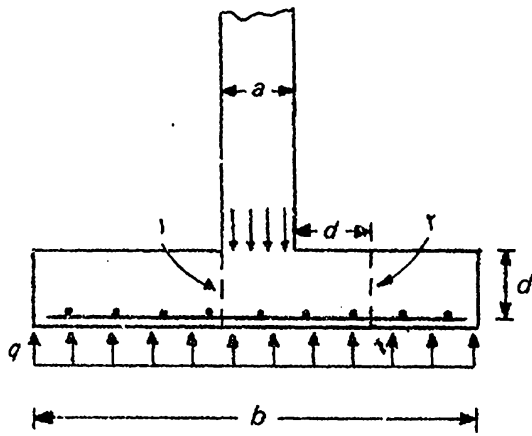
پس از محاسبه ابعاد سطح پی، ضخامت و آرماتورهای پی را باید تعیین کرد. برای این منظور باید، مانند سایر محاسبات بتن آرمه، از بارهای ضریب دار و بارگذاریهای تعریف شده در آیین نامه (بخش ۳-۲) استفاده کرد. بنا بر این پس از تعیین ابعاد سطح پی برای ادامه محاسبات لازم است تنشهای حاصل از بارهای ضریب دار در زیر پی محاسبه شوند. برای تمایز بین این تنشها و تنشهای ناشی از بارهای بهره برداری، تنشهای حاصل از بارهای ضریب دار U با q_u نمایش داده می شوند.

طرح پی ها از نظر اصول بسیار شبیه طراحی دالهاست. زیرا یک پی را می توان عملاً "نظیر یک دال که به معکوس با رشد است در نظر گرفت. مثلاً در تصویر الف ۷-۱۲ کافی است توجه شود که پی تحت اثر بارهای متمرکز ناشی از ستون و بارهای از پایین به بالا، که همان عکس العمل تنش ایجاد شده در خاک است، در حال تعادل قرار دارد. بدین ترتیب

رفتار این پی کا ملا" مشابه رفتار یک دال تخت است که بر روی یک تکیه گاه (ستون) قرار گرفته و تحت باری با توزیعی مشابه توزیع بار تصویر الف-۷-۱۲ قرار داشته باشد. بنا بر این اصول و ضوابطی که در طراحی دالها وجود دارد، مانند محاسبات خمش، برش و انتقال لنگردر دالها در پی ها نیز مطرح است. علاوه بر این، نتیجه می شود که در طراحی پی ها تنها باید تنشهای خاک در اثر بارهای ضریب دارستون را در نظر گرفت. یعنی در محاسبه q_u نباید بارهای ناشی از وزن پی و خاکریزی فشار آب روی آن را در نظر گرفت زیرا، در دیوار گرام جسم آژاد پی، این نیروها با تنشهای نظیر که در زیر پی ایجاد می شوند خنثی شده و از این رو راحت تر است از ابتدای محاسبات از آنها صرف نظر شود.

۱۲-۳- پی های دیوار

ساده ترین نوع پی ها، پی دیوار است. پی دیوارها از نظر رفتاری مشابه دالهای یک طرفه طره ای عمل می کنند. بنا بر این برای محاسبه این پی ها می توان نواری به عرض واحد از آنها را در نظر گرفت. تصویر ۸-۱۲ یک پی دیوار را همراه با نیروهای وارد بر آن نشان می دهد.



تصویر ۸-۱۲ پی دیوار

نتایج آزمایش نشان داده اند که برای دیوارهای بتنی مقطع بحرانی برای خمش در لبه دیوار قرار دارد (مقطع ۱ در تصویر ۸-۱۲). در مورد پی های زیر دیوارهای با مصالح بنایی، از سوی دیگر،

حداکثر لنگر خمشی در حد واسط مرکز لبه دیوار محاسبه می شود. که این امر به دلیل صلبیت کمتر این دیوارهاست. در مورد برش نیز سطح بحرانی به فاصله d از بر دیوار در نظر گرفته می شود (مقطع ۲ در تصویر ۸-۱۲). آرماتورهای خمشی اصلی در این پی ها در جهت عرضی، یعنی عمود بر امتداد دیوار، قرار داده می شوند. در جهت طولی نیز مانند

دال‌های یک طرفه از آرماتورافت و حرارت استفاده می‌شود. گاهی اوقات که با ردیوار کم است از پی‌های غیر مسلح استفاده می‌شود. ابعاد این پی‌ها باید به اندازه‌ای باشد که حداکثر تنش کششی ایجاد شده در مقطع بحرانی خمش (مقطع ۱ در تصویر ۸-۱۲) از $1/22 \sqrt{f'_c}$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تجاوز نکند. ضریب کاهش مقاومت در این پی‌ها برابر ۰/۶۵ گرفته می‌شود. بعلاوه، در محاسبه ممان اینرسی مقطع پی (I_p) فرض می‌شود که ۵ سانتیمتر بتن کف پی کیفیت مطلوبی ندارد و لذا آن صرف نظر می‌شود. ضوابط برش در این پی‌ها مشابه ضوابط برش در دال‌های یک طرفه بتن آرمه است.

مثال ۱-۱۲- طرح یک پی دیوار - یک دیوار بتنی به عرض ۴۰ سانتیمتر با رمرده‌ای برابر ۲۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر و سرباری برابر ۱۵۰۰۰ کیلوگرم بر متر را نگه می‌دارد. تنش مجاز خاک برابر ۲/۲۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است و کف پی در عمق ۱/۲ متر از سطح زمین قرار دارد. مقاومت فشاری بتن مصرفی در پی ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و مقاومت تسلیم آرماتورها ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. پی این دیوار را طراحی کنید. (وزن مخصوص بتن و خاک را به ترتیب ۲۴۰۰ و ۱۶۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب فرض کنید).

حل :

چنانچه ضخامت پی ۳۰ سانتیمتر فرض شود (این فرض باید بعداً مورد بررسی دقیق قرار گیرد و در صورت لزوم ضخامت پی اصلاح شود) با توجه به ۹۰ سانتیمتر خاکریز روی پی تنش مجاز خاک برابر خواهد بود با

$$\begin{aligned} \text{بخالص} &= 2/25 \times 10000 - 0/3 \times 2400 - 0/9 \times 1600 \\ &= 20340 \text{ kg/m}^2 = 2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

با در نظر گرفتن نواری به عرض واحد برای پی و با توجه به تنش مجاز خاک حداقل عرض پی برابر است با

$$b = \frac{15000 + 21000}{2 \times 100} = 180 \text{ cm}$$

برای ادا محاسبات باید تنش خاک را بر اساس بارهای ضریب‌دار بدست

آورد، بنا بر این

$$q_u = \frac{1/4 \times 21000 + 1/7 \times 15000}{180 \times 100} = 3/05 \text{ kg/cm}^2$$

برای محاسبه ارتفاع پی بر اساس برش یک طرفه به ترتیب زیر عمل می شود:

$$V_u(d) = 3/05 \times 100(70 - d)$$

$$V_c = 0/52 \sqrt{250} \times 100d$$

$$V_u = \phi V_c \Rightarrow d = 21 \text{ cm}$$

$$h = 2/03 + (\text{شعاع یک میلگرد}) + 7/5$$

$$= 21 + 0/75 + 7/5 = 29/3 \text{ cm}$$

بنابراین ضخامت فرضی ۳۰ سانتیمتر برای پی مناسب است. با این ضخامت، ارتفاع مؤثر برابر است با

$$d = 30 - 0/75 - 7/5 = 21/75 \text{ cm}$$

نگر خمشی ضریب دار در مقطع بحرانی (بردیوار) برای نوار به عرض یک متر برابر است با

$$M_u = 3/05 \times 100 \times 70 \times \frac{70}{2} = 747250 \text{ kg.cm}$$

بنابراین مقدار آرماتور در واحد طول دیوار برابر خواهد بود با

$$\rho = 0/0033 \quad (\text{با استفاده از تصویر ۱۳-۳})$$

$$A_s = 0/0033 \times 100 \times 21/75 = 7/18 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \bar{\Phi} 15/m$$

طول مهار میله‌های فوق با استفاده از روابط (۸-۷) برابر ۴۰ سانتیمتر است که کوچکتر از طول گیرداری مستقیم این میله‌ها، یعنی ۶۵ = ۷۰ - ۵ سانتیمتر بوده و لذا مهار میله‌ها رضایت بخش است.

سرانجام مقدار آرماتورهای طولی (افت و حرارت) در پی برابر

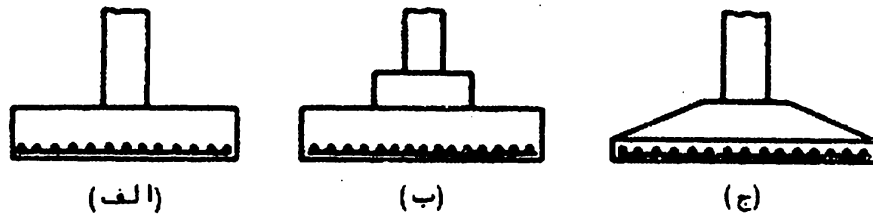
است با

$$A_s = 0/002 \times 180 \times 30 = 10/8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \bar{\Phi} 12$$

۱۲-۴- پی های منفرد

پی های منفرد معمولاً "مربع شکل ساخته می شوند. در صورتی از پی های مستطیلی استفاده می شود که یا محدودیت جا وجود داشته باشد یا لنگر خمشی بزرگی بر پی اثر کنند. ساده ترین نوع پی های منفرد تنها از یک دال تشکیل می شود (تصویر الف-۹-۱۲). نوع دیگر که در تصویر

ب-۹-۱۲ نشان داده شده نوع پله‌ای است که از یک یا چند پله که در زیر



تصویر ۹-۱۲ انواع پی های منفرد

ستون و روی پی قرار می گیرند تشکیل شده است. نوع دیگری های منفرد پی های منفرد شیب دار است (تصویر ۹-۱۲) که استفاده از آنها سبب کاهش مصرف بتن می شود ولی مخارج قالب بندی آنها بیشتر است. معمولاً پی های منفرد ساده (تصویر الف-۹-۱۲) برای تا ارتفاع یک متر اقتصادی ترین نوع پی های منفردند.

در ساختمان هایی که برای شالوده آنها از پی های منفرد استفاده می شود برای ایجاد یک پارچگی در رفتار مجموعه پی ها از کلافهای شناژهای بتن آرمه بین پی های منفرد استفاده می شود. باید توجه داشت که این کلافها مقاطع نسبتاً "ظریفی دارند و لذا قادر به جلوگیری از نشستهای نامساوی پی ها نیستند. وظیفه آنها تنها به هم بستن پی ها برای ایجاد رفتار تقریباً "یکپارچه تحت اثر نیروهای جانبی است. مطابق آیین نامه ایران یک کلاف بتن آرمه باید قادر باشد معادل ۵ درصد بزرگترین نیروی قائم وارد بر پی های طرفین خود را به صورت کششی تحمل کند. حداقل ارتفاع کلاف ۳۰ سانتی متر و حداقل آرماتور طولی آن چهار عدد میلگرد به قطر ۱۲ میلیمتر است. این آرماتورها باید در هر ۲۵ سانتی متر به وسیله یک تنگ به قطر حداقل ۵ میلیمتر به یکدیگر بسته شوند. مطابق این آیین نامه، در زمینهای کم مقاومت نظیر زمینهای رسی حساس ولای و همچنین در پی های منفردی که بر روی شمع بنیادی می شوند ۵ درصد نیروی مذکور باید به ۱۰ درصد افزایش یابد.

مراحل طرح پی های منفرد را می توان به ترتیب زیر خلاصه کرد:

۱- تعیین ابعاد سطح پی (L و B)

۲- تعیین ضخامت (ارتفاع) پی براساس برش

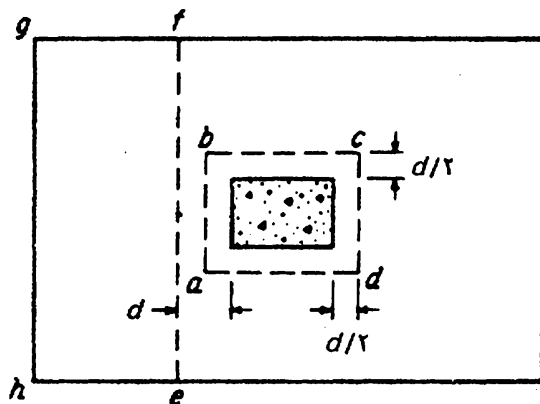
۳- تعیین آرماتورهای خمشی

۴- بررسی انتقال تنش درپای ستون و تعیین آرماتورهای انتظار

جزئیات این مراحل به شرح زیر است :

۱- تعیین ابعاد سطح پی - ابعاد سطح پی براساس بارهای بهره برداری (بدون ضریب) محاسبه می شوند. این ابعاد باید به اندازه ای باشند که تنشهای ایجاد شده در خاک تحت اثر بار ستون، وزن پی و وزن خاکریز یا هر سربا ر دیگر روی پی از تنش مجاز خاک تجاوز نکند. تنها در این مرحله است که از بارهای بهره برداری استفاده می شود. پس از تعیین ابعاد سطح پی برای ادامه محاسبات لازم است تنشهای خاک در اثر بارهای ضریب دار ستون (q_u) بدست آیند (یا دآوری می شود که در محاسبه تنشهای مذکور تنها بارهای ضریب دار ستون و نه وزن پی یا خاکریز روی آن باید بکار رود).

۲- تعیین ضخامت پی - محاسبه ارتفاع پی یا ارتفاع مؤثر آن، d ، همیشه براساس برش صورت می گیرد. همانطور که قبلاً اشاره شد رفتار پی های منفرد مشابیه رفتار دالهای دو طرفه تخت است و لذا برای تعیین ضخامت آنها با یید و نوع برش در نظر گرفته شود: برش یک طرفه یا برش تیر عریض و برش دو طرفه یا برش منگنه ای. تصویر ۱۰-۱۲ سطوح بحرانی برای هریک از این دو نوع برش را نشان می دهد. معمولاً "ضخامت پی طوری اختیار می شود که برای تحمل برش نیا ز به آرماتور برشی نداشته



تصویر ۱۰-۱۲ مقاطع بحرانی برای برش در پی های منفرد

باشد. بنابراین لازم است رابطه زیر بین نیروی برشی ضریب‌دار در مقطع بحرانی و مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن برقرار باشد:

$$V_u \leq \phi V_c \quad (12-4)$$

نحوه محاسبه V_c برای هر یک از دو نوع برش یک طرفه و دو طرفه در فصل ۱۰ تشریح شده است.

در صورتی که علاوه بر نیروی محوری لنگر خمشی نیز برپی اثر کند باید ضوابط پی را در ارتباط با مسئله انتقال لنگر بین ستون و پی تعیین کرد. برای این منظور می‌توان از ضوابط مربوط به انتقال خمش و برش در دال‌های تخت (بخش ۷-۱۰) استفاده کرد.

۳- تعیین آرماتورهای خمشی - لنگر خمشی در هر مقطع قائم‌ازپی بر اساس تنش زیرپی به صورت استاتیکی قابل محاسبه است. تصویر ۱۱-۱۲ یک مقطع cd را که در امتداد برستون قرار دارد نشان می‌دهد. لنگر

خمشی وارد بر این مقطع عبارت است

از لنگر حاصل از فشار q_u روی سطح $abcd$. بر اساس این لنگر خمشی

آرماتورهای خمشی عمود بر مقطع مذکور بدست می‌آید. به همین ترتیب

لنگر ناشی از فشار q_u روی سطح $befg$

حول مقطع ef لنگر خمشی وارد بر این مقطع را بدست می‌دهد که بر اساس آن

آرماتورهای عمود بر این مقطع تصویر ۱۱-۱۲ مقاطع بحرانی برای خمش تعیین می‌شود.

در پی‌های نگهدارنده ستون‌های بتنی مقاطع بحرانی برای خمش در برستون‌ها فرض می‌شوند (مطابق تصویر ۱۱-۱۲) در پی‌های نگهدارنده ستون‌های فلزی مقاطع بحرانی در حد واسط بین برستون و بر صفحه زیر ستون در نظر گرفته می‌شوند و در مورد ستون‌های با مصالح بنایی مقاطع بحرانی در حد واسط مرکز و برستون فرض می‌شوند.

آرماتورگذاری در پی‌های مربع شکل به صورت یک نواخت در عرض

پی صورت می گیرد. اگرچه لنگر خمشی که برای محاسبه آرماتور در دو جهت بکار می رود یکسان است مقدار d برای یک جهت به اندازه قطر یک میلگرد کوچکتر از جهت دیگر است، ولی معمولاً " برای سهولت کار سطح مقطع آرماتور برای لایه فوقانی محاسبه می شود و در هر دو جهت همان آرماتور قرار داده می شود. و یا میانگین مقدار d برای دو جهت در محاسبات بکار می رود.

در پی های مستطیل شکل میلگردها در جهت بلندیکنواخت توزیع می شوند. اما در جهت کوتاه با توجه به اینکه حداکثر انحناء پستی در ناحیه زیرستون رخ می دهد و در نتیجه در این ناحیه مقدار لنگر بیشتر از نواحی دیگر است، سهم بیشتری از آرماتورها به یک نوار مرکزی در این جهت اختصاص داده می شود. مطابق آیین نامه، برای آرماتورهای جهت کوتاه، قسمتی از کل آرماتورها که از رابطه زیر محاسبه می شود باید به طوریکنواخت در پهنای نواری به عرض B (B بعد کوچک پی) که به طور متقارن زیرستون قرار می گیرد توزیع شوند.

$$\frac{\text{آرماتور در نوار به عرض } B}{\text{کل آرماتور در جهت کوتاه}} = \frac{2}{\beta + 1} \quad (5-12)$$

باقیمانده آرماتورهای جهت کوتاه باید به طوریکنواخت در دو طرف پهنای نوار فوق توزیع شوند. در رابطه فوق β نسبت بعد بزرگ به بعد کوچک پی است.

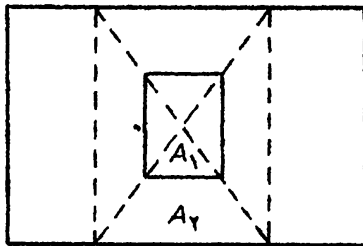
۴- انتقال تنش در پای ستون - مطابق آیین نامه، تمام نیروهای وارد بر پای ستون (محل اتصال ستون و پی) باید به پی انتقال یابند. در صورت وجود نیروهای کششی این نیروها باید توسط آرماتورهای مهار شده نظیر میلگردهای اصلی ستون، آرماتورهای انتظار یا اتصالات مکانیکی انتقال یابند. اما نیروهای فشاری می تواند مستقیماً از طریق تنشهای تکیه گاهی منتقل شود.

تنش تکیه گاهی اسمی (نهایی) که مقطع ستون می تواند تحمل کند برابر $f'_c/85$ است، اما بتن پی در محل پای ستون تنش تکیه گاهی بیشتری را می تواند تحمل کند. زیرا هنگامی که یک ستون روی پی قرار می گیرد با خود را تنها به قسمتی از سطح آن پی منتقل می کند.

بتن پی درنواحی اطراف ستون برای ناحیه تحت بار، اتکاء جانبی بوجود می آورد و این امر سبب افزایش مقاومت بتن در ناحیه تحت بار می شود. برای این اساس تنش تکیه گاهی اسمی برای بتن پی برابر است با مقدار معمول $0.85f'_c$ ضربدر یک ضریب افزایشی α_b که مقدار آن مطابق رابطه زیر بین ۱ و ۲ متغیر است.

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad (12-6)$$

در این رابطه A_1 سطح بارگذاری شده (مقطع ستون) و A_2 حداکثر مساحت آن قسمت از سطح پی است که هم مرکز و مشابه سطح بارگذاری است (تصویر ۱۲-۱۲).



تصویر ۱۲-۱۲ سطوح مورد استفاده در تعریف تنش تکیه گاهی

هنگامی که سطح پی شیب داری یا پله ای است A_2 را می توان مساحت قاعده تحتانی بزرگترین هرم یا مخروط ناقص قائمی در نظر گرفت که به طور کامل در داخل پی قرار می گیرد و قاعده فوقانی آن سطح بارگذاری شده (A_1) و

سطوح مایل آن دارای شیب قائم به افقی برابر ۱ به ۲ است.

در صورتی که مقاومت تکیه گاهی ستون یا پی (تنش تکیه گاهی اسمی $\phi P_n = 0.7 \times A_1 \times P_n$) کمتر از بار ضریب دار ستون، P_n ، باشد اختلافاً موجود را باید بوسیله آرماتور تأمین کرد. برای این منظور می توان آرماتورهای ستون را به داخل پی ادامه داد یا از آرماتورهای انتظار (ریشه) در پی استفاده کرد. آرماتورهای انتظار در هنگام بتن ریزی پی در داخل آن تعبیه می شوند به طوری که قسمتی از طول آنها بالاتر از سطح پی قرار گیرد. در این صورت آرماتورهای ستون مستقیماً روی سطح پی قرار داده می شوند و معمولاً به آرماتورهای انتظار بسته می شوند.

مطابق آیین نامه هنگامی که انتقال بار از طریق تنشهای تکیه گاهی صورت می گیرد باید یک مقدار حداقل آرماتور برابر 0.005 سطح مقطع ستون در سطح تماس ستون و پی قرار داده شود. این آرماتور

می تواند داده آرمه تورهای ستون یا آرمه تورا منتظا رپی باشد .
 بعلاوه ، در مواردی که از میلگردهای انتظا را استفاده می شود قطر آنها
 نباید بیش از ۴ میلیمتر از قطر میلگردهای طولی ستون بزرگتر باشد .
 ضمنا " در این مورد حداقل طول میلگردهای انتظا در داخل پی برابر
 طول مهری آنها و در بالای پی برابر طول وصله پوششی در فشار است .
 در صورتی که میلگردهای انتظا تحت کشش قرار دارند باید ضوابط طول
 مهری در وصله های کششی برای آنها مراعات شود .

لازم به تذکر است که کنترل تنش تکیه گاهی روی پی در صورتی لازم
 است که مقامت بتن ستون بیشتر از مقامت بتن پی باشد . چنانچه بتن
 ستون و پی دارای مقامت یکسان باشند تنها کافی است تنش تکیه گاهی
 در ستون کنترل شود .

مثال ۲-۱۲- طرح یک پی منفرد- طراحی یک پی منفرد مربع شکل

با اطلاعات زیر مورد نظر است :

بارهای مرده و زنده ستون به ترتیب برابر ۸۹ و ۷۲ تن ، تنش مجاز خاک
 برابر ۲/۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع ، ابعاد ستون ۴۰ x ۴۰ سانتیمتر ،
 مقامت فشاری بتن ستون و بتن پی به ترتیب برابر ۲۵۰ و ۲۰۰ کیلو
 گرم بر سانتیمتر مربع و مقامت تسلیم آرمه تور برابر ۳۰۰۰ کیلوگرم بر
 سانتیمتر مربع است .

ضمنا " به ارتفاع ۶۰ سانتیمتر روی پی خاکریز به وزن مخصوص ۱۶۰۰
 کیلوگرم بر متر مکعب انجام خواهد گرفت .

حل :

برای تعیین ابعاد لازم برای سطح پی باید وزن پی معلوم باشد .
 از آنجا که هنوز ارتفاع پی محاسبه نشده است در این مرحله تخمین از
 آن بکار برده می شود . اگر ارتفاع پی ۶۰ سانتیمتر تخمین زده شود تنش
 مجاز خالص خاک برابر خواهد بود با

$$q_a(\text{خالص}) = 2/2 \times 10000 - 0/6 \times 2400 - 0/6 \times 1600 \\ = 19600 \text{ kg/m}^2 = 1/96 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین ابعاد پی به ترتیب زیر تعیین می شود :

$$A(\text{لازم}) = \frac{89000 + 72000}{1/96} = 82143 \text{ cm}^2 = 287 \times 287 \text{ cm}$$

لذا می‌توان یک پی مربع شکل ۲۹۰×۲۹۰ سانتیمتری انتخاب کرد. برای ادامه محاسبات لازم است از بارهای ضریب‌دارستون و تنشهای مربوطه استفاده شود، بنا براین

$$P_u = 1/4 \times ۸۹۰۰۰ + 1/7 \times ۷۲۰۰۰ = ۲۴۷۰۰۰ \text{ kg}$$

$$q_u = \frac{۲۴۷۰۰۰}{۲۹۰^2} = ۲/۹۴ \text{ kg/cm}^2$$

برای تعیین d براساس برش می‌توان یا از روش آزمون و خطا استفاده کرد (یعنی مقدار معلومی برای d اختیار کرد و کفایت آن را مورد بررسی قرار داد و با تکرار این عمل حداقل ضخامت پی را بدست آورد) یا از یک معادله درجه دوم برای این منظور استفاده کرد. در اینجا از روش اخیر استفاده می‌شود. با توجه به تصویر ۱۰-۱۲ و براساس برش دو طرفه می‌توان محاسبات زیر را انجام داد (a و b در روابط زیر معرف طول و عرض مقطع ستون اند):

$$b_0 = 2(a + d + b + d) = 2(a + b + 2d)$$

$$V_u = \phi V_c \Rightarrow q_u (A_f - A_{\text{منگنه}} - A_{\text{پی}}) = \phi 1/06 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$q_u (A_f - (b + d)(a + d)) = \phi 2/12 \sqrt{f'_c} (a + b + 2d) d$$

$$\Rightarrow d^2 (q_u + 4/24 \phi \sqrt{f'_c}) - d [q_u (a + b) + 2/12 \phi (a + b) \sqrt{f'_c}] - q_u (A_f - ab) = 0$$

با قرار دادن $a = b = ۴۰$ ، $A_f = ۲۹۰ \times ۲۹۰ = ۸۴۱۰۰$ و سایر مقادیر معلوم در رابطه فوق و حل معادله درجه دوم حاصل نتیجه زیر بدست می‌آید

$$d = ۴۹/۲ \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = ۴۹/۲ + ۷/۵ \text{ (پوشش بتنی)} + ۲/۵ \text{ (قطریک میلگرد)} \\ = ۵۹/۲ \text{ cm}$$

لذا ضخامت پی را می‌توان ۶۰ سانتیمتر فرض کرد و در نتیجه ارتفاع مؤثر آن ۵۰ سانتیمتر خواهد بود.

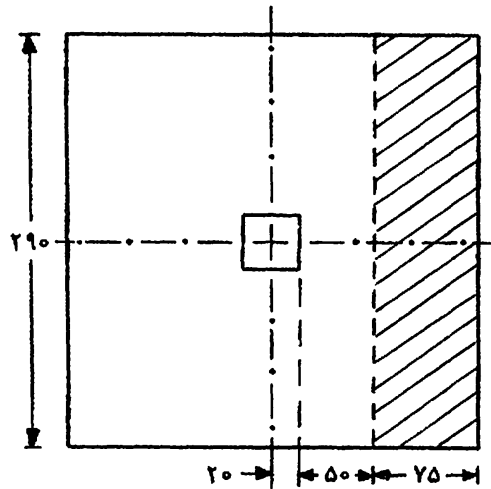
برای بررسی برش یک طرفه با توجه به تصویر ۱۳-۱۲ می‌توان

نوشت:

$$V_u = ۲/۹۴ \times ۷۵ \times ۲۹۰ = ۶۳۹۴۵ \text{ kg}$$

$$V_c = 0/53 \sqrt{۲۰۰} \times ۲۹۰ \times ۵۰ = ۱۰۸۶۸۰ \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0/۸۵ \times ۱۰۸۶۸۰ = ۹۲۳۸۰ > V_u$$



تصویر ۱۲-۱۳ مقطع بحرانی برای برش یک طرفه در مثال ۱۲-۲

مرحله بعدی محاسبه، تعیین آرماتورهای خمشی است. مقطع بحرانی برای خمش در برستون قرار دارد، بنا بر این

$$M_u = \frac{1}{4} \times 2/94 \times 290 \times 125^2 = 6660938 \text{ kg.cm}$$

$$\rho = 0/0034 \quad (\text{تصویر ۱۳-۳})$$

$$A_s = 0/0034 \times 290 \times 50 = 49/3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0/002 \times 290 \times 60 = 34/8 \text{ cm}^2$$

بنا بر این مقدار آرماتور لازم در هر جهت برابر ۴۹/۳ سانتیمتر مربع است که برای تأمین آن می توان از $16 \Phi 20$ استفاده کرد. می توان نشان داد که مهاری این میلگردها رضایت بخش است (محاسبه مشابه مثال ۱۲-۱ است).

آخرین مرحله محاسبات، کنترل مقاومت تکیه گاهی در روی پی و در پای ستون است. این محاسبه برای بتن پی با توجه به رابطه (۱۲-۶) به ترتیب زیر انجام می شود

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{290^2}{40^2}} > 2 \Rightarrow \alpha_b = 2$$

$$\phi P_n = 0/7 \times 0/85 \times 2 \times 200 \times 40^2 = 238000 \text{ kg} > P_u \quad \checkmark$$

و کنترل مقاومت تکیه گاهی در پای ستون به ترتیب زیر است:

$$\phi P_n = 0/7 \times 0/85 \times 250 \times 40^2 = 238000 \text{ kg} < P_u$$

مشاهده می شود که با رستون نمی تواند تنهها از طریق تنشهای تکیه گاهی

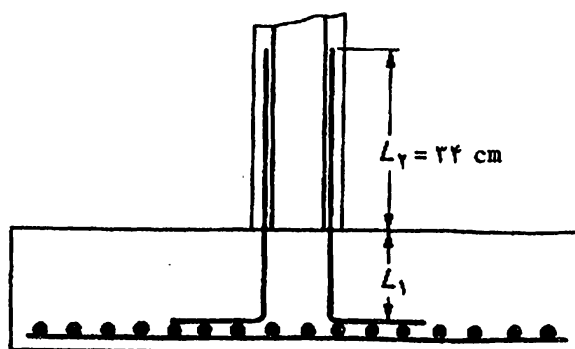
انتقال یا بد. سطح مقطع آرماتورهای انتظار (ریشه) برای تحمل کمبود مقاومت برابر است با

$$A_s = \frac{P_u - \phi P_n}{\phi f_y} = \frac{247000 - 228000}{0.7 \times 3000} = 4/3 \text{ cm}^2$$

حداقل آرماتور ریشه برابر است با

$$A_{s, \min} = 0.005 \times 40^2 = 8 \text{ cm}^2$$

بنا بر این با مراعات حداقل فوق می‌توان از $\Phi 16$ (یک میلگرد در هر گوشه مقطع) استفاده کرد. این میلگردهای ریشه باید در پایین و بالای سطح اتکاء ستون به پی به ترتیب طول مهاری و طول وصله کافی داشته باشند. با استفاده از بخشهای (۷-۴) و (۷-۱۰-۲) این طولها به ترتیب برابر ۲۶ و ۳۴ سانتیمتر بدست می‌آیند. تصویر ۱۲-۴ وضع قرار گرفتن آرماتورهای ریشه را نشان می‌دهد. همانطور که در این تصویر مشاهده می‌شود انتهای این میلگردها خم شده و روی میلگردهای پی تکیه کرده

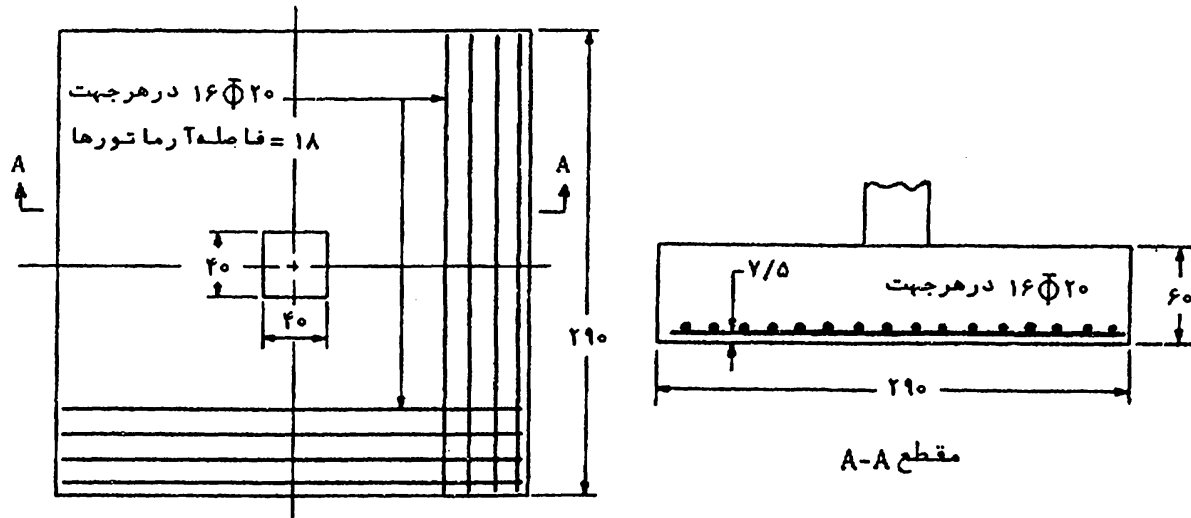


تصویر ۱۲-۴ وضع قرار گرفتن آرماتورهای ریشه در مثال ۱۲-۲

است. لازم به یاد آوری است که قلابها در افزایش مقاومت فشاری یا کاهش طول مهاری میلگردهای تحت فشار رموءثر نیستند. اما دلیل استفاده از خم در انتهای میلگردهای ریشه این است که بدینوسیله می‌توان آنها را روی میلگردهای اصلی پی قرار داد تا در هنگام بتن ریزی در جای خود ثابت بمانند و به داخل پی فرو نروند (در غیر این صورت طول L_2 کاهش خواهد یافت).

نتیجه محاسبات انجام شده در بالا در نقشه آرماتورگذاری تصویر

۱۵-۱۲ نشان داده شده است .



تصویر ۱۵-۱۲ نقشه آرماتورگذاری پی در مثال ۱۲-۱۲

۱۲-۵- پی های مرکب

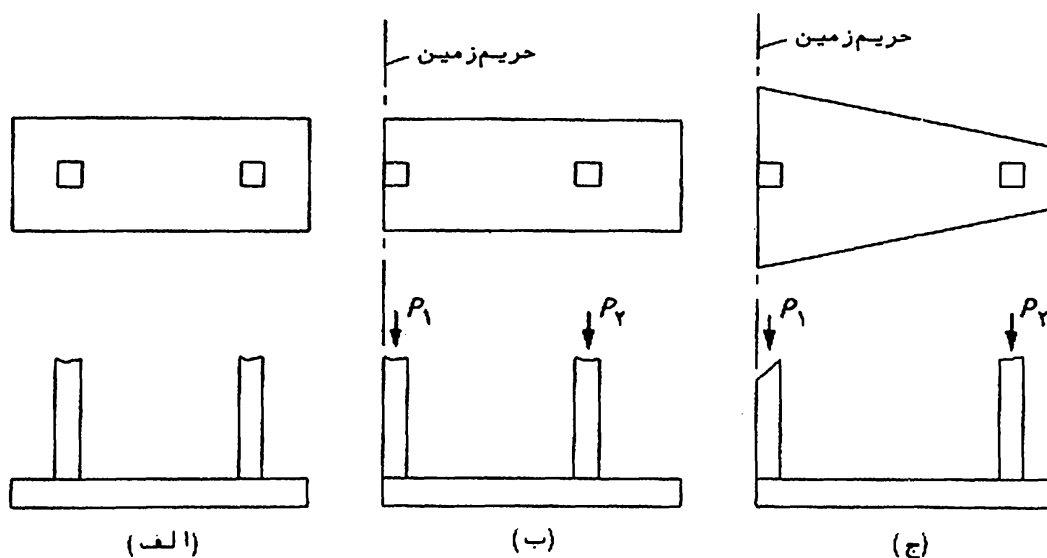
همانطور که قبلاً اشاره شد پی های مرکب شامل پی های دو ستون، پی های نواری و پی های گسترده است. یکی از موضوعات مهمی که در طراحی این پی ها حائز اهمیت است نحوه توزیع تنش در خاک زیر پی است. به طور کلی توزیع تنش در زیر پی های مرکب با یکی از دو فرض پی صلب یا پی انعطاف پذیر بدست می آید. در صورتی که پی صلب فرض شود توزیع فشار در زیر آن به صورت خطی خواهد بود. در این حال اگر برآیند نیروهای وارده در داخل هسته کف پی قرار گیرد توزیع فشار در خاک می توان به کمک رابطه (۱۲-۲) بدست آورد در صورتی که برآیند نیروها در خارج هسته قرار گیرد توزیع فشار خاک به صورت مثلثی است که حداکثر آن از رابطه (۱۲-۳) محاسبه می شود. فرض رفتار جسم صلب برای پی بستگی به فاصله بین ستونها، سختی پی و سختی سازه متکی بر پی دارد.

مطابق آیین نامه مربوط به طرح پی های مرکب، پی های دو ستون را می توان به صورت جسم صلب آنالیز و طراحی کرد. لیکن برای پی های گسترده و نواری باید ابتدا نوع رفتار پی (به صورت صلب یا

انعطاف پذیر) تحقیق شود و سپس روش مناسب برای آنالیز و طراحی سازه‌های بتنی با رزود. جزئیات محاسبه پی‌ها با فرض رفتار به صورت جسم صلب در ضمن مبحث پی‌های دو ستون نشان داده می‌شود و جزئیات آنالیز پی‌های انعطاف پذیر در بخش ۳-۵-۱۲ تشریح می‌شود.

۱-۵-۱۲- پی‌های دو ستون

در بخش ۱-۱۲ اشاره شد که پی‌های دو ستون معمولاً در دو مورد استفاده می‌شوند: مورد اول نزدیک بودن ستونهاست به نحوی که پی‌های منفرد برای آنها عملاً در یکدیگر تداخل کنند و مورد دوم ایجاد یک پی مشترک بین یک ستون خارجی که در لبهٔ حریم زمین قرار دارد و ستون داخلی مجاور آن است (تصویر ۳-۱۲). در مورد اول معمولاً از پی مستطیل شکل استفاده می‌شود (تصویر الف-۱۶-۱۲) اما در مورد دوم بسته



تصویر ۱۶-۱۲ انواع پی‌های دو ستون

به نسبت با رستونها از پی مستطیل شکل (تصویر ب-۱۶-۱۲)، پی ذوزنقه شکل (تصویر ج-۱۶-۱۲) و یا اشکال دیگر نظیر T و I استفاده می‌شود.

در طرح پی‌های دو ستون معمولاً سعی می‌شود با رعایت پی به نحوی انتخاب شوند که برآیند بارهای دو ستون بر مرکز سطح پی منطبق شود. بدین ترتیب تنشهای زیر پی یکنواخت خواهد بود و تمایل به دوران پی،

که در اثر تنشهای غیریکنواخت زیرپی بوجود می آید، حذف می شود. همانطور که در بالا اشاره شد در موردی که یکی از ستونها در لبهء حریم زمین قرار می گیرد شکل پی دو ستون بستگی به نسبت بار ستونها دارد. اگر P_2 بزرگتر از P_1 باشد می توان از یک پی مستطیل شکل استفاده کرد (تصویر ب-۱۶-۱۲) زیرا طول پی را می توان به اندازهء کافی بلند اختیار کرد به طوری که برآیند بارهای ستونها بر مرکز سطح پی منطبق شود. از سوی دیگر اگر نسبت P_2 به P_1 تقریباً " بین $\frac{1}{4}$ و ۱ باشد پی دوزنقه ای راه حل مناسبی خواهد بود (تصویر ج-۱۶-۱۲). سرانجام، اگر نسبت P_2 به P_1 از $\frac{1}{4}$ کوچکتر باشد در آن صورت یا یک پی با سکولی یا یک پی دو ستون به شکل T مناسب تر است. (مشخصات پیهای با سکولی و اصول طراحی آنها در بخش آینده تشریح شده است).

یکی از نکاتی که در ارتباط با طراحی پی های دو ستون باید در نظر داشت این است که تعیین ابعاد سطح پی بر اساس بارهای بهره برداری انجام می گیرد در حالی که سایر محاسبات پی بر اساس بارهای ضریب دار است. از آنجا که برآیند بارهای ضریب دار لزوماً " منطبق بر برآیند بارهای بهره برداری نیست تحت اثر بارهای ضریب دار توزیع تنش در زیرپی یکنواخت نخواهد بود. با این حال از آنجا که معمولاً " انحراف از این یکنواختی تنش بسیار جزئی است اغلب از آن صرف نظر می شود و توزیع تنش تحت بارهای ضریب دار، یکنواخت فرض می شود.

از نظر طراحی، یک پی دو ستون در جهت طولی مانند تیری عملاً می کند که تحت بار یکنواخت (عکس العمل فضا خاک) قرار دارد و تکیه گاه آن ستونهاست. چون این تیر به مقدار قابل ملاحظه ای از ستونها عریض تر است نحوهء توزیع بار در جهت عرضی نیز باید در نظر گرفته شود. برای این منظور می توان فرض کرد که بار ستونها توسط تیرهای عرضی که در زیر ستونها واقع شده اند توزیع می شود. البته این تیرها، تیرهای مشخصی در پی نیستند بلکه تنها نوارهایی عرضی انداز جسم پی که مانند یک پی منفرد در زیر ستون عمل می کنند. بدیهی است که پهنای این نوارها باید بیش از پهنای ستونها در نظر گرفته شود. در صورتی که راهنمای مشخصی در این ارتباط وجود نداشته باشد معمولاً " پهنای مؤثر این تیرها بر اساس توزیع تنش در زیر ستونها با شیب ۲ (قائم)

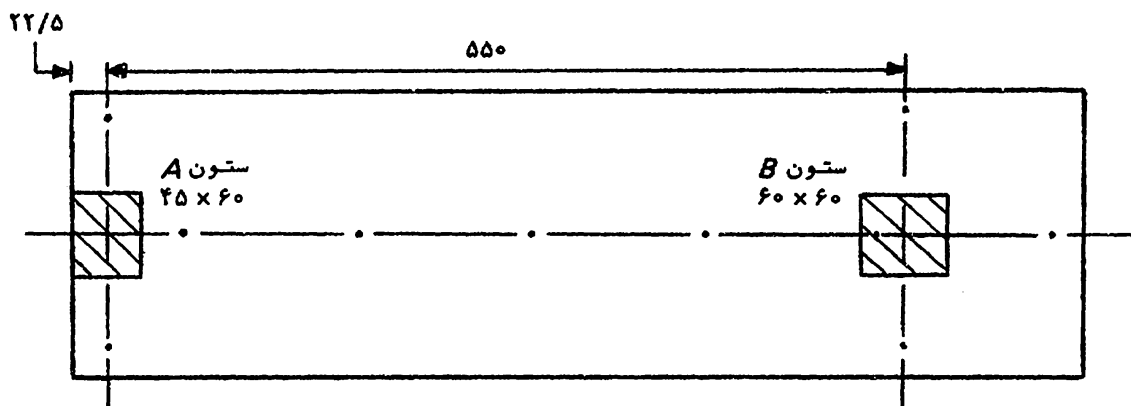
به ۱ (افقی) تعیین می‌شود. بنا براین پهناي مؤثر عرضی برابر پهناي ستون به اضافه $d/2$ در هر طرف ستون فرض می‌شود. ضوابط مربوط به برش‌های یک و دو طرفه، انتقال تنش در پی‌های ستون و مسئله آرماتورهای انتظار در این پی‌ها "کاملاً" مشابه آنچه در پی‌های منفرد تشریح شده است باید رعایت شوند.

مثال ۱۲-۳ - طرح یک پی دو ستون - طراحی یک پی دو ستون مطابق تصویر ۱۲-۱۷ برای بارهای زیر مورد نظر است:

تن ۵۸ = بار زنده و تن ۷۶ = بار مرده: ستون A

تن ۹۰ = بار زنده و تن ۱۱۲ = بار مرده: ستون B

مقاومت فشاری بتن و مقاومت تسلیم آرماتورها به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش مجاز خاک ۲/۹ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. بعلاوه کف پی در عمق ۱/۸ متر از سطح زمین قرار خواهد گرفت و سرباری معادل ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع روی سطح زمین پیش بینی می‌شود. ابعاد و فاصله ستونها در تصویر مشخص شده است.



تصویر ۱۲-۱۷ مشخصات هندسی ستونها در مثال ۱۲-۳

حل:

فاصله بین کف پی تا سطح زمین بوسیله بتن (ارتفاع پی) و خاکریز پر می‌شود. اگر برای این مجموعه به طور متوسط وزن مخصوص ۲۰۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شود تنش مجاز خاک برابر خواهد بود با

$$q_a(\text{خالص}) = 2/9 \times 10000 - 1/8 \times 2000 - 500 = 24900 \text{ kg/m}^2$$

$$= 2/49 \text{ kg/cm}^3$$

بنابراین سطح لازم برای پی عبارت است از

$$A = \frac{76000 + 58000 + 112000 + 90000}{2/49} = \frac{336000}{2/49} = 134940 \text{ cm}^2$$

فاصله برآیند با رستونها! از مرکز ستون خارجی برابر است با

$$\frac{202000 \times 550}{336000} = 330/7 \text{ cm}$$

بنابراین برای اینکه برآیند بارها بر مرکز سطح پی منطبق باشد کافی است طول پی دو برابر فاصله برآیند نیروها از لبه خارجی پی فرض شود. برای این اساس طول و عرض پی به ترتیب زیر محاسبه می شوند:

$$L = 2 \times (330/7 + 22/5) = 706/8 \text{ cm} \Rightarrow L = 700 \text{ cm}$$

$$B = \frac{134940}{700} = 193 \text{ cm} \Rightarrow B = 200 \text{ cm}$$

طرح پی در دو جهت طولی و عرضی به ترتیب زیر صورت می گیرد:
محاسبه در جهت طولی:

$$q_u = \frac{1/4 \times (76000 + 112000) + 1/7 \times (58000 + 90000)}{200 \times 700}$$

$$= 2/68 \text{ kg/cm}^2$$

نیروی وارد (از پایین به بالا) بر واحد طول پی برابر است با

$$w_u = 2/68 \times 200 \times 100 = 73600 \text{ kg/m}$$

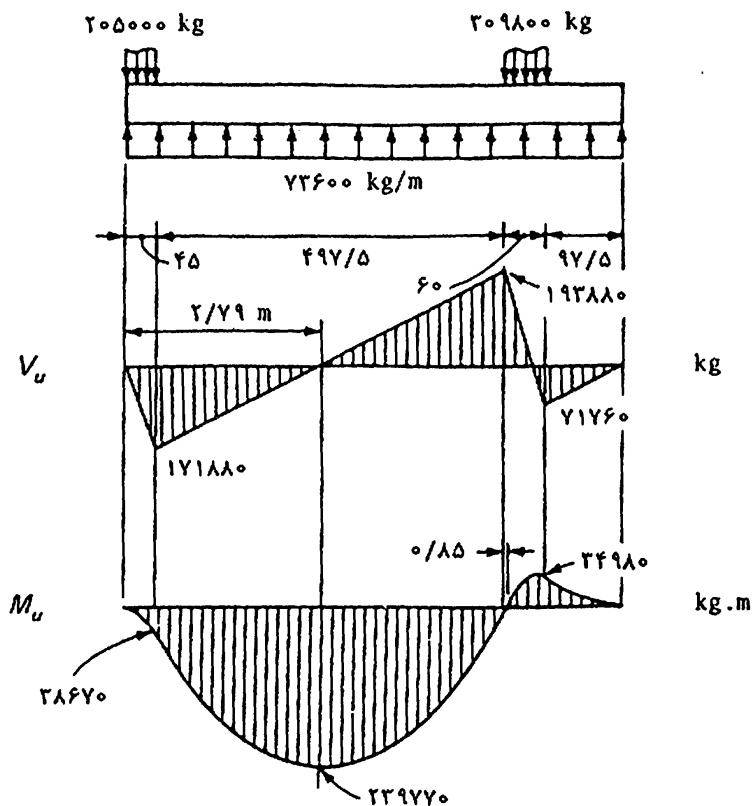
تصویر ۱۸-۱۲ دیاگرامهای نیروی برشی و لنگر خمشی را در جهت طولی در پی نشان می دهد (در این حالت پی مانند یک تیر در نظر گرفته شده است). برای تعیین ضخامت پی باید برشهای یک طرفه و دو طرفه در نظر گرفته شوند. مطابق تصویر ۱۸-۱۲ بحرانی ترین مقطع برای برش یک طرفه به فاصله d از برد داخلی ستون میانی قرار دارد. بنا بر این می توان نوشت

$$V_u = 193880 - 73600 \left(\frac{d}{100} \right) \text{ kg}$$

$$V_c = 0.52 \sqrt{200} \times 200d = 1499d \text{ kg}$$

$$V_u = \phi V_c \Rightarrow d = 96/5 \text{ cm}$$

برش دو طرفه (منگنه ای)، از سوی دیگر، باید برای هر دو ستون در نظر گرفته شود. اگر ابعاد مقطع ستون در جهات طولی و عرضی به ترتیب با



تصویر ۱۸-۱۲ توزیع نیروی برشی و لنگر خمشی در جهت طولی در مثال ۳-۱۲

a و b نمایش داده شوند برای ستون خارجی محاسبات مربوطه به ترتیب زیر است

$$b_0 = 2 \left(b + \frac{d}{4} \right) + a + d = 150 + 2d$$

$$V_u = P_u - q_u (a + d) \left(b + \frac{d}{4} \right) = 205000 - 3/68 (60 + d) \times \left(45 + \frac{d}{4} \right)$$

$$V_u = \phi V_c = 0/85 \times 1/06 \sqrt{2000} (150 + 2d) d \implies d = 53/5$$

محاسباتی مشابه فوق برای ستون داخلی نشان می دهد که مقدار کمتری برای d بدست خواهد آمد. با مقایسه دو مقدار بدست آمده بر اساس برشهای یک طرفه و دو طرفه مشاهده می شود که در این پی برش یک طرفه بحرانی تر است. بدین ترتیب حداقل ضخامت پی برابر خواهد بود با

$$h = 96/5 + 7/5 + 2/5 = 106/5 \implies h = 110 \text{ cm } (d = 100)$$

این ضخامت باید برای برش یک طرفه در مقطعی طولی به فاصله d از زیر ستونها نیز مورد بررسی قرار گیرد. اما در این مثال چون مقطع مذکور

خارج از پی قرار می گیرند چنین محاسبه ای مورد ندارد .
 برای تعیین آرماتورهای خمشی در جهت طولی می توان از
 دیاگرام لنگر خمشی تصویر ۱۸-۱۲ استفاده کرد . محاسبات مربوطه و
 کنترلهای مربوط به چسبندگی، مهار و قطع آرماتورها مشابه محاسبات
 تیرهاست . برای مقاطع بحرانی تحت لنگرهای خمشی منفی و مثبت
 مقدار آرماتور برابر خواهد بود با

$$M_u^- = 239770 \text{ kg.m}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{239770000}{0.9 \times 200 \times 100^2} = 13/3 \Rightarrow \rho = 0.0034$$

$$A_s = \rho b d = 0.0034 \times 200 \times 100 = 68 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14 \Phi 25$$

$$M_u^+ = 34980 \text{ kg.m}$$

$$A_s = A_{s \min} = 0.0018 \times 200 \times 110 = 39/6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13 \Phi 20$$

محاسبه در جهت عرضی :

با توجه به آنچه در مورد نحوه توزیع بار در جهت عرضی بیان شد
 پهنای تیر عرضی در زیرستون داخلی برابر خواهد بود با

$$60 + 2\left(\frac{d}{4}\right) = 160 \text{ cm}$$

مقدار بار (به سمت بالا) در واحد طول این نوار برابر است با

$$\frac{309800}{2} = 154900 \text{ kg/m}$$

بنابراین لنگر خمشی عرضی در برستون داخلی و آرماتور نظیر عبارت
 خواهد بود از

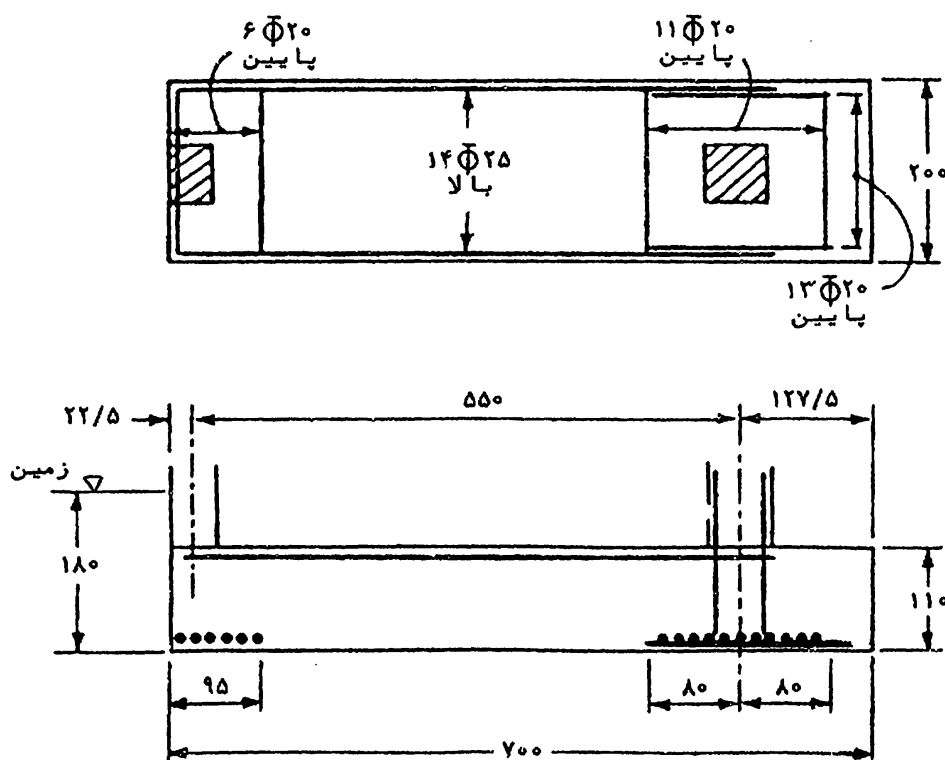
$$M_u = 154900 \times \frac{0.7^2}{4} = 37950 \text{ kg.m}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{37950000}{0.9 \times 160 \times 100^2} = 2/64$$

$$A_s = A_{s \min} = 0.0018 \times 160 \times 110 = 31/7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11 \Phi 20$$

محاسبه مشابهی نشان می دهد که آرماتور مورد نیاز برای نوار عرضی
 زیرستون خارجی (به پهنای ۹۵ سانتیمتر) برابر ۱۸/۸ سانتیمتر مربع
 خواهد بود که برای تأمین آن می توان از ۶ $\Phi 20$ استفاده کرد . در هر
 دو مورد فوق محاسبات چسبندگی نشان می دهد که میلگردها مهار کافی
 (به صورت مستقیم) را دارند .

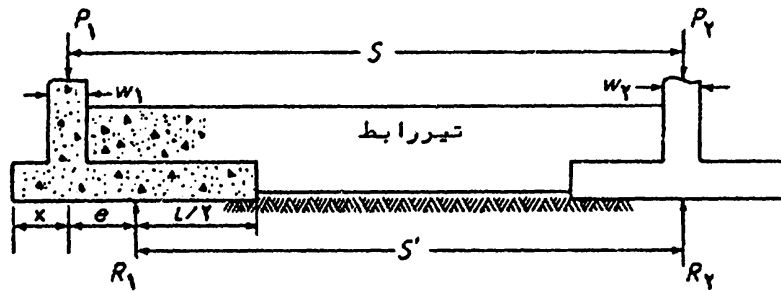
آخرین مرحله محاسبات کنترل انتقال تنش در پای ستون (تنش تکیه‌گاهی) است. این قسمت کاملاً شبیه به آنچه در پی‌های منفرد انجام می‌شود (مثال ۲-۱۲) است و لذا از محاسبات مربوطه صرف نظر می‌شود. تنها به ذکر این نکته بسنده می‌شود که در مورد ستون خارجی کمیت α_0 (رابطه ۶-۱۲) برابر ۱ است زیرا A_1 و A_2 مساوی اند. تصویر ۱۹-۱۲ نقشه آرماتورگذاری پی مثال فوق را نشان می‌دهد.



تصویر ۱۹-۱۲ نقشه آرماتورگذاری پی مثال ۲-۱۲

۲-۵-۱۲- پی‌های باسکولی

پی باسکولی (یا طره‌ای) برای اتصال یک پی، که تحت بار خارج از مرکز قرار دارد، به یک پی داخلی بکار می‌رود (تصویر ۲۰-۱۲). بدین ترتیب یک پی باسکولی متشکل است از دو پی منفرد و یک تیر را بسط. تیر را بسط برای انتقال لنگر ناشی از خروج از مرکز ستون خارجی به پی ستون داخلی بکار می‌رود به طوری که در زیر هر دو پی تنش یکنواخت ایجاد شود. در واقع تیر را بسط همان نقشی را دارد که قسمت میانی یک پی



تصویر ۲۰-۱۲ پی با سکولی

دوستون داراست ، اما برای صرفه جویی در مصالح بسیار با ریکتر ساخته می شود .

در طرح پی های با سکولی ابعاد پی زیرستونها به نحوی تعیین می شود که فشار خاک در زیر هر دو پی یکنواخت و مساوی باشند . برای این منظور باید برآیند بارستونها بر مرکز سطح دو پی منطبق باشد . در این صورت ، مطابق تصویر ۲۰-۱۲ ، برآیند فشار خاک در زیر هر پی بر مرکز سطح آن منطبق خواهد بود . از این نتیجه ساده می توان برای تعیین ابعاد پی ها استفاده کرد . بدین ترتیب که با معلوم بودن بارستونها (P_1 و P_2) عکس العمل فشار خاک در زیر پی های نظیر ، با استفاده از تعادل نیروها در تصویر ۲۰-۱۲ ، برابر خواهد بود با

$$R_1 = P_1 \frac{S}{S'} \quad (12-7)$$

$$R_2 = P_1 + P_2 - R_1 \quad (12-8)$$

از یک پی با سکولی می توان به جای یک پی دوستون (مستطیل یا ذوزنقه شکل) استفاده کرد بشرطی که فاصله بین دوستون نسبتاً زیاد باشد و یا تنش مجاز خاک بزرگ باشد تا سطح اضافی بزرگی برای پی لازم نباشد . علاوه بر این ، سه عامل باید در طرح این پی ها مورد توجه قرار گیرند :

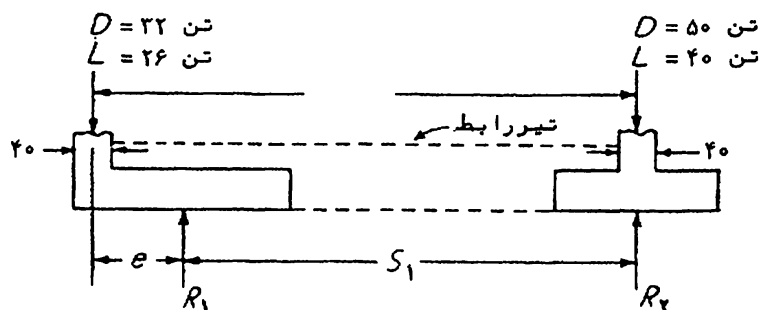
۱- تیر رابط باید نسبتاً " صلب باشد (نسبت ممان اینرسی تیر به ممان اینرسی هر پی در حدود ۲ یا بیشتر) تا از دوران پی خارجی جلوگیری کند .

۲- پی زیرستونها باید برای تنشهای مجاز یکسان طراحی شوند و از انتخاب مقادیر بسیار متفاوت برای عرض پی‌ها اجتناب شود تا نشست نامساوی پی‌ها به حداقل برسد.

۳- تیرابط باید با زمین در تماس نباشد تا فشاری از خاک بر آن وارد نیاید و توزیع نیروها را در پی‌ها تغییر ندهد. معمولاً در طرح پی‌های با سکولی از وزن تیرهای رابط صرف نظر می‌شود. ضمناً باید توجه داشت که تیرهای رابط در صورت لزوم با ضوابط تیرهای عمیق طرح شوند.

پی‌های با سکولی معمولاً به عنوان آخرین راه حل در طرح پی‌های دوستون مطرح می‌شوند زیرا مشکلاتی در اجرای این پی‌ها وجود دارد. لذا انتخاب این پی‌ها باید با یک مطالعه دقیق روی راه‌های دیگر صورت گیرد. در اجرای پی‌های با سکولی باید توجه داشت که تیرابط باید بوسیله آرماتورهای ریشه‌به‌پی‌ها و ستونها اتصال یا بدتاسیستم پی به صورت یکپارچه عمل کند.

مثال ۱۲-۴ - طرح یک پی با سکولی - برای ستونها و بارهای نشان داده شده در تصویر ۱۲-۲۱ یک پی با سکولی طراحی کنید. ابعاد ستونها 40×40 سانتیمتر و فشار مجاز خاک $1/2$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. سایر مشخصات هندسی در تصویر مشخص شده است.



تصویر ۱۲-۲۱ پی با سکولی در مثال ۱۲-۴

حل :

با فرض $e = 1/2$ متر در تصویر ۱۲-۲۱ و اصول تعادل نیروها

می توان R_1 و R_2 را به ترتیب زیر محاسبه کرد (بر اساس بارهای بهره برداری):

$$S_1 = 6/2 - 1/2 = 5/2 \text{ m}$$

$$R_1 = (22000 + 26000) \times \frac{6/2}{5} = 71920 \text{ kg}$$

$$R_2 = (22000 + 26000) + (50000 + 40000) - 71920 = 76080 \text{ kg}$$

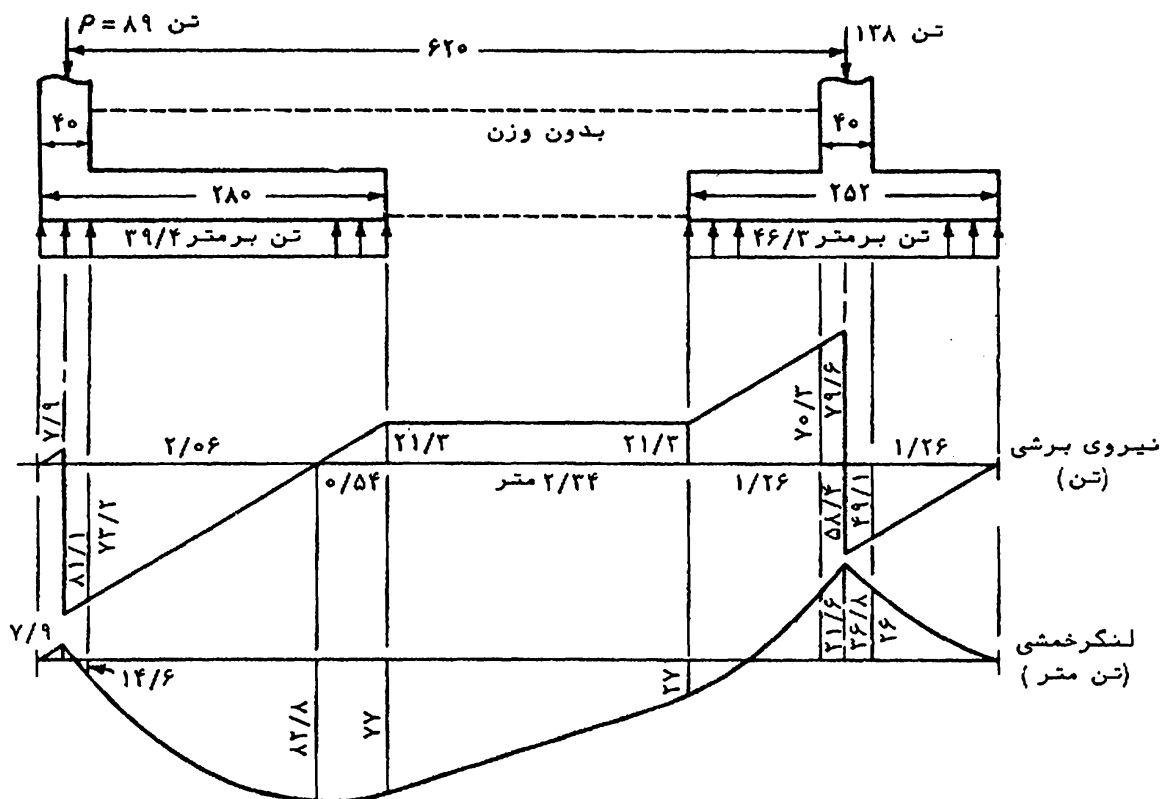
بنا بر این، با توجه به تصویر ۲۰-۱۲ ابعاد لازم برای پی خارجی به صورت زیر محاسبه می شوند

$$L_1 = 2(e + x) = 2(1/2 + 0/2) = 2/8 \text{ m}$$

$$B_1 = \frac{R_1}{L_1 q_a} = \frac{71920}{2/8 \times 1/2 \times 100000} \approx 2/15 \text{ m}$$

برای پی داخلی، از سوی دیگری می توان از پی مربع شکل استفاده کرد. بعد این پی برابر خواهد بود با

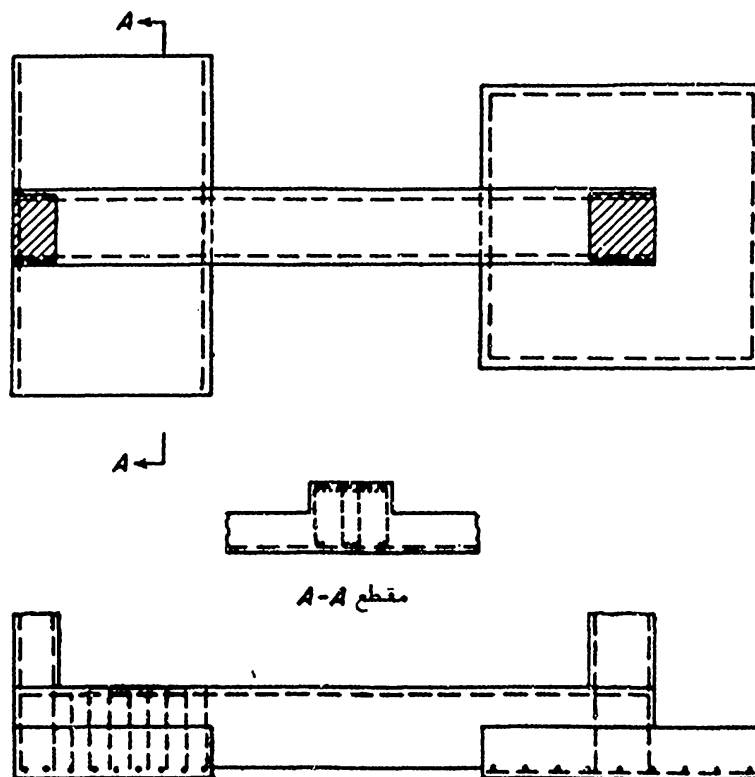
$$B_2 = \sqrt{\frac{R_2}{q_a}} = 2/52 \text{ m}$$



تصویر ۲۲-۱۲ دیاگرامهای نیروی برشی و لنگر خمشی در پی با سکولی مثال ۴-۱۲

مرحله بعدی در طرح پی با سکولی تعیین ضخامت پی ها و ابعاد تیر را بط است. برای این منظور باید با تبدیل بارهای بهره برداری به بارهای ضریب دار و تعیین تنشهای نهایی زیر پی ها (تحت بارهای ضریب دار) دیاگرامهای نیروی برشی و لنگر خمشی در سیستم پی ترسیم شود. تصویر ۲۲-۱۲ این دیاگرامها را برای مثال فوق نشان می دهد.

پی خارجی، با توجه به وجود تیر را بط، مانند پی دیوار عمود می کند. بنا بر این ضخامت و آرماتورهای این پی را می توان بر اساس ضوابط پی های دیوار بدست آورد. پی داخلی را، از سوی دیگر، می توان به صورت یک پی منفرد طرح کرد تنها با این تفاوت که در مورد برش منگنه ای مقطع بحرانی را باید به فاصله $d/2$ از لبه های تیر را بط و برآزادستون در نظر گرفت. سرانجام تیر را بط را نیز می توان بر اساس دیاگرامهای برش و خمش (تصویر ۲۲-۱۲) مانند یک تیر معمولی طراحی و آرماتور گذاری کرد. تنها لازم است توجه شود که این تیر باید دارای سختی خمشی کافی باشد. جزئیات محاسبات فوق برای مثال ۴-۱۲ به



تصویر ۲۲-۱۲ نمونه آرماتور گذاری پی های با سکولی

عهده خواننده واگذار می شود. تصویر ۲۳-۱۲ یک نمونه آرماتورگذاری را در پی های با سکولی نشان می دهد.

۳-۵-۱۲- پی های نواری

پی های نواری را تحت شرایط خاصی می توان به صورت سلسب در نظر گرفت و آنالیز کرد. اما اگر شرایط لازم برای آنالیز براساس چنین رفتاری وجود نداشته باشد پی را باید به صورت انعطاف پذیر آنالیز کرد (شرایط مربوطه در ادامه این بخش تشریح شده است).

آنالیزی های انعطاف پذیر معمولاً "براساس مفهوم مدول عکس العمل زمین و تئوری تیر بریسترا رجاعی صورت می گیرد. مدول عکس العمل زمین یک رابطه ساده و تقریبی بین فشار ایجاد شده در خاک و تغییر مکان ناشی از آن است. یعنی

$$q = k_s \delta \quad (۱۲-۹)$$

این کمیت معمولاً به کمک روشهای تجربی از جمله روش بارگذاری صفحه بدست می آید. روابط تجربی مختلفی نیز برای تخمین این کمیت در زمینهای مختلف پیشنهاد شده است. جدول ۱-۱۲ حدود تغییرات k_s را در

جدول ۱-۱۲- حدود تغییرات مدول عکس العمل زمین در زمینهای مختلف

$k_s, \text{ kg/cm}^2$		نوع خاک
۰/۵ - ۱/۶		ماسه شل
۱/۰ - ۸/۰		ماسه نیمه متراکم
۶/۵ - ۱۲/۰		ماسه متراکم
۳/۲ - ۸/۰		ماسه نیمه متراکم رسی
۲/۴ - ۵/۰		ماسه نیمه متراکم لای دار
۱/۲ - ۲/۴	$q_u \leq 2 \text{ kg/cm}^2$	خاکهای رسی
۲/۴ - ۵/۰	$2 < q_u \leq 4$	
بیش از ۵/۰	$q_u > 8 \text{ kg/cm}^2$	

خاکهای مختلف بدست می‌دهد.

بر اساس مفهوم فوق معادلهٔ دیفرانسیل تغییر مکان یک تیر بر بستر ارتجاعی با رابطهٔ زیر بیان می‌شود.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -k'_s y \quad (12-10)$$

که در آن

$$k'_s = k_s B \quad (12-11)$$

B پهنای تیر (پی‌نواری)، E مدول الاستیسیته و I ممان اینرسی مقطع تیر است.

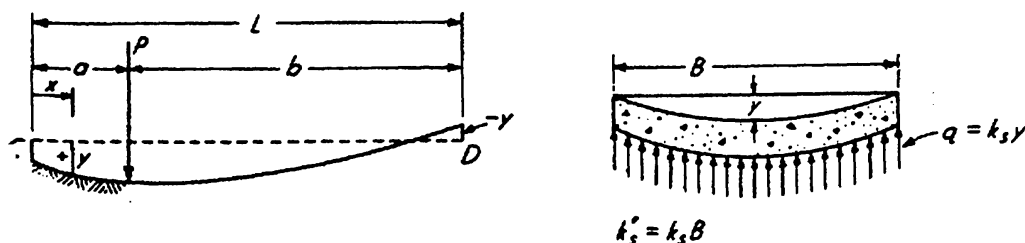
جواب معادلهٔ دیفرانسیل فوق عبارت است از

$$y = e^{\lambda x}(A \cos \lambda x + B \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(C \cos \lambda x + D \sin \lambda x) \quad (12-12)$$

که در آن پارامتر λ با عبارت زیر تعریف می‌شود

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k'_s}{EI}} \quad (12-13)$$

برای تیری به طول L که تحت بار متمرکزی به فاصلهٔ a از سمت چپ تیر قرار دارد (تصویر ۱۲-۲۴) با اعمال شرایط مرزی و همسازي و تعیین ثابتهای معادلهٔ (۱۲-۱۲) می‌توان روابط زیر را برای تغییر مکان، لنگر خمشی و نیروی برشی تیر در فاصلهٔ $x \leq a$ به ترتیب زیر بدست آورد



تصویر ۱۲-۲۴ تیر بر بستر ارتجاعی تحت بار متمرکز

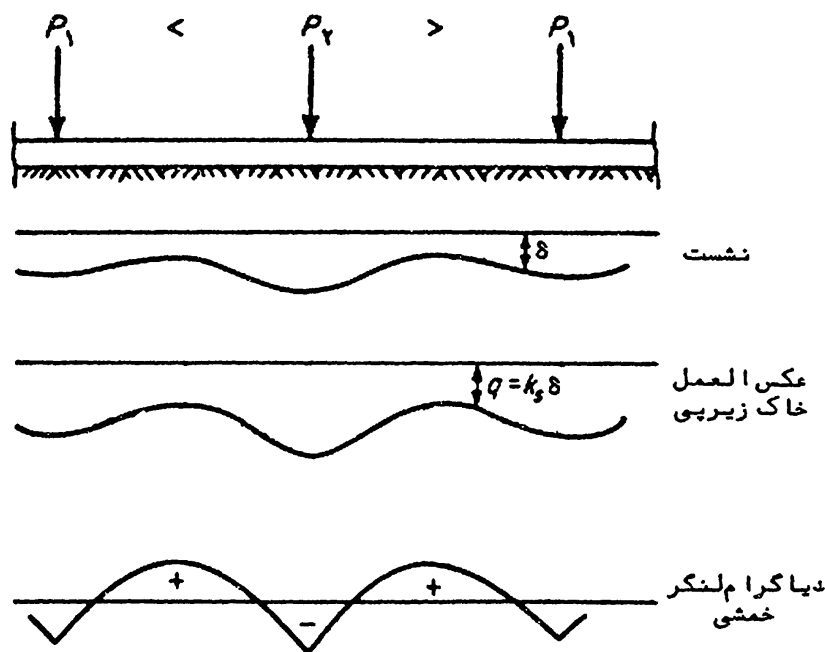
$$y = \frac{P\lambda}{k'_s(\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \{ \gamma \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \} \quad (12-14)$$

$$M = \frac{P}{\gamma \lambda (\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \{ \gamma \sin \lambda x \sin \lambda x (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda x - \sinh \lambda x \cos \lambda x) \times [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \} \quad (12-15)$$

$$V = \frac{P}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} \{ (\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) \times (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + \sinh \lambda x \sin \lambda x [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \} \quad (12-16)$$

برای $x > a$ تنها کافی است در روابط فوق جای a و b عوض شود و x از سمت راست در نظر گرفته شود).

در عمل یک پی تحت چند بار متمرکز قرار دارد. در این صورت می توان مقادیر تغییر مکان، خمش و برش در نقاط مختلف پی را با استفاده از اصل اجتماع قوا (superposition) برای بارهای متمرکز در طول پی بدست آورد. تصویر ۲۵-۱۲ تغییرات نشست (تغییر مکان زیر پی)، توزیع فشار در خاک و تغییرات لنگر خمشی در طول یک پی نواری را که بر اساس مفهوم مدول عکس العمل زمین بدست آمده است نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود توزیع فشار رطبی نیست بلکه زیر ستونها بیشتر و در فاصله بین آنها کمتر است. لازم است توجه شود که نتایج حاصل از این مدل برای پی های نواری تنها در صورتی قابل قبول است که در هیچ نقطه ای بین پی و زمین ایجاد کشش نشود (یعنی مقدار لادریج نقطه ای نباید منفی شود) زیرا پی و زمین به یکدیگر اتصال ندارند.



تصویر ۲۵-۱۲ تیر بر بستر ارتجاعی

استفاده از روابط فوق برای آنالیزی های نواری، بخصوص با استفاده از کامپیوتر، بسیار ساده است. اما محدودیتهای این روابط سبب شده است بتدریج روشهای عددی جای روشهای تحلیلی از نوع فوق را بگیرند. از جمله این محدودیتهای عدم امکان استفاده از این روابط برای بارگذاریهای مختلف یا مشخصات هندسی متغیر در طول پی است. با گسترش امکانات کامپیوتری، امروزه غالب مسائل تیر بر بستر ارتجاعی به کمک یکی از روشهای عددی از جمله روش تفاضلهای محدود و بخصوص روش پیشرفته تر اجزاء محدود حل می شود. به وسیله این روشها معادله دیفرانسیل (۱۰-۱۲) به صورت عددی حل می شود و مقادیر تغییر مکان تیر در نقاط مشخصی از تیر (که از سوی طراح تعیین می شود) بدست می آید. به کمک این روشها می توان بر محدودیتهایی که در مورد روشهای تحلیلی بیان شد بسادگی فائق آمد.

پی های نواری را می توان در دو صورت با فرض جسم صلب (یعنی بر اساس توزیع خطی فشار خاک) آنالیز و طراحی کرد:

(۱) در یک پی نواری که در آن بار و فاصله ستونهای مجاورتفاوتی بیش از ۲۰ درصد ندارند، اگر میانگین طول دودها نهء مجاور کمتر از $\frac{1}{25} l$ باشد پی را می توان صلب فرض کرد و توزیع تنش را به کمک یکی از روابط

(۱۲-۲) یا (۱۲-۳) بدست آورد.

(۲) پی های نواری نگهدارنده سازه های صلب، که بخاطر سختی زیاد سازه، اجازه نشستهای نامساوی به ستونها نمی دهند را می توان با فرض جسم صلب آنالیز کرد. برای تعیین سختی سازه باید به کمک یک آنالیز، سختی مجموعه پی، سازه و دیوارهای برشی را با سختی زمین مقایسه کرد. سختی نسبی، K_r ، که با رابطه زیر تعریف می شود وسیله ای برای تشخیص نوع رفتار پی است.

$$K_r = \frac{EI_b}{E_s B^3} \quad (12-17)$$

در این رابطه E_s مدول الاستیسیته خاک، B پهنای پی و EI_b صلبیت خمشی مجموعه پی و سازه است که می توان آن را برابر مجموع صلبیت خمشی پی (EI_f)، صلبیت خمشی اعضای که در قاب عمود بر بعد B وجود دارند ($\sum EI_{bi}$) و صلبیت دیوارهای برشی عمود بر بعد B ($\frac{Eah^3}{12}$) و a و h به ترتیب ضخامت و ارتفاع دیوار) فرض کرد. بنا بر این

$$EI_b = EI_f + \sum EI_{bi} + \sum \frac{Eah^3}{12} \quad (12-18)$$

اگر مقدار سختی نسبی پی از 0.5 بزرگتر باشد پی را می توان صلب فرض کرد و اگر سختی نسبی از 0.5 کمتر باشد باید پی را انعطاف پذیر در نظر گرفت.

تعیین ضخامت و آرماتورهای پی مانند آنچه در پی های دو ستون نشان داده شد انجام می گیرد و این مسئله مستقل از روشی است که برای تعیین توزیع فشار در خاک بکار گرفته می شود.

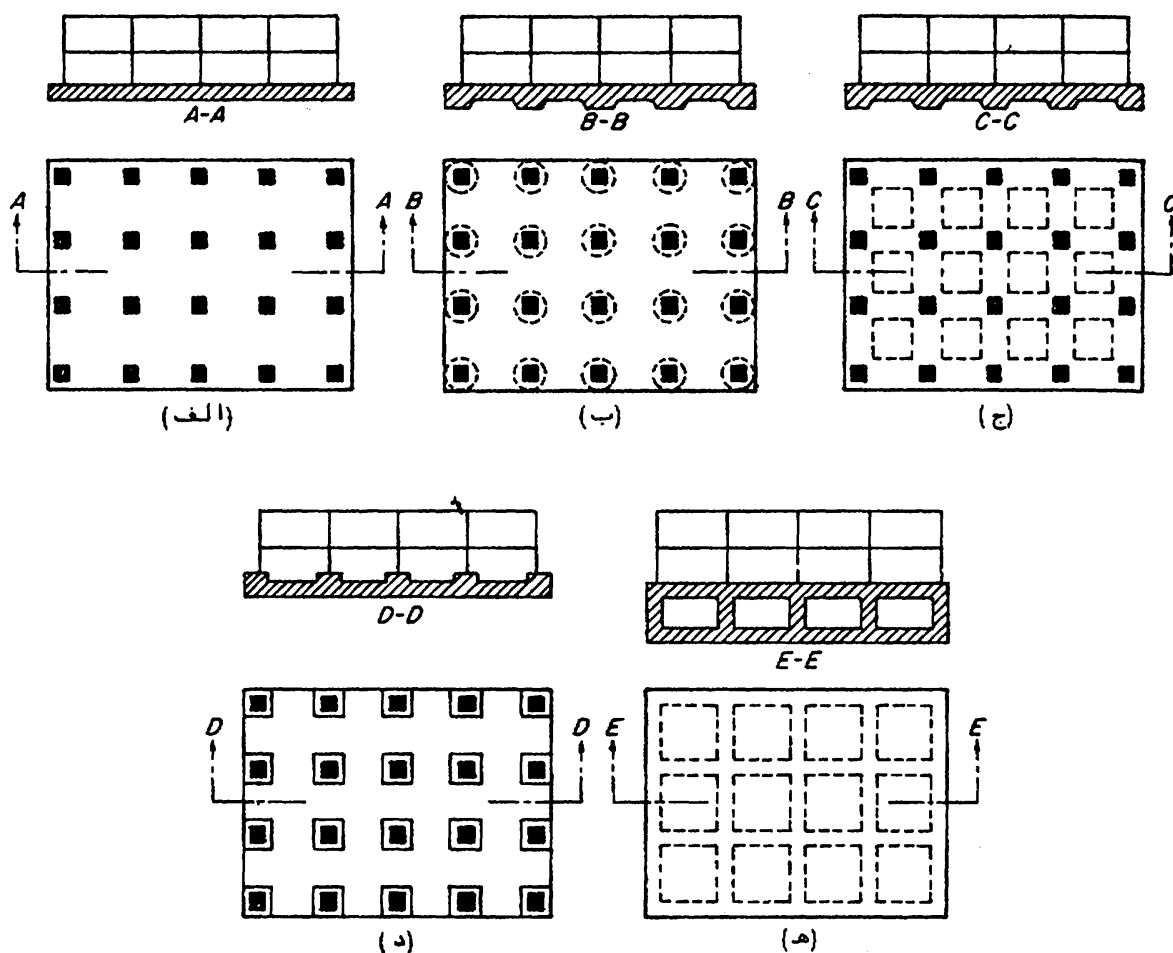
۴-۵-۱۲- پی های مشبک

پی های مشبک در واقع مجموعه یکپارچه ای از پی های نواری متقاطع در دو جهت اند (تصویر ۴-۱۲). برای آنالیز و طرح این پی ها معمولاً نوارها را به صورت مستقل از هم در نظر می گیرند. در این ترتیب لازم است توجه شود که هر ستون بین دو نوار مشترک است و بنا بر

این در تفکیک نوارها از هم با یکدیگر هر نوار را از بارستون در محل تقاطع با نوارهای دیگر مشخص کرد. این تقسیم‌بندی با رستون به نوارهای متقاطع معمولاً "به نسبت سختی خمشی نوارها انجام می‌گیرد. سایر مسائل مربوط به آنالیز و طرح هر نوار، از جمله روش تعیین فشار خاک، مانند آنچه در بخش ۳-۵-۱۲ تشریح شده است.

۵-۵-۱۲- پی‌های گسترده

از پی‌های گسترده معمولاً در زمینهای ناهمگن و یا ضعیف، که سطح نسبتاً "بزرگی را برای پی‌ها ایجاد می‌کنند، استفاده می‌شود. غالباً "وقتی سطح لازم برای پی‌های منفرد بیش از نصف سطح زیر بنا را می‌پوشاند پی‌های گسترده بکار برده می‌شوند. پی‌های گسترده به



تصویر ۲۶-۱۲ انواع پی‌های گسترده

صورت‌های مختلف ساخته می‌شوند که تصویر ۲۶-۱۲ چند نمونه از آنها را نشان می‌دهد. معمولترین نوع پی‌های گسترده، مطابق تصویر الف-۲۶-۱۲، از یک دال نسبتاً "ضخیم‌کنواخت تشکیل می‌شود (پی گسترده تخت). برای کاهش ضخامت پی می‌توان مطابق تصویر ب-۲۶-۱۲ از پی‌های گسترده قارچی معکوس که در آنها ضخامت پی در زیرستونها بیشتر از بقیه قسمت‌هاست یا از پی‌های به صورت دال وتیر، مطابق تصویر ج-۲۶-۱۲ استفاده کرد. همچنین می‌توان ضخامت پی را با بکاربردن پایه در زیرستونها کاهش داد (تصویر د-۲۶-۱۲). نوع دیگری هـای گسترده پی‌های سلولی است (تصویر ه-۲۶-۱۲) که در آنها دیوارهای زیر زمین به صورت جزئی از پی درمی‌آید. با این روش می‌توان صلبیت پی را به میزان قابل توجهی افزایش داد.

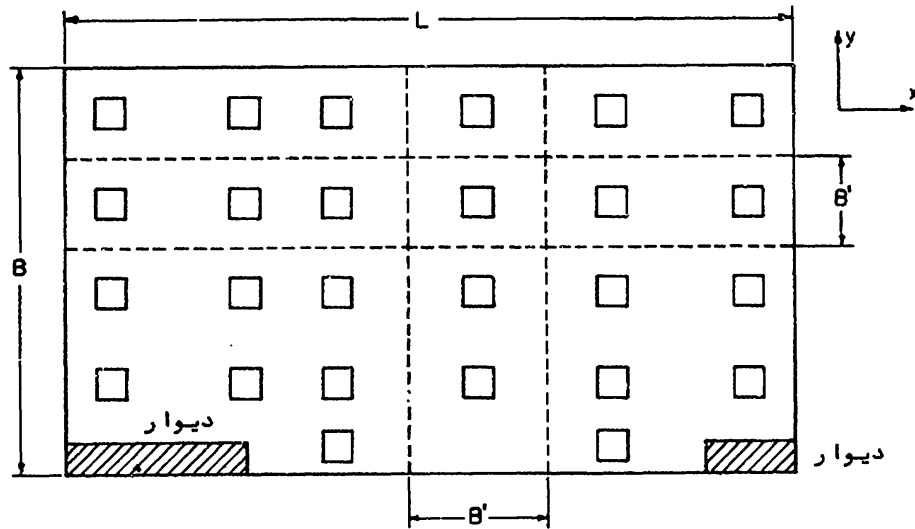
برای طرح پی‌های گسترده، مانند پی‌های نواری، دوروش وجود دارد: یکی مبتنی بر فرض جسم صلب است و دیگری مبتنی بر فرض رفتار پی به صورت انعطاف پذیر، در روش اول فرض می‌شود که پی گسترده کاملاً صلب است. در نتیجه توزیع خطی فشار را در زیر آن می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q = R \left(\frac{1}{A} \pm \frac{e_x x}{I_y} \pm \frac{e_y y}{I_x} \right) \quad (19-12)$$

در این رابطه R برآیند تمام نیروهای قائم روی پی، A سطح پلان پی، I_x و I_y به ترتیب ممان اینرسی سطح پی نسبت به محورهای X و Y ، e_x و e_y خروج از مرکز R نسبت به محورهای X و Y سرانجام x و y مختصات نقطه مورد نظر زیر پی برای محاسبه تنشهاست. خروج از مرکز را می‌توان با گرفتن لنگر نیروهای وارد بر پی حول هر امتداد مشخص، مثلاً لبه‌های پی، بدست آورد.

ضخامت پی گسترده، مانند پی‌های منفرد، براساس برش یک و دو طرفه تعیین می‌شود. معمولاً ستونهای مجاور لبه‌های پی وضعیت بحرانی تری دارند و عامل تعیین کننده در ضخامت محسوب می‌شوند. در این پی‌ها نیز معمولاً سعی می‌شود ضخامت پی طوری تعیین شود که نیازی به آرماتور برشی نباشد تا پی صلب تر باشد.

مرحله بعدی در طرح پی‌های گسترده تقسیم آن به نوارهایی در هر دو جهت است. تصویر ۲۷-۱۲ نوارهایی را در دو جهت یک پی گسترده نشان می‌دهد. از آنجا که هر یک از این نوارها خودمانند یک پی نواری



تصویر ۲۷-۱۲ پی‌های گسترده صلب به صورت مجموعه‌ای از نوارها

است می‌توان اصول طرح این پی‌ها را برای نوارها بکاربرد. در این ارتباط باید توجه داشت که پهنای هر نوار به اندازه‌ای باشد که بارهای وارد بر آن نوار با تنش‌های زیر آن در حال تعادل باشند.

در روش دوم پی به صورت یک صفحه بر بستر ارتجاعی و مبتنی بر مفهوم مدول عکس‌العمل زمین (بخش ۳-۵-۱۲) آنالیز و طرح می‌شود. در این ارتباط می‌توان از روابط بدست آمده برای تعیین لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای متمرکز استفاده کرد. اما امروزه معمولاً از روشهای عددی نظیر تفاضل‌های محدود و اجزای محدود برای حل معادله دیفرانسیل صفحه بر بستر ارتجاعی استفاده می‌شود. به کمک این روشها می‌توان حالات مختلف بارگذاری، شرایط مرزی و مشخصات هندسی پی را بسادگی در نظر گرفت. پس از آنالیز، این پی‌ها را می‌توان مطابق ضوابط طراحی سیستمهای دو طرفه بتن آرمه طرح کرد.

نحوه تشخیص نوع رفتار پی‌های گسترده (به صورت صلب یا انعطاف پذیر) مشابه آنچه در مورد پی‌های نواری تشریح شد (بخش ۳-۵-۱۲) است.

مسائل

در مسائل این فصل مقاومت فشاری بتن پی و ستون را به ترتیب ۲۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و مقاومت تسلیم آرماتورها را ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع فرض کنید.

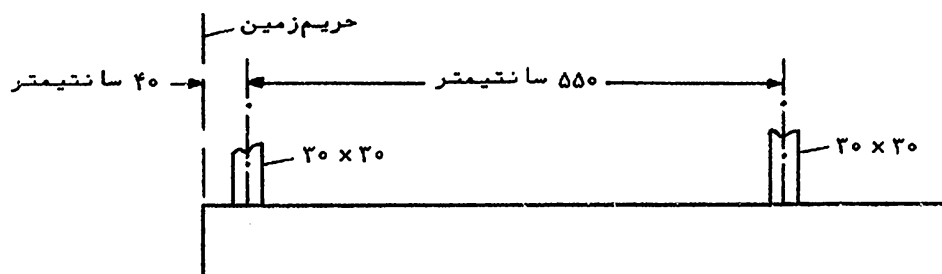
۱-۱۲- برای یک ستون مربع به بعد ۲۵ سانتیمتر که بارهای مرده و زنده آن به ترتیب ۶۰ و ۴۵ تن است یک پی مربع شکل طراحی کنید. تنش مجاز خاک را $2/5$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع فرض کنید.

۲-۱۲- در صورتی که ستون مسئله ۱-۱۲ علاوه بر بار محوری لنگر خمشی نیز به پی منتقل کند به طوری که مقدار لنگرهای ناشی از بارهای مرده و زنده به ترتیب برابر ۱۵ و ۱۰ تن متر باشد ابعاد پی مربع شکل را برای ستون فوق بدست آورید.

۳-۱۲- برای یک دیوار ساخته شده از بلوک سیمانی به پهنای ۳۰ سانتی متر که بار ۱۰ تن بر متر (۶۰ درصد آن بار زنده و ۴۰ درصد بار مرده است) را تحمل می کند یک پی بتنی غیر مسلح طرح کنید. تنش مجاز خاک $1/5$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.

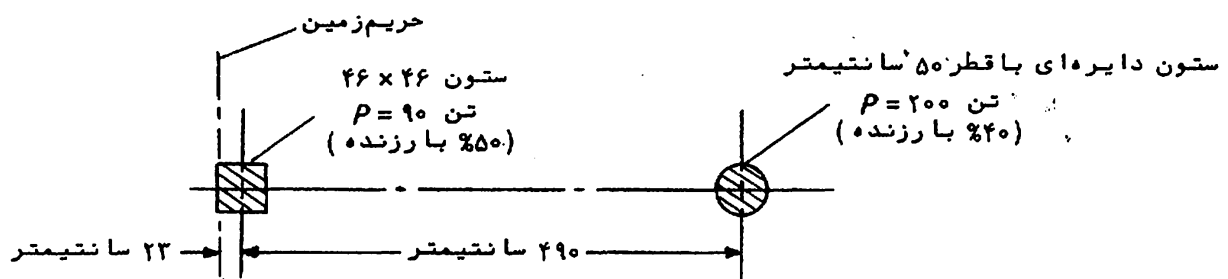
۴-۱۲- برای دیوار مسئله ۳-۱۲ یک پی بتن آرمه طراحی کنید.

۵-۱۲- تصویر زیر مشخصات هندسی و موقعیت دو ستون را نشان می دهد. میلگردهای ستونها به قطر ۲۸ میلیمتر است. بارهای مرده و زنده برای ستون خارجی به ترتیب ۶۰ و ۳۰ تن و برای ستون داخلی به ترتیب



۷۰ و ۵۰ تن است. تنش مجاز خاک $1/7$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. برای این دو ستون یک پی مرکب طرح کنید.

۱۲-۶- برای دو ستون نشان داده شده در تصویر زیر یک پی دو ستون مستطیل شکل طراحی کنید. سیستم مورد نظر در زیر یک ساختمان واقع است و روی پی ۱۰ سانتیمتر بتن ریخته خواهد شد. تنش مجاز خاک $2/5$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.



۱۲-۷- برای ستونهای نشان داده شده در مسئله ۵-۱۲ یک پی با سکولی طراحی کنید.

۱۲-۸- پی طرح شده در مسئله ۶-۱۲ را به کمک تئوری تیر بر بستار ارتجاعی حل کنید و با نتایج بدست آمده در آن مسئله براساس رفتار صلب مقایسه کنید. مدول عکس العمل زمین را برابر ۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مکعب فرض کنید.

قابلیت بهره‌برداری سازه‌های بتن آرمه

۱-۱۳-۱- مقدمه

آنچه در فصول ۳ تا ۶ در ارتباط با روش طراحی بر مبنای مقاومت مطالعه شد تنها شامل جنبه‌های مقاومتی اعضا بود. به عنوان مثال طراحی یک تیر در این روش به نحوی انجام می‌شود که یک حاشیه ایمنی مناسب در مقابل گسیختگی خمشی یا برشی بوجود آید. اما بدیهی است که عملکرد اعضا تحت شرایط بهره‌برداری نیز باید در ضایعات بخش باشند و این امر با تأمین مقاومت کافی برای عضو خود بخود تحقق نمی‌یابد. در دریک عضو به روش مقاومت نهایی طرح شده است ممکن است تغییر مکانهای ایجاد شده تحت بارهای بهره‌برداری بیش از اندازه بزرگ باشد به طوری که سبب آسیب رساندن به قسمتهای غیر سازه‌ای شود و یا از سوی دیگر، ترکهای ایجاد شده در تیرها ممکن است به اندازه‌های بزرگ باشند که خوردگی آرماتورها را موجب شود و از نظر ظاهری نیز نامطلوب باشد.

با توجه به این موارد است که کلیه اعضا خمشی بتن آرمه که بر اساس روش طراحی بر مبنای مقاومت طرح می‌شوند باید ضوابط مربوط به قابلیت بهره‌برداری را نیز برآورده کنند. مهمترین این ضوابط کنترل تغییر مکان (خیز) و ترک خوردگی است. البته ضوابط دیگری نیز نظیر

ارتعاش وجود دارد که هنوز به طور مشخص در آیین نامه مطرح نشده است.

۲-۱۳- کنترل ترک خوردگی در اعضای خمشی

ترک خوردگی جزئی از رفتار سازه‌های بتن آرمه محسوب می‌شود. در واقع ترکهای خمشی در اثر بارهای وارده نه تنها اجتناب ناپذیر است بلکه برای استفاده مؤثر از آرماتور لازم نیز هست. در یک تیر که به طور مناسبی طراحی شده باشد با رسیدن بار به حد مشخصی (با ترک خوردگی) ترکهای خمشی از نوع ترکهای مویین، که اغلب بسادگی نیز قابل رویت نیستند، بوجود می‌آیند. این ترکها بندرت سبب خوردگی میلگردها می‌شوند. با افزایش بار تعداد و عرض ترکها بیشتر می‌شود به طوری که تحت بارهای بهره‌برداري عرض ترکها به حدود ۰/۲ تا ۰/۳ میلی متری رسند.

نتایج تجربیات آزمایشگاهی نشان داده است که عرض ترکهای خمشی به عوامل متعددی بستگی دارد. یکی از این عوامل، کیفیت چسبندگی بتن و آرماتور است. هر قدر چسبندگی بهتر باشد عرض ترکها کمتر است. مثلاً "در یک تیر با میلگردهای صاف، در مقایسه با تیر دارای میلگردهای آجدار، ترکهای کمتری با عرض بیشتر بوجود می‌آیند. عامل دوم مقدار تنش در میلگردها است. تجربه نشان داده است که در محدوده تنشهای متعارف عرض ترک متناسب با تنش میلگردها است. عامل مهم دیگر در عرض ترکها نحوه توزیع میلگردها است. به طور کلی برای کنترل ترک خوردگی بهتر است (برای تأمین یک A_s معین) تعداد بیشتری میلگرد با قطر کوچک استفاده شود.

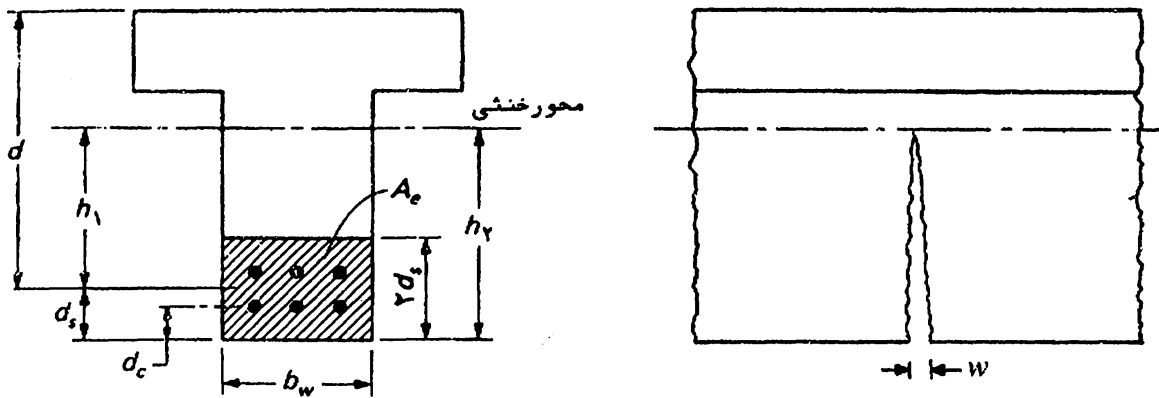
بر اساس مطالعات تجربی، رابطه تقریبی زیر برای محاسبه عرض ماکزیمم ترکها در وجه کششی تیرها پیشنهاد شده است.

$$w = C \beta_h f_s \sqrt{d_c A} \quad (13-1)$$

که در آن با توجه به تصویر ۱۳-۱

w = عرض ترک (بر حسب سانتیمتر).

$\beta_h = h_2/h_1$ ، نسبت فاصله‌های محور خنثی مقطع الاستوپلاستیک از



تصویر ۱-۱۳ پارامترهای هندسی در معادله عرض ترک

دورترین تارکشی و از مرکز سطح آرماتورهای کششی.

f_s = تنش آرماتور تحت بارهای بهره‌برداری (بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع).

d_c = ضخامت پوشش بتنی که برابر است با فاصله دورترین تارکشی مقطع از مرکز سطح نزدیکترین میلگرد به آن (بر حسب سانتیمتر).

$$A_e/m = A$$

A_e = مقطع مؤثر کششی بتن در پیرامون میلگردهای اصلی که مرکز سطح آن بر مرکز سطح میلگردها منطبق است.

m = تعداد میلگردها. اگر قطر میلگردها یکسان نباشد: (قطر بزرگترین

$$m = A_s / (\text{میلگرد})$$

C = یک ثابت تجربی برابر $1/08 \times 10^{-6}$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع.

از سوی دیگر، مقدار مجاز عرض ترک تحت بارهای بهره‌برداری

جدول ۱-۱۳- عرض مجاز ترکهای خمشی

شرایط محیطی	عرض مجاز ترک (میلیمتر)
هوای خشک یا پوشش محافظ	۰/۴۱
رطوبت، هوای مرطوب، تماس با خاک	۰/۳۰
آب دریا: خشک و تر شدن متوالی	۰/۱۵
سازه‌های نگهدارنده آب	۰/۱

بستگی به شرایط محیطی دارد. جدول ۱-۱۳ عرض مجاز ترک را مطابق توصیه^۶ یکی از کمیته‌های تخصصی ACI بدست می‌دهد. بجای محاسبه^۶ مستقیم عرض ترک خوردگی در هر حالت، آیین نامه به‌طور تقریبی β_H را برای تیرها مساوی $1/2$ فرض کرده و کمیت z را با رابطه^۶ زیر تعریف می‌کند

$$z = f_s \sqrt{d_c A} \quad (2-13)$$

مطابق آیین نامه، مقدار این کمیت نباید برای تیرهای داخلی ساختمان از ۳۱۲۵۰ کیلوگرم برسانتیمتر و برای تیرهای در معرض شرایط هوای خارج از ۲۵۹۰۰ کیلوگرم برسانتیمتر تجاوز کند (این مقادیر به ترتیب متناسب با عرض ترکهای مجاز $0/3$ و $0/41$ میلیمتر است) مطابق آیین نامه، در این رابطه بجای استفاده از مقدار دقیق f_s می‌توان آن را برابر $0/6 f_y$ فرض کرد.

روابط (۱-۱۳) و (۲-۱۳) را برای دالهای یک طرفه نیز می‌توان بکاربرد. در دالها معمولاً ارتفاع مؤثر از ارتفاع مؤثر تیرها کمتر است. در دالها برای β_H مقداری در حدود $1/35$ (بجای $1/2$ در تیرها) مناسب تر است. برای این اساس کمیت z در دالها برای دو حالت فوق الذکر بایده ۲۷۸۰۰ و ۲۳۰۰۰ محدود شود.

در مواردی که بال تیرهای بتن آرمه تحت کشش است (مانند ناحیه لنگر منفی در تیرهای سراسری) تمرکز زیاد آرماتورها در بالای جان ممکن است منجر به ترکهای عریض در دال مجاور جان شوند. برای جلوگیری از این امر میلگردهای کششی باید در پهنای بال توزیع شوند. اما با این عمل، میلگردهای خارجی تحت تنش به مراتب کمتری نسبت به میلگردهای بالای جان قرار خواهند گرفت و این مسئله سبب غیراقتصادی شدن طرح می‌شود. از این رو در این موارد آیین نامه تصریح کرده است که میلگردهای کششی در پهنایی برابر کوچکترین دو مقادار (الف) پهنای مؤثر بال و (ب) یک دهم طول دهانه توزیع شوند. بعلاوه، اگر پهنای مؤثر بال از یک دهم طول دهانه بزرگتر است مقداری میلگرد طولی نیز باید در قسمت‌های خارجی بال قرار داده شوند. مقدار

این آرماتور اضافی به‌نظر وقضاوت طراح واگذار شده است اما در هر حال نباید از آرماتورافت و حرارت دال کمتر باشد. اغلب اوقات مقدار این آرماتور دو برابر آرماتورافت و حرارت گرفته می‌شود.

برای تیرهای با ارتفاع نسبتاً زیاد باید برای کنترل عرض ترک‌ها در ناحیه کششی بالای میلگردهای اصلی مقداری آرماتور در جبهه قائم قرار داده شود. مطابق آیین نامه، اگر ارتفاع جان از ۹۰ سانتی متر تجاوز نکند آرماتورهای طولی با کل سطح مقطعی برابر حداقل ۱۰ درصد سطح آرماتورهای کششی باید در مجاورت جبهه کناری جان قرار داده شود و در حوزة کششی ناشی از خمش، با فاصله‌ای کمتری مسای پهنای جان و نیز کمتر از ۳۰ سانتی متر از یکدیگر، توزیع شوند. از این آرماتورها، که آرماتورهای گونه‌نیز نامیده می‌شوند معمولاً در محاسبات خمش صرف نظر می‌شود.

مثال ۱-۱۳- برای مقطع نشان داده شده در تصویر ۲-۱۳ ضوابط

ترک خوردگی را بررسی کنید. عرض

و ارتفاع تیر به ترتیب ۴۵ و ۹۰

سانتیمتر است و مقطع با $\Phi 28$ و

خاموت $\Phi 10$ مسلح شده است.

مقاومت فشاری بتن و مقاومت

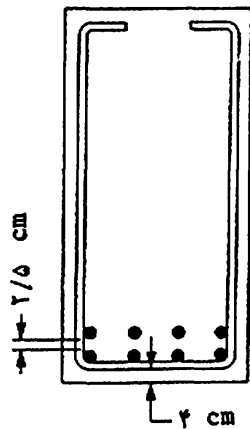
تسلیم آرماتورها به ترتیب ۲۵۰ و

۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربعند.

سایر مشخصات مربوط به موقعیت

آرماتورها در تصویر نشان داده شده

است.



تصویر ۲-۱۳ مقطع مورد نظر در مثال ۱-۱۳

حل :

پارامترهای مورد نیاز در رابطه (۲-۱۳) عبارتند از:

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4000 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 4 \text{ (پوشش بتنی)} + 1 \text{ (قطر خاموت)} + 1/4 \text{ (شعاع میلگرد)} = 6/4 \text{ cm}$$

$$= 6/4 \text{ cm}$$

$$d_s = 4 + 1 + 2/8 + 1/25 = 9/05 \text{ cm}$$

$$A_e = 2d_s b = 2 \times 9/05 \times 45 = 814/5 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{A_e}{m} = \frac{814/5}{8} = 101/8 \text{ cm}^2$$

بنابراین مقدار z برابر است با

$$z = 2400 \sqrt[3]{6/4 \times 101/8} = 20806 \text{ kg/cm}$$

این مقدار از هر دو حد ۳۱۲۵۰ و ۲۵۹۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر کمتر است و لذا این مقطع برای هر دو منظور، به عنوان عضو داخلی و عضو خارجی، مناسب است.

چنانچه از محاسبات فوق نتیجه گرفته شود که مقطع از نظر ضوابط ترک خوردگی مناسب نیست یک راه حل برای اصلاح آرما تورگذاری تیر افزایش تعداد میلگردها و کاهش قطر آنهاست.

۱۳-۳- کنترل تغییر مکان تیرها و دال‌های یک طرفه

دومین ضابطه قابلیت بهره‌برداری، محدود کردن تغییر مکان (خیز) تیرهاست. تغییر مکان‌های بزرگ می‌تواند سبب ترک خوردن دیوارها و جداکننده‌ها، آسیب رسیدن به دربها و پنجره‌ها و مخدوش شدن زه‌کشی‌ها شود. از این رو لازم است تغییر مکان اعضا خمشی کنترل شود تا بدین ترتیب اعضای که بر اساس مقاومت نهایی طراحی شده‌اند عملکرد مناسبی نیز تحت بارهای بهره‌برداری داشته باشند.

امروزه در روش برای کنترل تغییر مکان تیرها وجود دارد. اولین روش یک روش غیر مستقیم است که در آن نسبت ارتفاع به طول دهانه تیر یا دال برابر حداقل معینی اختیار می‌شود. مقادیر حداقل ارتفاع، به صورت کسری از طول دهانه، برای دال‌های یک طرفه و تیرها در جدول ۱۳-۲ آورده شده است. مقادیر این جدول برای $f_y = 4000$ است. برای سایر آرما تورها مقادیر این جدول باید در $(0/4 + f_y/7000)$ ضرب شوند. روش دوم، برخلاف روش اول، یک روش مستقیم است که در آن مقدار تغییر مکان عضو محاسبه می‌شود و این تغییر مکان باید از مقدار مجاز آن، که در آیین نامه قید شده است، کمتر باشد. بدیهی است این روش نسبت به روش اول با محاسبات طولانی تری همراه است ولی جامعیت بیشتری دارد.

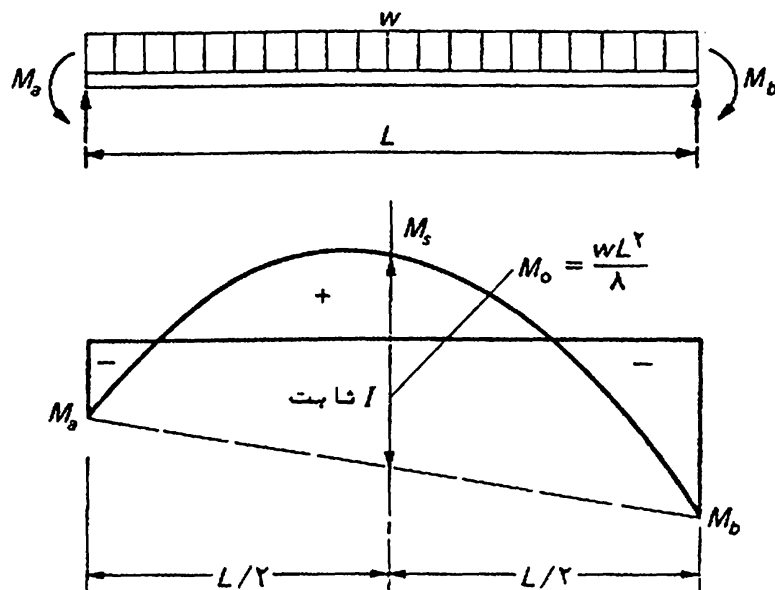
جدول ۲-۱۳- حداقل ضخامت اعضاء خمشی در صورتی که تغییرمکان محاسبه نشود

حداقل ضخامت h				عضو
طسره‌ای	هر دو طرف بصورت سراسری	یک طرف بصورت سراسری	با تکیه‌گاه‌های ساده	
اعضای که نگهدارنده یا متصل به دیوارهای جداکننده یا قسمتهای ساختمانی دیگری نمی باشند که احتمال آسیب دیدگی در اثر تغییرشکل‌های زیاد دارند.				
L/۱۰	L/۲۸	L/۲۴	L/۲۰	دال‌های یکطرفه توپیر
L/۸	L/۲۱	L/۱۸/۵	L/۱۶	تیرها یا دال‌های یکطرفه دارای تیرچه

در تیرهای بتن آرمه، کل تغییرمکان از دو جزء تشکیل می‌شود. تغییرمکان لحظه‌ای یا آنی، که بلافاصله پس از اعمال بارها بوجود می‌آید و تغییرمکان درازمدت یا متأخر، که در اثر پدیده خزش در بتن و در اثر بارهای دائمی سازه (یعنی بار مرده و آن قسمت از بار زنده که به طور مداوم روی سازه قرار دارد) ایجاد می‌شود. تغییرمکان درازمدت تابع زمان است که از زمان اعمال بار آغاز می‌شود و با سرعت کند شونده‌ای ادامه می‌یابد تا پس از چند سال به مقدار نهایی خود برسد. تغییرشکل درازمدت می‌تواند به بیش از ۲ برابر تغییرشکل لحظه‌ای برسد.

۱-۳-۳-۱- تغییرمکان‌های لحظه‌ای

در یک تیر همگن و الاستیک تغییرشکل لحظه‌ای تحت اثر بارهای وارده تابعی از طول دهانه، صلبیت خمشی، نوع بارگذاری و شرایط مرزی است. به عنوان مثال، در یک دهانه از یک تیر سراسری که تحت بار یکنواخت w قرار دارد و ولنگرهای خمشی دو انتهای آن، مطابق تصویر ۳-۱۳، M_a و M_b است آنالیز سازه نشان می‌دهد که تغییرمکان وسط دهانه از رابطه زیر محاسبه می‌شود



تصویر ۳-۱۳ دیاگرام لنگر خمشی در یک دهانه از تیر سراسری

$$\Delta_m = \frac{5L^3}{48EI} \left[M_s - \frac{1}{10}(M_a + M_b) \right] \quad (13-3)$$

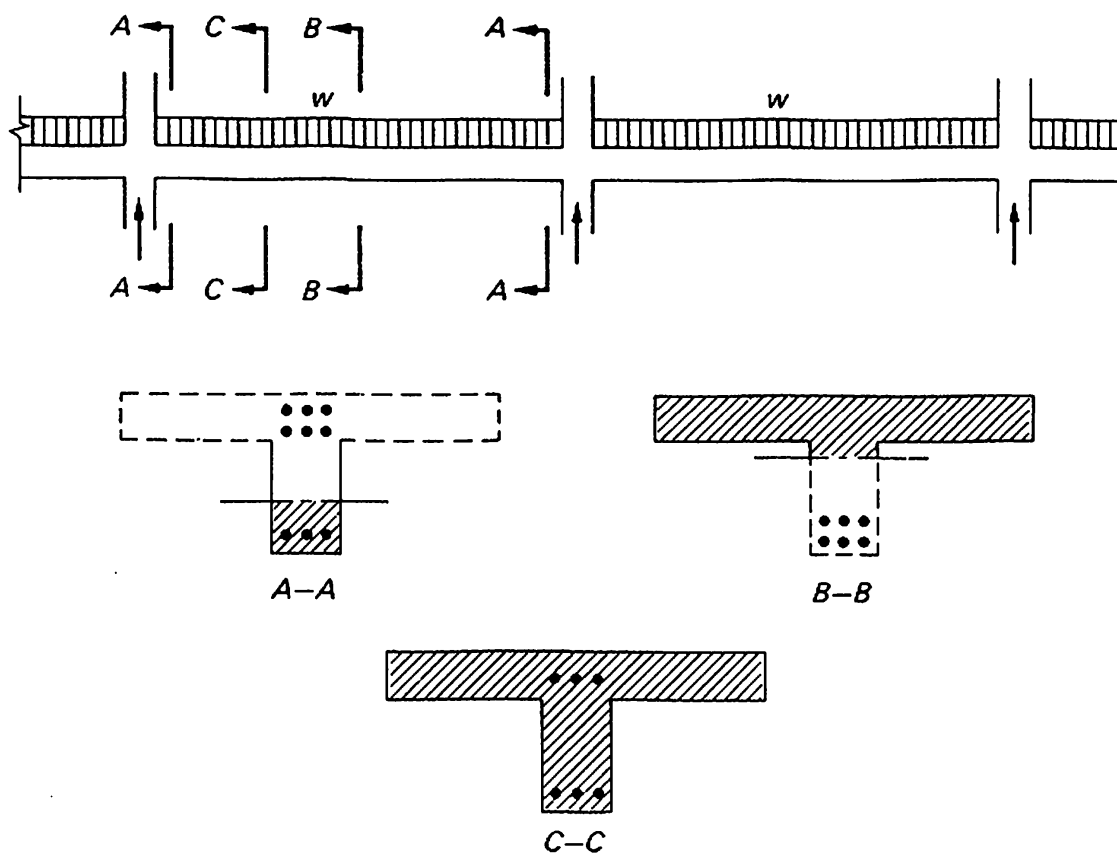
که در آن M_s لنگر خمشی وسط دهانه است که مقدار آن برابر است با

$$M_s = M_0 - \frac{1}{3}(M_a + M_b) \quad (13-4)$$

برای یک عضو همگن و الاستیک استفاده از رابطه‌هایی نظیر رابطه (۱۳-۳) برای محاسبه تغییر مکان کاملاً روشن است، اما برای اعضاء بتن آرمه مسائل مختلفی وجود دارد. اول اینکه، مقاطع بتن آرمه همگن نیستند، بلکه از دو ماده فولاد و بتن تشکیل شده‌اند و بعلاوه، مدول الاستیسیته بتن خود تابعی از عوامل متعدد، از جمله شدت بار و مدت زمان بارگذاری است. علی‌رغم این مسائل، مطابق آیین نامه، مدول الاستیسیته E در روابط محاسبه تغییر مکان برابر مدول الاستیسیته بتن در سن ۲۸ روز (رابطه ۱-۲) فرض می‌شود.

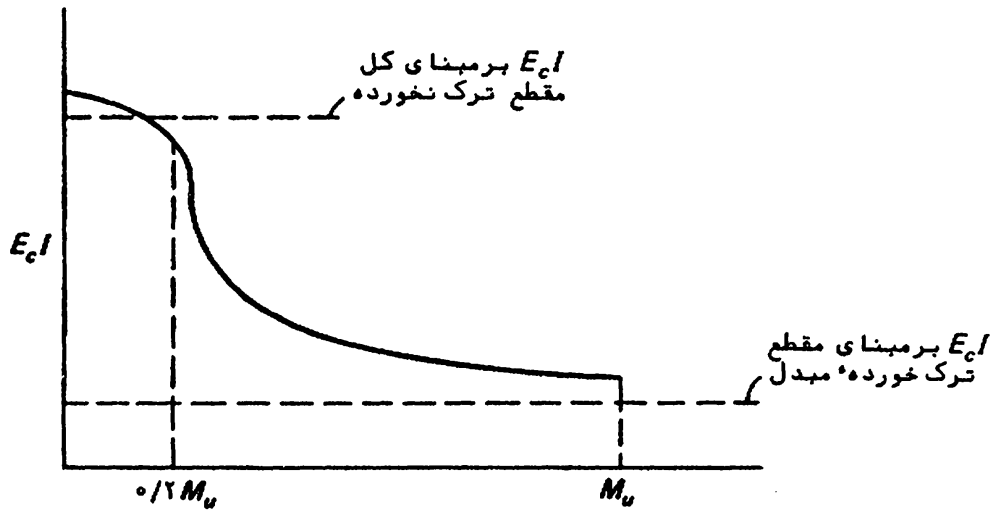
مسئله دوم مربوط به مقدار رمان اینرسی تیر است. ممان اینرسی یک تیر بتن آرمه، حتی در حالتی که ابعاد ظاهری تیر در طول آن ثابت باشد، تغییرات وسیعی در طول دهانه دارد. به عنوان مثال

می‌توان یک تیرسراسری با مقطع T شکل را مطابق تصویر ۴-۱۳ در نظر گرفت. مقطع این تیر در نزدیک تکیه‌گاه ترک خورده است و ترک در بال قرار دارد (مقطع A-A)، از سوی دیگر، در ناحیه تحت حداکثر لنگ قرار



تصویر ۴-۱۳ معان اینرسی مؤثر برای یک تیرسراسری

خمشی مثبت، جان ترک می‌خورد (مقطع B-B). سرانجام در نقاطی که تحت لنگ خمشی ناچیزی قرار دارد (نظیر حوالی نقاط عطف تیر) مقطع مؤثر شامل کل مقطع ترک خورده است (مقطع C-C). بنابراین از نظر علمی باید در محاسبه تغییر مکان، تیرهای بتن آرمه را با مقطع متغیر در نظر گرفت که بدیهی است این موضوع از نظر عملی بسیار دشوار است. علاوه بر این مسئله، مقدار معان اینرسی در یک مقطع مشخص ثابت نبوده و به شدت لنگ و وارده بستگی دارد. تصویر ۵-۱۳ تغییرات صلبیت خمشی ($E_c I$) یک مقطع را با افزایش لنگ خمشی وارد بر آن نشان می‌دهد.



تصویر ۵-۱۳ یک نمونه از تغییرات صلبیت خمشی با لنگر وارد بر مقطع

بنا بر این، مشاهده می‌شود که تعیین یک ممان اینرسی متوسط برای کل تیر که با استفاده از آن بتوان به کمک روابط کلاسیک محاسبه خیز (نظیر رابطه ۳-۱۳) حداکثر تغییر مکان یک تیر را بدست آورد امر بسیار دشواری است. از این رو مطالعات تجربی و آماری وسیعی در این زمینه انجام گرفته است که بر اساس آنها آیین نامه رابطه تقریبی زیر را برای محاسبه ممان اینرسی مؤثر تیر بتن آرمه توصیه کرده است:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (13-5)$$

که در آن

$f_r I_g / y_t = M_{cr}$ ، لنگر ترک خوردگی

$M_a =$ لنگر خمشی در مقطع مورد نظر

$I_g =$ ممان اینرسی کل مقطع ترک نخورده (بدون احتساب آرماتور)

$I_{cr} =$ ممان اینرسی مقطع ترک خورده مبدل

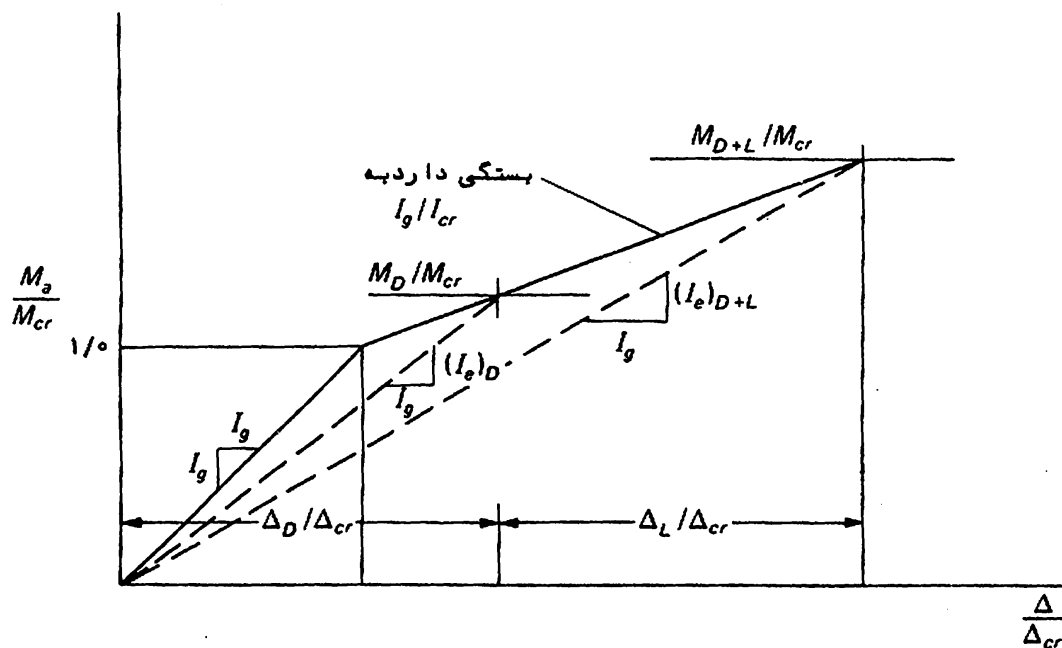
$f_r = \sqrt{f'_c}$ ، مدول گسیختگی بتن

$y_t =$ فاصله محور مرکزی از دورترین تارکشی مقطع ترک نخورده

در اینجا لازم است به این سؤال پاسخ داده شود که I_e ، که تابعی از مشخصات مقطع و لنگر وارد بر آن است، باید برای کدام مقطع در طول تیر محاسبه شود. در آیین نامه قید شده است که برای اعضای منشوری، ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر گرفت با مقدار بدست آمده از

رابطه^۶ (۵-۱۳) در وسط دهانه برای دهانه‌های ساده و سراسری و در محمل تکیه‌گاه برای قسمت‌های طره‌ای. همچنین برای اعضا سراسری (منشوری یا غیرمنشوری) ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر گرفت با میانگین مقادیر بدست آمده از رابطه^۶ (۵-۱۳) برای مقاطع تحت لنگر مثبت بحرانی و لنگر منفی بحرانی.

برای محاسبه تغییر مکان تیرها تحت بارهای مختلف، مانند بار مرده یا مجموع بار مرده و بار زنده، ممان اینرسی مؤثر باید با استفاده از رابطه^۶ (۵-۱۳) برای آن بار محاسبه شود. نمودار تغییر مکانها، مانند تغییر مکان در اثر بار زنده را باید به صورت تفاضل بین تغییر مکانهای ناشی از مجموع بارهای مرده و زنده و تغییر مکان ناشی از بار مرده محاسبه کرد. تصویر ۶-۱۳ یک نمونه منحنی ایده‌آل برای تغییرات خیز بر حسب بارهای وارده و نحوه محاسبه نمودار تغییر مکان را نشان می‌دهد.

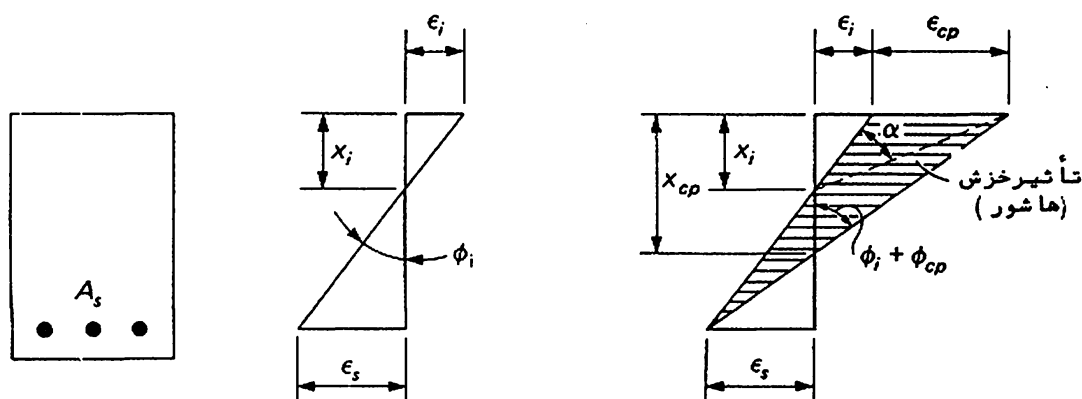


تصویر ۶-۱۳ یک نمونه منحنی لنگر-خیز برای تیرهای بتن آرمه

۲-۳-۱۳- تغییر مکانهای دراز مدت

در صورتی که بارها برای مدت طولانی روی یک تیر اثر کنند، در اثر پدیده‌های خزش و افت بتن تغییر شکل‌های لحظه‌ای اولیه به مقدار قابل

ملاحظه‌ای افزایش می‌یابند. معمولاً "در محاسبات تغییر مکان تیرهای بتن آرمه، تأثیر این دو پدیده به صورت هم‌زمان در نظر گرفته می‌شوند. در بخش ۱-۳-۶ ضمن تشریح پدیده^۶ خزش در بتن نشان داده شد که تغییر شکل‌های ناشی از خزش در محدوده^۶ تنش‌های متعارف متناسب با تنش‌اند. این تغییر شکل‌ها با زمان افزایش می‌یابند و پس از چند سال به مقدار نهایی خود می‌رسند. در یک تیر بتن آرمه این پدیده بسیار پیچیده‌تر است تا در یک نمونه فشاری بتنی، زیرا در حالی که بتن تحت اثر بار وارد خزش می‌کند آرماتور خواص خود را حفظ می‌کند. این وضعیت برای یک تیر بتن آرمه در تصویر ۱۳-۷ نشان داده شده است. تحت اثر بار، تغییر طول نسبی اولیه ϵ_i در تارهای فوقانی مقطع، به علت پدیده^۶ خزش به اندازه ϵ_{cp} افزایش می‌یابد در حالی که تغییر طول نسبی فولاد ϵ_s ثابت می‌ماند. در نتیجه محور خنثی به پایین حرکت می‌کند که در اثر آن دو پدیده مشاهده می‌شود: (۱) تنش فشاری در بتن کاهش می‌یابد (زیرا با افزایش ارتفاع ناحیه^۶ فشاری و ثابت بودن کل نیرو تنش باید کم شود)؛ و (۲) افزایش در تغییر طول نسبی فشاری بسیار بیشتر از افزایش در انحنا^۶، ϕ ، است، که این مسئله نشان می‌دهد ضرائب خزش رانمی‌توان در انحناهای اولیه ضرب کرد تا انحناهای ناشی از خزش (و در نتیجه تغییر شکل‌های نظیر) را بدست آورد.



تصویر ۱۳-۷ تأثیر خزش بر انحنا^۶ تیر

بنابراین، مشاهده می‌شود که پدیده^۶ مزبور در تیرها با پیچیدگی

قابل توجهی توأم است. از این رو سعی شده است بر اساس مشاهدات تجربی روابط تقریبی و ساده‌ای برای محاسبه تغییرشکل‌های درازمدت ابداع شود. امروزه روش‌های متعددی در این ارتباط وجود دارد. در آیین نامه، تغییرمکان‌های ناشی از خزش و افت بتن در اثر بارهای دائمی از حاصل ضرب تغییرمکان‌های لحظه‌ای در یک ضریب λ بدست می‌آید. یعنی

$$\Delta_{cp+sh} = \lambda (\Delta_i)_s \quad (۱۳-۶)$$

که در آن

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (۱۳-۷)$$

ρ' نسبت آرماتور فشاری در مقطع، $(\Delta_i)_s$ تغییرمکان لحظه‌ای در اثر بارهای دائمی (معمولاً بار مرده) و ξ پارامتر تابع زمان است که بستگی به مدت زمان اعمال بار دارد و مقادیر آن به ترتیب زیر است

برای ۵ سال یا بیشتر	$\xi = 2/0$
برای ۱ سال	$= 1/4$
برای ۶ ماه	$= 1/2$
برای ۳ ماه	$= 1/0$

۱۳-۳-۳- تغییرمکان مجاز تیرها

برای اطمینان از عملکرد رضایت بخش تیرها تحت بارهای سرویس مقادیر مجاز تغییرمکان در آیین نامه تصریح شده است. این مقادیر در جدول ۱۳-۳ آورده شده است. حدود قید شده در این جدول بستگی به این دارد که عضو مورد نظر نگهدارنده یا متصل به سایر اجزای غیرسازه‌ای است یا خیر و اینکه آن اجزای غیرسازه‌ای احتمال آسیب دیدن در اثر تغییر مکان‌های بزرگ را دارند یا خیر. بعلاوه، در مواردی که تغییرمکان‌های درازمدت مورد نظر است، آن قسمت از تغییرمکان که قبل از اتصال اجزای غیرسازه‌ای ایجاد می‌شود را می‌توان از کل تغییرمکان کم کرد.

جدول ۳-۱۳- حداکثر مجاز تغییر مکان اعضا خمشی بتن آرمه

نوع عضو	تغییر شکلی که باید در نظر گرفت	محدودیت تغییر مکان
با مهای مسطح که نگهدارنده یا متصل به اعضا غیر سازه ای که در اثر تغییر شکل های زیاد احتمالاً ^۳ سیب می بینند می باشند	تغییر شکل آنی در اثر بار زنده L	$\frac{L}{180}$
کفهایی که نگهدارنده یا متصل به اعضا غیر سازه ای که در اثر تغییر شکل های زیاد احتمالاً ^۳ سیب می بینند می باشند	تغییر شکل آنی در اثر بار زنده L	$\frac{L}{240}$
کفها یا با مهایی که نگهدارنده یا متصل به اعضا غیر سازه ای می باشند که در اثر تغییر شکل های زیاد احتمالاً ^۳ سیب می بینند	آن قسمت از کل تغییر شکل که بعد از افزودن اعضا غیر سازه ای بوجود می آید (مجموع تغییر شکل متاخر ناشی از تمام بارهای دائمی و تغییر شکل آنی ناشی از بار زنده اضافی)	$\frac{L}{280}$
کفها یا با مهایی که نگهدارنده یا متصل به اعضا غیر سازه ای می باشند که در اثر تغییر شکل های زیاد احتمالاً ^۳ سیب نمی بینند	تغییر شکل آنی ناشی از بار زنده اضافی	$\frac{L}{240}$

مثال ۲-۱۳- برای دال یک طرفه نشان داده شده در تصویر ۸-۱۳ مسئله خیز را بررسی کنید. ضخامت دال ۱۱ سانتی متر، مقاومت فشاری بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و مقاومت تسلیم آرماتورها ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع است. فرض کنید ۶۰ درصد بار زنده دائمی است. سایر مشخصات و اطلاعات در تصویر داده شده است.

حل :

برای محاسبه تغییر مکان دال در وسط دهانه از رابطه (۱-۱۳) استفاده می شود (لازم است توجه شود که برای محاسبه تغییر مکان، مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه خارجی در جهت اطمینان برابر صفر فرض شده است).

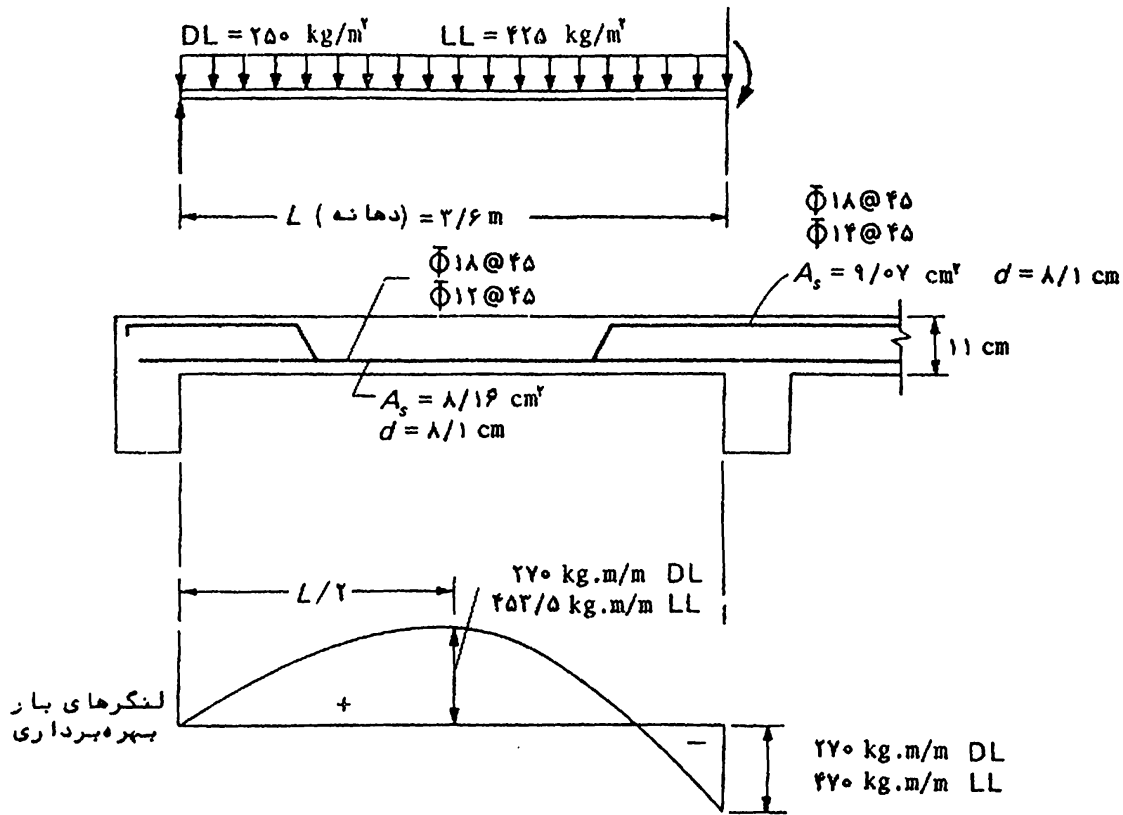
$$M_s = \frac{1}{8} \times 675 \times 3/6^2 - \frac{1}{4} \times 740 = 723/5 \text{ kg.m/m}$$

$$E_c = 15100 \sqrt{250} = 238750 \text{ kg/cm}^2$$

از آنجا که محاسبات برای نوار به عرض واحد انجام می شود لازم است I_g و I_{cr} برای همین نوار به دست آید. بنابراین

$$I_g = \frac{1}{12} \times 100 \times 11^3 = 11092 \text{ cm}^4$$

و برای ناحیه لنگر خمشی مثبت، ممان اینرسی ترک خورده به ترتیب



تصویر ۸-۱۳ مشخصات دهانه انتهایی در دال یک طرفه سراسری در مثال ۲-۱۳

زیرمحا سبه می شود

$$x = \frac{100 \times \frac{x}{3} + 8 \times 8/16 \times 8/1}{100x + 8 \times 8/16} \Rightarrow x = 2/66 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times 100 \times 2/66^3 + 8 \times 8/16 \times (8/1 - 2/66)^2 = 2559 \text{ cm}^4$$

لازم است توجه شود که مطابق آیین نامه می توان تنها خواص مقطع را در ناحیه لنگر مثبت درمحا سبه تغییر مکان بکار برد. لنگر ترک خوردگی نیز به ترتیب زیرمحا سبه می شود

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 2 \sqrt{250} = 31/6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{31/6 \times 11092}{5/5} = 63730 \text{ kg.cm} = 637 \text{ kg.m}$$

بنابراین با استفاده از رابطه (۵-۱۳) مقادیر ممان اینرسی مؤثر برای بار مرده و کل بار عبارت خواهد بود از

$$\frac{M_{cr}}{M_D} = \frac{637}{270} > 1 \Rightarrow I_e = I_g = 11092 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M_{cr}}{M_{D+L}} = \frac{637}{723/5} = 0/88 \quad \text{و} \quad \left(\frac{M_{cr}}{M_{D+L}} \right)^3 = 0/68$$

$$\Rightarrow I_e = 0/68 \times 11092 + 0/32 \times 2559 = 8361 \text{ cm}^4$$

بدین ترتیب با استفاده از رابطه^۶ (۱۳-۱) و نتایج بالاتر، تغییر مکان ناشی از بار زنده به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

$$(\Delta_i)_{D+L} = \frac{5 \times 360^2}{48 \times 228750 \times 8361} \left(\frac{723}{5} - \frac{740}{10} \right) \times 100 = 0/439 \text{ cm}$$

$$(\Delta_i)_D = \frac{5 \times 360^2}{48 \times 228750 \times 11092} \left(270 - \frac{270}{10} \right) \times 100 = 0/124 \text{ cm}$$

$$(\Delta_i)_L = (\Delta_i)_{D+L} - (\Delta_i)_D = 0/439 - 0/124 = 0/315 \text{ cm}$$

برای محاسبه تغییر مکان در ازمدت باید، مطابق رابطه^۶ (۱۳-۶)، ابتداءً تغییر مکان لحظه‌ای ناشی از بارهای دائمی محاسبه شود. مراحل محاسبات مربوط به این تغییر مکان مشابه مراحل بالاست، بنابراین بدون توضیح بیشتر به محاسبه پرداخته می‌شود.

$$\text{بار دائمی} = 250 + 0/6 \times 425 = 505 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{لنگر تکیه‌گاه} = 270 + 0/6 \times 470 = 552 \text{ kg.m/m}$$

$$\text{لنگر وسط دهانه} = 270 + 0/6 \times 453/5 = 542 \text{ kg.m/m}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{637}{542} > 1 \Rightarrow I_e = I_g = 11092 \text{ cm}^4$$

$$(\Delta_i)_S = \frac{5 \times 360^2}{48 \times 228750 \times 11092} \left(542 - \frac{552}{10} \right) \times 100 = 0/248 \text{ cm}$$

برای مدت بار بیش از ۵ سال و با توجه به عدم وجود آرماتور فشاری در وسط دهانه $\lambda = 2$ است و در نتیجه

$$\Delta_{cp+sh} = \lambda (\Delta_i)_S = 2 \times 0/248 = 0/496 \text{ cm}$$

برای کنترل خیزدال باید شرایط کف از نظر نگهداری یا اتصال به اعضا غیرسازه‌ای حساس در مقابل ترک خوردگی مشخص شود. اگر، به عنوان مثال، شرایط دال مورد نظر با ردیف آخردردول ۳-۱۳ تطبیق داشته باشد در آن صورت حداکثر خیز مجاز برابر است با

$$\frac{L}{480} = \frac{360}{480} = 0/75 \text{ cm}$$

در حالی که در این مسئله خیز مورد نظر (برای مقایسه با حد فوق) برابر است با

$$(\Delta_i)_L + \Delta_{cp+sh} = 0/315 + 0/496 = 0/81 \text{ cm} > \frac{L}{480}$$

بنابراین دال طراحی شده از نظر کنترل خیز قابل قبول نیست .

پیوست ۱

مشخصات سیمهای استاندارد دو میلگردها

جدول الف - سطح مقطع میلگردها

جدول ب - مشخصات سیمهای استاندارد ASTM

جدول الف - سطح مقطع ميلگردها (سا نتييمتر مربع)

قطر ميلييمتر	وزن كيلوگرم بر متر	تعداد ميلگرد									
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
۶	۰/۲۲۲	۰/۲۸	۰/۵۷	۰/۸۵	۱/۱۳	۱/۴۲	۱/۷۰	۱/۹۸	۲/۲۶	۲/۵۵	۲/۸۳
۸	۰/۳۹۵	۰/۵۰	۱/۰۱	۱/۵۱	۲/۰۱	۲/۵۲	۳/۰۲	۳/۵۲	۴/۰۲	۴/۵۳	۵/۰۳
۱۰	۰/۶۱۷	۰/۷۹	۱/۵۷	۲/۳۶	۳/۱۴	۴/۹۳	۴/۷۱	۵/۵۰	۶/۲۸	۷/۰۷	۷/۸۵
۱۲	۰/۸۸۸	۱/۱۳	۲/۲۶	۳/۳۹	۴/۵۲	۶/۷۸	۹/۲۴	۷/۹۱	۹/۰۴	۱۰/۱۷	۱۱/۳۰
۱۴	۱/۲۱۰	۱/۵۴	۳/۰۸	۴/۶۲	۶/۱۶	۹/۲۴	۱۰/۷۸	۱۲/۳۹	۱۲/۳۲	۱۳/۸۶	۱۵/۴۰
۱۵	۱/۳۹۰	۱/۷۷	۳/۵۴	۵/۳۱	۷/۰۸	۱۰/۶۲	۱۲/۳۹	۱۴/۰۷	۱۴/۱۶	۱۵/۹۳	۱۷/۷۰
۱۶	۱/۵۸۰	۲/۰۱	۴/۰۲	۶/۰۳	۸/۰۴	۱۲/۰۶	۱۴/۰۷	۱۶/۰۸	۱۶/۰۸	۱۸/۰۹	۲۰/۱۰
۱۸	۲/۰۰۰	۲/۵۵	۵/۱۰	۷/۶۵	۱۰/۲۰	۱۵/۳۰	۱۷/۸۵	۲۰/۴۰	۲۰/۴۰	۲۲/۹۵	۲۵/۵۰
۲۰	۲/۴۷۰	۳/۱۴	۶/۲۸	۹/۴۲	۱۲/۵۶	۱۸/۸۴	۲۱/۹۸	۲۵/۱۲	۲۵/۱۲	۲۸/۲۶	۳۱/۴۰
۲۲	۲/۹۸۰	۳/۸۰	۷/۶۰	۱۱/۴۰	۱۵/۲۰	۲۲/۸۰	۲۶/۶۰	۳۰/۴۰	۳۰/۴۰	۳۴/۲۰	۳۸/۰۰
۲۴	۳/۵۵۰	۴/۵۲	۹/۰۴	۱۳/۵۶	۱۸/۰۸	۲۷/۱۲	۳۱/۶۴	۳۶/۱۶	۳۶/۱۶	۴۰/۶۸	۴۵/۲۰
۲۵	۳/۸۵۰	۴/۹۱	۹/۸۲	۱۴/۷۳	۱۹/۶۴	۲۹/۴۶	۳۴/۳۷	۳۹/۲۸	۳۹/۲۸	۴۳/۱۹	۴۹/۱۰
۲۶	۴/۱۷۰	۵/۳۱	۱۰/۶۲	۱۵/۹۳	۲۱/۲۴	۳۱/۸۶	۳۷/۱۷	۴۲/۴۸	۴۲/۴۸	۴۷/۷۹	۵۳/۱۰
۲۸	۴/۸۳۰	۶/۱۶	۱۲/۳۲	۱۸/۴۸	۲۴/۶۴	۳۶/۹۶	۴۳/۱۲	۴۹/۲۸	۴۹/۲۸	۵۵/۴۴	۶۱/۶۰
۳۰	۵/۵۵۰	۷/۰۷	۱۴/۱۴	۲۱/۲۱	۲۸/۲۸	۴۲/۴۲	۴۹/۴۹	۵۶/۵۶	۵۶/۵۶	۶۳/۶۳	۷۰/۷۰
۳۲	۶/۳۱۰	۸/۰۴	۱۶/۰۸	۲۴/۱۲	۳۲/۱۶	۴۸/۲۴	۵۶/۲۸	۶۴/۳۲	۶۴/۳۲	۷۲/۳۶	۸۰/۴۰

جدول ب - مشخصات سیمهای استاندارد ASTM

وزن کیلوگرم بر متر	سطح سانتیمتر مربع	قطر میلیمتر	اندازه (یک هزارم اینچ مربع)	
			آجدار	صاف
۱/۵۶۶	۲/۰۰	۱۵/۹۵	D ۳۱	W ۳۱
۱/۵۱۶	۱/۹۳	۱۵/۷۰	D ۳۰	W ۳۰
۱/۴۱۵	۱/۸۰	۱۵/۱۶	D ۲۸	W ۲۸
۱/۳۸۸	۱/۶۷	۱۴/۶۰	D ۲۶	W ۲۶
۱/۳۱۲	۱/۵۴	۱۴/۰۵	D ۲۴	W ۲۴
۱/۱۱۱	۱/۴۲	۱۳/۴۷	D ۲۲	W ۲۲
۱/۰۱۰	۱/۲۹	۱۲/۸۰	D ۲۰	W ۲۰
۰/۹۰۹	۱/۱۶	۱۲/۱۴	D ۱۸	W ۱۸
۰/۸۰۸	۱/۰۳	۱۱/۴۵	D ۱۶	W ۱۶
۰/۷۰۷	۰/۹۰	۱۰/۷۲	D ۱۴	W ۱۴
۰/۶۰۶	۰/۷۷	۹/۹۱	D ۱۲	W ۱۲
۰/۵۵۵	۰/۷۰	۹/۵۰	D ۱۱	W ۱۱
۰/۵۳۰	۰/۶۷	۹/۳۰		W ۱۰/۵
۰/۵۰۵	۰/۶۴	۹/۰۴	D ۱۰	W ۱۰
۰/۴۸۰	۰/۶۱	۸/۸۴		W ۹/۵
۰/۴۵۴	۰/۵۸	۸/۵۸	D ۹	W ۹
۰/۴۲۹	۰/۵۴	۸/۳۶		W ۸/۵
۰/۴۰۴	۰/۵۱	۸/۱۰	D ۸	W ۸
۰/۳۷۹	۰/۴۸	۷/۸۵		W ۷/۵
۰/۳۵۴	۰/۴۵	۷/۵۷	D ۷	W ۷
۰/۳۲۸	۰/۴۲	۷/۳۱		W ۶/۵
۰/۳۰۳	۰/۳۸	۷/۰۱	D ۶	W ۶
۰/۲۷۸	۰/۳۵	۶/۷۰		W ۵/۵
۰/۲۵۲	۰/۳۲	۶/۴۰	D ۵	W ۵
۰/۲۲۷	۰/۲۹	۶/۱۰		W ۴/۵
۰/۲۰۲	۰/۲۶	۵/۷۱	D ۴	W ۴
۰/۱۷۷	۰/۲۲	۵/۳۶		W ۳/۵
۰/۱۵۱	۰/۱۹	۴/۹۵		W ۳
۰/۱۴۵	۰/۱۸	۴/۸۷		W ۲/۹
۰/۱۲۶	۰/۱۶	۴/۵۲		W ۲/۵
۰/۱۰۱	۰/۱۳	۴/۰۴		W ۲
۰/۰۷۳	۰/۰۹	۳/۴۳		W ۱/۴

پیوست ۲

منحنی های اثر متقابل فشار و خمش

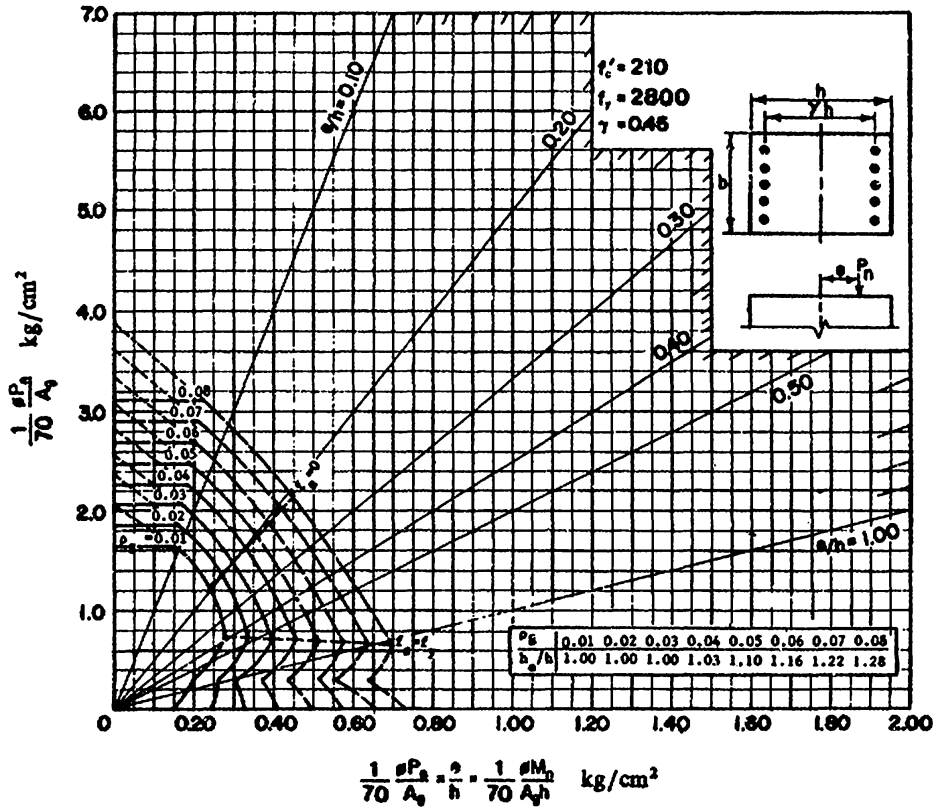
منحنی های (۱) تا (۲۴) مربوط به مقاطع مستطیل شکل با میلگردهای مساوی درد و درجه انتهایی.

منحنی های (۲۵) تا (۴۸) مربوط به مقاطع مستطیل شکل با توزیع میلگردها در محیط مقطع.

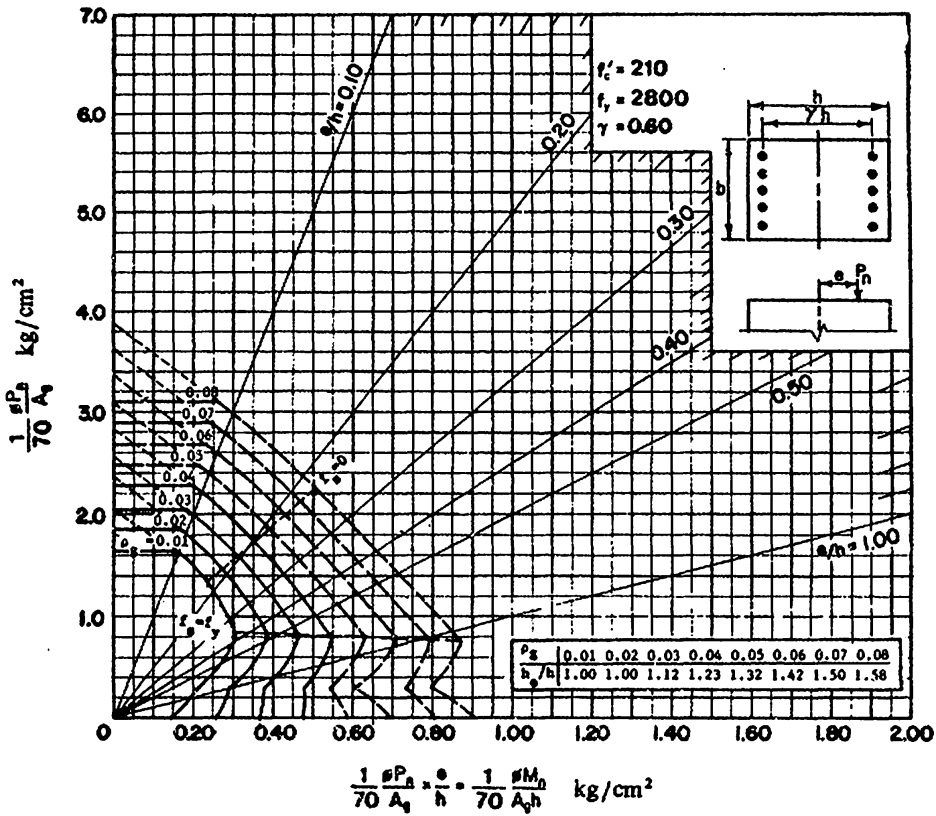
منحنی های (۴۹) تا (۷۲) مربوط به مقاطع مستطیل شکل با میلگردهای درد و وجه مقابل و خمش حول محور عمود بر امتداد میلگردها.

منحنی های (۷۳) تا (۸۴) مربوط به مقاطع دایروی با آرماتور مارپیچ
منحنی های (۸۵) تا (۹۶) مربوط به مقاطع مربع شکل با توزیع دایروی آرماتورها و مسلح به آرماتور مارپیچ.

(تذکر: مقادیر f'_c و f_y بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربعند.)

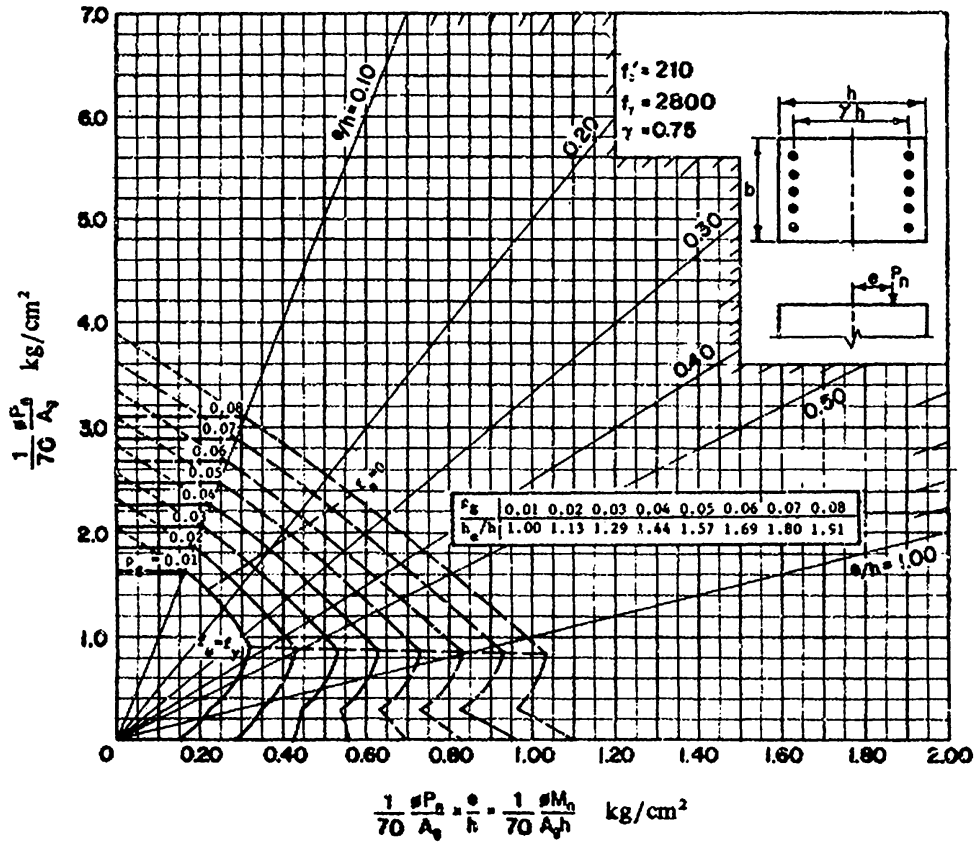


(۱)

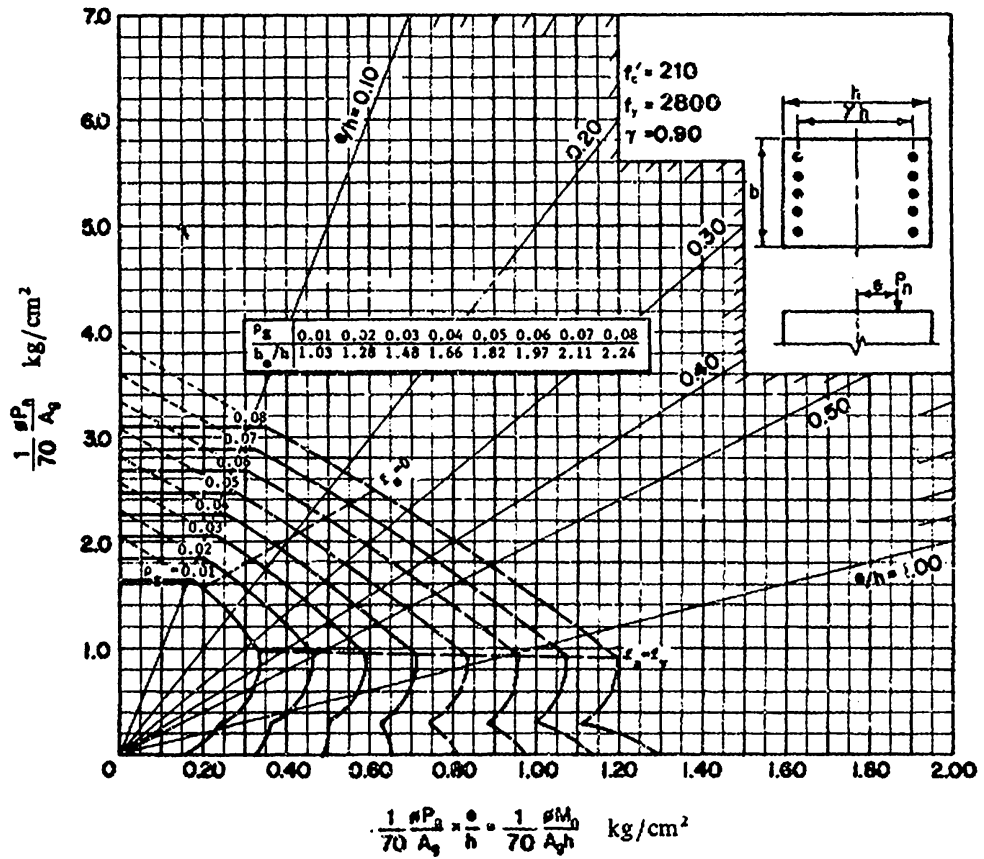


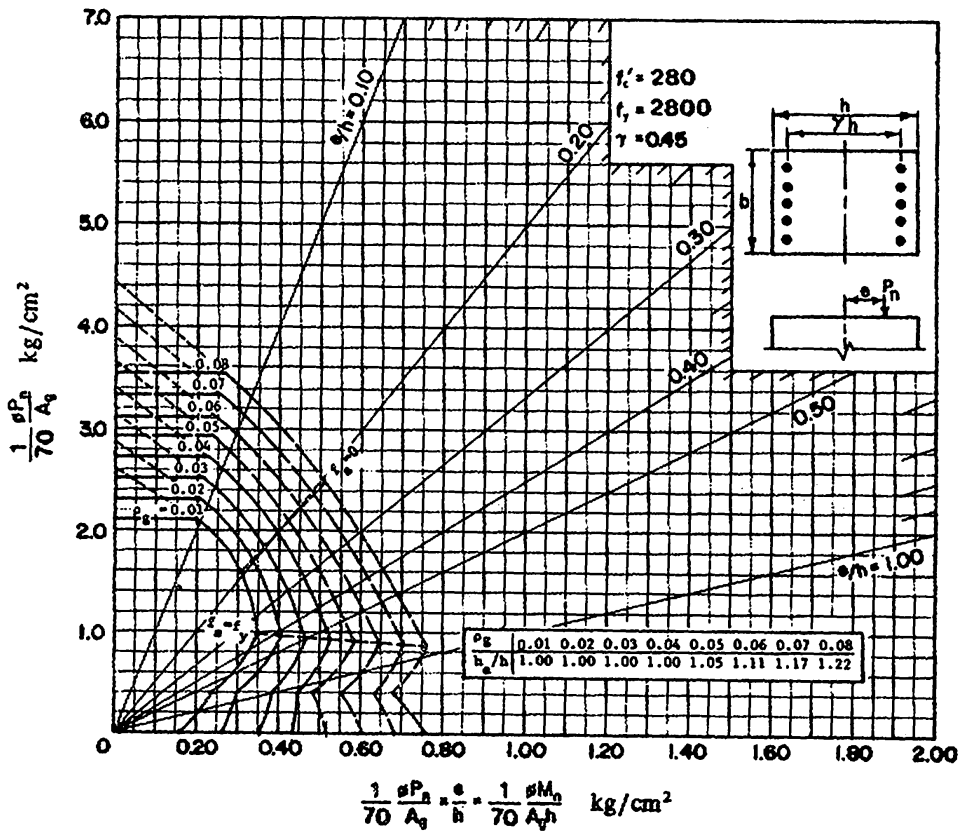
(۲)

(۳)

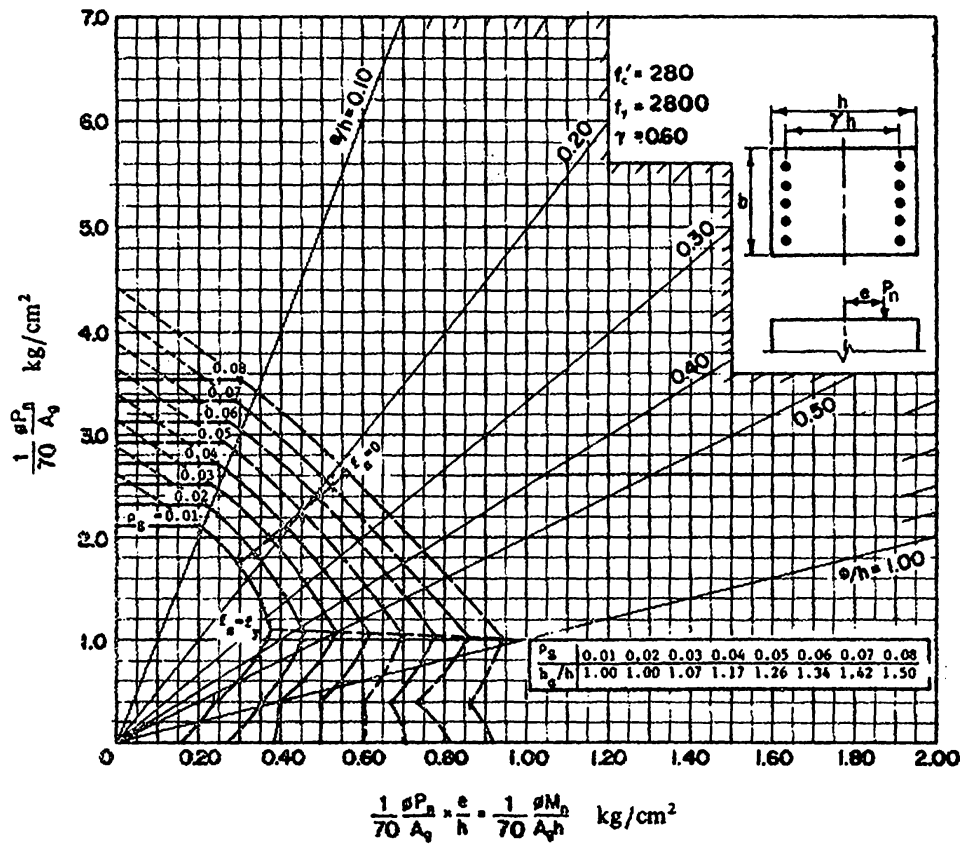


(۴)



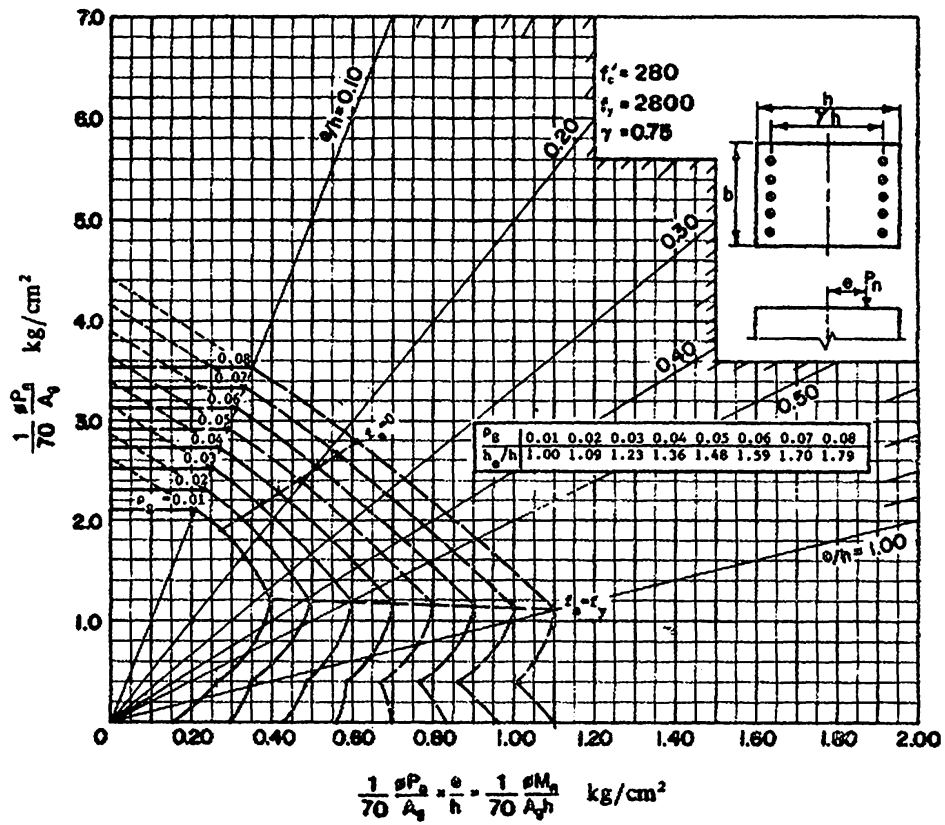


(۵)

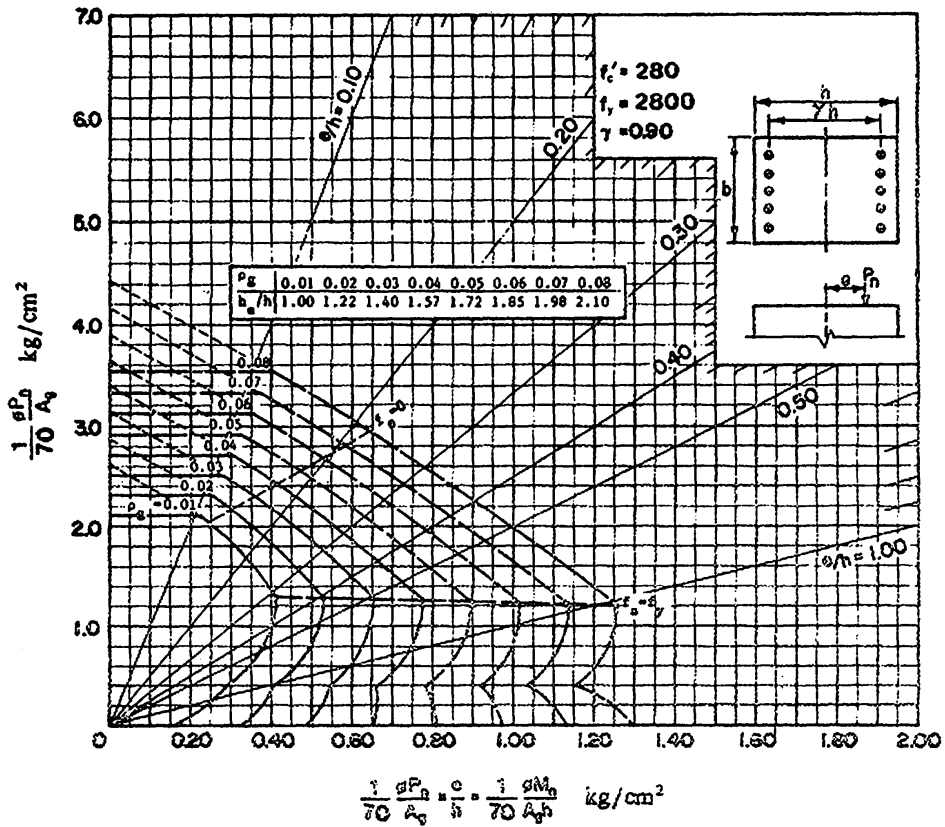


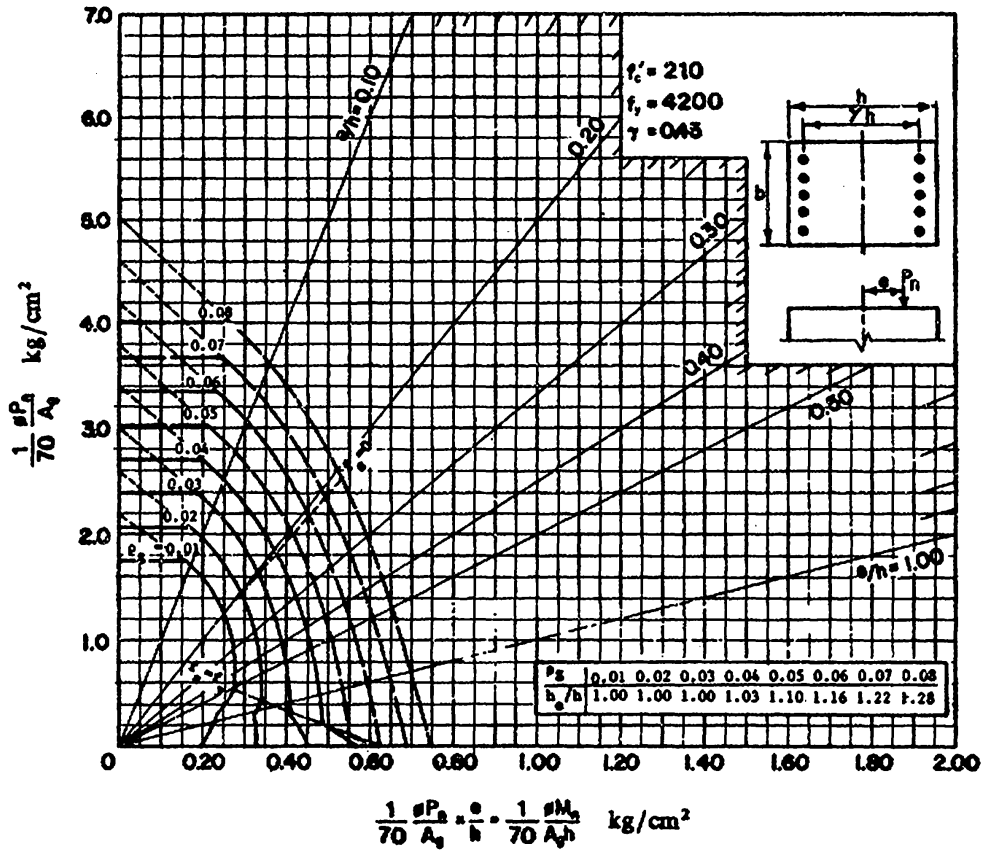
(۶)

(۷)

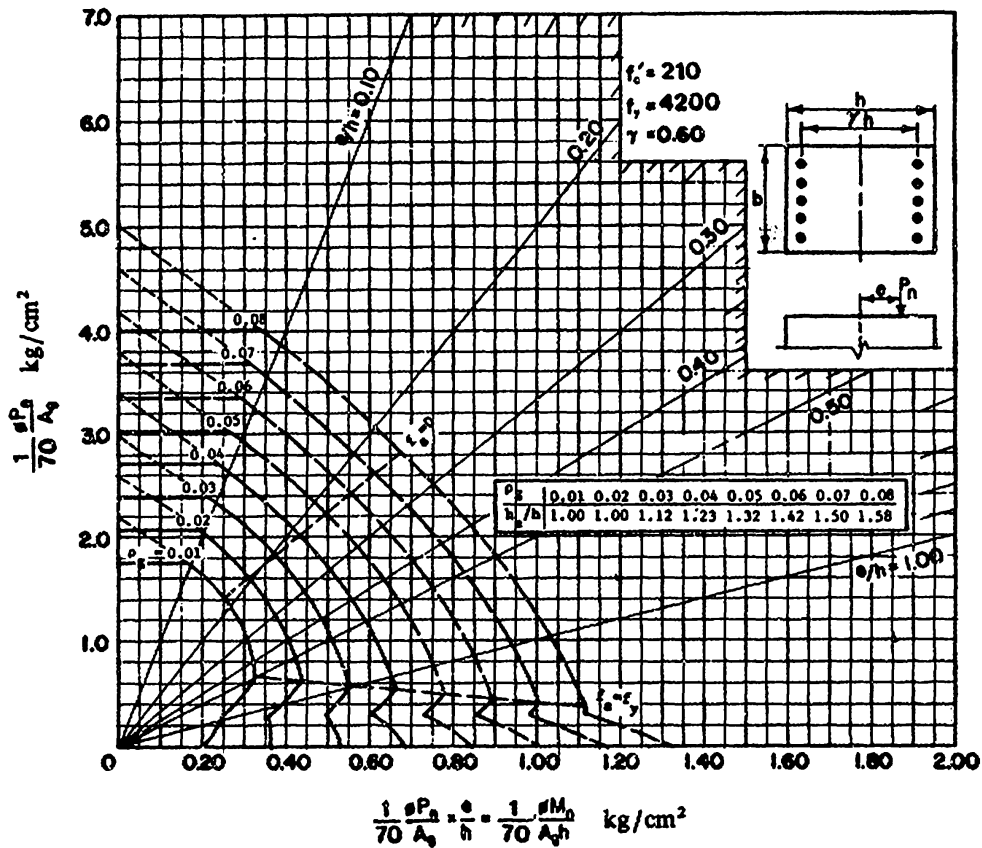


(۸)



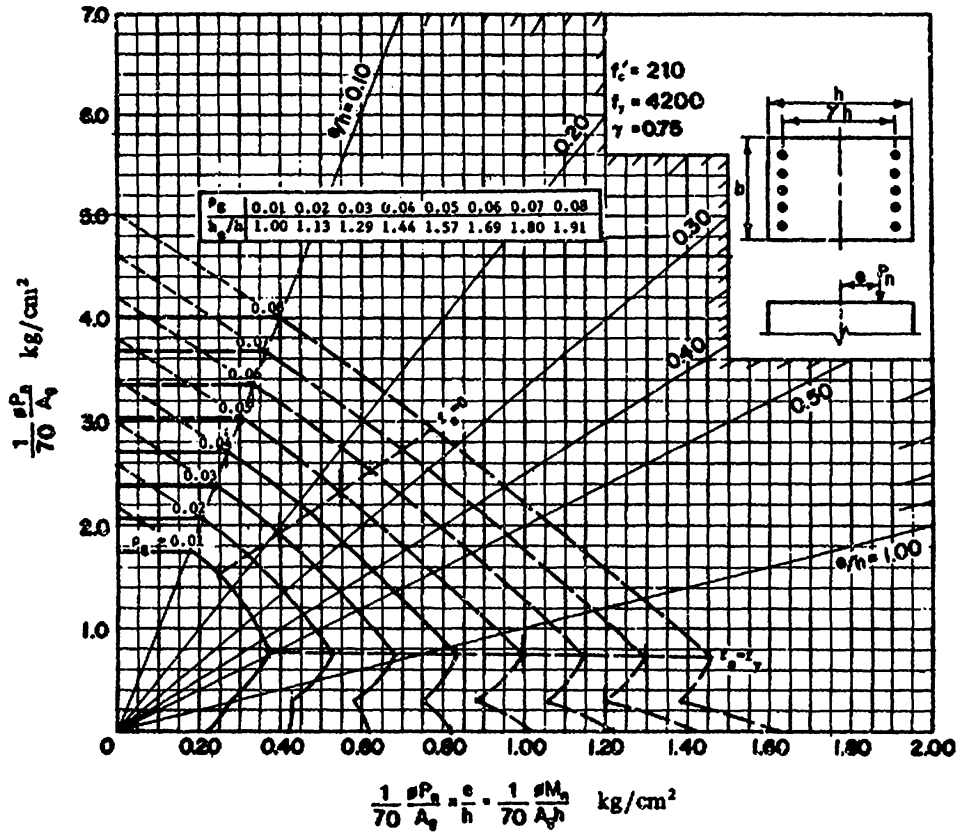


(۹)

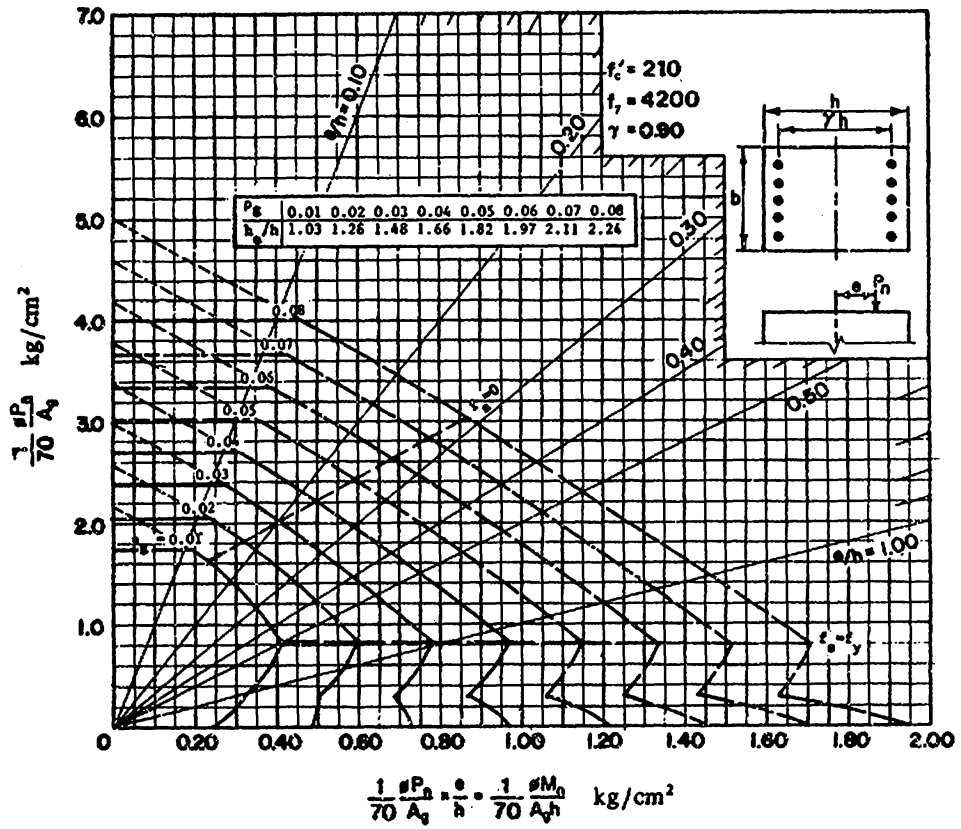


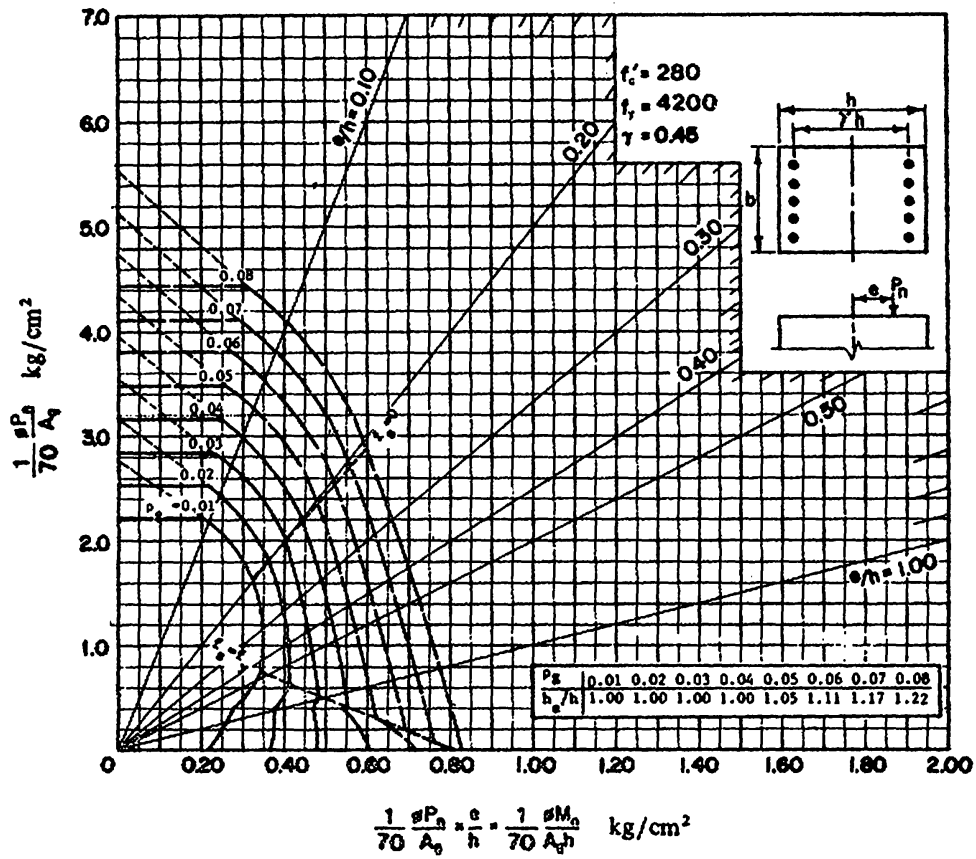
(۱۰)

(۱۱)

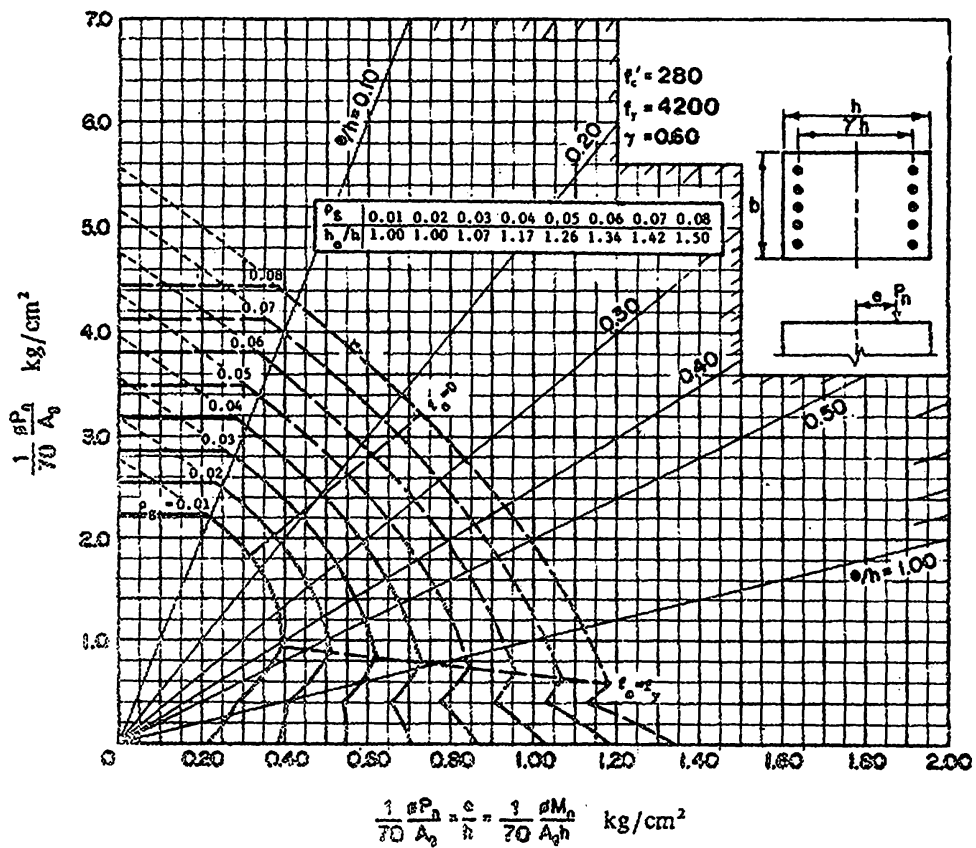


(۱۲)



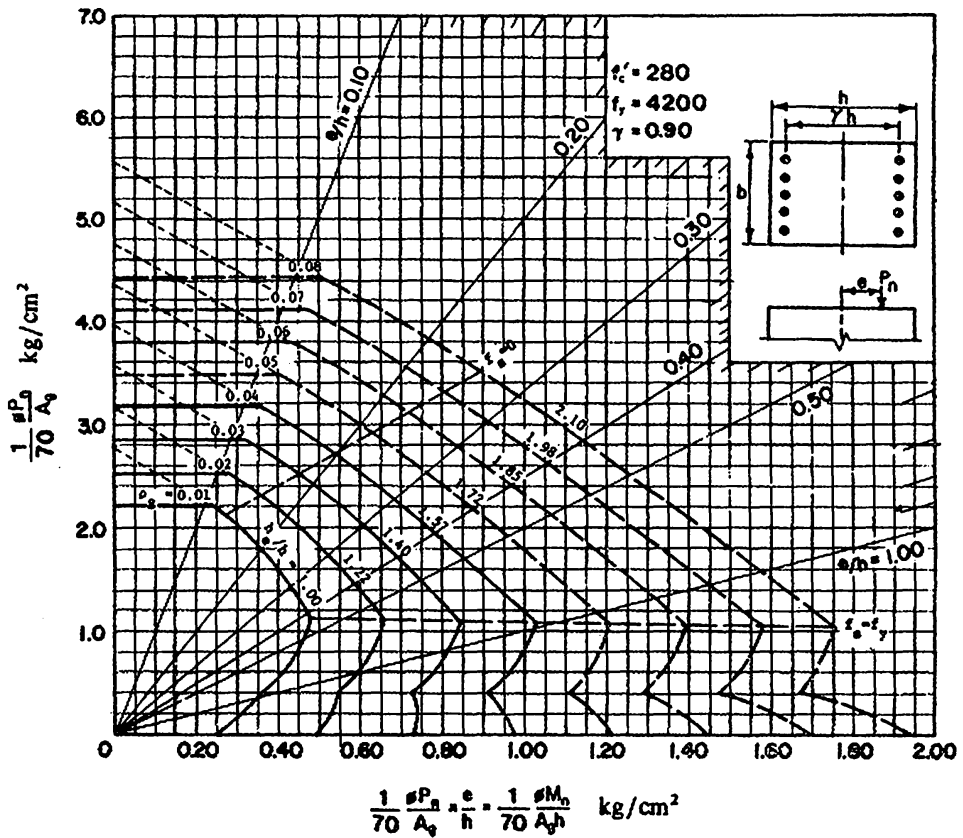


(۱۳)

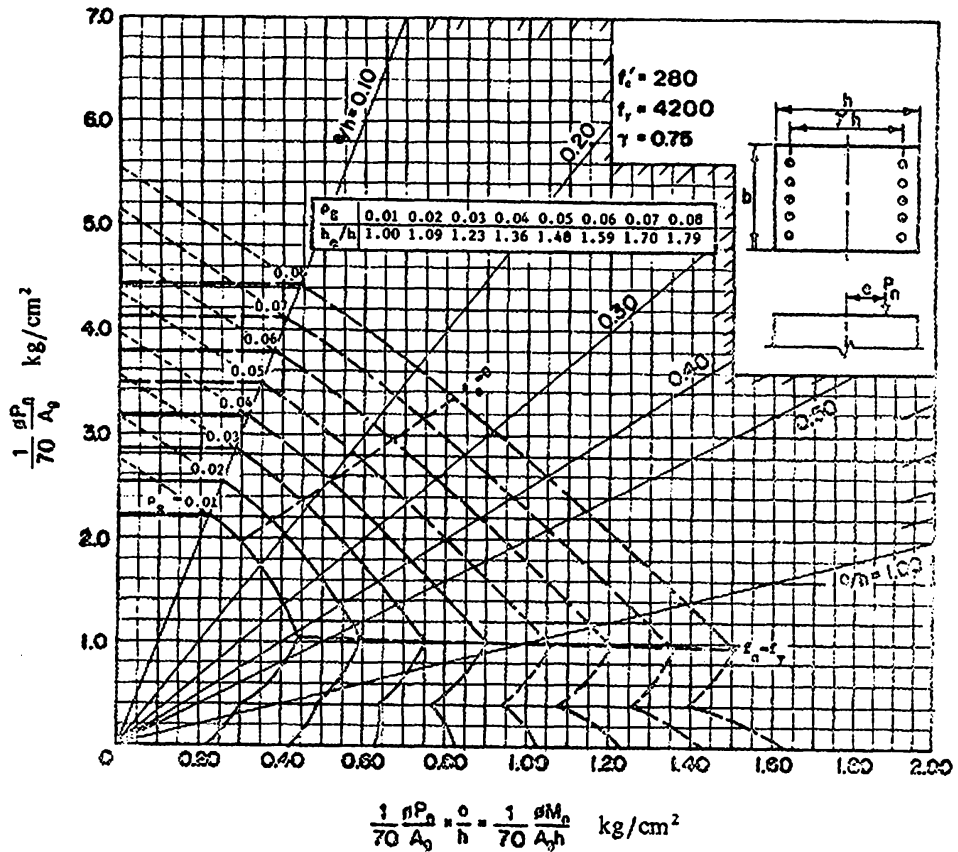


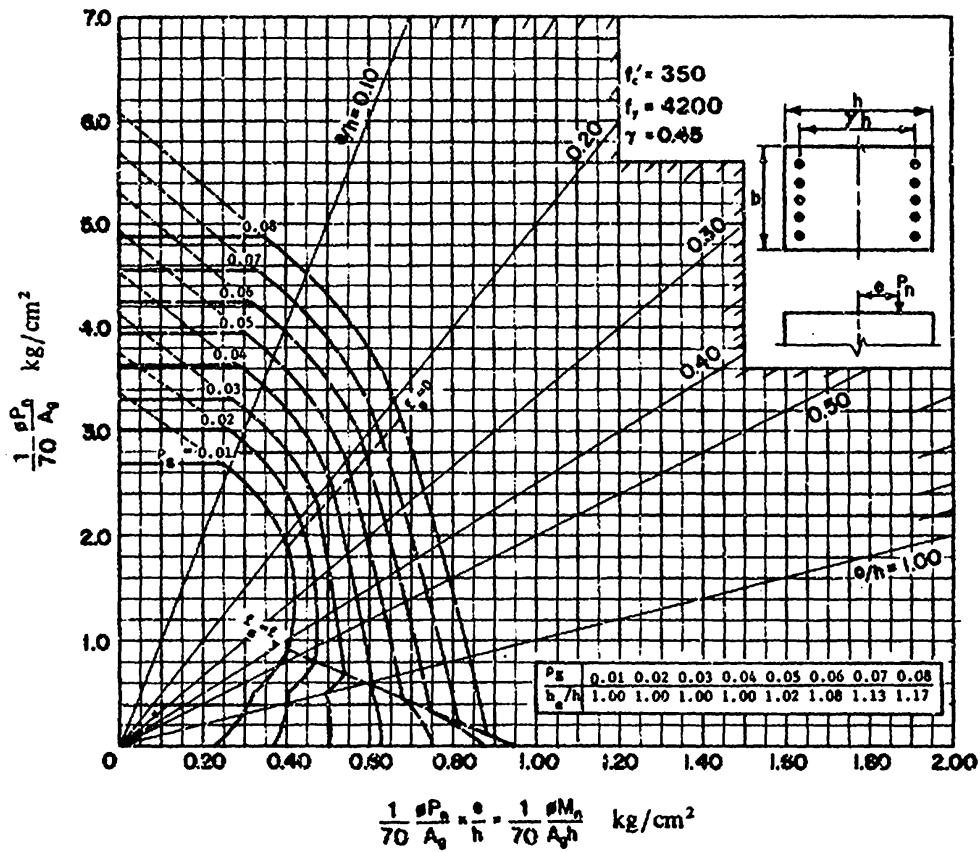
(۱۴)

(۱۵)

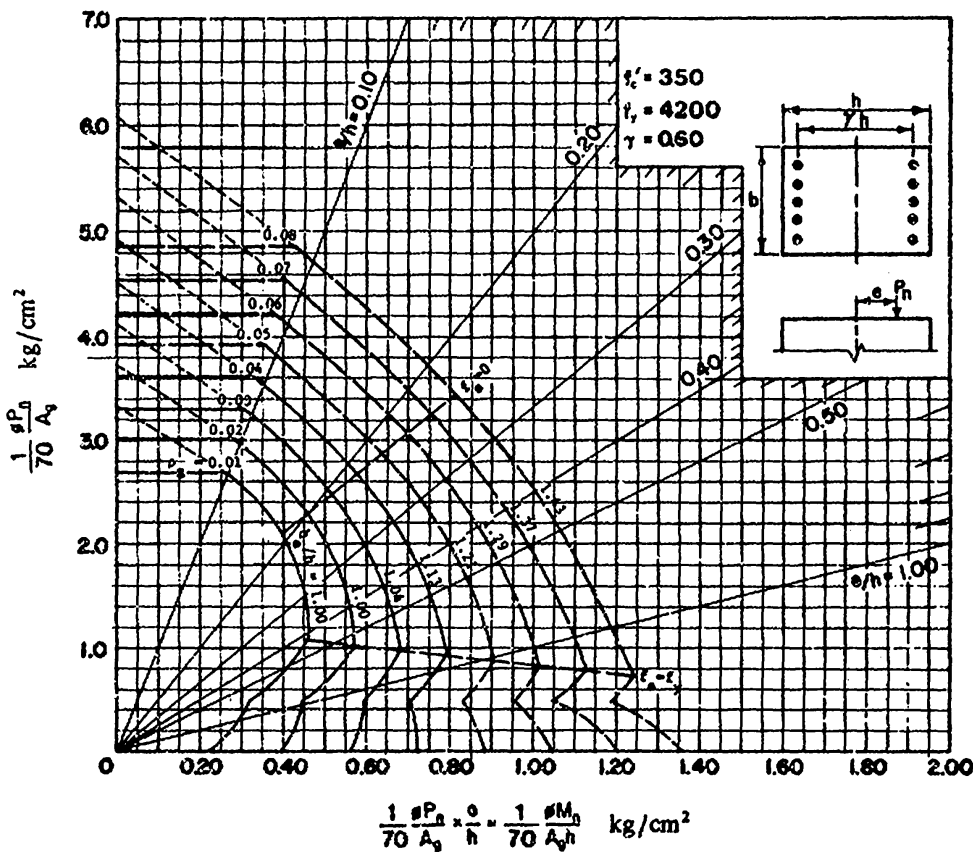


(۱۶)



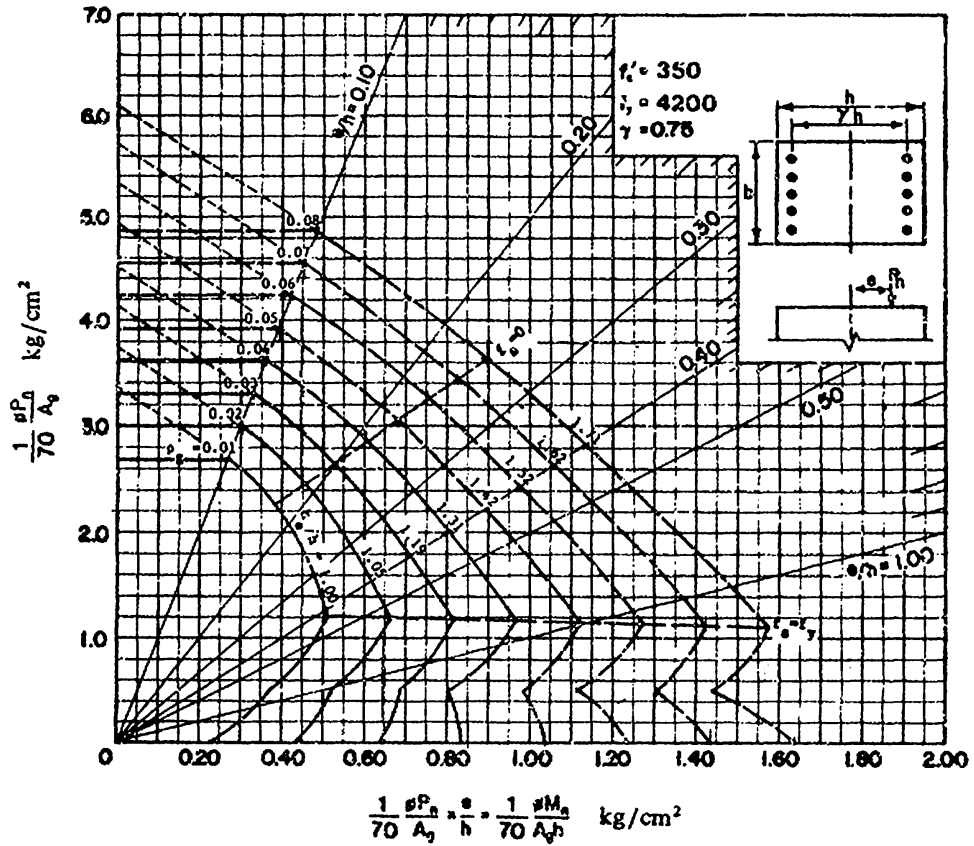


(۱۷)

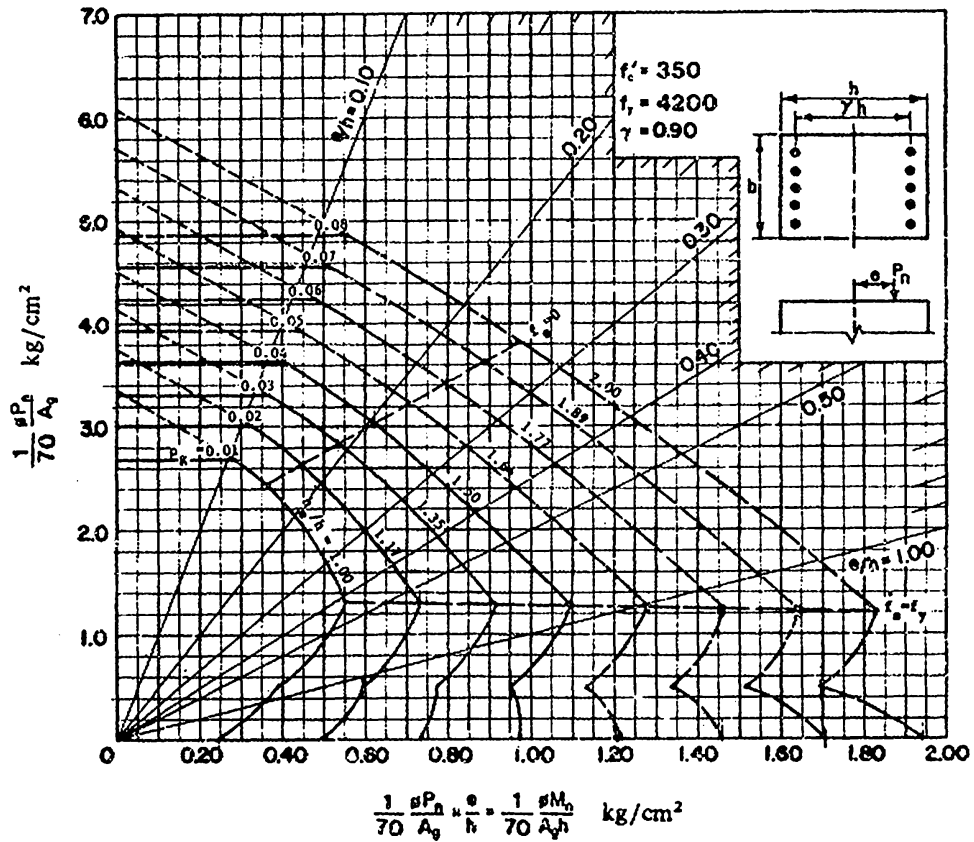


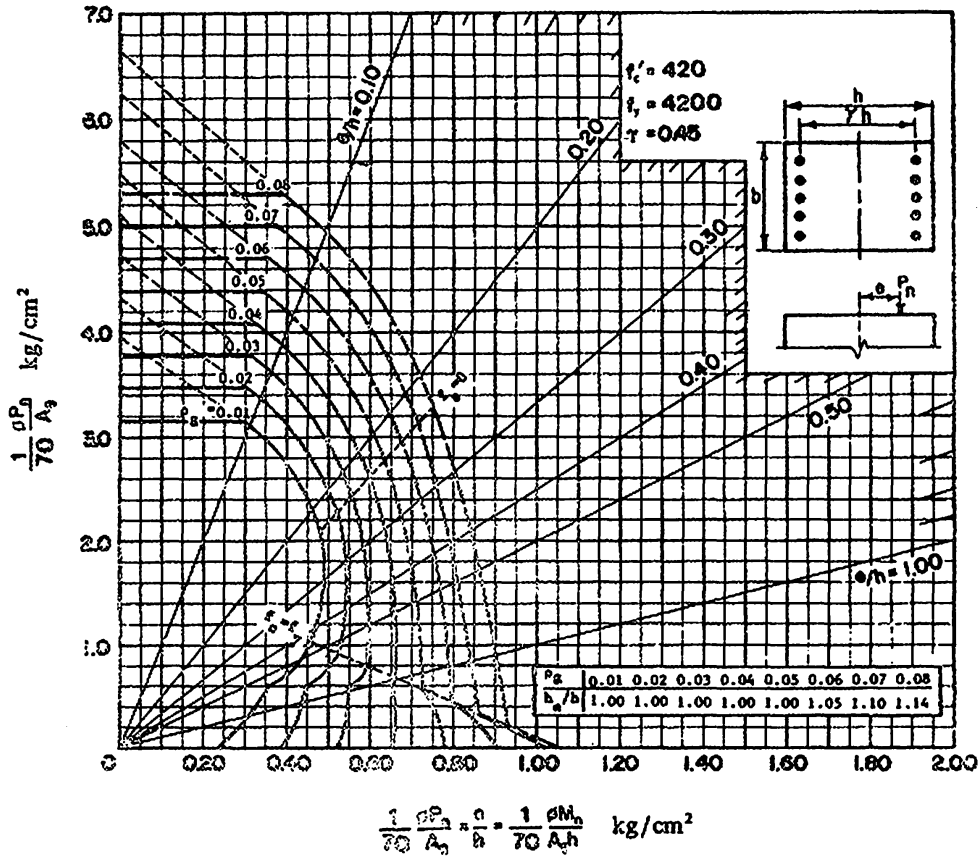
(۱۸)

(۱۹)

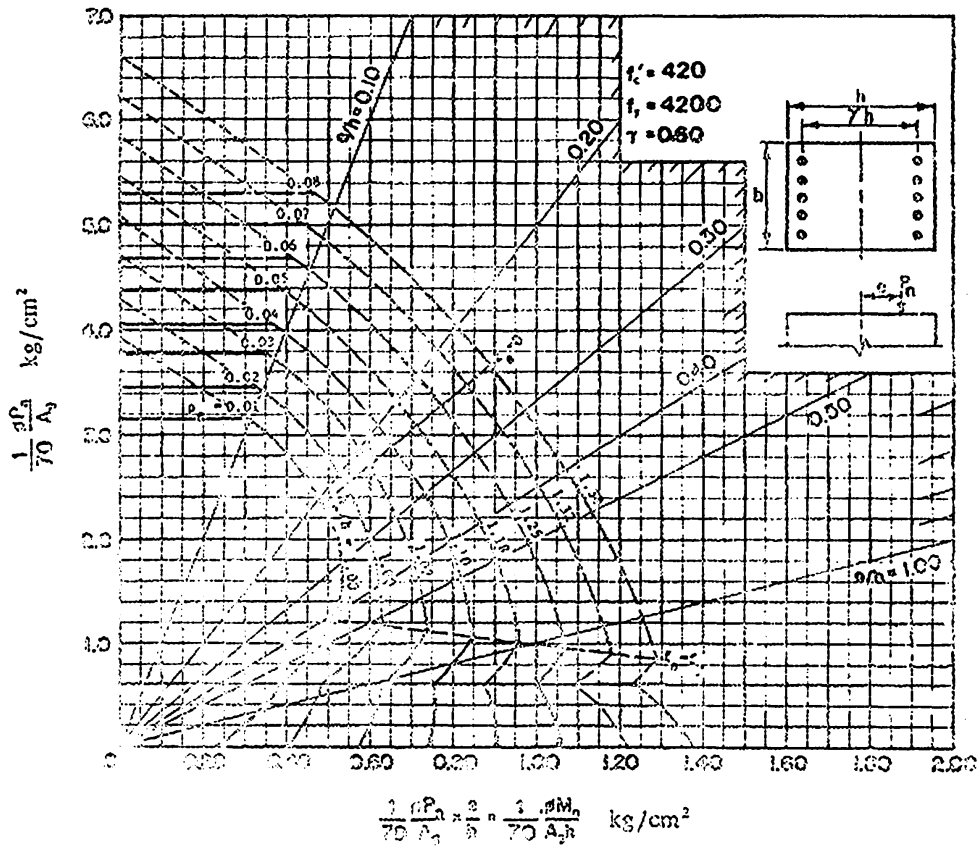


(۲۰)



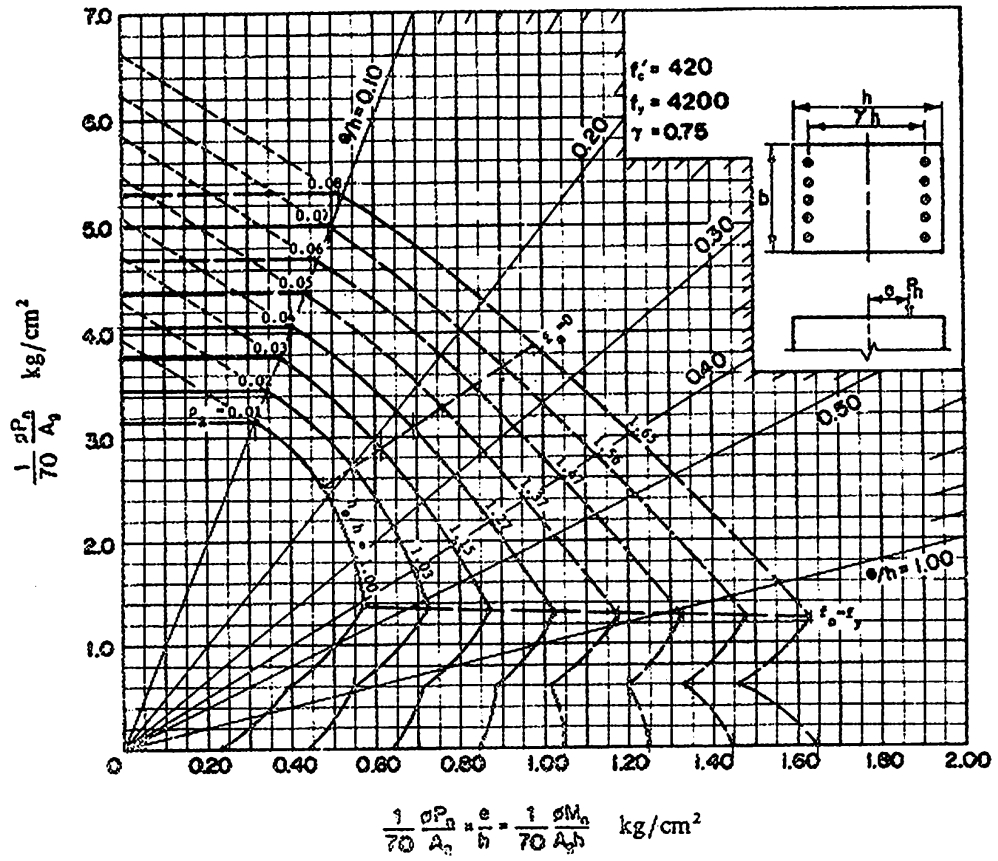


(۳۱)

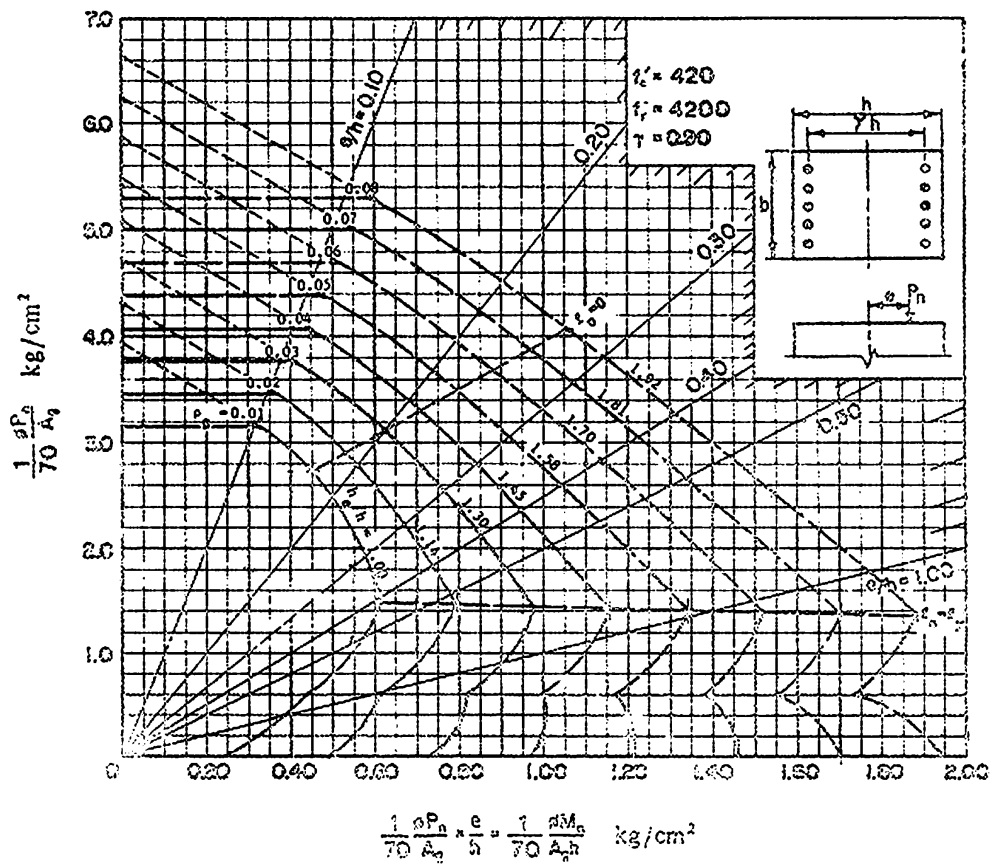


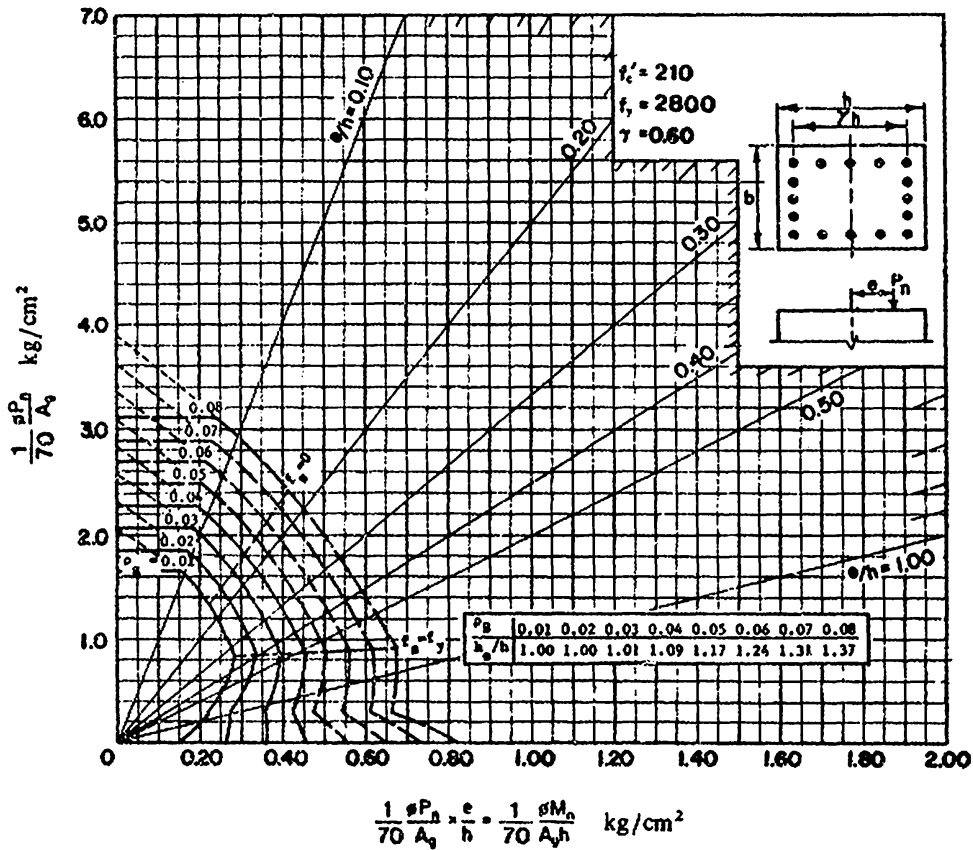
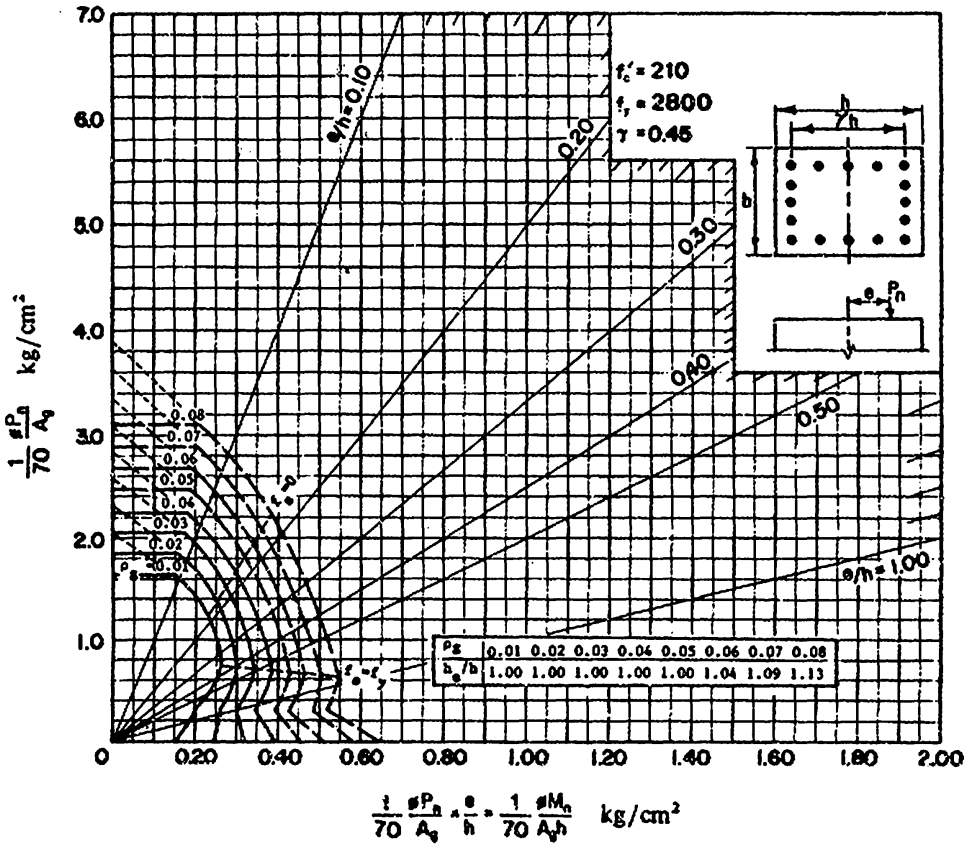
(۳۲)

(۲۳)

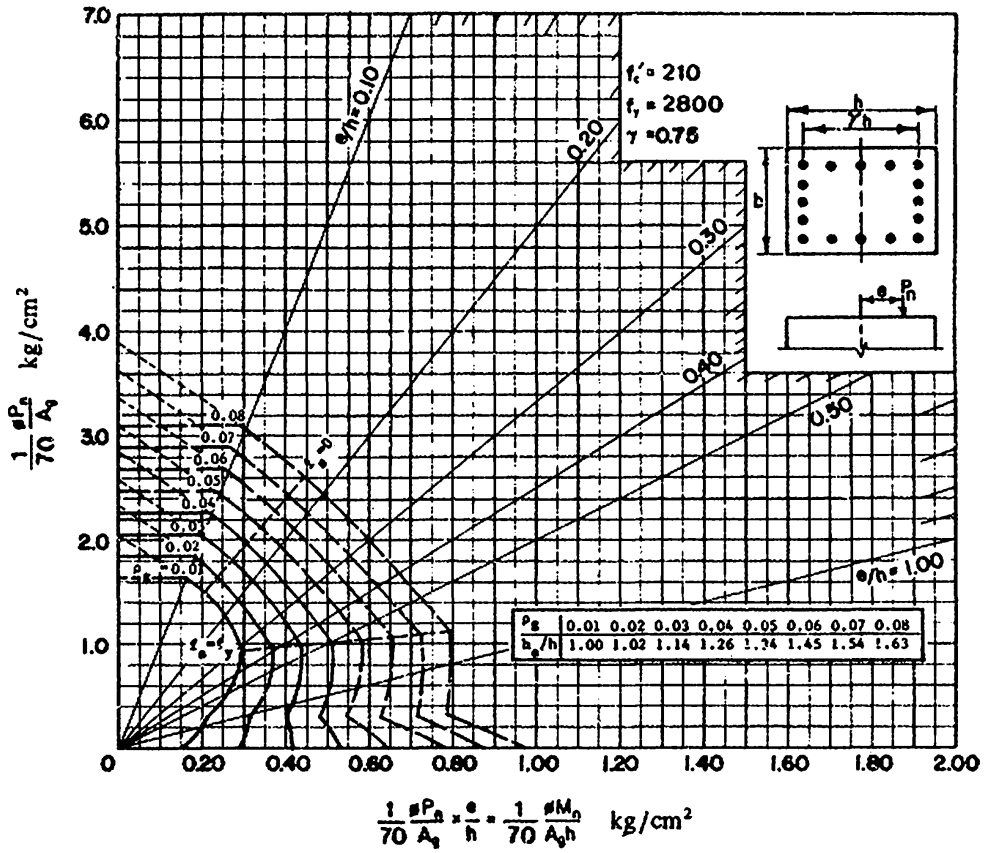


(۲۴)

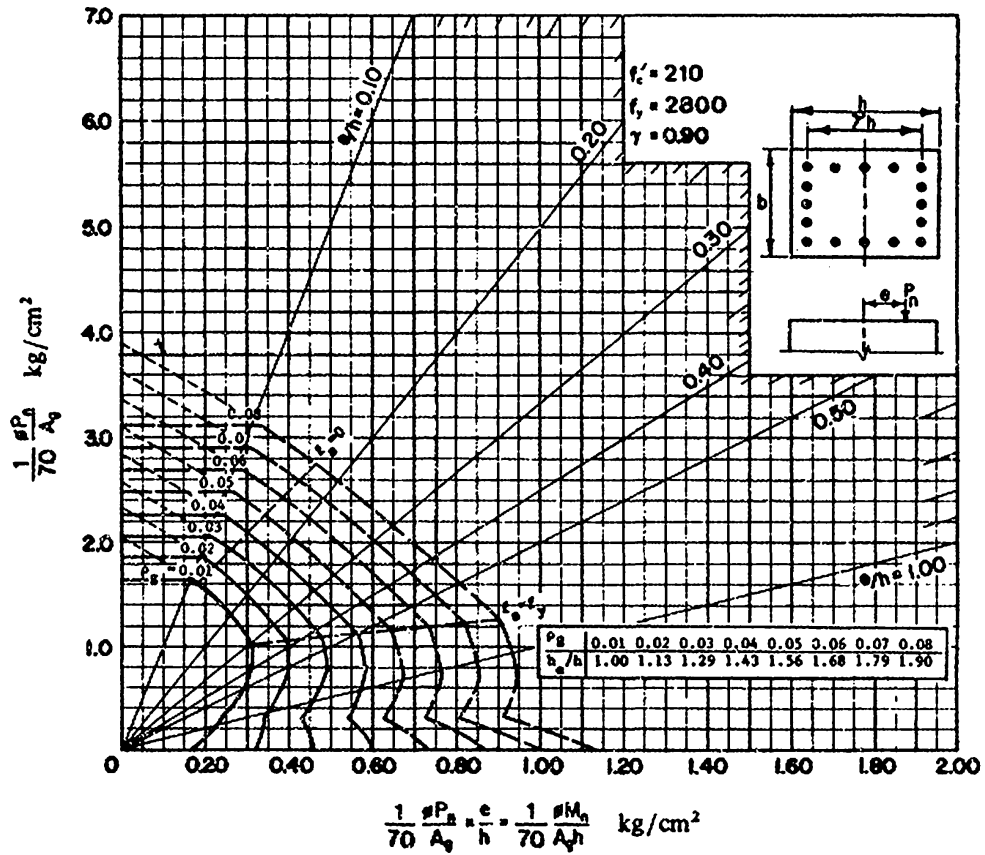


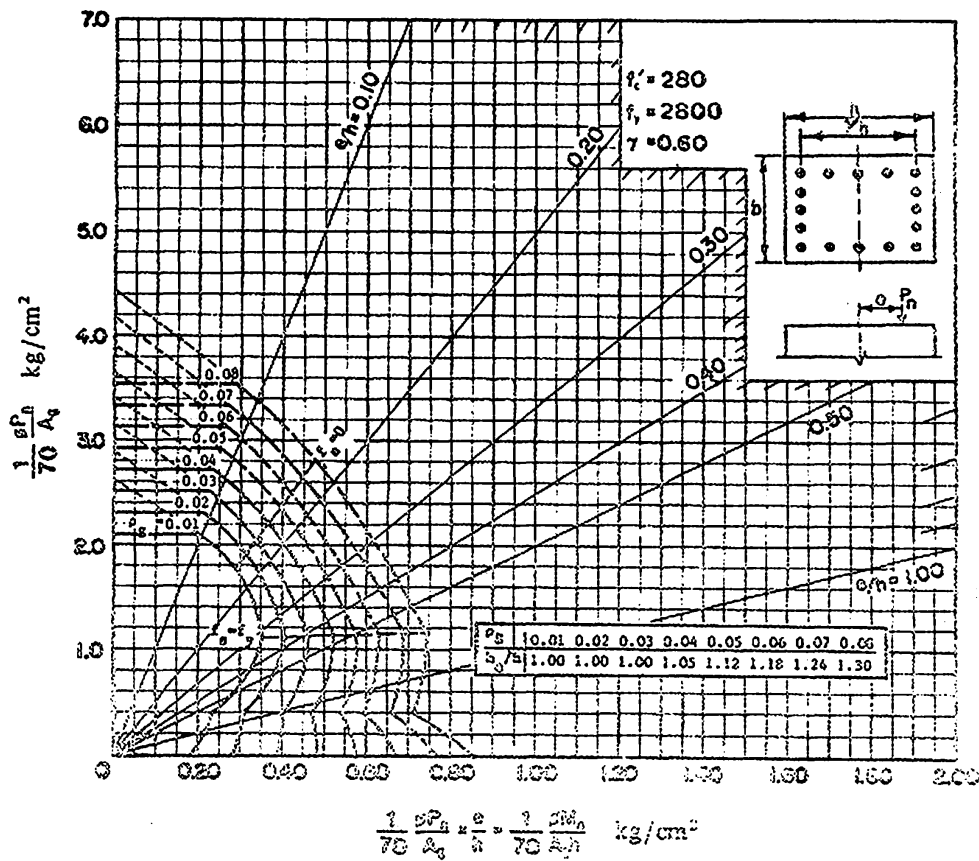
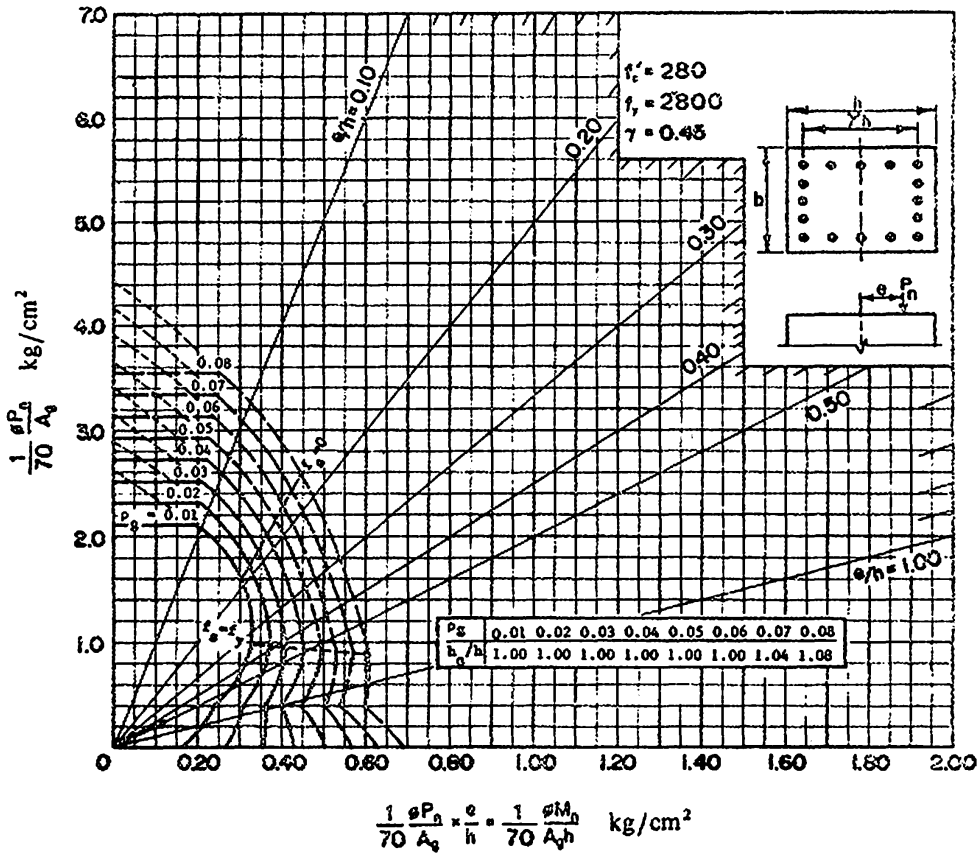


(۲۷)

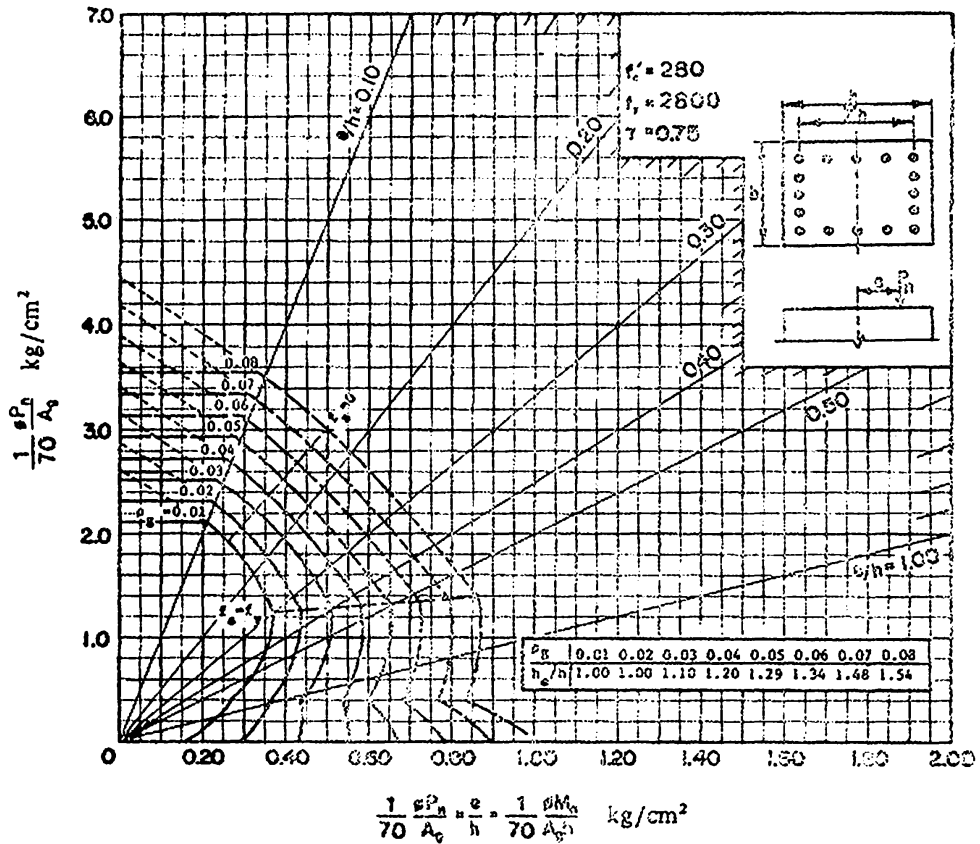


(۲۸)

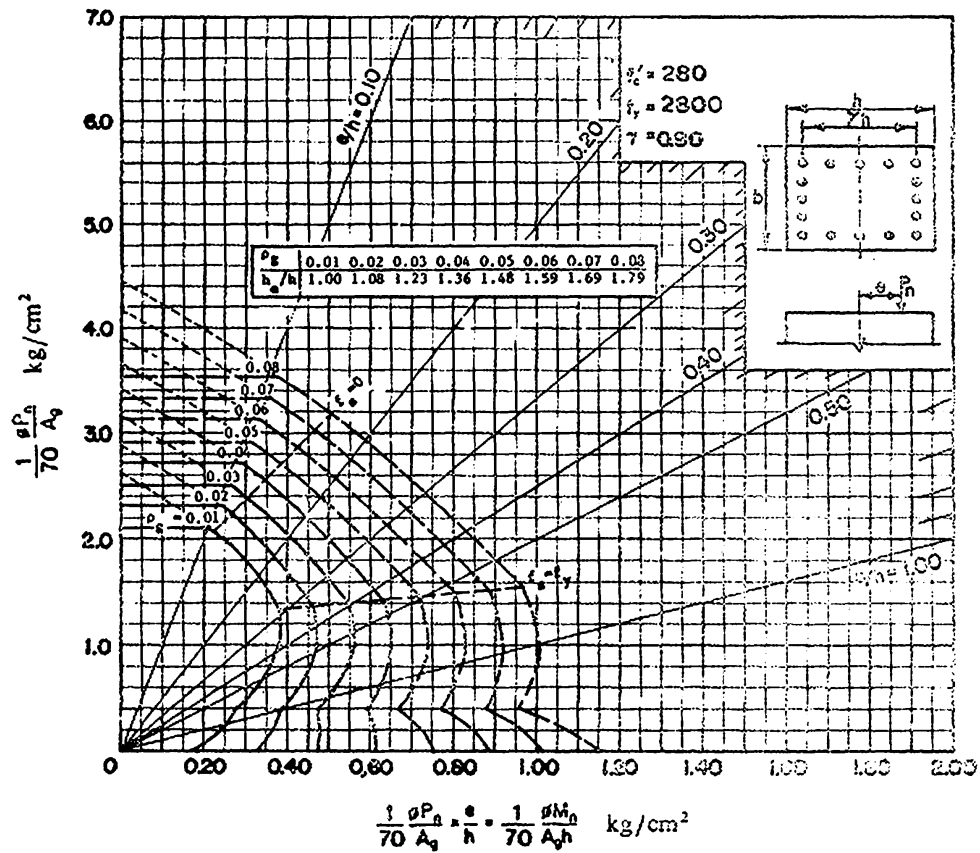


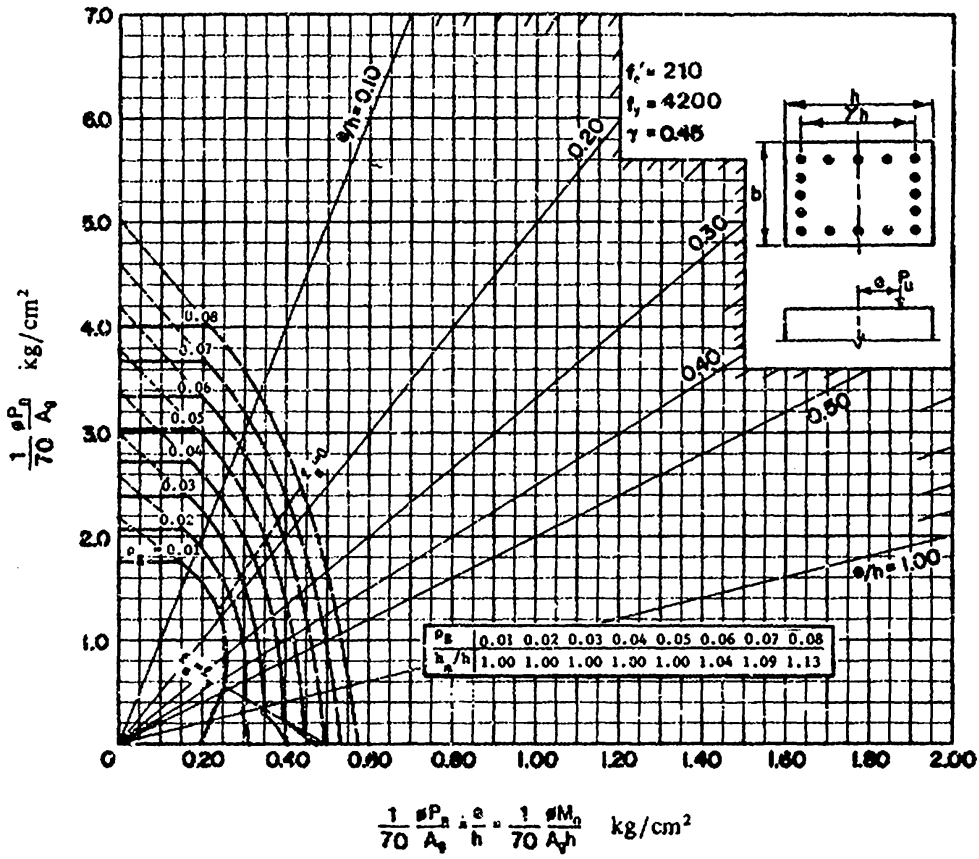


(۳۱)

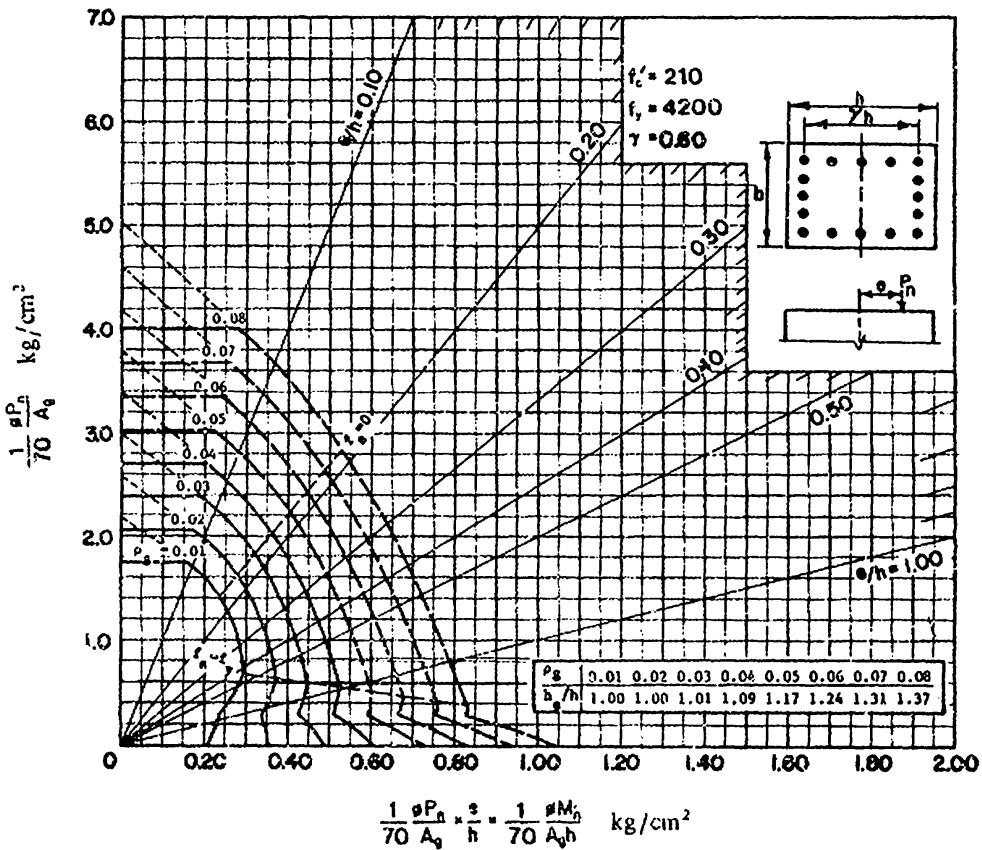


(۳۲)



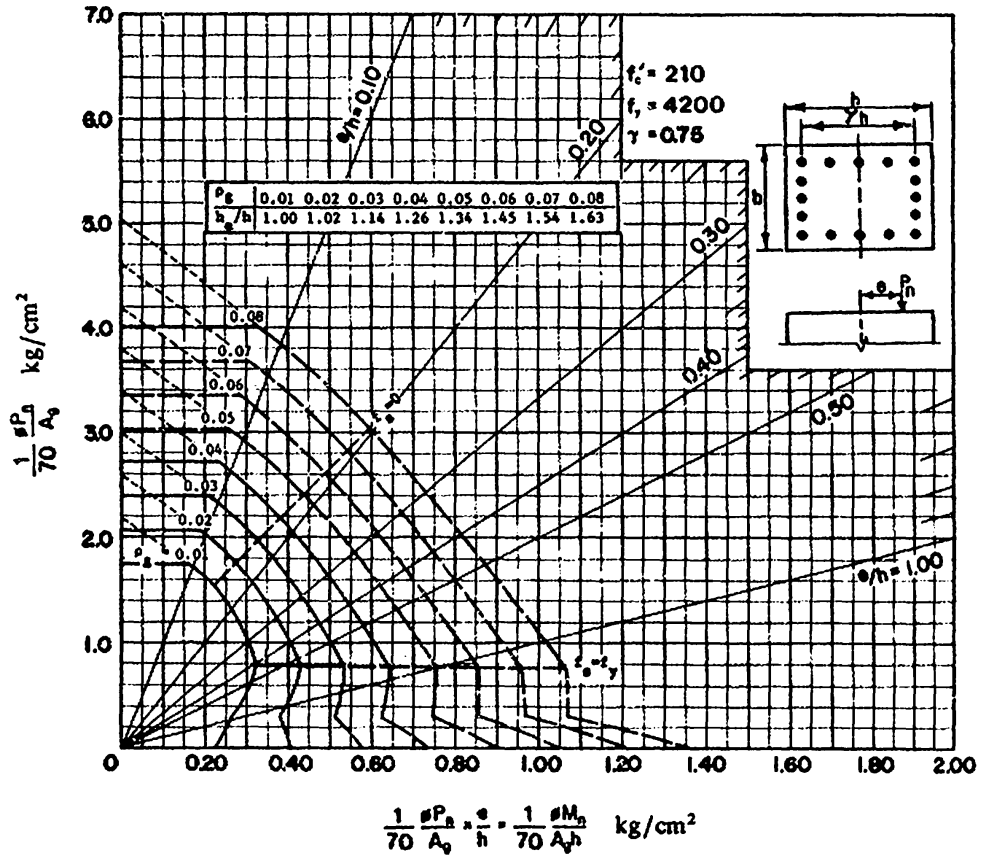


(۲۳)

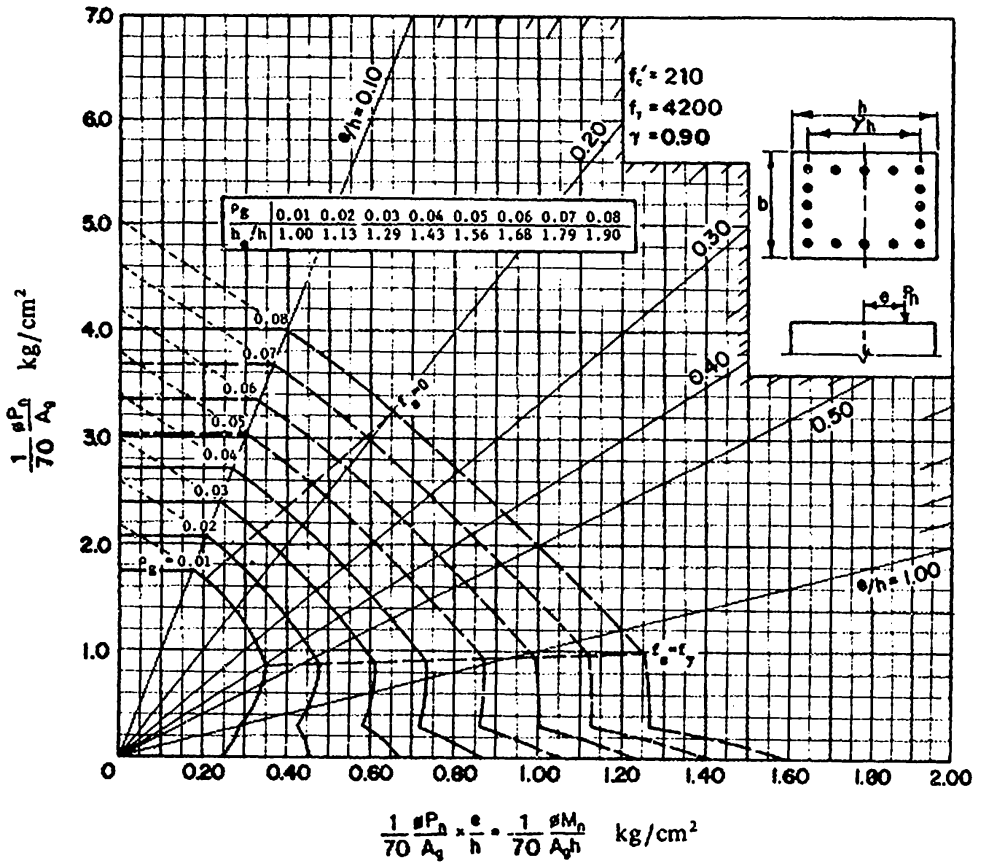


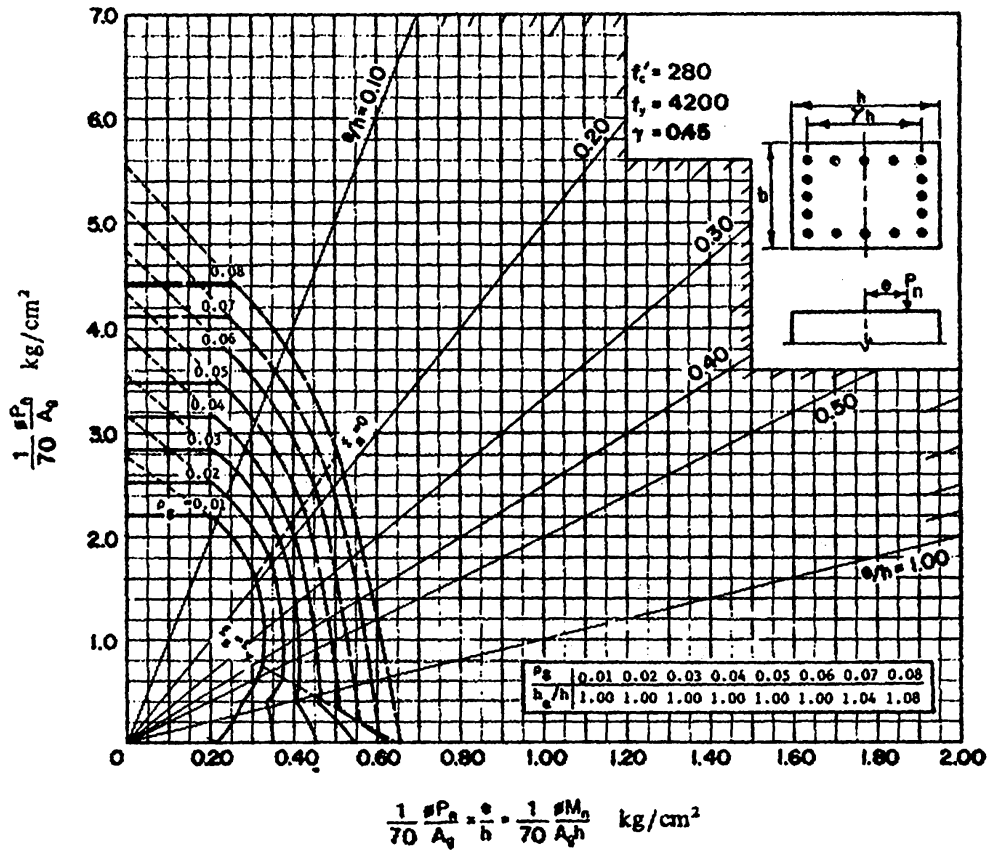
(۲۴)

(۳۵)

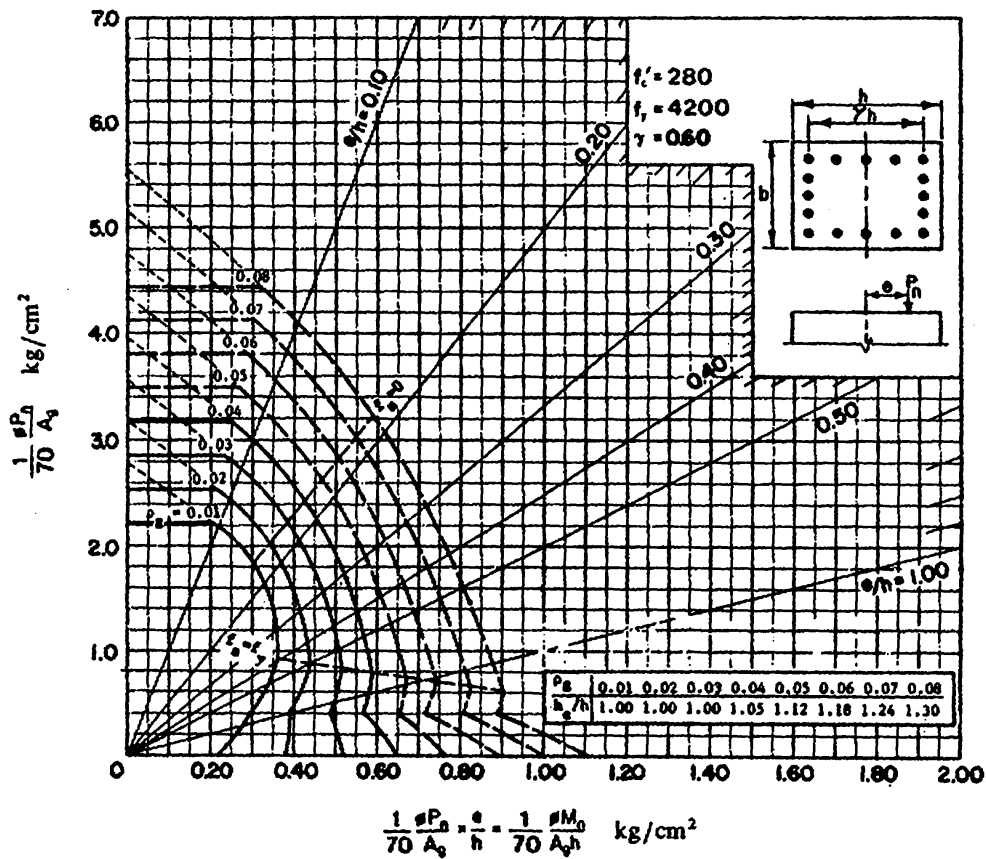


(۳۶)



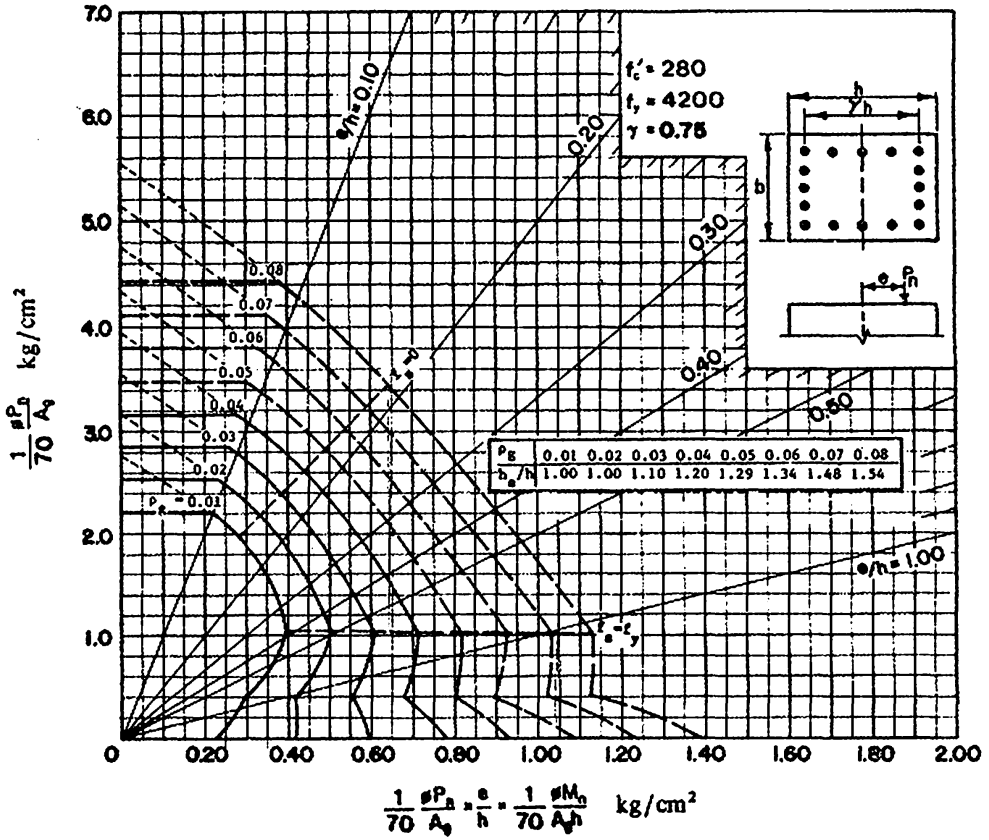


(۲۷)

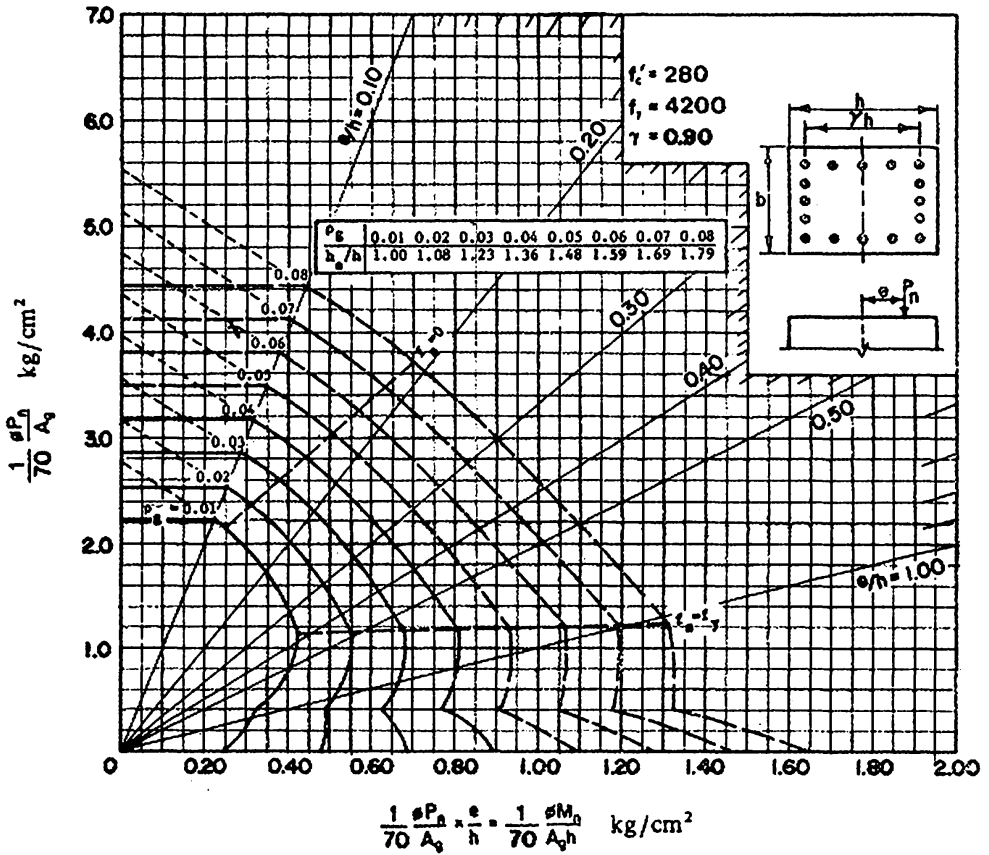


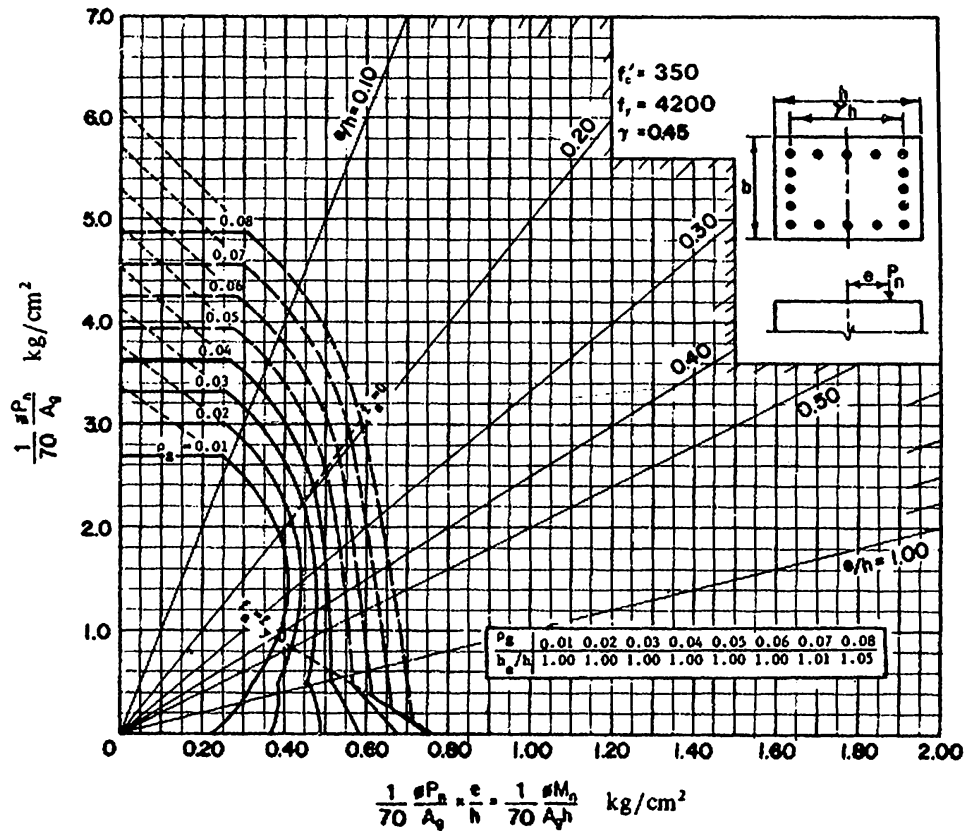
(۲۸)

(۳۹)

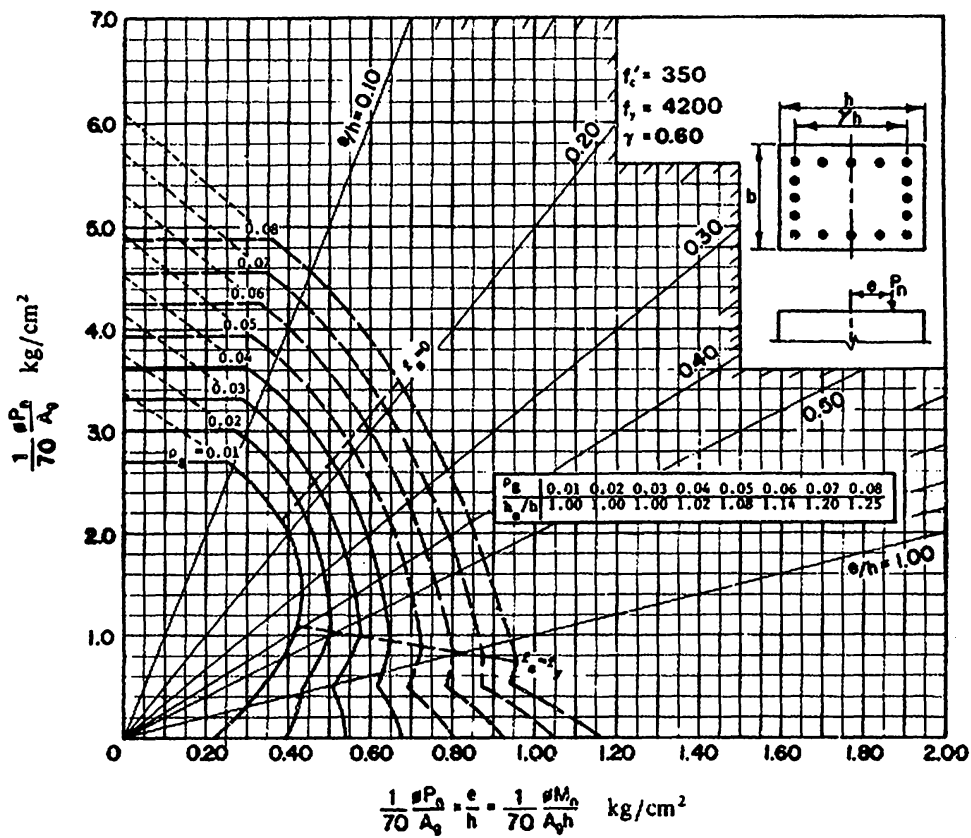


(۴۰)



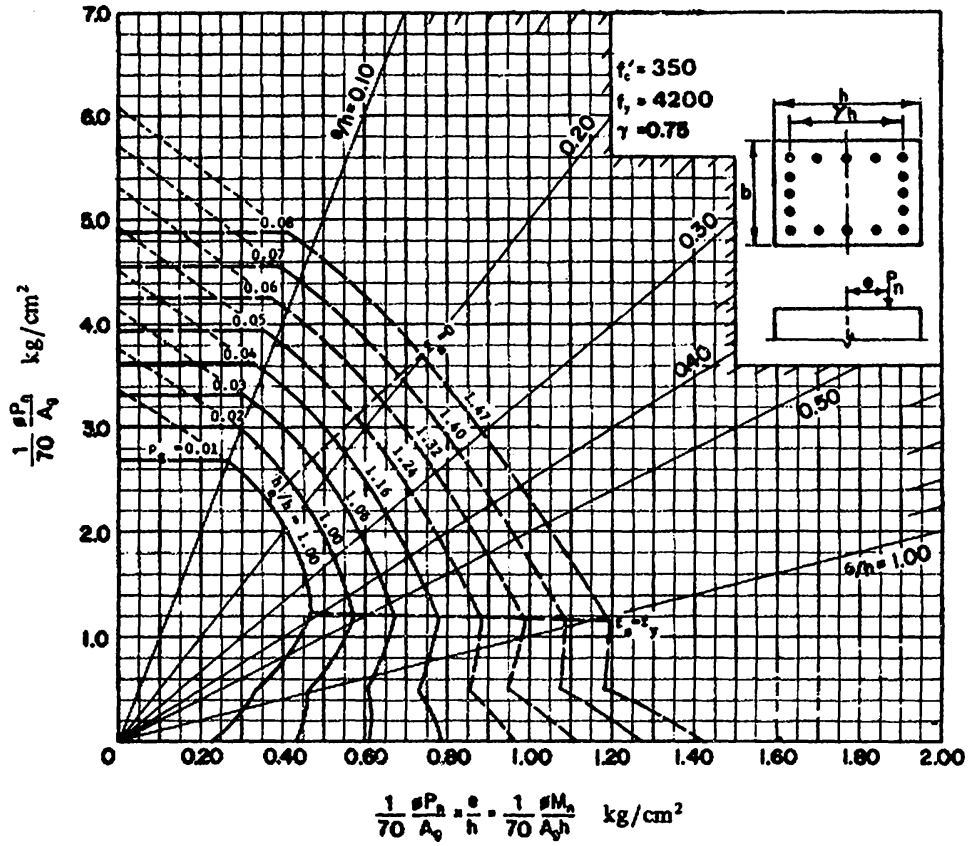


(۴۱)

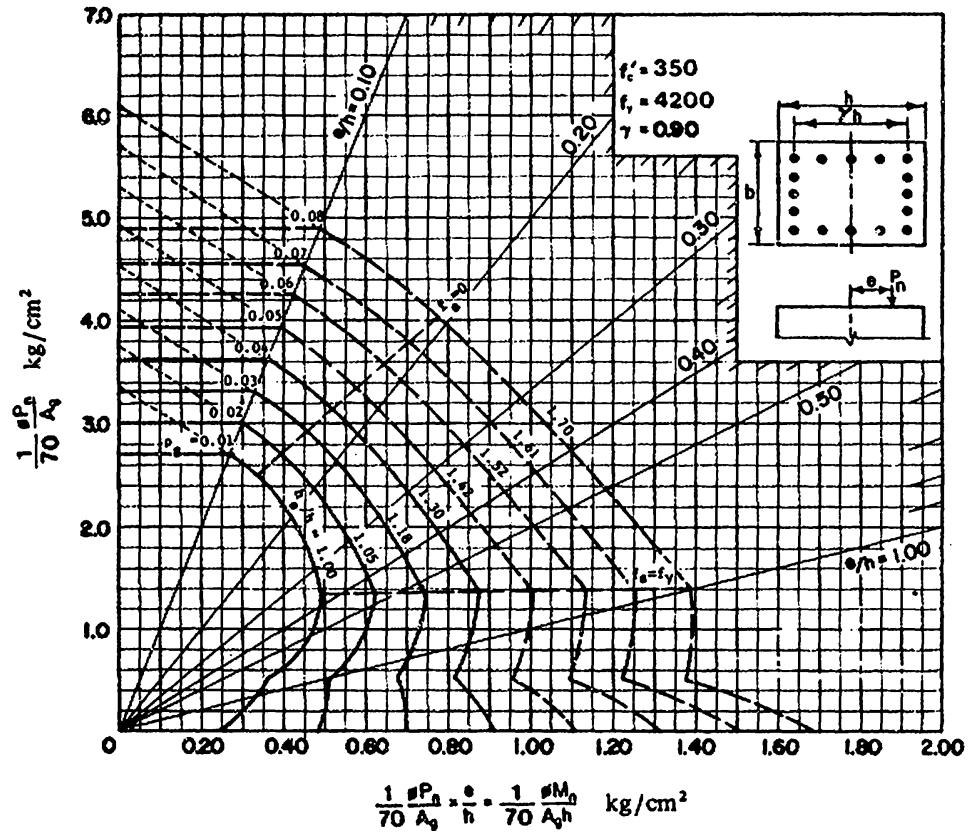


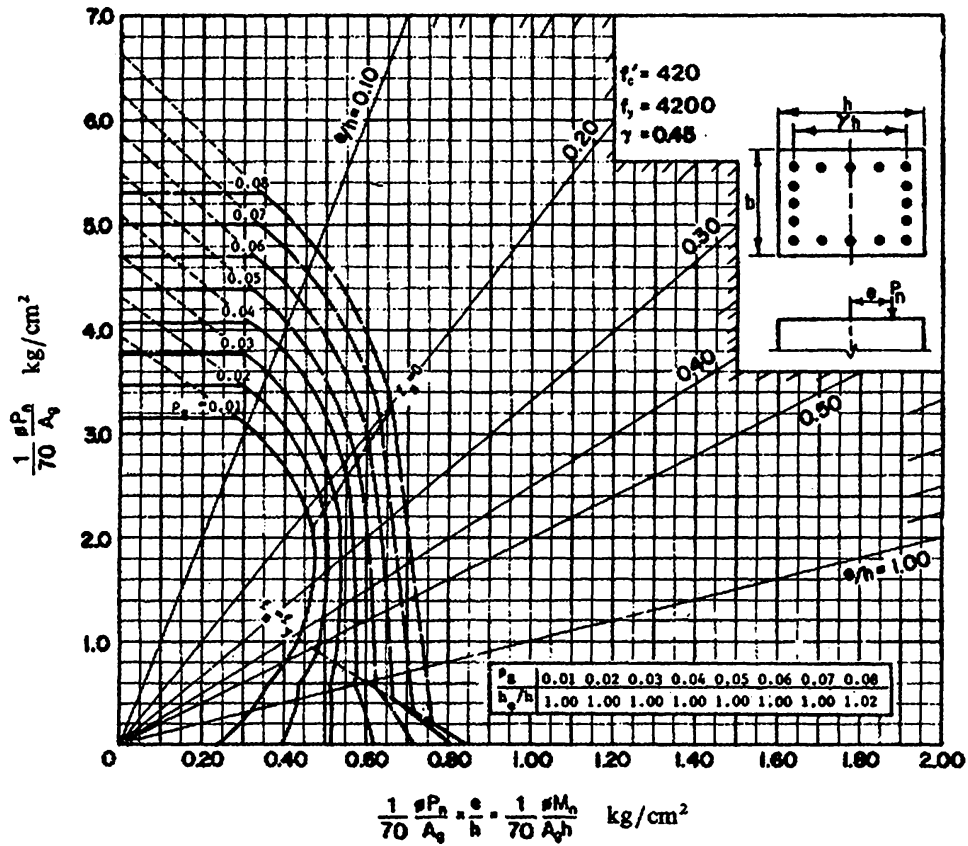
(۴۲)

(۴۳)

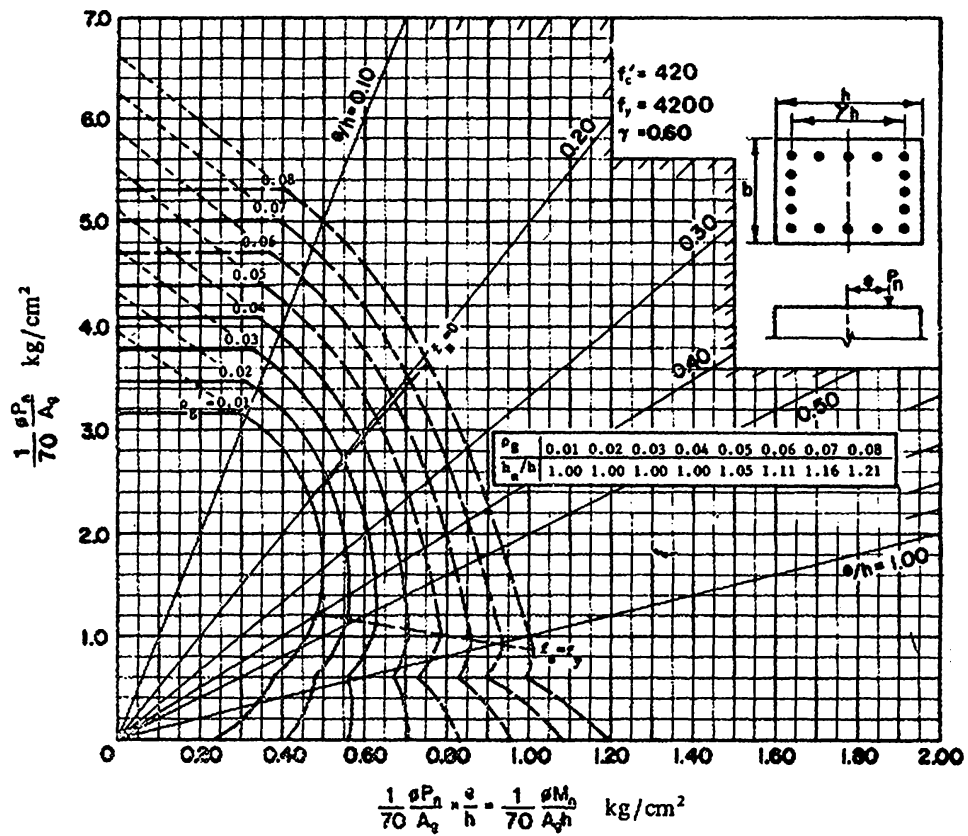


(۴۴)



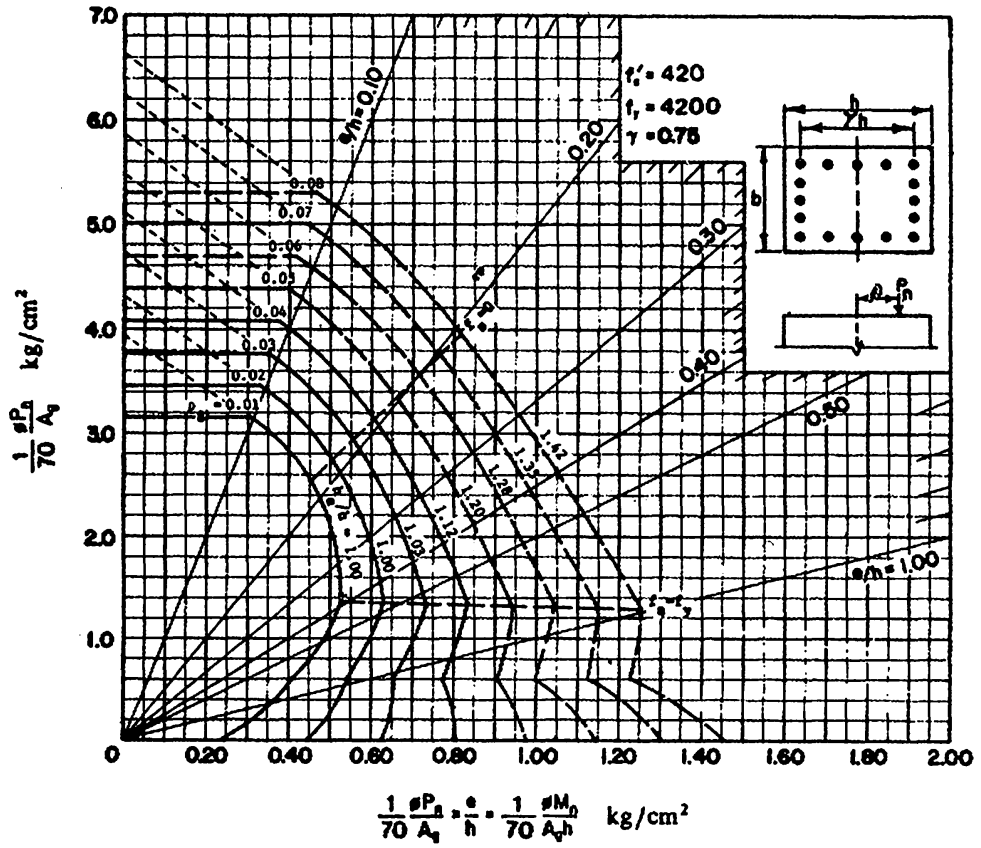


(۴۵)

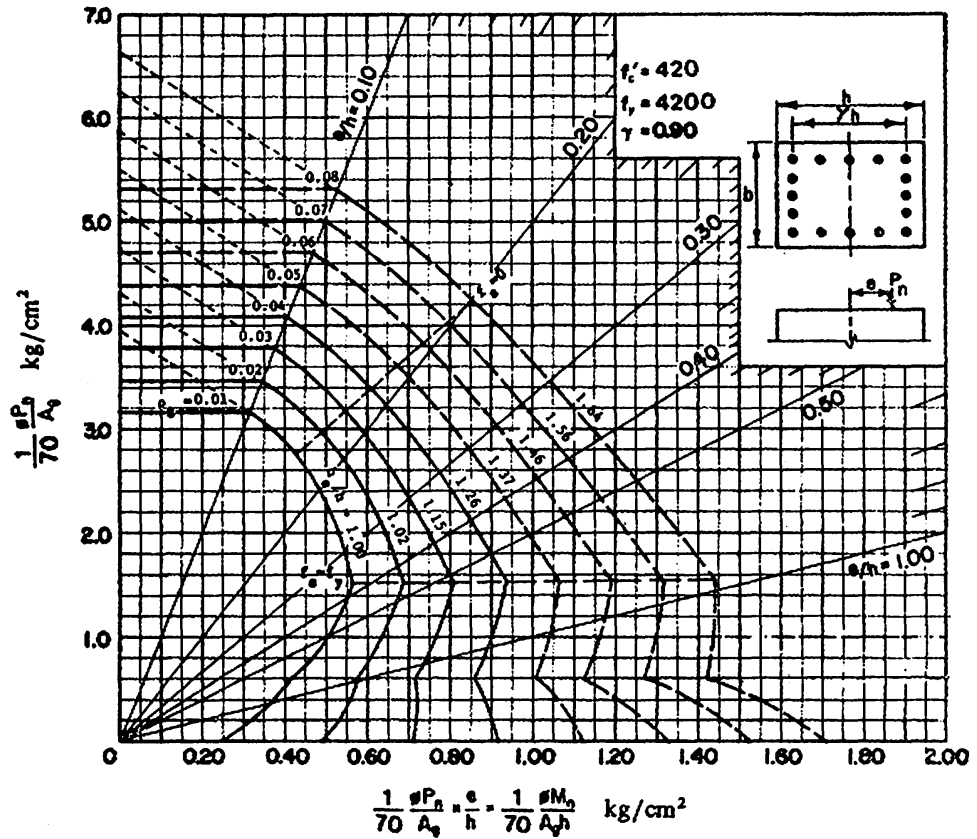


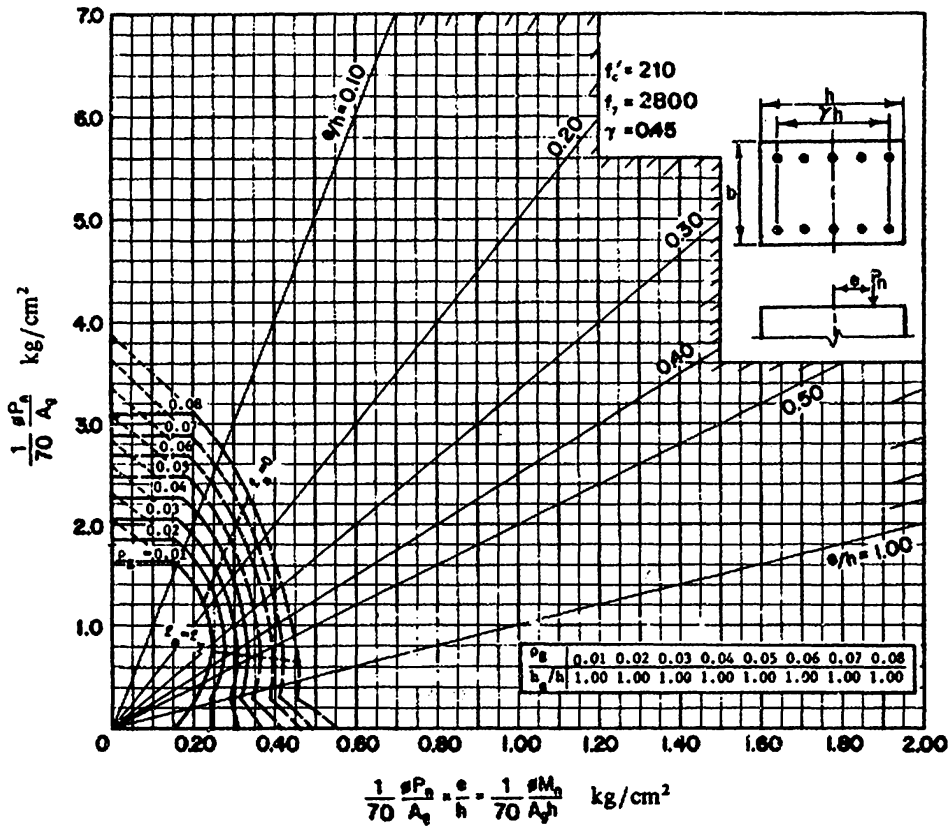
(۴۶)

(۴۷)

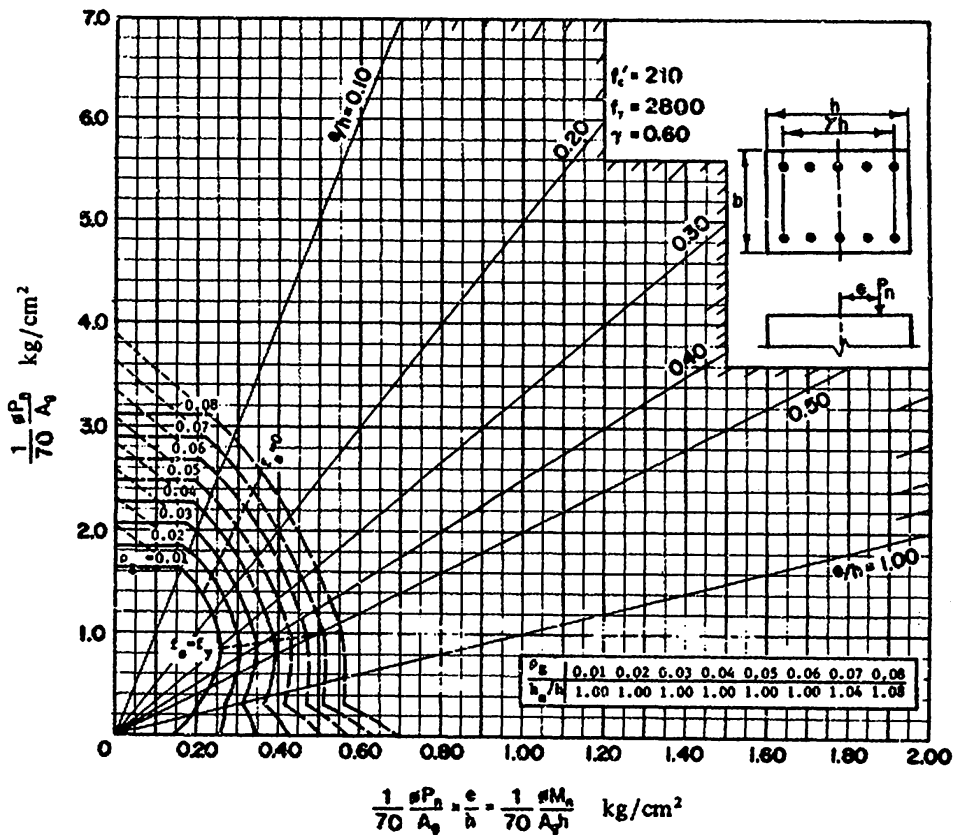


(۴۸)



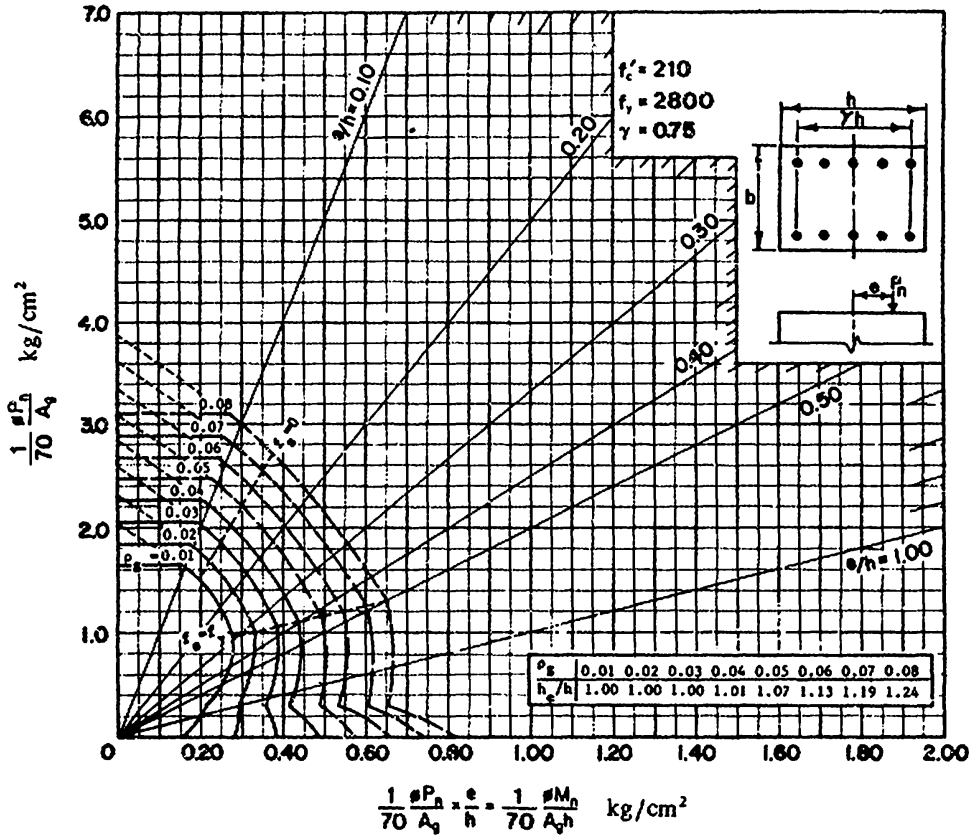


(۴۹)

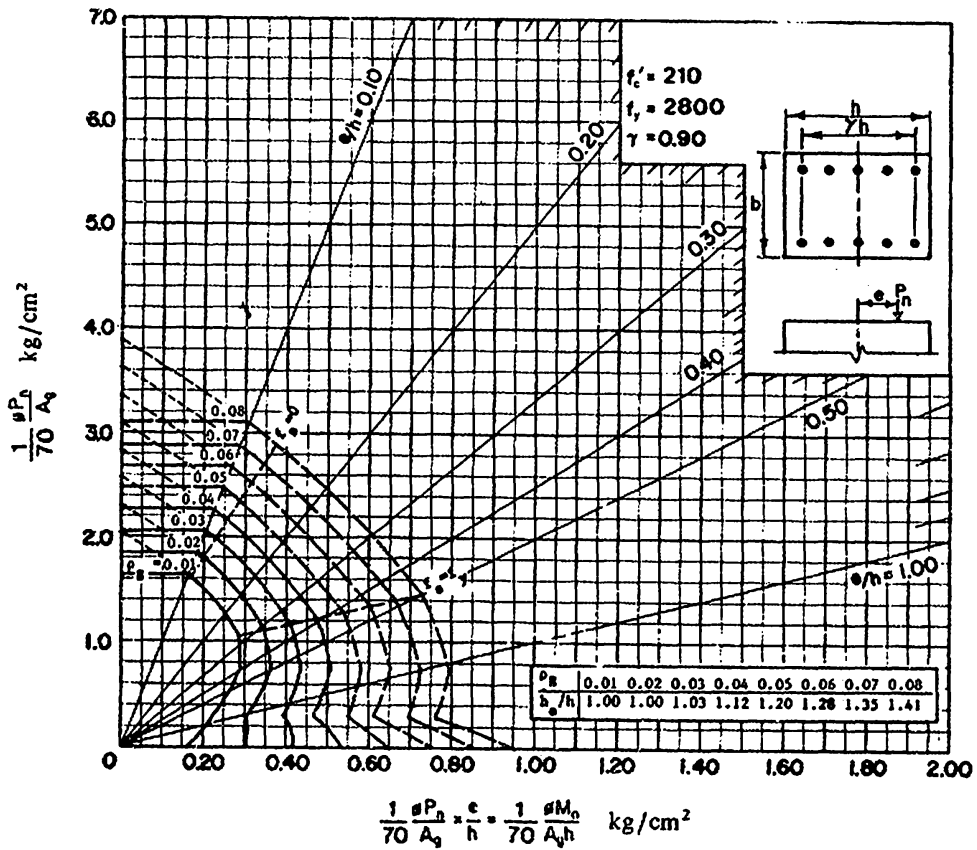


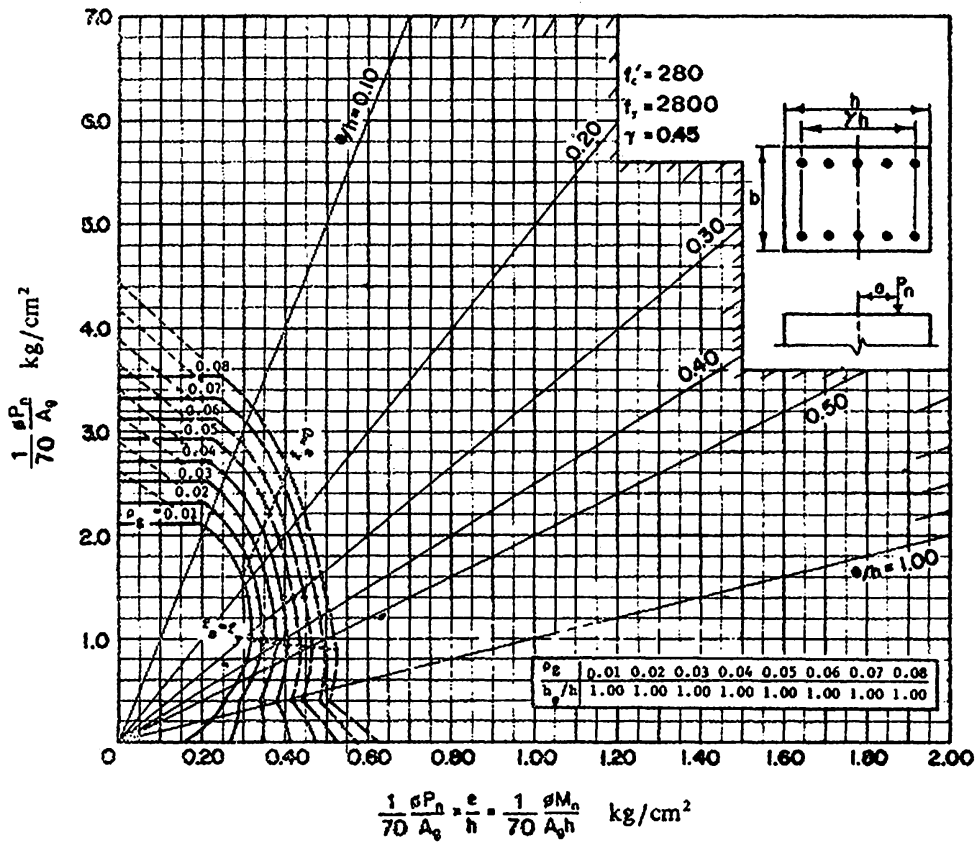
(۵۰)

(۵۱)

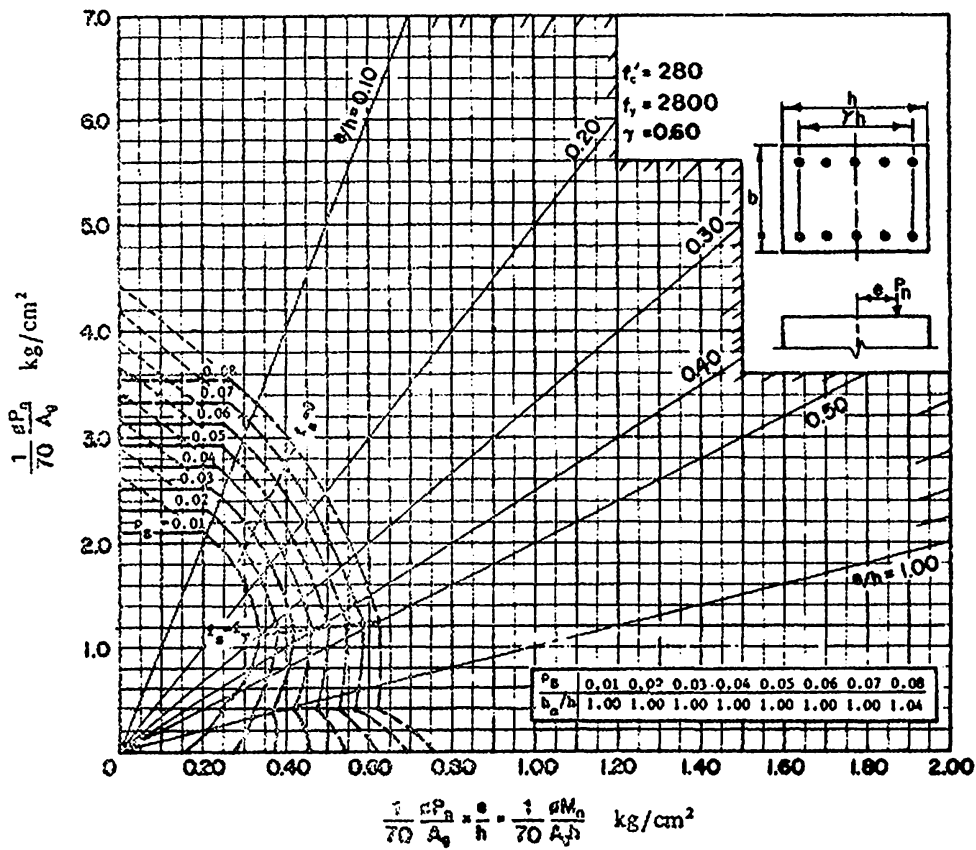


(۵۲)



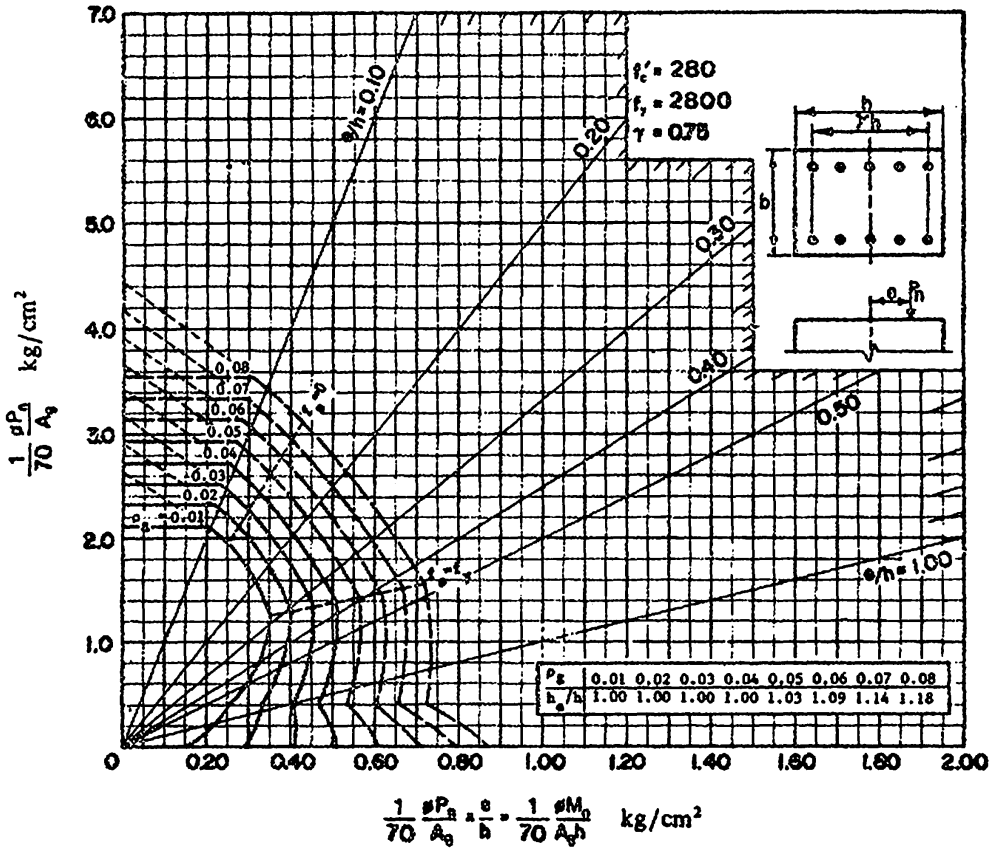


(۵۳)

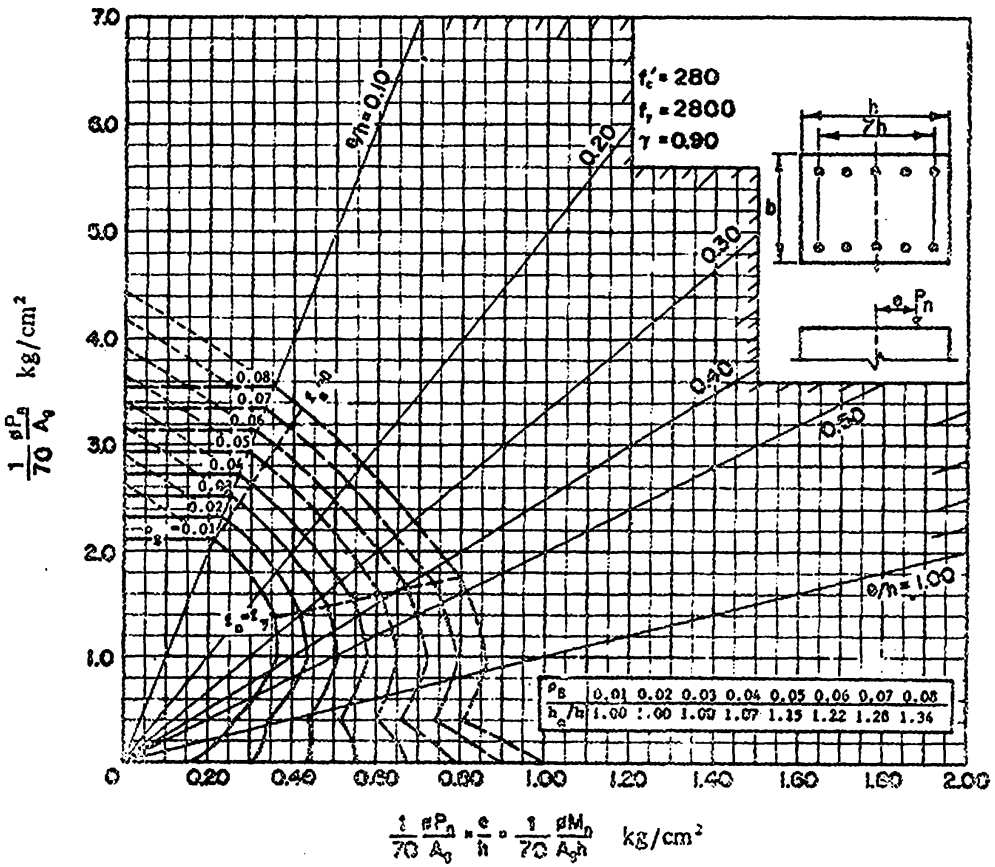


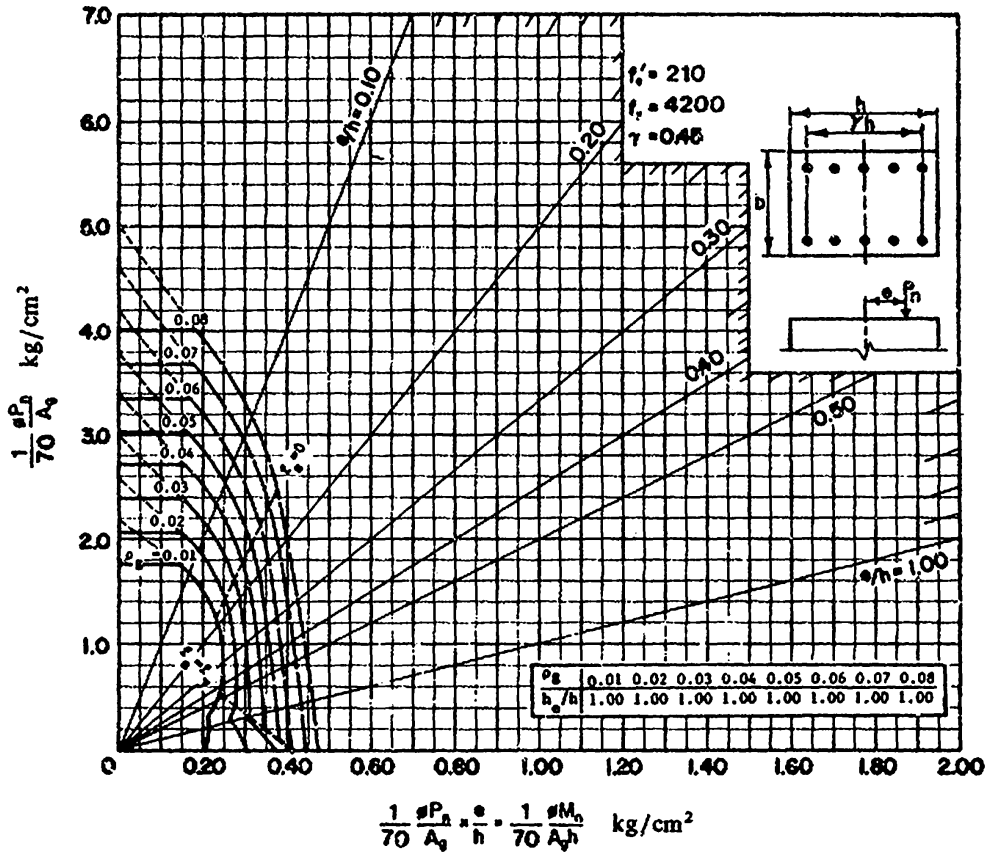
(۵۴)

(۵۵)

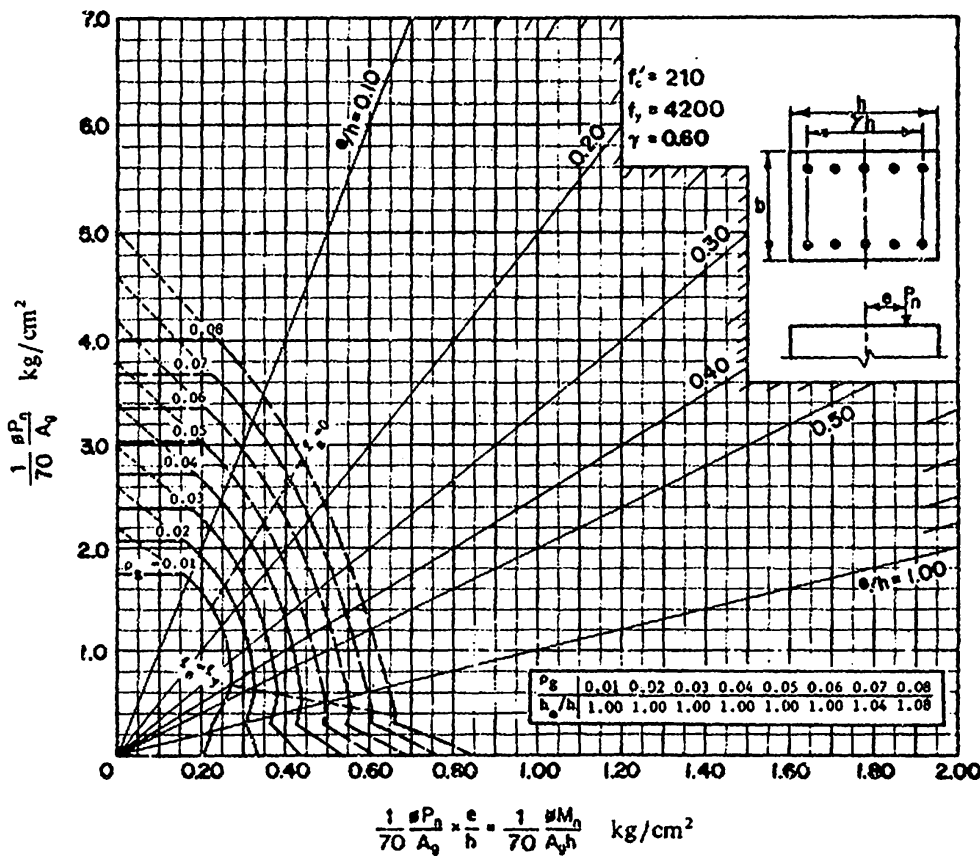


(۵۶)



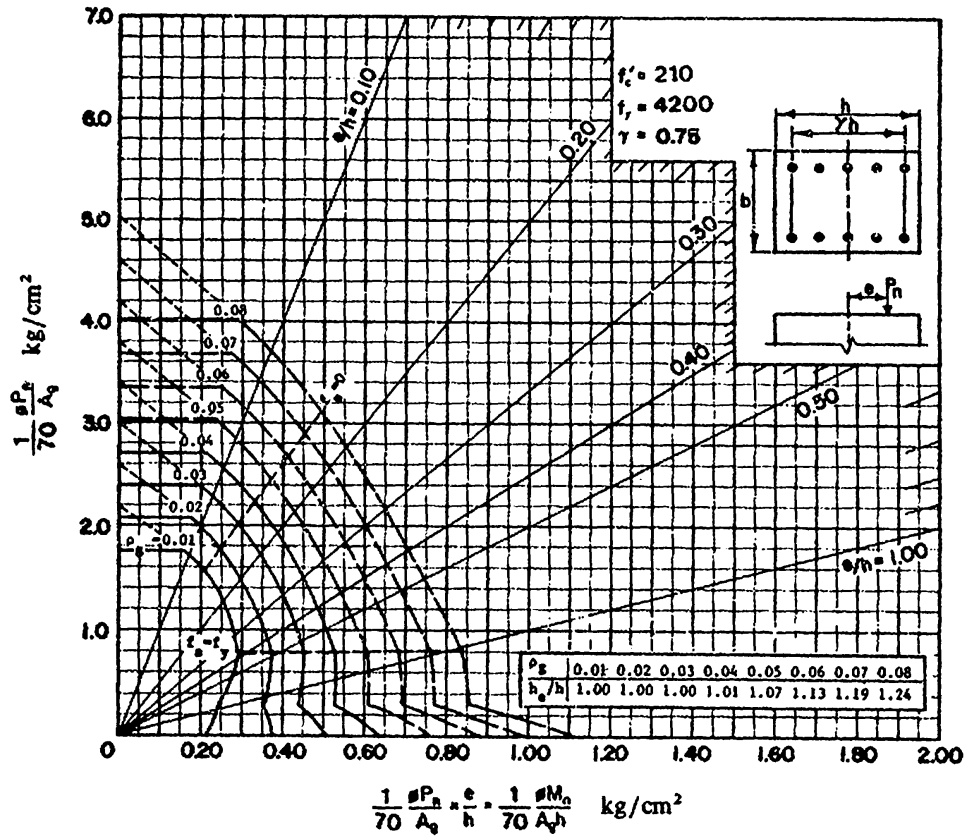


(۵۷)

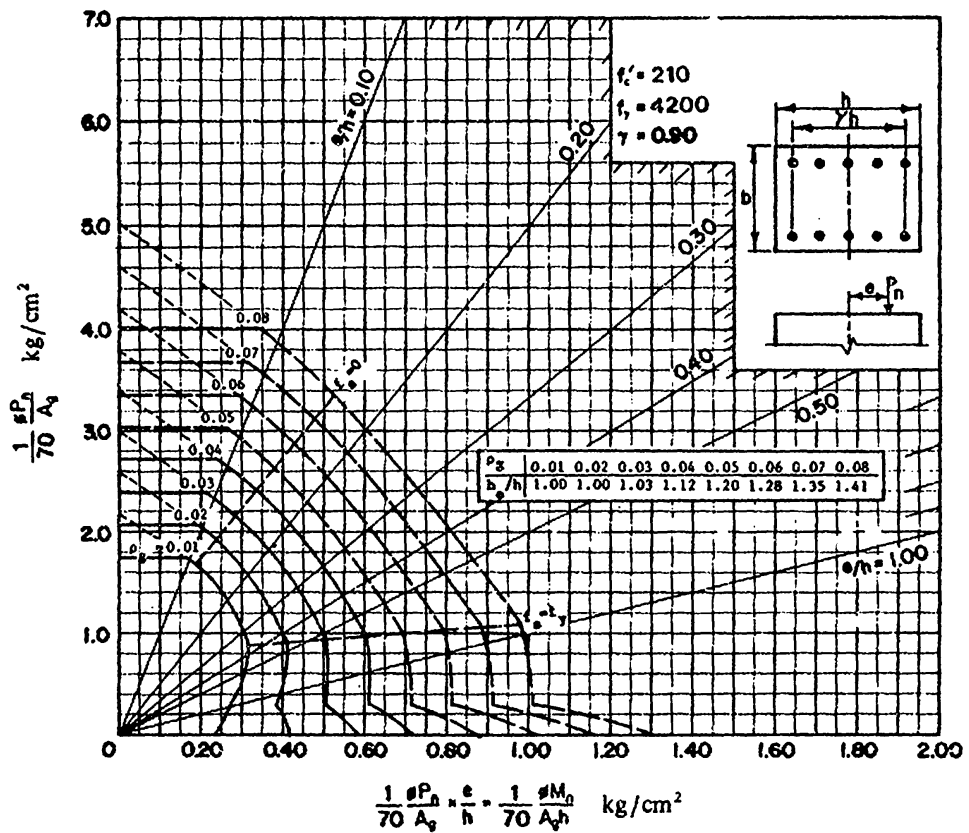


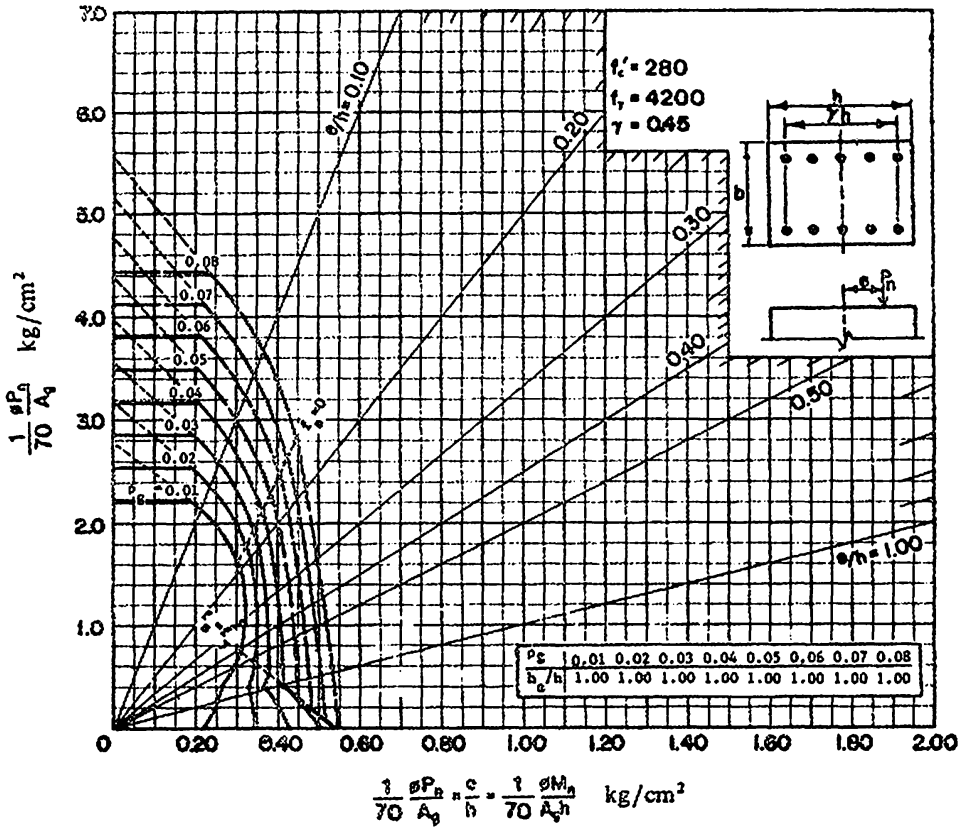
(۵۸)

(۵۹)

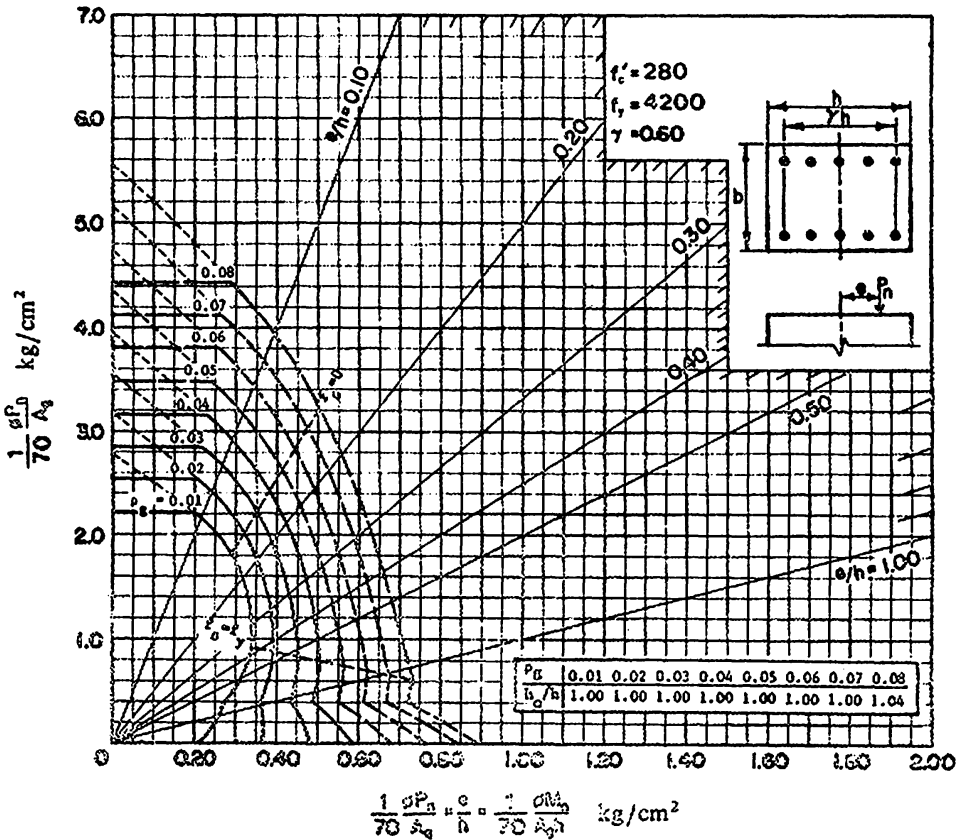


(۶۰)



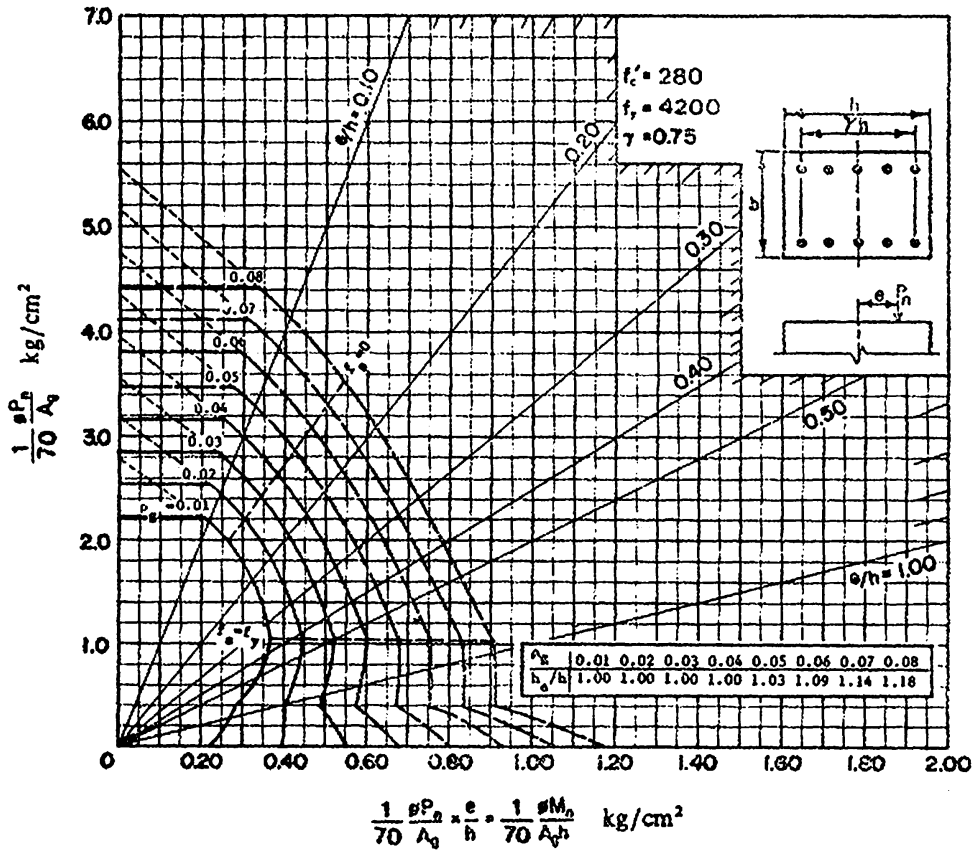


(۶۱)

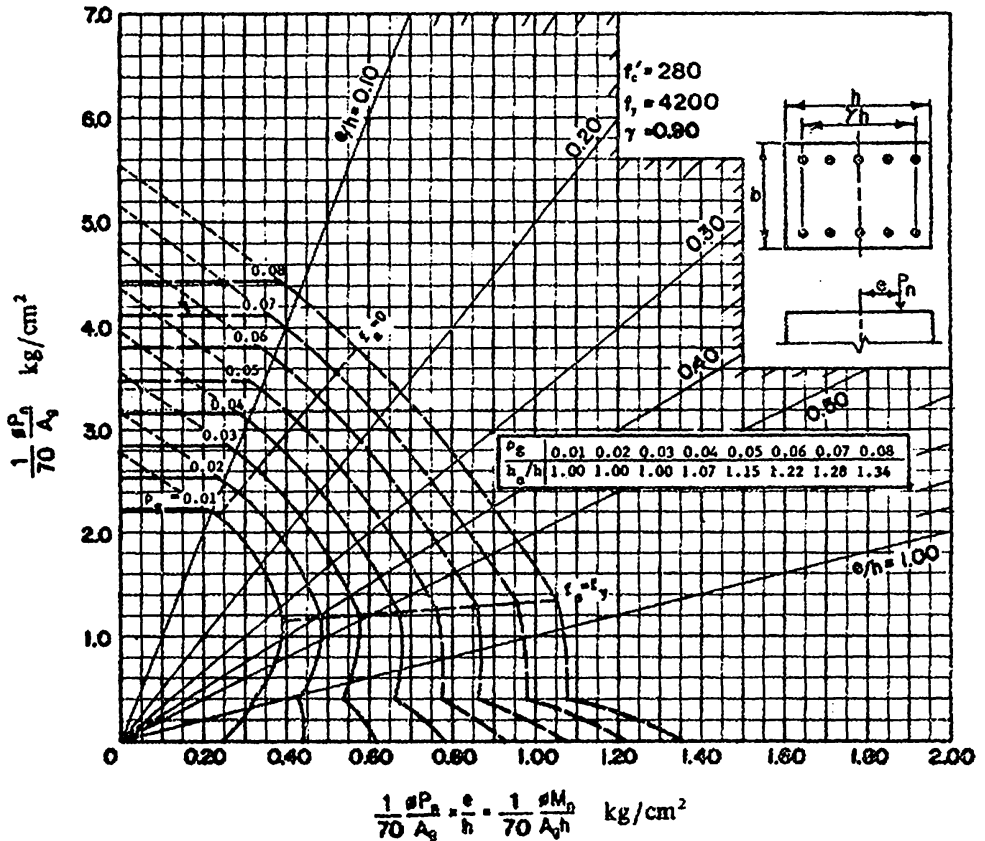


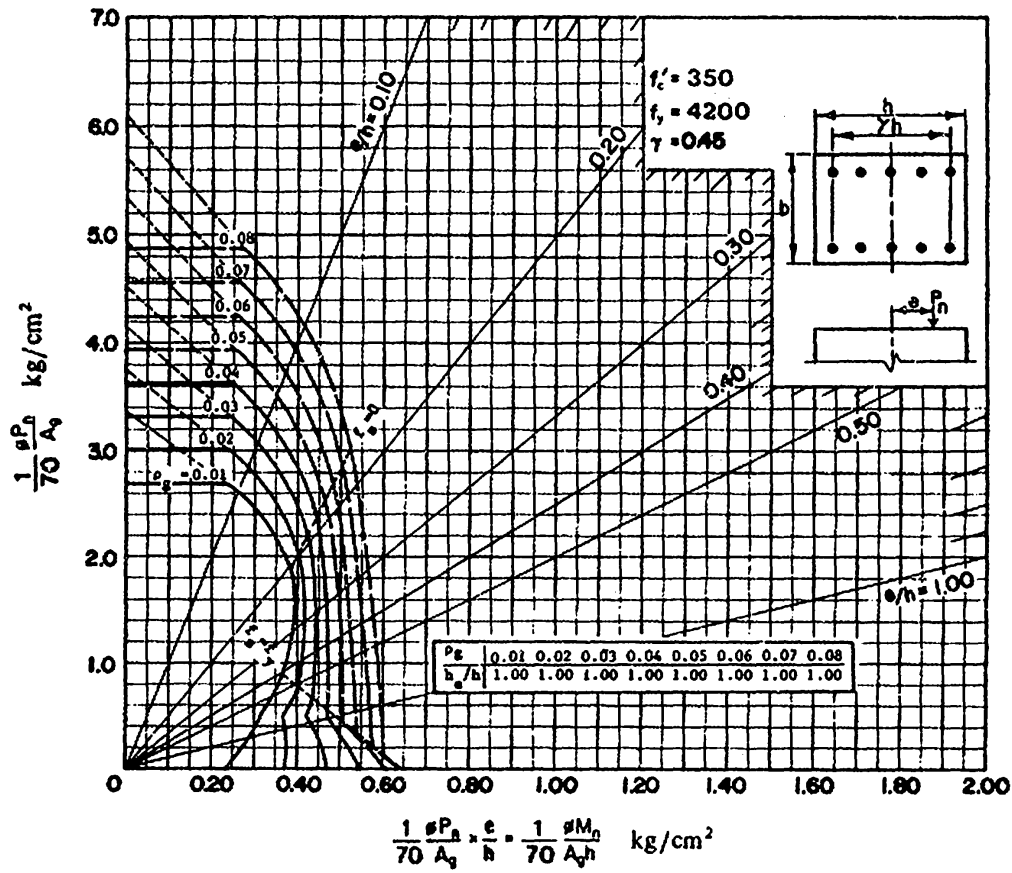
(۶۲)

(۶۳)

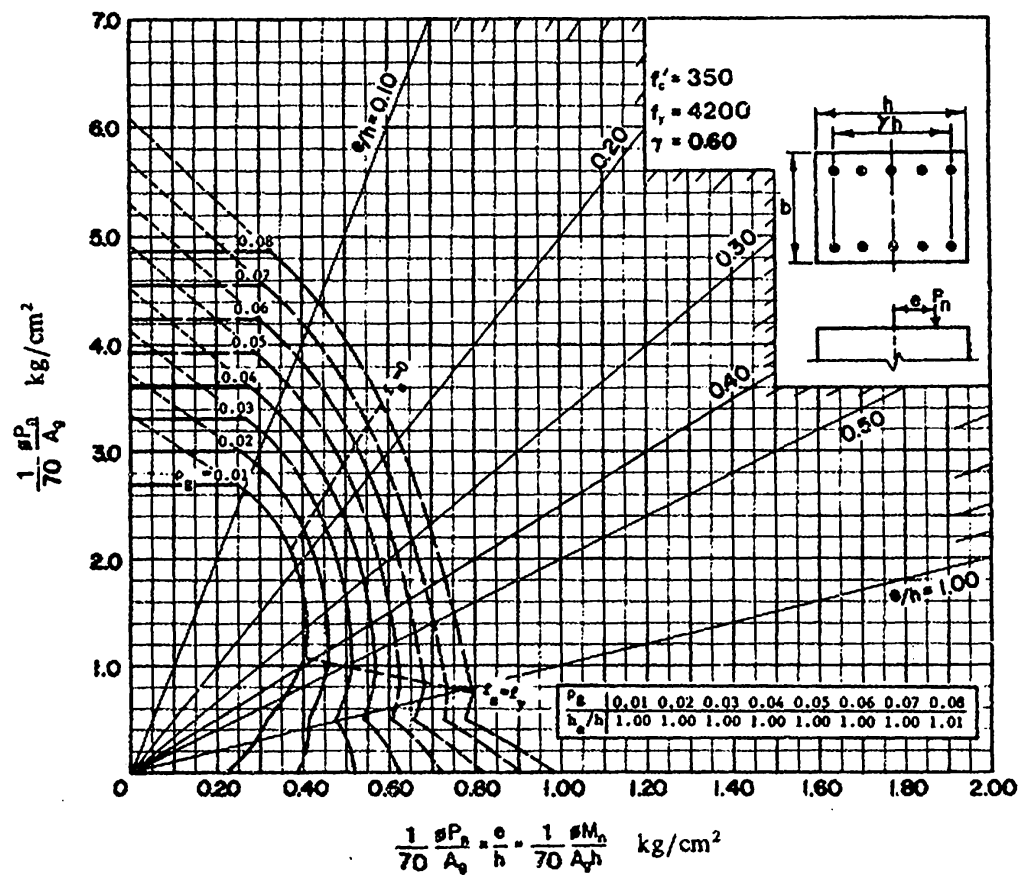


(۶۴)



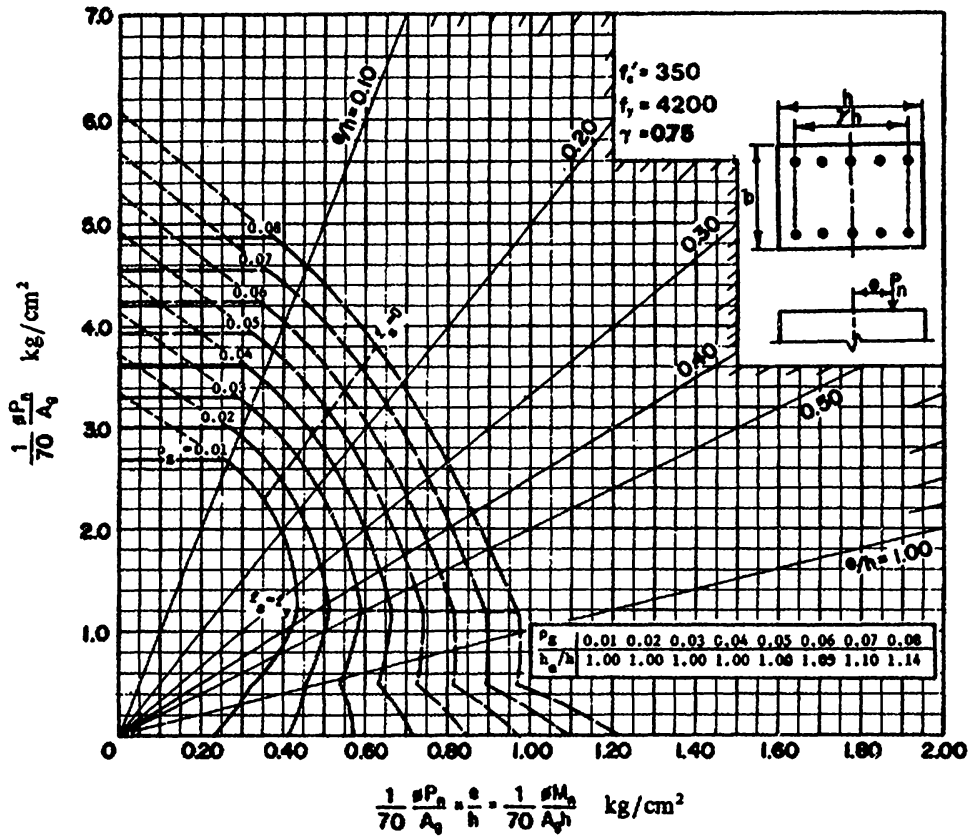


(۶۵)

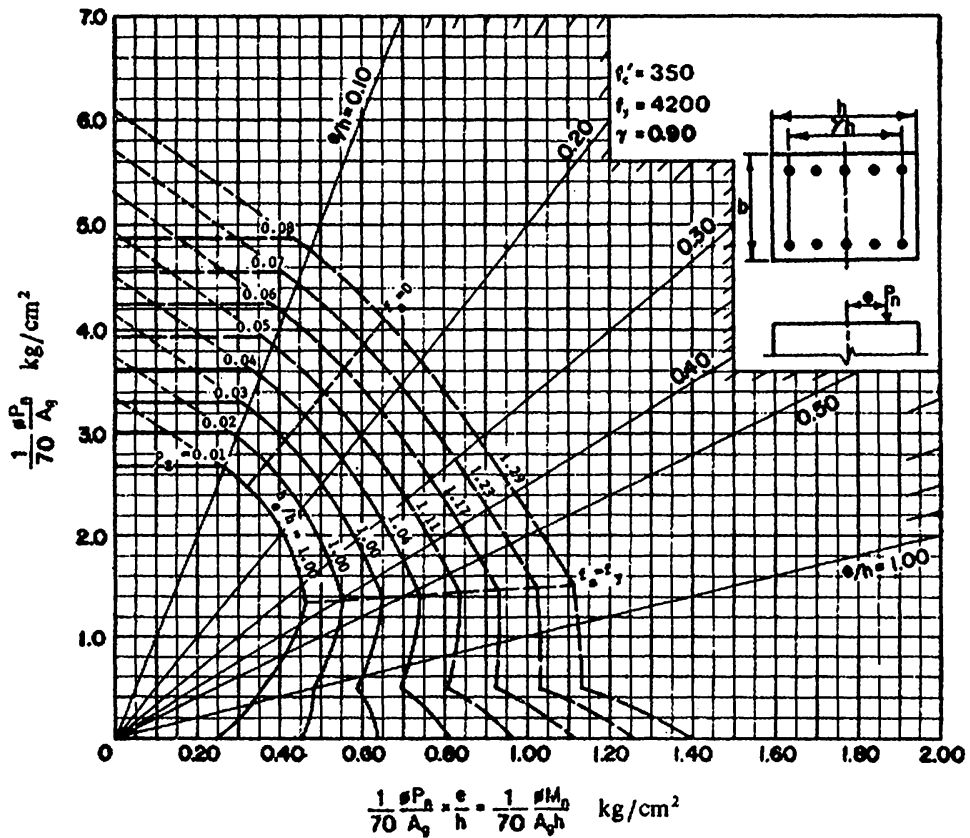


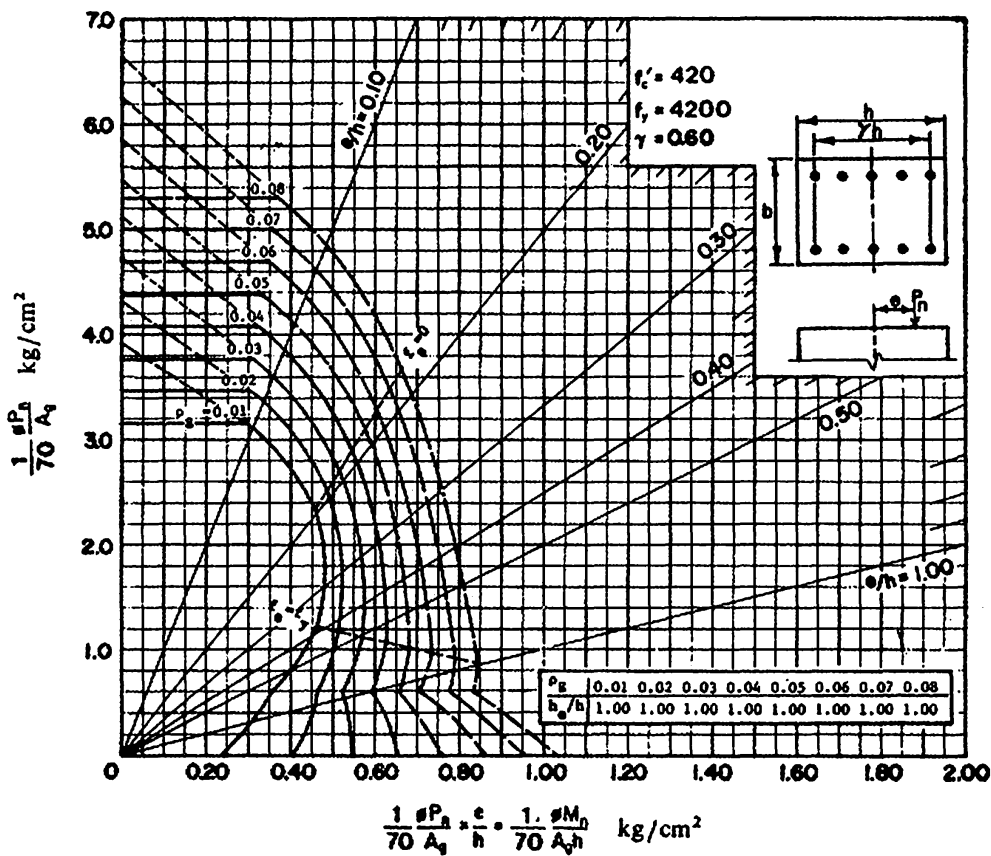
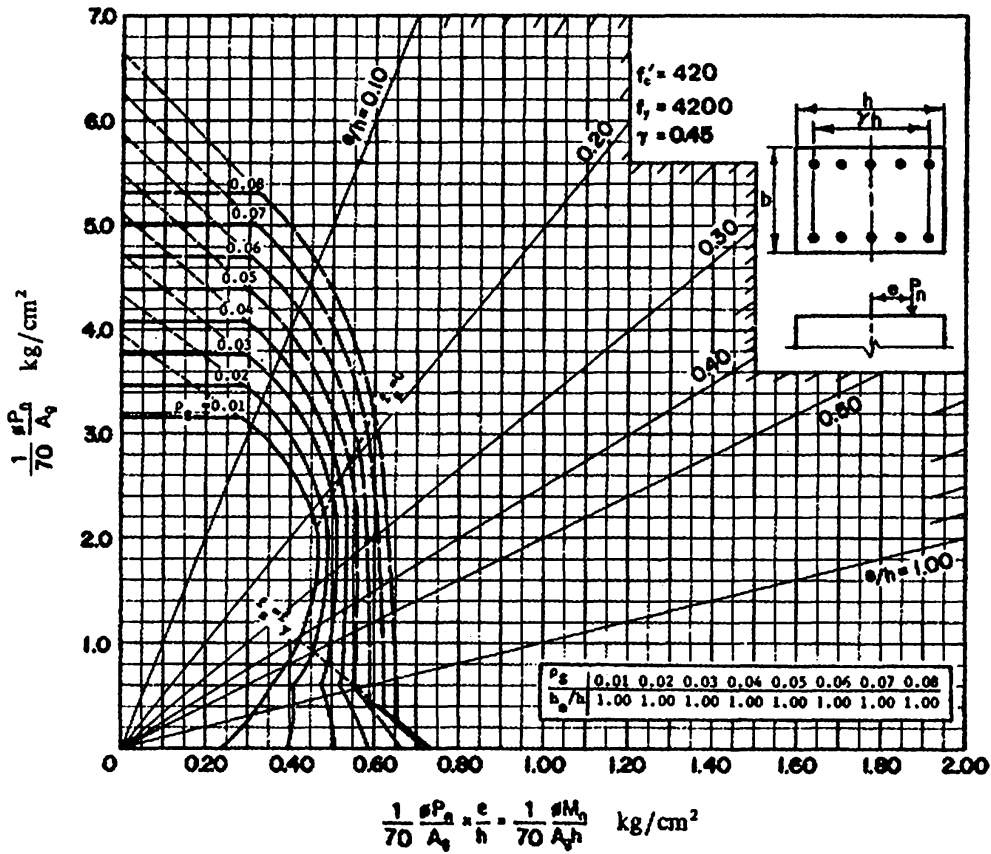
(۶۶)

(۶۷)

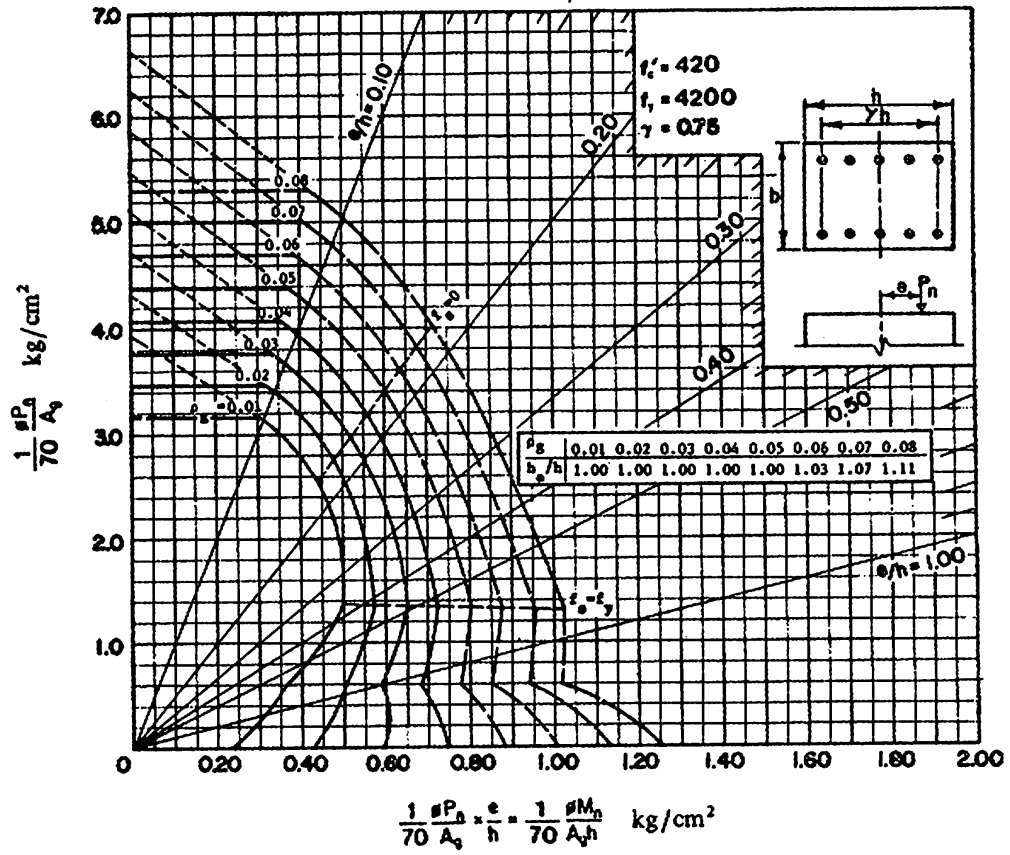


(۶۸)

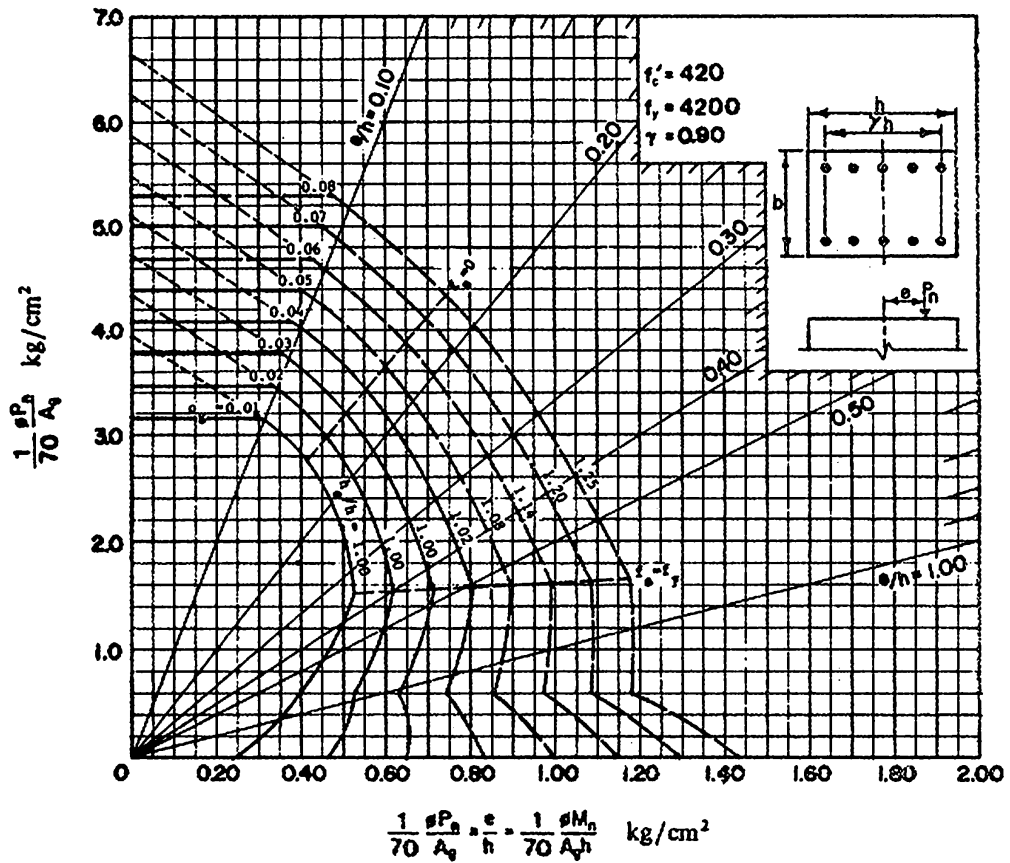


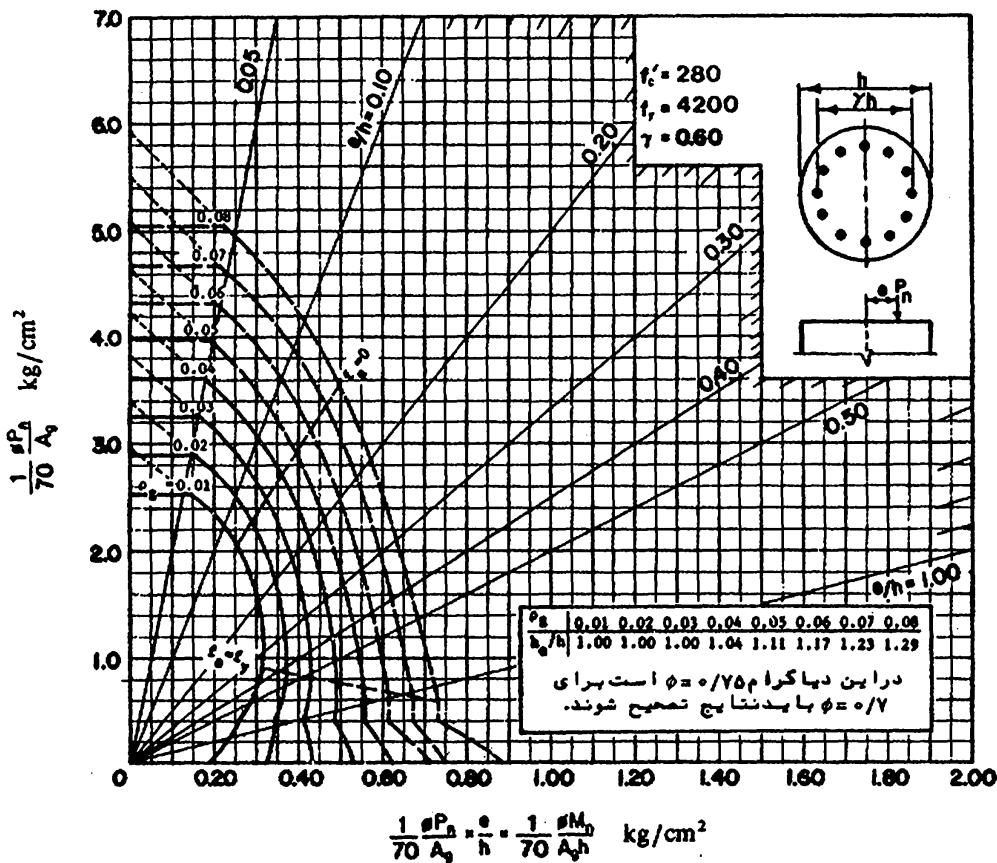
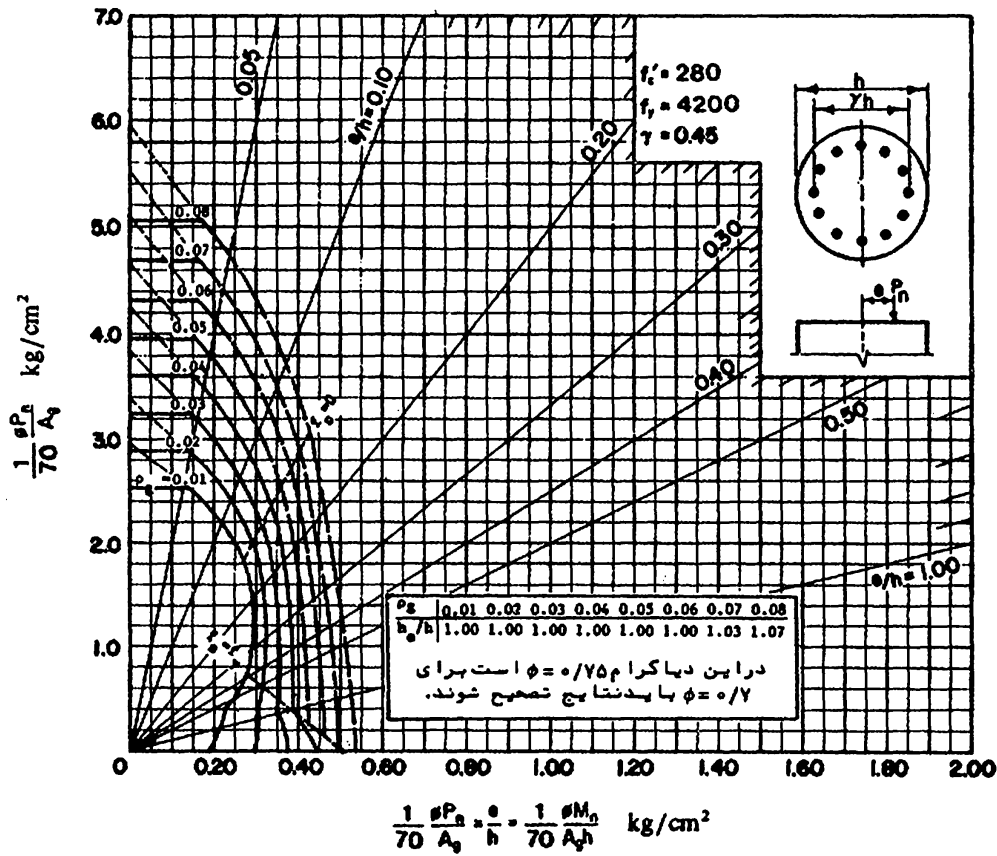


(۷۱)

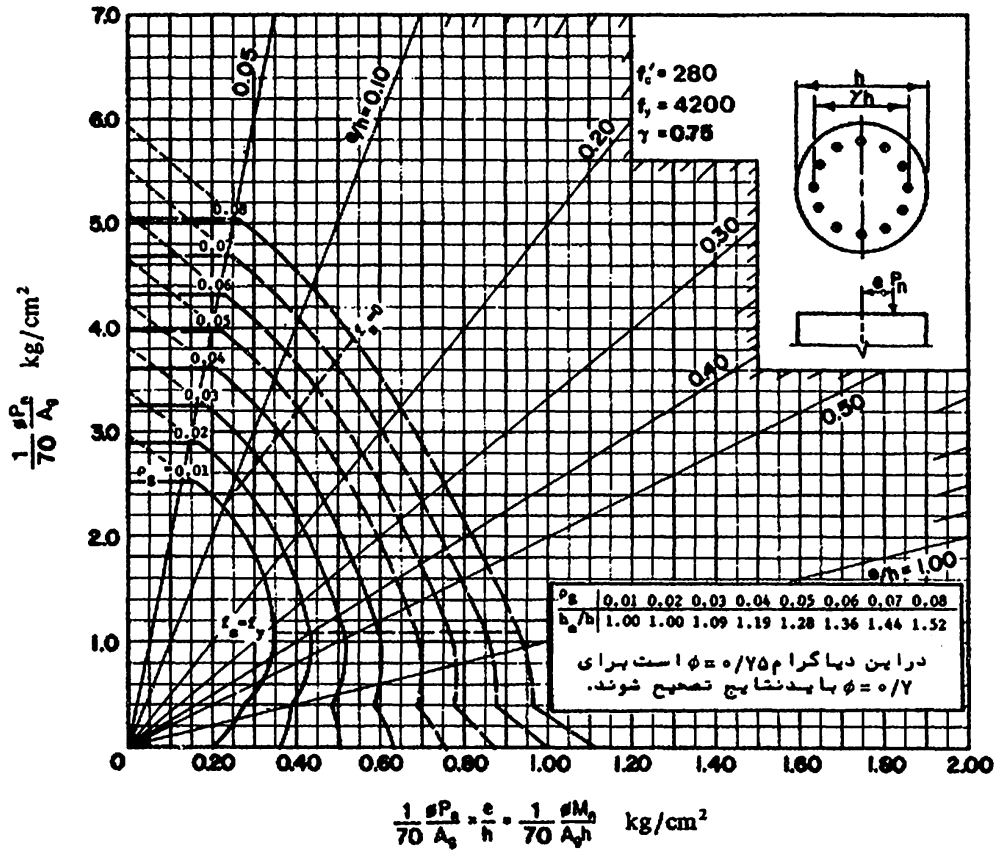


(۷۲)

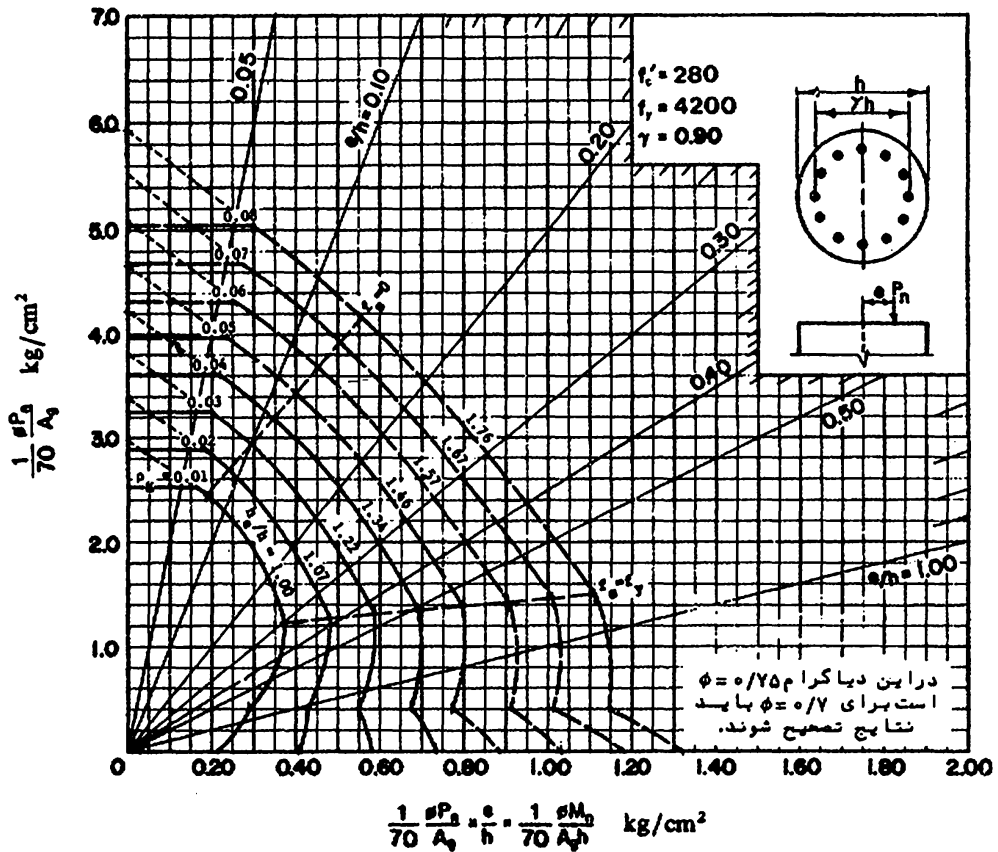


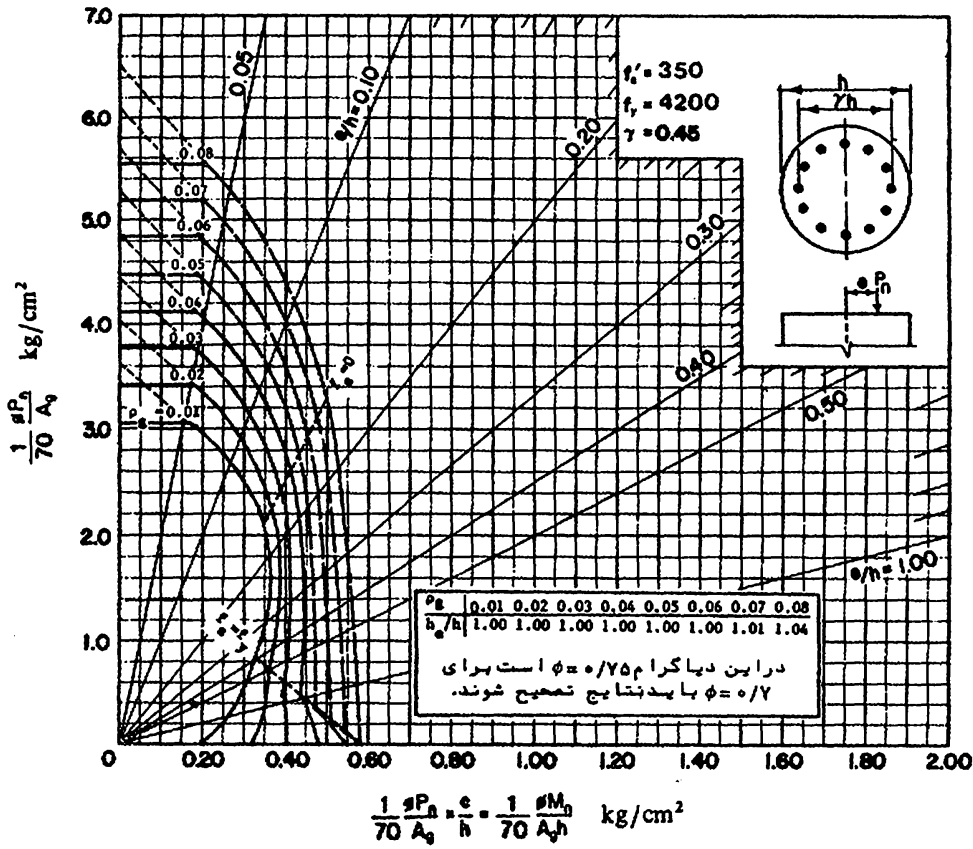


(۷۵)

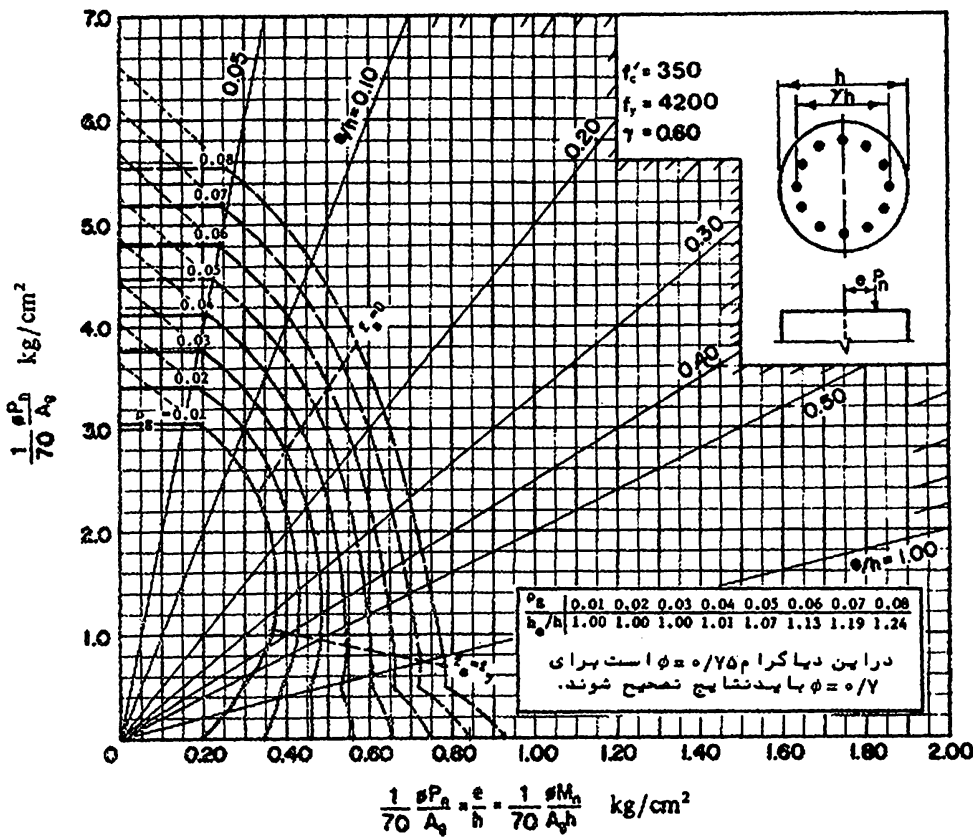


(۷۶)



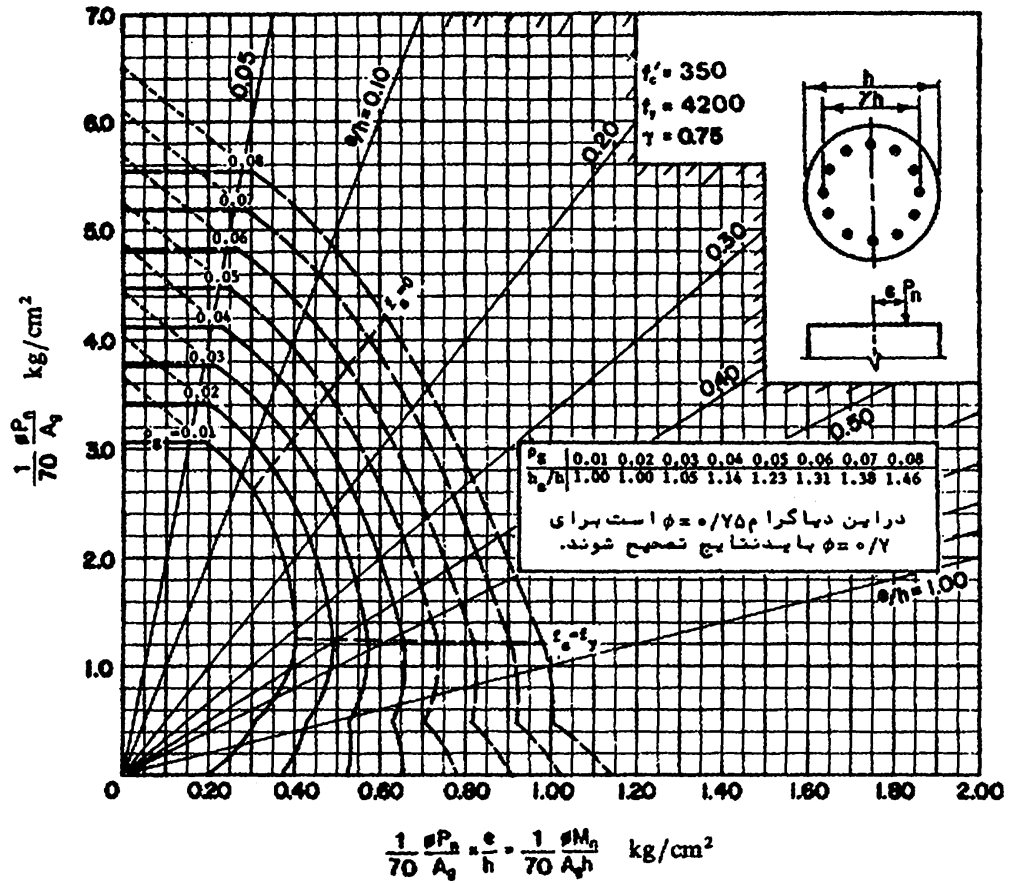


(۷۷)

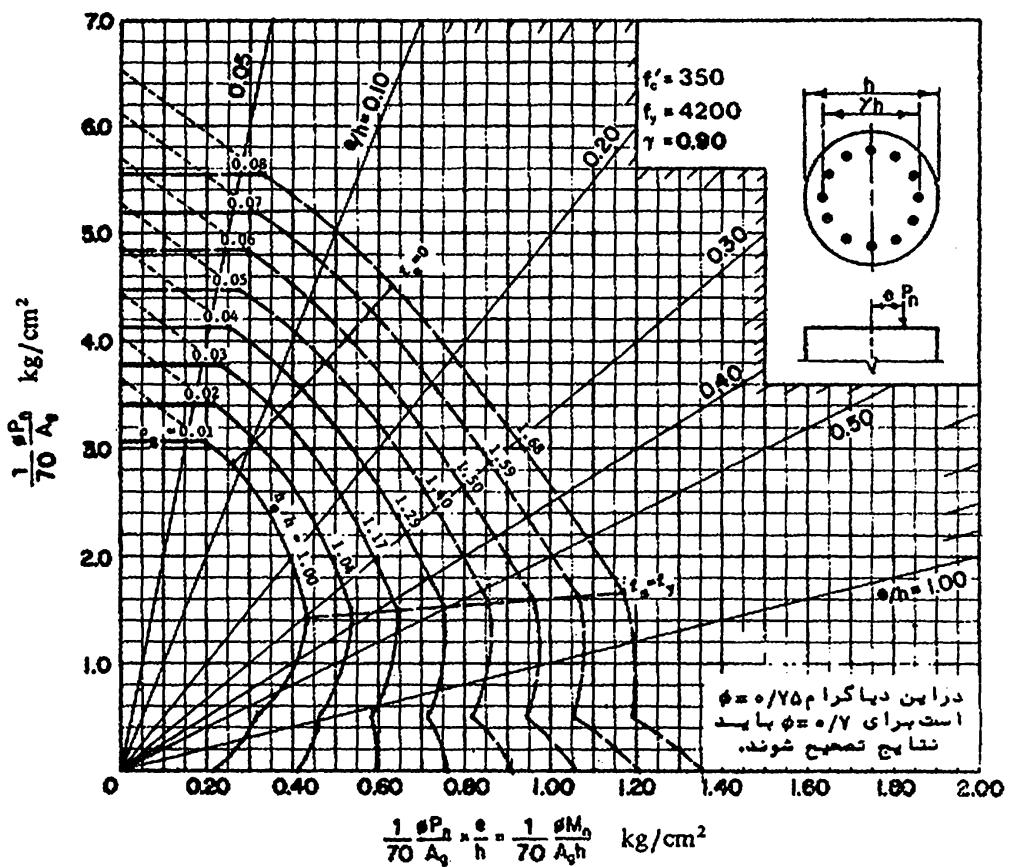


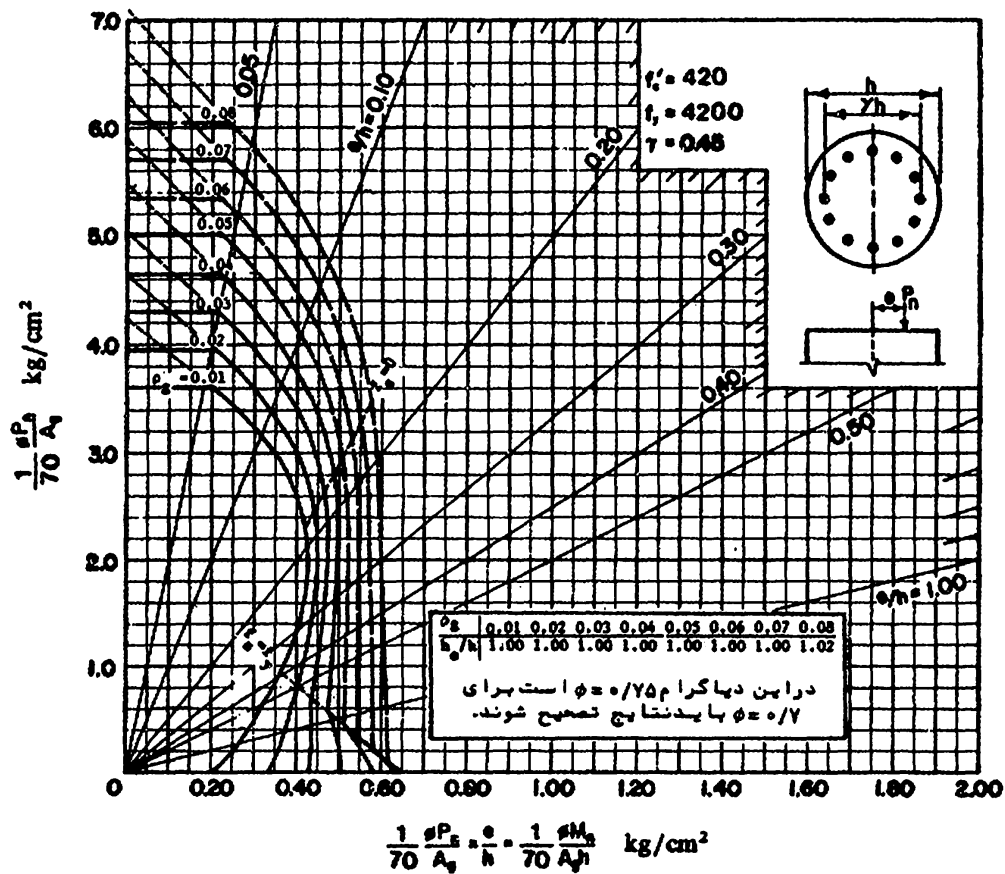
(۷۸)

(۷۹)

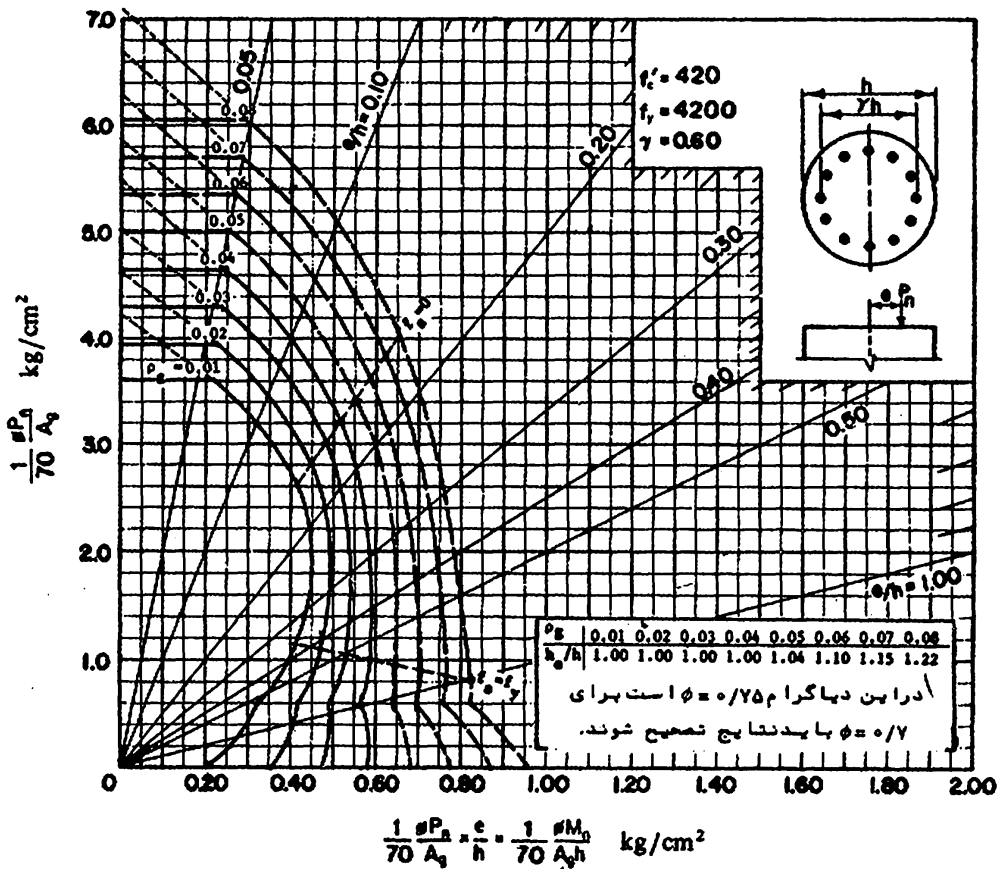


(۸۰)



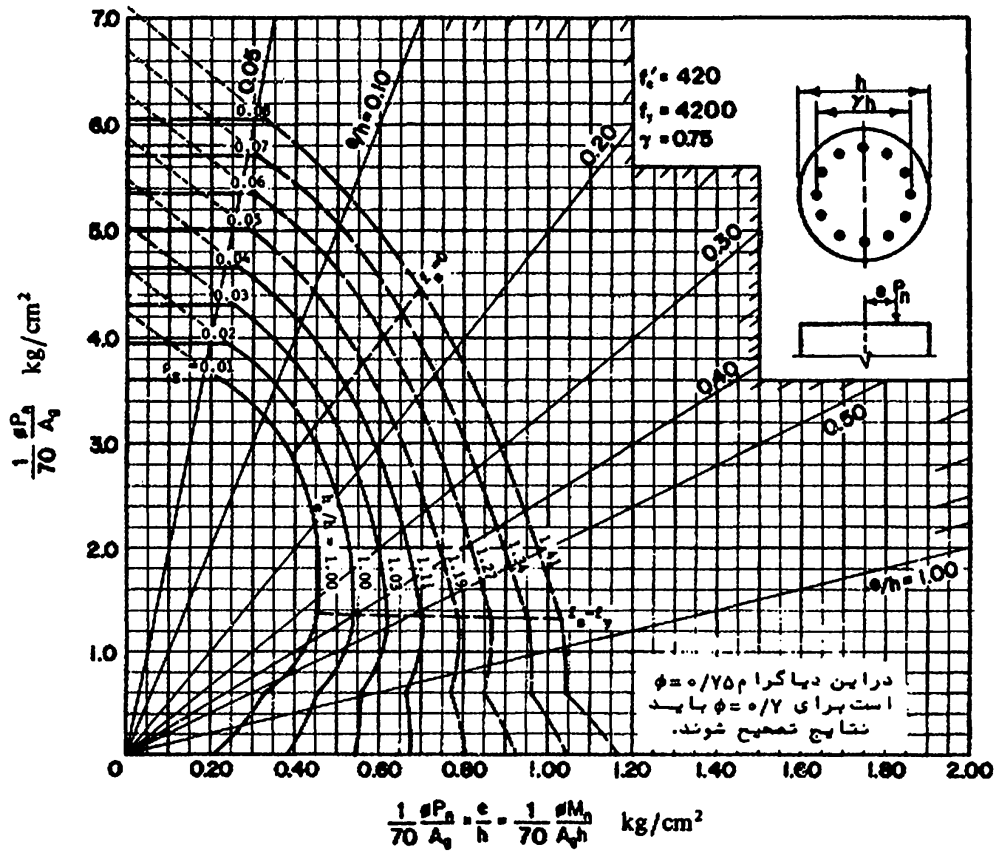


(۸۱)

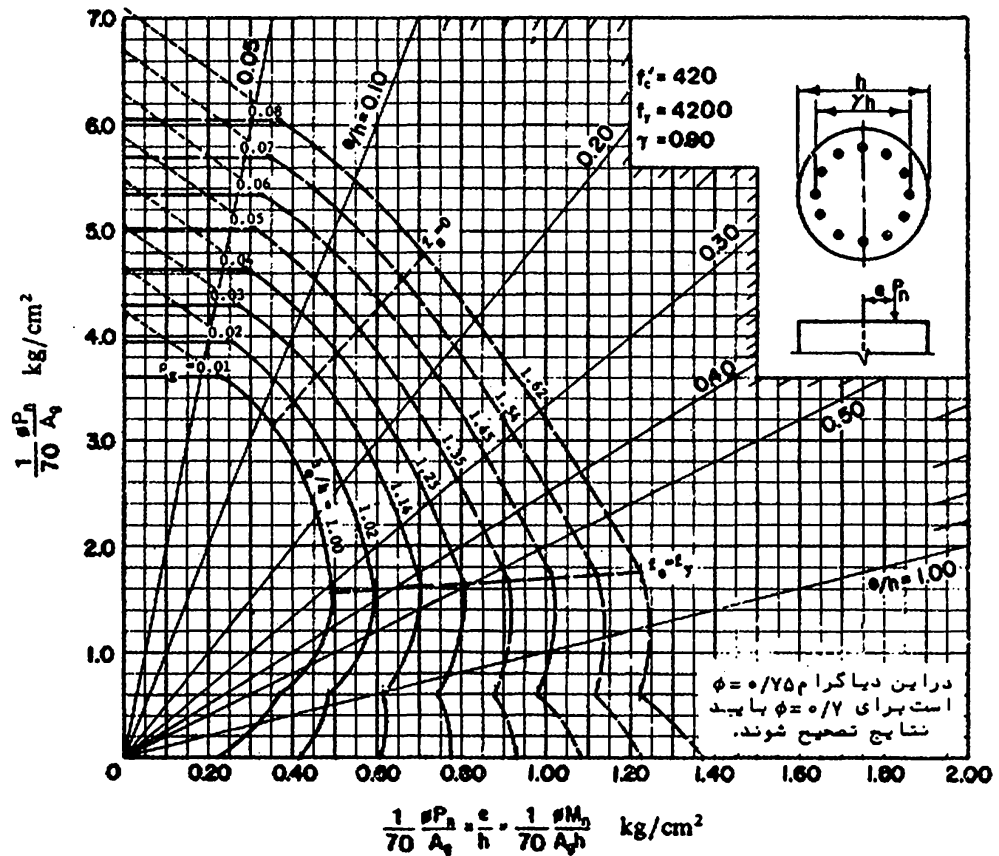


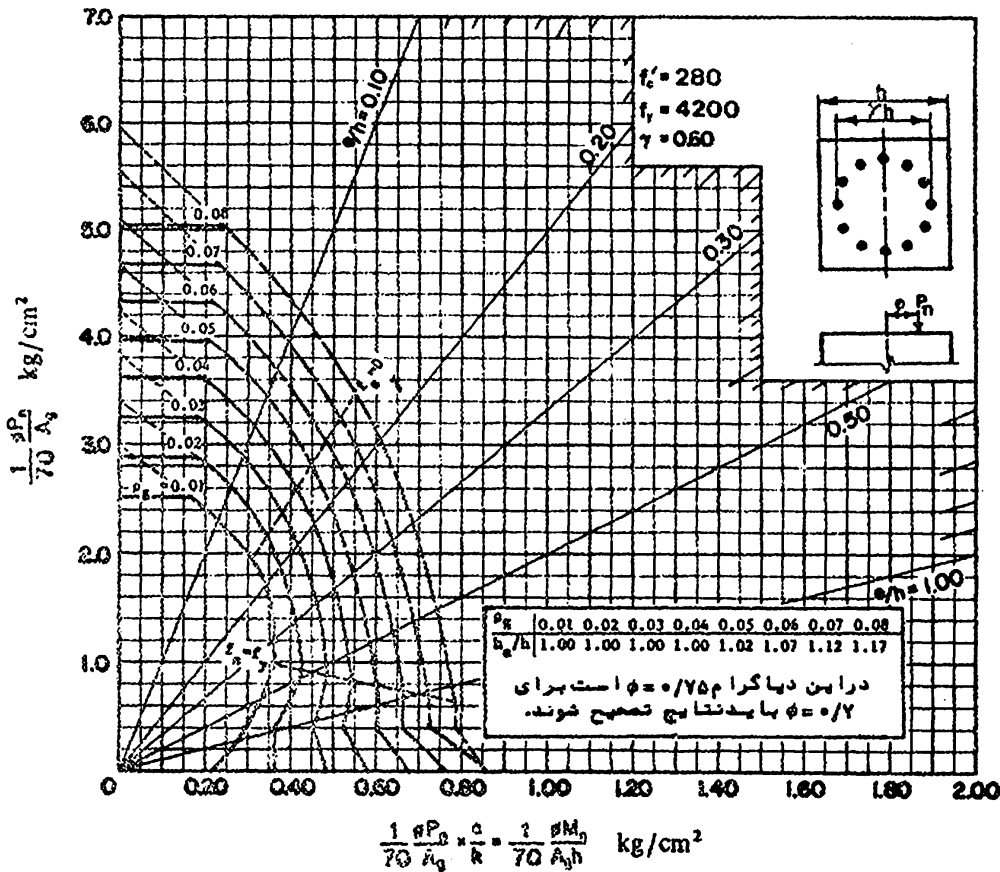
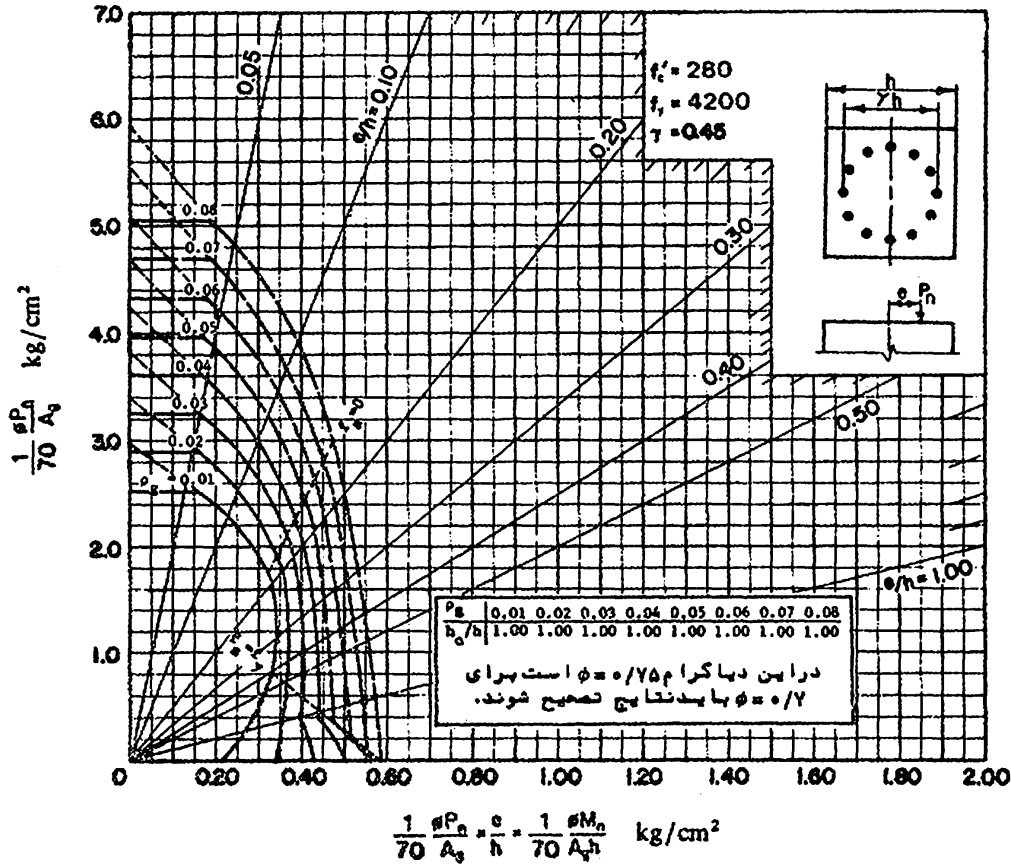
(۸۲)

(۸۳)

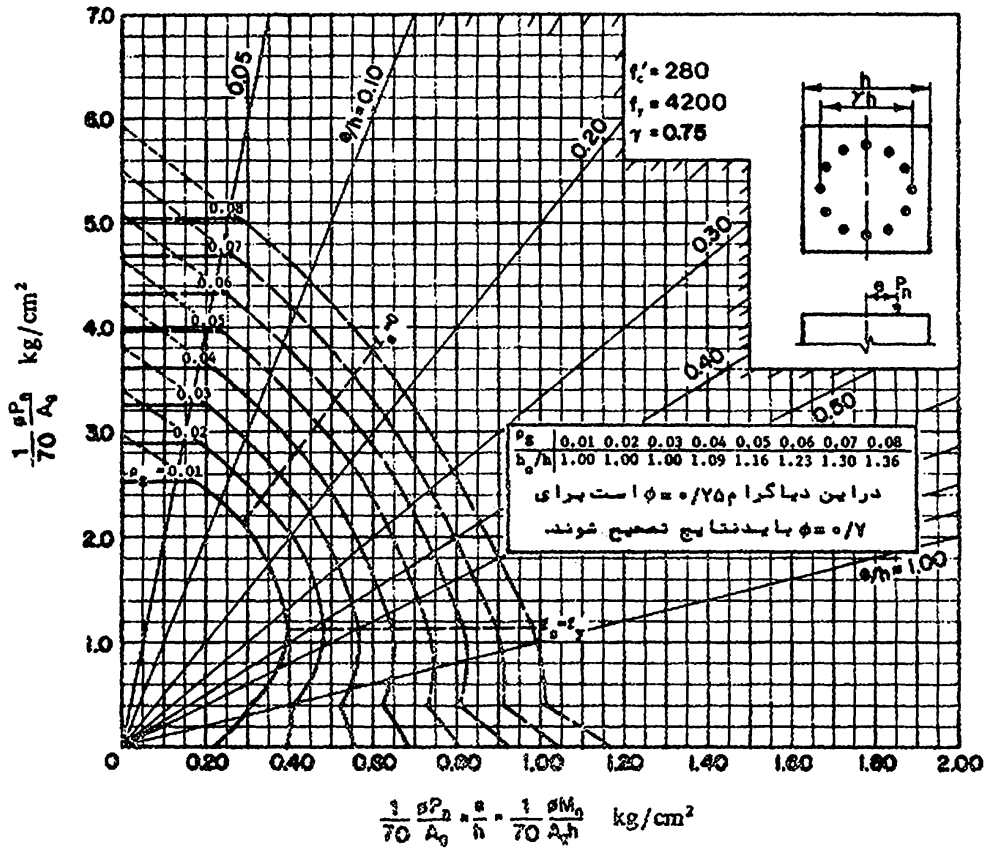


(۸۴)

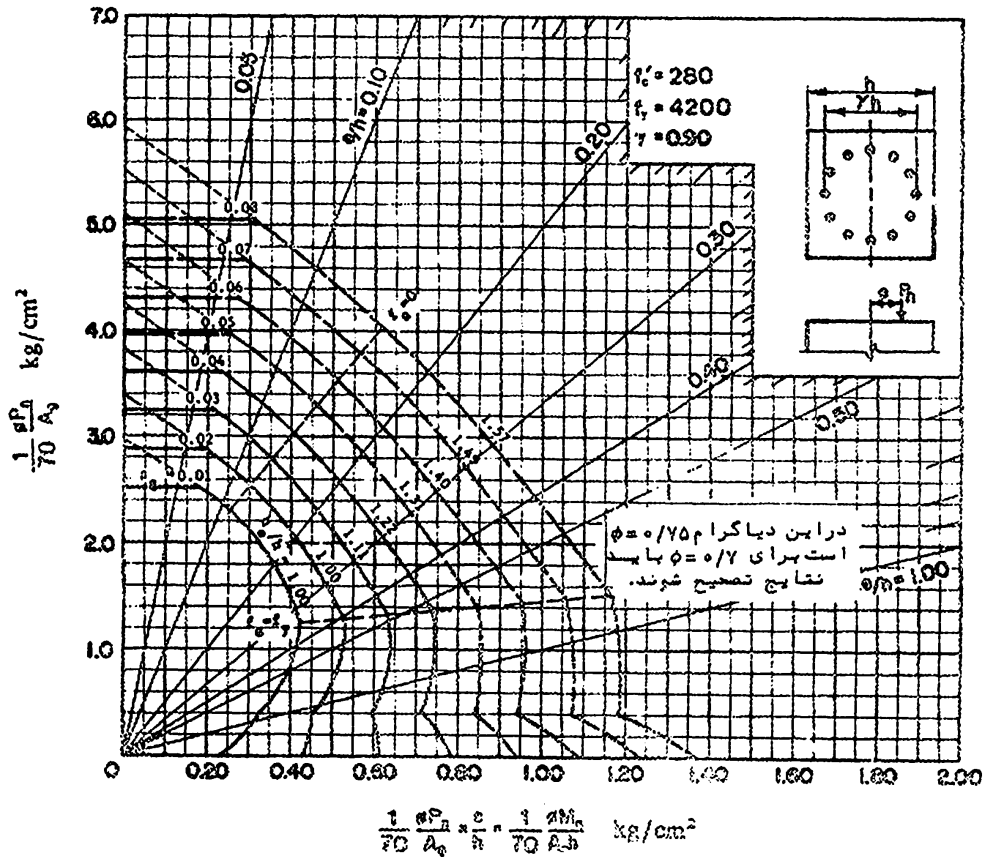


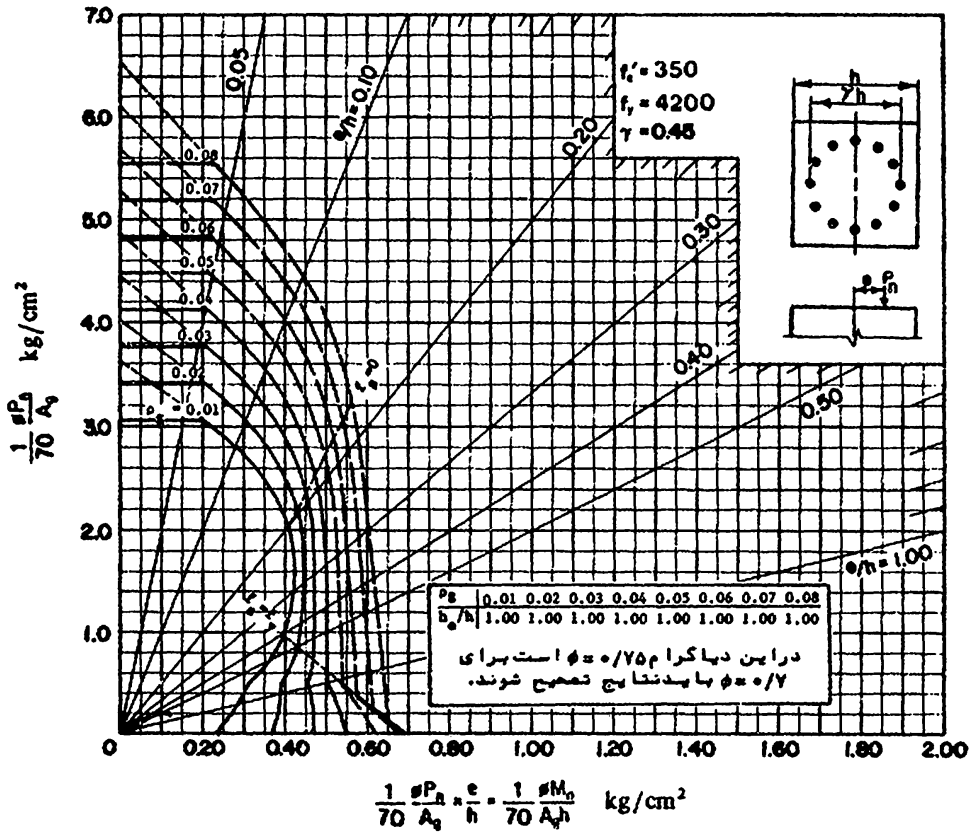


(۸۷)

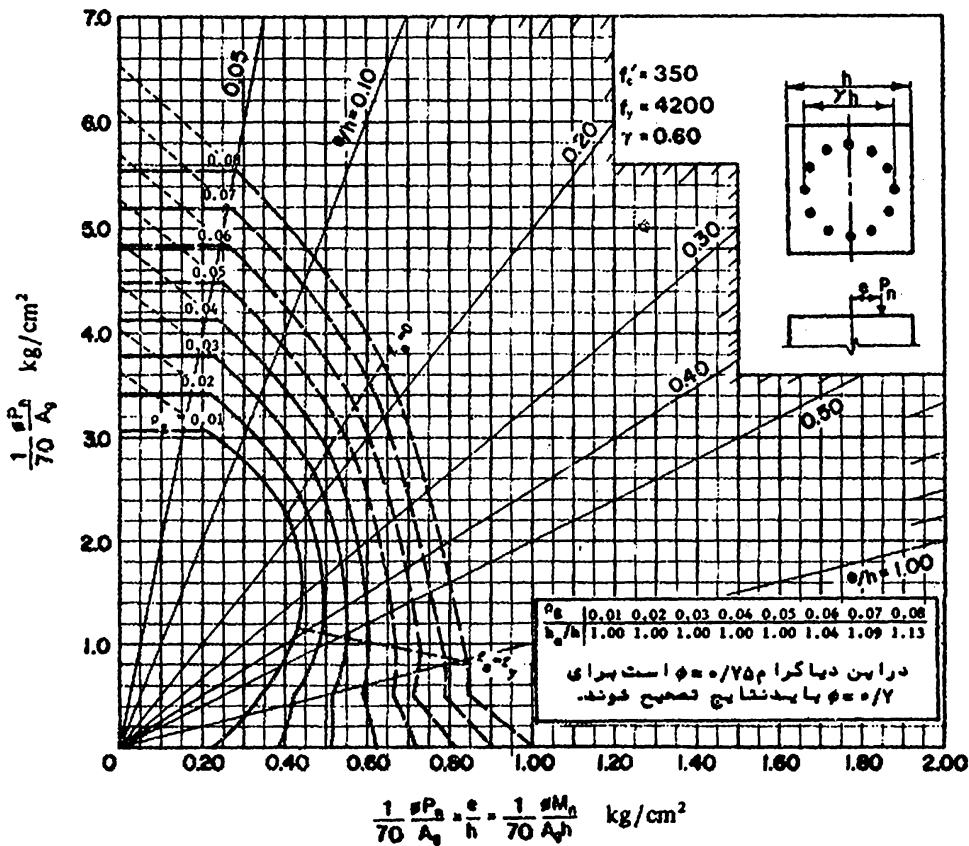


(۸۸)



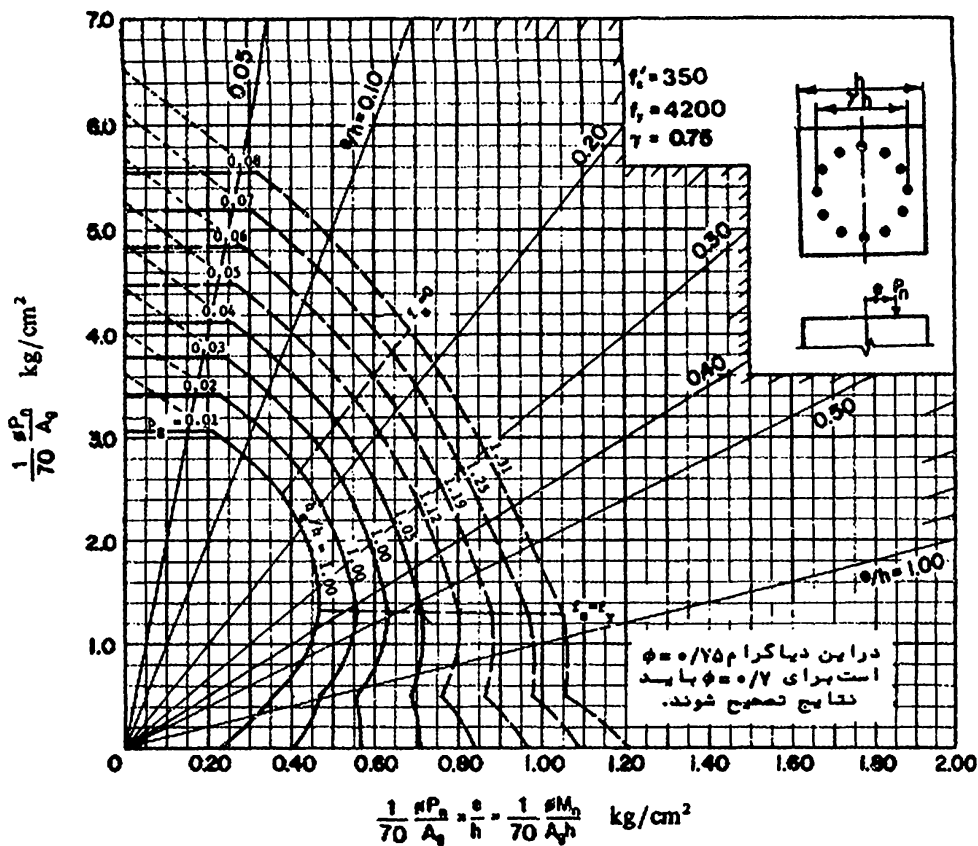


(۸۹)

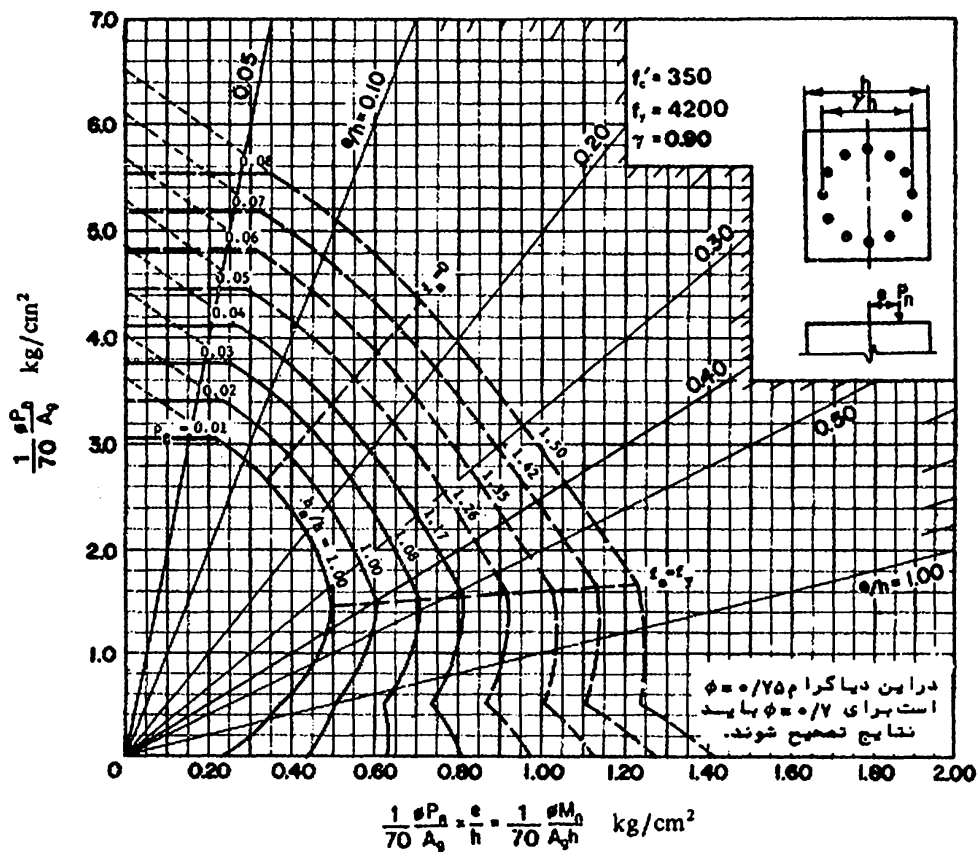


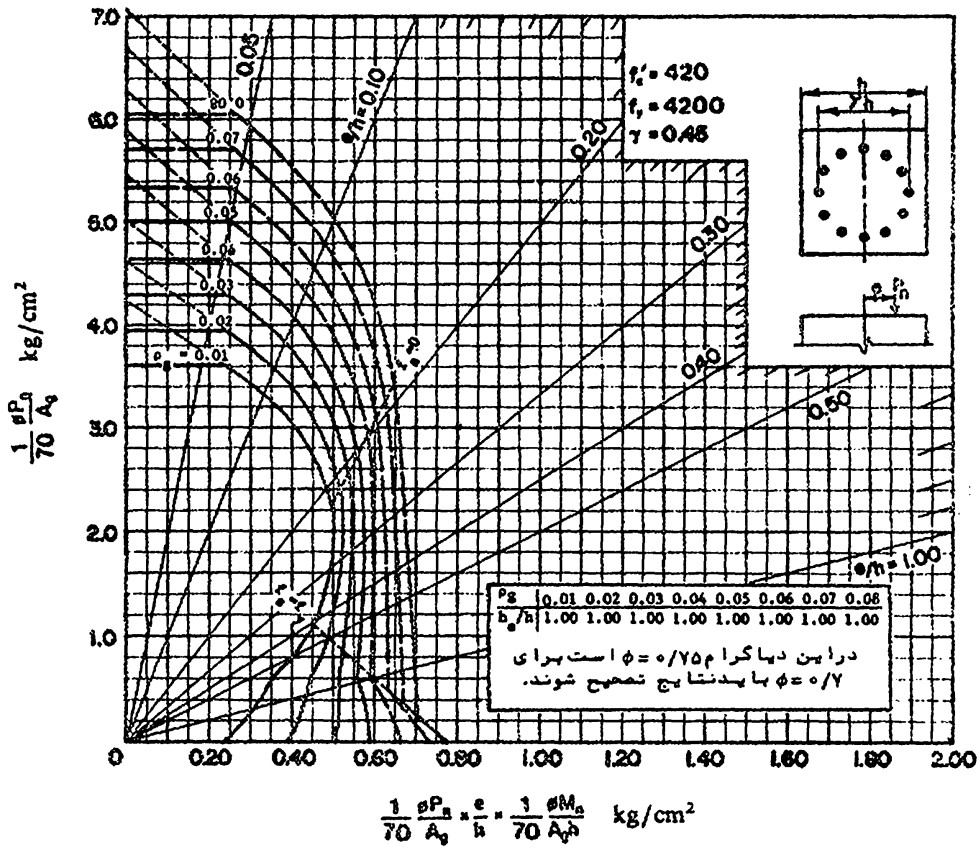
(۹۰)

(۹۱)

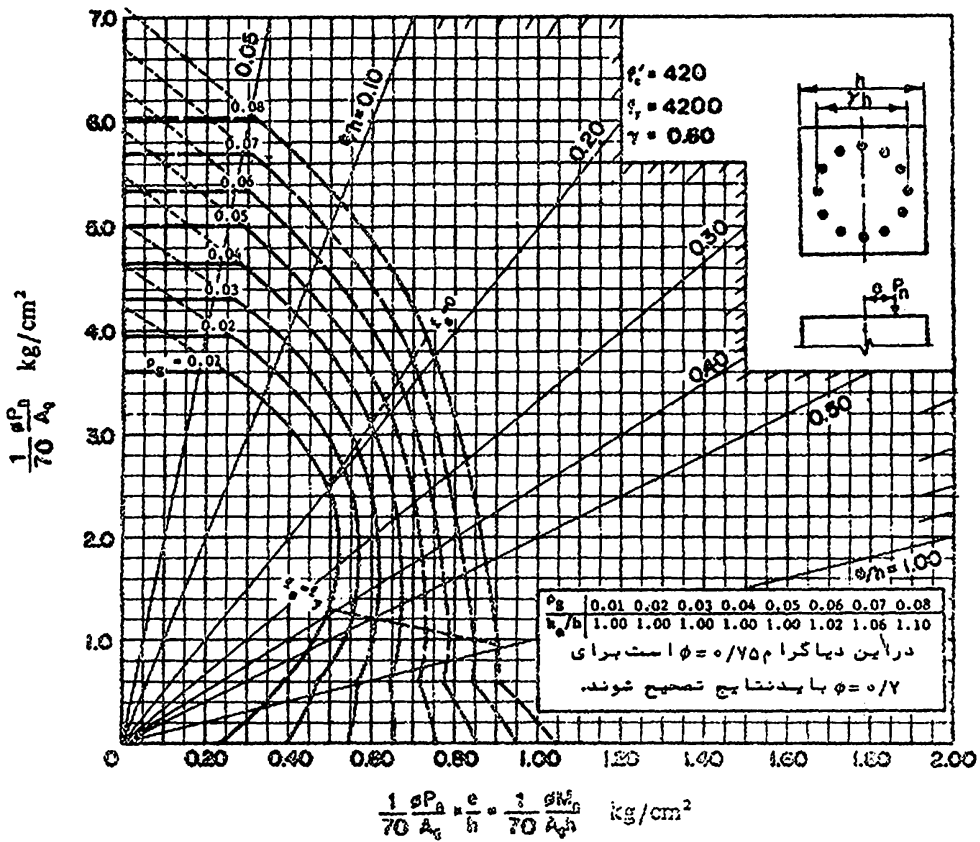


(۹۲)



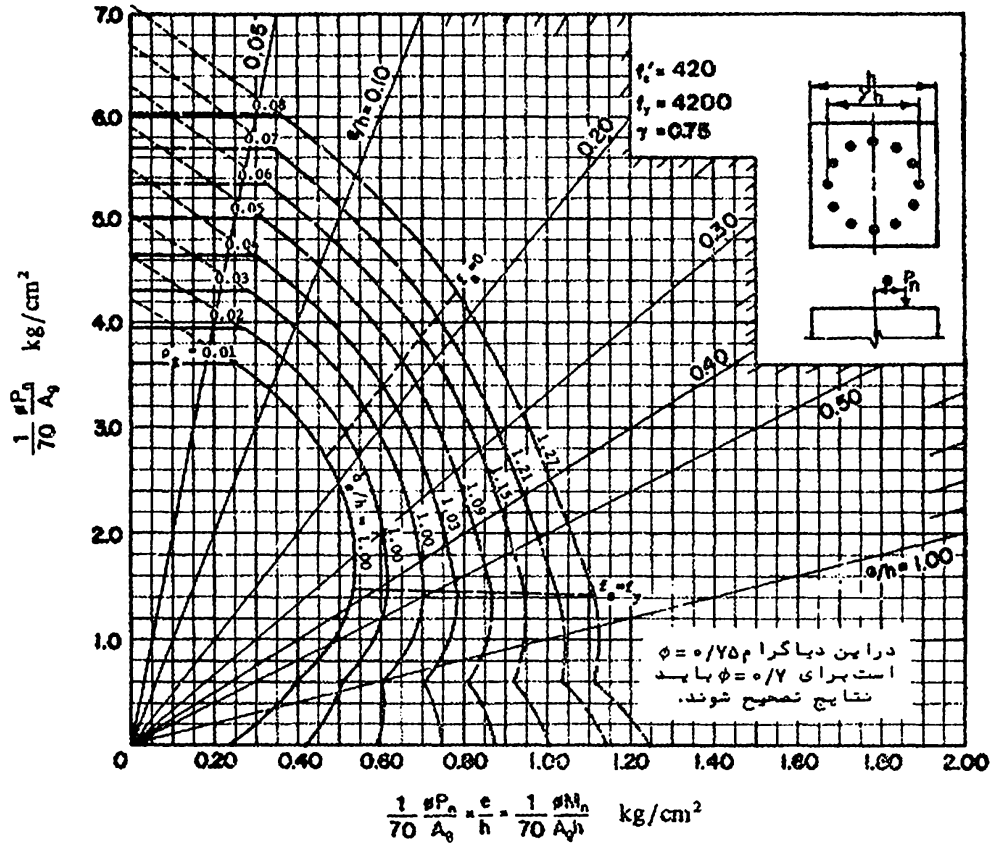


(۹۳)

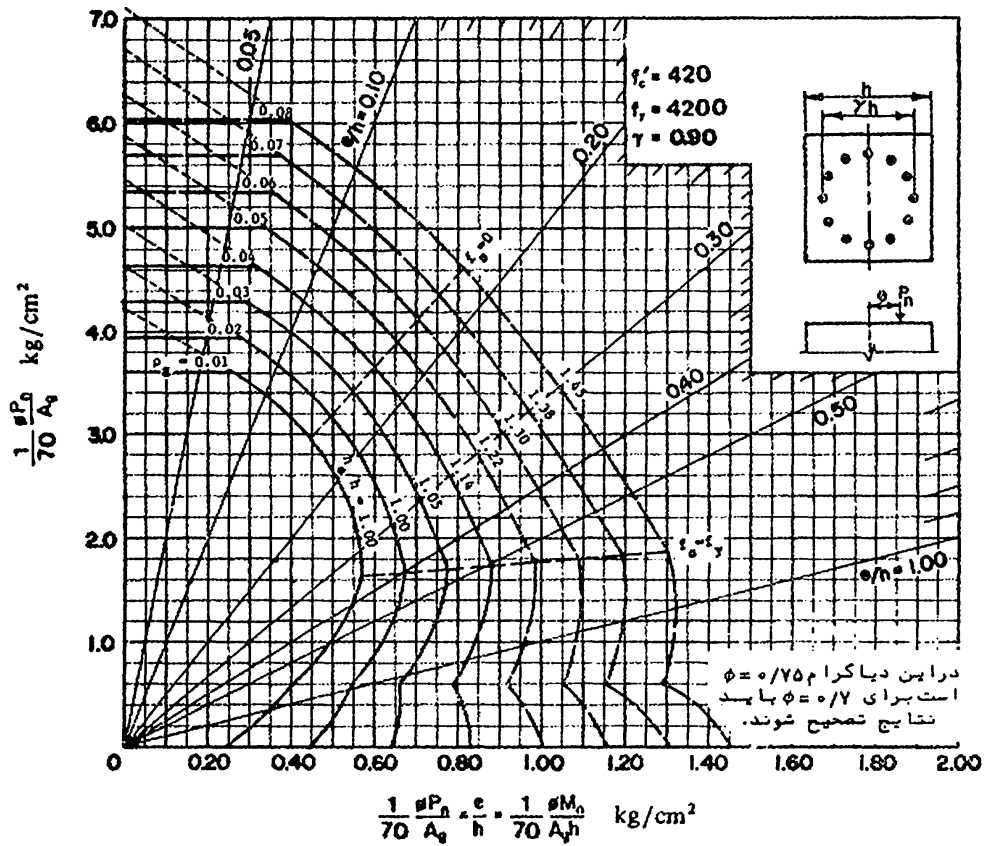


(۹۴)

(۹۵)



(۹۶)



واژه نامه

A

absorption	جذب
adhesion	گیرش
admixture	ماده مضاف
aggregate	دانه
air-entrained concrete	بتن هواداده شده
air-entraining agent	ماده هوازا
allowable	مجاز
alloy	آلیاژ
alternating load	بارتناوبی
alternative loading	بارگذاری متناوب
ambient temperature	دمای محیط
analysis	آنالیز - تحلیل
anchor	مهاری
anchorage	مهاری
arch action	رفتار قوسی
axial	محوری

B

balanced design	طرح متعادل - طرح متوازن
balanced reinforcement	آرما تور متعادل - آرما تور متوازن
bar	میلگرد
bar chair	خرک

bar size	اندازه میلگرد - قطر میلگرد
batch	پیمانہ
batcher	پیمانہ‌کن - دستگا‌ه پیمانہ و مخلوط‌کن
batching	پیمانہ و مخلوط کردن
bay	چشمه
beam	تیر
beam-column	تیر - ستون
beam flange	بال تیر
bearing capacity	ظرفیت باربری
bearing pressure	فشار اتکائی - فشار تکیه‌گاه‌هی
bearing strength	مقاومت اتکائی - مقاومت تکیه‌گاه‌هی
bearing stress	تنش اتکائی - تنش تکیه‌گاه‌هی
bend	خم
bending	خمشی - خمش - خم کردن
bending moment	لنگر خمشی
bent bar	میلگرد خم
biaxial bending	خمش دو محوری
billet steel	فولاد شمش
blast-furnace slag	رو باره آهن گدازی
bleeding	آب انداختن
bond	چسبندگی
bond stress	تنش چسبندگی
bracing	مهاربندی - بادبندی
bracket	دستک - براکت
bridge deck	عرشه پل
brittle	شکننده - ترد
brittle fracture	شکست ترد
buckling	کمانش
building official	بازرس ساختمان
building	ساختمان

bundled bars	گروه میلگرد
burlap	گونی - کرباس
butt joint	اتصال لب به لب
buttress	پشت بند

C

cable	کابل
camber	خیز معکوس
cantilever	کنسول - طره
capacity	ظرفیت
cast-in-place	درجا
cast-in-situ	درجا
cement	سیمان
cement, blended	سیمان مخلوط شده
cement, hydraulic	سیمان هیدرولیکی
cement, portland	سیمان پرتلند
cement, slag	سیمان روبره‌ای
cement, sulfate-resistant	سیمان ضد سولفات
cement content	عیار سیمان
cement grout	دوغاب سیمان
cement mortar	ملات سیمان
characteristic	مشخصه
clear span	دهانه آزاد
closed stirrup	خاموت بسته - تنگ
coarse	درشت
coarse aggregate	سنگدانه درشت - درشت دانه
code	آئین نامه
coefficient	ضریب
cold-drawn	کشیده شده به حالت سرد
cold-work	کار سرد

collapse	فروریختگی
column	ستون
column capital	سرستون
column strip	نوارستون
combined footing	پی مرکب
compaction	تراکم
compatibility	سازگاری
compatibility torsion	پیچش همسازی
component	مؤلفه
composite members	اعضای مختلط - اعضای مرکب
compression field theory	تئوری میدان فشار
compression members	اعضای فشاری
compression reinforcement	آرما تورفشاری
compressive	فشاری
compressive strength	مقاومت فشاری
concentration	تمرکز
concrete	بتن
concrete, exposed	بتن نمایان - بتن نما
concrete, green	بتن تازه گرفته
concreting	بتن ریزی
concrete, heavy	بتن سنگین
concrete, lean	بتن کم‌سیمان - بتن لاغر - بتن مگر
concrete, lightweight	بتن سبک
concrete, mass	بتن حجیم
concrete, precast	بتن پیش ساخته
concrete, prestressed	بتن پیش تنیده
concrete, ready-mixed	بتن آماده
concrete, reinforced	بتن آرمه
concrete, structural	بتن سازه‌ای - بتن ساختمانی
concrete, structural lightweight	بتن سازه‌ای سبک - بتن ساختمانی سبک

concrete quality	کیفیت بتن
conduit	مجرا
connection	اتصال
conservative	محافظه کارانه
consistency of concrete	روانی بتن
consolidation	تراکم - تحکیم
constrained	مقید
construction joint	درز اجرائی
construction loads	بارهای اجرائی - بارهای حین ساخت
continuous beam	تیرسراسری
continuous reinforcement	آرما توریکسره - آرما تورسراسری
continuous slab	دال سراسری
contraction joint	درز انقباض
conveying	حمل
conveyor belt	تسمه نقاله
corbel	کربل - شانه
core	مغزه
corner	گوشه
corrosion	خوردگی
cover	پوشش
crack	ترک
cracked section	مقطع ترک خورده
cracking load	بار ترک خوردگی
creep	وارفتگی - خزش
creep coefficient	ضریب وارفتگی - ضریب خزش
criterion	ضابطه - معیار
critical	بحرانی
cross section	مقطع عرضی
cube strength	مقاومت نمونه مکعبی
curing	عمل آوردن - مراقبت کردن

curtailment of bars	ختم میلگردها - قطع میلگردها
curvature	انحناء
cylinder strength	مقاومت نمونه استوانه‌ای

D

dead load	بار مرده
deep beam	تیر تیغه‌ای - تیر با ارتفاع زیاد
deflection	تغییر مکان - خیز
deformation	تغییر شکل
deformed bar	میلگرد آجدار
density	جرم مخصوص - جرم واحد حجم
design	طرح - طراحی
design load	بار طراحی
design strength	مقاومت طراحی
details	جزئیات
deterioration	تخریب
development length	طول گیرائی - طول مهاری
diagonal crack	ترک قطری
diagonal tension stress	تنش کششی قطری
dimension	بعد - اندازه
direct design method	روش طرح مستقیم - روش طراحی مستقیم
displacement	تغییر مکان - جابجائی
distribution	پخش - توزیع
dome	گنبد
dowel	میلگرد اتصال - میلگرد انتظار - میلگرد ریشه
drop panel	پهنه
dry concrete	بتن خشک
ductility	تغییر شکل پذیری
durability	دوام
dynamic	دینامیکی

drying shrinkage

افت خشک شدگی

E

earth pressure

فشار خاک

earthquake

زلزله - زمین لرزه

eccentricity

خروج از مرکز - برون محوری

edge beam

تیر لبه - تیر کناری

effective depth

ارتفاع مؤثر

effective flange width

عرض مؤثر بال - پهنای مؤثر بال

elastic

الاستیک - ارتجاعی

elastic design

طراحی الاستیک

elasticity

الاستیسیته - قابلیت ارتجاع

elastic limit

حدا الاستیک - حد ارتجاعی

elastic modulus

مدول الاستیسیته - مدول ارتجاعی

element

قطعه - عضو

embedded

مدفون

embedment length

طول گیرداری

empirical design method

روش طراحی تجربی

endurance limit

حد دوام

entrapped air

هوای محبوس

equilibrium

تعاادل

equilibrium torsion

پیچش تعادل

equivalent frame method

روش قاب معادل

equivalent rectangular stress

تنش مستطیلی معادل

erection

ساخت

expansion

انبساط

expansion joint

درز انبساط

experimental

تجربی

exposure condition

شرایط محیطی

F

face of support	برتکیه گاه - لبه تکیه گاه
factored load	بار ضریب دار
factor of safety	ضریب اطمینان
fail	فروریختن - گسیخته شدن
failure	گسیختگی - شکست
failure load	بار گسیختگی
fatigue	خستگی
fatigue limit	حد خستگی
fiber	تار
filler	پرکننده
fine aggregate	سنگدانه ریز - ریزدانه
flange	بال
flat plate	دال تخت
flat slab	دال قارچی
flexibility	نرمی - انعطاف پذیری
flexure	خمش
flexural bond	چسبندگی خمشی
flexural cracking	ترک خوردگی خمشی
flexural reinforcement	آرما تورخمشی
flexural rigidity	صلبیت خمشی
flexural strength	مقاومت خمشی
flexure-shear crack	ترک خمش - برش
floor	کف - طبقه
footing	شالوده - پی
force	نیرو
form	قالب
form coating	اندود قالب
form oil	روغن قالب

formwork	قالب بندی
foundation	پی - شالوده
fracture	شکست
frame	قاب
frequency of testing	تکرر آزمایشها
fresh concrete	بتن تازه
friction	اصطکاک

G

gel	ژل - لعاب
girder	تیر اصلی - شاه تیر
grading	دانه بندی
grade	گرید - رده - طبقه
grade beam	تیر در ترازمین
gravel	شن
grid foundation	پی شبکه ای - پی مشبک
gross section	مقطع کل - مقطع ناخالص
grout	دوغاب

H

hairline cracking	ترکهای موئی
hardening	سخت شدن
haunch	ماهیچه
heat treatment	عملیات حرارتی
heavyweight concrete	بتن سنگین
high-strength steel	فولاد با مقاومت بالا
hinge joint	اتصال مفصلی
hollow	تو خالی - مجوف
homogeneous	همگن
honeycombing	گرموشدن

hook	قلاب
hooked bar	میلگرد قلاب دار - میلگرد منتهی به قلاب
hooke's law	قانون هوک
hoop	حلقه
hoop reinforcement	آرما تور حلقوی
hopper	قیف
horizontal	افقی
hot-rolled	گرم نورد شده
humidity	رطوبت
hydration	هیدراسیون



inclined crack	ترک مایل
inclined cracking	ترک خوردگی قطری
indeterminate	نامعین
inelastic	غیر الاستیک - غیر ارتجاعی
inflection point	نقطه عطف
ingredients	مواد متشکله - اجزای متشکله
initial	اولیه
initial tangent modulus	مدول مماسی اولیه
in-situ concrete	بتن درجا
inspection	بازرسی - نظارت
installation	نصب - اجراء
instantaneous	لحظه‌ای
interaction	اثر متقابل
interaction diagram	منحنی اثر متقابل
interface	وجه مشترک
irreversible	غیر قابل برگشت
isotropic	ایزوتروپیک

J

joist

تیرچه

K

kern

هسته

L

lap

پوشش - روی هم افتادگی

lap length

طول پوشش - طول رویهم افتادگی

lap splice

وصله رویهم - وصله پوششی

lateral load

بار جانبی

lateral reinforcement

آرماتور جانبی - آرماتور عرضی

lattice

شبه

layer, reinforcement

سفره آرماتور - لایه آرماتور

lean concrete

بتن کم‌سیمان - بتن لاغر - بتن مگر

(beam) ledge

پاشنه (تیر)

lever arm

بازوی اهرم

lift

مرحله بتن ریزی - لایه بتن ریزی

lightweight aggregate

دانه سبک - سنگدانه سبک

lightweight concrete

بتن سبک

lime

آهک

limestone

سنگ آهک

limit state

حالت حدی

limit state design طرح در حالت حدی - طراحی بر مبنای حالت حدی

linear

خطی

linear analysis

آنالیز خطی - تحلیل خطی

live load

بار زنده

load

بار

load combination

ترکیب بار

load reversal	برگشت بار
load test	آزمایش بارگذاری
load factor	ضریب بار
local	موضعی
longitudinal	طولی
longitudinal axis	محور طولی
longitudinal bar	میلگرد طولی
longitudinal reinforcement	آرماتور طولی
long-term deformation	تغییر شکل درازمدت
loss	کاهش - زوال

M

maintenance	نگهداری
masonry	بنائی
mass concrete	بتن حجیم
mat, bar	سفره میلگرد
materials	مصالح
mat foundation	پی گسترده
mean	میانگین
mechanical anchorage	مهاره مکانیکی
member	عضو - قطعه
mesh	شبه‌سیمی جوش شده - توری
middle strip	نوار میانی
mix	مخلوط
mix design	طرح مخلوط - طرح اختلاط
mixer	مخلوط‌کن
mixing	مخلوط کردن - اختلاط
modification factor	ضریب اصلاح
modular ratio	نسبت مدولی
modulus	مدول

modulus of elasticity	مدول الاستیسیته - مدول ارتجاعی
modulus of rupture	مدول گسیختگی
modulus of subgrade reaction	مدول عکس‌العمل زمین
mold	قالب
moment	لنگر - ممان
moment distribution	توزیع لنگر - پخش ممان
moment of inertia	ممان اینرسی
monolithic concrete	بتن یکپارچه
mortar	ملات

N

natural	طبیعی
neutral axis	محور خنثی
nominal	اسمی
nominal strength	مقاومت اسمی
non-linear	غیرخطی

O

offset	انحراف از موقعیت
one-way slab	دال یک طرفه
opening	بازشو - قسمت باز
orthotropic	اورتروپیک
overdesign	طرح دست‌بالا
over-reinforced	پرآرماتور - پر فولاد
overturning forces	نیروهای واژگونی

P

panel	پانل - تیغه - صفحه
partial	جزئی - نسبی
paste	خمیر - (ملات)

pedestal	پایه
permanent	دائمی
permit	جواز
pier	پایه - شمع - اسکله
pile	شمع
plain bar	میلگرد ساده - میلگرد صاف
plain concrete	بتن ساده - بتن غیر مسلح
plain of bending	صفحه خمش
plastic hinge	مفصل پلاستیک
plastic centroid	مرکز سطح پلاستیک
plasticity	خمیری - پلاستیسیته
plate	ورق - صفحه
point of inflection	نقطه عطف
poisson's ratio	نسبت پواسون - ضریب پواسون
portland cement concrete	بتن با سیمان پرتلند
portland cement	سیمان پرتلند
pouring of concrete	بتن ریزی
power plant	نیروگاه
pozzolan	پوزولان
precast concrete	بتن پیش ساخته
precast units	قطعات پیش ساخته
premature failure	گسیختگی پیش رس - گسیختگی زودرس
prestressed concrete	بتن پیش تنیده
principal planes	صفحات اصلی
principal stress	تنش اصلی
property	خاصیت
proportioning	تعیین نسبتهای اختلاط
proportions	نسبت های اختلاط
protection	مراقبت
punching shear	برش منگنه ای - برش سوراخ شدگی

Q

quality control

کنترل کیفیت

R

raft foundation

پی گسترده

random

تصادفی

reaction

واکنش - عکس العمل

ready-mixed concrete

بتن آماده

rebar

میلگرد

recessed slab

دال با فرورفتگی

record

سابقه

recovery

برگشت - جبران

redistribution

بازپخش - بازتوزیع

reduction factor

ضریب کاهش

reinforced concrete

بتن آرمه

reinforcement

آرما تور

reinforcement, hoop

آرما تور حلقوی

reinforcement, spiral

آرما تور مارپیچ

reinforcement, transverse

آرما تور عرضی

reinforcement ratio

نسبت آرما تور

relaxation

آسودگی

required

لازم

required strength

مقاومت لازم

reservoir

مخزن

resistant

مقاوم

resultant

برآیند

reversible

قابل برگشت

rib

تیرچه - تیرک

ribbed slab

دال تیرچه ای - دال تیرچه دار - دال تیرک دار

rigid	صلب
rigid frame	قاب صلب

S

safety	ایمنی - اطمینان
sampling	نمونه برداری - نمونه گیری
sand	ماسه
sand-lightweight concrete	بتن سبک با ماسه
sandstone	ماسه سنگ
secant modulus	مدول وتری
secondary	ثانویه
section	مقطع
section modulus	مدول مقطع
segregation	جدا شدگی - جدا شدن مواد از یکدیگر
seismic loads	بارهای زلزله - بارهای ناشی از زلزله
service load	بار بهره برداری
servicibility	قابلیت بهره برداری
set	گیرش
settlement	نشست
shear	برش
shear crack	ترک برشی
shear failure	شکست برشی - گسیختگی برشی
shear force	نیروی برشی
shear-friction	اصطکاک برشی، برش - اصطکاک
shearhead	کلاهک برشی
shear modulus	مدول برشی
shear reinforcement	آرماتور برشی
shear strength	مقاومت برشی
shear span	دهانه برش
shear transfer	انتقال برش

shearwall	دیوار برشی
shell	پوسته
short column	ستون کوتاه
shrinkage	جمع شدگی - افت - انقباض
side of beam	گونه تیر
sieve	الک
silo	سیلو
silt	لای
skew bending	خمش مورب
slab	دال
slab-beam	دال - تیر
slag	سرباره
slenderness	لاغری
slenderness ratio	نسبت لاغری
slip	لغزش
sloped footing	پی شیب دار
slump	اسلامپ
solid slab	دال توپر
spacing of bars	فاصله میلگردها - فاصله گذاری میلگردها
spalling	پکیدن
span	دهانه
spandrel beam	تیر محیطی
specifications	مشخصات
specific creep	وارفتگی ویژه - خزش ویژه
specified	مشخصه
specified compressive strength	مقاومت فشاری مشخصه
specimen	نمونه
spiral reinforcement	آرما تورما رپیچ
spirally reinforced column	ستون دورپیچ - ستون با آرما تورما رپیچ
splice	وصله

splitting tensile strength	مقاومت کششی شکاف خوردگی
spread footing	پی منفرد - شالوده منفرد
stability	پایداری
standard deviation	انحراف معیار - انحراف استاندارد
standard hook	قلاب استاندارد
steel	فولاد
stiffness	سختی
stirrup	خاموت
strain	تغییر طول نسبی
strap footing	پی با سکولی
strength	مقاومت
strength design method	طراحی بر مبنای مقاومت
strength reduction factor	ضریب کاهش مقاومت
strengthening	تقویت
stress	تنش
stress-strain diagram	دیاگرام تنش - تغییر طول نسبی
strip	نوار
strip footing	شالوده نوار - پی نوار
structural	سازه‌ای - ساختمانی
structural analysis	آنالیز سازه - تحلیل سازه
structural concrete	بتن سازه‌ای - بتن ساختمانی
structural elements	اجزای سازه‌ای - قطعات سازه‌ای
structural lightweight concrete	بتن سبک سازه‌ای
structure	سازه
strut	جزء فشاری - دستک
stud	گل میخ
subgrade reaction	واکنش بستر - عکس العمل زمین
superposition principle	اصل اجتماع قوا
supplement	ضمیمه
support	تکیه‌گاه

surface	سطح
sustained load	بار مداوم - بار دائمی
sway	حرکت جانبی
swelling	تورم

T

tangent modulus	مدول مماسی
tank	مخزن
temperature	دما
temperature reinforcement	آرما تورحرارتی - آرما تورگذاری حرارتی
tensile	کششی
tension	کشش
tension reinforcement	آرما تورکششی
test	آزمایش
test specimen	نمونه آزمایشی
thermal	حرارتی
thickness	ضخامت
tie	تنگ - کلاف
tie bar	میلگردتنگ - میلگردکلاف
tie rod	بست قالب - میل مهار
tied arch	قوس مهارشده
tied column	ستون تنگدار - ستون دارای تنگ
torsion	پیچش
torsional stiffness	سختی پیچشی
transfer length	طول انتقال
transformed section	مقطع تبدیل شده - مقطع مبدل
transverse	عرضی
transverse reinforcement	آرما تورعرضی - آرما تورگذاری عرضی
trial batch	مخلوط آزمایشی
truck mixer	کامیون مخلوط کن - تراک میکسر

truss	خرپا
tube	قوטי
two-column footing	پی دوستون
two way slab	دال دو طرفه

U

ultimate	نهایی
ultimate design	طرح به روش نهایی - طرح در حالت نهایی
ultimate load	با رنهائی
unbraced length	طول مه‌ارنشده
under-reinforced	کم‌آرما تور - کم فولاد
uniaxial bending	خمش یک محوری
uniformly distributed load	با رگسترده یکنواخت
unit weight	وزن مخصوص - وزن واحد حجم
unloading	با برداری
unreinforced	غیر مسلح

V

vibration	لرزش - ارتعاش
vibrator	لرزاننده - ویبراتور

W

waffle slab	دال مشبک
wall	دیوار
warping	اعوجاج
water-cement ratio	نسبت آب به سیمان
waterproofing	آب بندی
waterstop	آب بند
web	جان
web bar	میلگرد جان

web reinforcement	آرما تورجان - آرما تورگذاری جان
web-shear crack	ترک برش درجان
weldability	جوش پذیری - قابلیت جوش شدن
welded splice	وصلهء جوشی
welded-wire fabric	شبکه سیمی جوش شده
wind load	بار باد
wire	سیم
wire mesh	تور سیمی
workability	کارآئی
working load	بار مجاز - بار بهره برداری
working stress	تنش مجاز
working stress design	طراحی براساس تنشهای مجاز

Y

yield	تسلیم - جاری شدن
yield line theory	تئوری لولاهای گسیختگی - تئوری خط تسلیم
yield strength	مقاومت تسلیم - حد جاری شدن
yield stress	تنش تسلیم - تنش جاری شدن

۱- "آیین نامه برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمانهای بتن آرمه" بخش پنجم: شرایط لازم برای طرح و محاسبه ساختمانهای بتن آرمه شماره ۱۹۰۰، ۵-۱۸-موء سهء استانداردو تحقیقات صنعتی ایران- ۱۳۶۱.

2. Wang, C.K. and Salmon, C.G., "Reinforced Concrete Design", 4th. Ed., Harper and Row, 1985.
3. Nilson, A.H. and Winter, G. "Design of Concrete Structures", 10th. Ed., McGraw-Hill, 1986
4. Fintel, M. "Handbook of Concrete Engineering", 2nd. Ed., Van Nostrand Reinhold, 1985
5. Park, R. and Paulay, T "Reinforced Concrete Structures" John Wiley and Sons, 1975
6. Park, R. and Gamble, W.L. "Reinforced Concrete Slabs" John Wiley and Sons, 1980
7. Bresler, B. "Reinforced Concrete Engineering", Vol. 1, John Wiley and Sons, 1974
8. Neville, A.M. "Properties of Concrete", 3rd. Ed., Pitman, 1981
9. Bowles, J.E. "Foundation Analysis and Design", 3rd. Ed., McGraw-Hill, 1982
10. Baikow, V. and Sigalov, E. "Reinforced Concrete Structures", Mir Publishers, 1981.

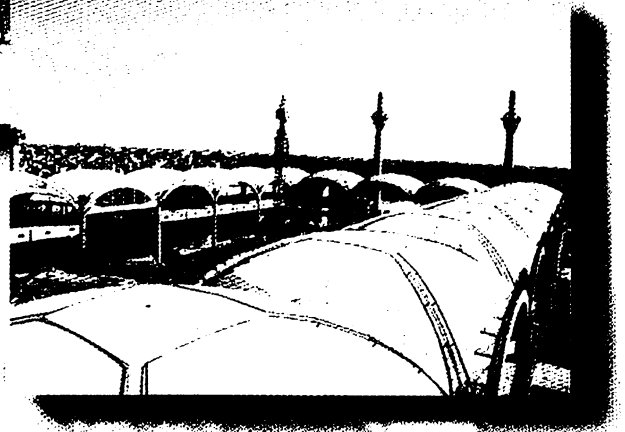
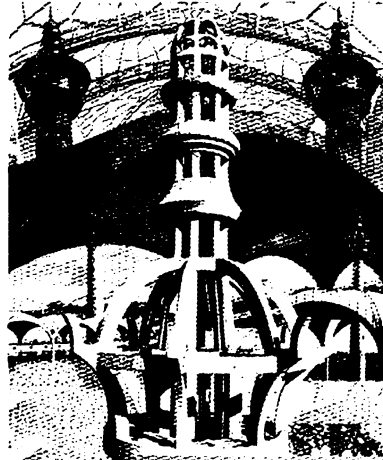
11. Neville, G.B. "Notes on ACI 318-83", 4th. Ed., PCA, 1984
12. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-83), 1983
13. ACI Committee 318, "Commentary on the Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-83), 1983
14. ACI Committee 340, "Design Handbook in Accordance with Strength Design Method of ACI 318-83" Vol. 2, Columns (SP-17A), 1985



واحد صنعتی اصفهان

آرایش و طراحی سازه‌های بتن آرمه

تألیف: دکتر امیر مسعود کجی‌نیا



مصالحی بزرگ اصفهان

ISBN 964612208-6



9 789646 122086

۲-۵۲