جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه کشور

آیین‌نامه بتن ایران

(تجدیدنظر دوم)

جلد اول

تحلیل و طراحی

ضابطه شماره ۱-۱۲۰

آخرین ویرایش ۱۴۰۲/۰۵/۲۵

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی

امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران

nezamfanni.ir

وزارت راه و شهرسازی

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

aba.bhrc.ac.ir

۱۴۰۰

باسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان برنامه و بودجه کشور
رئیس سازمان

بخشنامه به دستگاه های اجرایی،مهندسان مشاور و پیمانکاران	شماره : ۱۴۰۰/۱۳۷۷۶۹
	تاریخ : ۱۴۰۰/۰۳/۲۹

موضوع: آیین‌نامه بتن ایران (آبا)- تجدید نظر دوم

بر اساس ماده (۳۴) قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور موضوع نظام فنی و اجرایی یکپارچه، ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، به پیوست ضابطه شماره ۱۲۰ امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران با عنوان «**آیین‌نامه بتن ایران (آبا)– تجدید نظر دوم**» در دو جلد:

جلد اول (۱-۱۲۰): تحلیل و طراحی

جلد دوم (۲-۱۲۰): مصالح و اجرا

از نوع **گروه اول** ابلاغ می‌شود.

از تاریخ ۱۴۰۱/۰۱/۰۱، برای همه قراردادهایی که از محل وجوه عمومی ویا به صورت مشارکت عمومی و خصوصی منعقد می‌شوند، اجرای مفاد این ضابطه الزامی است.

برای قراردادهایی که بعد از تاریخ ۱۴۰۱/۰۱/۰۱ منعقد می‌شوند، بخشنامه شماره ۱۰۵/۶۴۳۷-۵۴/۴۸۵۵ مورخ ۱۳۷۹/۰۹/۲۹ فاقد اعتبار است.

دبیرخانه دائمی آیین‌نامه بتن ایران، دریافت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران این سازمان اعلام خواهد کرد.

محمد باقر نوبخت

شماره نامه: ۳۳۵۱۵۷
تاریخ نامه: ۱۴۰۲/۰۷/۰۱
پیوست: ندارد

ریاست جمهوری
سازمان برنامه و بودجه کشور

بسمه تعالی

دستگاه‌های اجرایی
مهندسان مشاور
شرکت‌های پیمانکار
موضوع: ویرایش مورخ ۱۴۰۲/۰۵/۲۵ آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

باسلام و احترام؛

پیرو ابلاغ ضابطه شماره ۱۲۰ با عنوان «آیین‌نامه بتن ایران (آبا)»، طی بخشنامه شماره ۱۴۰۰/۱۳۷۷۶۹ مورخ ۱۴۰۰/۰۳/۲۹، ویرایش مورخ ۱۴۰۲/۰۵/۲۵ جلدهای اول و دوم این آیین‌نامه که شامل تغییرات و اصلاحات موردی بوده و در متن مشخص شده است، برای بهره‌برداری و رعایت به صورت لازم‌الاجرا منتشر می‌شود.

سیدجواد قانع فر
رئیس امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران

تهران- میدان بهارستان- خیابان دانشسرا مرکز تلفن: ۴-۳۳۲۷۱ دورنگار مرکزی: ۳۳۱۱۶۱۴۶ ش ش: ۶۷۵۶۱۵۲

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

امور نظام فنی و اجرایی، مشاورین و پیمانکاران معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی سازمان برنامه و بودجه کشور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این ضابطه کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

۱- در سامانه مدیریت دانش اسناد فنی و اجرایی (سما) ثبت نام فرمایید: sama.nezamfanni.ir

۲- پس از ورود به سامانه سما و برای تماس احتمالی، نشانی خود را در بخش پروفایل کاربری تکمیل فرمایید.

۳- به بخش نظرخواهی این ضابطه مراجعه فرمایید.

۴- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۵- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۶- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

کارشناسان این امور نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

تبصره: در مورد آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، دبیرخانه مستقر در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی به طور اختصاصی، عهده‌دار جمع‌آوری و رسیدگی به نظرات می‌باشد که نشانی آن در این صفحه ارائه شده است.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی‌شاه – مرکز تلفن ۳۳۲۷۱ سازمان برنامه و بودجه کشور، امور نظام فنی و اجرایی، مشاورین و پیمانکاران

Email: nezamfanni@mporg.ir **web: nezamfanni.ir**

دبیرخانه آیین‌نامه بتن ایران (آبا):

aba.code@bhrc.ac.ir **aba.bhrc.ac.ir**

باسمه تعالی

پیشگفتار اصلاحیه ۱۴۰۲/۰۵/۲۵

پس از ابلاغ تجدید نظر دوم مجموعه دو جلدی آیین‌نامه بتن ایران (آبا) در خردادماه سال ۱۴۰۰ و لزوم اجرای آن از ابتدای سال ۱۴۰۱، دبیرخانه دائمی آبا نسبت به اخذ بازخورد جامعه مهندسی و کاربران این مجموعه اقدام و پس از برگزاری جلسات متعدد کمیته هماهنگی نسبت اعمال برخی اصلاحات در قالب ویرایش حاضر اقدام نمود.

در این ویرایش ضمن اعمال برخی اصلاحات فنی که فهرست آن در جدول زیر آمده است تعدادی نکات ویرایشی و املایی نیز اصلاح شده است که در جدول زیر آورده نشده است، ولی تمامی تغییرات در متن با گذاشتن خطی در کنار پاراگراف مربوط و همچنین درج تاریخ زمان اعمال اصلاحات مشخص شده است، ولی باوجود تلاش، دقت و وقت فراوانی که برای تهیه این مجموعه صرف شده است، این مجموعه مصون از وجود اشکال و ابهام نیست. بنابراین در راستای تکمیل و پربار شدن این آیین‌نامه، از کاربران محترم درخواست می‌شود موارد اصلاحی را به دبیرخانه آیین‌نامه بتن ایران (aba.bhrc.ac.ir) ارسال کنند. کارشناسان پیشنهادهای دریافت شده را بررسی و در صورت نیاز، با همفکری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان مجرب این حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی، اقدام و از طریق پایگاه اطلاع رسانی نظام فنی و اجرایی کشور (Nezamfanni.ir) برای بهره‌برداری عموم، اعلام خواهد شد. به همین منظور و برای تسهیل در پیدا کردن آخرین ضوابط ابلاغی معتبر، در بالای صفحات، تاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده‌است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صفحات، تاریخ آن نیز اصلاح خواهد شد. از اینرو همواره مطالب صفحات، دارای تاریخ جدید و معتبر خواهد بود.

فهرست اصلاحات فنی اعمال شده در ویرایش‌های اول و دوم (۱۴۰۲/۰۵/۲۵)

شماره صفحه	شماره بند یا جدول	تغییرات
-	-	در فهرست گروه تهیه‌کننده، اسامی آقایان محمدرضا بنان و احمد شوشتری اضافه و محل اشتغال و نوع همکاری تعدادی دیگر اصلاح شده است.
۵۴۲-۵-۳	بند ۳-۵-۵	در تشریح رابطه (۳-۹)، «سطح» به «محیط» اصلاح شده است.
۵۳	جدول ۴-۲	در سطر چهارم، حداقل مقاومت تسلیم از ۴۰ به ۴۰۰ اصلاح شده است.
۷۹	بند ۶-۵-۳-۱-۱	سطر پنجم اصلاح شده است و در سطر هفتم، «ترکیب بار» به «ترکیب بار متناظر» اصلاح شده است.
۸۳	بند ۶-۵-۴-۲-۳	در تشریح (روابط ۶-۶ الی ۶-۸)، متن «در روابط فوق، β_{ans} برابر با نسبت حداکثر بار محوری دائمی ضریب‌دار ستون به حداکثر بار محوری ضریب‌دار ستون در ترکیب مورد نظر بوده و ممان اینرسی I در رابطه (۶-۸) برابر با مقدار تعیین شده از جدول ۶-۲«ب» برای ستون‌ها و دیوارها

شماره صفحه	شماره بند یا جدول	تغییرات
		می‌باشد.» به «در روابط فوق، β_{dns} برابر با نسبت حداکثر بار محوری دائمی ضریب‌دار ستون از بین کلیه ترکیب‌های بارگذاری به بار محوری ضریب‌دار ستون در ترکیب بارگذاری متناظر و ممان اینرسی I در رابطه (۶-۸) برابر با مقدار تعیین شده از جدول ۶-۲«ب» برای ستون‌ها و دیوارها می‌باشد.» اصلاح شده است.
۹۹	بند ۷-۳-۱-۳	در سطر سوم «مقاومت» به«بهره‌برداری» و در سطر چهارم «بهره‌برداری» به «مقاومت» اصلاح شد. همچنین اصلاحی در شماره رابطه‌های متن انجام شده است.
۱۱۸	بند ۸-۴-۱-۷	متن « در صورت تامین یکی از شرایط زیر، صرف نظر از تاثیر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور متعامد x و y اثر می‌کنند، مجاز است.» به «در صورت تامین یکی از شرایط زیر، از تاثیر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور متعامد x و y اثر می‌کنند، می‌توان صرف نظر کرد.» اصلاح شده است.
۱۶۱	بند ۹-۷-۶-۳	متن «آرماتورها باید به طول بزرگترین از d و $12d_b$، بعد از مقطعی که نیازی به مقاومت در برابر خمش نباشد، ادامه داده شوند. ادامه آرماتور در تکیه‌گاه‌های دهانه‌های ساده و در انتهای آزاد طره ها ضرورت ندارد.» به «آرماتورها باید به طول بزرگترین مقادیر d و $12d_b$، پس از مقطعی که در خمش نیازی به آن نیست، ادامه داده شوند. ادامه آرماتور در تکیه‌گاه‌های دهانه‌های ساده و در انتهای آزاد طره‌ها ضرورت ندارد.» اصلاح شده است.
۱۷۴	بند ۱۰-۶-۴-۳	در زیر بند «ث»، عبارت «$\gamma_v M_{sc}$ » به «$\gamma_f M_{sc}$ » اصلاح شد.
۱۸۱	بند ۱۰-۷-۲	به انتهای زیر بند «الف» متن «به طوری‌که حداقل یک سوم آن در هر وجه قرار گرفته باشد.» اضافه شده است.
۳۹۱	بند ۱۹-۴-۱	در سطر سوم، «آجدار» اضافه شده است.
۱۹۲	بند ۱۰-۱-۹-۱	ویرایش شده است.
۱۹۵	بند ۱۰-۹-۴-۱	زیر بند «پ» ویرایش شده است.
۱۹۷	**جدول ۱۰-۶**	سطر اول، ستون دوم، عدد ۰/۷ اصلاح شده است.
۲۰۰	رابطه (۱۰-۹)	رابطه اصلاح شده است.
۲۳۰	بند ۱۱-۵-۲-۱	در متن رابطه $V_u > 0.083\emptyset\lambda\sqrt{f'_c b_w d}$ اصلاح شده است.
۲۳۱	رابطه (۱۱-۳)	روابط ۱۱-۳ «الف» و «ب» اصلاح شده‌است.
۳۹۲	بند ۱۹-۴-۴	حذف و شماره بندهای بعدی اصلاح شد.
۴۰۳	بند ۲۰-۳-۱	در سطر دوم، «به قطر حداقل ۱۲ میلی‌متر» اضافه شد.
۴۰۵	بند ۲۰-۵-۲-۳-۲	زیر بند «الف»، قطر دورگیرها از ۸ به ۱۰ میلی‌متر اصلاح شد.
۴۰۹	بند ۲۰-۵-۳-۳-۶	در متن شماره بندهای ارجاعی اصلاح شده است.
۴۱۱	بند ۲۰-۵-۴	عنوان بند اصلاح شده است.
۴۱۲	بند ۲۰-۵-۴-۷-۴	شماره بند ارجاعی اصلاح شده است.

شماره صفحه	شماره بند یا جدول	تغییرات
۴۲۵	بند ۲۰-۶-۳-۲-۴	متن «استفاده از وصله پوششی در آرماتورهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون، مجاز است.» به «استفاده از وصله پوششی در آرماتورهای طولی فقط در نیمه میانی طول آزاد ستون ($l_u/2$)، مجاز است.» اصلاح شده است.
۴۲۵	بند ۲۰-۶-۳-۲-۴	شماره بند ارجاعی در متن اصلاح شده است.
۴۳۶	بند ۲۰-۶-۵-۵-۳	متن «طول گیرایی آرماتورهای مستقیم در کشش، l_d، با قطر کوچک‌تر از ۳۶ میلی‌متر، باید برابر با بزرگترین دو مقدار «الف» و «ب» زیر در نظر گرفته شود:» به «حداقل طول گیرایی آرماتورهای مستقیم در کشش، با قطر کوچک‌تر از ۳۶ میلی‌متر l_d، که از رابطه (۲۱-۱) بدست می‌آید، باید برابر با بزرگترین دو مقدار «الف» و «ب» زیر در نظر گرفته شود:» اصلاح شد.
۴۴۴	بند ۲۰-۴-۷-۲	در زیر بند «ب»، رابطه $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$ اصلاح شده است.
۴۴۶	بند ۲۰-۴-۷-۴	در زیر بند «پ»، رابطه $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ اصلاح شده است.
۴۵۷	بند ۲۰-۷-۹-۱	متن « نیروی برشی طرح V_e، مطابق زیر محاسبه می‌شود: رابطه (۲۰-۱۴) $V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$ در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آید. Ωv ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۲۰-۴ تعیین می‌شود.» به «نیروی برشی طرح Ve مطابق زیر برای هر ترکیب بارگذاری محاسبه می‌شود: رابطه (۲۰-۱۴) $V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$ در این رابطه V_u ، نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای ترکیب‌های مختلف بارگذاری شامل زلزله به دست می‌آید. Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۲۰-۴ برای هر ترکیب بارگذاری شامل زلزله تعیین می‌شود. $V_{e,max}$ حد اکثر مقادیر به دست آمده از رابطه (۲۰-۱۴) برای ترکیب‌های مختلف بارگذاری می‌باشد.» اصلاح شده است.
۴۵۷	جدول ۲۰-۴	در سطر اول متن «بیش‌ترین مقدار M_{pr} / M_u و 1.50 در ترکیب باری که بزرگترین Ω_v را حاصل نماید.» به « بیش‌ترین مقدار M_{pr} / M_u و 1.50 در هر ترکیب بارگذاری» اصلاح شده است.
۴۵۹	رابطه (۲۰-۱۵)	در ادامه (۲۰-۱۵)، این پاراگراف و رابطه اضافه شده است. «در صورتی‌که محاسبات سازه با روش دینامیکی خطی انجام شده باشد نیازی نیست مقدار ω_v بیشتر از مقداری که از رابطه زیر بدست می‌آید منظور شود: (رابطه ۱-۱۵)پ $\omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.80$».
۴۶۰	بند ۲۰-۷-۹-۲-۱	این بند اضافه شده است.
۴۶۹	بند ۲۰-۲-۹-۴	در سطر سوم متن «باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای (۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۲۰-۶-۳-۳-۴) در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود.» به «باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای (۲۰-۵-۳-۳-۲ تا ۲۰-۵-۳-۳-۴) برای عضو

شماره صفحه	شماره بند یا جدول	تغییرات
		سازه‌ای با شکل‌پذیری متوسط یا **بندهای** (**۲۰-۶-۳-۳-۲** تا **۲۰-۶-۳-۳-۴**) برای عضو سازه‌ای با شکل‌پذیری ویژه، در زیر قسمت فوقانی شالوده استفاده شود.» اصلاح شد.
۴۸۰	**بند ۲۰-۱۰-۳-۳**	در زیر بند «ب» شماره بند ارجاعی اصلاح شده است.
۴۸۱	**بند ۲۰-۱۰-۴-۱**	شماره بند ارجاعی در متن اصلاح شده است.
۵۰۴	**بند ۲۱-۴-۷-۴**	متن «در وصله‌های مکانیکی انتقال نیرو از طریق غلاف اتکایی، کوپلر، غلاف کوپل کننده و غیره انجام می‌گیرد.» به «در وصله‌های مکانیکی انتقال نیرو از طریق غلاف اتکایی، کوپلر، غلاف کوپل کننده و غیره انجام می‌گیرد. وصله‌های مکانیکی (کوپلرهای) گروه ۱ و ۲ باید تامین کننده الزامات استاندارد ۱-۱۲۷۲۳ و ۲-۱۲۷۲۳ بوده، یا دارای گواهی مصرح در پیوست الف استاندارد ۱-۱۲۷۲۳ باشند.»
۴۹۶	**جدول ۲۱-۶**	رابطه $A_{tt} \geq 0.3A_{hs}$ در سطر سوم، A_{ts} به A_{hs} اصلاح شده است.
۵۵۶	**بند ۲۳-۶-۴** زیر بند «پ»،	«ضریب لاغری ستون در موقعیت آتش برابر یا مساوی ۳۰ باشد. در جدول ۲۳-۷جدول ۲۳-، a_s، b بعد کوچک‌تر ... » به « ضریب لاغری ستون در موقعیت آتش برابر یا کوچکتر از ۳۰ باشد. در جدول ۲۳-۷جدول ۲۳-، a_s فاصله محوری، b بعد کوچک‌تر... » اصلاح شده است.

باسمه تعالی

پیشگفتار

آیین‌نامه بتن ایران (آبا) ابتدا به صورت مجموعه‌ای از دستورالعمل‌های اجرایی کارهای بتنی در سال ۱۳۵۱ تحت شماره‌های ۱-۱۸ الی ۵-۱۸ به همت دفتر فنی سازمان برنامه و بودجه تهیه و تدوین شد و به صورت استانداردهای ملی در موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی وقت به ثبت رسید. در این مجموعه ضوابطی برای تحلیل و طراحی سازه‌های بتنی ارائه نشده و تدوین آن به بعد موکول شده بود.

آیین‌نامه‌ای که تحلیل و طراحی سازه‌ها را پوشش دهد و راهنمایی برای مهندسین باشد در دهه ۷۰ توسط دفتر فنی سازمان برنامه و بودجه در دستور کار قرار گرفت و برای انجام آن از عده‌ای از اساتید دانشگاه‌ها و دست‌اندرکاران طراحی اینگونه سازه‌ها دعوت بعمل آورده شد. نتیجه کار این گروه، سرانجام در سال ۱۳۷۲ به صورت نشریه شماره ۱۲۰ سازمان برنامه و بودجه منتشر و طی مراحل قانونی ابلاغ گردید و در سال ۱۳۷۹ تجدیدنظر شد.

ویرایشی که اینک عرضه می‌شود، با توجه به سوابق فوق، «تجدیدنظر دوم» می‌باشد که با تشکیل دبیرخانه آبا در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، با نظرخواهی گسترده در مراحل مختلف انجام پروژه و بررسی و تدقیق در ۱۹ کارگروه و در دو جلد با نام‌های «تحلیل و طراحی» و «مصالح و اجرا» به همراه تفسیر، تنظیم شده است. در این ویرایش، تغییرات بسیاری گنجانده شده که شرح آن‌ها در فصل اول این جلد آورده شده است. لازم به ذکر است که نسخ جدید مباحث مقررات ملی ساختمان نیز، با این ویرایش آبا هماهنگ بوده و از یک فلسفه طراحی تبعیت می‌کنند.

با توجه به مطالب فوق، این ضابطه پس از تهیه و کسب نظر از عوامل ذینفع نظام فنی و اجرایی کشور به سازمان برنامه و بودجه کشور ارسال شد که پس از بررسی، براساس نظام فنی اجرایی یکپارچه، موضوع ماده ۳۴ قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور، ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی مصوب هیات محترم وزیران تصویب و ابلاغ گردید که برای طرح‌های از محل وجوه عمومی ویا مشارکت عمومی و خصوصی لازم‌الاجرا می‌باشد.

باوجود تلاش، دقت و وقت فراوانی که برای تهیه این مجموعه صرف شده است، این مجموعه مصون از وجود اشکال و ابهام نیست. بنابراین در راستای تکمیل و پربار شدن این آیین‌نامه، از کاربران محترم درخواست می‌شود موارد اصلاحی را به دبیرخانه آیین‌نامه بتن ایران (aba.bhrc.ac.ir) ارسال کنند. کارشناسان پیشنهادهای دریافت شده را بررسی و در صورت نیاز، با همفکری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان مجرب این حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی، اقدام و از طریق پایگاه اطلاع رسانی نظام فنی و اجرایی کشور (Nezamfanni.ir) برای بهره‌برداری عموم، اعلام خواهد شد. به همین منظور و برای تسهیل در پیدا کردن آخرین ضوابط ابلاغی معتبر، در بالای صفحات، تاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده‌است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صفحات، تاریخ آن نیز اصلاح خواهد شد. از اینرو همواره مطالب صفحات، دارای تاریخ جدید و معتبر خواهد بود.

در این مجلد که به تحلیل و طراحی پرداخته شده است، یاد شادروان دکتر مقصودی و پروفسور رمضانیانپور را گرامی می‌داریم و به این‌وسیله از تمام اساتید، کارشناسان و دست‌اندرکاران این آیین‌نامه تقدیر بعمل می‌آید و آرزوی عزت و سربلندی برای هم‌میهنان گرامی را داریم.

حمیدرضا عدل
معاون فنی، امور زیربنایی و تولیدی
بهار ۱۴۰۰

تهیه و کنترل «آیین‌نامه بتن ایران – جلد اول تحلیل و طراحی» [نشریه شماره ۱-۱۲۰]

مجری: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

اعضای گروه تهیه‌کننده (به ترتیب حروف الفبا):

نام	نام خانوادگی	محل اشتغال	مدرک تحصیلی	مسئول تهیه	همکاری در تهیه
مرتضی	زاهدی (**مسئول گروه تدوین**)	دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتری مهندسی عمران	فصول ۱، ۲، ۳ و ۲۴	فصل ۴
امیر مازیار	رییس قاسمی **(دبیر)**	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	کارشناس ارشد عمران	-	–
محمد رضا	بنان	دانشگاه شیراز	دکتری مهندسی عمران	–	فصل ۸
سعید	تاریوردی‌لو اصل	دانشگاه ارومیه	دکتری مهندسی عمران	فصول ۱۸ و ۲۱	–
عباسعلی	تسنیمی	دانشگاه تربیت مدرس	دکترای مهندسی عمران	فصول ۹ و ۱۰	فصل ۱۲
عاطفه	جهان محمدی	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران	–	فصول ۱۳ و ۱۴
علی	خیرالدین	دانشگاه سمنان	دکترای مهندسی عمران	فصول ۱۹ و ۲۲	فصل ۱۱
سعید	سپنجی	مهندسین مشاور سانو	کارشناس ارشد عمران	–	فصل ۲۵
عبدالرضا	سروقد مقدم	پژوهشکده زلزله	دکترای مهندسی عمران	فصول ۵ و ۶	–
مسعود	سلطانی محمدی	دانشگاه تربیت مدرس	دکترای مهندسی عمران	فصول ۱۳ و ۱۴	–
احمد	شوشتری	دانشگاه فردوسی مشهد	دکتری مهندسی عمران		فصل ۸
علی اصغر	طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور دیناسیس	کارشناس ارشد عمران	فصول ۴، ۱۵، ۲۰ و ۲۳	–
علیرضا	فاروقی	دانشگاه آزاد اسلامی	دکترای مهندسی عمران	–	فصل ۲۰
فرهنگ	فرحبد	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران	–	فصول ۷ و ۸
کامیار	کرباسی	مهندسین مشاور	دکترای مهندسی عمران	فصول ۱۶ و ۱۷	فصل ۲، ۱۵
رضا	مرشد	دانشگاه یزد	دکترای مهندسی عمران	–	فصل ۲۲
داود	مستوفی نژاد	دانشگاه صنعتی اصفهان	دکترای مهندسی عمران	فصول ۷، ۸، ۱۱ و ۱۲ - ویرایش فنی و ادبی همه فصل‌ها	
بهنام	مهر پرور	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران	–	فصل ۲۰
سارا	میرزا باقری	دانشگاه آزاد اسلامی	دکترای مهندسی عمران	–	فصل ۱۰
رحیم	واعظی	مهندسین مشاور سانو	کارشناس ارشد عمران	فصل ۲۵ – ویرایش فنی	

اعضای گروه هماهنگی و تلفیق آبا (به ترتیب حروف الفبا):

نام	نام خانوادگی	محل اشتغال	مدرک تحصیلی
مرتضی	زاهدی (رییس کمیته تحلیل و طراحی)	دانشگاه علم و صنعت ایران	دکترای مهندسی عمران
بهناز	پورسید	رییس اسبق امور نظام فنی و اجرایی	کارشناسی مهندسی عمران
عباسعلی	تسنیمی	دانشگاه تربیت مدرس	دکترای مهندسی عمران
مسعود	سلطانی محمدی	دانشگاه تربیت مدرس	دکترای مهندسی عمران
علی اصغر	طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور دیناسیس	کارشناس ارشد عمران
داود	مستوفی نژاد	دانشگاه صنعتی اصفهان	دکترای مهندسی عمران
رحیم	واعظی	مهندسین مشاور سانو	کارشناس ارشد عمران

اعضای کمیته فنی (به ترتیب حروف الفبا):

نام	نام خانوادگی	محل اشتغال	مدرک تحصیلی
مرتضی	زاهدی (رییس)	دانشگاه علم و صنعت ایران	دکترای مهندسی عمران
امیرمازیار	رییس‌قاسمی (دبیر)	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	کارشناس ارشد عمران
علیرضا	باقری	دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی	دکترای مهندسی عمران
طیبه	پرهیزکار	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران
محسن	تدین	انجمن بتن ایران	دکترای مهندسی عمران
عباسعلی	تسنیمی	دانشگاه تربیت مدرس	دکترای مهندسی عمران
علیرضا	توتونچی	سازمان برنامه و بودجه کشور	کارشناس ارشد عمران
مهدی	چینی	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران
علیرضا	خالو	دانشگاه صنعتی شریف	دکترای مهندسی عمران
علی	خیرالدین	دانشگاه سمنان	دکترای مهندسی عمران
علی‌اکبر	رمضانیانپور(شادروان)	دانشگاه صنعتی امیرکبیر	دکترای مهندسی عمران
علیرضا	رهایی	دانشگاه صنعتی امیرکبیر	دکترای مهندسی عمران
جعفر	سبحانی	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران
عبدالرضا	سروقد مقدم	پژوهشکده زلزله	دکترای مهندسی عمران
مسعود	سلطانی محمدی	دانشگاه تربیت مدرس	دکترای مهندسی عمران
محمد	شکرچی‌زاده	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران
شاپور	طاحونی	دانشگاه صنعتی امیرکبیر	کارشناس ارشد عمران

نام	نام خانوادگی	محل اشتغال	مدرک تحصیلی
علی اصغر	طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور دیناسیس	کارشناس ارشد عمران
هرمز	فامیلی	دانشگاه علاالدوله سمنانی، مهندسین مشاور کوبان کاو	دکترای مهندسی عمران
پرویز	قدوسی	دانشگاه علم و صنعت ایران	دکترای مهندسی عمران
کامیار	کرباسی آرانی	مهندسین مشاور	دکترای مهندسی عمران
سید سهیل	مجید زمانی	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکترای مهندسی عمران
رحمت	مدندوست	دانشگاه گیلان	دکترای مهندسی عمران
داود	مستوفی نژاد	دانشگاه صنعتی اصفهان	دکترای مهندسی عمران
محمد صادق	معرفت	دانشگاه تهران	دکترای مهندسی عمران
علی‌اکبر	مقصودی (شادروان)	دانشگاه شهید باهنر کرمان	دکترای مهندسی عمران
محمود	نیلی	دانشگاه بوعلی‌سینا، دانشگاه صنعتی همدان	دکترای مهندسی عمران
رحیم	واعظی	مهندسین مشاور سانو	کارشناس ارشد عمران

اعضای کمیته تایید کننده (کمیته بازنگری آیین‌نامه بتن ایران):

نام	نام خانوادگی	مدرک تحصیلی	محل اشتغال
مرتضی	زاهدی (رییس)	دکتری عمران	دانشگاه علم و صنعت ایران
امیر مازیار	رییس قاسمی	کارشناس ارشد عمران	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
محمد رضا	اصفهانی	دکتری عمران	دانشگاه مشهد
حسن	افشین	دکتری عمران	دانشگاه سهند تبریز
فریدون	امینی	دکتری عمران	دانشگاه علم وصنعت
احمد	انوار	دکتری عمران	دانشگاه شیراز
علیرضا	آقا بابایی	دکتری عمران	مهندسین مشاور
رحیم	بادامیان	کارشناس ارشد عمران	سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات عمومی و دولتی
علیرضا	باقری	دکتری عمران	دانشگاه خواجه نصیرالدین
طیبه	پرهیزکار	دکتری عمران	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
منصور	پیدایش	کارشناس ارشد عمران	دانشگاه صنعتی امیر کبیر
سعید	تاریوردی‌لو اصل	دکتری عمران	دانشگاه ارومیه
علی	تبار	کارشناس ارشد عمران	شرکت ایمن سازه فدک
محسن	تدین	دکتری عمران	انجمن بتن ایران، مهندسین مشاور سیناب غرب
عباسعلی	تسنیمی	دکتری عمران	دانشگاه تربیت مدرس
علیرضا	توتونچی	کارشناس ارشد عمران	سازمان برنامه و بودجه کشور

نام	نام خانوادگی	مدرک تحصیلی	محل اشتغال
حمید	جاسمی زرگانی	دکتری عمران	دانشگاه چمران
محمد	جبروتی	کارشناس ارشد عمران	مهندسین مشاور مهاب قدس
علی اصغر	جلال‌زاده	کارشناس ارشد عمران	مهندسین مشاور مهاب قدس
مهدی	چینی	دکتری عمران	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
حسن	حاجی کاظمی	دکتری عمران	دانشگاه فردوسی مشهد
علیرضا	خالو	دکتری عمران	دانشگاه صنعتی شریف
محمد	خان محمدی	دکتری عمران	دانشگاه تهران
نادر	خواجه احمد عطاری	دکتری عمران	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
مهدی	خوش کردار	دکتری عمران	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
علی	خیرالدین	دکتری عمران	دانشگاه سمنان
علی اکبر	رمضانیانپور(شادروان)	دکتری عمران	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
علیرضا	رهایی	دکتری عمران	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
جعفر	سبحانی	دکتری عمران	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
عبدالرضا	سروقد مقدم	دکترای مهندسی زلزله	پژوهشکده زلزله
مسعود	سلطانی محمدی	دکتری عمران	دانشگاه تربیت مدرس
محمد	شکرچی‌زاده	دکترای عمران	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
محمود	صفار زاده	دکتری عمران	دانشگاه تربیت مدرس
شاپور	طاحونی	کارشناس ارشد عمران	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
علی اصغر	طاهری بهبهانی	کارشناس ارشد عمران	مهندسین مشاور دیناسیس
هرمز	فامیلی	دکتری عمران	دانشگاه علم و صنعت ایران
محمد جواد	فدایی	دکتری عمران	دانشگاه شهید باهنر کرمان
پرویز	قدوسی	دکتری عمران	دانشگاه علم و صنعت ایران
محمد تقی	کاظمی	دکتری عمران	دانشگاه صنعتی شریف
ابوالقاسم	کرامتی	دکتری عمران	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
کامیار	کرباسی ارانی	دکتری عمران	مهندسین مشاور
سلمان	گودرزی	کارشناس ارشد عمران	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل
محمد حسین	ماجدی اردکانی	دکتری شیمی	سازمان استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران
سید سهیل	مجید زمانی	دکتری عمران	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
ایرج	محمودزاده کنی	دکتری عمران	دانشگاه تهران
رحمت	مدندوست	دکتری عمران	دانشگاه گیلان

نام	نام خانوادگی	مدرک تحصیلی	محل اشتغال
حسام	مدنی	دکتری عمران	دانشگاه باهنر کرمان
داود	مستوفی نژاد	دکتری عمران	دانشگاه صنعتی اصفهان
محمد صادق	معرفت	دکتری عمران	دانشگاه تهران
علی‌اکبر	مقصودی (شادروان)	دکتری عمران	دانشگاه شهید باهنر کرمان
محمد	منجمی	کارشناس ارشد عمران	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل
فرزاد	منوچهری دانا	کارشناس ارشد عمران	مهندسین مشاور مهاب قدس
محمود	نیلی	دکتری عمران	دانشگاه بوعلی سینا
رحیم	واعظی	کارشناس ارشد عمران	مهندسین مشاور سانو
پژمان	وهاب کاشی	دکتری عمران	دانشگاه آزاد اسلامی

اعضای کمیته راهبری (مرکز تحقیقات راه،مسکن و شهرسازی):

محمد شکرچی‌زاده (رییس)	رییس مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
مرتضی زاهدی	دانشگاه علم و صنعت ایران
علی اصغر طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور دیناسیس
محمد علی عبدی	معاون توسعه مدیریت و منابع

اعضای گروه هدایت و راهبری (سازمان برنامه و بودجه کشور):

سید جواد قانع‌فر	رییس امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
غلامحسین حمزه مصطفوی	رییس سابق امور نظام فنی و اجرایی
علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
سعید مرادی	کارشناس امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
محمدرضا سیادت	کارشناس امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
امیر مسعود صالحی	هیأت علمی دانشگاه خوارزمی

پیشگفتار تجدید نظر اول ۱۳۷۹

وجود استانداردها و آیین‌نامه‌های ملی در هر کشور نشانه رشد و توسعه آن کشور است. سال‌هاست که در ایران برای تهیه و تدوین دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌ها در زمینه‌های مختلف فنی و مهندسی کوشش شده است و آیین‌نامه بتن ایران "آبا" یکی از این دستاوردهاست.

هدف اصلی از تهیه هر آیین‌نامه ارایه مجموعه‌ای از ضوابط و مقررات است که با کمک آن‌ها بتوان به تحلیل مسایل مربوط پرداخت و همان‌طور که در ابتدای متن آیین‌نامه آمده :

"هدف این آیین‌نامه ارایه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آن‌ها میزان مناسبی از ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های موضوع آیین‌نامه تامین می‌شود."

در مورد این آیین‌نامه باید به نکات زیر اشاره کرد:

- در تدوین آیین‌نامه، شرایط اقلیمی کشور، سهولت استفاده و رعایت جدیدترین روش‌های تحلیل و طراحی مورد نظر بوده‌اند.
- مبحث اول آیین‌نامه با عنوان "کلیات و ساختمانهای متعارف" شامل دو بخش زیر است:

بخش اول، "کلیات، مصالح و مسایل اجرایی" که شامل نه فصل است.

بخش دوم، " اصول تحلیل و طراحی" که شامل یازده فصل می‌باشد و شرح آن در فهرست مندرجات آمده است.

- مبحث دوم آیین‌نامه با عنوان "سازه‌های خاص" شامل بخش‌هایی است که شرح آن‌ها در آینده مشخص خواهد شد.
- اولین نسخه بخش اول آیین‌نامه در سال ۱۳۶۹ و اولین نسخه بخش دوم در سال ۱۳۷۳ منتشر گردید. در سال ۱۳۷۷ کمیته تدوین آیین‌نامه گسترش یافت و تعداد اعضای آن به ۲۶ نفر بالغ شدند. کمیته مزبور به دو زیر کمیته تقسیم شدند، زیر کمیته "مصالح و مسایل اجرایی" و زیر کمیته "اصول تحلیل و طراحی" که بلافاصله کار بازنگری بخش‌های اول و دوم را آغاز نمودند.
- علایم اختصاری به کار رفته در این آیین‌نامه با پیروی از علایم اختصاری متحدالشکل مورد تایید سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) انتخاب شده‌اند.
- در نگارش آیین‌نامه، معیار اصلی انتخاب واژه‌ها، "واژه‌نامه بتن" بوده‌است. این واژه‌نامه که توسط "کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران" تهیه شده یکی از ضمائم آیین‌نامه محسوب می‌شود.
- مشخصات و استانداردهای ذکر شده در این آیین‌نامه بوسیله دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با حروف (دت) شماره‌گذاری شده‌اند و تا زمانی که استانداردهای مذکور توسط این دفتر تدوین و ارایه نشده‌اند می‌توان از سایر استانداردهای هم ارز آن‌ها استفاده کرد.
- بندها و مواردی که در این تجدید نظر نسبت به ویرایش قبلی تغییر کرده‌اند، با خطی در حاشیه سمت راست مشخص شده‌اند.
- بنا به تصمیم کمیته تدوین آیین‌نامه بتن مجلد حاضر متشکل از متن‌های بخش اول و دوم است که در آینده نزدیک تفسیر بخش‌های یاد شده نیز به آن اضافه خواهد شد.

- کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران وظیفه خود می‌داند که از پشتیبانی‌ها و راهنمایی‌های جناب آقای مهندس احمد شفاعت معاون وقت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور در طول پانزده سال شکل‌گیری این آیین‌نامه تشکر و قدردانی نماید، حمایت‌هایی که در مقاطع حساس راهگشای کار تدوین آیین‌نامه بتن ایران بوده است.
- از سرکار خانم نیکوهمت که عهده‌دار تحریر و آماده‌سازی رایانه‌ای این آیین‌نامه بوده‌اند، تشکر می‌شود.

دفتر امور فنی و تدوین معیارها

پاییز ۱۳۷۹

اعضای کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران تجدید نظر سال ۱۳۷۹

بترتیب حروف الفبا :

۱- اسماعیل اسماعیل‌پورمهندسان مشاور
۲- علی محمد اسماعیلی وزارت راه و ترابری، آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک
۳- امیرمحمد امیرابراهیمی دانشگاه تهران، دانشکده فنی
۴- فریدون امینی دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران
۵- احمد انوار دانشگاه شیراز، دانشکده مهندسی
۶- امانوئل اوهانجانیان مهندسان مشاور
۷- حمید جاسمی زرگانی دانشگاه شهید چمران اهواز، دانشکده مهندسی
۸- حسن حاج کاظمی دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده مهندسی
۹- حمیدرضا خاشعی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
۱۰- علیرضا خالو دانشگاه صنعتی شریف، دانشکده مهندسی عمران
۱۱- علی اکبر رمضانیانپور دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران (شادروان)
۱۲- علیرضا رهایی دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
۱۳- مرتضی زاهدی دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران
۱۴- شاپور طاحونی دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
۱۵- علی اصغر طاهری بهبهانی (مسئول بخش دوم) مهندس محاسب
۱۶- هرمز فامیلی (مسئول بخش اول) دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی‌عمران
۱۷- محمد جواد فدایی دانشگاه شهید باهنر کرمان، دانشکده فنی
۱۸- یعقوب فرزان دانشگاه تبریز، دانشکده مهندسی عمران
۱۹- مهدی قالیبافیان دانشگاه تهران، دانشکده فنی (شادروان)
۲۰- ابوالقاسم کرامتی‌دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
۲۱- فریدون کیایی مهندسان مشاور
۲۲- رحمت مدن دوست دانشگاه گیلان، دانشکده فنی
۲۳- کمال میرطلایی دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران
۲۴- محمود نیلی دانشگاه بوعلی سینا همدان، دانشکده مهندسی
۲۵- رحیم واعظی مهندسان مشاور
۲۶- سیداکبر هاشمی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

پیشگفتار سال ۱۳۷۲

وجود استانداردها و آیین‌نامه‌های ملی در هر کشور نشانه رشد و توسعه آن کشور است. سال‌هاست که در کشور ما برای تهیه و تدوین دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌ها در زمینه‌های مختلف فنی و مهندسی کوشش فراوان می‌شود، ولی پس از طی این سال‌ها هنوز کمبود آیین‌نامه‌ای برای بتن حس می‌شود و اثر سو آن بر تمام مراحل ساختمانی از طرح و آنالیز تا اجرا، کلا محسوس است. تا امروز برای طرح و اجرای پروژه‌های بتنی، از آیین‌نامه‌های سایر کشورها، بسته به آشنایی مهندس محاسب استفاده شده و این امر باعث بروز مشکلات متعدد به ویژه در کنترل پروژه‌ها بوده است و عدم تطابق شرایط فنی و اقلیمی مختلف کشور ما با این شرایط در کشور صاحب آیین‌نامه به معضلاتی قابل توجه منجر شده است.

هدف اصلی از تهیه هر آیین‌نامه ارایه مجموعه‌ای از ضوابط و مقررات است که با کمک آن‌ها بتوان به تحلیل مسایل مربوط پرداخت و همان‌طور که در ابتدای متن آیین‌نامه آمده:

"هدف این آیین‌نامه ارایه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آن‌ها میزان مناسبی از ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های موضوع آیین‌نامه تامین می‌شود."

دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان برنامه و بودجه بر اساس این نیاز کشور از چندی پیش به تدوین "آیین‌نامه بتن ایران" اقدام کرده که حاصل آن اولین بخش از مبحث اول آیین‌نامه است.

در مورد این آیین‌نامه باید به نکات زیر اشاره کرد:

- در تدوین آیین‌نامه، شرایط اقلیمی کشور، سهولت استفاده و رعایت جدیدترین روش‌های طراح و آنالیز مورد نظر بوده‌اند.
- مبحث اول آیین‌نامه با عنوان "کلیات و ساختمان‌های متعارف" شامل دو بخش زیر است:

بخش اول، "کلیات، مصالح و مسایل اجرایی" که شامل نه فصل است.

بدیهی است بعضی از قسمت‌های این بخش با بخش دوم ارتباط دارد که در اینگونه موارد شماره بندهایی که به آن رجوع داده می‌شود پس از تکمیل بخش دوم قید خواهد شد.

بخش دوم تحت عنوان "طرح و آنالیز" مشتمل بر یازده فصل است که شرح آن در فهرست مندرجات آمده است. قسمت "تفسیر" آیین‌نامه پس از متن اصلی ارائه شده‌است.

مبحث دوم آیین‌نامه تحت عنوان "سازه‌های خاص" شامل بخش‌هایی است که شرح آن‌ها بعدا خواهد آمد.

فهرست کامل علایم اختصاری، پس از تکمیل بخش دوم و شکل نهائی خود در ضمیمه دوم ارائه خواهد شد. بطور کلی این علایم با پیروی از علایم اختصاری متحدالشکل مورد تایید سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) انتخاب خواهند شد.

- در نگارش آیین‌نامه، "واژه‌نامه بتن" معیار اصلی انتخاب واژه‌نامه بوده است. این واژه‌نامه که توسط "کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران" تهیه و قبلا چاپ شده است در چاپ‌های بعدی ضمیمه آیین‌نامه تلقی خواهد شد.
- مشخصات و استانداردهای ذکر شده در این آیین‌نامه بوسیله دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان برنامه و بودجه با حروف (دت) شماره‌گذاری شده‌اند و تا زمانی که استانداردهای مذکور توسط این دفتر تدوین و ارایه نشده‌اند می‌توان از سایر استانداردهای هم ارز آن‌ها استفاده کرد (به فصل پنجم رجوع شود).

آیین‌نامه بتن ایران نتیجه کوشش خستگی‌ناپذیر اعضای کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران است که زحمت‌های ارزنده ایشان پس از چند سال به بار نشسته است. در اینجا باید به حق از تلاش آنان در به ثمر رساندن این مهم بی نهایت تشکر شود.

همچنین از آقای فاریاپیربازاری که از نظرهای ایشان برای ویراستاری این آیین‌نامه استفاده شده است و خانم زهرا جیروند، حمیده هاشمی، سعیده میرفخرایی، اکرم ذیبخش، شهید خدنگی، طیبه هدانیا، بدری نعمان و آقای علی اصغر طیبی‌زاده که در تنظیم این آیین‌نامه همکاری داشته‌اند بسیار سپاسگزاری می‌شود.

تحقیقات و معیارهای فنی

اعضای کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران تدوین سال ۱۳۷۲

بترتیب حروف الفبا :

۱- دکتر فریدون امینی(مسئول کمیته)
۲- مهندس امانوئل اوهانجانیان
۳- دکتر مرتضی زاهدی
۴- مهندس علی‌اصغر طاهری بهبهانی
۵- دکتر محمد ابراهیم طسوجی
۶- دکتر هرمز فامیلی
۷- دکتر مهدی قالیبافیان (شادروان)
۸- مهندس فریدون کیایی
۹- مهندس رحیم واعظی
۱۰- مهندس سیداکبر هاشمی

فهرست مطالب

فصل اول

کلیات ۳

۱-۱ گستره ۳

۱-۲ مطالب عمومی ۳

۱-۳ هدف ۴

۱-۴ دامنه کاربرد ۶

۱-۵ روش طراحی سازه ۷

۱-۶ بارگذاری‌ها و ترکیب‌های آن‌ها ۸

۱-۷ سیستم واحدهای اندازه‌گیری ۸

۱-۸ مقام‌های قانونی مسئول ۸

۱-۹ نقشه ها و مدارک طرح ۹

۱-۱۰ روش‌ها و سیستم‌های خاص طراحی ۹

۱-۱۱ منابع و مراجع کلی مورد استفاده ۹

فصل دوم

علائم و تعاریف ۱۳

۲-۱ گستره ۱۳

۲-۲ علائم اختصاری ۱۳

۲-۳ تعاریف اصطلاحات ۲۵

فصل سوم

مشخصات مکانیکی بتن ۳۷

۳-۱ گستره ۳۷

۳-۲ بتن معمولی و بتن سبک ۳۷

۳-۳ رده‌بندی بتن ۳۸

۳-۴ مشخصات مکانیکی بتن ۳۹

۳-۴-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن، f_c' ۳۹

۳-۴-۲ مدول گسیختگی بتن، fr ۳۹

۳-۴-۳ مدول الاستیسیته بتن،Ec ۴۰
۳-۴-۴ ضریب پواسون بتن، ν ۴۰
۳-۴-۵ ضریب انبساط حرارتی بتن ۴۰
۳-۵ اثر درازمدت جمع‌شدگی بتن ۴۱
۳-۶ اثر درازمدت خزش بتن ۴۳

فصل چهارم

مشخصات مکانیکی آرماتورها ۴۹
۴-۱ گستره ۴۹
۴-۲ کلیات ۴۹
۴-۳ رده‌بندی آرماتورها ۴۹
۴-۴ طبقه‌بندی آرماتورها با توجه به روش ساخت ۵۰
۴-۵ طبقه‌بندی آرماتورها از نظر شکل‌پذیری ۵۱
۴-۶ مشخصات مکانیکی آرماتورها ۵۱
۴-۶-۱ ویژگی‌های کششی آرماتورها ۵۱
۴-۶-۲ مدول الاستیسیته آرماتورها ۵۲
۴-۶-۳ ضریب انبساط حرارتی آرماتورها ۵۲
۴-۷ محدودیت‌های کاربرد آرماتورها ۵۳
۴-۸ دوام آرماتورها ۵۶
۴-۸-۱ دوام در شرایط محیطی معمولی (غیرخورنده) ۵۶
۴-۸-۲ دوام در شرایط محیطی نامناسب (خورنده) ۵۷
۴-۸-۳ دوام در برابر آتش ۵۷
۴-۹ اقلام جاگذاری شده در بتن ۵۷
۴-۱۰ آرماتور برشی – گل‌میخ سردار ۵۷

فصل پنجم

الزامات سیستم‌های سازه‌ای ۶۱
۵-۱ گستره ۶۱
۵-۲ سیستم‌های سازه‌ای و اجزای آن‌ها ۶۱
۵-۳ کلیات ۶۲
۵-۴ مسیرهای انتقال بار ۶۲
۵-۵ الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای ۶۳

۵-۵-۱ تحلیل سیستم‌ها ۶۳
۵-۵-۲ مقاومت سیستم‌ها ۶۳
۵-۵-۳ عملکرد سیستم‌ها در شرایط بارگذاری بهره‌برداری ۶۳
۵-۵-۴ دوام یا پایایی ۶۳
۵-۵-۵ انسجام یا یکپارچگی ۶۴
۵-۵-۶ ماندگاری ۶۴
۵-۵-۷ مقاومت در برابر آتش ۶۴
۵-۶ الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای خاص ۶۵
۵-۶-۱ سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای ۶۵
۵-۶-۲ سیستم‌های بتنی پیش‌ساخته ۶۵
۵-۶-۳ سیستم‌های مرکب ۶۷

فصل ششم

تحلیل سیستم‌ها ۷۱
۶-۱ گستره ۷۱
۶-۲ کلیات ۷۱
۶-۲-۱ روش‌های تحلیل ۷۱
۶-۲-۲ اثرات لاغری ۷۳
۶-۳ مدل‌سازی ۷۴
۶-۳-۱ کلیات ۷۴
۶-۳-۲ دهانه‌ها ۷۶
۶-۳-۳ مشخصات هندسی تیر T ۷۶
۶-۴ نحوه چیدمان بارهای زنده ۷۷
۶-۵ تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول ۷۸
۶-۵-۱ کلیات ۷۸
۶-۵-۲ مدل‌سازی اعضا و سیستم‌های سازه‌ای ۷۸
۶-۵-۳ مشخصات مقطع اعضا ۷۹
۶-۵-۳-۱ اعضا برای بارهای ضریب‌دار ۷۹
۶-۵-۳-۲ اعضا برای بارهای بهره‌برداری ۸۱
۶-۵-۴ اثرات لاغری– روش تشدید لنگرها ۸۱
۶-۵-۴-۴ روش تشدید لنگرها – قاب‌ها مهار نشده ۸۶
۶-۵-۵ باز پخش لنگرها در اعضای خمشی ممتد ۸۸

۶-۶ تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم ۸۹
۶-۶-۱ کلیات ۸۹
۶-۶-۲ مشخصات مقطع اعضا ۹۰
۶-۷ تحلیل غیرالاستیک ۹۱
۶-۷-۱ کلیات ۹۱
۶-۸ تحلیل به روش اجزای محدود ۹۲
۶-۹ روش‌های ساده شده تحلیل الاستیک ۹۲
۶-۹-۱ تیرها و دال‌های یک‌طرفه ممتد ۹۲

فصل هفتم

ضریب‌های بار، ترکیبات بارگذاری و ضریب‌های کاهش مقاومت ۹۷
۷-۱ گستره ۹۷
۷-۲ کلیات ۹۷
۷-۳ ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری ۹۸
۷-۳-۱ ضریب‌های بار ۹۸
۷-۳-۲ ضوابط بار زنده در ترکیب‌های بار ۱۰۰
۷-۳-۳ ضوابط بارهای خود کرنشی (T) در ترکیب‌های بار ۱۰۱
۷-۳-۴ ضوابط بارهای مرتبط با فشار سیال و خاک در ترکیب‌های بار ۱۰۲
۷-۴ ضریب‌های کاهش مقاومت ۱۰۲

فصل هشتم

ارزیابی مقاومت مقطع در خمش، بارمحوری، برش، پیچش و برش - اصطکاک ... ۱۱۱
۸-۱ گستره ۱۱۱
۸-۲ مقاومت خمشی ۱۱۲
۸-۲-۱ کلیات ۱۱۲
۸-۲-۲ فرضیات طراحی ۱۱۲
۸-۲-۳ مقاومت خمشی اعضای بتنی مرکب (غیر یکپارچه) ۱۱۵
۸-۳ مقاومت محوری یا مقاومت توام خمشی و محوری ۱۱۵
۸-۳-۱ کلیات ۱۱۵
۸-۳-۲ فرضیات طراحی ۱۱۶
۸-۳-۳ حداکثر مقاومت فشاری محوری ۱۱۶
۸-۳-۴ حداکثر مقاومت کششی محوری ۱۱۷

۸-۴ مقاومت برشی یک‌طرفه ۱۱۷
۸-۴-۱ کلیات ۱۱۷
۸-۴-۲ فرضیات و محدودیت‌ها ۱۱۹
۸-۴-۳ اعضای بتنی مرکب ۱۱۹
۸-۴-۴ محاسبه مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c ۱۲۰
۸-۴-۵ مقاومت برشی یک‌طرفه تامین شده توسط آرماتورهای برشی، V_s ۱۲۲
۸-۵ مقاومت برشی دوطرفه ۱۲۴
۸-۵-۱ کلیات ۱۲۴
۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دوطرفه ۱۲۶
۸-۵-۳ مقاومت برشی دوطرفه تامین شده توسط بتن ۱۲۸
۸-۵-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت برشی ۱۳۱
۸-۵-۵ مقاومت برشی تامین شده توسط کلاهک برشی و ضوابط طراحی آن ۱۳۲
۸-۶ مقاومت پیچشی ۱۳۶
۸-۶-۱ کلیات ۱۳۶
۸-۶-۲ پیچش آستانه و پیچش ترک‌خوردگی ۱۳۹
۸-۶-۳ مقاومت پیچشی تامین شده در عضو و محدودیت ابعاد ۱۴۱
۸-۷ مقاومت اتکایی ۱۴۴
۸-۸ مقاومت برش اصطکاکی ۱۴۶
۸-۸-۱ کلیات ۱۴۶
۸-۸-۲ مقاومت طراحی ۱۴۷
۸-۹ مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل ۱۵۱

فصل نهم

دال‌های یک‌طرفه ۱۵۵
۹-۱ گستره ۱۵۵
۹-۲ کلیات ۱۵۵
۹-۲-۲ مصالح ۱۵۶
۹-۲-۳ اتصال به دیگر اعضا ۱۵۶
۹-۳ ضوابط کلی طراحی ۱۵۶
۹-۳-۱ حداقل ضخامت دال ۱۵۶
۹-۳-۲ محدودیت‌های خیز دال‌ها ۱۵۷
۹-۳-۳ محدودیت کرنش آرماتور ۱۵۷

۹-۴ مقاومت مورد نیاز ۱۵۸
۹-۴-۱ کلیات ۱۵۸
۹-۴-۲ لنگر و برش ضریب‌دار ۱۵۸
۹-۵ مقاومت طراحی ۱۵۸
۹-۵-۱ کلیات ۱۵۸
۹-۵-۲ لنگر خمشی اسمی،Mn ۱۵۹
۹-۵-۳ برش اسمی، Vn ۱۵۹
۹-۶ محدودیت‌های آرماتورها ۱۵۹
۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی ۱۵۹
۹-۶-۲ حداقل آرماتور برشی ۱۶۰
۹-۶-۳ حداقل آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی ۱۶۰
۹-۷ جزییات آرماتورگذاری ۱۶۰
۹-۷-۵ فاصله آرماتورها ۱۶۰
۹-۷-۶ آرماتورهای خمشی ۱۶۱
۹-۷-۷ قطع آرماتورهای خمشی ۱۶۲
۹-۷-۸ آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی ۱۶۳
۹-۸ آرماتورهای انسجام (یکپارچگی) سازه‌ای در دال‌های یک‌طرفه درجا ۱۶۳

فصل دهم

دال‌های دوطرفه ۱۶۷
۱۰-۱ گستره ۱۶۷
۱۰-۲ تعاریف ویژه ۱۶۸
۱۰-۲-۱ سیستم دال ۱۶۸
۱۰-۲-۲ قاب معادل ۱۶۸
۱۰-۲-۳ چشمه دال ۱۶۸
۱۰-۲-۴ نوار دال یا نوار پوششی ۱۶۸
۱۰-۲-۵ نوار ستونی ۱۶۸
۱۰-۲-۶ نوار میانی ۱۶۸
۱۰-۲-۷ نوار کناری ۱۶۸
۱۰-۲-۸ تیر در سیستم دال - تیر ۱۶۹
۱۰-۳ کلیات ۱۶۹
۱۰-۴ مصالح ۱۷۰

۱۰-۵ اتصال به دیگر اعضا ۱۷۰
۱۰-۶ ضوابط کلی طراحی دال‌ها ۱۷۱
۱۰-۶-۱ حداقل ضخامت دال ۱۷۱
۱۰-۶-۲ محدودیت خیز دال ۱۷۳
۱۰-۶-۳ محدودیت کرنش آرماتورها ۱۷۳
۱۰-۶-۴ مقاومت مورد نیاز ۱۷۴
۱۰-۶-۴-۱ کلیات ۱۷۴
۱۰-۶-۴-۲ لنگر ضریب‌دار ۱۷۴
۱۰-۶-۴-۳ انتقال لنگر خمشی ضریب‌دار در اتصالات دال به ستون ۱۷۴
۱۰-۶-۴-۴ برش یک‌طرفه ضریب‌دار ۱۷۶
۱۰-۶-۴-۵ برش دوطرفه ضریب‌دار ۱۷۷
۱۰-۶-۵ مقاومت طراحی ۱۷۸
۱۰-۶-۵-۱ کلیات ۱۷۸
۱۰-۶-۵-۲ لنگر خمشی ۱۷۹
۱۰-۶-۵-۳ برش ۱۷۹
۱۰-۶-۶ کتیبه دال‌ها ۱۸۰
۱۰-۶-۷ بازشوها در سیستم دال‌ها ۱۸۰
۱۰-۷ آرماتورگذاری در دال‌ها ۱۸۱
۱۰-۷-۱ ضوابط کلی ۱۸۱
۱۰-۷-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه ۱۸۱
۱۰-۷-۳ جزییات آرماتورگذاری ۱۸۳
۱۰-۷-۳-۱ کلیات ۱۸۳
۱۰-۷-۳-۲ فاصله آرماتورهای خمشی ۱۸۳
۱۰-۷-۳-۳ قطع آرماتورها ۱۸۴
۱۰-۷-۳-۴ آرماتورگذاری در گوشه‌های خارجی دال‌ها ۱۸۴
۱۰-۷-۳-۵ آرماتورگذاری در دال‌های تخت ۱۸۵
۱۰-۷-۳-۶ آرماتورهای انسجام ۱۸۷
۱۰-۷-۳-۷ آرماتورهای برشی- خاموت‌ها ۱۸۷
۱۰-۷-۳-۸ آرماتورهای برشی- گل‌میخ سَردار ۱۸۹
۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه دوطرفه ۱۹۰
۱۰-۸-۱ کلیات ۱۹۰
۱۰-۸-۲ سیستم‌های تیرچه با پُر کننده‌های سازه‌ای ۱۹۱

۱۰-۸-۳ سیستم‌های تیرچه با پُر کننده‌های غیرسازه‌ای ۱۹۲
۱۰-۹ روش «طراحی مستقیم» ۱۹۲
۱۰-۹-۱ کلیات ۱۹۲
۱۰-۹-۲ محدودیت‌های روش طراحی مستقیم ۱۹۳
۱۰-۹-۳ روش طراحی ۱۹۴
۱۰-۹-۴ لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار در هر دهانه، M_o ۱۹۵
۱۰-۹-۵ توزیع لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار M_o در نوار پوششی ۱۹۶
۱۰-۹-۶ توزیع لنگرهای خمشی استاتیکی نوار پوششی در نوارهای دال ۱۹۷
۱۰-۹-۷ لنگرهای خمشی در نوار ستونی ۱۹۷
۱۰-۹-۸ لنگرهای خمشی در نوارهای میانی ۱۹۹
۱۰-۹-۹ لنگرهای خمشی در تیرها ۱۹۹
۱۰-۹-۱۰ لنگر خمشی در ستون‌ها و دیوارها ۲۰۰
۱۰-۹-۱۱ تلاش برشی در سیستم‌های دال – تیر ۲۰۱
۱۰-۱۰ روش طراحی «قاب معادل» ۲۰۲
۱۰-۱۰-۱ کلیات ۲۰۲
۱۰-۱۰-۲ قاب معادل ۲۰۳
۱۰-۱۰-۳ ممان اینرسی اعضا در قاب معادل ۲۰۵
۱۰-۱۰-۴ اعضای پیچشی ۲۰۵
۱۰-۱۰-۵ سختی خمشی ستون‌ها در قاب معادل ۲۰۷
۱۰-۱۰-۶ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی ۲۰۷
۱۰-۱۰-۷ توزیع لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی ۲۰۸
۱۰-۱۰-۸ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در ستون‌ها و دیوارها ۲۰۸
۱۰-۱۰-۹ تلاش‌های برشی ضریب‌دار در دال‌ها و تیرها ۲۰۹
۱۰-۱۱ روش «طراحی پلاستیک» ۲۰۹
۱۰-۱۱-۱ کلیات ۲۰۹
۱۰-۱۱-۲ ضوابط کلی طراحی ۲۰۹
۱۰-۱۲ روش طراحی «ضرایب لنگر خمشی» ۲۱۰
۱۰-۱۲-۲ روش طراحی ۲۱۰
۱۰-۱۲-۳ ضخامت دال ۲۱۲
۱۰-۱۲-۴ تلاش برشی در تیر و دال ۲۱۲
۱۰-۱۲-۵ لنگرهای خمشی در تیرها ۲۱۳

فصل یازدهم

تیرها ۲۲۱
۱-۱۱ گستره ۲۲۱
۲-۱۱ کلیات ۲۲۱
۱۱-۲-۵ ساخت تیرهای T شکل ۲۲۲
۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر ۲۲۳
۳-۱۱ مقاومت مورد نیاز ۲۲۴
۴-۱۱ مقاومت طراحی ۲۲۷
۵-۱۱ محدودیت‌های آرماتورگذاری ۲۲۹
۱۱-۵-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی ۲۲۹
۱۱-۵-۲ حداقل آرماتور برشی ۲۳۰
۱۱-۵-۳ حداقل آرماتور پیچشی ۲۳۱
۶-۱۱ جزییات آرماتورگذاری ۲۳۲
۱۱-۶-۱ کلیات ۲۳۲
۱۱-۶-۲ آرماتور خمشی ۲۳۳
۱۱-۶-۳ قطع آرماتور ۲۳۵
۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی ۲۳۷
۱۱-۶-۵ آرماتورهای عرضی برشی، پیچشی و تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری ۲۳۸
۱۱-۶-۶ آرماتورهای انسجام (یکپارچگی) سازه‌ای در تیرهای درجا ۲۴۱
۷-۱۱ سیستم تیرچه یک‌طرفه ۲۴۳
۱۱-۷-۱ کلیات ۲۴۳
۱۱-۷-۲ محدودیت‌ها و ضوابط ۲۴۳
۸-۱۱ تیرهای عمیق ۲۴۴
۱۱-۸-۱ کلیات ۲۴۴
۱۱-۸-۲ محدودیت‌های ابعادی و آرماتورگذاری تیرهای عمیق ۲۴۵

فصل دوازدهم

ستون‌ها ۲۴۹
۱-۱۲ گستره ۲۴۹
۲-۱۲ کلیات و محدودیت‌ها ۲۴۹
۳-۱۲ مقاومت مورد نیاز ۲۵۰
۴-۱۲ مقاومت طراحی ۲۵۱

۱۲-۵ محدودیت‌های آرماتورها ۲۵۱
۱۲-۶ جزییات آرماتورگذاری ۲۵۲
۱۲-۶-۱ کلیات ۲۵۲
۱۲-۶-۲ آرماتور طولی ۲۵۳
۱۲-۶-۳ آرماتور طولی خم شده (غیر هم‌امتداد) ۲۵۳
۱۲-۶-۴ وصله آرماتور طولی ستون ۲۵۴
۱۲-۶-۵ آرماتور عرضی ۲۵۶
۱۲-۶-۶ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی ۲۵۷
۱۲-۶-۷ آرماتور عرضی برشی ۲۵۸

فصل سیزدهم

دیوارها ۲۶۱
۱۳-۱ گستره ۲۶۱
۱۳-۲ کلیات ۲۶۱
۱۳-۳ حداقل ضخامت دیوارها ۲۶۲
۱۳-۴ مقاومت مورد نیاز ۲۶۳
۱۳-۴-۱ کلیات ۲۶۳
۱۳-۴-۲ لنگر خمشی و نیروی محوری ضریب‌دار ۲۶۴
۱۳-۴-۳ برش ضریب‌دار ۲۶۴
۱۳-۵ مقاومت طراحی ۲۶۴
۱۳-۵-۱ کلیات ۲۶۴
۱۳-۵-۲ طراحی برای بار محوری و لنگر خمشی داخل یا خارج صفحه ۲۶۵
۱۳-۵-۳ طراحی برای برش داخل صفحه ۲۶۶
۱۳-۵-۴ طراحی برای برش خارج از صفحه ۲۶۷
۱۳-۶ محدودیت‌های آرماتورها ۲۶۷
۱۳-۷ جزییات آرماتورگذاری ۲۶۹
۱۳-۷-۱ کلیات ۲۶۹
۱۳-۷-۲ فاصله آرماتورهای طولی ۲۶۹
۱۳-۷-۳ فاصله آرماتورهای عرضی ۲۷۰
۱۳-۷-۴ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی ۲۷۰
۱۳-۷-۵ آرماتورگذاری اطراف بازشو ۲۷۱
۱۳-۸ روش جایگزین برای تحلیل خارج از صفحه دیوارهای لاغر ۲۷۱

۱۳-۸-۱ کلیات ۲۷۱
۱۳-۸-۲ مدل‌سازی ۲۷۱
۱۳-۸-۳ لنگر خمشی ضریب‌دار ۲۷۲
۱۳-۸-۴ تغییرشکل خارج از صفحه – بارهای بهره‌برداری ۲۷۳

فصل چهاردهم

دیافراگم‌ها ۲۷۷
۱-۱۴ گستره ۲۷۷
۲-۱۴ نیروهای طراحی دیافراگم ۲۷۸
۳-۱۴ حداقل ضخامت دیافراگم ۲۸۰
۴-۱۴ مقاومت مورد نیاز ۲۸۰
۱۴-۴-۱ کلیات ۲۸۰
۱۴-۴-۲ تحلیل و مدل سازی دیافراگم ۲۸۱
۵-۱۴ تحلیل و مدل سازی دیافراگم ۲۸۳
۱۴-۵-۱ کلیات ۲۸۳
۱۴-۵-۲ طراحی برای لنگر خمشی و نیروی محوری ۲۸۴
۱۴-۵-۳ طراحی برای برش ۲۸۶
۱۴-۵-۴ جمع‌کننده‌ها ۲۸۸
۶-۱۴ محدودیت‌های آرماتورگذاری ۲۹۰

فصل پانزدهم

شالوده‌های بتن‌آرمه ۲۹۵
۱-۱۵ گستره ۲۹۵
۲-۱۵ کلیات ۲۹۶
۱۵-۲-۱ تعاریف ۲۹۶
۱۵-۲-۲ مشخصات مصالح و اتصال به اعضا دیگر ۲۹۸
۱۵-۲-۳ اثرات زلزله ۲۹۸
۱۵-۲-۴ دال‌های روی زمین ۲۹۸
۱۵-۲-۵ معیارهای طراحی ۲۹۸
۱۵-۲-۶ مقاطع بحرانی برای شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها ۳۰۰
۱۵-۲-۷ مهار آرماتور در شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها ۳۰۱
۳-۱۵ شالوده‌های سطحی ۳۰۱

۱۵-۳-۱ کلیات ۳۰۱
۱۵-۳-۲ شالوده‌های سطحی مرکب یک‌طرفه و نواری ۳۰۲
۱۵-۳-۳ شالوده‌های سطحی منفرد دوطرفه ۳۰۳
۱۵-۳-۴ شالوده‌های سطحی مرکب دوطرفه و گسترده ۳۰۳
۱۵-۳-۵ تیرهای روی زمین و باسکولی ۳۰۴
۱۵-۳-۶ کلاف‌های رابط شالوده‌های سطحی ۳۰۴
۱۵-۳-۷ دیوارهای حائل طره‌ای و پشت‌بند دار ۳۰۴
۱۵-۴ شالوده‌های عمیق ۳۰۵
۱۵-۴-۱ کلیات ۳۰۵
۱۵-۴-۲ طراحی سازه‌ای شمع به روش مقاومت مجاز ۳۰۵
۱۵-۴-۳ طراحی سازه‌ای شمع به روش طرح مقاومت ۳۰۷
۱۵-۴-۴ شمع‌های درجا ۳۰۷
۱۵-۴-۵ شمع‌های پیش‌ساخته ۳۰۸
۱۵-۴-۶ سر شمع‌ها ۳۰۸

فصل شانزدهم

اتصالات تیر به ستون و دال به ستون ۳۱۳
۱۶-۱ گستره ۳۱۳
۱۶-۲ کلیات ۳۱۳
۱۶-۳ جزییات آرماتورگذاری در اتصال ۳۱۶
۱۶-۳-۱ آرماتور عرضی در اتصال تیر به ستون ۳۱۶
۱۶-۳-۲ اتصال دال به ستون ۳۱۶
۱۶-۳-۳ آرماتورهای طولی ۳۱۷
۱۶-۴ الزامات مقاومتی اتصال تیر به ستون ۳۱۷
۱۶-۴-۱ مقاومت برشی مورد نیاز ۳۱۷
۱۶-۴-۲ مقاومت برشی طراحی ۳۱۷
۱۶-۵ انتقال نیروی محوری ستون از طریق سیستم کف ۳۱۹

فصل هفدهم

نواحی اتصال اعضای سازه‌ای به یکدیگر ۳۲۳
۱۷-۱ گستره ۳۲۳
۱۷-۲ نواحی اتصال به شالوده‌ها ۳۲۳
۱۷-۲-۱ کلیات ۳۲۳

۱۷-۲-۲ مقاومت مورد نیاز ۳۲۴
۱۷-۲-۳ مقاومت طراحی ۳۲۴
۱۷-۲-۴ جزییات نواحی اتصال بین اعضای درجا ویا پیش‌ساخته با شالوده ۳۲۵
۱۷-۲-۵ حداقل آرماتور در نواحی اتصال بین اعضای درجا و شالوده ۳۲۶
۱۷-۲-۶ جزییات نواحی اتصال بین اعضای پیش‌ساخته با شالوده ۳۲۶
۱۷-۳ انتقال برش افقی در اعضای خمشی مرکب بتنی ۳۲۶
۱۷-۳-۱ کلیات ۳۲۶
۱۷-۳-۲ مقاومت مورد نیاز ۳۲۷
۱۷-۳-۳ مقاومت طراحی ۳۲۷
۱۷-۳-۳-۲ روش اول ۳۲۷
۱۷-۳-۳-۳ روش دوم ۳۲۸
۱۷-۳-۴ حداقل آرماتور برای انتقال برش افقی ۳۲۹
۱۷-۳-۵ جزییات آرماتورگذاری برای انتقال برش افقی ۳۲۹
۱۷-۴ نشیمن‌ها ۳۲۹
۱۷-۴-۱ کلیات ۳۲۹
۱۷-۴-۲ محدودیت‌های ابعادی ۳۳۰
۱۷-۴-۳ مقاومت مورد نیاز ۳۳۱
۱۷-۴-۴ مقاومت طراحی ۳۳۱
۱۷-۴-۵ حداقل آرماتور ۳۳۲
۱۷-۴-۶ جزییات آرماتورگذاری ۳۳۲
۱۷-۵ نواحی اتصال اعضای پیش‌ساخته ۳۳۴
۱۷-۵-۱ کلیات ۳۳۴
۱۷-۵-۲ مقاومت مورد نیاز ۳۳۵
۱۷-۵-۳ مقاومت طراحی ۳۳۶
۱۷-۵-۴ حداقل الزامات مقاومت نواحی اتصال و کلاف‌های انسجام ۳۳۶
۱۷-۵-۵ الزامات کلاف‌های انسجام برای سازه‌های دیوار باربر از بتن پیش‌ساخته با ارتفاع سه طبقه و بیش‌تر ۳۳۷
۱۷-۵-۶ حداقل ابعاد در نواحی اتصال اتکایی ۳۳۹

فصل هجدهم

مهار به بتن ۳۴۳
۱۸-۱ گستره ۳۴۳
۱۸-۲ کلیات ۳۴۶

۱۸-۳ الزامات کلی طراحی ۳۴۸

۱۸-۴ الزامات طراحی برای بارهای کششی ۳۵۳

۱۸-۴-۱ مقاومت فولاد مهار در کشش ۳۵۳

۱۸-۴-۲ مقاومت شکست مخروطی بتن مهار در کشش ۳۵۴

۱۸-۴-۳ مقاومت بیرون کشیدگی مهارهای تعبیه شده و کاشتنی انبساطی و زیر چاکی در کشش ۳۵۸

۱۸-۴-۴ مقاومت بیرون‌زدگی جانبی بتن برای مهارهای سَردار در کشش ۳۵۹

۱۸-۴-۵ مقاومت پیوستگی مهارهای چسبی در کشش ۳۶۰

۱۸-۴-۶ مقاومت کششی برای بارهای کششی دائمی ۳۶۳

۱۸-۵ الزامات طراحی برای بارهای برشی ۳۶۴

۱۸-۵-۱ مقاومت فولاد مهارها در برش ۳۶۴

۱۸-۵-۲ مقاومت شکست لبه بتن در برش ۳۶۴

۱۸-۵-۳ مقاومت قلوه‌کن شدن بتن برای مهار در برش ۳۷۰

۱۸-۶ اندرکنش نیروهای کششی و برشی ۳۷۱

۱۸-۷ الزامات فاصله مهارها از یکدیگر، فاصله از لبه‌ها و حداقل ضخامت برای جلوگیری از شکست دو نیم شدگی بتن ۳۷۲

۱۸-۸ الزامات لرزه‌ای ۳۷۳

۱۸-۸-۱ کلیات ۳۷۳

۱۸-۸-۲ الزامات برای بارهای کششی ۳۷۴

۱۸-۸-۳ الزامات برای بارهای برشی ۳۷۷

۱۸-۹ نصب و بازرسی مهارها ۳۷۸

۱۸-۱۰ قطعات الحاقی با زبانه برشی ۳۷۹

۱۸-۱۰-۲ کلیات ۳۸۰

۱۸-۱۰-۳ مقاومت اتکایی بتن زبانه برشی ۳۸۰

۱۸-۱۰-۴ مقاومت گسیختگی لبه بتن ۳۸۲

۱۸-۱۱ مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل ۳۸۳

فصل نوزدهم

الزامات بهره‌برداری ۳۸۵

۱۹-۱ گستره ۳۸۵

۱۹-۲ تغییرمکان یا خیز ۳۸۵

۱۹-۲-۱ کلیات ۳۸۵

۱۹-۲-۲ محاسبه تغییرمکان‌های آنی و درازمدت در تیرها و دال‌های یک‌طرفه ۳۸۶

۱۹-۲-۳ محاسبه تغییرمکان در دال‌های دوطرفه ۳۸۸
۱۹-۲-۴ محدودیت تغییرمکان در تیرها و دال‌ها ۳۸۸
۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک ۳۸۹
۱۹-۴ آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی ۳۹۱
۱۹-۵ ارتعاش یا لرزش در کف‌ها ۳۹۲

فصل بیستم

ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله ۳۹۷
۲۰-۱ گستره ۳۹۷
۲۰-۲ کلیات ۳۹۸
۲۰-۲-۱ سیستم‌های سازه‌ای ۳۹۸
۲۰-۲-۲ تحلیل سازه ۳۹۹
۲۰-۲-۳ مهار به بتن ۴۰۰
۲۰-۲-۴ ضرایب کاهش مقاومت ۴۰۰
۲۰-۲-۵ مشخصات مصالح ۴۰۱
۲۰-۲-۶ کنترل سازه در شرایط بهره‌برداری ۴۰۲
۲۰-۲-۷ سطوح شکل‌پذیری سازه ۴۰۲
۲۰-۳ قاب‌ها با شکل‌پذیری کم (معمولی) ۴۰۳
۲۰-۳-۱ تیرها در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم ۴۰۳
۲۰-۳-۲ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم ۴۰۳
۲۰-۳-۳ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم ۴۰۴
۲۰-۴ دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری کم (معمولی) ۴۰۴
۲۰-۵ قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط ۴۰۴
۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط ۴۰۴
۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط ۴۰۷
۲۰-۵-۴ اتصال تیر به ستون در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط ۴۱۱
۲۰-۵-۵ دال‌های دوطرفه بدون تیر ۴۱۳
۲۰-۶ قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد (ویژه) ۴۱۶
۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد ۴۱۶
۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری زیاد ۴۲۴
۲۰-۶-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها ۴۳۱
۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها ویژه ۴۳۲

۲۰-۷ دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد (ویژه) ۴۳۷
۲۰-۷-۲ محدودیت‌های هندسی ۴۳۸
۲۰-۷-۳ آرماتورهای قائم و افقی ۴۴۰
۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای ۴۴۳
۲۰-۷-۵ تیرهای هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته ۴۵۲
۲۰-۷-۶ دیوار پایه‌ها ۴۵۵
۲۰-۷-۷ درزهای ساخت در دیوارها ۴۵۶
۲۰-۷-۸ دیوارهای ناپیوسته ۴۵۶
۲۰-۷-۹ ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای در برش ۴۵۷
۲۰-۷-۱۰ ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای با در خمش و بار محوری ۴۶۰
۲۰-۷-۱۱ دیوارهای برشی هم‌بند شکل‌پذیر ۴۶۱
۲۰-۸ دیافراگم‌ها و خرپاهای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد ۴۶۱
۲۰-۸-۲ تلاش‌های طراحی ۴۶۲
۲۰-۸-۳ مسیر انتقال نیروهای زلزله ۴۶۳
۲۰-۸-۴ دیافراگم‌های با دال رویه درجا ریخته شده مرکب ۴۶۳
۲۰-۸-۵ دیافراگم‌های با دال رویه درجا ریخته غیرمرکب ۴۶۳
۲۰-۸-۶ حداقل ضخامت دیافراگم‌ها ۴۶۴
۲۰-۸-۷ آرماتورها ۴۶۴
۲۰-۸-۸ مقاومت خمشی ۴۶۶
۲۰-۸-۹ مقاومت برشی ۴۶۶
۲۰-۸-۱۰ درزهای ساخت در دیافراگم‌ها ۴۶۸
۲۰-۸-۱۱ خرپاهای سازه‌ای ۴۶۸
۲۰-۹ شالوده‌ها ۴۶۹
۲۰-۹-۱ کلیات ۴۶۹
۲۰-۹-۲ شالوده‌های تکی، نواری، سراسری و سر شمع‌ها ۴۶۹
۲۰-۹-۳ تیرهای در تراز پی (کلاف‌ها) و دال‌های متکی به زمین ۴۷۰
۲۰-۹-۴ کلاف‌های لرزه‌ای در شالوده ۴۷۱
۲۰-۹-۵ شالوده‌های عمیق ۴۷۲
۲۰-۹-۶ مهار شمع‌ها و پایه‌ها ۴۷۸
۲۰-۱۰ اعضایی از سازه که جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور نمی‌شوند ۴۷۸
۲۰-۱۰-۲ نیروهای طراحی ۴۷۹
۲۰-۱۰-۳ تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون درجا ریخته ۴۷۹

۲۰-۱۰-۴ نواحی اتصال دال به ستون ۴۸۱
۲۰-۱۰-۵ دیوارپایه‌ها ۴۸۲

فصل بیست و یکم

جزییات آرماتورگذاری ۴۸۵
۲۱-۱ گستره ۴۸۵
۲۱-۲ حداقل فاصله‌ها آرماتورها و قلاب‌ها ۴۸۵
۲۱-۲-۱ فاصله حداقل آرماتورها ۴۸۵
۲۱-۲-۲ قلاب‌های استاندارد، قلاب‌های لرزه‌ای و سنجاقی ۴۸۶
۲۱-۳ طول گیرایی آرماتورها ۴۸۸
۲۱-۳-۱ کلیات ۴۸۸
۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش ۴۸۹
۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش ۴۹۱
۲۱-۳-۴ طول گیرایی میلگرد آجدار سَردار در کشش ۴۹۳
۲۱-۳-۵ گیرایی میلگردهای آجدار مهار شده با وسایل مکانیکی در کشش ۴۹۶
۲۱-۳-۶ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده در کشش ۴۹۶
۲۱-۳-۷ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی ساده جوش شده در کشش ۴۹۸
۲۱-۳-۸ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار ۴۹۸
۲۱-۳-۹ کاهش طول گیرایی برای آرماتور اضافی ۴۹۹
۲۱-۴ وصله آرماتورها ۴۹۹
۲۱-۴-۱ کلیات ۴۹۹
۲۱-۴-۲ وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش ۵۰۰
۲۱-۴-۳ وصله پوششی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده در کشش ۵۰۱
۲۱-۴-۴ وصله پوششی شبکه آرماتور سیمی ساده جوش شده در کشش ۵۰۲
۲۱-۴-۵ وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار ۵۰۳
۲۱-۴-۶ وصله اتکایی میلگردهای آجدار در فشار ۵۰۳
۲۱-۴-۷ وصله مکانیکی و جوشی میلگردهای آجدار در کشش و فشار ۵۰۴
۲۱-۵ گروه میلگردها ۵۰۵
۲۱-۶ آرماتورهای عرضی ۵۰۶
۲۱-۶-۱ خاموت‌ها ۵۰۶
۲۱-۶-۲ تنگ‌ها ۵۰۹
۲۱-۶-۳ دورپیچ‌ها ۵۱۲

۲۱-۶-۴ دورگیرها ۵۱۳

فصل بیست و دوم

روش طراحی خرپایی (بست و بند) ۵۱۷
۲۲-۱ گستره ۵۱۷
۲۲-۲ تعاریف ۵۱۷
۲۲-۳ کلیات ۵۱۹
۲۲-۴ اعضای فشاری (بست‌ها) ۵۲۴
۲۲-۴-۱ مقاومت بست‌ها ۵۲۴
۲۲-۴-۲ آرماتور توزیعی کنترل ترک در بست‌های داخلی ۵۲۷
۲۲-۴-۳ جزییات آرماتورگذاری طولی بست‌ها ۵۲۹
۲۲-۵ اعضای کششی (بندها) ۵۲۹
۲۲-۵-۱ مقاومت بندها ۵۲۹
۲۲-۵-۲ جزییات آرماتورگذاری بندها ۵۳۰
۲۲-۶ منطقه گرهی ۵۳۱
۲۲-۶-۱ مقاومت منطقه گرهی ۵۳۱
۲۲-۷ گره‌های آرماتورهای خم‌دار ۵۳۲
۲۲-۸ طراحی سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله با استفاده از روش خرپایی ۵۳۵
۲۲-۸-۲ مقاومت بست‌ها ۵۳۶
۲۲-۸-۳ جزییات آرماتورگذاری بست‌ها ۵۳۶
۲۲-۸-۴ مقاومت بندها ۵۳۷
۲۲-۸-۵ مقاومت مناطق گرهی ۵۳۷
۲۲-۹ گام‌های محاسباتی در روش خرپایی ۵۳۷
۲۲-۱۰ کنترل ترک‌خوردگی ۵۳۸

فصل بیست و سوم

طراحی در برابر آتش ۵۴۳
۲۳-۱ گستره ۵۴۳
۲۳-۲ تعاریف ۵۴۳
۲۳-۲-۱ فاصله محوری، a ۵۴۴
۲۳-۲-۲ فاصله محوری متوسط، am ۵۴۴
۲۳-۲-۳ مقاومت در برابر آتش ۵۴۴

۲۳-۲-۴ مدت زمان مقاومت در برابر آتش‌سوزی،FRR ۵۴۵
۲۳-۲-۵ کفایت سازه‌ای ۵۴۵
۲۳-۲-۶ یکپارچگی ۵۴۵
۲۳-۲-۷ عایق بودن ۵۴۵
۲۳-۳ ضوابط طراحی ۵۴۶
۲۳-۳-۱ کلیات ۵۴۶
۲۳-۳-۲ روش استفاده از جدول‌ها و دیاگرام‌ها ۵۴۶
۲۳-۳-۳ محدودیت‌های ابعادی برای تامین مدت زمان مقاومت در برابر آتش ۵۴۷
۲۳-۳-۴ درزها ۵۴۷
۲۳-۳-۵ شیارها ۵۴۷
۲۳-۳-۶ اضافه کردن مواد عایق کننده ۵۴۷
۲۳-۴ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در دال‌ها ۵۴۸
۲۳-۴-۱ عایق بودن دال‌ها ۵۴۸
۲۳-۴-۲ کفایت سازه‌ای دال‌ها ۵۴۸
۲۳-۵ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در تیرها برای کفایت سازه‌ای ۵۵۱
۲۳-۵-۱ تیرهایی که در بام ها یا کف ها قرار دارند ۵۵۱
۲۳-۵-۲ تیرهایی که از هر طرف در معرض آتش‌سوزی هستند ۵۵۳
۲۳-۶ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در ستون‌ها ۵۵۳
۲۳-۶-۱ عایق بودن و انسجام ستون‌ها ۵۵۳
۲۳-۶-۲ کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده ۵۵۳
۲۳-۶-۲-۲ روش محدود با استفاده از جدول برای تعیین کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده ۵۵۴
۲۳-۶-۲-۳ روش عمومی با استفاده از جدول برای تعیین کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده ۵۵۵
۲۳-۶-۳ کفایت سازه‌ایی ستون‌های مهار نشده ۵۵۶
۲۳-۷ مدت زمان مقاومت در برابر آتش‌سوزی (FRR) در دیوارها ۵۵۶
۲۳-۷-۱ عایق بودن دیوارها ۵۵۶
۲۳-۷-۲ کفایت سازه‌ای دیوارها ۵۵۸
۲۳-۷-۳ سایر الزامات دیوارها ۵۵۹
۲۳-۸ اضافه کردن مدت زمان مقاومت در برابر آتش با استفاده از مصالح اضافی عایق کننده ۵۶۰
۲۳-۸-۱ استفاده از مصالح عایق کننده ۵۶۰
۲۳-۸-۲ ضخامت مصالح عایق کننده ۵۶۱
۲۳-۸-۳ مسلح کردن ملات‌های پاشیده شده ویا ماله‌کشی شده درجا ۵۶۱
۲۳-۸-۴ اضافه کردن مصالح رویه دال‌ها به منظور افزایش مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی ۵۶۱

فصل بیست و چهارم

مدارک طرح و الزامات اجرایی ۵۶۵
۱-۲۴ گستره ۵۶۵
۲-۲۴ اطلاعات کلی طراحی و اعضای سازه ۵۶۵
۱-۲-۲۴ اطلاعات کلی طراحی ۵۶۵
۲-۲-۲۴ اطلاعات اعضای سازه ۵۶۶
۳-۲۴ الزامات ساخت و عمل آوری بتن ۵۶۶
۱-۳-۲۴ الزامات طرح مخلوط ۵۶۶
۲-۳-۲۴ ساخت قطعات بتنی ۵۶۶
۳-۳-۲۴ ساخت قطعات بتنی پیش‌ساخته ۵۶۷
۴-۲۴ الزامات اجرایی آرماتورها و مهارها ۵۶۷
۱-۴-۲۴ اطلاعات آرماتورها ۵۶۷
۲-۴-۲۴ جاگذاری آرماتورها ۵۶۷
۳-۴-۲۴ مهارها در بتن ۵۶۸
۴-۴-۲۴ اقلام جاگذاری شده در بتن ۵۶۸
۵-۲۴ ملاحظات قالب‌بندی و درزها ۵۶۹
۱-۵-۲۴ قالب‌بندی ۵۶۹
۲-۵-۲۴ درزهای ساخت، جمع‌شدگی و جداکننده ۵۶۹

فصل بیست و پنجم

ارزیابی مقاومت سازه‌های موجود ۵۷۳
۱-۲۵ گستره ۵۷۳
۲-۲۵ کلیات ۵۷۳
۳-۲۵ ارزیابی مقاومت به روش تحلیلی ۵۷۴
۱-۳-۲۵ تعیین وضعیت موجود سازه ۵۷۴
۲-۳-۲۵ ضریب‌های کاهش مقاومت ۵۷۵
۴-۲۵ ارزیابی مقاومت به روش آزمایش بارگذاری ۵۷۶
۱-۴-۲۵ کلیات ۵۷۶
۲-۴-۲۵ روش اعمال بارهای آزمایش و ضریب‌های تشدید بار ۵۷۷
۵-۲۵ روش آزمایش بارگذاری تدریجی ۵۷۷
۱-۵-۲۵ اعمال بارهای آزمایش ۵۷۷

۲۵-۵-۲ اندازه‌گیری پاسخ سازه ۵۷۸
۲۵-۵-۳ معیارهای پذیرش ۵۷۸
۲۵-۶ روش آزمایش بارگذاری چرخه‌ایی ۵۸۰
۲۵-۷ مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل ۵۸۱

فصل اول

کلیات

فصل اول
کلیات

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

۱-۱ گستره

ت ۱-۱ گستره

این فصل به شرح مختصر کلیاتی اختصاص دارد که جلد اول آیین‌نامه بتن ایران «آبا» بر اساس آن‌ها تنظیم شده‌است. عناوین این کلیات به صورت زیر هستند:

الف- مطالب عمومی؛
ب- هدف؛
پ- دامنه کاربرد؛
ت- روش طراحی سازه؛
ث- بارگذاری‌ها و ترکیب‌های آن‌ها؛
ج- سیستم واحدهای اندازه‌گیری؛
چ- مقام‌های قانونی مسئول؛
ح- نقشه‌ها و مدارک طرح؛
خ- روش‌ها و سیستم‌های خاص طراحی؛ ۱۴۰۱/۱۲/۲۰
د- منابع و مراجع کلی مورد استفاده.

۱-۲ مطالب عمومی

ت ۱-۲ مطالب عمومی

۱-۲-۱ ضوابط این جلد آیین‌نامه عمدتا برای تحلیل و طراحی سازه ساختمان‌ها تدوین شده‌اند، ولی کلیت آن‌ها در سایر سازه‌ها به ویژه سازه‌های خاص بند ۱-۴-۲ کاربرد دارد.

۱-۲-۲ در پروژه‌هایی که از محل وجوه عمومی ساخته می‌شوند ویا به صورت مشارکت عمومی و خصوصی هستند (موضوع ماده ۳۴ قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه) برای طراحی قطعات و سازه‌هایی که در محدوده کاربرد این آیین‌نامه قرار دارند، باید فقط از ضوابط این آیین‌نامه استفاده شود. اختلاط این ضوابط با سایر آیین‌نامه‌های ملی ویا

متن اصلی

بین‌المللی، هر چند معتبر، مگر با رعایت **بند ۱-۱۰**، مجاز نمی‌باشد.

۱-۲-۳ در این جلد آیین‌نامه علاوه بر بروز رسانی الزامات تجدید نظر قبلی (سال ۱۳۷۹)، تغییرات زیر منظور شده‌اند:

الف- روش طراحی سازه‌ها از «روش حالات حدی» به «روش طرح مقاومت» تغییر یافته است. این تغییر با توجه به نظرخواهی از کاربران به ویژه جمعی از کارشناسان و نیز ایجاد امکان استفاده از نرم‌افزارهای موجود در کشور بوده است.

ب- فصل‌های مختلف با اولویت دادن به عضو سازه‌ای بتن‌آرمه تنظیم و ارایه شده‌اند. به عنوان مثال تمام ضوابط مربوط به تحلیل و طراحی تیرها، شامل: مشخصات مصالح، بارگذاری و ضرائب بار، تحلیل و طراحی، آرماتورگذاری و غیره در یک فصل جمع‌آوری شده‌اند. این روش، عملیات طراحی را ساده‌تر می‌کند.

پ- طراحی به روش «طراحی خرپایی» که به روش «طراحی بست و بند» موسوم می‌باشد نیز معرفی شده‌است. این روش به ویژه در اعضایی که تغییر ناگهانی در هندسه یا بارگذاری دارند، طراحی را ساده‌تر می‌کند.

ت- الزامات مربوط به مهارهای فولادی به بتن اضافه شده‌است.

ث- در فصل طراحی سازه‌ها برای زلزله تغییرات چندی از جمله در موضوع شالوده‌ها و شمع‌های عمیق ارائه شده است.

ج- ضوابط طراحی سازه‌ها برای مقاومت در برابر آتش‌سوزی اضافه شده‌اند.

۱-۳ هدف

۱-۳-۱ هدف این آیین‌نامه ارایه ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آن‌ها، میزان اقتصادی از مقاومت، پایداری،

تفسیر/توضیح

ت ۱-۲-۳

الف- روش حالات حدی که مبنای ویرایش قبلی آیین‌نامه بود هم اکنون در بسیاری از کشورها مورد استفاده قرار می‌گیرد؛ ولی نرم‌افزارهای کاربردی آن و نیز ادبیات وابسته به آن در کشور به فراگیری روش طراحی مقاومت نیست و هماهنگی آن با سایر آیین‌نامه‌های سازه‌ای هم به اندازه کافی قابل دسترسی نیست. این است که بر مبنای نظرخواهی عمومی تصمیم به تغییر گرفته شد.

ب- اولویت دادن به عضو سازه‌ای در فصول مختلف تجربه تازه‌ای است و بنظر می‌رسد مراجعه به بندهای دیگر آیین‌نامه را کاهش دهد.

پ – روش طراحی خرپایی (بست و بند) از سال‌ها قبل مورد استفاده در تحلیل و طراحی بوده‌است. امروزه کاربرد آن وسعت یافته و به آرامی گسترش بیش‌تری پیدا می‌کند، مخصوصا که در موارد ذکر شده راه حل مناسب‌تری بدست می‌دهد.

ت- در سال‌های اخیر مقاوم‌سازی و نوسازی ساختمان‌های قدیمی به تدریج در دستور کار مهندسان قرار گرفته است. فصل مهارها برای پاسخ به سوالات متعددی است که در این زمینه مطرح می‌شود.

ث- تغییرات در طراحی این سازه‌ها زیاد است، به فصل ۲۰ مراجعه شود.

ایل مربوط به آتش‌سوزی‌ها در شهرها هر روز گسترش ... پیدا می‌کند و سازه‌های نیز مقابل خطر آسیب‌دیدگی بیش‌تر قرار می‌گیرند. این فصل مقدمه‌ای برای طراحی سازه‌ها در رویارویی با این خطر است. در ویرایش‌های بعدی آیین‌نامه این فصل گسترش بیش‌تری خواهد داشت.

۱۴۰۱/۱۲/۲۰

ت ۱-۳ هدف

ت ۱-۳-۱ در طراحی تمام سازه‌ها سه بخش اول شامل: مقاومت، پایداری و بهره‌برداری در اولویت نخست قرار دارند و رعایت آن‌ها الزامی است. در طراحی سازه‌های بتن‌آرمه در بخش دوام و انسجام

متن اصلی

بهره‌برداری، دوام و انسجام در سازه ساختمان‌های بتنی موضوع این آیین‌نامه مطابق تعاریف زیر، تامین شده و سلامت و ایمنی استفاده کنندگان از آن‌ها حفظ شوند.

تفسیر/توضیح

به این اولویت‌ها اضافه می‌شوند. در این ساختمان‌ها بتن ترک می‌خورد و راهی برای نفوذ هوا و رطوبت تا رسیدن به آرماتورها باز می‌کند. اگر محیط اطراف حاوی موادی باشد که برای آرماتور خورندگی ایجاد کند، به سازه آسیب خواهد رساند.

همچنین آرماتورها که نقش تحمل کشش را به عهده دارند، خود به خود پیوسته نیستند و ممکن است در مقاطعی از هم جدا شوند. این است که باید اطمینان حاصل کرد که تعدادی از آرماتورها پیوستگی لازم را فراهم می‌کنند. به علاوه در مسیرهای انتقال بار به سمت شالوده به کل آرماتورگذاری کمک می‌دهند.

الف- مقاومت: منظور از مقاومت آن است که سازه‌ها ویا اعضای آن‌ها در طول عمر سازه، بارهای وارده را به خوبی تحمل کنند، آسیب قابل ملاحظه متحمل نشوند و قطعات شکسته نشوند.

ب- پایداری: منظور از پایداری آن است که حالت تعادل بین بارهای وارده به سازه، در جز ویا کل، تحت تاثیر تغییرشکل‌های ایجاد شده در آن دچار اختلال نشده و پیکره اصلی سازه و قطعات آن حفظ گردیده و سازه ویا اعضای آن دچار فرو ریزش نشوند.

پ- بهره‌برداری: منظور از بهره‌برداری آن است که سازه عملکرد مورد انتظار خود را در طول عمر سازه حفظ کند و افزایش تغییرشکل‌ها ویا بازشدگی ترک‌ها و نیز ارتعاشات بیش از حد سازه یا اعضای آن، مشکلی برای استفاده کنندگان ایجاد نکند. به علاوه آتش‌سوزی آسیب قابل ملاحظه به سازه وارد ننماید.

ت- دوام یا پایایی: منظور از دوام یا پایایی، آن است که اجزای بتن و فولاد و ترکیب آن‌ها چنان در نظر گرفته شوند که با شرایط محیط و بهره‌برداری سازگاری کافی داشته باشند و شرایط موجود محیطی و یون‌های در دسترس، موجب فرسودگی، پیری زودرس ویا انهدام آن‌ها نشوند.

ث- انسجام یا یکپارچگی: منظور از انسجام یا یکپارچگی آن است که اعضای سازه و اتصالات آن‌ها به یکدیگر چنان تنظیم شوند که یک یا چند مسیر مناسب برای عبور بارهای وارده به سمت شالوده فراهم شده و همبستگی کل سازه تامین شده باشد.

متن اصلی

۱-۳-۲ ضوابط مربوط به دوام یا پایایی، موضوع زیر بند ۱-۳-۱ «ت» بالا، در جلد دوم این آیین‌نامه ارایه شده‌است. در این جلد تنها به مواردی‌که به طراحی سازه مربوط می‌شود، پرداخته شده‌است.

۱-۴ دامنه کاربرد

۱-۴-۱ ضوابط این جلد آیین‌نامه، سازه‌های ساختمان‌های بتن‌آرمه متعارفی که با بتن معمولی یا با بتن سبک ساخته می‌شوند، را در بر می‌گیرند. در سازه‌های بتن‌آرمه، در این آیین‌نامه، مقاومت فشاری مشخصه بتن، بین ۲۰ تا ۵۰ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم فولاد بین ۲۲۰ تا ۵۵۰ مگاپاسکال می‌باشد. در مواردی که الزامات بند ۳-۴-۱-۳ «ب» رعایت شوند، حد فوقانی مقاومت فشاری مشخصه بتن را می‌توان تا ۷۰ مگاپاسکال افزایش داد.

۱-۴-۲ در مورد سازه‌های خاص از جمله موارد زیر، ضوابط و مقررات این آیین‌نامه تا جایی که کاربرد داشته باشند، باید رعایت شوند. بدیهی است که برای این سازه‌ها، باید از ضوابط و مقررات ویژه‌ای نیز استفاده شود، که در این آیین‌نامه ذکر نشده‌اند و باید از سایر ضوابط سازمان برنامه و بودجه و در نبود آنها، از سایر ضوابط ملی یا بین‌المللی استفاده شود.

الف- سازه‌های بتنی ساده و کم آرماتور؛
ب- سازه‌های بتنی پیش‌تنیده؛
پ- سازه‌های بتنی پیش‌ساخته؛
ت- سازه‌های بتنی با سنگدانه‌های سبک و سنگین؛
ث- سازه‌های بتنی ساخته شده با بتن متخلخل یا بتن اسفنجی؛
ج- سازه‌های بتنی با الیاف؛
چ- سازه‌های بتنی که در معرض دمای زیاد قرار می‌گیرند؛
ح- سقف‌های پوسته‌ای و ورق‌های تا شده؛
خ- سازه‌های مقاوم در برابر انفجار.

۱-۴-۳ در سازه‌ها ویا اعضای بتنی غیر مرکب درجا با قالب‌های درجای ماندگار، می‌توان از ضوابط طراحی این آیین‌نامه استفاده نمود. در صورت استفاده از عرشه‌های فولادی غیر مرکب درجای ماندگار که به عنوان قالب استفاده

تفسیر/توضیح

ت ۱-۴ دامنه کاربرد

ت ۱-۴-۳ نمونه دیگری از قالب‌های درجای ماندگار استفاده از دال‌های نازک بتن‌آرمه یا پیش‌تنیده است. این قالب‌ها در کارخانه آماده می‌شوند.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
می‌شوند، می‌توان دال بتنی را به تنهایی برای کل بارهای وارده، ویا در صورتی‌که عرشه برای وزن بتن تازه طراحی شده است، برای کل بارهای وارده منهای وزن بتن و عرشه محاسبه نمود.	
۴-۴-۱ سازه‌های بتنی مرکب ساخته شده از بتن و نیم‌رخ‌های فولادی یا عرشه‌های مرکب فولادی، در محدوده سازه‌های فولادی محسوب شده و در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان «سازه‌های فولادی»، به آن‌ها پرداخته می‌شود.	ت ۱-۴-۴ گل‌میخ‌هایی که بر روی عرشه فولادی جوش می‌شوند تا انتقال نیرو را بین عرشه و بتن‌درجا میسر سازند، باید الزامات خاصی را دارا باشند که در حوزه سازه‌های فولادی است.
۵-۴-۱ شمع‌ها و ستون پایه‌هایی که در داخل خاک قرار دارند، فقط در موارد زیر در دامنه کاربرد این آیین‌نامه قرار می‌گیرند:	ت ۱-۴-۵
الف- در قسمت‌هایی از اعضای پی‌های عمیق که در هوا، آب، ویا خاک سست غیرمقاوم جهت تامین مهار جانبی آن‌ها در برابر کمانش واقع شده‌اند.	الف- در طراحی بخش‌های ذکر شده ضوابط مربوط به کمانش در ستون‌ها بیش‌تر مورد نظر است و باید رعایت شوند.
ب- در اعضایی از پی‌های عمیق که بار سازه‌هایی را تحمل می‌کنند که در مقابل زلزله با شکل‌پذیری متوسط ویا زیاد طراحی شده‌اند.	
پ- در اعضای پی‌های عمیق که طراحی آن‌ها بر اساس «روش طرح مقاومت» انجام شده‌است.	
۱-۵ روش طراحی سازه	**ت ۱-۵ روش طراحی سازه**
روش طراحی در این آیین‌نامه روش «طراحی مقاومت» است. در این روش قطعات سازه در وضعیت نهایی باربری خود در نظر گرفته شده و ظرفیت باربری آن‌ها برای هر تلاش خاص تعیین می‌شود. در تعیین این ظرفیت رفتار غیرخطی بتن و فولاد در نظر گرفته می‌شود. ظرفیت باربری قطعه در هر مقطع باید به اندازه‌ای باشد که رابطه زیر برای هر تلاش تامین شده باشد.	روش طراحی مقاومت مبنای طراحی در این آیین‌نامه است. جزییات این روش در **فصول ۷ و ۸** ارایه شده‌اند.
$\emptyset S_n \geq U$ (۱-۱)	
در این رابطه: S_n مقاومت اسمی مقطع، U تلاش یا مقاومت مورد نیاز ضریب‌دار وارد به مقطع و $\emptyset$ ضریب کاهش مقاومت	

متن اصلی

است که بر اساس رفتار عضو در برابر تلاش وارده تعیین می‌شود.

۱-۶ بارگذاری‌ها و ترکیب‌های آن‌ها

در این آیین‌نامه برای بارگذاری سازه، ترکیب‌های بارهای مختلف در طراحی و نیز ضریب‌های بار از ضوابط و الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان «بارگذاری ساختمان‌ها» استفاده می‌شوند. هر گونه تغییری که در ضوابط و الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان داده شود در این آیین‌نامه لازم الاجرا است. خلاصه‌ای از این ضوابط در **فصل ۷**، برای سهولت دسترسی، آورده شده است.

۱-۷ سیستم واحدهای اندازه‌گیری

واحدهای اندازه‌گیری در این نسخه از آیین‌نامه، سیستم بین‌المللی SI بوده و غالبا از متر، ثانیه، کیلوگرم جرم و نیوتن استفاده می‌شود. واحدهایی که در این آیین‌نامه مورد استفاده قرار گرفته‌اند، عبارتند از:

طول، متر و میلی‌متر؛
زمان، ثانیه؛
جرم، کیلوگرم؛
وزن، نیوتن؛
تنش و فشار، نیوتن بر متر مربع (پاسکال)، ویا نیوتن بر میلی‌متر مربع (مگاپاسکال).

۱-۸ مقام‌های قانونی مسئول

مقام قانونی مسئول در این آیین‌نامه به افراد حقیقی یا حقوقی به شرح زیر اطلاق می‌شود و هر کدام متناسب با قرارداد منعقده، متعهد به رعایت مسئولیت خود در پروژه می‌باشد:

کارفرما: مالک یا سفارش دهنده؛
مشاور: مسئول طراحی سازه؛
دستگاه نظارت: مسئول نظارت بر اجرا؛
پیمانکار: مسئول اجرا؛
بازرس (حسب نیاز پروژه): مسئول تایید.

تفسیر/توضیح

ت ۱-۶ بارگذاری‌ها و ترکیب‌های آن‌ها

بارگذاری سازه‌های مختلف نیاز به آیین‌نامه مجزا دارد. در ایران این آیین‌نامه در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان جمع‌آوری شده است و همه بارها از جمله بارگذاری زلزله (آیین‌نامه ۲۸۰۰) را پوشش می‌دهد. این روش جهت ایجاد یکنواختی بین سازه‌های از جنس‌های مختلف، ضرورت دارد.

ت ۱-۷ سیستم واحدهای اندازه‌گیری

ت ۱-۸ مقام‌های قانونی مسئول

سازمان‌های مسئول یاد شده برگرفته از ضوابط اجرایی طرح‌های حوزه وجوه عمومی ویا مشارکت عمومی و خصوصی کشور است که توسط سازمان برنامه و بودجه تصویب شده است. سازمان مشاور مسئول تمام عملیات مربوط به طراحی ساختمان از جمله سازه آن است.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱-۹ نقشه ها و مدارک طرح	**ت ۱-۹ نقشه ها و مدارک طرح**
۱-۹-۱ مهندس مشاور باید همه اطلاعات ذکر شده در فصل ۲۴، نقشه‌ها و مدارک طرح، ویا سایر اطلاعات اضافی مطرح شده در فصول این آیین‌نامه را تهیه و ارائه دهد.	
۱-۹-۲ در صورت الزام کارفرما، محاسبات مربوط به تحلیل و طراحی سازه به همراه اطلاعات ورودی و خروجی برنامه‌های کامپیوتری و فرضیات محاسباتی، باید به مدارک طرح ضمیمه شوند. این مدارک باید علاوه بر درج در پایگاه اطلاع‌رسانی قراردادها (در حوزه وجوه عمومی ویا مشارکت عمومی و خصوصی)، حداقل به مدت ۲۰ سال، جهت استفاده احتمالی آتی، توسط مشاور نگهداری شده و در دسترس کارفرما باشد.	
۱-۱۰ روش‌ها و سیستم‌های خاص طراحی	**ت ۱-۱۰ روش‌ها و سیستم‌های خاص طراحی**
در صورت نیاز به استفاده از روش‌ها و سیستم‌های خاص طراحی، متفاوت با آن چه در این آیین‌نامه ارائه شده است، ولی در دامنه کاربرد آن قرار دارند، ارائه دهندگان این سیستم‌ها باید نسبت به اخذ گواهینامه یا نظریه فنی از مراجع ذی‌ربط اقدام نمایند.	
۱-۱۱ منابع و مراجع کلی مورد استفاده	**ت ۱-۱۱ منابع و مراجع مورد استفاده**
۱-۱۱-۱ در تهیه این جلد آیین‌نامه از منابع زیر استفاده شده‌است: ۱- استانداردهای ملی ایران، ۲- مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران، ۳- ضوابط انجمن آمریکایی مصالح و آزمایش‌ها (ASTM)، ۴- آیین‌نامه بتن آمریکا ACI 318-19, ACI 318-14، ۵- مجموعه ۶ جلدی دستنامه (ACI Manual of concrete practice) ، ۶- آیین‌نامه‌های اروپایی بتن (Euro Code 2 – Parts 1,2,3 و CEB-FIP Model Code 2010)،	

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

۷- آیین‌نامه بتن کانادا A23.3-2014،

۸- آیین‌نامه بتن استرالیا AS 3600-2009،

۹- آیین‌نامه بتن نیوزیلند NZS 3101-2006.

۱-۱۱-۲ در تعدادی از فصل‌ها به مراجع خاصی ارجاع شده که فهرست آن‌ها در پایان آن فصل ارایه شده است.

فصل دوم

علائم و تعاریف

فصل دوم
علائم و تعاریف

۲-۱ گستره

در این فصل علائم اختصاری و اصطلاحات استفاده شده در این جلد آیین‌نامه تعریف شده‌اند.

۲-۲ علائم اختصاری

علامت	تعریف	واحد
a	عمق بلوک مستطیلی تنش معادل.	میلی‌متر
a_v	دهانه برش، برابر با فاصله مرکز بار متمرکز تا بر تکیه گاه در اعضای پیوسته یا طره‌ای، یا تا مرکز تکیه گاه در اعضای با تکیه‌گاه ساده.	میلی‌متر
A_b	سطح مقطع یک میلگرد یا سیم.	میلی‌متر مربع
A_{bp}	مساحت صفحه متصل به عضو فشاری در تماس با بتن یا گروت.	میلی‌متر مربع
A_{brg}	مساحت خالص اتکایی سرگل‌میخ، میل مهار یا میلگرد آجدار سَردار .	میلی‌متر مربع
A_c	سطح مقطع بتن که در برابر انتقال برش مقاومت می‌کند.	میلی‌متر مربع
A_{cf}	بزرگ‌ترین سطح مقطع ناخالص دو نوار متعامد دال–تیر در محل یک ستون، در دال‌های دوطرفه.	میلی‌متر مربع
A_{ch}	سطح مقطع هسته عضو که تا بر بیرونی آرماتور عرضی اندازه‌گیری می‌شود.	میلی‌متر مربع
A_{cp}	سطح مقطع عضو محصور به محیط خارجی آن.	میلی‌متر مربع
A_{cs}	سطح مقطع در یک انتهای بست در روش خرپایی (مدل بست و بند) که عمود بر محور بست منظور می‌شود.	میلی‌متر مربع
A_{ct}	مساحت قسمتی از مقطع که بین وجه کششی خمشی و مرکز سطح مقطع ناخالص قرار دارد.	میلی‌متر مربع
A_{cv}	سطح مقطع ناخالص بتن احاطه شده در ضخامت جان و طول مقطع در راستای نیروی برشی در دیوارها و سطح مقطع ناخالص بتن در دیافراگم‌ها. سطح ناخالص، مساحت کل مقطع تعریف شده منهای مساحت بازشوها در آن است.	میلی‌متر مربع
A_{cw}	سطح مقطع بتن در یک دیوار پایه (جرز دیوار)، قطعه دیواری افقی یا تیر هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته که در مقابل برش مقاومت می‌کند.	میلی‌متر مربع
A_{efsl}	مساحت تکیه‌گاهی موثر در زبانه برشی.	میلی‌متر مربع
A_f	سطح مقطع آرماتور کششی در نشیمن‌ها که برای تحمل خمش به کار برده می‌شود.	میلی‌متر مربع
A_g	سطح مقطع ناخالص یک عضو بتنی. در یک مقطع مجوف فضای خالی منظور نمی‌شود.	میلی‌متر مربع
A_h	سطح مقطع کل آرماتور برشی موازی با آرماتور کششی اصلی در نشیمن‌ها.	میلی‌متر مربع
A_{hs}	مجموع سطوح میلگردهای قلاب‌دار ویا سَردار که در مقطع بحرانی به مقاومت تسلیم می‌رسند.	میلی‌متر مربع
A_j	سطح مقطع موثر برشی در یک ناحیه اتصال در صفحه‌ای موازی با صفحه آن دسته از آرماتورهای تیر که باعث ایجاد برش در ناحیه اتصال می‌شوند.	میلی‌متر مربع

علامت	تعریف	واحد
A_l	مساحت کل آرماتور طولی مقاوم در برابر پیچش.	میلی‌متر مربع
$A_{l,min}$	حداقل مساحت آرماتور طولی مقاوم در برابر پیچش.	میلی‌متر مربع
A_n	مساحت آرماتور در یک نشیمن که در برابر نیروی قیدی ضریب‌دار N_{uc} مقاومت می‌کند.	میلی‌متر مربع
A_{nz}	مساحت یک وجه از ناحیه گره‌ای یا یک مقطع از ناحیه گره‌ای.	میلی‌متر مربع
A_{Na}	سطح تأثیر تصویر شده یک مهار چسبی منفرد یا گروهی از مهارهای چسبی برای محاسبه مقاومت پیوستگی در کشش.	میلی‌متر مربع
A_{Nao}	سطح تأثیر تصویر شده یک مهار چسبی منفرد برای محاسبه مقاومت پیوستگی در کشش در صورتی‌که با فاصله از لبه یا فاصله بین مهارها محدود نشده باشد.	میلی‌متر مربع
A_{Nc}	سطح شکست تصویر شده بتن از یک مهار منفرد یا گروه مهارها برای محاسبه مقاومت در کشش.	میلی‌متر مربع
A_{Nco}	سطح شکست تصویر شده بتن از یک مهار منفرد برای محاسبه مقاومت در کشش در صورتی‌که با فاصله از لبه یا فاصله بین مهارها محدود نشده باشد.	میلی‌متر مربع
A_o	مساحت ناخالص محدود به مسیر جریان برش ناشی از پیچش.	میلی‌متر مربع
A_{oh}	سطح محدود به محورهای بیرونی‌ترین آرماتور عرضی بسته پیچشی.	میلی‌متر مربع
A_{pd}	مساحت کل اشغال شده توسط داکت‌ها و غلاف‌ها.	میلی‌متر مربع
A_s	مساحت آرماتور طولی کششی.	میلی‌متر مربع
A'_s	مساحت آرماتور طولی فشاری.	میلی‌متر مربع
A_{sc}	مساحت آرماتور کششی اصلی در یک نشیمن.	میلی‌متر مربع
$A_{se,N}$	سطح مقطع موثر مهار در کشش.	میلی‌متر مربع
$A_{se,V}$	سطح مقطع موثر مهار در برش.	میلی‌متر مربع
A_{sh}	سطح مقطع کل آرماتور عرضی، شامل سنجاقی‌ها، در فاصله s از یکدیگر و عمود بر ضلع b_c از مقطع عضو.	میلی‌متر مربع
A_{si}	مساحت کل آرماتور سطحی در فاصله s_i در لایه i اُم متقاطع با بست با آرماتوری با زاویه α_i نسبت به محور بست.	میلی‌متر مربع
$A_{s,min}$	حداقل مساحت آرماتور خمشی.	میلی‌متر مربع
A_{st}	مساحت کل آرماتور طولی شامل میلگردها و نیم‌رخ‌های فولادی.	میلی‌متر مربع
A_t	مساحت یک ساق خاموت بسته، دورگیر ویا تنگ مقاوم در برابر پیچش در فاصله S.	میلی‌متر مربع
A_{th}	مجموع سطوح تنگ‌ها یا خاموت‌هایی که میلگردهای قلاب‌دار را محصور می‌کنند.	میلی‌متر مربع
A_{tr}	سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله S که صفحه محتمل ترک‌خوردگی آرماتورهایی را که مهار می‌شوند، قطع می‌کند.	میلی‌متر مربع
A_{ts}	مساحت آرماتور در یک بند.	میلی‌متر مربع
A_{tt}	مجموع سطوح تنگ‌ها یا خاموت‌هایی که به عنوان تنگ‌های موازی برای میلگردهای سَردار عمل می‌کنند.	میلی‌متر مربع
A_v	مساحت آرماتور برشی در فاصله S.	میلی‌متر مربع
A_{vd}	مساحت کل هر گروه از آرماتورهای قطری، در یک تیر هم‌بند با آرماتور گذاری قطری.	میلی‌متر مربع
A_{vf}	مساحت آرماتور برش–اصطکاک.	میلی‌متر مربع
A_{vh}	مساحت آرماتور برشی موازی آرماتور کششی خمشی در فاصله S_2.	میلی‌متر مربع
$A_{v,min}$	حداقل مساحت آرماتور برشی در فاصله S.	میلی‌متر مربع
A_{Vc}	سطح شکست تصویر شده بتن در یک مهار یا گروه مهارها برای محاسبه مقاومت در برش.	میلی‌متر مربع
A_{Vco}	سطح شکست تصویر شده بتن در یک مهار برای محاسبه مقاومت در برش در صورتی‌که با تأثیرات گوشه، فاصله یا ضخامت عضو محدود نشده باشد.	میلی‌متر مربع
A_1	سطح بارگذاری شده در محاسبه مقاومت اتکایی، مقاومت بست یا مقاومت گره.	میلی‌متر مربع

علامت	تعریف	واحد
A_2	مساحت قاعده پایینی مخروط، هرم ویا گوه ناقص، که کلا در درون تکیه گاه قرار گرفته و سطح بالایی آن A_1 بوده ویال‌های جانبی آن دارای شیب یک به دوی قائم به افقی می‌باشند.	میلی‌متر مربع
b	عرض وجه فشاری عضو.	میلی‌متر
b_c	بعد هسته مرکزی مقطع عضو که در محاسبه مساحت A_{sh} به کار می‌رود. این عرض تا بر خارجی آرماتور عرضی اندازه‌گیری می‌شود.	میلی‌متر
b_f	عرض موثر بال.	میلی‌متر
b_o	محیط مقطع بحرانی برای برش دوطرفه در دال‌ها و شالوده‌ها.	میلی‌متر
b_s	عرض یک بست.	میلی‌متر
b_{sl}	عرض زبانه برشی.	میلی‌متر
b_{slab}	عرض موثر دال.	میلی‌متر
b_t	عرض قسمتی از سطح مقطع که خاموت‌های بسته مقاوم در برابر پیچش را در بر می‌گیرد.	میلی‌متر
b_v	عرض مقطع در سطح تماسی که برای محاسبه برش افقی در نظر گرفته می‌شود.	میلی‌متر
b_w	عرض جان یا قطر مقطع دایره‌ای.	میلی‌متر
b_1	بُعد مقطع بحرانی b_o در راستای دهانه‌ای که در آن لنگرها تعیین می‌شوند.	میلی‌متر
b_2	بُعد مقطع بحرانی b_o در راستای عمود بر b_1.	میلی‌متر
B_n	مقاومت اتکایی اسمی.	نیوتن
B_u	بار اتکایی ضریب‌دار.	نیوتن
c	فاصله دورترین تار فشاری تا محور خنثی.	میلی‌متر
c_{ac}	فاصله بحرانی مورد نیاز یک مهار کاشتنی در کشش از لبه جهت ایجاد مقاومت پایه که با شکست بتن یا پیوستگی مهار در بتن ترک نخورده بدون آرماتور اضافی جهت کنترل شکاف خوردگی، کنترل می‌شود.	میلی‌متر
$c_{a,max}$	حداکثر فاصله از مرکز میله مهار تا لبه بتن.	میلی‌متر
$c_{a,min}$	حداقل فاصله از مرکز میله مهار تا لبه بتن.	میلی‌متر
c_{a1}	فاصله مرکز میله مهار تا لبه بتن در یک راستا. اگر برش به مهار وارد می‌شود، c_{a1} در راستای اعمال برش است. اگر کشش به مهار وارد می‌شود، c_{a1} حداقل فاصله از لبه است. اگر مهارها در معرض برش در مقاطع نازک با ضخامت محدود قرار می‌گیرند، مطابق تعریف **بند ۱۸-۵-۲-۴** است.	میلی‌متر
c_{a2}	فاصله از مرکز میله مهار تا لبه بتن در راستای عمود بر c_{a1}.	میلی‌متر
c_b	مقدار کم‌تر از: (الف) فاصله مرکز میلگرد یا سیم تا نزدیک‌ترین سطح بتن و (ب) نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند.	میلی‌متر
c_c	پوشش خالص بتنی آرماتور.	میلی‌متر
c_{Na}	فاصله تصویر شده از مرکز میله مهار در یک سمت مهار که برای تامین کل مقاومت پیوستگی یک مهار چسبی لازم است.	میلی‌متر
c_{sl}	فاصله خط مرکزی نزدیک‌ترین ردیف مهارهای کششی به زبانه برشی تا خط مرکزی زبانه برشی، که در راستای برش اندازه‌گیری می‌شود.	میلی‌متر
c_t	فاصله وجه داخلی ستون از لبه دال در راستای c_1، ولی حداکثر برابر با c_1.	میلی‌متر
c_1	بُعد ستون مستطیلی یا معادل مستطیلی، سرستون یا دستک در راستای دهانه‌ای که در آن لنگرها تعیین می شوند.	میلی‌متر
c_2	بُعد ستون مستطیلی یا معادل مستطیلی، سرستون یا دستک اندازه‌گیری شده در راستای عمود بر c_1.	میلی‌متر
C	ضریب ثابت مقطع جهت تعیین مشخصات پیچشی دال و تیر	–
C_m	ضریب ارتباط دهنده نمودار لنگر واقعی به نمودار لنگر یک‌نواخت معادل.	–
d	فاصله دورترین تار فشاری بتن از مرکز ثقل آرماتور کششی طولی.	میلی‌متر

علامت	تعریف	واحد
d'	فاصله دورترین تار فشاری بتن از مرکز ثقل آرماتور فشاری طولی.	میلی‌متر
d_a	قطر خارجی مهار یا قطر میله گل‌میخ سَردار ، پیچ سَردار یا پیچ قلاب‌دار.	میلی‌متر
d'_a	مقدار جای‌گزین d_a در صورت استفاده از مهار بزرگ‌تر از اندازه مورد نیاز.	میلی‌متر
d_{agg}	حداکثر اندازه اسمی سنگ دانه‌های درشت.	میلی‌متر
d_b	قطر اسمی میلگرد یا سیم.	میلی‌متر
d_{pile}	قطر شمع در بستر شالوده.	میلی‌متر
D	بار مرده بهره برداری یا اثرات ناشی از آن، بدون ضریب.	–
D_s	بار اضافه شده مرده ویا اثرات ناشی از آن در حد بهره برداری.	–
D_w	بار مرده ناشی از وزن عضویا اثرات ناشی از آن در حد بهره‌برداری.	–
e_h	فاصله سطح داخلی میله پیچ Jشکل یا L شکل تا نوک خارجی پیچ J شکل یا L شکل.	میلی‌متر
e'_N	فاصله بین برآیند بار کششی وارد بر گروه مهار تحت کشش و خط مرکزی گروه مهار در کشش که همیشه مثبت است.	میلی‌متر
e'_V	فاصله بین برآیند بار برشی وارد بر گروه مهار تحت برش در یک راستا و خط مرکزی گروه مهار در برش در همان راستا که همیشه مثبت است.	میلی‌متر
E	تاثیر نیروهای افقی یا قائم ناشی ناشی از زلزله.	_
E_c	مدول الاستیسیته بتن.	مگاپاسکال
E_{cb}	مدول الاستیسیته بتن تیر.	مگاپاسکال
E_{cs}	مدول الاستیسیته بتن دال.	مگاپاسکال
EI	سختی خمشی عضو.	نیوتن میلی‌متر مربع
$(EI)_{eff}$	سختی خمشی موثر عضو.	نیوتن میلی‌متر مربع
E_s	مدول الاستیسیته فولاد.	مگاپاسکال
f'_c	مقاومت فشاری مشخصه بتن.	مگاپاسکال
$\sqrt{f'_c}$	جذر مقاومت فشاری مشخصه بتن. در روابط ارائه شده حاصل این جذر همواره بعد تنش (مگاپاسکال) دارد.	مگاپاسکال
f	فرکانس دوره‌ای کف	هرتز
f_{ce}	مقاومت فشاری موثر بتن در بست یا ناحیه گره.	مگاپاسکال
f_{ct}	متوسط مقاومت کششی شکاف خوردگی اندازه‌گیری شده.	مگاپاسکال
f_d	تنش در دورترین تار بتن کششی ترک نخورده مقطع زیر اثر بار مرده بدون ضریب.	مگاپاسکال
f_r	مدول گسیختگی بتن.	مگاپاسکال
f_s	تنش کششی در آرماتور در اثر بارهای بهره برداری.	مگاپاسکال
f'_s	تنش فشاری در آرماتور در اثر بارهای ضریب‌دار.	مگاپاسکال
f_{uta}	مقاومت کششی مشخصه فولاد مهار.	مگاپاسکال
f_y	مقاومت تسلیم مشخصه آرماتور.	مگاپاسکال
f_{ya}	مقاومت تسلیم مشخصه فولاد مهار.	مگاپاسکال
f_{yt}	مقاومت تسلیم مشخصه آرماتورهای عرضی.	مگاپاسکال
F	تاثیر بار بهره برداری ناشی از فشار مایعات با فشار کامل و ارتفاع حداکثر.	_
F_{nn}	مقاومت اسمی در وجه ناحیه گره.	نیوتن
F_{ns}	مقاومت اسمی بست.	نیوتن
F_{nt}	مقاومت اسمی بند.	نیوتن
F_{un}	نیروی ضریب‌دار وارد بر وجه یک ناحیه گره.	نیوتن
F_{us}	نیروی فشاری ضریب‌دار در یک بست.	نیوتن

علامت	تعریف	واحد
F_{ut}	نیروی کششی ضریب‌دار در یک بند.	نیوتن
h	ضخامت، ارتفاع یا عمق کلی یک عضو.	میلی‌متر
h_a	ضخامت عضوی که در آن مهار قرار گرفته در موازات محور مهار.	میلی‌متر
h_{ef}	عمق موثر جای گذاری مهار.	میلی‌متر
h_{sx}	ارتفاع طبقه در طبقه X.	میلی‌متر
h_u	ارتفاع مهار نشده جانبی دیوار یا دیوار پایه (جرز دیوار) در دورترین تار فشاری، معادل l_u برای اعضای فشاری.	میلی‌متر
h_v	عمق موثر کلاهک برشی	میلی‌متر
h_w	ارتفاع کل دیوار از پای آن تا بالا، یا ارتفاع آزاد قطعه دیواری یا دیوار پایه مورد نظر.	میلی‌متر
$h_{ef\,sl}$	عمق موثر جای گذاری شده زبانه برشی.	میلی‌متر
h_{sl}	عمق جای گذاری شده زبانه برشی.	میلی‌متر
h_{wcs}	ارتقاع کل دیوار در بالای مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری.	میلی‌متر
h_x	حداکثر فاصله مرکز به مرکز میلگردهای پیرامون ستون یا المان مرزی دیوار که به گوشه خاموت‌ها، دورگیرها و سنجاقی‌ها تکیه کرده‌اند.	میلی‌متر
H	تاثیر بار بهره‌برداری ناشی از فشار جانبی خاک، فشار آب زیر زمینی ویا فشار مصالح توده شده.	نیوتن
I	ممان اینرسی مقطع حول محور ثقل.	میلی‌متر به توان ۴
I_b	ممان اینرسی مقطع ناخالص تیر حول محور ثقل.	میلی‌متر به توان ۴
I_{cr}	ممان اینرسی مقطع ترک خورده تبدیل یافته به بتن.	میلی‌متر به توان ۴
I_e	ممان اینرسی موثر برای محاسبه تغییرشکل.	میلی‌متر به توان ۴
I_{em}	ممان اینرسی موثر عضو در وسط دهانه	میلی‌متر به توان ۴
I_{el}	ممان اینرسی موثر عضو در بر تکیه‌گاه سمت چپ	میلی‌متر به توان ۴
I_{er}	ممان اینرسی موثر عضو در بر تکیه‌گاه سمت راست	میلی‌متر به توان ۴
I_g	ممان اینرسی مقطع ناخالص بتن حول محور ثقل بدون در نظر گرفتن آرماتورها.	میلی‌متر به توان ۴
I_s	ممان اینرسی مقطع ناخالص دال حول محور ثقل.	میلی‌متر به توان ۴
I_{se}	ممان اینرسی آرماتورها حول محور ثقل مقطع عضو.	میلی‌متر به توان ۴
I_{sx}	ممان اینرسی نیمرخ فولادی سازه ای، لوله ها و جداره ها حول محورثقل عضو مرکب	میلی‌متر به توان ۴
k	ضریب طول موثر در اعضای فشاری.	–
k_c	ضریب برای مقاومت شکست مبنای بتن در کشش.	–
k_{cp}	ضریب برای مقاومت اهرمی بتن.	–
k_f	ضریب مقاومت بتن.	–
k_n	ضریب تاثیر محصور شدگی.	–
K_{tr}	شاخص آرماتور عرضی.	میلی‌متر
l	طول دهانه تیر یا دال یک‌طرفه؛ طول آزاد طره.	میلی‌متر
l_{be}	طول المان مرزی از وجه فشاری عضو.	میلی‌متر
l_a	طول جای گذاری اضافی میلگرد فراتر از محور تکیه‌گاه یا نقطه عطف.	میلی‌متر
l_c	طول عضو فشاری از مرکز تا مرکز گره‌ها.	میلی‌متر
l_{cb}	طول قوسی خم میلگیرد در راستای محور آن.	میلی‌متر
l_d	طول گیرایی کششی میلگرد آجدار، سیم آجدار و سیم‌های جوش شده آجدار یا ساده.	میلی‌متر
l_{dc}	طول گیرایی فشاری میلگرد آجدار و سیم آجدار.	میلی‌متر
l_{dh}	طول گیرایی کششی میلگرد آجدار قلاب‌دار یا سیم قلاب‌دار، اندازه‌گیری شده از بر خارجی قلاب تا محل مقطع بحرانی.	میلی‌متر

علامت	تعریف	واحد
l_{dt}	طول گیرایی کششی میلگرد آجدار سَردار ، اندازه‌گیری شده از وجه اتکایی سر میلگرد تا محل مقطع بحرانی.	میلی‌متر
l_e	طول باربر مهار در برش.	میلی‌متر
l_{ext}	طول مستقیم ادامه داده شده در انتهای قلاب استاندارد.	میلی‌متر
l_n	طول دهانه آزاد، اندازه‌گیری شده از بر تا بر تکیه‌گاه‌ها.	میلی‌متر
l_o	طولی از عضو، اندازه‌گیری شده از وجه اتصال، که در آن باید فولاد گذاری عرضی ویژه فراهم شود.	میلی‌متر
l_{sc}	طول وصله پوششی فشاری.	میلی‌متر
l_{st}	طول وصله پوششی کششی.	میلی‌متر
l_t	طول دهانه عضو در آزمایش بارگذاری. این طول در دال‌های دوطرفه طول دهانه ضلع کوچک‌تر است. طول دهانه کوچک‌ترین دو مقدار: (الف) فاصله محور تا محور تکیه‌گاه‌ها و (ب) فاصله آزاد بین تکیه‌گاه‌ها به اضافه ضخامت عضو، h، است. در اعضای طره‌ای این طول دو برابر فاصله بر تکیه گاه تا انتهای طره است.	میلی‌متر
l_u	طول مهار نشده ستون یا دیوار.	میلی‌متر
l_v	طول بازوی کلاهک برشی از مرکز بار متمرکز یا عکس العمل تکیه گاهی	میلی‌متر
l_w	طول کل دیوار یا طول قطعه دیواری یا دیوار پایه در راستای نیروی برشی.	میلی‌متر
l_1	طول دهانه در راستایی که لنگرها تعیین می‌شود، اندازه‌گیری شده از مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها.	میلی‌متر
l_2	طول دهانه در راستای عمود بر l_1، اندازه‌گیری شده از مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها.	میلی‌متر
L	بار زنده بهره برداری یا اثرات ناشی از آن، بدون ضریب.	میلی‌متر
L_r	بار زنده بهره برداری بام یا اثرات ناشی از آن، بدون ضریب.	میلی‌متر
M_a	حداکثر لنگر ناشی از بارهای بهره برداری که در محاسبه تغییرشکل منظور می‌شود.	نیوتن میلی‌متر
M_c	لنگر ضریب‌دار تشدید شده برای در نظر گرفتن آثار ناشی از لاغری در عضو فشاری.	نیوتن میلی‌متر
M_{cr}	لنگر ترک‌خوردگی.	نیوتن میلی‌متر
M_{cre}	لنگر خمشی ناشی از بارهای خارجی که موجب ترک‌خوردگی می‌شود.	نیوتن میلی‌متر
M_{max}	حداکثر لنگر ضریب‌دار در مقطع عضو ناشی از بارهای خارجی.	نیوتن میلی‌متر
M_n	مقاومت خمشی اسمی مقطع.	نیوتن میلی‌متر
M_{nb}	مقاومت خمشی اسمی تیر شامل دال در کشش، که به گره متصل شده است.	نیوتن میلی‌متر
M_{nc}	مقاومت خمشی اسمی یک ستون در یک گره قاب، محاسبه شده با یک نیروی محوری ضریب‌دار، که با راستای نیروهای جانبی در نظر گرفته شده همساز بوده و کم‌ترین مقاومت خمشی را نتیجه دهد.	نیوتن میلی‌متر
M_o	لنگرخمشی استاتیکی ضریب دار	نیوتن میلی‌متر
M_p	مقاومت خمشی پلاستیک مورد نیاز در مقطع کلاهک برشی	نیوتن میلی‌متر
M_{pr}	مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در بر گره اتصال که با فرض تنش کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱/۰ محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی‌متر
M_{sa}	حداکثر لنگر در دیوار ناشی از بارهای بهره برداری بدون در نظر گرفتن اثر $P\Delta$.	نیوتن میلی‌متر
M_{sc}	لنگر ضریب‌دار دال که ستون در گره اتصال در برابر آن مقاومت می‌کند.	نیوتن میلی‌متر
M_u	لنگر ضریب‌دار در مقطع یک عضو.	نیوتن میلی‌متر
M_{ua}	لنگر در وسط ارتفاع دیوار ناشی از بارهای جانبی ضریب‌دار و بارهای محوری ضریب‌دار خارج از مرکز، بدون در نظر گرفتن اثر $P\Delta$.	نیوتن میلی‌متر
M_v	لنگرخمشی مقاوم آرماتورهای کلاهک برشی	نیوتن میلی‌متر
M_1	کوچک‌ترین لنگر ضریب‌دار دو انتهای عضو فشاری.	نیوتن میلی‌متر
M_{1ns}	لنگر ضریب‌دار عضو فشاری ناشی از بارهایی که تغییرمکان جانبی قابل ملاحظه ایجاد نمی‌کنند، در انتهایی که M_1 اثر می‌کند. این لنگر با تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی‌متر

علامت	تعریف	واحد
M_{1s}	لنگر ضریب‌دار عضو فشاری ناشی از بارهایی که تغییرمکان جانبی قابل ملاحظه ایجاد می‌کنند، در انتهایی که M_1 اثر می‌کند. این لنگر با تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی‌متر
M_2	بزرگ‌ترین لنگر ضریب‌دار دو انتهای عضو فشاری. چنان‌چه بار جانبی در بین تکیه‌گاه‌های عضو وارد شود، M_2 بزرگ‌ترین لنگر وارد به عضو در نظر گرفته می‌شود. لنگر M_2 همواره مثبت منظور می‌شود.	نیوتن میلی‌متر
$M_{2,min}$	حداقل مقدار M_2.	نیوتن میلی‌متر
M_{2ns}	لنگر ضریب‌دار عضو فشاری ناشی از بارهایی که تغییرمکان جانبی قابل ملاحظه ایجاد نمی‌کنند، در انتهایی که M_2 اثر می‌کند. این لنگر با تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی‌متر
M_{2s}	لنگر ضریب‌دار عضو فشاری ناشی از بارهایی که تغییرمکان جانبی قابل ملاحظه ایجاد می‌کنند، در انتهایی که M_2 اثر می‌کند. این لنگر با تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی‌متر
n	تعداد اقلامی مثل میلگردها، سیم‌ها و مهارها.	–
n_l	تعداد میلگردهای طولی در پیرامون هسته ستون با دورگیرهای چند ضلعی که به گوشه دورگیر یا قلاب‌های لرزه‌ای تکیه دارند. یک گروه میلگرد به عنوان یک میلگرد منفرد محسوب می‌شود.	–
n_s	تعداد طبقات بالای مقطع بحرانی.	–
N_a	مقاومت پیوستگی اسمی در کشش در یک مهار منفرد چسبی.	نیوتن
N_{ag}	مقاومت پیوستگی اسمی در کشش در یک گروه مهارهای چسبی.	نیوتن
N_b	مقاومت مبنای شکست بتن در کشش در یک مهار منفرد در بتن ترک خورده.	نیوتن
N_{ba}	مقاومت مبنای پیوستگی در کشش یک مهار منفرد چسبی.	نیوتن
N_{cb}	مقاومت شکست اسمی بتن در کشش در یک مهار منفرد.	نیوتن
N_{cbg}	مقاومت شکست اسمی بتن در کشش در یک گروه مهار.	نیوتن
N_{cp}	مقاومت مبنای اهرمی بتن در یک مهار منفرد.	نیوتن
N_{cpg}	مقاومت مبنای اهرمی بتن در یک گروه مهار.	نیوتن
N_n	مقاومت اسمی در کشش.	نیوتن
N_p	مقاومت بیرون کشیدگی در یک مهار منفرد در کشش، در بتن ترک خورده.	نیوتن
N_{pn}	مقاومت بیرون کشیدگی اسمی در یک مهار منفرد در کشش.	نیوتن
N_{sa}	مقاومت اسمی یک مهار منفرد یا یک مهار در گروه مهارها در کشش، که در آن مقاومت فولاد حاکم است.	نیوتن
N_{sb}	مقاومت پکیدگی سطح جانبی در یک مهار منفرد.	نیوتن
N_{sbg}	مقاومت پکیدگی سطح جانبی در یک گروه مهار.	نیوتن
N_u	نیروی محوری ضریب‌دار عمود بر مقطع که همزمان با V_u یا T_u بر آن وارد می‌شود. N_u در اعضای فشاری مثبت و در اعضای کششی منفی درنظر گرفته می‌شود.	نیوتن
N_{ua}	نیروی ضریب‌دار کششی وارد بر مهار یا یک مهار از گروه مهار.	نیوتن
$N_{ua,g}$	نیروی ضریب‌دار کششی کل وارد بر گروه مهار.	نیوتن
$N_{ua,i}$	نیروی ضریب‌دار کششی وارد بر یک مهار با بیش‌ترین تنش در گروه مهار.	نیوتن
$N_{ua,s}$	بار کششی دائمی ضریب‌دار.	نیوتن
N_{uc}	نیروی ضریب‌دار قیدی وارد بر یک اتصال اتکایی که همزمان و عمود بر V_u وارد می‌شود. این نیرو برای کشش مثبت در نظر گرفته می‌شود.	نیوتن
$N_{uc.max}$	حداکثر نیروی قیدی که می‌توان در مسیر باری که از یک اتصال اتکایی می‌گذرد، عبور داد. این بار باید در ضریب بار مربوط به بار زنده در ترکیب بارها ضرب شود.	نیوتن
p_{cp}	محیط خارجی سطح مقطع بتن.	میلی‌متر
p_h	محیط خط مرکزی بیرونی‌ترین آرماتورهای عرضی بسته پیچشی.	میلی‌متر
p_a	حداکثر مقاومت فشاری مجاز یک عضو شالوده عمیق.	میلی‌متر

علامت	تعریف	واحد
P_c	بار بحرانی کمانش.	نیوتن
P_n	مقاومت فشاری محوری اسمی عضو.	نیوتن
$P_{n,max}$	حداکثر مقاومت فشاری محوری اسمی عضو.	نیوتن
P_{nt}	مقاومت کششی محوری اسمی عضو.	نیوتن
$P_{nt,max}$	حداکثر مقاومت کششی محوری اسمی عضو.	نیوتن
P_o	مقاومت محوری اسمی عضو، بدون برون محوری.	نیوتن
P_s	بار محوری بدون ضریب در طراحی، در مقطع وسط ارتفاع عضو شامل آثار وزن.	نیوتن
P_u	نیروی محوری ضریب‌دار. این نیرو برای فشار مثبت و برای کشش منفی در نظر گرفته می‌شود.	نیوتن
$P\Delta$	لنگر ثانویه ناشی از تغییرشکل جانبی.	نیوتن میلی‌متر
q_u	بار ضریب‌دار در واحد سطح.	نیوتن بر متر مربع
q_{Du}	بار مرده ضریب دار در واحد سطح	نیوتن بر متر مربع
q_{Lu}	بار زنده ضریب دار در واحد سطح	نیوتن بر متر مربع
Q	شاخص پایداری برای یک طبقه.	_
r	شعاع ژیراسیون مقطع.	میلی‌متر
r_b	شعاع خم در سمت داخلی میلگرد.	میلی‌متر
R	اثر تجمعی بار باران در شرایط بهره برداری.	_
s	فاصله مرکز به مرکز میلگردهای طولی یا عرضی و مهارها.	میلی‌متر
s_i	فاصله مرکز به مرکز میلگردها در راستای i در مجاورت سطح عضو.	میلی‌متر
s_o	فاصله مرکز به مرکز میلگردهای عرضی در طول l_o.	میلی‌متر
s_s	انحراف معیار نمونه.	مگاپاسکال
s_w	فاصله آزاد بین جان‌های مجاور.	میلی‌متر
s_2	فاصله مرکز به مرکز آرماتورهای طولی برشی یا پیچشی.	میلی‌متر
S	اثر بار برف در شرایط بهره برداری.	_
S_e	لنگر، برش یا نیروی محوری در اتصال، متناظر با ایجاد مقاومت محتمل در مفصل‌های پلاستیک ناشی از تغییرمکان‌های جانبی غیر خطی، در اثر بارهای زلزله و ثقلی.	_
S_m	مدول مقطع الاستیک.	میلی‌متر به توان ۳
S_n	مقاومت خمشی، برشی، محوری، پیچشی یا اتکایی اسمی مقطع.	_
S_y	مقاومت تسلیم یک اتصال، بر اساس f_y فولاد در اعضای متصل شده به آن برای خمش، برش، پیچش و نیروی محوری.	مگاپاسکال
t	ضخامت دیواره در مقاطع توخالی.	میلی‌متر
t_f	ضخامت بال.	میلی‌متر
t_{sl}	ضخامت زبانه برشی.	میلی‌متر
T	آثار تجمعی دما، وارفتگی، جمع شدگی، نشست‌های نامساوی و بتن جبران کننده جمع‌شدگی در شرایط بهره برداری.	_
T_{cr}	لنگر پیچشی ترک‌خوردگی.	نیوتن میلی‌متر
T_t	کل بار آزمایش.	نیوتن
T_{th}	لنگر پیچشی آستانه.	نیوتن میلی‌متر
T_n	مقاومت پیچشی اسمی مقطع.	نیوتن میلی‌متر
T_u	لنگر ضریب‌دار پیچشی در مقطع.	نیوتن میلی‌متر
U	مقاومت مورد نیاز عضویا مقطع جهت مقابله با بارهای ضریب‌دار یا آثار ناشی از آن‌ها.	_

علامت	تعریف	واحد
v_c	تنش متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی که با بتن تامین شده است.	مگاپاسکال
v_n	تنش معادل بتن متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی دال یا شالوده.	مگاپاسکال
v_s	تنش معادل بتن متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی که با آرماتور تامین شده است.	مگاپاسکال
v_u	حداکثر تنش برشی دوطرفه ضریب‌دار که در پیرامون یک مقطع بحرانی محاسبه می‌شود.	مگاپاسکال
v_{ug}	تنش برشی دوطرفه ضریب‌دار وارد بر مقطع بحرانی دال ناشی از بارهای ثقلی، بدون اثر انتقال لنگر.	مگاپاسکال
v_{uv}	تنش برشی ضریب‌دار بر مقطع بحرانی دال در عملکرد دوطرفه ناشی از ترکیب بارگذاری بحرانی، بدون انتقال لنگر خمشی.	مگاپاسکال
V_b	مقاومت مبنای شکست مخروطی بتن در برش یک مهار منفرد در بتن ترک خورده.	نیوتن
$V_{brg,sl}$	مقاومت اتکایی اسمی کلید برشی در جهت برش.	نیوتن
V_c	مقاومت برشی اسمی که با بتن ایجاد شده است.	نیوتن
V_{cb}	مقاومت شکست مخروطی اسمی بتن در برش، در یک مهار منفرد.	نیوتن
V_{cbg}	مقاومت شکست مخروطی اسمی بتن در برش، در یک گروه مهار.	نیوتن
$V_{cb.sl}$	مقاومت خرد شدگی اسمی در برش در قطعه الحاقی با کلید برشی.	نیوتن
V_{ci}	مقاومت برشی اسمی بتن، در مواردی که ترک‌خوردگی قطری از ترکیب برش و لنگر نتیجه می‌شود.	نیوتن
V_{cp}	مقاومت اهرمی اسمی بتن در یک مهار منفرد.	نیوتن
V_{cpg}	مقاومت اهرمی اسمی بتن در یک گروه مهار.	نیوتن
V_{cw}	مقاومت برشی اسمی بتن، در مواردی که ترک‌خوردگی قطری از تنش کششی اصلی زیاد در جان نتیجه می‌شود.	نیوتن
V_d	نیروی برشی در مقطع، ناشی از ترکیب بار مرده بدون ضریب.	نیوتن
V_e	نیروی برشی طراحی، ناشی از ترکیب بارها و آثار زلزله مطابق فصل بیستم	نیوتن
V_i	نیروی برشی ضریب‌دار در مقطع، ناشی از بارهای خارجی که همزمان با M_{max} ایجاد می‌شود.	نیوتن
V_n	مقاومت برشی اسمی.	نیوتن
V_{nh}	مقاومت برشی افقی اسمی.	نیوتن
V_s	مقاومت برشی اسمی که با آرماتور برشی ایجاد شده است.	نیوتن
V_{sa}	مقاومت برشی اسمی در یک مهار منفرد یا یک مهار در گروه مهار، که تابع مقاومت فولاد است.	نیوتن
V_u	نیروی برشی ضریب‌دار در مقطع.	نیوتن
V_{ua}	نیروی برشی ضریب‌دار وارد بر یک مهار منفرد یا یک گروه مهار.	نیوتن
$V_{ua,g}$	کل نیروی برشی ضریب‌دار وارد بر یک گروه مهار.	نیوتن
$V_{ua,i}$	نیروی برشی ضریب‌دار وارد بر مهاری که بیش‌ترین تنش در گروه مهار را تجربه می‌کند.	نیوتن
V_{uh}	نیروی برشی ضریب‌دار در سطح تماس دو لایه بتن، در عضو خمشی مرکب بتنی.	نیوتن
V_{us}	برش افقی ضریب‌دار در یک طبقه.	نیوتن
V_{ux}	نیروی برشی ضریب‌دار در جهت X.	نیوتن
V_{uy}	نیروی برشی ضریب‌دار در جهت Y.	نیوتن
V_{nx}	مقاومت برشی در جهت X.	نیوتن
V_{ny}	مقاومت برشی در جهتY .	نیوتن
w_c	چگالی یا جرم واحد حجم بتن معمولی یا چگالی معادل بتن سبک.	کیلوگرم بر متر مکعب
w_u	بار ضریب‌دار وارد به واحد طول تیر یا دال یک‌طرفه.	نیوتن بر میلی‌متر
w_t	عرض موثر بند در روش خرپایی (مدل بست و بند).	نیوتن بر میلی‌متر
w/cm	نسبت آب به مواد سیمانی.	–
W	بار باد یا آثار ناشی از آن.	–

علامت	تعریف	واحد
x	بعد کوچک‌تر در مقطع مربع مستطیل	میلی‌متر
y	بعد بزرگتر در مقطع مربع مستطیل	میلی‌متر
y_t	فاصله محور ثقل مقطع ناخالص، بدون منظور کردن میلگردها، از وجه کششی.	میلی‌متر
α	زاویه معرف راستای آرماتور.	_
α_c	ضریب معرف سهم نسبی مقاومت بتن در مقاومت برشی اسمی دیوار.	_
α_f	نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال که به خطوط مرکزی پانل‌های مجاور در هر طرف تیر، در صورت وجود، محدود می‌شود.	_
α_{fm}	مقدار متوسط α_f برای تمام تیرهای اطراف یک پانل.	_
α_{f1}	مقدار α_f در جهت l_1	_
α_{f2}	مقدار α_f در جهت l_2	_
α_i	زاویه بین محور بست و میلگردهای لایه i ام آرماتورهای متقاطع با آن بست	_
α_s	ضریب استفاده شده برای تعیین V_c در دال‌ها و شالوده‌ها.	_
α_1	حداقل زاویه راستای آرماتورهای توزیع شده در یک جهت با یک بست.	_
α_2	زاویه راستای آرماتورهای متعامد با α_1 در یک بسست	_
α_v	نسبت سختی خمشی بازوی کلاهک برشی به سختی خمشی مقطع دال مرکب	_
β	نسبت ابعاد بزرگ به کوچک: دهانه‌های آزاد در دال‌های دوطرفه، اضلاع مقطع ستون، سطح وارد شدن بار متمرکز یا عکس العمل، ویا اضلاع یک پی.	_
β_b	نسبت مساحت آرماتور قطع شده به کل مساحت آرماتور کششی در مقطع.	_
β_c	ضریب اصلاح محصور شدگی برای بست‌ها و گره‌ها در مدل خرپایی (مدل بست و بند).	_
β_{dns}	نسبت استفاده شده در محاسبه کاهش سختی ستون زیر اثر بارهای محوری دائمی.	_
β_{ds}	نسبت حداکثر برش ضریب‌دار ناشی از بارهای دائمی در یک طبقه به حداکثر برش ضریب‌دار در آن طبقه، در یک ترکیب بار.	_
β_n	ضریب استفاده شده جهت محاسبه اثر مهاری بندها بر مقاومت موثر فشاری ناحیه گره‌ای.	_
β_s	ضریب استفاده شده جهت محاسبه اثر ترک‌خوردگی و آرماتور محصور کننده در مقاومت موثر فشاری بتن در یک بست.	_
β_t	نسبت سختی پیچشی مقطع تیر لبه به سختی خمشی دال به عرضی معادل طول دهانه مرکز تا مرکز تیر	_
β_1	ضریب تعیین نسبت عمق بلوک مستطیلی تنش فشاری معادل به عمق محور خنثی در مقطع.	_
γ_f	ضریب استفاده شده جهت تعیین نسبتی از M_{sc} در اتصال دال به ستون که با خمش دال منتقل می‌شود.	_
γ_s	ضریب استفاده شده جهت تعیین بخشی از آرماتور که باید در نوار مرکزی شالوده قرار داده شود.	_
γ_v	ضریب استفاده شده جهت تعیین بخشی از M_{sc} در اتصال دال به ستون که با برون محوری برش منتقل می‌شود.	_
δ	ضریب استفاده شده جهت تشدید لنگر، در تعیین آثار ناشی از انحنا بین دو انتهای عضو فشاری.	_
δ_s	ضریب تشدید لنگر در قاب‌ها مهار نشده در برابر حرکت جانبی، برای تعیین تغییرمکان جانبی نسبی ناشی از بارهای ثقلی و جانبی.	_
δ_u	جا به جایی طراحی.	میلی‌متر
Δ_{cr}	تغییرشکل خارج از صفحه در وسط ارتفاع دیوار، متناظر با لنگر ترک‌خوردگی M_{cr}.	میلی‌متر
Δ_{is}	تغییرمکان استاتیکی آنی در مرکز سقف.	میلی‌متر
Δ_n	تغییرشکل خارج از صفحه در وسط ارتفاع دیوار، متناظر با مقاومت خمشی اسمی M_n.	میلی‌متر
Δ_o	تغییرمکان جانبی نسبی طبقه ناشی از V_{us}.	میلی‌متر

علامت	تعریف	واحد
Δ_r	تغییرشکل پسماند که ۲۴ ساعت بعد از حذف بار آزمون اندازه‌گیری می‌شود. در آزمون اول، تغییرشکل پسماند نسبت به موقعیت سازه در شروع آزمون اول اندازه‌گیری می‌شود. در آزمون دوم، تغییرشکل پسماند نسبت به موقعیت سازه در شروع آزمون دوم اندازه‌گیری می‌شود.	**میلی‌متر**
Δ_s	تغییرشکل خارج از صفحه ناشی از بارهای بهره برداری.	**میلی‌متر**
Δ_u	تغییرشکل خارج از صفحه در وسط ارتفاع دیوار، ناشی از بارهای ضریب‌دار.	**میلی‌متر**
Δ_x	تغییرمکان جانبی نسبی طراحی در طبقه X.	**میلی‌متر**
Δ_1	حداکثر تغییرشکل در آزمایش بارگذاری اول که ۲۴ ساعت بعد از اعمال کامل بار آزمون اندازه‌گیری می‌شود.	**میلی‌متر**
Δ_2	حداکثر تغییرشکل در آزمایش بارگذاری دوم که ۲۴ ساعت بعد از اعمال کامل بار آزمون اندازه‌گیری می‌شود. این تغییرشکل نسبت به موقعیت سازه در شروع بارگذاری دوم اندازه‌گیری می‌شود.	**میلی‌متر**
ε_t	کرنش خالص کششی در آخرین ردیف آرماتور کششی طولی در مقاومت اسمی، بدون کرنش ناشی از وارفتگی، جمع‌شدگی و دما.	–
ε_{ty}	کرنش خالص کششی در آخرین ردیف آرماتور کششی طولی برابر با $\frac{f_y}{E_s}$.	–
θ	زاویه بین محور بست، قطری فشاری ویا میدان فشار با وتر کششی عضو.	–
λ	ضریب تصحیح جهت انعکاس مشخصات مکانیکی کاهش یافته بتن سبک نسبت به بتن معمولی، در مقاومت فشاری یکسان.	
λ_a	ضریب تصحیح جهت انعکاس مشخصات مکانیکی کاهش یافته بتن سبک در کاربردهای مشخص از مهاری بتن.	
λ_Δ	ضریب استفاده شده جهت تعین تغییرشکل اضافی ناشی از بارهای درازمدت.	–
λ_s	ضریبی که برای اصلاح مقاومت برشی برای اثر عمق عضو به کار می‌رود. این ضریب معمولا "ضریب اثر ابعاد" نامیده می‌شود.	–
μ	ضریب اصطکاک.	–
ξ	ضریب وابسته به زمان برای بارهای دائمی.	–
ρ	نسبت A_s به bd.	–
ρ'	نسبت A'_s به bd.	–
ρ_l	نسبت مساحت آرماتور طولی قائم توزیع شده در دیوارها به سطح مقطع ناخالص بتن عمود بر آن‌ها.	–
ρ_s	نسبت حجم آرماتور دورپیچ به حجم بتن محصور شده در هسته. حجم بتن محصور شده از بیرون تا بیرون دورپیچ محاسبه می‌شود.	–
ρ_t	نسبت مساحت آرماتور عرضی افقی توزیع شده، به سطح مقطع ناخالص بتن عمود بر آن‌ها.	–
ρ_v	نسبت مساحت آرماتور بند یا آرماتور عرضی به مساحت سطح تماس.	
ρ_w	نسبت A_s به $b_w d$.	–
ϕ	ضریب کاهش مقاومت.	–
τ_{cr}	تنش پیوستگی مشخصه مهار چسبی در بتن ترک خورده.	**مگاپاسکال**
τ_{uncr}	تنش پیوستگی مشخصه مهار چسبی در بتن ترک نخورده.	**مگاپاسکال**
$\Psi_{brg,sl}$	ضریب اتکایی زبانه برشی که برای اصلاح مقاومت اتکایی آن با توجه به اثر بار محوری، به کار می‌رود.	–
Ψ_c	ضریب اصلاح طول گیرایی بر اساس مقاومت بتن.	–
$\Psi_{c,N}$	ضریب ترک‌خوردگی شکست بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارها، باتوجه به اثر ترک‌ها، به کار می‌رود.	–
$\Psi_{c,P}$	ضریب ترک‌خوردگی بیرون کشیدگی که برای اصلاح مقاومت بیرون کشیدن مهارها، با توجه به اثر ترک‌ها، به کار می‌رود.	–

علامت	تعریف	واحد
$\Psi_{c,V}$	ضریب ترک‌خوردگی شکست بتن که برای اصلاح مقاومت برشی مهارها، باتوجه به اثر ترک‌ها و نیز وجود یا عدم وجود آرماتور تکمیلی، به کار می‌رود.	–
$\Psi_{cp,N}$	ضریب مقاومت گسیختگی شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارهای کاشتنی در بتن ترک نخورده، بدون وجود آرماتور تکمیلی، به کار می‌رود.	–
$\Psi_{cp,Na}$	ضریب مقاومت گسیختگی پیوستگی بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارهای چسبنده در بتن ترک نخورده، بدون وجود آرماتور تکمیلی، برای در نظر گرفتن تنش‌های کششی ناشی از کاشتن به کار می‌رود.	–
Ψ_{e}	ضریب اصلاح طول گیرایی برای نوع لایه پوشش آرماتور.	–
$\Psi_{ec,N}$	ضریب برون محوری شکست بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارها، با توجه به برون محوری بارهای وارده، به کار می‌رود.	–
$\Psi_{ec,Na}$	ضریب برون محوری شکست بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارهای چسبی، با توجه به برون محوری بارهای وارده، به کار می‌رود.	–
$\Psi_{ec,V}$	ضریب برون محوری شکست مخروطی بتن که برای اصلاح مقاومت برشی مهارها، با توجه به برون محوری بارهای وارده، به کار می‌رود.	–
$\Psi_{ed.N}$	ضریب اثر لبه شکست بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارها، با توجه به نزدیکی آن‌ها به لبه عضو، به کار می‌رود.	–
$\Psi_{ed.Na}$	ضریب اثر لبه شکست بتن که برای اصلاح مقاومت کششی مهارهای چسبی، با توجه به نزدیکی آن‌ها به لبه عضو، به کار می‌رود.	–
$\Psi_{ed,V}$	ضریب اثر لبه شکست بتن که برای اصلاح مقاومت برشی مهارها، با توجه به نزدیکی آن‌ها به لبه عضو، به کار می‌رود.	–
Ψ_{g}	ضریب اصلاح طول گیرایی با توجه به رده آرماتور.	–
$\Psi_{h,V}$	ضریب ضخامت شکست بتن که برای اصلاح مقاومت برشی مهارهای واقع در اعضای بتنی با $h_a < 1.5$، به کار می‌رود.	–
Ψ_{o}	ضریب اصلاح طول گیرایی با توجه به پوشش جانبی و محصور شدگی.	–
Ψ_{p}	ضریب اصلاح طول گیرایی میلگرد سَردار ، با توجه به آرماتور تنگ موازی.	–
Ψ_{r}	ضریب اصلاح طول گیرایی، با توجه به آرماتور محصور کننده.	–
Ψ_{s}	ضریب اصلاح طول گیرایی، با توجه به قطر آرماتور.	–
Ψ_{t}	ضریب اصلاح طول گیرایی در کشش، با توجه به موقعیت ریختن بتن.	–
Ψ_{w}	ضریب اصلاح طول گیرایی برای سیم‌های آجدار جوشی در کشش.	–
Ω_{o}	ضریب تشدید "اضافه مقاومت" در سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله. این ضریب در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، در بخش مربوط به بارگذاری زلزله، تعیین شده است.	–
Ω_{v}	ضریب "اضافه مقاومت" برابر با نسبت $\frac{M_{pr}}{M_u}$ در مقطع بحرانی دیوار.	–
ω_{V}	ضریب تشدید برش دینامیکی.	–

۲-۳ تعاریف اصطلاحات

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
آرماتور	reinforcement	میلگرد یا سیم‌های فولادی جای گذاری شده در بتن که با مشخصات **فصل ۴** تطابق داشته باشند.
آرماتور آجدار	reinforcement, deformed	آرماتور با بدنه شکل داده شده غیر صاف.
آرماتور انتظار	reinforcement, dowel	آرماتوری که برای اتصال دو قطعه از یک عضو ویا یک عضو به شالوده در بتن جای گذاری می‌شود. این آرماتور باید بتواند از عهده انتقال بارها در اتصال برآید.
آرماتور تکمیلی	reinforcement, supplementary	آرماتوری که جهت جلوگیری از پتانسیل شکست بتن عمل می‌کند؛ ولی در انتقال بار طراحی از مهار به عضو سازه‌ای شرکت ندارد.
آرماتور دورپیچ	spiral reinforcement	آرماتوری که به طور پیوسته به شکل یک مارپیچ استوانه‌ای به دور آرماتورهای طولی پیچیده شده باشد.
آرماتور دورگیر	hoop reinforcement	تنگ بسته یا تنگ دورپیچ شده به طور پیوسته، که از یک یا چند آرماتور ساخته شده و هر کدام در دو انتها قلاب‌های لرزه‌ای دارند. آرماتور دورگیر نباید از میلگردهای آجدار سَردار ساخته شود.
آرماتور ساده	reinforcement, plain	آرماتور با بدنه صاف.
آرماتور سیمی جوشی	reinforcement, welded wire	شبکه سیم‌های ساده یا آجدار جوش شده که به صورت صفحه ساخته می‌شوند.
آرماتور طولی	longitudinal reinforcement	آرماتوری که در جهت طولی تیر و ستون یا در امتداد اضلاع صفحه دال و دیوار جای گذاری می‌شود. این آرماتور معمولا برای تحمل نیروهای محوری، خمشی و تا حدی پیچشی به کار میرود.
آرماتور عرضی	transverse reinforcement	آرماتوری که در جهت عمود یا مایل نسبت به آرماتور طولی جای‌گذاری می‌شود. این آرماتور معمولا برای تحمل برش و پیچش به کار می‌رود.
آرماتور مهار	reinforcement, anchor	آرماتور مورد استفاده جهت انتقال بار طراحی از مهارها به عضو سازه‌ای.
اتصال (ناحیه اتصال)	joint (connection)	قسمتی از سازه است که در آن یک عضو یا چند عضو به هم متصل می‌شوند و بار منتقل می‌کنند، مانند اتصال تیر به ستون. (ناحیه اتصال علاوه بر خود اتصال بخش‌هایی از اعضای متصل شده به آن را در بر می‌گیرد و بار منتقل می‌کند، مانند ناحیه اتصال تیر به ستون و دال)
اتصال شکل‌پذیر	connection, ductile	اتصال بین یک یا چند عضو پیش‌ساخته که در اثر جا به جایی‌های ناشی از بار زلزله به حد تسلیم می‌رسد.
اتصال قوی	connection, strong	اتصال بین یک یا چند عضو پیش‌ساخته که در اثر جا به جایی‌های ناشی از بار زلزله الاستیک باقی می‌ماند؛ در حالی که اتصال‌های مجاور از حد تسلیم گذشته‌اند.
اثرات بار	load effects	نیروها و تغییرشکل‌های ناشی از بارها ویا تغییرات حجمی مقید شده.
ارتفاع موثر مقطع	effective depth of section	فاصله دورترین تار فشاری بتن تا مرکز ثقل آرماتورهای کششی، در مقطع یک عضو خمشی.
اطلاعات طراحی	design information	اطلاعات خاص پروژه که تا حد کاربرد باید در مدارک طرح، توسط مهندس مشاور، آورده شوند.
اعضای با عملکرد دوطرفه	two-way construction	اعضایی که بارها را با عملکرد خمشی در دو راستا منتقل می‌کنند. بعضی دال‌ها و شالوده‌ها در این گروه هستند.
اعضای با عملکرد یک‌طرفه	one-way construction	اعضایی که بارها را با عملکرد خمشی در یک راستا تحمل می‌کنند.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
اعضای خمشی بتنی مرکب	composite concrete flexural members	اعضای خمشی که از اجزای جداگانه، پیش‌ساخته یا درجا، ساخته شده و به گونه‌ای به هم متصل شده‌اند که به صورت واحد بار تحمل می‌کنند.
افزودنی، ماده افزودنی	admixture	ماده اضافه شونده سیمانی که به بتن، گروت و ملات، قبل یا در حین اختلاط اضافه می‌شود و مشخصات بتن تازه، گیرش آن ویا بتن سخت شده را اصلاح می‌کند.
الزامات اجرایی	compliance requirement	الزامات مربوط به ساخت که تا حد کاربرد باید در مدارک طرح، توسط مهندس مشاور، به پیمانکار ابلاغ یا توصیه شوند.
المان مرزی، جزء مرزی، جزء لبه	boundary element	قسمتی از لبه دیوار یا دیافراگم، در امتداد طول، که با آرماتورهای طولی و عرضی تقویت می‌شود.
بار	load	نیروها و دیگر تلاش‌های ناشی از وزن مصالح، ساکنین و متعلقات آن‌ها، آثار محیطی، جا به جایی‌های نسبی و تغییرات ابعادی.
بار بهره برداری	load, service	باری که در حین بهره برداری به سازه وارد می‌شود، بدون ضریب.
بار زنده	load, live	بارهایی که به طور دائمی در زمان بهره برداری به سازه وارد نمی‌شوند، بدون ضریب.
بار ضریب‌دار	load, factored	بار ضرب شده در ضریب بار.
بار مرده	load, dead	وزن اعضای سازه و قطعات الحاقی آن که در زمان بهره برداری احتمالا حضور دارند؛ بدون ضریب.
بار مرده اضافی	load, superimposed dead	بار مرده غیر از وزن سازه که به طور دائمی بر روی سازه قرار می‌گیرد ویا در طراحی منظور می‌شود.
بار مرده ناشی از وزن	load, self-weight dead	بار مردهای که در اثر وزن سازه، به همراه هر گونه رویه بتنی چسبیده به آن، به سازه وارد می‌شود.
بتن	concrete	مخلوط سیمان پرتلند یا هر ماده سیمانی دیگر، سنگ دانه ریز، سنگ دانه درشت و آب، با یا بدون مواد افزودنی.
بتن‌آرمه	concrete, reinforced	بتن سازه‌ای که با آرماتور، به میزان حداقل تعیین شده در فصل‌های این آیین‌نامه تقویت شده باشد.
بتن با الیاف فولادی	concrete, steel fiber reinforced	بتن حاوی مقدار معینی الیاف فولادی پراکنده و غیر پیوسته در راستاهای مختلف.
بتن پیش‌تنیده	concrete, pre-stressed	بتن‌آرمه‌ای که در آن از قبل تنش‌های فشاری داخلی جهت کاهش تنش‌های کششی ناشی از بارها ایجاد شده‌اند.
بتن پیش‌ساخته	concrete, precast	قطعه بتنی سازه‌ای که در محل دیگری، غیر از مکان استقرارش در سازه، ساخته می‌شود.
بتن ساده	concrete, plain	بتن سازه‌ای بدون آرماتور یا با آرماتور کم‌تر از حداقل تعیین شده برای بتن‌آرمه.
بتن سازه‌ای	structural concrete	بتنی که برای تحمل بار به کار برده می‌شود.
بتن سبک (نیمه سبکدانه)	concrete, lightweight	بتن با سنگ دانه‌های سبک و غیر سبک، با چگالی تعادلی بین ۱۴۰۰ تا ۲۱۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب. چگالی تعادلی، چگالی است که با میزان رطوبت برابر با رطوبت محیط اندازه‌گیری می‌شود. برای نحوه آزمایش به استاندارد ملی ۱۷۷۳۳ یا ASTM C567 مراجعه شود.
بتن سبک ماسه‌ای (نیمه سبکدانه)	concrete, sand-light weight	بتن سبک ساخته شده با سنگدانه‌های ریز معمولی و سنگ دانه‌های درشت سبک (به **بند ۳-۲-۲** مراجعه شود). چگالی تعادلی، چگالی است که با میزان رطوبت

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
		برابر با رطوبت محیط اندازه‌گیری می‌شود. برای نحوه آزمایش به استاندارد ملی ۱۷۷۳۳ یا ASTM C567 مراجعه شود.
بتن غیر پیش‌تنیده	concrete, nonpre-stressed	بتن‌آرمه معمولی با حداقل آرماتور تعیین شـــده برای بتن‌آرمه و بدون پیش تنیدگی؛ ویا در دال‌های دوطرفه با کم‌تر از حداقل پیش تنیدگی.
بتن تمام سبک دانه	concrete, all lightweight	بتن با سنگ دانه‌های ریز و درشت سبک.
بتن معمولی	concrete, normal weight	بتن با ســنگ دانه‌های معمولی، با چگالی بین ۲۱۵۰ تا ۲۵۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب.
بست	strut	عضو فشاری در روش خرپایی (روش بست و بند) که نماینده برآیند نیروهای موازی یا باد بزنی در ناحیه فشاری می‌باشد.
بست بطری شکل	strut, bottle shaped	بستی که در ناحیه میانی عریض‌تر از نواحی دو انتهایی خود می‌باشد.
بند	tie	عضو کششی در روش خرپایی (روش بست و بند)
پس کشیدگی	post tensioning	روشــی در پیش تنیدگی که در آن کابل‌ها بعد از ســخت شــدن بتن کشــیده می‌شوند.
پوشش بتنی میلگرد	cover, specified concrete	ناحیه بین خارجی‌ترین رویه میلگرد جای گذاری شده و نزدیک‌ترین رویه خارجی بتن.
پیچ سَردار	headed bolt	مهار تعبیه شـده قبل از بتن‌ریزی که مقاومت کشــشــی خود را از قفل و بســت مکانیکی سری یا مهره جای گذاری شده در بتن به دست می‌آورد.
پیچ قلاب‌دار	hooked bolt	پیچ تعبیه شده در بتن درجا که در آن مهار توسط تکیه خم ۹۰ درجه یا ۱۸۰ درجه آن به بتن تامین می‌شود و طول آزاد لبه از خم پیچ آن، e_h، حداقل $3d_a$ می‌باشد.
پیش کشیدگی	pre-tensioning	روشی در پیش تنیدگی که در آن کابل‌ها قبل از ریختن بتن کشیده می‌شوند.
تاندون	tendon	در اعضای پس کشیده به مجموعه‌ای از مهاری‌ها، کابل‌ها و پوشش‌های آن‌ها برای موارد نچسبیده، یا غلاف‌ها برای موارد چسبیده با گروت، گفته می‌شود.
تاندون چسبیده	tendon, bonded	تاندون‌هایی که با تزریق گروت در غلاف‌های جای گذاری شده به بتن اطراف می‌چسبند.
تاندون خارجی	tendon, external	تاندون‌هایی که خارج از مقطع عضو پس کشیده به کار برده می‌شوند.
تاندون نچسبیده	tendon, unbounded	تاندون‌هایی که به بتن اطراف نچسبیده‌اند و نیروی پیش تنیدگی را تنها از دو انتها به عضو منتقل می‌نمایند.
تراز پایه سازه	base of structure	تراز پایه سازه مطابق تعریف در فصل زلزله از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان.
ترکیب بار طراحی	design load combination	ترکیب بارهای ضریب‌دار یا اثرات ناشی از آن‌ها.
تغییرمکان جانبی طراحی	design displacement	حداکثر تغییرمکان جانبی مورد انتظار که برای زلزله تعیین می‌شــود. تغییرمکان محاســبه شــده برای زلزله شــامل تغییرمکان‌های الاســتیک و غیر الاســتیک می‌شود. به فصل زلزله در مبحث ششم مقررات ملی مراجعه شود.
تنگ	tie	حلقه ای از میلگرد یا سـیم به شـکل دایره، مستطیل ویا چندوجهی بدون کنج های متمایل به سمت داخل، که آرماتورهای طولی را در بر می‌گیرد. این تعریف شـامل یک میلگرد یا سـیم که به طور پیوسـته به شکل دایره، مستطیل یا چند ضلعی به دور آرماتورهای طولی می‌پیچد، نیز می‌شود. عبارت تنگ معمولا برای اعضای فشاری به کار می‌رود. به تعاریف خاموت و دورگیر نیز مراجعه شود.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
تیر	beam	عضوی که عمدتاً تحت تاثیر خمش و برش، با یا بدون نیروی محوری، یا پیچش قرار می‌گیرد.
جاگذاری شده در بتن	embedment	قطعاتی به جز میلگردها و مهارها که در بتن جای‌گذاری می‌شوند. میلگردها و سایر وسایلی که برای تثبیت قطعات در بتن جای گذاری می‌شوند، جزء آن به حساب می‌آیند.
جزء فولادی ترد	steel element, brittle	جزء فولادی که در آزمون کششی در حد گسیختگی، کرنشی کم‌تر از ۱۴ درصد، یا کاهش سطح مقطع کم‌تر از ۳۰ درصد داشته باشد. به ضابطه استاندارد آزمون ملی ۱-۸۱۰۳ مراجعه شود.
جزء فولادی شکل‌پذیر	steel element, ductile	جزء فولادی که در آزمون کشـشـی در حد گسـیختگی، کرنشـی بیش‌تر از ۱۴ درصد و کاهش سطح مقطعی کم‌تر از ۳۰ درصد داشته باشد.
جمع‌کننده	collector	عضو کششی یا فشاری که انتقال دهنده نیرو بین دیافراگم و سیستم قائم باربر جانبی است.
چسب	adhesive	ماده شـیمیایی مرکب از پلیمرهای آلی یا ترکیب پلیمرهای آلی و مواد غیر آلی که در صورت اختلاط عمل می‌کند.
حد کرنش کنترل شده با فشار	compression-controlled strain limit	کرنش کششی خالص در شرایط کرنش متوازن.
خاموت	stirrup	آرماتورهای عرضی که برای مقاومت در برابر نیروهای برشی و پیچشی در عضو به کار می‌روند. خاموت‌ها معمولا از میلگردهای آجدار، سیم‌های آجدار ویا جوش شده با شکل مستطیل یا رکابی به صورت U یا L ساخته می‌شوند. جای گذاری آن‌ها ممکن اسـت در جهت عمود یا با زاویه نسـبت به آرماتور طولی باشـد. اصطلاح خاموت معمولا برای آرماتور عرضی در تیرها و دال‌ها به کار می‌رود. به تعریف تنگ و دورگیر مراجعه شود.
خرپای سازه ای	structural truss	مجموعه اعضای بتن‌آرمه متصل شده به یکدیگر که عمدتاً برای تحمل فشار و کشش تدارک دیده شده‌اند.
دال بتن‌آرمه	slab, reinforced concrete	صفحه بتن‌آرمه. صفحه به عضوی اطلاق می‌شود که یکی از ابعاد آن (ضخامت)، به طور قابل ملاحظه‌ای کوچک‌تر از دو بعد دیگر باشد.
دال تخت	slab, flat	دالی که به تیرها تکیه ندارد و مستقیما روی دیوار یا ستون می‌نشیند.
دال توخالی – دال مجوف	slab, hollow	دال با مقطع توخالی.
دال مشبک	slab, waffle	سیستم تیر-دال، مرکب از تیرچه‌های متقاطع و یک دال سراسری با ضخامت کم بر روی آن‌ها.
دال توپُر (یکپارچه)	slab, solid	دال با مقطع توپر.
دال و تیرک	slab, ribbed	سـیسـتم دال- تیر یک‌طرفه، مرکب از تیرک (تیرچه) و یک دال سـراسـری با ضخامت کم بر روی آن‌ها.
درز جمع‌شدگی، درزانقباض	contraction joint	شـیاری که در عضـو بتنی برای تثبیت محل ترک‌خوردگی‌های ناشی از کاهش دما ویا جمع شدگی بتن ایجاد می‌شود.
درز جداکننده، درز انقطاع، درز انبساط	isolation joint	درزهایی که برای جدا کردن دو بخش از ساختمان پیش‌بینی می‌شوند.
دستک، عضو فشاری	strut	عضو فشاری در سازه مانند خرپا.
دوام، پایایی	durability	توانایی سازه یا عضو برای مقابله با شرایط محیطی که موجب ایجاد خسارت، اختلال در بهره برداری و کاهش طول عمر آن می‌گردند.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
دیافراگم سازه‌ای	structural diaphragm	اعضایی مثل دال کف‌ها که نیروهای وارد بر میان صفحه خود را به اعضای قائم سیستم مقاوم باربر جانبی منتقل می‌کنند. دیافراگم سازه‌ای میتواند شامل کلاف‌ها و جمع‌کننده‌ها نیز باشد.
دیوار	wall	اعضای قائم با نسبت طول افقی به ضخامت بیش‌تر از ۳ که برای بار محوری، بار جانبی ویا هر دو طراحی می‌شوند.
دیوار پایه، جرز دیوار	wall pier	قطعه دیواری قائم که در آن نسبت طول افقی به ضخامت (l_w/h) مساوی یا کم تر از ۶ و نسبت ارتفاع به طول افقی (h_w/l_w) بزرگ‌تر از ۲ باشد.
دیوار حائل	retaining wall	دیواری که برای مقابله با فشار خاک یا مایع ساخته می‌شود.
دیوار حائل طره‌ای	retaining wall, cantilever	دیوار حائلی که به صورت یک دال طره‌ای ساخته می‌شود.
دیوار حائل با پشت بند	retaining wall, counter fort	دیوار حائلی که در سمت خاک، در فواصل معین، دارای دیوارهایی عمود بر صفحه دیوار است. دیوارهای متعامد برای کاهش ضخامت دیوار حائل به کار برده می‌شوند و اصولا در کشش کار می‌کنند.
دیوار حائل با پیش بند	retaining wall, buttress	تعریفی مشابه دیوار حائل با پشت بند دارد؛ با این تفاوت که دیوارهای عمود بر صفحه در سمت آزاد آن ساخته می‌شوند. این دیوارها در فشار کار می‌کنند. به کارگیری پیش بند از نظر معماری مورد توجه است.
دیوار سازه ای	structural wall	دیواری که در میان صفحه خود زیر اثر بار و آثار ناشی از آن قرار دارد. دیوار برشی یک دیوار سازه‌ای است.
دیوار سازه‌ای، شکل‌پذیری زیاد (ویژه)	structural wall, special	دیوار با ضوابط مربوط به شکل‌پذیری زیاد مطابق فصل ۲۰.
دیوار سازه‌ای، شکل‌پذیری کم (معمولی)	structural wall, ordinary	دیوار با ضوابط مربوط به شکل‌پذیری کم مطابق فصل ۲۰.
دیوار سازه‌ای هم بسته شکل‌پذیر	structural wall, ductile coupled	سیستم باربر لرزه‌ای شامل دیوار و تیر هم‌بند، مطابق ضوابط فصل ۲۰.
روش خرپایی، روش بست و بند	strut and tie method	یک روش تحلیل و طراحی است که در آن یک عضویا منطقه موسوم به D از آن به صورت مجموعه‌ای از بست‌ها (اعضای فشاری) و بندها (اعضای کششی) دیده می‌شوند که همگی در گره‌ها متصل شده و می‌توانند بار وارده را به تکیه گاه‌ها ویا مناطق مجاور موسوم به B منتقل کنند.
زبانه برشی	shear lug	جزء فولادی یا میلگرد جوش شده به پشت یک صفحه الحاقی که در داخل قطعه بتن جای‌گذاری می‌شود. این وسیله برای انتقال برش به صورت اصطکاکی به کار برده می‌شود. از این زبانه گاهی در کف ستون‌ها استفاده می‌شود.
ستون	column	عضوی است معمولا قائم یا حدودا قائم، که عمدتا برای تحمل بار محوری فشاری به کار می‌رود؛ ولی ممکن است تحت خمش، برش و پیچش نیز قرار گیرد.
ستون پایه	pedestal	ستون کوتاه که در آن نسبت ارتفاع به کم‌ترین بعد مقطع، کوچک‌تر یا مساوی ۳ باشد. در ستون‌های هرمی کم‌ترین بعد، متوسط ابعاد مقاطع در بالا و پایین ستون است.
سرستون	column capital	ناحیه بزرگ شده بالای ستون که در زیر دال یا کتیبه آن قرار دارد و با ستون همزمان ساخته می‌شود.
سختی موثر	effective stiffness	سختی یک عضو سازه‌ای با منظور کردن ترک‌خوردگی، خزش و سایر اثرات غیر خطی.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
سطح تصویر شده	projected area	ناحیه‌ای بر روی سطح آزاد عضو که به عنوان قاعده بزرگ‌تر بلوک هرمی شکست بتن در نظر گرفته می‌شود.
سطح تاثیر تصویر شده	projected influence area	مساحت سطح تصویر شده بر روی سطح آزاد عضو که در محاسبه مقاومت پیوستگی مهارهای چسپی در نظر گرفته می‌شود.
سنجاقی، میلگرد دوخت، قلاب دوخت	cross-tie	میلگرد عرضی یک‌سره با قلاب لرزه‌ای در یک انتها و قلاب ۹۰ درجه با طول مستقیم حداقل $6d_b$ در انتهای دیگر، که آرماتورهای طولی پیرامونی عضو را در بر گرفته باشد. قلاب‌های در بر گیرنده یک زوج آرماتور طولی، باید به طور یک در میان سر و ته اجرا شوند.
سنگ دانه	aggregate	مصالح دانه‌ای مانند شن، ماسه ویا سرباره کوره آهنگدازی که به همراه سیمان و آب برای بتن به کار برده می‌شوند.
سنگ دانه سبک، سبک دانه	aggregate, lightweight	سنگ دانه با چگالی حجمی مساوی یا کم‌تر از ۱۲۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب. به استاندارد ملی ۴۹۸۵ مراجعه شود.
سیستم سازه‌ای	structural system	مجموعه اعضای بتن‌آرمه متصل به یکدیگر که برای مقابله با نیازهای عملکردی سازه به کار برده می‌شوند.
سیستم مقاوم لرزه‌ای	seismic force resisting system	بخشی از سیستم سازه که برای مقاومت در برابر آثار زلزله طراحی می‌شود.
سیستم‌های لرزه‌ای ویژه	special seismic systems	سیستم‌های سازه‌ای که در آن‌ها از قاب با شکل‌پذیری زیاد یا از دیوارهای برشی با شکل‌پذیری زیاد، یا از هر دو، استفاده شده است.
شالوده جعبه‌ای	caisson	شالوده‌ای که به علت ضخامت زیاد به صورت جعبه‌ای ساخته می‌شود. بیش ترین کاربرد آن برای پایداری پل‌های رودخانه‌ای ویا اسکله‌های دریایی است. در این موارد شالوده در ساحل ساخته شده و به صورت شناور به محل حمل گردیده و با غرق کردن در محل مستقر می‌شود.
شمع کوبشی	pile, driven	شمع از نوع بتن‌آرمه، بتن پیش‌تنیده ویا پروفیل‌های فولادی، که با کوبیدن در زمین سست ساخته می‌شود.
شمع درجا	pile, drilled cast in place in-situ	شمعی که با ایجاد حفره در زمین و پر کردن آن با بتن یا بتن‌آرمه ساخته می‌شود.
شمع درجا با غلاف نازک فولادی	pile, spiral welded thin steel casing	نوعی شمع درجا که در جداره آن یک غلاف فولادی نازک که به صورت دورپیچ جوش شده، پیش‌بینی گردیده است. این غلاف برای حفظ بتن از اثرات مواد مضر ویا تغییرات سطح آب زیر زمینی در نظر گرفته می‌شود.
شمع درجا محصور شده با لوله فولادی	pile, cased	شمعی است که با کوبیدن یک لوله فولادی در زمین، تهی کردن آن از خاک و پر کردن آن با بتن ساخته می‌شود.
طول بیرون کشیدگی	stretch length	طولی از مهار که در تماس با بتن نیست و تحت کشش کامل قرار دارد.
طول جا گذاری	embedment length	طول آرماتور جای‌گذاری شده فراتر از مقطع بحرانی.
طول دهانه	span length	فاصله بین تکیه‌گاه‌ها. به **بند ۶-۳-۲** مراجعه شود.
طول گیرایی	development length	طول لازم برای انتقال نیروی نظیر مقاومت طراحی، از میلگرد به بتن، از محل مقطع بحرانی.
عمق موثر جاگذاری شده مهار	anchor, effective embedded depth	عمق کلی مهار که برای انتقال بار از آن به بتن ویا از بتن به آن لازم است. این عمق معمولا به عمق گسیختگی بتن کششی اطراف مهار در پیچ‌های سَردار و گل‌میخ‌های سَردار نیز گفته می‌شود. این عمق از سطح تماس تکیه گاه اندازه‌گیری می‌شود.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
غلاف انبساطی	expansion sleeve	بخش خارجی یک مهار انبساطی که در اثر وارد کردن پیچش یا ضربه به آن، بتن اطراف را تحت فشار قرار می‌دهد.
فاصله	spacing	فاصله مرکز به مرکز بین دو جزء مجاور مانند آرماتورهای طولی، آرماتورهای عرضی، کابل‌های پیش تنیدگی و مهارها.
فاصله خالص	spacing, clear	فاصله پشت به پشت دو جزء مجاور.
فاصله لبه	edge distance	فاصله لبه سطح بتن تا محور نزدیک‌ترین مهار.
قاب خمشی	moment frame	قاب ساختمانی که در آن اتصالات تیرها به ستون‌ها یا دال‌ها به ستون‌ها پیوسته‌اند.
قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)	moment frame, special	قاب خمشی تیر – ستونی، با بتن درجا، مطابق ضوابط فصل ۲۰.
قاب خمشی معمولی (با شکل‌پذیری کم)	moment frame, ordinary	قاب خمشی تیر – ستونی یا دال تخت – ستونی، با بتن درجا، مطابق ضوابط فصل ۲۰.
قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط	moment frame, intermediate	قاب خمشی تیر – ستونی یا دال تخت – ستونی، با بتن درجا، مطابق ضوابط فصل ۲۰.
قطعه الحاقی	attachment	قطعه سازه‌ای واقع در سطح خارجی بتن که بارها را به مهار منتقل می‌کند یا از آن دریافت می‌کند.
قطعه دیواری	wall segment	قسمتی از دیوار که به بازشوهای قائم یا افقی و لبه‌های دیوار محدود شده باشد.
قطعه دیواری افقی	wall segment, horizontal	قطعه دیواری که در جهت قائم به دو بازشو ویا یک بازشو و یک لبه محدود شده باشد. به **شکل ۲۰-۱** مراجعه شود.
قطعه دیواری قائم	wall segment, vertical	قطعه دیواری که در جهت افقی به دو بازشو ویا یک بازشو و یک لبه محدود شده باشد. دیوار پایه (جرز دیوار) در این گروه جای دارد. به **شکل ۲۰-۱**مراجعه شود.
قلاب لرزه‌ای	seismic hook	قلاب با خم ۱۳۵ درجه ویا بیش‌تر بر روی خاموت‌ها، دورگیرها ویا سنجاقی‌ها، با طول مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر ویا ۷۵ میلی‌متر. قلاب‌های متعلق به دورگیرهای دایره‌ای می‌توانند خم ۹۰ درجه یا بیش‌تر داشته باشند. قلاب‌های لرزه‌ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آن‌ها رو به داخل باشد.
کتیبه برشی	shear cap	بیرون‌زدگی زیر دال که برای افزایش مقاومت برشی دال در نظر گرفته می‌شود.
کتیبه دال	drop panel	بیرون‌زدگی زیر دال بر روی ستون، که برای کاهش آرماتور منفی یا تامین حداقل ضخامت دال ویا افزایش مقاومت برشی دال پیش‌بینی می‌شود.
کرنش کششی خالص	net tensile strain	کرنش کششی متناظر با مقاومت اسمی، بدون کرنش‌های ناشی از وارفتگی، جمع‌شدگی و دما.
کسر ۵ درصد (صدک پنجم)	five percent fractal	اصطلاح آماری به این معنی که با اطمینان ۹۰ درصد، احتمال ۹۵ درصد وجود دارد که مقاومت واقعی از مقاومت اسمی تجاوز کند.
کلاف، بند	tie	عضو بتن‌آرمه تحت کشش.
کلاف‌های لرزه‌ای شالوده	foundation seismic tie	اعضایی که برای اتصال شالوده‌ها به یکدیگر، به منظور آن که آن‌ها به صورت یک واحد عمل نمایند، به کار برده می‌شوند. این اعضا شامل تیرها، دال‌ها و تیر–دال‌های متکی به زمین می‌شوند.
کلید برشی	shear key	بیرون‌زدگی یا فرو رفتگی بتن که در دو قطعه مجاور یکدیگر، چسبیده ویا نچسبیده، پیش‌بینی می‌شود که انتقال برش یا ممانعت از لغزش دو قطعه را بر

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
		روی هم موجب می‌شود. اتصال دیوار حائل به شالوده از نوع چسبیده و محل نشیمن عرشه پل بر روی پایه‌ها از نوع نچسبیده آن می‌باشند.
گره	node	نقطه‌ای در مدل خرپایی (مدل بست و بند) که در آن محورهای بندها، بست‌ها و نیروهای متمرکز، یکدیگر را قطع میکنند.
گره اتصال	joint	بخش مشترک اعضای متقاطع در سازه.
گره میلگرد خم دار	node, curved bar	ناحیه خم میلگرد یا میلگردهای پیوسته که در تعریف یک گره در روش خرپایی (روش بست و بند) به کار می‌رود.
گل‌میخ برشی	headed shear stud reinforcement	گل‌میخ‌های سَردار تکی یا گروهی که در آن‌ها مهار به وسیله سری‌ها در دو انتها، یا یک سری در یک انتها و یک صفحه فولادی مشترک در انتهای دیگر، تامین می‌شود.
گل‌میخ سَردار جوشی	welded headed stud	مهار فولادی جوش شده به یک صفحه فولادی که قبل از بتن‌ریزی تعبیه می‌شود.
گروه مهار	anchor group	تعدادی مهارهای مشابه، با عمق حدودا مساوی و با فاصله s از یکدیگر که سطح تاثیر مشترکی در مقابل بار دارند.
لوله‌های جاگذاری شده	embedments, pipe	لوله‌ها و غلاف‌های جای گذاری شده در بتن.
مدارک ساخت	construction documents	مدارک و نقشه‌های مربوط به محل، طراحی، مصالح و خصوصیات فیزیکی اعضا در یک طرح که برای گرفتن مجوز ساخت لازم هستند.
مدول الاستیسیته، مدول ارتجاعی	modulus of elasticity	نسبت تنش به کرنش در تنش‌های کششی یا فشاری کم‌تر از مقاومت حد تسلیم ماده.
مسیر بار	load path	ترتیب اعضا و اتصالات سازه که برای عبور بار از شروع تا تکیه‌گاه نهایی یا شالوده پیش‌بینی می‌شود.
مقاومت اسمی	strength, nominal	مقاومت عضویا مقطع که طبق ضوابط و فرضیات "روش طرح مقاومت" این مبحث محاسبه شده باشند.
مقاومت بیرون کشیدگی مهار	anchor pullout strength	حداکثر نیرویی که مهار قبل از لغزیدن داخل بتن ویا به بیرون کشیده شدن تحمل می‌کند.
مقاومت تسلیم	yield strength	حداقل مقاومت تسلیم مشخص شده یا حد تسلیم فولاد در کشش که بر طبق ضوابط فصل ۴ تعیین می‌شود.
مقاومت شکست مخروطی بتن	breakout strength, concrete	مقاومت قلوه‌کن شدن بتن در اطراف یک مهار یا گروه مهارها.
مقاومت طراحی	strength, design	مقاومت اسمی ضرب در ضریب کاهش مقاومت ϕ.
مقاومت فشاری مشخصه بتن	concrete strength, specified compressive (f_c')	مقاومت فشاری بتن که در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد و بر اساس ضوابط فصل ۳ ارزیابی می‌شود. ضمناً $\sqrt{f_c'}$ که در روابط این مبحث به کار برده می‌شود، واحد f_c' را دارد.
مقاومت قلوه‌کن شدگی بتن	pry out strength, concrete	مقاومت قلوه‌کن شدن بتن در پشت مهار.
مقاومت کششی شکاف خوردگی	splitting tensile strength (f_{ct})	مقاومت کششی بتن در شکاف خوردگی به صورت دو نیم شدن (آزمایش برزیلی).
مقطع کشش-کنترل	tension-controlled section	مقطعی که در آن کرنش کششی خالص در آخرین ردیف آرماتور کششی در مقاومت اسمی، بزرگ‌تر یا مساوی $\varepsilon_{ty} + 0.003$ باشد.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
مقطع فشار-کنترل	compression-controlled section	مقطعی که در آن کرنش کشـشـی خالص در آخرین ردیف آرماتور کشـشـی در مقاومت اسـمی، کوچک‌تر یا مسـاوی کرنش حد فشـار-کنترل (کرنش تسلیم) باشد.
مقاومت مورد نیاز	strength, required	مقاومت یک عضـویا مقطع جهت مقابله با تلاش‌های داخلی ضـریب‌دار ایجاد شده در عضو.
منطقه B	B-region	بخشی از یک عضو که توزیع کرنش‌های ناشی از خمش در مقطع آن خطی فرض می‌شود.
منطقه D	D-region	بخشی از یک عضو با فاصله‌ای کم‌تر از h از محل ناپیوستگی نیرویا ناپیوستگی هندسی.
منطقه گره‌ای	nodal zone	حجم بتن اطراف یک گره که فرض می‌شـود نیروهای بست‌ها و بندها در روش خرپایی (روش بست و بند) از طریق آن منتقل می‌شوند.
مهار	anchor	قطعه فولادی که در بتن درجا نصب ویا در بتن سخت شده کاشته می‌شود و از آن برای انتقال بارها به بتن استفاده می‌شود.
مهار انبساطی	anchor, expansion	نوعی مهار کاشتنی که در آن انتقال بار از طریق اصطکاک جانبی ویا مقاومت تکیه‌گاهی، ویا هر دو، صورت می‌گیرد.
مهار افقی یا مایل	anchor, horizontal or upwardly inclined	مهاری که به طور افقی ویا مایل به سمت بالا کاشته می‌شود.
مهار پیچی	anchor, screw	مهار پیچی مکانیکی کاشتنی که بار را توسط درگیری بدنه رزوه‌ها با شیارهای ایجاد شده در بتن سخت شده پیرامون حفره ایجاد شده قبلی، منتقل می‌کند.
مهار تعبیه شده	anchor, cast in	پیچ‌های سَردار ، گل‌میخ‌های سَردار و پیچ‌های قلاب‌دار که قبل از ریختن بتن تعبیه می‌شوند.
مهار چسبی	anchor, adhesive	یک مهار کاشتنی که در سوراخی با قطر کم‌تر از ۱/۵ برابر قطر مهار در بتن سخت شده کاشته می‌شود و بارهای وارده به مهار را از طریق چسب به بتن منتقل می‌کند.
مهار زیر چاکی	anchor, undercut	مهار کاشتنی که مقاومت کششی خود را از قفل و بست مکانیکی ایجاد شده در اثر چاک زدن بتن در انتهای جاگذاری خود به دست می‌آورد.
مهار کاشتنی	anchor, post-installed	مهاری که در بتن سخت شده کاشته می‌شود. مهارهای چسبی، انبساطی و زیر چاکی نمونه‌هایی از این نوع هستند.
مواد سیمانی	cementitious materials	موادی که در بتن، ملات یا گروت ارزش سـیمانی (چسـبانندگی) دارند؛ مانند سیمان پرتلند، سیمان‌های هیدرولیکی آمیخته، سیمان انبساطی به تنهایی یا در ترکیب با خاکسـتر بادی، پوزولان‌های طبیعی خام یا کلسـینه، دوده سـیلیسی و سیمان سرباره‌ای.
میلگردهای آجدار سَردار	headed deformed bars	میلگردهای آجدار که سرهایی به یک یا هر دو انتهای آن‌ها متصل می‌شود.
ناپیوستگی	discontinuity	تغییر ناگهانی در هندسه عضویا بارگذاری آن.
ناحیه مفصل پلاستیک	plastic hinge region	ناحیه‌ای از عضو خمشی که در آن میلگردها در بارگذاری زلزله به مقاومت تسلیم می‌رسند. این ناحیه در طولی حداقل برابر h از مقطع بحرانی گسترش دارد.
نسبت آب به مواد سیمانی	water-cementitious materials ratio	نسـبت وزن آب، به جز آب جذب شـده توسـط دانه‌ها، به وزن مواد سـیمانی در مخلوط.
نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طرح	design story drift ratio	تغییرمکان جانبی نسبی طرح طبقه تقسیم بر ارتفاع طبقه.

اصطلاح فارسی	اصطلاح انگلیسی	تعریف اصطلاح
نشیمن	bracket and corbel	دستکی که برای نشیمن انتهای تیر یا دال بر روی ستون یا دیوار پیش‌بینی می‌شود.
نقطه قطع آرماتور	cut-off point	محلی که آرماتور در آن جا قطع می‌شود.
انسجام (یکپارچگی) سازه‌ای	structural integrity	توانایی سازه از طریق مقاومت، نامعینی، شکل‌پذیری و جزییات آرماتور بندی در توزیع مجدد تنش‌ها برای حفظ پایداری کلی سازه، در صورت بروز آسیب‌های محلی یا تنش‌های قابل ملاحظه بیش از حد.

فصل سوم

مشخصات مکانیکی بتن

فصل سوم
مشخصات مکانیکی بتن

متن اصلی

۳-۱ گستره

ضوابط این فصل به مشخصات مکانیکی بتن اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف– بتن معمولی و بتن سبک؛
ب- رده‌بندی بتن؛
پ- مشخصات مکانیکی بتن؛
ت- اثرات درازمدت، جمع‌شدگی و خزش.

۳-۲ بتن معمولی و بتن سبک

۳-۲-۱ بتن معمولی بتنی است با سنگدانه‌های معمولی و با چگالی بین ۲۱۵۰ تا ۲۵۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب. چگالی این بتن در محاسبات ۲۳۰۰ منظور می‌شود.

۳-۲-۲ بتن سبک، بتنی است با سنگدانه‌های معمولی و سبک و با چگالی تعادلی بین ۱۴۰۰ تا ۲۱۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب. چگالی این بتن باید بر اساس نتایج آزمایش تعیین شود، ولی چگالی آن نباید کمتر از ۱۴۰۰ در نظر گرفته شود.

۳-۲-۳ برای منظور کردن مشخصات بتن‌های سبک، برخی از روابط این آیین‌نامه که در آن‌ها از $\sqrt{f'_c}$ استفاده شده است، در ضریب λ مطابق **جدول ۳-۱** ویا **جدول ۳-۲** ضرب می‌گردند. ضریب λ در **جدول ۳-۱** با توجه به ترکیب سنگدانه‌های معمولی و سبک به ترتیب مطابق استانداردهای ملی ۳۰۲ و ۴۹۸۵، یا در **جدول ۳-۲** با توجه به چگالی تعادلی بتن تعیین می‌شود. برای تعریف چگالی تعادلی به تعریف بتن سبک، در **فصل ۲** مراجعه شود.

تفسیر/توضیح

ت ۳-۱ گستره

این فصل به مشخصاتی از بتن اختصاص دارد که در طراحی سازه‌ها مورد نیازاند. مشخصات اجرایی بتن و الزاماتی که در حین ساخت مخصوصا در تامین دوام آن باید رعایت شوند، در جلد دوم آیین‌نامه بتن ایران (ضابطه شماره ۲-۱۲۰) سازمان برنامه و بودجه کشور ارایه شده‌اند.

ت ۳-۲ بتن معمولی و بتن سبک

متن اصلی

جدول ۳-۱ ضریب اصلاح λ با توجه به ترکیب دانه‌ها

بتن	ترکیب دانه‌ها	λ
تمام سبک دانه	ریزدانه و درشت‌دانه: سبک	۰/۷۵
نیمه سبکدانه (۱)	ریزدانه: ترکیب معمولی و سبک درشت‌دانه: سبک	۰/۷۵ تا ۰/۸۵
	ریزدانه: معمولی درشت‌دانه: سبک	۰/۸۵
	ریزدانه: معمولی درشت‌دانه: ترکیب معمولی و سبک	۰/۸۵ تا ۱/۰۰
معمولی	ریزدانه و درشت‌دانه: معمولی	۱/۰۰

(۱) برای بتن‌های نیمه سبکدانه ترکیبی، مقدار λ از درون یابی خطی بین ۰/۷۵ و ۰/۸۵ با توجه به نسبت حجم ریزدانه معمولی به حجم کل ریزدانه و بین ۰/۸۵ تا ۱/۰۰ با توجه به نسبت حجم درشت‌دانه معمولی به حجم کل درشت‌دانه بدست می‌آید.

جدول ۳-۲ ضریب اصلاح λ با توجه به چگالی بتن

چگالی بتن w_c، کیلوگرم بر متر مکعب	λ
≤ 1600	0.75
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00046\ w_c \leq 1.00$
$w_c > 2160$	1.00

۳-۲-۴ مقدار λ برای بتن با چگالی معمولی برابر ۱/۰۰ منظور می‌شود.

۳-۲-۵ در محاسبات طول گیرایی آرماتورها، ضریب λ برای انواع بتن‌های سبک باید برابر با ۰/۷۵ منظور شود.

۳-۳ رده‌بندی بتن

رده‌بندی بتن براساس مقاومت فشاری مشخصه آن صورت می‌گیرد و در این آیین‌نامه به شرح زیر است:

C10 C12 C16 C20 C25 C30 C35 C40 C45 C50 C55 C60 C65 C70

اعداد بعد از C بیان‌گر مقاومت فشاری مشخصه بتن f'_c بر حسب مگاپاسکال می‌باشند. مقاومت فشاری مشخصه بتن در بند ۳-۴-۱ تعریف شده است.

تفسیر/توضیح

ت ۳-۳ رده‌بندی بتن

استفاده از بتن‌های رده‌های بیش‌تر از C50 نیاز به دقت و احتیاط بیش‌تری در ساخت بتن دارد. الزامات بند ۳-۴-۱-۳ باید با جدیت بیش‌تری رعایت شوند.

متن اصلی

۳-۴ مشخصات مکانیکی بتن

۳-۴-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن، f'_c

۳-۴-۱-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن، یا «مقاومت مشخصه بتن» باید بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه بر روی حداقل دو آزمونه استوانه‌ای به قطر۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر یا حداقل سه آزمونه استوانه‌ای به قطر ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر تعیین شود. در صورتی‌که سن دیگری برای آزمایش نمونه‌ها مورد نظر باشد، باید در مدارک ساخت ذکر گردد.

۳-۴-۱-۲ مقاومت مشخصه بتن باید با توجه به ارزیابی و پذیرش آن، طبق ضوابط فصل‌های ۵ و ۸ از جلد دوم آیین‌نامه تعیین شود.

۳-۴-۱-۳ محدودیت‌های «الف» تا «ت» زیر باید در تعیین مقدار f'_c رعایت شوند:

الف- حداقل مقدار برای انواع بتن‌های معمولی و سبک برابر با ۲۰ مگاپاسکال و حداکثر آن ۵۰ مگاپاسکال است.

ب- در ساختمان‌های بلندتر از ۲۰ طبقه از روی شالوده و با پیش‌بینی تدابیر ویژه برای کنترل کیفیت بتن که نشان دهنده تامین چنین مقاومتی در اجرا است، می‌توان حداکثر مقاومت را در بتن‌های معمولی تا ۷۰ مگاپاسکال افزایش داد.

پ- در سازه‌های لرزه‌بَر ویژه، موضوع **فصل ۲۰**، حداقل مقدار f'_c برای بتن‌های معمولی و سبک ۲۵ مگاپاسکال و حداکثر آن برای بتن‌های سبک ۳۵ مگاپاسکال می‌باشد.

ت- در تمام موارد حداقل مقدار f'_c باید طبق ضوابط فصل ۶ از جلد دوم آیین‌نامه (دوام یا پایایی بتن)، تعیین شود.

۳-۴-۲ مدول گسیختگی بتن، f_r

مدول گسیختگی بتن، از رابطه زیر محاسبه می‌شود. f_r بر حسب مگاپاسکال است.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (۱-۳)$$

تفسیر/توضیح

ت ۳-۴ مشخصات مکانیکی بتن

ت ۳-۴-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن، f'_c

ت ۳-۴-۱-۱

ب- اجازه استفاده از بتن با مقاومت بیش‌تر از ۵۰ مگاپاسکال در ساختمان‌های بلند به خاطر کاهش در ابعاد اعضای سازه مخصوصا اعضای فشاری-خمشی آن است. دستیابی به این حدود مقاومت در طرح مخلوط بتن با مشکل چندانی روبرو نیست ولی کنترل آن در ساخت سازه نسبتا دشوار است و نیاز به پیش‌بینی تمهیدات خاص دارد. در این مورد بازرسی و کنترل مداوم الزامی است.

ت ۳-۴-۲ مدول گسیختگی بتن، f_r

متن اصلی

۳-۴-۳ مدول الاستیسیته بتن، E_c

۳-۴-۳-۱ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان:

برای بتن‌های با چگالی، w_c، بین ۱۴۰۰ تا ۲۵۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب از رابطه زیر محاسبه نمود ویا از طریق آزمایش با رعایت ضابطه **بند ۳-۴-۳-۲** بدست آورد:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \qquad (۳-۲)$$

رابطه فوق برای بتن‌های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \qquad (۳-۳)$$

در روابط فوق E_c بر حسب مگاپاسکال است.

۳-۴-۳-۲ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان بر مبنای آزمایش بر روی نمونه‌های ۲۸ روزه بتن یا هر سن دیگری که طراح مشخص کرده باشد، تعیین نمود، به شرط آن که این پارامتر نیز در طرح مخلوط بتن منظور شده و نتایج آزمایش‌های تعیین E_c در مدارک ساخت ارائه شوند.

۳-۴-۴ ضریب پواسون بتن، ν

۳-۴-۴-۱ در بتن معمولی، ضریب پواسون را می‌توان برابر با ۰/۲ فرض نمود، ویا مقدار آن را از طریق آزمایش‌های معتبر به دست آورد.

۳-۴-۴-۲ در بتن‌های سبک، ضریب پواسون باید بر اساس آزمایش تعیین شود.

۳-۴-۵ ضریب انبساط حرارتی بتن

۳-۴-۵-۱ در بتن‌های معمولی، ضریب انبساط حرارتی را می‌توان با توجه به نوع سنگدانه‌ها و با تقریب ۲۰ درصد برابر با 10×10^{-6} بر هر درجه سلسیوس منظور نمود.

تفسیر/توضیح

ت ۳-۴-۳ مدول الاستیسیته بتن، E_c

ت ۳-۴-۳-۱ مدول الاستیسیته بتن بر طبق روابط ارایه شده بخوبی پاسخگوی نیازهای طراحی، مخصوصا برای بتن‌های با مقاومت ۵۰ مگاپاسکال و کمتر، می‌باشد. برای بتن‌های با مقاومت بیش‌تر در بعضی موارد اختلاف بین نتیجه روابط با مشاهدات آزمایشگاهی قدری زیاد است در این موارد می‌توان نتایج آزمایشگاهی را مبنای طراحی قرار داد.

مدول الاستیسیته بر طبق تعریف ASTM شیب خطی است که نقطه صفر منحنی تنش-کرنش بتن را به نقطه ۰/۴ مقاومت بتن متصل می‌کند.

ت ۳-۴-۳-۲ استفاده از مقاومت غیر از ۲۸ روزه بتن برای تعیین مدول الاستیسیته در مواردی که تغییر سختی عضو سازه‌ای اثر نامطلوب در طراحی داشته باشد، مانند حالاتی در طراحی لرزه‌ای، ممکن است لازم شود. مهندس مشاور می‌تواند موارد خاص را تعیین نماید. در این موارد اولا، جزییات برنامه آزمایش و ضوابط پذیرش نتایج آن باید مشخص شوند و در مدارک طرح آورده شوند. انجام این برنامه در یک طرح ممکن است در سنین مختلف لازم شود.

ت ۳-۴-۴ ضریب پواسون بتن، ν

ت ۳-۴-۵ ضریب انبساط حرارتی بتن

متن اصلی

۳-۴-۵-۲ در بتن‌های سبک، ضریب انبساط حرارتی را باید با توجه به نوع بتن سبک از طریق آزمایش به دست آورد.

۳-۵ اثر درازمدت جمع‌شدگی بتن

۳-۵-۱ اثر درازمدت جمع‌شدگی بتن علاوه بر مشخصات بتن به شرایط محیطی سازه و ابعاد عضو مورد نظر بستگی دارد. این اثر با استفاده از روابط این بخش محاسبه می‌شود.

۳-۵-۲ کرنش جمع‌شدگی بتن، $\varepsilon_{cs}(t)$ با استفاده از زیر محاسبه می‌شود.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cse} + \varepsilon_{csd} \qquad (۳-۴)$$

در رابطه فوق، ε_{cse} کرنش جمع‌شدگی شیمیایی درونی بتن و ε_{csd} کرنش جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن بتن در زمان t است. کرنش‌های جمع‌شدگی بتن از **بندهای ۳-۵-۳ تا ۳-۵-۶** بدست می‌آیند. این روابط دارای دقت ۳۰ ± درصد می‌باشند.

۳-۵-۳ کرنش جمع‌شدگی درونی بتن در زمان t از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

(۳-۵)

$$\varepsilon_{cse} = 50 \times 10^{-6}(0.06f'_c - 1.0)(1.0 - e^{-0.1t})$$

در این رابطه، t زمان پس از گیرش بتن بر حسب روز می‌باشد.

۳-۵-۴ کرنش جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن بتن از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\varepsilon_{csd} = k_1 k_4 \varepsilon_{csd,b} \qquad (۳-۶)$$

در این رابطه، k_1 و k_4 ضرایبی هستند که به ترتیب از **بندهای ۳-۵-۵ و ۳-۵-۶** تعیین می‌شوند.

$\varepsilon_{csd,b}$ کرنش مبنای جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن بتن بوده و از رابطه زیر به دست می‌آید.

تفسیر/توضیح

ت ۳-۵اثر درازمدت جمع‌شدگی بتن

ت ۳-۵-۱ منظور از مشخصات بتن در این بند، حداکثر اندازه سنگدانه، نسبت اختلاط آن‌ها، نوع سیمان و مقدار مصرفی آن و غیره می‌باشد. پارامترهای نام برده شده، تاثیر عمده‌ای در مقدار جمع‌شدگی دارد. اثر جمع‌شدگی ایجاد ترک‌های موئین در سطح عضو، و در درازمدت کاهش طول عضو می‌باشد که پیامدهایی نظیر آن‌چه خزش بوجود می‌آورند به همراه دارد. به بخش **ت ۳-۶** مراجعه شود.

متن اصلی

$$\varepsilon_{csd,b} = (1.0 - 0.008f'_c)\varepsilon^*_{csd,b} \quad (۳-۷)$$

در این رابطه $\varepsilon^*_{csd,b}$ کرنش نهایی مبنای جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن بتن بوده و بستگی به جنس سنگدانه‌های مورد استفاده دارد. در صورت نبودن اطلاعات آزمایشگاهی از سنگدانه‌ها، مقدار آن را می‌توان برابر ۰/۰۰۱ فرض نمود.

۳-۵-۵ ضریب k_1 از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$k_1 = \frac{\alpha_1 t^{0.8}}{t^{0.8}+0.15t_h} \quad (۳-۸)$$

در این رابطه ، t زمان برحسب روز و t_h ضخامت فرضی عضوی است که در آن کرنش جمع‌شدگی باید تعیین شود و مقدار آن از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$t_h = \frac{2A_g}{u_e} \quad (۳-۹)$$

در این رابطه، A_g سطح مقطع کل عضو و u_e محیط جانبی در معرض تماس عضو با محیط به علاوه نصف محیط جانبی داخلی هر گونه بازشو یا حفره در مقطع عضو است.

ضریب α_1 از از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\alpha_1 = 0.80 + 1.2e^{-0.005t_h} \quad (۳-۱۰)$$

۳-۵-۶ ضریب k_4 برای بتن در مناطق خشک و کم آب برابر ۰/۷۰، برای محیط‌های داخلی ساختمان‌ها برابر ۰/۶۵، برای مناطق گرمسیر و دور از دریا برابر ۰/۶۰ و برای مناطق با آب و هوای استوایی و دریایی برابر ۰/۵۰ منظور می‌شود.

۳-۵-۷ در **جدول ۳-۳** کرنش جمع‌شدگی نهایی (پس از ۳۰ سال)، ε^*_{cs}، بر اساس **بند ۳-۵-۲** محاسبه شده است.

تفسیر/توضیح

ت ۳-۵-۵ ضریب k_1 نمایشگر اثر سطح تماس مستقیم با محیط اطراف می‌باشد.

ت ۳-۵-۶ ضریب k_4 برای بتن در محیط‌های بیرونی به سه منطقه خشک، نیمه‌خشک (نیمه مرطوب) و مرطوب و محیط درونی ساختمانی متناسب با آن‌ها تقسیم می‌شود. برای محیط‌های خشک (میانگین رطوبت نسبی سالانه ۲۰-۳۵ درصد)، ۰/۷۵ برای محیط‌های نیمه‌خشک (میانگین رطوبت نسبی سالانه ۳۵-۵۰ درصد)، ۰/۶۵ و برای محیط‌های مرطوب (میانگین رطوبت نسبی سالانه بیش از ۵۰ درصد)، ۰/۵۵ می‌باشد. برای قسمت‌های داخلی ساختمان به ترتیب، ۰/۷، ۰/۶۵ و ۰/۶ در نظر گرفته می‌شود.

متن اصلی

۳-۶ اثر درازمدت خزش بتن

تفسیر/توضیح

ت ۳-۶اثر درازمدت خزش بتن

اثر دراز مدت خزش بتن عمدتا کوتاه شدگی طول عضو در اعضای فشاری سازه است. در مواردی که دو عضو فشاری مجاور یکدیگر دارای سختی‌های فشاری نابرابر می‌باشند، تیر یا دال متصل به آن‌ها دچار نشست نابرابر در تکیه‌گاه‌ها می‌شود که ممکن است با ترک‌خوردگی‌هایی یا شکست‌هایی در بتن همراه باشد.

این موضوع مخصوصا در ساختمان‌های بلند حائز اهمیت است. مثال معمولی آن اغلب در تیرهای هم‌بندی که در یک سمت بر روی‌دیوار برشی و در سمت دیگر بر روی ستون تکیه دارند، دیده می‌شود. دیوار برشی که برای مقاومت در برابر زلزله در نظر گرفته شده دارای سختی فشاری به مراتب بیش‌تر از ستون مجاور است و در نتیجه اختلاف نشست در تکیه‌گاه‌های تیر هم‌بند را ایجاد می‌کند.

جدول ۳-۳ کرنش جمع‌شدگی نهایی (پس از ۳۰ سال)

f'_c مگاپاسکال	کرنش نهایی $\varepsilon^*_{cs}(\times 10^{-6})$															
	محیط خشک و کم آب				محیط داخلی بناها				محیط گرم دور از دریا				محیط استوایی و دریایی			
	t_h، میلی‌متر				t_h، میلی‌متر				t_h، میلی‌متر				t_h، میلی‌متر			
	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰
۲۵	۹۹۰	۸۷۰	۷۱۰	۵۵۰	۹۲۰	۸۱۰	۶۶۰	۵۱۰	۸۵۰	۷۵۰	۶۱۰	۴۷۰	۷۲۰	۶۳۰	۵۱۰	۴۰۰
۳۰	۹۵۰	۸۴۰	۶۸۰	۵۳۰	۸۸۰	۷۸۰	۶۴۰	۵۰۰	۸۲۰	۷۲۰	۵۹۰	۴۶۰	۶۹۰	۶۱۰	۵۰۰	۳۹۰
۴۰	۸۹۰	۷۹۰	۶۵۰	۵۱۰	۸۳۰	۷۴۰	۶۱۰	۴۸۰	۷۸۰	۶۹۰	۵۷۰	۴۵۰	۶۶۰	۵۹۰	۴۹۰	۳۹۰
۵۰	۸۳۰	۷۴۰	۶۱۰	۴۹۰	۷۷۰	۶۹۰	۵۸۰	۴۶۰	۷۲۰	۶۵۰	۵۴۰	۴۴۰	۶۲۰	۵۵۰	۴۷۰	۳۸۰
۶۵	۷۳۰	۶۵۰	۵۶۰	۴۶۰	۶۸۰	۶۲۰	۵۳۰	۴۴۰	۶۴۰	۵۸۰	۵۰۰	۴۱۰	۵۶۰	۵۱۰	۴۴۰	۳۷۰
۸۰	۶۳۰	۵۷۰	۵۰۰	۴۲۰	۵۹۰	۵۴۰	۴۸۰	۴۱۰	۵۶۰	۵۲۰	۴۵۰	۳۹۰	۵۰۰	۴۶۰	۴۱۰	۳۶۰
۱۰۰	۴۹۰	۴۶۰	۴۲۰	۳۸۰	۴۸۰	۴۵۰	۴۱۰	۳۷۰	۴۶۰	۴۳۰	۴۰۰	۳۶۰	۴۲۰	۴۰۰	۳۷۰	۳۴۰

متن اصلی

۳-۶-۱ اثر درازمدت خزش بتن علاوه بر میزان بارهای دایمی که به عضو سازه‌ایی وارد می‌شوند، به مشخصات بتن و شرایط محیطی سازه و ابعاد عضو بستگی دارد. این اثر با استفاده از روابط این بخش محاسبه می‌شود.

۳-۶-۲ کرنش ایجاد شده در اثر خزش بتن، ε_{cc}، تحت تنش ثابت و درازمدت f_0 از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\varepsilon_{cc} = \emptyset_{cc} f_0 / E_c \qquad (۱۱-۳)$$

در این رابطه ، E_c مدول الاستیسیته بتن و $\emptyset_{cc}$ ضریب خزش در زمان t می‌باشد که مقدار آن مطابق بند ۳-۶-۳ محاسبه می‌شود.

۳-۶-۳ ضریب خزش در بتن، $\emptyset_{cc}$، در زمان t را می‌توان با استفاده از ضریب خزش مبنا، $\emptyset_{cc,b}$ و با به کارگیری یک مدل ریاضی شناخته شده برای رفتار بتن در خزش به دست آورد. این ضریب را همچنین می‌توان با استفاده از رابطه زیر تعیین کرد.

$$\emptyset_{cc} = k_2 k_3 k_4 k_5 \phi_{c,} \qquad (۱۲-۳)$$

در این رابطه، $\emptyset_{cc,b}$ ضریب کرنش خزش مبنا مطابق بند ۳-۶-۴ و ضرایب k_2، k_3، k_5 و k_4 مطابق بندهای ۳-۶-۵ تا ۳-۶-۸ محاسبه می‌شوند. ضریب ϕ_{cc} در رابطه فوق دارای دقت٪۳۰± می‌باشد و در صورتی‌که عضو در طولانی مدت تحت درجه حرارت ۲۵ درجه سلسیوس یا بیش‌تر قرار گرفته، ویا تنش وارد بر آن از $0.5\, f_c'$ بیش‌تر شود، خطا از مقدار فوق نیز ممکن است تجاوز کند.

۳-۶-۴ ضریب کرنش خزش مبنا، $\emptyset_{cc,b}$، عبارت است از متوسط نسبت کرنش خزش نهایی به کرنش الاستیک. در یک نمونه بتنی که در سن ۲۸ روزه تحت تنش ثابت $0.4 f_c'$ قرار گرفته باشد، این ضریب را می‌توان یا از طریق آزمایش بر روی نمونه‌های مشابه بتنی، ویا از جدول ۳-۴ تعیین نمود.

تفسیر/توضیح

متن اصلی

جدول ۳-۴ ضریب کرنش خزش مبنا

مقاومت فشاری بتن، f'_c، مگاپاسکال	۲۰	۲۵	۳۰	۴۰	۵۰	۶۵	۸۰	۱۰۰
ضریب کرنشی مبنا، $\phi_{cc,b}$	۵/۲	۴/۲	۳/۴	۲/۸	۲/۴	۲/۰	۱/۷	۱/۵

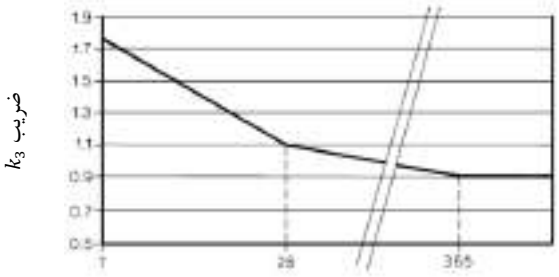
۳-۶-۵ ضریب k_2 از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$k_2 = \frac{\alpha_2 t^{0.8}}{t^{0.8}+0.15t_h} \quad (۱۳-۳)$$

در این رابطه، t زمان برحسب روز بوده و t_h از رابطه (۳-۹) محاسبه می‌شود همچنین ضریب α_2 از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\alpha_2 = 1.0 + 1.12e^{-.008t_h} \quad (۱۴-۳)$$

۳-۶-۶ ضریب k_3 از نمودار شکل ۳-۱ به دست می‌آید.



شکل ۳-۱ ضریب k_3

۳-۶-۷ ضریب k_4 مطابق بند ۳-۵-۶ تعیین می‌شود.

۳-۶-۸ ضریب k_5 برای بتن‌های با مقاومت فشاری مساوی یا کمتر از ۵۰ مگاپاسکال برابر با ۱/۰ و برای بتن‌های با مقاومت فشاری ۵۰ تا ۱۰۰ مگاپاسکال از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$k_5 = (2.0 - \alpha_3) - 0.02(1.0 - \alpha_3)f'_c \quad (۱۵-۳)$$

که در آن مقدار α_3 از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

تفسیر/توضیح

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

$$\alpha_3 = \frac{0.70}{(\alpha_2 k_4)} \quad (۳-۱۶)$$

۳-۶-۹ در **جدول ۳-۵** ضریب کرنش خزش نهایی (پس از ۳۰ سال)، $\emptyset^*_{cc}$، برای بتن‌هایی که از سن ۲۸ روز به بعد بارگذاری شده‌اند، بر اساس **بند ۳-۶-۳** محاسبه شده است.

جدول ۳-۵ کرنش خزش نهایی (پس از ۳۰ سال)، $\emptyset^*_{cc}$، برای بتن‌هایی که پس از سن ۲۸ روز بارگذاری شده‌اند

f'_c مگاپاسکال	کرنش خزش نهایی (ϕ^*_{cc})											
	محیط خشک و کم آب			محیط داخلی بناها			محیط گرم دور از دریا			محیط استوایی و دریایی		
	t_h ، میلی‌متر			t_h ، میلی‌متر			t_h ، میلی‌متر			t_h ، میلی‌متر		
	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰
۲۵	۴/۸۲	۳/۹۰	۳/۲۷	۴/۴۸	۳/۶۲	۳/۰۳	۴/۱۳	۳/۳۴	۲/۸۰	۳/۴۴	۲/۷۸	۲/۳۳
۳۰	۳/۹۰	۳/۱۵	۲/۶۴	۳/۶۲	۲/۹۳	۲/۴۶	۳/۳۴	۲/۷۰	۲/۲۷	۲/۷۹	۲/۲۵	۱/۹۰
۴۰	۳/۲۱	۲/۶۰	۲/۱۸	۲/۹۸	۲/۴۱	۲/۰۲	۲/۷۵	۲/۲۳	۱/۸۷	۲/۳۰	۱/۸۶	۱/۵۶
۵۰	۲/۷۵	۲/۲۳	۱/۸۹	۲/۵۶	۲/۰۷	۱/۷۳	۲/۳۶	۱/۹۱	۱/۶۰	۱/۹۷	۱/۵۹	۱/۳۳
۶۵	۲/۰۷	۱/۷۵	۱/۵۳	۱/۹۵	۱/۶۶	۱/۴۶	۱/۸۴	۱/۵۹	۱/۳۸	۱/۶۱	۱/۳۸	۱/۲۳
۸۰	۱/۵۶	۱/۴۰	۱/۲۹	۱/۵۰	۱/۳۶	۱/۲۵	۱/۴۵	۱/۳۲	۱/۲۲	۱/۳۳	۱/۲۳	۱/۱۴
۱۰۰	۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۱	۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۱	۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۱	۱/۱۵	۱/۱۴	۱/۱۱

فصل چهارم

مشخصات مکانیکی آرماتورها

فصل چهارم
مشخصات مکانیکی آرماتورها

متن اصلی

۴-۱ گستره

ضوابط این فصل به مشخصات مکانیکی آرماتورهای فولادی اختصاص دارد و شامل موارد زیر است:

الف- رده‌بندی آرماتورها؛
ب- طبقه‌بندی آرماتورها به لحاظ روش ساخت و شکل‌پذیری؛
پ- مشخصات مکانیکی آرماتورها؛
ت- محدودیت‌های کاربرد آرماتورها؛
ث- الزامات مربوط به دوام آرماتورها؛
ج- اقلام جاگذاری شده در بتن.

۴-۲ کلیات

۴-۲-۱ آرماتورهای فولادی، طبق استانداردهای ملی ۳۱۳۲ و ۱۱۵۵۸، با عناوین «میلگردها» و «سیم‌ها» نام‌گذاری می‌شوند. میلگردها به آرماتورهای «گرم نوردیده» و سیم‌ها به آرماتورهای «سرد نوردیده یا سرد اصلاح شده» اطلاق می‌گردند. این آرماتورها در انواع ساده و آجدار تولید می‌شوند.

۴-۲-۲ مشخصات عمومی آرماتورها شامل جنس، قطر، نوع آج و غیره در دو استاندارد فوق و به صورت مختصر در جلد دوم این آیین‌نامه ارایه شده‌اند.

۴-۳ رده‌بندی آرماتورها

رده‌بندی آرماتورها بر اساس تنش حد تسلیم مشخصه یا مقاومت تسلیم مشخصه صورت می‌گیرد و در این آیین‌نامه مطابق جدول ۴-۱ است.

تفسیر/توضیح

ت ۴-۱ گستره

این فصل به مشخصاتی از آرماتورهای فولادی اختصاص دارد که در طراحی سازه‌ها مورد نیازاند. مشخصات اجرایی آرماتورها و الزاماتی که باید در حین ساخت رعایت شوند، در جلد دوم آیین‌نامه (نشریه شماره ۲-۱۲۰ سازمان برنامه و بودجه) ارایه شده‌اند.

ت ۴-۲ کلیات

ت ۴-۳ رده‌بندی آرماتورها

متن اصلی

جدول ۴-۱ رده بندی آرماتورها

رده آرماتور	نوع میلگرد یا سیم
S240	میلگرد ساده
S340	میلگرد آجدار (۱)
S350	میلگرد آجدار (۱)
S400	میلگرد آجدار (۱)
S420	میلگرد آجدار (۱)
S500	میلگرد آجدار (۱)
S520	میلگرد آجدار (۱)
S500C	سیم‌های ساده ویا آجدار (۲)

(۱) شکل آج مطابق استاندارد ملی ۳۱۳۲
(۲) شکل آج مطابق استاندارد ملی ۱۱۵۵۸

اعداد بعد از S بیان‌گر تنش حد تسلیم مشخصه یا مقاومت تسلیم مشخصه آرماتورها، f_y، بر حسب مگاپاسکال می‌باشند. مقاومت تسلیم مشخصه در **بند ۴-۶-۱-۱** تعریف شده‌است. در صورتی‌که در فرآیند ساخت تغییراتی در ترکیبات شیمیایی ویا در روش ساخت با اهداف مشخص ایجاد شوند، در سمت راست رده آرماتور، مطابق آن‌چه در **بند ۴-۶-۱-۵** آمده است، یک حرف لاتین اضافه می‌شود. حرف C که برای رده S500C به‌کار برده شده، مطابق استاندارد ملی ۱۱۵۵۸، برای همین منظور است.

۴-۴ طبقه‌بندی آرماتورها با توجه به روش ساخت

آرماتورها از نظر روش ساخت در سه گروه زیر دسته‌بندی می‌شوند:

الف- فولاد گرم نوردیده که مستقیماً از نورد کردن شمش گرم تولید می‌شود، بر اساس استاندارد ملی ۳۱۳۲؛

ب- فولاد سرد نوردیده یا سرد اصلاح شده، که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر پیچاندن، کشیدن، نورد کردن، ویا گذراندن از حدیده، بر روی میلگردهای گرم نوردیده در حالت سرد به دست می‌آید بر اساس استاندارد ملی ۱۱۵۵۸؛

تفسیر/توضیح

ت ۴-۴ طبقه بندی آرماتورها با توجه به روش ساخت

متن اصلی	تفسیر/توضیح
پ- فولاد گرم اصلاح شده یا فولاد ویژه، که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر گرمایش و آب دادن بر روی میلگردهای گرم نوردیده در حالت گرم به دست می‌آید.	
۴-۵ طبقه‌بندی آرماتورها از نظر شکل‌پذیری	**ت ۴-۵ طبقه‌بندی آرماتورها از نظر شکل‌پذیری**
آرماتورهای فولادی از نظر شکل‌پذیری به سه دسته تقسیم می‌شوند:	
الف- فولاد نرم، که منحنی تنش - کرنش آن دارای پله تسلیم مشهود است (S240).	
ب- فولاد نیمه سخت، که منحنی تنش - کرنش آن دارای پله تسلیم بسیار محدود است (S420, S400, S350, S340).	
پ- فولاد سخت، که منحنی تنش - کرنش آن فاقد پله تسلیم است (S520, S500).	
۴-۶ مشخصات مکانیکی آرماتورها	**ت ۴-۶ مشخصات مکانیکی آرماتورها**
۴-۶-۱ ویژگی‌های کششی آرماتورها	**ت ۴-۶-۱ ویژگی‌های کششی آرماتورها**
۴-۶-۱-۱ مقاومت تسلیم مشخصه یا «مقاومت تسلیم»، f_y و مقاومت گسیختگی یا «مقاومت کششی» و نیز کرنش گسیختگی آرماتورها با استفاده از نتایج آزمایش‌های کششی انجام شده بر روی یک نمونه آزمایشی مرکب از ۵ آزمونه، به ازاء هر ۵۰۰ کیلونیوتن وزن و کسری از آن تعیین می‌شود. الزامات مربوط به آزمایش‌ها و نیز بررسی و پذیرش نتایج آن‌ها در فصل ۴ جلد دوم این آیین‌نامه ارایه شده‌اند.	
۴-۶-۱-۲ مقاومت تسلیم f_y باید بر طبق یکی از روش‌های «الف» و «ب» زیر بدست آورده شود:	ت ۴-۶-۱-۲ اکثر آرماتورها در آزمایش کشش پلکان نسبتا مشهود در منحنی تنش- کرنش نشان می‌دهند. تنها آرماتورهای با مقاومت زیاد فاقد این پلکان می‌باشند. روش جابجایی، بنا بر مشاهدات آزمایشگاهی توسط تولیدکنندگان، طی سال‌های متمادی برآورد قابل قبولی از مقاومت تسلیم این آرماتورها نشان می‌دهد.
الف- روش جابجایی: تنش نظیر ۰/۲ درصد کرنش ماندگار،	
ب– روش توقف نیرو: تنش نظیر نقطه‌ای که افزایش نیرو بعد از آن مشاهده نمی‌شود. استفاده از این روش برای آرماتورهایی مجاز است که دارای یک نقطه تسلیم کاملاً واضح و مشخص باشند.	

متن اصلی	تفسیر/توضیح

۴-۶-۱-۳ تنش در آرماتورها، f_s، در کرنش‌های کمتر یا مساوی با کرنش حد تسلیم، ε_y، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \qquad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \qquad (۱-۴)$$

در کرنش‌های بزرگتر از کرنش حد تسلیم، تنش در آرماتورها مستقل از کرنش بوده و مطابق رابطه زیر منظور می‌شود:

$$f_s = f_y \qquad \varepsilon_s > \varepsilon_y \qquad (۲-۴)$$

در این روابط ε_s مقدار کرنش در آرماتورهاست.

۴-۶-۱-۴ ویژگی‌های کششی آرماتورها در هر رده باید مطابق مقادیر **جدول ۴-۲** باشد. همچنین حداقل نسبت مقاومت کششی به مقاومت تسلیم در میلگردها باید ۱/۲۵ و در سیم‌ها ۱/۰۳ باشد.

۴-۶-۱-۵ در آرماتورهایی که مقاومت لازم و نسبت مقاومت کششی به تنش حد تسلیم حداکثر در آن‌ها مطابق با **جدول ۴-۲** به روش خُنک‌کاری و برگشت تحت کنترل (مانند روش تِرمِکس) حاصل می‌شوند، حرف T و برای آرماتورهایی که به روشی غیر از خنک‌کاری و برگشت تحت کنترل تولید می‌شوند، حرف U و در آرماتورهایی که با استفاده از عناصر آلیاژی مقاومت لازم در آن‌ها محقق می‌شوند، حرف A به انتهای رده آرماتور در گواهی‌نامه فنی صادره و نیز در نشانه گذاری روی آرماتور درج می‌شود.

۴-۶-۲ مدول الاستیسیته آرماتورها

ت ۴-۶-۲ مدول الاستیسیته آرماتورها

مدول الاستیسیته E_s برای آرماتورها برابر با ۲۰۰،۰۰۰ مگاپاسکال است.

۴-۶-۳ ضریب انبساط حرارتی آرماتورها

ت ۴-۶-۳ ضریب انبساط حرارتی آرماتورها

ضریب انبساط حرارتی برای تمام آرماتورها برابر با ۱۲×۱۰^{-۶} به ازای هر درجه سانتی گراد است.

جدول ۴-۲ ویژگی‌های کششی آرماتورها (۱)

رده	علامت مشخصه	طبقه‌بندی از نظر شکل رویه	طبقه‌بندی از نظر شکل‌پذیری	مقاومت کششی حداقل، مگاپاسکال	مقاومت تسلیم f_y، مگاپاسکال		کرنش کسیختگی (۲)	
					حداقل	حداکثر	حداقل A_5	حداقل A_{10}
S240	س ۲۴۰	ساده	نرم	۳۶۰	۲۴۰	–	۲۵	۱۸
S340	آج ۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۴۰	–	۱۸	۱۵
S350	آج ۳۵۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۵۰	۴۵۵	۱۷ (۳)	–
S400	آج ۴۰۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۰۰	–	۱۶	۱۲
S420	آج ۴۲۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۲۰	۵۴۵	۱۶ (۳)	–
S500	آج ۵۰۰	آجدار مرکب	سخت	۶۵۰	۵۰۰	–	۱۰	۸
S500C	آج ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	–	۱۲	–
S520	آج ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳	–

(۱) علاوه بر الزامات این جدول باید بنا به مورد الزامات بند ۴-۷-۵ نیز رعایت شود.

(۲) انتخاب یکی از طول‌های آزمون برای تعیین میزان کرنش گسیختگی کافی است. در صورت عدم ذکر طول آزمون، طول حداقل A_5 باید ملاک عمل قرار گیرد. طول‌های A_5 و A_{10} بر طبق استاندارد ملی ۳۱۳۲، به ترتیب برابر با ۵ و ۱۰ برابر قطر آرماتور می‌باشند.

(۳) برای میلگردهایی که قطر اسمی آن‌ها ۳۲ میلی‌متر یا بیش‌تر است، حداقل مقدار کرنش تعریف شده برای A5 ممکن است تا ۲ درصد به ازای هر ۳ میلی‌متر افزایش در قطر، کاهش یابد. حداکثر کاهش از حداقل مقادیر ارائه شده در جدول به ۴ درصد محدود می‌شود.

متن اصلی

۴-۷ محدودیت‌های کاربرد آرماتورها

۴-۷-۱ تمام آرماتورهای طولی و عرضی مصرفی در سازه‌های بتن‌آرمه باید آجدار باشند. استفاده از آرماتورهای ساده فقط در دورپیچ‌ها مجاز است.

۴-۷-۲ مقاومت تسلیم آرماتورهای بکار برده شده در طراحی، در کاربردهای مختلف نباید از مقادیر جدول ۴-۳ برای آرماتورهای آجدار و جدول ۴-۴ برای آرماتورهای ساده تجاوز کنند. همچنین نوع آرماتورها (آجدار یا ساده) باید مطابق این جداول باشند.

۴-۷-۳ شبکه‌های جوش شده از سیم‌های ساده و آجدار باید مطابق استاندارد ملی ۱۱۵۵۸ باشند.

۴-۷-۴ در سیم‌های آجدار، فقط استفاده از قطرهای ۱/۵ تا ۱۶ میلی‌متر مجاز است. در صورت استفاده از سیم‌های آجدار با قطرهای بزرگتر از ۱۶ میلی‌متر، طول‌های مهاری و وصله‌ها با منظور نمودن این سیم‌ها مشابه سیم‌های ساده و با استفاده از بند ۷-۳-۲۱ محاسبه می‌گردند.

تفسیر/توضیح

ت ۴-۷ محدودیت‌های کاربرد آرماتورها

ت ۴-۷-۲ محدودیت حداکثر f_y و f_{yt} به ۴۲۰ مگاپاسکال برای آرماتورها در برش و پیچش بمنظور کنترل عرض ترک‌های مورب زیر اثر بارهای ثقلی در شرایط بهره‌برداری است.

جدول ۴-۳ کاربرد آرماتورهای آجدار طولی و عرضی

کاربرد	محل مورد استفاده	حداکثر مقدار f_y یا f_{yt} مجاز برای کاربرد در محاسبات (مگاپاسکال) (۱)	نوع آرماتور		ملاحظات
			میلگردهای آجدار	سیم‌های آجدار	
خمش، نیروی محوری، حرارت و انقباض	قاب‌ها لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	بند ۴-۷-۵	غیر مجاز	-
	تمام اجزای دیوارهای لرزه‌ای ویژه	۵۵۰			
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
آرماتورهای محصور کننده، ویا آرماتورهای تکیه‌گاهی آرماتورهای طولی	سیستم‌های ویژه لرزه‌ای	۷۰۰			(۲)
	دورپیچ‌ها	۷۰۰			
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
برش	قاب‌ها لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
	تمام اجزای دیوارهای لرزه‌ای ویژه	۵۵۰			
	دورپیچ‌ها	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
	برش اصطکاک	۴۲۰			-
	خاموت‌ها، بست‌ها، تنگ‌ها	۴۲۰			-
پیچش	آرماتورهای طولی و عرضی	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
مهارها	سیستم‌های لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	غیر مجاز	-
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
محل‌هایی که در طراحی آن از روش خرپایی استفاده می‌شود	دورگیرهایی که برای برش استفاده می‌شوند	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
	سایر موارد	۵۵۰			-

(۱) توجه شود اعداد این ستون بیانگر حداکثر مقدار f_y برای هر رده آرماتور است.

(۲) استفاده از شبکه‌های آجدار جوشی نیز مجاز است.

جدول ۴-۴ کاربرد آرماتورهای دورپیچ ساده

کاربرد	محل مورد استفاده	حداکثر مقدار f_y یا f_{yt} مجاز برای کاربرد در محاسبات، مگاپاسکال	شماره رده میلگردها و سیم‌های ساده
محصور کننده بتن یا تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی	دورپیچ‌ها در سیستم‌های لرزه‌ای ویژه	۷۰۰	انواع آرماتورهای گرم و سرد نوردیده که دارای ویژگی‌ها جدول ۳-۴ می‌باشند
	دورپیچ‌ها	۷۰۰	
برش	دورپیچ‌ها	۴۲۰	
پیچش	دورپیچ‌ها	۴۲۰	

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

۴-۷-۵ در آرماتورهای طولی آجدار در قاب‌ها ویژه و دیوارهای لرزه‌ای ویژه و اجزای آن‌ها از جمله دیوار پایه‌ها و تیرهای هم‌بند که تحت اثر لنگر خمشی، نیروی محوری، ویا هر دو به صورت توام قرار می‌گیرند، باید سه شرط «الف» تا «پ» زیر ارضا شوند:

متن اصلی

الف- تنش تسلیم اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه از مقاومت تسلیم در محاسبات، f_y، بیش از ۱۲۵ مگاپاسکال فراتر نرود،

ب- نسبت مقاومت کششی به مقاومت تسلیم اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه از ۱/۲۵ بیش‌تر باشد،

پ- حداقل درصد ازدیاد طول گسیختگی در طول آزمون ۲۰۰ میلی‌متری، برای آرماتورهای به قطر ۱۰ تا ۲۰ میلی‌متر برابر با ۱۴ درصد، برای آرماتورهای به قطر ۲۲ تا ۳۵ میلی‌متر، برابر ۱۲ درصد و برای آرماتورهای به قطر بزرگتر از ۳۵ میلی‌متر تا ۵۷ میلی‌متر، برابر ۱۰ درصد باشد.

۶-۷-۴ استفاده از آرماتورهای با مقاومت تسلیم بیش‌تر از ۵۵۰ مگاپاسکال در قاب‌ها ویژه مجاز نمی‌باشد. در آرماتورهایی که در **جدول ۴-۳** و **جدول ۴-۴** مقاومت تسلیم ۷۰۰ مگاپاسگال اجازه داده شده باید مشخصات استاندارد ASTM A706 رعایت شوند.

۷-۷-۴ در سازه‌ها، استفاده از آرماتورهای S520T تولید شده با روش ترمکس و مشابه آن به شرطی مجاز است که تمام شرایط **جدول ۴-۳** رعایت شده باشد. در سازه‌های شکل‌پذیر ویژه انجام آزمایش‌های لازم در هر پروژه الزامی است.

تفسیر/توضیح

ت ۴-۷-۶ استفاده از آرماتورهای با مقاومت ۵۵۰ مگاپاسکال در اعضای فشاری یا فشاری-خمشی باید با احتیاط صورت گیرد. رسیدن به این مقاومت ممکن است بتن فشاری با ظرفیت کرنشی ۰/۰۰۳ را با شکست روبرو کند. در مواردی‌که از این آرماتور استفاده می‌شود مناسب است که ناحیه پُرتنش با آرماتورهای عرضی محصور شود و حد ظرفیت کرنشی بتن را افزایش دهد. اجازه استفاده از این آرماتورها در سازه‌های مقاوم‌لرزه‌ایی ویژه بر مبنای همین پیش‌فرض قرار دارد.

در **جدول ۴-۳** برای آرماتورهای محصور کننده استفاده از مقاومت ۷۰۰ مگاپاسکال مجاز شناخته شده‌است. این اجازه بخاطر آن است که در وصله‌های جوشی آرماتورهای طولی، جوش باید بصورتی باشد که مقاومت $1.25f_y$ را در خود توسعه دهد. اگر نیروی مورد نیاز در آرماتور طولی به این حد برسد، آرماتورهای محصور کننده باید ظرفیت نگهداری آن‌ها را داشته باشد.

متن اصلی

۴-۸ دوام آرماتورها

۴-۸-۱ دوام در شرایط محیطی معمولی (غیرخورنده)

۴-۸-۱-۱ ضخامت پوشش بتنی روی تمام آرماتورهای طولی و عرضی نباید از مقادیر داده شده در **جدول ۴-۵** کمتر باشد.

۴-۸-۱-۲ برای گروه میلگردها، ضخامت پوشش بتنی روی آن‌ها، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار «الف» و «ب» زیر کمتر باشد:

الف- قطر معادل گروه میلگردها؛

ب- ۷۵ میلی‌متر برای مواردی که بتن بر روی خاک ریخته شده و با آن در تماس دائمی است و ۵۰ میلی‌متر برای مواردی که بتن در تماس با خاک ریخته نشده است.

۴-۸-۱-۳ برای آرماتورهای برشی سَردار، ضخامت پوشش بتنی بر روی سر و صفحه زیر آن‌ها نباید از ضخامت پوشش آرماتورها در عضو کمتر باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۴-۸ دوام آرماتورها

ت ۴-۸-۱ دوام در شرایط محیطی معمولی (غیرخورنده)

جدول ۴-۵ حداقل ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها برای اجزای بتنی

شرایط محیطی سازه بتنی	نوع عضو	آرماتورها	ضخامت پوشش روی آرماتورها، میلی‌متر
بتن در تماس دائم با خاک است.	تمام اعضا	تمام میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا ویا تماس غیر دائم با خاک است.	تمام اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی‌متر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر	۴۰
بتن در تماس با هوا ویا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی‌متر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۴-۸-۲ دوام در شرایط محیطی نامناسب (خورنده)	**ت ۴-۸-۲ دوام در شرایط محیطی نامناسب (خورنده)**
آرماتورها در شرایط محیطی نامناسب (خورنده) مانند محیط‌های دارای یون کلرید، سولفات، کربنات و سایر عوامل، آسیب‌پذیرند و ممکن است دچار فرسودگی و خوردگی شوند. در این شرایط باید تمهیدات خاص به کار برده شوند تا آرماتورها حفظ شوند. جزییات این تمهیدات در فصل ۶ جلد دوم این آیین‌نامه (دوام یا پایایی بتن) ارایه شده‌اند و باید رعایت شوند.	
۴-۸-۳ دوام در برابر آتش	**ت ۴-۸-۳ دوام در برابر آتش**
ضوابط مربوط به دوام و پایایی آرماتورها در برابر آتش در فصل ۲۳ ارایه شده‌اند.	
۴-۹ اقلام جاگذاری شده در بتن	**ت ۴-۹ اقلام جاگذاری شده در بتن**
۴-۹-۱ اقلام جاگذاری شده در بتن نباید بر روی مقاومت سازه ویا دوام در رویارویی با آتش‌سوزی آن اثرات عمده داشته باشند.	
۴-۹-۲ جنس اقلام جاگذاری شده نباید بر روی بتن ویا آرماتورها اثرات نامطلوب بگذارد.	
۴-۹-۳ در صورت استفاده از قطعات آلومینیمی، این قطعات باید دارای پوشش مناسب برای جلوگیری از واکنش بین بتن و آلومینیم یا بتن و فولاد باشند.	
۴-۱۰ آرماتور برشی – گل‌میخ سردار	**ت ۴-۱۰آرماتور برشی – گل‌میخ سردار**
۴-۱۰-۱ مشخصات گل‌میخ‌های سردار در این آیین‌نامه، که به عنوان آرماتور برشی در دال‌های دوطرفه بکار برده می‌شوند، باید مطابق استاندارد ASTM A1044 باشند.	

متن اصلی

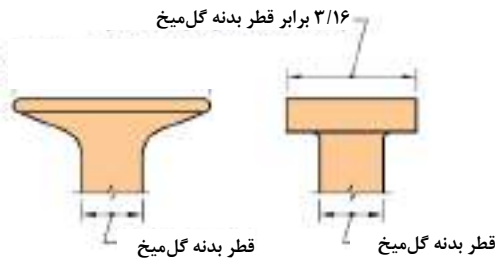
۴-۱۰-۲ بر اساس این استاندارد محدودیت‌های «الف» و «ب» زیر باید رعایت شوند:

الف- مساحت سطح سر گل‌میخ باید حداقل ۱۰ برابر سطح مقطع گل‌میخ باشد،

ب- مقاومت تسلیم مشخصه گل‌میخ باید حداقل ۳۵۰ مگاپاسکال باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۴-۱۰-۲ مشخصات سر گل‌میخ‌ها مانند شکل ۴-۱ است.



شکل ۴-۱ گل‌میخ و حداقل قطر سر آن

فصل پنجم

الزامات سیستم‌های سازه‌ای

فصل پنجم
الزامات سیستم‌های سازه‌ای

متن اصلی

۵-۱ گستره

این فصل به شرح الزاماتی که در بخش اهداف آیین‌نامه، موضوع فصل ۱، در سیستم‌های سازه‌ایی ویا بخش‌هایی از آن‌ها باید رعایت شوند، اختصاص دارد و شامل موارد زیر است:

الف- سیستم‌های سازه‌ای و اجزای آن‌ها؛
ب- کلیات؛
پ- مسیرهای انتقال بار؛
ت- الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای؛
ث- الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای خاص.

۵-۲ سیستم‌های سازه‌ای و اجزای آن‌ها

۵-۲-۱ سیستم‌های سازه‌ای به مجموعه‌ای از اجزای به هم پیوسته سازه‌ای اطلاق می‌شود که به طور مشترک برای عملکرد خاصی طراحی می‌گردند.

۵-۲-۲ اجزای سیستم‌های سازه‌ای شامل یک یا چند مورد از موارد زیر است:

الف- کف‌ها و بام‌ها شامل، دال‌های یک‌طرفه و دوطرفه؛
ب- تیرها و تیرچه‌ها؛
پ- ستون‌ها؛
ت- دیوارها؛
ث- دیافراگم‌ها؛
ج- شالوده‌ها؛
چ- اتصالات و مهارها که برای انتقال بار از یک عضو به دیگری لازم می‌باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۵-۱ گستره

این فصل برای معرفی الزامات سیستم‌های سازه‌ای تدوین شده است. باید توجه داشت ممکن است الزامات سختگیرانه‌تر از ضوابط این آیین‌نامه، برای ساخت و سازهای غیرمتداول یا ساخت و سازهایی با سطح عملکرد بالاتر مطلوب باشد. همواره لازم است آیین‌نامه و تفسیر آن همراه دانش، تجربه، فهم و قضاوت مهندسی بکار گرفته شود.

ت ۵-۲ سیستم‌های سازه‌ای و اجزای آن‌ها

ت ۵-۲-۲ در سال‌های اخیر، طراحی بتن سازه‌ای از طراحی اعضای منفرد به طراحی سازه به عنوان یک سیستم کامل، تکامل یافته است. یک سیستم سازه‌ای متشکل از اعضای سازه، مفاصل و اتصالات است که هر یک نقش یا عملکرد خاصی دارند. یک عضو سازه ممکن است به یک یا چند سیستم سازه‌ای متعلق باشد که در هر سیستم نقش متفاوتی را ایفا می‌کند و باید تمام جزییات الزامات سیستم‌های سازه‌ای که بخشی از آنهاست را برآورده کند. مفاصل و اتصالات بخش‌های مشترک اعضای متقاطع، یا قطعاتی هستند که برای اتصال یک عضو به عضو دیگر استفاده می‌شود، اما تمایز بین اعضا، مفاصل و اتصالات می‌تواند به نحوه ایده‌آل‌سازی سازه بستگی داشته باشد. در کل این فصل، اصطلاح «اعضا» اغلب به «اعضای سازه‌ای، مفاصل و اتصالات» اشاره دارد.

متن اصلی

۵-۲-۳ طراحی اجزا در سیستم‌های سازه‌ای باید بر اساس ضوابط **فصل‌های ۹** تا **۱۸** و **فصل ۲۰** صورت گیرد.

۵-۳ کلیات

۵-۳-۱ مشخصات بتن و آرماتور در سیستم‌های سازه‌ای باید بر طبق ضوابط **فصل‌های ۳** و **۴** انتخاب شوند.

۵-۳-۲ بارها و ترکیب‌های آن‌ها باید بر طبق ضوابط **فصل ۷** در نظر گرفته شوند.

۵-۴ مسیرهای انتقال بار

سیستم‌های سازه‌ای باید طوری تنظیم و طراحی شوند که بارهای ضریب‌دار را در ترکیب‌های مورد نظر در **فصل ۷**، بدون تجاوز از مقاومت طراحی مربوط عضو، از طریق یک یا چند مسیر پیوسته تا تکیه‌گاه‌ها هدایت کنند.

تفسیر/توضیح

اگرچه این آیین‌نامه با فرض اینکه یک سیستم سازه‌ای، از این اعضا تشکیل شده، تدوین گردیده‌است، اما امکان استفاده از ترکیبات جایگزین بسیاری امکان پذیر است. زیرا از همه انواع اعضای سازه‌ای در همه سیستم‌های سازه‌ای ساختمانی استفاده نمی‌شود. انتخاب اعضای مورد استفاده در یک پروژه خاص و نقشی که این نوع اعضا بعهده خواهند داشت، توسط مهندس مشاور مطابق با الزامات آیین‌نامه تعیین می‌شود.

۵-۲-۳ در هر فصل مرتبط با اعضای سازه‌ای، الزامات ارایه شده، از توالی و گستره کلی و مشابهی تبعیت می‌کنند که شامل؛ الزامات عمومی، محدودیت‌های طراحی، مقاومت مورد نیاز، مقاومت طراحی، محدودیت‌های آرماتور، جزییات آرماتورگذاری و سایر الزامات منحصر به آن نوع عضو، می‌باشند.

ت ۵-۳ کلیات

ت ۵-۳-۲ مفاد **فصل ۷** بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان است. بارهای طراحی عموما شامل بارهای مرده، بارهای زنده، بار برف، بار باد، اثرات زلزله، اثرات پیش‌تنیدگی، بارهای جرثقیل، لرزش، ضربه، انقباض، تغییرات دما، خزش، انبساط و بارهای ناشی از نشست ناهمگون تکیه‌گاهی می‌باشد ولی منحصر به آن‌ها نیستند. سایر بارهای خاصِ پروژه، توسط مهندس مشاور مشخص می‌شود.

ت ۵-۴ مسیرهای انتقال بار

طراحی باید منجر به اعضا و اتصالاتی شود که مقاومت طراحی آن‌ها بیش‌تر از مقاومت مورد نیاز برای انتقال بارها در طول مسیر انتقال بار باشد. ممکن است لازم باشد که مهندس مشاور یک یا چند مسیر جایگزین را بررسی کند تا بتواند پیوندهای ضعیف را در توالی اعضایی که هر یک از مسیرهای انتقال بار را تشکیل می‌دهند، شناسایی کند.

متن اصلی

۵-۵ الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای

۵-۵-۱ تحلیل سیستم‌ها

۵-۵-۱-۱ روش‌های تحلیل سیستم‌ها باید تعادل نیروها و سازگاری تغییرشکل‌ها را تأمین نمایند.

۵-۵-۱-۲ روش‌های ارائه شده در فصل ۶ برای تحلیل قابل قبول تلقی می‌شوند.

۵-۵-۲ مقاومت سیستم‌ها

مقاومت سیستم‌ها در صورتی قابل قبول تلقی می‌شود که اجزای آن دارای مقاومت کافی مطابق ضوابط فصل‌های مرتبط در این آیین‌نامه باشند.

۵-۵-۳ عملکرد سیستم‌ها در شرایط بارگذاری بهره‌برداری

عملکرد سیستم‌ها در شرایط بهره‌برداری، در صورتی قابل قبول تلقی می‌شود که عملکرد هر یک از اجزای آن، مطابق ضوابط فصل‌های مرتبط در این آیین‌نامه قابل قبول باشد.

۵-۵-۴ دوام یا پایایی

۵-۵-۴-۱ برای تامین دوام بتن در سیستم‌ها، لازم است ضوابط فصل ۶ جلد دوم این آیین‌نامه در اجزای آن‌ها رعایت شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۵-۵ الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای

ت ۵-۵-۱ تحلیل سیستم‌ها

ت ۵-۵-۱-۱ نقش روش‌های تحلیل، تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های سیستم سازه‌ای برای کنترل مقاومت، پایداری، سازگاری و قابلیت بهره‌برداری در آن می‌باشد. استفاده از رایانه در مهندسی سازه، انجام تجزیه و تحلیل سازه‌های پیچیده را عملی ساخته است. در این آیین‌نامه لازم است که روش تحلیلی استفاده شده، از اصول اساسی تعادل و سازگاری تغییرشکل‌ها پیروی کند. تعدادی از روش‌های تحلیلی که برای مناطق دارای ناپیوستگی مورد نیاز است، در فصل ۶ ارائه شده است.

ت ۵-۵-۲ مقاومت سیستم‌ها

مقاومت مقاطع اعضای سازه‌ای در برابر نیروهای مختلف در فصل ۸ و سایر الزامات مورد نیاز آیین‌نامه در فصل‌های دیگر ارایه شده‌اند.

ت ۵-۵-۳ عملکرد سیستم‌ها در شرایط بارگذاری بهره‌برداری

قابلیت بهره‌برداری به توانایی سیستم سازه‌ای یا عضو سازه‌ای برای ارائه رفتار و عملکرد مناسب هنگام اعمال نیروهای موثر بر سیستم اطلاق می‌شود. رعایت الزامات بهره‌برداری، مشکلاتی از قبیل تغییرشکل و ترک‌خوردگی را حل می‌کند.

ت ۵-۵-۴ دوام یا پایایی

ت ۵-۵-۴-۱ محیطی که سازه در آن ساخته خواهد شد، باید در انتخاب مواد و جزییات طراحی در نظرگرفته شود تا احتمال تخریب زودرس سازه ناشی از اثرات محیطی به حداقل برسد. دوام یک سازه نیز متاثر از نکات پیشگیرانه است که در طرح و اجرای آن دیده شده‌است.

فصل ششم جلد دوم این آیین‌نامه الزاماتی را برای محافظت از بتن در برابر عوامل اصلی مخرب محیطی ارائه می‌دهد.

متن اصلی

۵-۵-۴-۲ برای تامین دوام آرماتورها در سیستم ها، لازم است ضوابط فصل ۴ این جلد آیین‌نامه در اجزای آن‌ها رعایت شوند.

۵-۵-۵ انسجام یا یکپارچگی

جزییات آرماتورگذاری و اتصالات بین اجزای سیستم باید به نحوی تنظیم شوند که تمام اجزا به یکدیگر به طور موثر متصل شده و یکپارچگی کلی سیستم تأمین گردد. برای این منظور رعایت ضوابط بندهای «الف» تا «ث» زیر، به عنوان حداقل‌ها، الزامی است.

الف- در دال‌های یک‌طرفه با سیستم تیرچه‌ای: بخش ۹-۸،

ب- در دال‌های دوطرفه: بند ۱۰-۷-۳-۶،

پ- در دال‌های دوطرفه با سیستم تیرچه‌ای: بند ۱۰-۸-۱-۶،

ت- در تیرهای درجا ریخته شده: بند ۱۱-۶-۶،

ث- در اتصالات قطعات پیش‌ساخته: بند ۱۷-۵-۱-۸ .

۵-۵-۶ ماندگاری

ماندگاری سیستم‌ها با رعایت الزامات این آیین‌نامه برای مقاومت، قابلیت بهره‌برداری و دوام در حد متعارف، تامین می‌شود. در صورت نیاز به ماندگاری بیش‌تر، می‌توان الزامات دیگری را در طراحی منظور داشت، به هر حال باید الزامات این آیین‌نامه به عنوان حداقل‌ها حفظ شوند.

۵-۵-۷ مقاومت در برابر آتش

۵-۵-۷-۱ در طراحی اجزای سیستم‌ها باید ضوابط حفاظت در برابر آتش، مطابق الزامات فصل ۲۳ این آیین‌نامه و نیز الزامات مبحث سوم مقررات ملی ساختمان، رعایت شوند.

۵-۵-۷-۲ در مواردی که ضوابط فصل ۲۳ منظور نمودن ضخامت بیش‌تری را برای پوشش بتنی روی میلگردها در مقایسه با ضوابط فصل ۴ الزامی می‌دارد، ضخامت پوشش بیش‌تر باید رعایت گردد.

تفسیر/توضیح

ت ۵-۵-۵ انسجام یا یکپارچگی

هدف از الزامات انسجام سازه این است که از طریق جزییات آرماتوربندی و اتصالات، درجه نامعینی و شکل‌پذیری را بهبود بخشد تا در صورت صدمه به یک عضو اصلی یا بارگذاری غیر عادی، آسیب ناشی از آن به صورت محلی نمایان شود و احتمال حفظ ثبات کلی سازه، بالاتر باشد.

الزامات انسجام در بخش‌های مربوط به هر یک از اعضا سازه‌ای، ذکر شده است.

اعضای سازه‌ای و اتصالات آن‌ها که در این بخش به آن‌ها اشاره می‌شود، فقط شامل انواع اعضایی است که نیازهای خاصی برای یکپارچگی سازه‌ای دارند. علیرغم این، جزییات مورد نیاز برای یکپارچگی سازه‌ای سایر انواع اعضا، به طور غیرمستقیم ذکر شده است.

ت ۵-۵-۶ ماندگاری

مقررات این آیین‌نامه برای مقاومت، بهره‌برداری و دوام، حداقل شرایط لازم برای دستیابی به یک سازه بتنی ایمن و با دوام است. این آیین‌نامه به مالک یا مهندس مشاور اجازه می‌دهد الزاماتی را بالاتر از حداقل‌های مجاز در این آیین‌نامه مشخص کند. این الزامات اختیاری می‌توانند شامل مقاومت بیش‌تر، تغییرشکل‌های محدودتر، دوامِ افزایش‌یافته و مقررات سختگیرانه‌تر پایداری باشد.

ت ۵-۵-۷ مقاومت در برابر آتش

ت ۵-۵-۷-۱ افزایش جمعیت در شهرها و تراکم ساختمان‌های بیش‌تر در آن‌ها موضوع خطر آتش‌سوزی را افزایش داده‌است. بر این اساس طراحی ساختمان‌ها در رویارویی با آتش الزامی شده‌است. در فصل ۲۳ جزییات لازم برای سازه‌های بتن‌آرمه ارایه شده‌اند.

متن اصلی

۵-۶ الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای خاص

۵-۶-۱ سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای

۵-۶-۱-۱ سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای باید طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انتخاب شوند.

۵-۶-۱-۲ در سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای با شکل‌پذیری متوسط یا زیاد، باید ضوابط **فصل ۲۰**، علاوه بر ضوابط مربوط در سایر فصل‌ها، رعایت شوند. در این رابطه ضوابط **فصل ۲۰** مقدم هستند.

۵-۶-۱-۳ اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای محسوب نمی‌شوند، باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

الف- اثرات این اعضا در پاسخ سیستم مقاوم لرزه‌ای طبق ضوابط **فصل ۲۰** منظور شده و در طراحی رعایت شوند.

ب- در طراحی این اعضا باید ضوابط مربوط در **فصل ۲۰** رعایت گردند و اثرات خسارت‌های احتمالی این اعضا نیز بررسی شوند.

۵-۶-۱-۴ اثرات اعضای غیر سازه‌ای در پاسخ سیستم مقاوم لرزه‌ای طبق ضوابط **فصل ۲۰** منظور شده و در طراحی رعایت گردند. اثرات خسارت‌های احتمالی به این اعضا نیز باید بررسی شوند.

۵-۶-۲ سیستم‌های بتنی پیش‌ساخته

۵-۶-۲-۱ الزامات طراحی اعضای پیش‌ساخته و اتصالات آن‌ها همراه با جزییات مربوط، موضوع نشریه شماره ۳۸۸ سازمان برنامه و بودجه، که باید رعایت شوند. آن چه در این بخش آورده شده، ضوابط مربوط به بعضی جزییات هستند که در صورت استفاده از قطعات پیش‌ساخته در سیستم‌های سازه‌ای باید رعایت شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۵-۶ الزامات طراحی سیستم‌های سازه‌ای خاص

ت ۵-۶-۱ سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای

این بخش شامل الزاماتی است که مربوط به نوع خاصی از ساخت و ساز می‌باشد. الزامات اضافی مربوط به این اعضا در نشریه با آن نوع ساخت و ساز ارایه شده که باید رعایت گردند.

ت ۵-۶-۱-۳ اعضای سازه‌ای که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله در نظر گرفته نمی‌شوند، لازم است که برای سازگاری تغییرمکان نسبی و نیروهایی که در اثر واکنش ساختمان به زمین لرزه ایجاد می‌شوند، طراحی شوند.

ت ۵-۶-۱-۴ اگرچه طراحی عناصر غیر سازه‌ای برای اثرات زلزله در گستره این آیین‌نامه نیست، اما لازم است تأثیرات منفی بالقوه عناصر غیرسازه‌ای بر رفتار سازه‌ای درنظر گرفته شود. اندرکنش عناصر غیر سازه‌ای با سیستم سازه‌ای- به عنوان مثال، اثر ستون کوتاه- منجر به خرابی اعضای سازه و فروپاشی برخی از سازه ها در هنگام زلزله در گذشته شده بود.

ت ۵-۶-۲ سیستم‌های بتنی پیش‌ساخته

ت ۵-۶-۲-۱ تمام الزامات موجود در این آیین‌نامه در مورد سیستم‌ها و اعضای پیش‌ساخته اعمال می‌شوند، مگر اینکه به طور خاص از این امر مستثنی شده باشند. علاوه بر این، برخی از الزامات به طور خاص در بتن پیش‌ساخته اعمال می‌شود. این قسمت شامل الزامات خاصی برای سیستم‌های پیش‌ساخته است. همچنین

متن اصلی

۵-۶-۲-۲ در سیستم‌هایی که از قطعات پیش‌ساخته استفاده می‌شود، نیروها و تغییرشکل‌های ایجاد شده در اتصالات و در مجاورت آن‌ها در قطعات باید در طراحی منظور شوند.

۵-۶-۲-۳ در سیستم‌هایی که نیروهای داخل صفحه‌ای باید بین قطعات پیش‌ساخته کف‌ها ویا دیوارها منتقل شوند، ضوابط زیر باید رعایت شوند:

الف- مسیرهای بارهای داخل صفحه‌ای باید هم در قطعات و هم در اتصالات بین آن‌ها پیوسته بوده و در طراحی منظور شوند.

ب- در مواردی که نیروهای انتقالی کششی هستند، باید مسیر بار به وسیله آرماتورها ویا پروفیل‌های فولادی، با ویا بدون وصله کاری، تأمین شود.

پ- توزیع نیروهای عمود بر صفحه در قطعات پیش‌ساخته باید با استفاده از روش‌های تحلیلی شناخته شده، ویا با انجام آزمایش تعیین گردد.

تفسیر/توضیح

قسمت‌های دیگر این آیین‌نامه، الزامات خاصی مانند پوشش بتنی مورد نیاز را برای سیستم‌های پیش‌ساخته ارائه می‌دهد.

سیستم‌های پیش‌ساخته با سیستم‌های یکپارچه از نظر نوع مهار در تکیه گاه‌ها، محل قرارگیری تکیه‌گاه‌ها و تنش‌های وارده در بدنه عضو در هنگام ساخت، انبار کردن، حمل و نقل، نصب و پیکربندی نهایی به هم پیوسته، متفاوت هستند. در نتیجه، نیروهای طراحی عضو در نظر گرفته شده ممکن است از نظر اندازه و جهت، با مقاطع مختلف بحرانی در مراحل مختلف ساخت متفاوت باشند. به عنوان مثال، یک عضو خمشی پیش‌ساخته ممکن است برای اثرات بار مرده قبل از نصب، دارای تکیه‌گاه ساده باشد و ممکن است به دلیل انسجام ایجاد شده توسط اتصالات پس از نصب، عضوی ممتد و یکسره برای اثرات بار زنده یا محیطی باشد.

ت ۵-۶-۲-۳

پ- بارهای متمرکز و خطی را می‌توان بین اعضا توزیع کرد به شرط آنکه اعضا از سختی پیچشی کافی برخوردار باشند و برش از طریق اتصالات منتقل شود. اعضای دارای سخت پیچشی مانند دال‌های توخالی یا صلب، توزیع بار بهتری نسبت به اعضای انعطاف‌پذیر پیچشی مانند مقاطع T شکل دوتایی با بال‌های نازک فراهم می‌کنند. توزیع واقعی بار به عوامل زیادی بستگی دارد که در دهانه های بزرگ می‌توانند تغییرات قابل توجهی در توزیع نیروها ایجاد کنند.

متن اصلی

۵-۶-۳ سیستم‌های مرکب

۵-۶-۳-۱ سیستم‌های مرکب بتنی

۵-۶-۳-۱-۱ تمام اعضای مرکب باید برای همه مراحل بحرانی بارگذاری طراحی شوند. اعضا باید به گونه‌ای طراحی شوند که تمام بارهایی را که قبل از توسعه کامل مقاومت طراحی به آن‌ها وارد می‌شوند، تحمل نمایند.

۵-۶-۳-۱-۲ در هر یک از قطعات باید آرماتورهای کافی برای جلوگیری از گسترش ترک‌خوردگی و نیز برای جلوگیری از لغزش دو قطعه بر روی یکدیگرپیش‌بینی شوند.

۵-۶-۳-۲ سیستم‌های مرکب بتنی- فولادی

در طراحی سیستم‌های مرکب بتنی- فولادی، باید ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان رعایت شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۵-۶-۳ سیستم‌های مرکب

ت ۵-۶-۳-۱ سیستم‌های مرکب بتنی

این بند مربوط به اعضای سازه‌ای بتنی است که با بتن درجا در زمان‌های مختلف ساخته می‌شوند و پس از عمل‌آوری بتن در آخرین مرحله باید به‌صورت یک عضو، مشترکا بارهای وارده را تحمل نمایند.

این اعضا مشمول تمام الزامات این آیین‌نامه می‌شوند، مگر آن‌که مشخصا مستثنی شده‌باشند. در این آیین‌نامه برخی الزمات اضافی برای اعضای مرکب تحت خمش توصیه شده است.

۵-۶-۳-۲ سیستم‌های مرکب بتنی- فولادی

در اعضای مرکب بتنی – فولادی، گل‌میخ‌های انتقال دهنده برش افقی بین قطعات درجا ریخته شده در زمان‌های مختلف نقش اساسی بر عهده دارند. مشخصات مکانیکی گل‌میخ‌ها در ادبیات سازه‌های فولادی آورده می‌شود. در این آیین‌نامه به ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ارجاع داده شده است.

فصل ششم

تحلیل سیستم‌ها

فصل ششم
تحلیل سیستم‌ها

متن اصلی

۶-۱ گستره

ضوابط این فصل به اصول کلی تحلیل سازه‌ها اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- روش‌های تحلیل؛
ب- مدل‌سازی اعضا در سیستم‌های سازه‌ایی؛
پ- اثرات بارها.

۶-۲ کلیات

۶-۲-۱ روش‌های تحلیل

۶-۲-۱-۱ روش‌های مجاز تحلیل در این آیین‌نامه شامل بندهای «الف» تا «ث»، به صورت زیراند:

الف– تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول مطابق بند ۶-۵؛

تفسیر/توضیح

ت ۶-۱ گستره

ضوابط این فصل در تحلیل اعضا برای تعیین اثرات بار در طراحی اعمال می‌شود. این ضوابط شامل موارد زیراند:

بخش ۶-۲ - الزامات عمومی قابل استفاده برای تمام مراحل تحلیل؛

بخش ۶-۳ - فرضیات مدل‌سازی مورد استفاده در ایجاد مدل تحلیلی؛

بخش ۶- ۴ - نحوه چیدمان بارهای زنده‌ای که در تحلیل در نظر گرفته می‌شوند؛

بخش ۶-۵ - الزامات تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول؛

بخش ۶-۶ - الزامات تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم؛

بخش ۶-۷ - الزامات تحلیل غیر الاستیک؛

بخش ۶-۸ -الزامات استفاده از تحلیل به روش اجزای محدود؛

بخش ۶-۹ - بررسی یک روش تحلیل تقریبی برای تیرهای ممتد (پیوسته) و دال‌های یک‌طرفه که می‌تواند به جای تحلیل‌های دقیق، در شرایط تعیین شده، مورد استفاده قرار گیرند.

ت ۶-۲ کلیات

ت ۶-۲-۱ روش‌های تحلیل

ت ۶-۲-۱-۱

الف- تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول با استفاده از هندسه تغییرشکل نیافته سازه، معادلات تعادل را اقناع می‌کند. اثرات ترک‌خوردگی مقاطع و خزش با ضرایب ترک‌خوردگی در محاسبات ملحوظ می‌شود. وقتی که تنها نتایج تحلیل مرتبه اول در نظر گرفته

متن اصلی

ب– تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم مطابق **بند ۶-۶**؛

پ– تحلیل غیرالاستیک مطابق **بند ۶-۷**؛

ت- تحلیل به روش اجزای محدود مطابق **بند ۶-۸**؛

ث– تحلیل‌های تقریبی برای تیرها و دال‌های یک‌طرفه ممتد (پیوسته) تحت اثر بارهای قائم، مطابق **بند ۶-۹**.

۶-۲-۱-۲ روش‌های خاص مجاز دیگر شامل بندهای «الف» تا «ث» زیراند:

الف– در دال‌های دوطرفه برای بارهای ثقلی:

۱- روش طراحی مستقیم مطابق **بخش ۱۰-۹**؛

۲- روش طراحی قاب معادل مطابق **بخش ۱۰-۱۰**؛

۳- روش طراحی پلاستیک مطابق **بخش ۱۰-۱۱**؛

۴- روش طراحی ضرایب لنگر خمشی مطابق **بخش ۱۰-۱۲**.

ب– در دیوارهای لاغر برای تعیین اثرات بارهای خارج از صفحه مطابق **بند ۱۳-۸**؛

تفسیر/توضیح

شود، اثرات لاغری لحاظ نشده است. به دلیل اینکه این اثرات می‌توانند دارای اهمیت باشند، در **بخش ۶-۵** نحوه محاسبه اثرات لاغری برای عضو ($P\delta$) و برای کل سازه ($P\Delta$) با استفاده از نتایج تحلیل مرتبه اول ارایه شده است.

ب- تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم معادلات تعادل را با استفاده از هندسه تغییرشکل یافته سازه اقناع می‌کند. اگر تحلیل مرتبه دوم از گره‌هایی در طول عضو فشاری استفاده کند، اثرات لاغری به دلیل تغییرشکل‌های جانبی در طول عضو و همچنین تغییرمکان جانبی کل سازه را محاسبه می‌کند. اگر تحلیل مرتبه دوم فقط از گره‌های موجود در نقاط تقاطع اعضا استفاده کند، در این صورت اثرات تغییرمکان جانبی برای کل سازه را محاسبه کرده و از اثرات لاغری عضو ($P\delta$) صرفنظر می‌کند. در این حالت برای تعیین اثرات لاغری عضو از روش تشدید لنگرها استفاده می‌شود. لازم است در تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم اثرات ترک‌خوردگی و خزش ملحوظ شوند.

پ- تحلیل غیرالاستیک، که:

۱- پاسخ غیرخطی تنش-کرنش مصالح مورد استفاده در سازه را نشان می‌دهد؛

۲- سازگاری تغییرشکل‌ها را اقناع می‌کند؛

۳- تعادل در پیکربندی تغییرشکل نیافته برای تحلیل مرتبه اول یا تعادل در پیکربندی تغییرشکل یافته برای تحلیل مرتبه دوم را اقناع می‌کند.

متن اصلی

پ– در دیافراگم‌ها برای تعیین اثرات بارهای داخل صفحه مطابق **بند ۱۴-۴-۲**؛

ت– در یک عضو یا یک ناحیه از سازه، روش تحلیل با مدل خرپایی مطابق **فصل ۲۲**؛

ث- اثرات ناشی از لاغری در اعضای تحت فشار و خمش مطابق **بند ۶-۵-۴**.

۶-۲-۲ اثرات لاغری

۶-۲-۲-۱ اثرات لاغری مطابق ضوابط این فصل در نظر گرفته می‌شوند. در موارد زیر می‌توان از این اثرات صرف نظر نمود:

الف- در ستون‌های مهار نشده به شرط برقراری رابطه زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \qquad (۱-۶)$$

ب- در ستون‌های مهار شده به شرط برقراری رابطه زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \leq \min\left\{34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right), 40\right\} \qquad (۲-۶)$$

در رابطه **(۶-۲)**، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ برای ستون‌هایی که دارای یک انحنا در یک جهت هستند، منفی و برای ستون‌هایی که دارای انحنا در دو جهت هستند، مثبت در نظر گرفته می‌شود.

در مواردی که جمع سختی تمام اعضای مهاری که از حرکت جانبی طبقه جلوگیری می‌کنند، حداقل ۱۲ برابر سختی کل ستون‌های طبقه در آن امتداد باشد، اجازه داده می‌شود که آن ستون‌ها را مهار شده در نظر گرفت.

۶-۲-۲-۲ شعاع ژیراسیون، r، را می‌توان از یکی از روش‌های «الف» تا «پ» زیر محاسبه نمود:

الف- با استفاده از رابطه زیر:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \qquad (۳-۶)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مستطیل، در هر امتداد برابر با ۰/۳۰ بعد مقطع ستون در آن امتداد،

تفسیر/توضیح

ت ۶-۲-۲ اثرات لاغری

۶-۲-۲-۱ از اثرات مرتبه دوم در بسیاری از سازه‌ها می‌توان صرف‌نظر کرد. در این شرایط، نیازی به در نظرگرفتن اثرات لاغری نمی‌باشد و اعضای فشاری نظیر ستون‌ها، دیوارها و مهاربندها می‌توانند براساس نیروهای تعیین شده از تحلیل مرتبه اول طراحی شوند. از اثرات لاغری می‌توان هم در سیستم‌های مهاربندی و هم فاقد مهاربندی بسته به نسبت لاغری اعضا $(\frac{kl_u}{r})$ صرف نظر کرد.

نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ در صورتی‌که انحنا در یک جهت باشد، منفی و در صورتی‌که انحنا در دو جهت باشد، مثبت در نظر گرفته می‌شود.

شکل ۶-۱ به منظور تخمین ضریب طول موثر k برای طراحی اولیه ارایه شده است که ضریب طول موثر k برای ستون‌های دارای مقطع ثابت در قاب‌های چند دهانه را به صورت گرافیکی تعیین می‌کند.

رابطه (۶-۲) با فرض قابل قبول بودن ۵ درصد افزایش در لنگرهای ناشی از لاغری بدست آورده شده است.

سختی اعضای مهاری بر مبنای جهت‌های اصلی قاب مربوط محاسبه می‌شود. این اعضای مهاری در سازه های متعارف شامل دیوار سازه‌ای یا مهاربند می‌باشند. پاسخ پیچشی ناشی از خروج از مرکزیت در سیستم مقاوم در برابر بار جانبی می‌تواند باعث افزایش اثرات مرتبه دوم شود و باید در نظر گرفته شود.

ضریب طول موثر در نموگرام **شکل ۶-۱ بند ۶-۵-۴-۲-۴**، ارایه شده‌است.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
پ- در ستون‌های با مقطع دایره، برابر با ۰/۲۵ قطر مقطع ستون.	
۶-۲-۲-۳ در مواردی که اثرات لاغری بر اساس تحلیل الاستیک مرتبه دوم یا تحلیل غیرالاستیک تعیین می‌شوند، نیروهای محوری و لنگرهای خمشی ناشی از آن‌ها نباید از ۱/۴ برابر اثرات مرتبه اول بیش‌تر باشند.	ت ۶-۲-۲-۳ طراحی با در نظر گرفتن اثرات مرتبه دوم می‌تواند بر اساس روش تشدید لنگر، تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم ویا تحلیل غیرالاستیک مرتبه دوم باشد. لنگرهای انتهایی در اعضای فشاری نظیر ستون‌ها، دیوارها و مهاربندها باید در طراحی اعضای خمشی مجاور در نظر گرفته شود. در قاب‌های بدون حرکت جانبی، نیازی به تشدید اثرات لنگرهای انتهایی شده در طراحی تیرهای مجاور نمی‌باشد. در قاب‌های با حرکت جانبی، لنگرهای انتهایی تشدید شده باید در طراحی اعضای خمشی مجاور در نظر گرفته شود. اگر وزن سازه نسبت به سختی جانبی آن زیاد باشد، در جایی که لنگرهای ثانویه بیش از ۲۵ درصد لنگرهای اولیه باشند. اثرات مازاد $P\Delta$ ممکن است ایجاد شوند. اثرات $P\Delta$ در نهایت منجر به ایجاد یکتایی در حل معادلات تعادل می‌شود که نشان دهنده ناپایداری فیزیکی سازه می‌باشد. مطالعات تحلیلی قاب‌های بتن‌آرمه نشان داده است زمانی که شاخص Q تعریف شده در رابطه (۶-۴) از ۰/۲ فراتر رود، که برابر با نسبت لنگر ثانویه به اولیه ۱/۲۵ می‌باشد، احتمال ناپایداری به سرعت افزایش می‌یابد. حد شاخص Q در برخی آیین‌نامه‌ها ۰/۲۵ اختیار شده که برابر است با نسبت لنگر ثانویه به اولیه ۱/۳۳، بنابراین حد بالایی ۱/۴ برای نسبت لنگر ثانویه به اولیه انتخاب شده است.
۶-۳ مدل‌سازی	**ت ۶-۳ مدل‌سازی**
۶-۳-۱ کلیات	**ت ۶-۳-۱ کلیات**
۶-۳-۱-۱ برای تحلیل سازه‌ها می‌توان آن‌ها را به مدل‌های ساده شده‌ای مرکب از اعضای میله‌ای، اعضای صفحه‌ای و اعضای سه بعدی، مطابق بندهای «الف» تا «پ» زیر تبدیل کرد:	
الف- اعضای میله‌ای	
اعضایی هستند که در آن‌ها یکی از ابعاد به طور قابل ملاحظه از دو بعد دیگر بزرگتر باشد و دو بعد اخیر اختلاف چندانی با	

متن اصلی

هم نداشته باشند. در این اعضا فاصله بین دو مقطع با لنگرهای خمشی صفر باید حداقل دو برابر ارتفاع عضو باشد. تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و قوس‌ها از جمله اعضای میله‌ای می‌باشند.

ب– اعضای صفحه‌ای

اعضایی هستند که در آن‌ها یکی از ابعاد (ضخامت) به طور قابل ملاحظه کوچک‌تر از دو بعد دیگر باشد. دال‌ها، دیافراگم‌ها، تیر تیغه‌ها، شالوده‌های غیر ضخیم و پوسته‌ها از جمله اعضای صفحه‌ای می‌باشند.

پ– اعضای سه بعدی

اعضایی هستند که در آن‌ها هیچ یک از ابعاد اختلاف قابل ملاحظه‌ای با دو بعد دیگر نداشته باشد. شالوده‌های ضخیم، پوسته‌های ضخیم و اعضای با بتن حجیم از جمله اعضای سه بعدی می‌باشند.

تفسیر/توضیح

پ- اعضای سه‌بعدی

با توجه به هدف هر تحلیل که مقاومت مورد نظر و کنترل شرایط بهره برداری است یا هدف محدود کردن نیاز اعضاست (وقتی سختی عامل کنترل کننده و بحرانی است)، فرضیات متفاوتی برای سختی اختیار می‌شود. در حالت ایده‌آل اثرات میزان ترک‌خوردگی و رفتار غیرالاستیک در طول هر عضو قبل از به مقاومت تسلیم رسیدن آن باید در سختی خمشی و پیچشی عضو در نظر گرفته شود. ولی در نظر گرفتن سختی‌های متفاوت برای اعضا در یک قاب، تحلیل قاب را در روند طراحی دشوار می‌کند. لذا لازم است فرضیات ساده‌تری برای سختی‌های خمشی و پیچشی در نظر گرفته شوند.

در قاب‌های مهار شده، مقادیر نسبی سختی‌ها مهم می‌باشند. فرض متداول، استفاده از $0.5I_g$ برای تیرها و I_g برای ستون‌ها مناسب‌اند. در قاب‌های مهار نشده، لازم است تخمینی واقع گرایانه از I داشت، بخصوص اگر تحلیل مرتبه دوم بکار گرفته شود. راهنمایی در این زمینه در بند ۶-۵-۴ ارایه شده است.

نیاز به در نظر گرفتن سختی پیچشی در تحلیل یک ساختمان مشخص نیاز به بررسی دو موضوع دارد:

۱) مقدار نسبی سختی‌های پیچشی و خمشی،

۲) آیا پیچش برای تعادل سازه لازم است (پیچش تعادلی) یا اینکه ناشی از چرخش اعضا برای اقناع سازگاری است (پیچش سازگاری). در مورد پیچش تعادلی، سختی پیچشی باید در تحلیل در نظر گرفته شود. برای مثال، سختی پیچشی تیرهای لبه باید در نظر گرفته شوند. در مورد پیچش سازگاری، معمولا سختی پیچشی در تحلیل در نظر گرفته نمی‌شود زیرا سختی پیچشی ترک خورده یک

متن اصلی

۶-۳-۱-۲ سختی نسبی اعضا در مدل‌های سیستم‌های سازه‌ای باید مبتنی بر فرضیات منطقی و منسجم تعیین شود و در آن اثرات ترک‌خوردگی در طول عضو و نیز سختی‌های خمشی و پیچشی عضو منظور گردند.

۶-۳-۱-۳ در مدل تحلیلی باید تغییرات در مقطع تیرها و ستون‌ها، مانند ماهیچه‌ها و دستک‌ها، منظور شوند.

۶-۳-۲ دهانه‌ها

۶-۳-۲-۱ طول دهانه موثر در اعضای مختلف سازه بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- طول دهانه موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود یکپارچه نباشد، باید معادل فاصله محور تا محور تکیه‌گاه‌ها، یا طول آزاد دهانه به اضافه ارتفاع عضو، هر کدام که کوچک‌تر است، در نظر گرفته شود.

ب- طول موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود یکپارچه است، با توجه به مقاومت و سختی نسبی اعضا در محل اتصال و با قضاوت مهندسی تعیین گردیده و درصدی از طول انتهای عضو که در ناحیه اتصال واقع شده است، صلب منظور می‌شود.

پ- طول موثر برای اعضای طرّه با گیرداری کامل برابر با طول آزاد آن‌هاست.

ت- دال‌های یک‌طرفه توپر و سیستم‌های تیرچه‌ای با دهانه‌های آزاد کمتر یا مساوی سه متر را که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یکپارچه ساخته می‌شوند، می‌توان به صورت دال‌های یک‌سره روی تکیه‌گاه‌های ساده، بدون منظور نمودن عرض تکیه‌گاه و با طول آزاد دهانه‌های آن‌ها در نظر گرفت.

۶-۳-۳ مشخصات هندسی تیر T

۶-۳-۳-۱ در تیرهای T شکل که دارای دال یکپارچه ویا مرکب می‌باشند، عرض موثر بال، b_f، باید برابر با عرض جان تیر، b_w، به اضافه قسمتی از بال در هر طرف تیر مطابق جدول ۶-۱ در نظر گرفته شود. در این جدول h ضخامت دال

تفسیر/توضیح

تیر، نسبت کوچکی از سختی خمشی اعضای متصل به آن است. در نظر گرفتن پیچش در طراحی مطابق ضوابط فصل تیرها می‌باشد.

ت ۶-۳-۲ دهانه‌ها

ت ۶-۳-۲-۱

ب- در اعضای پیوسته چانچه طول تکیه‌گاه زیاد باشد، منظور کردن نیمی از ناحیه متصل به تکیه‌گاه، در طول عضو برای تحلیل غیر واقع‌بینانه است. استفاده از قضاوت مهندسی در این مورد مناسب‌تر می‌باشد.

ت ۶-۳-۳ مشخصات هندسی تیر T

ت ۶-۳-۳-۱ عرض موثر بال تا یک هشتم دهانه در هر طرف مجاز می‌باشد. این امر برای ساده‌سازی جدول ۶-۱ انجام شده و تاثیر آن بر روی طراحی ناچیز می‌باشد.

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

و s_w فاصله آزاد بین جان تیر مورد نظر و جان تیر مجاور آن می‌باشد.

جدول ۶-۱ محدودیت ابعاد برای عرض موثر بال از بر جان تیر T شکل

وضعیت		عرض موثر بال، از بر جان تیر
بال در دو طرف جان	کم‌ترین از:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
بال در یک طرف جان	کم‌ترین از:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

۶-۳-۳-۲ در تیرهای T شکل منفرد که از بال تیر برای تامین سطح فشاری اضافی استفاده می‌شود، حداقل ضخامت بال باید برابر با نصف عرض جان و حداکثر عرض موثر بال، برابر با چهار برابر عرض جان در نظر گرفته شود.

۶-۴ نحوه چیدمان بارهای زنده

ت ۶-۴ نحوه چیدمان بارهای زنده

۶-۴-۱ در طراحی کف‌ها یا بام‌ها برای بارهای ثقلی، می‌توان فرض نمود که بارهای زنده فقط به طبقه مورد نظر وارد می‌شوند.

۶-۴-۲ در طراحی تیرها و دال‌های یک‌طرفه می‌توان از دو فرض «الف» و «ب» زیر استفاده نمود:

الف- برای تعیین حداکثر لنگر خمشی مثبت در نزدیک وسط دهانه، باید بار زنده را بر روی دهانه مورد نظر و دهانه‌های مجاور به طور یک در میان قرار داد.

ب- برای تعیین حداکثر لنگر منفی در تکیه‌گاه، باید بار زنده را بر روی دهانه‌های مجاور آن تکیه‌گاه و سایر دهانه‌ها به صورت یک در میان، قرار داد.

۶-۴-۳ در دال‌های دوطرفه، لنگرهای خمشی باید بر اساس ضوابط زیر تعیین شوند. در تمام موارد مقادیر این لنگرها نباید از لنگر متناظر در شرایطی که بر روی تمام چشمه‌های دال، بارهای زنده قرار داده شده‌اند، کمتر باشند.

۶-۴-۲ بحرانی‌ترین ترکیب بارهای طراحی باید با در نظر گرفتن اثرات بار زنده در الگوهای مختلف بحرانی حاصل شود.

متن اصلی

۶-۴-۳-۱ در صورت مشخص بودن چیدمان بار زنده، لنگرها باید با توجه به این چیدمان تعیین شوند.

۶-۴-۳-۲ در مواردی‌که بار زنده از ۷۵ درصد بار مرده کمتر باشد، ویا در مواردی‌که چیدمان بار زنده به گونه‌ای است که همزمان بر روی تمام چشمه‌های دال اثر می‌کند، مقادیر لنگرها را می‌توان با قرار دادن بار زنده بر روی تمام چشمه‌ها به دست آورد.

۶-۴-۳-۳ در مواردی که شرایط **بندهای ۶-۴-۳-۱** یا **۶-۴-۳-۲** برقرار نباشند، لنگرها را می‌توان طبق بندهای «الف» و «ب» زیر به دست آورد:

الف- حداکثر لنگر مثبت در نزدیک وسط چشمه را می‌توان با قرار دادن ۷۵ درصد بار زنده بر روی چشمه مورد نظر و چشمه‌های مجاور آن به صورت یک در میان به دست آورد.

ب- حداکثر لنگر منفی در هر تکیه‌گاه را می‌توان با قرار دادن ۷۵ درصد بار زنده بر روی چشمه‌های مجاور آن به دست آورد.

۶-۵ تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول

۶-۵-۱ کلیات

۶-۵-۱-۱ در تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول، اثرات لاغری به روش تشدید لنگرها مطابق **بند ۶-۵-۴** تعیین می‌گردند. در اعضایی که مشمول ضوابط **بند ۶-۲-۲-۱** می‌شوند، می‌توان از اثرات لاغری صرف نظر نمود.

۶-۵-۱-۲ در تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول، باز پخش لنگرها مجاز است و بر طبق ضوابط **بند ۶-۵-۵** صورت می‌گیرد.

۶-۵-۲ مدل‌سازی اعضا و سیستم‌های سازه‌ای

۶-۵-۲-۱ لنگرهای هر طبقه یا بام باید با توزیع آن‌ها بین ستون‌های بالا و پایین طبقه یا بام، به نسبت سختی نسبی ستون‌ها و نیز شرایط گیرداری آن‌ها توزیع شوند.

تفسیر/توضیح

۶-۴-۳-۳ استفاده از تنها ۷۵ درصد از بارهای زنده ضریب‌دار برای حداکثر لنگر ناشی از ترکیبات بارگذاری بر این اساس است که حداکثر لنگرهای مثبت و منفی ناشی از بار زنده نمی‌توانند به طور همزمان ایجاد شوند. بنابراین امکان باز توزیع حداکثر لنگرها قبل از شکست وجود دارد. این روش مقداری اضافه تنش محلی تحت بار ضریب‌دار زنده را مجاز می‌داند اما همچنان تضمین می‌کند که مقاومت طراحی سیستم دال بعد از باز توزیع لنگر کمتر از مقدار لازم برای مقاومت در برابر بارهای ضریب‌دار مرده و زنده در تمام چشمه ها نباشد.

ت ۶-۵ تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول

ت ۶-۵-۱ کلیات

ت ۶-۵-۱-۱ هنگام استفاده از تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول، اثرات لاغری با استفاده از روش تشدید لنگر محاسبه می‌شوند.

ت ۶-۵-۲ مدل‌سازی اعضا و سیستم‌های سازه‌ای

ت ۶-۵-۲-۱ این بخش به منظور اطمینان از اینکه در اعضای اشاره شده در **بند ۶-۹-۱-۱**، لنگرها در طراحی ستون‌ها لحاظ شده‌اند، در نظر گرفته شده است. این لنگر از اختلاف بین لنگرهای انتهایی اعضای متصل به ستون که از محور ستون عبور می‌کنند، حاصل می‌شود.

متن اصلی

۶-۵-۲-۲ در قاب‌ها ویا سیستم‌های پیوسته، اثرات چیدمان بارها در کف‌ها و بام‌ها را باید در انتقال لنگر به ستون‌های داخلی و خارجی و نیز اثر برون محوری ناشی از سایر عوامل منظور نمود.

۶-۵-۲-۳ به منظور ساده کردن تحلیل، استفاده از هر یک از روش‌های «الف» و «ب» زیر ویا هر دوی آن‌ها مجاز است:

الف- استفاده از ضوابط **بند ۶-۳-۲-۱«ت»**،

ب- در قاب‌ها ویا ساخت و سازه‌ای پیوسته، می‌توان چشمه اتصال را صلب فرض نمود.

۶-۵-۳ مشخصات مقطع اعضا

۶-۵-۳-۱ اعضا برای بارهای ضریب‌دار

۶-۵-۳-۱-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس **جدول ۶-۲«الف»** یا **جدول ۶-۲«ب»** محاسبه شوند، مگر آن که بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر عبارت $(1+\beta_{ds})$ تقسیم نمود. β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در ترکیب بار متناظر می‌باشد. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض موثر بال محاسبه می‌شود، ویا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌شود.

تفسیر/توضیح

ت ۶-۵-۲-۳ یکی از ویژگی‌های رایج نرم‌افزارهای تحلیل سازه، در نظر گرفتن اتصالات صلب است.

زیربند «ب» مربوط به اتصالات در قاب‌ها نظیر اتصالات تیر-ستون می‌باشد.

ت ۶-۵-۳ مشخصات مقطع اعضا

ت ۶-۵-۳-۱ اعضا برای بارهای ضریب‌دار

در تحلیل بارهای جانبی، می‌توان از سختی‌های ارایه شده در **بندهای ۶-۵-۳-۱-۱** و **۶-۵-۳-۱-۲** استفاده کرد. هر دو شرط، سختی سیستم سازه‌ای بتن‌آرمه بارگذاری شده را تا نزدیکی یا فراتر از مقاومت تسلیم تقریب می‌زنند. برای این سختی‌ها، نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌ها همبستگی منطقی مورد قبولی را تایید می‌کنند.

ت ۶-۵-۳-۱-۱ مقادیر I و A از نتایج آزمایش و تحلیل قاب‌ها، با منظور داشتن تفاوت‌ها در تغییرشکل‌های محاسباتی، انتخاب شده‌اند. ممان اینرسی‌ها در ضریب کاهش سختی $\emptyset_k = 0.875$ ضرب شده‌اند. برای مثال ممان اینرسی برای ستون‌ها برابر با $0.875(0.80Ig) = 0.70Ig$ می‌باشد.

ممان اینرسی تیرهای T شکل، باید بر اساس عرض بال موثر تعریف شده در بخش **۶-۳-۳-۱** محاسبه شود. برای تیر T شکل، در نظر گرفتن Ig به مقدار $2Ig$ جان تیر از دقت کافی برخوردار است $2(b_w h^3/12)$.

در مواردی‌که که لنگرها و برش‌های ضریب‌دار حاصل از تحلیل بر اساس ممان اینرسی دیوار برابر با $0.70Ig$ بیانگر آن باشد که دیوار در خمش، بر اساس مدول گسیختگی ترک می‌خورد، تحلیل باید با در نظر گرفتن $I = 0.35Ig$ در طبقاتی که احتمال ترک‌خوردگی در آن‌ها وجود دارد، تکرار شود.

روابط **جدول ۶-۲**-ب مقادیر ممان اینرسی I را با در نظر گرفتن بارهای محوری، خروج از مرکزیت، درصد آرماتورها و مقاومت فشاری بتن ارایه می‌دهد. سختی‌های ارایه شده در این جدول برای

متن اصلی

۶-۵-۳-۱-۲ در تحلیل برای بارهای جانبی ضریب‌دار می‌توان ممان اینرسی تمام اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت، یا می‌توان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روش‌های دقیق‌تری که سختی موثر همه اعضا تحت بار را منظور می‌نمایند، محاسبه نمود.

جدول ۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییرشکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییرشکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

جدول ۶-۲-ب مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستون‌ها و دیوارها	$0.35I_g$	$(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g})(1-\frac{M_u}{P_uh}-0.5\frac{P_u}{P_0})I_g$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)(1.2-0.2\frac{b_w}{d})I_g$	$0.5I_g$

تبصره- در اعضای خمشی ممتد می‌توان برای I مقدار متوسط آن را در مقاطع با لنگرهای خمشی مثبت و منفی بحرانی در نظر گرفت. همچنین برای P_u و M_u باید از مقادیر متعلق به ترکیب بار مورد نظر، ویا ترکیبی که حداقل مقدار I را به دست می‌دهد، استفاده کرد.

تفسیر/توضیح

تمام سطوح بارگذاری نظیر بارهای بهره‌برداری و ضریب‌دار قابل اعمال و ضریب کاهش سختی $\emptyset_k$ برای ممان اینرسی نظیر آن‌ها هم درنظر گرفته شده‌است. در صورتی‌که برای سطح بارگذاری غیر از بار ضریب‌دار مورد استفاده قرار گیرد، M_u و P_u باید با مقادیر متناسب با سطح بارگذاری مورد نظر جایگزین شوند.

ت ۶-۵-۳-۱-۲ تغییرمکان‌های جانبی سازه تحت بارهای ضریب‌دار جانبی، می‌توانند به دلیل پاسخ غیرخطی اعضا و کاهش سختی موثر، تا حدی متفاوت از مقادیر محاسبه شده با استفاده از تحلیل خطی باشند. انتخاب سختی موثر مناسب برای اعضای قاب بتن‌آرمه هدفی دوگانه دارد:

۱) تخمین واقع‌گرایانه تغییرمکان جانبی؛

۲) تعیین اثرات ناشی از تغییرمکان‌های تحمیل شده بر سیستم باربر ثقلی سازه (P-Δ).

تحلیل غیرخطی دقیق این دو اثر را به خوبی نشان می‌دهد. یک روش ساده برای تخمین تغییرمکان جانبی غیرخطی معادل با استفاده از تحلیل خطی، کاهش سختی اعضای بتنی مدل‌سازی شده در سازه می‌باشد. نوع تحلیل بار جانبی، بر انتخاب مقادیر سختی موثر مناسب تأثیر می‌گذارد. در تحلیل‌های شامل بار باد که از رفتار غیرخطی مطلوب نیست، سختی موثر باید بیانگر رفتار قبل از تسلیم باشد. برای بارگذاری زلزله، سطح تغییرشکل غیرخطی، به سطح عملکرد تعیین شده برای سازه و دوره بازگشت زلزله بستگی دارد.

دقت استفاده از یک تحلیل خطی ساده به دقت سختی محاسباتی موثر اعضا وابسته است. این سختی می‌تواند بر اساس سختی سکانت در نقطه تسلیم یا فراتر از آن ویا قبل از نقطه تسلیم در صورتی‌که تسلیم اعضا مورد انتظار نباشد، محاسبه شود.

متن اصلی

۶-۵-۳-۱-۳ در تحلیل دال‌های دوطرفه بدون تیر که جزیی از سیستم باربر جانبی زلزله منظور می‌شوند، ممان اینرسی I برای دال‌ها را باید بر اساس مدلی که با نتایج آزمایش‌ها و تحلیل‌ها مطابقت قابل قبولی داشته باشند، به دست آورد. I برای سایر اعضا باید بر اساس **بندهای ۶-۵-۳-۱-۱** و **۶-۵-۳-۱-۲** محاسبه شود.

۶-۵-۳-۲ اعضا برای بارهای بهره‌برداری

۶-۵-۳-۲-۱ برای محاسبه خیزهای آنی و درازمدت اعضا تحت اثر بارهای قائم، باید ضوابط **فصل ۱۹** رعایت شوند.

۶-۵-۳-۲-۲ برای محاسبه تغییرمکان آنی ناشی از بارهای جانبی می‌توان ممان اینرسی اعضا را ۱/۴ برابر مقادیر **بند ۶-۵-۳-۱-۱** در نظر گرفت. همچنین می‌توان ممان اینرسی را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد، به شرط آن که مقادیر آن از I_g تجاوز ننماید.

۶-۵-۴ اثرات لاغری– روش تشدید لنگرها

۶-۵-۴-۱ کلیات

۶-۵-۴-۱-۱ اثرات لاغری در اعضای تحت فشار و خمش را می‌توان با استفاده از روش تشدید لنگرهای خمشی در آن‌ها تعیین نمود. در این روش ستون‌ها و طبقات در سازه‌ها طبق ضوابط **بند ۶-۵-۴-۲** به صورت مهار شده یا نشده گروه‌بندی می‌شوند و روش تشدید لنگرها در هر یک از آن‌ها بر اساس **بندهای ۶-۵-۴-۳** و **۶-۵-۴-۴** به کار برده می‌شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۶-۵-۳-۱-۳ تحلیل دال‌های دوطرفه بدون تیر، نیازمند مدلی است که انتقال بارهای جانبی بین اعضای قائم را لحاظ کند. سختی حاصل از مدل‌سازی باید منطبق بر نتایج آزمایش و تحلیل باشد.

ت ۶-۵-۳-۲-۲ محاسبه تغییرمکان، ارتعاش و زمان تناوب ساختمان در سطوح مختلف بار بهره‌برداری (بدون ضریب) برای تعیین عملکرد ساختمان در سطح بهره‌برداری مورد نیاز است. ممان اینرسی اعضای سازه‌ای در تحلیل بارهای بهره‌برداری باید بیانگر میزان ترک‌خوردگی در سطوح مختلف بارهای بهره‌برداری بررسی شده، باشد. مگر آنکه تخمین دقیق‌تری از میزان ترک‌خوردگی در سطح بار بهره‌برداری موجود باشد، استفاده از ۱/۴ برابر ممان اینرسی ارایه شده در **بخش ۶-۵-۳-۱**، با شرط آن‌که از Ig بیش‌تر نباشد، برای تحلیل بارهای بهره‌برداری کفایت می‌کند.

ت ۶-۵-۴ اثرات لاغری– روش تشدید لنگرها

ت ۶-۵-۴-۱ کلیات

ت ۶-۵-۴-۱-۱ این بخش به توصیف یک روش تقریبی برای طراحی می‌پردازد که از مفهوم تشدید لنگر برای محاسبه اثرات لاغری استفاده می‌کند. لنگرهای محاسبه شده با استفاده از تحلیل مرتبه اول، در ضریب تشدید لنگر که تابعی از بارهای محوری ضریب‌دار Pu و بار بحرانی کمانش Pc برای ستون‌ها است، ضرب می‌شوند. در قاب‌های مهار نشده، ضریب تشدید لنگر تابعی از مجموع Pu طبقه و مجموع Pc ستون‌های مهار جانبی شده در طبقه مورد نظر که در مقابل تغییرمکان جانبی مقاومت می‌کنند، می‌باشد. قاب‌های مهار شده و مهار نشده، به طور مجزا مورد بررسی قرار می‌گیرند. تحلیل مرتبه اول یک تحلیل الاستیک است که در آن تاثیر بارهای داخلی ناشی از تغییرمکان لحاظ نمی‌شود.

در روش طراحی تشدید لنگر، لازم است طراح میان قاب‌های مهار شده (برای اعمال ضوابط **بند ۶-۵-۴-۳**) و مهار نشده (برای اعمال

متن اصلی

۶-۵-۴-۱-۲ در مواردی که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد، ستون‌ها و طبقات سازه را می‌توان مهار شده در نظر گرفت، در غیر این صورت این ستون‌ها ویا طبقات، مهار نشده تلقی می‌شوند.

الف- افزایش لنگرهای انتهایی ستون‌ها در اثر تحلیل مرتبه دوم از ۵ درصد لنگرهای انتهایی ستون‌ها در تحلیل مرتبه اول بیش‌تر نباشد.

ب- شاخص پایداری Q، مطابق با تعریف **بند ۶-۵-۴-۲-۱**، از ۰/۰۵ بیش‌تر نباشد.

۶-۵-۴-۲ مشخصات پایداری

۶-۵-۴-۲-۱ شاخص پایداری

شاخص پایداری طبقه، Q، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \qquad (۶-۴)$$

تفسیر/توضیح

ضوابط **بند ۶-۵-۴-۴**) تمایز قائل شود. معمولا این امر با مقایسه سختی جانبی ستون‌ها در طبقه و سختی جانبی عناصر مهارکننده آن طبقه انجام می‌شود. عضو فشاری مثل ستون، دیوار یا مهاربند، مهارشده در نظر گرفته می‌شوند اگر در طبقه‌ای واقع شده باشند که اعضای مهاری آن (دیوارهای سازه‌ای، خرپاهای برشی یا سایر انواع مهار جانبی)، از سختی جانبی قابل ملاحظه‌ای برای تحمل تغییرشکل‌های جانبی طبقه برخوردار باشند طوری که تغییرشکل جانبی ایجاد شده به اندازه‌ای بزرگ نباشند که مقاومت ستون را به‌طور قابل‌ملاحظه تغییر دهند. اگر بدون محاسبه امکان تبیین نباشد، در **بند ۶-۵-۴-۱-۲** دو شرط ممکن برای در نظر گرفتن ستون‌ها و طبقات مهارشده، ارایه شده است.

ت ۶-۵-۴-۱-۲

الف- اگر افزایش لنگرهای ناشی از بارهای جانبی حاصل از اثر P-Δ از ۵ درصد لنگرهای مرتبه اول تجاوز نکنند، طبقه مورد نظر در قاب، مهارشده تلقی می‌شود.

ب) یک روش جایگزین برای طبقه‌بندی قاب به عنوان قاب مهارشده بر اساس شاخص پایداری طبقه Q می‌باشد. در این حالت در محاسبه Q، $\sum P_u$ باید متناظر با حالتی از بارگذاری جانبی باشد که در آن مقدار $\sum P_u$ حداکثر است. قاب ممکن است شامل طبقات مهارشده و مهارنشده باشد.

اگر تغییرشکل‌های ناشی از بارهای جانبی قاب با در نظر گرفتن بارهای بهره‌برداری و ممان اینرسی بارهای بهره‌برداری **بند ۶-۵-۳-۲-۲** محاسبه شوند، استفاده از ۱/۲ برابر مجموع بارهای ثقلی بهره‌برداری، برش طبقه ناشی از بارهای بهره‌برداری و ۱/۴ برابر تغییرمکان‌های مرتبه اول طبقه برای محاسبه Q مجاز می‌باشد.

ت ۶-۵-۴-۲ مشخصات پایداری

متن اصلی

در رابطه فوق، $\sum P_u$ کل بار قائم ضریب‌دار طبقه متناظر با آن حالت بار جانبی است که در آن مقدار مجموع بارهای قائم در کل طبقه، حداکثر می‌باشد. V_{us} مجموع برش‌ها در کل طبقه و Δ_0 تغییرمکان جانبی نسبی مرتبه اول دو انتهای ستون‌ها در طبقه در اثر V_{us} می‌باشند. l_c طول ستون است که برابر با فاصله مرکز تا مرکز ناحیه اتصال تیر به ستون در دو انتها منظور می‌شود.

۶-۵-۴-۲-۲ بار بحرانی کمانشی ستون

بار بحرانی کمانشی ستون، P_c، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(kl_u)^2} \quad (۶-۵)$$

در این رابطه،

E_c: مدول الاستیسیته بتن، مطابق بند ۶-۴-۳-۳،

$(EI)_{\text{eff}}$: صلبیت خمشی موثر ستون، مطابق بند ۶-۵-۴-۲-۳،

k: ضریب طول موثر ستون، مطابق بند ۶-۵-۴-۲-۴ است.

۶-۵-۴-۲-۳ $(EI)_{\text{eff}}$ با استفاده از یکی از روابط زیر تعیین شود:

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta_{dns}} \quad (۶-۶)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1+\beta_{dns}} \quad (۶-۷)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1+\beta_{dns}} \quad (۶-۸)$$

در روابط فوق، β_{dns} برابر با نسبت حداکثر بار محوری دائمی ضریب‌دار ستون از بین کلیه ترکیب‌های بارگذاری به بار محوری ضریب‌دار ستون در ترکیب بارگذاری متناظر و ممان اینرسی I در رابطه (۶-۸) برابر با مقدار تعیین شده از جدول ۶-۲«ب» برای ستون‌ها و دیوارها می‌باشد.

تفسیر/توضیح

۶-۵-۴-۲-۲ در محاسبه بارهای بحرانی کمانش، انتخاب سختی $(EI)_{\text{eff}}$ به طوری که تغییرات سختی ناشی از ترک‌خوردگی، خزش و غیرخطی بودن منحنی تنش-کرنش بتن را به طور منطقی تقریب بزند، بیش‌ترین اهمیت را دارد. بند ۶-۵-۴-۲-۳ می‌تواند به منظور محاسبه $(EI)_{\text{eff}}$ مورد استفاده قرار گیرد.

ضریب طول موثر برای اعضای فشاری نظیر ستون، دیوار یا مهاربند، با در نظر گرفتن رفتار مهار شده در محدوده ۰/۵ تا ۱/۰ قرار دارد. توصیه می‌شود که مقدار k، ۱/۰ در نظر گرفته شود. اگر مقادیر کوچکتر مورد استفاده قرار گرفت، محاسبه k باید بر اساس تحلیل قاب با استفاده از مقادیر I ارائه شده در بند ۶-۵-۳-۱-۲ باشد. از شکل ۶-۱ بند ۶-۵-۴-۲-۴ می‌توان برای بدست آوردن مقدار تقریبی k استفاده کرد.

ت ۶-۵-۴-۲-۳ روابط ۶-۶ الی ۶-۸ نشان دهنده سختی ستون می‌باشند. رابطه (۶-۷) از نسبت‌های خروج از مرکزیت کوچک و سطح بالای بارهای محوری بدست آمده است. رابطه (۶-۶) تقریب ساده شده رابطه (۶-۷) می‌باشد و از دقت کم‌تری برخوردار است. برای افزایش دقت، $(EI)_{eff}$ را می‌توان با استفاده از رابطه (۶-۸) تخمین زد.

خزش ناشی از بارهای دایمی، باعث افزایش تغییرشکل‌های جانبی ستون و در نتیجه تشدید لنگر می‌شود. اثرات خزش در طراحی، با کاهش سختی $(EI)_{eff}$ مورد استفاده برای محاسبه P_c و در نتیجه δ از طریق تقسیم EI حاصل از روابط ۶-۶ تا ۶-۸ بر $1+\beta_{dns}$ تقریب زده می‌شود. به منظور ساده‌سازی می‌توان $\beta_{dns}=0.6$ فرض کرد. در این حالت رابطه (۶-۶) برابر با $(EI)_{eff}=0.25E_cI_g$ می‌شود.

در ستون‌های بتن‌آرمه که در معرض بارهای دایمی قرار دارند، خزش مقداری از بارها را از بتن به آرماتورهای طولی منتقل می‌کند که سبب افزایش تنش آرماتورها می‌شود. در ستون‌های کم فولاد، این انتقال بار ممکن است سبب تسلیم زودرس آرماتورهای فشاری

متن اصلی

۶-۵-۴-۲-۴ ضریب طول موثر، k، را می‌توان از نموگرام‌های شکل ۶-۱ به دست آورد. در این نموگرام‌ها:

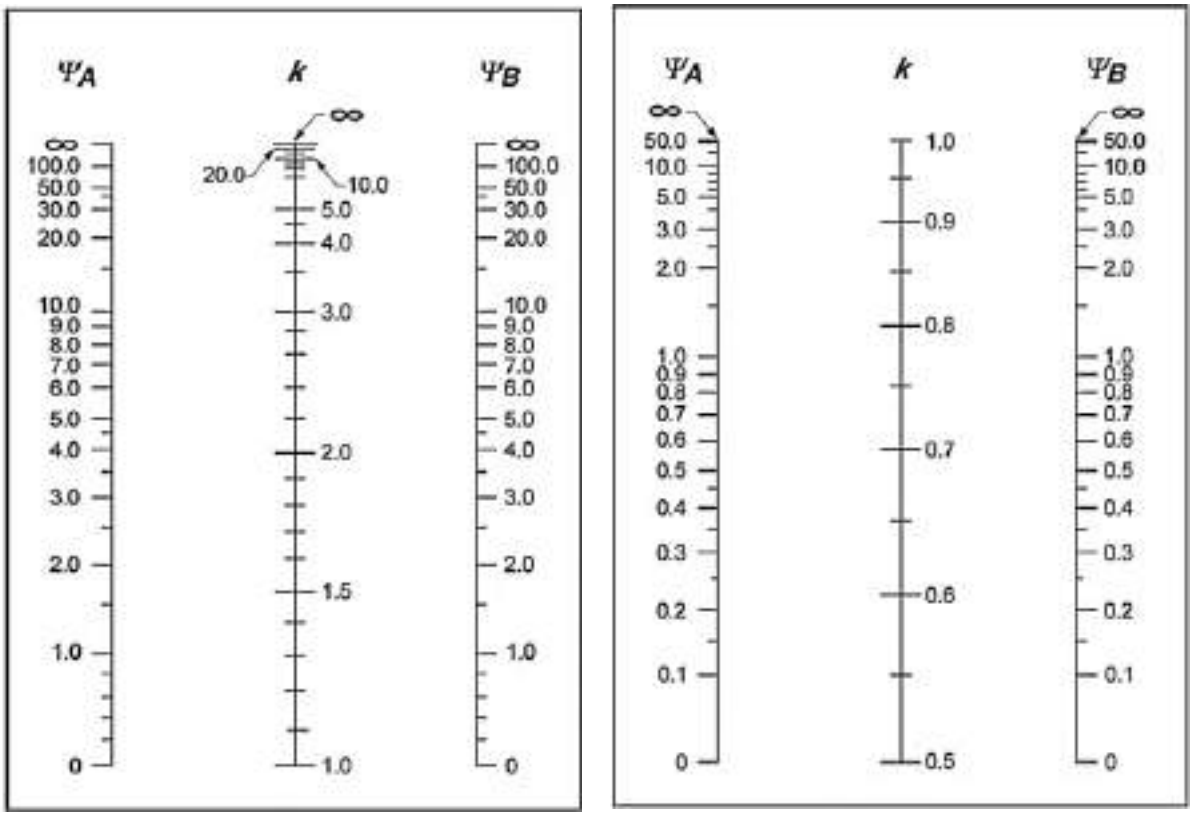
ΨA : نسبت $\sum(EI)/l_c$ ستون‌ها به $\sum(EI)/l_c$ تیرها در انتهای A،

ΨB: نسبت $\sum(EI)/l_c$ ستون‌ها به $\sum(EI)/l_c$ تیرها در انتهای B،

l: مقادیر l برای تیرها و ستون‌ها از بند ۶-۵-۳ تعیین می‌شود.

تفسیر/توضیح

شده که منجر به کاهش EI موثر می‌شود. از این رو در رابطه(۶-۷)، هر دو مولفه بتن و آرماتورهای طولی برای در نظر گرفتن اثر خزش کاهش یافته‌اند.



ب- قاب‌ها مهار نشده

الف – قاب‌های مهار شده

شکل ۶-۱ ضریب طول موثر، k

متن اصلی

۶-۴-۵-۳ روش تشدید لنگرها - قاب‌ها مهار شده

۶-۴-۵-۳-۱ لنگرهای ستون‌ها و دیوارها که از تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول تعیین شده‌اند، باید برای منظور کردن اثرات انحنای آن‌ها مطابق رابطه زیر تشدید شده و در طراحی به کار برده شوند.

$$M_c = \delta M_2 \qquad (۶-۹)$$

در این رابطه δ ضریب تشدید است که بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \qquad (۶-۱۰)$$

۶-۴-۵-۳-۲ ضریب C_m در رابطه (۶-۱۰) را باید به یکی از دو روش زیر به دست آورد:

الف- در ستون‌هایی که نیروی عرضی در فاصله تکیه‌گاه‌های آن وارد نمی‌شود:

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \qquad (۶-۱۱)$$

ب- در ستون‌هایی که نیروی عرضی در فاصله تکیه‌گاه‌های آن وارد می‌شود:

$$C_{\mathrm{m}} = 1.0 \qquad (۶-۱۲)$$

در رابطه (۶-۱۱)، در مواردی که ستون دارای انحنای یک‌طرفه است، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ منفی و در مواردی که ستون دارای انحنای دوطرفه است، مثبت منظور می‌شود. در این رابطه M_1 و M_2 لنگرهای کوچک‌تر و بزرگتر دو انتهای ستون بوده و نسبت قدر مطلق آن‌ها همواره کوچک‌تر از یک می‌باشد.

۶-۴-۵-۳-۳ مقدار M_2 در رابطه (۶-۱۱) نباید از مقدار $M_{2.min}$ که از رابطه زیر محاسبه می‌شود، برای هر محور مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود. نیازی نیست که $M_{2.min}$ به طور همزمان در هر دو محور منظور شود.

تفسیر/توضیح

ت ۶-۵-۴-۳ روش تشدید لنگرها - قاب‌ها مهار شده

ت ۶-۵-۴-۳-۱ ضریب ۰/۷۵ در رابطه (۶-۱۰)، ضریب کاهش سختی $\emptyset_k$ است که بر مبنای احتمال کمبود مقاومت یک ستون منفرد لاغر می‌باشد. مطالعات در این زمینه بیانگر آن است که ضریب کاهش سختی $\emptyset_k$ و ضرایب کاهش مقاومت سطح مقطع $\emptyset$ مقادیر یکسانی ندارند. توصیه می‌شود که ضریب کاهش سختی $\emptyset_k$ برای ستون‌های جداسازی شده دورپیچ و تنگ‌دار برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شود. در قاب‌های چند طبقه، تغییرشکل ستون و قاب به مقاومت میانگین بتن وابسته است که از مقاومت بتن در یک ستون فاقد مقاومت منفرد بحرانی بیش‌تر است. به همین دلیل مقدار $\emptyset_k$ برای مقادیر I در بند ۶-۵-۳-۱-۱ برابر با ۰/۸۷۵ در نظر گرفته شده است.

ت ۶-۵-۴-۳-۲ ضریب C_m یک ضریب اصلاحی است که دیاگرام لنگر حقیقی را به دیاگرام لنگر یکنواخت معادل ارتباط می‌دهد. روش تشدید لنگر بر این فرض استوار است که حداکثر لنگر ستون در میانه ارتفاع یا در نزدیکی آن اتفاق می‌افتد. اگر حداکثر لنگر در یکی از دو انتهای ستون رخ دهد، طراحی باید بر اساس لنگر یکنواخت معادل $C_m M_2$ انجام شود که منجر به ایجاد همان لنگر حداکثر در میانه ارتفاع ستون در زمان تشدید می‌شود.

علامت قراردادی برای نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ از قانون دست راست پیروی می‌کند، از این رو اگر انحنا در یک جهت باشد $\frac{M_1}{M_2}$ منفی و اگر انحنا در دوجهت باشد مثبت است.

در شرایطی که ستون‌ها تحت بارهای جانبی بین تکیه‌گاه‌ها قرار داشته باشند، ممکن است لنگر حداکثر در مقطعی خارج از انتهای عضو رخ دهد. در این صورت مقدار بزرگترین لنگر محاسبه شده که در هر قسمت عضو به وجود آمده باشد باید به عنوان M_2 در رابطه (۶-۹) در نظر گرفته شود. در این حالت ضریب C_m برابر ۱/۰ است.

ت ۶-۵-۴-۳-۳ در آیین‌نامه، لاغری با تشدید لنگرهای انتهایی ستون محاسبه می‌شود. اگر لنگرهای ضریب‌دار ستون کوچک یا برابر با صفر باشند، طراحی لاغری ستون‌ها باید بر اساس حداقل خروج از مرکزیت ارایه شده در رابطه (۶-۱۳) انجام شود. نیازی به

متن اصلی

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \quad (۱۳-۶)$$

در مواردی که مقدار $M_{2,min}$ از M_2 بزرگتر باشد، مقدار C_m را می‌توان برابر ۱/۰ منظور نمود، ویا می‌توان با قرار دادن نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ در رابطه (۶-۱۱) مقدار آن را محاسبه کرد.

۶-۵-۴-۴ روش تشدید لنگرها – قاب‌ها مهار نشده

۶-۵-۴-۴-۱ لنگرهای تشدید شده M_1 و M_2 در دو انتهای هر ستون از روابط زیر محاسبه می‌گردند.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (۱۴-۶)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (۱۵-۶)$$

۶-۵-۴-۴-۲ ضریب تشدید لنگر، δ_s، بر اساس یکی از ضوابط «الف» تا «پ» زیر محاسبه می‌شود. در مواردی که مقدار δ_s از ۱/۵ بیش‌تر باشد، تنها باید از یکی از ضوابط «ب» یا «پ» استفاده شود.

الف- بر اساس شاخص پایداری به صورت زیر:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1.0 \quad (۱۶-۶)$$

تفسیر/توضیح

اعمال حداقل خروج از مرکزیت به هر دو محور به طور همزمان نمی‌باشد.

در مواردی‌که طراحی بر اساس حداقل خروج از مرکزیت باشد لنگرهای ضریب‌دار حاصل از تحلیل در انتهای ستون در رابطه(۶-۱۱) برای تعیین نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مورد استفاده قرار می‌گیرند. به این نحو، ناپیوستگی «ستون‌های با خروج از مرکزیت کمتر از خروج از مرکزیت حداقل» و «ستون‌های با خروج از مرکزیت برابر یا بزرگتر از خروج از مرکزیت حداقل»، از بین می‌رود.

ت ۶-۵-۴-۴ روش تشدید لنگرها – قاب‌ها مهار نشده

ت ۶-۵-۴-۴-۱ تحلیل‌های شرح داده شده در این فصل تنها به بررسی قاب‌های مسطح بارگذاری شده‌ای می‌پردازد که باعث ایجاد تغییرشکل در صفحه بارگذاری می‌شوند. اگر تغییرشکل‌های ناشی از بارگذاری جانبی شامل تغییرشکل‌های پیچشی قابل‌توجهی باشند، مقادیر حاصل از تشدید لنگر در ستون‌هایی که بیش‌ترین فاصله از مرکز پیچش را داشته باشند ممکن است با روش تشدید لنگر دست پایین در نظر گرفته شوند. در چنین حالاتی باید از تحلیل سه بعدی مرتبه دوم استفاده شود.

ت ۶-۵-۴-۴-۲ سه روش زیر برای محاسبه ضریب تشدید لنگر مجاز شمرده شده است. این روش‌ها شامل روش Q، مفهوم مجموع P و تحلیل‌های خطی الاستیک مرتبه دوم هستند.

الف) روش Q:

روش تحلیل تکرارشونده $P\Delta$ برای لنگرهای مرتبه دوم را می‌توان با یک سری بی نهایت نشان داد. راه حل این مجموعه توسط رابطه (۶-۱۶) ارائه شده است.

رابطه (۶-۱۶) لنگرهای تشدید شده در یک قاب مهارنشده تا زمانی که δ_s از ۱/۵ فراتر نرود را با دقت تخمین میزند.

نمودارهای لنگر $P\Delta$ برای ستون تغییرشکل یافته، منحنی شکل هستند و Δ متناسب با شکل انحراف یافته ستون‌ها است.

رابطه (۶-۱۶) و نیز رایج‌ترین روش‌های موجود تحلیل مرتبه دوم قاب، با فرض اینکه لنگرهای $P\Delta$ ناشی از نیروهایی متقابل و مساوی با $P\Delta/l_c$ که در پایین و بالای طبقه اعمال می‌شود، استخراج شده‌اند. این نیروها یک نمودار خطی برای لنگر $P\Delta$ ایجاد می‌کنند. نمودارهای منحنی شکل لنگر $P\Delta$ منجر به جابجایی‌های جانبی در حد ۱۵ درصد بیش‌تر از نمودارهای خطی لنگر $P\Delta$ می‌شوند. این اثر را می‌توان در رابطه (۶-۱۶) با نوشتن (1-1.15Q) به جای

متن اصلی

ب- بر اساس بار محوری ستون‌های طبقه به صورت زیر:

$$\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{0.75\sum P_c}} \geq 1.0 \qquad (۱۷-۶)$$

پ- با انجام تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم، لنگرهای تشدید شده، مستقیما تعیین می‌شوند.

تفسیر/توضیح

(1-Q) در مخرج اعمال کرد. ضریب ۱/۱۵ برای ساده‌سازی از رابطه (۶-۱۶) حذف شده است.

اگر تغییرشکل‌ها با استفاده از بارهای بهره‌برداری محاسبه شده باشند، Q در رابطه (۶-۱۶) باید به روشی که در تفسیر بند ۶-۵-۴-۱-۲ توضیح داده شده محاسبه شود.

تحلیل ضریب Q مبتنی بر تغییرشکل است که با استفاده از مقادیر I از بند ۶-۵-۳-۱ محاسبه می‌شود، که معادل ضریب کاهش سختی Φ_K است. این مقادیر I منجر به بیش برآورد ۲۰ تا ۲۵ درصدی از تغییرشکل‌های جانبی می‌شود که معادل ضریب کاهش سختی Φ_K بین ۰/۸۰ تا ۰/۸۵ در لنگرهای $P\Delta$ است. در نتیجه، هیچ ضریب Φ اضافی مورد نیاز نیست. هنگامی که لنگرها با استفاده از رابطه (۶-۱۶) تعیین شد، انتخاب مقطع ستون‌ها مشمول ضرایب کاهش مقاومت لازمه، فصل ۷ خواهد بود.

(ب) مفهوم مجموع P:

برای بررسی تأثیرات پایداری طبقه، δ_s به عنوان یک مقدار متوسط برای کل طبقه با استفاده از $\sum P_u / \sum P_c$ محاسبه می‌شود که نشان دهنده اندرکنش تمام ستون‌های مهارکننده طبقه بر اثرات $P\Delta$ است زیرا تغییرمکان جانبی همه ستون‌های طبقه باید در غیاب جابجایی‌های پیچشی برابر باشد. به‌علاوه، ممکن است که یک ستون منفرد خاص لاغر در یک قاب مهار نشده، دارای تغییرشکل قابل توجهی در میانه ارتفاعش باشد، حتی اگر به اندازه کافی توسط ستون‌های دیگر در طبقه در برابر تغییرشکل و جابجایی جانبی مهار باشد. چنین ستونی با استفاده از بند ۶-۵-۴-۴ بررسی می‌شود.

عدد ۰/۷۵ در مخرج رابطه (۶-۱۷) ضریب کاهش سختی Φ_K است.

در محاسبه $(EI)_{eff}$ ، β_{ds} به طور معمول برای یک قاب مهار نشده، صفر است، زیرا بارهای جانبی معمولاً در مدت زمان کوتاهی اثر می‌کنند. تغییرشکل جانبی ناشی از بارهای کوتاه مدت، مانند باد یا زمین لرزه، تابعی از سختی کوتاه‌مدت ستون‌ها پس از دوره‌ای تحمل بار ثقلی پایدار است.

برای این حالت، β_{ds} مطابق تعریف در بند ۶-۵-۳-۱-۱ برابر صفر است. در حالت غیر معمول قاب مهار نشده که در آن بارهای جانبی پایدار هستند، β_{ds} صفر نخواهد بود. این امر ممکن است در صورتی رخ دهد که ساختمان در زمین شیب‌دار باشد و از یک جهت تحت فشار زمین قرار بگیرد و نه از تمام جهات.

پ- به تفسیر بند ۶-۶ مراجعه شود.

متن اصلی

در روابط فوق، $\sum P_u$ برابر با مجموع بارهای قائم در یک طبقه و $\sum P_c$ برابر با مجموع بارهای بحرانی کمانشی برای تمام ستون‌های مقاوم در برابر تغییرمکان جانبی طبقه می‌باشند. P_c بر اساس رابطه (۶-۵) و با منظور نمودن k برای ستون‌های مهار نشده به دست می‌آید. مقدار $(EI)_{eff}$ از بند۶-۵-۴-۳-۲ محاسبه می‌شود، که در روابط این بند به جای β_{dns} باید β_{ds} را جایگزین نمود.

۶-۵-۴-۴-۳ اعضای خمشی منتهی به اتصال باید برای مجموع لنگرهای انتهایی تشدید شده ستون‌ها در بَرِ اتصال طراحی شوند.

۶-۵-۴-۴-۴ در قاب‌ها مهار نشده اثرات لاغری باید در مقاطع بین تکیه‌گاه‌های دو انتهای ستون در نظر گرفته شوند. برای این منظور می‌توان قاب را مهار شده فرض نمود و برای محاسبه C_{m} در بند ۶-۵-۴-۳، مقادیر M_1 و M_2 متعلق به قاب‌ها مهار نشده در بند ۶-۵-۴-۴ را به کار برد.

۶-۵-۵ باز پخش لنگرها در اعضای خمشی ممتد

۶-۵-۵-۱ به جز در مواردی که تحلیل بر اساس روش ساده شده بند ۶-۹ به صورت تقریبی انجام می‌شود، در تحلیل‌های خطی و نیز در دال‌های دوطرفه که لنگرها با استفاده از الگوهای بارگذاری بند ۶-۴-۳-۳ تعیین می‌شوند، می‌توان مقادیر لنگرهای مثبت یا منفی حداکثر را برای هرگونه چیدمان بارگذاری کاهش داد، به شرط آن که شرایط «الف» و «ب» زیر تامین شده باشند:

الف- اعضای خمشی به صورت ممتد باشند؛

ب- در مقطعی که لنگر کاهش داده می‌شود، $\varepsilon_t \geq 0.0075$ باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۶-۵-۴-۴-۳ مقاومت یک قاب مهار نشده توسط پایداری ستون‌ها و درجه گیرداری انتهایی تامین شده توسط تیرهای موجود در قاب کنترل می‌شود. اگر مفاصل پلاستیک در تیر گیردارکننده ستون شکل بگیرد، با نزدیک شدن سازه به مکانیسم خرابی، مقاومت محوری آن به شدت کاهش می‌یابد. اعمال ضابطه این بند به اعضای گیردارکننده خمشی منجر می‌شود که مقاومت کافی در برابر لنگرهای انتهایی ستون در گره اتصال را داشته باشند.

ت ۶-۵-۴-۴-۴ لنگر بیشینه در یک عضو فشاری، مانند یک ستون، دیوار یا مهاربند، ممکن است بین دو انتهای آن ایجاد شود. در حالی که نرم‌افزارهای تحلیل مرتبه دوم به ارزیابی تشدید لنگرهای انتهایی می‌پردازند، ممکن است تشدید بین دو انتها جز برای اعضایی که در طول خود تقسیم شده‌اند، در نظر گرفته نشود. تشدید باید با استفاده از روشی که در بند ۶-۵-۴-۴ ذکر شده است، ارزیابی شود.

ت ۶-۵-۵ باز پخش لنگرها در اعضای خمشی ممتد

ت ۶-۵-۵-۱ باز پخش لنگرها به وجود شکل‌پذیری کافی در نواحی مفاصل پلاستیک بستگی دارد. مفاصل پلاستیک در مقاطعی که حداکثر لنگر مثبت یا منفی ایجاد می‌شوند تشکیل شده و باعث تغییر در نمودار لنگر الاستیک می‌شوند. نتیجه غیر معمول، کاهش مقادیر حداکثر لنگر منفی در مناطق تکیه‌گاهی و افزایش مقادیر لنگرهای مثبت، بین تکیه‌گاه‌ها نسبت به مقادیر محاسبه شده توسط تحلیل خطی است. با این حال، از آنجا که لنگرهای منفی معمولاً برای یک الگوی بارگذاری و لنگرهای مثبت برای حالت دیگر تعیین می‌شوند (بند ۶-۴-۳-۳ یک استثنا را برای برخی شرایط بارگذاری ویژه توضیح می‌دهد)، می‌توان با کاهش حداکثر لنگرهای مثبت الاستیک و افزایش لنگرهای منفی، در آرماتورگذاری صرفه‌جویی کرد، بنابراین پوش حداکثر لنگرهای منفی و مثبت در هر قسمت از دهانه محدود می‌شود. مفاصل پلاستیک اجازه استفاده

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۶-۵-۵-۲ مقادیر لنگرهای باز پخش شده در طول دهانه باید با استفاده از مقادیر لنگرهای کاهش یافته و با رعایت شرایط تعادل استاتیکی برای هر ترتیب بارگذاری در دهانه‌ها محاسبه شوند. ضابطه این بند باید در مورد برش‌ها و عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی نیز رعایت شود.	از ظرفیت کامل سطح مقاطع بیش‌تری در یک عضو خمشی در بارهای نهایی را می‌دهند. مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که ترک‌خوردگی و تغییرشکل تیرهای طراحی شده با باز پخش لنگرها، در بارهای بهره‌برداری به میزان قابل توجهی بیش‌تر از تیرهای طراحی شده با فرض رفتار الاستیک نیستند. همچنین، این مطالعات نشان می‌دهد که ظرفیت دورانی کافی برای باز پخش لنگرهای مجاز توسط آیین‌نامه، در صورتی‌که اعضا ضوابط بند ۶-۵-۵-۱ را اقناع کنند، وجود دارد. باز پخش لنگرها طبق بند ۶-۵-۵، در صورت استفاده از مقادیر تقریبی لنگرهای خمشی مناسب نیست. همچنین باز پخش لنگرها برای سیستم‌های دال دوطرفه که با استفاده از الگوی بارگذاری بند ۶-۳-۴-۳ تحلیل می‌شوند، مناسب نیست. در این بارگذاری‌ها فقط ۷۵ درصد از بار زنده ضریب‌دار کامل استفاده می‌شود، که خود این امر با لحاظ باز پخش لنگرها است.
۶-۶ تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم	**ت ۶-۶ تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم**
۶-۶-۱ کلیات	**ت ۶-۶-۱ کلیات**
۶-۶-۱-۱ در تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم، اثرات بارهای محوری، وجود نواحی ترک‌خورده در طول عضو و آثار طول زمان وارد شدن بار باید مورد بررسی قرار گیرند. این اثرات با منظور نمودن مشخصات مقطع، که در بند ۶-۶-۲ تعریف شده است، تامین می‌گردند.	در تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم، برای در نظرگرفتن اثرات $P\Delta$، هندسه تغییرشکل یافته سازه در معادلات تعادل وارد می‌شود. در این حالت رفتار سازه الاستیک فرض شده اما اثرات ترک‌خوردگی و خزش با استفاده از سختی موثر EI در نظر گرفته می‌شود. در حالی‌که در روش تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول معادلات تعادل با استفاده از هندسه اصلی تغییرشکل نیافته سازه اقناع می‌شوند و اثرات $P\Delta$ با تشدید لنگرهای مهارنشده انتهای ستون با استفاده از روابط ۶-۱۶ یا ۶-۱۷ برآورد می‌شود. ت ۶-۶-۱-۱ سختی EI مورد استفاده در تحلیل برای طراحی مقاومت باید مبین سختی اعضا بلافاصله قبل از شکست باشد. این امر بخصوص برای تحلیل مرتبه دوم که باید تغییرشکل‌های جانبی را هنگامی که بارها به مقدار نهایی خود نزدیک می‌شوند، پیش‌بینی کند، نیز صادق است. مقادیر EI نباید تنها بر اساس روابط لنگر-

متن اصلی

۶-۶-۱-۲ اثرات لاغری در طول ستون باید بررسی شوند. بدین منظور می‌توان این اثرات را مطابق **بند ۶-۵-۴-۳** محاسبه نمود.

۶-۶-۱-۳ باز پخش لنگرهایی که از تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم محاسبه شده‌اند، بر اساس **بند ۶-۵-۵**، مجاز است.

۶-۶-۲ مشخصات مقطع اعضا

۶-۶-۲-۱ در تحلیل برای بارهای ضریب‌دار، می‌توان از مشخصات مقاطع اعضا که بر اساس **بند ۶-۵-۳-۱** محاسبه شده‌اند، استفاده نمود.

۶-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییرشکل‌های آنی و درازمدت بارهای قائم بهره‌برداری، باید از ضوابط **فصل ۱۹** استفاده نمود. همچنین می‌توان مقادیر تغییرشکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی ۱/۴ برابر مقدار I که بر اساس **بند ۶-۵-۳-۱** ویا هر روش دقیق‌تر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگتر از I_g در نظر گرفته شود.

تفسیر/توضیح

انحنا برای مقطع بحرانی در طول هر عضو در نظر گرفته شود، بلکه باید مطابق با رابطه لنگر-دوران کل عضو باشد.

برای در نظرگرفتن تغییرات مشخصات واقعی اعضا، مشخصات مورد استفاده در تحلیل باید در ضریب کاهش سختی Φ_K کوچکتر از یک ضرب شوند. در مشخصات مقطع اعضا تعریف شده در **بند ۶-۶-۲** اثر ضریب کاهش سختی دیده شده است. ضریب کاهش سختی Φ_K را می‌توان برابر با ۰/۸۷۵ در نظر گرفت. باید توجه داشت که سختی کل با در نظر گرفتن اینکه مدول الاستیسیته بتن E_c متناسب با مقاومت مشخصه فشاری آن است، مجددا کاهش می‌یابد. در صورتی‌که تغییرشکل‌های مهارنشده تابعی از میانگین مقاومت بتن بوده و معمولا مقدار بیش‌تری دارد.

ت ۶-۶-۱-۲ لنگر خمشی در عضو فشاری ممکن است در بین دو انتهای آن به مقدار حداکثر برسد. در برنامه‌های تحلیل کامپیوتری، می‌توان ستون‌ها را برای ارزیابی اثرات لاغری، بین دو انتها با تخصیص گره در طول آن‌ها به چند قسمت تقسیم نمود. اگر ستون به چند قسمت تقسیم نشده باشد، اثرات لاغری را می‌توان با استفاده از روش تشدید لنگر قاب مهار شده که در **بند ۶-۵-۴-۳** تشریح شده است، با در نظر گرفتن لنگرهای انتهای عضو حاصل از تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم به عنوان ورودی، ارزیابی کرد. طبعا در تحلیل مرتبه دوم اثر تغییرمکان نسبی انتهای عضو در نظر گرفته شده است.

ت ۶-۶-۲ مشخصات مقطع اعضا

متن اصلی

۶-۷ تحلیل غیرالاستیک

۶-۷-۱ کلیات

۶-۷-۱-۱ در تحلیل غیرالاستیک، رفتار غیرخطی مصالح باید منظور شود. در تحلیل غیرالاستیک مرتبه اول، تعادل در وضعیت تغییرشکل نیافته تامین می‌شود. تحلیل غیرالاستیک مرتبه دوم، تعادل را در وضعیت تغییرشکل یافته تامین می‌کند.

۶-۷-۱-۲ روش تحلیل غیرالاستیک باید بتواند نشان دهد تطابق نزدیکی بین مقاومت و تغییرشکل‌های محاسبه شده اعضا با نتایج آزمایش‌های فیزیکی بر اجزای بتن‌آرمه، زیر مجموعه‌ها، یا سیستم‌های سازه‌ای که ساز و کار رفتاری آن‌ها مشابه سازه مورد نظر باشد، وجود دارد.

۶-۷-۱-۳ در تحلیل غیرالاستیک اثرات لاغری باید لحاظ شوند، مگر این که طبق **بند ۶-۲-۲** بتوان از آن‌ها صرف نظر نمود. در این ارتباط استفاده از ضوابط **بند ۶-۵-۴-۳** در طول ستون مجاز می‌باشد.

۶-۷-۱-۴ باز پخش لنگرها در سازه‌هایی که با تحلیل غیرالاستیک محاسبه شده‌اند، مجاز نیست.

تفسیر/توضیح

ت ۶-۷ تحلیل غیرالاستیک

ت ۶-۷-۱ کلیات

ت ۶-۷-۱-۱ غیرخطی شدن مصالح ممکن است بواسطه عوامل متعددی نظیر مدت زمان بارگذاری، جمع‌شدگی و خزش تحت تاثیر قرار گیرد.

ت ۶-۷-۱-۲ این تطابق باید در نقاط مشخصه در پاسخ گزارش شده، نشان داده شوند. نقاط مشخصه انتخابی باید بسته به هدف تحلیل، بارهای اعمالی، ساز و کار رفتاری اعضا، زیرمجموعه‌ها یا سیستم سازه‌ای انتخاب شوند. در تحلیل غیرخطی برای طراحی تحت بارهای سطح بهره‌برداری، مقادیر بارها و تغییرشکل‌های نقاط مشخصه باید از مقادیر نظیر آن‌ها در زمان تسلیم آرماتورها کوچکتر باشد. در تحلیل غیرخطی برای دستیابی به پاسخ تحت بارهای سطح طراحی، بارها و تغییرشکل‌های نقاط مشخصه باید کمتر از مقادیر متناظر آن‌ها در زمان تسلیم آرماتورها و شروع کاهش مقاومت باشد. در صورتی‌که بارهای طراحی تا مرحله کاهش مقاومت افزایش نیابند نیاز به در نظر گرفتن کاهش مقاومت نمی‌باشد. معمولا برای طراحی با استفاده از تحلیل‌های غیرالاستیک باید مقاومت مشخصه مصالح و مقادیر میانگین سایر مشخصات مصالح و سختی در نظر گرفته شوند. در تحلیل تاریخچه پاسخ غیرالاستیک، برای صحت سنجی طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله باید مقاومت مورد انتظار مصالح، مشخصات مورد انتظار مصالح و سختی مورد انتظار اعضا به کار گرفته شوند.

ت ۶-۷-۱-۳ مطابق با تفسیر ارایه شده **بند ۶-۶-۱-۲**.

ت ۶-۷-۱-۴ در **بخش ۶-۵-۵** باز پخش لنگرهای محاسبه شده با استفاده از تحلیل الاستیک برای محاسبه پاسخ غیرالاستیک سیستم مجاز است. در محاسبه لنگرها به وسیله تحلیل غیرالاستیک، بصورت صریح پاسخ غیرالاستیک محاسبه شده، بنابراین باز پخش مجدد لنگرها در این حالت مجاز نمی‌باشد.

متن اصلی	*تفسیر/توضیح*
۶-۸ تحلیل به روش اجزای محدود	**ت ۶-۸ تحلیل به روش اجزای محدود**
۶-۸-۱ از روش اجزای محدود برای تحلیل سازه‌ها می‌توان استفاده نمود. مدل به کار گرفته شده در این روش باید تا حد امکان برای هدف مورد نظر مناسب باشد.	ت ۶-۸-۱ مهندس طراح باید از مدل تحلیلی مناسب برای هدف مورد نظر استفاده کند. این امر شامل انتخاب نرم‌افزار مناسب، نوع المان، شبکه‌بندی مدل و سایر فرضیات مدل‌سازی می‌باشد. انواع متنوعی از نرم‌افزارهای تحلیل اجزای محدود در دسترس هستند شامل نرم‌افزارهایی که تحلیل‌های استاتیکی، دینامیکی، الاستیک و غیر الاستیک را انجام می‌دهند. المان مورد استفاده باید قادر به تعیین پاسخ مورد نیاز باشد. مدل‌های اجزای محدود، ممکن است دارای المان تیر- ستون باشند که اعضای قاب سازه‌ای را به همراه المان تنش مسطح، المان صفحه و پوسته و انواع المان حجمی برای مدل‌سازی دال‌ها، پی‌های گسترده، دیافراگم‌ها، دیوارها و اتصالات، مدل کنند. اندازه شبکه‌ها باید طوری انتخاب شوند که قادر به تعیین پاسخ سازه‌ای با جزییات کافی باشند. استفاده از هر نوع فرضیات منطقی برای سختی اعضا مجاز است.
۶-۸-۲ در تحلیل غیرخطی با این روش اصل جمع آثار معتبر نیست و باید برای هر ترکیب بار تحلیل جداگانه‌ای انجام داده شود.	ت ۶-۸-۲ در تحلیل غیرخطی اجزای محدود، استفاده از اصل جمع آثار قوا معتبر نمی‌باشد. به عنوان مثال برای تعیین پاسخ نهایی غیرخطی عضو، انجام تحلیل تحت بارهای بهره‌برداری و متعاقبا ترکیب نتایج به صورت خطی با استفاده از ضرایب بار صحیح نمی‌باشد. برای هر ترکیب بار ضریب‌دار باید یک تحلیل غیرخطی جداگانه انجام شود.
۶-۸-۳ باز پخش لنگرها در سازه‌های تحلیل شده با روش اجزای محدود غیرخطی مجاز نیست.	
۶-۸-۴ استفاده از متوسط‌گیری پاسخ‌ها در طول محدودی از عضو در تحلیل به روش اعضای محدود مجاز می‌باشد. طول محدود مورد نظر، نظیر بعد نوار ستونی در دال، در قسمت‌های مختلف این آیین‌نامه تعیین شده‌اند.	
۶-۹ روش‌های ساده شده تحلیل الاستیک	**ت ۶-۹ روش‌های ساده شده تحلیل الاستیک**
۶-۹-۱ تیرها و دال‌های یک‌طرفه ممتد	**ت ۶-۹-۱ تیرها و دال‌های یک‌طرفه ممتد**
۶-۹-۱-۱ در تیرها و دال‌های یک‌طرفه ممتد، در صورتی‌که شرایط «الف» تا «ث» زیر موجود باشند، لنگرهای خمشی و تلاش‌های برشی را می‌توان در مقاطع مختلف با استفاده از جدول ۶-۳ تعیین نمود.	

متن اصلی

الف- تیر یا دال حداقل دو دهانه داشته باشد؛
ب- هر یک از اعضا در طول خود دارای مقطع ثابت باشند؛
پ- طول دهانه بزرگتر از دو دهانه مجاور، از ۲۰ درصد طول دهانه کوچک‌تر تجاوز ننماید؛
ت- بارها در سراسر طول تیر یا دال، تقریباً به صورت یکنواخت توزیع شده باشند؛
ث- شدت بار زنده از سه برابر شدت بار مرده بیش‌تر نباشد.

۶-۹-۱-۲ بازپخش لنگر، در لنگرهای خمشی محاسبه شده بر طبق **جدول ۶-۳** مجاز نمی‌باشد.

۶-۹-۱-۳ اختلاف لنگرهای خمشی محاسبه شده در وجوه تکیه‌گاه‌های تیرها بر طبق **بند ۶-۹-۱**، در صورت وجود ستون‌های تکیه‌گاهی، باید بین ستون‌های بالا و پایین طبقه به نسبت سختی آن‌ها توزیع شود.

تفسیر/توضیح

ت ۶-۹-۱-۳ در صورتی‌که تیرها و دال‌های یک‌طرفه ممتد جزئی از قاب یا ساخت و ساز یکپارچه باشد، لنگرها و برش‌های تقریبی مقادیری منطقی را برای شرایط مقرر شده ارائه می‌دهند. به این دلیل که الگوهای بارگذاری که مقادیر بحرانی را برای لنگر ستون‌های قاب ایجاد می‌کنند با ترکیباتی که لنگرهای منفی حداکثر در تیرها را ایجاد می‌کنند، متفاوت هستند، لنگرهای ستون باید به طور جداگانه ارزیابی شوند.

جدول ۶-۳ مقادیر تقریبی لنگرها و برش‌ها در تیرها و دال‌های یک‌طرفه ممتد

۱- لنگر مثبت	الف- دهانه‌های انتهایی،	- با انتهای غیر ممتد، به صورت ساده (غیر گیردار)	$w_u \frac{l_n^2}{11}$
		- با انتهای غیر ممتد، به صورت یکپارچه با تکیه‌گاه	$w_u \frac{l_n^2}{14}$
	ب- دهانه‌های داخلی:		$w_u \frac{l_n^2}{16}$
۲- لنگر منفی	الف - لنگر منفی در وجه خارجی اولین تکیه‌گاهی داخلی:	- دو دهانه	$w_u \frac{l_n^2}{9}$
		- بیش‌تر از دو دهانه	$w_u \frac{l_n^2}{10}$
	ب- لنگر منفی در وجوه دیگر تکیه‌گاه‌های داخلی		$w_u \frac{l_n^2}{11}$
۳- لنگر منفی در موارد خاص	الف- لنگر منفی در وجوه تکیه‌گاه‌های خارجی دال‌ها با دهانه‌های حداکثر ۳ متر و تیرهایی که در آن‌ها نسبت مجموع سختی ستون‌ها به مجموع سختی تیرها در هر انتهای دهانه بیش‌تر از ۸ باشد		$w_u \frac{l_n^2}{12}$
	ب- لنگر منفی در وجه داخلی تمام تکیه‌گاه‌های خارجی برای اعضایی که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یکپارچه ساخته شده باشند،	- در مواردی که تکیه‌گاه، یک تیر لبه باشد	$w_u \frac{l_n^2}{24}$
		- در مواردی که تکیه‌گاه، ستون باشد	$w_u \frac{l_n^2}{16}$
۴- برش در تیرهای ممتد	الف - برش در اعضای انتهایی در وجه اولین تکیه‌گاه داخلی:		$1.15\, w_u \frac{l_n}{2}$
	ب- برش در وجوه سایر تکیه‌گاه‌ها:		$w_u \frac{l_n}{2}$
یادداشت: در محاسبه لنگرهای منفی، l_n باید برابر با متوسط طول دهانه های طرفین تکیه‌گاه در نظر گرفته شود.			

فصل هفتم

ضریب‌های بار، ترکیبات بارگذاری و ضریب‌های کاهش مقاومت

فصل هفتم
ضریب‌های بار، ترکیبات بارگذاری و ضریب‌های کاهش مقاومت

متن اصلی

۷-۱ گستره

این فصل به ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری در طراحی و نیز ضریب‌های کاهش مقاومت اختصاص دارد و شامل موارد زیراند:

الف- ضریب‌های بار؛
ب- ترکیب‌های بارگذاری؛
پ- ضریب‌های کاهش مقاومت.

۷-۲ کلیات

۷-۲-۱ بارهای وارد بر سازه بر اساس موارد مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و نوع کاربری سازه انتخاب می‌شوند. این بارها عمدتا شامل بار مرده، زنده، برف، باران، باد، زلزله، فشار خاک، فشار آب، بارهای ناشی از تغییرات درجه حرارت و نیز بارهای ناشی از تغییرات حجمی بتن (جمع‌شدگی و خزش) هستند. مهندس مشاور ممکن است بسته به نوع سازه و عملکرد آن، بارهای دیگری را نیز در بارگذاری مورد توجه قرار دهد.

۷-۲-۲ بارهای وارد بر سازه ساختمان‌ها و نیز چگونگی ترکیب‌های آن‌ها در تعیین آثار حداکثر، موضوع مبحث ششم مقررات ملی می‌باشند و رعایت آن‌ها الزامی است. بیان ترکیب‌های بار در این فصل تنها برای سهولت استفاده از این آیین‌نامه است. بدیهی است چنان‌چه تغییری در ضوابط مبحث ششم در موضوع ترکیب‌های بار پیش آید، آن تغییر در این فصل نیز باید رعایت گردد.

تفسیر/توضیح

ت ۷-۱ گستره

ت ۷-۲ کلیات

ت ۷-۲-۱ الزامات این فصل عمدتا بارهای مرده، زنده، برف، باد و زلزله و همچنین بارهایی نظیر فشار خاک و آب را بر اساس آن چه در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان آورده شده است، ارائه می‌دهد. در آن، آیین‌نامه‌ها، ضوابط و شرایطی برای بار باد در سطح بهره برداری ارائه شده است که جهت کنترل ضوابط بهره‌برداری مورد استفاده قرار می‌گیرد. بدیهی است که بارها و ضریب‌های بهره‌برداری، برای طراحی در سطح مقاومت و روش طرح مقاومت مناسب نبوده و نباید به کار گرفته شوند.

ت ۷-۲-۲ این فصل بر اساس ویرایش سال ۱۳۹۸ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، تنظیم شده است.

متن اصلی

۷-۲-۳ در حالت‌های خاص، مهندس مشاور می‌تواند از استانداردهای معتبر بین‌المللی برای برآورد بارهای خاص استفاده نماید.

۷-۲-۴ ضریب‌های کاهش سربار بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ایران تعیین می‌شوند.

۷-۳ ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری

۷-۳-۱ ضریب‌های بار

۷-۳-۱-۱ مقاومت مورد نیاز، U، باید حداقل معادل تاثیرات بارهای با ضریب مندرج در **جدول ۷-۱** و با در نظر گرفتن سایر الزامات **بخش ۷-۳** باشد.

در **جدول ۷-۱**، منظور از «بار اصلی» در یک ترکیب بارگذاری، باری است که آن ترکیب اصولا بر پایه عملکرد آن بار، ولی در کنار تاثیر سایر بارهای مرتبط تنظیم شده است.

متغیرهای به‌کار رفته در **رابطه (۷-۱)** تا **رابطه (۷-۷)** به شرح زیر هستند:

U= بار ترکیبی ویا مقاومت مورد نیاز برای تحمل بارهای ضریب‌دار ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط،

D= بارهای مرده ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط،

تفسیر/توضیح

ت ۷-۲-۳ در سازه‌های خاص اگر مهندس مشاور تشخیص دهد که برآورد بعضی از بارهای اثر کننده در سازه بر اساس موارد مطرح شده در این آیین‌نامه امکان پذیر نیست، استفاده از استانداردهای معتبر بین‌المللی با ذکر مرجع مجاز است.

ت ۷-۳ ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری

ت ۷-۳-۱ ضریب‌های بار

ت۷-۳-۱-۱ مقاومت مورد نیاز، U، بر اساس بارهای ضریب‌دار بیان می‌شود. بارهای ضریب‌دار همان بارهای مشخص شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان هستند که در ضرایب مناسب ضرب شده‌اند. اگر نیروها و لنگرهای داخلی به صورت خطی با بارهای وارد بر سازه مرتبط باشند، مقاومت مورد نیاز، U، را می‌توان بر حسب آن تلاش‌های داخلی ضرب در ضرایب مرتبط تعیین نموده و به جواب واحد رسید. اگر تلاش‌های داخلی به صورت غیر خطی با بارها مرتبط باشند، نظیر آن چه از تحلیل P-Δ قاب به دست می‌آید، لازم است بارها قبل از تعیین تلاش‌های داخلی ضریب‌دار شوند.

جدول ۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

شماره رابطه	بار اصلی	ترکیب‌های بارگذاری
۷-۱	D	1) $U = 1.4D$
۷-۲	L	2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
۷-۳	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$	3) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ + (1.0L or 0.5(1.6W))
۷-۴	w	4) $U = 1.2D + 1.0\text{L} + 1.6\text{W} + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
۷-۵	E	5) $U = 1.2D + 1.0\text{E} + 1.0\text{L} + 0.2\text{S}$
۷-۶	W	6) $U = 0.9D + 1.6\text{W}$
۷-۷	E	7) $U = 0.9D + 1.0\text{E}$

متن اصلی

F= بارهای ناشی از وزن ویا فشارهای مرتبط با سیالات با چگالی مشخص و با حداکثر ارتفاع قابل کنترل، ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط؛

L = بارهای زنده ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط؛

H= بارهای ناشی از وزن یا فشار خاک، آب در خاک یا سایر مصالح، ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط؛

L_r= بار زنده بام ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط؛

S= بار برف ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط؛

R = بار باران ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط؛

W= بار باد ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط؛

E= تأثیرات نیروهای زلزله ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط.

۷-۱-۳-۲ تاثیرات یک یا چند باری که به طور همزمان اثر نمی‌کنند (مثلا بار باد و بار زلزله)، باید به طور جداگانه در نظر گرفته شوند، ولی تاثیرات آن‌ها به طور همزمان منظور نمی‌گردند.

۷-۱-۳-۳ ضریب‌های بار باد در **جدول ۷-۱** بر این اساس تعیین شده که بارگذاری باد بر مبنای بارهای سطح بهره‌برداری تعیین شده باشد. با این وجود اگر بار باد بر اساس بارهای سطح مقاومت تعیین شده باشد، لازم است در **رابطه‌های ۷-۳، ۷-۴** و **۷-۶**، به جای 1.6W از 1.0W استفاده شود.

۷-۱-۳-۴ در مواردی که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان نیاز به منظور نمودن اثرات مولفه قائم زلزله علاوه بر اثرات مولفه‌های افقی آن باشد، ترکیب‌های بارگذاری **رابطه‌های ۷-۵ و ۷-۷** به صورت زیر اصلاح می‌شوند:

$$U = (1.2 + 0.6AI)D + \rho E_h + 1.0L + 0.2 \quad \text{رابطه(۷-۸)}$$

$$U = (0.9 - 0.6AI)D + \rho E_h \quad \text{رابطه(۷-۹)}$$

در این رابطه‌ها A نسبت شتاب مبنای طرح است که بر اساس مبحث ششم برای پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم به ترتیب معادل ۰/۳۵، ۰/۳۰، ۰/۲۵ و ۰/۲۰

تفسیر/توضیح

ضریب تعیین شده برای هر بار متاثر از:

۱- میزان دقتی که به طور معمول آن بار را می‌توان تعیین کرد،

۲- میزان تغییراتی که در آن بار در طول دوره عمر مفید ساختمان انتظار می‌رود.

اصولا بار مرده به صورت دقیق‌تری تعیین شده و تغییرات کم‌تری برای آن در طول زمان محتمل است؛ به همین جهت به آن ضریب کوچک‌تری نسبت به بار زنده اختصاص داده می‌شود. ضرایب بار همچنین عدم دقت در تحلیل سازه را که برای تعیین لنگرها و برش‌های داخلی انجام می‌شود، نیز جبران می‌کند.

آیین‌نامه ضرایب بار را برای ترکیب‌های مشخصی از بار ارائه می‌دهد. در تعیین ضریب‌های بارگذاری، به احتمال وقوع همزمان بارها نیز توجه می‌شود. اگر چه غالب ترکیب‌های متداول بارگذاری در نظر گرفته شده است، نباید فرض نمود که تمام حالات پوشش داده شده است.

در تعیین U برای ترکیب‌های بارگذاری، لازم است توجه مناسب به علامت (مثبت یا منفی) مبذول گردد، زیرا یک نوع بار ممکن است تاثیراتی در جهت مقابل آن چه از نوع دیگری از بار حاصل می‌شود، ایجاد کند. ترکیب‌های بار با $0.9D$ برای حالتی آورده شده‌اند که یک بار مرده بزرگ‌تر، تاثیرات سایر بارها را کاهش می‌دهد. این حالت بارگذاری همچنین ممکن است برای مقطع ستون در وضعیت کشش-کنترل نیز بحرانی باشد. در چنین حالتی کاهش در بار محوری فشاری، یا توسعه کشش با یا بدون افزایش لنگر، ممکن است به یک ترکیب بار بحرانی منجر شود.

لازم است به ترکیب‌های بارگذاری مختلف برای تعیین بحرانی‌ترین شرایط بارگذاری توجه ویژه مبذول شود. این مورد به طور مشخص وقتی مورد توجه قرار می‌گیرد که مقاومت به بیش از یک اثر بار وابسته باشد، مانند مقاومت برای ترکیب لنگر و بار محوری، ویا مقاومت برشی در اعضای با بار محوری.

اگر شرایط غیرمتعارف اعتماد بیش‌تری به مقاومت اعضای مشخصی را در مقایسه با شرایطی که به طور معمول در عمل پیش می‌آید ایجاب کند، ممکن است کاهش در ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ تصریح شده، ویا افزایش در ضریب‌های بار تصریح شده، در بعضی از اعضا مناسب باشد.

بار باران R در رابطه‌های ۷-۲ تا ۷-۴ باید تمام انباشتگی محتمل آب را در نظر بگیرد. بام‌ها باید با شیب ویا افتادگی کافی طراحی شوند تا از خروج مناسب آب با احتساب خیز دراز مدت بام بر اثر

متن اصلی

منظور می‌شود و I ضریب اهمیت ساختمان است که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی برای طبقه‌بندی ساختمان در گروه‌های ۱، ۲، ۳ و ۴ به ترتیب معادل ۱/۴، ۱/۲، ۱/۰ و ۰/۸ در نظر گرفته می‌شود همچنین ρ ضریب نامعینی سازه است که در مبحث ششم مقررات ملی تعیین شده و برای ساختمان‌های با میزان نامعینی کافی برابر ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود و E_h تأثیرات بار نیروهای افقی زلزله ویا لنگرها و نیروهای داخلی مربوط است.

۷-۳-۱-۵ اثرات اضافه مقاومت هر جا که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی مورد نیاز باشند، باید در برآورد بار زلزله و ترکیب‌های بارگذاری منظور شوند.

۷-۳-۱-۶ اگر سازه در ناحیه سیل قرار داشته باشد، بارهای ناشی از سیل، F_a، باید بر اساس ضوابط مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ویا مقررات معتبر بین‌المللی دیگر تعیین شوند.

۷-۳-۱-۷ اگر سازه تحت تاثیر نیروهای ناشی از یخ‌زدگی جوّی و باد روی یخ قرار داشته باشد، بارهای ناشی از یخ، D_i و ناشی از باد روی یخ، W_i، باید بر اساس ضوابط مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ویا مقررات معتبر بین‌المللی دیگر تعیین شوند.

۷-۳-۱-۸ مقاومت مورد نیاز، U، باید شامل تاثیرات بار داخلی ناشی از عکس‌العمل‌های ایجاد شده بر اساس پیش‌تنیدگی، با ضریب بار ۱/۰ باشد.

۷-۳-۲ ضوابط بار زنده در ترکیب‌های بار

۷-۳-۲-۱ کاهش سربار زنده مبتنی بر ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان امکان‌پذیر است، بنابراین در ترکیب‌های بارگذاری ارائه شده، می‌توان بار زنده کاهش یافته را به عنوان L به کار برد.

۷-۳-۲-۲ ضریب بار مربوط به بار L را در **رابطه‌های ۷-۳**، **۷-۴** و **۷-۵**، می‌توان به ۰/۵ کاهش داد، مگر در بارگذاری پارکینگ‌ها، بارگذاری محل‌های ازدحام عمومی و محل‌هایی که در آن‌ها میزان بار زنده بیش از ۵ کیلونیوتن بر متر مربع

تفسیر/توضیح

بارهای مرده اطمینان حاصل شود. اگر خیز اعضای بام احتمالا به انباشتگی آب همراه با خیز بیش‌تر و انباشتگی اضافی همراه می‌شود، در طراحی باید اطمینان حاصل شود که این عمل به خودی خود محدود خواهد شد.

آیین‌نامه‌های ساختمانی و مراجع بار طراحی به نیروهای زلزله در تراز مقاومت و ضریب بار متناظر برابر با ۱/۰ اشاره می‌کنند، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و اکثر آیین‌نامه‌های بین‌المللی، در صورت عدم اتکا به یک آیین‌نامه ساختمانی که تاثیرات زلزله در تراز مقاومت را توصیف کند، ضریب بار بزرگتری برای E مورد نیاز است. ضریب تاثیر E در آیین‌نامه‌های ساختمانی و استانداردهای مرجع بار طراحی شامل هر دو حرکت افقی و قائم زمین، به ترتیب E_h و E_v، است. تاثیر حرکت‌های قائم زمین به صورت جمع یا کسر از اثر بار مرده، D، اعمال می‌شود. این تاثیر به تمام عناصر سازه‌ای اعم از این که جزئی از سیستم مقاوم در مقابل نیروهای زلزله باشند یا نه، اعمال می‌شود، مگر آن که به طور مشخص توسط آیین‌نامه ساختمانی منع شده باشد.

مناطق در معرض سیل توسط نقشه‌های خطر پذیری سیل مشخص شده و معمولا توسط مراکز مسئول ذی‌ربط تعیین می‌شوند.

تشکیل یخ بر عضو سازه‌ای، بار وارده و سطح پیش آمده در معرض باد را افزایش می‌دهد. آیین‌نامه‌های مرتبط معمولا نقشه‌هایی را برای ضخامت محتمل یخ بر اساس باران‌های یخی که همزمان با ۳ ثانیه سرعت جهشی باد همراه می‌شوند، با یک زمان بازگشت ۵۰ سال، تهیه می‌کنند.

ت ۷-۳-۲ ضوابط بار زنده در ترکیب‌های بار

ت ۷-۳-۲-۲ ضریب اصلاح بار ارائه شده در این قسمت از کاهش سربار زنده بر اساس سطح بارگذاری شده که در آیین‌نامه‌های ساختمانی مجاز شمرده شده، متفاوت است. کاهش سربار زنده بر اساس سطح بارگذاری شده، بار زنده اسمی را، از L_0 در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، به L اصلاح می‌کند. کاهش سربار زنده را به صورتی که در آیین‌نامه‌های ساختمانی مشخص شده

متن اصلی	تفسیر/توضیح
باشد. استفاده از ضریب ۰/۵ مورد اشاره در کنار بار زنده کاهش یافته نیز مجاز است.	است، می‌توان در ترکیب با ضریب بار ۰/۵ که در این جا مشخص شده است، به کار برد.
۷-۳-۲-۳ بار زنده شامل همه موارد ممکن از مجموعه زیر است:	
الف- بارهای زنده متمرکز؛ ب- بارهای وابسته به وسایل نقلیه؛ پ- بارهای جرثقیل؛ ت- بارهای وارد بر نرده‌ها، نرده حفاظ و سیستم‌های حفظ وسایل نقلیه؛ ث- اثر ضربه؛ ج- تاثیر ارتعاش.	
۷-۳-۳ ضوابط بارهای خود کرنشی (T) در ترکیب‌های بار	**ت ۷-۳-۳ ضوابط بارهای خود کرنشی (T) در ترکیب‌های بار**
اگر نیروهای ناشی از تقیُّد مرتبط با تغییر حجم و نشست نامساوی در بار T بتوانند به طور مخالف بر عملکرد و ایمنی سازه اثر بگذارند، لازم است این تاثیرات در ترکیب با سایر بارها در نظر گرفته شوند. ضریب بار T باید بر اساس موارد زیر تعیین شود: - در نظر گرفتن عدم قطعیت مرتبط با بزرگی بار T ، - میزان احتمال این که حداکثر تاثیر T به طور همزمان با سایر بارهای اعمالی رخ دهد، - و نیز عواقب نامناسب محتمل این که اثر T از آن چه فرض شده، بزرگتر شود. در هر حال ضریب بار T نباید از ۱/۰ کمتر منظور شود.	از روش‌های مختلفی جهت وارد کردن حرکت‌های ناشی از تغییر حجم ویا نشست نامساوی می‌توان استفاده نمود. تقید چنین حرکت هایی می‌تواند باعث ایجاد نیروها و لنگرهای قابل ملاحظه‌ای نظیر کشش در دال ویا نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در اعضای قائم، در عضو شود. نیروهای ناشی از اثرات T عموما محاسبه نشده و با سایر تاثیرات بار ترکیب نمی‌شوند. بلکه در طراحی‌ها با تکیه بر آن چه در گذشته به صورت موفقیت آمیز انجام شده، از اعضا و اتصالات شکل‌پذیر استفاده می‌شود تا حرکت‌های ناشی از نشست نامساوی و تغییر حجمی سازگار گردد، در حالی که مقاومت مورد نیاز در مقابل بارهای ثقلی و جانبی نیز فراهم می‌شود. از درزهای انبساط و ایجاد نوار فاصله در ساخت استفاده می‌شود تا حرکت‌های ناشی از تغییر حجم بر اساس عملکرد ساختمان‌های مشابه محدود گردد. آرماتورهای افت و حرارت معمولا بر اساس سطح مقطع ناخالص بتن و نه بر اساس نیروی محاسبه شده تعیین می‌شود، اگر چه ممکن است بیش از آرماتورهای خمشی مورد نیاز باشد. در مواردی‌که حرکت‌های سازه‌ای ممکن است منجر به آسیب عناصر غیر شکل‌پذیر شود، محاسبه جهت پیش‌بینی نیرو باید با در نظر گرفتن تغییر ذاتی حرکت مورد انتظار و پاسخ سازه‌ای همراه شود. در مورد بزرگی تاثیرات تغییر حجم در سازه‌های بلند و روش‌های شامل نمودن نیروهای ناشی از آن‌ها در طراحی، تحقیقات مفصلی انجام شده که در ادبیات این نوع ساختمان‌ها می‌توان جستجو نمود.

متن اصلی

۷-۳-۴ ضوابط بارهای مرتبط با فشار سیال و خاک در ترکیب‌های بار

۷-۳-۴-۱ در صورت حضور بار سیال، F، لازم است این بار در ترکیب‌های بارگذاری جدول ۷-۱ بر اساس همه موارد زیر وارد شود.

الف- اگر F به تنهایی عمل کرده ویا به تاثیرات D اضافه شود، لازم است با ضریب بار ۱/۴ در رابطه (۷-۱) وارد گردد.

ب- اگر F به بار اصلی اضافه گردد، لازم است با ضریب بار ۱/۲ در رابطه‌های ۷-۲ تا ۷-۵ وارد شود.

پ- اگر تاثیر بار F دائمی بوده و تاثیر بار اصلی را کم کند، لازم است با ضریب بار ۰/۹ در رابطه (۷-۷) وارد گردد.

ت- اگر تاثیر بار F دائمی نبوده ولی در صورت حضور، تاثیر بار اصلی را کم کند، F نباید در رابطه‌های ۷-۱ تا ۷-۷ وارد شود.

۷-۳-۴-۲ اگر فشار جانبی خاک، H، حضور داشته‌باشد، لازم است در همه رابطه‌های ترکیب‌های بار جدول ۷-۱ بر اساس موارد زیر وارد شود:

الف- اگر H به تنهایی عمل کرده ویا به اثر بار اصلی اضافه شود، لازم است با ضریب بار ۱/۶ وارد گردد.

ب- اگر تاثیر بار H دائمی بوده و تاثیر بار اصلی را کم کند، لازم است با ضریب بار ۰/۹ وارد گردد.

پ- اگر تاثیر بار H دائمی نبوده ولی در صورت حضور، تاثیر بار اصلی را کم کند، H نباید در ترکیب‌های بار وارد شود.

۷-۴ ضریب‌های کاهش مقاومت

۷-۴-۱ ضریب‌های کاهش مقاومت، ϕ، بر اساس جدول ۷-۲ تعیین می‌شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۷-۳-۴ ضوابط بارهای مرتبط با فشار سیال و خاک در ترکیب‌های بار

ت ۷-۳-۴-۱ ضریب‌های بار مورد نیاز برای فشارهای جانبی خاک، آب در خاک و سایر مواد، تغییر پذیری در آن‌ها و امکان این که آن مواد برداشته شوند را انعکاس می‌دهد. در ادبیات بحث‌های مفید بیش‌تری را در ارتباط با ضریب‌های بار H می‌توان ملاحظه نمود.

ت ۷-۴ ضریب‌های کاهش مقاومت

ت ۷-۴-۱ اهداف استفاده از ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ عبارت است از:

۱- جبران کردن احتمال وجود اعضای با مقاومت پایین به دلیل تغییرات در مقاومت مصالح و ابعاد،

۲- جبران کمی دقت در روابط طراحی،

۳- انعکاس شکل‌پذیری موجود و قابلیت اعتماد مورد نیاز در اعضا تحت تاثیرات بار مورد نظر،

۴- انعکاس اهمیت عضو در سازه.

متن اصلی

تفسیر/توضیح

ضریب‌های کاهش مقاومت در این آیین‌نامه با ترکیب‌های بار ارائه شده در این فصل و در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان همساز و هماهنگ هستند.

در ارتباط با مورد ۶ در **جدول ۷-۲**، لازم به ذکر است که رفتار نشیمن (براکت و کوربل) به طور مشخص با برش کنترل می‌شود، بنابراین از مقدار $\phi = 0.75$ برای همه حالت‌های بالقوه شکست استفاده می‌شود.

ضریب کاهش مقاومت در اعضای بتنی ساده (مورد ۹ از **جدول ۷-۲**) برای تمام حالت‌های بالقوه شکست یکسان است. از آن جا که هر دو مقاومت کششی خمشی و مقاومت برشی در بتن ساده به مقاومت کششی بتن وابسته است، بدون مقاومت ذخیره یا شکل‌پذیری که ممکن است توسط آرماتور فراهم شود، ضریب‌های کاهش مقاومت یکسان برای لنگر و برش در نظر گرفته می‌شود که مناسب به نظر می‌رسد.

جدول ۷-۲ ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع	ϕ
۱) لنگر، نیروی محوری، ویا ترکیب لنگر خمشی و نیروی محوری	
الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۷-۴-۲)	۰/۹۰
ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۷-۴-۲)	
- اعضای با دورپیچ	۰/۷۵
- سایر اعضا	۰/۶۵
پ) مقاطع در ناحیه انتقال (بند ۷-۴-۴)	۰/۹۰ تا ۰/۶۵
۲) برش	۰/۷۵
۳) پیچش	۰/۷۵
۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)	۰/۶۵
۵) نواحی مهاری پس کشیده	۰/۸۵
۶) نشیمن‌ها (براکت‌ها و کوربل‌ها)	۰/۷۵
۷) نواحی مختلف در مدل‌های بست و بند	۰/۷۵
۸) اجزای اتصالات اعضای پیش‌ساخته‌ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می‌شوند.	۰/۹۰
۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)	۰/۶۰
۱۰) مهار در عناصر بتنی	۰/۷۵تا ۰/۴۵

متن اصلی

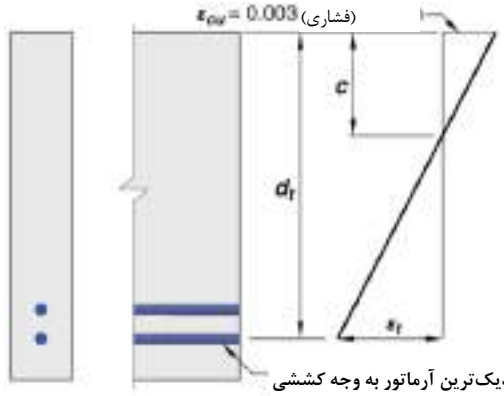
۲-۴-۷ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، ویا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ε_{cu}، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین آرماتور کششی مقطع، ε_t، بزرگتر یا مساوی $e_{ty} + 0.003$ باشد. e_{ty} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است و برای آرماتورهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته فولاد تعیین می‌شود.

۳-۴-۷ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، ویا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع فشار-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها همزمان با لحظه گسیختگی مقطع و وقتی که ε_{cu} به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t، کوچکتر یا مساوی با ε_{ty} باشد. برای آرماتور S420، اجازه داده می‌شود که این حد کرنش برابر با ۰/۰۰۲ در نظر گرفته شود.

تفسیر/توضیح

ت ۷-۴-۲ در این بند مقطع کشش کنترل تعریف شده است. مقطع فشار کنترل به همراه جزییات این مقاطع در بند ت ۷-۳-۴ ارایه شده است.

ت۷-۴-۳ مقاومت اسمی یک عضو تحت لنگر خمشی ویا ترکیب لنگر و بار محوری برای شرایطی که کرنش در دورترین تار فشاری مقطع معادل حد کرنش مفروض ۰/۰۰۳ باشد، در نظر گرفته می‌شود. کرنش کششی خالص ε_t کرنشی کششی است که در دورترین آرماتور کششی تحت تاثیر مقاومت اسمی محاسبه می‌شود، بدون آن که شامل کرنش‌های ناشی از پیش تنش، خزش، انقباض و درجه حرارت باشد. کرنش کششی خالص در دورترین آرماتور کششی از توزیع خطی کرنش تحت مقاومت اسمی تعیین می‌شود، شکل ۷-۱.



شکل ۷-۱ توزیع کرنش و کرنش کششی خالص در یک عضو بتن‌آرمه

اعضایی که فقط تحت تاثیر فشار خاص باشند «فشار-کنترل» و اعضایی که فقط تحت کشش خالص باشند «کشش-کنترل» در نظر گرفته می‌شوند.

اگر کرنش کششی خالص در دورترین آرماتور کششی به اندازه کافی بزرگ باشد $\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$، مقطع به صورت کشش-

متن اصلی	تفسیر/توضیح
	کنترل تعریف می‌شود، برای چنین مقطعی زنگ خطر شکست را می‌توان از خیز ویا ترک خوردگی بیش از اندازه انتظار داشت. حد $\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$ شکل‌پذیری کافی برای غالب کاربردها را فراهم می‌کند. قبلا حد کشش-کنترل برای ε_t به میزان ۰/۰۰۵ تعیین شده بود، که در ابتدا برای رده S420 فولاد غیر پیش‌تنیده و پیش‌تنیده تعیین شده بود و با ملاحظاتی برای رده‌های بالاتر فولاد غیرپیش‌تنیده نیز قابل کاربرد بود. در حال حاضر این حد به مقدار $\varepsilon_{ty} + 0.003$ ارتقا یافته است که بر اساس نتایج تجربی، نشان داده شده است که این حد شکل‌پذیری مقطع بتن‌آرمه را برای تمام رده‌های فولاد فراهم می‌کند.
	یک حالت خاص که رفتار شکل‌پذیرتری مورد نیاز می‌باشد، طراحی جهت بازتوزیع لنگر در اعضا و قاب‌های پیوسته است. چون بازتوزیع لنگر به شکل‌پذیری موجود در نواحی مفصل پلاستیک بستگی دارد، بازتوزیع لنگر به مقاطعی محدود شده است که کرنش کششی خالص در آن‌ها حداقل ۰/۰۰۷۵ باشد.
	اگر کرنش کششی در دورترین آرماتور کششی کوچک باشد $\varepsilon_t < \varepsilon_{ty}$، شرایط شکست فشاری ترد با کم‌ترین اخطار از شکست در حال وقوع، انتظار می‌رود.
	تیرها و دال‌های بتن‌آرمه غالبا کشش-کنترل هستند، در حالی که ستون‌ها ممکن است فشار-کنترل باشند. بعضی از اعضا نظیر آن‌هایی که تحت نیروهای محوری کم و لنگرهای خمشی زیاد قرار دارند، کرنش کششی خالص در دورترین تار کششی در محدوده ε_{ty} و $\varepsilon_{ty} + 0.003$ را تجربه می‌کنند. چنین مقاطعی در ناحیه انتقال بین «فشار-کنترل» و «کشش-کنترل» هستند.
	در مقاطعی که تحت اثر ترکیب بار محوری و لنگر خمشی قرار دارند، مقاومت‌های طراحی با ضرب مقادیر P_n و M_n در یک مقدار یکسان مناسبی از ϕ تعیین می‌شوند.
	برای مقاطع فشار-کنترل در مقایسه با مقاطع کشش-کنترل از آن جهت از ضریب ϕ کم‌تری استفاده می‌شود که این مقاطع شکل‌پذیری اندکی داشته و حساسیت بیش‌تری نسبت به تغییرات مقاومت بتن دارند و معمولا در اعضایی ظاهر می‌شوند که بار سطوح بارگذاری شده بزرگتری را نسبت به اعضای با مقاطع کشش-کنترل تحمل می‌کنند. به ستون‌های با آرماتور دورپیچ در مقایسه با ستون‌های با سایر آرماتورهای عرضی، ضریب ϕ بزرگتری اختصاص داده شده است، زیرا ستون با دورپیچ از شکل‌پذیری و طاقت بالاتری برخوردار است. برای مقطع در محدوده ناحیه انتقال، مقدار ϕ مطابق شکل ۲-۷ با درون‌یابی خطی تعیین می‌شود.

متن اصلی

۴-۴-۷ اگر در مقطع تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، ویا ترکیب لنگر و نیروی محوری، همزمان با لحظه گسیختگی، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی بین حد کرنش فشار-کنترل، ε_{ty} و حد کرنش کشش-کنترل، $e_{ty}+0.003$، قرار گیرد، مقطع در ناحیه انتقال منظور می‌شود. برای مقطع انتقالی، ضریب کاهش مقاومت ϕ با درون‌یابی خطی بین حالت‌های قبلی، بر اساس رابطه(۷-۱۰) «الف» و «ب» محاسبه می‌شود. برای این مقطع همچنین اجازه داده می‌شود که از ϕ مربوط به مقطع فشار-کنترل استفاده گردد.

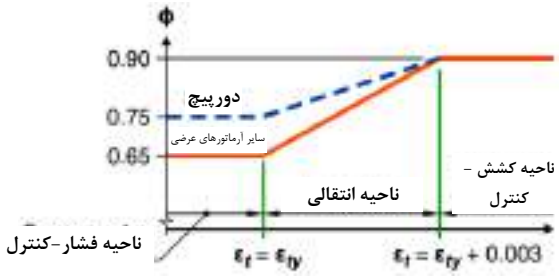
رابطه(۷-۱۰الف) (اعضای با دورپیچ)
$$\phi = 0.75 + 0.15\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003}$$

(۷-۱۰ب) (سایر اعضا)
$$\phi = 0.65 + 0.25\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003}$$

۵-۴-۷ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، ویا دیوار سازه‌ای متوسط پیش‌ساخته در مناطق لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، در مقابل تاثیرات زلزله، E، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کمتر از برش متناظر با توسعه مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی مورد اشاره باید مقدار حداکثر

تفسیر/توضیح



شکل ۷-۲ تغییرات ϕ بر اساس کرنش کششی خالص در دورترین فولاد کششی

ت ۷-۴-۵ این بند مربوط به اعضای با کنترل تحت برش نظیر دیوارهای کوتاه، بخش‌هایی از دیوار که بین بازشوها قرار دارند، ویا دیافراگم‌هاست که در آن‌ها مقاومت برشی اسمی کم‌تر از برش متناظر با توسعه مقاومت خمشی اسمی برای شرایط بارگذاری مرتبط است.

دیوارهای سازه‌ای کوتاه، اعضای قائم اصلی سیستم مقاوم در مقابل نیروی جانبی در بسیاری از سازه‌های پارکینگ‌ها در زلزله‌های گذشته (نظیر زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴) آسیب جدی دیدند. در بعضی از آن موارد دیوارها اساسا رفتار الاستیک خطی داشتند، در حالی که دیافراگم‌ها پاسخ غیر الاستیک از خود نشان دادند. این بند به منظور افزایش مقاومت دیافراگم و اتصالات آن در ساختمان‌هایی است که در آن‌ها ضریب کاهش مقاومت برشی

متن اصلی

محاسبه شده با منظور کردن بارهای محوری ضریب‌دار از آن ترکیب‌های بارگذاری که شامل E است، در نظر گرفته شود.

ب- برای دیافراگم‌ها، ϕ در برش نباید از کم‌ترین ϕ برشی که برای اجزای قائم سیستم اولیه مقاوم در برابر نیروهای لرزه‌ای استفاده شده است، بیش‌تر شود.

پ- برای عناصر شالوده که سیستم اولیه مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، ϕ در برش نباید از کم‌ترین مقدار مورد استفاده ϕ برای اجزای قائم سیستم اولیه مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای، بیش‌تر باشد.

ت- در اتصالات تیر- ستون قاب‌های خمشی ویژه و نیز در تیرهای هم‌بندی که با آرماتورگذاری قطری مسلح شده‌اند، در برش $\phi = 0.85$ منظور می‌شود.

تفسیر/توضیح

دیوارها برابر ۰/۶ است، نظیر سازه‌هایی که تمایل دارند اضافه مقاومت نسبتا بالایی داشته باشند.

در عناصر شالوده‌هایی که بار دیوارهای با کنترل تحت برشی را که با ضریب کاهش مقاومت ۰/۶ طراحی شده‌اند، تحمل می‌کنند، در نظر است که قابلیت اعتماد سازگار برای برش فراهم شود. به همین دلیل نباید ϕ در برش از کم‌ترین مقدار مورد استفاده برای اجزای قائم سیستم اولیه مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای، بیش‌تر باشد

فصل هشتم

ارزیابی مقاومت مقطع در خمش، بارمحوری، برش، پیچش و برش – اصطکاک

فصل هشتم

ارزیابی مقاومت مقطع در خمش، بارمحوری، برش، پیچش و برش – اصطکاک

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

۸-۱ گستره

ت ۸-۱ گستره

۸-۱-۱ ضوابط این فصل به تعیین مقاومت اسمی مقاطع تحت اثر نیروهای مختلف داخلی اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- مقاومت خمشی؛
ب- مقاومت محوری ویا مقاومت توام خمشی- محوری؛
پ- مقاومت برشی یک‌طرفه؛
ت- مقاومت برشی دوطرفه،
ث- مقاومت پیچشی،
ج- مقاومت اتکایی،
چ- مقاومت برش اصطکاکی.

ت۸-۱-۱ ضوابط این فصل در هر جا که مقاومت یک عضو در مقاطع بحرانی ارزیابی می‌شود، به کار می‌رود.

۸-۱-۲ روش طراحی اعضای بتن‌آرمه، روش «طرح مقاومت» است و مقاومت طراحی یک مقطع برابر با حاصل ضرب مقاومت اسمی، S_n، در ضریب کاهش مقاومت مرتبط، ϕ، می‌باشد. طراحی مقاطع در روش «طرح مقاومت» بر مبنای تامین رابطه $\phi S_n \geq U$ صورت می‌گیرد. در این فصل به چگونگی ارزیابی S_n در حالت‌های مختلف نیروهای داخلی پرداخته می‌شود.

ت۸-۱-۲ الزام اساسی در روش طرح مقاومت آن است که مقاومت طراحی بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت مورد نیاز باشد.

۸-۱-۳ رعایت ضوابط الزامی این فصل برای همه اعضای بتن‌آرمه ضروری است، مگر آن که عضو یا ناحیه‌ای از عضو بر اساس روش خرپایی مطابق فصل ۲۲ طراحی شوند.

متن اصلی

۸-۱-۴ طرح مقطع بتن‌آرمه طوری انجام می‌شود که بر اساس (۱-۱)، مقاومت طراحی، ϕS_n، از مقاومت مورد نیاز، U ، کمتر نباشد. رابطه (۱-۱) برای طراحی مقاطع بتن‌آرمه به صورت تفصیلی برای کنترل لنگر خمشی، نیروی برشی، لنگر پیچشی و نیروی محوری فشاری، به ترتیب در رابطه (۸-۱) «الف» تا «ت» به صورت زیر بیان می‌شوند:

$$\phi M_n \geq M_u \qquad \text{(۸-۱ الف)}$$

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \text{(۸-۱ ب)}$$

$$\phi T_n \geq T_u \qquad \text{(۸-۱ پ)}$$

$$\phi P_n \geq P_u \qquad \text{(۸-۱ ت)}$$

در رابطه‌های فوق M_n، V_n، T_n و P_n به به ترتیب مقاومت خمشی اسمی، مقاومت برشی اسمی، مقاومت پیچشی اسمی و مقاومت فشاری اسمی مقطع هستند که بر اساس فرضیات و معادلات مبتنی بر روش طرح مقاومت که در این فصل ارائه می‌شود، محاسبه می‌گردند. همچنین مقاومت‌های مورد نیاز M_u، V_u، T_u و P_u به ترتیب لنگر خمشی، نیروی برشی، لنگر پیچشی و نیروی محوری مورد نیاز هستند که با تحلیل الاستیک سازه تحت بارهای ضریب‌دار به دست می‌آیند.

۸-۲ مقاومت خمشی

۸-۲-۱ کلیات

مقاومت خمشی مقطع بر مبنای تامین رابطه (۸-۱) «الف» کنترل می‌شود.

۸-۲-۲ فرضیات طراحی

۸-۲-۲-۱ در هر مقطع لازم است تعادل بین نیروهای موثر برقرار گردد.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۲ مقاومت خمشی

ت ۸-۲-۱ کلیات

ت ۸-۲-۲ فرضیات طراحی

ت ۸-۲-۲-۱ در محاسبه مقاومت خمشی و محوری یک عضو بر اساس روش طرح مقاومت، لازم است که دو شرط اساسی تامین شود: ۱) تعادل و ۲) هم‌سازی کرنش‌ها. تعادل به نیروهایی که روی سطح مقطع در مقاومت اسمی اثر می‌کنند اشاره دارد. ارتباط بین تنش و کرنش در بتن و آرماتور تقویت کننده در مقاومت اسمی، در محدوده فرضیات طراحی که در بخش ۸-۲-۲ اجازه داده شده است، برقرار می‌شود.

متن اصلی

۸-۲-۲-۲ کرنش در تارهای مقطع بتنی و نیز در آرماتورها به صورت خطی متناسب با فاصله آن تار یا آرماتور از محور خنثی تعیین می‌شود.

۸-۲-۲-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود.

۸-۲-۲-۴ از مقاومت کششی بتن در مقطع صرف نظر می‌شود.

۸-۲-۲-۵ رابطه بین تنش و کرنش فشاری بتن را می‌توان به صورت مستطیلی، ذوزنقه‌ای، سهمی ویا هر شکل و منحنی دیگری در نظر گرفت، به شرط آن که با نتایج آزمایش‌های جامع مرتبط، تطابق داشته باشد. در این ارتباط می‌توان از توزیع تنش مستطیلی معادل طبق مشخصات بند ۸-۲-۲-۶ استفاده نمود.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۲-۲-۲ فرض توزیع خطی کرنش در مقطع عضو بتن‌آرمه منطقی است (حتی نزدیک به مقاومت اسمی، مگر در مواردی که در پیوست مربوط به روش خرپایی بیان شده است). این فرض بر مبنای اصل برنولی است که بر اساس آن مقاطع مسطح پس از تغییر شکل خمشی مسطح باقی می‌مانند.

بر این اساس فرض می‌شود که کرنش در هر ردیف آرماتور و تارهای بتن مستقیما متناسب با فاصله از محور خنثی باشد. این فرض در طراحی برای تعیین کرنش و تنش متناظر در آرماتور از اهمیت اساسی برخوردار است.

ت ۸-۲-۲-۳ کرنش فشاری حداکثر بتن در آستانه خرد شدگی آن در آزمایش‌های مختلف از ۰/۰۰۳ تا بالاتر از ۰/۰۰۸ تحت شرایط ویژه مشاهده شده است. با این وجود کرنشی که در آن مقاومت عضو توسعه می‌یابد برای اعضای با مصالح و با نسبت‌های معمولی اجزا و مقاومت‌های متداول، معمولا ۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۴ است. اکثر آیین‌نامه‌های دنیا در جهت اطمینان این کرنش را ۰/۰۰۳ فرض می‌کنند. آیین‌نامه کانادا که بر اساس طراحی در حالت‌های حدی استوار است، این کرنش را ۰/۰۰۳۵ فرض می‌کند.

ت ۸-۲-۲-۴ مقاومت کششی بتن در خمش که به نام مدول گسیختگی خوانده می‌شود، معمولا بین ۱۰ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری بتن است. نسبت بزرگتر مربوط به بتن با مقاومت بیش‌تر است و در محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع به طور محافظه کارانه از مقاومت کششی بتن در خمش صرف نظر می‌شود. با این وجود، مقاومت کششی بتن در برآورد ترک خوردگی و تغییر شکل عضو تحت بارهای سرویس کاملا حائز اهمیت است.

ت ۸-۲-۲-۵ در سطوح بالای کرنش، رابطه تنش-کرنش برای بتن غیر خطی بوده و تنش متناسب با کرنش نیست. همان طور که در بند ۸-۲-۲-۳ ذکر شد، حداکثر کرنش قابل استفاده در طراحی برای بتن ۰/۰۰۳ منظور می‌شود.

توزیع واقعی تنش فشاری بتن در مقطع عضو پیچیده بوده و معمولا به صورت واضح شناخته شده نیست. خصوصیات مهم توزیع تنش فشاری بتن (برآیند و نقطه اثر) را می‌توان با تقریب خوب با استفاده از فرضیات مختلفی که برای شکل توزیع تنش توسط محققین ارائه شده است، تخمین زد.

برای طراحی، آیین‌نامه اجازه داده است که از توزیع معادل مستطیلی تنش فشاری (بلوک فشاری) بتن، به جای تخمین‌هایی با جزئیات بیش‌تر از توزیع تنش بتن، استفاده شود. این توزیع تنش به نام «بلوک فشاری ویتنی» خوانده می‌شود.

متن اصلی

۸-۲-۶ تنش فشاری بتن برابر با $0.85\,f_c'$ و با توزیع یکنواخت در ناحیه فشاری معادل که به وجوه جانبی مقطع و یک خط موازی با تار خنثی و به فاصله a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌شود، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a، از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$a = \beta_1 c \qquad (۸-۲)$$

در این رابطه:

c عمق تار خنثی، یعنی فاصله موقعیت تار بتنی با حداکثر کرنش فشاری تا تار خنثی در راستای عمود بر تار خنثی است.

ضریب β_1 که ضریب عمق بلوک مستطیل معادل تنش فشاری است، به صورت زیر تعیین می‌شود:

الف- برای $17 \le f_c' \le 28\,\text{MPa}$

$$\beta_1 = 0.85 \qquad (۸-۳\text{ الف})$$

ب- برای $f_c' > 28\,\text{MPa}$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f_c' - 28) \ge 0.65 \qquad (۸-۳\text{ ب})$$

۸-۲-۷ در مواردی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده می‌شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_1 f_c'$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این موارد ضریب α_0 به صورت زیر تعیین می‌شود.

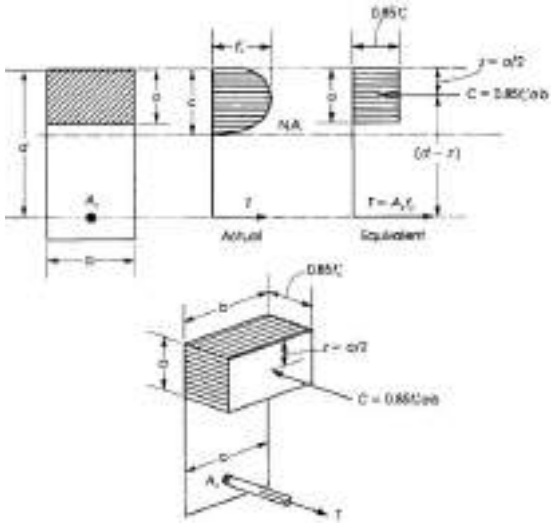
$$\alpha_1 = 0.85 - \frac{0.0022}{7}(f_c' - 55) \ge 0.7 \qquad (۸-۴)$$

تفسیر/توضیح

ت ۸-۲-۶ توزیع تنش مستطیلی معادل بیان‌گر توزیع تنش واقعی ناحیه فشاری در مقاومت اسمی نبوده، ولی اساسا همان مقاومت ترکیبی خمشی و فشار محوری بر اساس آن چه در آزمایش به دست می‌آید را فراهم می‌کند.

مقدار β_1 به صورت تجربی تعیین شده است و حد پایینی آن مبتنی بر نتایج آزمایش از تیرهایی که با مقاومت بتن بیش از ۵۵ مگاپاسکال ساخته شده‌اند، می‌باشد.

توزیع حقیقی و مستطیلی معادل تنش فشاری بتن در لحظه گسیختگی نهایی با نمایشی از عمق بلوک فشاری تنش، a، در کنار عمق تار خنثی، c، در شکل ۸-۱ ارائه شده است.



شکل ۸-۱ توزیع حقیقی و معادل تنش فشاری بتن در لحظه گسیختگی نهایی

ت ۸-۲-۷ تحقیقات نشان داده است که شدت بلوک مستطیلی ویتنی برای تنش فشاری بتن، در بتن با مقاومت بالا، کم‌تر از $0.85\,f_c'$ می‌باشد. بعضی از آیین‌نامه‌ها از جمله ACI 318 از این تفاوت صرف نظر کرده‌اند. آیین‌نامه بتن ایران (و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) نیز اجازه داده است که برای بتن‌های با مقاومت بالا از این تفاوت صرف نظر نموده و شدت بلوک تنش را برابر با $0.85\,f_c'$ فرض نمود، ویا بر اساس آن چه گروه کاری نوآور مطابق مرجع ۸-۹-۲ ذکر کرده است، برای مقاومت فشاری بیش از ۵۵ مگاپاسکال، به صورت دقیق‌تر شدت بلوک مستطیلی فشاری را برابر با $\alpha_0\,f_c'$ در نظر گرفت که مقدار α_0 از رابطه (۸-۴) تعیین می‌شود.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۸-۲-۲-۸ تنش در آرماتورهای مقطع، در مواردی که کرنش در آن‌ها کمتر از کرنش تسلیم آرماتور، ε_y، است، از حاصل ضرب مدول الاستیسیته آرماتور در کرنش آن محاسبه می‌شود و در مواردی که کرنش مساوی یا بیش‌تر از ε_y است، برابر با تنش تسلیم آرماتور، f_y ، منظور می‌شود.	
۸-۲-۳ مقاومت خمشی اعضای بتنی مرکب (غیر یکپارچه)	**ت ۸-۲-۳ مقاومت خمشی اعضای بتنی مرکب (غیر یکپارچه)**
۸-۲-۳-۱ مقاومت خمشی اسمی مقاطع در اعضای بتنی مرکب را که در محل به طور مجزا ساخته ویا ریخته شده و به صورتی به هم متصل گردیده‌اند که به طور واحد در مقابل بارها مقاومت می‌کنند، می‌توان مشابه اعضای بتنی یکپارچه و با استفاده از مشخصات تمام مقطع مرکب تعیین نمود.	
۸-۲-۳-۲ در محاسبه M_n در تیرها و دال‌های بتنی مرکب، نباید تفاوتی بین اعضای شمع‌بندی شده و بدون شمع در نظر گرفت.	ت ۸-۲-۳-۲ در این فصل بنا بر آن است که اعضای خمشی بتنی مرکب نیز در ضوابط مربوط به مقاومت منظور شوند. در موارد خاص با بتن‌ریزی درجا، بتن‌ریزی جداگانه باید طوری در طراحی منظور شود که عضو به صورت یک‌پارچه عمل کند. در این موارد اتصال برای بارهایی طراحی می‌شود که در سطح تماس منتقل می‌شوند. تیرهای سازه‌ای مرکب فولادی- بتنی در این فصل پوشش داده نمی‌شوند. تمهیدات طراحی برای این نوع از اعضای مرکب در مراجع دیگری از جمله در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ویا در مرجع ۸-۹-۱ قابل دست‌یابی است.
۸-۲-۳-۳ در محاسبه M_n در اعضای بتنی مرکب، اگر مقاومت فشاری مشخصه بتن در اجزای مختلف متفاوت باشد، باید از مشخصات هر یک از اجزا برای همان جز استفاده کرد. همچنین می‌توان از f_c' مربوط به جزئی که بحرانی‌ترین مقدار M_n را به دست می‌دهد، استفاده نمود.	
۸-۳ مقاومت محوری یا مقاومت توام خمشی و محوری	**ت ۸-۳ مقاومت محوری یا مقاومت توام خمشی و محوری**
۸-۳-۱ کلیات	**ت ۸-۳-۱ کلیات**
۸-۳-۱-۱ مقاومت محوری مقطع بر مبنای تامین رابطه (۸-۱) «ت» کنترل می‌شود. همچنین مقاومت توام محوری و	

متن اصلی

خمشی مقاطع بر مبنای تامین رابطه (۸-۱)«الف» و رابطه (۸-۱)«ت» و با منظور کردن اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی کنترل می‌شود.

۸-۳-۲ فرضیات طراحی

فرضیات طراحی برای مقاومت محوری ویا مقاومت توام محوری و خمشی مشابه فرضیات طراحی برای خمش، موضوع بند ۸-۲-۲ می‌باشند.

۸-۳-۳ حداکثر مقاومت فشاری محوری

۸-۳-۳-۱ به منظور در نظر گرفتن خروج از محوری اتفاقی، مقاومت فشاری اسمی، P_n، نباید از $P_{n,\max}$، مطابق بندهای «الف» تا «پ» زیر تجاوز کند.

الف- برای ستون با تنگ بسته:

$$P_{n,\max} = 0.8P_0$$ رابطه(۸-۵) الف

ب- برای ستون با دورپیچ:

$$P_{n,\max} = 0.85P_0$$ (۸-۵) ب

پ- برای اعضای شالوده عمیق با تنگ بسته:

$$P_{n,\max} = 0.8P_0$$ (۸-۵) پ

در این رابطه‌ها، P_0 مقاومت فشاری اسمی تحت اثر بار محوری بدون خروج از مرکزیت بوده و به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$P_0 = 0.85f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st}\, f_y \qquad (۸-۶)$$

که در آن A_g مساحت سطح مقطع کل و A_{st} سطح مقطع فولادهای طولی است. در این رابطه مقدار f_y به ۵۵۰ مگاپاسکال محدود می‌شود.

۸-۳-۳-۲ آرماتورهای عرضی به صورت تنگ‌های بسته ویا دورپیچ که به عنوان مهار جانبی آرماتورهای طولی در اعضای

تفسیر/توضیح

ت ۸-۳-۲ فرضیات طراحی

ت ۸-۳-۳ حداکثر مقاومت فشاری محوری

ت ۸-۳-۳-۱ جهت منظور کردن خروج از مرکزیت تصادفی، مقاومت طراحی محوری یک مقطع در فشار خالص به ۸۰ تا ۸۵ درصد مقاومت محوری اسمی محدود می‌شود. این درصدها تقریبی از مقاومت‌های محوری در نسبت‌های برون محوری به عمق $(\frac{e}{h})$ معادل ۰/۱۰ و ۰/۰۵ برای اعضایی که بر اساس الزامات مورد اشاره در بند ۸-۳-۳-۲ با تنگ یا دورپیچ تقویت شده‌اند، فراهم می‌کند. این محدودیت بار محوری برای اعضای فشاری با بتن‌ریزی درجا و یا پیش‌ساخته اعمال می‌شود. مقدار f_y از آن جهت به ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شده است که انتظار می‌رود بتن به ظرفیت فشاری خود قبل از گذشتن آرماتور طولی از این تنش، رسیده باشد. الزامات آرماتور عرضی ستون به اعضای شالوده‌های عمیق گسترش داده نمی‌شود. جزئیات الزامات چنین اعضایی در فصل ۱۵ ارائه شده است.

متن اصلی

فشاری به کار می‌روند، باید ضوابط مرتبط را که در فصل‌های ۱۲ و ۲۱ ارائه شده‌اند، تامین نمایند.

۸-۳-۴ حداکثر مقاومت کششی محوری

۸-۳-۴-۱ مقاومت کششی محوری اسمی، P_{nt}، نباید از حداکثر مقاومت کششی محوری $P_{nt,\max}$ که بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود، بیش‌تر شود.

$$P_{nt,\max} = A_{st}\ f_y \qquad (۷-۸)$$

۸-۴ مقاومت برشی یک‌طرفه

۸-۴-۱ کلیات

۸-۴-۱-۱ مقاومت برشی یک‌طرفه مقاطع بر مبنای تامین رابطه (۸-۱)«ب» کنترل می‌شود.

۸-۴-۱-۲ مقاومت برشی یک‌طرفه اسمی مقطع، V_n، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (۸-۸)$$

در این رابطه V_c و V_s به ترتیب مقاومت‌های تامین شده توسط بتن و آرماتورهای برشی در مقطع هستند که بر اساس بندهای ۸-۴-۴ و ۸-۴-۵ تعیین می‌شوند.

۸-۴-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه زیر برآورده شود:

$$V_u \le \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c'}\, b_w d\right) \qquad (۹-۸)$$

تفسیر/توضیح

ت ۸-۳-۴ حداکثر مقاومت کششی محوری

ت ۸-۴ مقاومت برشی یک‌طرفه

ت ۸-۴-۱ کلیات

ت ۸-۴-۱-۲ در یک عضو بدون آرماتور برشی، فرض می‌شود که برش توسط بتن تحمل می‌شود. در یک عضو با آرماتور برشی، فرض می‌شود که قسمتی از مقاومت برشی توسط بتن و بقیه آن توسط آرماتور برشی تحمل می‌شود.

در آیین‌نامه‌های جدید و از جمله در این آیین‌نامه روابط برش یک طرفه برای بتن غیر پیش‌تنیده طوری تغییر کرده است که تاثیر عمق عضو که به عنوان «اثر اندازه» نامیده می‌شود و تاثیرات نسبت آرماتورهای طولی بر مقاومت برشی در نظر گرفته شود.

مقاومت برشی بتن، V_c، به صورت برشی که باعث ترک خوردگی مورب در مقطع می‌شود، در نظر گرفته می‌شود. پس از ترک خوردگی، V_c به سه عامل درگیری دانه‌ها در یکدیگر، اثر زبانه‌ای آرماتورها و برشی که در ناحیه فشاری بتن منتقل می‌شود، نسبت داده می‌شود. مقاومت برشی به یک تنش برشی متوسط بر یک سطح مقطع موثر $b_w d$، وابسته است.

بر اساس فصل ۲۲، استفاده از روش خرپایی در طراحی برشی هر عضو سازه‌ای بتنی، ویا هر ناحیه ناپیوسته در عضو، مجاز است.

ت ۸-۴-۱-۳ محدودیت در ابعاد مقطع در این بند بدین منظور است که شکست محتمل فشاری قطری در بتن به حداقل رسیده و میزان ترک خوردگی و عرض ترک محدود گردد.

متن اصلی

که در آن b_w و d به ترتیب عرض جان و عمق موثر مقطع هستند.

۸-۴-۱-۴ اثر هر گونه بازشو در اعضا باید در محاسبه V_n در نظر گرفته شود.

۸-۴-۱-۵ اثر کشش محوری ناشی از خزش و جمع‌شدگی بتن در اعضای مقید شده باید در محاسبه V_c منظور شود.

۸-۴-۱-۶ اثر فشار مورب ناشی از خمش در اعضای با عمق متغیر را می‌توان در محاسبه V_c در نظر گرفت.

۸-۴-۱-۷ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، از تاثیر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور متعامد x و y اثر می‌کنند، می‌توان صرف نظر کرد.

الف (۸-۱۰) $\frac{V_{u,x}}{\emptyset V_{n,x}} \leq 0.5$

ب (۸-۱۰) $\frac{V_{u,y}}{\emptyset V_{n,y}} \leq 0.5$

۸-۴-۱-۸ اگر (۸-۱۰)«الف» و (۸-۱۰)«ب» برآورده نشود، لازم است رابطه زیر تامین گردد.

(۸-۱۱) $\frac{V_{u,x}}{\emptyset V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\emptyset V_{n,y}} \leq 1.5$

تفسیر/توضیح

ت ۸-۴-۱-۴ بازشو در جان یک عضو می‌تواند مقاومت برشی آن را کاهش دهد. تاثیرات چنین بازشویی در منابع مرتبط و از جمله در مرجع ۸-۹-۳ مورد بحث قرار گرفته است. از روش خرپایی نیز به صورتی که در فصل ۲۲ اشاره شده است، می‌توان برای طراحی اعضای با بازشو استفاده نمود.

ت۸-۴-۱-۵ در نظر گرفتن کشش محوری نیاز به قضاوت مهندسی دارد. کشش محوری غالبا به دلیل تغییرات حجمی رخ می‌دهد، اما ممکن است در حدی کم باشد که در عملکرد یک سازه با درزهای انبساطی کافی و تامین الزامات حداقل آرماتور طولی، تعیین کننده تلقی نشود. در صورتی که در مقدار کشش محوری عدم اطمینان وجود داشته باشد، ممکن است طراحی برشی آرماتور جهت تحمل کل برش مطلوب باشد.

ت۸-۴-۱-۶ در یک عضو با مقطع متغیر، برش داخلی در هر مقطع با مولفه قائم تنش‌های خمشی مورب، افزایش یا کاهش می‌یابد.

ت۸-۴-۱-۷ اعضای بتن‌آرمه نظیر ستون و تیر ممکن است تحت برش دوطرفه قرار گیرند. در مقاطع دایروی که به صورت متقارن تقویت شده باشند، مقاومت برشی اسمی یک طرفه در راستای هر محور دلخواه، یکسان خواهد بود. بنابراین وقتی مقطع دایروی در راستای دو محور متعامد تحت برش قرار گیرد، مقاومت برشی را می‌توان با استفاده از برش برآیند ارزیابی نمود. در مقاطع مستطیلی و سایر مقاطع، محاسبه مقاومت برشی اسمی یک طرفه در راستای برش برآیند، عملی نیست. آزمایش‌ها و نتایج تحلیلی ستون‌های بتن‌آرمه نشان داده است که در برش دو محوره، مقاومت برشی از یک نمودار اندرکنش بیضی شکل تبعیت می‌کند، به طوری که لازم است مقاومت‌های برشی اسمی یک طرفه در راستای دو جهت متعامد محاسبه گردد. در این حالت در نظر گرفتن مستقل برش در هر راستا در خلاف جهت اطمینان خواهد بود. در این موارد می‌توان از اندرکنش خطی برای در نظر گرفتن تاثیرات برش دو محوره استفاده نمود.

متن اصلی

۸-۴-۲ فرضیات و محدودیت‌ها

۸-۴-۲-۱ برای محاسبه V_c و V_s در مقاطع دایروی، عمق موثر مقطع، d، را می‌توان برابر با ۰/۸ قطر و عرض جان، b_w، را معادل با قطر مقطع در مقاطع دایروی توپر و معادل با دو برابر ضخامت دیواره در مقاطع دایروی توخالی در نظر گرفت.

۸-۴-۲-۲ برای برش یک‌طرفه، مقدار $\sqrt{f'_c}$ به کار برده شده در محاسبه V_c، نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیش‌تر باشد، مگر در تیرها و تیرچه‌های بتنی که در آن‌ها از حداقل آرماتور برشی جان، مطابق ضوابط **بند ۱۱-۵-۲** استفاده شده باشد.

۸-۴-۲-۳ مقاومت تسلیم f_y و f_{yt} که در محاسبه V_s به کار گرفته می‌شود، باید بر اساس حدود تعیین شده در **بند ۴-۷-۲** باشند. در صورتی‌که از شبکه سیمی جوش شده استفاده شده باشد، این مقاومت‌ها، نباید از ۵۵۰ مگاپاسکال بیش‌تر باشند.

۸-۴-۳ اعضای بتنی مرکب

۸-۴-۳-۱ در محاسبه V_n برای اعضای مرکبی که در محل مجزا ساخته شده و به صورتی به هم متصل شده‌اند که به طور واحد در مقابل بارها مقاومت می‌کنند، هیچ تفاوتی بین اعضای متکی به شمع ویا بدون اتکا به شمع وجود ندارد.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۴-۲ فرضیات و محدودیت‌ها

ت ۸-۴-۲-۱ آزمایش‌های برشی برای اعضای با مقاطع دایروی نشان می‌دهد که سطح موثر را می‌توان به صورت سطح ناخالص مقطع، ویا یک سطح مستطیلی معادل در نظر گرفت.

اگر چه آرماتورهای عرضی در یک مقطع دایروی ساق‌های مستقیم ندارند، اما نتایج آزمایش‌ها نشان داده است که استفاده از فرضیات این بند در روابط مربوط به محاسبه ظرفیت برشی بتن و آرماتور برشی، محافظه کارانه خواهد بود.

ت ۸-۴-۲-۲ به دلیل عدم وجود اطلاعات تجربی و تجربه عملی با بتن‌های با مقاومت بالاتر از ۷۰ مگاپاسکال، آیین‌نامه در حال حاضر مقدار حداکثر ۸/۳ مگاپاسکال را برای $\sqrt{f'_c}$ در محاسبه مقاومت برشی اعضای بتنی در نظر می‌گیرد. برای تیرها و تیرچه‌هایی که آرماتورهای عرضی آن‌ها الزامات **بند ۱۱-۵-۲** را تامین کند، استثنا از این محدودیت اجازه داده شده است. دلیل این مسئله آن است که بر اساس بعضی از نتایج آزمایش بر تیرهای بتنی، افزایش در مقدار حداقل آرماتور عرضی برای بتن با مقاومت بالا ضروری است. این آزمایش‌ها نشان می‌دهد که با افزایش f'_c در تیرهایی که با آرماتور عرضی تقویت شده باشند، به طوری که تنش برشی موثر ۰/۳۵ مگاپاسکال فراهم شده باشد، از مقاومت برشی ذخیره شده کاسته می‌شود. با تامین کردن حداقل آرماتور عرضی که با افزایش f'_c افزایش می‌یابد، کاهش در مقاومت برشی جبران می‌شود.

ت ۸-۴-۲-۳ حد بالایی ۴۲۰ مگاپاسکال برای مقادیر f_y و f_{yt} در طراحی جهت کنترل عرض ترک‌های قطری تعیین شده است.

ت ۸-۴-۳ اعضای بتنی مرکب

ت ۸-۴-۳-۱ گستره فصل حاضر شامل اعضای بتنی مرکب نیز می‌شود. در حالت‌های خاص با بتن‌ریزی درجا، ممکن است جای‌دادن و جزئیات جداگانه‌ای برای بتن طراحی شود تا به عنوان یک واحد عمل کند. در این حالت‌ها سطح تماس برای بارهایی طراحی می‌شود که در آن سطح منتقل می‌شوند. تیرهای سازه‌ای مرکب فولادی-بتنی در این فصل پوشش داده نمی‌شوند. تمهیدات

متن اصلی

۸-۴-۳-۲ در محاسبه V_n برای اعضای مرکب در صورتی‌که مقاومت فشاری، چگالی ویا مشخصه‌های دیگر بتن برای اجزای مختلف متفاوت باشند، برای هر عضو باید از مشخصات بتن مربوط به همان عضو استفاده کرد. به عنوان راهکار دیگر، می‌توان از مشخصه‌های بتن جزیی که بحرانی‌ترین مقدار V_n را به دست می‌دهد، استفاده نمود.

۸-۴-۳-۳ اگر تمام یک عضو مرکب در تحمل نیروی برشی V_u مشارکت نماید، می‌توان در محاسبه V_c، آن عضو مرکب را به صورت یک عضو یکپارچه بتنی با همان شکل سطح مقطع در نظر گرفت. در این حالت همچنین می‌توان در محاسبه V_s، آن عضو مرکب را به صورت یک عضو یکپارچه بتنی با همان شکل سطح مقطع در نظر گرفت، به شرط آن که آرماتورهای برشی عضو مرکب به طور کامل در قطعات متصل شده به یکدیگر آن عضو، با رعایت ضوابط گیرایی آرماتورهای برشی، مهار شده باشند.

۸-۴-۴ محاسبه مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۸-۴-۴-۱ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل آرماتورهای عرضی استفاده شده باشد ($A_v \geq A_{v,\min}$)، V_c را می‌توان از رابطه (۸-۱۲) «الف»، ویا از رابطه (۸-۱۲) «ب» محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u، در فشار مثبت و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d \qquad \text{(۸-۱۲) الف}$$

$$V_c = \left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d \qquad \text{(۸-۱۲) ب}$$

تفسیر/توضیح

طراحی برای این نوع از اعضای مرکب در در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ویا در مرجع ۸-۹-۱ قابل دستیابی است.

ت ۸-۴-۴ محاسبه مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

ت ۸-۴-۴-۱ نتایج آزمایش اعضای بتن‌آرمه و بدون آرماتور نشان می‌دهد که مقاومت برشی اندازه‌گیری شده برای بتن، به نسبت مستقیم با عمق عضو افزایش نمی‌یابند. این پدیده غالبا به عنوان «اثر اندازه» مورد اشاره قرار می‌گیرد. به عنوان مثال اگر عمق عضو دو برابر شود، برش گسیختگی برای تیر عمیق‌تر ممکن است کم‌تر از دو برابر برش گسیختگی در تیر کم عمق‌تر باشد. آرماتور حداقل برشی ($A_{v,\min}$) به کار رفته در این بند، برای تیر و دال یک طرفه در روابط ۱۱-۲ ارائه شده است.

تحقیقات نشان داده است که تنش برشی نظیر گسیختگی برای تیرهایی با عمق بیش‌تر و سطح مقطع کم‌تر آرماتورهای طولی، کم‌تر خواهد بود.

در روابط ۸-۱۲ اگر $A_v > A_{v,\min}$ باشد، هر یک از دو رابطه ممکن است مورد استفاده قرار گیرد، که رابطه (۸-۱۲)الف به عنوان یک انتخاب ساده‌تر فراهم شده است.

متن اصلی

۸-۴-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، V_c از رابطه $A_v < A_{v,\min}$ (۸-۱۳) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d \qquad (۸-۱۳)$$

λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه (۸-۱۴) تعیین می‌شود.

۸-۴-۴-۳ در رابطه (۸-۱۲) و رابطه (۸-۱۳)، بار محوری N_u در فشار مثبت و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین مقدار $\frac{N_u}{6A_g}$ نباید بیش از $0.05f'_c$ منظور شود.

۸-۴-۴-۴ V_c نباید بزرگتر از $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$، ویا کوچک تر از صفر در نظر گرفته شود.

۸-۴-۴-۵ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+{}^{d}/_{250}}} \le 1.0 \qquad (۸-۱۴)$$

تفسیر/توضیح

در محاسبه V_c، یک نیروی محوری کششی ممکن است باعث شود که V_c یک مقدار منفی پیدا کند. در این حالت‌ها آیین‌نامه تصریح می‌کند که V_c باید معادل صفر در نظر گرفته شود.

مبنای $A_{v,\min}$ که در این بند مورد استفاده قرار گرفته است، در روابط ۱۱-۲ و ۱۲-۱ ارائه شده است.

در استفاده از روابط ۸-۱۲ و ۸-۱۳، برای تعیین A_s که در محاسبه ρ_w مورد نیاز است، می‌توان مجموع سطح مقطع تمام آرماتورهای طولی را که در خارج از فاصله دو سوم عمق کلی عضو از دورترین تار فشاری قرار گرفته‌اند، مورد استفاده قرار داد. تعریف b_w و d که در مقاطع دایروی مورد استفاده قرار می‌گیرد، در بند ۸-۴-۲-۱ ارائه شده است.

ت۸-۴-۴-۵ پارامترهای مرتبط با ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s، با تئوری شکست بتن‌آرمه همساز هستند.

متن اصلی

۸-۴-۵ مقاومت برشی یک طرفه تامین شده توسط آرماتورهای برشی، V_s

۸-۴-۵-۱ در هر مقطعی که $V_u > \phi V_c$ باشد، لازم است آرماتور برشی به مقداری فراهم شود که رابطه زیر برآورده شود.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad (۸-۱۵)$$

اعضای یک‌طرفه در مقابل برش را می‌توان با آرماتور عرضی برای تامین نیروی برشی V_s بر اساس رابطه (۸-۱۶) ویا رابطه (۸-۱۷)، ویا با آرماتور طولی خم شده بر اساس رابطه (۸-۱۸) تقویت نمود.

۸-۴-۵-۲ در مواردی که برای تقویت یک قسمت از عضو از بیش از یک نوع آرماتور برشی استفاده شده باشد، V_s برابر با مجموع مقادیر V_s محاسبه شده برای هر یک از انواع آرماتور برشی استفاده شده در آن قسمت از عضو، در نظر گرفته می‌شود.

۸-۴-۵-۳ مقاومت برشی یک‌طرفه ناشی از آرماتور عرضی عمود بر محور طولی عضو:

استفاده از آرماتور برشی عرضی در یکی از حالت‌های «الف» تا «پ» زیر با تامین شرایط لازم، مجاز می‌باشد:

الف- خاموت‌ها، تنگ‌ها یا دورگیرهای متعامد بر محور طولی عضو،

ب- شبکه سیمی جوش شده با سیم‌های متعامد بر محور طولی عضو،

پ- دورپیچ‌ها.

در این حالت V_s از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad (۸-۱۶)$$

در این رابطه s گام دورپیچ یا فاصله طولی بین آرماتورهای برشی و A_v سطح مقطع شاخه‌های عمود بر محور طولی عضو

تفسیر/توضیح

ت ۸-۴-۵ مقاومت برشی یک‌طرفه تامین شده توسط آرماتورهای برشی، V_s

ت ۸-۴-۵-۱ تمهیدات این بند برای اعضای یک طرفه در مقابل برش، در همه انواع آرماتور عرضی شامل خاموت، تنگ، دورگیر، سنجاقی و دورپیچ به کار گرفته می‌شوند.

ت۸-۴-۵-۳ طراحی آرماتور برشی بر یک تشابه خرپایی اصلاح شده استوار است. در تشابه خرپایی، نیرو در اعضای کششی (بند) قائم با آرماتورهای برشی تحمل می‌شود. آرماتور برشی لازم است طوری طراحی شود که فقط برش مازاد بر آن چه باعث ترک خوردگی مورب می‌شود را تحمل کند، به شرط آن که فرض شود اعضای قطری خرپا مورب ۴۵ درجه دارند. فرض می‌شود که بتن در ظرفیت برشی از طریق مقاومت در ناحیه فشاری بتن، درگیری دانه‌ها در یکدیگر و عمل زبانه‌ای، تا میزانی معادل آن چه باعث ترک خوردگی مورب می‌شود، مشارکت دارد.

روابط ۸-۱۶، ۸-۱۷ و ۸-۱۸-الف برحسب مقاومت برشی اسمی که توسط آرماتور برشی فراهم می‌شود (V_s)، ارائه شده‌اند. وقتی آرماتور طولی عمود بر محور طولی عضو مورد استفاده قرار می‌گیرد، سطح مقطع مورد نیاز برای آرماتور طولی، A_v و فاصله آن‌ها، s، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d} \qquad (ت\ ۸-۱)$$

متن اصلی

است که مطابق بند ۸-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود. همچنین f_{yt} مقاومت تسلیم آرماتورهای عرضی می‌باشد.

۸-۴-۵-۴ مقاومت برشی یک‌طرفه ناشی از آرماتور عرضی مورب نسبت به محور طولی عضو:

استفاده از خاموت‌های مورب با زاویه حداقل ۴۵ درجه نسبت به محور طولی عضو که صفحه ترک برشی محتمل را قطع می‌کنند نیز به عنوان آرماتور برشی مجاز می‌باشد. در این حالت V_s از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \qquad (۱۷-۸)$$

در این رابطه، α زاویه بین خاموت‌های مورب و محور طولی عضو، s فاصله طولی (موازی با امتداد میلگردهای طولی) بین آرماتورهای برشی و A_v سطح مقطع شاخه‌های مورب است که مطابق بند ۸-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود.

۸-۴-۵-۵ برای هر خاموت مستطیلی شکل، تنگ، حلقه یا قلاب عرضی، A_v سطح مقطع ساق‌های تمام میلگردها یا سیم‌های موجود در فاصله s است. همچنین برای هر تنگ دایروی یا دورپیچ، A_v دو برابر سطح مقطع میلگردها یا سیم‌ها در فاصله s می‌باشد.

۸-۴-۵-۶ مقاومت برشی یک‌طرفه ناشی از آرماتورهای طولی خم شده:

با خم کردن میلگردهای طولی می‌توان سه چهارم میانی طول خم شده آن‌ها را به عنوان آرماتور برشی در نظر گرفت، به شرط آن که زاویه α بین قسمت خم شده آرماتورهای طولی و محور طولی عضو، کمتر از ۳۰ درجه نباشد. در این حالت V_s برای آرماتور طولی خم شده از بندهای «الف» و «ب» زیر محاسبه می‌شود:

الف- در صورتی‌که آرماتور طولی خم شده از یک یا چند میلگرد ویا گروه میلگردهای موازی و با فاصله شروع خم یکسان از تکیه‌گاه تشکیل شده باشد، V_s برابر با کم‌ترین دو مقدار زیر است:

$$V_s = A_v f_y \sin\alpha \qquad (۱۸-۸) \text{ الف}$$

$$V_s = 0.25\sqrt{f_c'}\, b_w d \qquad (۱۸-۸) \text{ ب}$$

تفسیر/توضیح

ت ۸-۴-۵-۴ اگر چه استفاده از خاموت‌های موربی که صفحه ترک‌های محتمل برشی را قطع می‌کنند مجاز است، استفاده از آن‌ها در جایی که جهت برش خالص به دلیل بارهای عبوری تغییر می‌کند، مناسب نیست.

برای موثر بودن خاموت‌های مورب، کاملا ضروری است که آن‌ها صفحه ترک‌های برشی بالقوه را قطع کنند. اگر خاموت‌های مورب در راستای تقریبا موازی با ترک‌های محتمل برشی قرار گیرند، هیچ گونه ظرفیت برشی فراهم نمی‌کنند.

ت ۸-۴-۵-۵ اگر چه آرماتورهای عرضی در یک مقطع دایروی، ساق‌های مستقیم ندارند، اما نتایج آزمایش‌ها نشان داده است که استفاده از فرضیات بند ۸-۴-۲-۱ در رابطه (۸-۱۶)، محافظه‌کارانه خواهد بود.

ت۸-۴-۵-۶ برای موثر بودن میلگردهای طولی خم شده در برش، کاملا ضروری است که قسمت خم نشده آن‌ها صفحه ترک‌های برشی بالقوه را قطع کند. اگر میلگرد خم شده در راستای تقریبا موازی با ترک‌های محتمل برشی قرار گیرد، هیچ گونه ظرفیت برشی فراهم نمی‌کند.

متن اصلی

در این رابطه‌ها، A_v سطح مقطع کل میلگردهای خم شده و α زاویه قسمت خم میلگردها با محور طولی عضو است.

ب- در صورتی‌که آرماتورهای طولی خم شده از آرماتورهای طولی منفرد ویا گروهی موازی با شروع خم‌های متفاوت از تکیه‌گاه تشکیل شوند V_s از رابطه (۸-۱۷) محاسبه می‌شود.

۸-۵ مقاومت برشی دوطرفه

۸-۵-۱ کلیات

۸-۵-۱-۱ برای برآورد مقاومت برشی اسمی دوطرفه مقاطع (مقاومت برشی منگنه‌ای) با ویا بدون آرماتور برشی از ضوابط بندهای ۸-۵-۳ و ۸-۵-۴ استفاده می‌شود. در صورتی‌که از کلاهک برشی با مقطع I ویا ناودانی استفاده شده باشد، اعضای دوطرفه برای برش بر اساس ضوابط بند ۸-۵-۵ طراحی می‌شوند.

۸-۵-۱-۲ مقاومت برشی اسمی در اعضای دوطرفه بدون و با آرماتور برشی (شامل کلاهک برشی نمی‌شود)، بر اساس رابطه‌های «الف» و «ب» زیر و مقطع تعیین شده در بند ۸-۵-۱-۳ بدست آورده می‌شود:

الف- بدون فولاد برشی:

$$v_n = v_c \qquad \text{(۸-۱۹) الف}$$

ب- با فولاد برشی:

$$v_n = v_c + v_s \qquad \text{(۸-۱۹) ب}$$

در این روابط v_c و v_s تنش معادل متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی می‌باشند که به ترتیب توسط بتن و آرماتورها فراهم می‌شوند.

مقدار v_c بر اساس (۸-۲۰) ارزیابی می‌شود، ولی نباید از مقدار رابطه (۸-۲۱) و رابطه (۸-۲۲) بر اساس شرایط مندرج در بند ۸-۵-۳-۲ بیش‌تر شود.

مقدار v_s برای اعضای دوطرفه مسلح شده با خاموت‌های یک شاخه یا چند شاخه و نیز برای اعضای دوطرفه مسلح شده با گل‌میخ‌های برشی سَردار بر اساس رابطه (۸-۲۴) ارزیابی می‌شود.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۵ مقاومت برشی دوطرفه

ت ۸-۵-۱ کلیات

ت ۸-۵-۱-۱ در اعضای دوطرفه «تنش برشی» با ضریب ناشی از برش و انتقال لنگر بر اساس الزامات بند ۵-۴-۶-۱۰ محاسبه می‌شود. بخش ۸-۵ الزامات تعیین مقاومت برشی اسمی در مقطع بدون آرماتور برشی ویا با آرماتور برشی را فراهم می‌کند. تقاضای برش ضریب‌دار و مقاومت برشی ضریب‌دار از آن جهت بر اساس تنش تعیین می‌شوند که امکان جمع اثرات ناشی از برش مستقیم و انتقال لنگر فراهم گردد.

متن اصلی

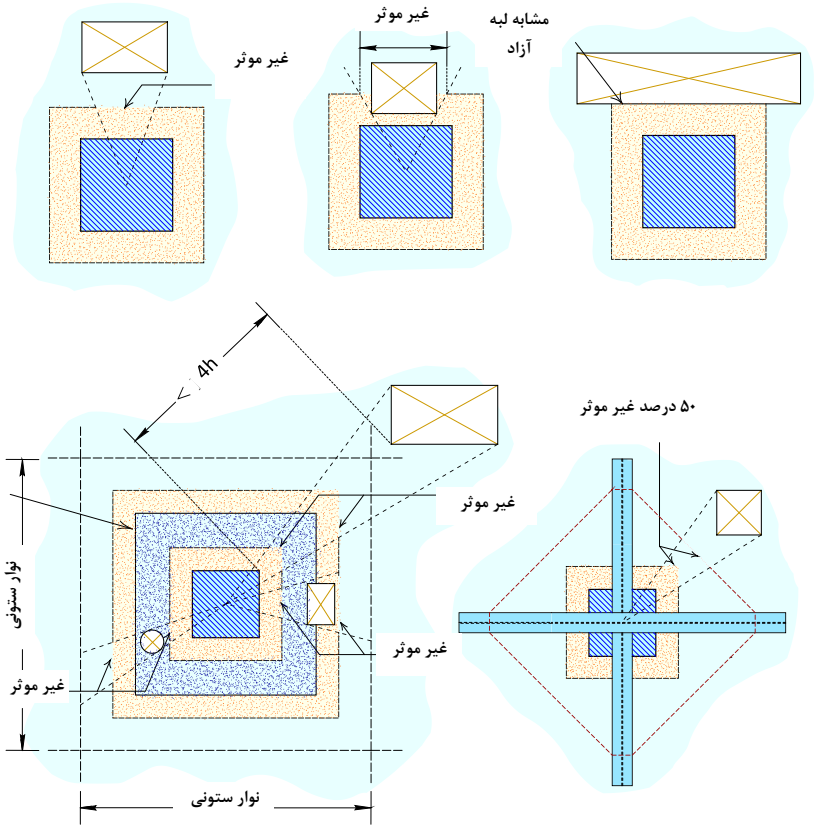
۸-۵-۱-۳ برش دوطرفه توسط مقطعی با عمق d و یک محیط منگنه‌ای بحرانی b_0 که در **بند ۸-۵-۲** تعریف شده است، مقاومت می‌شود. اگر بر مقطع لنگر نامتعادل اثر نکند و بتوان توزیع تنش برشی در پیرامون مقطع بحرانی را یکنواخت در نظر گرفت، نیروی برشی دوطرفه متناظر با بتن، V_c، ویا متناظر با فولاد، V_s، به ترتیب با ضرب v_c و v_s در سطح بحرانی برش دوطرفه، $b_0 d$، تعیین می‌شوند.

۸-۵-۱-۴ مقدار $\sqrt{f_c'}$ به کار برده شده در محاسبه v_c برای برش دوطرفه نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیش‌تر باشد. همچنین مقاومت تسلیم f_y که در محاسبه v_s به کار گرفته می‌شود، نباید از مقادیر داده شده در **بند ۴-۷-۲** بیش‌تر باشد.

تفسیر/توضیح

ت۸-۵-۱-۴ در حال حاضر اطلاعات آزمایشی محدودی در مورد مقاومت برشی دال‌های بتنی دوطرفه با بتن با مقاومت زیاد وجود دارد. تا زمانی که تجربیات بیش‌تری در مورد دال‌های بتنی دوطرفه ساخته شده با بتن‌های با مقاومت فشاری بیش از ۷۰ مگاپاسکال حاصل نشود، محدود کردن $\sqrt{f_c'}$ به ۸/۳ مگاپاسکال در محاسبات برشی عاقلانه خواهد بود.

حد بالایی ۴۲۰ مگاپاسکال برای f_{yt} در محاسبه به جهت کنترل ترک خوردگی اعمال شده است.



شکل ۸-۲ تأثیر بازشو در دال بر سطح موثر مقطع بحرانی

متن اصلی

۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دوطرفه

۸-۵-۲-۱ مقطع بحرانی برای برش دوطرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آن‌ها باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده آن، b_0 ، حداقل باشد، ولی لازم نیست فاصله وجوه منشور در هر یک از موارد «الف» و «ب» زیر کمتر از $0.5d$ در نظر گرفته شود:

الف- لبه‌ها ویا گوشه‌های ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی تکیه‌گاهی،

ب- محل تغییر در ضخامت دال یا شالوده نظیر لبه‌های سرستون، کتیبه یا کلاهک‌های برشی.

عمق منشور در مقطع بحرانی برابر d است که برابر با متوسط عمق موثر دو جهت متعامد در نظر گرفته می‌شود.

۸-۵-۲-۲ برای ستون‌ها، نیروهای متمرکز و سطوح تکیه‌گاهی با مقطع مربعی یا مستطیلی شکل، مقطع بحرانی را می‌توان با اضلاع مستقیم در نظر گرفت. همچنین مقطع بحرانی برای ستون‌های با مقطع دایروی ویا چند ضلعی منظم را می‌توان نظیر یک ستون مربعی معادل با سطح مقطع برابر با سطح مقطع ستون اصلی در نظر گرفت.

۸-۵-۲-۳ مقطع بحرانی برای اعضای با رفتار دوطرفه که با خاموت‌های تک یا چند شاخه ویا میلگردهای برشی سَردار تقویت شده باشند، یک چند وجهی با پیرامون حداقل و با محیط قاعده b_0 می‌باشد که در فاصله $0.5d$ از بیرونی‌ترین مرز محیط تقویت شده برشی، قرار می‌گیرد.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دوطرفه

ت۸-۵-۲-۱ مقطع بحرانی که در قسمت «الف» این بند تعریف شده برای برش در دال‌ها و پی‌های در معرض خمش دو محوره است که از محیط لبه سطح زیر بار تبعیت می‌کند. سطح زیر بار در دال‌های دوطرفه و پی‌ها شامل ستون‌ها، بارهای متمرکز و سطوح عکس‌العملی است. یک مقطع بحرانی ایده‌آل به فاصله $d/2$ از محیط سطح زیر بار در نظر گرفته می‌شود.

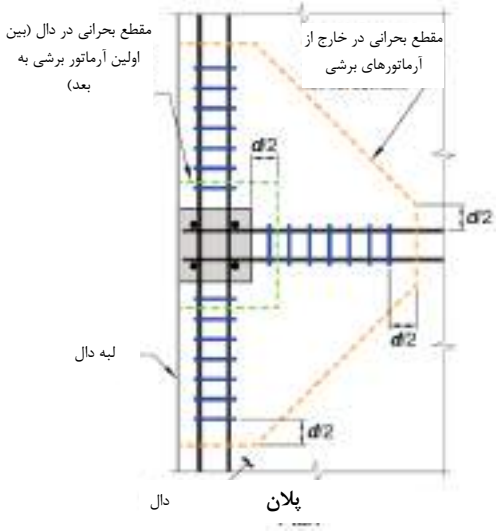
برای اعضای با ضخامت یکنواخت و بدون فولاد برشی، کنترل برش در یک مقطع بحرانی کافی خواهد بود. برای دال‌های با ضخامت متغیر ویا با آرماتور برشی، لازم است برش در چندین مقطع به صورت تعریف شده در **بندهای ۸-۵-۲-۱** و **۸-۵-۲-۲** کنترل شود.

برای ستون‌های نزدیک لبه یا گوشه دال، ممکن است محیط بحرانی تا لبه دال امتداد داده شود.

ت ۸-۵-۲-۳ در اعضای دوطرفه با خاموت ویا با میلگردهای برشی سَردار، لازم است تنش برشی در بتن در یک مقطع به فاصله $d/2$ پس از جایی که آرماتور برشی ادامه داده نشده است، کنترل شود. تنش برشی محاسباتی در این مقطع نباید از محدوده تعریف شده در بخش ۷-۵-۳ بیش‌تر شود. شکل بیرونی‌ترین مقطع بحرانی باید متناظر با کم‌ترین مقدار b_0 باشد، که لزوما مربع ویا مستطیل نخواهد بود. مواردی از مقطع بحرانی در **شکل ۸-۳ الف، ب و پ**، به ترتیب پیرامون ستون میانی، ستون کناری و ستون گوشه، آورده شده است. توجه شود که در این شکل‌ها، دال‌های تقویت شده با خاموت نشان داده شده است. شکل بیرونی‌ترین مقطع بحرانی برای دال‌های تقویت شده با گل‌میخ‌های سَردار نیز مشابه با همین شکل خواهد بود.

هر جا که تغییراتی در آرماتور برشی نظیر تغییر در اندازه، فاصله، ویا شکل چیدمان آن رخ دهد، کنترل تنش برشی در مقطع بحرانی جدیدی به فاصله $d/2$ از آن لازم خواهد بود.

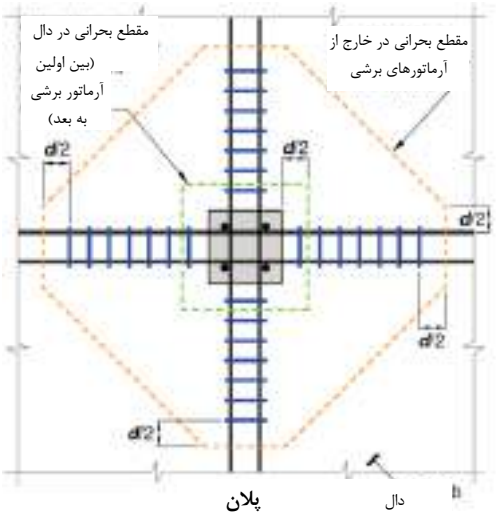
متن اصلی



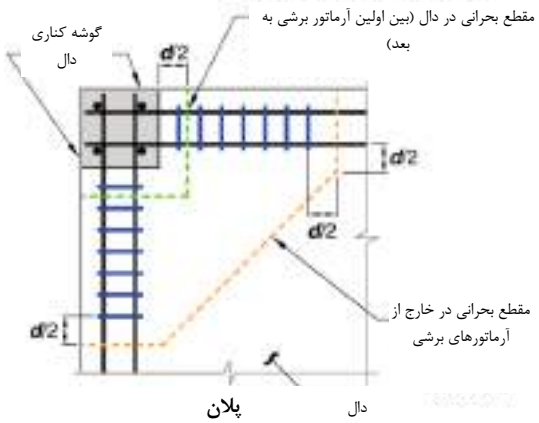
شکل ۸-۳ ب مقاطع بحرانی برش دوطرفه در دال با آرماتور برشی پیرامون یک ستون کناری

۸-۵-۲-۴ اگر یک بازشو در فاصله کمتر از $4h$ از محیط یک ستون، بار متمرکز یا سطح تکیه‌گاهی قرار گیرد، بخشی از b_0 که با خطوط مستقیم ترسیم شده از مرکز ستون، بار متمرکز ویا سطح تکیه‌گاهی و مماس به محدوده بازشو محصور می‌شود، در نظر گرفته نمی‌شود (شکل ۸-۱).

تفسیر/توضیح



شکل ۸-۳ الف مقاطع بحرانی برش دوطرفه در دال با آرماتور برشی پیرامون یک ستون میانی



شکل ۸-۳ پ مقاطع بحرانی برش دوطرفه در دال با آرماتور برشی پیرامون یک ستون گوشه

ت۸-۵-۲-۴ ضوابط و تمهیدات طراحی بازشو در دال‌ها (و پی‌ها) در مراجع مرتبط از جمله مرجع ۸-۹-۳ آورده شده‌اند. موقعیت قسمت‌های موثر از مقطع بحرانی در نزدیکی بازشوهای متعارف و لبه آزاد به صورت خط چین در شکل ۸-۴ نشان داده شده است.

تحقیقات نشان داده است که وقتی بازشو در فواصلی بزرگ‌تر از $4d$ از محیط یک ستون واقع شده باشد، مقاومت برشی دوطرفه‌ای (منگنه‌ای) آن با مقاومت برشی دوطرفه‌ای دال بدون بازشو یکسان خواهد بود.

متن اصلی

۸-۵-۳ مقاومت برشی دوطرفه تامین شده توسط بتن

۸-۵-۳-۱ مقاومت برشی بتن برای اعضای دوطرفه‌ای که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه زیر تعیین می‌شود.

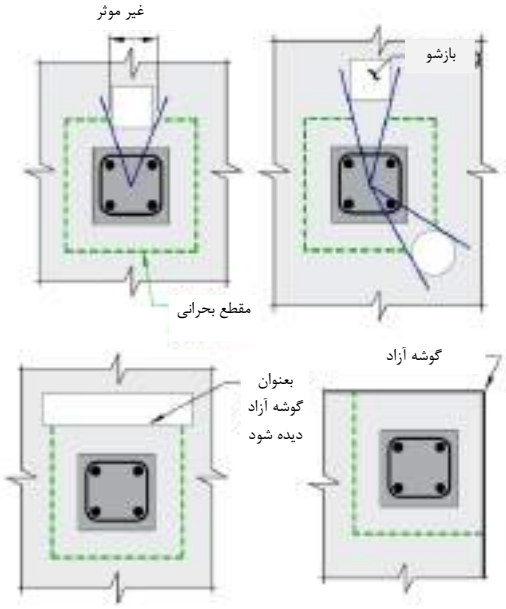
$$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{الف (۸-۲۰)}$$

$$v_c = 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{ب(۸-۲۰)}$$

$$v_c = 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{پ (۸-۲۰)}$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. همچنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه (۸-۱۴) تعیین می‌شود.

تفسیر/توضیح



شکل ۸-۴ تاثیر بازشو و لبه‌های آزاد بر مقطع بحرانی (توجه: بازشوها در محدوده $4h$ از محیط ستون فرض شده‌اند).

ت ۸-۵-۳ مقاومت برشی دوطرفه تامین شده توسط بتن

ت۸-۵-۳-۱ تحقیقات تایید کرده است که مقاومت برشی اندازه‌گیری شده برای بتن در اعضای دوطرفه بدون آرماتور برشی با نسبت مستقیم با عمق عضو، افزایش نمی‌یابد. این پدیده به عنوان «اثر اندازه» مورد اشاره قرار می‌گیرد. ضریب اصلاح λ_s وابستگی مقاومت برشی دوطرفه دال‌ها را با عمق موثر عضو بیان می‌کند.

برای دال‌های دوطرفه غیر پیش‌تنیده و بدون حداقل آرماتور برشی و با $d > 250\,\text{mm}$، تاثیر اندازه که در بند ۸-۴-۴-۵ بیان شد، مقاومت برشی دال‌های دوطرفه را به کم‌تر از $0.33\sqrt{f'_c}\,b_0 d$ کاهش می‌دهد.

در ستون‌های مربعی، تنش متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی بتن در دال‌های تحت خمش دو محوره، به $0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}$ محدود می‌شود. با این وجود، نتایج آزمایش نشان داده است که وقتی β که نسبت وجه بزرگ‌تر به وجه کوچک‌تر از ستون مستطیلی ویا سطح زیر بار است از ۲/۰ بزرگ‌تر باشد، مقدار $0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}$ در خلاف جهت اطمینان خواهد بود. در چنین حالت‌هایی تنش برشی واقعی بر مقطع بحرانی در برش دوطرفه متناظر با شکست، از یک مقدار حداکثر تقریبی $0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}$

متن اصلی

۸-۵-۳-۲ برای اعضای دوطرفه با آرماتورگذاری برشی، مقدار v_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می‌شود نباید از حدود بدست آمده از بندهای «الف» و «ب» زیر بیش‌تر باشد:

الف- اگر از خاموت استفاده شده باشد:

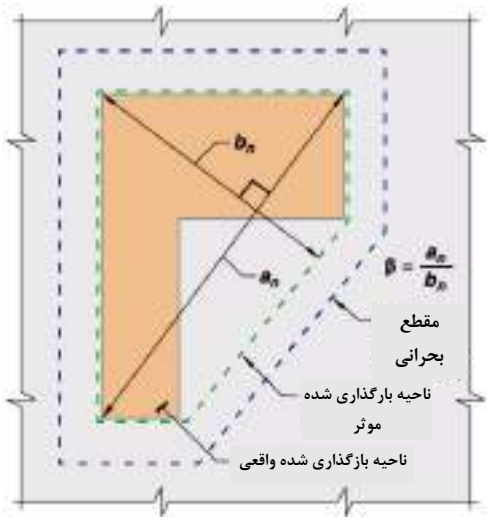
$$v_c \le 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (۸-۲۱)$$

تفسیر/توضیح

پیرامون گوشه‌های ستون یا سطح زیر بار، تا مقدار $0.17\lambda_s\sqrt{f'_c}$ یا کم‌تر در طول وجوه بزرگتر بین دو مقطع انتهایی تغییر می‌کند. آزمایش‌های دیگری نشان می‌دهند که با افزایش نسبت b_0/d، مقدار v_c کاهش می‌یابد. روابط ۸-۲۰-ب و ۸-۲۰-پ برای منظور کردن این دو اثر توسعه داده شده‌اند.

برای شکل‌هایی به جز مستطیل، نسبت β به صورت نسبت بزرگترین بعد سطح موثر زیر بار به بلندترین بعد متعامد در سطح موثر زیر بار منظور می‌شود (شکل ۸-۵). سطح موثر، زیر بار سطحی است که تمام سطح واقعی بارگذاری شده را در بر گرفته و محیط آن حداقل است.

مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. عبارت «ستون میانی»، «ستون کناری» و «ستون گوشه»، به مقاطع بحرانی با دال ممتد به ترتیب در چهار، سه، ویا دو وجه دلالت می‌کند.



شکل ۸-۵ مقدار β برای سطح زیر بار غیر مستطیلی

ت۸-۵-۳-۲ مقاطع بحرانی برای اعضای دوطرفه با آرماتور برشی، در بند ۸-۵-۲-۱ برای مقاطع مجاور ستون، بار متمرکز، یا سطح عکس‌العمل و در بند ۸-۵-۲-۳ برای مقاطعی که در خارج از بیرونی‌ترین خط محیطی خاموت یا گل‌میخ‌های سَردار قرار گرفته‌اند، تعریف شده‌اند. مقادیر حداکثر v_c برای چنین مقاطع بحرانی در روابط ارائه شده در بند ۸-۵-۳-۲ و مقادیر محدود کننده v_u در مقاطع بحرانی در بند ۸-۵-۳-۴ ارائه شده است.

متن اصلی

ب- اگر از گل‌میخ برشی سَردار استفاده شده باشد، ضوابط زیربندهای (۱) و (۲) زیر:

۱- برای مقطع بحرانی در اطراف ستون، بار متمرکز، ویا محل تغییر ضخامت در دال، طبق بند ۸-۵-۲-۱، حداقل مقادیر رابطه (۸-۲۲)، (۸-۲۰)«ب» و (۸-۲۰)«پ» منظور می‌شود.

$$v_c \le 0.25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (۸-۲۲)$$

۲- برای مقطع بحرانی در مرز بیرونی محیط تقویت شده با آرماتورگذاری برشی، طبق بند ۸-۵-۲، مقدار رابطه (۸-۲۱) منظور می‌شود.

۸-۵-۳-۳ در صورت تامین یکی از شرایط «الف» و «ب» زیر، استفاده از $\lambda_s = 1.0$ در رابطه‌های فوق مجاز می‌باشد:

الف) طراحی و جزییات خاموت‌ها بر اساس بند ۱۰-۷-۳-۷ بوده و $A_v / s \ge 0.17\sqrt{f'_c}\, b_0 / f_{yt}$ باشد.

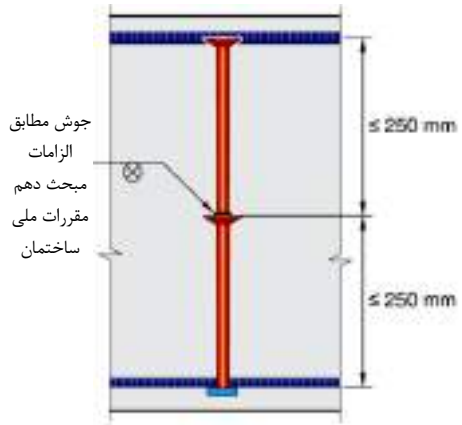
ب) گل‌میخ برشی صاف سَردار با طول ساق حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر با طراحی و جزییات منطبق بر بند ۱۰-۷-۳-۸ بوده و $A_v / s \ge 0.17\sqrt{f'_c}\, b_0 / f_{yt}$ باشد.

تفسیر/توضیح

مقدار حداکثر V_c و مقدار محدود کننده V_u در داخلی‌ترین مقطع بحرانی در حالتی که از گل‌میخ‌های برشی سَردار استفاده شود، بیش‌تر از حالتی است که از خاموت استفاده می‌شود. مقادیر حداکثر V_c در مقاطع بحرانی در خارج از بیرونی‌ترین خط محیطی آرماتورهای برشی، مستقل از نوع آرماتور برشیِ به کار رفته است.

مقدار حداکثر V_c در دال‌های دوطرفه با خاموت، برابر با $0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته می‌شود، زیرا خاموت‌ها در ترک خوردگی مورب تمام برش مازاد بر این مقدار را تحمل می‌کنند. این وضعیت تقریبا در نصف ظرفیت یک دال با آرماتور برشی اتفاق می‌افتد (عدد ۰/۱۷ تقریبا نصف عدد ۰/۳۳ است). مقدار بالاتر V_c در دال‌های دوطرفه مسلح شده با گل‌میخ‌های برشی سَردار بر اساس تحقیقات استوار است.

ت۸-۵-۳-۳ در صورت استفاده از یک حداقل آرماتور برشی در دال‌های با $d > 250$ mm، «تاثیر اندازه» کاهش می‌یابد. توانایی گل‌میخ‌های برشی سَردارِ معمولی (صاف) در کم کردن موثرتر «تاثیر اندازه» بر مقاومت برشی دوطرفه دال‌ها را ممکن است در مصالحه با حالتی که از گل‌میخ بلندتر از ۲۵۰ میلی‌متر استفاده می‌شود، منظور نمود. با این وجود تا زمانی که آزمایش‌ها تایید کننده در دسترس قرار نگیرد، استفاده از $\lambda_s = 1.0$ برای دال‌های با $d > 250$ mm بدون گل‌میخ برشی سَرداری که طول ساق آن از ۲۵۰ میلی‌متر بیش‌تر نشود، مجاز نخواهد بود. اتصال گل‌میخ‌های برشی سَردار با جوش دادن انتهای ساق یک گل‌میخ به سَر گل‌میخ دیگر، یک سَر دیگر در وسط گل‌میخ برشی حاصله ایجاد می‌کند که گل‌میخ را بیش‌تر مهار می‌کند (شکل ۸-۶).



شکل ۸-۶ اتصال گل‌میخ‌های برشی سَردار به یکدیگر

متن اصلی

۸-۵-۳-۴ برای اعضای دوطرفه با آرماتورگذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری انتخاب شود که v_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر بدست آمده از بندهای «الف» و «ب» زیر بیش‌تر نشود:

الف- در صورت استفاده از خاموت:

$$v_u \le 0.5\phi\sqrt{f_c'} \qquad \text{الف (۸-۲۳)}$$

ب- در صورت استفاده از گل‌میخ برشی سَردار :

$$v_u \le 0.66\phi\sqrt{f_c'} \qquad \text{ب (۸-۲۳)}$$

۸-۵-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت برشی

۸-۵-۴-۱ از خاموت‌های با یک یا چند شاخه ساخته شده از میلگرد یا سیم، در صورت برآورده شدن دو شرط «الف» و «ب» زیر می‌توان به عنوان تقویت برشی دال دوطرفه و شالوده استفاده کرد:

الف- عمق موثر d حداقل برابر ۱۵۰ میلی‌متر باشد.
ب- عمق موثر d حداقل ۱۶ برابر قطر خاموت باشد.

در این حالت v_s با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \qquad (۸-۲۴)$$

A_v مجموع سطح مقطع شاخه‌های قائم تمام خاموت‌های واقع بر یک خط محیطی است که از نظر هندسی مشابه محیط مقطع ستون می‌باشد و s فاصله بین خطوط محیطی میلگردهای برشی در جهت عمود بر وجه ستون است.

۸-۵-۴-۲ از گل‌میخ‌های برشی سَردار می‌توان به عنوان تقویت برشی در دال‌ها و شالوده‌ها استفاده کرد، به شرط آن که هندسه و روش جاگذاری آن‌ها مطابق با موارد مرتبطی باشند که در فصل ۱۰ آورده شده‌اند. در این حالت v_s از رابطه (۸-۲۴) محاسبه می‌شود. A_v مجموع سطح مقطع ساق‌های تمام میلگردهای سردار واقع بر یک خط محیطی است که از

تفسیر/توضیح

ت ۸-۵-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت برشی

ت ۸-۵-۴-۱ از آن‌جا که در این فصل برای برش دوطرفه از تنش‌های برشی استفاده شده است، مقاومت برشی آرماتورهای عرضی روی سطح کلی مقطع بحرانی در رابطه (۸-۲۴) متوسط‌گیری شده است.

ت ۸-۵-۴-۲ آزمایش نشان داده است که گل‌میخ‌های برشی سَرداری که تا حد ممکن به بالا و پایین دال به صورت مکانیکی درگیر شده باشند، در مقاومت در مقابل برش دوطرفه موثر هستند. در این حالت مقطع بحرانی پس از گل‌میخ برشی عموما به یک شکل چند ضلعی فرض می‌شود. روابط لازم برای محاسبه تنش‌های برشی بر چنین مقاطعی را می‌توان در مرجع ۸-۹-۴ یافت.

متن اصلی

نظر هندسی مشابه محیط مقطع ستون می‌باشد و s فاصله بین خطوط محیطی میلگردهای برشی سَردار در جهت عمود بر وجه ستون است.

۸-۵-۴-۳ در صورت استفاده از گل‌میخ‌های برشی سَردار، نسبت A_v / s باید رابطه زیر را برآورده نماید:

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17\sqrt{f_c'}\frac{b_o}{f_{yt}} \qquad (۲۵-۸)$$

۸-۵-۵ مقاومت برشی تامین شده توسط کلاهک برشی و ضوابط طراحی آن

۸-۵-۵-۱ هر کلاهک برشی (سَر برشی) باید از مقاطع فولادی که با جوش نفوذی کامل به بازوی عمود بر آن متصل می‌شود، ساخته شود. بازوهای برشی نباید در داخل مقطع ستون قطع شوند.

۸-۵-۵-۲ عمق مقطع فولادی کلاهک برشی نباید بیش از ۷۰ برابر ضخامت جان آن باشد.

۸-۵-۵-۳ انتهای هر بازو را می‌توان با زاویه حداقل ۳۰ درجه نسبت به افق قطع کرد، به شرط آن که ظرفیت خمشی پلاستیک، M_p، در مقطع فولادی مقطع متغیر باقی مانده، برای تحمل برش رسیده به آن بازو کافی باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۵-۵ مقاومت برشی تامین شده توسط کلاهک برشی و ضوابط طراحی آن

ت ۸-۵-۵-۱ ضوابط طراحی برای اعضای دوطرفه تقویت شده با کلاهک برشی از ابتدا بر اساس نیروهای برشی تنظیم شده است و به همین دلیل در این بخش به همان صورت ارائه می‌شود. بر اساس اطلاعات تجربی گزارش شده، روش طراحی برای کلاهک برشی دربردارنده شکل‌های فولادی سازه‌ای ارائه می‌شود. ضوابط طراحی کلاهک برشی در یک اتصال ستون که در آن انتقال لنگر انجام می‌شود در **بندهای ۸-۵-۵-۲** تا **۸-۵-۵-۶** ارائه شده است.

طراحی کلاهک برشی برای ناحیه اتصالی با انتقال برش ناشی از بارهای ثقلی، باید با در نظر گرفتن ضوابط «الف» تا «پ» زیر انجام شود:

الف- باید یک حداقل مقاومت خمشی فراهم گردد تا اطمینان حاصل شود که کلاهک برشی قبل از رسیدن به مقاومت خمشی، مقاومت برشی دال آن قابل حصول خواهد بود.

ب- باید تنش برشی در دال در انتهای کلاهک برشی محدود شود.

پ- بعد از تامین دو ضابطه قبلی، آرماتورهای منفی دال را می‌توان متناسب با مشارکت کلاهک برشی در لنگر خمشی در مقطع طراحی، کاهش داد.

متن اصلی

۸-۵-۵-۴ بال‌های فشاری مقاطع فولادی باید در محدوده $0.3d$ از ناحیه فشاری مقطع دال قرار گیرند.

۸-۵-۵-۵ نسبت α_v که به صورت نسبت سختی خمشی هر بازوی کلاهک برشی به سختی مقطع دال مرکب ترک خورده اطراف آن با عرض (c_2+d) تعریف می‌شود، نباید کمتر از ۰/۱۵ باشد.

۸-۵-۵-۶ برای هر بازوی کلاهک برشی، ظرفیت خمشی پلاستیک M_p باید رابطه زیر را برآورده نماید:

$$M_p \geq \frac{V_u}{2\phi n}\left[h_v + \alpha_v\left(\ell_v - \frac{c_1}{c_2}\right)\right] \qquad (۸-۲۶)$$

در این رابطه، ϕ ضریب کاهش مقاومت اعضای کشش-کنترل، h_v عمق مقطع کلاهک برشی، n تعداد بازوهای کلاهک برشی و ℓ_v طول حداقل هر بازوی کلاهک برشی مورد نیاز برای برآورده‌کردن **بندهای ۸-۵-۵-۸** و **۸-۵-۵-۱۰** می‌باشد. همچنین c_1 و c_2 بُعد مستطیل ویا مستطیل معادل ستون یا سرستون، به ترتیب در راستای دهانه‌ای که لنگرها در آن تعیین می‌شوند و راستای متعامد آن، می‌باشند.

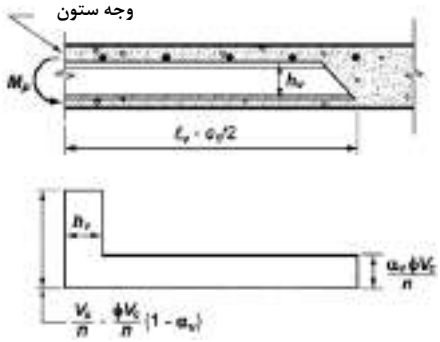
۸-۵-۵-۷ سهم هر نوار ستونی از ظرفیت خمشی اسمی یک کلاهک برشی، باید رابطه زیر را تامین کند:

$$M_v \leq \frac{\phi\alpha_v V_u}{2n}\left(\ell_v - \frac{c_1}{2}\right) \qquad (۸-۲۷)$$

تفسیر/توضیح

ت ۸-۵-۵-۶ توزیع برش به صورت ایده‌آل در طول بازوی کلاهک برشی در یک ستون داخلی در **شکل ۸-۷** نشان داده شده است. برش در طول هر کدام از بازوها به صورت $\alpha_v\phi V_c / n$ گرفته می‌شود، که V_c معادل $v_c b_0 d$ است. v_c در **بند ۸-۵-۳-۱** تعریف شده است.

برش حداکثر در وجه ستون به عنوان کل برش منظور شده برای هر بازو، V_u / n، منهای برش انتقالی به ستون توسط ناحیه فشاری بتن دال، $\phi(V_c / n)(1-\alpha_v)$، در نظر گرفته می‌شود. برشی که توسط ناحیه فشاری بتن دال به ستون منتقل می‌شود برای یک کلاهک برشی سنگین نزدیک به صفر بوده و برای یک کلاهک سبک به $\phi(V_c / n)$ نزدیک می‌شود. رابطه (۸-۲۶) بر این فرض استوار است که ϕV_c تقریبا نصف نیروی برشی ضریب‌دار، V_u، باشد. در این رابطه M_p مقاومت خمشی پلاستیک مورد نیاز هر بازوی کلاهک است، که اطمینان حاصل شود که با رسیدن به مقاومت خمشی کلاهک، V_u حاصل خواهد شد. کمیت ℓ_v طول بازو از مرکز ستون تا نقطه‌ای است که از آن به بعد به کلاهک نیازی نیست و فاصله $c_1/2$ نصف بعد ستون در راستای مورد نظر است.



شکل ۸-۷ برش ایده‌آل در کلاهک برشی

ت ۸-۵-۵-۷ مشارکت کلاهک برشی در مقاومت خمشی، M_v، به صورت محافظه کارانه از رابطه (۸-۲۷) محاسبه می‌شود. این رابطه بر اساس این فرض است که از قلّه برش در وجه ستون صرف نظر می‌شود و ϕV_c تقریبا نصف نیروی برشی ضریب‌دار، V_u، منظور

متن اصلی

در این رابطه، ϕ ضریب کاهش مقاومت اعضای کشش-کنترل می‌باشد. در هر صورت M_v نباید از حداقل مقادیر «الف» تا «پ» زیر، بیش‌تر شود:

الف- ۳۰ درصد M_u در هر نوار ستونی؛

ب- تغییرات M_u در هر نوار ستونی در طول ℓ_v؛

پ- M_p داده شده در رابطه (۸-۲۶).

۸-۵-۵-۸ مقطع بحرانی برای اعضای با رفتار دوطرفه با کلاهک برشی باید بر صفحه دال عمود باشد و هر یک از بازوهای کلاهک برشی را در فاصله $\frac{3}{4}\left[\ell_v-\left(\frac{c_1}{2}\right)\right]$ از وجه ستون قطع نماید.

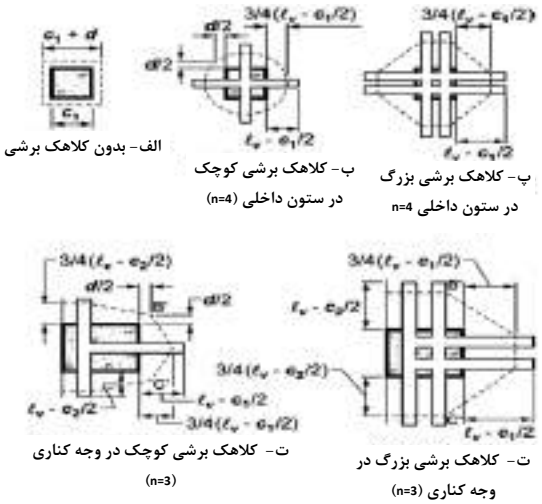
این مقطع بحرانی باید به صورتی قرار گیرد که b_0 حداقل شود، ولی لازم نیست که نزدیک‌تر از $\frac{d}{2}$ تا وجه ستون مورد نظر باشد.

تفسیر/توضیح

می‌شود. این فرضیات با آن چه در به دست آوردن رابطه (۸-۲۶) بیان شد، سازگار است.

ت۸-۵-۵-۸ نتایج آزمایش نشان داده است که در دال‌های شامل کلاهک برشی که در آن‌ها مقاومت خمشی بازوهای برشی قبل از شکست برشی دال حاصل می‌شود، شکست در تنش برشی کم‌تر از $0.33\sqrt{f'_c}$ در مقطع بحرانی در انتهای کلاهک به وقوع پیوسته است. در مقابل در یک کلاهک برشی که مقاومت خمشی بازوهای برشی آن قبل از شکست برشی دال حاصل نشده بود، مقاومت برشی تقریبا به حدود $0.33\sqrt{f'_c}$ برگردانده شد. اطلاعات محدود آزمایش در این زمینه ایجاب می‌کند که از یک طرح محافظه کارانه استفاده شود. بنابراین مقاومت برشی به صورت $0.33\sqrt{f'_c}$ در یک مقطع بحرانی فرضی واقع در داخل کلاهک و قبل از انتهای آن محاسبه می‌شود.

مقطع بحرانی در بازوهای کلاهک برشی به فاصله سه چهارم $(\ell_v-c_1/2)$ از وجه ستون به طرف انتهای کلاهک در نظر گرفته می‌شود. چنین مقطع بحرانی فرضی در هر حال نباید نزدیک‌تر از $d/2$ نسبت به ستون باشد. شکل ۸-۸ جزئیات این مقطع بحرانی را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۸ موقعیت مقطع بحرانی در کلاهک برشی

متن اصلی

۸-۵-۵-۹ اگر یک بازشو در دال‌های با کلاهک برشی در نوار ستونی ویا در فاصله کمتر از $10h$ از یک ستون قرار گیرد، مقدار غیر موثر b_0 برابر با نصف مقدار داده شده در بند ۸-۵-۲-۴ می‌باشد.

۸-۵-۵-۱۰ تنش برشی ضریب‌دار ناشی از بارهای قائم، در مقطع بحرانی تعریف شده در **بند ۸-۵-۵-۸** نباید بیش از $0.33\phi\sqrt{f_c'}$ و در مقطع بحرانی به فاصله $0.5d$ از لبه‌ها یا گوشه‌های ستون، بار متمرکز ویا ناحیه تکیه‌گاهی، نباید بیش از $0.58\phi\sqrt{f_c'}$ شود.

۸-۵-۵-۱۱ در مواردی که انتقال لنگر بین دال و ستون یا دیوار صورت می‌گیرد، کلاهک برشی باید مهار کافی برای انتقال M_p به ستون را داشته باشد.

۸-۵-۵-۱۲ در مواردی‌که انتقال لنگر بین دال و ستون یا دیوار صورت می‌گیرد، مجموع تنش‌های برشی با ضریب ناشی از بار قائم که بر مقطع بحرانی تعریف شده در **بند ۸-۵-۵-۸** عمل می‌کند و تنش‌های برشی ناشی از انتقال لنگر توسط خروج از مرکزیت برش نسبت به مرکز سطح نزدیک‌ترین مقطع بحرانی به ستون که به فاصله $0.5d$ از لبه‌ها یا گوشه‌های ستون، بار متمرکز ویا ناحیه تکیه‌گاهی اثر می‌کند، نباید از $0.33f1\sqrt{f_c'}$ بیش‌تر شود.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۵-۵-۱۰ اگر یک یا هر دو محدودیت‌های تنش برشی در این بند تامین نشود، مقطع دال برای برش ضریب‌دار ناکافی تلقی می‌شود. اگر تنش برشی ضریب‌دار در مقطع بحرانی از $0.58\phi\sqrt{f_c'}$ فراتر رود، لازم است عمق موثر دال ویا f_c' افزایش یابد. اگر تنش برشی ضریب‌دار در مقطع بحرانی از $0.33\phi\sqrt{f_c'}$ بیش‌تر شود، لازم است عمق موثر، f_c' ، ویا طول کلاهک برشی افزایش یابد.

ت ۸-۵-۵-۱۱ آزمایش‌ها نشان داده‌اند که در صورت استفاده از کلاهک برشی، مقاطع بحرانی منطبق بر جزئیات **بخش ۸-۵-۲** برای محاسبه تنش‌های برشی ناشی از انتقال لنگر مناسب هستند. در واقع اگر جه مقاطع بحرانی برای برش مستقیم و برش ناشی از انتقال لنگر متفاوت هستند، ولی در آغاز شکست در گوشه‌های ستون بر هم منطبق شده ویا در نزدیکی هم قرار می‌گیرند. از آن‌جا که یک کلاهک برشی غالب برش را به خود جذب می‌کند، منظور نمودن تنش برشی حداکثر به صورت جمع هر دو جزء (برش مستقیم و برش ناشی از انتقال لنگر) محافظه کارانه خواهد بود.

این بند ایجاب می‌کند که در نواحی اتصال کلاهک برشی با انتقال لنگر، لنگر M_p به ستون منتقل شود. این مورد ممکن است توسط اتکا در ستون (مقاومت اتکایی) ویا توسط مهار مکانیکی انجام شود.

متن اصلی

۸-۶ مقاومت پیچشی

۸-۶-۱ کلیات

۸-۶-۱-۱ مقاومت پیچشی مقاطع بر مبنای تامین رابطه (۸-۱) «پ» کنترل می‌شود.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۶ مقاومت پیچشی

ت ۸-۶-۱ کلیات

ت ۸-۶-۱-۱ در این فصل طراحی مقطع بتن‌آرمه در مقابل پیچش بر اساس تئوری تشابه خرپای فضایی لوله‌های جدار نازک ارائه می‌شود. یک تیر تحت پیچش به صورت یک لوله جدار نازک، به صورت ایده‌آل شبیه‌سازی شده و از مقطع بتن هسته در تیر توپر صرف نظر می‌شود (شکل ۸-۹ الف). وقتی که یک تیر بتن‌آرمه در پیچش ترک می‌خورد، مقاومت پیچشی آن اساسا توسط خاموت‌های بسته و آرماتورهای طولی پیچشی که در نزدیک سطح عضو قرار دارند، فراهم می‌شود. در تشابه لوله جدار نازک، فرض می‌شود که مقاومت توسط پوسته بیرونی مقطع با مرکزیت تقریبی خاموت‌های بسته فراهم گردد. هر دو مقاطع توخالی و توپر چه قبل و چه بعد از ترک خوردگی مثل یک لوله جدار نازک به صورت ایده‌آل شبیه سازی می‌شوند.

در یک لوله جدار نازک، حاصل ضرب تنش برشی، τ و ضخامت دیوار، t، در هر نقطه از محیط به نام «جریان برش» شناخته می‌شود، $q=\tau t$. جریان برش q ناشی از پیچش به صورت نشان داده شده در شکل ۸-۹-الف عمل کرده و در تمام نقاط پیرامونی لوله ثابت بوده و در مسیر میان تار دیوارهای لوله عمل می‌کند. در هر نقطه پیرامونی لوله، تنش برشی ناشی از پیچش معادل با $\tau=T/(2A_0t)$ است.

A_0 سطح ناخالص محصور شده با مسیر جریان برش بوده و به صورت هاشور خورده در شکل ۸-۹-ب نشان داده شده است،

t ضخامت دیوار در نقطه‌ای است که τ محاسبه می‌شود. در یک عضو توخالی با دیوارهای پیوسته، A_0 شامل سطح حفره هم می‌شود.

از مشارکت بتن در مقاومت پیچشی صرف نظر می‌شود و بنابراین در حالت ترکیبی برش و پیچش، لازم نیست از مشارکت بتن در برش کاسته شود. این روش طراحی از نتایج آزمایش استخراج شده و با آن نتایج مطابقت دارد.

متن اصلی

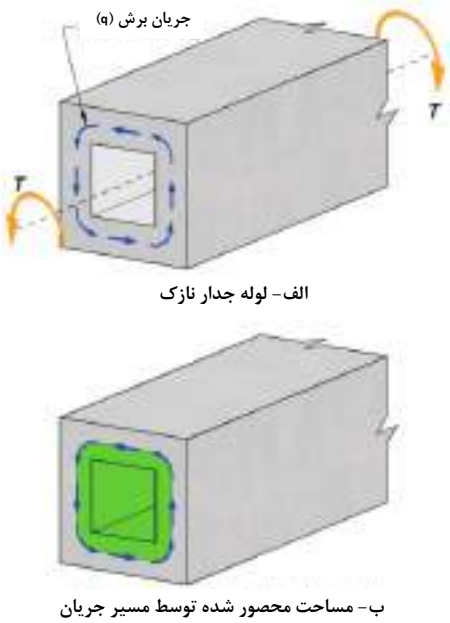
۸-۶-۱-۲ ضوابط این بخش برای اعضایی به کار می‌روند که در آن‌ها $T_u \geq \phi T_{th}$ باشد، ϕ ضریب کاهش مقاومت در پیچش است و برابر با ۰/۷۵ منظور می‌شود. همچنین T_{th} لنگر آستانه پیچش است و بر اساس رابطه (۸-۲۸) محاسبه می‌شود.

چنان‌چه $T_u < \phi T_{th}$ باشد، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

۸-۶-۱-۳ در محاسبات پیچش، $\sqrt{f'_c}$ نباید بیش از ۸/۳ مگاپاسکال و f_{yt} و f_y برای میلگردهای عرضی و طولی بر اساس حدود تعیین شده در **فصل ۴** نباید بیش‌تر از ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شوند.

۸-۶-۱-۴ اگر $T_u \geq \phi T_{cr}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود، T_{cr} پیچش ترک‌خوردگی است که بر اساس رابطه (۸-۲۹) تعیین می‌شود. در مقابل در سازه‌های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{cr}$ است و کاهش مقدار T_u می‌تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع

تفسیر/توضیح



الف- لوله جدار نازک

ب- مساحت محصور شده توسط مسیر جریان

شکل ۸-۹ لوله جدار نازک و سطح محصور شده با مسیر جریان برش

ت ۸-۶-۱-۲ اگر پیچش در اعضای بتنی از پیچش آستانه T_{th} در بند ۸-۶-۲ کمتر باشد، باعث کاهش قابل ملاحظه در مقاومت خمشی یا برشی نشده و می‌توان از آن صرف نظر نمود.

ت ۸-۶-۱-۳ به دلیل عدم وجود اطلاعات کافی و تجربه عملی از بتن‌های با مقاومت بیش‌تر از ۷۰ مگاپاسکال، آیین‌نامه در محاسبه مقاومت پیچشی محدودیت حداکثر ۸/۳ مگاپاسکال را برای $\sqrt{f'_c}$ الزام می‌کند. همچنین حد بالایی ۴۲۰ مگاپاسکال برای f_y و f_{yt} در طراحی آرماتورهای پیچشی به منظور کنترل عرض ترک قطری است.

ت ۸-۶-۱-۴ به منظور طراحی پیچشی در سازه‌های بتن‌آرمه، دو وضعیت باید مشخص شود:

الف) حالتی که در آن نمی‌توان لنگر پیچشی را با باز توزیع نیروهای داخلی کاهش داد. این نوع پیچش به نام «پیچش تعادلی» خوانده می‌شود، زیرا لنگر پیچشی به جهت حفظ تعادل در سازه مورد نیاز

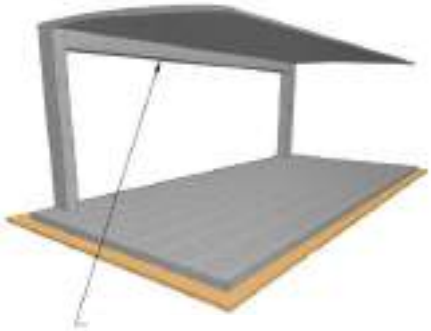
متن اصلی

ترک‌خوردگی‌های پیچشی منجر شود (پیچش هم‌سازی)، اجازه داده می‌شود مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد.

تفسیر/توضیح

است. در این وضعیت شکل ۸-۱۰- الف باید آرماتورهای پیچشی لازم برای تحمل کل لنگر پیچشی طراحی فراهم گردد.

ب) حالتی که در آن می‌توان لنگر پیچشی را با باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک‌خوردگی کاهش داد. این نوع پیچش به نام «پیچش هم‌سازی» خوانده می‌شود، زیرا لنگر پیچشی از پیچش عضو به منظور حصول هم‌سازی تغییر شکل‌ها نتیجه می‌شود. در این وضعیت شکل ۸-۱۰-ب سختی پیچشی قبل از ترک خوردگی همان سختی مقطع ترک نخورده بر اساس تئوری «سنت ونانت» است. با این وجود در ضمن ترک‌خوردگی پیچشی، پیچیدگی زیادی اساسا تحت لنگر پیچشی ثابت به وقوع می‌پیوندد که منجر به باز توزیع وسیع نیروها می‌شود. لنگر پیچشی ترک خوردگی تحت ترکیب برش، خمش و پیچش، با یک تنش کششی اصلی که اندکی کم‌تر از $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ به کار رفته در بند ت ۸-۶-۲-۲ است، متناظر می‌باشد.



شکل ۸-۱۰- الف پیچش تعادلی که در آن لنگر پیچشی طراحی کاهش داده نمی‌شود.

شکل ۸-۱۰- ب پیچش هم‌سازی که در آن لنگر پیچشی طراحی ممکن است کاهش داده شود.

متن اصلی

۸-۶-۱-۵ اگر مقدار T_u مطابق با بند قبل باز توزیع شده باشد، مقادیر برش و لنگر ضریب‌دار مورد استفاده در طراحی اعضای مجاور متصل به عضو، باید با پیچش کاهش یافته در تعادل باشند.

۸-۶-۲ پیچش آستانه و پیچش ترک‌خوردگی

۸-۶-۲-۱ پیچش آستانه، T_{th}، برای مقاطع توپُر بر اساس رابطه (۸-۲۸) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار مثبت و برای کشش منفی در نظر گرفته می‌شود.

پیچش T_{th} برای مقاطع تو خالی نیز بر اساس رابطه (۸-۲۸) محاسبه می‌شود، با این تفاوت که به جای متغیر A_{cp}، از A_g (سطح مقطع ناخالص بدون در نظر گرفتن سطح حفره‌ها) استفاده می‌شود.

متغیرهای A_{cp} و p_{cp} به ترتیب مساحت محصور و محیط بیرونی‌ترین خطوط در برگیرنده مقطع می‌باشند.

الف- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \qquad \text{الف (۸-۲۸)}$$

تفسیر/توضیح

اگر لنگر پیچشی از لنگر پیچشی ترک خوردگی بیش‌تر شود، می‌توان فرض نمود که یک لنگر پیچشی ضریب‌دار حداکثر، معادل با لنگر پیچشی ترک خوردگی، در مقاطع بحرانی نزدیک به وجوه تکیه گاه اتفاق می‌افتد. این لنگر پیچشی حداکثر به جهت کنترل عرض ترک‌های پیچشی مقرر شده است.

تمهیدات بند ۸-۶-۱-۴ به شرایط قاب شدگی معمول و متعارف اعمال می‌شود. در حالت‌هایی که چرخش پیچشی قابل ملاحظه در طول محدودی از عضو تحمیل می‌شود، نظیر حالتی که لنگر پیچشی بزرگی نزدیک یک ستون سخت وارد شده باشد، ویا ستونی که به دلیل بارگذاری‌های دیگر در جهت معکوس می‌پیچد، توصیه می‌شود از تحلیل با جزئیات بیش‌تری استفاده شود.

اگر لنگر برشی ضریب‌دار حاصل از یک تحلیل الاستیک بر اساس مقطع ترک نخورده بین ϕT_{th} و ϕT_{cr} باشد، آرماتورهای پیچشی باید برای تحمل لنگرهای پیچشی محاسباتی طراحی شوند.

ت ۸-۶-۲ پیچش آستانه و پیچش ترک‌خوردگی

ت ۸-۶-۲-۱ پیچش آستانه به صورت یک چهارم لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، تعریف می‌شود. برای مقاطع اعضای توپر، عمل متقابل بین لنگر پیچشی ترک خوردگی و برش ترک خوردگی مورب تقریبا دایروی یا بیضی‌گون است. برای چنین ارتباطی، یک لنگر پیچشی آستانه به صورت ارائه شده در بند ۸-۶-۲-۱، با کاهشی کم‌تر از ۵ درصد در برش ترک خوردگی مورب متناظر است، که قابل اغماض تلقی می‌شود.

یک مقطع توخالی در پیچش آن است که شامل یک یا بیش از یک حفره طولی، نظیر حمال جعبه‌ای یک حفره‌ای یا چند حفره‌ای، باشد. در محاسبه T_{th} می‌توان از حفره‌های طولی کوچک (نظیر یک داکت پس تنیدگی بدون تزریق گروت) که در نتیجه آن‌ها $A_g / A_{cp} \geq 0.95$ باشد، صرف نظر نمود. فرض می‌شود که اندرکنش بین ترک خوردگی برشی و ترک خوردگی پیچشی در مقاطع توخالی از ارتباط بیضی‌گون در اعضای با حفره‌های کوچک، تا یک خط مستقیم در مقاطع جدار نازک با حفره‌های بزرگ، متغیر باشد. برای اندرکنش به صورت خط مستقیم، یک لنگر پیچشی

متن اصلی

ب- در صورت وجود نیروی محوری:

(۸-۲۸) ب

$$T_{th}=0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f_c'}}}$$

۸-۶-۲-۲ پیچش ترک‌خوردگی، T_{cr}، برای مقاطع توپُر و تو خالی بر اساس رابطه **(۸-۲۹)** محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار، مثبت فرض شده و برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

الف- بدون حضور نیروی محوری:

(۸-۲۹) الف

$$T_{cr}=0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$$

ب- با حضور نیروی محوری:

(۸-۲۹) ب

$$T_{cr}=0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f_c'}}}$$

تفسیر/توضیح

T_{th} کاهش تقریبا ۲۵ درصد در برش ترک خوردگی مورب را به دنبال خواهد داشت، که حائز اهمیت می‌باشد. بنابراین برای تعیین روابط مربوط به مقاطع توخالی، روابط مربوط به مقاطع توپر با ضریب $(A_g/A_{cp})^2$ اصلاح می‌شوند. آزمایش‌های انجام شده بر تیرهای توپر و توخالی نشان داده است که لنگر پیچشی ترک خوردگی برای مقطع توخالی تقریبا (A_g/A_{cp}) برابر مقدار متناظر برای مقطع توپر با ابعاد بیرونی یکسان است. یک ضریب اضافی (A_g/A_{cp}) نیز به کار رفته است تا انتقال از اندرکنش دایروی بین بارهای ترک خوردگی مورب در برش و پیچش در اعضای توپر، به اندرکنش تقریبا خطی در مقاطع توخالی جدار نازک، منعکس گردد.

ت۸-۶-۲-۲ لنگر پیچشی ترک خوردگی در پیچش ثابت، T_{cr}، با جانشین کردن مقطع واقعی با یک لوله جدار نازک با ضخامت قبل از ترک خوردگی دیوار برابر $t=0.75A_{cp}/p_{cp}$ و سطح محصور به میان تار معادل $A_0=2A_{cp}/3$ تعیین می‌شود. فرض می‌شود که وقوع ترک خوردگی با رسیدن تنش کششی اصلی به $0.33\lambda\sqrt{f_c'}$ رخ می‌دهد. تنش ترک خوردگی $0.33\lambda\sqrt{f_c'}$ عمدا یک مقدار در حد پایین در نظر گرفته شده است. در تیر غیرپیش‌تنیده‌ای که فقط تحت پیچش باشد، تنش کششی اصلی با تنش برشی ناشی از پیچش مساوی قرار داده می‌شود، $\tau=T/(2A_0t)$. بدین ترتیب ترک خوردگی وقتی اتفاق می‌افتد که τ به $0.33\lambda\sqrt{f_c'}$ برسد، که این منجر به تعیین لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، به صورت تعریف شده در رابطه (۸-۲۹) می‌شود.

اگر در یک سازه نامعین لنگر پیچشی ضریب‌دار از ϕT_{cr} بیش‌تر شود، ممکن است فرض شود که یک لنگر پیچشی ضریب‌دار حداکثر، معادل با ϕT_{cr}، در یک مقطع بحرانی نزدیک وجوه تکیه گاهی به وقوع می‌پیوندد. این حد به منظور کنترل عرض ترک‌های پیچشی تعیین شده است. در این‌جا جانشین کردن A_{cp} با A_g (به صورتی که در محاسبه T_{th} در مقاطع توخالی به کار رفته است)، اعمال نمی‌شود. بدین ترتیب لنگر پیچشی پس از بازتوزیع بزرگ‌تر بوده و محافظه کارانه‌تر خواهد بود.

متن اصلی

۸-۶-۳ مقاومت پیچشی تامین شده در عضو و محدودیت ابعاد

۸-۶-۳-۱ مقاومت پیچشی اسمی عضو بتن‌آرمه، T_n، بر اساس عمل توام خاموت‌های بسته و فولادهای طولی پیچشی، تامین شده و برابر با کم‌ترین از دو مقدار زیر منظور می‌شود.

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad \text{الف (۸-۳۰)}$$

$$T_n = \frac{2A_0 A_\ell f_y}{p_h}\tan\theta \qquad \text{ب (۸-۳۰)}$$

در این رابطه‌ها:

A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌شود. همچنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85A_{oh}$ باشد. A_{oh} مساحت محصور به بیرونی‌ترین خاموت‌های بسته پیچشی است.

زاویه θ، مطابق تعریف **فصل ۲**، نباید کمتر از ۳۰ درجه و بزرگتر از ۶۰ درجه در نظر گرفته شود. مقدار θ را می‌توان برابر با ۴۵ درجه در نظر گرفت.

A_t مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بست‌هایی است که در مقابل پیچش مقاومت می‌کند.

A_ℓ سطح مقطع آرماتورهای طولی پیچشی است،

p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۶-۳ مقاومت پیچشی تامین شده در عضو و محدودیت ابعاد

ت ۸-۶-۳-۱ مقاومت پیچشی طراحی ϕT_n باید بزرگتر یا مساوی پیچشی ناشی از بارهای با ضریب، T_u، باشد. در محاسبه T_n، فرض می‌شود کل پیچش توسط خاموت‌ها و آرماتورهای طولی و با صرف نظر از هر گونه مشارکت بتن در مقاومت پیچشی، تحمل می‌شود. در همین ارتباط فرض می‌شود که مقاومت برشی ناشی از بتن، V_c با حضور پیچش تغییر نکند.

رابطه (۸-۳۰)الف مبتنی بر تشابه خرپای فضایی نشان داده شده در **شکل ۸-۱۱**-الف است که در آن قطری‌های فشاری در زاویه θ قرار گرفته است. فرض می‌شود که بتن تحمل کشش ننموده و آرماتورها تسلیم می‌شوند. پس از توسعه ترک خوردگی پیچشی، مقاومت پیچشی عمدتا توسط خاموت‌های بسته پیچشی، آرماتورهای طولی پیچشی و قطری‌های فشاری تامین می‌شود. بتن در خارج از محدوده این خاموت‌ها نسبتا غیر موثر است. به همین دلیل A_0 که سطح ناخالص احاطه شده توسط مسیر جریان برش پیرامون محیط لوله است، پس از ترک خوردگی بر حسب A_{0h} تعریف می‌شود؛ که A_{0h} سطح احاطه شده توسط میان تار بیرونی‌ترین آرماتورهای پیچشی عرضی بسته است.

جریان برش q در دیوارهای لوله را می‌توان به نیروهای V_1 تا V_4 تجزیه نمود که در هر یک از وجوه لوله یا خرپای فضایی مطابق **شکل ۸-۱۱**- الف عمل می‌کنند.

همان طور که در **شکل ۸-۱۱**-ب نشان داده شده است، در هر دیوار لوله جریان برش V_i با جزء فشاری قطری در بتن تحمل می‌شود، $D_i = V_i / \sin\theta$. حال برای تکمیل تجزیه V_i یک نیروی محوری کششی معادل $N_i = V_i(\cot\theta)$ در آرماتورهای طولی مورد نیاز است.

از آن جا که جریان برش ناشی از پیچش در تمام نقاط اطراف محیط لوله ثابت است، برآیند D_i و N_i در وسط ارتفاع وجه i اثر می‌کند؛ در نتیجه می‌توان فرض نمود که همان طور که در شکل نشان داده شده است، نصف N_i با هر یک از میله‌های بالا و پایین خرپا تحمل شود. برای تحمل جمع نیروهای N_i (یعنی $\sum N_i$) که در همه دیوارهای لوله عمل می‌کنند، به آرماتورهای طولی با مقاومت $A_t f_y$ نیاز خواهد بود.

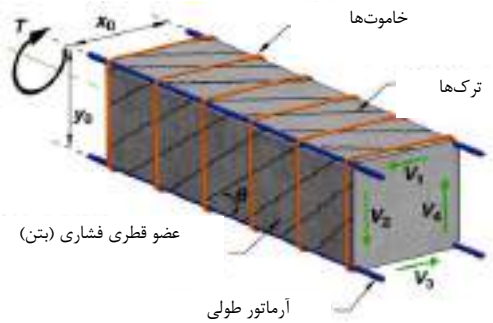
متن اصلی

تفسیر/توضیح

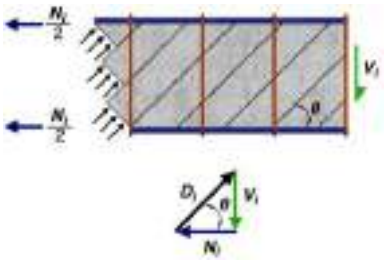
در تعیین رابطه (۸-۳۰)ب، نیروهای محوری کششی در طول وجوه سطح A_0 جمع بسته می‌شوند. این وجوه طول محیطی را تشکیل می‌دهند (p_0) که تقریبا با طول خطی که مرکزهای آرماتورهای واقع در گوشه‌های لوله را به هم وصل می‌کند، مساوی است. برای سهولت در محاسبات، این طول با محیط خاموت‌های بسته، p_h ، جایگزین می‌شود.

مساحت A_0 برابر با $0.85A_{0h}$ در نظر گرفته می‌شود. سطح A_{0h} برای مقاطع مختلف در شکل ۸-۱۱-پ نشان داده شده است. برای مقاطع I، T و L شکل و مقطع دایروی، A_{0h} به صورت سطح احاطه شده با بیرونی‌ترین آرماتورهای عرضی منظور می‌شود.

زاویه θ را می‌توان با آنالیز به دست آورد ویا آن را در مقاطع بتن‌آرمه برابر با ۴۵ درجه منظور نمود. با مقادیر کم‌تر θ، میزان خاموت‌های مورد نیاز در رابطه (۸-۲۰)الف کاهش یافته و به طور همزمان، میزان آرماتورهای طولی مورد نیاز در رابطه (۸-۳۰)ب افزایش می‌یابد.



شکل ۸-۱۱- الف تشابه خرپای فضایی



شکل ۸-۱۱ ب تجزیه نیروی برشی V_i به نیروی فشاری قطری D_i و نیروی کششی محوری N_i در یک دیوار لوله

متن اصلی

۸-۶-۳-۲ ابعاد سطح مقطع باید طوری تعیین شوند که ضوابط «الف» و «ب» زیر تامین گردند:

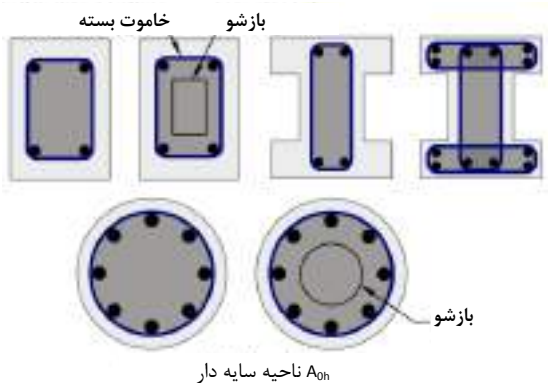
الف- برای مقاطع توپر:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \quad \text{(۸-۳۱) الف}$$

ب- برای مقاطع تو خالی:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \quad \text{(۸-۳۱) ب}$$

تفسیر/توضیح



شکل ۸-۱۱ پ تعریف A_{oh} در مقاطع مختلف

ت ۸-۶-۳-۲ اندازه سطح مقطع عضو به دو دلیل محدود می‌شود. اول به دلیل کاهش ترک خوردگی بیش از حد و دوم به جهت به حداقل رساندن پتانسیل خرد شدن سطح بتن به دلیل تنش‌های فشاری مورب ناشی از برش و پیچش.

در روابط ۸-۳۱، دو قسمت سمت چپ رابطه تنش‌های برشی ناشی از برش و پیچش هستند. جمع این تنش‌ها نباید از تنش منجر به ترک خوردگی برشی به علاوه $0.66\sqrt{f_c'}$ بیش‌تر شود. مقدار اخیر مشابه مقاومت حداکثری است که در **بند ۸-۴-۱-۳** برای برش بدون پیچش داده شده است. این محدودیت بر حسب V_c داده شده که برای بتن غیر پیش‌تنیده و پیش‌تنیده قابل کاربرد باشد. این محدودیت از ابتدا بر اساس کنترل ترک به دست آمده است. در این جا نیازی به کنترل خرد شدگی بتن در جان نیست، زیرا خرد شدن بتن در تنش‌های برشی بیش‌تری به وقوع می‌پیوندد.

در یک مقطع توخالی تنش‌های برشی ناشی از هر دو برش و پیچش در دیوارهای جعبه پیرامونی به صورت نشان داده شده در **شکل ۸-۱۲**-الف رخ می‌دهد و بنابراین مستقیما در نقطه A با هم جمع می‌شوند، به طوری که در رابطه (۸-۳۱)ب آورده شده است. در یک مقطع توپر، تنش‌های برشی ناشی از پیچش در قسمت لوله‌ای پیرامونی عمل می‌کنند، به دلیل فرض یک مقطع جدار نازک در پیچش، در حالی که تنش‌های برشی ناشی از V_u در عرض مقطع به صورت نشان داده شده در**شکل ۸-۱۲**-ب گسترش می‌یابند. به همین دلیل جمع تنش‌ها در رابطه (۸-۳۱)ب به جای جمع مستقیم، با استفاده از جذر مجموع مربعات انجام شده است.

متن اصلی

۸-۶-۳-۳ برای مقاطع تو خالی که ضخامت جداره آن‌ها در پیرامون محیط تغییر می‌کند، رابطه (۸-۳۱)«ب» باید در موقعیتی که عبارت $\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)+\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)$ به مقدار حداکثر می‌رسد، ارزیابی گردد.

۸-۶-۳-۴ برای مقاطع توخالی که ضخامت جداره کمتر از A_{oh}/p_h است، عبارت $\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)$ در رابطه (۸-۳۱) «ب»، باید با عبارت $\left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right)$ جایگزین شود. t ضخامت دیواره مقطع تو خالی در موقعیتی است که تنش در آن کنترل می‌شود.

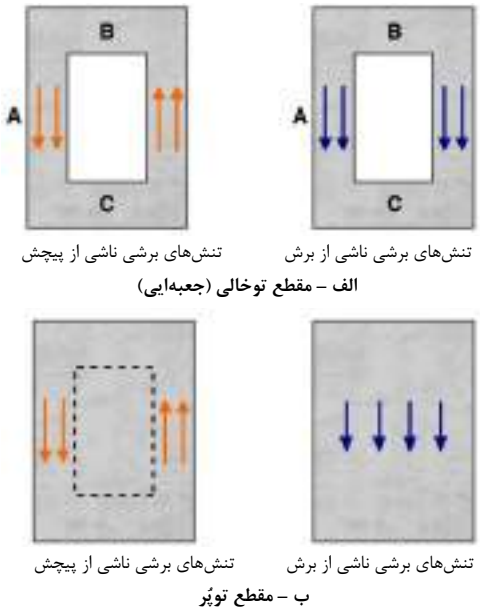
۸-۷ مقاومت اتکایی

۸-۷-۱ مقاومت طراحی اتکایی (لهیدگی) برای هر ترکیب بارگذاری، بر مبنای تامین رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$\phi B_n \geq B_u \qquad (۸-۳۲)$$

در این رابطه:

تفسیر/توضیح



شکل ۸-۱۲ جمع تنش‌های برشی و پیچشی

ت۸-۶-۳-۳ در یک مقطع توخالی تنش پیچشی حداکثر عموما در دیوار مقطع و در جایی که تنش‌های پیچشی و برشی جمع می‌شوند، خواهد بود ناحیه A درشکل ۸-۱۲-الف. اگر بال بالا یا پایین نازکتر از جان‌های قائم در دو طرف باشد، ممکن است لازم باشد که رابطه (۸-۳۱)ب در نواحی B و C نشان داده شده در شکل ۸-۱۲-الف ارزیابی می‌شود. در این نواحی تنش‌های ناشی از برش معمولا قابل اغماض هستند.

ت ۸-۷مقاومت اتکایی

متن اصلی

B_n مقاومت اتکایی اسمی مقطع است که بر اساس الزامات بندهای ۸-۷-۲ تعیین می‌شود،

B_u بار اتکایی ضریب‌دار وارد به سطح اتکا است،

ϕ ضریب کاهش مقاومت اتکایی است که مطابق ضوابط فصل ۷، برابر با ۰/۶۵ منظور می‌شود.

۸-۷-۲ مقاومت اتکایی اسمی مقطع، B_n، با استفاده از رابطه‌های «الف» و «ب» زیر محاسبه می‌شود:

الف- اگر سطح تکیه‌گاهی در تمام وجوه عریض‌تر از سطح بارگذاری باشد، کم‌ترین مقدار از رابطه‌های زیر:

$$B_n = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}\left(0.85 f_c' A_g\right) \qquad \text{(۸-۳۳) الف}$$

$$B_n = 2\left(0.85 f_c' A_1\right) \qquad \text{(۸-۳۳) ب}$$

ب- در سایر موارد:

$$B_n = 0.85 f_c' A_1 \qquad \text{(۸-۳۳) پ}$$

در این رابطه‌ها، A_1 سطح بارگذاری شده و A_2 سطح قاعده پایین بزرگترین هرم یا مخروط ناقص ویا گوه‌ای است که سراسر در تکیه گاه قرار گرفته و قاعده بالای آن همان سطح بارگذاری شده بوده و وجوه آن با شیب قائم به افقی ۱ به ۲ ساخته شده است.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۷-۲ تنش اتکایی مجاز مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی تعیین شده است. اگر سطح تکیه‌گاهی در تمام وجوه از سطح زیر بار عریض‌تر باشد، بتن پیرامونی سطح اتکایی را محصور می‌کند، که در نتیجه مقاومت اتکایی افزایش می‌یابد. برای تکیه‌گاه عمق حداقل داده نشده و بنابراین با الزامات برش دوطرفه بخش ۸-۵ کنترل می‌شود.

سطح A_1 در روابط ۸-۳۳ سطح زیر بار بوده، ولی بزرگ‌تر از صفحه اتکایی ویا سطح مقطع اتکایی در نظر گرفته نمی‌شود.

درحالتی که سطح بالایی تکیه‌گاه شیب‌دار ویا پله‌ای باشد، باز هم می‌توان از بزرگ‌تر بودن عضو تکیه‌گاهی نسبت به سطح زیر بار استفاده کرد، به شرط آن که شیب عضو تکیه‌گاهی با زاویه خیلی زیاد نباشد. درشکل ۸-۱۳ کاربرد هرم ناقص (یا مخروط ناقص) برای تعیین A_2 در یک تکیه‌گاه تحت انتقال بار قائم نشان داده شده است.

در حالت‌هایی که انتقال نیروی فشاری در یک راستای غیر عمودی نسبت به سطح اتکایی انجام می‌شود، لازم است مقاومت اتکایی کافی فراهم گردد. در این حالت‌ها ضوابط بخش حاضر برای مولفه عمودی نیرو به کار می‌رود و مولفه مماسی نیرو لازم است توسط سایر تمهیدات مانند مهارها ویا زبانه برشی انتقال یابد.

هرم ناقص (مخروط ناقص) در این جا نباید با مسیر گسترش بار به سمت پایین در تکیه‌گاه اشتباه گرفته شود. مسیر گسترش بار وجوه با زاویه تیزتری دارد. با این وجود هرم ناقص توصیف شده در این‌جا شیب جانبی کم‌تری دارد تا اطمینان حاصل شود که بتن پیرامونی برای ناحیه پر تنش اتکایی وجود دارد.

اگر نیروهای کششی بر صفحه اتکایی اثر کند، اقداماتی مثل کاهش تنش مجاز اتکایی، فراهم کردن آرماتورهای محصور کننده، ویا هر دو آن‌ها مطلوب خواهد بود. اطلاعات بیش‌تر در این زمینه برای بتن پیش‌ساخته (و نیز بتن پیش‌تنیده) در مرجع ۸-۹-۵ یافت می‌شود.

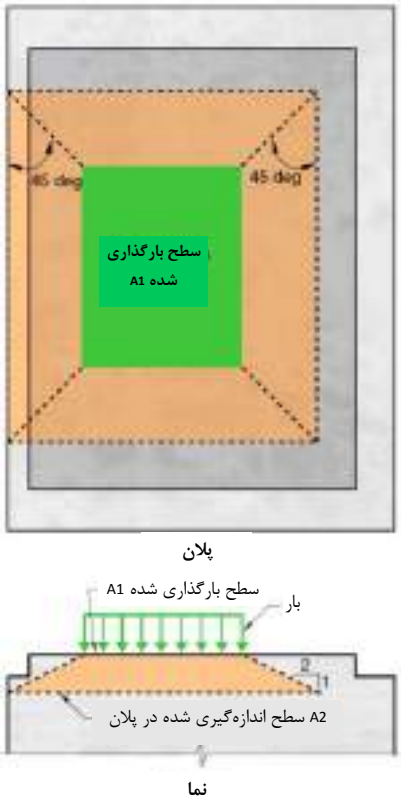
متن اصلی

۸-۸ مقاومت برش اصطکاکی

۸-۸-۱ کلیات

۸-۸-۱-۱ ضوابط این بخش باید در مواردی به کار برده شوند که در نظر گرفتن انتقال برش در سطح یک صفحه مشخص، مانند یک ترک موجود یا بالقوه، فصل مشترک میان مصالح غیر مشابه ویا فصل مشترک میان دو بتن اجرا شده در زمان‌های مختلف، مناسب باشد.

تفسیر/توضیح



شکل ۸-۱۳ کاربرد هرم ناقص برای تعیین A_2 در تکیه‌گاه‌های پله‌ای یا شیب‌دار

ت ۸-۸ مقاومت برش اصطکاکی

ت ۸-۸-۱ کلیات

ت ۸-۸-۱-۱ هدف از این بخش فراهم کردن یک روش طراحی است که بتوان شکست ممکن توسط لغزش برشی بر یک صفحه را مورد توجه قرار داد. چنین شرایطی شامل صفحه تشکیل شده با یک ترک در بتن یکپارچه، سطح تماس بین بتن و فولاد و سطح تماس بین بتن‌هایی که در زمان‌های مختلف ریخته می‌شوند، می‌باشد.

اگر چه بتن ترک نخورده در برش مستقیم نسبتا قوی است، ولی همیشه این احتمال وجود دارد که یک ترک در یک موقعیت ناخوشایند تشکیل شود. مفهوم «برش-اصطکاک» فرض می‌کند که چنین ترکی تشکیل می‌شود و در محل ترک آرماتورهایی فراهم شده تا در مقابل تغییر شکل نسبی در طول ترک مقاومت کند. عمل برش در طول یک ترک آن است که یک وجه ترک نسبت به وجه دیگر آن می‌لغزد. اگر دو وجه ترک ناصاف و نامنظم باشد، این

متن اصلی

۸-۸-۱-۲ سطح مقطع آرماتورهای مورد نیاز برای برش-اصطکاک در صفحه برش مورد نظر، A_{vf}، باید مطابق با **بند ۸-۸-۲** محاسبه شود. به طور جایگزین استفاده از روش‌های طراحی انتقال برش که منتهی به پیش‌بینی مقاومت شده و هم‌خوانی قابل توجهی با نتایج به دست آمده از آزمایش‌های جامع داشته باشند، مجاز است.

۸-۸-۱-۳ مقدار f_y مورد استفاده برای محاسبه برش اصطکاکی اسمی V_n، بر اساس حدود ارائه شده در **فصل ۴** نباید از حداکثر ۴۲۰ مگاپاسکال بیش‌تر شود.

۸-۸-۱-۴ آماده سازی سطح صفحه برش مورد نظر برای طراحی باید در مدارک ساخت مشخص شده باشد.

۸-۸-۲ مقاومت طراحی

۸-۸-۲-۱ مقاومت برش اصطکاکی طراحی در عرض صفحه برشی مورد نظر برای هر ترکیب بار، بر مبنای تامین رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (۸-۳۴)$$

در این رابطه:

V_u نیروهای برشی ضریب‌دار در عرض صفحه برش مورد نظر است که باید بر اساس ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری

تفسیر/توضیح

لغزش با جدا شدن وجوه ترک همراه خواهد شد. در مقاومت اسمی، این جدایش برای ایجاد تنش کششی در آرماتورهای متقاطع با ترک تا حد مقاومت تسلیم مشخصه آرماتور، کافی خواهد بود.

آرماتورهای تحت کشش یک نیروی گیره‌ای معادل $A_{vf}\,f_y$ در عرض وجوه ترک فراهم می‌کنند. در این حالت برش اعمال شده، توسط اصطکاک بین وجوه ترک، مقاومت در مقابل بریدگی بیرون زدگی‌های وجوه ترک و عمل زبانه‌ای آرماتورهای متقاطع با ترک، تحمل می‌شود. کاربرد موفقیت آمیز این بخش به انتخاب صحیح موقعیت یک ترک مفروض بستگی خواهد داشت.

ت ۸-۸-۱-۲ ارتباط بین مقاومت انتقال برش و آرماتورهای متقاطع با صفحه برش را می‌توان به روش‌های مختلف بیان کرد. روابط ۸-۳۵ و ۸-۳۶ بر مدل برش-اصطکاک استوار بوده و یک تخمین محافظه‌کارانه از مقاومت انتقال برش فراهم می‌کنند.

می‌توان از روابط دیگری که تخمین دقیق‌تری از مقاومت انتقال برش فراهم می‌کنند، تحت الزامات این بخش استفاده نمود. مثال‌هایی از روش‌های مرتبط با موضوع را می‌توان در مرجع ۵-۹-۵ جستجو نمود.

ت ۸-۸-۱-۴ مهندس مشاور باید آماده‌سازی و مقدار ناهمواری سطح مورد نظر را بر اساس آن‌چه برای ضریب μ در **جدول ۸-۱** در نظر گرفته، در مدارک طرح مشخص نماید.

ت ۸-۸-۲ مقاومت طراحی

متن اصلی

معرفی شده در **فصل ۷** این آیین‌نامه و روش‌های تحلیل متعارف معرفی شده در **فصل ۶** تعیین گردد.

V_n مقاومت برش اصطکاکی اسمی صفحه برش است که بر اساس الزامات **بندهای ۸-۸-۲-۲** تا **۸-۸-۲-۶** تعیین می‌شود.

ϕ ضریب کاهش مقاومت برش اصطکاکی است که مطابق ضوابط **فصل ۷**، برابر با ۰/۷۵ منظور می‌شود.

۸-۸-۲-۲ مقاومت برش اصطکاکی اسمی، V_n، در مواردی که آرماتورهای برش - اصطکاک عمود یا مورب نسبت به صفحه برش باشند، به صورت «الف» و «ب» زیر محاسبه می‌شود:

الف- اگر آرماتورهای برش-اصطکاک، عمود بر صفحه برش باشد:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \qquad (۸-۳۵)$$

ب- اگر آرماتورهای برش- اصطکاک نسبت به صفحه برش مورب بوده و نیروی برشی سبب ایجاد کشش در فولادهای برش- اصطکاک شود:

$$V_n = A_{vf} f_y \left(\mu \sin\alpha + \cos\alpha\right) \qquad \text{رابطه(۸-۳۶)}$$

در رابطه‌های فوق: A_{vf} سطح مقطع آرماتورهای برش- اصطکاک در صفحه مورد نظر برای تحمل برش است، μ ضریب اصطکاک مطابق با **جدول ۸-۱** بوده و α زاویه بین آرماتور برش- اصطکاک و صفحه برش مورد نظر است.

تفسیر/توضیح

ت ۸-۸-۲-۲ سطح مقطع لازم برای آرماتور برش- اصطکاک با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \qquad (ت\ ۸-۲)$$

حد بالایی مقاومت برشی در استفاده از رابطه (۸-۳۵)، در (روابط ۸-۳۷) داده شده است.

در روش محاسبه برش-اصطکاک، فرض می‌شود که تمام مقاومت برشی ناشی از اصطکاک بین وجوه ترک باشد. بنابراین لازم است از مقادیر ساختگی بالای ضریب اصطکاک در روابط برش-اصطکاک استفاده شود تا مقاومت برشی محاسبه شده به طور منطقی با نتایج آزمایش منطبق باشد.

برای بتنی که در مقابل بتن سخت شده ریخته شده و بر اساس این بخش ناصاف نشده باشد، مقاومت برشی اساسا ناشی از عمل زبانه‌ای آرماتورها است. نتایج آزمایش نشان می‌دهد که مقدار کاهش یافته $\mu = 0.6\lambda$ که برای این حالت مشخص شده، مناسب می‌باشد.

برای بتنی که در مقابل فولاد سازه‌ای قرار می‌گیرد، آرماتور انتقال برش را می‌توان به صورت میلگرد ویا گل‌میخ سَردار انتخاب نمود. ضوابط این بخش طراحی اتصال دهنده‌های برشی برای عمل مرکب دال‌های بتنی و تیرهای فولادی را پوشش نمی‌دهد. تمهیدات طراحی این سیستم‌ها در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ارایه شده است.

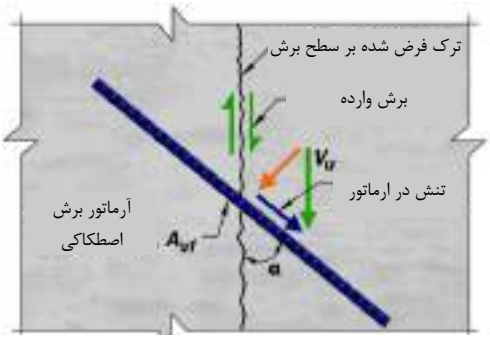
آرماتور برش- اصطکاکی مورب در **شکل ۸-۱۴**-الف نشان داده شده است. در این شکل α زاویه حقیقی بین آرماتور و صفحه برش است. رابطه (۸-۳۶) فقط وقتی به کار می‌رود که مولفه‌ای از نیروی برشی که با آرماتور موازی است، در آرماتور کشش ایجاد کند و مولفه نیروی موازی با صفحه برش قسمتی از برش را تحمل نماید.

اگر آرماتور برش- اصطکاکی به صورتی مورب قرار داده شده باشد که مولفه نیروی برشی موازی با آرماتور در آن فشار ایجاد کند،

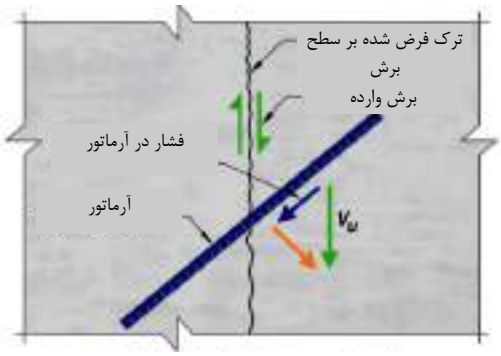
متن اصلی

تفسیر/توضیح

مانند آن چه که در شکل ۸-۱۴-ب نشان داده شده، برش اصطکاکی به کار نمی‌رود ($V_n = 0$).



شکل ۸-۱۴- الف کشش در آرماتور برش اصطکاکی



برش – اصطکاک کاربرد ندارد

شکل ۸-۱۴- ب فشار در آرماتور

جدول ۸-۱ ضریب‌های اصطکاک

دیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک، μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یکپارچه	1.4λ
ب	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه ضعیف بوده و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی‌متر مضرّس شده باشد.	1.0λ
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه ضعیف بوده و به صورت عمدی زبر نشده باشد.	0.6λ
ت	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از رنگ بوده و انتقال برش در عرض سطح تماس توسط گل‌میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.	0.7λ
برای بتن معمولی $\lambda = 1.0$، برای بتن سبک وزن، λ بر اساس بخش ۳-۲ تعیین می‌شود، ولی نباید از ۰/۸۵ بیش‌تر باشد.		

متن اصلی

۸-۸-۲-۳ مقدار V_n در عرض صفحه برش مورد نظر نباید از مقادیر ارائه شده در بندهای «الف» و «ب» زیر بیش‌تر شود. اگر بتن‌های با مقاومت‌های مختلف در مجاورت یکدیگر اجرا شوند، کم‌ترین مقدار f'_c باید در این رابطه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

الف- برای بتن معمولی که به طور یکپارچه ویا در مقابل بتن سخت قبلی ریخته شده و عمدا به عمق تقریبی ۶ میلی‌متر مضرّس شده باشد، باید از کم‌ترین مقادیر زیر استفاده نمود:

$$V_n \le 0.2 f_c' A_c \qquad \text{(۸-۳۷)الف}$$

$$V_n \le (3.3 + 0.08 f_c') A_c \qquad \text{(۸-۳۷)ب}$$

$$V_n \le 11 A_c \qquad \text{(۸-۳۷)پ}$$

ب- در سایر موارد، کم‌ترین از مقادیر زیر:

$$V_n \le 0.2 f_c' A_c \qquad \text{(۸-۳۷)ت}$$

$$V_n \le 5.5 A_c \qquad \text{(۸-۳۷)ث}$$

در رابطه‌های فوق، A_c (میلی‌متر مربع) سطح مقطع بتنی است که در مقابل انتقال برش مقاومت می‌کند.

۸-۸-۲-۴ در مواردی که صفحه برش زیر اثر نیروی فشاری دائمی قرار دارد، می‌توان نیروی اصطکاک ناشی از آن را به مقاومت اسمی V_n اضافه کرد و به این ترتیب آرماتور برش-اصطکاک A_{vf} را کاهش داد.

۸-۸-۲-۵ در مواردی که صفحه برشی زیر اثر نیروی کششی قرار دارد، آرماتور لازم برای تحمل بار کششی را باید به آرماتور A_{vf} لازم برای تحمل برش اضافه کرد.

تفسیر/توضیح

ت۸-۸-۲-۳ حدود بالایی برای مقاومت برش اصطکاکی از آن جهت لازم است که روابط ۸-۳۵ و ۸-۳۶ ممکن است برای بعضی از حالات غیر محافظه‌کارانه باشند.

ت ۸-۸-۲-۴ این تمهید بر اساس اطلاعات تجربی بوده و فقط باید در حالتی که نیروی فشاری در عرض صفحه برش ثابت است، به کار گرفته شود تا میزان آرماتور برش-اصطکاک مورد نیاز کاهش داده شود.

ت ۸-۸-۲-۵ کشش در عرض صفحه برش ممکن است در اثر مقید کردن تغییر شکل‌های ناشی از تغییر درجه حرارت، خزش، ویا انقباض بتن ایجاد شود.

وقتی لنگر بر صفحه برش عمل می‌کند، نیروی فشاری ناشی از خمش و نیروی کششی در تعادل با یک دیگر بوده و تغییری در برآیند فشاری $A_{vf}\ f_y$ که در عرض صفحه برش عمل می‌کند، ویا مقاومت برش-اصطکاک، ایجاد نمی‌کنند. بنابراین نیازی به فراهم کردن آرماتورهای اضافی برای تحمل تنش‌های کششی ناشی از خمش نیست؛ مگر آن که آرماتورهای مورد نیاز جهت کشش ناشی

متن اصلی

۸-۸-۲-۶ آرماتورهای برش - اصطکاک باید به طور کامل برای توسعه تنش تسلیم f_y در دو سمت صفحه برش مهار شوند و قادر به انتقال نیروی $A_{vf} f_y$ از یک صفحه به دیگری باشند.

تفسیر/توضیح

از خمش، از میزان آرماتورهای انتقال برش که در ناحیه کشش ناشی از خمش فراهم شده است، فراتر رود.

ت ۸-۸-۲-۶ اگر لنگر خمشی در عرض صفحه برش عمل نکند، آرماتور باید در طول صفحه برش به طور یکنواخت توزیع شود تا عرض ترک به حداقل برسد. اگر یک لنگر خمشی در عرض صفحه برش عمل کند، آرماتورهای انتقال برش باید عمدتا در ناحیه کششی ناشی از خمش قرار داده شوند.

مهارها ممکن است توسط پیوستگی، توسط یک وسیله مکانیکی، ویا توسط گل‌میخ‌های آجدار و پیچ‌های غلاف‌دار تامین شوند. محدودیت‌های فضا اغلب استفاده از وسایل مهار مکانیکی را ایجاب می‌کند. جزییات مهار گل‌میخ‌های سَردار در بتن پیش‌ساخته را می‌توان در مرجع ۸-۹-۵ مشاهده نمود.

مهار آرماتورهای برش-اصطکاک باید در آرماتورهای اصلی درگیر شود، در غیر این صورت، ممکن است یک ترک بالقوه از بین آرماتورهای برش-اصطکاک و جسم بتن عبور کند. این الزام به طور مشخص در مورد گل‌میخ‌های سَردار جوش شده به همراه غلاف فولادی به کار می‌رود.

۸-۹ مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل

ت ۸-۹ مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل

8-9-1 AISC 360, Specification for Structural Steel Buildings.

8-9-2 ACI ITG 4.3R-07 (Report on Structural Design and Detailing for High-Strength Concrete in Moderate to High Seismic Applications.

8-9-3 ACI-ASCE Committee 426, "Shear Strength of Reinforced Concrete.

8-9-4 ACI 421.1R, Guide for Shear Reinforcement for Slabs.

8-9-5 PCI Manual 120, PCI Design Handbook.

فصل نهم

دال‌های یک‌طرفه

فصل نهم
دال‌های یک‌طرفه

متن اصلی

۹-۱ گستره

۹-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستم دال‌های یک‌طرفه بتن‌آرمه است که در آن‌ها دال در یک امتداد برای تحمل خمش طراحی و آرماتورگذاری می‌شود. این سیستم ها شامل موارد زیراند:

الف- دال‌های توپر؛
ب- دال‌های غیر مرکب درجا روی عرشه فولادی؛
ت- دال‌های مرکب بتنی، که اجزای آن به طور جداگانه ریخته شده و طوری به یکدیگرمتصل شده‌اند که به صورت یک واحد، بارها را تحمل می‌کنند.

۹-۱-۲ در این فصل موارد زیر پوشش داده شده‌اند:

الف- ضوابط کلی طراحی و محدودیت‌ها؛
ب- جزییات تحلیل و طراحی؛
پ- جزییات آرماتورگذاری.

۹-۲ کلیات

۹-۲-۱ در طراحی دال‌های یک‌طرفه باید اثر بارهای متمرکز، وجود بازشوها و فضاهای خالی (داکت‌ها) در نظر گرفته شود.

تفسیر/توضیح

ت ۹-۱ گستره

ت ۹-۱-۱ طراحی و ساخت دال‌ها بر روی قالب‌های فولادی در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (سازه‌های فولادی) تشریح شده است.

الزامات مربوط به دال‌های یک‌طرفه تیرچه - بلوک در فصل ۱۱ ارائه شده است.

ت ۹-۲ کلیات

ت ۹-۲-۱ وجود بارهای متمرکز و بازشوها موجب تولید لنگر و برش‌های موضعی در دال‌های یک‌طرفه شده و رفتاری مشابه رفتار دال دوطرفه به آن تحمیل می‌شود. وجود بازشوها در داخل دال و حفره‌ها (داکت‌ها) در دال بر مقاومت خمشی، برشی و همچنین خیز دال تاثیر بسزایی دارد. بازشوها و حفره‌ها، دال را مستعد ایجاد مقاطع بحرانی کرده و باید در فرآیند طراحی مورد توجه قرار گیرد.

متن اصلی

تفسیر/توضیح

۹-۲-۲ مصالح

ت ۹-۲-۱ مصالح

۹-۲-۲-۱ خصوصیات طراحی بتن باید طبق فصل ۳ انتخاب شوند.

۹-۲-۲-۲ خصوصیات طراحی آرماتورها باید طبق فصل ۴ انتخاب شوند.

۹-۲-۲-۳ الزامات مصالح، طراحی و جزییات اجزای جاگذاری شده در بتن باید طبق بخش ۴-۱۰ باشند.

۹-۲-۳ اتصال به دیگر اعضا

ت ۹-۲-۲ اتصال به دیگر اعضا

۹-۲-۳-۱ اتصالات دال-تیر و دال- ستون در بتن‌ریزی‌های درجا باید مطابق ضوابط فصل۱۶ باشند.

۹-۲-۳-۲ اتصالات در دال‌های پیش‌ساخته باید الزامات مربوط به انتقال نیرو را مطابق ضوابط فصل ۱۷ تامین نمایند.

۹-۳ ضوابط کلی طراحی

ت ۹-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۳-۱ حداقل ضخامت دال

ت ۹-۳-۱ حداقل ضخامت دال

۹-۳-۱-۱ برای دال‌های توپُر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h، نباید از مقادیر جدول ۹-۱ که برای بتن معمولی و آرماتور با تنش تسلیم، f_y، ۴۲۰ مگاپاسکال تنظیم شده است، کمتر باشد، مگر آن که محدودیت‌های خیز آن‌ها بر اساس بند ۹-۳-۲ رعایت شود. برای f_y بزرگتر از ۴۲۰ مگاپاسکال مقادیر جدول ۹-۱ باید در (0.4+fy/700) ضرب شوند.

ت-۹-۳-۱-۱ محدودیت‌های مربوط به حداقل ضخامت در دال‌های یک‌طرفه مانند محدودیت‌های تیرها است. برای جزییات به بند ت ۱۱-۲-۲ مراجعه شود.

جدول ۹-۱ حداقل ضخامت دال‌های یک‌طرفه توپر

شرایط تکیه‌گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طرّه (کنسولی)	$l/10$

متن اصلی

۹-۳-۱-۲ برای دال‌های بتن‌آرمه ساخته شده با بتن سبک، مطابق تعریف **بند ۳-۲**، مقادیر **جدول ۹-۱** باید در بزرگترین مقدار «الف» و «ب» زیر ضرب گردند:

الف- $1.65 - 0.0003w_c$ ؛

ب- ۱/۰۹ .

۹-۳-۱-۳ برای دال‌هایی که از ترکیب بتن معمولی و بتن سبک و با استفاده از شمع ساخته می‌شوند و بتن سبک در فشار قرار می‌گیرد، مقادیر **جدول ۹-۱** باید مطابق **بند ۹-۳-۱-۲** اصلاح شوند.

۹-۳-۱-۴ اگر کف بتنی با دال به صورت یکپارچه اجرا شود، یا اگر کف بتنی به صورت مرکب با دال کف طبق **بخش ۳-۱۷** طراحی شود، ضخامت کلی دال، h، می‌تواند شامل ضخامت کف‌پوش نیز باشد

۹-۳-۲ محدودیت‌های خیز دال‌ها

۹-۳-۲-۱ در دال‌هایی که محدودیت‌های حداقل ضخامت مندرج در **بند ۹-۳-۱** برآورده نشوند، باید خیز آنی و خیز درازمدت مطابق با ضوابط مربوط به حالت بهره‌برداری (**بخش ۱۹-۲**) محاسبه گردند و از حدود مندرج در **بند ۱۹-۲-۴** بیش‌تر نشوند.

۹-۳-۲-۲ در دال‌های بتنی مرکب که ضوابط **بند ۹-۳-۱** تامین می‌شوند، نیازی به محاسبه خیز پس از مرکب شدن عضو نمی‌باشد، اما لازم است خیزی که پیش از مرکب شدن عضو رخ می‌دهد، بررسی گردد، مگر آن که ضخامت دال پیش از مرکب شدن، ضوابط بند مذکور را تامین نماید.

۹-۳-۳ محدودیت کرنش آرماتور

دال‌های یک‌طرفه باید مطابق **بند ۷-۴-۲** رفتار کشش-کنترل داشته باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۹-۳-۲ محدودیت‌های خیز دال‌ها

ت-۹-۳-۲-۱ مبانی مربوط به محاسبه خیزها در دال‌های یک‌طرفه مانند تیرها است. برای جزییات بیش‌تر به **بند ت ۱۹-۲-۴** مراجعه شود.

ت ۹-۳-۳ محدودیت کرنش آرماتور

محدودیت‌های مربوط به کرنش آرماتورهای طولی در دال‌های یک‌طرفه مانند محدودیت‌های تیرها است. بکارگیری این محدودیت برای کنترل مقدار آرماتور در مقطع است تا در شرایط بارهای اضافی، رفتار خمشی به رفتار تُرد تبدیل نشود.

متن اصلی	*تفسیر/توضیح*
۹-۴ مقاومت مورد نیاز	**ت ۹-۴ مقاومت مورد نیاز**
۹-۴-۱ کلیات	**ت ۹-۴-۱ کلیات**
۹-۴-۱-۱ مقاومت مورد نیاز باید بر اساس ترکیب بارهای ضریب‌دار ارائه شده در فصل ۷ محاسبه شود.	
۹-۴-۱-۲ مقاومت مورد نیاز باید طبق فرآیند تحلیل مطابق فصل ۶ محاسبه شود.	
۹-۴-۲ لنگر و برش ضریب‌دار	**ت ۹-۴-۲ لنگر و برش ضریب‌دار**
۹-۴-۲-۱ برای دال‌هایی که با تکیه‌گاه به صورت یکپارچه ساخته شده باشند، M_u در بَر تکیه‌گاه محاسبه می‌شود.	
۹-۴-۲-۲ برای دال‌هایی که با تکیه‌گاه به صورت یکپارچه ساخته می‌شوند برش ضریب دار، V_u، را می‌توان در بَر تکیه‌گاه محاسبه نمود.	
۹-۴-۲-۳ در صورت برقراری شرایط «الف» تا «پ» زیر، مقطع بحرانی در برش در فاصله d از بَر تکیه‌گاه بوده و می‌توان طراحی در برش را در فاصله بین بَر تکیه‌گاه تا مقطع بحرانی، بر اساس برش در مقطع بحرانی انجام داد:	ت-۹-۴-۲-۳ الزامات مربوط به انتخاب مقاطع بحرانی در برش برای دال‌های یک‌طرفه مانند الزامات تیرها است. برای جزییات بیش‌تر به بند ت ۱۱-۳ مراجعه شود.
الف- نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاهی در جهت برش اعمالی، موجب اعمال فشار به ناحیه انتهایی دال شود.	
ب- بارها در سطح فوقانی یا نزدیک به سطح فوقانی دال اعمال گردد.	
پ- بار متمرکزی در فاصله بَر تکیه‌گاه تا مقطع بحرانی وجود نداشته باشد.	
۹-۵ مقاومت طراحی	**ت ۹-۵ مقاومت طراحی**
۹-۵-۱ کلیات	**ت ۹-۵-۱ کلیات**
۹-۵-۱-۱ برای هر ترکیب بار ضریب‌دار، رابطه (۹-۱) به صورت $\emptyset S_n \geq U$ که شامل موارد «الف» و «ب» زیر است، باید در تمام مقاطع با در نظر گرفتن اندرکنش آثار بار در نظر گرفته شود.	

متن اصلی	تفسیر/توضیح
الف- $\emptyset M_n \geq M_u$ در همه مقاطع در طول دهانه؛	
ب- $\emptyset V_n \geq V_u$ در همه مقاطع در طول دهانه.	
۹-۵-۱-۲ ضریب کاهش مقاومت، $\emptyset$، باید مطابق با بند ۴-۷ محاسبه شود.	
۹-۵-۲ لنگر خمشی اسمی، M_n	**ت ۹-۵-۲ لنگر خمشی اسمی، M_n**
۹-۵-۲-۱ M_n باید مطابق با بخش ۸-۲ محاسبه شود.	
۹-۵-۲-۲ در دال‌هایی که بخشی از آن‌ها مانند بال تیر T شکل در نظر گرفته می‌شوند، اگر آرماتورهای خمشی اصلی دال موازی با محور طولی تیر باشند، باید آرماتورهایی مطابق بندهای «الف» و «ب» زیر در بالای دال، در جهت عمود بر محور طولی تیر، در دال اضافه شوند. این ضوابط در مورد تیرچه‌ها اعمال نمی‌شوند.	ت-۹-۵-۲-۲ محتوای این بند فقط در مواردی که تیر T شکل موازی دهانه‌های دال یک‌طرفه می‌باشد، قابل اعمال است. برای مثال، چنین تیری برای تحمل دیوار یا بارهای ثقلی که دال قادر به تحمل هر یک از آن‌ها نیست، بکار می‌رود. در این موارد، آرماتورهای اولیه و اصلی دال موازی تیر بوده و آرماتورهای عمود بر آن‌ها صرفا برای کنترل جمع‌شدگی و حرارت استفاده می‌شوند. آرماتورهای مورد نیاز این بند، باید در بر گیرنده آرماتورهای لنگرهای منفی احتمالی که بر روی تیر بوجود می‌آیند و بیش‌تر از آرماتورهای حرارتی یا جمع‌شدگی هستند، باشند.
الف- آرماتورهای عمود بر محور طولی تیر باید برای مقاومت در برابر بار ضریب‌دار وارد بر بخشی از عرض دال که مانند کنسول فرض می‌شود، طراحی گردند.	
ب- عرض موثر قسمت کنسولی دال را باید مطابق بند ۶-۳-۳ در نظر گرفت.	
۹-۵-۳ برش اسمی، V_n	**ت ۹-۵-۳ برش اسمی، V_n**
۹-۵-۳-۱ V_n باید مطابق با بخش ۸-۴ محاسبه شود.	
۹-۵-۳-۲ برای دال‌های مرکب بتنی، مقاومت برشی افقی، V_{nh}، باید مطابق با بند ۴-۱۷ محاسبه شود.	
۹-۶ محدودیت‌های آرماتورها	**ت ۹-۶ محدودیت‌های آرماتورها**
۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی	**ت ۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی**
حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با 0.0018Ag در نظر گرفته شود.	حداقل آرماتور خمشی ذکر شده برابر با حداقل آرماتور برای جمع‌شدگی و حرارت می‌باشد. فقط باید توجه داشت در حالی‌که آرماتور جمع‌شدگی و حرارتی را می‌توان در دو وجه دال قرار داد، حداقل آرماتور خمشی را باید نزدیک وجه کششی جاگذاری نمود.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۹-۶-۲ حداقل آرماتور برشی	**ت ۹-۶-۲ حداقل آرماتور برشی**
۹-۶-۲-۱ در همه مقاطعی که شرط $V_u > \emptyset V_c$ برقرار باشد، لازم است حداقل مساحت آرماتور برشی، $A_{s,\min}$، تامین شود. مقدار این آرماتور برشی باید بر مبنای روابط فصل ۱۱ محاسبه شود.	ت-۹-۶-۲ مبانی مربوط به حداقل آرماتورهای برشی در دال‌های یک‌طرفه مانند تیرها است. برای جزییات بیش‌تر به بند ۱۱-۵-۲ مراجعه شود.
۹-۶-۲-۲ اگر با انجام آزمایش مشخص شود که مقادیر M_n و V_n بدون استفاده از آرماتور برشی قابل تامین هستند، نیازی به رعایت بند ۹-۶-۲-۱ نیست. در این آزمایش باید آثار نشست نامتقارن، انقباض، خزش و تغییرات درجه حرارت به طور واقع بینانه منظور گردند.	
۹-۶-۳ حداقل آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی	**ت ۹-۶-۳ حداقل آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی**
برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع‌شدگی بتن، باید حداقل آرماتور لازم مطابق بند ۱۹-۴ در نظر گرفته شود.	
۹-۷ جزییات آرماتورگذاری	**ت ۹-۷ جزییات آرماتورگذاری**
۹-۷-۱ پوشش بتن برای آرماتورها باید مطابق بند ۴-۸ باشد.	
۹-۷-۲ طول گیرایی آرماتورهای آجدار باید مطابق بند ۲۱-۳ باشد.	
۹-۷-۳ طول وصله آرماتورهای آجدار باید مطابق بند ۲۱-۴ باشد.	
۹-۷-۴ آرماتورهای گروه شده باید مطابق بند ۲۱-۵ باشند.	
۹-۷-۵ فاصله آرماتورها	**ت ۹-۷-۱ فاصله آرماتورها**
۹-۷-۵-۱ حداقل فاصله آرماتورها باید مطابق بخش ۲۱-۲ باشد.	
۹-۷-۵-۲ فاصله آرماتورهای طولی که در مجاورت وجه کششی قرار دارند، نباید از مقادیر بخش ۱۹-۳ بیش‌تر باشد.	
۹-۷-۵-۳ حداکثر فاصله آرماتورهای آجدار باید کوچکترین از دو مقدار $3h$ و ۳۵۰ میلی‌متر باشد.	

متن اصلی

۹-۷-۵-۴ حداکثر فاصله آرماتورهای مورد نیاز بر اساس بند ۹-۵-۲-۲ باید کمتر از $5h$ و ۳۵۰ میلی‌متر باشد.

۹-۷-۶ آرماتورهای خمشی

۹-۷-۶-۱ نیروی کششی یا فشاری محاسبه شده در آرماتورها در هر مقطعی از دال، باید در هر طرف آن مقطع با طول گیرایی لازم تامین شود.

۹-۷-۶-۲ مقطع‌های بحرانی برای کنترل طول گیرایی شامل موارد «الف» و «ب» زیراند:

الف- در محل تنش حداکثر؛
ب- در محل‌هایی در طول دهانه که نیازی به آرماتور کششی برای مقاومت در برابر خمش نیست و در آن محل آرماتورها قطع یا خم می‌شوند.

۹-۷-۶-۳ آرماتورها باید به طول بزرگترین مقادیر d و $12d_b$، پس از مقطعی که در خمش نیازی به آن نیست، ادامه داده شوند. ادامه آرماتور در تکیه‌گاه‌های دهانه‌های ساده و در انتهای آزاد طره‌ها ضرورت ندارد.

۹-۷-۶-۴ آرماتورهای خمشی کششی ادامه داده شده باید حداقل به اندازه طولی برابر با l_d بعد از نقطه خم یا قطع میلگرد کششی که در آن نیازی به مقاومت در برابر خمش نیست، ادامه یابند.

۹-۷-۶-۵ آرماتور خمشی-کششی را نباید در ناحیه کششی قطع کرد، مگر این که یکی از موارد «الف»، «ب» یا «پ» زیر تامین شده باشد:

الف- در نقطه قطع میلگرد شرط $V_u \leq (\frac{2}{3})\phi V_n$ برقرار باشد.
ب- برای آرماتورهای با قطر ۳۶ میلی‌متر و کمتر، آرماتور ادامه داده شده در نقطه قطع باید مساحتی دو برابر سطح لازم برای خمش تامین کند و شرط $V_u \leq (\frac{3}{4})\phi V_n$ نیز برقرار باشد.
پ- خاموت اضافی، علاوه بر آن چه برای مقاومت در برابر برش لازم است، در طولی برابر با $0.75d$ از انتهای آرماتور قطع شده تامین شود. مساحت خاموت اضافه نباید کمتر از $0.41s_{bw}/f_{yt}$ باشد و فاصله s نباید بیش از $d/(8\beta_b)$ باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۹-۷-۲ آرماتورهای خمشی

ت ۹-۷-۶-۱ الزامات مربوط به توسعه آرماتورها در دال‌های یک‌طرفه مانند تیرها است. برای جزییات بیش‌تر به بند ت ۱۱-۶-۲ مراجعه شود.

متن اصلی

۹-۷-۶-۶ برای آرماتور خمشی در محل‌هایی که تنش آن مستقیما متناسب با لنگر خمشی نیست، مانند دال‌های شیب‌دار، پلکانی یا ماهیچه‌ای، ویا در جایی که آرماتور کششی موازی با وجه فشاری نیست، مهار کافی باید تامین شود.

۹-۷-۶-۷ در دال‌های با دهانه کمتر از ۳ متر می‌توان از شبکه سیمی جوش شده که قطر آن کمتر از ۱۶ میلی‌متر بوده و به صورت منحنی از نقطه‌ای نزدیک به بالای دال در روی تکیه‌گاه تا نقطه‌ای نزدیک به پایین دال در وسط دهانه عبور می‌کند، استفاده شود. چنین شبکه‌ای باید به صورت ممتد از روی تکیه‌گاه گذشته ویا در تکیه‌گاه مهار شود.

۹-۷-۷ قطع آرماتورهای خمشی

۹-۷-۷-۱ در تکیه‌گاه‌های ساده، باید حداقل یک سوم آرماتور مربوط به حداکثر لنگر مثبت در پایین دال، به داخل تکیه‌گاه ادامه یابد. برای دال‌های پیش‌ساخته، امتداد این آرماتورها باید حداقل تا وسط طول تکیه‌گاه ادامه یابد.

۹-۷-۷-۲ برای سایر تکیه‌گاه‌ها، باید حداقل یک چهارم آرماتور محاسبه شده برای حداکثر لنگر مثبت در پایین دال، حداقل به اندازه ۱۵۰ میلی‌متر به داخل تکیه‌گاه، ادامه یابد.

۹-۷-۷-۳ در تکیه‌گاه‌های ساده و نقاط عطف، قطر آرماتور کششی، d_b، مربوط به لنگر مثبت، باید به صورتی محدود گردد که طول مهاری آن، l_d، شرایط «الف» یا «ب» زیر را تامین نماید. در صورتی‌که انتهای آرماتور بعد از مرکز تکیه‌گاه‌ها به قلاب استاندارد یا مهار مکانیکی (حداقل معادل با قلاب استاندار)، ختم شود، نیازی به تامین شرایط «الف» یا «ب» نیست:

الف- در صورتی‌که انتهای میلگرد توسط نیروی عکس‌العمل فشاری محصور شده باشد: $l_{\mathrm{d}} \leq \left(1.3\ \frac{M_n}{\mathrm{V_u}} + l_{\mathrm{a}}\right)$ ؛

ب- در صورتی‌که انتهای میلگرد توسط نیروی عکس‌العمل فشاری محصور نشده باشد: $l_{\mathrm{d}} \leq \left(\frac{M_n}{\mathrm{V_u}} + l_{\mathrm{a}}\right)$.

در رابطه‌های فوق، M_n با فرض تسلیم تمام آرماتورها در مقطع و V_u نیز در همان مقطع محاسبه می‌شود. همچنین l_{a} در تکیه‌گاه عبارت است از طول ادامه یافته بعد از مرکز تکیه‌گاه و l_{a} در نقطه عطف عبارت است از طول بعد از نقطه

تفسیر/توضیح

ت ۹-۷-۳ قطع آرماتورهای خمشی

ت ۹-۷-۷-۱ الزامات مربوط به قطع آرماتورها در دال‌های یک‌طرفه مانند تیرها است. برای جزییات بیش‌تر به بند ت ۱۱-۶-۳ مراجعه شود.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
عطف که باید حداقل معادل با بزرگترین از مقادیر d و $12d_b$ باشد.	
۹-۷-۷-۴ حداقل یک سوم آرماتورهای مربوط به لنگر منفی تکیه‌گاهی، باید به اندازه بزرگترین مقدار d، $12d_b$ یا $l_n/16$ بعد از نقطه عطف، داخل دهانه ادامه داده شوند.	
۹-۷-۸ آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی	**ت ۹-۷-۴ آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی**
آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی باید مطابق بند ۹-۶-۳، در امتداد عمود بر میلگردهای خمشی در نظر گرفته شوند.	
۹-۸ آرماتورهای انسجام (یکپارچگی) سازه‌ای در دال‌های یک‌طرفه درجا	**ت ۹-۸ آرماتورهای انسجام (یکپارچگی) سازه‌ای در دال‌های یک‌طرفه درجا**
۹-۸-۱ حداقل یک چهارم آرماتورهای مربوط به حداکثر لنگر مثبت، باید به عنوان آرماتورهای طولی انسجام سازه‌ای، در دال ادامه داده شوند.	ت ۹-۸-۱ آرماتورهای انسجام سازه برای تحمل لنگر مثبت در دال‌های یک‌طرفه همانند تیرها است. برای جزییات بیش‌تر به منظور دست یابی به انسجام دال به بند ت ۱۱-۶-۶ مراجعه شود.
۹-۸-۲ آرماتورهای طولی انسجام سازه‌ای در تکیه‌گاه‌های ناپیوسته باید به گونه‌ای مهار شوند که امکان تامین تنش تسلیم کششی در بر تکیه‌گاه تامین شود.	
۹-۸-۳ اگر در ادامه دادن آرماتورهای انسجام سازه‌ای نیاز به وصله باشد، باید وصله را در نزدیکی بَرِ تکیه‌گاه‌ها به کار برد. وصله‌ها می‌توانند بر اساس بند ۲۱-۴-۷ از نوع مکانیکی یا جوشی و بر اساس بند ۲۱-۴-۲-۱ از نوع پوششی کششی B، باشند.	

فصل دهم

دال‌های دوطرفه

فصل دهم
دال‌های دوطرفه

متن اصلی

۱۰-۱ گستره

۱۰-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به تحلیل و طراحی سیستم دال‌های دوطرفه بتن‌آرمه است که در آن‌ها دال در دو امتداد تحت اثر خمش قرار می‌گیرد و در این دو امتداد آرماتورگذاری می‌شود. سیستم دال‌ها می‌تواند دارای تیرهای قرار گرفته بین تکیه‌گاه‌ها باشد، ویا به‌طور مستقیم روی دیوارها یا ستون‌ها بدون سرستون (دال تخت) یا با سرستون (دال قارچی) تکیه داشته باشد. این سیستم‌ها شامل موارد زیراند:

الف- دال‌های توپُر؛

ب- دال‌های مرکب بتنی، که اجزای آن‌ها جداگانه ریخته شده و طوری به یکدیگر متصل شده‌اند که به‌صورت یکپارچه بارها را تحمل می‌کنند؛

پ- دال‌های غیر مرکب درجا روی عرشه فولادی؛

ت- سیستم‌های دال با تیرچه‌های دوطرفه (دال مشبک) با ویا بدون قطعات پُرکننده بین تیرچه‌ها.

۱۰-۱-۲ در این فصل موارد زیر پوشش داده شده‌اند:

الف- روش‌های طراحی، بند ۱۰-۳-۲؛

ب- ضوابط کلی طراحی و محدودیت‌ها؛

پ- جزییات تحلیل و طراحی؛

ت- جزییات آرماتورگذاری؛

ث- جزییات روش«طراحی مستقیم»؛

ج- جزییات روش «طراحی قاب معادل»؛

چ- ضوابط کلی روش «طراحی پلاستیک»؛

ح- جزییات روش «ضرایب لنگر خمشی».

تفسیر/توضیح

ت ۱۰-۱ گستره

ت ۱۰-۱-۱ روش‌های طراحی ارائه شده در این فصل با استناد به بررسی نتایج حاصل از تحقیقات انجام شده در خارج و داخل کشور و منطبق با سایر ضوابط و استانداردها و شرایط کشور بمنظور تحقق عملکرد مناسب سیستم‌های مختلف در نظر گرفته شده است. مبانی طراحی ارائه شده برای تمام سیستم‌های سازه‌ای مستوی شکلی که تحت بارهای ثقلی، برصفحه و در صفحه قرار گیرند، قابل اعمال است. در این فصل با عنایت به پیشینه تاریخی و استفاده از ضوابط طراحی، انواع سیستم دال‌های دوطرفه تعیین حدود می‌شوند. دال‌های دوطرفه‌ای که مطابق با این فصل طراحی می‌شوند، شامل دال‌های تخت، مشبک، قارچی، نوارهای عریض و دال‌های دارای تیر است. دال‌هایی که بر روی زمین قرار داشته باشند و هیچگونه بار قائم را از سایر اعضای سازه‌ای به خاک منتقل نمی‌کنند، شامل این فصل نمی‌شوند. برای سیستم تیر- دال ، استفاده از روش طراحی ارائه شده در این فصل در شرایطی مجاز است که تیرها در لبه دال، یا بر روی ستون‌ها یا هرگونه تکیه‌گاهی در گوشه‌های دال که اساسا دچار نشست نباشد، قرار داشته باشند. دال‌های دوطرفه با تیرها در یک جهت، یا تیرها در جهت دیگر که مشترکاً بر روی تیرهای حمال قرار داشته باشند، می‌توان طبق الزامات کلی این فصل طراحی کرد. این طراحی‌ها باید براساس تحلیل‌های سازگار با مقدار نشست تکیه‌گاه‌های تیرها و تیرهای باربر باشد. برای دال‌هایی که بر روی دیوارها می‌نشینند، می‌توان از روش‌های طراحی در این فصل استفاده کرد مشروط به اینکه دیوار را با یک تیر دارای سختی بی‌نهایت، معادل سازی کرد. بنابراین، هر دیوار باید تمام طول لبه دال را تحمل کند، بند ۱۰-۲-۳. دیوارهایی که طول‌شان کمتر از طول کامل دال باشد، می‌توان بصورت یک ستون معادل درنظر گرفت.

متن اصلی	*تفسیر/توضیح*
۱۰-۲ تعاریف ویژه	**ت ۱۰-۲ تعاریف ویژه**
۱۰-۲-۱ سیستم دال	**ت ۱۰-۲-۱ سیستم دال**
به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه خود قرار می‌گیرند.	
۱۰-۲-۲ قاب معادل	**ت ۱۰-۲-۲ قاب معادل**
به **بند ۱۰-۱۰-۳** مراجعه شود.	تعریف قالب معادل قدری مفصل است بهتر است به متن اصلی در بند یاد شده مراجعه شود.
۱۰-۲-۳ چشمه دال	**ت ۱۰-۲-۳ چشمه دال**
قسمتی از سیستم دال است که به محورهای ستون‌ها، تیرها یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.	
۱۰-۲-۴ نوار دال یا نوار پوششی	**ت ۱۰-۲-۴ نوار دال یا نوار پوششی**
به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های هم‌ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود می‌شوند. نوارهای پوششی در هر دو جهت دال تعریف می‌شوند.	
۱۰-۲-۵ نوار ستونی	**ت ۱۰-۲-۵ نوار ستونی**
به قسمتی از نوار دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور، برابر با کوچک‌ترین دو مقدار $0.25l_1$ یا $0.25l_2$ باشد. اگر تیر وجود داشته باشد، باید آن را در نوار ستونی منظور نمود.	هر چشمه شامل تمام اعضای خمشی موجود در فاصله بین مرکز تا مرکز ستون‌ها است. بنابراین، اگر تیری وجود داشته باشد، هر نوار ستون مشتمل بر تیر هم می‌شود.
۱۰-۲-۶ نوار میانی	**ت ۱۰-۲-۶ نوار میانی**
نواری از سیستم دال است که در بین دو نوار ستونی مجاور قرار می‌گیرد.	
۱۰-۲-۷ نوار کناری	**ت ۱۰-۲-۷ نوار کناری**
در سیستم تیر- دال، نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.	

متن اصلی

۱۰-۲-۸ تیر در سیستم دال - تیر

تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام ارتفاع بیش‌تری دارد، قرار می‌گیرد، ولی این عرض در هر سمت جان نباید بزرگتر از چهار برابر ضخامت دال در نظر گرفته شود.

۱۰-۳ کلیات

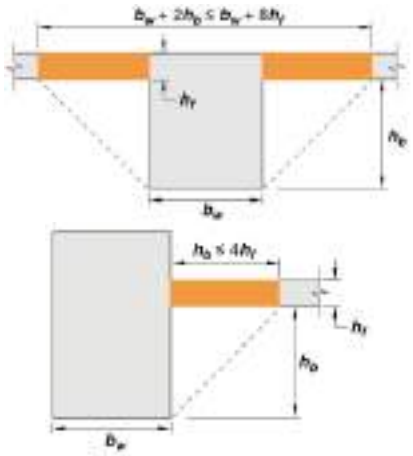
۱۰-۳-۱ برای طراحی سیستم دال دوطرفه و تعیین نیروهای داخلی اجزای آن، تحلیل به روش اجزای محدود و نیز هر روشی که در آن شرایط تعادل نیروها و هم‌سازی تغییرشکل‌ها رعایت شوند و مقاومت طراحی و همه شرایط بهره‌برداری را تامین نماید، قابل قبول است. به علاوه، سه روش ارائه شده در بند ۱۰-۳-۲ نیز با رعایت محدودیت‌های عنوان شده می‌توانند به کار برده شوند.

۱۰-۳-۲ سه روش مورد اشاره در این آیین‌نامه به شرح زیراند:

تفسیر/توضیح

ت ۱۰-۲-۸ تیر در سیستم دال - تیر

در سیستم دال تیر برای ساخت و سازهای درجا ریز یا کاملا مرکب، تیرها شامل جان و بخشی از دال، بعنوان بال تیر، است. در شکل ۱۰-۱ دو مورد از اعمال این ضابطه نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۱ دو مورد از نحوه در نظر گرفتن بخشی از دال بعنوان بال تیر مبتنی بر بند ۱۰-۲-۸

ت ۱۰-۳ کلیات

ت ۱۰-۳-۱ این آیین‌نامه طراحی دال‌ها را به طور مستقیم بر اساس اصول مکانیک سازه و مشروط به تامین معیارهای مقاومت و بهره‌برداری مجاز می‌داند. طراحی دال را می‌توان با استفاده ترکیب روش‌های کلاسیک که براساس تئوری خطی محیط ارتجاعی پیوسته، راه حل‌های عددی مبتنی بر روش اجزای محدود، یا روش پلاستیک انجام داد. برای همه حالت‌ها، روش ارزیابی توزیع تنش برای برش، پیچش و خمش در حوالی تکیه‌گاه‌ها و نیز روش متاثر از آثار سختی کاهش یافته عناصر به دلیل ترک خوردگی و هندسه تکیه‌گاه‌ها، باید رعایت شود. باید دانست که طراحی سیستم دال بیش از تحلیل آن حائز اهمیت است، زیرا هرگونه تغییر در ابعاد دال، محاسبه مقدار بارهای اعمالی، عملکرد مورد انتظار و حصول اطمینان از مقدار و توزیع تنش‌ها و تغییرشکل‌های محاسبه شده را مخدوش می کند، از اینرو باید در طراحی به این موارد بیش از پیش توجه شود.

روش طراحی مستقیم و روش قاب معادل فقط برای قاب‌های متعامد که صرفا تحت بارهای ثقلی باشند، قابل قبول است.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
الف- روش طراحی مستقیم؛ ب- روش قاب معادل؛ پ- روش پلاستیک.	
روش‌های «الف» و «ب» را می‌توان برای طراحی همه دال‌های دوطرفه با رعایت محدودیت‌ها و تیرهای تکیه‌گاه‌ها (در صورت وجود) و روش «پ» را برای طراحی هر شکلی از دال دوطرفه به طور مجزا مورد استفاده قرار داد. جزییات این روش‌ها به ترتیب در **بخش‌های ۱۰-۹** تا **۱۰-۱۱** ارائه شده‌اند. علاوه بر سه روش فوق، می‌توان از روش ضرایب لنگر خمشی مطابق **بخش ۱۰-۱۲** نیز استفاده نمود.	
۱۰-۳-۳ در تحلیل و طراحی دال‌ها لازم است آثار بارهای متمرکز، وجود بازشوها و فضاهای خالی (حفره‌ها) در نظر گرفته شود.	ت ۱۰-۳-۳ بارهای متمرکز و وجود بازشو در دال تولید لنگر و برش اضافی در هر دو جهت می‌کنند. اثر وجود بازشوها، حفره‌ها و یا مجاری (داکت‌ها) بر روی مقاومت خمشی و برشی، تغییرشکل دال و همچنین بر روی مقاطع بحرانی باید مورد توجه و بررسی قرارگیرد، به نحوی که ضوابط مربوط به الزامات به ویژه ضوابط مربوط به خیز تامین گردند. برای در نظر گرفتن آثار بارهای متمرکز، بازشوهای دال و وجود حفره‌ها به **بند ت ۹-۲-۱** مراجعه شود.
۱۰-۴ مصالح	**ت ۱۰-۴مصالح**
۱۰-۴-۱ مشخصات طراحی بتن باید طبق **فصل ۳** انتخاب شوند.	
۱۰-۴-۲ مشخصات طراحی آرماتورها باید طبق **فصل ۴** انتخاب شوند.	
۱۰-۴-۳ الزامات مصالح، طراحی و جزییات اجزای مدفون در بتن باید طبق **بند ۴-۱۰** باشند.	
۱۰-۵ اتصال به دیگر اعضا	**ت ۱۰-۵اتصال به دیگر اعضا**
اتصالات دال- تیر و دال- ستون باید ضوابط **فصل ۱۶** را تامین نمایند.	اطمینان از عملکرد مطلوب سیستم دال انتقال صحیح بار از دال به ستون از طریق خمش، پیچش و برش است.

متن اصلی

۱۰-۶ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۱۰-۶-۱ حداقل ضخامت دال

۱۰-۶-۱-۱ در دال‌های دوطرفه بدون تیرهای داخلی بین تکیه‌گاه‌ها در تمام لبه‌ها و با حداکثر نسبت دهانه بزرگ به دهانه کوچک برابر با ۲، حداقل ضخامت دال برای بارهای متعارف باید محدودیت‌های بند «الف» تا «پ» زیر را برآورده کند، مگر این‌که محدودیت‌های مربوط به خیز محاسبه شده در **بند ۱۰-۶-۲** برآورده شود:

الف- برابر با مقادیر **جدول ۱۰-۱**؛

ب- برای دال‌های بدون کتیبه برابر با ۱۲۵ میلی‌متر؛

پ- برای دال‌های با کتیبه برابر با ۱۰۰ میلی‌متر.

در مواردی که تنش تسلیم آرماتور بیش از ۵۵۰ مگاپاسکال است، محدودیت خیز محاسبه‌شده بر طبق **بند ۱۰-۶-۲**، باید با فرض مدول گسیختگی کاهش‌یافته بتن برابر با $f_r = 0.42\sqrt{f'_c}$ ، تامین شود.

۱۰-۶-۱-۲ دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها، حداقل ضخامت دال برای بارهای متعارف باید محدودیت‌های

۱۰-۶-۱-۳ **جدول ۱۰-۲** را تأمین نماید، مگر این‌که محدودیت‌های خیز محاسبه شده در **بند ۱۰-۶-۲** برآورده شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۰-۶ضوابط کلی طراحی دال‌ها

ت ۱۰-۶-۱ حداقل ضخامت دال

الزامات حداقل ضخامت دال بطوری‌که در **بندهای ۱۰-۶-۱-۱** تا **۱۰-۶-۱-۴** گفته شده وابسته به نوع بارگذاری و مدول ارتجاعی بتن نیست، در حالی‌که این دو عامل بر روی خیز تأثیر قابل‌توجهی دارند. با این حال عملکرد دال‌ها در بارگذاری‌های عادی و بتن‌های معمولی نسبتا رضایت‌بخش بوده است. رعایت حداقل ضخامت برای دال‌هایی که تحت بارهای سنگین و غیرمنتظره قرار دارند یا برای بتن‌هایی که مدول ارتجاعی آن‌ها بسیار کمتر از مدول ارتجاعی بتن معمولی است، صحیح نمی‌باشد. در این موارد باید خیز بطور دقیق محاسبه گردد.

ت-۱۰-۶-۱-۱ حداقل ضخامت‌های داده شده در **جدول ۱۰-۱** طی سال‌های متمادی توسعه یافته‌اند.

استفاده از آرماتور طولی رده‌های بزرگتر از S550 ممکن است منجر به خیز طولانی مدتی شود که بیش‌تر از خیزی باشد که با بکارگیری آرماتور رده کوچکتر از S550 ایجاد می‌شود. مگر اینکه تنش‌های مربوط به حالت بهره‌برداری که برای مقطع ترک خورده در آرماتورها محاسبه شده‌اند، کوچکتر از ۲۸۰ مگاپاسکال شود. در هر حال محاسبه دقیق خیز باید انجام شود.

ت-۱۰-۶-۱-۲ برای چشمه‌هایی که نسبت طول دهانه بزرگتر به کوچک‌تر آن‌ها بیش‌تر از ۲ است، استفاده از روابط (ب) و (ت) در **جدول ۱۰-۲**، که حداقل ضخامت را به عنوان کسری از طول دهانه بزرگتر بدست می‌دهد، ممکن است منجر به نتایج غیرمنطقی شود. برای چنین چشمه‌هایی باید از ضوابط مربوط به دال‌های یکطرفه مطابق **بند ۹-۳-۱** استفاده کرد.

متن اصلی

۱۰-۶-۱-۴ در لبه‌های غیر ممتد دال‌های بند ۱۰-۶-۱-۲، یک تیر لبه با $\alpha_f \geq 0.80$ باید تأمین شود، ویا حداقل ضخامت مورد نیاز در قسمت‌های «ب» یا «ت» جدول ۱۰-۲، باید حداقل ۱۰ درصد در چشمه با لبه غیر ممتد افزایش یابد.

تفسیر/توضیح

جدول ۱۰-۱ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه بدون تیرهای داخلی (۱)

f_y (مگاپاسکال) (۲)	بدون کتیبه (۳)			با کتیبه (۳)		
	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه (۴)	–	بدون تیر لبه	با تیر لبه (۴)	–
۲۸۰	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
۴۲۰	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
۵۵۰	$l_n/27$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$

(۱) l_n دهانه آزاد در جهت بزرگتر که از بَر تا بَر تکیه‌گاه‌ها اندازه‌گیری می‌شود (mm).
(۲) برای f_y بین مقادیر ارائه شده در جدول، ضخامت حداقل باید با درون یابی محاسبه شود.
(۳) کتیبه‌ها در بند ۱۰-۶-۶ ارائه شده‌اند.
(۴) دال‌های با تیرهایی بین ستون‌ها در طول لبه‌های بیرونی. اگر α_1 کمتر از ۰/۸ باشد، چشمه‌های بیرونی باید بدون تیر لبه در نظر گرفته شوند. مقدار α_1 برای تیر لبه باید مطابق با بند ۱۰-۹-۲-۶ باشد.

جدول ۱۰-۲ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها

α_{fm} (۱)	حداقل مقدار h (میلی‌متر)		حالت
$0.2 \leq \alpha_{fm}$	بند ۱۰-۶-۱-۱		«الف»
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$	بزرگترین مقدار از:	$\frac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\alpha_{fm}-0.2\right)}$	«ب» (۲) و (۳)
		۱۲۵	«پ»
$\alpha_{fm} > 2$	بزرگترین مقدار از:	$\frac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	«ت» (۲) و (۳)
		۹۰	«ث»

(۱) α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه چشمه است.
(۲) l_n دهانه آزاد در جهت بلند و بر حسب میلی‌متر می‌باشد که از بَر تا بَر تیرها اندازه‌گیری می‌شود.
(۳) β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱۰-۶-۱-۵ اگر کف‌بتنی با دال به صورت یکپارچه اجرا شود، یا اگر کف‌بتنی صورت مرکب با دال کف طبق بند ۳-۱۷ طراحی شود، ضخامت کلی دال، h، می‌تواند شامل ضخامت کف‌هم بشود.	
۱۰-۶-۱-۶ اگر از خاموت‌های یک یا چند شاخه به عنوان میلگرد برشی استفاده شود، ضخامت دال باید الزامات d در بند ۸-۵-۴ را برآورده نماید.	
۱۰-۶-۲ محدودیت خیز دال	**ت ۱۰-۶-۲ محدودیت خیز دال**
۱۰-۶-۲-۱ خیز آنی و درازمدت دال‌های مشمول این فصل باید مطابق با ضوابط مربوط به الزامات بهره‌برداری طبق فصل ۱۹ محاسبه شوند و نیز برای دال‌های دوطرفه با شرایط «الف» و «ب» زیر از حدود مندرج در بند ۱۹-۲-۴ بیش‌تر نشوند: الف- دال‌هایی که محدودیت‌های حداقل ضخامت ذکر شده در بند ۱۰-۶-۱ را تامین نمی‌کنند. ب- دال‌های دوطرفه‌ای که فاقد تیرهای داخلی بین تکیه‌گاه‌ها در تمام لبه‌ها بوده و نسبت دهانه بزرگ به دهانه کوچک آن‌ها بیش‌تر از ۲ باشد.	ت-۱۰-۶-۲-۱ در این آیین‌نامه ضخامت اضافی برای پوشش دادن سطوحی که در معرض شرایط سایش غیرمعمول واقع می‌شوند، ارائه نشده‌است. تامین چنین ضخامت اضافی که متناسب با سایش غیرمعمول باشد، به عهده طراح سازه است. ضخامت مربوط به کف سازی بتنی را که بطور همزمان و بصورت یکپارچه با دال اجرا نشود ولی مطابق با بند ۳-۱۷ بتواند برای تامین مقاومت دال عملکرد ترکیبی داشته باشد، می‌توان برای محاسبات در نظر گرفت.
۱۰-۶-۲-۲ در دال‌های بتنی مرکبی که ضوابط بند ۱۰-۶-۱ را تأمین کنند، لازم نیست خیز پس از مرکب شدن محاسبه شود. خیزی که پیش از مرکب شدن دال رخ می‌دهد، باید مورد بررسی قرار گیرد، مگر آن‌که ضخامت دال پیش از مرکب شدن، ضوابط بند ۱۰-۶-۱ را برآورده کند.	۱۰-۶-۲-۲ اگر بخشی از یک عضو مرکب پیش‌تنیده باشد، یا اگر عضو پس از قالب‌بندی پس تنیده شود، ضوابط بند ۱۰-۶-۲-۱ برای محاسبه خیز اعمال می‌شود. در صورتی‌که ضخامت قسمت پیش‌ساخته عضو کمتر از حداقل ضخامت مندرج در جدول ۱۰-۱ باشد، می‌توان برای عضوهای مرکب غیر پیش تنیده، خیز محاسبه شده با مقادیر جدول ۱۹-۲ مقایسه شوند. در ساخت و سازهای ویژه، ضخامت مورد نظر در یک عضو مرکب وابسته به این است که آیا مقدار خیز قبل یا بعد از یکپارچه شدن آن، موثر در نظر گرفته شده و محاسبه شده است یا نه؟
۱۰-۶-۳ محدودیت کرنش آرماتورها	**ت ۱۰-۶-۳ محدودیت کرنش آرماتورها**
مقدار کرنش در آرماتورهای کششی باید در حدی باشد که دال دوطرفه رفتار کشش-کنترل، مطابق بند ۷-۴-۲، داشته باشد.	کنترل محدودیت کرنش آرماتورها در دال‌های دوطرفه مانند محدودیت کرنش آرماتورها در تیرها، فصل۱۱، است. به عبارت دیگر رفتار دال باید کشش - کنترل در نظر گرفته شود.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱۰-۶-۴ مقاومت مورد نیاز	**ت ۱۰-۶-۴ مقاومت مورد نیاز**
۱۰-۶-۴-۱ کلیات	**ت ۱۰-۶-۴-۱ کلیات**
الف- مقاومت مورد نیاز باید بر اساس ترکیب بارهای ضریب‌دار ارائه شده در فصل ۷ محاسبه شود. ب- مقاومت مورد نیاز باید بر اساس روش‌های تحلیل مطابق فصل ۶ تعیین شود. در غیر این صورت می‌توان روش‌های طراحی «مستقیم» و «قاب معادل» را به‌عنوان روش جایگزین به‌کار برد. پ- برای سیستم‌های متکی به ستون‌ها یا دیوارها ابعاد C_1 یا C_2 و L_n باید بر اساس سطح مقطع موثر تکیه‌گاه تعیین گردند. سطح موثر تکیه‌گاه محل تقاطع سطح زیرین دال یا کتیبه برشی با بزرگترین سطح قاعده مخروط یا هرم قائم و سرستون می‌باشد، که سطوح آن‌ها در داخل ستون یا سرستون قرار داشته و تمایل بارهای آن‌ها نسبت به محور ستون کمتر از ۴۵ درجه است، می‌باشد. ت- ترکیب نتایج تحلیل برای بارهای ثقلی و بارهای جانبی ناشی از باد یا زلزله مجاز است.	
۱۰-۶-۴-۲ لنگر ضریب‌دار	**ت ۱۰-۶-۴-۲ لنگر ضریب‌دار**
الف- برای دال‌هایی که با تکیه‌گاه به صورت یکپارچه ساخته می‌شوند، می‌توان M_u در تکیه‌گاه را در بَر تکیه‌گاه محاسبه نمود، مگر این که تحلیل مطابق بند «ب» زیر انجام شود. ب- برای دال‌های تحلیل شده با استفاده از روش طراحی مستقیم یا روش قاب معادل، M_u در تکیه‌گاه باید به ترتیب به روش بندهای ۱۰-۹ یا ۱۰-۱۰ تعیین شود.	انتقال لنگر خمشی ضریب‌دار در اتصالات دال به ستون در درجه اول مربوط به سیستم های دال-ستون (دال بدون تیر) است.
۱۰-۶-۴-۳ انتقال لنگر خمشی ضریب‌دار در اتصالات دال به ستون	**ت ۱۰-۶-۴-۳ انتقال لنگر خمشی ضریب‌دار در اتصالات دال به ستون**
الف- در مواردی که بارهای ثقلی، باد یا زلزله موجب می‌شوند که در اتصال دال به ستون بدون تیر، لنگر ضریب‌دار نامتعادل، M_{sc}، ایجاد شود، باید بخشی از این لنگر معادل $\gamma_f M_{sc}$ با عملکرد خمشی و باقی‌مانده آن از طریق اثر نیروی برشی که	برخی آزمایش‌ها و تجارب بدست آمده نشان داده‌اندکه اگر اقدامات لازم برای تامین مقاومت در برابر تنش‌های پیچشی و برشی بعمل آورده شود، تمام آرماتورهایی که قرار است بخشی از لنگر خمشی ضریب‌دار M_{sc} را با عملکرد خمشی $\gamma_f M_{sc}$ به ستون منتقل کنند، باید در فاصله یکسان از طرفین بر ستون یا برکتیبه یا سرستون و

متن اصلی

توسط خروج از مرکزیت اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، به ستون منتقل گردد.

مقدار γ_f از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (۱-۱۰)$$

ب- عرض موثر دال، b_{slab} برای تحمل $\gamma_f M_{sc}$ باید برابر عرض ستون یا سرستون به اضافه فاصله‌ای در هر طرف و به اندازه مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

۱- در دال‌های بدون کتیبه یا سرستون، به اندازه کوچکترین دو مقدار ۱/۵ برابر ضخامت دال و فاصله تا لبه دال؛

۲- در دال‌های دارای کتیبه یا سرستون، به اندازه کوچکترین دو مقدار ۱/۵ برابر ضخامت کتیبه یا سرستون و فاصله تا لبه کتیبه یا سرستون به اضافه ۱/۵ برابر ضخامت دال.

پ- در مواردی که محدودیت‌های v_{uv} و ε_t در **جدول ۱۰-۳** تامین شوند، می‌توان مقدار γ_f را به حداکثر مقدار اصلاحی ارائه شده در این جدول افزایش داد. v_c طبق **بند ۸-۶-۳** محاسبه می‌شود.

v_{uv} تنش برشی ضریب‌دار در مقطع بحرانی دال است که در عملکرد دوطرفه ناشی از بارهای ثقلی، بدون انتقال لنگر حاصل می‌شود.

ت- طراحی برای آن قسمت از لنگر ضریب‌دار نامتعادل که با خمش منتقل نمی‌شود و با اثر نیروی برشی خارج از محور در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود $\gamma_v M_{sc}$، باید بر اساس ضوابط **بند ۱۰-۶-۴-۵-۲** صورت گیرد.

تفسیر/توضیح

مساوی یک و نیم برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه یا سرستون 1.5h، توزیع شوند.

در برخی موارد لنگر انتقالی M_{sc}، ناشی از برش و خمش را می‌توان با انعطاف بیش‌تری بین دال و ستون، بیرونی یا داخلی، توزیع نمود. در سیستم‌های دال- ستون، محدوده یا محیط بحرانی در پیرامون ستون‌های مستطیلی داخلی، بیرونی و گوشه‌ای به ترتیب دارای چهار، سه و دو ضلع است. در ستون‌های بیرونی، این لنگر حول محوری که موازی لبه است مقاومت می‌شود.

در مواردی‌که برش ضریب‌دار (به استثنای برش تولید شده توسط انتقال لنگر) برای ستون‌های کناری و ستون‌های گوشه به ترتیب بیش از ۷۵ درصد و ۵۰ درصد مقاومت برشی ϕv_c که در **بند ۸-۵-۳-۱** ارائه شده است، باشد. می‌توان آن بخش از لنگر منتقل شده ناشی از برش $\gamma_v M_{sc}$ را کاهش داد. آزمایش‌های انجام شده نشان داده است که در چنین مواردی هیچ‌گونه اندرکنش معنی داری بین برش و لنگرضریب‌دار نامتعادل، M_{sc}، وجود ندارد. باید توجه داشت که با کاهش $\gamma_v M_{sc}$ مقدار $\gamma_f M_{sc}$ افزایش می‌یابد. در توزیع لنگر، M_{sc}، به ستون‌های داخلی محدودیت‌های بیش‌تری نسبت به ستون‌های بیرونی وجود دارد. چنانچه برش ضریب‌دار (به استثنای برشی تولید شده توسط انتقال لنگر) برای ستون‌های داخلی بیش از ۴۰ درصد مقاومت برشی ϕv_c که در **بند ۸-۵-۳-۱** ارائه شده است، باشد، می‌توان لنگر، M_{sc}، را تا ۲۵ درصد افزایش داد. اگر مقدار برش ضریب‌دار برای اتصال سیستم دال- ستون بزرگ باشد، اتصال دال- ستون همیشه نمی‌تواند تمام تقویتی را که در عرض مؤثر ارائه می‌شود گسترش دهد. مطابق ضوابط این فصل، وقتی می‌توان اتصالات سیستم دال- ستون را اصلاح و بازطراحی کرد که آرماتورهای تقویتی مورد نیاز برای تولید $\gamma_f M_{sc}$، در عرض موثر به کرنش کششی $\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.008$ برسند.

مقدار ε_{ty} برطبق **بندهای ۷-۴-۱** تا **۷-۴-۴** تعیین می‌شود. بدون اصلاح و بازطراحی مجاز در این بند، بطور کلی بکارگیری رابطه(۱۰-۱) حکایت از شرایطی دارد که تنش بیش از حد در محل اتصال ایجاد شده باشد. این بند برای تامین و افزایش شکل‌پذیری سیستم دال-ستون در نظر گرفته شده است. اگر در وجوه متقابل یک ستون داخلی لنگر دو جهته (مثبت و منفی) ایجاد شود، آرماتورهای بالا و پایین را باید در محدوده عرض موثر متمرکز نمود. گفته می‌شود که نسبت سطح مقطع آرماتورهای بالا به سطح مقطع آرماتورهای پایین در حدود ۲/۰ مناسب است. به منظور فراهم آوردن امکان بکارگیری آرماتورهای با مقاومت زیاد محدودیت کرنش که در **جدول ۱۰-۳** به صورت روابط (ε_{ty}+0.003) و (ε_{ty}+0.008) آمده است، وجود دارد.

متن اصلی

ث- لنگر نامتعادل $\gamma_f M_{sc}$ باید با تراکم آرماتورها در بالای ستون ویا با کم کردن فاصله آرماتورها ویا با آرماتورهای اضافی در عرض موثر دال که در این فصل معرفی شده‌اند، تحمل گردد.

۴-۴-۶-۱۰ برش یک‌طرفه ضریب‌دار

الف- برای دال‌های ساخته شده به صورت یکپارچه با تکیه‌گاه‌ها، باید مقطع بحرانی برای V_u را در بَر تکیه‌گاه در نظر گرفت.

ب- در مواردی‌که شرایط (۱) تا (۳) زیر تامین شده باشند، می‌توان مقطع بحرانی را در فاصله d از بَرِ تکیه‌گاه در نظر گرفت:

۱-عکس‌العمل تکیه‌گاه در جهت برش اعمالی، بر نواحی انتهایی دال فشار وارد نماید.

۲- بارها در سطح فوقانی دال یا نزدیک به آن اعمال شوند.

۳- هیچ بار متمرکزی بین بَر تکیه‌گاه و مقطع بحرانی وارد نشود.

تفسیر/توضیح

رابطه اول همان رابطه‌ای است که برای حدود ε_t بکار برده می‌شود تا عضوهایی که کشش-کنترل هستند دسته‌بندی شوند و در **بندهای ۷-۴-۱** تا **۷-۴-۴** آمده است. توضیح بیش‌تر در مورد این رابطه در تفسیر **بندهای ۷-۴-۱** تا **۷-۴-۴** آورده شده است. رابطه دوم حدود ε_t را برای آرماتورهای رده S500 بدست می‌دهد که نزدیک به مقدار ۰/۰۰۱ است.

ت ۱۰-۶-۴-۴ برش یک‌طرفه ضریب‌دار

تنش‌های برشی محاسبه شده در دال، در اطراف ستون باید مطابق با الزامات **بند ۸-۵** مورد تایید قرار گیرند.

جدول ۱۰-۳ حداکثر γ_f اصلاح شده برای دال‌های دوطرفه

موقعیت ستون	جهت دهانه	v_{uv}	ε_t در عرض (b_{slab})	حداکثر γ_f اصلاح شده
ستون گوشه	در هر جهت	$\leq 0.5\emptyset v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	1
ستون کناری	عمود بر کناره	$\leq 0.75\emptyset v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	1
	موازی کناره	$\leq 0.4\emptyset v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$
ستون میانی	در هر جهت	$\leq 0.4\emptyset v_c$	$\geq \varepsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$

متن اصلی

۱۰-۶-۴-۵ برش دوطرفه ضریب‌دار

۱۰-۶-۴-۵-۱ مقطع بحرانی

الف- دال‌ها باید برای برش دوطرفه در مجاورت ستون‌ها، بارهای متمرکز و نواحی تکیه‌گاهی در مقاطع بحرانی، مطابق با بند ۸-۵-۲ ارزیابی شوند.

ب- دال‌های تقویت شده با خاموت یا گل‌میخ سَردار برشی باید برای برش دوطرفه در مقاطع بحرانی، مطابق با بند ۸-۶-۲ ارزیابی شوند.

پ- دال‌های تقویت شده با کلاهک برشی باید برای برش دوطرفه در مقاطع بحرانی مطابق با بند ۸-۵-۵ ارزیابی شوند.

۱۰-۶-۴-۵-۲ تنش برشی دوطرفه نامتعادل ناشی از برش و لنگر ضریب‌دار دال منتقل شده به ستون

الف- برای برش دوطرفه نامتعادل ناشی از برش و لنگر ضریب‌دار منتقل شده به ستون، تنش برشی ضریب‌دار، v_u، باید در مقاطع بحرانی مطابق بند ۱۰-۶-۴-۵-۱ محاسبه شود. تنش برشی ضریب‌دار، v_u، مربوط به هر ترکیب از تنش برشی ناشی از برش مستقیم v_{uv} و تنش برشی منتقل شده به وسیله $\gamma_v M_{sc}$ است. γ_v در بند «ب» زیر و M_{sc} در بند ۱۰-۶-۴-۳ معرفی شده است؛

ب- بخشی از M_{sc} که به دلیل خروج از مرکزیت برش انتقال می‌یابد، $\gamma_v M_{sc}$ ، باید در مرکز سطح مقطع بحرانی اعمال شود. γ_v از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \qquad (۱۰-۲)$$

پ- تغییرات تنش برشی ضریب‌دار ناشی از $\gamma_v M_{sc}$، باید به صورت خطی، حول مرکز سطح مقطع بحرانی مطابق با بند ۱۰-۶-۴-۵-۱ در نظر گرفته شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۰-۶-۴-۵ برش دوطرفه ضریب‌دار

ت ۱۰-۶-۴-۵-۱ در این بند مقاطع بحرانی که برش در آن‌ها باید کنترل شود، در حالات مختلف شرح داده‌شده‌اند.

ت ۱۰-۶-۴-۵-۲ تنش برشی دوطرفه نامتعادل ناشی از برش و لنگر ضریب‌دار دال منتقل شده به ستون

نتایج تحقیقات انجام شده نشان داده است که ۶۰ درصد از کل لنگر انتقال یافته بین دال و ستون، باید مطابق با بند ۸-۵-۲-۱ در سراسر محیط مقطع بحرانی بصورت انتقال خمشی و ۴۰ درصد باقی‌مانده با خروج از مرکزیت برش حول محور تقارن مقطع بحرانی، صورت گیرد. برای ستون‌های مستطیلی، آن بخش از لنگر انتقال یافته که بصورت خمشی است، با افزایش عرض وجه مقطع بحرانی، مقاوم در برابر لنگر، افزایش می‌یابد. این موضوع در رابطه (۱۰-۱) منظور شده است. اغلب داده‌های تحقیقاتی بدست آمده از آزمایش ستون‌های با مقطع مربع بوده است. برای ستون‌های با مقطع دایره، اطلاعات قابل‌توجهی در دست نیست و برای آن‌ها می‌توان از مقطع مربع شکل معادل استفاده کرد. توزیع تنش برای یک ستون داخلی یا کناری در شکل ۱۰-۲ نشان داده شده است. محیط مقطع بحرانی، $ABCD$، مطابق با بند ۸-۵-۲-۱ تعیین می‌شود. تنش برشی ضریب‌دار v_{uv} و لنگر خمشی ضریب‌دار دال، M_{sc} دال توسط ستون و حول محور تقارن آن $(c\text{-}c)$ مقاومت می‌شود. حداکثر تنش برشی ضریب‌دار را می‌توان از رابطه (ت ۱۰-۱) و رابطه (ت ۱۰-۲) محاسبه کرد:

$$v_{u,AB} = v_{uv} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c} \qquad (ت\text{-}۱۰\text{-}۱)$$

$$v_{u,CD} = v_{uv} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c} \qquad (ت\text{-}۱۰\text{-}۲)$$

در این روابط مقدار (γ_v) از رابطه(۱۰-۲) محاسبه می‌شود. برای ستون میانی (داخلی) مقدار J_c برای مقطع بحرانی مشابه ممان اینرسی قطبی فرض شده و از رابطه (ت-۱۰-۳) محاسبه می‌شود:

متن اصلی

۱۰-۶-۵ مقاومت طراحی

۱۰-۶-۵-۱ کلیات

الف- برای هر ترکیب بار ضریب‌دار، مقاومت طراحی باید موارد «ب» تا «ث» زیر را تامین نماید:

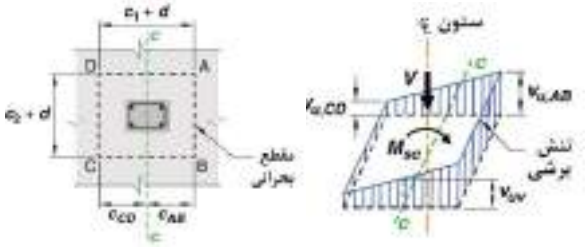
ب- $\phi M_n \geq M_u$ در همه مقاطع در طول دهانه در هر جهت.

تفسیر/توضیح

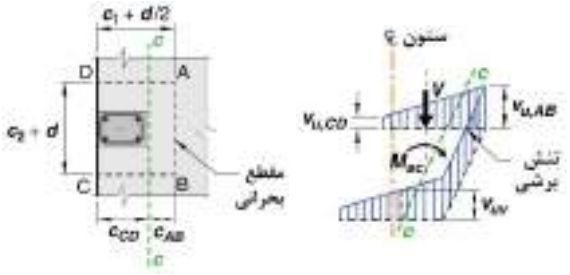
$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{6} \qquad \text{(ت-۱۰-۳)}$$

معادلات مشابهی را می‌توان برای J_c برای ستون‌های کناری و گوشه بدست آورد.

بخشی از لنگر انتقالی M_{sc} که توسط خروج از مرکزی برش به ستون منتقل نشده باید مطابق بند ۱۰-۶-۴-۲-۳ توسط خمش منتقل شود. این بند یک روش محافظه کارانه برای انتقال لنگر بصورت خمش در عرض موثر دال بدست می‌دهد. غالبا، تقویت نوار ستونی در نزدیکی ستون متمرکز می‌شود تا مقاومت لازم برای تحمل M_{sc} را بوجود آورد. بر اساس نتایج آزمایشگاهی چنین بنظر می‌رسد که با رعایت الزامات فوق نمی‌توان مقاومت برشی را افزایش داد، لیکن افزایش سختی اتصالات دال- ستون را ممکن می‌سازد.



الف - ستون میانی



ب - ستون کناری

شکل ۱۰-۲ توزیع فرضی تنش برشی

ت ۱۰-۶-۵ مقاومت طراحی

ت ۱۰-۶-۵-۱ کلیات

در این بند به مقاطعی که طراحی باید در آن‌ها کنترل شود توجه داده شده است.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
پ- $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ در عرض دال b_{slab} به صورتی‌که در بند ۱۰-۶-۴-۳ تعریف شده است.	
ت- $\phi V_n \geq V_u$ در همه مقاطع در طول دهانه در هر جهت برای برش یک‌طرفه.	
ث- $\phi v_n \geq v_u$ در مقاطع بحرانی که در بند۱۰-۶-۴-۵ معرفی شده است، برای برش دوطرفه.	
ج- ϕ باید مطابق با بند ۷-۴-۱ باشد.	
چ- در مواردی که از کلاهک برشی برای تقویت دال استفاده می‌شود، ضوابط بند ۸-۵-۵ و زیربند «ب» فوق در مجاورت ستون باید تامین شوند. در بیرون از ناحیه کلاهک برشی، باید زیربندهای «ب» تا «ث» فوق رعایت گردند.	
۱۰-۶-۵-۲ لنگر خمشی	**ت ۱۰-۶-۵-۲ لنگر خمشی**
الف- M_n باید مطابق با ضوابط بند ۸-۲ محاسبه شود.	در مواردی‌که ابعاد کتیبه بیش از آن‌چه توصیه شده، در نظر گرفته می‌شود، اضافه بعد آن در محاسبات باید نادیده گرفته شود.
ب- در محاسبه M_n برای دال‌های با کتیبه، ضخامت کتیبه در زیر دال، نباید از یک چهارم فاصله لبه کتیبه تا بَر ستون یا سرستون بیش‌تر در نظر گرفته شود.	
۱۰-۶-۵-۳ برش	**ت ۱۰-۶-۵-۳ برش**
الف- مقاومت برشی طراحی اسمی دال‌ها در مجاورت ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی عکس‌العمل، باید مطابق زیربندهای «ب» و «پ» زیر باشد:	باید بین دال باریک که به مانند یک تیر عمل می‌کند و دال طویل که دوطرفه عمل می‌کند تفاوت قائل شد. زیرا عملکرد دال ممکن است با شکست برش دوطرفه بصورت مخروط کوتاه یا هرم در اطراف بار متمرکز یا نیروی عکس‌العملی همراه باشد، در حالی‌که برای عملکرد تیر چنین شکستی توجیه نمی‌شود.
ب- برای برش یک‌طرفه v_n در مقطع بحرانی باید در صفحه‌ای در عرض کل دال طبق بند ۸-۴ محاسبه شود.	
پ- برای برش دوطرفه، v_n باید طبق بند ۸-۵ محاسبه شود.	
ت- برای دال‌های بتنی مرکب، مقاومت برشی افقی، V_{nh}، باید طبق بند ۱۷-۳ محاسبه شود.	

متن اصلی

۱۰-۶-۶ کتیبه دال‌ها

۱۰-۶-۶-۱ در مواردی که برای کاهش حداقل ضخامت مورد نیاز یا کاهش مقدار آرماتور منفی روی ستون‌های دال‌های تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه دال در روی ستون می‌شود، ضوابط **بندهای ۱۰-۶-۶-۲** تا **۱۰-۶-۶-۴** باید رعایت شوند.

۱۰-۶-۶-۲ بُعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

۱۰-۶-۶-۳ ضخامت کتیبه نباید کمتر از یک چهارم ضخامت دال باشد.

۱۰-۶-۶-۴ در محاسبه مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه کتیبه، نباید ضخامت کتیبه را بیش‌تر از یک چهارم فاصله لبه کتیبه از بَر ستون یا سرستون منظور کرد.

۱۰-۶-۶-۵ در مواردی که برای افزایش سطح مقطع بحرانی برش از افزایش ضخامت دال (کتیبه برشی) در اطراف ستون استفاده می‌شود، باید کتیبه در سطح زیرین دال اجرا شود و حداقل به اندازه عمق کتیبه از بَر ستون بیرون‌زدگی داشته باشد.

۱۰-۶-۷ بازشوها در سیستم دال‌ها

۱۰-۶-۷-۱ در سیستم دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه پیش‌بینی کرد، مشروط بر آن که با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد که سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به ویژه ضوابط مربوط به خیز را تامین می‌کند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۰-۶-۶ کتیبه دال‌ها

ابعاد کتیبه یا سرستون که در **بندهای ۱۰-۶-۶-۱** تا **۱۰-۶-۶-۵** آمده است، در شرایطی باید بکار برده شود که مطابق مفاد بند **۱۰-۶-۴-۲-۳** لازم باشد آرماتورهای مربوط به لنگر منفی کاهش یابد یا مطابق مفاد **بند ۱۰-۶-۱** حداقل ضخامت دال تامین شده باشد. اگر ابعاد کتیبه یا سرستون کمتر از مقادیر مندرج در **بند ۱۰-۶-۶-۳** باشد، می‌توان مقاومت (ظرفیت) برشی دال را با افزایش بیرون‌زدگی ناحیه زیر کتیبه یا سرستون تامین کرد. اگر تغییر در ضخامت دال‌ها اجتناب ناپذیر باشد، لازم است مقاومت برشی را در چندین مقطع دال مطابق **بند ۸-۵-۲-۱** کنترل کرد.

ت ۱۰-۶-۷ بازشوها در سیستم دال‌ها

یک روش برای تحلیل ویژه استفاده از «روش اجزای محدود» است، که در اکثر نرم‌افزارهای رایج ارایه شده است.

متن اصلی

۱۰-۶-۷-۲ در مواردی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط **بندهای ۱۰-۶-۷-۳** تا **۱۰-۶-۷-۶** را در تعیین محل و ابعاد بازشوهای دال‌های بدون تیر رعایت کرد. در تمام موارد باید در اطراف بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی معادل با آرماتورهای قطع شده قرار داده شوند.

۱۰-۶-۷-۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال، می‌توان هر بازشویی را با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.

۱۰-۶-۷-۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال، فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک - هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۱۰-۶-۷-۵ در محل تلاقی یک نوار ستونی و یک نوار میانی، فقط یک - چهارم آرماتورهای هر نوار در هر جهت را می‌توان قطع کرد.

۱۰-۶-۷-۶ اگر بازشو در فاصله‌ای کمتر از چهار برابر ضخامت دال از محیط ستون، بار متمرکز یا سطح عکس‌العمل قرار داشته باشد، **بند ۸-۵-۲-۴** برای دال‌های بدون کلاهک برشی، یا **بند ۸-۵-۵-۹** برای دال‌های با کلاهک برشی باید تامین شود.

۱۰-۶-۷-۷ در صورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق **بند ۸-۵-۲-۴** رعایت شوند.

۱۰-۶-۷-۸ در دال‌های با تیر، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کنند، مگر آن که تحلیل قابل قبولی ارائه شود.

۱۰-۷ آرماتورگذاری در دال‌ها

۱۰-۷-۱ ضوابط کلی

مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد، بر مبنای لنگرهای خمشی ضریب‌دار وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند.

۱۰-۷-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$، برابر با $0.0018A_g$ بوده ویا مطابق آنچه در بند «ب» زیر تعریف شده است، محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در

تفسیر/توضیح

ت ۱۰-۷ آرماتورگذاری در دال‌ها

ت ۱۰-۷-۱ ضوابط کلی

ت ۱۰-۷-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه

حداقل آرماتور مورد نیاز برای تامین مقاومت خمشی چه بصورت میگرد آجدار باشد یا بصورت شبکه سیمی جوشی، برابر با آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی است که در **بند ۱۹-۴-۳** آمده است. به

متن اصلی

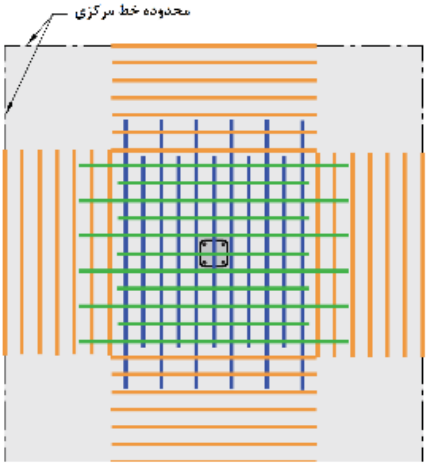
جهت دهانه و در عرض دال، b_{slab}، تعبیه شود؛ به طوری‌که حداقل یک سوم آن در هر وجه قرار گرفته باشد.

ب- در مواردی‌که تنش برشی بر روی مقطع بحرانی برش دوطرفه در اطراف ستون، بار متمرکز یا سطح عکس‌العمل، $v_{uv} > \phi 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'}$ باشد، $A_{s,min}$ که در عرض دال، b_{slab}، تعبیه می‌شود، باید رابطه (۳-۱۰) را تامین نماید.

$$A_{s,min} = \frac{5v_{uv}b_{slab}b_o}{\phi\alpha_s f_y} \qquad (۳-۱۰)$$

تفسیر/توضیح

هرحال، علیرغم توزیع آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی در دو وجه بالا و پایین دال بویژه برای شرایط خاص، باید حداقل آرماتور خمشی را تا آنجا که عملی است نزدیک به وجه کششی بتن تعبیه نمود. در شکل ۱۰-۳ نحوه تعبیه حداقل آرماتور خمشی مورد نیاز در نزدیکی وجه فوقانی دال دوطرفه که تحت بارهای ثقلی یکنواخت قرار دارد، نشان داده شده است. محل قطع آرماتورها باید براساس الزامات نشان داده شده در شکل ۱۰-۱ مشخص شود. برای کنترل بهتر ترک و فراهم کردن احتمال تلاقی آرماتورهای کششی با برش دوطرفه، لازم است طراح، تمهیدات لازم را برای توزیع ممتد آرماتورها در هر جهت و نزدیک به وجوه دال دوطرفه ضخیم، مانند دال انتقال، دال ایوان‌های ویژه و شالوده‌های گسترده را تامین کند، همچنین الزامات بند ۳-۱۵، شالوده‌های سطحی باید رعایت شود.



شکل ۱۰-۳ توزیع حداقل آرماتورها نزدیک وجه فوقانی دال دوطرفه

نتایج بدست آمده از آزمایش‌های انجام شده بر روی اتصالات دال-ستون با دال‌های پُر آرماتور با و بدون آرماتور برشی نشان داده است که تسلیم کششی آرماتورهای خمشی در مجاورت ستون یا منطقه بارگذاری شده (مانند بار متمرکز یا بار غیر متمرکز در یک محدوده کوچک) موجب تمرکز و افزایش دوران و بازشدگی ترک مورب در دال می‌شود. در چنین مواردی، لغزش در طول ترک مورب موجب خمش منجر به شکست منگنه (پانچ) می‌شود. این شکست منتاظر با نیروی برشی است که باید با یکی از دو مورد زیر تطبیق داده شود:

الف- برای دال‌هایی که بدون آرماتور برشی هستند، کمتر از مقاومت برشی مبتنی بر معادله برش دوطرفه در بند ۸-۵-۳-۱.

متن اصلی

۱۰-۷-۳ جزییات آرماتورگذاری

۱۰-۷-۳-۱ کلیات

الف- پوشش بتن برای آرماتورها باید مطابق بند ۴-۹ باشد.

ب- طول گیرایی آرماتورهای آجدار مطابق بند ۲۱-۳ تعیین می‌شود.

پ- طول وصله آرماتورهای آجدار مطابق بند ۲۱-۴ تعیین می‌شود.

ت- جزییات گروه آرماتورها باید مطابق بند ۲۱-۵ تعیین شوند.

۱۰-۷-۳-۲ فاصله آرماتورهای خمشی

الف- حداقل فاصله آرماتورهای خمشی، s، باید طبق بند ۲۱-۲ باشد،

تفسیر/توضیح

ب- برای دال‌هایی که دارای آرماتور برشی هستند، کمتر از مقاومت برشی مبتنی بر معادله برش در بند ۸-۵-۳-۲.

آزمایش دال‌ها نشان داده است که اگر مقدار آرماتورهای خمشی کمتر از $A_{s,min}$ باشد، آرماتورهای برشی نمی‌توانند مقاومت برش دوطرفه را افزایش دهد. به‌هرحال، آرماتورهای برشی ممکن است دوران پلاستیک را قبل از خمش منجر به شکست منگنه (پانچ) افزایش دهد. ترک‌های مورب در عمق (ضخامت) دال متناظر با برش تقریبی $2\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ تولید می‌شوند. مقدار λ_s از رابطه (ت ۱۰-۳) بدست می‌آید.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \le 1 \qquad \text{(ت-۱۰-۳)}$$

ضمناً در تنش‌های برشی زیاد، اگر شرط تحقق $A_{s,min}$ مهیا نشود، احتمال خمش منجر به شکست منگنه (پانچ) افزایش می‌یابد. مقدار $A_{s,min}$ برای ستون‌های داخلی (میانی) بیان شده است، به نحوی که نیروی برشی ضریب‌دار در مقطع بحرانی برای برشی برابر با نیروی برشی متناظر با تسلیم موضعی وجوه ستون در نظر گرفته شده است. برای بدست آوردن رابطه (۱۰-۳) مقدار نیروی برشی متناظر با تسلیم موضعی برای اتصال ستون میانی برابر با $8A_{s,min}f_y d/b_{slab}$ و در حالت کلی، همه ستون‌ها، برای تاثیر دادن شرایط لبه دال و گوشه برابر با $(\alpha_s/5)A_{s,min}f_y d/b_{slab}$ در نظر گرفته شده است.

ت ۱۰-۷-۳ جزییات آرماتورگذاری

ت ۱۰-۷-۳-۱ کلیات

ت ۱۰-۷-۳-۲ فاصله آرماتورهای خمشی

رعایت فاصله‌گذاری مرکز به مرکز آرماتورهای خمشی که نباید بیش‌تر از دو برابر ضخامت دال باشد، فقط برای دال‌های یکپارچه اعمال می‌شود و برای دال‌های تیرچه‌ای یک طرفه و دوطرفه مشبک

متن اصلی	تفسیر/توضیح
ب- برای دال‌های توپر، حداکثر فاصله آرماتورهای طولی در مقاطع بحرانی باید کم‌ترین مقدار از $2h$ و ۳۵۰ میلی‌متر و در بقیه مقاطع کم‌ترین مقدار از $3h$ و ۳۵۰ میلی‌متر باشد.	الزامی ندارد. این محدودیت برای حصول اطمینان از عملکرد دال، کنترل ترک و فراهم کردن امکان بارگذاری متمرکز در محدوده‌ای کوچک از دال است. همچنین باید الزامات بهره‌برداری فصل ۱۹ رعایت شوند.
۱۰-۷-۳-۳ قطع آرماتورها	**ت ۱۰-۷-۳-۳ قطع آرماتورها**
الف- در مواردی که دال بر تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها تکیه دارد، مهار آرماتورهای عمود بر لبه ناپیوسته باید موارد (۱) و (۲) زیر را تامین نماید: (۱) آرماتورهای خمشی مثبت باید تا لبه دال ادامه یابند و به صورت مستقیم یا با قلاب انتهایی، حداقل برابر ۱۵۰ میلی‌متر داخل تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها مهار شوند. (۲) آرماتورهای خمشی منفی باید با خم یا قلاب شوند، ویا به صورت دیگر در تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها به گونه‌ای مهار شوند که طول مهاری کافی از بَر داخلی تیر لبه، ستون ویا دیوار تامین گردد. ب- در مواردی که دال در لبه ناپیوسته به تیر لبه یا دیوار منتهی نشود، ویا فراتر از تکیه‌گاه کنسول شود، مهار کردن آرماتورهای عمود بر این لبه می‌تواند داخل دال صورت گیرد.	لنگرهای خمشی دال‌ها در مجاورت تیرهای پیشانی ممکن است به میزان قابل ملاحظه‌ای متغیر باشند. اگر تیرهای پیشانی با دیوارها یکپارچه ساخته شوند، شرایط مرزی دال کاملا گیردار شده که در این حالت لنگر خمشی گیردار ایجاد می‌شود. بدون یکپارچه بودن دیوار با تیر پیشانی، بسته به اینکه سختی پیچشی تیر پیشانی یا لبه دال جقدر باشد، شرایط مرزی دال به سوی تکیه‌گاه ساده میل می‌کند. این الزامات برای شرایط ناشناخته‌ای است که معمولاً در یک سازه رخ می‌دهد.
۱۰-۷-۳-۴ آرماتورگذاری در گوشه‌های خارجی دال‌ها	**ت ۱۰-۷-۳-۴ آرماتورگذاری در گوشه‌های خارجی دال‌ها**
الف- در گوشه‌های خارجی دال‌هایی که به دیوارها ویا دال‌های دارای تیر لبه در یک یا چند ضلع، با مقدار α_f بزرگتر از یک متکی هستند، باید آرماتورهای گوشه به شرح بندهای «ب» تا «ث» زیر در پایین و بالای دال پیش‌بینی گردند. ب- آرماتورهای گوشه را در پایین و بالای دال، در واحد عرض، باید قادر به تحمل حداکثر لنگر خمشی مثبت چشمه دال، در واحد عرض، باشند. پ- لنگر ضریب‌دار به دلیل آثار گوشه، M_u، باید حول محوری عمود بر قطر گذرنده از گوشه در بالای دال و حول محوری موازی قطر گذرنده از گوشه در پایین دال فرض می‌شود. ت- آرماتورهای گوشه باید در راستای موازی با قطر در بالای دال و در راستای عمود بر قطر در پایین دال ویا به صورت دو شبکه	هنگامی که دال دوطرفه تحت بار ثقلی قرار می‌گیرد، گوشه‌های نامقید آن به سمت بالا تمایل به بلند شدن دارند. اگر از بلند شدگی گوشه‌های دال توسط دیوارهای لبه یا تیرها جلوگیری شود، در دال لنگر خمشی می‌کند. برای ایجاد ظرفیت و کنترل ترک در گوشه دال، باید از آرماتور اضافی برای تحمل چنین لنگری استفاده کرد. می‌توان با بکار گیری آرماتور اضافی در جهت های اصلی دال نیز این مقاومت را تامین و از ترک خوردگی جلوگیری نمود. شکل ۱۰-۴ دو مورد از این نوع تقویت‌ها را نشان می‌دهد.

متن اصلی

متعامد و به موازات اضلاع چشمه‌ها در گوشه‌ها، در بالا و پایین دال قرار داد.

ث- آرماتورهای گوشه باید در هر امتداد، از گوشه تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر، قرار داده شوند.

۱۰-۷-۳-۵ آرماتورگذاری در دال‌های تخت

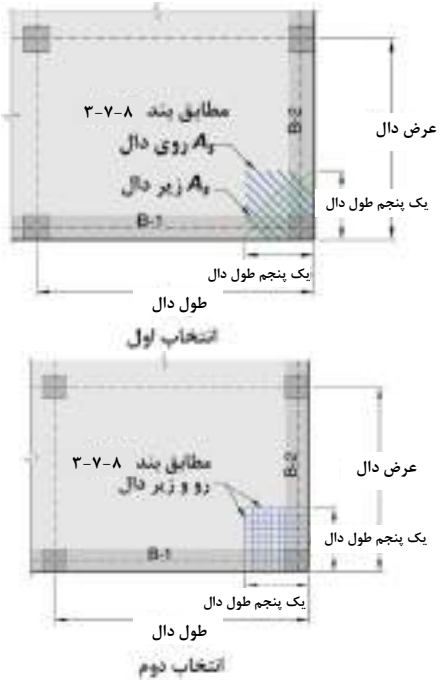
الف- در آرماتورگذاری دال‌های تخت و قارچی علاوه بر ضوابط **بند ۱۰-۷-۳-۳**، باید ضوابط بندهای «ب» تا «ث» زیر نیز رعایت شوند:

ب- برای تعیین محل خم یا قطع کردن آرماتورها باید حداقل طول‌های مندرج در **شکل ۱۰-۵** رعایت شوند.

پ- در مواردی که طول دهانه‌های مجاور برابر نباشند، طول آرماتورهای منفی فراتر از بر تکیه‌گاه مطابق آن چه در **شکل ۱۰-۵** نشان داده شده است، باید بر مبنای طول دهانه بزرگتر محاسبه شود.

ت- خم کردن آرماتورهای مثبت برای ادامه آن‌ها به عنوان آرماتور منفی به شرطی مجاز است که در تأمین طول‌های حداقل توصیه شده در **شکل ۱۰-۵**، زاویه خم بزرگتر از ۴۵ درجه در نظر گرفته نشود.

تفسیر/توضیح



یادداشت:

الف- B-1 یا B-2 دارای α_f >0.1 باشد.

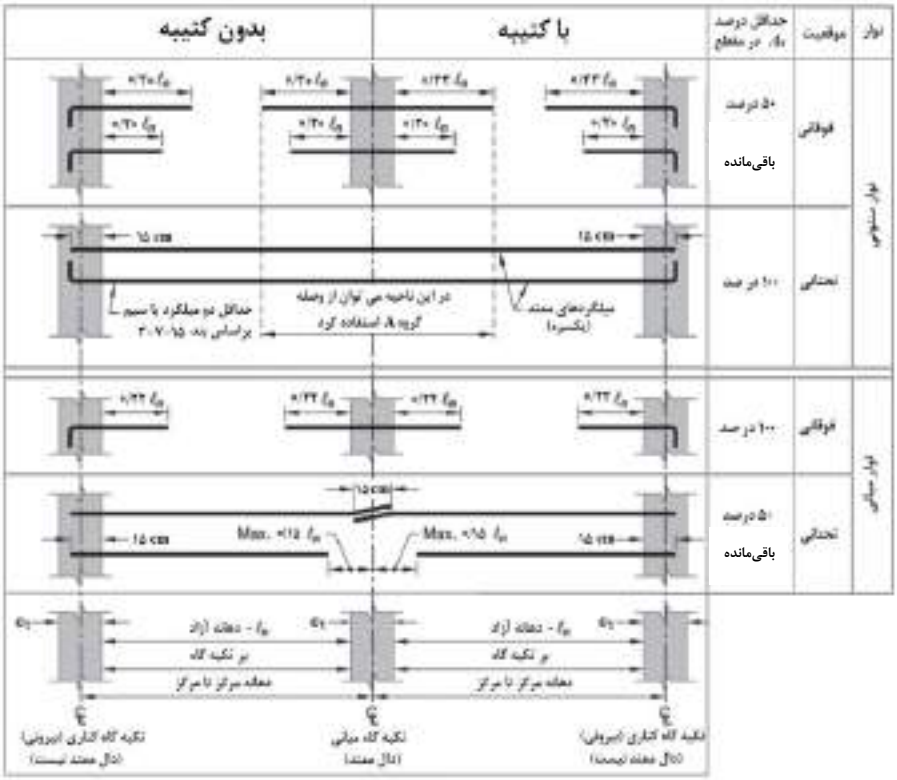
ب- در مواردی که حداکثر فاصله آرماتورها دو برابر ضخامت دال باشد.

شکل ۱۰-۴ آرماتورگذاری در گوشه دال

ت ۱۰-۷-۳-۵ آرماتورگذاری در دال‌های تخت

حداقل طول و اضافه طول آرماتورها به عنوان کسری از طول دهانه آزاد که در **شکل ۱۰-۵** نشان داده شده است، برای دال‌هایی است که دارای نسبت ابعادی متداول بوده و تحت بارهای ثقلی قرار دارند. این مقدار حداقل طول و اضافه طول آرماتورها ممکن است برای تلاقی با احتمال رخداد ترک‌های برشی ناشی از برش دوطرفه در دال‌های ضخیم از قبیل: دال‌های انتقال، دال ایوان‌های ویژه و شالوده‌های گسترده کافی نباشد.

بنابراین، لازم است حداقل نیمی از آرماتورهای فوقانی نوار ستونی را تا حداقل طولی برابر با $5d$ ادامه داد. برای دال‌های دارای کتیبه یا سرستون، مقدار d عمق مؤثر کتیبه یا سرستون است. در دال‌های دوطرفه ضخیم، ادامه دادن آرماتورها در هر دو جهت و در نزدیکی هر دو وجه بالا و پایین دال بمنظور دستیابی به یکپارچگی، کنترل ترک‌خوردگی و کاهش خیز ناشی از خزش ضروری است.



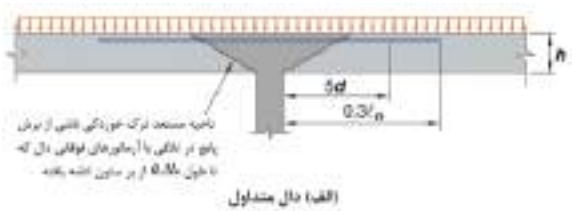
شکل ۱۰-۵ حداقل طول آرماتورهای آجدار در دال‌های دوطرفه بدون تیر

متن اصلی

ث- طول آرماتورها نباید کوچکتر از مقادیر توصیه شده در **شکل ۱۰-۵** در نظر گرفته شوند و اگر دال‌ها به عنوان اعضای اصلی مقاوم در برابر بار جانبی عمل کنند، این طول باید حداقل برابر با آن چه از محاسبه به دست می‌آید، در نظر گرفته شود.

تفسیر/توضیح

همانطور که در **شکل ۱۰-۶** آمده است، در دال‌های ضخیم احتمال اینکه ترک‌های ناشی از برش دوطرفه که با زاویه تا حدود ۲۰ درجه شکل می‌گیرند، با آرماتورهای کششی تلاقی نیابند بسیار زیاد است که برای جلوگیری از این وضعیت باید این آرماتورها را تا طولی برابر با $5d$ از بر ستون یا تکیه‌گاه ادامه داد مشروط بر اینکه نسبت l_n/h تقریباً کمتر از ۱۵ باشد تا رفتار برشی در دال حاکم شود. برای لنگرهای ناشی از ترکیب بارهای ثقلی و جانبی، ممکن است طول آرماتورها و امتداد آن‌ها کافی نباشند. در چنین وضعیتی به ندرت از آرماتورهای خم (مورب) که جای‌گذاری مناسب آن‌ها با دشواری همراه است، استفاده می‌شود. در هرحال استفاده از آرماتورهای خم (مورب) به شرطی مجاز است که با الزامات **بندهای ۱۰-۷-۳-۲** و **۱۰-۷-۳-۴** مطابقت داشته باشند.



(الف) دال متداول

متن اصلی

۱۰-۷-۳-۶ آرماتورهای انسجام

الف- تمام آرماتورهای زیرین در نوار ستونی در هر جهت باید پیوسته باشند، ویا با وصله مکانیکی کامل، وصله جوش شده کامل ویا وصله پوششی نوع B وصله شوند. وصله‌ها باید در ناحیه‌ای مطابق شکل ۱۰-۵ قرار داده شوند.

ب- حداقل دو آرماتور زیرین در نوار ستونی در هر جهت باید از ناحیه محدود شده به وسیله آرماتورهای طولی ستون عبور نمایند و در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

پ- در دال‌های با کلاهک برشی که عبور آرماتورهای زیرین دال مطابق بند «ب» فوق عملی نیست، حداقل دو آرماتور در هر جهت باید از زیر کلاهک، هر چه نزدیک‌تر به ستون، عبور داده شده و به صورت پیوسته یا وصله‌های مکانیکی، وصله‌های جوشی ویا وصله‌های پوششی نوع B وصله شوند. این آرماتورها باید در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

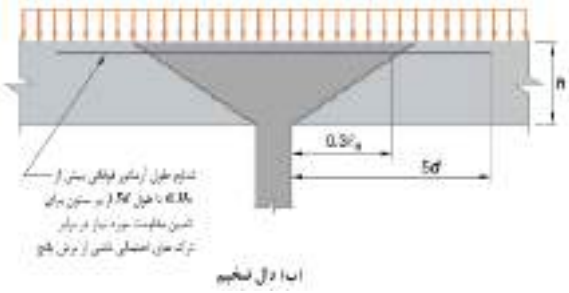
۱۰-۷-۳-۷ آرماتورهای برشی- خاموت‌ها

الف- استفاده از خاموت‌های تک پایه، U ساده، U چند گانه و خاموت بسته به عنوان آرماتور برشی مجاز می‌باشد.

ب- مهار و شکل خاموت‌ها باید مطابق با بند ۲۱-۵ باشد.

پ- در صورت استفاده از خاموت، محل قرارگیری و فاصله‌گذاری آن‌ها باید مطابق با جدول ۱۰-۴ باشد.

تفسیر/توضیح



شکل ۱۰-۶ ترک‌های ناشی از برش دوطرفه در دال‌های معمولی و ضخیم

ت ۱۰-۷-۳-۶ آرماتورهای انسجام

الزامات ارایه شده برای تامین یکپارچگی در دال است. در تمام سازه‌ها آرماتورهای تیرها، ستون‌ها و دال‌ها باید به نحوی درهم بافته شوند که در هیچ مقطعی انقطاع سراسری پیش نیاید.

ت ۱۰-۷-۳-۷ آرماتورهای برشی- خاموت‌ها

نتایج تحقیقات انجام شده نشان داده است که اگر آرماتورهای برشی بنحو صحیحی قلاب شوند، مقاومت برش دوطرفه افزایش می‌یابد. انواع آرماتورهای برشی عبارتند از: میلگردها، سیم‌ها، خاموت‌های تک‌پایه یا چندپایه، خاموت‌های بسته. الزامات مربوط به فاصله‌گذاری آرماتورهای برشی در این بند ارائه شده است. الزامات بخش ۲۱-۶ را که مربوط به قلاب‌کردن آرماتورهای برشی از نوع خاموت‌ها است، می‌توان برای میلگردها، سیم‌ها بعنوان آرماتورهای برشی دال بکاربرد. همانطور که در شکل ۱۰-۷ نشان داده شده است.

آرماتورهای برشی دال باید میلگردهای طولی بالا و پایین دال را در برگیرند. قلاب‌کردن آرماتورهای برشی در دال‌هایی که ضخامت‌شان کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر است، نمی‌توان براحتی مطابق با الزامات بخش

متن اصلی

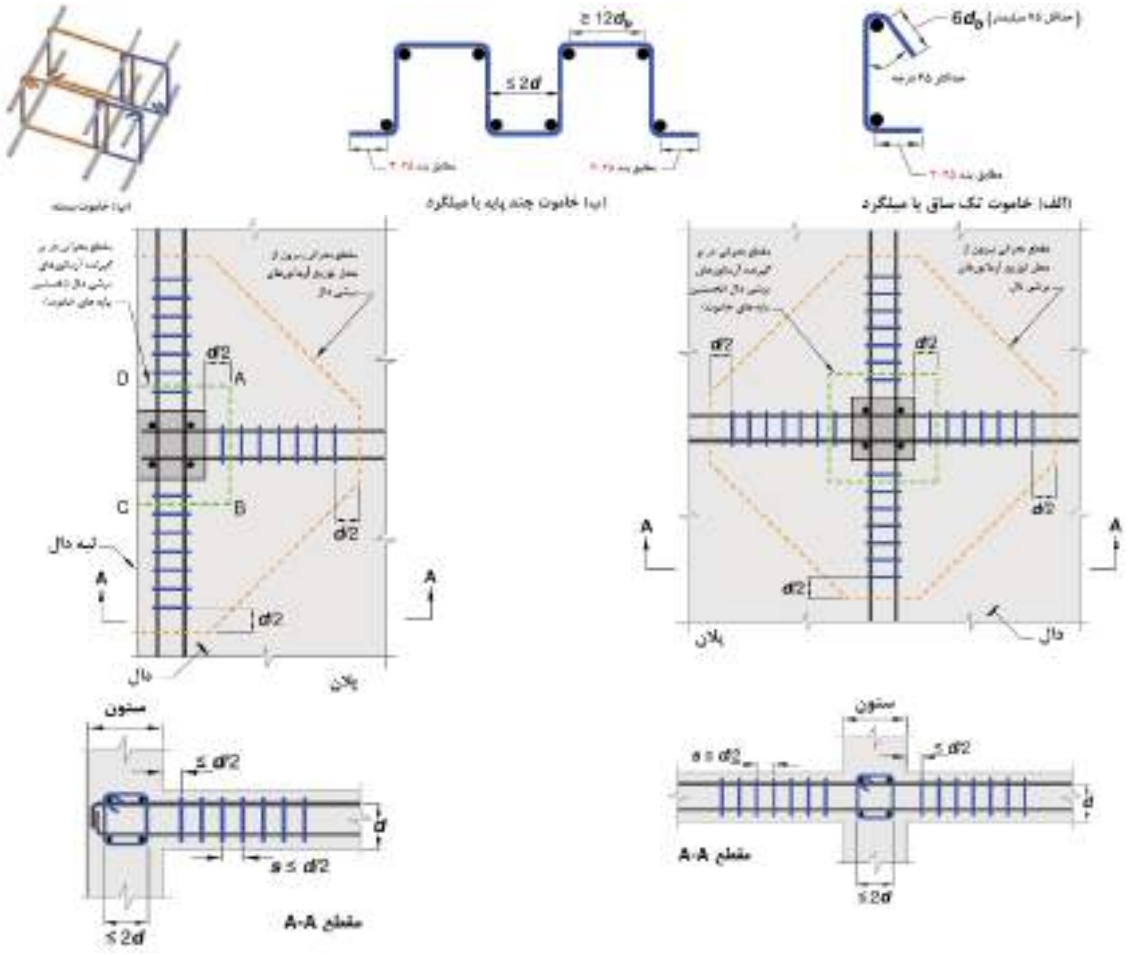
جدول ۱۰-۴ موقعیت اولین خاموت و محدودیت‌های فاصله گذاری

جهت اندازه‌گیری	تعریف اندازه‌گیری	بیش‌ترین فاصله
عمود بر وجه ستون	فاصله از بَر ستون تا اولین خاموت	$\frac{d}{2}$
	فاصله بین خاموت‌ها	$\frac{d}{2}$
موازی با وجه ستون	فاصله بین ساق عمودی خاموت‌ها	2d

تفسیر/توضیح

۶-۲۱ بکار برد. آن دسته از آرماتورهای برشی را که متشکل از میلگردهای قائم هستند، می‌توان بصورت مکانیکی در هر انتها به یک صفحه درگیر نمود بنحوی که آرماتورهای برشی بتوانند به مقاومت تسلیم برسند.

در اتصال سیستم دال- ستون که در آن انتقال لنگر ناچیز است، آرماتورهای برشی باید مانند شکل ۱۰-۷-ت نسبت به محور مرکزی مقطع بحرانی متقارن باشد. فاصله‌گذاری آن‌ها مطابق شکل ۱۰-۷-ت و شکل ۱۰-۷-ث نشان داده شده است. در لبه ستون‌ها یا برای اتصالات میانی که لنگر انتقال قابل ملاحظه است، استفاده از خاموت‌های بسته بصورت متقارن توصیه می‌شود. اگرچه میانگین تنش برشی در وجوه AD و BC از ستون کناری مانند شکل ۱۰-۷-ث کمتر از لنگر انتقالی در وجه AB است، بکارگیری خاموت‌های بسته و ادامه آن‌ها از وجوه AD و BC موجب افزایش مقاومت پیچشی در لبه دال می‌شود.



(ت) ستون میانی (ث) ستون کناری

شکل ۱۰-۷ نحوه تنظیم و توزیع آرماتورهای برشی دال (خاموت‌ها)

۱۰-۷-۳-۸ آرماتورهای برشی- گل‌میخ سَردار

الف- در صورتی استفاده از گل‌میخ برشی سَردار مجاز است که عمود بر صفحه دال قرار داده شود.

ب- ارتفاع کلی مجموعه گل‌میخ برشی باید حداقل برابر ضخامت دال منهای مجموع مقادیر (۱) تا (۳) زیر باشد:

۱- پوشش بتن آرماتورهای خمشی فوقانی،

۲- پوشش بتن روی ریل پایه گل‌میخ،

۳- نصف قطر میلگرد خمشی در کشش.

پ- محل قرارگیری و فاصله‌گذاری گل‌میخ برشی سَردار باید طبق **جدول ۱۰-۵** باشند.

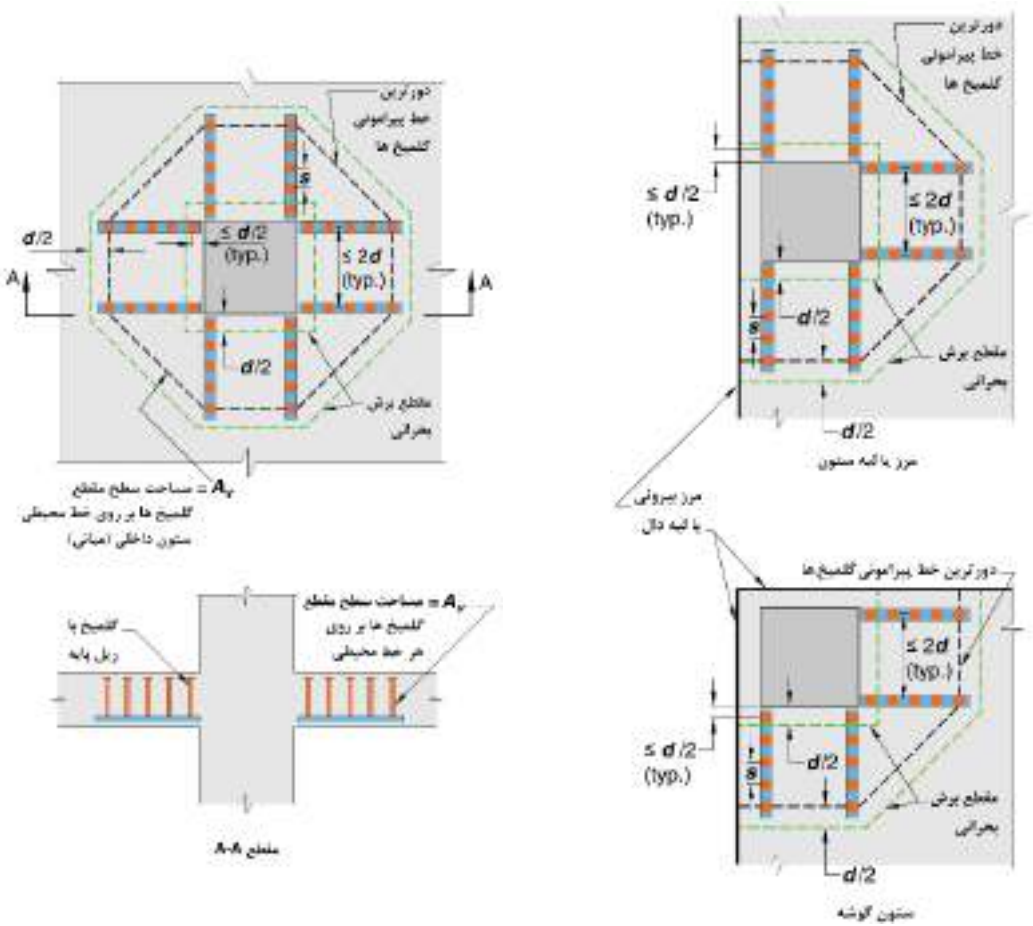
ت ۱۰-۷-۳-۸ آرماتورهای برشی- گل‌میخ سر دار

استفاده از مجموعه گل‌میخ‌های سردار به عنوان آرماتورهای برشی در دال‌ها، بسته به نوع کاربرد آن‌ها لازم است تا قطر پایه گل‌میخ، فاصله گل‌میخ‌ها از یکدیگر و ارتفاع آن‌ها مشخص باشد. تحقیقات نشان داده‌اند که استفاده از گل‌میخ‌های قائم که بسیار نزدیک به لبه‌های بالا و پایین دال‌ها بصورت مکانیکی درگیر باشند، تاثیر قابل‌توجهی در مقاومت در برابر برش دوطرفه دارند.

گل‌میخ‌های سردار در مقایسه با خاموت‌های تک پایه که در انتها دارای خم هستند، دچار لغزش کم‌تری شده و در نتیجه موجب کمتر شدن عرض ترک‌های برشی می‌شوند. بهبود عملکرد گل‌میخ‌ها موجب افزایش دامنه مقاومت برشی و فاصله بین خطوط محیطی برای نصب آن‌ها می‌شود. یکی از متداول‌ترین روش‌های نصب گل‌میخ برشی در **شکل ۱۰-۸** نشان داده شده‌است. معمولاً شکل هندسی مقطع بحرانی در پیرامون آرماتورهای برشی بصورت چند ضلعی است. فاصله مشخص شده بین خطوط محیطی تقویت برشی توسط آزمایش‌های تایید شده است. فاصله آزاد بین سرِ گل‌میخ‌ها باید به اندازه‌ای باشد که براحتی بتوان آرماتورهای خمشی را تعبیه نمود.

جدول ۱۰-۵ موقعیت گل‌میخ برشی و محدودیت‌های فاصله گذاری

جهت اندازه‌گیری	شرح اندازه‌گیری	شرط لاز	حداکثر فاصله
عمود بر وجه ستون	فاصله وجه ستون تا اولین خط محیطی گل‌میخ‌ها	همه موارد	$\frac{d}{2}$
	فاصله ثابت بین خطوط محیطی گل‌میخ‌های برشی	اگر: $v_u \le \phi 0.5\sqrt{f_c'}$	$\frac{3d}{4}$
		اگر: $v_u > \phi 0.5\sqrt{f_c'}$	$\frac{d}{2}$
موازی با وجه ستون	فاصله بین گل‌میخ‌های مجاور بر روی نزدیک‌ترین محیط به وجه ستون	همه موارد	2d



شکل ۱۰-۸ محل گل‌میخ‌ها برای تحمل برش

متن اصلی

۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه دوطرفه

۱۰-۸-۱ کلیات

۱۰-۸-۱-۱ سیستم تیرچه دوطرفه شامل ترکیب یکپارچه تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی می‌باشد، که برای عملکرد دوطرفه طراحی می‌شود.

۱۰-۸-۱-۲ حداقل عرض تیرچه در کل ارتفاع مقطع، نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر باشد.

۱۰-۸-۱-۳ ارتفاع کل تیرچه نباید از ۳/۵ برابر عرض حداقل آن بیش‌تر شود.

۱۰-۸-۱-۴ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه دوطرفه

ت ۱۰-۸-۱ کلیات

ت ۱۰-۸-۱-۱ الزامات پیشنهادی مبتنی بر عملکرد مناسب این تیرچه‌ها در گذشته می‌باشد. در استفاده از تیرچه‌های پیش‌تنیده می‌توان از الزامات این بخش بعنوان راهنما استفاده کرد.

متن اصلی

۱۰-۸-۱-۵ مقدار V_c را می‌توان ۱/۱ برابر مقدار محاسبه شده در بند ۸-۵ اختیار کرد.

۱۰-۸-۱-۶ برای انسجام سازه‌ای، حداقل یک آرماتور در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و در بر تکیه‌گاه‌ها برای تامین تنش f_y مهار شود.

۱۰-۸-۱-۷ سطح مقطع آرماتورهای عمود بر تیرچه‌ها باید با در نظرگرفتن تمرکز بارها، الزامات مقاومت خمشی دال را تامین نماید و باید حداقل برابر سطح آرماتورهای جمع‌شدگی و حرارت مطابق بند ۴-۱۹ در هر دو جهت باشند.

۱۰-۸-۱-۸ سازه تیرچه دوطرفه‌ای که محدودیت‌های بندهای ۱۰-۸-۱-۱ تا ۱۰-۸-۱-۴ را تامین نمی‌کند، باید به عنوان دال-تیر طراحی شود.

۱۰-۸-۲ سیستم‌های تیرچه با پُرکننده‌های سازه‌ای

۱۰-۸-۲-۱ اگر از پُرکننده‌های بلوک بتنی یا بلوک سفالی دارای مقاومت فشاری حداقل برابر با f'_c در تیرچه‌ها استفاده شود، بندهای ۱۰-۸-۲-۲ و ۱۰-۸-۲-۳ باید اعمال شوند.

۱۰-۸-۲-۲ ضخامت دال روی پُرکننده‌ها باید حداقل برابر بزرگترین مقدار بین یک - دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و ۴۰ میلی‌متر باشد.

۱۰-۸-۲-۳ برای محاسبه برش و مقاومت خمشی منفی، مجاز است که جداره‌های قائم پر کننده‌های در تماس با تیرچه‌ها به حساب آورده شوند. سایر بخش‌های پُرکننده نباید در محاسبات مقاومت سهیم باشند.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۸-۱-۴ از آنجا که در سیستم دال با تیرچه دوطرفه، اعضا نسبتا کوچک و تکراری هستند و از آن‌ها مقاومت برشی بیش‌تری مورد انتظار است و پوشش آرماتورهای آن‌ها با ضخامت کمتر شکل می‌گیرد، لازم است محدودیت حداکثر فاصله آن‌ها از یکدیگر با دقت بیش‌تری رعایت شود.

ت-۱۰-۸-۱-۵ افزایش مقاومت برشی در این سیستم بر اساس تحقق عملکردهای «الف» و «ب» زیر است:

الف- عملکرد رضایت‌بخش از ساخت و سازهایی که از تیرچه‌های طراحی شده با مقاومت برشی بالاتر، که بر اساس ضوابط ویرایش‌های قبل انجام شده‌اند، می‌باشد.

ب- تیرچه‌های دوطرفه‌ای که مستعد باز توزیع اضافه بارهای موضعی به تیرچه‌های مجاور خود هستند.

ت ۱۰-۸-۲ سیستم‌های تیرچه با پُر کننده‌های سازه‌ای

متن اصلی

۱۰-۸-۳ سیستم‌های تیرچه با پُر کننده‌های غیرسازه‌ای

اگر پُرکننده‌ها، در تطابق با بند ۱۰-۸-۲-۱ نباشند یا از قالب‌های قابل برداشت استفاده شود، ضخامت دال روی پر کننده‌ها باید حداقل برابر با بزرگترین یکی از دو مقدار یک - دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها یا ۵۰ میلی‌متر باشد.

۱۰-۹ روش «طراحی مستقیم»

۱۰-۹-۱ کلیات

۱۰-۹-۱-۱ روش طراحی مستقیم را می‌توان برای سیستم‌هایی که تحت اثر بارهای قائم هستند و در آن‌ها دال‌ها، تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها (در صورت وجود) و ستون‌ها، با هم تشکیل قاب‌های متعامد می‌دهند، به کار برد.

۱۰-۹-۱-۲ نتایج تحلیل بارهای قائم و تحلیل بارهای جانبی را می‌توان با هم ترکیب کرد و در طراحی به کار برد. برای ترکیب نتایج تحلیل بارهای قائم و جانبی، می‌توان تلاش‌های ناشی از بارهای جانبی را فقط به تیرها و ستون‌ها و در صورت عدم وجود تیر، به نوار ستونی و ستون اعمال نمود.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۸-۳ سیستم‌های تیرچه با پُر کننده‌های غیرسازه‌ای

ت ۱۰-۹روش «طراحی مستقیم»

ت ۱۰-۹-۱ کلیات

روش طراحی مستقیم شامل مجموعه‌ای از ضوابطی است که برای محاسبه لنگرهای خمشی و توزیع آن‌ها به مقاطع دال و تیر به منظور تامین همزمان الزامات ایمنی و بهره‌برداری بکار می‌رود. در این روش سه مرحله عملیات به شرح «الف» تا «پ» زیر مورد نظر است:

الف- محاسبه کل لنگر ضریب‌دار استاتیکی مطابق بند ۱۰-۹-۴-۱؛

ب- توزیع کل لنگر ضریب‌دار استاتیکی به لنگرهای منفی و مثبت در مقاطع تکیه‌گاه‌ها و وسط دال مطابق بند ۱۰-۹-۶؛

پ- توزیع لنگرهای ضریب‌دار مثبت و منفی به ستون و نوارهای میانی و تیرها مطابق بندهای ۱۰-۹-۷ تا ۱۰-۹-۹.

روش طراحی مستقیم با استفاده از مبانی نظری برای محاسبه لنگرها در دال‌های با و بدون تیرها، الزامات مربوط به روش طراحی و ساخت و ساز و نکاتی که از عملکرد سیستم‌های دال بدست آمده، توسعه یافته است. از اینرو دال‌هایی که به روش طراحی مستقیم طراحی می‌شوند باید با الزامات بند ۱۰-۹-۲ مطابقت داشته باشند.

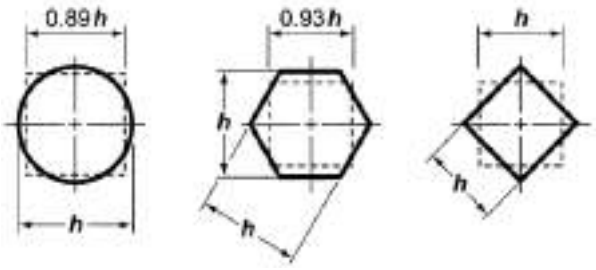
متن اصلی

۱۰-۹-۱-۳ تغییرات در محدودیت‌های بند ۱۰-۹-۲ در صورتی مجازاند که بتوان با تحلیل نشان داد که تعادل و سازگاری هندسی تامین می‌شوند. مقاومت طراحی در هر مقطع حداقل برابر با مقاومت مورد نیاز است و شرایط بهره‌برداری شامل محدودیت‌های خیز باید رعایت شوند.

۱۰-۹-۱-۴ تکیه‌گاه‌های دایره‌ای یا چند ضلعی منظم را می‌توان به صورت تکیه‌گاه مربعی با همان مساحت در نظر گرفت.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۹-۱-۴ اگر مقطع یک عضو تکیه‌گاهی مستطیل شکل نباشد یا اینکه اضلاع مقطع مستطیلی با جهت دهانه‌های دال موازی نباشند، باید مساحت مقطع تکیه‌گاه را به مربع معادل، مانند آنچه در شکل ۱۰-۹ نشان داده شده است، تبدیل نمود.



شکل ۱۰-۹ نمونه‌هایی از تبدیل مقطع تکیه‌گاهی دال

۱۰-۹-۲ محدودیت‌های روش طراحی مستقیم

ت ۱۰-۹-۲ محدودیت‌های روش طراحی مستقیم

۱۰-۹-۲-۱ سیستم دال باید در هر امتداد حداقل سه دهانه پیوسته داشته باشد.

ت ۱۰-۹-۲-۱ دلیل اصلی برای اعمال این محدودیت، مقدار لنگرهای منفی در تکیه‌گاه داخلی سازه‌ای است که فقط دارای دو دهانه است. در ضوابط مربوط به استفاده از روش طراحی مستقیم، فرض می‌شود که سیستم دال در نخستین مقطع لنگر منفی داخلی، شرایط مرزی‌اش در برابر چرخش نه گیردار است و نه ناپیوسته.

۱۰-۹-۲-۲ دهانه‌های متوالی در هر امتداد که از مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها در هر جهت اندازه‌گیری می‌شوند، نباید بیش‌تر از یک - سوم دهانه بزرگتر با یکدیگر اختلاف طول داشته باشند.

ت ۱۰-۹-۲-۲ این محدودیت مربوط به احتمال ایجاد لنگرهای منفی دورتر از محل قطع آرماتورهای مربوط به لنگر منفی است. این نکته در شکل ۱۰-۵ نشان داده شده است.

۱۰-۹-۲-۳ چشمه دال‌ها باید مستطیلی شکل بوده و نسبت طول به عرض آن‌ها از محور تا محور تکیه‌گاه‌ها، نباید بزرگتر از ۲ باشد.

ت ۱۰-۹-۲-۳ اگر نسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوتاه دال بیش‌تر از ۲ باشد، دال در برابر لنگر دهانه کوتاه مقاومت می‌کند و در واقع به عنوان یک دال یک طرفه محسوب می‌شود.

۱۰-۹-۲-۴ بیرون‌زدگی ستون نباید از ۱۰ درصد طول دهانه در جهت بیرون‌زدگی از هر محور بین خط مرکزی ستون‌های متوالی تجاوز نماید.

ت ۱۰-۹-۲-۴ انحراف ستون‌ها را می‌توان در محدوده مشخصی از یک چیدمان مستطیلی معمول در نظر گرفت. کرانه بالای انباشت انحراف ستون‌ها ۲۰ درصد از طول دهانه تعیین شده است.

ت ۱۰-۹-۲-۵ روش طراحی مستقیم بر اساس نتایج بدست آمده از نتایج آزمایش‌های محققین بر روی دال‌های تحت بارهای ثقلی

متن اصلی

۱۰-۹-۲-۵ همه بارها باید بار ثقلی بوده و به طور یکنواخت روی کل دهانه پخش شده‌باشند. بار زنده بدون ضریب نباید از دو برابر بار مرده بدون ضریب تجاوز نماید.

۱۰-۹-۲-۶ در دال‌هایی که در چهار سمت با تیرهای تکیه‌گاهی عملکرد یکپارچه دارند، باید نسبت سختی تیرها در دو امتداد عمود بر هم، در رابطه زیر صدق کند:

$$0.2 \le \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \le 5.0 \qquad (۴-۱۰)$$

مقادیر α_{f1} و α_{f2} بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شوند:

$$\alpha_f \le \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \qquad (۵-۱۰)$$

۱۰-۹-۳ روش طراحی

۱۰-۹-۳-۱ هر سازه متشکل از تعدادی قاب عمود بر هم در امتداد ردیف ستون‌ها یا دیوارها، در امتداد طولی و عرضی سازه در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۹-۳-۲ مجموع قدر مطلق حداکثر لنگرهای خمشی ضریب‌دار مثبت و متوسط لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها در هر دهانه از قاب، لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار نامیده می‌شود و بر اساس **بند ۱۰-۹-۴** تعیین می‌شود.

۱۰-۹-۳-۳ لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار به دست آمده در هر دهانه مطابق **بند ۱۰-۹-۵**، بین لنگرهای خمشی ضریب‌دار مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی ضریب‌دار منفی تکیه‌گاه‌ها در نوار پوششی تقسیم می‌شود.

تفسیر/ توضیح

یکنواخت و محاسبه نیروی عکس‌العملی ستون‌ها در تعادل استاتیکی، تدوین شده است. اگر بارهای جانبی مانند باد یا زلزله نیز به سیستم اعمال شود باید به روش تحلیل قاب تلاش‌ها محاسبه شوند. شالوده‌های گسترده را می‌توان معکوس کرده و به عنوان دال‌های دوطرفه **بند ۱۵-۳-۴** با دانستن بارهای ستون‌ها در نظر گرفت. بنابراین، حتی اگر واکنش خاک به صورت یکنواخت فرض شود، باید تحلیل قاب انجام شود.

در اکثر سیستم‌های دال، نسبت بار زنده به بارمرده کمتر از ۲/۰ است، به‌همین دلیل نیازی به کنترل اثر الگوی بارگذاری نیست.

ت ۱۰-۹-۲-۶ اگر رابطه(۱۰-۴) تامین نشود، توزیع الاستیک لنگرهای خمشی اختلاف عمده‌ای با آن‌چه در روش مستقیم گفته شده پیدا می‌کند.

ت ۱۰-۹-۳ روش طراحی

متن اصلی

۱۰-۹-۳-۴ لنگر خمشی ضریب‌دار مثبت و منفی نوار پوششی مطابق بند ۱۰-۹-۶ بین نوارهای ستونی و میانی و سپس بین تیر و دال تقسیم می‌شوند.

۱۰-۹-۳-۵ توزیع لنگرهای خمشی ضریب‌دار در ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی با استفاده از ضوابط بند ۱۰-۹-۱۰ تعیین می‌شود.

۱۰-۹-۳-۶ تلاش‌های برشی در تیرها و دال‌ها با استفاده از ضوابط بند ۱۰-۹-۱۱ تعیین می‌شوند.

۱۰-۹-۴ لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار در هر دهانه، M_o

۱۰-۹-۴-۱ لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار M_o برای یک نوار پوششی در هر دهانه، مجموع قدر مطلق M_u مثبت و متوسط M_u منفی دو طرف دهانه، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M_0 = \frac{q_u l_2 l_{1n}^2}{8} \qquad (۶-۱۰)$$

در این رابطه l_{1n} طول دهانه آزاد در جهت خمش و l_2 عرض نوار پوششی با استفاده از ضوابط بندهای «الف» تا «پ» زیر محاسبه می‌شوند:

الف- طول آزاد دهانه l_{1n} فاصله بَر تا بَر داخلی ستون‌ها، سرستون‌ها، نشیمن‌ها یا دیوارهای تکیه‌گاهی است. مقدار l_{1n} در هر حال نباید کوچکتر از $0.65l_1$ در محاسبات منظور شود. در تکیه‌گاه‌های با مقطع دایره‌ایی یا چند ضلعی منظم ضابطه بند ۱۰-۹-۱-۴ به کار می‌رود. l_{1n} تا بَرِ این مقطع فرضی در نظر گرفته می‌شود.

ب- در مواردی که دهانه عرضی چشمه‌ها در هر طرف خط مرکزی تکیه‌گاه‌ها تغییر کند، l_2 باید برابر با میانگین دهانه‌های عرضی مجاور در نظر گرفته شود.

پ- در مواردی‌که دهانه مجاور و موازی یک لبه دال در نظر گرفته می‌شود، فاصله از لبه تا خط مرکزی چشمه باید جایگزین l_2 شود.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۹-۴ لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار در هر دهانه، M_0

ت ۱۰-۹-۴-۱ رابطه (۱۰-۶) مبتنی بر فرض ساده کننده‌ای است که نیروهای عکس‌العملی در امتداد وجوه تکیه‌گاه عمود بر دهانه مورد بررسی را در نظر می‌گیرد. به طور کلی، شایسته است که، محاسبه لنگرهای استاتیکی برای دو نیم چشمه دال مجاور که شامل یک نوار ستونی با نیم نوارمیانی در هر طرف است، انجام شود.

متن اصلی

۱۰-۹-۵ توزیع لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار M_o در نوار پوششی

۱۰-۹-۵-۱ در دهانه‌های میانی:

الف- لنگر خمشی منفی هر تکیه‌گاه: $0.65M_o$؛

ب- لنگر خمشی مثبت وسط دهانه: $0.35M_o$.

۱۰-۹-۵-۲ در دهانه‌های کناری، M_o باید مطابق **جدول ۱۰-۶** توزیع شود.

۱۰-۹-۵-۳ لنگرهای خمشی منفی باید در بر تکیه‌گاه‌ها محاسبه شوند.

۱۰-۹-۵-۴ مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های میانی باید برای بزرگترین لنگر خمشی موجود در دو سمت تکیه‌گاه طراحی شوند، مگر آن که با انجام تحلیل، لنگر نامتعادل مطابق با سختی اعضای مجاور توزیع شود.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۹-۵ توزیع لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار M_0 در نوار پوششی

ت ۱۰-۹-۵-۲ ضرایب لنگر برای دهانه کناری با در نظرگرفتن سختی معادل ستون، از روابط تجربی بدست آمده است. ضرایب لنگر برای لبه نامقید هم مانند دالی که بر روی تکیه‌گاه ساده مثل دیوار بنایی یا بتنی قرار داشته باشد، قابل استفاده است. همچنین روابط تجربی برای لبه‌های کاملاً مقید نیز مشروط به اینکه سختی خمشی دیوار بتنی تکیه‌گاهی بسیار بیش‌تر از سختی خمشی دال بوده و دال با دیوار بصورت یکپارچه ساخته‌شده باشد تا کم‌ترین چرخش (دوران) دال در محل اتصال به دیوار رخ دهد قابل استفاده است. برای سایر موارد مانند دال‌های با لبه نامقید و کاملا مقید، ضرایب موجود در جدول برای لنگرهای مثبت و منفی داخلی نزدیک به کرانه فوقانی انتخاب می‌شوند. در نتیجه، لنگرهای منفی بیرونی معمولا به کرانه پایین نزدیک‌تر می‌شوند. لنگر منفی بیرونی در اکثر سیستم‌های دال با تعبیه حداقل آرماتور برای کنترل ترک در نظر گرفته می‌شود. ضرایب لنگر در جدول به گونه‌ای تنظیم شده‌اند که به طور کامل جمع مطلق لنگرهای مثبت و میانگین در دهانه کناری برابر با M_0 باشد. در ویرایش‌های قبلی ضرایب توزیع لنگر به عنوان تابعی از نسبت سختی معادل تکیه‌گاه خارجی برای متناسب نمودن کل لنگر استاتیک M_0 دهانه انتهایی در نظر گرفته می‌شد. از آن روش می‌توان به جای الزامات این بخش استفاده کرد.

ت ۱۰-۹-۵-۴ اختلاف بین لنگر دال در دوطرف ستون یا هرنوع تکیه‌گاه دیگر باید در طراحی تکیه‌گاه منظور شود. اگر با روش تحلیلی لنگر اختلافی (نامتعادل کننده) توزیع شود، سختی خمشی را می‌توان بر مبنای کل مساحت بتن مقطع اعضای در گیر محاسبه کرد.

متن اصلی **تفسیر/ توضیح**

جدول ۱۰-۶ توزیع لنگر خمشی استاتیکی ضریب‌دار در دهانه‌های کناری

لنگر خمشی	دال تخت		دال با تیر در چهار طرف	شرایط تکیه‌گاه کناری	
	بدون تیر لبه	با تیر لبه	یکپارچه	کاملاً گیردار	ساده
منفی در تکیه‌گاه میانی	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۶۵	۰/۷۵
مثبت در وسط دهانه	۰/۵۲	۰/۵۰	۰/۵۷	۰/۳۵	۰/۶۳
منفی در تکیه‌گاه کناری	۰/۲۶	۰/۳۰	۰/۱۶	۰/۶۵	۰

۱۰-۹-۵-۵ تیرهای لبه، یا لبه‌های دال باید برای لنگر پیچشی برابر با لنگر خمشی منفی سهم دال در تکیه‌گاه کناری طراحی شوند.

۱۰-۹-۵-۶ باز پخش لنگرهای خمشی ضریب‌دار مثبت و منفی در هر دهانه را می‌توان تا حد ده درصد کم یا زیاد کرد، به شرط آن که تأثیر متقابل آن در سایر لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود و لنگر استاتیکی ضریب‌دار کلی برای یک چشمه M_o در جهت مورد نظر، حداقل برابر با مقدار محاسبه شده با استفاده از رابطه (۱۰-۶) باشد. باز پخش لنگرها مطابق بند ۶-۵-۵ مجاز نیست.

۱۰-۹-۶ توزیع لنگرهای خمشی استاتیکی نوار پوششی در نوارهای دال

لنگرهای خمشی استاتیکی در نوار پوششی را می‌توان مطابق با ضوابط بندهای ۱۰-۹-۷ و ۱۰-۹-۸ و ۱۰-۹-۹، ابتدا بین نوارهای ستونی و میانی و سپس بین تیر و دال تقسیم کرد.

۱۰-۹-۷ لنگرهای خمشی در نوار ستونی

۱۰-۹-۷-۱ نوار ستونی باید بخشی از M_u منفی نوار پوششی در تکیه‌گاه‌های داخلی را مطابق جدول ۱۰-۷ تحمل نماید.

ت ۱۰-۹-۵-۵ لنگرهایی که در لبه دال و عمود بر آن ایجاد شده است، باید به تکیه‌گاه اعم از ستون یا دیوار منتقل شود. تنش‌های پیچشی ناشی از لنگر دال باید مورد بررسی و شناسایی قرار گیرد.

لنگرهای پیچشی این اعضا معمولا برابر است با لنگر خمشی لبه دال می‌باشد.

ت ۱۰-۹-۵-۶ این شرط اجازه می‌دهد تا ۱۰ درصد لنگرهای ضریب‌دار منفی یا مثبت را که مطابق با بخش ۱۰-۷ محاسبه می‌شوند کاهش داد، به شرط آنکه کل لنگر استاتیک برای چشمه‌ای که در جهت مورد نظر محاسبات است، کمتر از M_0 نباشد. این نکته برای تشخیص بخش اندکی از رفتار غیرخطی و باز توزیع لنگر در دال است که با روش طراحی مستقیم طراحی می‌شود. باز توزیع لنگر که بر طبق بند ۵-۵-۶ مجاز است، برای استفاده در جایی که از مقادیر تقریبی لنگرها استفاده می‌شود، توصیه نمی‌شود.

ت ۱۰-۹-۶ توزیع لنگرهای خمشی استاتیکی نوار پوششی در نوارهای دال

ت ۱۰-۹-۷ لنگرهای خمشی در نوار ستونی

ت۱۰-۹-۷ الزاماتی که برای ارزیابی لنگر در نوار ستونی، تیرها و نوارمیانی ارائه شده است، مبتنی بر نتایج تحقیقات مربوط به لنگرهای نظیر رفتار خطی-الاستیک دال به‌همراه تیرهای با سختی متفاوت است که به کمک ضرایب لنگر با موفقیت تایید شده است.

برای ایجاد لنگر در نیمی از نوار ستون مجاور با لبه‌ای دال که بر روی دیوار نشسته است، می‌توان مقدار l_n در رابطه (۱۰-۶) را برابر با l_n ستون مجاور و موازی با دهانه‌ای که ستون در آن قرار دارد در نظر

متن اصلی

جدول ۱۰-۷ بخشی از M_u منفی در نوار ستونی در تکیه‌گاه‌های داخلی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	l_2/l_1		
	۰/۵	۱/۰	۲/۰
۰/۰	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵
≥۱/۰	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵
یادداشت: *بین مقادیر نشان داده شده باید درون‌یابی خطی شود.*			

۱۰-۹-۷-۲ نوار ستونی باید بخشی از M_u منفی نوار پوششی در تکیه‌گاه‌های خارجی را مطابق با **جدول ۱۰-۸** تحمل نماید.

جدول ۱۰-۸ بخشی از M_u منفی در نوار ستونی در تکیه‌گاه خارجی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	β_t	l_2/l_1		
		۰/۵	۱/۰	۲/۰
۰/۰	۰/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
	≥ ۲/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵
≥۱/۰	۰/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
	≥ ۲/۵	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵
یادداشت: *بین مقادیر نشان داده شده باید درون‌یابی خطی شود.*				

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s} \quad (۷-۱۰)$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \quad (۸-۱۰)$$

در روابط فوق: β_t نسبت سختی پیچشی تیر لبه به سختی خمشی آن، C ضریب سختی پیچشی مقطع تیر-دال (لبه دال) و x و y به ترتیب اضلاع کوچک و بزرگ بخش‌های مستطیلی‌اند.

۱۰-۹-۷-۳ در مقاطع T یا L شکل، برای محاسبه مقدار ثابت C می‌توان مقطع را به بخش‌های مستطیلی مجزا تقسیم کرده و مقادیر C از هر بخش را با هم جمع نمود. تقسیم‌بندی مقطع باید به صورتی باشد که C بیش‌ترین مقدار خود باشد.

تفسیر/ توضیح

گرفت. در این شرایط می‌توان دیوار را مانند تیری با ممان اینرسی بی‌نهایت فرض کرد.

ت ۱۰-۹-۷-۲ پارامتر سختی پیچشی β_t، صرفا برای همه لنگرهای ضریب‌دار منفی کناری (خارجی) نوار ستونی در نظر گرفته می‌شود و نباید آنرا برای هیچ‌یک از نوارهای میانی بکاربرد، مگر اینکه سختی پیچشی تیر در مقایسه با سختی خمشی دال خیلی زیاد باشد. در تعریف β_t، مدول برشی برابر با $E_{cb}/2$ در نظر گرفته شده است. در جایی که دیوارها به عنوان تکیه‌گاه در راستای ستون‌ها قرار دارند، می‌توان آن‌ها را به عنوان تیرهای بسیار سخت و با مقدار $\alpha f_1 \ell_2/\ell_1 > 1$ در نظر گرفت. اگر تکیه‌گاه کناری دیوار بنایی بدون مقاومت پیچشی باشد و عمود بر جهتی باشد که قرار است لنگر در آن جهت محاسبه شود، β_t برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود و اگر دیوار بتنی و با مقاومت پیچشی بسیار زیاد باشد و با دال بصورت یکپارچه ساخته شده باشد، می‌توان β_t را برابر با ۲/۵ در نظر گرفت.

متن اصلی

۱۰-۹-۷-۴ اگر عرض ستون یا دیوار حداقل برابر با $0.75l_2$ باشد، Mu منفی باید به صورت یکنواخت در طول l_2 توزیع شود.

۱۰-۹-۷-۵ نوار ستونی باید بخشی از M_u مثبت نوار پوششی را مطابق با **جدول ۱۰-۹** تحمل نماید.

جدول ۱۰-۹ بخشی از M_u مثبت در نوار ستونی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	l_2/l_1		
	۰/۵	۱/۰	۲/۰
۰/۰	۰/۷۵	/۷۵	۰/۷۵
≥۱/۰	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵
یادداشت: *بین مقادیر نشان داده شده باید درون‌یابی خطی شود.*			

۱۰-۹-۷-۶ برای دال‌های با تیرهایی بین تکیه‌گاه‌ها، بخش دال نوارهای ستونی باید لنگرهای نوار ستونی را که به وسیله تیرها تحمل نمی‌شوند، تحمل نماید.

۱۰-۹-۸ لنگرهای خمشی در نوارهای میانی

۱۰-۹-۸-۱ آن بخش از لنگرهای ضریب‌دار منفی و مثبت در نوار پوششی که به وسیله نوارهای ستونی تحمل نمی‌شوند باید به تناسب به نیم نوارهای میانی متناظر اختصاص داده شود.

۱۰-۹-۸-۲ هر نوار میانی باید مجموع لنگرهای اختصاص داده شده به دو نیم نوار میانی خود را تحمل نماید.

۱۰-۹-۸-۳ یک نوار میانی مجاور و موازی یک لبه متکی بر دیوار، باید دو برابر لنگر اختصاص داده شده به نیم نوار میانی مربوط به اولین ردیف تکیه‌گاه‌های داخلی را تحمل نماید.

۱۰-۹-۹ لنگرهای خمشی در تیرها

۱۰-۹-۹-۱ تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها باید بخشی از M_u نوار ستونی را مطابق با **جدول ۱۰-۱۰** تحمل نمایند.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۹-۸ لنگرهای خمشی در نوارهای میانی

ت ۱۰-۹-۹ لنگرهای خمشی در تیرها

ت ۱۰-۹-۹-۱ بارهای اعمالی بر تیرها از حاصل‌جمع بارهایی که مستقیما بر روی آن‌ها قرار دارد بعلاوه بار مرده یکنواخت دال، بارهای مرده یکنواخت اضافی مانند سقف کاذب، کف‌سازی، دیوارهای جداکننده و بارهای یکنواخت زنده است. همه این بارها معمولا با q_u در رابطه (۱۰-۶) تخصیص داده شده است. بارهای خطی که مستقیما به تیرها اعمال می‌شوند، شامل دیوارهای جداکننده مستقر بر روی

متن اصلی

جدول ۱۰-۱۰ بخشی از M_u نوار ستونی در تیرها

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	ضریب توزیع
۰/۰	۰/۰
≥۱/۰	۰/۸۵
یادداشت: *بین مقادیر نشان داده شده باید درون‌یابی خطی شود.*	

۱۰-۹-۹-۲ تیرها باید علاوه بر لنگرهای محاسبه شده نوار ستونی لنگرهای ایجاد شده توسط بارهای ضریب‌داری که مستقیما بر آن‌ها اعمال می‌شوند، شامل وزن بیرون‌زدگی تیر در بالا و پایین دال را، نیز تحمل نمایند.

۱۰-۹-۱۰ لنگر خمشی در ستون‌ها و دیوارها

۱۰-۹-۱۰-۱ ستون‌ها و دیوارهای ساخته شده به صورت یکپارچه با سیستم دال، باید لنگرهای ایجاد شده به وسیله بارهای ضریب‌دار وارد بر سیستم دال را تحمل نمایند.

۱۰-۹-۱۰-۲ ستون‌ها و دیوارهایی که تکیه‌گاه خارجی را تشکیل می‌دهند، باید برای تحمل لنگر خمشی نوار پوششی تکیه‌گاه که از **بند ۱۰-۹-۵-۲** تعیین می‌شود، طراحی شوند. این لنگر به نسبت سختی‌های خمشی ستون‌ها یا دیوارها در بالا و پایین طبقه تقسیم می‌شود.

۱۰-۹-۱۰-۳ در تکیه‌گاه‌های داخلی، ستون‌ها یا دیوارهای بالا و پایین دال باید لنگر ضریب‌دار محاسبه شده زیر را به نسبت مستقیم سختی خود تحمل نمایند، مگر آن که تحلیل کلی‌تری انجام شود.

$$M_{sc} = 0.07[(q_{Du} + 0.5q_{Lu})l_2 l_n^2 - q'_{Du} l'_2 (l'_n)^2] \qquad (۹-۱۰)$$

در این رابطه: q'_{Du}، l'_2 و l'_n مربوط به دهانه کوتاه‌تر می‌باشند.

تفسیر/ توضیح

خط مرکزی تیرها و بار مرده اضافی مربوط به ناحیه بیرون زده تیر می‌شود. بارهای متمرکز یا بر روی تیر قرار دارند یا از زیر به تیر آویزان هستند. فقط بارهایی که در عرض ساق تیر قرار دارند باید بطور مستقیم بر روی تیرها در نظر گرفته شوند. همانطور که در **بند ۱۰-۲-۸** آمده است، عرض موثر تیر فقط برای محاسبه مقاومت و سختی نسبی منظور می‌شود. بارهای خطی و بارهای متمرکز روی دال که دورتر از تیر قرار دارند، باید برای تعیین سهم تیر و دال با دقت مرد توجه قرار گیرند. همچنین برای توجه بیش‌تر می‌توان به **بخش ۱۰-۱۱** مراجعه کرد.

ت ۱۰-۹-۱۰ لنگر خمشی در ستون‌ها و دیوارها

ت ۱۰-۹-۱۰-۱ طراحی و جزئیات آرماتورگذاری برای انتقال لنگر از دال به ستون‌های کناری هم برای عملکرد و هم برای ایمنی دال‌های تخت یا صفحات تخت بدون تیر لبه یا دال‌های طره‌ای بحرانی و بسیار مهم است. ارائه جزئیات کامل و دقیق از طراحی در نقشه‌ها مثل تجمع و تمرکز آرماتورهای ستون با فاصله کم یا آرماتورهای اضافی به همراه سایر اسناد و مدارک فنی بسیار مهم و رعایت آن لازم است.

ت ۱۰-۹-۱۰-۳ رابطه (۱۰-۹) مربوط به دو دهانه مجاور است که یکی طولانی‌تر از دیگری است. بارمرده کامل به همراه نیمی از بار زنده به دهانه طولانی‌تر اعمال می‌شود و تنها بار مرده به دهانه کوتاه تر اعمال می‌شود.

متن اصلی

۱۰-۹-۱۰-۴ لنگر بار ثقلی که بین دال و ستون لبه مطابق با **بند ۱۰-۶-۴-۳** انتقال می‌یابد، نباید کمتر از $0.3M_o$ باشد.

تفسیر/ توضیح

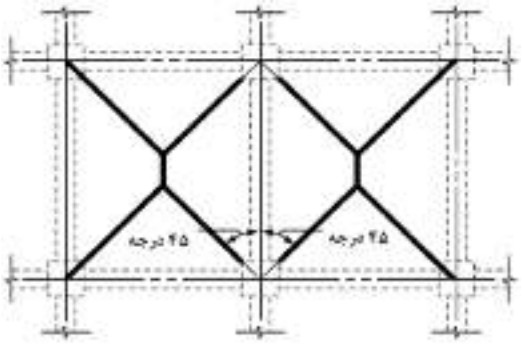
ت ۱۰-۹-۱۰-۴ تحلیل سیستم‌های دال نشان می‌دهد که سختی نسبی دال، تیرها و ستون در انتقال مقدار لنگر به تکیه‌گاه تحت شرایط بارهای ثقلی فقط در یک بازه محدود موثر است. برای دال‌های با هندسه معمولی، کرانه فوقانی واقع بینانه بین مقادیر ارائه شده در **جدول ۱۰-۷** برای شرایط مرزی غیرمقید و کاملا مقید برابر با $0.3M_o$ است.

۱۰-۹-۱۱ تلاش برشی در سیستم‌های دال - تیر

ت ۱۰-۹-۱۱ تلاش برشی در سیستم‌های دال - تیر

۱۰-۹-۱۱-۱ تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها باید برای بخشی از برش ناشی از بارهای ضریب‌دار در سطح بارگیر مطابق با **شکل ۱۰-۱۰**، بر اساس **جدول ۱۰-۱۱** طراحی شوند.

ت ۱۰-۹-۱۱-۱ مساحت سطح بارگیر دال که برای محاسبه برش تیر داخلی در **شکل ۱۰-۱۰** به صورت هاشور خورده نشان داده شده است. بارهای وارده به این سطح تنها برای محاسبه برش در تیر و دال است و نباید برای محاسبه لنگر پیچشی تیرها بکار برد. این لنگرها باید بر اساس لنگرهای خمشی محاسبه شده که بر وجه جانبی تیر اعمال می‌شود، در نظر گرفته شوند.



شکل ۱۰-۱۰ سطح بارگیر برای محاسبه برش تیرهای داخلی

جدول ۱۰-۱۱ قسمتی از برش نوار ستونی که توسط تیر تحمل می‌شود.

$\alpha_{f1}l_2/l_1$	ضریب توزیع
۰/۰	۰/۰
≥۱/۰	۱

یادداشت:
بین مقادیر نشان داده شده باید درون‌یابی خطی شود.

۱۰-۹-۱۱-۲ تیرهایی که در آن‌ها نسبت $\alpha_{f1}l_2/l_1$ حداقل مساوی با یک باشد، باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که در محدوده خطوط مورب ۴۵ درجه رسم شده از گوشه‌های دال‌های دو طرف تیر و محورهای چشمه‌های اطراف به دال‌ها

متن اصلی

وارد می‌شود. در این موارد برشی مستقیما از دال به ستون‌ها وارد نمی‌شود.

۱۰-۹-۱۱-۳ تیرهایی که در آن‌ها نسبت $\alpha_{f1}l_2/l_1$ کوچکتر از یک است، باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که از بند ۱۰-۹-۱۱-۲ به دست آمده و در ضریب $\alpha_{f1}l_2/l_1$ ضرب شده‌اند. باقی‌مانده برش وارده به دال مستقیما به ستون وارد می‌شود و باید در طراحی دال برای برش دوطرفه منظور شود.

۱۰-۹-۱۱-۴ در طراحی تیرها باید علاوه بر برش منتقل شده از دال‌ها، برش ناشی از بارهای ضریب‌داری را که مستقیما روی آن‌ها وارد می‌شوند، شامل وزن بیرون‌زدگی تیر در بالا و پایین دال، منظور نمود.

۱۰-۹-۱۱-۵ مقاومت برشی دال در طول مرز مشترک با تیر، باید چنان باشد که دال بتواند برش منتقل شده از دال به تیر، موضوع بند ۱۰-۹-۱۱ را تحمل کند.

۱۰-۹-۱۱-۶ مقاومت برشی دال باید مطابق فصل ۸ تعیین شود.

۱۰-۱۰ روش طراحی «قاب معادل»

۱۰-۱۰-۱ کلیات

۱۰-۱۰-۱-۱ دال‌ها و تیرهای تکیه‌گاهی آن‌ها را در سیستم دال‌های دوطرفه می‌توان برای لنگرها و برش‌های بدست آمده از تحلیل قاب‌های معادل مطابق ضوابط این بخش، طراحی نمود.

۱۰-۱۰-۱-۲ برای قاب‌های معادل می‌توان نتایج تحلیل بارهای قائم و تحلیل بارهای جانبی را مطابق بند ۱۰-۹-۱-۲ ترکیب نمود.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۹-۱۱-۳ اعداد جدول ۱۰-۱۱ بیانگر میزان برشی است که توسط هر یک از تیر و دال به ستون‌ها منتقل می‌شود. اگر سختی تیر بزرگتر یا مساوی یک باشد، همه برش توسط تیر منتقل می‌شود و اگر کوچکتر از یک باشد، قسمتی از برش توسط تیر و بقیه توسط دال منتقل می‌شود. سهم هر یک با درون یابی خطی تعیین می‌شود. برشی که توسط دال منتقل می‌شود باید بصورت دوطرفه مانند دال‌های تخت در نظر گرفته شده و الزامات مربوط در مورد دال رعایت شود.

ت ۱۰-۱۰ روش طراحی «قاب معادل»

ت ۱۰-۱۰-۱ کلیات

ت ۱۰-۱۰-۱-۲ روش قاب معادل روشی برای جایگزینی یک قاب سه بعدی مرکب از ستون‌ها، تیرها، دال‌ها و تیرهای عرضی به تعدادی از قاب‌های دو بعدی است که تحت اثر بارهای ثقلی تحلیل شده و تلاش‌های داخلی در آن‌ها تعیین می‌شود. پس از تحلیل قاب معادل و تعیین لنگرهای منفی و مثبت در آن‌ها برای نوارهای ستونی و برای تیرها و برای نوارهای میانی در سیستم سه بعدی دال توزیع می‌شوند.

روش قاب معادل مبتنی بر گزارش‌های مطالعاتی است که بین سال‌های ۱۹۶۱ تا ۱۹۷۰ انجام شده است.

متن اصلی

۱۰-۱۰-۱-۳ چیدمان بارهای زنده باید طبق ضوابط بند ۶-۴ در فصل تحلیل سیستم‌ها در نظر گرفته شود.

۱۰-۱۰-۱-۴ در مواردی که سرستون‌های فلزی برای ستون‌ها به کار برده می‌شود، می‌توان اثر کمکی این قطعات را بر سختی قاب و نیز مقاومت خمشی و برشی آن، در نظر گرفت.

۱۰-۱۰-۱-۵ اثرهای ناشی از تغییر طول ستون‌ها و دال‌ها تحت اثر بارهای محوری و نیز تغییرشکل ناشی از برش در تیرها را می‌توان نادیده گرفت.

۱۰-۱۰-۲ قاب معادل

۱۰-۱۰-۲-۱ در هر سازه قاب‌ها در دو جهت متعامد مطابق ضوابط این بند به‌صورت تعدادی قاب معادل مدل می‌شوند.

۱۰-۱۰-۲-۲ هر قاب معادل از ستون‌ها یا دیوارهای موجود در یک ردیف و نوار پوششی شامل تیرهای موجود بین ستون‌ها و دیوارها و قسمتی از عرض دال‌های دو طرف تیر که به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌ها محدود است، تشکیل می‌شود.

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۱۰-۲ قاب معادل

ت ۱۰-۱۰-۲ تعریف و حدود یک قاب معادل برای یک سازه معمولی در شکل ۱۰-۱۱ نشان داده شده است. ساختمان سه بعدی در تمام ارتفاع به مجموعه‌ای از قاب‌های دو بعدی (قاب‌های معادل) که نسبت به خط مرکزی ستون‌ها یا تکیه‌گاه‌ها تقسیم می‌شود. عرض هر قاب معادل به خط مرکزی وسط چشمه‌های مجاور محدود می‌شود. تحلیل کامل سیستم دال سه بعدی برای یک ساختمان، با تحلیل مجموعه‌ای از قاب‌های دو بعدی معادل اعم از قاب‌های داخلی یا بیرونی در دو جهت طولی و عرضی ساختمان جایگزین می‌شود. قاب معادل از سه قسمت زیر تشکیل شده است:

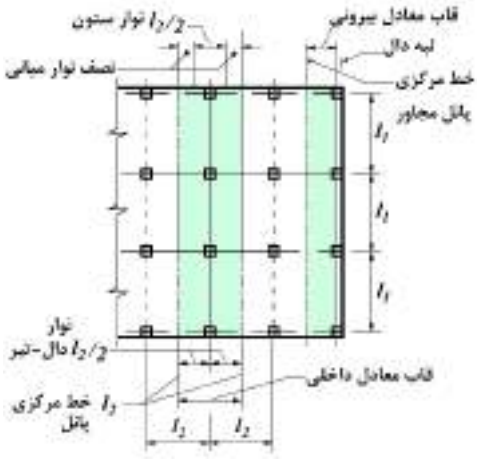
الف- نوار دال افقی که شامل هر تیر با هر دهانه در جهت قاب مورد نظر؛

ب- ستون‌ها یا سایر اعضای تکیه‌گاهی قائم در بالا و پایین دال؛

پ- عناصر سازه‌ای که انتقال دهنده لنگر بین اعضای افقی و عمودی هستند.

متن اصلی

تفسیر/ توضیح



شکل ۱۰-۱۱ تعریف قاب معادل

۱۰-۱۰-۲-۳ هر قاب برای بارهای وارده به نوار پوششی تحلیل می‌شود.

۱۰-۱۰-۲-۴ اثر ناشی از سختی پیچشی نوارهای تیر- قاب که در امتداد عمود بر قاب معادل قرار دارند، بر سختی خمشی ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی در قاب معادل، با در نظر گرفتن قطعات پیچشی مطابق **بندهای ۱۰-۱۰-۴** و **۱۰-۱۰-۵**، در محاسبات منظور می‌شود.

۱۰-۱۰-۲-۵ در قاب‌های کناری، نوار پوششی به تیرهای موجود بین ستون‌ها یا دیوارها و قسمتی از عرض دال تا محور طولی گذرنده از وسط چشمه مجاور آن محدود می‌شود.

۱۰-۱۰-۲-۶ هر قاب معادل را می‌توان به صورت یک قاب در سراسر ارتفاع آن تحلیل نمود. همچنین برای بارهای قائم، بعنوان یک روش جایگزین، می‌توان زیر قاب‌های هر طبقه را همراه با ستون‌های بالا و پایین آن طبقه، که در انتها گیردار شده‌اند، تحلیل نمود.

۱۰-۱۰-۲-۷ در مواردی‌که دال- تیر به صورت مجزا تحلیل می‌شود، لنگر در یک تکیه‌گاه را می‌توان با این فرض که دال- تیر در تکیه‌گاه‌های دو چشمه مجاور یا بیش‌تر از دو چشمه مجاور، گیردار هستند محاسبه نمود، مشروط بر این که دال، فراتر از تکیه‌گاه‌های گیردار مفروض، پیوسته باشد.

ت ۱۰-۱۰-۲-۷ در هر قاب معادل، تعریف تکیه‌گاه عبارت است از: ستون، کتیبه، براکت و دیوار. تیرها را نمی‌توان به عنوان یک تکیه‌گاه در نظر گرفت.

متن اصلی

۱۰-۱۰-۳ ممان اینرسی اعضا در قاب معادل

۱۰-۱۰-۳-۱ ممان اینرسی مقاطع دال - تیر در قاب معادل را، به جز در ناحیه اتصال ستون یا سرستون، می‌توان بر اساس مقطع بتن ترک نخورده محاسبه کرد.

۱۰-۱۰-۳-۲ تغییرات ممان اینرسی ناشی از تغییرات ابعاد در تیرها، دال‌ها و ستون‌ها یا دیوارها باید در محاسبات منظور شوند.

۱۰-۱۰-۳-۳ ممان اینرسی تیر – دال از مرکز ستون تا بَر ستون، نشیمن یا سرستون، باید مساوی با ممان اینرسی تیر-دال در بر ستون، نشیمن یا سرستون تقسیم بر مقدار $(1-c_2/l_2)^2$ در نظر گرفته شود. c_2 و l_2 عمود بر جهت دهانه‌ای هستند که لنگرها برای آن تعیین می‌شوند.

۱۰-۱۰-۳-۴ ممان اینرسی ستون‌ها از بالا تا پایین دال- تیر در یک اتصال، بی نهایت فرض می‌شود.

۱۰-۱۰-۴ اعضای پیچشی

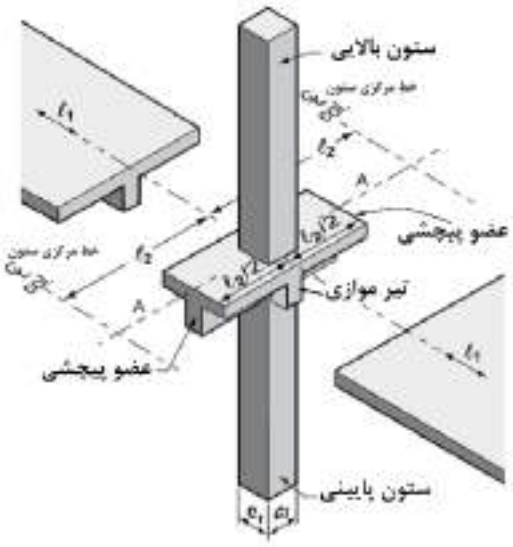
۱۰-۱۰-۴-۱ اعضای پیچشی موضوع **بند ۱۰-۱۰-۲-۴**، با این فرض که در طول خود سطح مقطع ثابتی دارند و مقطع آن‌ها از هیچ یک از مقادیر زیر کوچکتر نیست، در محاسبات منظور می‌گردند:

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۱۰-۳ ممان اینرسی اعضا در قاب معادل

سختی ستون برای تمام ارتفاع آن که از میانه دال بالا تا میانه دال پایین است، محاسبه می‌شود. ممان اینرسی ستون بر اساس سطح مقطع آن و با در نظر گرفتن افزایش سختی ناشی از وجود کتیبه یا سرستون (در صورت وجود) محاسبه می‌شود.

اگر مجموعه دال و تیر (دال-تیر) برای بارهای ثقلی به طور جداگانه تحلیل شوند، می‌توان از مفهوم ستون معادل که ترکیبی از سختی دال-تیر و عضو پیچشی (تیر عرضی) به عنوان یک عضو مرکب، استفاده کرد. انعطاف‌پذیری پیچشی اتصال دال به ستون باعث کاهش کارایی (راندمان) انتقال لنگرها می‌شود، از اینرو برای جلوگیری از کاهش این کارایی در انتقال لنگر، لازم است تا انعطاف‌پذیری ستون را اصلاح کرد. همانطور که در **شکل ۱۰-۱۲** دیده می‌شود، ستون معادل در برگیرنده ستون بالایی و ستون پایینی و ضخامت دال-تیر بعلاوه عضو پیچشی به طول حدفاصل خطوط مرکز-به- مرکز ستون‌های طرفین ستون معادل مورد نظر است.



شکل ۱۰-۱۲ ستون معادل متشکل از ستون و عضو پیچشی

ت ۱۰-۱۰-۴ اعضای پیچشی

محاسبه سختی عضو پیچشی نیاز به چندین فرض ساده کننده دارد.

الف- اگر هیچ تیر عرضی به ستون متصل نباشد، قسمتی از دال به عرضی برابر با عرض ستون یا عرض کتیبه (یا سر ستون) به عنوان عضو پیچشی منظور می‌شود.

متن اصلی

الف– قسمتی از دال که دارای عرضی برابر با عرض ستون، نشیمن یا سرستون در جهت دهانه‌ای که لنگرهای آن تعیین می‌شوند؛

ب- برای سازه‌های یکپارچه یا کاملاً مرکب، قسمتی از دال که در بند «الف» تعیین شد به اضافه جان تیر عمود بر قاب معادل مورد نظر در رو و زیر دال؛

پ- تیر عمود بر قاب معادل مورد نظر مطابق با تعریف «تیر در سیستم تیر -دال» در بند ۱۰-۲-۸.

تفسیر/ توضیح

ب- اگر تیری با ستون درگیر باشد آنرا به صورت تیر L شکل یا تیر T شکل فرض کرده به نحوی که عرض بال در طرفین وجه جانبی تیر بعلاوه عرض تیر نباید از چهار برابر ضخامت دال بیش‌تر باشد. به بند ۱۰-۲-۸ مراجعه شود.

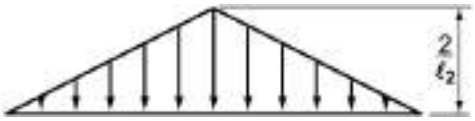
پ- در تیر هیچ‌گونه دوران پیچشی در طولی برابر با عرض تکیه‌گاه رخ نمی‌دهد.

ت- نحوه در نظرگرفتن سطح مقطع عضوهایی که در محاسبه سختی پیچشی مورد استفاده قرار می‌گیرند در بند ۱۰-۱۰-۵ ارائه شده است.

ث- نتایج تحلیل‌های سه بعدی انجام شده بر روی دال‌های با هندسه‌های گوناگون، نشان داده است که مقدار سختی پیچشی قابل قبولی را می‌توان با فرض توزیع خطی و متغیر واحد لنگر پیچشی در امتداد عضو پیچشی و در طولی برابر با فاصله مرکز به مرکز ستون‌های طرفین، مطابق با آنچه که در شکل ۱۰-۱۳ آمده است، در نظر گرفت. در این توزیع حداکثر مقدار واحد لنگر در مرکز ستون و مقدار صفر آن در وسط چشمه در نظر گرفته می‌شود.

ج- برای محاسبه سختی تقریبی عضو پیچشی، می‌توان از رابطه(ت-۱۰-۵) که از نتایج تحلیل‌های سه بعدی دال‌های با هندسه‌های گوناگون بدست آمده است، استفاده کرد.

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2\left(1-\frac{c_2}{l_2}\right)^3} \qquad (ت-۱۰-۵)$$



شکل ۱۰-۱۳ توزیع واحد لنگر پیچشی در طول خط مرکزی AA در شکل ۱۰-۱۲

۱۰-۱۰-۴-۲ ضریب سختی پیچشی مقطع C مطابق بند ۱۰-۹-۷-۳ محاسبه می‌شود.

۱۰-۱۰-۴-۳ سختی پیچشی عضو، K_{ta}، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{ta} = \left(\frac{I_{sb}}{I_s}\right)K_t \qquad (۱۰-۱۰)$$

متن اصلی ***تفسیر/ توضیح***

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2(1-\frac{c_2}{l_2})^3} \quad (۱۱-۱۰)$$

در این رابطه‌ها:

I_{sb} ممان اینرسی مجموعه دال-تیر در نوار پوششی و I_s ممان اینرسی فقط دال در این نوار و هر یک نسبت به میان تار خود هستند. پارامترهای c_2 و l_2 به دهانه‌های عمود بر قاب معادل و در دو طرف آن مربوط می‌شوند. K_t برای هر دهانه عمود بر قاب در دو طرف ستون جداگانه محاسبه شده و سپس در رابطه فوق با هم جمع می‌شوند.

۱۰-۱۰-۵ سختی خمشی ستون‌ها در قاب معادل

ت ۱۰-۱۰-۵ سختی خمشی ستون‌ها در قاب معادل

۱۰-۱۰-۵-۱ برای منظور کردن اثر قطعات پیچشی در هر گره از قاب معادل، می‌توان ستونی را با سختی خمشی معادل، K_{ec}، که از رابطه زیر به دست می‌آید، در نظر گرفت:

$$\frac{۱}{K_{ec}} = \frac{۱}{\sum K_c} + \frac{۱}{K_{ta}} \quad (۱۲-۱۰)$$

در این رابطه $\sum K_c$ مجموع سختی‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین است و K_{ta} سختی پیچشی عضو پیچشی است.

۱۰-۱۰-۶ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی

ت ۱۰-۱۰-۶ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی

۱۰-۱۰-۶-۱ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های میانی، در نوار پوششی، نوارهای ستونی و میانی، برابر با لنگر خمشی در مقطع گذرنده از بر ستون است. فاصله محور ستون از این بر در هر حال نباید بزرگتر از $0.175\ell_1$، در نظر گرفته شود.

۱۰-۱۰-۶-۲ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی بدون سرستون یا نشیمن در دهانه عمود بر لبه دال، برابر لنگر خمشی در بر عضو تکیه‌گاهی می‌باشد.

۱۰-۱۰-۶-۳ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی با سرستون یا نشیمن، در دهانه عمود بر لبه دال، برابر

متن اصلی	تفسیر/ توضیح
لنگر خمشی در مقطعی حداکثر به فاصله نصف تصویر افقی سرستون یا نشیمن از بر عضو تکیه‌گاهی است.	
۱۰-۱۰-۶-۴ در مواردی که تکیه‌گاه دارای مقطعی بـه شکل دایره یا چند ضلعی منظم باشد، برای آن می‌توان یک مقطع مربع شکل با همان مساحت منظور کرد و بَرِ تکیه‌گاه را بَرِ این مربع در نظر گرفت.	
۱۰-۱۰-۶-۵ در مواردی‌که یک سیستم دال محدودیت‌های بند ۱۰-۹-۲ را داشته باشد، می‌توان مجموع قدر مطلق لنگرهای خمشی مثبت و متوسط لنگرهای خمشی منفی در هر دهانه از قاب معادل را تا مقدار ارائه شده در رابطه (۱۰-۶) کاهش داد و متناسب با آن مقادیر لنگرهای خمشی مثبت و منفی را اصلاح نمود.	
۱۰-۱۰-۷ توزیع لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی	**ت ۱۰-۱۰-۷ توزیع لنگرهای خمشی ضریب‌دار در نوار پوششی**
۱۰-۱۰-۷-۱ لنگرهای خمشی مقاطع بحرانی در نوار پوششی را می‌توان مطابق ضوابط «روش مستقیم» بین نوارهای مختلف توزیع کرد، مشروط بر آن‌که ضابطه بند ۱۰-۹-۲-۶ در هر چشمه تامین شده باشد.	
۱۰-۱۰-۷-۲ توزیع لنگرهای خمشی ضریب‌دار در بخش‌های مختلف نوار پوششی بصورت «الف» تا «پ» زیر صورت می‌گیرد: الف- لنگرهای ضریب‌دار در نوارهای ستونی مطابق بند ۱۰-۹-۷؛ ب- لنگرهای ضریب‌دار در نوارهای میانی مطابق بند ۱۰-۹-۸؛ پ- لنگرهای ضریب‌دار در تیرها مطابق بند ۱۰-۹-۹.	
۱۰-۱۰-۸ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در ستون‌ها و دیوارها	**ت ۱۰-۱۰-۸ لنگرهای خمشی ضریب‌دار در ستون‌ها و دیوارها**
لنگرهای خمشی در ستون‌ها و دیوارها، باید مطابق آن‌چه که از تحلیل قاب معادل بدست آمده، در نظر گرفته شوند.	

متن اصلی	*تفسیر/ توضیح*
۱۰-۱۰-۹ تلاش‌های برشی ضریب‌دار در دال‌ها و تیرها	**ت ۱۰-۱۰-۹ تلاش‌های برشی ضریب‌دار در دال‌ها و تیرها**
تلاش‌های برشی در دال‌ها و در تیرها در سیستم‌های دال- تیر باید طبق ضوابط بند ۱۰-۹-۱۱ تعیین شوند.	
۱۰-۱۱ روش «طراحی پلاستیک»	**ت ۱۰-۱۱ روش «طراحی پلاستیک»**
۱۰-۱۱-۱ کلیات	**ت ۱۰-۱۱-۱ کلیات**
۱۰-۱۱-۱-۱ روش طراحی پلاستیک دال‌ها را می‌توان در مورد تمام دال‌ها، صرف نظر از شکل هندسی و شرایط مرزی آن‌ها، تحت اثر بارهای قائم ضریب‌دار به کار برد.	
۱۰-۱۱-۱-۲ مقاومت برشی دال باید طبق ضوابط فصل ۸ کنترل و تامین شود.	
۱۰-۱۱-۱-۳ عملکرد مطلوب دال در شرایط بهره‌برداری، باید طبق ضوابط فصل ۱۹ کنترل و تامین شود.	
۱۰-۱۱-۲ ضوابط کلی طراحی	**ت ۱۰-۱۱-۲ ضوابط کلی طراحی**
۱۰-۱۱-۲-۱ طراحی پلاستیک را می‌توان به روش‌های زیر انجام داد: الف- روش نواری یا روش استاتیکی که راه حل «حد تحتانی» نامیده می‌شود. ب- روش خطوط گسیختگی یا روش سینماتیکی که راه حل «حد فوقانی» نامیده می‌شود.	روش‌های طراحی پلاستیک در سال‌های اخیر کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای آشنایی با این روش‌ها توصیه می‌شود به ادبیات خاص آن‌ها مراجعه شود.
۱۰-۱۱-۲-۲ آرماتورگذاری در دال باید چنان صورت گیرد که نسبت به تامین ظرفیت دورانی مقاطع دال اطمینان حاصل گردد. برای این منظور کافی است کرنش در آرماتور کششی در هر امتداد در حدود حد کرنش در مقطع کشش-کنترل در نظر گرفته شود.	
۱۰-۱۱-۲-۳ نسبت لنگرهای خمشی در روی تکیه‌گاه‌های پیوسته به لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه نباید کمتر از ۰/۵ و بیش‌تر از ۲/۰ اختیار شود.	

متن اصلی

۱۰-۱۱-۲-۴ در مواردی که روش نواری به کار برده می‌شود، بهتر است تابع توزیع لنگرهای خمشی تا حد امکان مطابق با آن چه در تحلیل خطی دال به دست می‌آید، پیش‌بینی شود. تعیین آرماتور لازم در دال می‌تواند بر اساس تغییر پلاستیکی این توزیع و با تأمین شرایط تعادل صورت گیرد.

۱۰-۱۱-۲-۵ در مواردی که روش خطوط گسیختگی به کار برده می‌شود، باید مکانیزم‌های گسیختگی محتمل متفاوتی برای دال در نظر گرفته شود و اطمینان حاصل گردد که تعیین کننده‌ترین آن‌ها انتخاب گردیده است.

۱۰-۱۲ روش طراحی «ضرایب لنگر خمشی»

۱۰-۱۲-۱ روش ضرایب لنگر خمشی را در مورد دال‌های مستطیلی شکل که محدودیت‌های «الف» تا «ت» زیر را داشته باشند، می‌توان به کاربرد:

الف- دال در چهار طرف روی تیرها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

ب- ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشند که رابطه زیر برقرار باشد:

$$\frac{b_w h_b^3}{l_n h_s^3} \geq 2 \qquad (۱۳-۱۰)$$

پ- نسبت طول به عرض دهانه‌های آزاد دال، کوچکتر یا مساوی با ۲/۰ باشد.

ت- بارهای وارد به دال، تنها بارهای ثقل بوده و به طور یکنواخت پخش شده باشند.

۱۰-۱۲-۲ روش طراحی

۱۰-۱۲-۲-۱ هر دال را باید با توجه به شرایط انتهایی در تکیه‌گاه‌ها به صورت مجزا در نظر گرفت و در هر امتداد به نوارهایی با مشخصات «الف» و «ب» زیر تقسیم کرد:

الف- نوار میانی با عرض برابر با نصف عرض دال در نیمه وسط دال؛

تفسیر/ توضیح

ت ۱۰-۱۲روش طراحی «ضرایب لنگر خمشی»

این روش از جمله راه حل‌های اولیه دال‌هاست که در سال‌های قبل مطرح بوده و در سال‌های اخیر کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روش مبتنی بر حل دال‌ها با تکیه‌گاه‌های غیرپیوسته و پیوسته است که در آن فرض می‌شود تکیه‌گاه‌ها تغییر شکل قائم ندارند و به عبارت دیگر صلب‌اند. کاربرد این روش امروزه تنها برای کنترل کردن تقریبی سایر راه‌حل‌هاست.

به هر حال بکارگیری این روش، استفاده از تعدادی جداول برای یافتن ضرایب تقریبی لنگرهای خمشی یا تلاش‌های برشی می‌باشد و نیازی به تفسیر یا توضیح ندارد.

ت ۱۰-۱۲-۱ روش طراحی

متن اصلی **تفسیر/ توضیح**

ب- نوارهای کناری هر یک با عرضی برابر با یک چهارم عرض دال در دو طرف نوار میانی.

۱۰-۱۲-۲-۲ تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض نوار میانی، یکنواخت در نظر گرفته می‌شوند.

۱۰-۱۲-۲-۳ تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض هر یک از نوارهای کناری غیر یکنواخت، ولی به صورت خطی در نظر گرفته می‌شوند. این لنگرها در مرز مشترک با نوار میانی برابر با مقادیر مربوط در نوار میانی و در مرز خارجی برابر با یک سوم این مقادیر منظور می‌شوند.

۱۰-۱۲-۲-۴ مقادیر حداکثر لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه‌ها در واحد عرض نوار میانی به شرح «الف» تا «پ» زیر تعیین می‌شوند:

الف- لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه برای بارهای مرده و زنده با استفاده از ضرایب داده شده در **جدول ۱۰-۱۲** و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M^{-}_{A(D+L)} = C^{-}_{A} W_{(D+L)} l^{2}_{A} \qquad (۱۰-۱۴)$$

$$M^{-}_{B(D+L)} = C^{-}_{B} W_{(D+L)} l^{2}_{B} \qquad (۱۰-۱۵)$$

ب- لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه برای بارهای مرده با استفاده از ضرایب داده شده در **جدول ۱۰-۱۳** و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M^{+}_{AD} = C^{+}_{AD} W_{D} l^{2}_{A} \qquad (۱۰-۱۶)$$

$$M^{+}_{BD} = C^{+}_{BD} W_{D} l^{2}_{B} \qquad (۱۰-۱۷)$$

پ- لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه برای بارهای زنده با استفاده از ضرایب داده شده در **جدول ۱۰-۱۳** و رابطه زیر تعیین می‌شوند:

$$M^{+}_{AL} = C^{+}_{AL} W_{L} l^{2}_{A} \qquad (۱۰-۱۸)$$

۱۰-۱۲-۲-۵ در مواردی که لنگر خمشی در یک طرف تکیه‌گاه دو دال کمتر از ۸۰ درصد این لنگر در طرف دیگر تکیه‌گاه

متن اصلی	تفسیر/ توضیح
باشد، اختلاف لنگرها باید به نسبت سختی‌های خمشی دو دال، بین آن‌ها تقسیم شود.	
۱۰-۱۲-۲-۶ در مواردی که دالی در طرف دیگر تکیه‌گاه ادامه نداشته باشد، باید آن را در هر نوار برای لنگر خمشی منفی معادل سه چهارم لنگر خمشی مثبت وسط دهانه در همان نوار طراحی کرد.	
۱۰-۱۲-۳ ضخامت دال	**ت ۱۰-۱۲-۲ ضخامت دال**
۱۰-۱۲-۳-۱ در این روش ضخامت دال در هیچ حالت نباید کمتر از مقادیر «الف» تا «پ» زیر در نظر گرفته شود: الف- در دال‌هایی که در یک سمت یا بیش‌تر غیر پیوسته هستند، محیط دال تقسیم بر ۱۴۰، ب- در دال‌هایی که در چهار سمت پیوسته هستند، محیط دال تقسیم بر ۱۶۰، پ- ۱۰۰ میلی‌متر.	
۱۰-۱۲-۴ تلاش برشی در تیر و دال	**ت ۱۰-۱۲-۳ تلاش برشی در تیر و دال**
۱۰-۱۲-۴-۱ تیرها باید برای برش ناشی از بارهایی طراحی شوند که در محدوده خطوط مورب ۴۵ درجه رسم شده از گوشه‌های دال‌های دو طرف تیر و محورهای چشمه‌های دو طرف به دال‌ها وارد می‌شوند، یعنی باری که از توزیع ذوزنقه‌ای یا مثلثی به دست می‌آید.	
۱۰-۱۲-۴-۲ در طراحی تیرها علاوه بر برش منتقل شده از دال‌ها، باید برش ناشی از بارهایی را که مستقیما روی آن‌ها وارد می‌شوند نیز منظور نمود.	
۱۰-۱۲-۴-۳ مقاومت برشی دال در طول مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که دال بتواند برش منتقل شده از دال، موضوع **بند۱۰-۱۲-۴-۱** را تحمل کند. فرض می‌شود این برش به طور یکنواخت در طول تکیه‌گاه دال تقسیم شود.	
۱۰-۱۲-۴-۴ تلاش برشی در دال‌ها و بارهای روی تیرها را می‌توان با کمک ضرایب **جدول ۱۰-۱۴** به دست آورد. در این جدول نسبت‌های تقسیم بار یکنواخت وارد به دال که در دو جهت A و B منتقل می‌شوند، داده شده‌اند. فرض می‌شود این	

متن اصلی	تفسیر/ توضیح
برش‌ها به طور یکنواخت در طول تکیه‌گاه‌های دال تقسیم می‌شوند.	
۱۰-۱۲-۴-۵ مقاومت برشی دال طبق ضوابط **فصل ۸** تعیین می‌شود.	
۱۰-۱۲-۵ لنگرهای خمشی در تیرها	**ت ۱۰-۱۲-۴ لنگرهای خمشی در تیرها**
۱۰-۱۲-۵-۱ لنگر خمشی تیرها یا بر اساس بارهای منتقل شده به آن‌ها از دال‌ها مطابق **بند ۱۰-۱۲-۴**، ویا بر اساس بار یکنواخت معادلی برابر با مقادیر «الف» و «ب» زیر محاسبه می‌شود.	
الف- برای تیرهای تکیه‌گاه ضلع کوتاه دال: $\frac{w_u l_A}{3}$ (۱۹-۱۰)	
ب- برای تیرهای تکیه‌گاه ضلع بلند دال: $(\frac{w_u l_A}{3})(\frac{3-m^2}{2})$ (۲۰-۱۰)	
در این روابط l_A ضلع کوتاه دال و m نسبت ضلع کوتاه به ضلع بلند دال است.	

جدول ۱۰-۱۲ ضرایب لنگرهای منفی

$m=\ell_a/\ell_b$	ضریب	حالت ۱ A B	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۱/۰۰	C_A	-	۰/۰۴۵	–	۰/۰۵۰	۰/۰۷۵	۰/۰۷۱	–	۰/۰۳۳	۰/۰۶۱
	C_B	-	۰/۰۴۵	۰/۰۷۶	۰/۰۵۰	–	–	۰/۰۷۱	۰/۰۶۱	۰/۰۳۳
۰/۹۵	C_A	-	۰/۰۵۰	–	۰/۰۵۵	۰/۰۷۹	۰/۰۷۵	–	۰/۰۳۸	۰/۰۶۵
	C_B	-	۰/۰۴۱	۰/۰۷۲	۰/۰۴۵	–	–	۰/۰۶۷	۰/۰۵۶	۰/۰۲۹
۰/۹	C_A	-	۰/۰۵۵	–	۰/۰۶۰	۰/۰۸۰	۰/۰۷۹	–	۰/۰۴۳	۰/۰۶۸
	C_B	-	۰/۰۳۶	۰/۰۷۰	۰/۰۴۰	–	–	۰/۰۶۲	۰/۰۵۲	۰/۰۲۵
۰/۸۵	C_A	-	۰/۰۶۰	–	۰/۰۶۶	۰/۰۸۲	۰/۰۸۳	–	۰/۰۴۹	۰/۰۷۲
	C_B	-	۰/۰۳۱	۰/۰۶۵	۰/۰۳۴	–	–	۰/۰۵۷	۰/۰۴۶	۰/۰۲۱
۰/۸	C_A	-	۰/۰۶۵	–	۰/۰۷۱	۰/۰۸۴	۰/۰۸۶	–	۰/۰۵۵	۰/۰۷۵
	C_B	-	۰/۰۲۶	۰/۰۶۱	۰/۰۲۹	–	–	۰/۰۵۱	۰/۰۴۱	۰/۰۱۷
۰/۷۵	C_A	-	۰/۰۶۹	–	۰/۰۷۶	۰/۰۸۵	۰/۰۸۸	–	۰/۰۶۱	۰/۰۷۸
	C_B	-	۰/۰۲۲	۰/۰۵۶	۰/۰۲۴	–	–	۰/۰۴۴	۰/۰۳۶	۰/۰۱۴
۰/۷	C_A	-	۰/۰۷۴	–	۰/۰۸۱	۰/۰۸۶	۰/۰۹۱	–	۰/۰۶۸	۰/۰۸۱
	C_B	-	۰/۰۱۷	۰/۰۵۰	۰/۰۱۹	–	–	۰/۰۳۸	۰/۰۲۹	۰/۰۱۱
۰/۶۵	C_A	-	۰/۰۷۷	–	۰/۰۸۵	۰/۰۸۷	۰/۰۹۳	–	۰/۰۷۴	۰/۰۸۳
	C_B	-	۰/۰۱۴	۰/۰۴۳	۰/۰۱۵	–	–	۰/۰۳۱	۰/۰۲۵	۰/۰۰۸
۰/۶	C_A	-	۰/۰۸۱	–	۰/۰۸۹	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	–	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	C_B	-	۰/۰۱۰	۰/۰۳۵	۰/۰۱۱	–	–	۰/۰۲۴	۰/۰۱۸	۰/۰۰۶
۰/۵۵	C_A	-	۰/۰۸۴	–	۰/۰۹۲	۰/۰۸۹	۰/۰۹۶	–	۰/۰۸۵	۰/۰۸۶
	C_B	-	۰/۰۰۷	۰/۰۲۸	۰/۰۰۸	–	–	۰/۰۱۹	۰/۰۱۴	۰/۰۰۵
۰/۵	C_A	-	۰/۰۸۶	–	۰/۰۹۴	۰/۰۹۰	۰/۰۹۷	–	۰/۰۸۹	۰/۰۸۸
	C_B	-	۰/۰۰۶	۰/۰۲۲	۰/۰۰۶	–	–	۰/۰۱۴	۰/۰۱۰	۰/۰۰۳

جدول ۱۰-۱۳ ضرایب لنگرهای مثبت

$m=\ell_A/\ell_B$	ضریب	حالت ۱ A / B	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۱/۰۰	C^+_{AL}	۰/۰۳۶	۰/۰۳۷	۰/۰۳۷	۰/۰۳۲	۰/۰۳۲	۰/۰۳۵	۰/۰۳۲	۰/۰۲۸	۰/۰۳۰
	C^+_{AD}	۰/۰۳۶	۰/۰۱۸	۰/۰۱۸	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۳۳	۰/۰۲۷	۰/۰۳۰	۰/۰۲۳
	C^+_{BL}	۰/۰۳۶	۰/۰۲۷	۰/۰۳۲	۰/۰۳۲	۰/۰۲۷	۰/۰۳۲	۰/۰۳۵	۰/۰۳۰	۰/۰۲۸
	C^+_{BD}	۰/۰۳۶	۰/۰۱۸	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۱۸	۰/۰۲۷	۰/۰۳۳	۰/۰۲۳	۰/۰۲۰
۰/۹۵	C^+_{AL}	۰/۰۴۰	۰/۰۳۰	۰/۰۳۱	۰/۰۳۵	۰/۰۳۴	۰/۰۳۸	۰/۰۳۶	۰/۰۳۱	۰/۰۳۲
	C^+_{AD}	۰/۰۴۰	۰/۰۲۰	۰/۰۲۱	۰/۰۳۰	۰/۰۲۸	۰/۰۳۶	۰/۰۳۱	۰/۰۲۲	۰/۰۲۴
	C^+_{BL}	۰/۰۳۳	۰/۰۲۵	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۴	۰/۰۲۹	۰/۰۳۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۵
	C^+_{BD}	۰/۰۳۳	۰/۰۱۶	۰/۰۲۵	۰/۰۲۴	۰/۰۱۵	۰/۰۲۴	۰/۰۳۱	۰/۰۲۱	۰/۰۱۷
۰/۹	C^+_{AL}	۰/۰۴۵	۰/۰۳۴	۰/۰۳۵	۰/۰۳۹	۰/۰۳۷	۰/۰۴۲	۰/۰۴۰	۰/۰۳۵	۰/۰۳۶
	C^+_{AD}	۰/۰۴۵	۰/۰۲۲	۰/۰۲۵	۰/۰۳۳	۰/۰۲۹	۰/۰۳۹	۰/۰۳۵	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶
	C^+_{BL}	۰/۰۲۹	۰/۰۲۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۶	۰/۰۲۱	۰/۰۲۵	۰/۰۲۹	۰/۰۲۴	۰/۰۲۲
	C^+_{BD}	۰/۰۲۹	۰/۰۱۴	۰/۰۲۴	۰/۰۲۲	۰/۰۱۳	۰/۰۲۱	۰/۰۲۸	۰/۰۱۹	۰/۰۱۵
۰/۸۵	C^+_{AL}	۰/۰۵۰	۰/۰۳۷	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۴۱	۰/۰۴۶	۰/۰۴۵	۰/۰۴۰	۰/۰۳۹
	C^+_{AD}	۰/۰۵۰	۰/۰۲۴	۰/۰۲۹	۰/۰۳۶	۰/۰۳۱	۰/۰۴۲	۰/۰۴۰	۰/۰۲۹	۰/۰۲۸
	C^+_{BL}	۰/۰۲۶	۰/۰۱۹	۰/۰۲۴	۰/۰۲۳	۰/۰۱۹	۰/۰۲۲	۰/۰۲۶	۰/۰۲۲	۰/۰۲۰
	C^+_{BD}	۰/۰۲۶	۰/۰۱۲	۰/۰۲۳	۰/۰۱۹	۰/۰۱۱	۰/۰۱۷	۰/۰۲۵	۰/۰۱۷	۰/۰۱۳
۰/۸	C^+_{AL}	۰/۰۵۵	۰/۰۴۱	۰/۰۴۵	۰/۰۴۸	۰/۰۴۴	۰/۰۵۱	۰/۰۵۱	۰/۰۴۴	۰/۰۴۲
	C^+_{AD}	۰/۰۵۵	۰/۰۲۶	۰/۰۳۴	۰/۰۳۹	۰/۰۳۲	۰/۰۴۵	۰/۰۴۵	۰/۰۳۲	۰/۰۲۹
	C^+_{BL}	۰/۰۲۳	۰/۰۱۷	۰/۰۲۲	۰/۰۲۰	۰/۰۱۶	۰/۰۱۹	۰/۰۲۳	۰/۰۱۹	۰/۰۱۷
	C^+_{BD}	۰/۰۲۳	۰/۰۱۱	۰/۰۲۰	۰/۰۱۶	۰/۰۰۹	۰/۰۱۴	۰/۰۲۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۰
۰/۷۵	C^+_{AL}	۰/۰۶۱	۰/۰۴۵	۰/۰۵۱	۰/۰۵۲	۰/۰۴۷	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶	۰/۰۴۹	۰/۰۴۶
	C^+_{AD}	۰/۰۶۱	۰/۰۲۸	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۳۳	۰/۰۴۸	۰/۰۵۱	۰/۰۳۶	۰/۰۳۱
	C^+_{BL}	۰/۰۱۹	۰/۰۱۴	۰/۰۱۹	۰/۰۱۶	۰/۰۱۳	۰/۰۱۶	۰/۰۲۰	۰/۰۱۶	۰/۰۱۴
	C^+_{BD}	۰/۰۱۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱۸	۰/۰۱۳	۰/۰۰۷	۰/۰۱۲	۰/۰۲۰	۰/۰۱۳	۰/۰۰۷

ادامه جدول۱۰-۱۳ ضرایب لنگرهای مثبت

$m=\ell_n/\ell_B$	ضریب	حالت ۱ A B	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۰/۷۰	C^+_{AL}	۰/۰۶۸	۰/۰۴۹	۰/۰۵۷	۰/۰۵۷	۰/۰۵۱	۰/۰۶۰	۰/۰۶۳	۰/۰۵۴	۰/۰۵۰
	C^+_{AD}	۰/۰۶۸	۰/۰۳۰	۰/۰۴۶	۰/۰۴۶	۰/۰۳۵	۰/۰۵۱	۰/۰۵۸	۰/۰۴۰	۰/۰۳۳
	C^+_{BL}	۰/۰۱۶	۰/۰۱۲	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶	۰/۰۱۱	۰/۰۱۳	۰/۰۱۷	۰/۰۱۴	۰/۰۱۲
	C^+_{BD}	۰/۰۱۶	۰/۰۰۷	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۱۷	۰/۰۱۱	۰/۰۰۶
۰/۶۵	C^+_{AL}	۰/۰۷۴	۰/۰۵۳	۰/۰۶۴	۰/۰۶۲	۰/۰۵۵	۰/۰۶۴	۰/۰۷۰	۰/۰۵۹	۰/۰۵۴
	C^+_{AD}	۰/۰۷۴	۰/۰۳۲	۰/۰۵۴	۰/۰۵۰	۰/۰۳۶	۰/۰۵۳	۰/۰۶۵	۰/۰۴۴	۰/۰۳۴
	C^+_{BL}	۰/۰۱۳	۰/۰۱۰	۰/۰۱۴	۰/۰۱۱	۰/۰۰۹	۰/۰۱۰	۰/۰۱۴	۰/۰۱۱	۰/۰۰۹
	C^+_{BD}	۰/۰۱۳	۰/۰۰۶	۰/۰۱۴	۰/۰۰۹	۰/۰۰۴	۰/۰۰۷	۰/۰۱۴	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵
۰/۶۰	C^+_{AL}	۰/۰۸۱	۰/۰۵۸	۰/۰۷۲	۰/۰۶۷	۰/۰۵۹	۰/۰۶۸	۰/۰۷۷	۰/۰۶۵	۰/۰۵۹
	C^+_{AD}	۰/۰۸۱	۰/۰۲۴	۰/۰۶۲	۰/۰۵۳	۰/۰۳۷	۰/۰۵۶	۰/۰۷۳	۰/۰۴۸	۰/۰۳۶
	C^+_{BL}	۰/۰۱۰	۰/۰۰۷	۰/۰۱۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸	۰/۰۱۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷
	C^+_{BD}	۰/۰۱۰	۰/۰۰۴	۰/۰۱۱	۰/۰۰۷	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۱۲	۰/۰۰۷	۰/۰۰۴
۰/۵۵	C^+_{AL}	۰/۰۸۸	۰/۰۶۲	۰/۰۸۰	۰/۰۷۲	۰/۰۶۳	۰/۰۷۳	۰/۰۸۵	۰/۰۷۰	۰/۰۶۳
	C^+_{AD}	۰/۰۸۸	۰/۰۳۵	۰/۰۷۱	۰/۰۵۶	۰/۰۳۸	۰/۰۵۸	۰/۰۸۱	۰/۰۵۲	۰/۰۳۷
	C^+_{BL}	۰/۰۰۸	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶
	C^+_{BD}	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰۰۳
۰/۵۰	C^+_{AL}	۰/۰۹۵	۰/۰۶۶	۰/۰۸۸	۰/۰۷۷	۰/۰۶۷	۰/۰۷۸	۰/۰۹۲	۰/۰۷۶	۰/۰۶۷
	C^+_{AD}	۰/۰۹۵	۰/۰۳۷	۰/۰۸۰	۰/۰۵۹	۰/۰۳۹	۰/۰۶۱	۰/۰۸۹	۰/۰۵۶	۰/۰۳۸
	C^+_{BL}	۰/۰۰۶	۰/۰۰۴	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴
	C^+_{BD}	۰/۰۰۶	۰/۰۰۲	۰/۰۰۷	۰/۰۰۴	۰/۰۰۱	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۰/۰۰۴	۰/۰۰۲

جدول ۱۰-۱۴ نسبت تقسیم بار یکنواخت وارد به دال در امتدادهای ℓ_A و ℓ_B

$m=\ell_A/\ell_B$	ضریب	حالت ۱	حالت ۲	حالت ۳	حالت ۴	حالت ۵	حالت ۶	حالت ۷	حالت ۸	حالت ۹
۱/۰۰	w_A	۰/۵	۰/۵	۰/۱۷	۰/۵۰	۰/۸۳	۰/۷۱	۰/۲۹	۰/۳۳	۰/۶۷
	w_B	۰/۵	۰/۵	۰/۸۳	۰/۵۰	۰/۱۷	۰/۲۹	۰/۷۱	۰/۶۷	۰/۳۳
۰/۹۵	w_A	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۲۰	۰/۵۵	۰/۸۶	۰/۷۵	۰/۳۳	۰/۳۸	۰/۷۱
	w_B	۰/۴۵	۰/۴۵	۰/۸۰	۰/۴۵	۰/۱۴	۰/۲۵	۰/۶۷	۰/۶۲	۰/۲۹
۰/۹	w_A	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۲۳	۰/۶۰	۰/۸۸	۰/۷۹	۰/۳۸	۰/۴۳	۰/۷۵
	w_B	۰/۴۰	۰/۴۰	۰/۷۷	۰/۴۰	۰/۱۲	۰/۲۱	۰/۶۲	۰/۵۷	۰/۲۵
۰/۸۵	w_A	۰/۶۶	۰/۶۶	۰/۲۸	۰/۶۶	۰/۹۰	۰/۸۳	۰/۴۳	۰/۴۹	۰/۷۹
	w_B	۰/۳۴	۰/۳۴	۰/۷۲	۰/۳۴	۰/۱۰	۰/۱۷	۰/۵۷	۰/۵۱	۰/۲۱
۰/۸	w_A	۰/۷۱	۰/۷۱	۰/۳۳	۰/۷۱	۰/۹۲	۰/۸۶	۰/۴۹	۰/۵۵	۰/۸۳
	w_B	۰/۲۹	۰/۲۹	۰/۶۷	۰/۲۹	۰/۰۸	۰/۱۴	۰/۵۱	۰/۴۵	۰/۱۷
۰/۷۵	w_A	۰/۷۶	۰/۷۶	۰/۳۹	۰/۷۶	۰/۹۴	۰/۸۸	۰/۵۶	۰/۶۱	۰/۸۶
	w_B	۰/۲۴	۰/۲۴	۰/۶۱	۰/۲۴	۰/۰۶	۰/۱۲	۰/۴۴	۰/۳۹	۰/۱۴
۰/۷	w_A	۰/۸۱	۰/۸۱	۰/۴۵	۰/۸۱	۰/۹۵	۰/۹۱	۰/۶۲	۰/۶۸	۰/۸۹
	w_B	۰/۱۹	۰/۱۹	۰/۵۵	۰/۱۹	۰/۰۵	۰/۰۹	۰/۳۸	۰/۳۲	۰/۱۱
۰/۶۵	w_A	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۵۳	۰/۸۵	۰/۹۶	۰/۹۳	۰/۶۹	۰/۷۴	۰/۹۲
	w_B	۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۴۷	۰/۱۵	۰/۰۴	۰/۰۷	۰/۳۱	۰/۲۶	۰/۰۸
۰/۶	w_A	۰/۸۹	۰/۸۹	۰/۶۱	۰/۸۹	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۷۶	۰/۸۰	۰/۹۴
	w_B	۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۳۹	۰/۱۱	۰/۰۳	۰/۰۵	۰/۲۴	۰/۲۰	۰/۰۶
۰/۵۵	w_A	۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۶۹	۰/۹۲	۰/۹۸	۰/۹۶	۰/۸۱	۰/۸۵	۰/۹۵
	w_B	۰/۰۸	۰/۰۸	۰/۳۱	۰/۰۸	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۱۹	۰/۱۵	۰/۰۵
۰/۵	w_A	۰/۹۴	۰/۹۴	۰/۷۶	۰/۹۴	۰/۹۹	۰/۹۷	۰/۸۶	۰/۸۹	۰/۹۷
	w_B	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۲۴	۰/۰۶	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۰۳

فصل یازدهم

تیرها

فصل یازدهم

تیرها

متن اصلی

۱۱-۱ گستره

ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک‌طرفه و تیرهای عمیق اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- ضوابط کلی طراحی؛
ب- مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی؛
پ- محدودیت آرماتورها در خمش، برش و پیچش؛
ت- جزییات آرماتورگذاری؛
ث- جزییات طراحی تیرچه‌های یک‌طرفه؛
ج- جزییات طراحی تیرهای عمیق.

۱۱-۲ کلیات

۱۱-۲-۱ مشخصات بتن و آرماتورهای فولادی باید به گونه‌ای باشند که ضوابط طراحی و دوام مندرج در **فصل‌های ۳** و **۴** جلد اول و فصل ۶ جلد دوم، این آیین‌نامه برآورده شوند. مصالح، طراحی و الزامات قرارگیری اقلام جاگذاری در بتن باید مطابق ضوابط مندرج در **فصل ۴** این آیین‌نامه باشند.

۱۱-۲-۲ در طراحی تیرها رعایت ضوابط مربوط به پیوستگی، در **فصل ۲۱** و ضوابط اتصالات تیر به ستون و دال به ستون، در **فصل ۱۶** و ضوابط مربوط به اعضای خمشی مرکب بتنی، **فصل ۱۷**، الزامی است.

۱۱-۲-۳ تیرهای با نیروی محوری $P_u < 0.10 f'_c A_g$، باید به صورت کشش-کنترل منطبق با **بند ۷-۴-۲** طراحی شوند. بر این اساس می‌توان حداکثر آرماتور کششی مجاز را تعیین نمود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۱ گستره

تیرهای مرکب بتنی- فولادی در این فصل مورد بررسی قرار نگرفته است. ضوابط طراحی این تیرها در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ارایه شده است.

ت ۱۱-۲ کلیات

متن اصلی

۴-۲-۱۱ پایداری جانبی تیرها بر اساس فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی آن تعیین می‌شود. اگر تیری به صورت پیوسته مهار جانبی نداشته باشد، ضوابط زیر بندهای «الف» و «ب» باید در آن رعایت شود:

الف- فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی نباید از ۵۰ برابر حداقلِ عرض بال فشاری یا وجه فشاری بیش‌تر باشد.

ب- فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی باید اثرات برون محوری بار را منظور کند.

۵-۲-۱۱ ساخت تیرهای T شکل

۱-۵-۲-۱۱ در ساخت تیرهای T شکل، بال و جان باید به صورت یکپارچه ساخته شوند. در غیر این صورت، لازم است پیوستگی بین جان و بال به طور مناسب تأمین شود.

۲-۵-۲-۱۱ عرض موثر بال باید مطابق ضوابط بند ۶-۳-۳-۱ باشد.

۳-۵-۲-۱۱ در مواردی که آرماتورهای اصلی خمشی در دالی که به عنوان بال تیر T شکل در نظر گرفته شده است موازی محور طولی تیر باشند، آرماتورهایی عمود بر محور تیر باید در بالای دال و بر اساس مقاومت در مقابل بارهای با ضریبی که بر عرض موثر بال به صورت کنسول عمل می‌کنند، مطابق بند ۹-۵-۲ قرار داده شوند. سیستم تیرچه‌های بتنی از این ضابطه مستثنی می‌باشند.

۴-۵-۲-۱۱ در طراحی پیچشی مقاطع درجا که دال کف، بال تیر را تشکیل می‌دهد، عرضی از دال که به‌طور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند و در محاسبه A_{cp} ، A_g و p_{cp} به کار می‌رود، بر اساس موارد زیر بندهای «الف» و «ب» زیر اختیار می‌شود:

الف- عرض بیرون‌زده از دال نسبت به بَر جان که به طور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند، به اندازه کوچک‌ترین از دو مقدار چهار برابر ضخامت بال و ارتفاع بیرون زده جان از پایین یا بالای بال (هر کدام که بزرگتر است)، در نظرگرفته شود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۲-۴ نتایج آزمایش‌های انجام شده نشان میدهد که تیرهای بتنی مهار نشده جانبی حتی در صورتی که خیلی عمیق و باریک باشند، به شرطی که دارای بارگذاری با خروج از محوریت نباشند، که پیچش ایجاد کنند، با کمانش جانبی از کار نمی افتند. تیرهای بدون مهار جانبی که با خروج از محوریت یا تمایل مختصر بارگذاری می‌شوند، تحت تاثیر تنش‌ها و تغییر شکل‌هایی قرار می‌گیرند که ممکن است برای تیرهای نازک و تیرهای عمیق با طول مهار شده جانبی بزرگ خطرناک باشد. مقدار ۵۰ برابر خواسته شده عمدتا برای اینگونه تیرهاست.

ت ۱۱-۲-۱ تیرهای T شکل

در ساخت و سازهای یکپارچه و تمام کامپوزیت، بخشی از دال به عنوان بال تیر در نظر گرفته می‌شود.

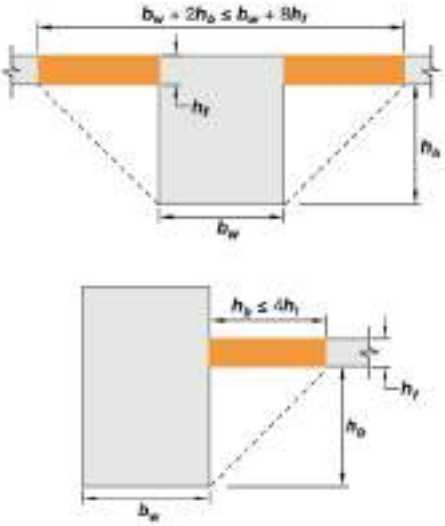
ت ۱۱-۲-۵-۱ در ساخت و سازهای یکپارچه و مرکب بخشی از دال بعنوان بال تیر در نظر گرفته می‌شود.

ت ۱۱-۲-۵-۴ دو مثال برای مقاطعی که باید برای طراحی پیچشی در نظر گرفته شوند، در شکل ۱۱-۱ آورده شده‌اند.

متن اصلی

ب- اگر مقادیر A_{cp}^2 / p_{cp} برای مقاطع توپر و A_g^2 / p_{cp} برای مقاطع تو خالی در یک تیر بال‌دار کمتر از مقدار محاسبه شده برای همان تیر بدون بال باشند، از عرض بیرون زده از دال که به طور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند، صرف نظر می‌شود.

تفسیر/توضیح



شکل ۱۱-۱ قسمت‌هایی از دال که در طراحی پیچشی تیرها باید در نظر گرفته شوند.

۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در **جدول ۱۱-۱** بیش‌تر است، محاسبه خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد، به شرط آن‌که این تیرها به قطعات غیرسازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند ویا آن‌ها را نگهداری نکنند و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۱۱-۲-۶-۲ و ۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد. l در جدول طول دهانه تیر یا طول آزاد کنسول است.

۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع آرماتورها، مقادیر **جدول ۱۱-۱** باید در ضریب $(0.4 + f_y / 700)$ ضرب شوند.

ت ۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

ت ۱۱-۲-۶-۱ جهت آشنایی با نحوه کاربرد این ضوابط برای تیرهای مرکب به **بند ۱۱-۲-۶-۶** مراجعه شود.

ت ۱۱-۲-۶-۲ ضریب اصلاح f_y تقریبی است، اما برای f_y بین ۲۸۰ تا ۶۹۰ مگاپاسکال و نسبت‌های معمولی آرماتور نتایج محافظه‌کارانه‌ای بدست می‌دهد.

متن اصلی

۱۱-۲-۶-۳ برای تیرهای ساخته شده با بتن سبک، مطابق تعریف **بند ۳-۲-۲**، مقادیر **جدول ۱۱-۱** باید در $1.65-0.0003w_c \geq 1.09$ ضرب شوند. همچنین برای تیرهای مرکب بتنی ساخته شده با ترکیبی از بتن معمولی و سبک که در زمان ساخت شمع‌بندی داشته باشند و نیز زمانی‌که بتن سبک تحت فشار باشد، همین ضریب اعمال می‌شود.

۱۱-۲-۶-۴ ضخامت کف سازی بتنی وقتی در محاسبه ارتفاع مقطع لحاظ می‌شود که به صورت یکپارچه با تیر ریخته شده باشد، یا طوری طراحی شود که عملکرد مرکب با تیر داشته باشد.

۱۱-۲-۶-۵ در تیرهایی که حداقل ارتفاع ذکر شده در **جدول ۱۱-۱** را ندارند، خیزهای آنی و درازمدت باید مطابق ضوابط خیز ناشی از بارهای ثقلی در مرحله بهره‌برداری مطابق **فصل ۱۹** محاسبه و کنترل شوند.

۱۱-۲-۶-۶ در تیرهای مرکب بتنی که ضوابط **بند ۱۱-۲-۶-۱** را تامین می‌کنند، نیازی به محاسبه خیزهایی که بعد از مرکب شدن تیر اتفاق می‌افتند، نیست. در این تیرها خیزهایی که قبل از مرکب شدن تیر اتفاق می‌افتند، باید مورد بررسی قرار گیرند، مگر آن که عمق تیر قبل از مرکب شدن نیز ضوابط فوق را تامین کند.

۱۱-۳ مقاومت مورد نیاز

۱۱-۳-۱ مقاومت مورد نیاز در هر مقطع بر اساس لنگر خمشی، نیروی برشی، نیروی محوری (در صورت لزوم) و لنگر پیچشی ضریب‌دار در آن مقطع تعیین می‌شود.

۱۱-۳-۲ در قطعاتی که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یکپارچه بتن‌ریزی می‌شوند، لنگر خمشی، نیروی برشی و لنگر

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۲-۶-۳ ضریب اصلاح برای بتن‌های سبک بر اساس نتایج آزمایشگاهی است و هیچ اصلاحی برای بتن با w_c، بزرگتر از ۱۸۴۰ کیلوگرم بر مترمکعب نیازی نیست.

ت ۱۱-۲-۶-۶ مقادیر **جدول ۱۱-۱** برای تیرهای بتنی است که در هنگام ساخت، شمع‌گذاری می‌شوند و پس از برداشتن تکیه‌گاه‌های موقت، کل وزن بار مرده توسط بخش مرکب، تحمل می‌شود. در سازه‌های بدون شمع، عمق موثر تیر وابسته به آن است که خیز در نظر گرفته شده قبل یا بعد از دستیابی کامل تیر به مرکب بودن، اتفاق می‌افتد.

خیزهای اضافی ناشی از خزش و جمع‌شدگی ناشی از بارگذاری اولیه باید مجزا در نظر گرفته شود. این مورد در روزهای اولیه که میزان رطوبت بالا و مقاومت پایین است اهمیت بیش‌تری دارد.

انتقال برش افقی بواسطه پیوستگی بتن دو لایه جدا ریخته شده برای ممانعت از لغزش، حائز اهمیت است. استفاده از کلید برشی در این موارد توصیه می‌شود.

ت ۱۱-۳ مقاومت مورد نیاز

متن اصلی

پیچشی در مقاطع روی تکیه‌گاه را می‌توان بر اساس تلاش مورد نظر در بَر تکیه‌گاه در نظر گرفت.

۱۱-۳-۳ حداکثر نیروی برشی نهایی، V_u، در تکیه‌گاه‌ها را برای تمام مقاطعی که در محدوده بَر داخلی تکیه‌گاه تا محل مقطع بحرانی قرار دارند، می‌توان برای برش V_u در فاصله d از بَر تکیه‌گاه طراحی نمود، به شرط آن که ضوابط زیر بندهای «الف» تا «پ» زیر رعایت شده باشند:

الف- عکس‌العمل تکیه‌گاهی در جهت برش اعمال شده در نواحی انتهایی عضو ایجاد فشار کند.

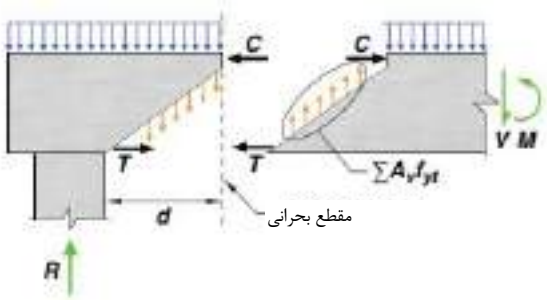
ب- بارها در سطح بالایی عضو ویا نزدیک به آن اعمال شوند.

پ- هیچ بار متمرکزی در محدوده بَر داخلی تکیه‌گاه تا فاصله d از بَر تکیه‌گاه اعمال نشود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۳-۳ نزدیکترین ترک مورب از تکیه‌گاه تیر به سمت بالا و تا ناحیه فشاری (تقریبا به اندازه d از بَر تکیه‌گاه) گسترش پیدا می‌کند. اگر بارها از بالا به تیر وارد شوند شکل ۱۱-۲-الف، خاموت‌های در راستای ترک فقط باید در برابر نیروی برشی ناشی از اعمال بار در خارج از ناحیه d از بَر تکیه‌گاه، مقاومت نمایند. نیروهایی که در ناحیه بین تکیه‌گاه و d از بَر آن به تیر اعمال می‌شود، به صورت فشاری از طریق جان بالای ترک به تکیه‌گاه منتقل می‌شوند.

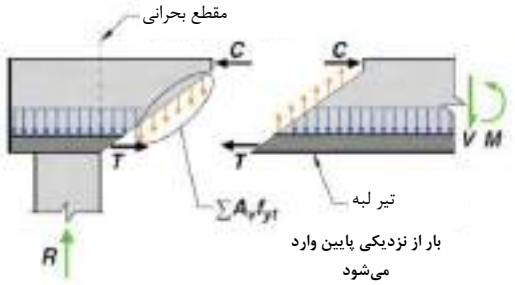
به همین منظور، آیین‌نامه اجازه طراحی برای نیروی برشی ضریب‌دار حداکثر در فاصله d از بَرِ تکیه‌گاه در تیرهای بتن‌آرمه را می‌دهد.



شکل ۱۱-۲ -الف مقطع بحرانی برای حالتی که بار از بالا وارد می‌شود

در شکل ۱۱-۲-ب، بارها در نزدیکی پایین تیر اعمال می‌شوند. در این حالت می‌توان مقطع بحرانی برش را از بر تکیه‌گاه در نظر گرفت.

حالت های مختلف شرایط تکیه‌گاهی که نیروی برشی باید به فاصله d از بر تکیه‌گاه اندازه‌گیری شود در شکل ۱۱-۲ آمده است:



شکل ۱۱-۲-ب مقطع بحرانی برای حالتی که بار از نزدیکی پایین وارد می‌شود

متن اصلی

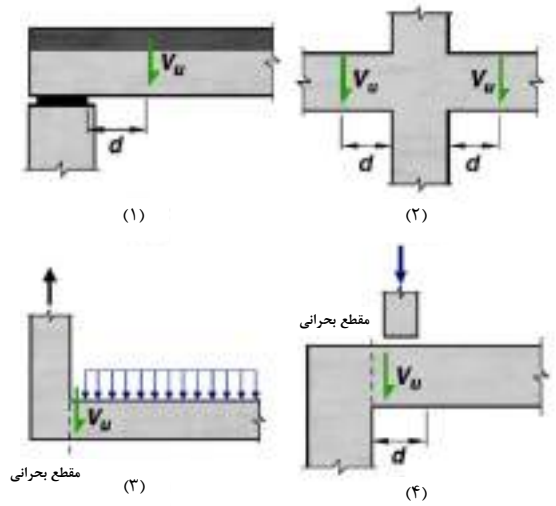
۱۱-۳-۴ در صورت عدم استفاده از تحلیل دقیق‌تر، می‌توان لنگر پیچشی نهایی ناشی از اثر دال‌ها روی تیرهای باربر را با یک توزیع خطی یکنواخت، جایگزین نمود.

۱۱-۳-۵ تمام مقاطعی را که در فاصله کمتر از d از بَر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند، می‌توان برای لنگر پیچشی T_u در فاصله d از بَر داخلی تکیه‌گاه طراحی نمود، به شرط آن که در این فاصله هیچ لنگر پیچشی متمرکزی موجود نباشد.

۱۱-۳-۶ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه نامعین وجود داشته باشد (پیچش هم‌سازی) اجازه داده می‌شود حداکثر لنگر پیچشی مورد نیاز بر اساس بند ۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش‌های تعدیل یافته عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک‌خوردگی، T_{cr}، بر اساس بند ۸-۶-۲-۲ محاسبه می‌شود.

تفسیر/توضیح

حالت های مختلف شرایط تکیه‌گاهی و محل مقطع بحرانی در شکل ۱۱-۲-پ نشان داده شده‌اند. در این حالت نیروی برشی باید از بر تکیه‌گاه اندازه‌گیری شود.



شکل ۱۱-۲-پ شرایط معمول تکیه‌گاه تیر برای وارد کردن بار و محل مقطع بحرانی

متن اصلی

۱۱-۴ مقاومت طراحی

۱۱-۴-۱ در روش طرح مقاومت، طراحی اعضای مختلف سازه چنان‌صورت می‌گیرد که مقاومت طرح یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع، بزرگتر یا مساوی با نیروهای داخلی موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای ضریب‌دار وارد به سازه باشد رابطه (۸-۱) «الف» تا «ت» در تعیین مقاومت طرح مقطع و نیز تعیین بارهای ضریب‌دار، ضرایب کاهش مقاومت و نیز ضرایب بار مطابق فصل ۷ این آیین‌نامه منظور می‌شوند.

۱۱-۴-۲ خمش: در مواردی‌که نیروی محوری فشاری ضریب‌دار با ضریب، $P_u < 0.10 f'_c A_g$ باشد، مقاومت خمشی مقطع بر اساس رابطه (۸-۱) «الف» و با کنترل $\phi M_n \geq M_u$ تعیین می‌شود. در مواردی که $P_u \geq 0.10 f'_c A_g$ بوده ویا کششی باشد، مقاومت توام خمشی و محوری بر اساس رابطه (۸-۱) «الف» و رابطه (۸-۱)«ت»، با منظور کردن اثر متقابل لنگر خمشی و بار محوری و با کنترل توام $\phi M_n \geq M_u$ و $\phi P_n \geq P_u$ تعیین می‌شود.

۱۱-۴-۳ برش: در مقاطع تحت اثر برش، مقاومت برشی مقطع بر اساس رابطه (۸-۱)«ب» و با کنترل $\phi V_n \geq V_u$ تعیین می‌شود.

۱۱-۴-۴ در تیرهای بتنی مرکب، مقاومت برشی افقی، V_{nh}، بر اساس بند ۱۷-۳-۳ محاسبه می‌شود.

۱۱-۴-۵ پیچش: در مقاطع تحت اثر پیچش، مقاومت پیچشی مقطع بر اساس رابطه (۸-۱)«پ» و با کنترل $\phi T_n \geq T_u$ تعیین می‌شود. اگر لنگر پیچشی ضریب‌دار از پیچش آستانه مقطع با منظور کردن ضریب کاهش مقاومت پیچشی کمتر باشد، $T_u < \phi T_{th}$، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود و در این حالت نیازی به تامین آرماتور حداقل پیچشی نیست.

۱۱-۴-۶ آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز برای پیچش را باید به آرماتورهای لازم برای برش، خمش و نیروی محوری نهایی که به صورت ترکیبی با پیچش عمل می‌کنند، اضافه نمود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۴مقاومت طراحی

ت ۱۱-۴-۱ شرایط طراحی در نظر گرفته شده در بندهای «الف» تا «ت»، شامل نیروهای متداول وارد بر سازه می‌باشد. بدیهی است هر گونه بارگذاری خارج از لیست فوق که بر عملکرد سازه تاثیرگذار است باید در طراحی در نظر گرفته شود.

ت ۱۱-۴-۲ تیرهایی که تحت اثر نیروی محوری قابل ملاحظه قرار دارند باید برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی طراحی شوند. این تیرها نیازی به اقناع شرایط مربوط در فصل ۱۲ را ندارند، اما باید ضوابط مربوط به سنجاقی‌ها و دورپیچ‌های اضافی مندرج در بند ۸-۳-۳ را، اقناع کنند. برای تیرهای نازک با نیروی محوری قابل ملاحظه، شرایط مربوط به اثر لاغری همانند ستون‌ها در بند ۶-۵-۴ باید رعایت شود.

ت ۱۱-۴-۶ الزامات آرماتورگذاری پیچشی و برشی با یکدیکر جمع شده و خاموت‌های مقطع باید بر اساس جمع هر دو در نظر گرفته شود. آرماتور لازم A_v برای برش شامل تمام ساق‌های خاموت‌ها می‌شود در حالی‌که آرماتور A_t برای بخش پیچش شامل یک ساق می‌شود.

متن اصلی

۱۱-۴-۷ اگر لنگر خمشی مورد نیاز M_u همزمان با لنگر پیچشی مورد نیاز T_u به مقطع وارد شود، سطح مقطع آرماتور پیچشی طولی لازم در ناحیه فشاری عضو خمشی را می‌توان به مقدار $\frac{M_u}{(0.9df_y)}$ کاهش داد، ولی نباید از آرماتور حداقل مطابق ضابطه **بند ۱۱-۵-۳** کمتر باشد.

۱۱-۴-۸ در مقاطع توپر با نسبت ابعادی $h/b_t \geq 3$ (h ارتفاع مقطع و b_t عرض قسمت در بَر دارنده خاموت‌های بسته پیچشی از مقطع است)، می‌توان از هر روش طراحی جایگزین که صحت آن به وسیله تحلیل و سازگاری با نتایج آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد، استفاده نمود. در این موارد نیازی به کنترل حداقل آرماتور پیچشی از ضابطه **بند ۱۱-۵-۳** نمی‌باشد، اما الزامات آرماتورگذاری ضوابط **بندهای ۱۱-۶-۴** و **۱۱-۶-۵-۶** تا **۱۱-۶-۵-۹** باید رعایت شوند.

۱۱-۴-۹ برای مقاطع پیش‌ساخته توپر با نسبت ابعادی $h/b_t \geq 4.5$، می‌توان از یک روش طراحی جایگزین و آرماتور جان به صورت باز استفاده نمود، به شرط آن که صحت آن به وسیله تحلیل و سازگاری با نتایج آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد. در این موارد نیازی به کنترل حداقل آرماتور پیچشی از

تفسیر/توضیح

$$\left(\frac{A_{vt}}{s}\right)=\frac{A_v}{s}+2\frac{A_t}{s}$$

اگر گروه خاموت‌های مقطع برای برش بیش از ۲ ساق باشند، تنها ساق‌های کنار تیر در این جمع محاسبه می‌شوند، چرا که ساق‌های داخلی مقطع در تحمل پیچش نقشی نخواهند داشت.

آرماتورهای طولی لازم برای تحمل پیچش باید در هر مقطع به آرماتورهای طولی ناشی از خمش اضافه شوند.

آرماتور طولی مورد نیاز برای پیچش در هر مقطع به آرماتور طولی مورد نیاز برای خمش اضافه می‌شود. آرماتور طولی برای این جمع در نظر گرفته می‌شود، اما نباید کمتر از مقدار لازم برای حداکثر لنگر خمشی در آن مقطع، در حالتی که لنگر خمشی و پیچشی همزمان اثر می‌کنند، باشد. اگر حداکثر لنگر خمشی در یک مقطع مثلا در وسط تیر و حداکثر لنگر پیچشی در مقطع دیگری مانند بر تکیه‌گاه باشد، مجموع آرماتور طولی ممکن است کمتر از مقداری که برای جمع آن‌ها لازم است باشد. در چنین مواردی آرماتور طولی مورد نیاز باید در چند مقطع محاسبه شود.

متن اصلی

ضابطه بند ۱۱-۵-۳ و نیز رعایت الزامات جزییات بندهای ۱۱-۶-۴ و ۱۱-۶-۵-۶ تا ۱۱-۶-۵-۹ نمی‌باشد.

۱۱-۵ محدودیت‌های آرماتورگذاری

۱۱-۵-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی

۱۱-۵-۱-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,min}$، باید در تمام مقاطع عضو خمشی که نیاز به آرماتور کششی باشد، تأمین گردد.

۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد، به جز موردی که در ضابطه بند ۱۱-۵-۱-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کم‌ترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

الف(۱-۱۱) $$0.25\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}b_w d$$

ب(۱-۱۱) $$\frac{1.4}{f_y}b_w d$$

۱۱-۵-۱-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۵محدودیت‌های آرماتورگذاری

ت ۱۱-۵-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی

ت ۱۱-۵-۱-۱ این بند برای افزایش مختصر مقاومت خمشی در برابر ترک خوردگی در نظر گرفته شده است. هدف آن است که با شروع ترک خوردگی خمشی و تغییرشکل قابل مشاهده، همچنان بارگذاری را تحمل کند و بار اضافی احتمالی را هشدار دهد. تیرهایی که آرماتور کم‌تری دارند، با شروع ترک‌خوردگی خمشی می‌توانند شکست ناگهانی داشته باشند. در واقع این بند فقط آرماتورهای طراحی را برای تیرهایی که به دلایل معماری یا دلایل دیگر، سطح مقطع بزرگتر از مورد نیاز مقاومتی دارند، کنترل می‌کند.

در شرایطی که مقدار آرماتور کششی مورد نیاز برای مقاومت کم باشد، لنگر مقاوم بخش بتن‌آرمه که با استفاده از تجزیه و تحلیل بخش ترک‌خورده محاسبه شده کمتر از مدول گسیختگی بتن غیرمسلح متناظر آن است. شکست در این حالت با اولین ترک و بدون هشدار اتفاق می‌افتد. برای جلوگیری از این چنین شکستی، حداقل مقدار آرماتور کششی برای نواحی با لنگر مثبت و منفی لازم است.

ت ۱۱-۵-۱-۲ در مواردی‌که مقطع بال در کشش است، مقدار آرماتور کششی مورد نیاز برای مساوی کردن مقاومت مقطع تقویت شده و تقویت نشده، تقریباً دو برابر مقدار مقطع مستطیلی یا مقطع بال‌دار با بال فشاری است. آرماتور کششی حداقل، به ویژه در تیرهای طره‌ای (کنسول) و سایر تیرهای معین استاتیکی که در آن‌ها امکان باز توزیع لنگر وجود ندارد، به مقدار بیش‌تری مورد نیاز است.

متن اصلی

نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط **بندهای ۱۱-۵-۱-۱** و **۱۱-۵-۱-۲** نمی‌باشد.

۱۱-۵-۲ حداقل آرماتور برشی

۱۱-۵-۲-۱ حداقل آرماتورهای برشی، $A_{v,\min}$، باید در همه مقاطعی که نیروی برشی مورد نیاز مقطع از نصف مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن با احتساب ضریب کاهش مقاومت بیش‌تر است، $V_u > 0.083\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$، تأمین شود، به جز مواردی که در **جدول ۱۱-۲** آورده شده‌است. در این موارد اگر $V_u > \phi V_c$ باشد، حداقل $A_{v,\min}$ باید تامین گردد.

جدول ۱۱-۲ مواردی که اگر $V_u \le \phi V_c$ باشد، حداقل آرماتور برشی لازم نیست

نوع تیر	شرایط
کم عمق	$h \le 250$ mm
یکپارچه با دال	$h \le \max\{2.5t_f, 0.5b_w\}$ و $h \le 600$ mm
سیستم تیرچه یک‌طرفه	مطابق ضوابط بند ۱۱-۷

۱۱-۵-۲-۲ اگر بتوان به کمک آزمایش‌های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف آرماتور برشی، مقطع مورد نظر مقاومت‌های خمشی و برشی لازم را خواهد داشت، می‌توان ضابطه **بند ۱۱-۵-۲-۱** را نادیده گرفت. در این آزمایش‌ها باید اثرات نشست‌های نامساوی، خزش، جمع‌شدگی و تغییر درجه

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۵-۲ حداقل آرماتور برشی

ت ۱۱-۵-۲-۱ آرماتور برشی، رشد ترک خوردگی قطری (ترک برشی) را مهار می‌کند تا شکل‌پذیری تیر بهبود یابد و هشدار به شکست تامین شود. ایجاد ترک خوردگی قطری در جان تیر بدون آرماتور برشی کافی، ممکن است مستقیما باعث شکست بدون هشدار شود. اگر تیر تحت نیروی کششی غیرمنتظره یا اضافه بار قرار گیرد، آرماتور برشی ارزش قابل ملاحظه خود را نشان می‌دهد.

تیرچه‌ها از الزامات حداقل آرماتور برشی مورد نیاز، مستثنی هستند زیرا احتمال تقسیم بار بین سطح ضعیف و قوی وجود دارد. بکارگیری آرماتور برشی در جان تیرچه حتی وقتی که V_u کمتر از $0.083\phi\sqrt{f'_c}b_w d_c$ باشد برای همه اعضای با جان لاغر، اعضای پس‌تنیده مانند تیرچه‌ها، دال‌های مشبک و تیرهای T شکل برای تقویت در برابر نیروی کششی جان که در نتیجه انحراف موضعی کابل طراحی ممکن است پیش آید بعنوان یک راهکار تقویتی برای نگهداری کابل طراحی در حین ساخت، توصیه می‌شود. در صورت عدم تقویت کافی ممکن است در هنگام بتن‌ریزی لرزش و جابجایی جانبی و انحراف موضعی در پروفیل کابل ایجاد شود. در چنین شرایطی، در صورت اعمال تنش به کابل‌ها، انحراف‌آن‌ها برطرف شده و مجددا صاف می‌شود. این فرآیند ممکن است تنش‌های کششی زیادی در جان ایجاد کند و در صورت عدم تقویت جان ترک‌خوردگی گسترش یابد. حداکثر فاصله بین خاموت‌های مورد استفاده برای این منظور کمتر از $1.5h$ یا ۰/۵ متر می‌باشد. الزامات آرماتور برشی در بندهای **۱۱-۵-۲** و **۱۱-۶-۵-۳** ممکن است به فواصل نزدیک‌تری نیاز داشته باشد.

برای بارگذاری مکرر در تیرها، باید احتمال ایجاد ترک‌های کششی قطری در تنش‌های کوچک‌تر از بارگذاری استاتیکی در طراحی در نظر گرفته شود. در این موارد، استفاده از حداقل آرماتور برشی توصیه می‌شود حتی اگر آزمایش‌ها یا محاسبات براساس بار استاتیکی، نشان دهد به آرماتور برشی نیاز نمی‌باشد.

متن اصلی

حرارت محیط بر اساس ارزیابی واقع بینانه‌ای از آن چه در شرایط بهره‌برداری وجود دارد، در نظر گرفته شوند.

۱۱-۵-۲-۳ اگر آرماتورهای برشی مورد نیاز باشند و بتوان از اثرات پیچشی صرف نظر نمود، حداقل آرماتور برشی در فاصله s، یعنی $A_{v,\min}/s$ نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد:

الف(۲-۱۱) $0.062\sqrt{f_c'}\dfrac{b_w}{f_{yt}}$

ب(۲-۱۱) $0.35\dfrac{b_w}{f_{yt}}$

۱۱-۵-۳ حداقل آرماتور پیچشی

۱۱-۵-۳-۱ حداقل آرماتور پیچشی در تمام مناطقی که $T_u \geq \phi T_{th}$ است، باید تأمین شود.

۱۱-۵-۳-۲ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل سطح مقطع آرماتور عرضی به صورت خاموت برشی و پیچشی بسته، $(A_v+2A_t)_{\min}/s$، باید برابر با بیش‌ترین مقدار «الف» و «ب» که در **بند ۱۱-۵-۲-۳** برای برش ذکر شد، در نظر گرفته می‌شود.

۱۱-۵-۳-۳ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{l,\min}$، کم‌ترین مقدار «الف» و «ب» در نظر گرفته می‌شود:

الف(۳-۱۱) $0.42\dfrac{\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_y}-\left(\dfrac{A_t}{s}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y}$

ب(۳-۱۱) $0.42\dfrac{\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_y}-\left(\dfrac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y}$

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۵-۲-۳ در مواردی‌که یک تیر برای نشان دادن کافی بودن مقاومت خمشی و برشی آزمایش می‌شود، با توجه به آن‌که ابعاد و مقاومت مصالح بتن واقعی بکار برده شده‌اند، نتایج آزمایش را می‌توان مقاومت اسمی V_n و M_n تلقی نمود. در نظر گرفتن این نتایج بعنوان مقاومت‌های اسمی این اطمینان را بدست می‌دهد که اگر هم ابعاد و هم مقاومت مصالح بتن بکار برده شده اندکی خطا داشته باشند، هنوز حاشیه ایمنی کافی در تیر بعلت بکارگیری ضریب تقلیل مقاومت $\emptyset$، وجود دارد.

ت ۱۱-۵-۳ حداقل آرماتور پیچشی

ت ۱۱-۵-۳-۲ تفاوت در تعاریف A_v و A_t باید مورد توجه قرار گیرد. A_v مساحت دو پایه خاموت بسته است، در حالی که A_t تنها مساحت یک پایه خاموت بسته است. اگر یک گروه خاموت بیش از دو پایه داشته باشد، فقط پایه‌های مجاور دو طرف تیر در نظر گرفته می‌شوند، همان‌طور که در **بند ت ۱۱-۶-۴** ارائه شده است. آزمایش‌های انجام شده بر روی تیرهای بتن‌آرمه با مقاومت زیاد بتن، نیاز به افزایش حداقل سطح آرماتور برشی را برای جلوگیری از شکست برشی ناشی از ترک خوردگی قطری نشان می‌دهند. اگر چه تعداد محدودی از این آزمایش‌ها وجود دارد، اما رابطه مربوط به حداقل سطح خاموت‌های بسته عرضی با محاسبات مورد نیاز برای حداقل آرماتور برشی سازگار شده است.

ت۱۱-۵-۳-۳ تحت اثر ترکیب پیچش و برش، ترک‌های پیچشی ناشی از لنگر در اثر اعمال برش کاهش می‌یابد، که نتیجه آن سبب کاهش آرماتور پیچشی مورد نیاز برای جلوگیری از شکست ترد، بلافاصله بعد از ترک‌خوردگی می‌شود. در مواردی‌که تیر در معرض پیچش خالص قرار می‌گیرد اگر مقدار حجمی آرماتور پیچشی در آن کمتر از یک درصد باشد، در اولین ترک‌خوردگی پیچشی دچار شکست می‌شود. رابطه (۱۱-۳)الف بر اساس نسبت ۲ به ۱ تنش پیچشی به تنش برشی می‌باشد و نسبت حجمی آرماتور پیچشی تقریبا ۰/۵ درصد در نظر گرفته شده است.

متن اصلی

۱۱-۶ جزییات آرماتورگذاری

۱۱-۶-۱ کلیات

۱۱-۶-۱-۱ پوشش بتن روی آرماتورها باید ضوابط مندرج در فصل ۴ و فصل ۶ از جلد دوم این آیین‌نامه را برآورده سازد. همچنین طول گیرایی و وصله آرماتورها باید مطابق ضوابط **فصل ۲۱** این آیین‌نامه تعیین شوند. در صورت استفاده از گروه میلگردها، ضوابط **فصل ۲۱** این آیین‌نامه باید برقرار باشند.

۱۱-۶-۱-۲ محاسبه طول گیرایی و وصله پوششی آرماتورهای طولی با $f_y > 550\,\text{MPa}$ ، پارامتر K_{tr} نباید کمتر از $0.5d_b$ اختیار شود.

۱۱-۶-۱-۳ حداقل فاصله آرماتورها مطابق ضوابط **فصل ۲۱** این آیین‌نامه تعیین می‌شود. فاصله نزدیک‌ترین آرماتورهای طولی گروهی تا وجه کششی نباید از مقادیر ضوابط **بخش ۱۹-۳** بیش‌تر باشد.

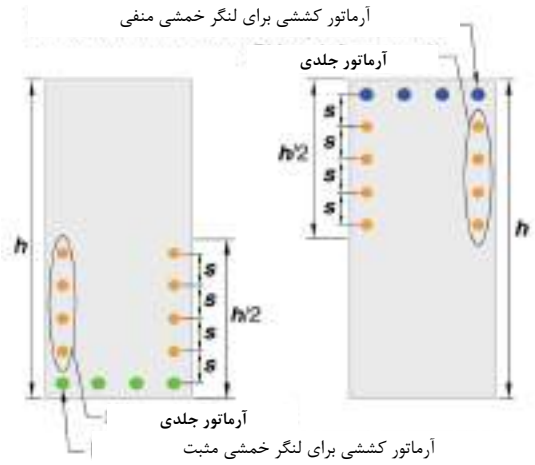
۱۱-۶-۱-۴ در تیرهای با ارتفاع زیاد که در آن‌ها h از ۹۰۰ میلی‌متر بیش‌تر است، آرماتورهای جلدی (گونه) باید به طور یکنواخت در دو وجه تیر در فاصله $h/2$ از وجه کششی توزیع شوند. فاصله آرماتورهای جلدی نباید از مقدار s بر اساس ضابطه‌های **بخش ۱۹-۳** بیش‌تر باشد، که در آن C_c فاصله پوشش بتنی خالص آرماتورهای جلدی از وجه کناری است. اثر آرماتورهای جلدی بر مقاومت را می‌توان با تحلیل هم‌سازی کرنش اعمال نمود. آرماتورهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی‌متر، ویا شبکه میلگرد جوش شده با سطح مقطع حداقل برابر با ۲۱۰ میلی‌متر مربع در یک متر ارتفاع، به عنوان فولاد جلدی مناسب هستند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۶جزییات آرماتورگذاری

ت ۱۱-۶-۱ کلیات

ت ۱۱-۶-۱-۴ برای تیرهای نسبتا عمیق، مقدار آرماتور باید در نزدیکی وجوه سطح قائم محل پیچش قرار بگیرد تا ترک خوردگی در جان کنترل شود. بدون وجود چنین آرماتورهای کمکی، ممکن است عرض ترک‌های جان بیش از عرض ترک‌ها در سطح آرماتور کششی خمشی شود.



شکل ۱۱-۳ آرماتور جلدی برای تیرها و تیرچه‌ها با عمق h بزرگتر از ۹۰۰ میلی‌متر

متن اصلی

۱۱-۶-۲ آرماتور خمشی

۱۱-۶-۲-۱ نیروی کششی یا فشاری محاسبه شده برای آرماتورهای هر مقطع از تیر باید در هر طرف آن مقطع با تامین گیرایی کافی توسعه یافته و به بتن منتقل شود.

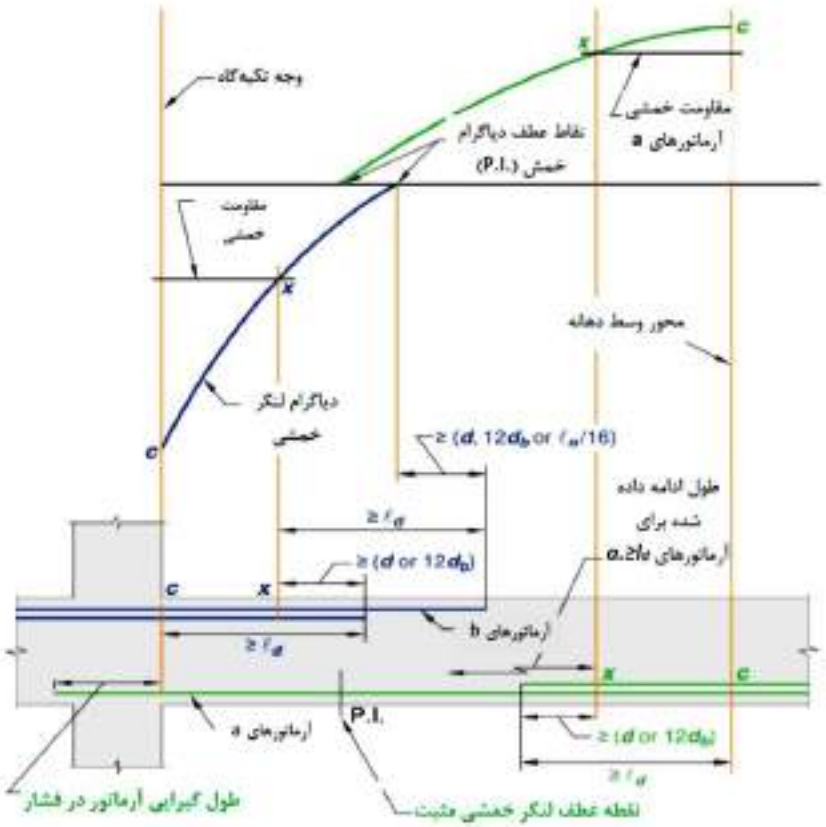
۱۱-۶-۲-۲ در قطعات خمشی، مقاطع بحرانی که در دو سمت آن‌ها کافی بودن گیرایی آرماتور باید کنترل شود، عبارتند از مقاطع دارای بیش‌ترین تنش و نیز مقاطعی در طول دهانه تیر که در آن‌ها آرماتور کششی برای مقاومت در مقابل خمش مورد نیاز نیست، قطع یا خم می گردند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۶-۲ آرماتور خمشی

ت ۱۱-۶-۲-۲ در ویرایش قبلی آیین‌نامه مقطع بحرانی به «محلی که آرماتور کششی خم شده یا قطع شده و دیگر نیازی به مقاومت آن‌ها در برابر خمش نیست»، تعریف شده بود این تعریف در این ویرایش نیز حفظ شده است.

در شکل ۱۱-۴ سطوح بحرانی برای یک تیر پیوسته معمولی با «c» برای نقاط دارای حداکثر تنش یا «x» برای نقاطی که آرماتور کششی خم شده و یا قطع شده و دیگر نیازی به مقاومت آن در برابر خمش نیست، نشان داده شده است. برای بارگذاری یکنواخت، آرماتورهای مثبت گسترش یافته به سمت تکیه‌گاه، احتمالا بر اساس الزامات بندهای ۱۱-۶-۳-۱ یا ۱۱-۶-۳-۳ کنترل می‌شوند تا طول مهاری از نقطه حداکثر لنگر یا نقطه قطع آرماتور اندازه‌گیری شود.



شکل ۱۱-۴ توسعه طول (گیرایی آرماتور خمشی) در تیر پیوسته معمولی

متن اصلی

۱۱-۶-۲-۳ آرماتورها باید از مقطعی که دیگر برای تحمل خمش مورد نیاز نیستند، به اندازه مقدار بزرگتر d و $12d_b$ امتداد یابند. رعایت این ضابطه در انتهای دهانه‌های با تکیه‌گاه ساده ویا انتهای آزاد طره‌ای لازم نیست.

۱۱-۶-۲-۴ آرماتورهای کششی ادامه داده شده باید حداقل طول گیرایی l_d را پس از نقطه‌ای که دیگر به آرماتورهای قطع یا خم شده برای تحمل خمش نیازی نیست، تامین کنند.

۱۱-۶-۲-۵ آرماتورهای تحت کشش ناشی از خمش نباید در ناحیه کششی قطع شوند، مگر آن که یکی از موارد «الف» تا «پ» زیر تامین شود:

الف- نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل ۵۰ درصد بیش‌تر از نیروی برشی مورد نیاز موجود در مقطع باشد، $V_u \le (2/3)\phi V_n$.

ب- برای آرماتورهای با قطر حداکثر ۳۶ میلی‌متر، مقدار آرماتوری که امتداد می‌یابد، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در خمش برای مقطع محل قطع آرماتور باشد و نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل ۳۳ درصد بیش‌تر از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع باشد، $V_u \le (3/4)\phi V_n$.

پ- در انتهای آرماتورهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول حداقل $0.75d$، آرماتور عرضی به صورت خاموت یا دورگیر

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۶-۲-۳ نمودارهای لنگر خمشی که به طور معمول در طراحی‌ها استفاده می‌شوند، تقریبی هستند، چون قدری جابجایی در حداکثر لنگر ممکن است به دلیل تغییر در بارگذاری، نشست تکیه‌گاهی، بار جانبی و یا دلایل دیگر رخ دهد. ترک کششی قطری یک عضو خمشی بدون خاموت ممکن است محل تنش کششی محاسبه شده را تقریباً به مقدار d به سمت نقطه‌ای که لنگر صفر دارد، تغییر دهد. در صورت وجود خاموت، اگر چه تا حدودی این تغییر وجود دارد اما تاثیر آن از شدت کم‌تری برخوردار می‌باشد.

برای ایجاد آمادگی در تغییر محل لنگر حداکثر، آیین‌نامه توصیه به گسترش آرماتور به اندازه d_b و $12d_b$ دورتر از نقطه‌ای که در آن دیگر نیازی به مقاومت در برابر خمش نیست، مگر در مواردی که ذکر شده، دارد. نقطه قطع آرماتورها برای تامین این نیاز در شکل نشان داده شده است. در صورت استفاده از آرماتورهای با قطرهای مختلف، اضافه طول باید مطابق با قطر آرماتور قطع شده باشد.

ت ۱۱-۶-۲-۴ تنش حداکثر موضعی در آرماتورهای باقی‌مانده در محلی که میلگردهای مجاور در ناحیه کششی قطع می‌شوند، وجود دارد. در **شکل ۱۱-۴**، از «x» برای نشان دادن نقطه‌ای که دیگر برای مقاومت در برابر خمش به آرماتور کششی قطع شده نیازی نیست، استفاده شده است. اگر آرماتورها در این مکان قطع شوند (مطابق ۱۱-۶-۲-۳ ، نقطه قطع مورد نظر دورتر از «x» است)، تنش حداکثر در آرماتورهای پیوسته در «x» به f_y می‌رسند. بنابراین ضروری است آرماتورهای پیوسته، همان‌طور که نشان داده شد، یک طول کامل l_d داشته باشند.

ت ۱۱-۶-۲-۵ کاهش مقاومت برشی و از بین رفتن شکل‌پذیری در صورت قطع آرماتورها در ناحیه کششی همان‌طور که در شکل نشان داده شده است، گزارش گردیده است. آیین‌نامه اجازه نمی‌دهد که آرماتور خمشی در ناحیه کششی قطع شود مگر آن‌که شرایط اضافی برآورده شوند. در هر محلی‌که آرماتور در ناحیه کششی قطع می‌شود ترک‌های خمشی تمایل به بازشدن در سطح بار کم‌تر دارند. اگر تنش در آرماتورهای پیوسته و مقاومت برشی، هر کدام نزدیکتر به مقدار حدی خود باشند، ترک‌های کششی قطری تمایل بیش‌تری دارند تا از محل ترک‌های خمشی گسترش کنند.

اگر تنش برشی کم ویا تنش کششی در آرماتور کم باشد، ترک‌های قطری، احتمال کم‌تری برای گسترش دارند. ترک‌های قطری را می‌توان با بکارگیری خاموت‌های نزدیک به یکدیگر محدود کرد. این ضابطه برای وصله‌های کششی در بخش ۲۱-۴ (وصله‌ها) ذکر شده، کاربرد ندارد.

متن اصلی

اضافه بر آن چه برای تحمل برش و پیچش لازم است، تأمین شود. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با $\frac{0.41b_w s}{f_{yt}}$ باشد. همچنین فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه نباید بیش‌تر از $\frac{d}{8\beta_b}$ باشد، که β_b نسبت آرماتور قطع شده به کل آرماتور کششی مقطع است.

۱۱-۶-۲-۶ در قطعات خمشی که در آن‌ها تنش در آرماتور کششی مستقیما متناسب با لنگر خمشی نمی‌باشد، مانند تیرهای با مقطع متغیر، پلکانی ویا باریک شونده و همچنین نشیمن‌گاه‌ها، اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، ویا اعضایی که آرماتور کششی با وجه فشاری بتن موازی نیست، باید گیرایی مناسب برای آرماتورهای کششی تامین گردد.

۱۱-۶-۲-۷ گیرایی آرماتورهای کششی در قطعات خمشی را می‌توان با خم‌کردن آن‌ها در جان تیر، همراه با مهار ویا پیوسته با آرماتورهای وجه مقابل تیر، تامین نمود.

۱۱-۶-۳ قطع آرماتور

۱۱-۶-۳-۱ در تکیه‌گاه‌های ساده، حداقل یک سوم آرماتورهای خمشی مثبت حداکثر، باید در پایین تیر ادامه یافته و در تکیه‌گاه حداقل به اندازه ۱۵۰ میلی‌متر امتداد یابند، مگر برای تیرهای پیش‌ساخته که این آرماتورها باید حداقل تا مرکز طول اتکایی در داخل تکیه‌گاه ادامه داده شوند.

۱۱-۶-۳-۲ در سایر تکیه‌گاه‌ها، حداقل یک چهارم آرماتورهای خمشی مثبت حداکثر، باید در پایین تیر ادامه یافته و در تکیه‌گاه حداقل به اندازه ۱۵۰ میلی‌متر امتداد یابند. اگر تیر قسمتی از سیستم اصلی مقاوم در مقابل بار جانبی است، چنین آرماتورهایی باید در تکیه‌گاه برای توسعه تنش تسلیم f_y مهار شوند.

۱۱-۶-۳-۳ در تکیه‌گاه‌های ساده و در نقاط عطف منحنی تغییرشکل، قطر آرماتورهای خمشی مثبت باید چنان باشد که

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۶-۲-۷ آرماتورهایی که در وجه مقابل تیر خم می‌شوند و در آن‌جا ادامه پیدا می‌کنند ممکن است در برآورد کردن ضابطه ۱۱-۶-۲-۳، تا نقطه‌ای که آرماتورها از وسط ارتفاع تیر عبور می‌کنند، موثر باشند.

ت ۱۱-۶-۳ قطع آرماتور

ت ۱۱-۶-۳-۱ آرماتور لنگر مثبت تا تکیه‌گاه ادامه می‌یابد تا در صورت جابجایی در لنگرها به دلیل تغییر بارگذاری، نشست تکیه‌گاهی و بار جانبی، مقاومت لازم را تامین کند و یکپارچگی ساختاری را حفظ نماید.

در تیرهای پیش‌ساخته، باید رواداری و پوشش آرماتور را در نظر گرفت تا از باربری روی سطح بتن در محلی که آرماتور قطع شده، جلوگیری شود.

ت ۱۱-۶-۳-۲ گسترش آرماتور لنگر مثبت در تکیه‌گاه برای تیرهایی که بخشی از سیستم اولیه مقاوم در برابر بار جانبی هستند برای تامین شکل‌پذیری در صورت بروز تغییر جهت در لنگر، مورد نیاز می‌باشد.

ت ۱۱-۶-۳-۳ قطر آرماتورهای کششی لنگر مثبت محدودیت دارد تا اطمینان حاصل شود که آرماتورها در یک طول کوتاه به اندازه

متن اصلی

طول گیرایی آن‌ها موارد «الف» و «ب» را تامین کند. در مواردی که آرماتورهای خمشی مثبت فراتر از محور تکیه‌گاه به قلاب استاندارد یا مهار مکانیکی حداقل معادل قلاب استاندارد ختم شوند، نیازی به تامین موارد «الف» یا «ب» زیر نیست:

الف- $l_d \le (1.3M_n/V_u + l_a)$، اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور شده باشد.

ب- $l_d \le (\frac{M_n}{V_u} + l_a)$ ، اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور نشده باشد.

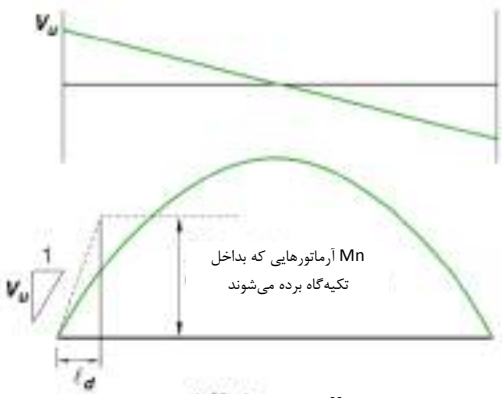
در این رابطه، M_n لنگر خمشی اسمی مقطع بوده که بر اساس تسلیم شدن تمام آرماتورهای مقطع محاسبه می‌شود و V_u نیروی برشی مورد نیاز موجود در مقطع است. در تکیه‌گاه، l_a طول جاگذاری از محل محور تکیه‌گاه تا انتهای آن می‌باشد. در نقطه عطف، l_a طول جاگذاری پس از نقطه عطف بوده که برابر با مقدار بزرگتر از d و $12d_b$ در نظر گرفته می‌شود.

تفسیر/توضیح

کافی گسترش می‌یابند، به طوری که ظرفیت تحمل لنگر بیش‌تر از لنگر اعمال شده در کل طول تیر باشد. همانطور که در شکل ۱۱-۵ نشان داده شده است، شیب نمودار لنگر، V_u است، در حالی که شیب لنگر توسعه یافته M_n/l_d می‌باشد. M_n مقاومت خمشی اسمی مقطع است در صورتی که شیب ظرفیت M_n/l_d برابر با شیب تقاضای V_u باشد، اندازه آرماتورهای پیش‌بینی شده، مناسب می‌باشد. بنابراین M_n/V_u طول گیرایی آرماتورهای موجود را نشان می‌دهد. در شرایط مطلوب تکیه‌گاهی، افزایش ۳۰ درصدی برای M_n/V_u مجاز است مشروط بر آن‌که انتهای آرماتور با یک عکس‌العمل فشاری محصور شود.

کاربرد این بند در شکل ۱۱-۵-ب برای تکیه‌گاه ساده و در شکل ۱۱-۵- پ برای نقطه عطف منحنی می‌باشد. به عنوان مثال اندازه آرماتور ارائه شده در یک تکیه‌گاه ساده در صورتی قابل قبول است که l_d آرماتور متناظر، مطابق با فصل ۲۱ محاسبه شده باشد و بیش‌تر از $1.3\ M_n/V_u+l_a$ نباشد.

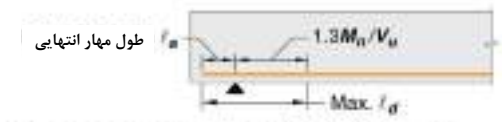
l_a مورد استفاده در نقاط عطف به عمق موثر تیر d و $12d_b$ هر کدام که بزرگ‌تر باشد، محدود می‌شود. برای l_a محدودیت ارائه شده است، زیرا داده‌های آزمایشی، که طول مهاری انتها را (که بیش‌ترین تاثیر را بر آرماتوری که کوتاهترین فاصله را بین نقطه عطف و نقطه حداکثر تنش دارد) موجود نیست.



شیب ظرفیت $\frac{M_n}{l_d}$ بزرگتر یا مساوی شیب مورد نیاز V_u

$$l_d \le \frac{M_n}{V_u}$$

الف – دیاگرام مثبت M_u



ضریب ۱/۳ تنها زمانی بکار می‌رود که عکس‌العمل انتهایی آرماتور را محصور کند

ب- حداکثر طول گیرایی در تکیه‌گاه ساده

متن اصلی

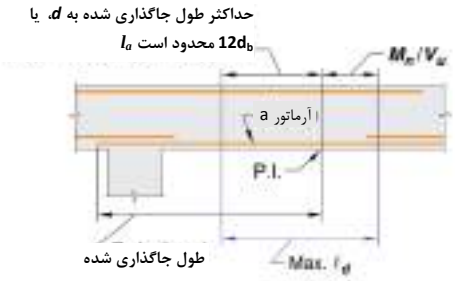
۱۱-۶-۳-۴ حداقل یک سوم آرماتورهای خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه یک عضو خمشی پس از نقطه عطف، باید حداقل برابر با بزرگترین مقدار d و $12d_b$ و $l_n/16$ امتداد یابند.

۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی

۱۱-۶-۴-۱ در مواردی که آرماتور پیچشی طولی مورد نیاز باشند، این آرماتورها باید پیرامون مقطع در داخل محیط خاموت بسته ویا دورگیر به طور یکنواخت توزیع شوند. فاصله این آرماتورها از یکدیگر نباید بیش‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد. لازم است در هر گوشه خاموت بسته پیچشی حداقل یک آرماتور پیچشی طولی قرار داده شود. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل ۰/۰۴۲ برابر فاصله خاموت‌ها، $0.042s$، ولی نه کمتر از ۱۰ میلی‌متر داشته باشند.

۱۱-۶-۴-۲ آرماتورهای پیچشی طولی پس از مقطعی که بر اساس محاسبه به آن‌ها نیازی نیست، باید حداقل به اندازه b_t+d امتداد یابند. آرماتورهای پیچشی طولی باید در هر دو انتهای تیر مهار شوند.

تفسیر/توضیح



پ- حداکثر طول گیرایی برای آرماتورهای «a» در نقطه عطف منحنی

شکل ۱۱-۵ تعیین حداکثر قطر آرماتور طبق بند ۱۱-۶-۳-۳

ت ۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی

ت ۱۱-۶-۴-۱ این آرماتورها برای مقاومت در برابر مجموع نیروهای کششی طولی ناشی از پیچش، مورد نیازاند. با توجه به آن که نیروها در امتداد محوری مرکزی مقطع عمل می‌کنند، مرکز ثقل محوری آرماتور طولی اضافی برای پیچش باید تقریبا منطبق بر این محور باشد. آیین‌نامه نیاز به توزیع آرماتور طولی پیچشی را، در اطراف محیط خاموت‌های بسته الزامی می‌دارد. آرماتورهای طولی یا کابل‌ها برای مهار پایه خاموت در هر گوشه خاموت لازم است. آرماتورهای گوشه در ایجاد مقاومت پیچشی و کنترل ترک‌ها موثر می‌باشند.

ت-۱۱-۶-۴-۲ فاصله b_t+d دورتر از نقطه‌ایست که در آن دیگر نیازی به آرماتور طولی پیچشی محاسبه شده نیست. این مقدار بیش‌تر از حد مورد استفاده برای آرماتور برشی و خمشی می‌باشد؛ زیرا ترک‌های کششی پیچشی قطری، به صورت مارپیچ گسترش می‌یابند. فاصله لازم در بند ۱۱-۶-۵-۷ برای آرماتور پیچشی عرضی می‌باشد.

آرماتورهای طولی مورد نیاز در تکیه‌گاه باید به اندازه کافی در تکیه‌گاه مهار شوند و برای ایجاد نیروی کششی مورد نیاز در آن‌ها یا کابل‌ها باید طول کافی در خارج از قسمت داخلی تکیه‌گاه جاگذاری شود. برای این موضوع ممکن است نیاز به قلاب یا آرماتورهای پوششی U شکل افقی که با آرماتور طولی پیچشی وصله می‌شود، باشد.

متن اصلی

۱۱-۶-۵ آرماتورهای عرضی برشی، پیچشی و تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری

۱۱-۶-۵-۱ آرماتورهای عرضی بر اساس ضوابط این بخش به کار گرفته می‌شوند. در این حالت باید محدود کننده‌ترین ضوابط رعایت شوند. جزییات اجرایی آرماتورهای عرضی باید مطابق ضوابط بخش ۲۱-۶ این آیین‌نامه انجام شود.

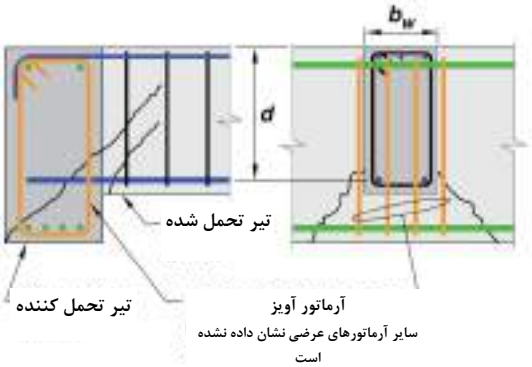
۱۱-۶-۵-۲ **برش:** در صورت لزوم باید آرماتور برشی توسط خاموت، دورگیر ویا آرماتورهای طولی خم شده در مقطع فراهم شود. در این حالت ضوابط بندهای ۱۱-۶-۵-۳ تا ۱۱-۶-۵-۵ به کار گرفته می‌شوند.

۱۱-۶-۵-۳ در مواردی که مقاومت برشی مورد نیاز آرماتورهای برشی $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی‌متر بیش‌تر بوده و حداکثر فاصله ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار d و ۶۰۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/4$ و

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۶-۵ آرماتورهای عرضی برشی، پیچشی و تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری

ت-۱۱-۶-۵-۲ اگر یک تیر بتن‌آرمه با یک تیر باربر به صورت یکپارچه اجرا شود و یک یا هر دو طرف تیر باربر را قطع کند، تیر باربر ممکن است در معرض شکست ناگهانی قرار گیرد، مگر آن که آرماتور عرضی اضافی د رآن محل پیش‌بینی شود. این آرماتور اضافی به آرماتور «آویز» یا «خاموت بسته آویز» معروف می‌باشد. آرماتور آویز در شکل ۱۱-۶ نشان داده شده است. این آرماتور علاوه بر آرماتور عرضی، برای انتقال برش از انتهای تیر تحمل‌شده در نظر گرفته می‌شود. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد اگر پایین تیر تحمل شده بالاتر از عمق میانی تیر تحمل کننده و یا اگر برش منتقل شده نهایی در تیر تحمل کننده کمتر از $0.25\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، نیاز به آرماتور آویز نیست.



شکل ۱۱-۶ آرماتور آویز برای انتقال برش

ت-۱۱-۶-۵-۳ در صورت کاهش فاصله خاموت‌ها در طول تیر، انتقال یکنواخت‌تری از فشار قطری در سراسر جان تیر ایجاد می‌شود و باعث افزایش ظرفیت برشی می‌شود. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهند در تیرهای با عرض پهن و با فاصله زیاد پایه‌های آرماتور برشی سراسری عرض تیر، همیشه ظرفیت برشی اسمی به دست نمی‌آید. هدف از این بند، پیش‌بینی چند خاموت دو پایه در سراسر عرض تیرهای پهن و دال‌های یک طرفه است که به خاموت نیاز دارند.

متن اصلی

۳۰۰ میلی‌متر بیش‌تر بوده و حداکثر فاصله ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

۱۱-۶-۵-۴ فاصله بین خاموت‌های مایل ویا آرماتورهای طولی خم شده باید به گونه‌ای باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که از وسط مقطع به اندازه $d/2$ در جهت عکس‌العمل تکیه‌گاهی به طرف آرماتورهای کششی طولی رسم شود، حداقل توسط یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۱۱-۶-۵-۵ آرماتورهای طولی خم شده که به عنوان آرماتور برشی استفاده می‌شوند، در صورتی‌که در ناحیه کششی امتداد یابند، باید با آرماتورهای طولی ادامه داده شوند و اگر در ناحیه فشاری امتداد یابند، باید به اندازه طول $d/2$ از وسط ارتفاع مقطع مهار شوند.

۱۱-۶-۵-۶ **پیچش:** در صورت لزوم، آرماتورهای پیچشی عرضی می‌توانند به صورت خاموت‌های بسته مطابق **بند ۲۱-۶-۱-۷** ویا دورگیر باشند. در این حالت ضوابط **بندهای ۱۱-۶-۵-۷** تا **۱۱-۶-۵-۹** به کار گرفته می‌شوند.

۱۱-۶-۵-۷ آرماتورهای پیچشی عرضی پس از مقطعی که بر اساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیازی ندارد، باید حداقل به اندازه b_t+d امتداد یابند.

۱۱-۶-۵-۸ فاصله بین آرماتورهای پیچشی عرضی نباید بیش‌تر از دو مقدار $p_h/8$ و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

۱۱-۶-۵-۹ در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی تا وجه داخلی مقطع نباید کمتر از $0.5A_{oh}/p_h$ باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۶-۵-۶ خاموت‌های مورد نیاز برای پیچش باید بسته باشند، زیرا ممکن است تمایل به ترک خوردگی ناشی از پیچش در تمام وجوه تیر ایجاد شود.

در مورد بمقاطعی که عمدتا تحت پیچش قرار می‌گیرند، پوشش بتنی بر روی خاموت‌ها در لنگر پیچشی زیاد، خُرد می‌شود. بر این اساس وصله پوششی خاموت‌ها بی‌اثر می‌باشد و منجر به شکست پیچشی ناگهانی می‌شود. بنابراین خاموت‌های بسته نباید از دو عدد (جفت) خاموت U شکل که به صورت پوششی بهم وصله شده‌اند، تشکیل شود.

ت ۱۱-۶-۵-۷ فاصله b_t+d تعیین شده بیش‌تر از حد مورد استفاده برای آرماتور برشی و خمشی می‌باشد، زیرا ترک‌های کششی پیچشی قطری، به صورت مارپیچ گسترش می‌یابند. همین فاصله در **بند ۱۱-۶-۴-۲** برای آرماتور پیچشی طولی می‌باشد.

ت ۱۱-۶-۵-۸ فاصله برای اطمینان از افزایش مقاومت پیچشی تیر، جلوگیری از کاهش بیش از حد سختی پیچشی بعد از ترک خوردگی و کنترل عرض ترک محدود شده است. برای مقطع مربعی شکل، محدودیت $p_h/8$ مورد نیاز خاموت‌ها تقریباً $d/2$ می‌باشد که مطابق **بند ۱۱-۶-۵-۲** است.

ت ۱۱-۶-۵-۹ آرماتور پیچشی عرضی در مقاطع توخالی، باید در نیمه خارجی ضخامت دیواره موثر برای پیچش باشد. ضخامت دیواره را می‌توان $0.5A_{oh}/p_h$ در نظر گرفت.

متن اصلی

۱۱-۶-۵-۱۰ **تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری:** آرماتورهای عرضی باید در سرتاسر فاصله‌ای که آرماتورهای طولی فشاری مورد نیازاند، تأمین شوند. تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی فشاری باید با استفاده از خاموت‌های بسته یا دورگیر تأمین گردد. در این حالت ضوابط **بندهای ۱۱-۶-۵-۱۲** تا **۱۱-۶-۵-۱۳** به کار گرفته می‌شوند.

۱۱-۶-۵-۱۱ اندازه آرماتورهای عرضی باید حداقل موارد «الف» یا «ب» زیر باشند. امکان استفاده از سیم‌های آجدار یا جوش شده با مساحت معادل وجود دارد.

الف- آرماتور به قطر ۱۰ میلی‌متر برای آرماتورهای طولی به قطر ۳۲ میلی‌متر و کوچک‌تر؛

ب- آرماتور به قطر ۱۲ میلی‌متر برای آرماتورهای طولی به قطر ۳۶ میلی‌متر و بزرگتر و نیز برای گروه میلگردهای طولی.

۱۱-۶-۵-۱۲ فاصله آرماتورهای عرضی که به عنوان تکیه‌گاه جانبی آرماتور فشاری به کار می‌رود، نباید از حداقل مقادیر «الف» تا «پ» زیر بیش‌تر باشند:

الف- ۱۶ برابر قطر آرماتور طولی؛

ب- ۴۸ برابر قطر آرماتور عرضی؛

پ- کوچک‌ترین بعد مقطع تیر.

۱۱-۶-۵-۱۳ نحوه چیدمان آرماتورهای طولی فشاری باید به گونه‌ای باشد که تمام آرماتورهای فشاری در گوشه‌های عضو با آرماتورهای عرضی با زاویه خم حداکثر ۱۳۵ درجه نگه‌داری شوند. فاصله آزاد آرماتورهای طولی غیر واقع در گوشه آرماتور عرضی تا آرماتورهای طولی نگهداری شده مجاور، نباید از ۱۵۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۶-۵-۱۰ آرماتور فشاری تیرها باید با استفاده از آرماتورهای عرضی محصور شوند تا از کمانش آن‌ها جلوگیری شود.

متن اصلی

۱۱-۶-۶ آرماتورهای انسجام (یکپارچگی) سازه‌ای در تیرهای درجا

۱۱-۶-۶-۱ برای تیرهای واقع در پیرامون سازه، آرماتورهای انسجام سازه‌ای بر اساس ضوابط زیر بندهای «الف» تا «پ» زیر اختیار می‌شوند:

الف- حداقل یک چهارم آرماتورهای لنگر مثبت حداکثر، ولی نه کمتر از حداقل دو آرماتور، باید سراسری اجرا شوند؛

ب- حداقل یک ششم آرماتورهای لنگر منفی در تکیه‌گاه، ولی نه کمتر از حداقل دو آرماتور، باید سراسری اجرا شوند؛

پ- آرماتورهای طولی انسجام سازه باید با خاموت‌های بسته یا دورگیر در طول دهانه آزاد تیر محصور شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۶-۶ آرماتورهای انسجام (یکپارچگی) سازه‌ای در تیرهای درجا

تجربه نشان می‌دهد با ایجاد تغییرات جزئی در آرماتورگذاری می‌توان به طور کلی یکپارچگی سازه را افزایش داد. هدف این بخش افزایش نامعینی و شکل‌پذیری در سازه‌هاست تا در صورت ایجاد خسارت در یک عضو اصلی تکیه‌گاهی و یا بارگذاری ناگهانی غیرعادی، آسیب ناشی از این موارد موضعی باشد و این ساختار بتواند احتمال بهتری در حفظ پایداری کلی سازه داشته باشد.

در اثر آسیب به یک تکیه‌گاه، آرماتورهای بالایی که بر روی تکیه‌گاه ادامه پیدا می‌کنند، ولی توسط خاموت‌ها محصور نشده‌اند، تمایل به خارج شدن از بتن را دارند و عمل خم زنجیری لازم را برای پل زدن روی تکیه‌گاه آسیب‌دیده را فراهم نمی‌کنند. با ادامه قسمتی از آرماتورهای پایین بر روی تکیه‌گاه عمل خم زنجیری پیوسته امکان‌پذیر خواهد بود.

اگر عمق یک تیر پیوسته در یک تکیه‌گاه تغییر کند، آرماتور پایینی در عضو با عمق بیش‌تر باید با قلاب استاندارد یا آرماتور سَردار در تکیه‌گاه خاتمه یابد و آرماتور پایین در تیر با عمق کمتر امتداد پیدا کند و در تیر عمیق‌تر به طور کامل مهار شود.

ت ۱۱-۶-۶-۱ نیاز به آرماتورهای پیوسته در تیرهای لبه، می‌تواند یک کلاف پیوسته به دور سازه‌ایجاد کند. در این شرایط نیاز به یک کلاف از آرماتور سراسری با اندازه ثابت به کل محیط سازه نمی‌باشد، بلکه نیاز به آن است که نیمی از آرماتور خمشی بالا تا بعد از نقطه عطف طبق ضابطه **بند ۱۱-۶-۳-۴** ادامه یابد و به همان مقداری که در **بند ۱۱-۶-۶-۵** گفته شده در وسط دهانه وصله شود.

به همین ترتیب، آرماتورهای پایین مورد نیاز برای امتداد در داخل تکیه‌گاه طبق **بند ۱۱-۶-۳-۲** باید پیوسته باشند یا با آرماتورهای پایین از دهانه‌های مجاور به یکدیگر وصله شوند. در تکیه‌گاه‌های غیرپیوسته، آرماتور طولی مطابق با نیاز **بند ۱۱-۶-۶-۴** مهار می‌شود.

در **شکل ۱۱-۷** نمونه‌ای از خاموت دو تکه را نشان می‌دهد که نیاز **بند ۱۱-۶-۶-۱**-پ را تامین می‌کند. قلاب ۹۰ درجه در قسمت دال قرار دارد تا محصورشدگی بهتری بدست دهد. خاموت‌های U شکل که بر روی یکدیگر قرار داده شده‌اند، با توجه به ضوابط **فصل ۲۱**، در تیرهای پیرامونی و تیرهای لبه مجاز نمی‌باشند. در صورت آسیب دیدگی در پوشش بتن، در وجوه جانبی ممکن است آرماتور طولی بالایی از بتن گسیخته و جدا شود و به اندازه کافی توسط وصله پوششی خاموت مهار نشود. بنابراین آرماتور طولی بالا عمل خم

متن اصلی

۱۱-۶-۶-۲ برای تیرهای غیر واقع در پیرامون سازه، آرماتورهای انسجام سازه بر اساس زیر بندهای «الف» و «ب» زیر اختیار می‌شوند:

الف- حداقل یک چهارم آرماتورهای لنگر مثبت حداکثر، ولی نه کمتر از حداقل دو آرماتور، باید سراسری اجرا شوند؛

ب- آرماتورهای طولی انسجام سازه با خاموت‌های بسته مطابق بند ۲۱-۶-۱-۷ ویا دورگیر در طول دهانه آزاد تیر محصور شوند.

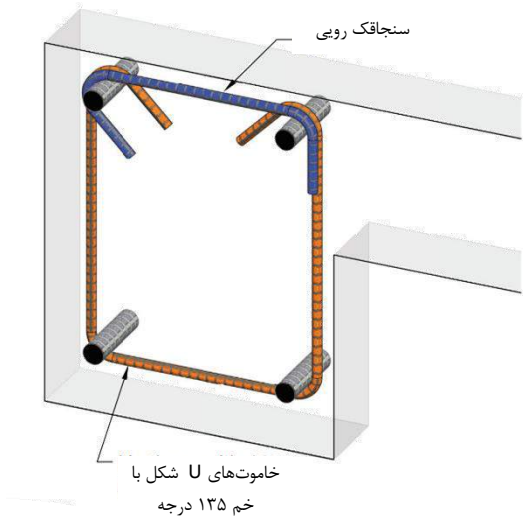
۱۱-۶-۶-۳ آرماتورهای طولی انسجام سازه‌ای باید از ناحیه احاطه شده توسط آرماتورهای طولی ستون عبور کنند.

۱۱-۶-۶-۴ آرماتورهای طولی انسجام سازه‌ای در تکیه‌گاه‌های غیر پیوسته باید به طور کامل مهار شوند تا آرماتورهای مقطع در بَر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسند.

۱۱-۶-۶-۵ اگر وصله برای آرماتورهای انسجام سازه‌ای مورد نیاز باشد، آرماتورها باید بر اساس موارد «الف» و «ب» زیر وصله شوند:

تفسیر/توضیح

زنجیره‌ای را برای پل زدن روی تکیه‌گاه تامین نمی‌کند. همچنین خاموت‌های U شکل وصله شده در لنگرهای پیچشی زیاد موثر نیستند، همان‌طور که در تفسیر بند ۱۱-۶-۵-۶ بحث شده است.



شکل ۱۱-۷ مثالی از خاموت دو تکه که با ضوابط بند ۱۱-۶-۶-۱ خوانایی دارد

ت ۱۱-۶-۶-۲ در تکیه‌گاه‌های غیر پیوسته، آرماتورهای طولی مورد نیاز مطابق با بند ۱۱-۶-۶-۴ مهار می‌شوند.

ت ۱۱- ۶-۶-۳ در دیوارهایی که پشت بندهای قائم (تکیه‌گاه قائم) دارند، آرماتورهای طولی باید از داخل دیوار عبور کنند، یا مهار شوند.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
الف- آرماتورهای لنگر خمشی مثبت در تکیه‌گاه ویا مجاورت آن وصله شوند؛ ب- آرماتورهای لنگر خمشی منفی در وسط دهانه ویا مجاورت آن وصله شوند.	
۱۱-۶-۶-۶ وصله آرماتورهای انسجام باید به صورت تمام مکانیکی، تمام جوشی، ویا وصله پوششی کششی از نوع B باشد.	
۱۱-۷ سیستم تیرچه یک‌طرفه	**ت ۱۱-۷سیستم تیرچه یک‌طرفه**
۱۱-۷-۱ کلیات	**ت ۱۱-۷-۱ کلیات**
۱۱-۷-۱-۱ سیستم تیرچه بتنی یک‌طرفه متشکل از ترکیب یکپارچه‌ای از تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی است که برای باربری در یک راستا طراحی شده است.	
۱۱-۷-۱-۲ ضوابط و محدودیت‌های تیرچه بتنی خرپایی در بخش ۱۱-۷-۲ بیان شده‌اند. علاوه بر این ضوابط، باید الزامات استاندارد ملی ۱-۲۹۰۹ برای تیرچه خرپایی رعایت شود، همچنین تیرچه‌های پیش‌تنیده باید مطابق با الزامات استاندارد ملی ۳-۲۹۰۹ باشند.	
۱۱-۷-۲ محدودیت‌ها و ضوابط	**ت ۱۱-۷-۲ محدودیت‌ها و ضوابط**
۱۱-۷-۲-۱ عرض تیرچه در هیچ موقعیتی از ارتفاع آن، نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر باشد. ارتفاع کل تیرچه نباید بیش‌تر از سه و نیم برابر حداقل عرض آن باشد. فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیش‌تر از ۷۵۰ میلی‌متر باشد.	
۱۱-۷-۲-۲ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه را می‌توان به اندازه ده درصد بیش‌تر از مقدار ذکر شده در فصل ۸ این آیین‌نامه در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی افزایش داد.	
۱۱-۷-۲-۳ به منظور تأمین یکپارچگی سازه‌ای، حداقل یک آرماتور در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و مهار کافی داشته باشد تا در تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد.	

متن اصلی

۱۱-۷-۲-۴ آرماتورهای عمود بر تیرچه در دال فوقانی باید بر اساس خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز محتمل تأمین شوند. ضوابط حداقل و فواصل این آرماتورها بر اساس ضوابط آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی مطابق بخش ۱۹-۴ تعیین می‌شوند.

۱۱-۷-۲-۵ سیستم تیرچه‌های یک‌طرفه که مشمول ضوابط **بندهای ۱۱-۷-۱-۱** و **۱۱-۷-۲-۱** نمی‌شود، باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۱۱-۷-۲-۶ در سیستم‌هایی که از اجزای پر کننده دائمی، مانند بلوک‌های سفالی ویا بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، باید ضوابط زیر بندهای «الف» و «ب» به صورت زیر را اعمال نمود:

الف- ضخامت دال روی اجزای پر کننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و ۴۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود؛

ب- می‌توان از مقاومت جداره‌های قائم این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند، در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده نمود. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پر کننده در مقاومت سیستم صرف نظر می‌شود.

۱۱-۷-۲-۷ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و نیز در حالتی که اجزای پر کننده مشمول ضابطه **بند ۱۱-۷-۲-۶** نمی‌شوند، ضخامت دال نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و ۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.

۱۱-۸ تیرهای عمیق

۱۱-۸-۱ کلیات

۱۱-۸-۱-۱ تیرهای عمیق اعضایی هستند که در یک وجه تحت بار قرار گرفته و در وجه مقابل روی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند، به طوری‌که امکان به وجود آمدن المان‌های فشاری «بست» از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها وجود داشته باشد و نیز حداقل یکی از ضوابط زیر بندهای «الف» یا «ب» زیر برقرار باشند:

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۸ تیرهای عمیق

ت ۱۱-۸-۱ کلیات

ت ۱۱-۸-۱-۱ برای یک تیر عمیق که بارهای ثقلی را تحمل می‌کند، این بند در صورتی کاربرد دارد که بارها در بالای تیر اعمال شوند و تیر در وجه پایین روی تکیه‌گاه قرار گیرد. اگر بارها از دو طرف یا پایین به تیر اعمال شوند روش خرپایی **فصل ۲۲**، باید برای طراحی

متن اصلی

الف- نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع کل مقطع، l_n / h، بیش‌تر از ۴ نباشد؛

ب- بارهای متمرکز در محدوده $2h$ از بَر تکیه‌گاه اعمال شده باشند.

۱۱-۸-۱-۲ طراحی تیرهای عمیق با در نظر گرفتن توزیع غیرخطی کرنش طولی در ارتفاع مقطع تیر انجام می‌شود. روش طراحی خرپایی (بست و بند) بر اساس ضوابط فصل ۲۲ برای منظور کردن توزیع غیر خطی کرنش مناسب تلقی می‌شود.

۱۱-۸-۲ محدودیت‌های ابعادی و آرماتورگذاری تیرهای عمیق

۱۱-۸-۲-۱ ابعاد مقطع تیرهای عمیق، مگر در مواردی که در ضوابط روش طراحی خرپایی تعیین شده‌اند، باید به گونه‌ای انتخاب شوند که رابطه زیر برقرار باشد:

$$V_u \le 0.83\phi\sqrt{f'_c}\,b_w d \qquad (۴-۱۱)$$

۱۱-۸-۲-۲ آرماتورهای توزیع شده در وجوه کناری تیرهای عمیق باید مطابق ضوابط زیر بندهای «الف» و «ب» زیر باشند:

الف- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای عمود بر محور طولی تیر، A_v، حداقل باید $0.0025 b_w s$ باشد، که در آن s، فاصله آرماتورهای برشی عرضی است.

ب- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای موازی با محور طولی تیر، A_{vh}، حداقل باید $0.0025 b_w s_2$ باشد، که در آن s_2، فاصله آرماتورهای برشی طولی است.

۱۱-۸-۲-۳ حداقل آرماتورهای خمشی کششی در تیر عمیق بر اساس بند ۱۱-۵-۱ تعیین می‌شود.

۱۱-۸-۲-۴ پوشش بتن آرماتور در تیر عمیق بر اساس ضوابط فصل ۴ تعیین می‌شود. حداقل فاصله آرماتورهای طولی مجاور

تفسیر/توضیح

آرماتورها بکار گرفته شود. با این روش انتقال داخلی بارها به بالای تیر و توزیع آن‌ها به تکیه‌گاه‌های مجاور، امکان پیدا می‌کند.

ت ۱۱-۸-۱-۲ آیین‌نامه الزمات دقیقی برای طراحی تیرهای عمیق برای لنگر بدست نمی‌دهد، به جز آن که توزیع کرنش غیرخطی در نظر گرفته شود. راهنمای طراحی تیرهای عمیق برای خمش در تعداد زیادی از انتشارات از جمله انجمن سیمان پرتلند PCA، می‌توان یافت.

ت ۱۱-۸-۲ محدودیت‌های ابعادی و آرماتورگذاری تیرهای عمیق

ت ۱۱-۸-۲-۱ این محدودیت برای کنترل ترک خوردگی تحت بارهای سرویس و محافظت در برابر شکست فشاری قطری در تیرهای عمیق می‌باشد.

ت ۱۱-۸-۲-۲ الزامات حداقل آرماتور این بخش بدون توجه به روش طراحی، تعیین و برای کنترل عرض و گسترش ترک‌های قطری در نظر گرفته شده‌اند. آزمایش‌ها نشان می‌دهند که آرماتور برشی قائم، عمود بر محور طولی تیر، نسبت به آرماتور برشی افقی، موازی با محور طولی تیر، برای مقاومت برشی تیر موثرتر می‌باشد. با این حال در یک تیر عمیق، حداقل آرماتور مشخص شده در هر دو جهت برای کنترل گسترش و رشد عرض ترک‌های قطری، یکسان می‌باشد.

متن اصلی

بر اساس محدودیت فاصله آرماتورهای طولی تیر مطابق بند **۲۱-۲-۱**، تعیین می‌شود.

۱۱-۸-۲-۵ فاصله آرماتورهای برشی طولی و عرضی در تیر عمیق، نباید از مقادیر $d/5$ و ۳۰۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

۱۱-۸-۲-۶ طول گیرایی آرماتورهای کششی در تیر عمیق بر اساس توزیع تنش در آرماتورهایی که مستقیما تابع لنگر خمشی نیستند، مطابق بند **۱۱-۶-۲-۶** انجام می‌شود.

۱۱-۸-۲-۷ در تکیه‌گاه‌های ساده، آرماتورهای کششی لنگر مثبت باید طوری مهار شوند که آرماتور بتواند در بَر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد. اگر تیر عمیق بر اساس روش خرپایی طراحی شده باشد، آرماتورهای کششی ناشی از لنگر خمشی مثبت باید مطابق ضوابط فصل **۲۲** مهار شوند.

۱۱-۸-۲-۸ در تکیه‌گاه‌های داخلی تیرهای عمیق، ضوابط زیر بندهای «الف» و «ب» زیر باید برقرار باشند:

الف- آرماتورهای کششی لنگر خمشی منفی باید با آرماتورهای دهانه‌های مجاور پیوسته باشند.

ب- آرماتورهای کششی لنگر خمشی مثبت باید با آرماتورهای دهانه‌های مجاور پیوسته بوده ویا به آن‌ها وصله شده باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۱-۸-۲-۶ در تیرهای عمیق، تنش در آرماتور طولی، در امتداد طولی تیر یکنواخت و از یک تیر یا قسمتی از آن که عمیق نیست، وجود دارد. تنش‌های زیاد آرماتور که به طور معمول در ناحیه مرکزی یک تیر معمولی وجود دارد، می‌تواند به تکیه‌گاه‌های تیر عمیق گسترش یابد. بنابراین انتهای آرماتورهای طولی احتمالا به مهارهایی به شکل قلاب‌های استاندارد، گل‌میخ‌ها (میلگردهای سَردار) و یا مهارهای مکانیکی در تکیه‌گاه‌ها نیاز داشته باشد.

ت ۱۱-۸-۲-۷ استفاده از روش خرپایی برای تحلیل تیرهای عمیق نشان می‌دهد که نیروی کششی در آرماتورهای بندها نیاز به مهار شدن در بَرِ تکیه‌گاه دارند. از این نظر آرماتورهای بندها باید پیوسته باشند یا در بر تکیه‌گاه مهار شوند.

فصل دوازدهم

ستون‌ها

فصل دوازدهم

ستون‌ها

متن اصلی

۱-۱۲ گستره

ضوابط این فصل به طراحی ستون‌ها و ستون پایه‌ها (پداستال‌ها) اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- ضوابط کلی طراحی؛
ب- مقاوت مورد نیاز و مقاومت طراحی؛
پ- محدودیت‌های آرماتورها؛
ت- جزییات آرماتورگذاری.

۲-۱۲ کلیات و محدودیت‌ها

۱-۲-۱۲ مشخصات بتن و آرماتورهای فولادی باید به گونه‌ای باشند که ضوابط طراحی و دوام مندرج در فصل‌های سوم و چهارم و نیز در فصل ششم جلد دوم این آیین‌نامه را برآورده نمایند.

۲-۲-۱۲ در طراحی ستون‌ها رعایت ضوابط فصل ۲۱ مربوط به پیوستگی و اطمینان از انتقال کامل نیروها بین بتن و آرماتورها الزامی است.

۳-۲-۱۲ در بتن‌ریزی‌های درجا، اتصالات تیر- ستون و دال- ستون باید ضوابط فصل ۱۶ رعایت شوند. در سیستم‌های پیش‌ساخته، اتصالات باید الزامات انتقال نیرو را بر اساس ضوابط فصل ۱۷ برآورده نمایند. همچنین تمام اتصالات ستون به شالوده، باید ضوابط فصل ۱۷ را تامین کنند.

۴-۲-۱۲ در ستون‌های با مقطع مربع یا چند ضلعی منتظم و اشکال دیگر، به جای منظور کردن مقطع کل در طراحی،

تفسیر/توضیح

ت ۱۲-۱گستره

در این فصل ضوابط مربوط به ستون‌های سازه‌های مرکب فولادی و بتنی ارائه نمی‌شوند. منظور از ستون‌های مرکب ستون‌هایی است که دارای مقاطع مختلف فولادی محصور شده در بتن‌آرمه یا مقاطع فولادی توخالی پرشده با بتن می‌باشند. ضوابط مربوط به طراحی این قبیل ستون‌های مرکب در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (سازه‌های فولادی) ارائه شده‌اند.

ت ۱۲-۲ کلیات و محدودیت‌ها

ت ۱۲-۲-۱ حداقل ابعاد ستون‌های بتن‌آرمه با مقطع کوچک در سازه‌هایی که تحت بارهای کم قرار می‌گیرند، مانند ساختمان‌های مسکونی کوتاه مرتبه و ساختمان‌های اداری سبک، بصورت صریح مشخص نشده است. از اینرو باید توجه داشت که اگر از مقطع‌های کوچک استفاده نمی‌شود، لازم است، تمام مراحل اجرا و تنش‌های ناشی از جمع‌شدگی بتن با دقت بیش‌تری کنترل شوند.

ت ۱۲-۲-۴ در مواردی که سطح مقطع کل ستون برای مقاومت در برابر بارهای ضریب‌دار، بیش‌تر از حد لازم است. حداقل درصد آرماتور باید بر اساس مساحت سطح مقطع مورد نیاز و نه مساحت به‌کار

متن اصلی

می‌توان مساحت ناخالص مقطع، مقدار آرماتور مورد نیاز و مقاومت طراحی را بر اساس یک مقطع دایروی با بزرگترین قطری که بتواند در داخل آن شکل محاط شود، تعیین نمود.

۱۲-۲-۵ در ستون‌هایی که مقطع آن‌ها بزرگتر از مقدار لازم برای تحمل بارهای مورد نظر است، مساحت کل مقطع، آرماتورهای مورد نیاز و مقاومت طراحی را می‌توان بر اساس مساحت موثر کاهش یافته که کمتر از نصف مساحت کل نباشند، در نظر گرفت. این بند برای ستون‌های قاب‌ها خمشی ویژه ویا ستون‌هایی که بخشی از سیستم مقاوم در برابر نیروهای زلزله نبوده و بر اساس ضوابط فصل ۲۰ این آیین‌نامه طراحی شده‌اند، معتبر نیست.

۱۲-۲-۶ در مواردی که یک ستون به صورت یکپارچه با دیوار بتنی ساخته می‌شود، حداکثر ۴۰ میلی‌متر خارج از آرماتورهای عرضی ستون را می‌توان در محاسبه مقطع موثر آن در نظر گرفت.

۱۲-۲-۷ برای ستون‌های با دو یا چند دورپیچ متداخل، سطح مقطع موثر ستون باید بر اساس فاصله‌ای برابر حداقل پوشش بتنی مورد نیاز در خارج از دورپیچ‌ها محاسبه شود.

۱۲-۲-۸ در مواردی که در یک ستون سطح مقطع موثر کاهش یافته بر اساس بندهای ۱۲-۲-۵ تا ۱۲-۲-۷ منظور شود، آنالیز سازه و طراحی سایر قسمت‌های سازه که با آن ستون مرتبط هستند، باید بر اساس سطح مقطع واقعی ستون انجام پذیرند.

۱۲-۳ مقاومت مورد نیاز

۱۲-۳-۱ مقاومت مورد نیاز در ستون‌ها با در نظر گرفتن اصول تحلیل و طراحی سازه‌ها که در فصل ۶ ذکر شد و بر اساس ترکیب‌های بارگذاری فصل ۷ تعیین می‌شود.

۱۲-۳-۲ بار محوری ضریب‌دار و لنگر خمشی ضریب‌دار، P_u و M_u، که در هر ترکیب بارگذاری قابل کاربرد به طور همزمان حاصل می‌شوند، باید به عنوان مقاومت مورد نیاز در نظر گرفته شوند.

تفسیر/توضیح

گرفته شده، محاسبه شود، در هر حال مساحت آرماتورها نباید کمتر از ۰/۵ درصد مساحت سطح مقطع واقعی به‌کار برده شده باشد.

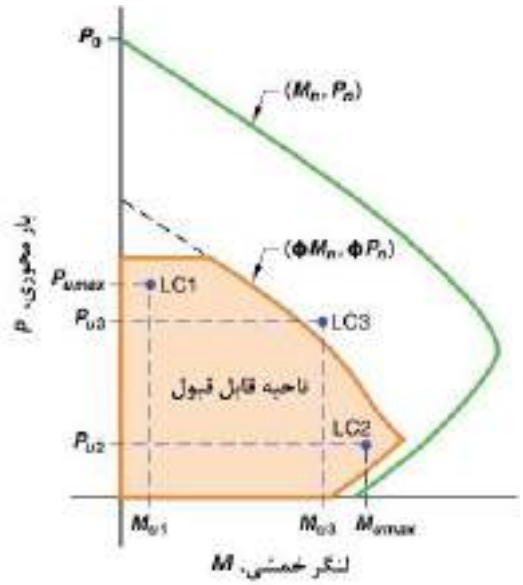
ت ۱۲-۳ مقاومت مورد نیاز

ت ۱۲-۳-۱ مقاومت مورد نیاز باید بر اساس ترکیب بارهای فصل ۷ محاسبه شود.

ت ۱۲-۳-۲ تشخیص ترکیب‌های بار بحرانی ممکن است بدون بررسی و تشخیص هر یک از ترکیب بارها دشوار باشد. همانطور که در شکل ۱۲-۱ نشان داده شده است، اگر فقط ترکیب بار ضریب‌دار متناظر با حداکثر نیروی محوری LC_1 یا با حداکثر لنگر خمشی LC_2 در نظر گرفته شوند، لزوماً به مفهوم دستیابی به طراحی سازگار با آیین‌نامه، برای سایر ترکیب‌های بار مانند LC_3 نخواهد بود.

متن اصلی

تفسیر/توضیح



شکل ۱۲-۱ ترکیب بار بحرانی ستون

۱۲-۴ مقاومت طراحی

۱۲-۴-۱ برای هر ترکیب بار قابل کاربرد، مقاومت طراحی در همه مقاطع ستون باید رابطه (۱-۱) به صورت $\phi S_n \geq U$ را تامین کند. بدین ترتیب رابطه (۸-۱)«الف» تا «ت» باید برقرار بوده و عمل توام بین تاثیرات بار منظور گردد.

ضرایب کاهش مقاومت، ϕ، بر اساس جدول ۷-۲ تعیین می‌شوند.

۱۲-۴-۲ مقاومت محوری اسمی و مقاومت خمشی اسمی، P_n و M_n، بر اساس فرضیات و ضوابط بخش ۸-۳ محاسبه می‌شوند.

۱۲-۴-۳ مقاومت برشی اسمی و مقاومت پیچشی اسمی ستون، V_n و T_n، به ترتیب بر اساس ضوابط بخش ۸-۴ و بخش ۸-۶ محاسبه می‌شوند.

۱۲-۵ محدودیت‌های آرماتورها

۱۲-۵-۱ در ستون‌ها، مساحت آرماتورهای طولی نباید کمتر از یک درصد و بیش‌تر از ۸ درصد سطح مقطع ناخالص آن، A_g،

ت ۱۲-۴ مقاومت طراحی

ت ۱۲-۴-۱ هر یک از شرایط طراحی که در رابطه (۸-۱) (الف تا ت) آمده است، بطور معمول نیرو و لنگر لازم را که باید در نظر گرفت، بدست می‌دهد، با این حال، شرط عمومی $\phi S_n \geq U$ نشان می‌دهد که همه نیروها و لنگرهای مرتبط با یک سازه خاص، باید برای طراحی در نظر گرفته شوند.

ت ۱۲-۴-۳ معمولاً پیچش اعمالی بر ستون‌های ساختمان‌ها، قابل اغماض هستند و بندرت بعنوان یک عامل تعیین کننده در طراحی ستون‌ها محسوب می‌شود.

ت ۱۲-۵ محدودیت‌های آرماتورها

ت ۱۲-۵-۱ در ستون‌ها، محدودیت برای حداقل و حداکثر درصد آرماتورهای طولی سازه با توجه به ملاحظات بندهای «الف» و «ب» زیر در نظر گرفته می‌شود:

متن اصلی

باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شوند.

۲-۵-۱۲ در هر ناحیه‌ای از ستون که $V_u > 0.5\phi V_c$ باشد، لازم است حداقل فولاد برشی در آن ناحیه فراهم شود. حداقل آرماتور برشی، $A_{V,min}$، مقدار بزرگتر از موارد «الف» و «ب» به صورت زیر است:

الف (۱-۱۲) $$0.062\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}}$$

ب (۱-۱۲) $$0.35\frac{b_w s}{f_{yt}}$$

۶-۱۲ جزییات آرماتورگذاری

۱-۶-۱۲ کلیات

۱-۱-۶-۱۲ پوشش بتن روی بیرونی‌ترین آرماتور بر اساس ضوابط فصل ۴ تعیین می‌شود.

تفسیر/توضیح

الف- حداقل آرماتورهای طولی

این محدودیت برای تامین مقاومت خمشی، بدون توجه به نتایج تحلیلی و در نظر گرفتن اثرات کاهنده خزش و جمع‌شدگی بتن تحت اثر تنش‌های فشاری مانا (درازمدت)، تعیین شده‌است. پدیده خزش و جمع‌شدگی موجب انتقال بار از بتن به آرماتور می‌شود و در نتیجه تنش در آرماتورها افزایش می‌یابد. در صورت کاهش آرماتور این افزایش تنش بیش‌تر می‌شود و ممکن است تسلیم زود هنگام در آرماتورها زیر اثر بارهای درازمدت پیش‌آید.

ب- حداکثر آرماتورهای طولی

این محدودیت برای تامین فضای خالی برای بتن دربرگیرنده آرماتورها تعیین شده تا به طور موثر متراکم و یکپارچه شوند، تا اطمینان کافی حاصل شود که ستون‌های طراحی شده بر اساس ضوابط آیین‌نامه، مشابه نمونه‌های آزمایش شده‌ای باشند که آیین‌نامه بر پایه آن‌ها کالیبره شده‌است. رعایت حداکثر ۸ درصد برای آرماتورهای طولی برای تمام مقاطع و در محل وصله‌های پوششی (همپوشانی‌ها) الزامی است. این حد را می‌توان برای تامین اقتصاد طرح و آرماتورگذاری مناسب در ستون‌ها تلقی نمود. در صورت قرار گرفتن وصله پوششی در ستون‌ها، مقدار آرماتورهای طولی بطور معمول نباید بیش از ۴ درصد باشد، زیرا اگر همه وصله‌های پوششی در یک ناحیه قرار داشته باشند، مقدار آرماتور به دو برابر مقدار خود می رسد.

ت ۱۲-۵-۲ مبنای تعیین حداقل آرماتور برشی برای ستون‌ها و تیرها یکسان است، به بند ت ۹-۶-۳ مراجعه شود.

ت ۱۲-۶ جزییات آرماتورگذاری

ت ۱۲-۶-۱ کلیات

متن اصلی

۱۲-۶-۱-۲ طول گیرایی آرماتورها بر اساس ضوابط فصل ۲۱ تعیین می‌شود.

۱۲-۶-۱-۳ در محاسبه طول گیرایی و وصله پوششی آرماتورهای طولی با $f_y > 550\,\text{MPa}$ ، پارامتر K_{tr} نباید کمتر از $0.5d_b$ اختیار شود.

۱۲-۶-۱-۴ استفاده از آرماتورهای گروهی در ستون مجاز بوده و ضوابط آن بر اساس بخش ۲۱-۵ تعیین می‌شوند.

۱۲-۶-۱-۵ فاصله حداقل آرماتورهای مجاور بر اساس ضوابط بند ۲۱-۲-۱ تعیین می‌شود.

۱۲-۶-۲ آرماتور طولی

حداقل تعداد آرماتورهای طولی در ستون بر اساس موارد زیر تعیین می‌شوند:

الف- داخل تَنگ‌های مثلثی: ۳ عدد؛

ب- داخل تَنگ‌های مستطیلی یا دایروی: ۴ عدد؛

پ- داخل دورپیچ ویا در ستون‌های قاب‌ها خمشی ویژه محصور شده با دورگیرهای دایروی: ۶ عدد.

۱۲-۶-۳ آرماتور طولی خم شده (غیر هم‌امتداد)

۱۲-۶-۳-۱ شیب قسمت مایل یک آرماتور طولی خم‌شده (غیر هم‌امتداد) نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ بیش‌تر باشد. بخش‌های بالا و پایین قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

۱۲-۶-۳-۲ اگر وجه ستون یا دیوار بیش از ۷۵ میلی‌متر پس‌رفتگی یا پیش‌آمدگی داشته باشد، آرماتورهای طولی امتداد یافته نباید به صورت خم شده استفاده شوند. در این حالت در محل پس‌رفتگی باید آرماتورهای انتظار مجزا و وصله پوششی به منظور اتصال به آرماتورهای وجوه عقب رفته فراهم شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۲-۶-۲ آرماتور طولی

در صورت بستن آرماتورها با تَنگ‌ها مستطیلی یا دایره‌ای، حداقل چهار آرماتور طولی بکار برده می‌شود. برای سایر اشکال هندسی تنگ‌ها باید در هر گوشه (راس) یک آرماتور طولی بکار برده شود و متناسبا آرماتور عرضی مورد نیاز استفاده گردد. برای مثال، در ستون‌های مثلثی حداقل سه آرماتور طولی در هر گوشه (راس) تنگ مثلثی شکل بکار برده می‌شود. برای آرماتورهای طولی بسته شده توسط تنگ‌های دورپیچ، حداقل شش آرماتور طولی لازم است. اگر تعداد آرماتورهای طولی در یک ستون دایره‌ای کمتر از هشت باشد، ممکن است آرایش آن‌ها به طور قابل توجه‌ای تاثیر نامطلوب بر مقاومت خمشی ستون‌هایی که تحت بار خارج از مرکز قرار می‌گیرند، داشته باشد. این تاثیر را باید در فرآیند طراحی مورد توجه قرار داد.

ت ۱۲-۶-۳ آرماتور طولی خم شده (غیر هم‌امتداد)

متن اصلی

در هر حال باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در محل تغییر مقطع رعایت شوند.

۱۲-۶-۴ وصله آرماتور طولی ستون

۱۲-۶-۴-۱ استفاده از وصله‌های پوششی، مکانیکی، جوشی سَر به سَر و اتکایی در ستون‌ها مجاز است. وصله آرماتورها باید الزامات تمام ترکیب‌های بارگذاری را تامین نموده و منطبق با ضوابط **بخش ۲۱-۴** باشد. در صورت لزوم، ضوابط وصله بر اساس الزامات **فصل ۲۰** نیز باید رعایت گردند.

۱۲-۶-۴-۲ اگر نیروی آرماتورها در اثر بارهای ضریب‌دار فشاری باشد، استفاده از وصله‌های پوششی فشاری مجاز است. طول وصله پوششی فشاری را می‌توان بر اساس زیربندهای «الف» یا «ب» زیر کاهش داد، اما این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد:

الف- برای ستون‌های با تَنگ که در ناحیه وصله پوششی، سطح مقطع موثر آرماتورهای عرضی در هر دو جهت حداقل برابر با $0.0015hs$ باشد، طول وصله پوششی را می‌توان در ضریب ۰/۸۳ ضرب نمود. در محاسبه سطح موثر تنگ‌ها، تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود بر امتداد h منظور می‌شود.

ب- برای ستون‌های با دورپیچ، طول وصله پوششی را می‌توان در ضریب ۰/۷۵ ضرب نمود.

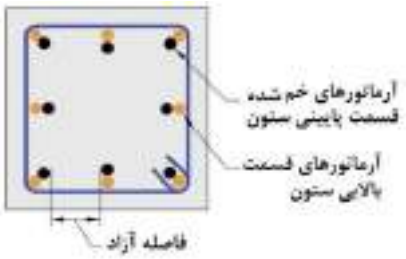
۱۲-۶-۴-۳ اگر نیروی ایجاد شده در آرماتور طولی ستون در اثر بارهای ضریب‌دار کششی باشد، طول وصله پوششی باید در کشش تعیین شود. در این حالت اگر تنش کششی آرماتور حداکثر $0.5f_y$ بوده و تعداد آرماتورهایی که در یک مقطع وصله می‌شوند، حداکثر نصف آرماتورهای کششی باشد و در ضمن وصله‌های پوششی آرماتورهای مجاور حداقل معادل l_d در طول ستون فاصله داشته باشند، وصله از نوع A محسوب شده و طول پوشش باید حداقل برابر با l_d اختیار شود. در غیراین صورت، وصله از نوع B محسوب شده و طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3l_d$ در نظر گرفته شود. در هر حال طول وصله نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۲-۶-۴ وصله آرماتور طولی ستون

ت ۱۲-۶-۴-۱ در اغلب موارد، ترکیب بار اصلی ثقلی کنترل کننده طراحی ستون است، اما ترکیب بارهایی که شامل اثرات باد یا زلزله می‌باشند، ممکن است موجب ایجاد کشش بیش‌تر در برخی از آرماتورهای ستون شوند. از اینرو هر وصله پوششی در آرماتورهای طولی برای حداکثر نیروی کششی بوجود آمده در آرماتورهای طولی (یعنی وصله پوششی کششی)، محاسبه و طراحی می‌شود.

ت ۱۲-۶-۴-۲ به منظور محاسبه طول گیرایی ℓ_d برای وصله‌های پوششی کششی در ستون‌های با آرماتورهای خم شده (غیر هم‌راستا)، فاصله آزاد بین آن‌ها مطابق **شکل ۱۲-۲** در نظر گرفته می‌شود.



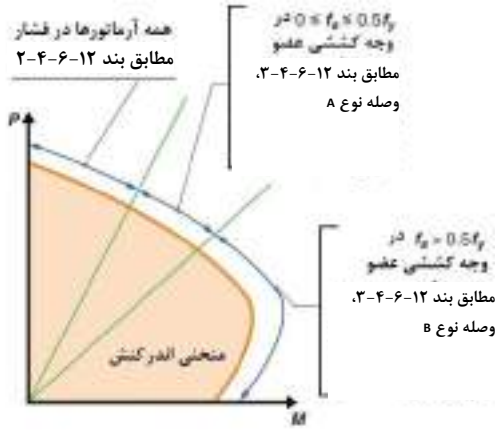
شکل ۱۲-۲ آرماتورهای خم شده ستون

ت ۱۲-۶-۴-۳ وصله‌های پوششی در ستون‌هایی که تحت لنگر خمشی و نیروی محوری با خروج از مرکزیت متوسط یا زیاد قرار می‌گیرند، ممکن است در یک وجه ستون با تنش‌های کششی روبرو شوند، در این حالت مطابق **بند ۱۲-۶-۴-۳** از وصله‌های کششی استفاده می‌شود، در **شکل ۱۲-۳** محدوده اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری نشان داده شده است.

متن اصلی

۱۲-۶-۴-۴ اگر نیروی آرماتور طولی ستون در همه ترکیب‌های بار فشاری باشد، استفاده از وصله‌های اتکایی مجاز خواهد بود، به شرط آن‌که وصله آرماتورهای طولی ستون در مقاطع مختلف انجام شود، ویا در محل وصله، از آرماتورهای اضافی استفاده شود، به طوری که حداقل مقاومت کشش آرماتورهایی که در هر وجه ستون در محل وصله امتداد می‌یابند، معادل حاصل ضرب $0.25\,f_y$ در سطح مقطع تمام آرماتورهای موجود در آن وجه ستون باشد.

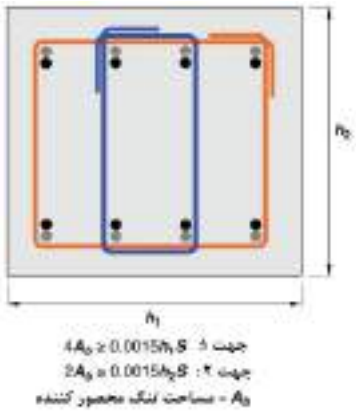
تفسیر/توضیح



شکل ۱۲-۳ الزامات وصله‌های پوششی در ستون‌ها

الزامات مربوط به وصله‌ها اساسا بنحوی تنظیم شده‌اند،که وصله‌های پوششی فشاری حداقل دارای مقاومت کششی برابر با $0.25f_y$ باشند. بنابراین، حتی اگر آرماتورهای طولی ستون مطابق بند ۱۲-۶-۴-۱، برای فشار طراحی شده باشند، دارای مقدار مقاومت کششی ذاتی اضافی می‌باشد.

ت-۱۲-۶-۴-۴ اگر تمام طول وصله با تنگ‌های کافی بسته و محصور شده باشد، می‌توان طول پوشش را کاهش داد. مساحت شاخه (ساق) تنگ عمود بر هر جهت بطور جداگانه محاسبه می‌شود. در شکل ۱۲-۴ آرایش دو تنگ برای مثال نشان داده شده است که چهار شاخه (ساق) در یک جهت و دو شاخه (ساق) در جهت دیگر کارایی دارند. همچنین اگر تمام طول وصله، توسط تنگ‌های دورپیچی بمنظور افزایش مقاومت دونیم شدن یا تنش کششی اصلی بکار برده شود، می‌توان طول پوشش را کاهش داد. برای جزئیات وصله‌های اتکایی به بند ۱۲-۴-۶ رجوع شود.



شکل ۱۲-۴ به‌کارگیری تنگ محصور کننده در طول پوششی وصله‌ها

متن اصلی

۱۲-۶-۵ آرماتور عرضی

۱۲-۶-۵-۱ آرماتورهای عرضی باید محدود کننده‌ترین الزامات فاصله آرماتورها را برآورده سازند. جزییات آرماتورهای عرضی باید مطابق ضوابط **بندهای ۲۱-۶-۱** تا **۲۱-۶-۳** باشند.

۱۲-۶-۵-۲ لازم است آرماتورهای طولی با استفاده از تنگ‌ها، دورگیرها ویا دورپیچ‌ها مطابق **بند ۱۲-۶-۶** به صورت جانبی مهار شوند، مگر آن‌که آزمایش‌ها و تحلیل‌های سازه‌ای نشان دهند که مقاومت کافی و امکان اجرا وجود دارد.

۱۲-۶-۵-۳ در مواردی که پیچ‌های مهاری در قسمت بالای ستون یا ستون پایه تعبیه شوند، باید توسط آرماتورهای عرضی که حداقل ۴ آرماتور طولی ستون یا ستون پایه را در بر گرفته‌اند، محصور شوند. آرماتورهای عرضی به صورت تنگ یا دورگیر باید در طول ۱۲۵ میلی‌متری قسمت بالای ستون یا ستون‌پایه توزیع شوند و حداقل شامل ۲ آرماتور به قطر ۱۲ میلی‌متر ویا ۳ آرماتور به قطر ۱۰ میلی‌متر باشند.

۱۲-۶-۵-۴ در مواردی که جهت اتصال ستون یا ستون‌پایه به یک جز پیش‌ساخته در انتها از کوپلر مکانیکی ویا آرماتورهای ادامه یافته استفاده می‌شود، آن‌ها باید توسط آرماتورهای عرضی احاطه شوند. آرماتورهای عرضی باید حداقل در طول ۱۲۵ میلی‌متر از انتهای ستون یا ستون پایه توزیع شده و شامل حداقل ۲ آرماتور به قطر ۱۲ میلی‌متر ویا ۳ آرماتور به قطر ۱۰ میلی‌متر به صورت تنگ ویا دورگیر باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۲-۶-۵ آرماتور عرضی

ت-۱۲-۶-۵-۲ تمام آرماتورهای طولی تحت فشار توسط آرماتورهای عرضی (تنگ‌ها) بسته می‌شوند. اگر آرماتورهای عرضی بصورت دایره‌ای تعبیه شده‌باشند، لازم است یک تنگ دایره‌ای کامل در هر گام (فاصله بین هرتنگ با تنگ قبلی یا بعدی) در نظر گرفته شود. این الزام را می‌توان با یک تنگ مدور دورپیچ تامین کرد، که در این صورت حداکثر گام باید برابر با فاصله تعیین شده تنگ‌ها باشد. بکارگیری مجموعه‌ای از تنگ‌ها در هر یک از دو انتهای وصله پوششی، بالا و پایین وصله‌های اتکایی و در حداقل فاصله زیر مناطق شیب‌دار آرماتورهای خم شده تنظیم شده، کاملا محتاطانه است. ستون‌های پیش‌ساخته با پوشش کمتر از ۴۰ میلی‌متر، ستون‌های بتنی با مصالح سنگی کوچک ابعاد، ستون‌های دیوار مانند و سایر ستون‌های غیرمعمول ممکن است به طراحی‌های خاصی برای آرماتور عرضی نیاز داشته باشند.

ت ۱۲-۶-۵-۳ و ت ۱۲-۶-۵-۴ محصور شدگی بتن، در مهارها و اتصال دهنده‌های مکانیکی از ترک خوردگی بتن جلوگیری می‌کند و امکان انتقال بار از مهارها و اتصال دهنده مکانیکی را به ستون یا ستون-پایه ممکن می‌سازد. چنین ترک خوردگی‌هایی می‌تواند در اثر نیروهای پیش‌بینی نشده ناشی از تغییرات دما، جمع‌شدگی در اعضای مقید، ضربه تصادفی در حین ساخت و اثرات مشابه بوجود آید.

متن اصلی

۱۲-۶-۶ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی

۱۲-۶-۶-۱ در هر طبقه، فاصله اولین تنگ یا دورگیر ستون از سطح بالای شالوده یا دال، نباید بیش‌تر از نصف فواصل تعیین شده برای تنگ‌ها یا دورگیرها باشد.

۱۲-۶-۶-۲ در هر طبقه، فاصله آخرین تنگ یا دورگیر ستون از زیر پایین‌ترین آرماتورهای افقی دال، پهنه (کتیبه)، ویا کلاهک برشی، نباید بیش‌تر از نصف فواصل تعیین شده برای تنگ‌ها یا دورگیرها باشد. در صورت اتصال تیر یا نشیمن (دستک) به همه وجوه ستون، می‌توان بالاترین تنگ یا دورگیر را در مقطعی به فاصله حداکثر ۷۵ میلی‌متر از زیر پایین‌ترین آرماتور افقی در کم ارتفاع‌ترین تیر یا دستک متوقف نمود.

۱۲-۶-۶-۳ در هر طبقه، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین آرماتورهای طبقه فوقانی امتداد یابد.

۱۲-۶-۶-۴ در هر طبقه، قسمت بالای دورپیچ باید مطابق جدول ۱۲-۱ باشد.

جدول ۱۲-۱ الزامات امتداد دورپیچ در بالای ستون

وضعیت انتهای ستون	الزامات امتداد دورپیچ
درصورت اتصال تیر یا دستک به تمام وجوه ستون	امتداد تا تراز پایین‌ترین آرماتورهای افقی، در اعضایی که دارای تکیه‌گاه فوقانی هستند.
در صورت عدم اتصال تیر یا دستک به تمام وجوه ستون	امتداد تا تراز پایین‌ترین آرماتورهای افقی در اعضایی که دارای تکیه‌گاه فوقانی هستند. آرماتور عرضی اضافی پس از محل قطع فوقانی دورپیچ‌ها تا قسمت پایین دال، پهنه و کلاهک برشی امتداد می‌یابد.
ستون‌های با سرستون	امتداد تا ترازی که قطر یا عرض سرستون دو برابر قطر یا عرض ستون باشد.

۱۲-۶-۶-۵ در مواردی که آرماتورهای طولی انحراف داشته باشند، لازم است برای آن‌ها در محل خم با به کارگیری تنگ، دورگیر، دورپیچ ویا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف، تکیه‌گاه افقی فراهم شود، این تکیه‌گاه باید برای نیرویی معادل ۱/۵ برابر مؤلفه افقی نیروی محاسباتی قسمت مایل آرماتورهای

تفسیر/توضیح

ت ۱۲-۶-۶ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی

ت-۱۲-۶-۶-۲ برای ستون‌های با مقطع مستطیل که چهار وجه آن‌ها توسط تیرها یا نشیمن‌های هم‌تراز در وجه بالای خود، محصور می‌شوند، عمقی از ناحیه اتصال مقید در نظر گرفته می‌شود که برابر با کم‌ترین عمق تیر یا نشیمن باشد. برای مقطع ستون‌های با سایر اشکال، هر چهار تیری که از دو جهت متعامد به ستون متصل می‌شوند، مقید شدن معادل را فراهم می‌کنند.

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

با انحراف، طراحی شود. فاصله چنین آرماتورهای عرضی به صورت تنگ بسته، دورگیر و دورپیچ، نباید از نقاط خم شده میلگرد با انحراف، بیش‌تر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

۱۲-۶-۷ آرماتور عرضی برشی

ت ۱۲-۶-۷ آرماتور عرضی برشی

۱۲-۶-۷-۱ در صورت لزوم می‌توان در ستون از آرماتور برشی به صورت تنگ، دورگیر ویا دورپیچ استفاده نمود.

۱۲-۶-۷-۲ فاصله حداکثر آرماتورهای برشی ستون اگر $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/2$ و ۶۰۰ میلی‌متر و اگر $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/4$ و ۳۰۰ میلی‌متر است.

فصل سیزدهم

دیوارها

فصل سیزدهم
دیوارها

متن اصلی

۱۳-۱ گستره

۱۳-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی دیوارهای بتن‌آرمه اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- ضوابط کلی طراحی؛
ب- مقاومت مورد نیاز و مقاومت طرح؛
پ- محدودیت‌های آرماتورها؛
ت- جزییات آرماتورگذاری؛
ث- اثر لاغری در دیوارها.

۱۳-۱-۲ طراحی دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد باید بر اساس ضوابط فصل ۲۰ انجام شود.

۱۳-۱-۳ طراحی دیوارهای حائل طره‌ای باید بر اساس ضوابط بند ۱۵-۳-۷ انجام شود.

۱۳-۱-۴ طراحی دیوارها به عنوان تیر روی زمین باید بر اساس ضوابط بند ۱۵-۳-۵ انجام شود. در صورتی‌که این دیوارها مطابق ضوابط بخش ۱۱-۸ از نوع تیر عمیق باشند، باید ضوابط آن بخش در مورد آن‌ها رعایت شوند.

۱۳-۲ کلیات

۱۳-۲-۱ در طراحی دیوارها باید تمام مشخصات بتن و آرماتورها و نیز قطعات جاگذاری شده در بتن بر طبق الزامات فصول ۳ و ۴ باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۳-۱ گستره

ت ۱۳-۱-۱ در این فصل ضوابط طراحی دیوارهای بتن‌آرمه تحت بارهای محوری و جانبی، ارائه می‌شود. دیوارها، بسته به میزان بار محوری اعمالی، به دیوار باربر یا غیرباربر تقسیم می‌شوند. دیوار باربر دیواری است که حد مشخصی از بارهای محوری را تحمل می‌کند. دیوار غیرباربر دیواری است که تحت بار محوری قابل توجه‌ای نیست و بنابراین مقاومت خمشی آن وابسته به میزان بار محوری نمی‌باشد. ضوابط کلی طراحی دیوارهای باربر و غیرباربر، مقاومت آن‌ها تحت بارهای محوری، برشی و خمشی داخل و خارج صفحه، محدودیت‌ها و جزئیات آرماتورگذاری دیوارها در این فصل آمده است.

ت ۱۳-۱-۲ دیوارهای سازه‌ای باربر یا غیرباربری که برای تحمل بارهای جانبی داخل صفحه طراحی می‌شوند (دیوارهای برشی) در صورتی که لازم باشد ضوابط شکل‌پذیری زیاد برای آن‌ها منظور شود، باید ضوابط فصل ۲۰ را برآورده نمایند.

ت ۱۳-۲ کلیات

متن اصلی

۱۳-۲-۲ طول افقی دیوار که به عنوان ناحیه موثر برای تحمل هر یک از بارهای متمرکز وارد بر دیوار در نظر گرفته می‌شود، نباید از پهنای سطح اثر بار به اضافه دو برابر ضخامت دیوار در هر طرف سطح اثر، ویا از فاصله مرکز تا مرکز بارهای متمرکز بیش‌تر باشد. طول افقی موثر باربری اتکایی نباید خارج از درزهای قائم دیوار قرار گیرد، مگر آن که بر اساس طراحی صورت گرفته، انتقال نیروها به روش مناسبی در درزها صورت پذیرد.

۱۳-۲-۳ در دیوارهای پیش‌ساخته، اتصال قطعات به یکدیگر باید بر اساس ضوابط **بخش ۱۷-۵** صورت گیرد.

۱۳-۲-۴ اتصال دیوارها به شالوده‌ها باید بر اساس ضوابط **بخش ۱۷-۲** صورت گیرد.

۱۳-۲-۵ برای تامین پایداری دیوارها باید آن‌ها را در قطعات متقاطع مجاور مانند کف‌ها، بام‌ها، ستون‌ها، پشت بندهای دیواری، ستون‌های دیواری، دیوارهای متقاطع و شالوده‌ها مهار کرد.

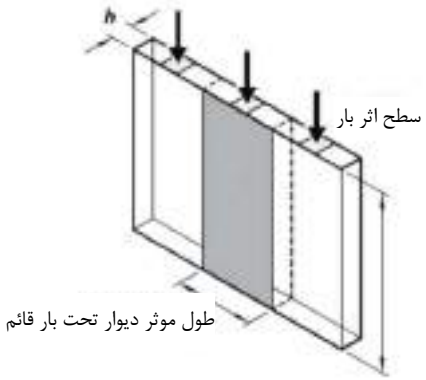
۱۳-۳ حداقل ضخامت دیوارها

۱۳-۳-۱ ضخامت دیوارها نباید کمتر از مقادیر «الف» تا «پ» زیر در نظر گرفته شوند. استفاده از ضخامت‌های کمتر تنها در شرایطی که تحلیل سازه بیان‌گر مقاومت و پایداری کافی دیوار زیر اثر بارهای وارده باشد، مجاز می‌باشد.

الف- ضخامت دیوارهای باربر و دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری کم نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ طول مهار نشده، ارتفاع مهار نشده دیوار و ۱۰۰ میلی‌متر، کمتر در نظر گرفته شود. این محدودیت

تفسیر/توضیح

ت۱۳-۲-۲ طراحی دیوار تحت بارهای محوری مشابه طراحی ستون می‌باشد. در بارهای محوری متمرکز، طولی که در طراحی منظور می‌شود برابر است با پهنای سطح اثر بار به اضافه دو برابر ضخامت دیوار در هر طرف سطح اثر بار که البته نباید از فاصله مرکز تا مرکز بارهای متمرکز بیش‌تر باشد. در صورتی که در دیوار، درزهای قائم وجود داشته باشد، طول موثر نباید خارج از این درزها در نظر گرفته شود، مگر آن که درزهای قائم برای انتقال نیرو طراحی شده باشند.



شکل ۱۳-۱ عرض موثر دیوار تحت بارهای متمرکز

ت ۱۳-۲-۵ قطعات متقاطعی که حضورشان بر شرایط تکیه‌گاهی دیوار تاثیری ندارد، لازم نیست به دیوار متصل شوند. همچنین، بهتر است دیوارهای حائل سنگین با توجه به تفاوت میزان تغییرشکل‌ها از دیوارهای متقاطع جدا شوند.

ت ۱۳-۳ حداقل ضخامت دیوارها

ت ۱۳-۳-۱ اعمال ضوابط مرتبط با حداقل ضخامت، در دیوارهای باربر و دیوارهای بیرونی زیرزمین و دیوارهای شالوده دیواری که براساس ضوابط **فصل ۸** طراحی شده باشد ویا، براساس **بند ۱۳-۸** تحلیل شده باشد، ضروری نیست چون در این روش‌های طراحی اثرات لاغری دیوار در تحلیل و طراحی منظور می‌شود.

متن اصلی

فقط در مورد دیوارهای باربری صدق می‌کند که با روش ساده شده **بند ۱۳-۵-۲** طراحی شده باشند.

ب- ضخامت دیوارهای غیر باربر نباید از $\frac{۱}{۳۰}$ طول مهار نشده، ارتفاع مهار نشده دیوار و ۱۰۰ میلی‌متر، کمتر در نظر گرفته شود.

پ- ضخامت دیوارهای بیرونی زیر زمین‌ها و دیوارهای شالوده و سایر دیوارهایی که دائماً در تماس با خاک قرار دارند نباید از ۲۰۰ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود. این محدودیت فقط در مواردی صدق می‌کند که دیوار با روش ساده شده **بند ۱۳-۵-۲** طراحی شده باشد.

۱۳-۴ مقاومت مورد نیاز

۱۳-۴-۱ کلیات

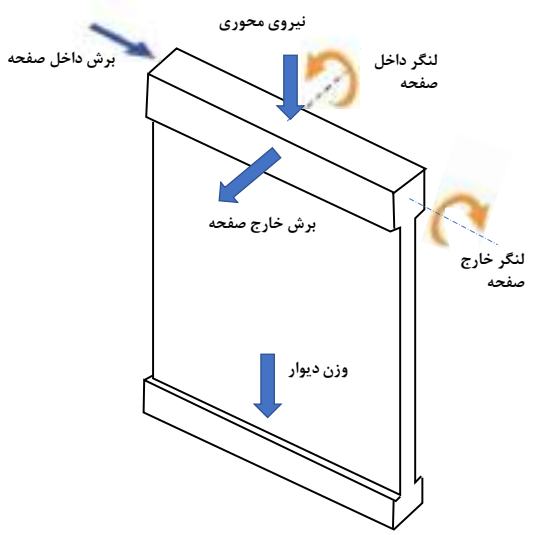
۱۳-۴-۱-۱ دیوارها باید برای تمام بارهایی که به آن‌ها وارد می‌شوند، از جمله بارهای با برون محوری و بارهای جانبی، طراحی شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۳-۴ مقاومت مورد نیاز

ت ۱۳-۴-۱ کلیات

ت ۱۳-۴-۱-۱ در **شکل ۱۳-۲**، نیروهایی که به طور معمول بر روی دیوارها وارد می‌شوند و دیوار برای تحمل این نیروها باید طراحی شود، نمایش داده شده‌اند. به ندرت دیوار تحت بار همزمان داخل و خارج صفحه قرار می‌گیرد. معمولاً طراحی دیوار تحت ترکیب بار محوری و لنگر خمشی داخل صفحه ویا ترکیب بار محوری و لنگر خمشی خارج صفحه صورت می‌گیرد.



شکل ۱۳-۲ نیروهای داخل و خارج صفحه دیوار

متن اصلی

۱۳-۴-۱-۲ مقاومت مورد نیاز در دیوارها باید برای بارهای ضریب‌دار، بر اساس ضوابط فصل ۷ و تحلیل سازه با منظور داشتن الزامات فصل ۶ تعیین شوند.

۱۳-۴-۱-۳ اثرات لاغری در دیوارها باید بر اساس ضوابط بخش‌های ۶-۵-۴، ۶-۶ و ۶-۷ تعیین شوند. در دیوارهای مشمول ضوابط بخش ۱۳-۸، می‌توان اثرات لاغری خارج از صفحه را بر اساس الزامات آن بند تعیین نمود.

۱۳-۴-۲ لنگر خمشی و نیروی محوری ضریب‌دار

دیوارها باید برای حداکثر لنگر خمشی ضریب‌دار، M_u ، که ممکن است همراه با نیروهای محوری ضریب‌دار، P_u، در هر یک از ترکیب‌های بارگذاری به دیوار وارد شود، طراحی گردند. مقدار بار محوری ضریب‌دار با برون محوری، نباید بیش‌تر از $\phi P_{n,max}$ مطابق فصل ۸ باشد. مقدار ضریب ϕ باید برای مقاطع فشار-کنترل از جدول ۷-۲ تعیین شود. لنگر خمشی ضریب‌دار M_u باید بر اساس اثرات لاغری موضوع بخش‌های ۶-۵-۴، ۶-۶ ویا ۶-۷، تشدید شده باشند.

۱۳-۴-۳ برش ضریب‌دار

دیوارها باید برای حداکثر برش داخل صفحه V_u و نیز برش خارج از صفحه V_u طراحی شوند.

۱۳-۵ مقاومت طراحی

۱۳-۵-۱ کلیات

طراحی دیوارها در تمام مقاطع باید بر اساس تامین رابطه (۸-۱) «الف»، «ب» و «ت» و اعمال اثر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در هر ترکیب بار صورت گیرد. مقدار ضریب ϕ بر اساس ضوابط فصل ۷ تعیین می‌شود.

تفسیر/توضیح

میزان لاغری دیوار می‌تواند کنترل کننده طراحی باشد خصوصا اگر دیوار تحت بار خارج از صفحه خود قرار گیرد. اثرات لاغری باید به نحو مناسبی در طراحی دیوار منظور شود.

ت ۱۳-۴-۲ لنگر خمشی و نیروی محوری ضریب‌دار

ت ۱۳-۴-۳ برش ضریب‌دار

ت ۱۳-۵ مقاومت طراحی

ت ۱۳-۵-۱ کلیات

متن اصلی

۱۳-۵-۲ طراحی برای بار محوری و لنگر خمشی داخل یا خارج صفحه

۱۳-۵-۲-۱ در دیوارهای باربر، مقاومت محوری اسمی P_n و مقاومت خمشی اسمی M_n، داخل یا خارج از صفحه، را می‌توان مطابق با ضوابط فصل ۸ محاسبه نمود. به عنوان یک روش جایگزین، در دیوارهای زیر اثر بار محوری و لنگر خمشی خارج از صفحه، طراحی را می‌توان بر اساس رابطه ساده شده بندهای ۱۳-۵-۲-۳ و ۱۳-۵-۲-۴ انجام داد.

۱۳-۵-۲-۲ در دیوارهای غیر باربر، که در آن‌ها بار محوری قابل ملاحظه نیست، M_n را باید بر اساس ضابطه بخش ۸-۲ محاسبه نمود.

۱۳-۵-۲-۳ در دیوارهای با مقطع مستطیل توپر که در آن‌ها برون محوری برآیند بارهای ضریب‌دار، کمتر از یک ششم ضخامت دیوار است، می‌توان مقاومت محوری اسمی مقطع، P_n، را با استفاده از رابطه تجربی زیر تعیین نمود.

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32h}\right)^2\right] \qquad (۱-۱۳)$$

در این رابطه، k ضریب طول موثر دیوار در جهت خارج از صفحه است که باید طبق بندهای «الف» تا «پ» زیر تعیین شود:

الف- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آن‌ها از چرخش حول یک یا هر دو انتها جلوگیری شده باشد: k=0.8

ب- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آن‌ها از چرخش حول دو انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری نشده باشد: $k=1.0$

پ- در دیوارهای مهار نشده در مقابل حرکت جانبی: $k=2.0$

۱۳-۵-۲-۴ ضریب ϕ که در P_n ضرب می‌شود، باید برای مقاطع فشار-کنترل از جدول ۷-۲ تعیین شود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۳-۵-۲ طراحی برای بار محوری و لنگر خمشی داخل یا خارج صفحه

ت ۱۳-۵-۲-۳ روش ساده شده معرفی شده در این بند، تنها برای دیوارهای با مقطع مستطیلی توپر قابل استفاده است و برای حالات دیگر، مقاومت اسمی مطابق با ضوابط فصل ۸ تعیین می‌شود. بارهای محوری خارج از محور و لنگرهای ناشی از نیروهای خارج از صفحه، برای تعیین حداکثر میزان خروج از مرکزیت کل بار محوری ضریب‌دار، P_u، به کار می‌روند. هرگاه برآیند نیروی محوری برای تمام ترکیب بارها و در تمام طول تغییرشکل نیافته دیوار، در یک-سوم میانی ضخامت دیوار قرار گیرد (خروج از مرکزیت کمتر از یک ششم ضخامت باشد)، هیچ تنش کششی به دیوار وارد نمی‌شود و روش ساده‌سازی شده می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. در این شرایط، بار محوری ضریب‌دار، P_u، به عنوان بار محوری بدون خروج از مرکزیت در نظر گرفته می‌شود و باید کمتر یا مساوی مقاومت محوری طراحی ϕP_n که از رابطه (۱۳-۱) محاسبه می‌شود، باشد. تحقیقات نشان داده است رابطه (۱۳-۱) به مقادیری از مقاومت منجر می‌شود که قابل مقایسه با مقادیر حاصل از بند ۱۳-۵-۲-۱ برای اعضایی که در یک-سوم میانی ضخامت بارگذاری شده‌اند، می‌باشد.

متن اصلی

۱۳-۵-۳ طراحی برای برش داخل صفحه

۱۳-۵-۳-۱ مقاومت برشی اسمی داخل صفحه دیوارها، V_n، باید بر اساس ضوابط **بندهای ۱۳-۵-۳-۲ تا ۱۳-۵-۳-۵** محاسبه شود. برای دیوارهای با $h_w/l_w < 2$، طراحی برای برش داخل صفحه را می‌توان بر اساس روش خرپایی، **فصل ۲۲**، نیز انجام داد.

۱۳-۵-۳-۲ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید بیش‌تر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ منظور شود.

۱۳-۵-۳-۳ مقدار V_n از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \qquad (۱۳-۲)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق بندهای «الف» تا «پ» زیر تعیین می‌شود:

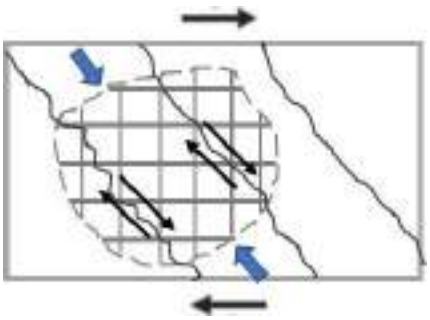
الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$

تفسیر/توضیح

ت ۱۳-۵-۳ طراحی برای برش داخل صفحه

ت۱۳-۵-۳-۱ برش داخل صفحه عموما در طراحی دیوارهای سازه‌ای با نسبت ارتفاع به طول کم، حاکم می‌شود. در دیوارهای بلند، به طور خاص اگر دیوار بطور یکنواخت آرماتورگذاری شده باشد، رفتار خمشی حاکم بر طراحی است. البته در دیوارهای سازه‌ای بلند تحت اثر تحریک‌های شدید زلزله، به دلیل تاثیر مُدهای بالاتر ممکن است موارد استثنائی برای این مسئله وجود داشته باشد.

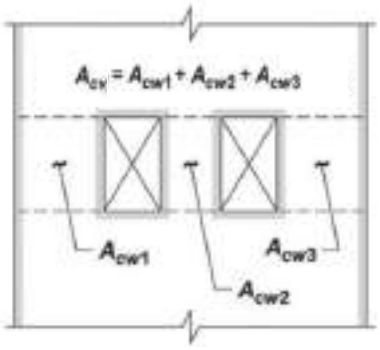
ت ۱۳-۵-۳-۲ این محدودیت، برای جلوگیری از خرابی فشاری قطری در دیوار برشی تعریف شده‌است. در این رابطه A_{cv}سطح مقطع دیوار است که برابر با ضرب ضخامت دیوار در طول آن است. عموما ظرفیت برشی دیوار بر اساس مشارکت بتن در انتقال برش از طریق قفل و بست بین دانه‌ها در سطح ترک و مشارکت آرماتورهای طولی و عرضی است، مشروط بر آن که خرابی فشاری در حدفاصل بین ترک‌ها رخ ندهد. به منظور جلوگیری از این نوع خرابی مقدار مقاومت برشی به ظرفیت فشاری نواحی فشاری بین ترک‌ها محدود می‌شود شکل ۱۳-۳.



شکل ۱۳-۳ فشار در ناحیه بین ترک‌ها

ت ۱۳-۵-۳-۳ رابطه (۱۳-۲) که برای تعیین مقاومت برشی داخل صفحه دیوارها استفاده می‌شود، مشابه رابطه مقاومت برشی دیوارهای تحت بارهای لرزه‌ای است که در **فصل ۲۰** معرفی شده است. مطابق با تحقیقات قبلی مقاومت برشی در دیوارهای با نسبت نیروی برشی به لنگر خمشی بزرگتر، بیش‌تر است. این موضوع با اعمال نسبت ارتفاع به طول قطعات دیواری در رابطه (۱۳-۲) منظور شده‌است. در دیوارهای توپر نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ معرف نسبت ابعادی کل دیوار است و برای قطعات دیواری در مجاورت بازشوها، نسبت ابعادی دیوار، بر اساس ابعاد قطعه دیوار محدود بین دو بازشو ویا بازشو و لبه دیوار تعیین می‌شود.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$	
پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.	
۱۳-۵-۳-۴ در دیوارهای تحت اثر نیروی محوری خالص کششی، مقدار ضریب α_c در رابطه (۱۳-۲) بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود:	ت ۱۳-۵-۳-۴ در دیوارهای سازه‌ای تحت نیروی محوری خالص کششی، میزان سهم بتن در مقاومت برشی به شدت کاهش می‌یابد این موضوع در رابطه (۱۳-۳) منظور شده است. برای این اعضا، عمده برش باید توسط آرماتورهای عرضی تحمل می‌شود.
$\alpha_c = 0.17\left(1 + 0.29\frac{N_u}{A_g}\right) \geq 0$ (۱۳-۳)	
علامت N_u برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.	
۱۳-۵-۳-۵ در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیوار قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، V_n در کل نباید بیش‌تر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ و در هر یک از قطعات به تنهایی نباید بیش‌تر از $0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}$ منظور گردد. A_{cv} سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول مقاطع دیواری و A_{cw} سطح مقطع هر قطعه دیوار می‌باشد.	ت ۱۳-۵-۳-۵ در صورتی که نیروی برشی در یک تراز ساختمان، توسط چند دیوار یا چند قطعه دیواری قائم (مانند دیوارهای بازشودار) تحمل می‌شود. مقدار مقاومت برشی متوسط واحد سطح (تنش مقاوم برشی) برای سطح مقطع تمام دیوارها به مقدار $0.66\sqrt{f'_c}$ محدود می‌شود و البته تنش مقاوم برشی هر قطعه از دیوار نباید بیش‌تر از $0.83\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شود. سطح مقطع دیوار، A_{cv} و سطح مقطع قطعات دیواری، A_{cw}، در شکل ۱۳-۳ نمایش داده شده است.



شکل ۱۳-۳ سطح مقطع قطعات دیواری

۱۳-۵-۴ طراحی برای برش خارج از صفحه

مقاومت برشی اسمی خارج از صفحه دیوارها، V_n، باید بر اساس ضوابط بخش ۸-۸۵-۴ محاسبه شود.

ت ۱۳-۵-۴ طراحی برای برش خارج از صفحه

۱۳-۶ محدودیت‌های آرماتورها

۱۳-۶-۱ آرماتورهای طولی و عرضی در دیوارها نباید کمتر از مقادیر مندرج در بندهای ۱۳-۶-۲ و ۱۳-۶-۳ اختیار شوند.

ت ۱۳-۶ محدودیت‌های آرماتورها

ت ۱۳-۶-۱ وجود هر دو آرماتور طولی و عرضی در دیوار ضروری است. به منظور کنترل موثر ترک‌های برشی در دیوار، آرماتورگذاری دیوارها باید در هر دو راستای طولی و عرضی به صورت یکنواخت

متن اصلی

۲-۶-۱۳ در مواردی که برای برش داخل صفحه $V_u \le 0.5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$ است، حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور طولی به مساحت کلی مقطع، ρ_l و حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور عرضی به مساحت کل مقطع، ρ_t، باید بر اساس ضوابط **بندهای ۱-۲-۶-۱۳** و **۲-۲-۶-۱۳** تعیین شوند.

۱-۲-۶-۱۳ حداقل ρ_l برای آرماتورهای مختلف به شرح زیربندهای «الف» تا «ث» زیراند:

الف- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر و با تنش تسلیم مساوی ویا بیش‌تر از ۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۱۲؛

ب- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر و با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۱۵ ؛

پ- برای آرماتورهای آجدار با قطر بیش‌تر از ۱۶ میلی‌متر: ۰/۰۰۱۵ ؛

ت- برای شبکه‌های سیمی جوش شده: ۰/۰۰۱۲ ؛

ث- در دیوارهای پیش‌ساخته با شبکه‌های میلگرد یا سیم جوش شده: ۰/۰۰۱۰.

۲-۲-۶-۱۳ حداقل ρ_t برای آرماتورهای مختلف به شرح زیربندهای «الف» تا «ث» زیراند:

الف- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر و با تنش تسلیم مساوی ویا بیش‌تر از ۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۲۰

ب- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی‌متر و کمتر و با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۲۵

پ- برای آرماتورهای آجدار با قطر بیش‌تر از ۱۶ میلی‌متر: ۰/۰۰۲۵

ت- برای شبکه‌های سیمی جوش شده: ۰/۰۰۲۰

تفسیر/توضیح

توزیع شود. در یک قطعه دیوار، ρ_t برای بیان درصد آرماتور توزیع‌شده عرضی و ρ_l برای بیان درصد آرماتور توزیع‌شده طولی به کار می‌رود. در یک قطعه دیواری قائم، آرماتورهای عرضی در ارتفاع دیوار و آرماتورهای طولی در طول آن توزیع می‌شوند. به عبارت دیگر آرماتورهای عرضی همان آرماتورهای افقی می‌باشند و آرماتورهای طولی در راستای قائم می‌باشند.

متن اصلی

ث- در دیوارهای پیش‌ساخته با شبکه‌های میلگرد یا سیم جوش شده: ۰/۰۰۱۰

۳-۶-۱۳ در مواردی که برای برش داخل صفحه $V_u > 0.5\emptyset\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ است، حداقل ρ_l و ρ_t باید برابر با مقادیر «الف» و «ب» زیر منظور شود:

الف- حداقل ρ_l باید برابر با بزرگترین دو مقدار محاسبه شده از رابطه (۴-۱۳) و ۰/۰۰۲۵ در نظر گرفته شود، ولی لازم نیست از مقدار ρ_t مورد نیاز برای مقاومت اسمی بند ۳-۳-۵-۱۳ بیش‌تر اختیار شود.

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_t - 0.0025) \qquad (۴-۱۳)$$

ب- حداقل ρ_t باید برابر با ۰/۰۰۲۵ درنظر گرفته شود.

۷-۱۳ جزییات آرماتورگذاری

۱-۷-۱۳ کلیات

پوشش بتنی روی آرماتورها و نیز گیرایی آرماتورها در بتن و چگونگی وصله آن‌ها به یکدیگر باید به ترتیب مطابق ضوابط فصل‌های ۴ و ۲۱ باشند.

۲-۷-۱۳ فاصله آرماتورهای طولی

۱-۲-۷-۱۳ فاصله آرماتورهای طولی از یکدیگر در هر شبکه در دیوارهای درجا، نباید بیش‌تر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود. اگر آرماتور برشی برای مقاومت داخل صفحه دیوار لازم باشد، فاصله آرماتورهای طولی نباید از یک سوم طول دیوار، $l_w/3$، بیش‌تر باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۳-۶-۱۳ نتایج تحقیقات و مطالعات آزمایشگاهی موید این مطلب است که اثر آرماتورهای عرضی در مقاومت برشی دیوارهای با نسبت ارتفاع آزاد به طول آزاد دیوار کم، کمتر از آرماتورهای طولی است. در دیوارهای با نسبت ارتفاع به طول برابر با ۰/۵ یا کمتر، آرماتورهای طولی نقش اصلی در تحمل برش را دارند. در نسبت h_w به l_w بالاتر، سهم آرماتورهای عرضی افزایش می‌یابد و در h_w/l_w بالای ۲/۵ آرماتورهای عرضی نقش اصلی در تحمل برش را دارند.

این موضوع برای تعیین حداقل آرماتور طولی و عرضی در رابطه(۱۳-۴) وارد شده است. اگر مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز که مطابق بند ۳-۳-۵-۱۳ تعیین می‌شود، کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد، باید مقدار آرماتور عرضی و طولی به میزان حداقل ۰/۰۰۲۵ سطح مقطع تامین شود. اگر مقدار آرماتور عرضی طراحی بیش‌تر از ۰/۰۰۲۵ سطح مقطع باشد، رابطه (۱۳-۴) تضمین می‌کند که حداقل آرماتور طولی برای تحمل برشی در دیوارهای کوتاه تامین شود. بدین صورت که اگر نسبت ارتفاع آزاد به طول آزاد دیوار کمتر از ۰/۵ باشد، حداقل میزان آرماتورهای طولی برابر با آرماتورهای عرضی خواهد بود که البته از ۰/۰۰۲۵ نیز نباید کمتر باشد. اگر نسبت ارتفاع آزاد به طول آزاد دیوار بزرگتر از ۲/۵ باشد، حداقل مقدار آرماتور طولی برابر با ۰/۰۰۲۵ می‌باشد.

ت ۱۳-۷ جزییات آرماتورگذاری

ت ۱۳-۷-۱ کلیات

ت ۱۳-۷-۲ فاصله آرماتورهای طولی

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱۳-۷-۲-۲ فاصله آرماتورهای طولی از یکدیگر در هر شبکه در دیوارهای پیش‌ساخته، نباید بیش‌تر از پنج برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلی‌متر برای دیوارهای خارجی و ۷۵۰ میلی‌متر برای دیوارهای داخلی در نظر گرفته شود. اگر آرماتور برشی برای مقاومت داخل صفحه دیوار لازم باشد، فاصله آرماتورهای طولی نباید از $l_w/3$، $3h$ و ۳۵۰ میلی‌متر، بیش‌تر باشد.	
۱۳-۷-۲-۳ در دیوارهای با ضخامت بیش‌تر از ۲۵۰ میلی‌متر، به جز دیوارهای زیرزمین یک طبقه و دیوارهای حائل طره‌ای، هر یک از آرماتورهای طولی و عرضی باید حداقل در دو شبکه، هر یک نزدیک به یک وجه دیوار در نظر گرفته شوند.	
۱۳-۷-۲-۴ آرماتور کششی لازم برای خمش باید به صورت مناسبی توزیع شده و تا جایی که ممکن است، به وجه کششی نزدیک باشد.	
۱۳-۷-۳ فاصله آرماتورهای عرضی	**ت ۱۳-۷-۳ فاصله آرماتورهای عرضی**
۱۳-۷-۳-۱ فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر در هر شبکه در دیوارهای درجا نباید بیش‌تر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلی‌متر باشد. اگر آرماتور برشی برای مقاومت داخل صفحه دیوار لازم باشد، فاصله آرماتورهای عرضی نباید از یک پنجم طول دیوار، $l_w/5$، بیش‌تر باشد.	
۱۳-۷-۳-۲ فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر در هر شبکه در دیوارهای پیش‌ساخته نباید بیش‌تر از پنج برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلی‌متر برای دیوارهای خارجی و ۷۵۰ میلی‌متر برای دیوارهای داخلی باشد. اگر آرماتور برشی برای مقاومت داخل صفحه دیوار لازم باشد، فاصله آرماتورهای عرضی نباید از $l_w/5$، $3h$ و ۳۵۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.	
۱۳-۷-۴ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی	**ت ۱۳-۷-۴ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی**
در مواردی‌که به آرماتورهای طولی برای تامین مقاومت محوری نیاز است و سطح مقطع کل آرماتور طولی A_{st} از یک درصد مساحت کل مقطع، $0.01A_g$، بیش‌تر است، باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.	

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱۳-۷-۵ آرماتورگذاری اطراف بازشو	**ت ۱۳-۷-۵ آرماتورگذاری اطراف بازشو**
علاوه بر حداقل آرماتورهای مورد نیاز بند ۱۳-۶، حداقل دو آرماتور با قطر ۱۶ میلی‌متر یا معادل آن در دیوارهای با دو سفره آرماتور در دو جهت و یک آرماتور با قطر ۱۶ میلی‌متر در دیوارهای با یک سفره آرماتور در دو جهت، باید در اطراف بازشوهای درها، پنجره‌ها ویا بازشوهای با اندازه مشابه تعبیه شوند. این آرماتورها باید برای توسعه تنش تسلیم در گوشه‌های بازشو مهار شوند.	
۱۳-۸ روش جایگزین برای تحلیل خارج از صفحه دیوارهای لاغر	**ت ۱۳-۸ روش جایگزین برای تحلیل خارج از صفحه دیوارهای لاغر**
۱۳-۸-۱ کلیات	**ت ۱۳-۸-۱ کلیات**
تحلیل اثرات لاغری خارج از صفحه دیوارهایی که ضوابط زیربندهای «الف» تا «ث» زیر را برآورده می‌کنند، می‌توانند به عنوان یک روش جایگزین مطابق ضوابط این بخش صورت گیرد. الف- سطح مقطع در ارتفاع دیوار ثابت باشد. ب- رفتار خمشی خارج از صفحه دیوار به صورت کشش-کنترل باشد. پ- حداقل مقدار ϕM_n برابر با M_{cr} باشد، M_{cr} با استفاده از مدول گسیختگی f_r بر اساس ضوابط فصل ۳ محاسبه می‌شود. ت- مقدار P_u در مقطع وسط ارتفاع دیوار، از $0.06 f'_c A_g$ بیش‌تر نباشد. ث- تغییرشکل خارج از صفحه محاسبه شده برای بارهای بهره‌برداری، Δ_s، با در نظر گرفتن اثرات P-Δ، از $\frac{l_c}{150}$ بیش‌تر نباشد.	روش معرفی‌شده در این بند، یک روش جایگزین برای برآورده کردن ضوابط بند ۱۳-۵-۲-۱ برای طراحی خارج از صفحه دیوارهای لاغری است که در لبه بالایی خود، در مقابل دوران، مهار شده‌اند. دیوارهایی که دارای پنجره یا بازشوهای بزرگ هستند، سطح مقطع ثابتی در ارتفاع نخواهد داشت. طراحی این دیوارها باید با در نظرگرفتن اثرات حضور بازشو انجام شود.
۱۳-۸-۲ مدل‌سازی	**ت ۱۳-۸-۲ مدل‌سازی**
۱۳-۸-۲-۱ دیوار باید به عنوان یک عضو با تکیه‌گاه‌های ساده و تحت بار محوری که زیر اثر بار جانبی گسترده یکنواخت خارج	ت ۱۳-۸-۲-۱ مدل دیوار در تحلیل خارج از صفحه به روش جایگزین برای دیوارهای لاغر، در شکل ۱۳-۴ ارئه شده است.

متن اصلی

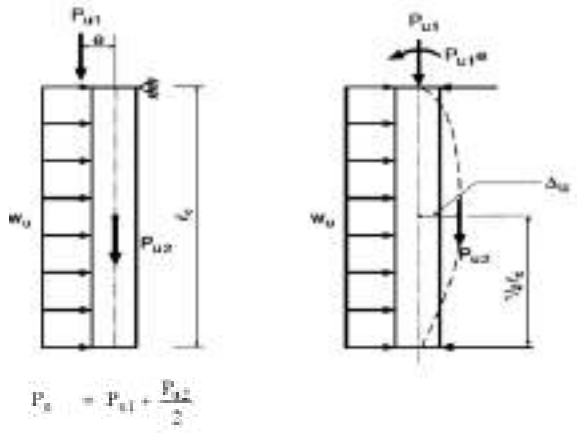
از صفحه قرار دارد، تحلیل شود. در این شرایط، حداکثر لنگر خمشی و تعییر شکل در وسط ارتفاع دیوار رخ می‌دهد.

۱۳-۸-۲-۲ بارهای ثقلی متمرکز وارد شده به دیوار در بالای هر مقطع باید با فرض توزیع یکنواخت روی عرضی برابر با عرض اعمال بار به اضافه عرضی در دو سمت که با شیب ۱ به ۲ (افقی به قائم) زیاد می‌شود، در نظر گرفته شوند. مقدار عرض کل برای توزیع یکنواخت نباید از مقادیر «الف» یا «ب» زیر تجاوز کند:

الف- فاصله بین بارهای متمرکز؛

ب- لبه‌های دیوار.

تفسیر/توضیح



شکل ۱۳-۴ مدل دیوار در تحلیل خارج از صفحه دیوارهای لاغر به روش جایگزین

۱۳-۸-۳ لنگر خمشی ضریب‌دار

مقدار لنگر M_u در وسط ارتفاع دیوار، ناشی از ترکیب خمش و بار محوری، باید در برگیرنده اثرات تغییرشکل دیوار بر اساس ضوابط زیربندهای «الف» یا «ب» زیر باشد:

الف- با استفاده از روش تکرار محاسبات بر اساس رابطه زیر:

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \qquad (۵-۱۳)$$

که در آن، M_{ua} حداکثر لنگر ضریب‌دار در وسط ارتفاع دیوار، ناشی از بارهای جانبی و بارهای محوری خارج از مرکز است و اثرات P-Δ را شامل نمی‌شود.

مقدار Δ_u از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_u = \frac{5M_u l_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \qquad (۶-۱۳)$$

در این رابطه، ممان اینرسی ترک خورده مقطع، I_{cr}، برابر است با:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c}\left(A_s + \frac{P_u}{f_y}\frac{h}{2d}\right)(d-c)^2 + \frac{l_w c^3}{3} \qquad (۷-۱۳)$$

ت ۱۳-۸-۳ لنگر خمشی ضریب‌دار

در رابطه (۵-۱۳)، عبارت $P_u\Delta_u$ اثرات P-Δ را در مقدار لنگر وسط ارتفاع دیوار منظور می‌کند (رجوع شود به شکل ۱۳-۴). حضور M_u در دو سمت رابطه (۵-۱۳)، باعث شده که برای تعیین M_u نیاز به استفاده از روش تکرار محاسبات باشد. یعنی با فرض اولیه $M_u=M_{ua}$ مقدار Δ_u تعیین و با جایگذاری در رابطه (۵-۱۳) مقدار جدید M_u و متناظر با آن Δ_u تعیین شود. با چند بار تکرار، مقدار لنگر وسط دیوار با در نظر گرفتن اثر P-Δ تعیین می‌شود.

با جایگذاری رابطه (۶-۱۳) در رابطه (۵-۱۳) و مرتب کردن آن رابطه (۸-۱۳)، برای تعیین مستقیم (غیر تکراری) M_u، بدست می‌آید.

در تعیین عمق تار خنثی،c، اثر نیروی محوری P_u باید منظور شود بدین منظور می‌توان از سطح مقطع معادل آرماتورهای طولی، $A_{se,w}$، استفاده نمود:

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y}\left(\frac{h/۲}{d}\right)$$

در این حالت خواهیم داشت:

$$a = \frac{A_{se,w} \times f_y}{0.85 \times f'_c \times l_w}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

متن اصلی

نسبت E_s/E_c باید برابر با حداقل ۶ در نظر گرفته شود.

ب- با استفاده از روش مستقیم بر اساس رابطه زیر:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{\left(1 - \frac{5P_u l_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}}\right)} \qquad (۸-۱۳)$$

۱۳-۸-۴ تغییرشکل خارج از صفحه – بارهای بهره‌برداری

۱۳-۸-۴-۱ تغییرشکل خارج از صفحه ناشی از بارهای بهره‌برداری، Δ_s، باید بر اساس رابطه (۱۳-۹) «الف» و «ب» محاسبه شود. M_a با استفاده از رابطه (۱۳-۱۰) تعیین می‌شود:

الف- در مواردی که $M_a \le \left(\frac{2}{3}\right) M_{cr}$:

$$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)\Delta_{cr} \qquad (۹-۱۳) \text{ الف}$$

ب- در مواردی که $M_a > \left(\frac{2}{3}\right) M_{cr}$:

$$\Delta_s = \frac{2}{3}\Delta_{cr} + \left(\frac{M_a - (2/3)M_{cr}}{M_n - (2/3)M_{cr}}\right)\left(\Delta_n - \frac{2}{3}\Delta_{cr}\right) \qquad (۹-۱۳) \text{ ب}$$

۱۳-۸-۴-۲ حداکثر مقدار لنگر M_a در وسط ارتفاع دیوار، ناشی از بارهای بهره‌برداری جانبی و بارهای محوری دارای خروج از مرکزیت، که اثرات $P_s\Delta_s$ را نیز شامل می‌شود، باید با استفاده از رابطه (۱۳-۱۰) و با حل تکراری روی تغییرشکل‌ها تعیین شود.

$$M_a = M_{sa} + P_s\Delta_s \qquad (۱۰-۱۳)$$

تفسیر/توضیح

ت ۱۳-۸-۴ تغییرشکل خارج از صفحه – بارهای بهره‌برداری

ت ۱۳-۸-۴-۱ مطابق بند ۱۳-۸-۱، یکی از شرایط استفاده از روش جایگزین برای تحلیل خارج از صفحه دیوارهای لاغر آن است که تغییر شکل خارج از صفحه محاسبه شده برای بارهای بهره‌برداری، Δ_s، با در نظر گرفتن اثرات P- Δ، از یک صد و پنجاهم l_c بیش‌تر نباشد. مقدار Δ_s می‌تواند بر اساس بند ۱۳-۸-۴ محاسبه شود.

نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است در حالتی که مقدار لنگر ناشی از بارهای بهره‌برداری از دو سوم لنگر ترک خوردگی، M_{cr}، بیش‌تر شود، مقدار تغییر شکل‌های خارج از صفحه به شدت افزایش می‌یابد. در این شرایط می‌توان مقدار Δ_s را با درون‌یابی خطی بین مقادیر Δ_{cr} و Δ_n تعیین نمود رابطه (۱۳-۹ ب) که موجب ساده‌سازی در طراحی دیوارهای لاغر می‌شود.

برای محاسبه تغییرشکل‌های جانبی در بارهای بهره‌برداری، استفاده از ترکیب‌های بار زیر توصیه می‌شود:

$W_a + 0.5L + D$
$0.7E + 0.5L + D$

که در این روابط،

W_a بار باد موثر برسطح بهره‌برداری؛

E بار زلزله.

متن اصلی

۱۳-۸-۴-۳ مقادیر Δ_{cr} و Δ_n باید بر اساس رابطه (۱۳-۱۱) و رابطه (۱۳-۱۲) محاسبه شوند:

$$\Delta_{cr}=\frac{5M_{cr}l_c^2}{48E_cI_g} \quad (۱۳-۱۱)$$

$$\Delta_n=\frac{5M_nl_c^2}{48E_cI_{cr}} \quad (۱۳-۱۲)$$

۱۳-۸-۴-۴ مقدار I_{cr} در رابطه (۱۳-۱۲) با استفاده از رابطه (۱۳-۷) محاسبه می‌شود.

تفسیر/توضیح

فصل چهاردهم

دیافراگم‌ها

فصل چهاردهم
دیافراگم‌ها

متن اصلی

۱۴-۱ گستره

۱۴-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی دیافراگم‌های بتن‌آرمه اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- دیافراگم‌هایی که به صورت دال‌های بتنی درجای یکپارچه ساخته شده‌اند؛

ب- دیافراگم‌هایی که به صورت یک رویه بتنی درجا بر روی اجزای پیش‌ساخته اجرا شده‌اند؛

پ- دیافراگم‌هایی که از اجزای پیش‌ساخته دارای نوار لبه تشکیل شده‌اند. نوارهای لبه می‌توانند توسط رویه بتنی درجا، ویا توسط تیرهای لبه تامین شده باشند؛

ت- دیافراگم‌هایی که از اجزای پیش‌ساخته متصل به یکدیگر و بدون بتن رویه درجا تشکیل شده‌اند.

۱۴-۱-۲ این فصل موضوع‌های «الف» تا «پ» زیر را برای طراحی دیافراگم‌ها پوشش می‌دهد:

الف- نیروهای طراحی؛

تفسیر/توضیح

ت ۱۴-۱گستره

ت ۱۴-۱-۱ دیافراگم‌ها اعضای افقی ویا تقریباً افقی و مسطحی هستند که نقش انتقال بارهای جانبی را به اعضای قائم سیستم باربر جانبی دارند. دیافراگم‌ها همچنین، اجزای ساختمانی را به یکدیگر متصل می‌کنند، به نحوی که سیستم سه‌بعدی کاملی در سازه ایجاد می‌شود. علاوه بر این، با اتصال اجزا ساختمانی به سیستم باربر جانبی، تکیه‌گاه جانبی مناسبی برای اجزا ایجاد می‌شود. عمدتا، دیافراگم‌ها به عنوان دال‌های کف و سقف و رمپ‌های پارکینگ مورد استفاده قرار می‌گیرند. به همین دلیل، این اعضا باید توان تحمل بارهای ثقلی را نیز داشته باشند. یک دیافراگم می‌تواند متشکل از اجزای لبه و جمع‌کننده باشد.

در مواجهه با بارهای جانبی، از جمله بارهای اینرسی داخل صفحه که در دیافراگم‌های سقف عمل می‌کنند (شکل ۱۴-۱)، یک دیافراگم ضرورتا به عنوان یک تیر که در راستای افقی بین اجزا قائم یک سیستم باربر جانبی قرار گرفته‌است، عمل می‌کند. بنابراین، دیافراگم در معرض خمش داخل صفحه، برش و سایر نیروهای محتمل قرار خواهد گرفت. هرگاه اجزا قائم سیستم باربر جانبی در تمام عمق دیافراگم امتداد نیافته باشند، ممکن است نیاز به تعبیه جمع‌کننده‌ها برای تجمیع نیروهای برشی دیافراگم و انتقال آن به اعضای قائم باشد. در این فصل، حداقل نیازهای طراحی دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها، به همراه جزئیات مربوط شامل پیکربندی، مدل‌های تحلیلی، مصالح و مقاومت مورد بحث قرار می‌گیرد.

دیافراگم‌ها ممکن است بصورت خرپاهای افقی انتقال بار را از کف‌ها به اعضای قائم سیستم باربر جانبی انجام دهند. این نوع دیافراگم‌ها در این فصل پوشش داده نشده‌اند.

متن اصلی

ب- مدل‌سازی؛
پ- مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی؛
ت- جزییات آرماتورگذاری.

۳-۱-۱۴ دیافراگم‌های سازه‌هایی که برای تحمل بار جانبی زلزله طراحی می‌شوند، باید ضوابط **فصل ۲۰** را نیز برآورده نمایند.

۲-۱۴ نیروهای طراحی دیافراگم

۱-۲-۱۴ در طراحی دیافراگم‌ها باید آثار نیروهای «الف» تا «ث» زیر مورد توجه قرار گیرند (به **شکل ۱-۱۴** توجه شود).

الف- نیروهای داخل صفحه دیافراگم ناشی از بارهای جانبی وارد بر سازه؛
ب- نیروهای منتقل شده به دیافراگم؛
پ- نیروهای به وجود آمده در اتصالات دیافراگم و اعضای قائم قاب یا اجزای غیر سازه‌ای؛
ت- نیروهای افقی ایجاد شده در اثر وجود اجزای قائم مهاری ویا اجزای مایل در سازه؛
ث- نیروهای خارج از صفحه ناشی از بارهای ثقلی و سایر بارهای وارد بر سطح دیافراگم.

تفسیر/توضیح

ت ۱۴-۱-۳ در طرح لرزه‌ای سازه‌ها، باید دیافراگم‌ها به گونه‌ای طراحی شوند که قادر به تحمل و انتقال بار جانبی زلزله به سیستم باربر جانبی باشند. در این حالت لازم است علاوه بر رعایت ضوابط این فصل، ضوابط **فصل ۲۰** نیز برآوده شوند.

ت ۱۴-۲ نیروهای طراحی دیافراگم

ت ۱۴-۲-۱ همانطور که در **شکل ۱۴-۱** نشان داده شده‌است، دیافراگم‌ها در برابر مجموعه‌ای از نیروها و عکس‌العمل‌های مختلف قرار می‌گیرند:

الف- نیروهای داخل صفحه دیافراگم: نیروهای جانبی همچون بارهای باد، زلزله و نیروهای افقی مربوط به سیل یا فشار خاک، باعث ایجاد نیروهای محوری، خمشی و برشی داخل صفحه در دیافراگم می‌شود. دیافراگم‌ها، در بین اعضای قائم در دهانه‌های مختلف قرار گرفته و نیروهای ایجاد شده را به اعضای قائم سیستم باربر جانبی منتقل می‌نمایند. در مورد بار باد، بار جانبی از فشار باد روی نمای ساختمان ایجاد می‌شود و به دیافراگم‌ها و سپس، به اجزاء قائم منتقل می‌شود. در مورد بار زلزله، نیروهای اینرسی در دیافراگم‌ها و دیوارها، ستون‌ها و سایر اجزاء ایجاد می‌شود و سپس، بواسطه دیافراگم‌ها به اعضای قائم منتقل می‌شوند.

ب- نیروهای منتقل شده به دیافراگم: اجزا قائم یک سیستم باربر جانبی ممکن است دارای مشخصه‌های متفاوتی در ارتفاع باشند ویا، موقعیت آن‌ها در سیستم باربر جانبی، از یک طبقه به طبقه دیگر متفاوت باشد. این مسئله سبب می‌شود تا انتقال نیرو بین اعضای قائم اتفاق بیافتد. یکی از متداول‌ترین موقعیت‌هایی که در آن تغییر در سیستم مقاوم ساختمان اتفاق می‌افتد، سطح تراز ساختمان است که در آن، سطح پلان زیرزمین بزرگتر می‌شود. در این تراز، ممکن است انتقال نیروها از قسمت فوقانی سازه به دیوار حائل، از طریق دیافراگم صورت گیرد.

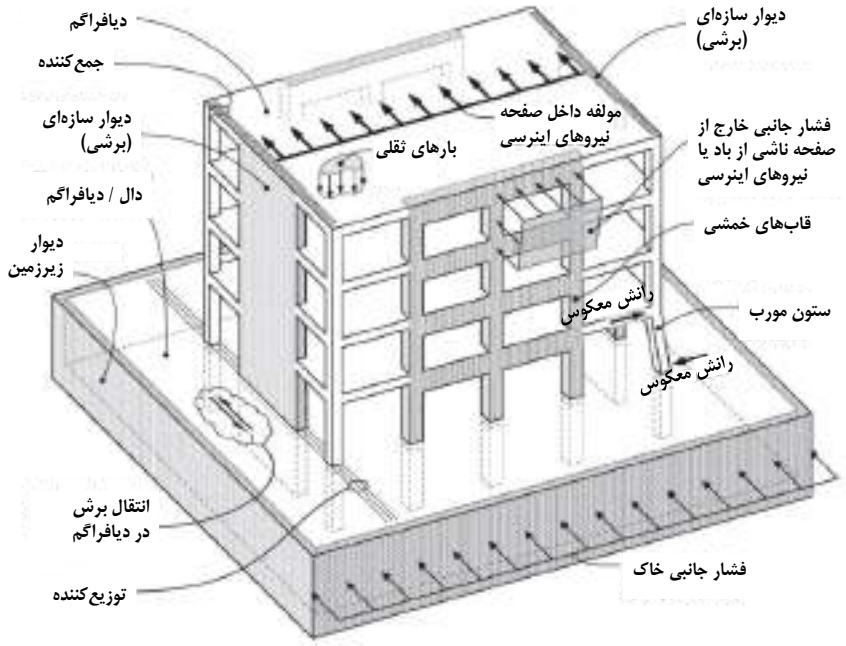
پ- نیروهای بوجود آمده در اتصالات دیافراگم و اعضای قائم قاب یا اجزا غیرسازه‌ای: فشار باد که بر روی نمای بیرونی ساختمان وارد می‌شود، نیروهای خارج از صفحه‌ای را بر روی سطوح نما ایجاد می‌کند. به طور مشابه، ارتعاشات ناشی از زلزله نیروهای

متن اصلی

تفسیر/توضیح

اینرسی در اجزا باربر قائم و اجزا غیرسازه‌ای (از جمله نما) ایجاد می‌کند. این نیروها از طریق اتصالات، از اجزایی که نیروها در آن‌ها ایجاد می‌شوند به دیافراگم منتقل می‌شوند.

ت- نیروهای افقی ایجاد شده در اثر وجود اجزای قائم مهاری ویا اجزای مایل در سازه: نیازهای معماری گاهی وجود اعضای مایل را به سازه تحمیل می‌کند. این مسئله سبب می‌شود تا تحت اثر بار ثقلی ویا تلاش‌های ناشی از واژگونی، نیروهای فشاری افقی بزرگی در صفحه دیافراگم ایجاد شود. نیروهای فشاری داخل صفحه ممکن است در جهات مختلف (با توجه به راستای عضو و اینکه تحت کشش یا فشار باشد) ایجاد شوند. در شرایطی که این نیروهای فشاری در تعادل با نیروهای سایر اعضا قرار نمی‌گیرند، این نیروها به دیافراگم منتقل می‌شوند. بدین ترتیب، این نیروها می‌توانند به سایر اجزا سیستم باربر جانبی منتقل شوند. ایجاد این نیروها همواره محتمل است و ممکن است در حضور برون‌محوری، به ویژه در ستون‌های بتنی که با قاب مجاور یکپارچه نیستند، از شدت بالایی برخوردار باشند. دیافراگم، همچنین، با اتصال ستون‌هایی که به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی طراحی نشده‌اند، به سایر اعضایی که پایداری سازه را تامین می‌کند، یک تکیه‌گاه جانبی برای این ستون‌ها ایجاد می‌کند.



شکل ۱۴-۱ نیروهای وارد بر دیافراگم

متن اصلی

۳-۱۴ حداقل ضخامت دیافراگم

۱-۳-۱۴ دیافراگم‌ها باید از ضخامت کافی برخوردار باشند، به طوری که از تامین پایداری، مقاومت و سختی آن‌ها تحت اثر ترکیب‌های بارهای ضریب‌دار، اطمینان حاصل شود.

۲-۳-۱۴ ضخامت دیافراگم‌های سقف و کف نباید کمتر از ضخامت مورد نیاز این اعضا مطابق ضوابط **فصل‌های ۹ و ۱۰** برای دال‌های یک‌طرفه و دوطرفه باشد.

۴-۱۴ مقاومت مورد نیاز

۱-۴-۱۴ کلیات

۱-۱-۴-۱۴ مقاومت مورد نیاز برای دیافراگم‌ها، جمع‌کننده‌ها و اتصالات آن‌ها باید بر اساس ترکیب‌های بارهای ضریب‌دار **فصل ۷** تعیین شود.

۲-۱-۴-۱۴ مقاومت مورد نیاز برای دیافراگم‌هایی که بخشی از سقف یا کف هستند، باید با در نظر گرفتن اثرات بارهای خارج از صفحه همزمان با سایر بارهای وارده تعیین شود.

تفسیر/توضیح

ث- نیروهای خارج از صفحه ناشی از بارهای ثقلی و سایر بارهای وارد بر سطح دیافراگم: اغلب دیافراگم‌ها بخشی از سقف یا کف یک سیستم قابی هستند و لذا، باید توان تحمل بارهای ثقلی را داشته باشند. همچنین نیروهای خارج از صفحه ناشی از بار مکشی باد در سطح سقف و شتاب‌های قائم ناشی از زلزله باید مطابق با آیین‌نامه‌های مرتبط در رفتار دیافراگم‌ها مورد توجه قرار گیرد.

ت ۳-۱۴ حداقل ضخامت دیافراگم

پ ۱-۳-۱۴ دیافراگم‌ها ممکن است تحت اثر نیروی محوری، برش و لنگر خمشی داخل صفحه باشند. برای دیافراگم‌هایی که به طور کامل به صورت درجا اجرا می‌شوند ویا، از رویه بتنی درجا که در ترکیب با اعضای پیش‌ساخته اجرا می‌شوند تشکیل شده‌اند، ضخامت کلی دیافراگم باید برای تحمل نیروهای مورد اشاره کافی باشد. در دال‌های بتنی که رویه بتنی به صورت مرکب با دیگر اعضا عمل نمی‌کند، ضخامت رویه بتنی درجا باید به تنهایی قادر به تحمل نیروهای مورد اشاره باشد. ضوابط خاص طرح لرزه‌ای دیافراگم‌ها شامل محدودیت ضخامت آن‌ها در **فصل ۲۰** ارائه شده است.

ت ۲-۳-۱۴ علاوه بر مقاومت مورد نیاز در برابر نیروهای داخل صفحه، دیافراگم‌هایی که بخشی از سقف یا کف ساختمان هستند باید ضوابط تجویزی مربوط به ضخامت دال در **فصل‌های ۹ و ۱۰** را تامین نمایند.

ت ۴-۱۴ مقاومت مورد نیاز

ت ۱-۴-۱۴ کلیات

ت ۱-۱-۴-۱۴ اجزای دیافراگم باید قادر به تحمل بارهای ایجاد شده در آن‌ها که بر اساس ترکیب‌های بارهای ضریب‌دار تعیین می‌شوند، باشند.

ت ۲-۱-۴-۱۴ دال‌هایی که در سیستم باربر جانبی، نقش دیافراگمی را نیز دارند، باید قادر به تحمل اثرات همزمان بارهای ثقلی و نیروهای داخل صفحه ناشی از بار جانبی باشند. به طور مثال، در شرایطی که یک تیر طبقه به عنوان عضو جمع‌کننده دیافراگم عمل می‌کند، تیر باید برای تحمل نیروی محوری به عنوان یک جمع‌کننده و برای تحمل لنگر خمشی به عنوان یک تیر تحت اثر بارهای ثقلی، طراحی شود.

متن اصلی

۱۴-۴-۲ تحلیل و مدل سازی دیافراگم

۱۴-۴-۲-۱ در مدل‌سازی و تحلیل دیافراگم‌ها باید ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان رعایت شوند.

۱۴-۴-۲-۲ فرآیند مدل‌سازی و تحلیل دیافراگم‌ها باید الزامات فصل ۶ را برآورده نمایند. در مدل‌سازی دیافراگم می‌توان از هر مجموعه فرضیات منطقی و سازگار برای سختی آن استفاده نمود.

۱۴-۴-۲-۳ تحلیل دیافراگم و تعیین لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری داخل صفحه آن باید بر مبنای تامین شرایط تعادل و شرایط مرزی طراحی صورت گیرد. در این ارتباط می‌توان مدل‌های زیربندهای «الف» تا «ث» زیر را به کار گرفت:

تفسیر/توضیح

ت ۱۴-۴-۲ تحلیل و مدل سازی دیافراگم

ت ۱۴-۴-۲-۱ در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به روش تقریبی مدل‌سازی دیافراگم‌ها در برابر زلزله اشاره شده‌است. لذا در طرح لرزه‌ای دیافراگم‌ها، ضروری است ضوابط مورد اشاره در این مبحث نیز برآورده شود.

ت ۱۴-۴-۲-۲ در فصل ۶، ضوابط عمومی برای تحلیل سازه‌ها بررسی شده‌است که در دیافراگم‌ها نیز قابل کاربرد است. دیافراگم‌ها معمولا به نحوی طراحی می‌شوند که بتوانند تحت اثر نیروهای ضریب‌دار داخل صفحه، رفتاری ارتجاعی ویا تقریبا ارتجاعی از خود نشان دهند. از این رو، روش‌های تحلیلی که نظریه تحلیل ارتجاعی را به خوبی تامین می‌نمایند، مورد پذیرش هستند. ضوابط تحلیل ارتجاعی در فصل ۶ ارائه شده است.

سختی داخل صفحه دیافراگم، نه تنها بر توزیع بار در دیافراگم، که بر توزیع تغییرمکان‌ها و نیروها در اعضای قائم نیز تاثیرگذار است. بنابراین، مدل‌سازی سختی دیافراگم باید سازگار با مشخصات ساختمان انجام شود. هرگاه دیافراگم در مقایسه با اعضای قائم سختی زیادی داشته باشد، همانند دیافراگم‌های با نسبت ابعادی کم که به صورت درجا اجراشده و متکی بر قاب‌های خمشی هستند، می‌توان دیافراگم را به صورت کاملا صلب مدل‌سازی کرد. هرگاه دیافراگم در مقایسه با اعضای قائم، انعطاف‌پذیر محسوب شود، همانند برخی از دیافراگم‌ها که از اتصال قطعات پیش‌ساخته به یکدیگر حاصل می‌شوند و توسط دیوارهای سازه‌ای نگه‌داشته می‌شوند، تیر انعطاف‌پذیر که بین تکیه‌گاه صلب قرار داد مدل می‌شود.

در سایر موارد، توصیه می‌شود از مدل‌های تحلیلی دقیق یا جزیی استفاده شود تا اثرات ناشی از میزان انعطاف‌پذیری دیافراگم در توزیع نیروها و تغییرمکان‌ها مورد ارزیابی قرار گیرد. از جمله این موارد می‌توان به ساختمان‌هایی که در آن‌ها میزان سختی اعضای قائم و دیافراگم به یکدیگر نزدیک باشد، ویا، انتقال نیروهای زیادی در آن‌ها رخ دهد، ویا ساختمان‌های با کاربری پارکینگ که در آن‌ها از رمپ برای اتصال سقف‌های میانی استفاده شده است، اشاره کرد.

ت ۱۴-۴-۲-۳ دیافراگم‌های با نسبت ابعادی کوچک که به طور کامل به صورت درجا اجرا می‌شوند ویا از قطعات پیش‌ساخته و بتن رویه تشکیل شده‌اند، معمولا به عنوان یک عضو صلب مدل می‌شوند.

هرگاه اثرات سختی دیافراگم تاثیر عمده‌ای بر روی محاسبات مرتبط با طراحی داشته باشد، لازم است که این اثرات مورد توجه قرار گیرد.

متن اصلی

الف- دیافراگم صلب، در صورتی‌که بتوان آن را صلب فرض نمود.

ب- دیافراگم انعطاف‌پذیر، در صورتی‌که بتوان آن را انعطاف پذیر فرض نمود.

پ- تحلیل‌های جداگانه بر اساس فرض حدود بالا و پایین برای سختی داخل صفحه دیافراگم، که در آن حداکثر تلاش به دست آمده از هر یک از این مدل‌ها، مبنای طراحی قرار می‌گیرد.

ت- مدل اجزای محدود با منظور کردن انعطاف‌پذیری دیافراگم.

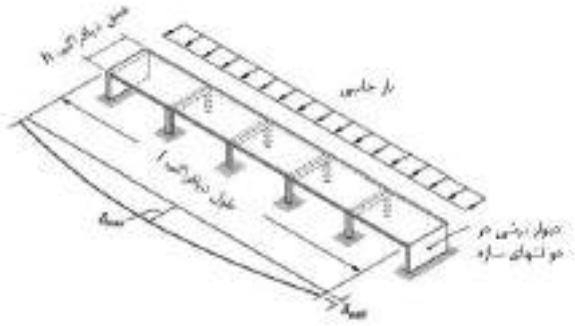
ث- مدل در روش خرپایی.

برای تعیین صلبیت یا انعطاف پذیری دیافراگم‌ها، ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند.

تفسیر/توضیح

هرگاه نیروهای انتقال‌یافته در دیافراگم بزرگ باشد، مدل‌سازی دقیق سختی دیافراگم به نیروهای طراحی واقعی‌تری منجر خواهد شد.

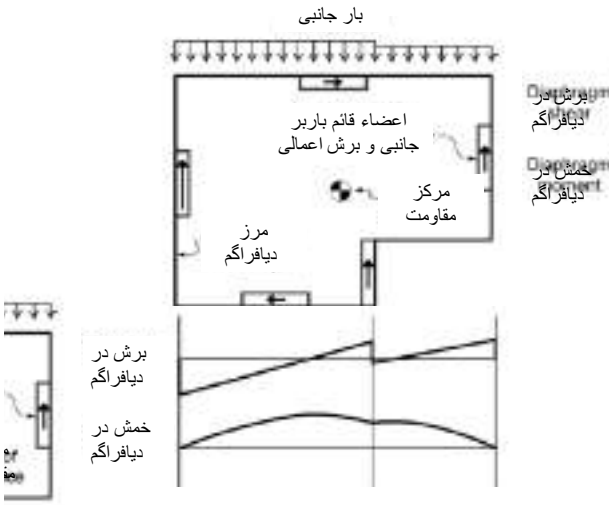
دیافراگم‌های دارای دهانه‌های بزرگ، بازشوهای بزرگ، یا سایر نامنظمی‌ها، ممکن است با تغییرشکل‌های داخل صفحه‌ای بزرگی همراه شوند که باید در طراحی مورد توجه قرار گیرد، شکل ۱۴-۲.



شکل ۱۴-۲ نمونه‌ای از یک دیافراگم که ممکن است صلب نباشد.

در صورتی که نتایج تحلیل به سختی داخل صفحه دیافراگم وابستگی زیادی داشته باشد، می توان تحلیل را برای دو حد بالا و پایین سختی انجام داد و طراحی را بر اساس حداکثر نیروهای بدست آمده انجام داد.

در دیافراگم‌هایی که در صفحه خودشان به صورت صلب درنظر گرفته شده‌اند، می‌توان توزیع نیرو در داخل دیافراگم را با مدل‌سازی دیافراگم به صورت یک تیر افقی صلب متکی بر فنرهایی که معرف سختی جانبی اعضای قائم می‌باشند، بدست آورد، شکل ۱۴-۳.



شکل ۱۴- دیافراگم

متن اصلی

۱۴-۴-۲-۴ طراحی دیافراگم و اجزای تشکیل دهنده آن از جمله جمع‌کننده‌ها، بدون توجه به عملکرد صلب یا انعطاف‌پذیر آن، ضروری است.

۱۴-۵ تحلیل و مدل سازی دیافراگم

۱۴-۵-۱ کلیات

۱۴-۵-۱-۱ طراحی دیافراگم‌ها و اتصالات آن‌ها باید برای ترکیب بارهای ضریب‌دار و بر اساس تامین رابطه (۱-۱) به صورت $\phi S_n \geq U$ مطابق ضوابط فصل ۷ صورت گیرد. اندرکنش بین اثرات بار باید در طراحی منظور شود. ضریب ϕ باید بر اساس ضوابط فصل ۷ تعیین شود.

تفسیر/توضیح

اثرات خروج از مرکزیت داخل صفحه بین نیروهای وارد بر دیافراگم و نیروهای مقاوم اعضای قائم، که در نهایت به پیچش کل ساختمان منجر می‌شود، باید در تحلیل لحاظ شود. اعضای سیستم باربر جانبی که در جهت قائم بر دیافراگم قرار دارند، می‌توانند در برابر دوران صفحه دیافراگم، مقاومت نمایند.

به طور کلی استفاده از مدل‌های اجزا محدود برای مدل‌سازی هر نوعی از دیافراگم‌ها مناسب می‌باشد. این نوع مدل‌سازی خصوصا در دیافراگم‌های دارای شکل‌های نامنظم و دیافراگم‌هایی که تحت اثر نیروهای بزرگی هستند، می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. اثرات ترک خوردگی مورد انتظار باید در سختی دیافراگم منظور شود. در دیافراگم‌های تشکیل‌شده از قطعات پیش‌ساخته بتنی، که با اتصالات مکانیکی به یکدیگر متصل شده‌اند، باید اثرات سختی اتصالات به نحو مناسبی در مدل منظور شود.

از روش‌های خرپایی نیز می‌توان در طراحی دیافراگم استفاده نمود. در این نوع از مدل‌سازی، جریان انتقال نیرو در داخل دیافراگم بررسی و موقعیت و مقدار آرماتورها تعیین می‌شود.

ت ۱۴-۴-۲-۴ فرضیاتی مانند صلبیت دیافراگم، برای کاهش درجات آزادی سازه ویا برای ساده نمودن تحلیل بوده و در همه حالت‌ها باید اجزاء دیافراگم برای نیروهای بدست آمده مورد طراحی قرار گیرند.

ت ۱۴-۵ تحلیل و مدل سازی دیافراگم

ت ۱۴-۵-۱ کلیات

ت ۱۴-۵-۱-۱ دیافراگم‌ها تحت اثر ترکیب بارهای مورد بحث در بند ۳-۷ طراحی می‌شوند. هرگاه یک دیافراگم یا بخشی از آن تحت اثر چند بار به صورت همزمان قرار داشته باشد، اندرکنش آثار بار باید مورد توجه قرار گیرد. یک مثال ساده از این حالت، شرایطی است که در آن یک جمع‌کننده در ناحیه تیر یا قسمتی از دال قرار گرفته است و تحت اثر بارهای ثقلی نیز می‌باشد. در این شرایط، عضو برای ترکیب خمش و نیروی محوری طراحی می‌شود. یا به عنوان مثال دیگر اتصال اعضا دیافراگم که می‌توانند تحت اثر همزمان کشش و برش قرار گیرند.

مقاومت‌های اسمی دیافراگمی که به صورت یک تیر یا جز توپُر شبیه‌سازی شده است در برابر برش، نیروی محوری و خمش داخل صفحه، براساس فصل ۸ تعیین می‌شود. این مقاومت‌های اسمی برای دیافراگم‌هایی که به روش خرپایی تحلیل می‌شوند، براساس فصل ۲۱

متن اصلی

۱۴-۵-۱-۲ مقاومت طراحی دیافراگم باید در انطباق با یکی از زیربندهای «الف» تا «ت» زیر باشد:

الف- در مواردی که دیافراگم به صورت یک تیر با عمقی برابر با عمق کامل دیافراگم مدل شده باشد و لنگر وارد بر آن توسط آرماتورهای متمرکز در لبه‌ها تحمل شود، مقاومت‌های طراحی باید بر اساس **بندهای ۱۴-۵-۲** تا **۱۴-۵-۴** تعیین شوند.

ب- در مواردی که دیافراگم یا بخشی از آن، با روش خرپایی مدل شده باشد، مقاومت طراحی باید بر اساس ضوابط **فصل ۲۲** تعیین شود.

پ- در مواردی که دیافراگم به روش اجزای محدود مدل شده باشد، مقاومت طراحی باید مطابق با ضوابط **فصل ۸** تعیین شود. توزیع غیر یکنواخت برش باید در طراحی برشی مورد توجه قرار گیرد. در این موارد، پیش‌بینی جمع‌کننده‌ها برای انتقال برش به اجزای قائم سیستم باربر جانبی الزامی است.

ت- در مواردی که دیافراگم به روشی غیر از بندهای فوق طراحی شده باشد، این روش باید شرایط تعادل را برآورده نموده و مقاومت‌های طراحی حداقل برابر با مقاومت مورد نیاز برای تمام اجزای موجود در مسیر بار را تامین نماید.

۱۴-۵-۲ طراحی برای لنگر خمشی و نیروی محوری

۱۴-۵-۲-۱ طراحی دیافراگم برای تحمل نیروهای محوری و لنگر خمشی داخل صفحه، باید بر اساس **بخش‌های ۸-۲** و **۸-۳** انجام شود.

۱۴-۵-۲-۲ مقاومت کششی ناشی از خمش در دیافراگم باید به یکی از روش‌های مندرج در بندهای «الف» تا «پ» زیر ویا ترکیبی از آن‌ها، تامین شود:

الف- استفاده از آرماتورهای آجدار؛

تفسیر/توضیح

تعیین می‌شود. اعضای فشاری و جمع‌کننده‌های پیرامون بازشوها که تحت اثر نیروی محوری فشاری هستند، براساس ضوابط **بند ۱۲-۳** طراحی می‌شوند. در این شرایط، می‌توان از ضرایب کاهش مقاومت مورد بحث در **بند ۷-۴-۲** با فرض رفتار فشار-کنترل استفاده کرد. به منظور بررسی نیروی کششی در چنین اعضایی، مقاومت اسمی کششی برابر با $A_s f_y$ و ضریب کاهش مقاومت، براساس **فصل ۷** و با فرض رفتار کشش-کنترل، برابر با ۰٫۹ است.

ت ۱۴-۵-۱-۲ بسته به اینکه دیافراگم به چه صورت مدل شده‌باشد، ضوابط مختلفی برای تعیین مقاومت طراحی می‌تواند منظور شود.

بند ۱۴-۵-۱-۲ الف، حالتی را بیان می‌کند که در آن، دیافراگم به عنوان یک تیر چند دهانه مدل می‌شود که تحت اثر بارهایی در داخل صفحه خود قرار گرفته است. در این حالت جریان برش در عمق مقطع دیافراگم یکنواخت در نظر گرفته می‌شود. عمق مقطع دیافراگم برابر با بُعد آن در جهت بارهای جانبی است (**شکل ۱۴-۱**). اگر اعضای قائم سیستم باربر جانبی در تمام عمق مقطع دیافراگم ادامه نیافته باشند، تامین جمع‌کننده‌ها برای انتقال برش در قسمتی از عمق دیافراگم که اعضای قائم در آن حضور ندارند، ضروری است. آرماتورهای لبه دیافراگم برای مقاومت در برابر خمش داخل صفحه و بار محوری طراحی می‌شوند. ضوابط **بندهای ۱۴-۵-۲** تا **۱۴-۵-۴** براساس چنین مدلی تعریف شده‌اند.

براساس ضوابط **بندهای ۱۴-۵-۱-۲**«ب» تا «ت»، استفاده از روش‌های جایگزین برای طراحی دیافراگم امکان‌پذیر است. در شرایطی که اجزای لبه به صورت توزیع شده در دیافراگم، مقاومت خمشی دیافراگم را تامین می‌کنند، یا در شرایطی که دیافراگم‌ها براساس دامنه تنش حاصل از تحلیل اجزاء محدود طراحی می‌شوند، در نظر گرفتن جریان برش غیریکنواخت در محاسبات ضروری است.

ت ۱۴-۵-۲ طراحی برای لنگر خمشی و نیروی محوری

ت ۱۴-۵-۲-۱ طراحی خمشی و محوری دیافراگم‌ها براساس ضوابط معمول مورد بحث در **بخش‌های ۸-۲** و **۸-۳** صورت می‌گیرد که دربرگیرنده فرض توزیع خطی کرنش در عمق دیافراگم هست.

ت ۱۴-۵-۲-۲ کابل‌های پیش‌تنیدگی که برای مقاومت در برابر نیروی محوری و خمش داخل صفحه به کار می‌روند، می‌توانند پیش‌تنیده یا غیرپیش‌تنیده باشند. اتصال‌دهنده‌های مکانیکی که از درز بین اعضای بتنی پیش‌ساخته عبور می‌کنند، یک مسیر بار پیوسته برای آرماتورهای تعبیه شده در این اجزا، را فراهم می‌کنند.

متن اصلی

ب- استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی، چه قطعات پیش‌تنیده باشند ویا نباشند؛

پ- استفاده از اتصال دهنده‌های مکانیکی که از درز بین اجزای پیش‌ساخته عبور می‌کنند.

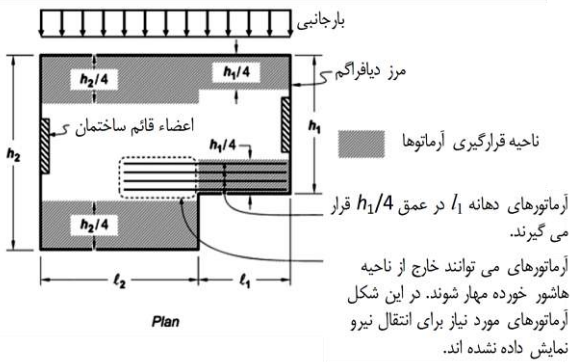
۱۴-۵-۲-۳ آرماتورها و اتصال دهنده‌های مکانیکی که برای تحمل کشش ناشی از خمش به کار برده می‌شوند، باید در محدوده $\frac{h}{4}$ از لبه کششی دیافراگم تعبیه شوند. مقدار h برابر با عمق دیافراگم است که در صفحه دیافراگم و در مقطع مورد نظر اندازه‌گیری می‌شود. چنان‌چه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، لازم است آرماتورها در بخش‌هایی از دیافراگم که در مجاورت مقطع مورد نظر قرار گرفته، ولی در محدوده $\frac{h}{4}$ قرار ندارد، مهار شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۴-۵-۲-۳ **شکل ۱۴-۴** محل‌های مجاز برای قرارگیری آرماتورهای غیرپیش‌تنیده، که در برابر کشش ناشی از خمش و نیروی محوری مقاومت خواهند کرد، را نشان می‌دهد. هرگاه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، می‌توان آرماتورهای کششی را در مقاطع مجاور مهار کرد، حتی اگر آرماتورها خارج از محدوده $\frac{h}{4}$ از مقطع مجاور قرار گرفته باشند. برای اطمینان از پیوستگی انتقال نیرو و آرماتوگذاری مناسب در محل تغییر مقطع می‌توان از روش‌های خرپایی یا تحلیل ارتجاعی تنش مسطح نیز استفاده نمود.

محدودیت مربوط به موقعیت آرماتور و اتصال‌دهنده‌های مکانیکی، برای کنترل ترک‌خوردگی و جلوگیری از بازشدگی شدید اتصالات ارائه شده‌است. در صورت عدم رعایت این موضوع و در شرایطی که آرماتورها یا اتصال‌دهنده‌های مکانیکی در عمق دیافراگم توزیع شده باشند، احتمال ایجاد ترک‌های باز ویا بازشدگی اتصالات در نزدیکی لبه وجود خواهد داشت. تمرکز آرماتورهای کششی خمشی در نزدیکی لبه دیافراگم، همچنین به یک جریان برش یکنواخت در عمق دیافراگم منجر می‌شود.

به طور کلی برای اجزای لبه دیافراگم که تحت اثر نیروهای فشاری خمشی قرار دارند، نیازی به اعمال جزئیات آرماتورگذاری خاص ستون‌ها نیست. اگرچه، در شرایطی که اجزای لبه تحت اثر نیروهای فشاری قابل ملاحظه‌ایی در مقایسه با مقاومت محوری خود قرار دارند ویا در مجاورت یک لبه یا بازشو تحت فشار قرار می‌گیرند، تعبیه آرماتورهای عرضی همانند خاموت‌های ستون باید مورد توجه قرار گیرد.



شکل ۱۴-۴ موقعیت آرماتورهای غیرپیش‌تنیده که در برابر نیروی کششی ناشی از خمش و نیروی محوری مقاومت می‌کنند.

متن اصلی

۴-۲-۵-۱۴ اتصال دهنده‌های مکانیکی که از اتصال بین قطعات پیش‌ساخته عبور می‌کنند، باید برای تحمل نیروی کششی متناظر با بازشدگی مورد انتظار در اتصال، طراحی شوند.

۳-۵-۱۴ طراحی برای برش

۱-۳-۵-۱۴ ضوابط این بند باید در تعیین مقاومت برشی داخل صفحه دیافراگم‌ها به کار روند.

۲-۳-۵-۱۴ ضریب کاهش مقاومت ϕ باید برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شود، مگر در مواردی که بر اساس **بند ۷-۴-۵**، مقدار کم‌تری برای این ضریب معرفی شده باشد.

۳-۳-۵-۱۴ در دیافراگم‌هایی که کاملا درجا اجرا شده‌اند، مقدار V_n باید با استفاده از رابطه زیر تعیین شود:

$$V_n = A_{cv}\left(\lambda \times 0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad (۱-۱۴)$$

در این رابطه، A_{cv} سطح مقطع خالص برشی بتن است که به ضخامت و عمق دیافراگم محدود شده و سطح فضاهای خالی در آن، در صورت وجود، کاسته می‌شود. مقدار $\sqrt{f'_c}$ که در محاسبه V_n به کار می‌رود، نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیش‌تر باشد. همچنین، ρ_t نسبت آرماتور توزیع شده موازی برش داخل صفحه دیافراگم است.

۴-۳-۵-۱۴ در دیافراگم‌های درجا اجرا شده، ابعاد A_{cv} باید چنان انتخاب شوند که رابطه زیر برقرار باشد:

$$V_u \le 0.66\phi A_{cv}\sqrt{f'_c} \qquad (۲-۱۴)$$

که در آن، مقدار $\sqrt{f'_c}$ که در محاسبه V_n به کار می‌رود، نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیش‌تر باشد.

۵-۳-۵-۱۴ در دیافراگم‌هایی که به صورت رویه بتنی درجا بر روی قطعات پیش‌ساخته اجرا می‌شوند، باید ضوابط **بندهای ۳-۳-۵-۱۴** تا **۶-۳-۵-۱۴** و با منظور کردن مقدار A_{cv} به شرح بندهای «الف» و «ب» زیر رعایت شوند:

تفسیر/توضیح

ت ۴-۲-۵-۱۴ در دیافراگم پیش‌ساخته بدون بتن رویه که تحت اثر بارهای داخل صفحه قرار گرفته و در محدوده خطی رفتار می‌کند، احتمال بازشدگی درز اتصالات (در حد ۲/۵ میلی‌متر و کمتر) باید پیش‌بینی شود. تحت اثر زلزله مقادیر بزرگتر جابجایی نیز محتمل است. اتصال‌دهنده‌های مکانیکی باید قادر به تامین مقاومت لازم برای بازشدگی‌های مورد انتظار در اتصالات باشند.

ت ۳-۵-۱۴ طراحی برای برش

ت ۱-۳-۵-۱۴ ضوابط این بند بر این فرض استوار است که جریان برش در عمق مقطع دیافراگم همانند آنچه در **بند۱۴-۵-۱-۲**-الف مطرح شد، تقریبا یکنواخت است. در شرایطی که از روش‌های جایگزین مانند روش خرپایی یا روش اجزای محدود استفاده شود، تغییرات برش داخل صفحه در عمق دیافراگم، باید مورد توجه قرار گیرد.

ت ۲-۳-۵-۱۴ این رابطه از ضوابط مربوط به طراحی لرزه‌ای **بند ۲۰-۸-۹** اقتباس شده‌است. عبارت A_{cv} بیانگر سطح مقطع متناظر با عمق تیر معادل دیافراگم است.

ت ۵-۳-۵-۱۴ در دیافراگم‌هایی که با استفاده از قطعات پیش‌ساخته و بتن رویه درجا ساخته می‌شوند و بتن رویه به صورت مرکب با دیگر اجزا عمل نمی‌کند، ضخامت موثر مورد بحث در **بند ۵-۳-۵-۱۴**-الف برابر با ضخامت بتن رویه منظور می‌شود.

متن اصلی

الف- در مواردی که بتن رویه به صورت مرکب با قطعات پیش‌ساخته کار نمی‌کند، مقدار A_{cv} برابر با سطح مقطع این رویه است.

ب- در مواردی که بتن رویه با قطعات پیش‌ساخته به صورت مرکب کار می‌کند، مقدار A_{cv} مجموع سطح مقطع قطعه پیش‌ساخته و بتن رویه است. در این موارد، f'_c باید کم‌ترین مقدار مقاومت فشاری مشخصه بتن قطعه پیش‌ساخته و بتن رویه، در نظر گرفته شود.

۱۴-۵-۳-۶ مقدار V_n نباید از مقدار برش محاسبه شده بر اساس ضوابط برش اصطکاکی مورد بحث در **بند ۸-۸** تجاوز کند. در این ضوابط، باید ضخامت بتن رویه در ناحیه روی اتصالات قطعات پیش‌ساخته و نیز آرماتورهای عبورکننده از این اتصالات، مورد توجه قرار گیرند.

۱۴-۵-۳-۷ در دیافراگم‌هایی که با اتصال قطعات پیش‌ساخته بدون بتن رویه، ویا اتصال قطعات پیش‌ساخته به کمک نوارهای بتن رویه، ویا تیرهای لبه اجرا می‌شوند، باید ضوابط بندهای «الف»، «ب» زیر ویا هر دو آن‌ها رعایت شوند:

الف- مقاومت اسمی اتصالات گروت‌ریزی شده نباید از ۰/۵۵ مگاپاسکال تجاوز کند. آرماتورها باید براساس **بند ۸-۸** برای برش اصطکاکی طراحی شوند. آرماتورهای برش- اصطکاک باید علاوه بر آرماتورهایی که برای تحمل کشش ناشی از خمش و نیروی محوری محاسبه شده‌اند، به کار برده شوند.

ب- اتصال دهنده‌های مکانیکی که با درز بین اجزای پیش‌ساخته تقاطع دارند، باید مقاومت برشی لازم با منظور نمودن اثر باز شدگی مورد انتظار در محل اتصال را داشته باشند.

۱۴-۵-۳-۸ در تمام دیافراگم‌ها، در مواردی که برش از دیافراگم به جمع‌کننده، ویا از دیافراگم یا جمع‌کننده به یک عضو قائم از سیستم باربر جانبی منتقل می‌شود، باید ضوابط بندهای «الف» یا «ب» زیر برآورده شوند:

الف- در مواردی که انتقال برش از طریق بتن صورت می‌گیرد، باید ضوابط برش- اصطکاک مطابق **بند ۸-۸** رعایت شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۴-۵-۳-۶ در دال بتنی رویه، وقوع ترک در قسمت فوقانی و در طول محل اتصالات بین قطعات پیش‌ساخته بسیار محتمل است. بنابراین، **بند ۱۴-۵-۳-۶** مقاومت برشی به برش اصطکاکی دال بتنی رویه که بر روی اتصالات بین قطعات پیش‌ساخته قرار گرفته‌است، محدود می‌شود.

ت ۱۴-۵-۳-۷ برای دیافراگم‌های بدون بتن رویه، مقاومت برشی می‌تواند با استفاده از برش اصطکاک آرماتور در درزهای گروت‌ریزی شده، تامین شود. آرماتورهای مورد نیاز برای برش-اصطکاک اضافه بر آرماتورهای مورد نیاز برای مقاومت در برابر نیروهای کششی دیافراگم از جمله خمش و نیروی محوری، یا کشش ایجاد شده در جمع‌کننده‌ها منظور می‌شوند تا بدینوسیله هم بازشدگی اتصالات کاهش یابد و هم مقاومت برشی از طریق برش-اصطکاک تامین شود. به طور جایگزین، یا علاوه بر آن، می‌توان از اتصال‌دهنده‌های مکانیکی برای انتقال برش در طول اتصالات اعضای پیش‌ساخته استفاده نمود. در این حالت انتظار بازشدگی در اتصالات وجود دارد. اتصال دهنده‌های مکانیکی باید قادر به تامین مقاومت طراحی تحت اثر بازشدگی مورد انتظار باشند.

ت ۱۴-۵-۳-۸ علاوه بر آن که دیافراگم باید مقاومت برشی کافی در داخل صفحه داشته باشد، باید قادر به انتقال برش به جمع‌کننده‌ها و اعضای قائم سیستم باربر جانبی از طریق برش-اصطکاک یا اتصال‌دهنده‌های مکانیکی نیز باشد.

در دیافراگم‌هایی که به طور کامل درجا اجرا می‌شوند، آرماتورهایی که برای مقاصد دیگر طراحی تعبیه شده‌اند، اغلب برای انتقال نیرو از دیافراگم به جمع‌کننده‌ها (از طریق برش-اصطکاک) نیز کفایت

متن اصلی

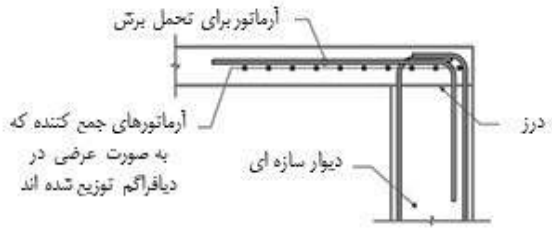
ب- در مواردی که انتقال برش از طریق اتصال دهنده‌های مکانیکی یا با عملکرد زبانه‌ای آرماتورها صورت می‌گیرد، باید اثرات بلندشدگی و دوران اعضای قائم سیستم باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند.

۱۴-۵-۴ جمع‌کننده‌ها

۱۴-۵-۴-۱ جمع‌کننده‌ها باید به عنوان اعضای کششی، اعضای فشاری، یا هر دو و بر اساس ضوابط بند ۸-۳ طراحی شوند.

تفسیر/توضیح

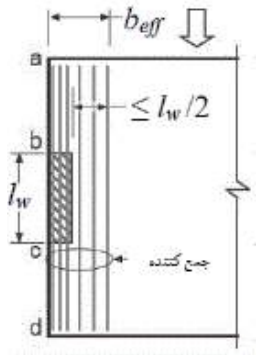
می‌کنند. هرچند، ممکن است نیاز به تامین آرماتورهای بیش‌تر برای انتقال برش دیافراگم یا جمع‌کننده به اعضای قائم سیستم باربر جانبی (از طریق برش-اصطکاک) وجود داشته باشد. شکل ۱۴-۵ جزئیات متداول برای آرماتورگذاری‌هایی که به این منظور انجام می‌شود را ارائه می‌کند.



شکل ۱۴-۵ جزئیات شماتیک عملکرد شاخه‌ای آرماتور که برای انتقال برش به دیوار سازه‌ای از طریق برش اصطکاکی تامین شده‌است.

ت ۱۴-۵-۴ جمع‌کننده‌ها

ت ۱۴-۵-۴-۱ یک جمع‌کننده، ناحیه‌ای از دیافراگم است که نیرو را بین دیافراگم و یک عضو قائم از سیستم باربر جانبی، منتقل می‌کند. یک جمع‌کننده می‌تواند به صورت عرضی در دیافراگم امتداد یابد، به این ترتیب، تمرکز تنش و تجمع آرماتورها کاهش خواهد یافت. عرض جمع کننده در هر سمت عضو قائم، نباید از نصف طول اتصال بین جمع‌کننده و عضو قائم، تجاوز نماید (شکل ۱۴-۶).



شکل ۱۴-۶ محدودیت عرض جمع کننده‌هایی که عریض‌تر از عضو قائم باربر جانبی در نظر گرفته می‌شوند.

نیروهای کششی و فشاری در یک جمع‌کننده براساس مقدار نیروهای برشی دیافراگم که قرار است توسط این جمع‌کننده‌ها به اعضای قائم

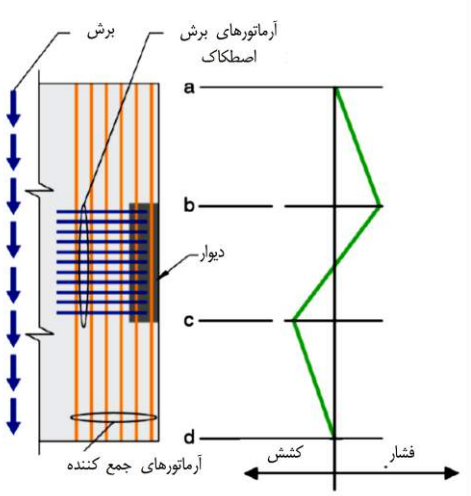
متن اصلی

۱۴-۵-۴-۲ جمع‌کننده‌ها باید از برِ اعضای قائم سیستم باربر جانبی، در درون تمام یا بخشی از عمق دیافراگم، تا جایی که لازم باشد، ادامه یابند تا بتوانند برش را از دیافراگم به اعضای قائم منتقل کنند. در مواردی که دیگر انتقال نیروهای طراحی جمع‌کننده‌ها در طول اعضای قائم سیستم باربر جانبی لازم نباشد، می‌توان جمع‌کننده را قطع کرد.

تفسیر/توضیح

سیستم باربر جانبی منتقل شوند، همان‌طور که در شکل ۱۴-۶ نشان داده شده، تعیین می‌شوند.

ت ۱۴-۵-۴-۲ در روند طراحی مورد بحث در بند ۱۴-۵-۱-۲-الف، دیافراگم به عنوان یک تیر با عمق کامل موثر تحت جریان برش یکنواخت مدل می‌شود. اگر اعضای قائم سیستم باربر جانبی در تمام عمق دیافراگم امتداد نیافته باشند، وجود جمع‌کننده‌ها برای انتقال برش در ناحیه باقی‌مانده دیافراگم -که اعضای قائم باربر جانبی در آن ناحیه ادامه نیافته‌اند- ضروری است (شکل ۱۴-۷). استفاده از جمع‌کننده‌های با عمق ناکامل نیز می‌تواند مورد توجه قرار گیرد ولی، در نهایت باید یک مسیر انتقال بار کامل طراحی شود که توان انتقال تمام نیروها را از دیافراگم به جمع‌کننده‌ها و سپس، به اعضای قائم داشته باشد.



شکل ۱۴-۷ جمع‌کننده با عمق کامل و آرماتور مورد نیاز برای عملکرد برش اصطکاکی جهت انتقال نیروی جمع‌کننده به دیوار

ت ۱۴-۵-۴-۳ علاوه بر تامین میزان طول گیرایی کافی، آرماتورهای جمع‌کننده‌ها باید به میزان مورد نیاز ادامه یابند تا بتوانند نیروهای جمع‌کننده را به اعضای قائم سیستم باربر جانبی منتقل نمایند. براساس یک فرض تجربی، می‌توان برخی از آرماتورهای جمع‌کننده‌ها را در تمام طول عضو قائم ادامه داد. به این ترتیب، نیروی جمع‌کننده‌ها به طور یکنواخت و از طریق برش- اصطکاک منتقل خواهد شد (شکل ۱۴-۷). در شکل ۱۴-۸ نمونه‌ای از نحوه امتداد دادن آرماتورهای جمع‌کننده‌ها به منظور انتقال نیرو به سه ستون از یک قاب نمایش داده شده‌است.

متن اصلی

۱۴-۵-۴-۳ در صورتی‌که یک جمع‌کننده برای انتقال نیروها به یک عضو قائم طراحی شود، آرماتورهای جمع‌کننده باید در طولی حداقل معادل آن چه در زیربندهای «الف» و «ب» زیر آمده است، در عضو قائم باربر جانبی امتداد یابند:

الف- طول مورد نیاز برای گیرایی آرماتور در کشش؛

ب- طول مورد نیاز برای انتقال نیروهای طراحی به اعضای قائم از طریق برش- اصطکاک (مطابق بند ۸-۸)، ویا از طریق اتصال دهنده‌های مکانیکی، ویا از طریق سایر ساز و کارهای انتقال نیرو.

۶-۱۴ محدودیت‌های آرماتورگذاری

۱-۶-۱۴ آرماتورهایی که برای مقاومت در برابر تنش‌های حرارتی و جمع شدگی مورد استفاده قرار خواهند گرفت، باید بر اساس بند ۴-۱۹ تعیین شوند.

۲-۶-۱۴ به جز در دال‌های روی زمین، در دیافراگم‌هایی که جزئی از دال‌های کف یا سقف هستند، باید محدودیت‌ها و ضوابط آرماتورگذاری دال‌های یک‌طرفه مطابق بند ۹-۷-۶ و دال‌های دوطرفه مطابق بند ۱۰-۷ رعایت شوند.

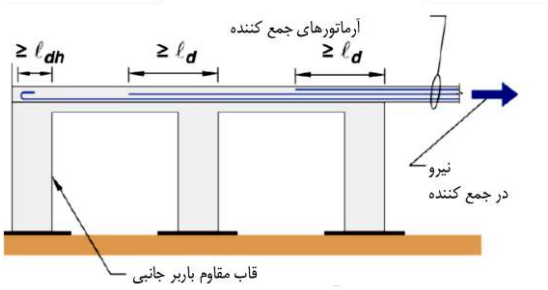
۳-۶-۱۴ آرماتورهایی که برای تحمل نیروهای داخل صفحه دیافراگم مورد نیاز هستند، باید علاوه بر آرماتورهایی که برای مقاومت در برابر سایر اثرات بارها محاسبه شده‌اند، تامین شوند. ولی آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی را می‌توان برای تحمل نیروهای داخل صفحه دیافراگم نیز به کار گرفت.

۴-۶-۱۴ حداقل فاصله آرماتورهای آجدار (s) باید بر اساس بند ۲۱-۲-۱ تعیین شود. حداکثر مقدار این فاصله نباید بیش‌تر از ۵ برابر ضخامت دیافراگم یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۵-۶-۱۴ طول گیرایی لازم برای تامین تنش کششی ویا فشاری آرماتورهای یک مقطع از دیافراگم، باید در هر دو سمت آن مقطع تامین شود.

۶-۶-۱۴ آرماتورهایی که برای تحمل کشش در نظر گرفته شده‌اند، باید بعد از نقطه‌ای که برای تحمل کشش دیگر به آن‌ها نیاز نیست، حداقل به میزان l_d ادامه یابند، مگر آن که لبه دیافراگم یا درزهای انبساطی در این فاصله قرار داشته باشند.

تفسیر/توضیح



شکل ۱۴-۸ مسیر انتقال نیرو از جمع‌کننده به اجزاء قائم سیستم باربر جانبی

ت ۱۴-۶ محدودیت‌های آرماتورگذاری

ت ۱۴-۶-۵ مقاطع بحرانی برای مهار آرماتورها، معمولا در نقاط تنش حداکثر، در نقاط که آرماتورهای مجاور به دلیل عدم نیاز برای تحمل نیرو قطع شده‌اند و در نقاطی که ناپیوستگی در دیافراگم وجود دارد، می‌باشند.

ت ۱۴-۶-۶ آرماتورهای خمشی یک تیر باید از نقطه‌ای که دیگر در آن نقطه آرماتوری برای مقاومت در برابر خمش مورد نیاز نیست، با طولی برابر با حداکثر دو مقدار (d و $12d_b$) امتداد یابند. این افزایش طول در رفتار یک تیر از اهمیت زیادی برخوردار است زیرا هم مهار

متن اصلی	تفسیر/توضیح
	آرماتور تامین خواهد شد و هم از خرابی برشی که ناشی از عدم دقت در تخمین موقعیت دقیق تنش‌های کششی است جلوگیری می‌کند. خرابی‌های مشابه این موضوع در دیافراگم‌ها گزارش نشده‌است. برای ساده‌سازی طراحی، مطابق این بند آرماتور به میزان l_d بعد از نقطه‌ای که به آن برای تحمل کششی نیاز نیست امتداد می‌یابد.

فصل پانزدهم

شالوده‌های بتن آرمه

فصل پانزدهم
شالوده‌های بتن‌آرمه

متن اصلی

۱۵-۱ گستره

ضوابط این فصل به طراحی شالوده‌های بتن‌آرمه اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- شالوده‌های سطحی: منفرد، مرکب یک‌طرفه و دوطرفه نواری، گسترده، تیر روی زمین و باسکول؛

ب- شالوده‌های عمیق: شمع‌ها و سر شمع‌ها؛

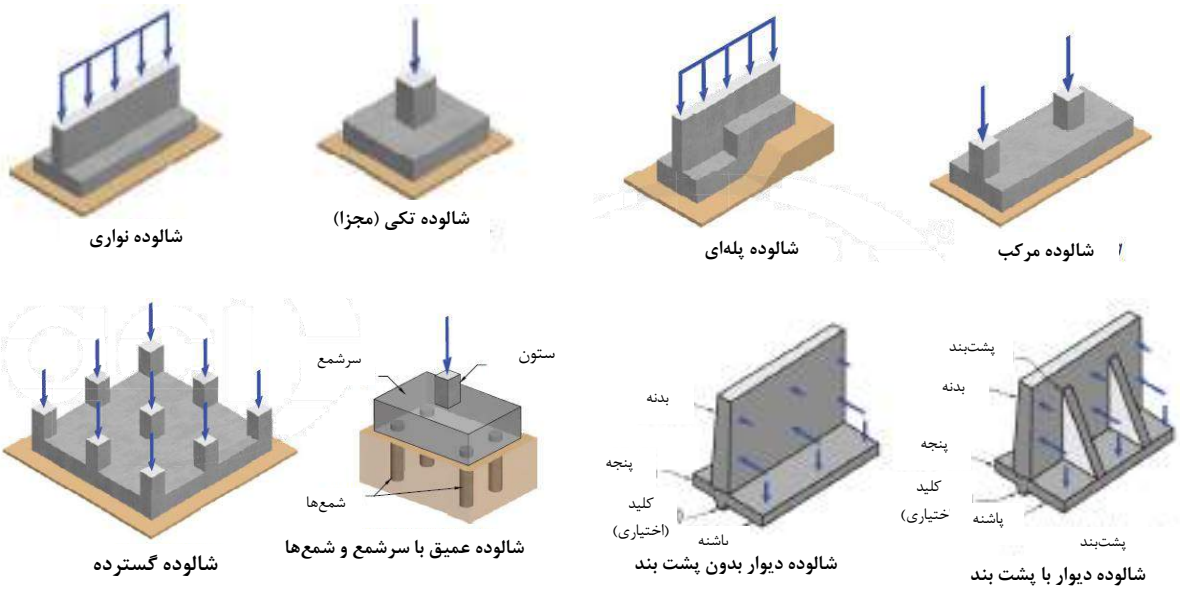
پ- دیوارهای حائل: طره‌ای و پشت بند دار.

تفسیر/توضیح

ت ۱۵-۱ گستره

گرچه ضوابط این فصل مربوط به شالوده‌هاست، بخش قابل ملاحظه‌ای از آن‌ها در دیگر فصل‌های آیین‌نامه ارائه شده‌اند و در این فصل فقط به آن‌ها ارجاع داده می‌شود. اگرچه حتی شاید کاربرد این ضوابط، که در فصل‌های دیگر آورده شده، به طور مشخص و شفاف برای شالوده‌ها تعیین نشده باشند.

نمونه‌های شالوده‌های مورد بحث در این آیین‌نامه در شکل ۱۵-۱ نشان داده شده‌اند. شالوده‌های پله‌ای و شیب‌دار زیر مجموعه دیگر شالوده‌ها به حساب می‌آیند.



شکل ۱۵-۱ بعضی از انواع شالوده‌ها

متن اصلی

۱۵-۲ کلیات

۱۵-۲-۱ تعاریف

۱۵-۲-۱-۱ **شالوده سطحی**: به قسمتی از سازه ساختمان گفته می‌شود که روی سطح فوقانی آن ستون یا دیوار قرار گرفته و سطح تحتانی آن مستقیما روی زمین تکیه دارد و بار سازه را تحمل کرده و آن را به سطح یا لایه‌های فوقانی زمین منتقل می‌کند. انواع شالوده‌های سطحی به شرح «الف» تا «چ» زیر می‌باشند و در شکل ۱۵-۱ نشان داده شده‌اند.

الف- شالوده منفرد: به شالوده‌ای اطلاق می‌شود که بار یک ستون یا دو ستون نزدیک به هم را در محل درز انبساط به زمین منتقل می‌کند. شالوده منفرد می‌تواند در پلان به شکل مربع مستطیل، چند ضلعی منظم، دایره یا هر شکل غیر منظم باشد و در مقطع نیز می‌تواند به شکل مربع مستطیل، ذوزنقه ویا پلکانی باشد. عملکرد شالوده منفرد به صورت دوطرفه می‌باشد.

ب- شالوده مرکب: به شالوده‌ای اطلاق می‌شود که بار دو ستون (عملکرد یک‌طرفه) یا چهار ستون (عملکرد دوطرفه) را به زمین منتقل می‌کند. شالوده مرکب می‌تواند در پلان به شکل مربع مستطیل، چند ضلعی منظم، دایره یا هر شکل غیرمنظم باشد و در مقطع نیز می‌تواند به شکل مربع مستطیل، ذوزنقه ویا پلکانی باشد. شالوده‌های منفردی که نزدیک به هم باشند، می‌توانند به یکدیگر پیوسته گردند تا به شالوده مرکب تبدیل شوند.

پ- شالوده نواری: به شالوده یک سره‌ای اطلاق می‌شود که بار دیوار ویا چند ستون را که در یک ردیف قرار دارند، به زمین منتقل می‌کند. مقطع شالوده می‌تواند به شکل مربع مستطیل، ذوزنقه ویا پاشنه دار (T وارونه) باشد. در حالتی که شالوده نواری صرفا بار دیوار را به زمین منتقل کند، شالوده نواری دیواری نامیده می‌شود، که در مقطع می‌تواند به صورت پلکانی یا شیب‌دار باشد. شالوده‌های نواری می‌توانند به صورت شبکه نوارهای متقاطع استفاده شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۵-۲ کلیات

مثال‌هایی از انواع شالوده که در این فصل پوشش داده شده‌اند در شکل ۱۵-۱ نشان داده شده‌اند.

ت ۱۵-۲-۱ تعاریف

متن اصلی	تفسیر/توضیح
ت- شالوده گسترده: به شالوده‌ای اطلاق می‌شود که بار چند ستون یا دیوار را که در ردیف‌ها و امتدادهای مختلف قرار دارند، به زمین منتقل می‌کند. شالوده گسترده ممکن است به شکل دال، مجموعه تیر- دال ویا صندوقه‌ای ساخته شود.	
ث- تیر روی زمین: به تیری اطلاق می‌شود که بار دیوار را به شالوده‌های منفرد یا سر شمع‌ها منتقل می‌کند. در صورتی‌که دیوار از نوع بتن مسلح باشد، کل دیوار می‌تواند به عنوان تیر عمیق روی زمین باشد. این تیر متکی بر خاک فرض نمی‌شود.	
ج- تیر باسکولی: به تیر با سختی نسبی زیادی گفته می‌شود که دو شالوده منفرد را که برآیند بارهای وارد بر یکی از آن‌ها دارای برون محوری زیاد نسبت به مرکز شالوده می‌باشد، به یکدیگر متصل می‌کند. این تیر متکی بر خاک فرض نمی‌شود.	
چ- کلاف رابط: به عضوی گفته می‌شود که شالوده‌های سطحی جدا از هم را در یک سازه در دو امتداد ترجیحا عمود بر هم، متصل می‌کند، به طوری که مانع حرکت نسبی دو شالوده گردد.	
۱۵-۲-۱-۲ **شالوده عمیق**: به اعضای عمیق شالوده (شمع) و شالوده متکی بر آن‌ها (سر شمع) گفته می‌شود که بارهای سازه را به عمق یا لایه‌های زیرین زمین منتقل می‌نمایند. انواع شالوده‌های عمیق به شرح «الف» و «ب» زیر می‌باشند:	
الف) شمع منفرد: به شمعی گفته می‌شود که مستقیما بار یک ستون را دریافت نموده و به زمین منتقل نماید.	
ب) گروه شمع: گروه شمع به تعدادی شمع گفته می‌شود که بار خود را از یک یا چند ستون از طریق یک سرشمع مشترک دریافت نموده و به زمین منتقل می نمایند.	

متن اصلی

۱۵-۲-۲ مشخصات مصالح و اتصال به اعضا دیگر

۱۵-۲-۲-۱ مشخصات بتن و آرماتورها باید به گونه‌ای باشند که ضوابط طراحی و دوام فصل‌های ۳ و ۴ را برآورده نمایند.

طراحی و جزییات اتصالات ستون‌ها، ستون پایه‌ها و دیوارهای درجا ویا پیش‌ساخته به شالوده باید مطابق بخش ۱۷-۲ باشند.

۱۵-۲-۳ اثرات زلزله

۱۵-۲-۳-۱ اعضای سازه‌ای امتداد یافته در زیر تراز پایه سازه باید قادر باشند نیروهای ناشی از اثرات زلزله را به شالوده منتقل نمایند. طراحی این اعضا باید مطابق بند ۳-۲-۲-۲۰ بوده و اعضا باید با سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله در بالای تراز پایه سازه سازگار باشند.

۱۵-۲-۳-۲ در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط، شالوده‌های سطحی و عمیق که نیروهای ناشی از زلزله را تحمل می‌کنند ویا به زمین منتقل می‌نمایند، باید مطابق بخش ۹-۲۰ طراحی شوند.

۱۵-۲-۴ دال‌های روی زمین

۱۵-۲-۴-۱ دال‌های روی زمین که بارهای قائم یا جانبی سازه را به زمین منتقل می‌کنند، بر اساس ضوابط این فصل طراحی شده و جزییات آن‌ها تعیین می‌شوند.

۱۵-۲-۴-۲ دال‌های روی زمین که به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی، نیروهای جانبی را به زمین منتقل می‌کنند، باید مطابق بخش ۹-۲۰ طراحی شوند.

۱۵-۲-۵ معیارهای طراحی

۱۵-۲-۵-۱ ابعاد شالوده‌ها باید با در نظر گرفتن ظرفیت باربری خاک و پایداری در برابر واژگونی و لغزش در سطح تماس شالوده و خاک، بر اساس اصول مکانیک خاک و سنگ، در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان تعیین شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۵-۲-۲ مشخصات مصالح و اتصال به اعضا دیگر

ت ۱۵-۲-۳ اثرات زلزله

ت ۱۵-۲-۳-۱ تراز پایه تحلیلی سازه لزوما در تراز شالوده یا تراز سطح زمین قرار ندارد. جزئیات ستون‌ها و دیوارها در زیر تراز پایه تحلیلی سازه تا شالوده لازم است سازگار با قسمت‌های فوقانی باشد. برای موارد بیش‌تر به بخش طراحی شالوده‌ها برای اثرات زلزله در فصل ۲۰ مراجعه شود.

ت ۱۵-۲-۴ دال‌های روی زمین

ت ۱۵-۲-۴-۱ دال‌های روی زمین معمولا بصورت دیافراگم عمل می‌کنند تا اجزای ساختمان را در تراز سطح زمین یکپارچه کرده و اثرات جنبش‌های ناهمسان زمین را کاهش دهند. در این موارد دال‌های روی زمین باید بطور کافی تقویت شده و آرماتورگذاری شوند. در مدارک طرح (فصل ۲۴) مشخصا باید قید گردد که این دال‌های روی زمین اعضای سازه‌ای هستند و ایجاد شیار در این دال‌ها ممنوع است.

ت ۱۵-۲-۵ معیارهای طراحی

ت ۱۵-۲-۵-۱ تنش فشاری مجاز خاک در شالوده‌های سطحی یا مقاومت مجاز در شالوده‌های عمیق بر اساس اصول مکانیک خاک و در انطباق با آیین‌نامه‌های مربوط بدست آورده می‌شوند. ابعاد مورد نیاز کف یک شالوده یا تعداد و آرایش اعضای عمیق شالوده بر اساس مقاومت‌های ژئوتکنیکی مجاز با ترکیبات بار سطح سرویس یا بر اساس مقاومت‌های ژئوتکنیکی اسمی با ترکیبات بار ضریب‌دار و ضریب مقاومت به دست آورده می‌شود.

متن اصلی

۱۵-۲-۵-۲ در طراحی شالوده‌های سطحی می‌توان از ضریب تاثیر عمق برای مقاومت برشی یک‌طرفه و مقاومت برشی دوطرفه صرف نظر نمود.

۱۵-۲-۵-۳ شالوده‌ها باید برای مقاومت در برابر تلاش‌ها و عکس‌العمل‌های ناشی از بارهای ضریب‌دار طراحی شوند.

۱۵-۲-۵-۴ سیستم‌های شالوده را می‌توان بر اساس هر روشی که تعادل و سازگاری هندسی را اقناع می‌کند، طراحی نمود.

۱۵-۲-۵-۵ طراحی شالوده‌ها بر اساس روش خرپایی **فصل ۲۲** مجاز است.

تفسیر/توضیح

در طراحی شالوده‌ها صرفا لنگرهای محاسباتی پای ستون یا ستون پایه‌ها لازم است به شالوده منتقل شوند و لنگرهای حداقل که برای ملاحظات لاغری تعیین می‌گردند (**بند ۶-۵-۴-۳**)، لازم نیست در نظر گرفته شوند.

ت ۱۵-۲-۵-۳ در طراحی شالوده یا سرشمع روش طراحی مقاومت بکار برده می‌شود. تلاش‌ها یا مقاومت‌های مورد نیاز با استفاده از بارهای ضریب‌دار تعیین می‌گردند. برای یک شالوده تکی یا گسترده با بار محوری تنها، فشار خاک بر اثر بارهای ضریب‌دار با تقسیم بار ضریب‌دار بر سطح کف شالوده بدست می‌آید. برای شالوده‌ها یا شالوده‌های گسترده با بار محوری و لنگر خمشی، بارهای ضریب‌دار را می‌توان برای تعیین فشار خاک بکار برد. برای سرشمع‌ها یا شالوده‌های گسترده که شالوده‌های عمیق دارند بارهای ضریب‌دار را می‌توان برای تعیین عکس‌العمل اعضا استفاده نمود. نتایج عکس‌العمل‌ها یا فشارها ممکن است با نتایج طرح ژئوتکنیکی ناسازگار باشد (عکس‌العمل‌های ناسازگار بستر یا ناپایداری). در این‌صورت طرح باید با هماهنگی مهندس ژئوتکنیک اصلاح گردد.

در طراحی شالوده‌ها تنها لنگرهای محاسباتی پای ستون یا ستون‌پایه به شالوده منتقل می‌شود و لنگرهای حداقل که برای ملاحظات لاغری در **بند ۶-۵-۴** گفته شده، لازم نیست در نظر گرفته شود.

ت ۱۵-۲-۵-۴ طراحی شالوده بر اساس اصول پایه مکانیک سازه مجاز می‌باشد به شرطی که نشان داده شود تمام معیارهای مقاومتی و بهره‌برداری اقناع می‌شوند. این طراحی می‌تواند با استفاده از راهکارهای کلاسیک بر اساس محیط الاستیک خطی، راهکارهای عددی مبتنی بر روش اجزا محدود و یا تئوری لولاهای گسیختگی باشد. در همه موارد، تحلیل و ارزیابی شرایط تنش در نقاط اعمال بار یا عکس‌العمل‌های شمع‌ها در ارتباط با برش، پیچش و خمش باید دیده شوند.

ت ۱۵-۲-۵-۵ **شکل ۱۵-۲** یک نمونه از کاربرد روش خرپایی در طراحی برشی یک‌طرفه در یک شالوده تکی یا گسترده را نشان می‌دهد. فشار خاک در فاصله d از بر تکیه‌گاه (وجه ستون یا دیوار) در مقدار برش در مقطع بحرانی تاثیری ندارد، اما در لنگر خمشی بر تکیه‌گاه به حساب می‌آید.

متن اصلی

۱۵-۲-۶-۵ لنگرهای خارجی در هر مقطع از شالوده نواری، شالوده منفرد یا سر شمع، با عبور دادن یک صفحه عمودی از عضو و محاسبه لنگر نیروهای وارده در مساحت کل عضو روی یک طرف صفحه عمودی بدست می‌آید.

۱۵-۲-۶ مقاطع بحرانی برای شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها

۱۵-۲-۶-۱ محل مقطع بحرانی برای خمش M_u بستگی به نوع عضو متکی بر شالوده به شرح **جدول ۱۵-۱** تعیین می‌شود.

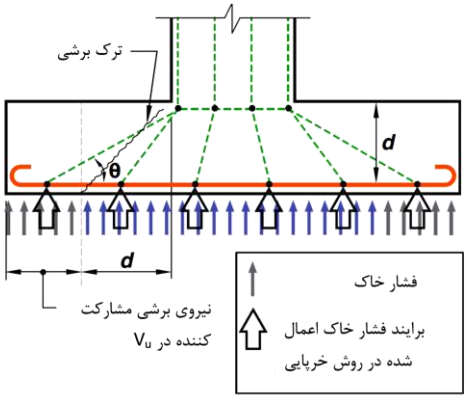
جدول ۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون یا ستون پایه	بَر ستون یا ستون پایه
ستون با کف ستون فولادی	وسط فاصله بَر ستون و لبه کف ستون فولادی
دیوار بتنی	بَر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله مرکز و بَر دیوار بنایی

۱۵-۲-۶-۲ موقعیت مقطع بحرانی را برای برش V_u در برش یک‌طرفه می‌توان به فاصله d از محل مقطع بحرانی M_u مطابق **بندهای ۹-۴-۲** و **۱۰-۶-۴-۴** و در برش دوطرفه به فاصله $d/2$ از محل مقطع بحرانی M_u مطابق **بند ۱۰-۶-۴-۵** تعیین نمود. به **بند ۱۵-۲-۶-۱** مراجعه شود.

۱۵-۲-۶-۳ ستون‌ها یا ستون پایه‌های بتنی با مقطع دایره یا چند ضلعی منظم را می‌توان به عنوان اعضای با مقطع مربعی

تفسیر/توضیح

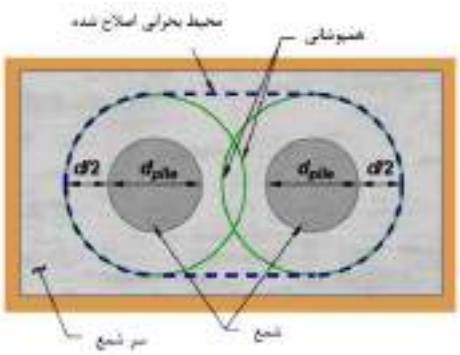


شکل ۱۵-۲ طراحی برای برش یک‌طرفه در یک شالوده تکی یا گسترده با استفاده از روش خرپایی

ت ۱۵-۲-۶ مقاطع بحرانی برای شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها

ت ۱۵-۲-۶-۱ مقاومت برشی یک شالوده بر اساس سختگیرانه‌ترین مقاومت ناشی از **بند ۱۰-۶-۵-۳**«ب» و «ت» بدست می‌آید. مقطع بحرانی برای برش در بَرِ وجه عضو (ستون، ستون پایه یا دیوار)، به جز دیوارهای بنایی و کف‌ستون‌های فلزی، اندازه‌گیری می‌شود.

محاسبه برش باید با استفاده از عکس‌العمل‌های خاک ناشی از بارهای ضریب‌دار بدست آید و مقاومت طراحی برای برش پیرامون تک شمع‌ها بر اساس **بند ۱۰-۶-۵-۳** محاسبه شود. اگر محدوده‌های برشی همپوشانی داشته باشند، محیط بحرانی اصلاح شده (b_0) کوچکترین پوش محیط‌های برشی تکی می‌باشد که عملا برش بحرانی گروه را تحمل می‌کنند. این مطلب در **شکل ۱۵-۳** نشان داده شده است.



متن اصلی

با مساحت معادل برای محاسبه محل‌های مقاطع بحرانی لنگر، برش و طول گیرایی آرماتور منظور نمود.

۱۵-۲-۷ مهار آرماتور در شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها

۱۵-۲-۷-۱ طول گیرایی آرماتورها باید مطابق ضوابط فصل ۲۱ باشد.

۱۵-۲-۷-۲ نیروهای کششی و فشاری در آرماتورها در هر مقطع باید در هر دو طرف مقطع مهار شوند.

۱۵-۲-۷-۳ مقاطع بحرانی برای گیرایی آرماتورها، در محل‌هایی که در بند ۱۵-۲-۶-۲-۱۵۱-۶-۱ برای حداکثر لنگر ضریب‌دار ذکر شده‌اند و در تمام مقاطع دیگری که تغییر مقطع یا تغییر میزان آرماتور وجود دارد، می‌باشند.

۱۵-۲-۷-۴ مهار کافی برای آرماتور کششی در جایی که تنش میلگرد کششی مستقیما متناسب با لنگر نمی‌باشد، مانند شیب‌ها، پله‌ها یا شالوده‌های با ضخامت متغیر، ویا در جایی که آرماتور کششی موازی وجه فشاری نیست، الزامی می‌باشد.

۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

۱۵-۳-۱ کلیات

۱۵-۳-۱-۱ حداقل مساحت کف شالوده‌های سطحی بر این اساس تعیین می‌شود که تنش‌های اتکایی ناشی از نیروها و لنگرهای اعمال شده به شالوده، از تنش‌های اتکایی مجاز بیش‌تر نشوند. تنش‌های اتکایی مجاز از طریق اصول مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آیند.

۱۵-۳-۱-۲ ضخامت حداقل شالوده‌های سطحی ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد.

۱۵-۳-۱-۳ در شالوده‌های سطحی شیب‌دار، پلکانی و با ضخامت متغیر، عمق و موقعیت پله‌ها یا زاویه شیب باید به صورتی باشند که الزامات طراحی در همه مقاطع برآورده شوند.

تفسیر/توضیح

شکل ۱۵-۳ محیط بحرانی اصلاح شده برای برش در محدوده‌های بحرانی دارای همپوشانی

ت ۱۵-۲-۷ مهار آرماتور در شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها

ت ۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

ت ۱۵-۳-۱ کلیات

ت ۱۵-۳-۱-۱ مطالب کلی در خصوص تعیین ابعاد شالوده‌های سطحی در تفسیر بند ۱۵-۲-۵-۳ ارائه شده است.

ت ۱۵-۳-۱-۳ مهار آرماتورها در شالوده‌های شیب‌دار، پله‌ای یا ماهیچه‌ای در بند ۱۵-۲-۷-۴ ارائه شده است.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱۵-۳-۱-۴ توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌های سطحی باید سازگار با مشخصات و سختی‌های سازه، شالوده و زمین باشد و بر اساس اصول شناخته شده مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان تعیین شود.	
۱۵-۳-۱-۵ در توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌های سطحی منفرد و مرکب یک‌طرفه، در صورت عدم انجام تحلیل با جزییات دقیق‌تر می‌توان شالوده را صلب فرض نمود.	
۱۵-۳-۱-۶ در توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌های سطحی مرکب دوطرفه، گسترده و شبکه نوارهای متقاطع، سختی زمین را می‌توان با استفاده از فنر با فرض مدول بسترهای متفاوت با توجه به مشخصات ژئوتکنیکی شبیه‌سازی نمود.	
۱۵-۳-۱-۷ در تعیین آرماتورهای حداقل خمشی در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک‌طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک‌طرفه و ضوابط دال‌های دوطرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دوطرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی می‌کنند.	
۱۵-۳-۱-۸ در تعیین آرماتورهای حداقل جمع‌شدگی و حرارت در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک‌طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک‌طرفه و ضوابط دال‌های دوطرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دوطرفه، ملاک محاسبه می‌باشند. شالوده‌های حجیم از ضوابط **فصل ۱۹**، الزامات بهره‌برداری، پیروی می‌کنند.	
۱۵-۳-۲ شالوده‌های سطحی مرکب یک‌طرفه و نواری	**ت ۱۵-۳-۲ شالوده‌های سطحی مرکب یک‌طرفه و نواری**
۱۵-۳-۲-۱ طراحی و جزییات شالوده‌های سطحی یک‌طرفه شامل شالوده‌های مرکب یک‌طرفه و نواری باید مطابق این بخش و **فصل‌های ۹** و **۱۱** باشند.	
۱۵-۳-۲-۲ آرماتورها باید به طور یکنواخت در کل عرض شالوده‌های یک‌طرفه توزیع شوند.	

متن اصلی

۱۵-۳-۳ شالوده‌های سطحی منفرد دوطرفه

۱۵-۳-۳-۱ طراحی و جزییات شالوده‌های سطحی منفرد دوطرفه باید مطابق این بخش و فصل‌های ۹ و ۱۰ باشند.

۱۵-۳-۳-۲ در شالوده‌های سطحی منفرد دوطرفه مربعی، میلگردها باید به طور یکنواخت در کل عرض شالوده در هر دو جهت توزیع شوند.

۱۵-۳-۳-۳ در شالوده‌های سطحی منفرد مستطیلی، آرماتورها باید مطابق بندهای «الف» و «ب» زیر توزیع شوند:

الف- آرماتورها در جهت طولی باید به طور یکنواخت در کل عرض شالوده توزیع شوند.

ب- آرماتورها در جهت عرضی، باید بخشی به مقدار $\gamma_s A_s$ به طور یکنواخت در نواری به اندازه عرض شالوده با مرکزیت محور ستون یا ستون پایه و بقیه $(1-\gamma_s)A_s$ باید به طور یکنواخت در خارج از این نوار در شالوده توزیع شوند.

γ_s برابر با $2/(\beta+1)$ می‌باشد، که در آن β نسبت طول به عرض شالوده است.

۱۵-۳-۴ شالوده‌های سطحی مرکب دوطرفه و گسترده

۱۵-۳-۴-۱ طراحی و جزییات شالوده‌های مرکب دوطرفه و گسترده باید مطابق ضوابط این بخش و فصل ۱۰ باشند.

۱۵-۳-۴-۲ روش طراحی مستقیم که در بخش ۱۰-۹ آمده است، نباید برای طراحی شالوده‌های مرکب دوطرفه و شالوده‌های گسترده استفاده شود.

۱۵-۳-۴-۳ توزیع فشار خاک در زیر شالوده مرکب و گسترده باید با مشخصات خاک و سنگ و نیز خصوصیات سازه سازگار باشد.

۱۵-۳-۴-۴ حداقل آرماتور در شالوده‌های مرکب و گسترده باید مطابق بند ۱۰-۷-۲ باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۱۵-۳-۳ شالوده‌های سطحی منفرد دوطرفه

ت ۱۵-۳-۳-۳ برای حداقل نمودن خطاهای ساخت در آرماتورگذاری، روش متداول افزایش مقدار آرماتورها در راستای کوتاه به میزان $2\beta/(\beta+1)$ برابر و آرماتورگذاری یکنواخت آن‌ها در راستای بلند شالوده می‌باشد.

ت ۱۵-۳-۴ شالوده‌های سطحی مرکب دوطرفه و گسترده

ت ۱۵-۳-۴-۲ روش طراحی مستقیم برای طراحی دال‌های دوطرفه استفاده می‌شود.

ت ۱۵-۳-۴-۳ روش‌های طراحی که در آن‌ها از بارهای ضریب‌دار و ضریب کاهش مقاومت استفاده می‌شود می‌توانند در شالوده‌های مرکب و گسترده، صرف‌نظر از توزیع فشار خاک زیر آن‌ها، استفاده شوند.

ت ۱۵-۳-۴-۴ برای کنترل بهتر ترک‌های حرارتی و برای قطع کردن ترک‌های ناشی از برش دوطرفه با آرماتورهای کششی، مهندس مشاور باید یکسره بودن آرماتورها را در دو جهت در دو وجه شالوده مورد توجه قرار دهد.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱۵-۳-۵ تیرهای روی زمین و باسکولی	**ت ۱۵-۳-۵ تیرهای روی زمین و باسکولی**
۱۵-۳-۵-۱ طراحی تیرهای روی زمین و باسکولی باید مطابق فصل ۱۱ باشد.	
۱۵-۳-۵-۲ اگر تیر روی زمین به صورت یک تیر عمیق (دیوار) باشد، طراحی باید مطابق بخش ۱۱-۸ باشد.	
۱۵-۳-۵-۳ حداقل آرماتور در تیرهای روی زمین و باسکولی باید مطابق بخش ۱۳-۶ باشد.	
۱۵-۳-۶ کلاف‌های رابط شالوده‌های سطحی	**ت ۱۵-۳-۶ کلاف‌های رابط شالوده‌های سطحی**
۱۵-۳-۶-۱ در سازه‌های یک طبقه که دارای دهانه بزرگ هستند، مانند سازه‌های ساختمان‌های صنعتی، آشیانه‌ها و غیره که در آن‌ها شالوده‌ها دارای عمق استقرار و پایداری کافی در برابر نیروهای جانبی هستند، از پیش‌بینی کلاف رابط در امتداد دهانه قاب می‌توان صرف نظر کرد. در این شالوده‌ها خاکریز اطراف شالوده باید به روش مناسبی کوبیده و متراکم شود.	
۱۵-۳-۶-۲ کلاف‌های رابط بین شالوده‌های سطحی، باید برای نیروی کششی معادل ده درصد بزرگترین نیروی محوری مورد نیاز وارد به ستون‌های دو طرف خود طراحی شوند.	
۱۵-۳-۶-۳ ابعاد مقطع کلاف‌های رابط باید متناسب با ابعاد شالوده سطحی و حداقل ۲۵۰ میلی‌متر اختیار شوند.	
۱۵-۳-۶-۴ تعداد آرماتورهای طولی کلاف‌های رابط باید حداقل چهار عدد و قطر آن‌ها حداقل ۱۲ میلی‌متر باشد. این آرماتورها باید توسط آرماتورهای عرضی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر و با فواصل حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر از یکدیگر، گرفته شوند.	
۱۵-۳-۶-۵ آرماتورهای طولی کلاف‌های رابط باید در شالوده‌های سطحی میانی ممتد باشند و در شالوده‌های سطحی کناری در بَرِ خارجی ستون مهار شوند.	
۱۵-۳-۷ دیوارهای حائل طره‌ای و پشت‌بند دار	**ت ۱۵-۳-۷ دیوارهای حائل طره‌ای و پشت‌بند دار**
۱۵-۳-۷-۱ دیوارهای حائل طره‌ای به صورت دال یک‌طرفه مطابق فصل ۹ طراحی می‌شوند.	
۱۵-۳-۷-۲ دیوارهای حائل پشت‌بند دار به صورت دال دوطرفه و با توجه به پشت‌بندها مطابق فصل ۱۰ طراحی می‌شوند.	

متن اصلی

۱۵-۳-۷-۳ در دیوارهای با ضخامت یکنواخت، مقطع بحرانی برای طراحی خمشی و برشی در پای دیوار و در محل اتصال دیوار به شالوده می‌باشد. در دیوارهای با ضخامت متغیر، مقطع بحرانی برای طراحی خمشی و برشی باید در ارتفاع دیوار شناسایی گردد.

۱۵-۴ شالوده‌های عمیق

۱۵-۴-۱ کلیات

تعداد و نحوه آرایش شمع‌ها به صورتی تعیین می‌شوند که نیروها و لنگرهای وارد بر شالوده عمیق، از مقاومت‌های مجاز آن که با استفاده از اصول مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردند، کمتر باشند. طراحی سازه‌ای شمع‌ها باید مطابق **بندهای ۱۵-۴-۲** یا **۱۵-۴-۳** باشد.

۱۵-۴-۲ طراحی سازه‌ای شمع به روش مقاومت مجاز

۱۵-۴-۲-۱ شمع‌ها را می‌توان با استفاده از ترکیب بارهای روش تنش مجاز در انطباق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و مقاومت‌های مجاز مطابق **جدول ۱۵-۲** طراحی نمود، به شرط آن که زیربندهای «الف» و «ب» زیر تامین شده باشند:

الف- شمع‌ها در تمام طول خود به طور جانبی مهار شده باشند؛

ب- لنگرهای ایجاد شده در شمع‌ها ناشی از نیروهای وارده کمتر از لنگر ناشی از برون محوری اتفاقی به میزان ۵ درصد قطر یا عرض شمع باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۵-۳-۷-۲ دیوارهای حائل پشت‌بنددار بیش‌تر تمایل دارند بصورت دوطرفه رفتار کنند تا یک‌طرفه. بنابراین توجه ویژه‌ای باید به کنترل ترک در هر دو جهت داشت.

ت ۱۵-۳-۷-۳ بطور کلی محل اتصال دیوار به شالوده در برابر بارهای جانبی تمایل به بازشدگی دارد و بنابراین مقطع بحرانی باید در بر اتصال در نظر گرفته شود. اگر برای تامین طول گیرایی آرماتورهای خمشی نیاز به قلاب باشد، قلاب‌ها باید نزدیک کف شالوده و رو به سوی وجه مخالف دیوار باشند.

ت ۱۵-۴ شالوده‌های عمیق

ت ۱۵-۴-۱ کلیات

مطالب کلی در خصوص انتخاب آرایش شمع ها، شمع‌های حفاری شده و صندوقه‌ها در تفسیر **بند ۱۵-۲-۵-۳** ارائه شده‌اند.

ت ۱۵-۴-۲ طراحی سازه‌ای شمع به روش مقاومت مجاز

ت ۱۵-۴-۲-۱ تغییرات احتمالی مهار جانبی شالوده عمیق ناشی از روان‌گرایی، خاکبرداری یا دیگر عوامل باید مدنظر قرار گیرد.

مقادیر ارائه شده در **جدول ۱۵-۲** معرف حد بالا برای شرایط خاک معلوم و کیفیت اجرای خوب می‌باشند. حد پایین مقاومت فشاری مجاز حداکثر، بسته به شرایط خاک و فرایندهای ساخت و کنترل کیفیت، ممکن است مناسب‌تر باشد.

در شمع‌های مته-گروتی که گروت همزمان با بیرون آمدن مته تزریق می‌شود ضریب مقاومت ۰/۳ بر اساس ضریب کاهش مقاومت ۰/۶ می‌باشد. طراح باید مواردی مانند مقاومت قابل اعتماد گروت، روش‌های آزمایش مقاومت گروت و حداقل سطح مقطع شمع برای شرایط خاک مشخص و روش های اجرا را مورد توجه قرار دهد.

متن اصلی

جدول ۱۵-۲ حداکثر مقاومت مجاز فشاری شمع

نوع شمع	حداکثر مقاومت مجاز فشاری
شمع درجا بدون غلاف	$P_a = 0.3f'_cA_g + 0.4f_yA_s$
شمع درجا با غلاف فولادی نازک که مطابق ۱۵-۴-۲-۳ محصور شده نمی‌باشد.	$P_a = 0.33f'_cA_g + 0.4f_yA_s$
شمع درجا محصور شده با لوله فولادی که مطابق ۱۵-۴-۲-۳محصور شده می‌باشد.	$P_a = 0.4f'_cA_g$
شمع پیش‌ساخته	$P_a = 0.33f'_cA_g + 0.4f_yA_s$
یادداشت: A_g سطح مقطع ناخالص می‌باشد و در صورتی‌که از جداره‌های موقتی یا دائم استفاده شود، وجه درونی غلاف به عنوان سطح خارجی مقطع در نظر گرفته می‌شود. A_s شامل مساحت غلاف فولادی نمی‌شود.	

۱۵-۴-۲-۲ در مواردی که شرایط «الف» و «ب» از **بند ۱۵-۴-۲-۱** برآورده نشوند، شمع‌ها باید بر اساس روش طرح مقاومت، مطابق **بند ۱۵-۴-۳** طراحی شوند.

۱۵-۴-۲-۳ شمع‌های درجا با غلاف فولادی نازک، به شرط برآورده شدن شرایط زیربندهای «الف» تا «ج» زیر محصور شده محسوب می‌گردند:

الف- در طراحی از مقاومت محوری غلاف صرف نظر شده باشد؛

ب- غلاف دارای نوک آب بند باشد و به روش مَندرل حفاری شده باشد؛

پ- ضخامت غلاف فولادی کمتر از ۲ میلی‌متر نباشد؛

ت- غلاف بدون درز و وصله باشد، یا وصله‌ها حداقل مقاومتی معادل مقاومت مصالح پایه غلاف ایجاد نمایند و شکل آن‌ها به گونه‌ای باشد که شرایط محصور شدگی را برای بتن درجا فراهم نماید؛

ث- نسبت مقاومت تسلیم مشخصه فولاد غلاف به مقاومت فشاری مشخصه بتن، حداقل ۶ باشد و مقاومت تسلیم مشخصه فولاد از ۲۱۰ مگاپاسکال کمتر نباشد؛

ج- قطر اسمی شمع حداکثر ۴۰۰ میلی‌متر باشد.

۱۵-۴-۲-۴ استفاده از مقاومت‌های بیش‌تر از مقادیر **جدول ۱۵-۲** تنها در صورتی مجاز است که با انجام آزمایش‌های تکمیلی امکان پذیر باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۱۵-۴-۲-۳ اساس این مقاومت مجاز مقاومت اضافی ناشی از بتن محصور شده توسط غلاف فولادی می‌باشد. این اضافه مقاومت صرفا برای فولادهایی که باربر در فشار نیستند و تنش در فولاد به شکل حلقوی و نه فشاری تحمل می‌شود، کاربرد دارد. در این آیین‌نامه غلاف فولادی در طراحی شمع برای مقاومت در برابر بخشی از بار محوری در نظر گرفته نمی‌شود.

همواره احتمال خوردگی غلاف فولادی باید در نظر گرفته شود. این ضوابط با فرض آن‌که شمع در محیط غیر خورنده بکار برده می‌شود، ارائه شده‌اند.

متن اصلی

۱۵-۴-۳ طراحی سازه‌ای شمع به روش طرح مقاومت

۱۵-۴-۳-۱ طراحی شمع‌ها به روش طرح مقاومت با ضوابط این بخش برای همه انواع شمع‌ها مجاز می‌باشد.

۱۵-۴-۳-۲ طراحی شمع‌ها به روش طرح مقاومت، باید مطابق بخش ۱۲-۴ با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت جدول ۱۵-۳ برای نیروی محوری بدون لنگر و ضرایب مقاومت جدول ۷-۲ برای کشش، برش و ترکیب نیروی محوری و لنگر باشد. رعایت مفاد بند ۸-۳-۳-۲ در طراحی شمع‌ها الزامی نیست.

جدول ۱۵-۳ ضرایب کاهش مقاومت محوری فشاری ϕ برای شمع‌ها

نوع شمع	ضرایب کاهش مقاومت محوری فشاری برای شمع‌ها
شمع درجا بدون غلاف	۰/۵۵
شمع درجا با غلاف نازک فولادی که مطابق ۱۵-۴-۲-۳ محصور شده نمی‌باشد.	۰/۶۰
شمع درجا محصور شده با لوله‌ای فولادی ضخیم (بیش‌تر از ۶ میلی‌متر)	۰/۷۰
شمع درجا محصور شده با لوله فولادی که مطابق ۱۵-۴-۲-۳ محصور شده می‌باشد.	۰/۶۵
شمع پیش‌ساخته	۰/۶۵
یادداشت: ضریب ۰/۵۵ یک حد بالا برای شرایط خاک خوب و سیستم اجرایی با کنترل کیفیت خوب می‌باشد. مقادیر کم‌تری را می‌توان بسته به نوع خاک، سیستم اجرایی و سیستم کنترل کیفیت، مورد توجه قرار داد.	

۱۵-۴-۴ شمع‌های درجا

۱۵-۴-۴-۱ شمع‌های درجا که در معرض برکنش قرار دارند، یا M_u در آن‌ها بزرگتر از $0.4M_{cr}$ باشد، باید مسلح به آرماتور بوده یا توسط لوله فولادی محاط شده باشند.

۱۵-۴-۴-۲ قسمت‌هایی از شمع‌ها که در هوا، آب یا خاک سستی قرار دارند که نمی‌تواند مقاومت کافی در طول عضو برای

تفسیر/توضیح

ت ۱۵-۴-۳ طراحی سازه‌ای شمع به روش طرح مقاومت

ت ۱۵-۴-۳-۲ اگر شمع‌های درجاریز حفاری شده تحت خمش، برش یا کشش قرار گیرند، ضرایب کاهش مقاومت باید بر این اساس جدول ۱۵-۳ و همچنین شرایط خاک، فرایندهای کنترل کیفیت، کیفیت اجرا و تجربه محلی مدنظر قرار گیرند.

ت ۱۵-۴-۴ شمع‌های درجا

متن اصلی	تفسیر/توضیح
جلوگیری از کمانش را فراهم کند، باید به عنوان ستون مطابق فصل ۱۲ طراحی شوند.	
۱۵-۴-۵ شمع‌های پیش‌ساخته	**ت ۱۵-۴-۵ شمع‌های پیش‌ساخته**
	حداقل آرماتور عرضی لازم در این بخش معمولا برای تحمل تنش در کوبیدن و جابجا کردن شمع‌ها کافی هستند. ضوابط این بخش برای شمع‌های پیش‌ساخته در مناطق با خطر زلزله کم، بر اساس توصیه‌های PCI برای طراحی پل‌ها هستند. حداقل آرماتورهای لازم برای شمع‌های پیش‌ساخته در مناطق با خطر زلزله زیاد در فصل ۲۰ آورده شده‌اند.
۱۵-۴-۵-۱ شمع‌های پیش‌ساخته در سازه‌های با شکل‌پذیری کم، باید مطابق بندهای ۱۵-۴-۵-۲ و ۱۵-۴-۵-۳ باشند.	
۱۵-۴-۵-۲ چیدمان آرماتورهای طولی باید به صورت متقارن باشد و حداقل ۴ آرماتور به مساحت حداقل ۰/۰۰۸ برابر سطح مقطع ناخالص شمع فراهم گردد.	
۱۵-۴-۵-۳ آرماتورهای طولی باید با آرماتورهای عرضی، حداقل به قطر ۱۰ میلی‌متر محاط گردند. فاصله پنج آرماتور عرضی اول حداکثر ۲۵ میلی‌متر و تا طول حداکثر ۶۰۰ میلی‌متر از هر دو انتهای شمع حداکثر ۱۰۰ میلی‌متر و در بقیه طول شمع حداکثر ۱۵۰ میلی‌متر باشد.	
۱۵-۴-۶ سر شمع‌ها	**ت ۱۵-۴-۶ سر شمع‌ها**
۱۵-۴-۶-۱ ضخامت کلی سر شمع باید طوری انتخاب شود که عمق موثر آرماتورهای تحتانی سر شمع حداقل ۳۰۰ میلی‌متر باشد.	
۱۵-۴-۶-۲ لنگرها و برش‌های ضریب‌دار در سر شمع را می‌توان بر اساس عکس‌العمل‌های شمع‌ها به صورت متمرکز در مرکز مقطع آن‌ها محاسبه نمود.	
۱۵-۴-۶-۳ به جز مواردی که سر شمع بر اساس روش خرپایی طراحی شده است، سر شمع‌ها باید به نحوی طراحی شوند که ضابطه «الف» زیر برای عملکرد یک‌طرفه و ضوابط «الف» و «ب» زیر برای عملکرد دوطرفه تامین گردند:	

متن اصلی

الف- $V_u \leq \phi V_n$، که V_n مطابق **بخش ۸-۴** برای برش یک‌طرفه، ϕ مطابق **جدول ۷-۲** و V_u مطابق **بند ۱۵-۴-۶-۴** محاسبه می‌شود.

ب- $v_u \leq \phi v_n$، که v_n مطابق **بخش ۸-۵** برای برش دوطرفه، ϕ مطابق **جدول ۷-۲** و v_u مطابق **بند ۱۵-۴-۶-۵** محاسبه می‌شود.

۱۵-۴-۶-۴ اگر سر شمع‌ها بر اساس روش خرپایی طراحی شوند، مقاومت فشاری مشخصه بتن بست‌ها (f_{ce}) باید مطابق **بند ۲۲-۴-۱-۳** محاسبه شود. در این محاسبه $\beta = 0.6\lambda$ و λ بر اساس **بخش ۳-۲** تعیین می‌شود.

۱۵-۴-۶-۵ برش ضریب‌دار در هر مقطعی از سر شمع مطابق زیربندهای «الف» تا «پ» زیر محاسبه می‌شود:

الف- عکس‌العمل همه شمع‌هایی که مرکز آن‌ها در فاصله‌ای برابر با نصف قطر شمع یا بیش‌تر در خارج مقطع مورد بررسی قرار دارد، به عنوان عامل ایجاد برش در نظر گرفته می‌شود.

ب- عکس‌العمل همه شمع‌هایی که مرکز آن‌ها در فاصله‌ای برابر با نصف قطر شمع یا بیش‌تر در داخل مقطع مورد بررسی قرار دارد، به عنوان عامل ایجاد برش در نظر گرفته نمی‌شود.

پ- برای موقعیت‌های مرکز شمع بین دو حالت بالا، بخشی از عکس‌العمل شمع که به عنوان عامل ایجاد برش در آن مقطع محسوب می‌شود، با درون‌یابی خطی بین مقدار کامل در فاصله نصف قطر شمع در خارج مقطع مورد بررسی و مقدار صفر در فاصله نصف قطر شمع در داخل مقطع مورد بررسی، محاسبه می‌شود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۵-۴-۶-۴ غالبا لازم است که مقاومت فشاری موثر بتن از **جدول ۲۲-۱** محاسبه شود زیرا معمولا فراهم نمودن آرماتور محصور کننده که ضوابط **بند ۲۲-۴-۲** را اقناع نماید، عملی نیست.

اگر شمع‌ها در محدوده بحرانی d یا $d/2$ به ترتیب برای برش یک‌طرفه یا دوطرفه از وجه ستون قرار گیرند، حد بالای مقاومت برشی در مقطع مجاور وجه ستون باید مدنظر قرار گیرد. راهنمایی‌هایی در این خصوص در کتاب راهنمای CRSI (1984) ارائه شده است.

فصل شانزدهم

اتصالات تیر به ستون
و دال به ستون

فصل شانزدهم
اتصالات تیر به ستون و دال به ستون

متن اصلی

۱-۱۶ گستره

ضوابط این فصل به طراحی و آرماتورگذاری در اتصال تیر به ستون و دال به ستون درجا اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- ضوابط کلی؛

ب- جزییات آرماتورگذاری؛

پ- مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی؛

ت- انتقال نیروی محوری در سیستم کف ها.

۲-۱۶ کلیات

تفسیر/توضیح

ت ۱۶-۱ گستره

یک «اتصال» (Joint) قسمتی از یک سازه است که بین چند عضو متقاطع مشترک می‌باشد. یک «ناحیه اتصال» (Conection) علاوه بر خود اتصال، بخش‌هایی از اعضای متصل شده به آن را در بَر می‌گیرد. این فصل به الزامات طراحی اتصالات تیر به ستون و دال به ستون اختصاص دارد.

تحت اثر بارهای رفت و برگشتی زلزله، اتصال‌ها باید مقاومت لازم را داشته باشند و به همین دلیل رعایت الزامات فصل ۲۰ علاوه بر الزامات پایه‌ای این فصل الزامی می‌باشد.

ت ۱۶-۲ کلیات

نتایج آزمایش‌ها نشان داده‌اند که اتصال‌هایی که دارای تیرهایی با طول امتدادی حداقل برابر با عمق تیر می‌باشند مقاومت برشی مشابه حالتی را دارند، که تیرهای پیوسته دارند. در نتیجه طول مناسبی از امتداد تیرها و ستون‌ها در صورتی‌که که مسلح به آرماتورهای طولی و عرضی مناسب باشند، محصورشدگی لازم برای وجوه یک اتصال را فراهم می‌آورند.

این نتایج همچنین نشان داده‌اند که تحت بارگذاری دوره‌ای رفت و برگشتی، اتصال تیر به ستون که از چهار طرف با تیرهایی با عمق تقریبا مساوی محصور شده‌اند رفتار فوق‌العاده خوبی در مقایسه با اتصال‌هایی که هر چهار وجه آن توسط تیرها محصور نشده‌اند، دارند.

در مواردی که دو عضو غیر هم راستا به یک اتصال می‌رسند و قطع می‌شوند اتصال گوشه شکل می‌گیرد. اتصال خارجی در تراز بام یک مثال از یک اتصال گوشه بین دو عضو می‌باشد که اتصال زانویی نیز به آن گفته می‌شود. اتصال‌های گوشه در معرض خرابی خمشی تحت لنگرهای باز و بسته کننده قرار دارند حتی اگر مقاومت خمشی در بر اتصال کافی باشد. در مواردی‌که انتقال لنگر در اتصال گوشه که در

متن اصلی

۱-۲-۱۶ در اتصال تیر به ستون و دال به ستون باید ضوابط **بخش ۳-۱۶** برای جزییات آرماتورگذاری و **بخش ۴-۱۶** برای الزامات مقاومت، رعایت شوند

۲-۲-۱۶ در اتصال تیر به ستون و دال به ستون باید ضوابط **بخش ۵-۱۶** برای انتقال نیروی محوری ستون از طریق سیستم کف، رعایت شوند.

۳-۲-۱۶ در مواردی که بارهای ثقلی، باد، زلزله یا دیگر نیروهای جانبی منجر به انتقال لنگر در اتصال تیر به ستون شوند، باید برش ناشی از انتقال لنگر در طراحی اتصال منظور گردند.

۴-۲-۱۶ در اتصال گوشه بین دو عضو، اثرات لنگرهای بازکننده و بسته کننده در امتداد قطر اتصال که ممکن است باعث گسیختگی خمشی شوند، باید منظور گردد. در تحلیل اتصال با روش خرپایی **فصل ۲۲** ضوابط طراحی و جزییات اتصال گوشه ارایه شده‌اند.

تفسیر/توضیح

انتها به یک عضو طره‌ای ختم می‌شود، انجام می‌شود و به دلیل آن‌که امکان باز توزیع وجود ندارد، بحرانی می‌باشد.

در اتصال‌هایی که عمق تیر از عمق ستون خیلی بیش‌تر باشد، بست فشاری قطری شکل گرفته بین گوشه‌های اتصال چندان موثر عمل نمی‌کند و لذا این آیین‌نامه لازم می‌داند در مواردی که عمق تیر از دو برابر عمق ستون بیش‌تر است، اتصال بر اساس روش‌های خرپایی **فصل ۲۲**، طراحی شوند.

انتقال خمش از طریق اتصال ما بین دال‌ها و گوشه ستون‌های کناری در **فصل ۱۰** (دال‌های دوطرفه) ارایه شده است.

در این آیین‌نامه، طبقه‌بندی تیرها و ستون‌هایی که به اتصال می‌رسند موجب افزایش مقاومت برشی و یا باعث افزایش محصورشدگی آن می‌شوند. برای یک جهت مشخص برش در اتصال، محصورشدگی جانبی توسط تیرهای عرضی تامین می‌شود و عرض تیرهایی که تولید برش در اتصال می‌کنند از طریق عرض موثر اتصال در **بند ۱۶-۴-۲-۲** محاسبه می‌گردند. این طبقه‌بندی‌ها با هدف تبعیت مقاومت اسمی برشی اتصال در **جدول ۱۶-۱** و **جدول ۲۰-۲** انجام شده‌اند.

برای اتصال‌های تیر به ستون با مقطع دایره‌ای، عرض و عمق ستون را می‌توان از مقطع مربعی معادل آن برداشت نمود.

متن اصلی	تفسیر/توضیح

۱۶-۲-۵ در مواردی که عمق تیر متصل به اتصال بیش از دو برابر عمق ستون باشد، تحلیل و طراحی اتصال باید بر اساس روش خرپایی **فصل ۲۲** و با رعایت ضوابط «الف» و «ب» زیر انجام شود:

الف- مقاومت برشی طراحی اتصال از ϕV_n محاسبه شده مطابق **بند ۱۶-۴-۲** بیش‌تر نشود.
ب- جزییات آرماتورگذاری مطابق **بخش ۱۶-۳** رعایت شوند.

۱۶-۲-۶ ادامه یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در اتصال تیر به ستون، در امتداد برش مورد بررسی، را ایجاد می‌کند که شرایط «الف» و «ب» زیر برآورده گردند:

الف- طول ادامه ستون در بالای اتصال حداقل به اندازه عمق ستون h در امتداد برش مورد بررسی باشد.
ب- آرماتورهای طولی و عرضی ستون در پایین اتصال تا انتهای طول ستون ادامه یابند.

۱۶-۲-۷ ادامه یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در اتصال تیر به ستون، در امتداد برش مورد بررسی، را ایجاد می‌کند که شرایط «الف» و «ب» زیر برآورده گردند:

الف- طول ادامه تیر بعد از اتصال حداقل به اندازه عمق تیر h باشد.
ب- آرماتورهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل اتصال تا انتهای طول تیر، ادامه یابند.

۱۶-۲-۸ در اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی در حالتی شرایط محصور شدگی وجود دارد که در آن دو تیر عرضی با شرایط «الف» تا «پ» زیر وجود داشته باشند:

الف- عرض هر یک از تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.
ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از اتصال ادامه داشته باشند.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو آرماتور پیوسته در بالا و در پایین مطابق بند ۱۱-۵-۱ و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی‌متر یا بیش‌تر مطابق بندهای ۱۱-۵-۲ و ۱۱-۶-۵-۳ باشند.	
۹-۲-۱۶ در اتصال دال به ستون که در آن لنگر منتقل می‌شود، الزامات مقاومت و جزییات آرماتورگذاری باید مطابق فصل ۱۰ و بندهای ۱۶-۳-۲ و ۸-۵ باشند.	
۳-۱۶ جزییات آرماتورگذاری در اتصال	**ت ۳-۱۶ جزییات آرماتورگذاری در اتصال**
۱-۳-۱۶ آرماتور عرضی در اتصال تیر به ستون	**ت ۱-۳-۱۶ آرماتور عرضی در اتصال تیر به ستون**
۱-۱-۳-۱۶ آرماتورگذاری در اتصال تیر به ستون باید مطابق ضوابط این بخش باشد، مگر آن که شرایط «الف» تا «پ» زیر محقق شود: الف- اتصال از همه طرف با تیرهای عرضی مطابق بند ۸-۲-۱۶ محصور شده باشد؛ ب- اتصال بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه‌ای نباشد؛ پ- اتصال جزیی از یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای با شکل‌پذیری کم باشد.	ت ۱-۱-۳-۱۶ نتایج آزمایش‌ها نشان داده‌اند که اتصال تیر به ستون در داخل یک ساختمان اگر از هر چهار طرف توسط تیرهایی با عمق تقریبا معادل عمق ستون محصور گردند نیازی به آرماتورهای برشی ندارند. اتصال‌هایی که به این طریق محصور نشده‌اند (مانند اتصال‌های وجوه خارجی ساختمان) نیاز به آرماتور برشی برای جلوگیری از ترک برشی دارند. این اتصال‌ها همچنین ممکن است نیاز به آرماتورهای عرضی برای جلوگیری از کمانش آرماتورهای طولی ستون داشته باشند.
۲-۱-۳-۱۶ در آرماتورهای عرضی اتصال تیر به ستون، باید از تنگ‌ها طبق بند ۲-۶-۲۱، دورپیچ‌ها طبق بند ۳-۶-۲۱ یا دورگیرها طبق بند ۴-۶-۲۱ استفاده نمود.	
۳-۱-۳-۱۶ حداقل دو لایه آرماتور عرضی افقی باید در ارتفاعی معادل کم عمق‌ترین تیر متصل به اتصال فراهم نمود.	
۴-۱-۳-۱۶ فاصله آرماتورهای عرضی (s) نباید از ۲۰۰ میلی‌متر در ارتفاعی معادل عمیق‌ترین تیر متصل به اتصال بیش‌تر شود.	
۲-۳-۱۶ اتصال دال به ستون	**ت ۲-۳-۱۶ اتصال دال به ستون**
۱-۲-۳-۱۶ به جز مواردی که اتصال از چهار طرف به دال متصل است، آرماتورهای عرضی ستون شامل تنگ‌ها، دورپیچ‌ها	

متن اصلی	تفسیر/توضیح
یا دورگیرها باید در اتصال شامل سرستون، کتیبه یا کلاهک برش طبق بند ۲۱-۶ ادامه یابند.	
۱۶-۳-۳ آرماتورهای طولی	**ت ۱۶-۳-۳ آرماتورهای طولی**
۱۶-۳-۳-۱ طول گیرایی آرماتورهای طولی قطع شده در اتصال، یا ناحیه امتداد ستون، مطابق بند ۱۶-۲-۶ «الف»، ویا ناحیه امتداد تیر، مطابق بند ۱۶-۲-۷ «الف»، باید براساس بخش ۲۱-۳ باشد.	ت ۱۶-۳-۳-۱ در مواردی‌که آرماتورها در وجه مقابل در یک ناحیه بدون بار ادامه پیدا می‌کنند، طول آرماتور ادامه یافته را می‌توان به عنوان بخشی از طول گیرایی به حساب آورد.
۱۶-۳-۳-۲ در آرماتورهای طولی قطع شده در اتصال که منتهی به قلاب استاندارد می‌باشند، جهت برگشت قلاب باید به سمت میانی عمق تیر یا ستون باشد.	
۱۶-۴ الزامات مقاومتی اتصال تیر به ستون	**ت ۱۶-۴ الزامات مقاومتی اتصال تیر به ستون**
۱۶-۴-۱ مقاومت برشی مورد نیاز	**ت ۱۶-۴-۱ مقاومت برشی مورد نیاز**
نیروی برشی اتصال، V_u، باید در صفحه میانی ارتفاع اتصال با استفاده از نیروهای کششی و فشاری ناشی از خمش تیر و برش ستون، منطبق با یکی از حالت‌های «الف» و «ب» زیر محاسبه شود: الف- حداکثر لنگری که بین تیر و ستون انتقال می‌یابد و از طریق تحلیل با بارهای ضریب‌دار برای تیرهای پیوسته در راستای برش مورد بررسی در اتصال، تعیین می‌شود؛ ب- مقاومت‌های اسمی تیرها، M_n.	مقاومت برشی اتصال در هر جهت اصلی بارگذاری به طور جداگانه، مطابق ضوابط این بخش محاسبه می‌شود.
۱۶-۴-۲ مقاومت برشی طراحی	**ت ۱۶-۴-۲ مقاومت برشی طراحی**
۱۶-۴-۲-۱ مقاومت برشی طراحی در اتصال تیر به ستون باید رابطه $\phi V_n \geq V_u$ زیر را برآورده نماید، ضریب ϕ مطابق بخش ۴-۷ برای برش تعیین می‌شود. V_n در اتصال مطابق جدول ۱۶-۱ محاسبه می‌شود.	ت ۱۶-۴-۲-۱ در هیچ حالتی سطح مقطع موثر اتصال A_j نباید از سطح مقطع ستون بیش‌تر شود. سطح ستون دایره‌ای را می‌توان بطور مربعی معادل در نظر گرفت.

متن اصلی

جدول ۱۶-۱ مقاومت برشی اسمی در اتصال (V_n)

ستون	تیر در راستای V_u	محصور با تیرهای عرضی مطابق بند ۸-۲-۱۶	V_n (نیوتن)
پیوسته یا مطابق بند ۶-۲-۱۶	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶	محصور	$2\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		محصور نشده	$1.70\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
	سایر موارد	محصور	$1.70\sqrt{f'_c}\,A_j$
		محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶	محصور	$1.70\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
	سایر موارد	محصور	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		محصور نشده	$\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$

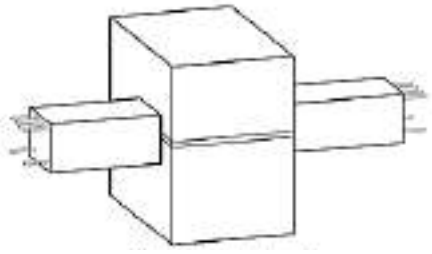
ضریب λ برای انواع بتن‌های ساخته شده با سنگ دانه های سبک برابر ۰/۷۵ و برای بتن با سنگدانه‌های معمولی ۱/۰ می‌باشد.

۱۶-۴-۲-۲ سطح مقطع موثر اتصال، A_j، از حاصل ضرب عمق ستون در راستای مورد بررسی در عرض موثر اتصال به دست می‌آید. عرض موثر در صورتی‌که عرض تیر از عرض ستون بیش‌تر باشد، برابر با عرض ستون و در صورتی‌که عرض ستون از عرض تیر بیش‌تر باشد، برابر با حداقل مقادیر «الف» و «ب» زیر منظور گردد (به **شکل ۱۶-۱** توجه شود).

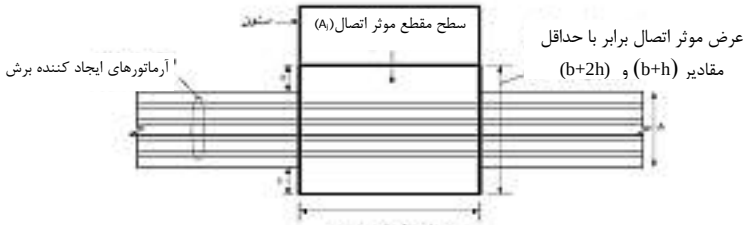
الف- عرض تیر به علاوه عمق ستون؛

ب- دو برابر فاصله عمودی بین محور طولی تیر تا نزدیک‌ترین وجه ستون؛

تفسیر/توضیح



دید سه بعدی اتصال تیر به ستون



برش افقی اتصال

شکل ۱۶-۱ سطح مقطع موثر اتصال (A_j)

متن اصلی

۵-۱۶ انتقال نیروی محوری ستون از طریق سیستم کف

۱-۵-۱۶ اگر مقاومت فشاری مشخصه بتن سیستم کف، کمتر از ۷۰ درصد مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون باشد، انتقال نیروی محوری از طریق سیستم کف باید مطابق بندهای «الف»، «ب» یا «پ» زیر باشد:

الف- بتن دال کف در محدوده ستون و اطراف آن تا فاصله ۶۰۰ میلی‌متر از بَر ستون باید با مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون ریخته شود. این بتن باید در تمام ضخامت سیستم کف ادامه یابد و از یکپارچه بودن آن با بتن کف در سایر قسمت‌های مجاور اطمینان حاصل شود؛

ب- مقاومت طراحی ستون در محدوده ضخامت سیستم کف، با استفاده از مقاومت فشاری مشخصه کمتر بتن به همراه آرماتورهای دوخت قائم و آرماتورهای عرضی لازم تامین شود؛

پ- برای اتصال تیر به ستون که از چهار طرف به تیرهای تقریبا هم عمق اتصال دارد و ضوابط بندهای ۱۶-۲-۷ و

تفسیر/توضیح

ت ۱۶-۵انتقال نیروی محوری ستون از طریق سیستم کف

ت ۱۶-۵-۱ الزامات این بخش از آیین‌نامه مربوط به اثر مقاومت بتن سیستم کف روی مقاومت محوری ستون می‌باشد. اگر مقاومت فشاری بتن سیستم کف، کمتر از ۷۰ درصد مقاومت فشاری بتن ستون باشد، ضوابط «الف» و «ب» در مورد ستون‌های گوشه یا کناری و ضوابط «الف»، «ب» و «پ» در مورد ستون‌های میانی بکار می‌روند.

برای استفاده از روش بتن‌ریزی تشریح شده در زیربند «الف»، لازم است که دو نوع بتن مختلف در سیستم کف در کنار هم قرار گیرند. آیین‌نامه الزام می‌دارد که بتن ستون در محدوده ضخامت سیستم کف ریخته شود و در حالی‌که کماکان حالت خمیری دارد هر دو نوع بتن با هم ویبره شوند تا اینکه با یکدیگر به خوبی ممزوج شوند. نظارت ویژه‌ای در این فرایند الزامی می‌باشد. همانطور که در فصل ۲۴ آمده است، مهندس مشاور باید در مدارک اجرای ساختمان نشان دهد چگونه بتن‌های دارای دو رده مقاومتی مختلف در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند.

نتایج پژوهش‌ها نشان داده‌اند که اگر نسبت مقاومت بتن ستون به مقاومت بتن دال از ۲/۵ بیش‌تر باشد، دال‌های با بار زیاد به اندازه

۸-۲-۱۶ «الف» را برآورده می‌کند و همچنین برای اتصال دال به ستون که از چهار طرف به دال اتصال دارد، مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون در اتصال را می‌توان با فرض مقاومت فشاری بتن برابر با ۷۵ درصد مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون به علاوه ۳۵ درصد مقاومت فشاری مشخصه بتن کف محاسبه نمود، به شرط آن که مقاومت فشاری مشخصه بتن ستون از ۲/۵ برابر مقاومت فشاری مشخصه بتن سیستم کف بیش‌تر نباشد.

دال‌های با بار سبک محصور شدگی لازم را برای اتصال فراهم نمی‌آورند. در نتیجه محدودیت نسبت مقاومت بتن در این بند اعمال شده است.

به عنوان یک راه‌حل جایگزین برای روش‌های «الف» یا «پ»، روش «ب» استفاده از آرماتورهای انتظار و آرماتورهای محصور کننده را برای افزایش مقاومت فشاری موثر بتن در هسته ستون، توصیه می‌کند.

فصل هفدهم

نواحی اتصال اعضای سازه‌ای به یکدیگر

فصل هفدهم
نواحی اتصال اعضای سازه‌ای به یکدیگر

متن اصلی

۱-۱۷ گستره

ضوابط این فصل به طراحی نواحی اتصال اعضای بتنی به یکدیگر و نیز انتقال بار بین سطوح بتنی اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- نواحی اتصال به شالوده‌ها؛
ب- انتقال برش افقی در اعضای خمشی مرکب بتنی؛
پ- نشیمن‌ها؛
ت- نواحی اتصال اعضای پیش‌ساخته، کلاف‌های انسجام (یکپارچگی).

۲-۱۷ نواحی اتصال به شالوده‌ها

۱-۲-۱۷ کلیات

۱-۱-۲-۱۷ نیروها و لنگرهای ایجاد شده در پای ستون‌ها، دیوارها یا ستون پایه‌ها، باید از طریق مقاومت اتکایی بتن و آرماتورهای انتظار، مهارها یا اتصالات مکانیکی به شالوده‌ها منتقل شوند.

۲-۱-۲-۱۷ آرماتورهای انتظار یا اتصالات مکانیکی بین یک عضو و شالوده، باید جهت انتقال نیروهای «الف» و «ب» زیر طراحی شوند:

تفسیر/توضیح

ت ۱-۱۷ گستره

نواحی اتصال شامل خود اتصال و بخش‌هایی از اعضا هستند که در انتقال بار به آن کمک می‌دهند. این تعریف در مقابل تعریف اتصال، در فصل ۱۶ بکار برده شده است.

ت ۲-۱۷ نواحی اتصال به شالوده‌ها

ت ۱-۲-۱۷ کلیات

ضوابط بندهای ۱-۲-۱۷ تا ۴-۲-۱۷ برای هر دو روش ساخت درجا و پیش‌ساخته کاربرد دارند. ضوابط اختصاصی روش ساخت درجا در بند ۵-۲-۱۷ و ضوابط اختصاصی روش ساخت پیش‌ساخته در بند ۶-۲-۱۷ ارائه شده‌اند.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
الف- نیروهای فشاری که از کوچکترین دو مقدار مقاومت‌های اتکایی بتن عضو یا شالوده که مطابق بخش ۸-۷ محاسبه شده‌اند، بیش‌تر باشد؛ ب- هرگونه نیروهای کششی محاسبه شده در سطح مشترک عضو و شالوده.	
۱۷-۲-۱-۳ انتقال نیروها بین یک ستون مرکب بتنی- فولادی دارای هسته فولادی و شالوده، باید با رعایت الزامات مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انجام شود.	ت ۱۷-۲-۱-۳ انتقال نیرو بین ستون مرکب و شالوده می‌تواند به یکی از دو طریق زیر صورت گیرد: الف – هسته فولادی به تنهایی نیرو را منتقل نماید؛ ب- هسته فولادی به همراه بتن اطراف آن که با آرماتور تقویت شده است، صورت گیرد؛
۱۷-۲-۲ مقاومت مورد نیاز	**ت ۱۷-۲-۲ مقاومت مورد نیاز**
نیروها و لنگرهای ضریب‌دار منتقل شده به شالوده، باید مطابق ترکیب بارهای ضریب‌دار در فصل ۷ و روش‌های تحلیل فصل ۶ محاسبه شوند.	
۱۷-۲-۳ مقاومت طراحی	**ت ۱۷-۲-۳ مقاومت طراحی**
۱۷-۲-۳-۱ مقاومت طراحی نواحی اتصال بین ستون‌ها، دیوارها و ستون پایه‌ها با شالوده‌ها باید (۱-۱) به صورت $\phi S_n \geq U$ را برای همه ترکیب بارها برآورده کند. S_n مقاومت خمشی، برشی، محوری، پیچشی، یا اتکایی اسمی و U مقاومت مورد نیاز اتصال است. ϕ مطابق بخش ۷-۳ تعیین شود.	
۱۷-۲-۳-۲ در نواحی اتصال بین اعضای پیش‌ساخته با شالوده‌ها، الزامات کلاف‌های انسجام قائم مطابق بندهای ۱۷-۵-۴-۳ یا ۱۷-۵-۵-۲ باید رعایت شوند.	
۱۷-۲-۳-۳ ترکیب مقاومت خمشی و محوری اتصال باید مطابق بخش ۸-۴ تعیین شود.	
۱۷-۲-۳-۴ در سطح تماس بین یک عضو و شالوده، یا بین یک عضو و شالوده به همراه یک عضو اتکایی واسطه، مقاومت اتکایی B_n باید مطابق بخش ۸-۷ برای سطوح بتنی محاسبه شود. B_n باید برابر با کم‌ترین مقاومت اتکایی عضو یا سطح شالوده در نظر گرفته شود و نباید از مقاومت عضو اتکایی واسطه (در صورت وجود) فراتر رود.	ت ۱۷-۲-۳-۴ در حالت متداول اتکای ستون بر روی شالوده که مساحت شالوده بزرگتر از مساحت ستون می‌باشد، مقاومت اتکایی باید در انتهای ستون و روی شالوده کنترل گردد. در صورت عدم حضورآرماتورهای انتظار یا آرماتورهای ستون که در شالوده ادامه پیدا می‌کنند، مقاومت انتهای ستون باید با کنترل مقاومت بتن به‌تنهایی انجام پذیرد.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱۷-۲-۳-۵ در سطح تماس بین عضو و شالوده، V_n باید مطابق ضوابط برش- اصطکاک بر اساس بخش ۸-۸ ویا سایر روش‌های مناسب محاسبه گردد.	ت ۱۷-۲-۳-۵ از مکانیزم برش-اصطکاک می‌توان برای انتقال نیروهای جانبی به ستون پایه‌ها یا شالوده‌ها استفاده نمود. استفاده از کلید برشی به عنوان مکانیزم جایگزین برش-اصطکاک برای انتقال برش در طول یک سطح برش امکان‌پذیر می‌باشد، به شرطی که آرماتورهای عبوری از سطح برش ضوابط بند ۱۷-۵-۲-۱ برای روش ساخت درجا و بند ۱۷-۵-۴-۳ویا بند ۱۷-۲-۶-۱ برای روش ساخت پیش‌ساخته را براورده نمایند. در روش ساخت پیش‌ساخته، مقاومت در برابر نیروهای جانبی را می‌توان با اتصالات مکانیکی یا جوشی نیز فراهم نمود.
۱۷-۲-۳-۶ در محل اتصال ستون‌ها، ستون پایه‌ها ویا دیوارهای پیش‌ساخته به شالوده‌ها، مهارها و مهارهای اتصالات مکانیکی باید با منظور نمودن بارهای حین نصب مطابق ضوابط فصل ۱۸ طراحی شوند. در این محل‌ها اتصالات مکانیکی باید به گونه‌ای طراحی شوند که قبل از گسیختگی مهاری ویا شکست بتن اطراف، به حد مقاومت خود برسند.	ت ۱۷-۲-۳-۶ فصل ۱۸ الزامات طراحی عادی و لرزه‌ای مهارها را ارائه می‌دهد. در روش ساخت پیش‌ساخته، ملاحظات نصب نیاز به توجه ویژه‌ای دارد و ممکن است حاکم بر طراحی نواحی اتصال گردد.
۱۷-۲-۴ جزییات نواحی اتصال بین اعضای درجا ویا پیش‌ساخته با شالوده	**ت ۱۷-۲-۴ جزییات نواحی اتصال بین اعضای درجا ویا پیش‌ساخته با شالوده**
۱۷-۲-۴-۱ در نواحی اتصال ستون، ستون پایه یا دیوار درجا به شالوده، آرماتور مورد نیاز بر اساس بندهای ۱۷-۲-۲ و ۱۷-۲-۳، باید با امتداد دادن آرماتورهای طولی عضو در داخل شالوده، ویا از طریق آرماتورهای انتظار تأمین شود.	
۱۷-۲-۴-۲ برای تامین پیوستگی، گیرداری وصله‌ها و اتصالات مکانیکی آرماتورهای طولی یا آرماتورهای انتظار باید مطابق بند ۱۲-۶-۴ و در صورت نیاز مطابق فصل ۲۰ باشند.	
۱۷-۲-۴-۳ در مواردی که از اتصال مفصلی یا گهواره‌ای در پای ستون یا ستون پایه درجا استفاده می‌شود، اتصال به شالوده باید الزامات بند ۱۷-۲-۳ را برآورده نماید.	
۱۷-۲-۴-۴ در شالوده‌ها، وصله پوششی فشاری آرماتورهای طولی به قطرهای بیش از ۳۶ میلی‌متر که تحت همه ترکیب بارهای ضریب‌دار، فشاری باشند، می‌توانند مطابق بند ۲۱-۴-۵-۲ باشند.	ت ۱۷-۲-۴-۴ برای برآورده شدن ضابطه بند ۱۷-۲-۵-۱ ممکن است لازم باشد هر میلگرد به قطر بیش از ۳۶ میلی‌متر با دو یا چند میلگرد انتظار به قطر ۳۶ میلی‌متر یا پایین‌تر در فشار وصله شوند.

متن اصلی

۱۷-۲-۵ حداقل آرماتور در نواحی اتصال بین اعضای درجا و شالوده

۱۷-۲-۵-۱ در نواحی اتصال بین ستون یا ستون پایه درجا و شالوده، درصد آرماتور که از سطح تماس عبور می‌کند، نباید کمتر از ۰/۰۰۵ سطح مقطع ناخالص عضو در نظر گرفته شود.

۱۷-۲-۵-۲ در نواحی اتصال بین دیوار درجا و شالوده، مساحت آرماتور قائمی که از سطح تماس عبور می‌کند، نباید کمتر از مقدار بخش ۱۳-۶ در نظر گرفته شود.

۱۷-۲-۶ جزییات نواحی اتصال بین اعضای پیش‌ساخته با شالوده

۱۷-۲-۶-۱ در محل اتصال ستون، ستون پایه یا دیوار پیش‌ساخته به شالوده، ضوابط بندهای ۱۷-۵-۴-۳ ویا ۱۷-۵-۵-۲ باید رعایت شوند.

۱۷-۲-۶-۲ در مواردی که در ترکیب بارهای وارده مطابق بند ۱۷-۲-۲، در محل اتصال دیوارهای پیش‌ساخته یا شالوده، کشش ایجاد نشود، آرماتورهای کلاف‌های انسجام قائم مطابق بند ۱۷-۵-۴-۳«ب» را می‌توان از طریق گیرایی در دال بتن‌آرمه ریخته شده بر روی زمین تامین نمود.

۱۷-۳ انتقال برش افقی در اعضای خمشی مرکب بتنی

۱۷-۳-۱ کلیات

۱۷-۳-۱-۱ در اعضای خمشی مرکب بتنی، باید انتقال کامل نیروهای برشی افقی در سطوح تماس قطعات متصل شده تأمین گردد.

تفسیر/توضیح

ت ۱۷-۲-۵ حداقل آرماتور در نواحی اتصال بین اعضای درجا و شالوده

آرماتور حداقل در ناحیه اتصال بین اعضا به دو علت الزامی است: اول تامین رفتار شکل‌پذیر و دوم تامین انسجام در حین ساخت سازه و در طول عمر سازه.

ت ۱۷-۲-۵-۱ حداقل سطح مقطع آرماتور در پای یک ستون را می‌توان با ادامه دادن آرماتورهای طولی ستون در شالوده و مهار آن‌ها در شالوده یا بوسیله آرماتورهای انتظاری که به حد کافی در شالوده مهار شده‌اند، تامین نمود.

ت ۱۷-۲-۶ جزییات نواحی اتصال بین اعضای پیش‌ساخته با شالوده

ت ۱۷-۳انتقال برش افقی در اعضای خمشی مرکب بتنی

ت ۱۷-۳-۱ کلیات

ت ۱۷-۳-۱-۱ انتقال کامل نیروهای برشی افقی بین قطعات اعضای مرکب از طریق مقاومت برشی افقی ناشی از برش در سطح تماس و یا آرماتورهای انتقال برش مهارشده در دوطرف سطح تماس تامین می‌گردند.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲-۱-۳-۱۷ در مواردی که در سطوح تماس بین قطعات بتنی متصل شده به یکدیگرکشش وجود دارد، انتقال برش افقی از طریق تماس فقط در حالتی مجاز می‌باشد که آرماتورهای عرضی مطابق **بندهای ۱۷-۳-۳** و **۱۷-۳-۴** تأمین شده باشند.	
۳-۱-۳-۱۷ روش آماده‌سازی سطوح تماس بر اساس فرضیات طراحی باید در مدارک اجرایی مشخص شده باشد.	ت ۱۷-۳-۱-۳ آماده‌سازی سطوح تماس در مدارک ساخت باید به تایید مهندس مشاور برسد.
۲-۳-۱۷ مقاومت مورد نیاز	**ت ۱۷-۳-۲ مقاومت مورد نیاز**
نیروهای ضریب‌دار منتقل شده در طول سطح تماس اعضای خمشی بتنی مرکب، باید مطابق ترکیب بارهای ضریب‌دار **فصل ۷** و روش‌های تحلیل **فصل ۶** محاسبه شوند.	
۳-۳-۱۷ مقاومت طراحی	**ت ۱۷-۳-۳ مقاومت طراحی**
۱-۳-۳-۱۷ طراحی برای انتقال برش افقی را می‌توان مطابق یکی از روش‌های **بندهای ۱۷-۳-۳-۲** یا **۱۷-۳-۳-۳** انجام داد.	
۲-۳-۳-۱۷ **روش اول**	***ت ۱۷-۳-۳-۲ روش اول***
در این روش در همه مقاطع و در تمام سطوح تماس اعضای مرکب، رابطه زیر باید برقرار باشد:	
$\phi V_{nh} \geq V_u$ (۱-۱۷)	
در این رابطه V_u مقاومت مورد نیاز موجود در مقطع و V_{nh} مقاومت برشی اسمی افقی سطح تماس است که مطابق ضوابط زیربندهای «الف» یا «ب» زیر محاسبه می‌شوند:	
الف- در مواردی که $V_u > \phi(3.5 b_v d)$ است، V_{nh} همان V_n محاسبه شده مطابق **بخش ۸-۸** می‌باشد. b_v عرض سطح تماس و d فاصله بین تار فشاری انتهایی در کل مقطع عضو مرکب تا مرکز آرماتورهای طولی کششی می‌باشد، که لازم نیست کمتر از 0.8h در نظر گرفته شود؛	
ب- در مواردی که $V_u \leq \phi(3.5 b_v d)$ است، V_{nh} مطابق **جدول ۱۷-۱** محاسبه می‌شود.	

جدول ۱۷-۱ مقاومت برشی اسمی افقی سطح تماس

	آرماتور انتقال برش	آماده سازی سطح تماس (۱)	V_{nh} (نیوتن)
«الف»	$A_v \geq A_{v,min}$ (۲)	بتن ریخته شده در مجاورت بتن سخت شده و مضرس شده با دامنه تقریبی ۶ میلی‌متر	کم‌ترین دو مقدار: $\lambda\left(1.8 + 0.6\frac{A_v f_{yt}}{b_v s}\right) b_v d$ و $3.5 b_v d$
«ب»			
«پ»		بتن ریخته شده در مجاورت بتن سخت‌شده و مضرس نشده	$0.55 b_v d$
«ت»	دیگر موارد	بتن ریخته شده در مجاورت بتن سخت‌شده و مضرس شده	$0.55 b_v d$

(۱) سطح تماس بتن باید تمیز و عاری از شیرابه باشد.
(۲) $A_{v,min}$ در بند ۱۷-۳-۴ تعیین شده است.

متن اصلی

۱۷-۳-۳-۳ روش دوم

در این روش مقاومت مورد نیاز V_{uh} از تغییر در نیروی فشاری یا کششی ایجاد شده در اثر خمش در هر قطعه از عضو مرکب بتنی محاسبه شده و رابطه زیر باید در همه مقاطع و در همه سطوح تماس دو قطعه برقرار باشد.

$$\phi V_{nh} \geq V_{uh} \qquad \text{(۲-۱۷)}$$

مقاومت برشی افقی اسمی V_{nh} باید مطابق زیر بندهای «الف» و «ب» در بند ۱۷-۳-۳-۲ و با منظور کردن مساحت سطح تماس دو قطعه به جای V_{uh} و $b_v d$ به جای V_u، محاسبه گردد.

در مواردی‌که آرماتورهای انتقال برش برای مقاومت در برابر برش طبق رابطه (۲-۱۷) تعیین می‌گردند، نسبت مساحت آرماتورهای عرضی به فاصله آن‌ها در طول عضو باید تقریبا منطبق با الگوی توزیع نیروهای برشی در سطوح تماس اجزای عضو خمشی مرکب بتنی باشند.

آرماتورهای عرضی که در بتن از قبل ریخته شده قرار گرفته و در بتن درجای جدید ادامه می‌یابند و در هر دو سمت فصل مشترک طول گیرایی آن‌ها تامین می‌شود، می‌توانند در محاسبه V_{nh} در نظر گرفته شوند.

تفسیر /توضیح

ت ۱۷-۳-۳-۳ روش دوم

توزیع تنش‌های برشی افقی در طول سطح تماس در یک عضو مرکب توزیع برش در طول عضو را منعکس می‌کند. گسیختگی برشی افقی هنگامی آغاز می‌شود که تنش برشی افقی بطور موضعی به حداکثر رسیده و به مناطقی که تنش‌های کم‌تری دارند، منتشر می‌شود. از آنجایی‌که لغزش در مقاومت برشی افقی حداکثر کوچک می‌باشد، بازتوزیع مقاومت برشی افقی در تماس بتن با بتن بسیار محدود می‌باشد. بنابراین فواصل آرماتورهای انتقال برش در طول سطح تماس باید به گونه‌ای باشد که توزیع مقاومت برشی افقی تقریبا مشابه با توزیع تنش‌های برشی در طول سطح تماس باشد.

متن اصلی

۱۷-۳-۴ حداقل آرماتور برای انتقال برش افقی

در مواردی‌که آرماتورهای انتقال برش برای تحمل برش افقی به کار برده می‌شوند، $A_{v,min}$ نباید کمتر از مقادیر تعیین شده در رابطه (۱۱-۲) باشد.

۱۷-۳-۵ جزییات آرماتورگذاری برای انتقال برش افقی

۱۷-۳-۵-۱ آرماتورهای لازم جهت انتقال برش افقی می‌توانند به صورت تک میلگرد یا سیم، خاموت‌های چند شاخه‌ای یا شاخه‌های قائم سیم‌های جوشی باشند.

۱۷-۳-۵-۲ فاصله طولی آرماتورهای انتقال برش، در مواردی‌که از آن‌ها برای تحمل برش افقی استفاده می‌شود، نباید بیش‌تر از دو مقدار ۶۰۰ میلی‌متر و چهار برابر کم‌ترین بعد عضو متصل شده در نظر گرفته شود.

۱۷-۳-۵-۳ آرماتورهای انتقال برش باید در قطعات متصل شونده، طول گیرایی در کشش مطابق بخش ۲۱-۳ را تامین نمایند.

۱۷-۴ نشیمن‌ها

۱۷-۴-۱ کلیات

نشیمن‌ها را به طور کلی می‌توان بر اساس روش خرپایی طراحی کرد. به علاوه در مواردی که نسبت دهانه برش به ارتفاع $a_v/d \leq 1.0$ بوده و نیروی مقید کننده ضریب‌دار وارد بر آن‌ها $N_{uc} \leq V_u$ باشد، می‌توان آن‌ها را بر اساس ضوابط این فصل نیز طراحی نمود. نیروهای وارد بر یک نشیمن در شکل ۱۷-۱ نشان داده شده است.

تفسیر /توضیح

ت ۱۷-۳-۴ حداقل آرماتور برای انتقال برش افقی

ت ۱۷-۳-۵ جزییات آرماتورگذاری برای انتقال برش افقی

ت ۱۷-۳-۵-۲ آرماتورهای انتقال برش در طول سطح تماس لازم است به حد کافی مهار شوند تا توانایی حفظ تماس در طول سطح تماس را داشته باشند.

ت ۱۷-۴ نشیمن‌ها

ت ۱۷-۴-۱ کلیات

نشیمن‌ها، تیرهای طره‌ای کوتاهی هستند که در مقایسه با رفتار تیری که مطابق ضوابط فصل ۸ برای برش طراحی می‌شود، تمایل بیش‌تری به رفتار خرپایی مانند یک خرپای ساده یا تیر عمیق دارند. نشیمن‌ها ممکن است با مکانیزم‌های مختلفی دچار خرابی گردند، برش در بر اتصال به ستون، جاری‌شدن میلگردهای عرضی، خردشدگی یا دو نیم‌شدگی بند فشاری یا خرابی موضعی اتکایی یا برشی در محل صفحه اتکایی، از نوع خرابی‌هایی هستند که دیده شده‌اند.

روش‌های طراحی در این بخش صرفا بصورت آزمایشگاهی و برای $a_v/d \leq 1.0$ صحت‌سنجی شده‌اند. از آنجایی‌که این روش طراحی صرفا برای $N_{uc} \leq V_u$ صحت‌سنجی شده است لذا یک حد بالا برای

متن اصلی

۲-۴-۱۷ محدودیت‌های ابعادی

۱-۲-۴-۱۷ عمق موثر d برای نشیمن باید در بَرِ وجه تکیه‌گاه محاسبه شود.

۲-۲-۴-۱۷ عمق کل نشیمن در لبه خارجی سطح باربر باید حداقل $0.5d$ باشد.

۳-۲-۴-۱۷ هیچ بخشی از سطح باربر روی نشیمن نباید بیش‌تر از زیربندهای «الف» یا «ب» زیر از بر تکیه‌گاه بیرون بزند:

الف- انتهای قسمت مستقیم آرماتور کششی اصلی؛

ب- بَرِ داخلی آرماتور مهار عرضی، در صورت استفاده.

تفسیر /توضیح

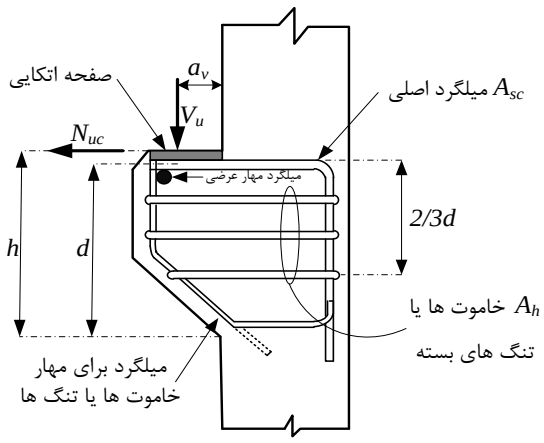
N_{uc} در نظر گرفته شده است. طراحی نشیمن‌ها بر اساس ضوابط **فصل ۲۲**، روش خرپایی، فارغ از مقدار دهانه برشی مجاز می‌باشد.

ت ۲-۴-۱۷ محدودیت‌های ابعادی

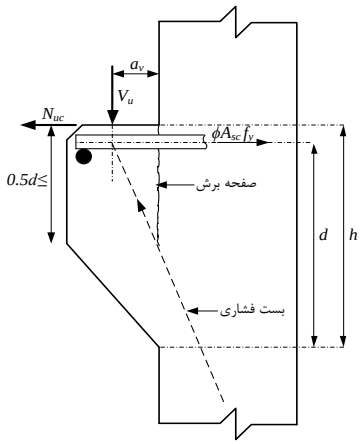
ت ۲-۲-۴-۱۷ عمق حداقلی برای لبه بیرونی ناحیه اتکایی مورد نیاز است، تا اینکه خرابی زودرس بر اثر انتشار ترک از زیر صفحه اتکایی تا وجه شیب‌دار نشیمن رخ ندهد. بر اساس نتایج تحقیقات انجام شده چنین خرابی‌هایی در نشیمن‌هایی که عمق لبه بیرونی‌شان کمتر از $0.5d$ است، مشاهده شده است.

ت ۳-۲-۴-۱۷ محدودیت محل قرارگیری صفحه تکیه‌گاهی برای اطمینان از مهار آرماتورهای اصلی برای رسیدن به مقاومت تسلیم در نزدیکی محل بار، می‌باشد.

در مواردی‌که نشیمن برای مقاومت در برابر نیروهای مقیدکننده طراحی می‌شود، حتما باید یک صفحه تکیه‌گاهی که به آرماتورهای اصلی مهار شده است، تعبیه گردد.



(ب) آرماتورگذاری نشیمن



(الف) انواع تلاش‌ها در یک نشیمن

شکل ۱۷-۱ نمایش یک نشیمن و نیروهای وارد بر آن

متن اصلی

۱۷-۴-۲-۴ ابعاد نشیمن باید طوری انتخاب شوند که مقدار V_u/ϕ از مقادیر «الف» و «ب» زیر تجاوز نکند:

الف- در نشیمن‌های ساخته شده با بتن معمولی:

۱) $0.2f_c^{'}b_wd$ ؛

۲) $\left(3.3+0.08f_c^{'}\right)b_wd$ ؛

۳) $11b_wd$.

ب- در نشیمن‌های ساخته شده با بتن سبک:

۱) $\left(0.2-0.07\frac{a_v}{d}\right)f_c^{'}b_wd$ ؛

۲) $\left(5.5-1.9\frac{a_v}{d}\right)b_wd$.

در روابط فوق b_w عرض نشیمن می‌باشد.

۱۷-۴-۳ مقاومت مورد نیاز

۱۷-۴-۳-۱ مقطع بر تکیه‌گاه نشیمن‌ها باید برای مقاومت مورد نیاز برشی V_u و نیروی مقید کننده N_{uc} که همزمان وارد می‌شوند، همراه با لنگر خمشی M_u طراحی شود.

۱۷-۴-۳-۲ مقادیر V_u و N_{uc}، مقادیر حداکثر محاسبه شده از ترکیب‌های بارها می‌باشند. N_{uc} را نیز می‌توان مطابق **بندهای ۱۷-۵-۲-۳** ویا **۱۷-۵-۲-۴**، هرکدام که مناسب‌تر باشند، محاسبه نمود.

۱۷-۴-۴ مقاومت طراحی

۱۷-۴-۴-۱ (**۱-۱**) به صورت $\phi S_n \geq U$، باید برای تلاش‌های مختلف و با منظور نمودن اثرات اندرکنش نیروها، طبق بندهای «الف» تا «پ» زیر برقرار باشد:

الف- مقاومت برشی اسمی، V_n، طبق ضوابط **بخش ۸-۸** مربوط به برش- اصطکاک محاسبه می‌شود. A_{vf} سطح مقطع آرماتور لازم برای تحمل برش است که از صفحه مفروض برش عبور می‌کند ($\phi V_n \geq V_u$).

ب- مقاومت خمشی اسمی، M_n، طبق ضوابط **بخش ۸-۲** مربوط به خمش بر اساس سطح مقطع آرماتور کششی لازم برای تحمل خمش، A_f، محاسبه می‌شود ($\phi M_n \geq M_u$).

تفسیر /توضیح

ت ۱۷-۴-۲-۴ برای دستیابی به حداکثر مقاومت برش اصطکاک در مقطع بحرانی بر تکیه‌گاه این محدودیت‌های ابعادی برای نشیمن‌ها الزامی می‌باشند.

نتایج آزمایش‌ها نشان داده‌اند که حداکثر مقاومت برش اصطکاک در نشیمن‌های دارای بتن سبک تابعی از هر دو پارامتر a_v/d و $f_c^{'}$ می‌باشد.

ت ۱۷-۴-۳ مقاومت مورد نیاز

ت ۱۷-۴-۳-۱ **شکل ۱۷-۱**-ب نیروهای وارد بر نشیمن را نشان می‌دهد. M_u را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$M_u = V_u a_v + N_{uc}(h-d) \qquad \text{(ت ۱۷-۱)}$$

ت ۱۷-۴-۴ مقاومت طراحی

متن اصلی

پ- مقاومت کششی اسمی، N_n، بر اساس سطح مقطع میلگردی که کشش را تحمل می‌کند، A_n، مطابق رابطه زیر به دست می‌آید ($\phi N_n \geq N_{uc}$).

$$N_n = A_n f_y \qquad (۳-۱۷)$$

۱۷-۴-۵ حداقل آرماتور

۱۷-۴-۵-۱ مساحت سطح مقطع آرماتور کششی اصلی، A_{sc}، نباید کمتر از حداکثر مقادیر «الف» تا «پ» زیر باشد:

الف- $A_f + A_n$ ؛

ب- $\left(\frac{2}{3}\right) A_{vf} + A_n$ ؛

پ- $0.04 \left(f'_c / f_y\right) (b_w d)$.

۱۷-۴-۵-۲ مساحت کل سنجاقی‌ها یا خاموت‌های بسته، A_h، که به موازات میلگرد کششی اصلی قرار می‌گیرند، نباید کمتر از مقدار زیر باشد:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \qquad (۴-۱۷)$$

۱۷-۴-۶ جزییات آرماتورگذاری

۱۷-۴-۶-۱ پوشش آرماتورها باید مطابق **فصل ۴** باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۱۷-۴-۵ حداقل آرماتور

ت ۱۷-۴-۵-۱ مقدار کل آرماتورهای اصلی کششی A_{sc} که لازم است از بَر نشیمن عبور نماید برابر با بزرگترین مقادیر زیر می‌باشد:

الف- مجموع آرماتور مورد نیاز برای مقاومت در برابر خمش به علاوه آرماتورهای لازم برای مقاومت در برابر نیروهای کششی مطابق **بند ۱۷-۴-۴**؛

ب- مجموع دو سوم کل آرماتورهای لازم برای برش اصطکاک A_{vf} مطابق **بخش ۸-۸** به علاوه آرماتور لازم برای مقاومت در برابر نیروی محوری A_n مطابق **بند ۱۷-۴-۴**؛ یک سوم مابقی باید بصورت خاموت های بسته موازی A_{sc} مطابق **بند ۱۷-۴-۲-۳** باشند.

پ- حداقل مقدار میلگرد ضربدر نسبت مقاومت بتن به مقاومت آرماتور؛ این مقدار برای جلوگیری از احتمال خرابی ناگهانی در صورت ترک خوردگی نشیمن در اثر خمش و نیروی کششی خارج صفحه می‌باشد.

ت ۱۷-۴-۵-۲ خاموت‌های بسته موازی با میلگردهای اصلی برای جلوگیری از خرابی کششی قطری نشیمن لازم هستند. توزیع آرماتورهای A_h باید مطابق ضوابط **بند ۱۷-۴-۶-۶** باشد. مقدار کل آرماتور لازم عبوری از بر نشیمن مجموع A_{sc} و A_h می‌باشد.

ت ۱۷-۴-۶ جزییات آرماتورگذاری

ت ۱۷-۴-۶-۱ در نشیمن‌ها، که معمولا دارای عمق متغیر می‌باشند، تنش نهایی در آرماتور از بر تکیه‌گاه تا نقطه اعمال بار حدودا مقدار ثابتی می‌باشد، زیرا مولفه افقی دستک فشاری مایل بتن در محل اعمال بار قائم به آرماتور اصلی کششی منتقل می‌شود. بنابراین آرماتور اصلی باید کاملا در انتهای بیرونی و در ستون تکیه‌گاهی مهار گردد تا اینکه مقاومت جاری شدن در هر دو سمت امکان گیرایی کامل داشته باشد، **شکل ۱۷-۲**.

برای گیرایی آرماتور اصلی کششی در لبه بیرونی می‌توان آنرا به شکل حلقه بسته درآورد یا اینکه به یک آرماتور با قطر مشابه یا یک نبشی با اندازه مناسب را در انتهای آرماتور جوش داد. جزئیات جوش

متن اصلی

۱۷-۴-۶-۲ حداقل فاصله آرماتورهای آجدار باید مطابق بخش ۲-۲۱ باشد.

۱۷-۴-۶-۳ طول گیرایی آرماتور کششی اصلی از بر وجه جلویی نشیمن، باید به یکی از روش‌های «الف» تا «پ» زیر تامین شود:

الف- جوش به یک آرماتور عرضی با قطر مشابه یا بزرگتر از آرماتور اصلی، به گونه‌ای که قادر باشد تنش f_y را در آن تامین نماید. جزییات مناسب برای این جوش در شکل ۲-۱۷ نشان داده شده‌اند؛

ب- خم کردن آرماتور کششی اصلی به شکل یک حلقه افقی؛

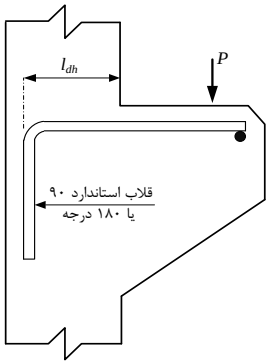
پ- روش‌های مهاری دیگر که برای گیرایی کامل آرماتور اصلی کافی باشند.

۱۷-۴-۶-۴ طول گیرایی آرماتور کششی اصلی باید از بر تکیه‌گاه به طور کامل تامین شود (شکل ۳-۱۷).

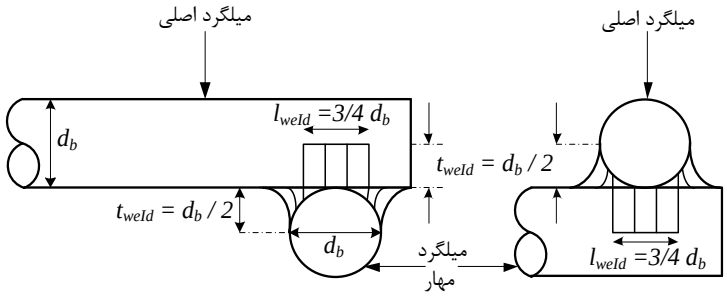
تفسیر/توضیح

مناسب که با موفقیت در آزمایش‌های نشیمن مورد استفاده قرار گرفته است در شکل ۳-۱۷ نشان داده شده‌است.

ت ۱۷-۴-۶-۴ در مواردی‌که یک ناحیه بتن غیرمسلح در زیر محل اعمال بار وجود دارد لذا قلاب انتهایی در صفحه عمودی با رعایت حداقل قطر خم چندان نمی‌تواند موثر باشد. برای نشیمن‌های عریض (عمود بر صفحه شکل) و در مواردی که بار نزدیک به انتها اعمال نشده است، آرماتور U شکل در صفحه افقی، قلاب انتهایی موثری را می‌توانند، فراهم کنند.



شکل ۲-۱۷ نمونه مهار در دو انتهای آرماتور اصلی



شکل ۳-۱۷ جزییات جوش پیشنهادی برای اتصال آرماتور مهار عرضی به آرماتور طولی اصلی

متن اصلی

۱۷-۴-۶-۵ در تامین طول گیرایی آرماتور کششی در طول نشیمن، باید توزیع تنش در آرماتور را که به دلیل عمیق بودن ارتفاع نشیمن مستقیما متناسب با لنگر خمشی نمی‌باشد، منظور نمود.

۱۷-۴-۶-۶ فاصله سنجاقی‌ها یا خاموت‌های بسته از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشد که A_h به طور یکنواخت در طول $(2/3)d$ از زیر آرماتور کششی اصلی توزیع شود.

۱۷-۵ نواحی اتصال اعضای پیش‌ساخته

۱۷-۵-۱ کلیات

۱۷-۵-۱-۱ در نواحی اتصال اعضای پیش‌ساخته، انتقال نیروها از طریق ملات، کلیدهای برشی، اتکا، مهارها، اتصالات مکانیکی، آرماتورهای فولادی، روکش‌های مسلح یا ترکیبی از این موارد مجاز می‌باشد. طراحی نواحی اتصال در اعضای بتنی پیش‌ساخته باید بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر مرتبط انجام گیرد. علاوه بر آن ضوابط کلی بندهای زیر نیز باید مورد توجه قرار گیرند.

۱۷-۵-۱-۲ کفایت نواحی اتصال باید با تحلیل یا آزمایش مشخص شود.

۱۷-۵-۱-۳ استفاده از نواحی اتصالی که فقط متکی به اصطکاک ناشی از بارهای ثقلی هستند، مجاز نمی‌باشد.

۱۷-۵-۱-۴ نواحی اتصال و مناطقی از اعضا در مجاورت آن‌ها باید جهت مقاومت در برابر تلاش‌های مختلف طراحی شوند و بتوانند تغییرشکل‌های ناشی از تمام بارها در سیستم سازه‌ای پیش‌ساخته را تحمل نمایند.

۱۷-۵-۱-۵ در طرح نواحی اتصال باید تاثیرات سازه‌ای قیدی ناشی از تغییرات حجمی را در نظر گرفت.

تفسیر /توضیح

ت ۱۷-۴-۶-۵ تنش محاسبه شده در آرماتورها در حالت بارهای سرویس بطور خطی متناسب با کاهش لنگر در نشیمن‌ها و اعضای با عمق متغیر نمی‌باشد. ملاحظات اضافه‌ای برای مهار مناسب میلگردهای خمشی لازم است.

ت ۱۷-۵نواحی اتصال اعضای پیش‌ساخته

ت ۱۷-۵-۱ کلیات

نواحی اتصال در این اعضا باید به نحوی طراحی شوند که پتانسیل ترک‌خوردگی حرکت‌های ناشی از خزش، جمع‌شدگی و حرارتی مقید شده، به حداقل برسد.

ت ۱۷-۵-۱-۱ اگر از دو روش یا چند روش نواحی اتصال برای انتقال نیرو استفاده می‌شود، مشخصات بار- تغییر مکان تک تک آن‌ها باید در نظر گرفته شود تا اطمینان حاصل گردد که مکانیزم‌های مختلف با هم به خوبی کار می‌کنند.

ت ۱۷-۵-۱-۴ رفتار سازه‌ای اعضای پیش‌ساخته ممکن است کاملا متفاوت با رفتار اعضای مشابه درجا ریز باشد. طراحی نواحی اتصال برای حداقل نمودن انتقال نیروهای ناشی از جمع‌شدگی، حرارتی، تغییر شکل الاستیک، نشست‌های نسبی، باد و زلزله نیاز به ملاحظات ویژه در روش ساخت پیش‌ساخته دارد، که باید مورد توجه قرار گیرد.

ت ۱۷-۵-۱-۵ نواحی اتصال باید به نحوی طراحی شوند که یا به تغییرمکان‌ها اجازه وقوع دهند یا در برابر آن‌ها (نیروهای ناشی از تغییر حجم در اثر جمع‌شدگی، خزش، حرارت و دیگر اثرات محیطی)، بدون اینکه دچار کاهش مقاومت گردند، ایستادگی کنند.

متن اصلی

۱۷-۵-۱-۶ در طرح نواحی اتصال باید تاثیرات رواداری‌های مشخص شده برای ساخت و نصب اعضای پیش‌ساخته در نظر گرفته شوند.

۱۷-۵-۱-۷ در طرح نواحی اتصالی که از چندین جز تشکیل شده‌اند، باید اختلافات در سختی، مقاومت و شکل‌پذیری تمام اجزا را در نظر گرفت.

۱۷-۵-۱-۸ کلاف‌های انسجام باید در راستاهای قائم، طولی و عرضی و در پیرامون سازه طبق **بندهای ۱۷-۵-۴** یا **۱۷-۵-۵** تأمین شوند.

۱۷-۵-۲ مقاومت مورد نیاز

۱۷-۵-۲-۱ مقاومت مورد نیاز نواحی اتصال و مناطق مجاور آن‌ها باید طبق ترکیب‌های بار **بخش ۷-۲** محاسبه شوند.

۱۷-۵-۲-۲ مقاومت مورد نیاز نواحی اتصال و مناطق مجاور آن‌ها باید طبق روش‌های تحلیل **فصل ۶** محاسبه شود.

۱۷-۵-۲-۳ در نواحی اتصال اتکایی، N_{uc} از «الف» یا «ب» زیر محاسبه می‌شود و نیازی نیست از $N_{uc,\ max}$ بیش‌تر باشد. $N_{uc,\ max}$ حداکثر نیروی مقید کننده است که از طریق مسیر انتقال نیروی اتصال اتکایی انتقال می‌یابد. این نیرو باید با ضریب ترکیب بار زنده به همراه دیگر اثرات بارهای ضریب‌دار محاسبه گردد.

الف- برای نواحی اتصال بدون بالشتک اتکایی، N_{uc} همزمان با V_u و با استفاده از ضرایب ترکیب بار مطابق **بند ۷-۳-۳** محاسبه می‌شود. نیروی مقید کننده به صورت بار زنده فرض می‌شود؛

ب- برای نواحی اتصال دارای بالشتک اتکایی، N_{uc} به میزان ۲۰ درصد نیروی عکس‌العمل قائم بارهای دایمی و با ضریب بار ۱/۶ در نظر گرفته می‌شود.

تفسیر /توضیح

فرضیات مرتبط با قیدها در همه اعضای متصل شده باید سازگار باشند. مواردی وجود دارند که نیرو در یک جهت بوده اما بر روی مقاومت در جهت دیگر اثرگذار بوده است. برای مثال، کشش ناشی از جمع‌شدگی در راستای طولی در یک تیر پیش‌ساخته می‌تواند روی مقاومت برشی نشیمن آن تیر تاثیر داشته باشد.

ت ۱۷-۵-۲ مقاومت مورد نیاز

ت ۱۷-۵-۲-۳ نواحی اتصال اتکایی که بارهای دائمی (مانند بارهای مرده، بار دائمی خاک یا تجهیزات یا بارهای دائمی نهفته در بارهای زنده) را تحمل می‌کنند تحت تاثیر نیروهای ناشی از تغییر حجم در اثر خزش، جمع‌شدگی و تغییر حرارتی قرار می‌گیرند. **بند ۱۷-۳-۳** ملاحظات کلی در خصوص قیدهای ناشی از تغییر حجم و نشست‌های نسبی را در ترکیب با دیگر بارها تجویز می‌کند اما ضریب بار مشخصی برای شرایط اتکایی در بتن پیش‌ساخته ارائه نمی‌نماید. ضرایب این بارها از ضوابط این بند مشخص می‌گردند. توجه شود که $N_{uc,\ max}$ در این ضوابط یک حد طراحی ظرفیتی می‌باشد.

در اتصالات مکانیکی، نواحی اتصال تماسی فولاد به فولاد یا دیگر انواع اتکا با اصطکاک زیاد، نیروی افقی معمولا در اثر قیدهای تغییر حجمی می‌باشد که معمولا در اثر خزش، جمع‌شدگی و تغییر حرارت می‌باشند. از آنجایی‌که مقدار این نیروهای قیدی ناشی از تغییر حجم که بر $N_{uc,\ max}$ اتکایی اثر می‌کنند با دقت بالا قابل تعیین نمی‌باشند،

متن اصلی

۱۷-۵-۲-۴ در صورتی‌که ضریب اصطکاک مصالح بالشتک اتکایی توسط آزمایش مشخص شده باشد، $N_{uc,\,max}$ را می‌توان از حاصل ضرب ضریب اصطکاک در نیروی عکس‌العمل قائم بارهای دایمی و با ضریب بار ۱/۶ محاسبه نمود.

۱۷-۵-۳ مقاومت طراحی

۱۷-۵-۳-۱ برای همه ترکیب بارها، مقاومت طراحی نواحی اتصال اعضای پیش‌ساخته باید (۱-۱)، به صورت $\phi S_n \geq U$ را برآورده کند. ضریب کاهش مقاومت ϕ مطابق بخش ۳-۷ تعیین می‌شود.

۱۷-۵-۳-۲ در سطوح تماس بین اعضا و تکیه‌گاه آن‌ها، ویا بین یک عضو و تکیه‌گاه آن به وسیله یک عضو تکیه‌گاهی واسطه، مقاومت اتکایی اسمی برای سطوح بتنی، B_n، باید مطابق بخش ۸-۸ محاسبه شود. B_n باید کمتر از مقاومت اتکایی اسمی بتن برای سطح عضو یا تکیه‌گاه آن‌ها باشد و نباید از مقاومت عضو تکیه‌گاهی واسطه در صورت وجود فراتر رود.

۱۷-۵-۳-۳ در مواردی که بارگذاری اصلی وارده برش بوده و انتقال برش در یک صفحه رخ می‌دهد، V_n را می‌توان مطابق ضوابط برش اصطکاک مطابق بخش ۸-۸ محاسبه نمود.

۱۷-۵-۴ حداقل الزامات مقاومت نواحی اتصال و کلاف‌های انسجام

۱۷-۵-۴-۱ به غیر از مواردی که باید شرایط بند ۱۷-۵-۵ را رعایت نمود، کلاف‌های انسجام طولی و عرضی باید اعضای پیش‌ساخته را به سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی متصل

تفسیر /توضیح

لازم است که نیروهای قیدی N_{uc} به عنوان بار زنده در بند ۱۷-۳-۱ منظور شوند.

در نواحی اتصال متداول اتکایی پیش‌ساخته از بالشتک‌های الاستومریک یا مشابه نیز استفاده می‌شود که نیروهای انتقال یافته را با تغییر شکل بالشتک با مقدار لغزش آن محدود کنند. بار محدود کننده این اتصالات می‌تواند ۲۰ درصد عکس‌العمل بی‌ضریب بار دائمی مطابق بند ۱۷-۵-۲-۴ منظور شود.

ت ۱۷-۵-۲-۴ نواحی اتصال اتکایی که تعمدا برای اصطکاک کم طراحی می‌شوند مانند اتصالات لغزشی دارای سطوح PTFE می‌توانند نیروهای قیدی ناشی از تغییر حجم را کاهش دهند. اگر ضریب اصطکاک برای ماده اتکایی با در نظر گرفتن شرایط سرویس مانند دما، عمر و شرایط محیطی به درستی مشخص شده باشد در اینصورت این ضریب می‌تواند برای محاسبه نیروهای مقید کننده حداکثر بکار رود.

ت ۱۷-۵-۳ مقاومت طراحی

ت ۱۷-۵-۴ حداقل الزامات مقاومت نواحی اتصال و کلاف‌های انسجام

ت ۱۷-۵-۴-۱هدف این بند این نیست که جایگزین حداقل الزامات عنوان شده در آیین‌نامه برای طراحی اعضای بتنی پیش‌ساخته گردد. انسجام کلی یک سازه می‌تواند با تغییرات کوچکی در مقدار، محل و

متن اصلی

کنند و کلاف‌های انسجام قائم باید طبق بند ۱۷-۵-۴-۳ فراهم شوند تا کف‌های مجاور را به یکدیگر و به بام متصل نمایند.

۱۷-۵-۴-۲ در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها یا بام از اعضای پیش‌ساخته تشکیل شده‌اند، اتصالات بین دیافراگم‌ها و اعضایی که به طور جانبی به دیافراگم تکیه دارند، نباید دارای مقاومت کششی کمتر از ۴/۴ کیلو نیوتن در هر متر طول باشند.

۱۷-۵-۴-۳ در درزهای افقی بین تمام اعضای سازه‌ای پیش‌ساخته قائم (به جز نما)، باید کلاف‌های انسجام قائم فراهم شوند. این کلاف‌ها باید شرایط «الف» و «ب» زیر را داشته باشند:

الف- نواحی اتصال بین ستون‌های پیش‌ساخته با یکدیگر باید دارای کلاف‌های انسجام قائم با مقاومت کششی اسمی حداقل برابر با $1.4A_g$ نیوتن باشند. A_g سطح مقطع ناخالص ستون است. برای ستون‌های با سطح مقطع بزرگتر از مقدار مورد نیاز بر اساس بارگذاری، استفاده از یک سطح مقطع موثر کاهش یافته بر اساس سطح مقطع مورد نیاز که در هر حال از نصف سطح مقطع ناخالص ستون کمتر نباشد، مجاز می‌باشد.

ب- نواحی اتصال بین قطعات دیوارهای پیش‌ساخته باید دارای حداقل دو کلاف انسجام قائم با مقاومت کششی اسمی حداقل ۴۴ کیلو نیوتن در هر کلاف باشند.

۱۷-۵-۵ الزامات کلاف‌های انسجام برای سازه‌های دیوار باربر از بتن پیش‌ساخته با ارتفاع سه طبقه و بیش‌تر

۱۷-۵-۵-۱ کلاف‌های انسجام در سیستم‌های کف و بام باید موارد «الف» تا «ج» زیر را برآورده کنند (به شکل ۱۷-۴ توجه شود):

تفسیر /توضیح

جزئیات آرماتورگذاری عضو و جزئیات ادوات اتصال بطور قابل توجهی افزایش یابد. کلاف‌های انسجام باید مسیر بار کاملی را فراهم کنند و انتقال بار در طول مسیر بار باید کاملا مستقیم باشد. خروج از مرکزیت مسیر بار، به خصوص در درون هر ناحیه اتصال باید حداقل باشد.

ت ۱۷-۵-۴-۲ اتصال بین دیافراگم و اعضایی که به طور جانبی به دیافراگم تکیه دارند می‌تواند بصورت مستقیم یا غیرمستقیم باشد. برای مثال یک ستون می‌تواند مستقیما به دیافراگم متصل گردد یا اینکه می‌تواند به یک تیر پیشانی واسط که به دیافراگم متصل شده است، متصل گردد.

ت ۱۷-۵-۴-۳ نواحی اتصال پای ستون، درزهای افقی بین قطعات، در ستون‌های پیش‌ساخته و پانل‌های دیواری (شامل دیوارهای سازه‌ای) به نحوی طراحی می‌شوند که همه نیروها و لنگرها را بتوانند انتقال دهند.

الف- مقادیر حداقل کلاف‌های انسجام به مقادیر این بند اضافه نمی‌گردند. معمولا کلاف‌های انسجام دیوارها بصورت متقارن حول محور مرکزی عمودی پانل دیواری، در یک چهارم کناری عرض پانل در هرجا که مقدور باشد، قرار داده می‌شوند.

ت ۱۷-۵-۵ الزامات کلاف‌های انسجام برای سازه‌های دیوار باربر از بتن پیش‌ساخته با ارتفاع سه طبقه و بیش‌تر

ت ۱۷-۵-۵-۱ الزامات ویژه این بند فقط به دیوارهای باربر پیش‌ساخته بتنی که ۳ طبقه یا بیش‌تر دارند مربوط می‌شود. این دیوارها به «پانل‌های بزرگ» معروف می‌باشند. اگر ضوابط این بند با بخش‌های قبل مغایرتی داشته باشد ضوابط این بند حاکم می‌باشد.

الزامات حداقل برای کلاف‌های انسجام سازه‌ای در دیواری پانلی بزرگ با هدف فراهم نمودن یک مسیر بار جایگزین در حالت از دست رفتن تکیه‌گاه یک دیوار باربر ارائه شده‌اند. مقادیر محاسباتی کلاف‌های

متن اصلی

الف- لازم است کلاف‌های انسجام طولی و عرضی با مقاومت کششی اسمی حداقل ۲۲ کیلونیوتن باید در هر متر عرض یا طول سیستم‌های کف و بام تعبیه شوند؛

ب- کلاف‌های انسجام طولی و عرضی باید در تکیه‌گاه‌های دیوارهای داخلی و بین سیستم کف ویا بام و دیوارهای خارجی تأمین شوند؛

پ- کلاف‌های انسجام طولی و عرضی باید در داخل صفحه یا حداکثر تا فاصله ۶۰۰ میلی‌متر از صفحه سیستم کف یا بام قرار گیرند؛

ت- کلاف‌های انسجام طولی باید به موازات دهانه‌های دال کف یا بام قرار گیرند و فاصله مرکز تا مرکز آن‌ها نباید بیش‌تر از ۳ متر باشد. شرایط لازم برای انتقال نیروها در اطراف بازشوها باید فراهم گردند؛

ث- کلاف‌های انسجام عرضی باید عمود بر دهانه‌های دال کف یا بام قرار گیرند و فاصله آن‌ها نباید بیش‌تر از فاصله دیوارهای باربر باشد؛

ج- کلاف‌های انسجام پیرامون کف یا بام، در محدوده ۱/۲ متر از لبه، باید مقاومت کششی اسمی حداقل ۷۱ کیلونیوتن داشته باشند.

تفسیر/توضیح

انسجام برای اثرات بارهای مشخص معمولا از این ضوابط حداقل، فراتر می‌رود.

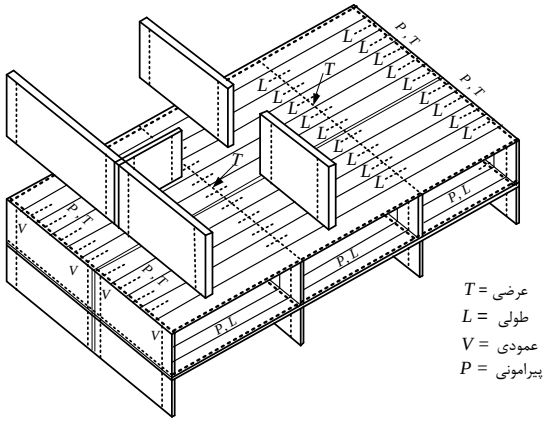
آرایش حداقل کلاف‌های انسجام در **شکل ۱۷-۴** نشان داده شده‌اند.

الف- کلاف‌های انسجام طولی در دال‌ها می‌توانند با وصله‌های پوششی، جوشی، مکانیکی یا جاگذاری شده در اتصال پرشده از گروت، برای تامین نیروی لازم با طول کافی و پوشش کافی، به‌کار برده شوند. طول گیرایی برای آرماتورهای غیرپیش‌تنیده باید به اندازه کافی و حداقل برابر با طول گیرایی مقاومت تسلیم باشد.

ب- محل قرارگیری کلاف‌های انسجام در داخل دیوارها و نزدیک به صفحه کف یا سیستم سقف مرسوم می‌باشد.

ث) کلاف‌های انسجام عرضی می‌توانند بطور یکنواخت قرار گیرند و یا در پانل‌ها یا کف‌سازی‌ها جاگذاری شوند یا اینکه در دیوارهای باربر متعامد متمرکز شوند.

ج) الزامات کلاف‌های انسجام محیطی لازم نیست به الزامات کلاف‌های انسجام عرضی و طولی اضافه شوند.



شکل ۱۷-۴ آرایش متداول کلاف‌های انسجام در سازه‌های با ارتفاع سه طبقه و بیش‌تر

متن اصلی

۱۷-۵-۵-۲ در کلاف‌های انسجام قائم باید موارد «الف» تا «پ» زیر رعایت شوند:

الف- کلاف‌های انسجام باید در تمام قطعات دیوار قرار داده شده و در سراسر ارتفاع ساختمان پیوسته باشند؛

ب- کلاف‌های انسجام باید مقاومت کششی اسمی حداقل ۴۴ کیلونیوتن در هر متر طول افقی دیوار را تأمین کنند؛

پ- حداقل دو کلاف انسجام باید در هر چشمه دیوار تأمین شوند.

۱۷-۵-۶ حداقل ابعاد در نواحی اتصال اتکایی

۱۷-۵-۶-۱ ابعاد نواحی اتصال اتکایی باید ضوابط **بندهای ۱۷-۵-۶-۲ و ۱۷-۵-۶-۳** را برآورده کنند، مگر آن که تحلیل یا آزمایش نشان دهد که ابعاد کوچک‌تر در عملکرد آن‌ها اختلالی ایجاد نمی‌کند. **شکل ۱۷-۵** حداقل ابعاد در نواحی اتصال اتکایی را نشان می‌دهد.

۱۷-۵-۶-۲ در دال‌ها و تیرها، یا اعضای دارای ماهیچه پشت بند، حداقل ابعاد طراحی از بر تکیه‌گاه تا انتهای عضو پیش‌ساخته در راستای دهانه، با لحاظ رواداری‌های مشخص شده، باید مطابق با **جدول ۱۷-۲** باشد.

جدول ۱۷-۲ حداقل ابعاد طراحی از بر تکیه‌گاه تا انتهای عضو پیش‌ساخته

نوع عضو	حداقل بعد به میلی‌متر
دال توخالی یا توپر	بزرگترین مقادیر $l_n/180$ و ۵۰ میلی‌متر
تیر	بزرگترین مقادیر $l_n/180$ و ۷۵ میلی‌متر

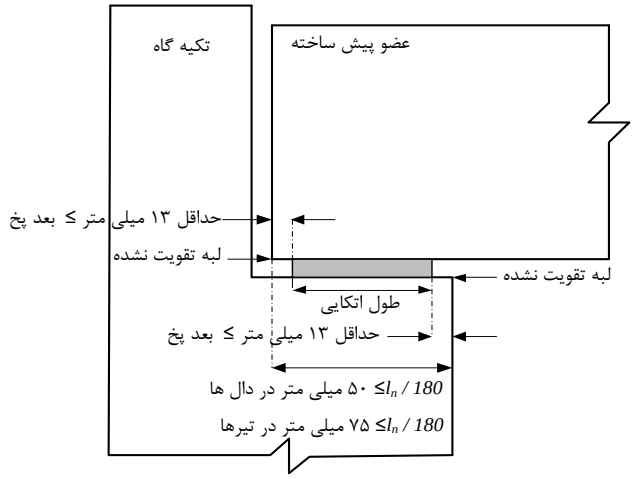
تفسیر/توضیح

ت ۱۷-۵-۶ حداقل ابعاد در نواحی اتصال اتکایی

در این بند تفاوت بین طول اتکایی و طول انتهایی یک عضو پیش‌ساخته روی تکیه‌گاه مشخص می‌شود. بالشتک‌های اتکایی بارهای متمرکز و عکس‌العمل‌ها را روی ناحیه اتکایی پخش می‌کنند و اجازه می‌دهند مقدار کمی از تغییر شکل‌های افقی و چرخشی برای آزاد شدن تنش‌ها رخ دهد. برای جلوگیری از پکیدگی بتن زیر بارهای سنگین، بالشتک‌های اتکایی نباید تا لبه تکیه‌گاه ادامه یابند مگر آنکه لبه‌ها تقویت شده باشند. لبه‌ها را می‌توان با ورق‌های فولادی مهارشده یا نبشی‌ها تقویت کرد. **بخش ۱۷-۴** ضوابط ویژه‌ای برای نشیمن‌ها ارائه می‌دهد.

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

۱۷-۵-۶-۳ بالشتک‌های اتکایی در مجاورت وجوه تقویت نشده، باید به فاصله‌ای حداقل ۱۳ میلی‌متر، ویا به اندازه بعد پخ (در صورت وجود) از بر تکیه‌گاه و انتهای عضو پیش‌ساخته عقب تر باشند.



شکل ۱۷-۵ حداقل ابعاد در نواحی اتصال اتکایی

فصل هجدهم

مهار به بتن

فصل هجدهم

مهار به بتن

۱۸-۱ گستره

متن اصلی

۱۸-۱-۱ ضوابط این فصل به روش‌های مهار به بتن برای انتقال بارهای سازه‌ای کششی، برشی ویا ترکیب آن‌ها اختصاص داشته و شامل روش‌های زیراند:

الف- اتصال اعضای سازه‌ای به یکدیگر؛

ب- اتصال قطعات الحاقی مربوط به ایمنی به اعضای سازه‌ای مانند سیستم‌های آب‌پاش، لوله‌های تاسیساتی سنگین آویزان، نرده‌های جان پناه‌ها و غیره.

سطوح ایمنی سازه‌ای مورد نظر در این فصل برای دوران بهره‌برداری بوده و الزامات شرایط کوتاه مدت حین ساخت را شامل نمی‌شود.

۱۸-۱-۲ مهارهایی که در این فصل پوشش داده می‌شوند عبارت‌اند از:

الف- مهارهای تعبیه شده قبل از بتن‌ریزی شامل پیچ‌های مستقیم با مهره در دو انتها، پیچ‌های سَردار و گل‌میخ‌های سَردار و پیچ‌های با قلاب ۹۰ و ۱۸۰ درجه. ابعاد هندسی این مهارها باید به گونه‌ای باشد که مقاومت بیرون‌کشیدگی بیش‌تر یا مساوی $1.4N_p$ در بتن ترک‌نخورده را تحمل نمایند. N_p بر اساس بند ۱۸-۴-۳-۲ محاسبه می‌شود؛

ب- مهارهای کاشتنی چسبی، انبساطی (نصب به روش کنترل جا به جایی یا پیچش) و زیر چاکی. مناسب بودن این مهارها برای کاربرد در بتن ترک نخورده یا بتن ترک‌خورده، ویا کاربرد لرزه‌ای و سایر الزامات، باید بر اساس تامین ضوابط مراجع ۱۸-۱۱-۱۰ و 18-11-2 و 18-11-3 (که در ادامه این فصل از آن‌ها تحت عنوان مراجع مورد تایید یاد می‌شود)، بررسی گردد. انطباق با ضوابط مراجع مورد تایید باید توسط یک مرکز

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۱ گستره

ت ۱۸-۱-۱ ضوابط طراحی این فصل مربوط به مهارهای سازه‌ای است که برای انتقال بار در ارتباط با تامین مقاومت، پایداری و ایمنی جانی بکار برده می‌شود.

دو نوع کاربرد برای اینگونه مهارها در نظر است. این دو نوع در بندهای «الف» و «ب» خلاصه شده و جزییات آن‌ها در این فصل ارائه شده‌اند.

ت ۱۸-۱-۲ شکل ۱۸-۱ انواع مهارهای پوشش داده شده در این فصل را نشان می‌دهد.

ب- تعیین پارامترهای طراحی مهارهای کاشتنی باید برمبنای مجموعه جامعی از آزمایش‌ها انجام شود. در این راستا فهرست آزمایش‌ها، روند انجام آن‌ها، نحوه تفسیر نتایج و ارائه پارامترهای طراحی، باید مبتنی بر یکی از مدارک فنی (مراجع مورد تائید) زیر باشد:

۱- برای مهارهای کاشتنی چسبی، مبتنی بر مرجع 18-11-1؛

۲- برای مهارهای کاشتنی انبساطی یا زیرچاکی، مبتنی بر مرجع 18-11-2؛

متن اصلی

آزمایشگاهی مستقل انجام شود. در این راستا می‌توان از گزارش‌ها ارزیابی مطابق مراجع **بخش‌های 18-11-4** و **18-11-5** و **18-11-6** جهت بررسی مناسب بودن مهار کاشتنی خاص برای کاربرد مورد نظر استفاده نمود. در هر صورت طراحی مهار باید با در نظر گرفتن الزامات این فصل انجام گیرد.

تفسیر/توضیح

۳- برای مهارهای کاشتنی شامل مهارهای انبساطی، زیرچاکی و چسبی، مبتنی بر **مرجع 18-11-3**.

آزمایش‌ها باید در یک مرکز آزمایشگاهی مستقل انجام شوند. در این راستا از نتایج ارزیابی مراکز آزمایشگاهی مستقل که در بر گیرنده پارامترهای طراحی است و در قالب‌های زیر ارائه می‌شود، می‌توان استفاده نمود:

۴-برای مهارهای کاشتنی انبساطی یا زیرچاکی، گزارش ارزیابی مبتنی بر **مرجع 18-11-4**؛

۵-برای مهارهای کاشتنی چسبی، گزارش ارزیابی مبتنی بر **مرجع 18-11-5**؛

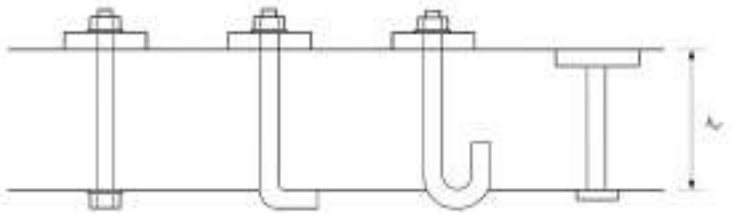
۶-برای مهارهای کاشتنی انبساطی، زیرچاکی یا چسبی، مبتنی بر ارزیابی مبتنی بر **مرجع 18-11-6**.

طراحی مهار مبتنی بر پارامترهای طراحی اقتباس شده از **مراجع 18-11-4** و **18-11-5** و **18-11-6**18-11-6، باید براساس ضوابط طراحی این فصل انجام شود.

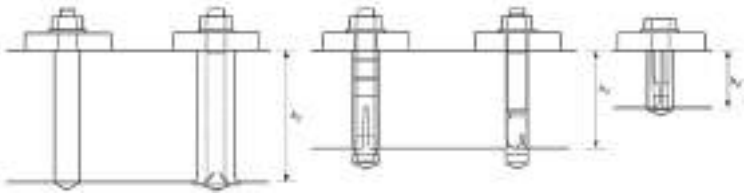
مهارهای انبساطی برای انتقال نیرو متکی به اصطکاک بین غلاف یا گوه انتهایی بازشونده با دیواره سوراخ می‌باشند. قطعه منبسط شونده در این مهارها ممکن است با ضربه (نصب با اعمال جابجایی) یا با اعمال پیچش حین بستن مهار (نصب با اعمال پیچش) فعال شود. معمولا با گذر زمان از میزان این نیروی منبسط شونده که تامین کننده اصطکاک لازم برای انتقال نیرو است کاسته می‌شود. در روش نصب با اعمال جابجایی امکان افزایش مجدد این نیروی منبسط شونده وجود ندارد، ولی در روش نصب با اعمال پیچش با بستن مجدد مهار این امکان وجود دارد. با توجه به ضرورت وجود نیروی منبسط شونده برای انتقال نیرو، در مهارهای انبساطی فاصله مناسب از لبه برای کنترل گسیختگی دو نیم‌شدگی بتن بیش‌تر از مقادیر مشابه در مهارهای چسبی است.

در مهارهای زیرچاکی انتقال نیرو به صورت اتکایی بین سطح تماس گوه انتهایی مهار و بتن انتهای سوراخ انجام می‌شود.

پ- قطعات الحاقی با زبانه های برشی.



(الف) مهارهای تعبیه شده



(ب) مهارهای کاشتنی انبساطی، زیر چاکی و چسبی

شکل ۱۸-۱ انواع مهارها

متن اصلی

تفسیر/توضیح

۳-۱-۱۸ ضوابط این فصل مهارهای زیر را شامل نمی‌شوند:

الف- میخ‌ها ویا پیچ‌های خاص؛

ب- پیچ‌هایی که از کل ضخامت قطعه می‌گذرند و در دو انتها با مهره سفت می‌شوند؛

پ- مهارهای چند تایی متصل به یک صفحه فولادی انتهایی مشترک؛

ت- مهارهای گروتی؛

ث- مهارهای میخی یا پیچی نصب شده با دستگاه‌های عمل‌کننده با فشار هوا یا فشار ناشی از واکنش شیمیایی انفجاری.

۴-۱-۱۸ موارد زیر در انتخاب نوع طراحی و نصب مهار باید در نظر گرفته شوند:

ت ۱۸-۱-۴

الف- مناسب بودن مهار برای کاربرد در بتن ترک خورده یا ترک‌نخورده و نیز کاربرد لرزه‌ای.

الف- تعیین مناسب بودن مهار برای کاربرد در بتن ترک‌خورده یا ترک‌نخورده و نیز کاربرد لرزه‌ای باید براساس گزارش ارزیابی منطبق بر روند مراجع **18-11-3** یا **18-11-4** انجام شود.

ب-لرزه‌خیزی ساخت‌گاه و در صورت لزوم در نظر گرفتن الزامات لرزه‌ای **بخش ۱۸-۸**.

متن اصلی

پ-ضوابط این فصل را نمی‌توان برای طراحی مهارهایی به کار برد که در نواحی تشکیل مفصل‌های پلاستیک در اعضای بتنی تحت نیروهای زلزله قرار دارند.

ت-فولاد مهار باید از نوع آجدار مطابق فصل ۴ باشد.

ث-پوشش مناسب بر اساس شرایط محیطی (الزامات دوام) و ضوابط مقاومت در برابر آتش باید برای مهار و ملحقات آن تامین شود.

۱۸-۱-۵ موارد زیر در کاربری مهارهای چسبی باید در نظر گرفته شوند:

الف- کاشتن مهارهای چسبی در بتن باید حداقل ۲۱ روز پس از بتن‌ریزی انجام شود.

ب- عملیات سوراخ کاری بتن سخت شده، تمیز کاری سوراخ‌ها و نصب مهار باید بر اساس روش تعیین شده توسط شرکت سازنده مهار کاشتنی انجام شود.

پ- حین عملیات سوراخ کاری، آرماتورهای مجاور سوراخ کاشت نباید آسیب ببینند. در اعضای پیش‌تنیده، فاصله حداقل سوراخ و میلگرد پیش‌تنیدگی نباید از ۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.

ت- سوراخ‌هایی که نیمه‌کاره رها می‌شوند، باید توسط ملات با مقاومت بیش‌تر از مقاومت بتن پایه و بدون جمع‌شدگی پر شوند.

ث- آرماتورهایی که با طول گیرایی خود جزیی از مقاومت مهار را تامین می‌کنند، باید بر اساس ضوابط فصل ۲۱ طراحی شوند.

ج- برداشتن و نصب مجدد مهارهای کاشتنی مکانیکی شامل مهارهای انبساطی و زیر چاکی مجاز نیست.

۱۸-۱-۶ کاربردهایی که به طور عمده شامل بارهای با تکرار بالا ویا بارهای ضربه‌ای هستند، در این فصل پوشش داده نشده است.

۱۸-۱-۷ مراجع مورد استفاده و مورد تایید این فصل در بخش ۱۸-۱۱ ارایه شده است.

۱۸-۲ کلیات

۱۸-۲-۱ مهارهای تکی و گروهی باید برای بحرانی‌ترین اثرات بارهای ضریب‌دار و بر اساس روش‌های تحلیل الاستیک طراحی شوند. استفاده از روش‌های تحلیل پلاستیک فقط در صورتی‌که

تفسیر/توضیح

ث- در صورت عدم تامین پوشش لازم برای مقاومت در برابر آتش، استفاده از مهار برای انتقال بارهای دائمی (غیر از باد و زلزله) مجاز نخواهد بود.

ت ۱۸-۱-۵

الف- هدف از کنترل حداقل سن بتن در زمان کاشت، جلوگیری از اثر محتمل رطوبت بتن روی چسبندگی چسب به بتن است.

ب- قطر سوراخ کاشت نباید از ۱/۵ برابر قطر فولاد مهار تجاوز کند.

ت ۱۸-۲کلیات

متن اصلی

مقاومت اسمی مهار توسط اعضای فولادی شکل‌پذیر کنترل شده و هم‌سازی تغییرشکل‌ها تامین شود، مجاز می‌باشد.

۱۸-۲-۲ در مواردی که فاصله دو یا چند مهار از یکدیگر از فواصل بحرانی «الف» تا «پ» زیر کمتر باشد، اثرات گروهی مهارها در شکست باید منظور شوند:

الف- در حالت شکست مخروطی بتن در کشش، برابر با $3h_{ef}$ ؛

ب- در حالت شکست مقاومت پیوستگی در کشش، برابر با $2C_{Na}$ ؛

پ- در حالت شکست لبه بتن در برش، برابر با $3C_{a1}$.

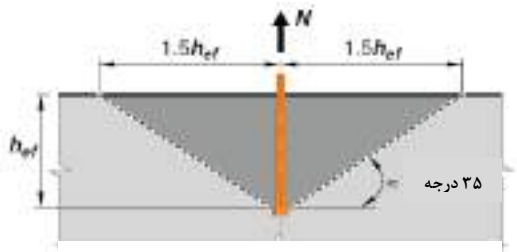
h_{ef} عمق موثر مهار در بتن، C_{Na} برابر با فاصله محور مهار تا تصویر سطح گسیختگی روی سطح آزاد بتن، **بند ۱۸-۴-۵-۱**، برای مهار چسبی و C_{a1} برابر با فاصله محور مهار تا لبه خارجی بتن در امتداد اعمال برش، **بند ۱۸-۵-۲-۱**، می‌باشند. اثرات گروهی فقط برای مهارهایی در گروه منظور می‌شوند که در معرض حالت‌های شکست مشخص مورد نظر باشند.

۱۸-۲-۳ مقاومت طراحی مهارها باید مساوی یا بیش‌تر از حداکثر مقاومت مورد نیاز مبتنی بر ترکیب بارهای طراحی **فصل ۷** باشد، مگر آن که ضوابط لرزه‌ای **بخش ۱۸-۸** حاکم شود.

۱۸-۲-۴ در مهارهای چسبی افقی یا شیب‌دار رو به بالا، باید ضوابط مراجع مورد تایید در خصوص حساسیت به زاویه نصب تامین شوند. در مهارهای چسبی تکی که تحت بار کششی دائمی قرار دارند و نیز برای مهارهای گروهی چسبی برای مهاری که تحت

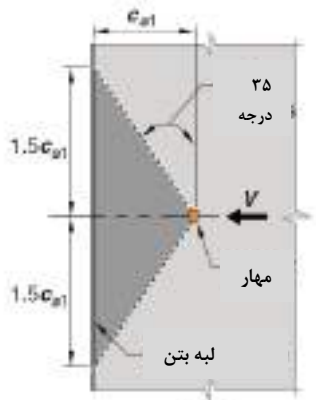
تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۲-۲ در این حالات شکست، سطح شکست مخروطی شکل با یال‌های مورب ۳۵ درجه مطابق **شکل ۱۸-۲** دارای دقت کافی است و برای کاربرد نسبتا ساده است. روش طراحی مقاومت مهارهای در کشش و برش مطابق آن‌چه که در این بخش آورده شده با مشاهدات آزمایشگاهی توافق نسبتا خوبی دارد. این موضوع در مورد مهارهای تعبیه شده و چسبی مورد تایید است.



نما

الف- شکست مخروطی بتن در کشش



پلان

ب- شکست مخروطی بتن در برش

شکل ۱۸-۲ شکست مخروطی بتن

متن اصلی

بیش‌ترین بار کششی دائمی است، ضوابط بند ۱۸-۴-۶ باید رعایت شوند. نصب و بازرسی مهارهای چسبی باید مطابق ضوابط بند ۱۸-۹-۳ و نصب و بازرسی مهارهای چسبی افقی یا شیب‌دار رو به بالا که تحت بار کششی دائمی قرار دارند، باید مطابق بندهای ۱۸-۹-۳ و ۱۸-۹-۴ انجام شوند.

۱۸-۲-۵ ضریب اصلاح λ_a برای بتن‌های سبک بر اساس λ در فصل ۳، بصورت «الف» تا «پ» زیر تعیین می‌شود:

الف-برای محاسبات شکست بتن در مهارهای تعبیه شده و زیر چاکی، برابر با λ ،

ب-برای محاسبات شکست بتن در مهارهای انبساطی و چسبی، برابر با 0.8λ،

پ-برای محاسبات شکست پیوستگی در مهارهای چسبی در رابطه (۱۸-۱۷)، برابر با 0.6λ .

۱۸-۲-۶ مقدار f'_c مورد استفاده در محاسبات این فصل نباید از ۷۰ مگاپاسکال برای مهارهای تعبیه شده و ۵۵ مگاپاسکال برای مهارهای کاشتنی بیش‌تر در نظر گرفته شود. انجام آزمایش برای تمام مهارهای کاشتنی الزامی است.

۱۸-۳ الزامات کلی طراحی

۱۸-۳-۱ طراحی مهارها برای حالات شکست مختلف (شکل ۱۸-۳) باید بر اساس ضوابط بند ۱۸-۳-۲ صورت گیرد. همچنین می‌توان طراحی را بر اساس احتمال شکست حداکثر ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع ۰ تا 18-11-6 انجام داد.

۱۸-۳-۲ مقاومت مهارها برای انواع حالات شکست باید مطابق جدول ۱۸-۱ تعیین شود. در ضمن ضوابط تامین مقاومت دو نیم‌شدگی بتن مطابق بخش ۱۸-۷ و در صورت لزوم ضوابط بارهای لرزه‌ای بخش ۱۸-۸ باید در نظر گرفته شوند.

۱۸-۳-۳ در مواردی که مقاومت مهار بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید تعیین می‌شود، باید مصالح مورد استفاده در آزمایش و سازه یکسان بوده و مقاومت اسمی بر اساس احتمال شکست ۵ درصد تعیین شود. برای مقاومت‌های اسمی متناظر با حالات شکست بتن، باید اثر ابعاد، تعداد مهار، فاصله مهارها از یکدیگر و لبه، اثر ضخامت عضو بتنی، خروج از مرکزیت بار اعمالی و وجود یا عدم وجود ترک‌خوردگی در بتن در نظر گرفته شود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۲-۵ آزمایش‌های مربوط به مقاومت مهارها در بتن سبک محدود است. آزمایش‌های انجام شده بر روی پیچ‌های سردار نشان می‌دهد که مقادیر پیشنهاد شده اثر بتن سبک را به حد کافی پوشش می‌دهد. برای جزییات بیش‌تر به **مراجع ۱۰-18-11** و **3-18-11** مراجعه شود.

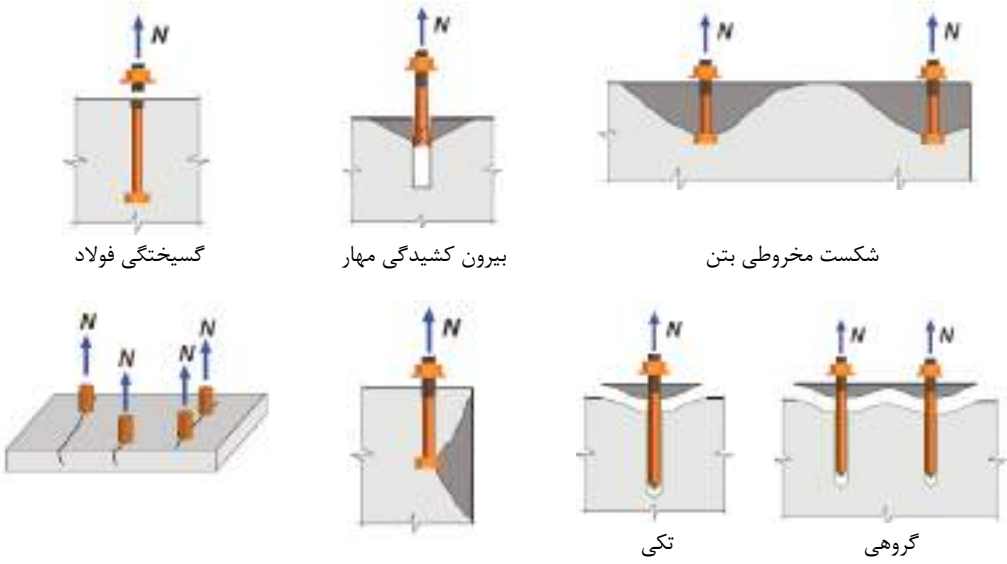
ت ۱۸-۲-۶ برای بتن پرمقاومت آزمایش‌های مربوط به مهارها محدود است. الزامات در نظر گرفته شده تا حصول نتایج آزمایش‌های بیش‌تر، پیشنهاد شده است.

ت ۱۸-۳ الزامات کلی طراحی

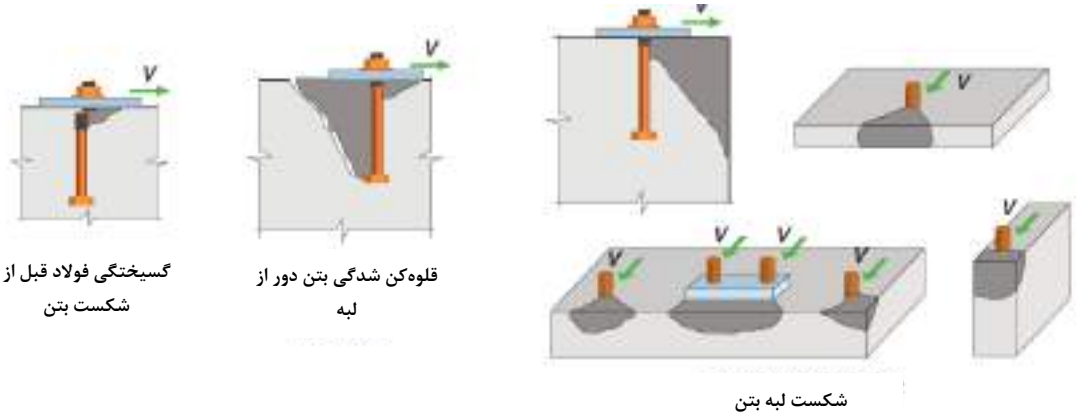
ت ۱۸-۳-۱ حالات محتمل شکست مهارها در شکل ۱۸-۳ نشان داده شده‌اند.

۱۸-۳-۳ آزمایش‌ماجنی االه شمد برای محاسبه مق‌اومت مهرا باید کامل با لیست آزمایش‌های مردو نیزا براسس‌ا مراجع مردو ت تفسیر نتایج نیز باید به روش مندرج در همین مراجع ندر اطباق مهر دارای‌ا گزارش ارزیابی مطابق **ماجع‌ر 4-18-11** یا تایید باشند. ویا ارزیابی **مطابق 6-18-11** تامین کنند ضوابط این بند ماجنا شدو. می‌تواند تقلی شوند. **5-11-18**

متن اصلی	تفسیر/توضیح
محدودیت‌های فاصله مهارها از یکدیگر و لبه در مدل‌های طراحی باید با نتایج آزمایش‌ها هم‌خوانی داشته باشند.	
۴-۳-۱۸ برای مهارهای با قطر بیش از ۱۰۰ میلی‌متر، الزامات مقاومت شکست مخروطی بتن در کشش و شکست لبه بتن در برش باید بر اساس بند ۱۸-۳-۳ تامین شوند.	



(الف) بارهای کششی



(ب) بارهای برشی

شکل ۱۸-۳ انواع حالات شکست مهارها در کشش و برش

جدول ۱۸-۱ مقاومت مهار برای انواع حالات گسیختگی

نوع بار	حالت گسیختگی	بند	نوع مهار			مهار تک	مهار گروهی	
			مهار تعبیه	مهار کاشتنی انبساطی و	مهار چسبی		هر مهار	مهارها در یک گروه مهار
کشش	مقاومت فولاد مهار	۱-۴-۱۸	■	■	■	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
	مقاومت گسیختگی مخروطی بتن	۲-۴-۱۸ (۱)	■	■	■	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت بیرون کشیدگی بتن در کشش	۳-۴-۱۸	■	■		$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
	مقاومت بیرون‌زدگی جانبی بتن	۴-۴-۱۸	■	■		$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت پیوستگی بتن	۵-۴-۱۸ (۲)			■	$\phi N_{a} \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
	مقاومت پیوستگی در کشش دائمی	۶-۴-۱۸			■	$\phi N_{bac} \geq N_{ua,s}$	$\phi N_{bac} \geq N_{ua,s}$	
برش	مقاومت فولاد مهار	۱-۵-۱۸	■	■	■	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
	مقاومت گسیختگی لبه بتن	۲-۵-۱۸ (۱)	■	■	■	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
	مقاومت قلوه‌کن شدگی بتن	۳-۵-۱۸	■	■	■	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

یادداشت:

(۱) این ضوابط فقط برای مهارهای با قطر کمتر یا مساوی ۱۰۰ میلی‌متر قابل اعمال هستند.

(۲) این ضوابط فقط برای مهارهای با طول مدفون $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ قابل اعمال هستند.

متن اصلی

۵-۳-۱۸ برای مهارهای چسبی با طول کمتر از $4d_a$ و بیش‌تر از $20d_a$، الزامات مقاومت پیوستگی باید بر اساس بند ۳-۳-۱۸ تامین شوند.

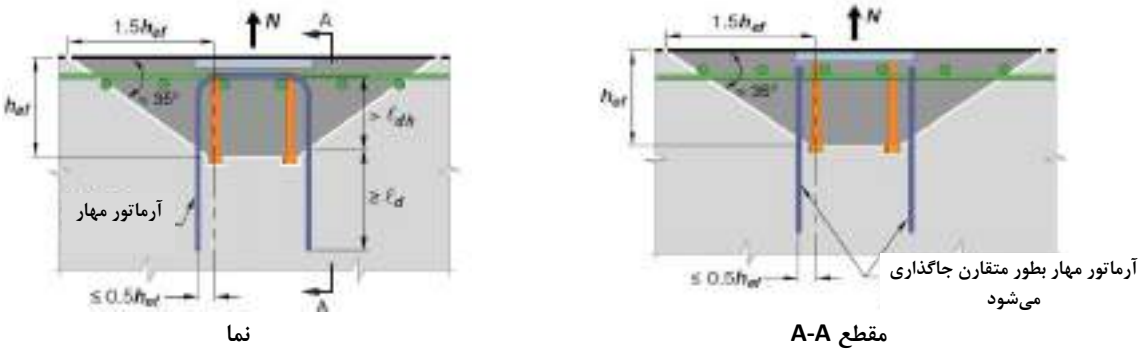
۶-۳-۱۸ در مواردی که هم‌زمان نیروی کششی N_{ua} و نیروی برشی V_{ua} بر مهار وارد می‌شوند، اثر اندرکنش نیروها باید مطابق بخش ۶-۱۸ در نظر گرفته شود.

۷-۳-۱۸ در صورت تامین آرماتورهای مهار مناسب بر اساس بند ۶-۲-۴-۱۸ و ۹-۲-۵-۱۸، نیازی به کنترل شکست مخروطی بتن در کشش طبق بند ۲-۴-۱۸ و شکست لبه بتن در برش طبق بند ۲-۵-۱۸ نیست.

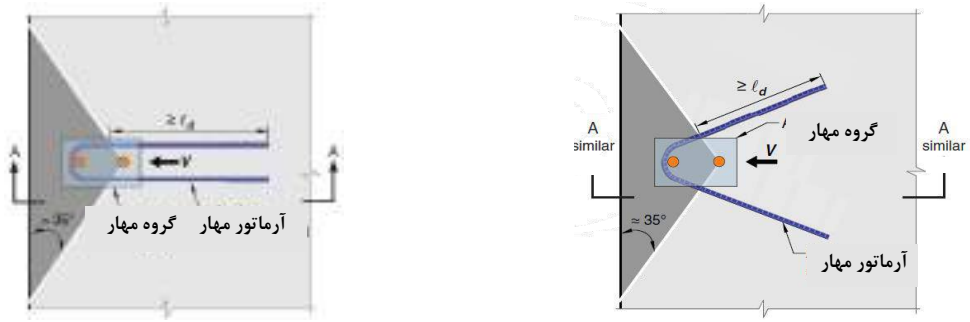
تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۳-۷ آرماتور مهار در این متن به آرماتورهایی اطلاق می‌شود که بر اساس محاسبه و برای انتقال بار در راستای انتقال نیرو از فولاد مهار به بتن به کار گرفته می‌شود (شکل ۴-۱۸). آرماتورهای اضافی، آرماتورهایی هستند که براساس تامین ضوابط حداقل آیین‌نامه (بدون انجام محاسبات خاصی) در بتن کار گذاشته می‌شوند و آرماتورهای تکمیلی، آرماتورهایی هستند که برای کنترل ترک دو نیم‌شدگی بتن مورد استفاده قرار می‌گیرند. تمام انواع آرماتورهای فوق باید دارای مهار مناسب براساس ضوابط فصل ۲۱ باشند.

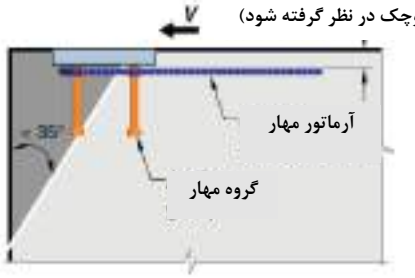
تعیین میزان حساسیت و قابلیت اعتماد مهار کاشتنی براساس گزارش ارزیابی مطابق مراجع 18-11-4 یا 18-11-5 ویا ارزیابی مطابق مرجع 18-11-6 انجام می‌شود.



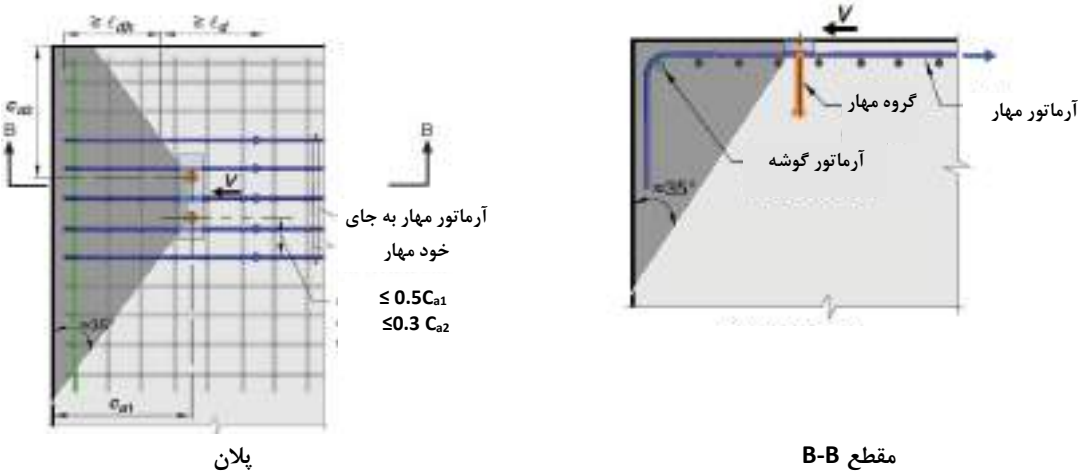
(الف) آرماتور مهار برای کشش



پوشش بتنی آرماتور (تا حد امکان کوچک در نظر گرفته شود)



(ب) آرماتور مهار سنجاقی برای مهار برش



(پ) آرماتور مهار و آرماتور گوشه برای برش

شکل ۱۸-۴ انواع آرماتورهای مهار الف) برای شکست مخروطی بتن در کشش و برش ب) آرماتور برای شکست لبه بتن در برش، پ) مهار محیطی برای شکست لبه بتن در برش

متن اصلی

۱۸-۳-۸ الزامات مربوط به بارهای لرزه‌ای در **بخش ۱۸-۸** آورده شده‌اند.

۱۸-۳-۹ ضرایب کاهش مقاومت ϕ برای مهار در بتن، برای استفاده با ترکیب بارهای **فصل ۷**، مطابق **جدول ۱۸-۲** تعیین می‌شوند. برای تعیین ضریب کاهش مقاومت مهارها، همچنین ضوابط **بندهای ۱۸-۴-۲-۶**، **۱۸-۵-۲-۹**، **۱۸-۸-۲-۳** و **۱۸-۸-۲-۴** در صورت لزوم باید در نظر گرفته شوند.

۱۸-۳-۱۰ در **جدول ۱۸-۲** منظور از مقاومت عضو فولادی با شکست شکل‌پذیر، مهار با امکان تامین مکانیزم شکست شکل‌پذیر کششی، خمشی، برشی یا اتکایی ویا ترکیب آن‌ها در قطعه الحاقی یا مهار و منظور از مقاومت عضو فولادی با شکست ترد، مهار با مکانیزم شکست ترد در قطعه الحاقی است.

تفسیر/توضیح

جدول ۱۸-۲ ضریب کاهش مقاومت مهارها

<table>
<tr><th colspan="5">مقاومت مهار با مقاومت عضو فولادی کنترل می‌شود</th></tr>
<tr><td colspan="3">حالت شکست</td><td>بار</td><td>ϕ</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">مقاومت عضو فولادی شکل پذیر، کنترل کننده مقاومت مهار است.</td><td>کششی</td><td>۰/۷۵</td></tr>
<tr><td>برشی</td><td>۰/۶۵</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">مقاومت عضو فولادی ترد، کنترل کننده مقاومت مهار است.</td><td>کششی</td><td>۰/۶۵</td></tr>
<tr><td>برشی</td><td>۰/۶۰</td></tr>
<tr><th colspan="5">مقاومت مهار با یکی از حالات شکست بتن کنترل می‌شود</th></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">نوع مهار</td><td rowspan="2">بار</td><td colspan="2">ϕ</td></tr>
<tr><td>با آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی (۲) به جز برای گسیختگی بیرون‌کشیدگی و قلوه‌کن شدگی بتن</td><td>بدون آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی و شامل گسیختگی بیرون‌کشیدگی یا قلوه‌کن شدگی بتن</td></tr>
<tr><td colspan="2">تمام انواع مهارها</td><td>برشی</td><td>۰/۷۵</td><td>۰/۷۰</td></tr>
<tr><td>مهارهای تعبیه شده</td><td>گل‌میخ‌های سَردار ، پیچ‌های سَردار ، یا پیچ‌های قلاب‌دار</td><td rowspan="4">کششی</td><td>۰/۷۵</td><td>۰/۷۰</td></tr>
<tr><td rowspan="3">مهارهای کاشتنی</td><td>گروه ۱. حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد</td><td>۰/۷۵</td><td>۰/۶۵</td></tr>
<tr><td>گروه ۲. حساسیت متوسط به نصب و قابلیت اعتماد متوسط (۱)</td><td>۰/۶۵</td><td>۰/۵۵</td></tr>
<tr><td>گروه ۳. حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم (۱)</td><td>۰/۵۵</td><td>۰/۴۵</td></tr>
<tr><td colspan="5">یادداشت:
(۱) میزان حساسیت و قابلیت اعتماد مهار کاشتنی باید بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید تعیین شود.
(۲) نیازی به طراحی آرماتورهای اضافی نیست و تامین آرماتور حداقل آیین‌نامه طبق الگوهای نشان داده شده در شکل ۱۸-۳ کافی است.</td></tr>
</table>

متن اصلی

۱۱-۳-۱۸ الزامات مربوط به قطعات الحاقی با زبانه برشی در بخش ۱۸-۱۰ آورده شده‌اند. در طراحی مهارهای قطعه الحاقی با زبانه برشی، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۱۸-۵-۱، ۱۸-۵-۲ و ۱۸-۵-۳ نیست. در طراحی زبانه برشی، حالات شکست «الف» و «ب» زیر باید در نظر گرفته شوند:

الف- شکست لبه بتن؛

ب- لهیدگی بتن.

در هر دو مورد ضریب کاهش مقاومت ۰/۶۵ می‌باشد. کنترل شکست جوش، ورق و سخت‌کننده زبانه برشی باید بر اساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان انجام شود.

۱۸-۴ الزامات طراحی برای بارهای کششی

۱۸-۴-۱ مقاومت فولاد مهار در کشش

۱۸-۴-۱-۱ مقاومت اسمی مهار در کشش کنترل شده توسط فولاد، N_{sa}، باید با در نظر گرفتن خصوصیات مصالح و ابعاد فیزیکی مهار تعیین شود.

۱۸-۴-۱-۲ مقاومت اسمی مهار در کشش N_{sa} نباید از مقدار زیر بیش‌تر باشد:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \qquad (۱-۱۸)$$

$A_{se,N}$ سطح مقطع موثر مهار است و f_{uta} نباید بیش‌تر از $1.9f_{ya}$ و ۸۶۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود. $A_{se,N}$ برای مهارهای کاشتنی که در آن سطح مقطع مهار در امتداد طول آن متغیر است، باید بر اساس کاتالوگ‌های سازنده تعیین شود. برای پیچ‌های رزوه شده و پیچ‌های سَردار، مقدار $A_{se,N}$ باید از رابطه زیر محاسبه شود.

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4}\left(d_a - \frac{0.9743}{n_t}\right)^2 \qquad (۲-۱۸)$$

در این رابطه n_t تعداد شیار رزوه در هر میلی‌متر طول مهار است.

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۴ الزامات طراحی برای بارهای کششی

ت ۱۸-۴-۱ مقاومت فولاد مهار در کشش

ت ۱۸-۴-۱-۲ بجای رابطه (۱-۱۸) می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$N_{sa} = \frac{\pi}{4} {d_a}^2 (0.7 f_{uta}) \qquad (ت\ ۱-۱۸)$$

متن اصلی

۱۸-۴-۲ مقاومت شکست مخروطی بتن مهار در کشش

۱۸-۴-۲-۱ مقاومت اسمی شکست مخروطی بتن مهار در کشش، N_{cb} برای مهارهای تکی، یا N_{cbg} برای مهارهای گروهی، نباید از مقادیر زیر بیش‌تر در نظر گرفته شود.

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \qquad \text{(۳-۱۸)الف}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \qquad \text{(۳-۱۸)ب}$$

ضرایب اصلاح $\psi_{ec,N}$، $\psi_{ed,N}$، $\psi_{c,N}$ و $\psi_{cp,N}$ در بند ۱۸-۴-۲-۴ تعریف شده‌اند. A_{Nc} مساحت تصویر شده سطح گسیختگی بتن است، که برای مهارهای تکی برابر با قاعده هرم گسیختگی است که اضلاع آن به فاصله $1.5h_{ef}$ از محور مهار قرار دارند. برای مهارهای گروهی، فاصله فوق از خط گذرنده بر ردیف مهارهای مجاور تعیین می‌شود.

مساحت A_{Nc} نباید از nA_{Nco} بیش‌تر باشد، که در آن n تعداد مهارها در مهار گروهی است که بار کششی را تحمل می‌کنند. A_{Nco} مساحت سطح گسیختگی تصویر شده برای مهار تکی با فاصله از لبه بیش از $1.5h_{ef}$، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \qquad \text{(۴-۱۸)}$$

۱۸-۴-۲-۲ مقاومت پایه شکست بتن در کشش، برای مهار تکی در بتن ترک خورده، N_b، نباید از مقدار زیر بیش‌تر باشد.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \qquad \text{(۵-۱۸)}$$

مقدار k_c برای مهارهای تعبیه شده و برای مهارهای کاشتنی به ترتیب ۱۰ و ۷ می‌باشد. مقدار k_c برای مهارهای کاشتنی را می‌توان بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید، بیش‌تر از ۷ گرفت، ولی در هر صورت این مقدار نباید از ۱۰ بیش‌تر باشد.

مقدار N_b برای پیچ‌های سَردار و گل‌میخ‌های سَردار با h_{ef} بین ۲۸۰ تا ۶۵۰ میلی‌متر، نباید از مقدار به دست آمده از رابطه زیر بیش‌تر منظور شود.

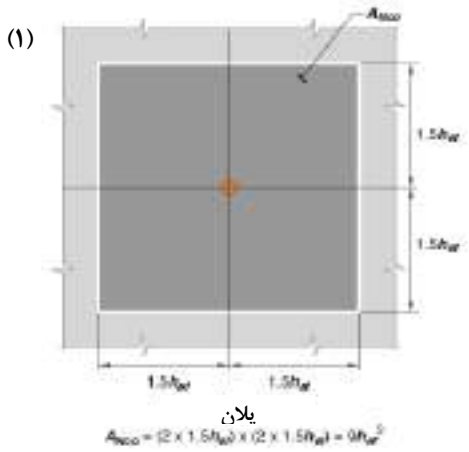
$$N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \qquad \text{(۶-۱۸)}$$

تفسیر/توضیح

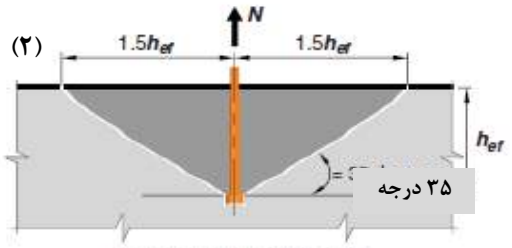
ت ۱۸-۴-۲ مقاومت شکست مخروطی بتن مهار در کشش

ت ۱۸-۴-۲-۱ در شکل ۱۸-۵ محاسبه A_{Nco} و A_{Nc} برای یک مهار و یک گروه مهار نشان داده شده‌اند.

ت ۱۸-۴-۲-۲ مقاومت مبنای شکست بتن با (۱۸-۵) برقه ای‌اومت مبنای شکست بتن با ضرفِ سطح شکست که تحت زاویه ۳۵ ەجدر قرار دارد بدست آمده ەطبرا با توجه به اصول تئوری مکانیک شکست و مشاهدات آزمایشگاهی تعیین شه ادست. این

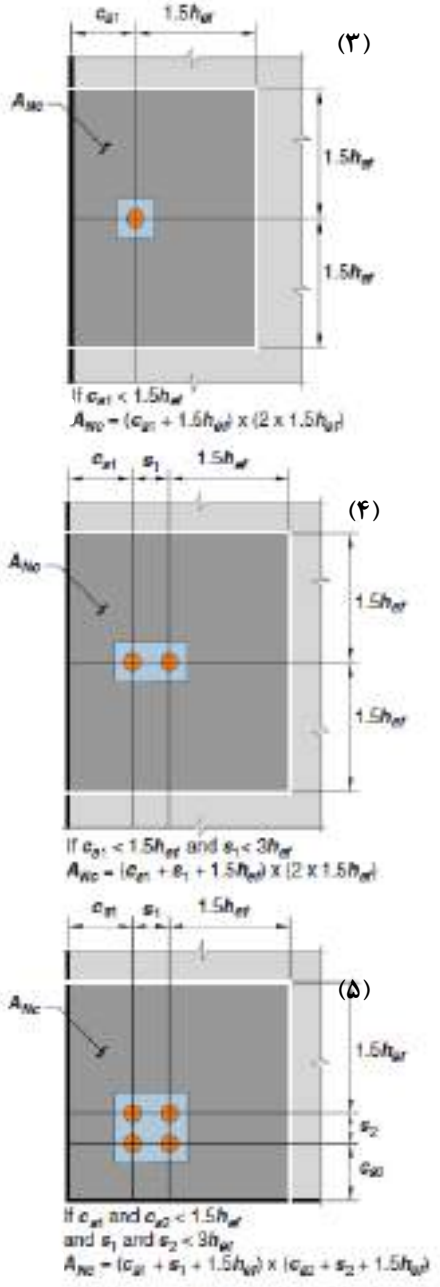


لبه بحرانی برای گل‌میخ‌های برشی بولت‌های سردار، مهارهای منبسط شونده و مهارهای پیچی و مهارهای زیرچاکی برابر با $1.5\ h_{ef}$



مقطع در مخروط شکست

الف– A_{Nc0}



ب– A_{Nc}

شکل ۱۸-۵ محاسبه A_{NC0} و A_{NC} برای یک مهار و یک گروه مهار

متن اصلی

۱۸-۴-۲-۳ برای مهارهایی که با فاصله کمتر از $1.5h_{ef}$ از سه وجه، یا بیش از سه وجه عضو قرار دارند، مقدار h_{ef} برای محاسبه A_{Nc} در **بندهای ۱۸-۴-۲-۱** و **۱۸-۴-۲-۲** و همچنین در رابطه **(۱۸-۷)** و رابطه **(۱۸-۸)**، باید به بیش‌ترین مقدار $(c_{a,max})/1.5$ و $s/3$ محدود شود، که در آن s فاصله حداکثر بین مهارها در مهار گروهی است.

۱۸-۴-۲-۴ ضرایب اصلاح ψ بر طبق بندهای زیر تعیین می‌شوند:

۱۸-۴-۲-۴-۱ ***ضریب اصلاح*** $\psi_{ec,N}$ برای مهارهای گروهی تحت بار کششی با خروج از مرکزیت:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{(1+\frac{2e'_N}{3h_{ef}})} \leq 1 \qquad \textbf{(۱۸-۷)}$$

اگر بارگذاری روی مهار گروهی به گونه‌ای باشد که تنها برخی از مهارها تحت کشش باشند، در محاسبه خروج از مرکزیت e'_N برای استفاده در رابطه **(۱۸-۷)** و برای محاسبه N_{cbg} در رابطه **(۱۸-۳)**ب، فقط مهارهای تحت کشش باید در نظر گرفته شوند. در صورت وجود خروج از مرکزیت حول دو محور، ضریب اصلاح خروج از مرکزیت، $\psi_{ec,N}$، باید برای هر یک از محورها به صورت جداگانه محاسبه شده و حاصل ضرب ضرایب محاسبه شده برای دو محور به عنوان ضریب خروج از مرکزیت $\psi_{ec,N}$ در محاسبه N_{cbg} در رابطه **(۱۸-۳)**ب منظور گردد.

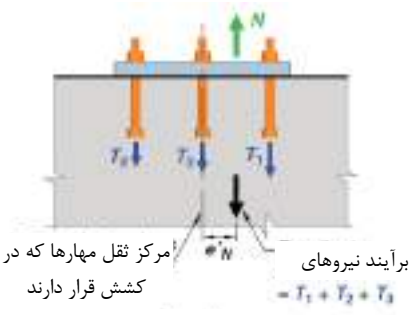
۱۸-۴-۲-۴-۲ ***ضریب اصلاح*** $\psi_{ed,N}$ اثر فاصله مهار از لبه برای مهارهای تکی یا گروهی تحت بار کششی:

الف- در صورتی‌که $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$ باشد، $\psi_{ed,N}$ باید برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود.

ب- در صورتی‌که $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$ باشد:

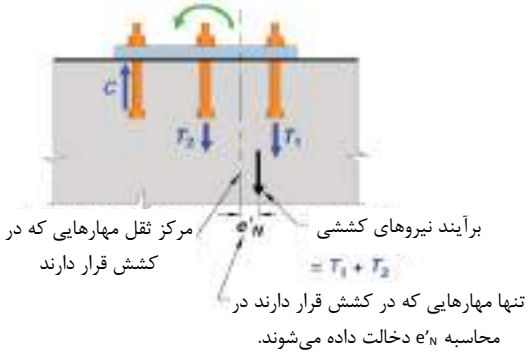
تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۴-۲-۴-۱ تعریف خروج از مرکزیت مهارهای کششی در **شکل ۱۸-۶** نشان داده شده است.



نما

الف- در مواردی که تمام مهارها در گروه در کشش قرار دارند



نما

ب- در مواردی که تنها بعضی از مهارها در کشش قرار دارند

شکل ۱۸-۶ تعریف e'_N برای گروه مهار

ت ۱۸-۴-۲-۴-۲ چنان‌چه مهارها در فاصله‌ای کمتر از $1.5h_{ef}$ قرار داشته باشند بطوری‌که امکان توسعه سطح شکست مخروطی بتن وجود نداشته باشد، مقاومت مهار بیش‌تر از آن‌چه $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}$ منعکس می‌کند کاهش می‌یابد.

متن اصلی

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad (۸-۱۸)$$

۱۸-۴-۲-۴-۳ ***ضریب اصلاح*** $\psi_{c,N}$ اثر ترک‌خوردگی بتن: برای مهارهایی که در ناحیه‌ای از عضو بتنی قرار گرفته‌اند و نتایج تحلیل نشانگر ترک نخوردن بتن در شرایط بارهای بهره‌برداری هستند:

الف- برای مهارهای تعبیه‌شده، $\psi_{c,N}$ باید برابر با ۱/۲۵ در نظر گرفته شود؛

ب- برای مهارهای کاشتنی که در آن‌ها مقدار k_c برابر با ۷/۰ فرض شده، $\psi_{c,N}$ باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود؛

پ- در مهارهای کاشتنی مناسب برای کاربرد در بتن ترک‌خورده و ترک نخورده، در صورتی‌که مقدار k_c برای محاسبه N_{cb} از نتایج آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید به دست آمده باشد، مقدار $\psi_{c,N}$ نیز باید مبتنی بر نتایج همان آزمایش‌ها باشد. برای مهارهای کاشتنی، در صورتی‌که مقدار k_c از نتایج آزمایش‌های انجام شده برای مهار در بتن ترک نخورده تعیین شده باشد، مقدار $\psi_{c,N}$ باید برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود.

ت- در مواردی که نتایج تحلیل نشان‌گر ترک‌خوردگی در شرایط بارهای بهره‌برداری می‌باشند، برای مهارهای تعبیه شده و مهارهای کاشتنی، $\psi_{c,N}$ باید برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود. در این صورت مهارهای کاشتنی باید بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید مناسب برای استفاده در بتن ترک خورده باشند. ترک خورگی در بتن باید با توزیع مناسب آرماتورهای خمشی مطابق ضوابط **بخش ۱۹-۳**، یا با استفاده از آرماتور محصور کننده محدود گردد.

۱۸-۴-۲-۴-۴ ***ضریب اصلاح*** $\psi_{cp,N}$ برای مهارهای کاشتنی طراحی شده برای بتن ترک نخورده مطابق **بند•** و بدون آرماتور اضافی برای کنترل ترک دو نیم شدگی:

الف- در مواردی که $c_{a,min} \geq c_{ac}$ باشد، $\psi_{cp,N}$ باید برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۴-۲-۴-۳ مهارهایی که طبق **مراجع ۱۰-18-11-1** و **2-18-11** مناسب برای استفاده در نواحی ترک خورده نیستند باید فقط در نواحی بتن ترک نخورده به کار برده شوند. بر اساس این مراجع مهارهایی که در نواحی بتن ترک خورده با عرض ترک کمتر از ۰/۳ میلی‌متر بکار برده شده‌اند، رفتار مناسبی نشان داده‌اند. برای ترک‌های با عرض بزرگتر باید از آرماتور اضافی کمک گرفت.

ت ۱۸-۴-۲-۴-۴ در مواردی که فاصله از لبه کم است، تنش کششی منجر به شکاف خوردگی بتن ناشی از نصب در مهارهای کاشتنی به روش اعمال جابجایی یا پیچش و در برخی موارد مهارهای زیرچاکی به تنش کششی ناشی از اعمال بار اضافه شده، منجر به کاهش در مقاومت کششی قابل حصول می‌شود.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
ب- در مواردی که $c_{a,min}<c_{ac}$ باشد، $\psi_{cp,N}$ باید از رابطه زیر محاسبه شود: $\psi_{cp,N}=\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}\geq\frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}}$ (۹-۱۸)	
پ- برای سایر حالات، از جمله مهارهای تعبیه شده، ضریب $\psi_{cp,N}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود. در روابط فوق، c_{ac}، فاصله بحرانی، بر طبق بند ۱۸-۷-۳ تعیین می‌شود.	
۱۸-۴-۲-۵ در مواردی که از ورق اضافی یا واشر در انتهای مهار استفاده می‌شود، می‌توان اضلاع قاعده هرم سطح گسیختگی تصویر شده را از محیط موثر ورق یا واشر در فاصله‌ای برابر با $1.5h_{ef}$ در نظر گرفت. محیط موثر نباید بیش از ضخامت ورق یا واشر با لبه بیرونی کلّه‌گی مهار سَردار، فاصله داشته باشد.	ت ۱۸-۴-۲-۵ در مهارهای تعبیه شده سردار، برای مهار انتهایی می‌توان از مهره جوش شده به فولاد مهار استفاده کرد، در صورت عدم استفاده از جوش، می‌توان از دو مهره درگیر بهره برد. ابعاد مهره از نظر کنترل لهیدگی باید کافی باشد، در غیر این صورت می‌توان از ورق دایروی برای افزایش ابعاد روی مهره استفاده نمود. استفاده از ورق مربع یا مستطیلی منجر به تمرکز تنش و ترک‌خوردگی زود هنگام بتن می‌شود و مجاز نیست. ضخامت قطعه انتهایی (مجموع مهره و ورق دایروی) باید بیش‌تر از ۱/۵ برابر قطر فولاد مهار باشد.
۱۸-۴-۲-۶ در مواردی که آرماتورهای مهار (شکل ۱۸-۴)، در هر دو طرف سطح گسیختگی مخروطی بتن دارای طول مهاری کافی مطابق فصل ۲۱ باشند، می‌توان از مقاومت آرماتورهای مهار به جای مقاومت گسیختگی مخروطی بتن در محاسبه ϕN_n استفاده نمود. ضریب ϕ در این حالت باید ۰/۷۵ منظور شود.	۱۸-۴-۲-۶ تنها آرماتروهای مهرا به فاصله حداکثر $0.5h_{ef}$ از مهقتر در ااال نیور موثر در نظر گرفته می‌شوند (شکل ۱۸-۴). ت می‌شدو قطر آرماتروهای مهار از ۲۰ میلی‌متر بیش‌تر گرفته فولاد نشدو. توصیه
۱۸-۴-۳ مقاومت بیرون کشـــیدگی مهارهای تعبیه شده و کاشتنی انبساطی و زیر چاکی در کشش	**ت ۱۸-۴-۳ مقاومت بیرون کشیدگی مهارهای تعبیه شده و کاشتنی انبساطی و زیر چاکی در کشش**
۱۸-۴-۳-۱ مقاومت اسمی بیرون کشیدگی مهارهای تکی تعبیه شده و کاشتنی انبساطی ویا زیر چاکی در کشش، N_{pn}، به صورت زیر محاسبه می‌شود: $N_{pn}=\psi_{c,P}N_p$ (۱۰-۱۸)	
ضریب $\psi_{c,P}$ برای مهارهای واقع در ناحیه‌ای از عضو بتنی که نتایج تحلیل نشان‌گر ترک نخوردگی بتن تحت بارهای	

متن اصلی

بهره‌برداری می‌باشند، برابر با ۱/۴ و در ناحیه‌ای که نتایج تحلیل نشانگر ترک‌خوردگی می‌باشند، برابر با ۱/۰ خواهد بود.

۱۸-۴-۳-۲ روش محاسبه N_p برای انواع مهارها در جدول ۱۸-۳ ارائه شده است.

جدول ۱۸-۳ محاسبه N_p

نوع مهار	روش محاسبه N_p
مهارهای کاشتنی انبساطی ویا زیر چاکی	تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید (تعیین بر اساس محاسبه مجاز نیست).
پیچ‌های سَردار ویا گل‌میخ‌های سَردار	$N_p = 8A_{brg}f_c'$ یا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید با صرف نظر از مشارکت اصطکاک.
پیچ‌های قلاب‌دار با خم ۹۰ و ۱۸۰ درجه	$N_p = 0.9f_c'e_hd_a$ که در آن $3d_a \le e_h \le 4.5d_a$، ویا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید با صرف نظر از مشارکت اصطکاک.

۱۸-۴-۴ مقاومت بیرون زدگی جانبی بتن برای مهارهای سَردار در کشش

۱۸-۴-۴-۱ مقاومت اسمی بیرون‌زدگی جانبی بتن، N_{sb}، برای مهارهای سَردار تکی با طول مدفون زیاد و نزدیک به یک لبه، ($h_{ef}>2.5c_{a1}$)، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$N_{sb} = 13\lambda_a c_{a1}\sqrt{f_c'A_{brg}} \qquad (۱۱-۱۸)$$

در این رابطه، در مواردی که $1.0 \le c_{a2}/c_{a1} \le 3.0$ است، مقدار N_{sb} باید در مقدار $(1+c_{a2}/c_{a1})/4$، ضرب شود.

۱۸-۴-۴-۲ برای چند مهار سَردار با طول جاگذاری زیاد و نزدیک به یک لبه، $h_{ef} > 2.5c_{a1}$، در صورتی‌که فواصل مهارها از یکدیگر کمتر از $6c_{a1}$ باشند، مقاومت اسمی بیرون‌زدگی جانبی N_{sbg} برای مهارهای در معرض گسیختگی سطح جانبی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right)N_{sb} \qquad (۱۲-۱۸)$$

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۴-۴ مقاومت بیرون‌زدگی جانبی بتن برای مهارهای سَردار در کشش

ت ۱۸-۴-۴-۲ در محاسبه N_{sbg} برای گروه مهار، تنها مهارهایی که فاصله آن‌ها ، $c_{a1} < 0.4b_d$ است و تحت کشش قرار دارند، باید در نظر گرفته شوند. مقاومت آن‌ها باید با سهمی از بار کششی که به آن‌ها می‌رسد، مقایسه شود.

متن اصلی

در این رابطه s فاصله بین مهارهای بیرونی در امتداد لبه و N_{sb} مقدار محاسبه شده از رابطه (۱۸-۱۱) بدون اصلاح برای اثر فاصله از لبه در جهت عمود بر c_{a2} می‌باشد.

۱۸-۴-۵ مقاومت پیوستگی مهارهای چسبی در کشش

۱۸-۴-۵-۱ مقاومت اسمی پیوستگی N_a برای مهارهای چسبی تکی و N_{ag} برای مهارهای گروهی، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

الف- برای مهارهای تکی

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (۱۸-۱۳)$$

ب- برای مهارهای گروهی

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ec,Na} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (۱۸-۱۴)$$

ضریب‌های $\psi_{ec,Na}$، $\psi_{ed,Na}$ و $\psi_{cp,Na}$ در بند ۱۸-۴-۵-۴ تعریف شده‌اند. A_{Na} سطح تحت تاثیر تصویر شده برای مهارهای تکی یا مهارهای گروهی چسبی است که با یک چند ضلعی که به فاصله c_{Na} از مرکز مهار چسبی برای مهار تکی، یا از محور ردیف مهارهای مجاور هم برای گروه مهار تقریب زده می‌شود (شکل ۱۸-۷). A_{Na} نباید از nA_{Nao} بیش‌تر باشد، که در آن n تعداد مهارهای چسبی تحت کشش در گروه مهار می‌باشد. A_{Nao} سطح تحت تاثیر تصویر شده برای یک مهار تکی با فاصله‌ای بیش‌تر از c_{Na} از یک لبه، از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$A_{Nao} = (2c_{Na})^2 \qquad (۱۸-۱۵)$$

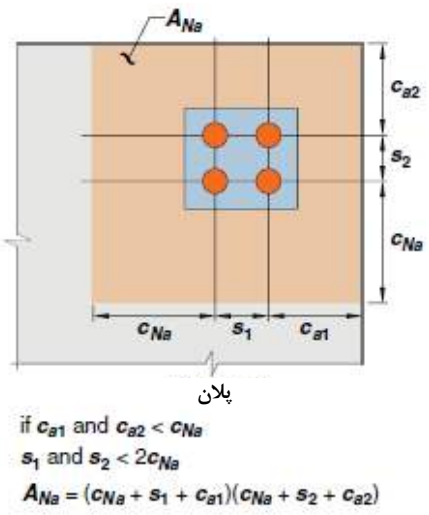
مساحت A_{Nao} مطابق شکل ۱۸-۷ محاسبه می‌شود. فاصله c_{Na} نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$c_{Na} = 10 d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}} \qquad (۱۸-۱۶)$$

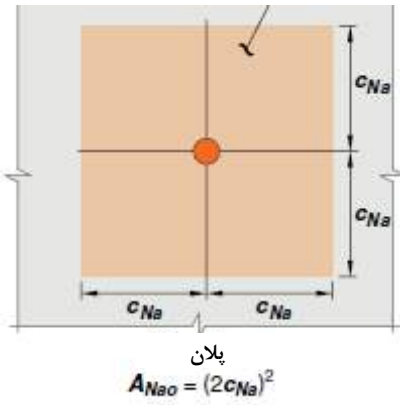
تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۴-۵ مقاومت پیوستگی مهارهای چسبی در کشش

ت ۱۸-۴-۵-۱ در شکل ۱۸-۷ جزییات محاسبه A_{Na} و A_{Nao} نشان داده شده‌اند.



(الف) پلان



(ب) پلان

شکل ۱۸-۷ محاسبه A_{Na0} و A_{Na} برای مهارهای دور از لبه‌ها و نزدیک به لبه‌ها ، الف) A_{Na}، ب) A_{Nao}

متن اصلی

۱۸-۴-۵-۲ مقاومت پایه پیوستگی در کشش برای یک مهار تکی در بتن ترک خورده، N_{ba}، نباید بیش‌تر از مقدار رابطه زیر در نظر گرفته شود:

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \qquad (۱۷-۱۸)$$

در این رابطه تنش پیوستگی مشخصه در بتن ترک خورده، τ_{cr}، تنش متناظر احتمال شکست ۵ درصد است که بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید تعیین می‌شود.

۱۸-۴-۵-۳ برای مهارهای چسبی واقع در قسمت‌هایی از عضو که بر اساس تحلیل، در شرایط بارهای بهره‌برداری ترک‌خوردگی در آن‌ها ایجاد نمی‌شود، استفاده از تنش پیوستگی مشخصه در بتن ترک نخورده τ_{uncr} بجای τ_{cr} در رابطه (۱۷-۱۸) مجاز است. این تنش باید مبتنی بر مقاومت متناظر با احتمال شکست ۵ درصد باشد، که بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید تعیین گردد.

استفاده از حداقل تنش پیوستگی مشخصه مطابق جدول ۱۸-۴ در صورت رعایت شرایط «الف» تا «ث» زیر مجاز است:

الف- مهارها باید الزامات مراجع مورد تایید را رعایت نمایند.

ب- مهارها باید در سوراخ‌هایی که با مته‌های چرخشی ضربه‌ای یا مته سنگ ایجاد شده، نصب شوند.

تفسیر/توضیح

متن اصلی

پ- بتن در زمان نصب مهارها باید دارای مقاومت فشاری حداقل ۱۷ مگاپاسکال باشد.

ت- سن بتن در زمان نصب باید حداقل ۲۱ روز باشد.

ث- دمای بتن در زمان نصب مهارها باید حداقل ۱۰ درجه سلسیوس باشد.

جدول ۱۸-۴ حداقل تنش پیوستگی

شرایط محیطی بهره‌بردار ی و نصب	میزان رطوبت بتن در زمان نصب مهار	حداکثر دما در شرایط بهره‌برداری (درجه سلسیوس)	τ_{cr} (مگاپاسکال)	τ_{uncr} (مگاپاسکال)
بیرون بنا	خشک تا کاملا اشباع	۸۰	۱/۴	۴/۵
داخل بنا	خشک	۴۵	۲/۱	۷/۰

یادداشت: برای استفاده از مقادیر تنش پیوستگی این جدول، موارد زیر باید در نظر گرفته شوند:

۱- اگر مهار برای بارهای لرزه‌ای طراحی می‌شود، مقدار τ_{cr} باید در ۰/۸ و τ_{uncr} در ۰/۴ ضرب شود.

۲- اگر مهار برای بارهای کششی دائمی طراحی می‌شود، مقادیر τ_{cr} و τ_{uncr} باید در ۰/۴ ضرب شود.

تفسیر/توضیح

۱۸-۴-۵-۴ ضرایب اصلاح $\psi_{ec,Na}$، $\psi_{ed,Na}$ و $\psi_{cp,Na}$ به صورت زیر تعیین می‌شوند:

۱۸-۴-۵-۴-۳-۱ **ضریب اصلاح $\psi_{ec,Na}$**، برای مهارهای گروهی چسبی تحت بار کششی با خروج از مرکزیت، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1+\frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \le 1 \qquad (۱۸-۱۸)$$

اگر بارگذاری روی مهارهای چسبی گروهی منجر به تنش کششی تنها در برخی از مهارها گردد، فقط آن مهارها برای محاسبه خروج از مرکزیت e'_N، در رابطه فوق و در محاسبه N_{ag} در بند ۱۸-۴-۵-۱ باید در نظر گرفته شوند. در حالت وجود خروج از مرکزیت نسبت به دو محور متعامد، ضریب اصلاح خروج از مرکزیت باید برای هر محور به صورت جداگانه محاسبه

متن اصلی

شده و حاصل‌ضرب این ضرایب به عنوان ضریب خروج از مرکزیت در بند ۱۸-۴-۵-۱ به کار رود.

۱۸-۴-۵-۳-۲ **ضریب اصلاح**، $\psi_{ed,N}$، اثرات فاصله مهارهای چسبی از لبه برای مهارهای تکی یا گروهی در کشش، به صورت «الف» و «ب» زیر تعیین می‌شود:

الف - اگر $c_{a,min} \geq c_{Na}$ باشد، $\psi_{ed,Na}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

ب- اگر $c_{a,min} < c_{Na}$ باشد:

$$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \qquad (۱۸-۱۹)$$

۱۸-۴-۵-۳-۳ **ضریب اصلاح** $\psi_{cp,Na}$، برای مهارهای چسبی طراحی شده بر اساس بند ۱۸-۴-۵-۲ با فرض بتن ترک نخورده و بدون آرماتور اضافی برای کنترل ترک دو نیم شدگی، به صورت «الف» و «ب» زیر تعیین می‌شود:

الف- اگر $c_{a,min} \geq c_{ac}$ باشد، $\psi_{cp,Na}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

ب- اگر $c_{a,min} < c_{ac}$ باشد:

$$\psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \qquad (۱۸-۲۰)$$

در این روابط c_{ac}، فاصله بحرانی بوده که در بند ۱۸-۷-۳ تعریف شده است. در هر صورت ضریب $\psi_{cp,Na}$ باید کمتر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

۱۸-۴-۶ مقاومت کششی برای بارهای کششی دائمی

۱۸-۴-۶-۱ مقاومت کششی مهارهای چسبی برای بارهای کششی دائمی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$N_{bac}=0.55N_{ba} \geq N_{uas} \qquad (۱۸-۲۱)$$

که در آن N_{ba} بر اساس بند ۱۸-۴-۵-۲ محاسبه می‌شود.

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۴-۶ مقاومت کششی برای بارهای کششی دائمی

ت ۱۸-۴-۶-۱ در مواردی‌که بار دائمی قسمتی از بار وارد به مهار است، کاهش مقاومت کششی باید برای آن بخش از بار که درازمدت اثر می‌کند، کنترل گردد.

مقاومت مهارهای چسبی مخصوصا به نحوه نصب آن‌ها مانند تمیزکاری، مقدار مناسب و جنس چسب، حساس است. در نصب این‌گونه مهارها باید دقت کافی بکار برد.

متن اصلی

۱۸-۵ الزامات طراحی برای بارهای برشی

۱۸-۵-۱ مقاومت فولاد مهارها در برش

۱۸-۵-۱-۱ مقاومت اسمی مهار در برش کنترل شده توسط فولاد، V_{sa}، باید با در نظر گرفتن خصوصیات مصالح و ابعاد فیزیکی آن تعیین شود. در مواردی که شکست بتن محتمل است، مقاومت برشی فولاد لازم باید با سطح گسیختگی فرض شده سازگار باشد.

۱۸-۵-۱-۲ مقاومت اسمی فولاد مهار در برش، V_{sa}، طبق **جدول ۱۸-۵** محاسبه می‌شود. در محاسبه مقاومت اسمی برشی، مقاومت شکست کششی f_{uta} نباید بیش از حداقل $1.9f_{ua}$ و ۸۶۰ مگاپاسکال منظور شود. در این جدول $A_{se,V}$ سطح مقطع موثر در برش می‌باشد.

جدول ۱۸-۵ محاسبه V_{sa}

نوع مهار	روش محاسبه N_p
گل‌میخ‌های سردار	$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta}$
پیچ‌های سَردار ویا قلاب‌دار و مهارهای کاشتنی که غلاف آن از سطح گسیختگی برشی نمی‌گذرد.	$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} f_{uta}$
مهارهای کاشتنی که غلاف آن‌ها از سطح گسیختگی برشی می‌گذرد.	$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} f_{uta}$ یا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش های مورد استناد مراجع مورد تایید.

۱۸-۵-۱-۳ در مواردی که نصب مهار با استفاده از گروت انجام می‌شود، مقاومت اسمی **بند ۱۸-۵-۱-۲** باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

۱۸-۵-۲ مقاومت شکست لبه بتن در برش

۱۸-۵-۲-۱ مقاومت اسمی شکست لبه بتن در برش، V_{cb} برای مهارهای تکی و V_{cbg} برای مهارهای گروهی، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

الف- در مواردی که نیروی برشی عمود بر لبه در مهار تکی است:

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۵الزامات طراحی برای بارهای برشی

ت ۱۸-۵-۱ مقاومت فولاد مهارها در برش

ت ۱۸-۵-۱-۱ سطح گسیختگی برشی معمولا سطح گذرنده از ردیف مهارهای نزدیک به لبه است، مگر آنکه با اتخاذ تدابیری نظیر جوش نمودن مهارها به ورق فولادی (نظیر کف ستون)، بتوان محاسبات را براساس سطح شکست گذرنده از ردیف مهارهای دور از لبه انجام داد.

ت ۱۸-۵-۱-۲ در مهارهای کاشتنی در مواردی‌که سطح مقطع مهار در امتداد طول آن متغیر است، باید سطح مقطع بر اساس کاتالوگ سازنده تعیین شود. برای مهار رزوه شده یا پیچ سردار می‌توان $A_{se,V}$ را مساوی $A_{se,N}$ گرفت.

ت ۱۸-۵-۲ مقاومت شکست لبه بتن در برش

ت ۱۸-۵-۲-۱ A_{Vco} مقدار حداکثر سطح تصویر شده برای یک مهار بدون تاثیر فاصله از لبه‌هاست.

نحوه محاسبه A_{Vco} و A_{Vc} برای حالات مختلف فاصله از لبه‌ها در **شکل ۱۸-۸** نشان داده شده‌اند.

متن اصلی **تفسیر/توضیح**

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (۲۲-۱۸)$$

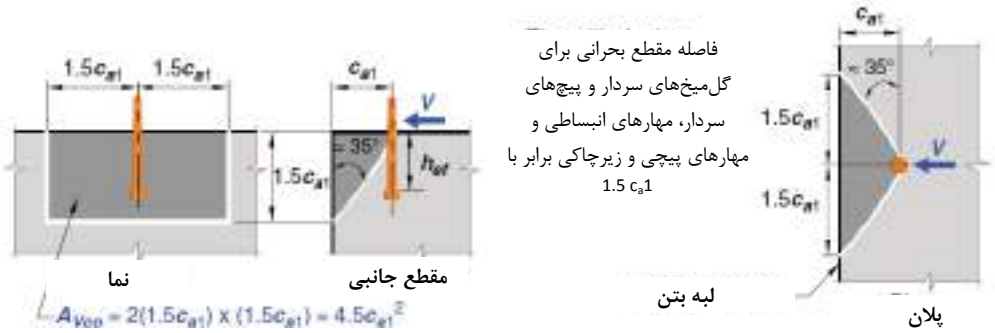
ب- در مواردی که نیروی برشی عمود بر لبه در مهار گروهی است:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (۲۳-۱۸)$$

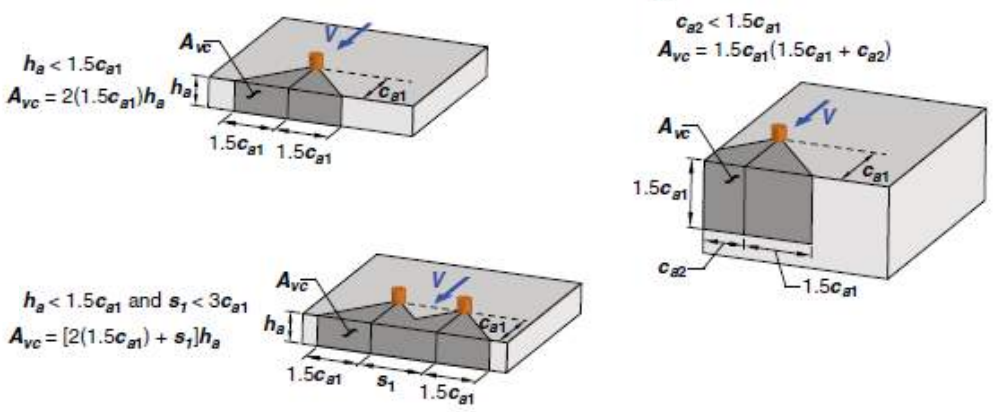
پ- در مواردی که نیروی برشی موازی با امتداد یک لبه است، V_{cb} یا V_{cbg} را می‌توان دو برابر مقادیر محاسبه شده از رابطه (۲۲-۱۸) و رابطه (۲۳-۱۸) و با فرض $\psi_{ed,V}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفت.

ت- برای مهارهای واقع در گوشه، مقدار مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن باید برای هر لبه محاسبه شده و کم‌ترین مقدار تعیین شده به کار گرفته شود.

در روابط فوق، ضرایب اصلاح $\psi_{ec,V}$، $\psi_{ed,V}$، $\psi_{c,V}$ و $\psi_{h,V}$ در بندهای ۱۸-۵-۲-۵ تا ۱۸-۵-۲-۷ تعریف شده‌اند. در این روابط همچنین V_b مقاومت برشی پایه گسیختگی لبه بتن برای مهارهای تکی و A_{Vco} و A_{Vc} به ترتیب مساحت تصویر شده سطح گسیختگی روی سطح جانبی عضو بتنی برای مهارهای تکی یا گروهی، مطابق شکل ۱۸-۷ می‌باشند. A_{Vc} را می‌توان قاعده نیم هرمی در نظر گرفت که راس آن محور ردیف مهارهایی می‌باشد که بحرانی منظور می‌شوند. c_{a1} فاصله محور ردیف مهارهای بحرانی از لبه است. A_{Vc} نباید بیش‌تر از nA_{Vco} در نظر گرفته شود، که در آن n تعداد مهارها در مهار گروهی است.

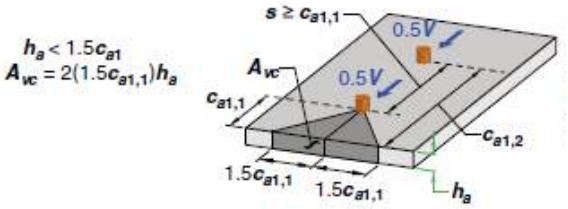


الف- محاسبه A_{vc0}

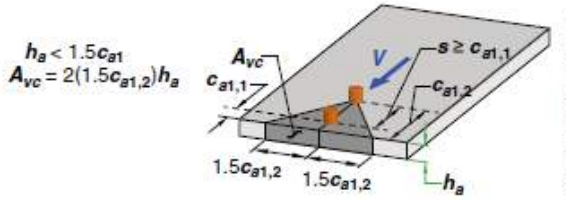


یادداشت:

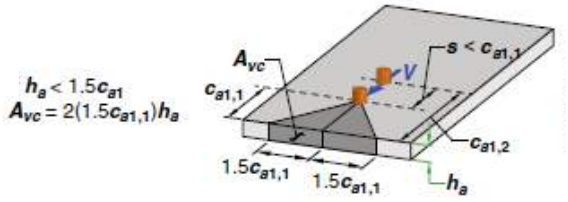
۱- یک فرض برای توزیع برش اشاره دارد بر اینکه نیمی از برش توسط مهار جلویی منتقل می‌شود. در این حالت به جای C_{a1} باید $C_{a1,1}$ در نظر گرفته شود.



۲- فرض دیگر اشاره دارد که تمام برش توسط مهار عقبی منتقل می‌شود. این فرض باید زمانی در نظر گرفته شود که مهارها به یک صفحه مشترک، صرف نظر از s، جوش شده باشند. در این حالت به جای C_{a1} باید $C_{a1,2}$ در نظر گرفته شود.

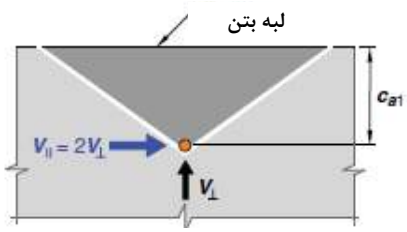


۳-در مواردی‌که $s<c_{a1,1}$ است تمام برش باید به مهار جلویی منتقل شود. این حالت در مواردی که مهارها به یک صفحه مشترک جوش می‌شوند، بکار برده نمی‌شود. در این حالت به جای c_{a1} باید $c_{a1,1}$ بکار برده شود.

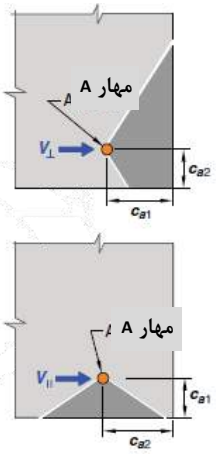


۴- در مواردی‌که $s>c_{a1,1}$ است، به جز در مواردی‌که مهارها به یک صفحه جوش شده باشند، هر دو حالت (۱) و(۲) باید محاسبه شود و تعیین گردد کدام یک کنترل کننده است.

ب- محاسبه A_{vc}



پ- نیروی برشی موازی یک لبه



ت- نیروی برشی نزدیک یک گوشه

شکل ۱۸-۸ مساحت تصویر شده سطح گسیختگی A_{Vco} و A_{Vc}

متن اصلی

در اعضایی که در آن‌ها فاصله از لبه‌ها در امتداد عمود بر نیروی برشی، بیش‌تر یا مساوی $1.5c_{a1}$ است، A_{Vco} برای مهار تکی در اعضای عمیق را می‌توان قاعده نیم هرمی که بُعد هر ضلع آن در امتداد موازی لبه برابر $3c_{a1}$ و عمق آن $1.5c_{a1}$ است، در نظر گرفت. در این صورت:

$$A_{Vco} = 4.5c_{a1}^2 \qquad (۲۴-۱۸)$$

در مواردی که فاصله مهارها از لبه متغیر است و مهارها به نحوی به ورق اتصال جوش شده‌اند که امکان توزیع بار بین تمام مهارها وجود دارد، c_{a1} را می‌توان فاصله دورترین ردیف مهارها از لبه در نظر گرفت و فرض نمود که کل برش تنها توسط این ردیف بحرانی تحمل می‌شود.

۱۸-۵-۲-۲ مقاومت برشی پایه شکست بتن برای مهار تکی در بتن ترک خورده، V_b، باید برابر با کم‌ترین دو مقدار از روابط زیر در نظر گرفته شود:

$$V_b = 0.6\lambda_a \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{f'_c d_a} c_{a1}^{1.5} \qquad (۲۵-۱۸)$$

$$V_b = 3.7\lambda_a \sqrt{f'_c} c_{a1}^{1.5} \qquad (۲۶-۱۸)$$

در **رابطه (۱۸-۲۵)**، l_e طول موثر اتکایی مهار در برش است که به صورت «الف» و «ب» زیر محاسبه می‌شود:

تفسیر/توضیح

متن اصلی

الف- برای مهارهای با سختی ثابت در کل طول جاگذاری شده مانند گل‌میخ‌های سَردار و مهارهای کاشتنی با یک غلاف محیطی در کل طول جاگذاری شده:

$$l_e = h_{ef} \leq 8d_a$$

ب- برای مهارهای نصب شده با اعمال پیچش با غلاف فاصله‌دار از بدنه مهار:

$$l_e = 2d_a$$

۱۸-۵-۲-۳ برای گل‌میخ‌های سَردار، پیچ‌های سَردار، یا پیچ‌های قلاب‌دار که به طور پیوسته به ملحقات فولادی با ضخامت حداقل ۱۰ میلی‌متر ویا نصف قطر مهار جوش شده‌اند، مقاومت پایه گسیختگی لبه بتن در برش برای مهار تکی در بتن ترک خورده، V_b، باید برابر با حداقل مقدار محاسبه شده از رابطه (۱۸-۲۶) و رابطه زیر منظور شود.

$$V_b = 0.66\lambda_a \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{f'_c d_a} c_{a1}^{1.5} \qquad (۱۸-۲۷)$$

که در آن l_e مطابق تعریف بند ۰ محاسبه می‌شود. در محاسبه مقاومت پایه فوق، موارد «الف» تا «پ» زیر نیز باید در نظر گرفته شوند:

الف- برای مهارهای گروهی، مقاومت بر اساس مقاومت ردیف مهارهایی که در دورترین فاصله از لبه قرار دارند، محاسبه می‌شود.

ب- فواصل مهارها از یکدیگر، s، کمتر از ۶۵ میلی‌متر نباشند.

پ- در مواردی که $c_{a2} \leq 1.5h_{ef}$ است، آرماتورهایی باید در گوشه‌ها تعبیه شوند.

۱۸-۵-۲-۴ در مواردی که مهارها در سطوح کم عرض با ضخامت محدود نصب شده‌اند، به گونه‌ای که فاصله از لبه، c_{a2} و ضخامت عضو مهار کننده در امتداد موازی محور مهار، h_a، هر دو کمتر از $1.5c_{a1}$ هستند، مقدار c_{a1} مورد استفاده برای محاسبه A_{Vc} در بند ۱۸-۵-۲-۱ و همچنین در تمام روابط زیر بند ۱۸-۵-۲، نباید از بزرگترین مقادیر «الف» تا «پ» زیر بیش‌تر باشد:

الف- $c_{a2}/1.5$ که در آن c_{a2} بزرگترین فاصله از لبه است؛

تفسیر/توضیح

متن اصلی

ب- $h_a/1.5$؛

پ- $s/3$، که در آن s حداکثر فاصله بین مهارها در گروه مهار عمود بر امتداد برش است.

۱۸-۵-۲-۵ **ضریب اصلاح** $\psi_{ec,V}$ برای مهارهای گروهی که تحت بار برشی با خروج از مرکزیت قرار دارند، باید از رابطه زیر محاسبه شود:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1+\frac{2e'_V}{3c_{a1}}\right)} \le 1 \qquad (۲۸-۱۸)$$

در مواردی که بارگذاری روی مهار گروهی به گونه‌ای باشد که فقط برخی از مهارها تحت برش در یک جهت قرار گیرند، فقط آن مهارها باید در محاسبه خروج از مرکزیت برش e'_V برای استفاده در رابطه (۲۸-۱۸) و نیز در محاسبه V_{cbg} در رابطه (۲۳-۱۸)، در نظر گرفته شوند.

۱۸-۵-۲-۶ **ضریب اصلاح** $\psi_{ed,V}$ برای اثر فاصله مهار از لبه در مهار تکی یا مهار گروهی تحت بار برشی باید با استفاده از مقدار کوچک‌تر c_{a2}، به صورت «الف»و «ب» زیر محاسبه شود:

الف- اگر $c_{a2} \ge 1.5c_{a1}$ باشد، $\psi_{ed,V}$ برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

ب- اگر $c_{a2} < 1.5\ c_{a1}$ باشد:

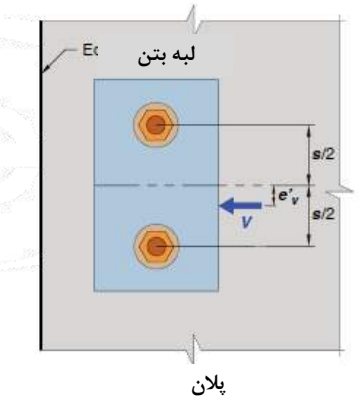
$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \qquad (۲۹-۱۸)$$

برای تعاریف c_{a1} و c_{a2} به بند ۱۸-۵-۲-۴ مراجعه شود.

۱۸-۵-۲-۷ **ضریب اصلاح** $\psi_{c,V}$ برای اثر ترک‌خوردگی، در مهارهای واقع در ناحیه‌ای از عضو بتنی که نتایج تحلیل نشانگر ترک نخوردگی در اثر بارهای بهره‌برداری می‌باشند، می‌توان $\psi_{c,V}$ را مساوی ۱/۴ فرض نمود. در غیر این صورت و نیز در صورت وقوع ترک‌خوردگی در شرایط بارهای بهره‌برداری، این ضریب را می‌توان به صورت «الف» تا «ت» زیر در نظر گرفت:

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۵-۲-۵ تعریف e'_V برای گروه مهار، رابطه (۱۸-۲۸)، در شکل ۱۸-۹ نشان داده شده است.



شکل ۱۸-۹ تعریف e'_V برای گروه مهار

متن اصلی	تفسیر/توضیح
الف- برای مهار در بتن ترک خورده بدون آرماتورهای مهاری یا با آرماتور لبه با قطر کوچک‌تر از ۱۲ میلی‌متر، برابر با ۱/۰ .	
برای مهار در بتن ترک خورده با آرماتورهای مهار با قطر ۱۲ میلی‌متر و بیش‌تر بین مهار و لبه، برابر با ۱/۲.	
پ- برای مهار در بتن ترک خورده با آرماتورهای مهار با قطر ۱۲ میلی‌متر و بیش‌تر بین مهار و لبه که توسط خاموت‌هایی در فواصل کوچک‌تر یا مساوی ۱۰۰ میلی‌متر از یکدیگر محاط شده‌اند، برابر با ۱/۴.	
ت- آرماتورهای مهار و لبه برای کنترل گسیختگی لبه بتن در **شکل ۱۸-۳** نشان داده شده‌اند.	
۱۸-۵-۲-۸ **ضریب اصلاح** $\psi_{h,v}$، برای مهارهای واقع در یک عضو بتنی که در آن‌ها $h_a<1.5c_{a1}$ است، باید از رابطه زیر محاسبه شود: $\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$ (۳۰-۱۸)	
۱۸-۵-۲-۹ در مواردی که آرماتورهای مهار در هر دو طرف سطح شکست گسیختگی لبه بتن دارای طول مهاری کافی مطابق **فصل ۲۱** باشند (**شکل ۱۸-۴**)، ویا آرماتور مهار محیط بر مهار باشد (**شکل ۱۸-۴**)، می‌توان از مقاومت آرماتورهای مهار به جای مقاومت گسیختگی لبه بتن در ϕV_n استفاده نمود. ضریب ϕ در این حالت باید ۰/۷۵ منظور شود.	ت ۱۸-۵-۲-۹ تنها آرماتورهای مهار به فاصله حداقل $0.5c_{a1}$ و $0.3c_{a2}$ از مهار در انتقال نیرو موثر تلقی می‌شوند (**شکل ۱۸-۴**ب). وجود آرماتور لبه (**شکل ۱۸-۴**) برای برقراری تعادل لازم است و مساحت آن را می‌توان با ساخت یک مدل خرپایی تعیین نمود. توصیه می‌شود قطر آرماتورهای مهار و لبه از ۲۰ میلیمتر بیش‌تر گرفته نشود.
۱۸-۵-۳ مقاومت قلوه‌کن شـــدن بتن برای مهار در برش	**ت ۱۸-۵-۳ مقاومت قلوه‌کن شدن بتن برای مهار در برش**
۱۸-۵-۳-۱ مقاومت اسمی قلوه‌کن شدن V_{cp} برای مهار تکی یا V_{cpg} برای مهار گروهی، باید به صورت «الف» و «ب» زیر محاسبه شود: الف- برای مهارهای تکی: $V_{cp} = k_{cp}N_{cp}$ (۳۱-۱۸)	ت ۱۸-۵-۳-۱ این نوع شکست برای مهارهای دور از لبه کنترل می‌شود.

متن اصلی

برای مهارهای تعبیه شده، انبساطی و زیر چاکی، N_{cp} باید برابر با N_{cb} از رابطه (۱۸-۳)الف و برای مهار چسبی، N_{cp} باید برابر با کم‌ترین دو مقدار N_a از رابطه (۱۸-۱۳) و N_{cb} از رابطه (۱۸-۳)الف در نظر گرفته شود.

ب- برای مهارهای گروهی:

$$V_{cpg} = k_{cp}N_{cpg} \qquad (۱۸-۳۲)$$

برای مهارهای تعبیه شده، انبساطی و زیر چاکی، N_{cpg} باید برابر با N_{cbg} رابطه (۱۸-۳)ب و برای مهار چسبی، N_{cpg} باید برابر با کم‌ترین دو مقدار N_{ag} از رابطه (۱۸-۱۴) و N_{cbg} از رابطه (۱۸-۳) ب در نظر گرفته شود.

ضریب k_{cp} در رابطه‌های فوق، در مواردی که h_{ef} کمتر از ۶۵ میلی‌متر است برابر با ۱/۰ و در مواردی که h_{ef} بیش‌تر یا مساوی ۶۵ میلی‌متر است برابر با ۲/۰ منظور می‌شود.

۱۸-۶ اندرکنش نیروهای کششی و برشی

۱-۶-۱۸ مهارهای تکی یا گروهی تحت اثر همزمان بارهای کششی و برشی باید طبق ضوابط این بند طراحی شوند. مقادیر ϕN_n و ϕV_n مقاومت‌های کششی و برشی مهارها، بر اساس بندهای ۱۸-۴ و ۱۸-۵ محاسبه می‌شوند.

۲-۶-۱۸ اگر رابطه $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.2$ برای هر مهار تکی یا گروهی برقرار باشد، می‌توان از اندرکنش کشش و برش در تعیین مقاومت کششی صرف نظر نموده و از ظرفیت کامل کششی بر اساس رابطه زیر استفاده نمود:

$$N_{ua} \leq \emptyset N_n \qquad (۱۸-۳۳)$$

۳-۶-۱۸ اگر رابطه $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.2$ برای هر مهار تکی یا گروهی برقرار باشد، می‌توان از اندرکنش کشش و برش در تعیین مقاومت برشی صرف نظر نموده و از ظرفیت کامل برشی بر اساس رابطه زیر استفاده نمود:

$$V_{ua} \leq \emptyset V_n \qquad (۱۸-۳۴)$$

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۶اندرکنش نیروهای کششی و برشی

متن اصلی

۴-۶-۱۸ اگر $V_{ua} > 0.2\phi V_n$ و $N_{ua} > 0.2\phi N_n$ باشند، رابطه زیر باید برای اندرکنش کشش و برش برقرار شود:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \le 1.2 \qquad (۱۸-۳۵)$$

۱۸-۷ الزامات فاصله مهارها از یکدیگر، فاصله از لبه‌ها و حداقل ضخامت برای جلوگیری از شکست دو نیم شدگی بتن

۱-۷-۱۸ حداقل فاصله مهارها از یکدیگر، حداقل فواصل از لبه‌ها و حداقل ضخامت اعضا باید بر اساس الزامات این بند تعیین شود، مگر آن که آرماتورهای اضافی برای کنترل شکست دو نیم‌شدگی تامین شود. استفاده از فواصل و ضخامت‌های کمتر، مبتنی بر نتایج آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید مجاز می‌باشد.

۲-۷-۱۸ حداقل فاصله مرکز تا مرکز مهارها و فاصله از لبه باید بر اساس **جدول ۱۸-۶** تعیین شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۷الزامات فاصله مهارها از یکدیگر، فاصله از لبه‌ها و حداقل ضخامت برای جلوگیری از شکست دو نیم شدگی بتن

ت ۱۸-۷-۱ آرماتور تکمیلی برای کنترل شکست دو نیم‌شدگی بتن را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$A_{s,sp}=\psi N_u f_y \qquad (ت\ ۱۸-۲)$$

در این رابطه $A_{s,sp}$ و f_y سطح مقطع و مقاومت تسلیم آرماتورهای گذرنده از سطح ترک دو نیم‌شدگی بتن در سه چهارم طول مهار از سطح آزاد بتن می‌باشند. دراین رابطه ψ بصورت زیر تعیین می‌شود

الف) برابر با ۲/۰، برای مهار انبساطی، نصب با اعمال جابجایی؛

ب) برابر با ۱/۵، برای مهار انبساطی، نصب با اعمال پیچش؛

پ) برابر با ۱/۲، برای مهار اتکایی؛

ت) برابر با ۰/۵، برای گل‌میخ‌های سردار در بتن درجا و مهار چسبی.

جدول ۱۸-۶ حداقل فاصله مرکز تا مرکز مهارها و فاصله از لبه

نوع مهار	نوع مهار		
	مهار تعبیه شده		مهار انبساطی و زیر چاکی
	نصب بدون اعمال پیچش	نصب با اعمال پیچش	
حداقل فاصله مرکز تا مرکز مهارها	$4da$	$6da$	$6da$
حداقل فاصله از لبه	الزامات پوشش مطابق **فصل ۴**	$6da$	بزرگترین مقادیر زیر: الف- الزامات پوشش مطابق **فصل ۴** ب- دو برابر اندازه حداکثر درشت دانه پ- حداقل فاصله از لبه مطابق **جدول ۱۸-۷** یا بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مرجع تایید شده

جدول ۱۸-۷ حداقل فاصله از لبه

نوع مهار کاشتنی	حداقل فاصله از لبه
مهار نصب شده به روش کنترل پیچش	$8d_a$
مهار نصب شده به روش کنترل جابجایی	$10d_a$
مهار زیرچاکی	$6d_a$
مهار چسبی	$6d_a$

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

۳-۷-۱۸ در مهارهایی که در نصب آن‌ها نیروی دو نیم‌شدگی ایجاد نشده و تحت پیچش قرار نمی‌گیرند، اگر فاصله از لبه‌ها یا فاصله مهارها از یکدیگرکمتر از مقادیر بند ۱۸-۷-۲ باشند، می‌توان در بند ۱۸-۷-۲ به جای d_a از قطر فرضی کوچک‌تر d'_a استفاده نمود، مشروط بر آن که نیروهای محاسباتی اعمالی بر مهار، به مقادیر مقاومت محاسبه شده با قطر کوچک‌تر d'_a محدود شود. d_a قطر خارجی مهار و d'_a قطر جایگزین آن مطابق تعریف در فصل ۲ است.

۴-۷-۱۸ مقدار h_{ef} برای مهارهای کاشتنی انبساطی یا زیر چاکی، نباید از دو سوم ضخامت عضو، h_a و ضخامت عضو منهای ۱۰۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

۵-۷-۱۸ فاصله بحرانی از لبه، c_{ac}، نباید از مقادیر «الف» تا «ت» زیر کمتر باشد، مگر آن که این فاصله بر اساس آزمایش‌های مبتنی بر مراجع مورد تایید، تعیین شود.

الف-برای مهارهای چسبی: $2h_{ef}$؛
ب- برای مهارهای زیر چاکی: $2.5h_{ef}$؛
پ-برای مهارهای انبساطی: نصب شده با اعمال پیچش، $4h_{ef}$؛
ت- برای مهارهای انبساطی: نصب با اعمال جا به جایی، $4h_{ef}$؛

۶-۷-۱۸ مدارک ساخت باید مشخص کننده حداقل فاصله‌ای از لبه که در طراحی استفاده شده، باشند.

۸-۱۸ الزامات لرزه‌ای

ت ۱۸-۸الزامات لرزه‌ای

۱-۸-۱۸ کلیات

ت ۱۸-۸-۱ کلیات

۱-۱-۸-۱۸ تمام مهارها در سازه‌های واقع در مناطق با خطر لرزه خیزی نسبی متوسط، زیاد و خیلی زیاد، باید ضوابط اضافی این بخش را تامین نمایند.

متن اصلی

۱۸-۸-۱-۲ قابلیت استفاده از مهارهای کاشتنی در بارگذاری لرزه‌ای، باید بر اساس آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید، پذیرفته شود. برای مهارهای انبساطی و زیر چاکی، مقاومت بیرون کشیدگی، N_p و مقاومت فولاد در برش، V_{sa} و برای مهارهای چسبی، مقاومت فولاد در برش، V_{sa} و تنش‌های پیوستگی، τ_{unch} و τ_{ch}، باید بر اساس آزمایش‌های لرزه‌ای مورد استناد مراجع مورد تایید، تعیین گردند.

۱۸-۸-۱-۳ مهارهای تکی یا گروهی که همزمان تحت بارهای کششی و برشی قرار می‌گیرند، باید با منظور نمودن اثرات اندرکنش نیروها مطابق **بند ۱۸-۶** طراحی شوند، که در آن مقاومت کششی طراحی بر اساس **بند ۱۸-۸-۲-۳** یا **۱۸-۸-۲-۴** تعیین می‌شود.

۱۸-۸-۲ الزامات برای بارهای کششی

۱۸-۸-۲-۱ در مواردی که مولفه کششی بار زلزله روی مهار تکی یا گروهی، کمتر یا مساوی ۲۰ درصد کل بار کششی روی مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهار را می‌توان برای نیروهای طراحی مبتنی بر ترکیب‌های بار **فصل ۷** و با منظور نمودن مقاومت کششی مهار بر اساس **بند ۱۸-۴** انجام داد.

۱۸-۸-۲-۲ در مواردی که مولفه کششی بار زلزله روی مهار تکی یا گروهی، بیش‌تر از ۲۰ درصد کل بار کششی روی مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهارها و ملحقات آن‌ها باید یکی از بندهای «الف» تا «ت» زیر را تامین نماید:

الف- در مهارهای تکی، مقاومت وابسته به بتن (مقاومت حالات گسیختگی بتن) باید بیش‌تر از مقاومت فولاد مهار باشد. در مهارهای گروهی نسبت بار کششی وارده به مهاری که بیش‌ترین تنش را تحمل می‌کند به مقاومت فولاد آن مهار، باید بیش‌تر یا مساوی نسبت بار وارده به تمام مهارهای کششی آن گروه به مقاومت وابسته به بتن در آن مهارها باشد. در این حالت شرایط (۱) تا (۵) زیر باید تامین شوند:

۱- مقاومت فولاد مهار باید ۱/۲ برابر مقاومت اسمی آن در نظر گرفته شود.

۲- مقاومت وابسته به بتن باید مقاومت اسمی تلقی شده و برای محاسبه آن باید اثرات گسیختگی مخروطی بتن،

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۸-۲ الزامات برای بارهای کششی

ت ۱۸-۸-۲-۲

الف- در استفاده از این گزینه فرض می‌شود که مقاومت وابسته به بتن بیش از مقاومت فولاد مهار بوده و کاهشی در مقاومت بتن ناشی از بارگذاری لرزه‌ای رخ نمی‌دهد. از این‌رو نیازی به کاهش مقاومت‌های وابسته به بتن برای در نظر گرفتن بارگذاری لرزه‌ای مطابق **بند ۱۸-۸-۲-۳** نیست. در صورت تامین آرماتور مهار مناسب تعیین مقاومت با در نظر گرفتن **بند ۱۸-۸-۲-۴** انجام می‌شود.

متن اصلی

بیرون‌کشیدگی، بیرون‌زدگی جانبی بتن و مقاومت پیوستگی، هر کدام که حاکم باشد، منظور شوند. در محاسبه مقاومت بیرون‌کشیدگی برای مهارهای گروهی، نسبت بار به مقاومت باید برای مهار با بیش‌ترین تنش محاسبه شود. مقاومت کششی وابسته به بتنِ مجموعه مهار در طراحی، باید بر اساس ضرایب کاهش مقاومت بند ۱۸-۳ و حالات گسیختگی بند ۱۸-۴، با فرض ترک‌خوردگی بتن تعیین شود، مگر آن که بتوان نشان داد که بتن ترک نخورده است، که در این صورت مقاومت متناظر با حالات گسیختگی را می‌توان با فرض ترک نخوردن بتن محاسبه نمود.

۳- برای تامین رفتار شکل‌پذیر در مهارها، انتقال نیروی کششی باید توسط مهار فولادی شکل‌پذیر با طول کش‌آمدگی حداقل ۸ برابر قطر مهار مطابق شکل ۱۸-۱۰ تامین شود، مگر آن که طول دیگری بر اساس نتایج تحلیل منظور شود.

۴- در مواردی که مهارها تحت بارهای رفت و برگشتی قرار می‌گیرند، باید تمهیدات لازم برای جلوگیری از کمانش آن‌ها انجام شوند. بدین منظور می‌توان از غلاف استفاده نمود.

۵- در مواردی که اتصال از نوع رزوه‌ای بوده و مهار در تمام طول خود رزوه نشده است، برای اطمینان از تسلیم مهار در ناحیه رزوه نشده و جلوگیری از وقوع گسیختگی در محل رزوه، نسبت مقاومت کششی فولاد مهار، f_{uta}، به مقاومت تسلیم فولاد مهار، f_{ya}، نباید کمتر از ۱/۳ باشد.

ب- مهار تکی یا گروهی باید برای حداکثر کشش قابل انتقال به مهار و با در نظر گرفتن یک مکانیزم شکل پذیر کششی، خمشی، برشی یا اتکایی ویا ترکیب آن‌ها در قطعه الحاقی، که در آن اثرات اضافه مقاومت مصالح و سخت‌شوندگی کرنشی در قطعه الحاقی منظور می‌شوند، طراحی شوند. مقاومت کششی مهارها در طراحی با استفاده از ضوابط بند ۱۸-۸-۲-۳ یا ۱۸-۸-۲-۴ محاسبه می‌شود.

تفسیر/توضیح

تامین لوط کش‌آمدگی که در آن فولاد مهر ازا بتن جدا می‌شود مختلفی مناجنا می‌شد. ازو نظر لزهای‌ر معمولا این جداسازی ۳- طولی مناسب ای‌ر‌ د کاهش طلب کرنشی روی فولاد مهرا به دلایل اردوم د. درویگری ممکن است این سادجازی با غلاف برای ایجدا در نصب مناجنا شد. در اوین ارد اومگر فولاد مهام راجنا می‌شد می‌شدو، فولاد مهر درا کل لخل آن در داوط برای ایجدا سهولت به ناتهای مه)را باید از بتن جدا شدو. پس از نصب پیش‌تنیمد در شکل ۱۸-۱۰ ن داده‌ماشذ شه ادست. بتن (به‌غیر از قسمت دزنیک

ب- با در نظر گرفتن مقاومت مورد انتظار می‌توان اثرات اضافه مقاومت مصالح و سخت‌شوندگی کرنشی منظور شده تلقی نمود.

(الف) نصب مهار با غلاف (ب) نصب مهار با شاهین

شکل ۱۸-۱۰ تعریف طول کش آمدگی

متن اصلی

پ- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر نیروی کششی قابل انتقال به مهار از طریق قطعه الحاقی با رفتار غیر تسلیم شونده طراحی شوند. مقاومت کششی مهارها در طراحی از **بند ۱۸-۸-۲-۳** یا **۱۸-۸-۲-۴** محاسبه می‌شود.

ت- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر بار کششی حاصل از ترکیب بارهای شامل زلزله که در آن‌ها بار زلزله با ضریب اضافه مقاومت Ω_0 تشدید شده است، طراحی شوند. مقاومت کششی مهارها در طراحی از **بند ۱۸-۸-۲-۳** یا **۱۸-۸-۲-۴** محاسبه می‌شود.

۱۸-۸-۲-۳ مقاومت کششی در طراحی مهارهایی که نیروهای زلزله را تحمل می‌کنند و بر اساس **بند ۱۸-۸-۲-۲** «ب» تا «ت» طراحی می‌شوند، باید با منظور نمودن بندهای «الف» تا «ث» زیر (که اثر بارگذاری لرزه‌ای را در کاهش مقاومت کششی منظور می‌کنند) و حالات گسیختگی **جدول ۱۸-۱** و با فرض ترک‌خوردگی بتن محاسبه شود، مگر آن که بتوان نشان داد بتن ترک نخورده است، که در این صورت مقاومت متناظر با حالات گسیختگی را می‌توان با فرض ترک نخوردن بتن محاسبه نمود.

الف- برای یک مهار تکی یا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیش‌ترین تنش واقع شده‌اند، ϕN_{sa}؛

ب- برای یک مهار تکی ویا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیش‌ترین تنش قرار می‌گیرند، $0.75\phi N_{cb}$ یا $0.75\phi N_{cbg}$؛

در مواردی که آرماتورهای مهار مطابق **بند ۱۸-۴-۲-۶** تامین شده باشند، نیازی به محاسبه N_{cb} و N_{cbg} نمی‌باشد؛

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۸-۲-۳ کاهش مقاومت با ضریب ۰/۷۵ در روابط فوق برای در نظر گرفتن عرض ترک بیش‌تر از مقدار محتمل در شرایط بهره‌برداری (حدود ۰/۳ میلی‌متر) که حالت مبنا تلقی می‌شود و برای در نظر گرفتن بارهای رفت و برگشتی زلزله انجام می‌شود (متناظر عرض ترک در حدود ۰/۵ میلی‌متر).

متن اصلی	تفسیر/توضیح
پ- برای یک مهار تکی ویا یک مهار از گروه مهاری که تحت بیش‌ترین تنش قرار می‌گیرند، $0.75\phi N_{pn}$؛	
ت- $0.75\phi N_{sb}$ یا $0.75\phi N_{sbg}$؛	
ث- $0.75\phi N_a$ یا $0.75\phi N_{ag}$.	
ضریب کاهش مقاومت ϕ در زیر بندهای فوق بر اساس ضوابط بند ۱۸-۳ تعیین می‌شود.	
۱۸-۸-۲-۴ در مواردی که انجام طراحی مهار بر اساس بند ۱۸-۸-۲-۲«الف» انجام شود، ویا در مواردی که آرماتورهای مهار مطابق بند ۱۸-۴-۲-۶ تامین شده باشند، نیازی به کاهش مقاومت کششی برای در نظر گرفتن اثر بارگذاری لرزه‌ای نمی‌باشد و اعمال ضریب‌های کاهش مقاومت مطابق ضوابط بند ۱۸-۳-۹ کافی خواهد بود.	
۱۸-۸-۳ الزامات برای بارهای برشی	**ت ۱۸-۸-۳ الزامات برای بارهای برشی**
۱۸-۸-۳-۱ در مواردی که مولفه برشی بار زلزله وارد بر مهارهای تکی یا گروهی، کمتر یا مساوی ۲۰ درصد کل بار برشی وارد به مهار در همان ترکیب بار باشد، مقاومت برشی مهارها بر اساس بند ۱۸-۵ تعیین می‌شود.	
۱۸-۸-۳-۲ در مواردی که مولفه برشی بار زلزله وارد بر مهارهای تکی یا گروهی، بیش‌تر از ۲۰ درصد کل بار برشی وارد به مهار در همان ترکیب بار باشد، طراحی مهار و ملحقات آن باید مطابق یکی از بندهای «الف» تا «پ» زیر بوده و مقاومت برشی مهار بر اساس بند ۱۸-۵ تعیین شود.	ت ۱۸-۸-۳-۲ با در نظر گرفتن مقاومت مورد انتظار می‌توان اثرات اضافه مقاومت مصالح و سخت‌شوندگی کرنشی منظور شده تلقی نمود.
الف- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر برش قابل انتقال به آن‌ها بر اساس یک مکانیزم تسلیم شکل پذیر خمشی، برشی، یا اتکایی یا ترکیبی از آن‌ها در قطعه الحاقی و با در نظر گرفتن اضافه مقاومت مصالح و سخت شوندگی کرنشی در اجزای الحاقی، طراحی شوند؛	
ب- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر نیروی برشی قابل انتقال به آن‌ها از طریق قطعه الحاقی با رفتار غیر تسلیم‌شونده محاسبه شوند؛	

متن اصلی	تفسیر/توضیح
پ- مهارهای تکی یا گروهی باید برای حداکثر بار برشی حاصل از ترکیب‌هایی از بار طراحی که در آن‌ها بار زلزله با ضریب اضافه مقاومت Ω_0 تشدید شده است، محاسبه شوند.	
۱۸-۸-۳-۳ در مواردی که از آرماتورهای مهار مطابق بند ۱۸-۵-۲-۸ استفاده می‌شود، نیازی به کاهش مقاومت برشی برای در نظر گرفتن اثر بارگذاری لرزه‌ای نمی‌باشد و اعمال ضریب‌های کاهش مقاومت بر اساس بند ۱۸-۳ کافی خواهد بود.	
۱۸-۹ نصب و بازرسی مهارها	**ت ۱۸-۹نصب و بازرسی مهارها**
۱۸-۹-۱ مهارهای کاشتنی باید توسط افراد آموزش دیده و بر اساس مدارک ساخت و دستورالعمل‌های تولید کننده نصب شوند. مدارک ساخت باید مبتنی بر دستور العمل‌های نصب تولید کننده باشند. گواهی صلاحیت نصاب باید کتبی و مبتنی بر آزمون‌های کنترل کارایی بوده و توسط شرکت تولید کننده یا نمایندگی آن صادر شده باشد. در هر حال مهندس طراح باید صلاحیت نصاب را به صورت کتبی تایید نماید.	
۱۸-۹-۲ بازرسی نصب مهارها باید مطابق دستورالعمل‌های فصل ۲۴ انجام شود. برای مهارهای چسبی، الزامات اضافی بندهای ۱۸-۹-۳ تا ۱۸-۹-۴ نیز باید رعایت شوند.	
۱۸-۹-۳ در مهارهای چسبی مدارک ساخت باید شامل روش انجام بارگذاری نمونه‌های شاهد مطابق مراجع مورد تایید باشند. مدارک ساخت همچنین باید مشخص کننده تمام پارامترهای مرتبط با تنش پیوستگی به کار رفته در طراحی مطابق بند ۱۸-۴-۵، شامل سن حداقل بتن، محدوده دمای بتن، شرایط رطوبتی در زمان نصب، نوع بتن سبک (در صورت استفاده) و الزامات مربوط به سوراخ کاری و آماده سازی باشند.	
۱۸-۹-۴ عملیات نصب مهارهای چسبی افقی یا شیب‌دار رو به بالا، که تحت بارهای کششی دائمی می‌باشند، باید به صورت مستمر توسط مهندس طراح یا ناظر کنترل شوند. مهندس طراح یا ناظر باید گزارشی از روش انجام کار، مصالح مورد استفاده و انطباق فرایند نصب با مدارک ساخت و دستورالعمل‌های نصب تولید کننده، تهیه نموده و به مقام مسئول ارائه دهد.	

متن اصلی

۱۸-۱۰ قطعات الحاقی با زبانه برشی

۱۸-۱۰-۱ طراحی زبانه برشی به روش دیگری غیر از ضوابط بخش ۱۸-۱۰، فقط در صورتی مجاز است که تامین مقاومت کافی و انتقال مناسب نیرو به صورت تحلیلی ویا با آزمایش نشان داده شود.

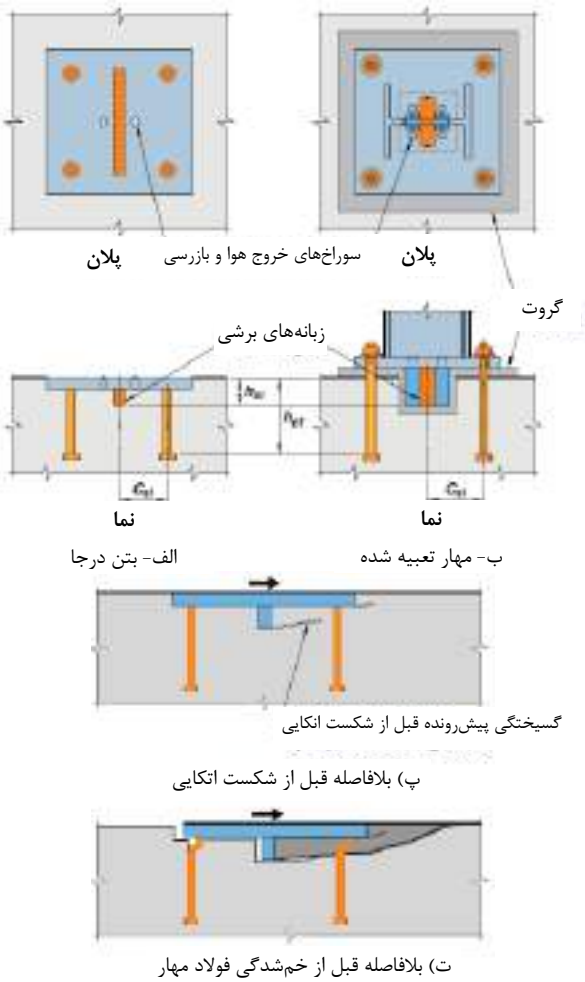
تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۱۰ قطعات الحاقی با زبانه برشی

ت ۱۸-۱۰-۱ برای طراحی زبانه برشی در این بخش الزامات زیر کافی است. با این حال می‌توان از روش‌های دیگر که ضوابط این بند را رعایت نمایند، استفاده نمود.

قطعات الحاقی با زبانه برشی ممکن است با نصب قطعه در بتن ویا با تعبیه یک بلوک بیرون‌زده در بتن ساخته شده، انجام شود. در حالت دوم اطراف بلوک بیرون‌زده باید با گروت فاقد خاصیت جمع‌شدگی، پر شود. به شکل ۱۸-۱۱ مراجعه شود.

در کف ستون‌ها با مهارها، لنگر خمشی با عملکرد مرکب کف ستون و مهار منتقل شده و زبانه برشی تنها وظیفه انتقال برش را دارد. قطعه الحاقی با پروفیل‌های جاگذاری شده در بتن و بدون کف‌ستون و مهارها که برای انتقال لنگر خمشی متکی بر مکانیزم قلوه‌کن شدن بتن هستند در این بخش پوشش داده نشده است.



شکل ۱۸-۱۱ شکست اتکایی و خمش شدگی مهار برای صفحه جاگذاری شده زبانه برشی

متن اصلی

۱۸-۱۰-۲ کلیات

۱۸-۱۰-۲-۱ طراحی زبانه برشی بر اساس کنترل مقاومت اتکایی بتن طبق بند ۱۸-۱۰-۳ و مقاومت شکست لبه بتن طبق بند ۱۸-۱۰-۴ انجام می‌شود.

۱۸-۱۰-۲-۲ باید حداقل چهار مهار طراحی شده بر اساس ضوابط فصل ۱۸ و با در نظر گرفتن ضوابط بند ۱۸-۳-۱۱ تامین شوند. لنگر ناشی از فاصله برش اعمالی روی کف ستون و برآیند بار روی زبانه برشی، منجر به ایجاد کشش در مهارها می‌شود، این کشش باید در طراحی مهارها لحاظ شود.

۱۸-۱۰-۲-۳ در مهارهای جوش شده به کف ستون، کنترل اندرکنش کشش و برش باید مبتنی بر انتقال درصدی از برش کل توسط مهارها باشد.

۱۸-۱۰-۲-۴ زبانه برشی باید از ورق‌های مستطیلی شکل ویا از مقاطع فولادی تشکیل شده از اجزای صفحه‌ای، به صورت جوش شده به ورق کف ستون ساخته شده باشد.

۱۸-۱۰-۲-۵ در صورت استفاده از سخت کننده، طول آن در امتداد برش نباید از $0.5h_{sl}$ کمتر باشد.

۱۸-۱۰-۲-۶ ابعاد زبانه برشی و کف ستون باید تامین کننده الزامات «الف» و «ب» زیر باشند:

الف- $h_{eff} \geq h_{sl}$؛

ب- $h_{eff}/C_{sl} \geq 2.5$.

۱۸-۱۰-۲-۷ کف ستون‌هایی که به صورت افقی اجرا می‌شوند، باید دارای سوراخ‌هایی به قطر حداقل ۲۵ میلی‌متر در امتداد هر وجه بلند زبانه برشی باشند.

۱۸-۱۰-۳ مقاومت اتکایی بتن زبانه برشی

۱۸-۱۰-۳-۱ مقاومت اسمی اتکایی بتن زبانه برشی، $V_{brg,sl}$، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۱۰-۱ کلیات

ت ۱۸-۱۰-۲-۳ نسبت برش انتقالی توسط مجموعه مهار به برش انتقالی توسط زبانه برشی را می‌توان مساوی نسبت سطح موثر برشی مجموعه مهارها به سطح موثر زبانه برشی، $A_{ef,sl}$، گرفت. سطح موثر برشی هر مهار را می‌توان مساوی $2d_a^2$ گرفت و سطح موثر برشی مجموعه مهارها از حاصل جمع این سطح برای تک تک مهارها به دست می‌آید.

ت ۱۸-۱۰-۲ مقاومت اتکایی بتن زبانه برشی

ت ۱۸-۱۰-۳-۱ مقاومت اتکایی در برش به مقاومت بتن قبل از شکست در جلوی زبانه برشی گفته می‌شود. مقاومت اتکایی عنوان

متن اصلی

$$V_{brg,sl} = 1.7 f_c' A_{ef,sl} \psi_{brg,sl} \quad (۳۶-۱۸)$$

سطح موثر زبانه برشی، $A_{ef,sl}$، بر اساس بند ۱۸-۱۰-۳-۲ و ضریب تصحیح نیروی محوری، $\psi_{brg,sl}$، بر اساس بند ۱۸-۱۰-۳-۳ تعیین می‌شوند.

۱۸-۱۰-۳-۲ سطح موثر زبانه برشی، $A_{ef,sl}$، در امتداد عمود بر برش به صورت «الف» و «ب» زیر محاسبه می‌شود:

الف- زبانه برشی بدون سخت کننده:

(۱) در مواردی که کف ستون بر روی سطح بتن یا زیر این سطح نصب شده باشد، سطح زبانه برشی واقع بین فاصله دو برابر ضخامت زبانه برشی ($2t_{sl}$) از سطح تحتانی کف ستون.

(۲) در مواردی که کف ستون بالاتر از سطح بتن نصب شده باشد (با استفاده از گروت)، سطح زبانه برشی واقع بین فاصله دو برابر ضخامت زبانه برشی ($2t_{sl}$) از سطح بتن.

ب- زبانه برشی با سخت کننده:

در این موارد سطوح زیر باید به سطح (۱) یا (۲) از بند «الف» اضافه شود:

سطح مقطع آن قسمت از سخت کننده زیر سطح بتن (در مقابل برش) که در بند «الف» بحساب نیامده به اضافه سطحی از زبانه برشی که در فاصله ($2t_{sl}$) از بر سخت کننده، در دو طرف آن، قرار دارد.

۱۸-۱۰-۳-۳ ***ضریب تصحیح*** $\psi_{brg,sl}$ برای نیروی محوری P_u (منفی برای کشش و مثبت برای فشار) به صورت «الف» تا «پ» زیر تعیین می‌شود:

الف- برای نیروی محوری کششی:

$$\psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{nN_{sa}} \leq 1.0 \quad (۳۷-۱۸)$$

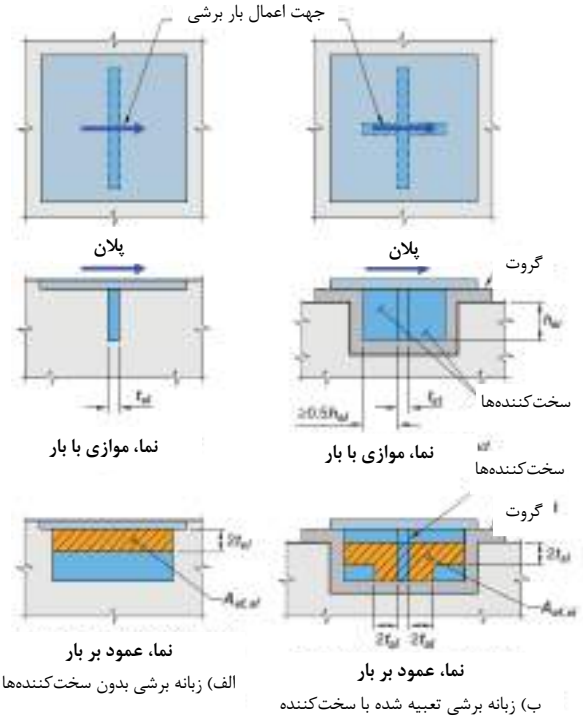
ب- برای حالت بدون نیروی محوری:

$$\psi_{brg,sl} = 1.0 \quad (۳۸-۱۸)$$

تفسیر/توضیح

شده بر اساس توزیع یکنواخت تنش برابر با $1.7f'c$ بر روی سطح موثر زبانه برشی بدست آورده شده است.

ت ۱۸-۱۰-۳-۲ به شکل ۱۸-۱۲ مراجعه شود.



یادداشت: مهارها و سوراخ‌های بازرسی در شکل نشان‌داده نشده است.

شکل ۱۸-۱۲ مثال‌هایی از سطح اتکایی موثر برای قطعه الحاقی با زبانه‌های برشی

متن اصلی

پ- برای نیروی محوری فشاری:

$$\psi_{brg,sl} = 1 + \frac{4P_u}{A_{bp}f'_c} \le 2.0 \qquad (۱۸-۳۹)$$

در روابط فوق، n تعداد مهارهای در کشش و A_{bp} سطح مقطع کف ستون است.

۱۸-۱۰-۳-۴ برای قطعات الحاقی با بیش از یک زبانه برشی در امتداد عمود بر برش، می‌توان مقاومت زبانه‌های برشی را با هم جمع نمود، ولی در هر حال تنش برشی در تراز پایین زبانه برشی (نیروی برشی اعمالی تقسیم بر حاصل ضرب عرض زبانه در فاصله اولین و آخرین زبانه در امتداد برش)، نباید از $0.2f'_c$ تجاوز کند.

۱۸-۱۰-۴ مقاومت گسیختگی لبه بتن

۱۸-۱۰-۴-۱ مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن برای زبانه برشی، $V_{cb,sl}$، بر اساس رابطه (۱۸-۲۲)، که در آن V_b طبق رابطه (۱۸-۲۶) تعیین شده، محاسبه می‌شود. در این روابط c_{a1} فاصله سطح اتکای زبانه برشی تا لبه آزاد بتن و A_{vc} سطح شکست تصویر شده روی لبه آزاد بتن است که در بند ۱۸-۱۰-۴-۲ تعریف شده است.

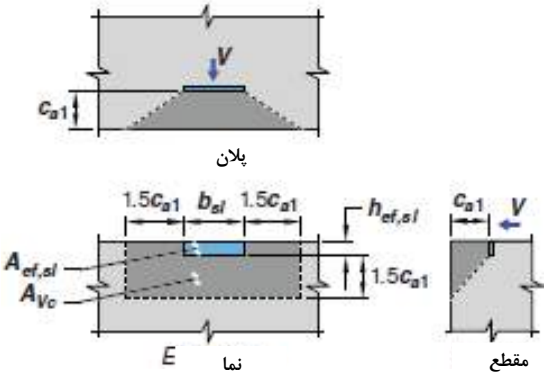
۱۸-۱۰-۴-۲ سطح شکست تصویر شده بتن روی لبه آزاد، A_{cvl}، را می‌توان با یک مقطع مستطیلی به فاصله افقی $1.5c_{a1}$ از لبه قائم زبانه برشی و فاصله قائم $1.5c_{a1}$ از عمق موثر زبانه برشی، $h_{ef,sl}$، تقریب زد. عمق موثر زبانه برشی، $h_{ef,sl}$، را می‌توان مساوی با فاصله بین سطح بتن تا پایین سطح موثر زبانه برشی، $A_{ef,sl}$، در نظر گرفت (شکل ۱۸-۱۳).

۱۸-۱۰-۴-۳ مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن برای برش موازی لبه را می‌توان بر اساس بند ۱۸-۵-۲-۱ و با استفاده از رابطه (۱۸-۲۲) تعیین نمود. در این محاسبه، c_{a1} فاصله لبه آزاد

تفسیر/توضیح

ت ۱۸-۱۰-۳ مقاومت گسیختگی لبه بتن

ت ۱۸-۱۰-۴-۱ مساحت A_{vc} برای یک زبانه برشی نزدیک لبه در شکل ۱۸-۱۳ آورده شده است.



شکل ۱۸-۱۳ مساحت A_{Vc} برای یک زبانه برشی نزدیک لبه

متن اصلی	تفسیر/توضیح
بتن تا مرکز زبانه برشی بوده و $\psi_{ec,V}$ برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.	
۱۸-۱۰-۴-۴ برای زبانه برشی واقع در گوشه، مقاومت متناظر گسیختگی برشی برای هر لبه محاسبه شده و مقدار حداقل به عنوان مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن در نظر گرفته می‌شود.	
۱۸-۱۰-۴-۵ برای کف ستون‌ها با چند زبانه برشی، مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن باید با منظور نمودن تمام سطوح شکست محتمل محاسبه شود.	
۱۸-۱۱مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل	**ت ۱۸-۱۱ مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل**
مراجع اضافی، مربوط به روش‌ها و بازرسی مهارها بر اساس استانداردهای اروپایی است. این مهارها و تجهیزات مربوط به آن‌ها، در کشور زیاد معمول است.	
18-11-1 ACI 355.4-11, 2011, Qualification of post-installed adhesive anchors in concrete.	
18-11-2 ACI 355.2-07, 2007, Qualification of post-installed mechanical anchors in concrete and commentary.	
18-11-3 European Assessment Document (EAD), issued by European Organisation for Technical Assessment (EOTA).	
18-11-4 ICC-ES AC308, Acceptance criteria for post-installed adhesive anchors in concrete elements.	
18-11-5 ICC-ES AC193, Acceptance criteria for mechanical anchors in concrete elements.	
18-11-6 European Technical Assessment (ETA), issued by a member of European Organisation for Technical Assessment (EOTA).	

فصل نوزدهم

الزامات بهره‌برداری

فصل نوزدهم
الزامات بهره‌برداری

متن اصلی

تفسیر/توضیح

۱۹-۱ گستره

ت ۱۹-۱ گستره

ضوابط این فصل به طراحی اعضای بتن‌آرمه زیر اثر بارهای بهره‌برداری اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- تغییرمکان یا خیز آنی و درازمدت ناشی از بارهای ثقلی و محدودیت‌های آن‌ها،
ب- توزیع آرماتورهای خمشی در تیرها و دال‌های یک‌طرفه برای کنترل ترک‌خوردگی،
پ- آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی،
ت- ارتعاش یا لرزش در کف‌ها.

این فصل حداقل الزامات بهره‌برداری اعضای سازه‌ای و یا شرایط ایجاد عملکرد مناسب آن‌ها را تشریح می‌کند.

۱۹-۲ تغییرمکان یا خیز

ت ۱۹-۲ تغییرمکان یا خیز

۱۹-۲-۱ کلیات

ت ۱۹-۲-۱ کلیات

۱۹-۲-۱-۱ در اعضای تحت خمش، سختی اعضا باید به اندازه‌ای باشد که تغییرمکان‌ها ویا تغییرشکل‌های ایجاد شده در آن‌ها، آثار نامطلوب در مقاومت ویا بهره‌دهی ایجاد نکنند.

۱۹-۲-۱-۲ بارهای بهره‌برداری بارهایی هستند که در شرایط عادی بهره‌برداری، بدون اعمال ضرایب بار به سازه وارد می‌شوند.

۱۹-۲-۱-۳ در تعیین سختی اعضا جهت محاسبه خیز آنی، باید آثار ترک‌خوردگی بتن و نیز اثر آرماتورها در نظر گرفته شوند. برای این منظور، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر یا روش‌های آزمایشگاهی، ضوابط تعیین شده در **بند ۱۹-۲-۲** کافی تلقی می‌شوند.

متن اصلی

۱۹-۲-۱-۴ در تعیین تغییرمکان باید اثرات ناشی از تغییر مقطع اعضا، نظیر ماهیچه‌ها در تیرها، منظور شوند.

۱۹-۲-۱-۵ در محاسبه تغییرمکان، علاوه بر تغییرمکان‌های کوتاه مدت و آنی، باید تغییرمکان‌های درازمدت ناشی از بارهای دائمی (بارهای مرده به علاوه بارهای زنده ماندگار)، نیز منظور گردند.

۱۹-۲-۲ محاسبه تغییرمکان‌های آنی و درازمدت در تیرها و دال‌های یک‌طرفه

۱۹-۲-۲-۱ تغییرمکان آنی اعضا را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط، مقدار E_c، بر اساس ضوابط **بند ۳-۴-۳** تعیین شده و از ممان اینرسی موثر عضو استفاده می‌شود.

۱۹-۲-۲-۲ ممان اینرسی موثر اعضا، I_e، با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آن‌ها به کمک **جدول ۱-۱۹** محاسبه می‌شود، مگر آن که از یک تحلیل جامع‌تری استفاده شود.

جدول ۱-۱۹ ممان اینرسی موثر، I_e

ممان اینرسی موثر، I_e	لنگر بهره‌برداری
I_g	$M_a \le \frac{2}{3}M_{cr}$
$\frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$	$M_a > \frac{2}{3}M_{cr}$

در روابط **جدول ۱-۱۹**، M_{cr} لنگر خمشی ترک‌خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

تفسیر/توضیح

ت ۱۹-۲-۱-۵ این بند در خصوص تغییرمکان ناشی از بارهای سطح بهره‌برداری است. در محاسبه تغییرمکان دراز مدت فقط بار مرده و بخش‌هایی از بارهای دیگر ماندگار باید در نظر گرفته شوند.

در این آیین‌نامه دو روش برای کنترل تغییر مکان ارائه شده است:

الف- رعایت حداقل ضخامت در دال‌های یک طرفه توپر و در تیرها بر اساس ضوابط **بندهای ۹-۳-۱** و **۱۱-۲-۶** و رعایت حداقل ضخامت در دال‌های دوطرفه بر اساس ضوابط **بند ۱۰-۶-۱**.

ب- محاسبه تغییرمکان در دال‌ها و تیرها و اقناع الزامات آن‌ها بر اساس ضوابط **بند ۱۹-۳-۴**.

ت ۱۹-۲-۲ محاسبه تغییرمکان‌های آنی و درازمدت در تیرها و دال‌های یک‌طرفه

ت ۱۹-۲-۲-۱ برای محاسبه تغییرمکان‌های آنی اعضای منشوری ترک نخورده، روش‌های معمولی برای تغییر شکل‌های الاستیک با مقدار ثابت E_cI_g در طول عضو استفاده می‌شود. اما اگر اعضا مستعد به ترک در یک یا چند مقطع بوده و یا ارتفاع آن‌ها در طول دهانه تغییر کند انجام محاسبات دقیق‌تری لازم است.

ت ۱۹-۲-۲-۲ ممان اینرسی موثر، I_e، بعنوان حد مابین حد بالایی I_g و حد پایینی I_{cr} تابع نسبت M_{cr}/M_a است.

ممان اینرسی موثر ارائه شد در **جدول ۱-۱۹**، دقت بالاتری را نسبت به معادله معرفی شده در ویرایش قبل ارایه می‌دهد. ضریب دو سوم در لنگر ترک‌خوردگی مقطع، جهت اعمال اثرات ترک‌خوردگی مقطع در هنگام ساخت و کاهش مقاومت کششی بتن و افزایش تغییر مکان بهره‌برداری است. در ویرایش‌های قبلی در اعضای با آرماتور کم، مقدار تغییرمکان را کم‌تر از مقدار واقعی تخمین می‌زد (این مساله بیش‌تر برای دال‌ها اتفاق می‌افتد). برای اعضای با درصد آرماتور بیش از یک درصد و لنگر بهره‌برداری حداقل دو سوم لنگر ترک خوردگی، اختلاف کمی بین این رابطه و رابطه ارایه شده در ویرایش‌های قبلی وجود دارد.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۱-۱۹)$$

۱۹-۲-۲-۳ در تیرها و دال‌های یک‌طرفه پیوسته، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط وزن‌دار ممان اینرسی‌های موثر عضو در وسط دهانه، I_{em} و در بَر تکیه‌گاه‌ها، I_{el} و I_{er} و با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$I_e = \frac{1}{4}(I_{el} + 2I_{em} + I_{er}) \quad (۲-۱۹)$$

۱۹-۲-۲-۴ در تیرها و دال‌های یک‌طرفه با مقطع یکنواخت منشوری، ممان اینرسی موثر را می‌توان برابر با مقدار آن در وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و بر روی تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای، در نظر گرفت.

۱۹-۲-۲-۵ تغییرمکان اضافی ناشی از خزش و جمع‌شدگی یا انقباض بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییرمکان درازمدت نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصل ضرب تغییرمکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_Δ، که از رابطه زیر تعیین می‌شود، به دست آورد.

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (۳-۱۹)$$

در این رابطه ρ' نسبت آرماتور فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا سراسری و در مقطع تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ξ، باید برابر با مقادیر **جدول ۱۹-۲** در نظر گرفته شود:

جدول ۱۹-۲ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

زمان	ضریب ξ
۳ ماه	۱/۰
۶ ماه	۱/۲
۱۲ ماه	۱/۴
۶۰ ماه و بیش‌تر	۲/۰

ت ۱۹-۲-۲-۴ در محاسبات اولیه برای اعضای منشوری یکسره، می‌توان ویژگی‌های مقطع وسط دهانه را که عامل اصلی تغییر شکل است، با تقریب خوبی در نظر گرفت.

ت ۱۹-۲-۲-۵ در اعضای خمشی، جمع‌شدگی و خزش باعث تغییر شکل‌های درازمدت علاوه بر تغییر شکل‌های الاستیک ناشی از بارگذاری آنی می‌شود. این تغییر شکل‌ها متاثر از درجه حرارت، رطوبت، شرایط عمل‌آوری، سن عضو از زمان بارگذاری، مقدار آرماتور فشاری و بزرگی بار ماندگار است. توضیحات ارائه شده در این بخش برای استفاده از روش آیین‌نامه در محاسبه تغییر شکل‌های آنی با محدودیت‌های **جدول ۱۹-۳** در نظر است. تغییر شکل محاسبه شده بر اساس این بخش تغییر شکل بلندمدت اضافی ناشی از بار مرده و بخش‌هایی از بارهای دیگر که در بازه زمانی کافی برای ایجاد تغییر شکل بلندمدت در سازه ماندگاراند، می‌باشد.

رابطه (۱۹-۳)، پارامتر $(1+50\rho')$ برای اثر آرماتور فشاری در کاهش تغییر شکل‌های درازمدت است. $\xi = 2$ ضریب تغییر شکل درازمدت معمولی برای یک بارگذاری ۵ ساله را نشان می‌دهد. منحنی **شکل ۱-۱۹** را می‌توان برای تعیین مقادیر ξ برای بازه‌های زمانی کمتر از ۵ سال مورد استفاده قرار داد. اگر اثر خزش و جمع‌شدگی به طور جداگانه مورد نظر باشد ضوابط **فصل ۳** می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

به دلیل محدودیت اطلاعات موجود در مورد تغییرشکل‌های درازمدت در دال‌های دوطرفه، استفاده از افزاینده‌های ارائه شده در **جدول ۱۹-۲** الزامی است.

متن اصلی

۱۹-۲-۳ محاسبه تغییرمکان در دال‌های دوطرفه

۱۹-۲-۳-۱ در دال‌های دوطرفه تغییرمکان آنی را می‌توان با استفاده از روش‌های معمولی تحلیل صفحات و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها، روابط باید بر اساس **بند ۶-۳-۱** و ممان اینرسی موثر دال باید طبق **جدول ۱۹-۱** در نظر گرفته شوند. روش‌های دیگری در محاسبه تغییرمکان را نیز می‌توان به کار برد، مشروط بر آن که نتایج حاصل با انجام آزمایش‌های کافی تایید شده باشد.

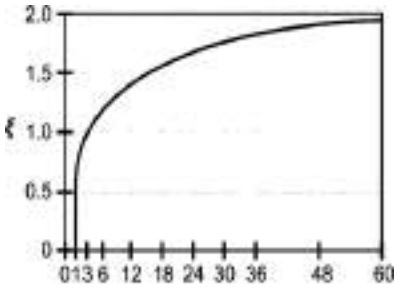
۱۹-۲-۳-۲ در دال‌های دوطرفه اضافه تغییرمکان درازمدت باید بر اساس **بند ۱۹-۲-۲-۵** محاسبه می‌شود.

۱۹-۲-۴ محدودیت تغییرمکان در تیرها و دال‌ها

۱۹-۲-۴-۱ تغییرمکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در **جدول ۱۹-۳** تجاوز کنند.

۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از **جدول ۱۹-۳** کافی تلقی می‌شود.

تفسیر/توضیح



شکل ۱۹-۱ ضرایب افزاینده تغییر مکان های بلند مدت

ت ۱۹-۲-۳ محاسبه تغییرمکان در دال‌های دوطرفه

ت ۱۹-۲-۳-۱ محاسبه تغییرشکل‌های دال‌های دوطرفه دشوار است، حتی اگر بتوان رفتار را الاستیک خطی فرض کرد. برای تغییر شکل‌های آنی مقادیر E_c و I_e به ترتیب از رابطه (۳-۶) و **بند ۱۹-۲-۲-۲** محاسبه می‌شود. اما مقادیر دیگر سختی E_cI_e اگر نتایج آن‌ها تعیین کننده مقادیر منطقی تغییرشکل در مقایسه با آزمایش‌های گسترده آن باشد، می‌تواند استفاده شود.

ت ۱۹-۲-۴ محدودیت تغییرمکان در تیرها و دال‌ها

ت ۱۹-۲-۴-۱ باید توجه شود که محدودیت‌های **جدول ۱۹-۳** تنها مربوط به تکیه‌داشتن و اتصال به اعضای غیرسازه‌ای است. برای این سازه‌ها در هر عضو سازه‌ای محتمل به اثر تغییر شکل و تغییرشکل اعضای متصل به آن‌ها، با اثر نامطلوب بر مقاومت، این تغییرشکل‌ها و نیروهای ایجاد شده باید به طور جداگانه در آنالیز و طراحی سازه‌ها بر اساس الزامات این فصل در نظر گرفته شود. هنگامی که تغییرشکل‌های درازمدت محاسبه می‌شود، سهم تغییرشکل قبل از اتصال به اعضای غیرسازه‌ای باید کسر شود. در تصحیح این مورد از **شکل ۱۹-۱** برای اعضای با شکل و اندازه‌های معمولی می‌توان استفاده کرد.

جدول ۱۹-۳ حداکثر تغییرمکان مجاز

انواع عضو	تغییرمکان مورد نظر	حد تغییرمکان	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگه‌داری نمی‌کنند و بنابراین تغییرمکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییرمکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{l}{360}$	
۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری می‌کنند و تغییرمکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییرمکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییرمکان درازمدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرمکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری می‌کنند، ولی تغییرمکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

تبصره:

۱- در صورتی‌که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

۳- اضافه تغییرمکان درازمدت شامل آن قسمت از تغییرمکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود و در حقیقت تفاضل تغییرمکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

متن اصلی

۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

۱۹-۳-۱ در تیرها و دال‌های یک‌طرفه برای کنترل عرض ترک‌ها و میزان گستردگی آن‌ها در ناحیه تحت کشش بتن، کافی است فاصله آرماتورهای خمشی آجدار، s، از حدودی که در زیر تعیین شده‌اند تجاوز نکند.

$$s=380\left(\frac{280}{f_s}\right)-2.5c_c \qquad (۴-۱۹)$$

$$s=300\left(\frac{280}{f_s}\right) \qquad (۵-۱۹)$$

در این روابط، f_s میزان تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره‌برداری بر حسب مگاپاسکال و c_c کم‌ترین فاصله سطح آرماتورهای کششی آجدار از وجه کششی عضو بر حسب میلی‌متر است.

تفسیر/توضیح

ت ۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

ت ۱۹-۳-۱ در نواحی از دال که بار بهره‌برداری تنش‌های بزرگی در آرماتورها ایجاد می‌کند، انتظار ترک‌های قابل رویت وجود دارد، فواصل آرماتورها باید در جزئیات آرماتورگذاری برای کنترل ترک در نظر گرفته شود. به‌دلایل دوام و ظاهر، ترک‌های ریز زیاد به ترک‌های عریض کم ترجیح داده می‌شود. جزئیات اجرایی محدود کننده فاصله آرماتورها، کنترل کافی ترک خوردگی را در محلی که آرماتور با رده S420 استفاده شده، در نظر می‌گیرد. نتایج گسترده آزمایشگاهی با آرماتورهای آجدار نشان می‌دهد که عرض ترک در بارهای بهره‌برداری متناسب با میزان تنش در آرماتور است. ضخامت پوشش بتن و فاصله بین آرماتورها از جمله پارامترهای مهم در جزئیات آرماتورگذاری می‌باشد.

عرض ترک‌ها ذاتا بستگی به میزان پخش‌شدگی‌آن‌ها دارد (حتی در کار آزمایشگاهی دقیق) و متاثر از جمع‌شدگی و دیگر اثرات تابع زمان است. کنترل پیشرفت ترک با توزیع مناسب آرماتور در ناحیه کشش حداکثر بتن انجام می‌شود. چندین آرماتور در ناحیه میانی در کنترل ترک خوردگی بهتر از دو آرماتور بزرگ در یک سطح معادل است.

متن اصلی

۱۹-۳-۲ در محاسبه تنش کششی f_s در آرماتورها، به جای محاسبه دقیق بر مبنای روابط سازگاری کرنش‌ها در ارتفاع مقطع، می‌توان آن را برابر با $\frac{2}{3}f_y$ به حساب آورد.

۱۹-۳-۳ در مواردی که تنها یک آرماتور به عنوان آرماتور کششی در مقطع موجود است، عرض دورترین وجه کششی نباید از s که از بند ۱۹-۳-۱ تعیین می‌شود، بیش‌تر باشد.

۱۹-۳-۴ در مواردی که بال‌های تیر با مقطع T شکل در کشش قرار دارد، قسمتی از آرماتورهای کششی، طبق بند ۳-۳-۶، باید در طولی به اندازه عرض موثر تیر و نه بیش‌تر از $l_n/10$، در بال‌ها توزیع شوند و در صورتی‌که عرض موثر تیر از $l_n/10$ بیش‌تر باشد، باید در طول اضافی آن آرماتور اضافی پیش‌بینی شود. فاصله این آرماتورها از یکدیگر مشمول ضوابط بند ۱۹-۳-۱ می‌شود.

۱۹-۳-۵ فواصل آرماتورهای گونه تیرها، موضوع بند ۱۱-۶-۱-۴، مشمول ضوابط بخش ۱۹-۳ می‌شوند.

تفسیر/توضیح

برای تیرهای با آرماتورهای رده S420 و پوشش بتن ۵۰ میلی‌متر نسبت به آرماتور اصلی، با مقاومت جاری شدن ۲۸۰ مگاپاسکال، حداکثر فاصله آرماتور ۲۵۰ میلی‌متر است. عرض ترک‌ها در سازه‌ها به شدت متغیر است. ضوابط آیین‌نامه برای فاصله جهت محدود کردن ترک‌های سطحی به عرضی که در اجرا قابل پذیرش است، در نظر گرفته شده اما ممکن است در سازه داده شده به طور گسترده تغییر کند.

نقش ترک‌ها در خوردگی آرماتورها بحث برانگیز است. تحقیقات نشان می‌دهد خوردگی فقط به‌دلیل عرض ترک‌های سطحی معمولی ناشی از تنش‌های آرماتورگذاری در سطح بار بهره‌برداری، نیست. به همین دلیل آیین‌نامه تفاوتی بین موقعیت‌های داخلی و خارجی قائل نمی‌شود.

تنها آرماتورهای کششی در نزدیکی سطح کششی باید در انتخاب مقدار C_c در محاسبه فاصله آرماتورگذاری در نظر گرفته شود.

ت ۱۹-۳-۴ در تیرهای T شکل، توزیع آرماتورگذاری خمشی منفی برای کنترل ترک‌خوردگی با لحاظ کردن دو مورد باید در نظر گرفته شود:

الف- فاصله زیاد آرماتورها در کل عرض موثر بال ممکن است باعث ترک‌های عریض زیاد در دال تا نزدیکی جان شود؛

ب- فاصله کم نزدیک جان از ناحیه بیرونی حفاظت نشده بال خارج می‌شود. محدودیت یک –دهم برای حفاظت در برابر فواصل زیاد است، با تعدادی آرماتور اضافی که برای حفاظت از بخش‌های خارجی بال لازم است.

ت ۱۹-۳-۵ در تیرهای با ارتفاع زیاد که در آن‌ها h بیش از ۹۰۰ میلی‌متر است، آرماتورهای جلدی (گونه) باید به طور یکنواخت در دو وجه تیر در فاصله $h/2$ از وجه کششی توزیع شوند. فاصله آرماتورهای جلدی نباید از مقدار s در ضابطه بخش ۱۹-۳ بیش‌تر باشد. cc فاصله پوشش خالص آرماتورهای جلدی از وجه کناری

متن اصلی

۱۹-۳-۶ ضوابط **بخش ۱۹-۳** تنها تیرها و دال‌های عادی را شامل می‌شوند. برای سازه‌های ویژه مانند آن‌هایی که زیر اثر بارهای تکراری قرار می‌گیرند ویا باید شرایط محیطی مهاجم را جواب‌گو باشند و نیز سازه‌هایی که باید آب‌بندی شوند، ضوابط ویژه دیگری باید مورد توجه قرار داده شوند. در این سازه‌ها به هر حال نباید فاصله آرماتورها از یکدیگراز آن چه در این بخش آورده شد، بیش‌تر شود.

۱۹-۴ آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی

۱۹-۴-۱ در دال‌های یک‌طرفه برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع‌شدگی باید در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی، آرماتورهای آجدار اضافی موسوم به «آرماتور حرارتی»، مطابق ضوابط **بندهای ۱۹-۴-۳** تا **۱۹-۴-۵** در نظر گرفته شوند.

۱۹-۴-۲ در مواردی که دال در جهت عمود بر آرماتورهای خمشی مانع حرکت‌های ناشی از تغییرات دما یا جمع‌شدگی می‌شود، باید اثرات آن‌ها طبق **بند ۷-۳-۳** مورد بررسی قرار گرفته و آرماتور اضافی لازم پیش‌بینی شود.

تفسیر/توضیح

است. اثر آرماتورهای جلدی بر مقاومت را می‌توان با تحلیل همسازی کرنش اعمال نمود.

آرماتورهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی‌متر و یا شبکه آرماتور جوش شده با سطح مقطع حداقل برابر با ۲۱۰ میلی‌متر مربع در یک متر ارتفاع، به عنوان فولاد جلدی مناسب هستند.

ت ۱۹-۳-۶ اگر چه مطالعاتی در این خصوص انجام شده است، اما شواهد آزمایشگاهی دقیق در ارتباط با عرض ترک بر ایجاد خطر خوردگی وجود ندارد. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که کیفیت بتن، تراکم کافی و پوشش زیاد بتن مهمترین عوامل حفاظت از خوردگی ناشی از عرض ترک در سطح بتن می‌باشند.

ت ۱۹-۴ آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی

ت ۱۹-۴-۱ آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی در زاویه صحیح نسبت به آرماتور اصلی برای کاهش ترک‌خوردگی، یکپارچه کردن سازه برای اطمینان از عملکرد مناسب آن مطابق با طراحی، الزامی است. ضوابط این بخش فقط برای دال‌های سازه‌ای است و برای دال‌های روی زمین مناسب نیست.

ت ۱۹-۴-۲ مساحت آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی لازم بر اساس ضابطه **بند ۱۹-۴-۳** در محل‌های مجاز به جابجایی حرارتی و جمع‌شدگی تعیین می‌شود. جایی که دیوارهای سازه‌ای یا ستون‌ها مقاومت قابل توجهی در برابر جابجایی حرارتی و جمع‌شدگی نشان می‌دهند، مقاومت در برابر تغییرات حجم باعث کشش در دال‌ها، همچنین تغییر مکان‌ها، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در ستون‌ها و دیوارها می‌شود. در این حالت ممکن است نیاز به افزایش مقدار آرماتور دال برای رویارویی با اثرات حرارتی و جمع‌شدگی در هر دو جهت عمود باشد. هر دو آرماتورهای بالا و پایین مقطع در کنترل ترک‌خوردگی موثر هستند. همچنین دال‌های رویه بعلت جلوگیری از جمع‌شدگی متفاوت بین اعضای رویه و اعضای پیش‌ساخته یا عرشه فولادی که جمع‌شدگی آن صفر است، تحت کشش قرار می‌گیرند، که باید در آرماتورگذاری دال در نظر گرفته شود. الزامات کرنش در آرماتورهای مقاطع اتصال اعضای پیش‌ساخته که بیش‌ترین مهار ایجاد می‌شود، باید منظور گردد.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱۹-۴-۳ نسبت سطح مقطع آرماتور آجدار حرارتی و جمع‌شدگی به سطح مقطع ناخالص بتن، باید بزرگتر یا مساوی ۰/۰۰۱۸ در نظر گرفته شود.	
۱۹-۴-۴ فاصله آرماتورهای حرارتی و جمع‌شدگی از یکدیگر نباید بیش‌تر از پنج برابر ضخامت دال و یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.	
۱۹-۴-۵ آرماتورهای مورد استفاده برای مقاومت در مقابل تنش‌های ناشی از جمع‌شدگی و حرارت باید قادر باشند که در همه مقاطع تنش تسلیم f_y را در کشش توسعه دهند.	ت ۱۹-۴-۵ وصله‌ها و مهارهای انتهایی آرماتورهای جمع‌شدگی و حرارتی برای توسعه مقاومت تسلیم آرماتور بر اساس ضوابط مربوط طراحی می‌شوند.
۱۹-۵ ارتعاش یا لرزش در کف‌ها	**ت ۱۹-۵ارتعاش یا لرزش در کف‌ها**
۱۹-۵-۱ کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه‌بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین‌آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آن‌ها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید.	
۱۹-۵-۲ حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص شده در **جدول ۱۹-۴** کمتر باشد:	

جدول ۱۹-۴ حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz

۱۹-۵-۳ در محاسبه فرکانس دوره‌ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک‌خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی موثر، I_e، متناظر با بارهای مرده و زنده بدون ضریب، در محاسبه تغییرشکل‌ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییرشکل‌ها مربوط به	ت ۱۹-۵-۳ نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که فرکانس دوره‌ای ارتعاش کف‌ها علاوه بر موارد گفته شده به جرم کف‌ها نیز وابسته است. کف‌ها با جرم بیش‌تر فرکانس کمتری‌دارند.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن ۱/۲۵ برابر مقدار E_c منظور می‌شود.	
۱۹-۵-۴ برای محاسبه فرکانس دوره‌ای، f، می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.	
$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}}$ (۶-۱۹)	
در این رابطه: Δ_{is} تغییرمکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود بر حسب میلی‌متر و f فرکانس دوره‌ای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشد.	

فصل بیستم

ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

فصل بیستم
ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

متن اصلی

۲۰-۱ گستره

۲۰-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی سازه‌های بتن‌آرمه تحت اثر بارهای ناشی از زلزله اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- سیستم‌های سازه‌ای که به عنوان بخشی از سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله به کار برده می‌شوند، شامل: قاب‌ها خمشی، دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها و شالوده‌ها، با سطوح شکل‌پذیری مختلف مطابق با (جدول ۲۰-۱).

ب- اعضایی که به عنوان جزیی از سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله طراحی نمی‌شوند، ولی ضروری است سایر بارهای وارد بر سازه را همزمان با اثرات ناشی از تغییرمکان‌های ایجاد شده در اثر زلزله، تحمل نمایند.

۲۰-۱-۲ سازه‌هایی که بر اساس ضوابط این فصل طراحی می‌شوند، باید با پاسخ شکل‌پذیر غیرالاستیک برخی اعضای منتخب خود، در مقابل حرکت زلزله مقاومت کنند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۱ گستره

ت ۲۰-۱-۱ ضوابط این فصل به سیستم‌هایی که قسمتی از سیستم مقاوم در برابر زلزله هستند اعمال می‌شوند. سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد و همچنین قسمتی از سیستم‌های سازه‌ای که به عنوان سیستم مقاوم در برابر زلزله طراحی نشده ولی همراه با سازه اصلی تحت اثر حرکات زلزله قرار می‌گیرند مطابق ضوابط این فصل طراحی می‌شوند.

این فصل شامل حداقل ضوابطی است که برای سازه‌های ساخته شده از بتن درجا یا بتن پیش‌ساخته در نظر گرفته شده است تا سازه قادر باشد در محدوده پاسخ غیرارتجاعی بدون کاهش مقاومت بحرانی، ایستادگی کند. پیوستگی و یکپارچگی سازه در محدوده رفتار غیرارتجاعی باید حفظ شود زیرا نیروهای ناشی از زلزله که در مدارکی مثل مبحث ششم مقررات ملی ساختمان «بارگذاری ساختمان‌ها» بیان شده است کمتر از مقادیر متناظر با پاسخ به رفتار خطی در شدت زلزله پیش‌بینی شده توسط آن‌هاست.

فلسفه طراحی این فصل برای سازه‌های بتنی درجا و پاسخ در محدوده رفتار غیرخطی هنگامی که تحت زلزله طرح قرار می‌گیرند می‌باشد به نحوی که سختی سازه کاهش و استهلاک انرژی افزایش یابد و کاهش مقاومت بحرانی پیش نیاید. ترکیب سختی کاهش یافته و استهلاک انرژی افزایش یافته، به کاهش پاسخ شتاب و نیروهای اینرسی جانبی نسبت به حالتی که سازه در حالت خطی با میرایی کم باقی بماند، منجر می‌شود.

متن اصلی

۲۰-۲ کلیات

۲۰-۲-۱ سیستم‌های سازه‌ای

۲۰-۲-۱-۱ اعضای سیستم‌های سازه‌ای که برای مقابله با زلزله به کار برده می‌شوند، باید علاوه بر ضوابط سایر فصل‌های این آیین‌نامه، الزامات این فصل را نیز تامین نمایند. چنان‌چه بین ضوابط این فصل با سایر فصل‌ها مغایرتی وجود داشته باشد، ضوابط این فصل حاکم خواهند بود.

۲۰-۲-۱-۲ سیستم‌های سازه‌ای که به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی در نظر گرفته می‌شوند، باید یکی از سیستم‌های توصیه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان «بارگذاری ساختمان‌ها» باشند. در این سیستم‌ها باید ضوابط عنوان شده در **جدول ۲۰-۱** رعایت شوند.

جدول ۲۰-۱ ضوابط مربوط به سطوح شکل‌پذیری سیستم‌های بتن‌آرمه

نوع سیستم	سطوح شکل‌پذیری		
	کم (معمولی)	متوسط	زیاد (ویژه)
قاب‌ها خمشی	بند ۲۰-۳	بند ۲۰-۵	بند ۲۰-۶
دیوارهای سازه‌ای	بند ۲۰-۴	-	بند ۲۰-۷
دیافراگم‌ها و خرپاها	-	بند ۲۰-۸	بند ۲۰-۸
شالوده‌ها	بند ۲۰-۹		

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۲ کلیات

سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد باید الزامات این فصل را علاوه بر تمام ضوابط فصول دیگر آیین‌نامه که در مورد آن‌ها قابل کاربرد باشد، تامین نمایند.

بند ۲۰-۲-۲ قسمت‌هایی از این فصل را در مورد سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که صرفنظر از اعضای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله، کاربرد دارند را مشخص می‌کند. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان اعضای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله را مشخص کرده و **جدول ۲۰-۱** ضوابط هر قسمت مربوط به این فصل را متناسب با سیستم باربر جانبی تعیین می‌کند. توجه شود در این جدول دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری متوسط وجود ندارد. همچنین **بند ۲۰-۲-۷** الزامات مربوط به سطوح شکل‌پذیری اعضای قائم سیستم مقاوم لرزه‌ای را بیان می‌کند.

ت ۲۰-۲-۱ سیستم‌های سازه‌ای

متن اصلی

۲۰-۲-۱-۳ استفاده از سیستم‌های سازه‌ای بتن‌آرمه که در آن‌ها ضوابط این فصل رعایت نشده‌اند، به شرطی مجاز می‌باشد که با شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی نشان داده شود که ظرفیت لرزه‌ای آن‌ها (مقاومت و شکل‌پذیری) در مقابل بارهای وارده، از ظرفیت سیستم طراحی شده بر اساس ضوابط این آیین‌نامه کمتر نیست.

۲۰-۲-۲ تحلیل سازه

۲۰-۲-۲-۱ در تحلیل سازه باید اثرات اندرکنش تمام اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای که بر روی رفتار خطی و غیرخطی سازه در مقابل زلزله موثر هستند، منظور گردند.

۲۰-۲-۲-۲ استفاده از اجزای صلب در سازه، به صورتی‌که جز سیستم مقاوم در برابر بارهای ناشی از زلزله نباشند، مجاز است، مشروط بر آن که اثر این اجزا در پاسخ سیستم در برابر بارهای ناشی از زلزله بررسی شده و در محاسبات منظور شود. پیامدهای ناشی از خرابی احتمالی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۲-۲ تحلیل سازه

در تعیین مقاومت مورد انتظار در سیستم‌های لرزه‌ای زیر اثر بارهای ضریب‌دار فرض بر آن است که سازه رفتار الاستیک خطی دارد. با این حال این سازه‌ها را می‌توان با فرض رفتار خیرخطی و برای بارهای تاریخچه زمانی تحلیل نمود. در این موارد باید در انتخاب تاریخچه زمانی، شرایط محل ساختگاه و سابقه زلزله‌های منطقه دقت زیاد بکار برد.

از آن‌جا که طراحی سازه‌های لرزه‌ای پاسخ‌های غیرخطی را مدنظر می‌گیرد، کنترل پایداری سازه علاوه بر اندرکنش آن با سایر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، با توجه به تغییرمکان‌های قابل انتظار زیر اثر بارهای وارده لازم می‌باشد. برای برآورد تغییرمکان‌های جانبی فرض مقاطع ترک‌خورده در اعضای سازه‌ای نتایج بهتری بدست می‌دهد. فرضیات پیشنهاد شده در بند ۳-۵-۶ برای تعیین تغییرمکان‌ها مناسب هستند.

هدف اصلی این فصل، ایمنی سازه است. مقصود از بندهای ۲۰-۲-۲-۱ و ۲۰-۲-۲-۲ جلب توجه به تاثیر اعضای غیرسازه‌ای بر پاسخ سازه‌ای و خطرات ناشی از فروریزش اجسام است.

بند ۲۰-۲-۲-۳ وظیفه تذکر این نکته را برعهده دارد که تراز پایه سازه‌ای تعریف شده در تحلیل، لزوما مطابق با شالوده یا سطح زمین نیست. لذا لازم است جزییات ستون‌ها و دیوارهایی که زیر تراز پایه ساختمان تا شالوده گسترش یافته‌اند سازگار با مشخصات آن‌ها در بالای تراز پایه باشند.

متن اصلی

که جز سیستم مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای نیستند نیز باید بررسی شوند.

۲۰-۲-۲-۳ اعضای سازه‌ای که در زیر تراز پایه ادامه می‌یابند و برای انتقال بارهای ناشی از زلزله به شالوده مورد نیاز باشند، باید بر اساس ضوابط این فصل و هماهنگ با سیستم مقاوم در برابر زلزله واقع در بالای تراز پایه، طراحی شوند.

۲۰-۲-۲-۴ در سازه‌هایی که برای حد شکل‌پذیری متوسط یا زیاد طراحی می‌شوند، تمام اعضای ساختمان که جز سیستم مقاوم در برابر بار جانبی ناشی از زلزله نیستند، باید بر اساس ضوابط **بخش ۲۰-۱۰** طراحی شوند.

۲۰-۲-۳ مهار به بتن

مهارهایی که نیروهای ناشی از زلزله را در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد تحمل می‌کنند، باید ضوابط اضافی **بخش ۱۸-۸** را نیز رعایت نمایند.

۲۰-۲-۴ ضرایب کاهش مقاومت

در تعیین مقاومت مقاطع اعضا، ضرایب کاهش مقاومت، ϕ، باید مطابق **فصل ۷** در نظر گرفته شوند.

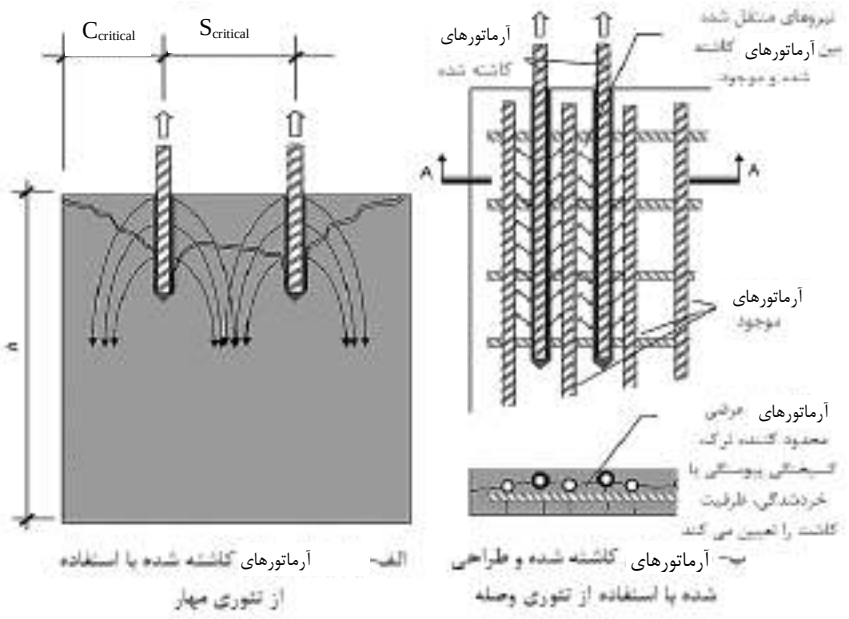
تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۲-۳ مهار به بتن

ضوابط مربوط به مهار به بتن در **فصل ۱۸** ارایه شده‌اند. دقت شود این ضوابط مربوط به حالتی است که آرماتور کاشته شده غالبا در تماس با بتن بوده و تنش‌ها صرفا به جسم بتنی منتقل می‌شوند و با آرماتورهای موجود همپوشانی موثر مطابق **بند ۲۱-۴-۱-۴** ندارند. در غیر اینصورت برای استفاده از آرماتورهای موجود در بتن برای انتقال تنش‌های سازه اضافه شده به وسیله کاشت آرماتور، ضوابط مربوط به **بخش ۲۱-۴** باید اقناع گردد. تفاوت این دو مفهوم در **شکل ۲۰-۱** نشان داده شده است. فناوری‌های استفاده شده در مناطق زلزله خیز، اعم از چسب یا فناوری کاشت یا مهار، باید تاییدیه لرزه‌ای از مراکز معتبر ذکر شده در این مبحث را داشته باشد.

ت ۲۰-۲-۴ ضرایب کاهش مقاومت

بخش ۷-۴ آیین‌نامه ضرایب کاهش مقاومت برای تمام اعضای سازه‌ها و نواحی اتصال سازه‌های مقاوم لرزه‌ای را شامل می‌شود. الزامات بیان شده در **بند ۷-۴-۵**- الف بویژه برای سازه‌های است که از قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای برشی ویژه بتنی استفاده می‌کنند.



شکل ۲۰-۱ مهار به تنهایی و همراه با آرماتور انتظار

متن اصلی

۲۰-۲-۵ مشخصات مصالح

۲۰-۲-۵-۱ رده بتن مورد استفاده در اعضای مقاوم در برابر زلزله برای سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد، نباید کمتر از رده C25 و برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط و کم نباید کمتر از رده C20 باشد.

۲۰-۲-۵-۲ مشخصات آرماتورها در اعضای مقاوم در برابر زلزله باید مطابق ضوابط فصل ۴ باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۲-۵ مشخصات مصالح

ت ۲۰-۲-۵-۱ الزامات این بند مربوط به کنترل کیفی بتن در قاب‌ها و دیوارهایی است که در برابر نیروهای ناشی از زلزله مقاومت می‌کنند. حداکثر مقاومت فشاری بتن سبک قابل استفاده در طراحی لرزه‌ای به ۳۵ مگاپاسکال محدود می‌شود، که این محدودیت به دلیل کمبود شواهد آزمایشگاهی و داده‌های میدانی در مورد رفتار اعضای ساخته شده با بتن سبک که در معرض جابجایی‌های چرخه‌ای در ناحیه غیرخطی بوده‌اند، اتخاذ شده است.

ت ۲۰-۲-۵-۲ الزام مقاومت کششی بیش‌تر از مقاومت تسلیم آرماتورهای تقویت کننده بر اساس فرض توانایی عضو سازه‌ای در افزایش ظرفیت خمشی غیرارتجاعی به صورت تابعی از طول ناحیه تسلیم عضو، اتخاذ شده است. در تفسیر نتایج آزمایشگاهی، طول ناحیه تسلیم به مقادیر نسبی لنگر اسمی و لنگر تسلیم بستگی دارد. براساس این تفسیر، هرچه نسبت لنگر اسمی به لنگر تسلیم بیش‌تر باشد، طول ناحیه تسلیم بیش‌تر است. فصل ۴، نسبت مقاومت کششی واقعی به مقاومت تسلیم واقعی به میزان حداقل ۱/۲۵ را الزامی کرده است.

این ضریب به منظور محاسبه موارد زیر در نظر گرفته شده است:

الف- آرماتورهای خمشی عمدتا تنش جاری شدن واقعی بیش‌تری (حدود ۱۰ تا ۲۵ درصد) نسبت به مقاومت اسمی دارند.

متن اصلی

۲۰-۲-۶ کنترل سازه در شرایط بهره‌برداری

به‌منظور رعایت ضوابط طراحی برای زلزله سطح بهره‌برداری، لازم است مقاومت و تغییرمکان‌های جانبی سازه مطابق الزامات مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان محدود شوند.

۲۰-۲-۷ سطوح شکل‌پذیری سازه

اعضای سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله باید برای یکی از سه سطح شکل‌پذیری که در بندهای زیر تعریف شده‌اند، طراحی شوند. ضوابط مربوط به طراحی آن‌ها در **بندهای ۲۰-۳** تا **۲۰-۹** ارائه شده‌اند.

الف- سطح شکل‌پذیری کم (قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی و دیوار سازه‌ای): این سطح برای سازه‌هایی مناسب است که در آن‌ها انتظار به وجود آمدن تغییرشکل‌های زیاد نمی‌رود.

ب- سطح شکل‌پذیری متوسط (قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط): این سطح برای سازه‌هایی مناسب است که در آن‌ها برخی اعضای سازه در برابر نیروهای ناشی از زلزله، وارد ناحیه غیرالاستیک می‌شوند و باید چنان طراحی شوند که ظرفیت کافی برای قبول تغییرشکل‌های مورد نیاز را دارا باشند.

پ- سطح شکل‌پذیری زیاد (قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه و دیوار سازه‌ای): این سطح برای سازه‌هایی مناسب است که غالب اعضای آن‌ها تا حد قابل ملاحظه‌ای وارد ناحیه غیرالاستیک می‌شوند و باید چنان طراحی شوند که ظرفیت کافی برای جذب و استهلاک انرژی و قبول تغییرشکل‌های زیاد را داشته باشند.

تفسیر/توضیح

ب- مقاومت بیش‌تر آرماتور به علت کار سختی کرنشی که در تغییرشکل‌های اندکی بیش‌تر از جاری شدن مشاهده شده است.

محدودیت‌ها بر روی مقادیر f_{yt}، در **بخش ۸-۴** برای محاسبه مقاومت برشی اسمی، به منظور محدود کردن عرض ترک‌های برشی پیش‌بینی شده است. محدودیت ۴۲۰ مگاپاسکال در مقاومت آرماتورهای آجدار در **بخش ۸-۴** برای محاسبه مقاومت برشی اسمی در نظر گرفته شده است تا عرض ترک‌های برشی را در بارهای سطح سرویس محدود کند.

ت ۲۰-۲-۶ کنترل سازه در شرایط بهره‌برداری

مشخصات اعضای سازه در این بررسی چنانچه ضوابط دیگری در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ارائه نگردد مطابق **بند ۶-۲-۲** محاسبه می‌گردند. زلزله بهره‌برداری در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان متناسب با درجه اهمیت و یا ارتفاع سازه مشخص می‌شود.

ت ۲۰-۲-۷ سطوح شکل‌پذیری سازه

در سازه‌های لرزه‌ای علاوه بر الزامات بندهای **۲۰-۲-۲** الی**۲۰-۲-۶** که بر روی شکل‌پذیری مناطق بحرانی متمرکز است، لازم است جزییات ارایه شده در دیافراگم‌ها و خرپاها، **بند ۲۰-۸** و شالوده‌ها، **بند ۲۰-۹**، و اعضای باربر ثقلی که به عنوان جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای، **بخش ۲۰-۱۰**، طراحی نشده‌اند، رعایت گردند. این جزییات برای فراهم آوردن ظرفیت تغییرشکل‌پذیری مناسب برای تقاضاهای قابل ملاحظه در طرح این سازه‌ها توسعه داده شده‌اند.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۰-۳ قاب‌ها با شکل‌پذیری کم (معمولی)	**ت ۲۰-۳ قاب‌ها با شکل‌پذیری کم (معمولی)**
در طراحی قاب‌ها با شکل‌پذیری کم که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله هستند، باید علاوه بر رعایت ضوابط سایر فصل‌های این آیین‌نامه، ضوابط این بخش نیز به کار برده شوند.	این بخش فقط در مورد قاب‌های خمشی معمولی کاربرد دارد. ضوابط پیش‌بینی شده برای آرماتورها تیرها به منظور بهبود پیوستگی اعضای قاب و در نتیجه بهبود مقاومت جانبی و انسجام سازه پیش‌بینی شده است. این ضوابط در مورد قاب‌های خمشی دال-ستون کاربرد ندارد. ضوابط ستون‌ها به منظور تامین ظرفیت اضافی برای مقاومت در برابر نیروی برشی در ستون‌هایی با نسبت ابعادی خاص که آن‌ها را در برابر خرابی برشی تحت اثر بارهای لرزه‌ای آسیب پذیرتر کرده است، پیش‌بینی شده است.
۲۰-۳-۱ تیرها در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم	**ت ۲۰-۳-۱ تیرها در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم**
در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیرها باید حداقل دو آرماتور سراسری به قطر حداقل ۱۲ میلی‌متر به کار برده شوند. سطح مقطع آرماتورهای وجه پایین نباید در هیچ مقطع از یک چهارم بیش‌ترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای تحتانی در طول دهانه تیر، کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض ایجاد تنش تسلیم در بر تکیه‌گاه مهار شوند.	
۲۰-۳-۲ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم	**ت ۲۰-۳-۲ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم**
در ستون‌هایی که طول آزاد آن‌ها $l_u \le 5c_1$ است، مقدار ϕV_n باید حداقل برابر با کم‌ترین دو مقدار «الف» و «ب» زیر باشد:	
الف- برش متناظر با مقاومت خمشی اسمی در هر یک از دو انتهای مقید طول آزاد با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته ستون. مقاومت خمشی اسمی ستون باید بر اساس بار محوری ضریب‌دار، هم‌ساز با جهت نیروهای جانبی که بیش‌ترین مقاومت خمشی اسمی ستون را نتیجه می‌دهند، محاسبه گردد.	الف- علاوه بر موارد مرتبط با برش، آرماتورهای طولی در ستون واقع در قاب با شکل پذیری کم باید محدودیت حداقل ۱ درصد و حداکثر ۸ درصد سطح مقطع ستون را رعایت کنند.
ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها زلزله تشدید یافته $\Omega_0 \mathrm{E}$ جایگزین E شده باشد.	

متن اصلی	*تفسیر/توضیح*
۲۰-۳-۳ اتصالات تیر به ستون در قاب ها با شکل‌پذیری کم	**ت ۲۰-۳-۳ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم**
اتصالات تیر به ستون باید مطابق فصل ۱۶ بوده و برش اتصال V_u باید در صفحه افقی در وسط ارتفاع اتصال تیر به ستون و با منظور نمودن نیروهای کششی و فشاری ناشی از لنگرهای اسمی تیر M_n محاسبه گردد.	
۲۰-۴ دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری کم (معمولی)	**ت ۲۰-۴ دیوارهای سازه ای با شکل پذیری کم (معمولی)**
در طراحی دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری کم، لزومی به رعایت ضابطه خاص، اضافه بر آن چه در فصل ۱۳ این آیین‌نامه آورده شده، نیست.	
۲۰-۵ قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط	**ت ۲۰-۵ قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط**
۲۰-۵-۱ ضوابط این بخش باید در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط، شامل دال‌های دوطرفه بدون تیر که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله را تشکیل می‌دهند، به کار برده شوند.	ت ۲۰-۵-۱ محدودیت‌های هندسی ابعاد تیر به دلیل اطمینان از بروز رفتار خمشی پایدار برای آن تعریف شده است. همچنین برای ستون‌ها نیز محدودیت ابعاد مقطع منجر به مقطع فشرده برای ستون‌ها خواهد شد. هدف از الزامات بندهای ۲۰-۵-۲-۴ و ۲۰-۵-۳-۴ کاهش خطر خرابی برشی در تیرها و ستون‌ها حین زلزله می‌باشد. دو گزینه برای مشخص کردن نیروی برشی ضریب‌دار پیشنهاد شده است.
۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط	**ت ۲۰-۵-۱ تیرها در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط**
۲۰-۵-۲-۱ **محدودیت‌های هندسی**	**ت ۲۰-۵-۲-۱ محدودیت‌های هندسی**
۲۰-۵-۲-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی«الف» تا «پ» زیر باید رعایت شوند: الف- ارتفاع موثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد. ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد. پ- عرض مقطع نباید بیش‌تر از دو مقدار زیر باشد:	

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۱-عرض عضو تکیه‌گاهی در صفحه عمود بر محور طولی تیر، به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه‌گاهی، ۲-عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع در هر طرف عضو تکیه‌گاهی.	
۲-۱-۲-۵-۲۰ برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیش‌تر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.	
۲-۲-۵-۲۰ آرماتورهای طولی	**ت ۲۰-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی**
۱-۲-۲-۵-۲۰ در هر یک از دو وجه بالا و پایین تیرها باید حداقل از دو آرماتور سراسری استفاده شود. سطح مقطع آرماتورهای سراسری وجه پایین نباید در هیچ مقطع، از یک چهارم بیش‌ترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای پایین در طول دهانه تیر کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض تامین تنش تسلیم کششی در بر تکیه‌گاه مهار شوند.	
۲-۲-۲-۵-۲۰ در هر طرف تیر در بَر تکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر در مقطع بر تکیه‌گاه در دو انتهای تیر کمتر باشد.	
۳-۲-۵-۲۰ آرماتورهای عرضی	**ت ۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی**
۱-۳-۲-۵-۲۰ در تیرها در طول ناحیه‌های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می‌باشد، باید دورگیر مطابق ضوابط **بند ۲۰-۵-۲-۳-۲** به کار برده شود، مگر آن که طراحی برای برش ویا پیچش، نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند.	
۲-۳-۲-۵-۲۰ دورگیرها و فواصل آن‌ها از یکدیگر باید دارای شرایط «الف» تا «پ» زیر باشند: الف - قطر دورگیرها کمتر از ۱۰ میلی‌متر نباشد. ب - فاصله دورگیرها از یکدیگر بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع موثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.	

متن اصلی

پ - فاصله اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۲۰-۵-۲-۳-۳ در سرتاسر طول تیرها، فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید بیش‌تر از نصف ارتفاع موثر مقطع اختیار شود.

۲۰-۵-۲-۳-۴ در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب‌دار در آن‌ها از $0.10A_g f'_c$ بیش‌تر است، مقدار آرماتورهای عرضی مورد نیاز که بر اساس ضابطه **بند ۲۰-۵-۲-۳-۳** محاسبه می‌گردند، باید ضوابط **بند ۲۱-۶-۲** و در صورت استفاده از دورپیچ ضوابط **بند ۲۱-۶-۳** را نیز رعایت نماید.

۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل‌پذیری متوسط

مقاومت برشی تیر، $\emptyset V_n$، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار «الف» و «ب» زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و مولفه قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه‌گاه‌ها،

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله E، مقدار 2E جایگزین شده باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل‌پذیری متوسط

الف- نیروی برشی ضریب‌دار با استفاده از یک دیاگرام جسم آزاد که از دو انتهای تیر عبور می‌کند بدست می‌آید. لنگرهای خمشی انتهایی برابر با مقاومت خمشی اسمی مقطع ناشی از خمش انحنای معکوس می‌باشد. لازم است هر دو لنگرهای انتهایی در جهت عقربه‌های ساعت و خلاف جهت آن (اما هر دو هم جهت)، در نظر گرفته شوند. **شکل ۲۰-۲** تنها یکی از دو حالت در نظر گرفته شده برای هر تیر را نشان می‌دهد. برای مشخص کردن حداکثر برش تیر، فرض شده است که مقاومت اسمی خمشی آن $(\phi=1)$ به صورت همزمان در دو انتهای دهانه خالص ایجاد شوند. همانطور که نشان داده شده است، برش مربوط به این وضعیت $[(Mnt+Mnr)/ln]$ به صورت جبری به برش ناشی از بارهای ثقلی ضریب‌دار افزوده می‌شود تا برش طرح تیر بدست آید، **شکل ۲۰-۲**.

این روش محاسبه برش در تیرها به روش «محاسبه مقاومتی» معروف می‌باشد.

ب- مطابق ضابطه این بند ترکیب ۷-۵ بصورت زیر نوشته می‌شود:

$U=1.2D+1.0L+0.2S+2.0E$

ضریب ۱/۰ اعمال شده به L را می‌توان مطابق **بند ۷-۳-۲-۲** به ۰/۵کاهش داد. آرماتورهای عرضی دو انتهای تیر باید از نوع دورگیر باشند. در بیش‌تر حالات، آرماتورهای عرضی مورد نیاز بیان شده در **بند ۲۰-۵-۲-۴** برای طرح برشی بیش از مقادیر بدست آمده از **بند**

متن اصلی

تفسیر/توضیح

۲۰-۵-۲-۳ می‌باشد. دقت شود در فاصله عرضی ساق‌ها در مقطع تیر، ضابطه بند ۲۰-۵-۶-۱۱-۳، رعایت شود. در این حالت ممکن است بویژه در دو انتهای تیر سهم برش آرماتورهای عرضی از حد ارائه شده در بند فوق فراتر رفته و به چند ساق برای آرماتورهای عرضی نیاز باشد. همچنین ممکن است تیر تحت اثر نیروهای فشاری باشند. الزامات اضافی بیان شده در بند ۲۰-۵-۲-۳-۴ برای فراهم کردن تکیه‌گاه جانبی برای آرماتورهای طولی پیش‌بینی شده‌اند.

۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط

ت ۲۰-۵-۲ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری متوسط

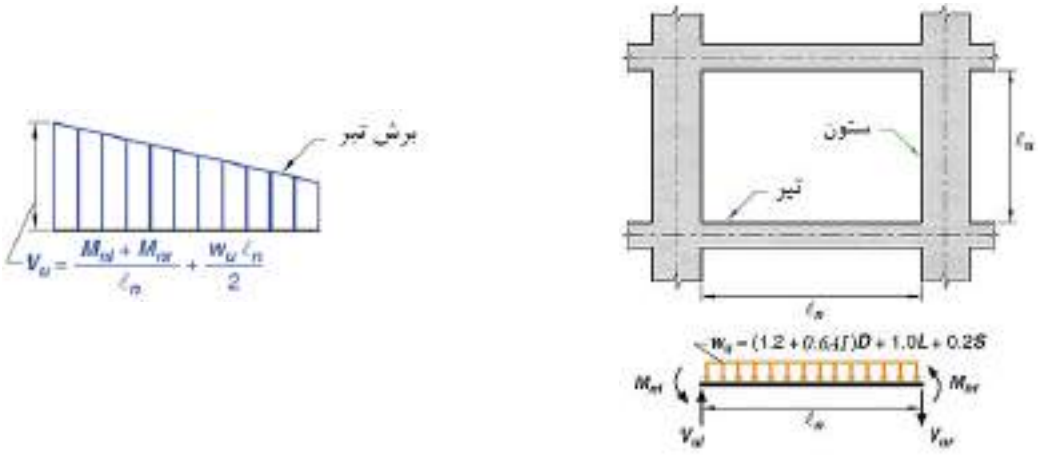
۲۰-۵-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

ت ۲۰-۵-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی «الف» و «ب» زیر باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نیز نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.



شکل ۲۰-۲ محاسبه برش در تیرها (روش مقاومتی)

۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

ت ۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

۲۰-۵-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتورهای طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

بیش‌تر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.

۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی **ت ۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی**

۲۰-۵-۳-۳-۱ آرماتورهای عرضی در ستون‌ها باید یا به صورت دورپیچ، مطابق ضوابط **فصل ۱۲**، ویا به صورت دورگیرهایی مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۵-۳-۳-۲** تا **۲۰-۵-۳-۳-۶**، در نظر گرفته شوند، مگر آن که طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند. در ضمن رعایت ضابطه **بند ۲۰-۵-۳-۳-۵** برای تمام ستون‌هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت ناپیوسته به کار برده می‌شوند، الزامی است.

۲۰-۵-۳-۳-۲ در دو انتهای ستون‌ها در طول l_0 باید دورگیر مطابق **بند ۲۰-۵-۳-۳-۳** به کار برده شود. طول l_0، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از مقادیر «الف» تا «پ» زیر در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون،
ب- بزرگترین بعد مقطع ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل آن،
پ- ۴۵۰ میلی‌متر.

۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر بوده و فواصل آن‌ها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط **فصل ۱۲** و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می‌شوند فاصله s_0، باید برابر کم‌ترین از مقادیر «الف» تا «پ» زیر در نظر گرفته شوند:

الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون، ولی نه بیش‌تر از ۲۰۰ میلی‌متر،
ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و بیش‌تر، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ولی نه بیش‌تر از ۱۵۰ میلی‌متر،
پ- نصف کوچکترین بعد مقطع ستون.

متن اصلی

همچنین فاصله اولین دورگیر از بر اتصال، نباید بیش‌تر از نصف مقادیر فوق، $s_0/2$، در نظر گرفته شود.

۲۰-۵-۳-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط آرماتور عرضی مشابه ضوابط **بند ۱۲-۶-۷-۲** می‌باشند.

۲۰-۵-۳-۳-۵ در ستون‌هایی که عکس‌العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌های واقع در زیر دیوارهای منقطع، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط «الف» و «ب» زیر به کار برده شوند:

الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب‌دار ستون در اثر زلزله از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی با فواصل s_0 از یکدیگر مطابق ضوابط **بند ۲۰-۵-۳-۳-۳**، در تمام ارتفاع ستون واقع در زیر طبقه‌ای که در آن ناپیوستگی قرار دارد، استفاده شود. در مواردی که نیروهای طراحی برای منظور نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم باربر مقاوم در برابر زلزله تشدید شده‌اند، محدودیت $0.10A_g f'_c$ باید به $0.25A_g f'_c$ افزایش داده شود.

ب- آرماتورهای عرضی ستون باید به اندازه‌ای برابر با حداقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_d ، با بیش‌ترین قطر، که بر اساس **بند ۲۰-۶-۵-۵** تعیین می‌شود، در داخل عضو منقطع ادامه یابند. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتورهای عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول l_d، مربوط به آرماتور طولی ستون با بیش‌ترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شوند.

۲۰-۵-۳-۳-۶ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده ادامه داده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلی‌متر با استفاده از آرماتور عرضی مطابق ضوابط **بند ۲۰-۵-۳-۳-۲** محصور گردد.

۲۰-۵-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل‌پذیری متوسط

در ستون‌ها مقاومت برشی مقطع، $\emptyset V_n$، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار «الف» و «ب» زیر کمتر در نظر گرفته شود:

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۵-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل‌پذیری متوسط

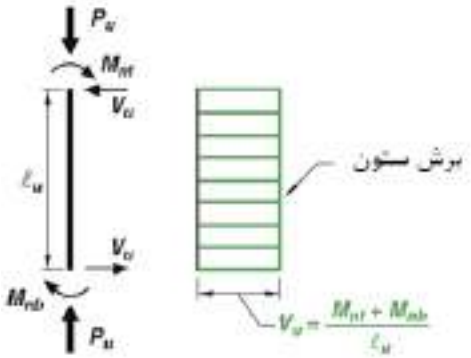
متن اصلی

الف- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیش‌ترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله، E، مقدار تشدید یافته $E\Omega_0$ جایگزین شده باشد.

تفسیر/توضیح

الف- مکانیزم گسیختگی برشی نسبتا ترد است و می‌تواند منجر به افت سریع مقاومت برشی و افت ظرفیت باربری محوری گردد. همچنین، گسیختگی برشی ستون‌ها علت عمده خرابی ساختمان‌های بتنی و فروریزش آن‌ها در زلزله است. نیروی برشی ضریب‌دار مطابق با این بند با استفاده از یک دیاگرام جسم آزاد که از دو انتهای ستون عبور می‌کند بدست می‌آید، لنگرهای خمشی انتهایی برابر با مقاومت خمشی اسمی مقطع ناشی از انحنای خمشی معکوس می‌باشد. لازم است برای هر دو لنگرهای انتهایی، لنگر خمشی هم در جهت عقربه‌های ساعت و هم خلاف جهت آن (اما هر دو هم جهت)، در نظر گرفته می‌شوند. شکل ۲۰-۳ فقط یکی از دو حالت ممکن که باید برای هر ستون در نظر گرفته شود را نشان می‌دهد. این روش محاسبه مانند تیرها روش مقاومتی نامیده می‌شود.



شکل ۲۰-۳ محاسبه برش در ستون‌ها (روش مقاومتی)

ب- بار محوری ضریب‌دار P_u باید بگونه‌ای انتخاب شود که بزرگترین مقاومت خمشی ستون در محدوده نیروهای محوری طراحی بدست آید. این ضابطه برای ستون‌ها شبیه ضابطه بند ۲۰-۵-۲-۴-ب برای تیرهاست جز اینکه در ضابطه مربوط به ستون‌ها به جای افزایش دو برابری E در ترکیبات بارگذاری شامل نیروی زلزله، مقدار آن به میزان $\Omega_0 E$ افزایش یافته است. در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای قاب خمشی متوسط $\Omega_0=3.0$ توصیه شده است. ضریب بزرگتر تشدید نیروی زلزله در ستون‌ها نسبت به تیرها بخاطر نگرانی بیش‌تر از خرابی برشی ستون‌ها بوده است. آرماتورگذاری عرضی در هر دو انتهای ستون‌ها باید به صورت دورپیچ یا دورگیر لرزه‌ای باشد.

متن اصلی

۲۰-۵-۴ اتصال تیر به ستون در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط

۲۰-۵-۴-۱ در اتصالات تیر به ستون باید جزییات بندهای ۱۶-۳-۱-۲، ۱۶-۳-۱-۳ و۲۰-۵-۴-۲ تا ۲۰-۵-۴-۵ رعایت شوند.

۲۰-۵-۴-۲ در مواردی که تیرهای متصل به اتصال که باعث ایجاد برش در ناحیه اتصال تیر به ستون می‌گردند، دارای عمقی بزرگتر از دو برابر عمق ستون باشند، تحلیل و طراحی ناحیه اتصال باید بر اساس روش خرپایی، فصل ۲۲، بوده و ضوابط بندهای «الف» و «ب» زیر نیز رعایت شوند:

الف- برش طرح به دست آمده از روش خرپایی نباید از ϕV_n محاسبه شده بر اساس بند ۱۶-۴-۲ بیش‌تر باشد.

ب- جزییات آرماتورگذاری مطابق بندهای ۲۰-۵-۴-۳ تا ۲۰-۵-۴-۵ باشند.

۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته ناحیه اتصال ادامه داشته و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۲۰-۶-۵-۵ و برای فشار مطابق بند ۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۲۰-۵-۴-۴ فاصله آرماتورهای عرضی ناحیه اتصال تیر به ستون از یکدیگر، s، در ارتفاع عمیق‌ترین تیر متصل به گره، نباید از کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده مطابق بند ۲۰-۵-۳-۳-۳ بیش‌تر باشد.

۲۰-۵-۴-۵ اگر آرماتورهای فوقانی تیر شامل آرماتورهای آجدار سَردار می‌باشند که در اتصال قطع می‌شوند، ستون باید از لبه فوقانی ناحیه اتصال حداقل به اندازه عمق ناحیه اتصال، h، ادامه یابد. همچنین می‌توان آرماتورهای تیر را با آرماتورهای قائم در گره که توانایی محصورکنندگی معادل رویه فوقانی اتصال را داشته باشند محصور نمود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۵-۳ اتصال تیر به ستون در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط

ت ۲۰-۵-۴-۲ برای اتصالاتی که ارتفاع تیر به طور قابل‌توجهی بیش‌تر از عمق ستون است، یک دستک فشاری بین گوشه‌های اتصال ممکن است موثر نباشد. بنابراین، آیین‌نامه ملزم می‌کند که اتصالاتی که در آن‌ها ارتفاع تیر بیش از دو برابر عمق ستون است، با استفاده از روش اتصال خرپایی مطابق فصل ۲۲، طراحی شود.

ت ۲۰-۵-۴-۴ حداکثر فاصله آرماتور عرضی درون یک اتصال با محدودیت‌های فاصله آرماتورگذاری در ستون‌های قاب‌های خمشی متوسط مشابه است (اتصالات وجوه خارجی ساختمان به دلیل محصور نشدن وجه بیرونی اتصال بسیار آسیب‌پذیر هستند، این مساله حساسیت آرماتورهای عرضی ناحیه اتصال را بیش‌تر می‌کند).

ت ۲۰-۵-۴-۵ این بند به اتصالات زانویی اشاره دارد که در آن آرماتورهای تیر با آرماتورهای آجدار سَردار خاتمه می‌یابد. چنین اتصالاتی نیاز به محصور شدن آرماتورهای آجدار سردار در امتداد سطح بالای اتصال دارند. این محصورشدگی را می‌توان به وسیله ستونی که از بالای اتصال امتداد یافته باشد و یا آرماتورهای عمودی قلاب شده به دور آرماتورهای بالای تیر که به آرماتورهای طولی ستون اضافه شده‌اند و به سمت پایین اتصال امتداد دارند، بوجود آورد.

متن اصلی

۲۰-۵-۴-۶ در نواحی اتصال دال به ستون باید ضوابط آرماتورگذاری عرضی **بند ۱۶-۳-۲** رعایت شوند. در صورت نیاز به استفاده از آرماتورهای عرضی، باید حداقل یک لایه آرماتور عرضی در گره بین آرماتورهای فوقانی و تحتانی دال قرار داده شود.

۲۰-۵-۴-۷ برش در اتصال تیر به ستون

۲۰-۵-۴-۷-۱ مقاومت برشی اتصالات درجا تیر به ستون باید رابطه $\phi V_n \geq V_u$ را تامین کند.

۲۰-۵-۴-۷-۲ V_u در ناحیه گره بر اساس **بند ۲۰-۳-۳** تعیین می‌شود.

۲۰-۵-۴-۷-۳ ϕ بر اساس ضوابط **فصل ۷** برای برش تعیین می‌شود.

۲۰-۵-۴-۷-۴ V_n در ناحیه گره بر اساس **بند ۲۰-۶-۵-۴-۳** تعیین می‌شود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۵-۴-۷ برش در اتصال تیر به ستون

مقاومت مورد انتظار یا نیروی برشی ضریب‌دار اتصال با این فرض تعیین می‌شود که تیرهایی که به اتصال می رسند، لنگرهای انتهایی برابر با مقاومت خمشی اسمی در آن‌ها بوجود آمده است. در نتیجه، نیروی برشی اتصال تولید شده توسط آرماتور خمشی تیر با فرض تنش f_y در آن محاسبه می‌شود. این روش برای تعیین حداقل مقاومت برشی طراحی در تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی متوسط با **بندهای ۲۰-۵-۲** و **۲۰-۵-۳** (تعیین حداقل مقاومت برشی تیرها و ستون‌ها) مطابقت دارد.

متن اصلی

۲۰-۵-۵ دال‌های دوطرفه بدون تیر

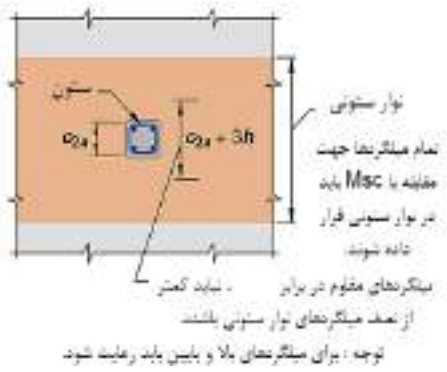
تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۵-۴ دال‌های دوطرفه بدون تیر

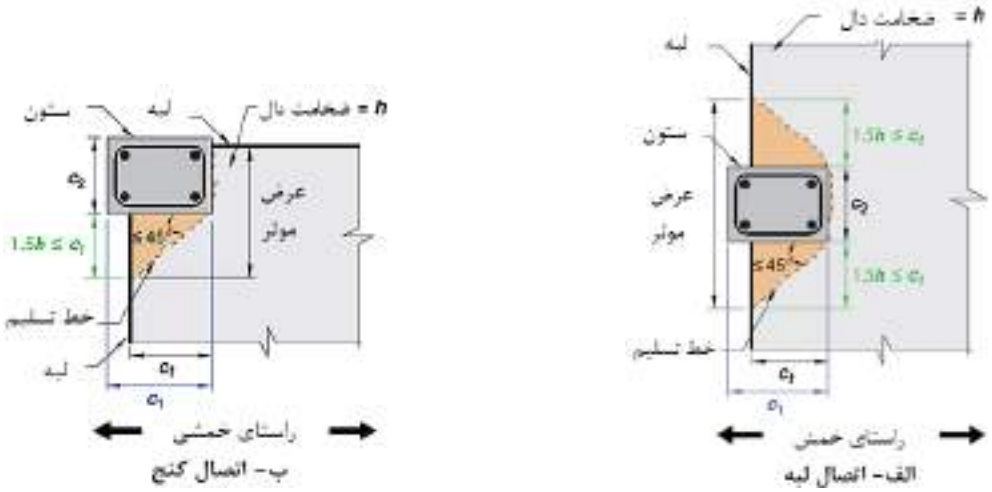
این بند در مورد دال‌های دوطرفه بدون تیر مثل دال‌های تخت بکار می‌رود. استفاده از ترکیبات بارگذاری بیان شده در ترکیبات بارگذاری ۷-۵ و ۷-۶ ممکن است منجر به مقادیری از لنگر خمشی شود که به آرماتورگذاری در بالا و پایین در محل تکیه‌گاه نیاز باشد.

ضرایب سختی موثر در بارجانبی لرزه‌ای، چنانچه مطابق بند ۲۰-۵-۵-۸ مشارکت در باربری جانبی مجاز باشد، باید مطابق بند ۶-۵-۳-۱-۳ از مدلی که با نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌ها مطابقت داشته باشند، بدست آورده شوند. با این حال نتایج تحقیقات نشان می‌دهد چنانچه از روش قاب معادل معرفی شده در بخش ۱۰-۱۰ استفاده گردد، کاهش سختی پیچشی قطعات پیچشی معرفی شده در بند ۱۰-۱۰-۲-۴ و خمشی اتصال قاب معادل با ضریب ۰/۳۳ مناسب است. همچنین در صوت استفاده از مدل اجزای محدود دال تخت، به منظور کنترل تغییرمکان‌های نسبی و یا شاخص پایداری و یا ضرایب تشدید لنگر، از کرانه پایین ضرایب کاهش سختی (۰/۲۵) استفاده می‌شود. اما هنگامی که از تحلیل سازه برای مطالعه اندرکنش دال‌ها با سایر عناصر قاب مانند دیوارهای سازه‌ای استفاده می‌شود، مناسب است که طیف بیش‌تری از سختی دال در نظر گرفته شود تا اهمیت سختی نسبی دال‌ها (نسبت به دیگر اعضا) بر روی اندرکنش ارزیابی شود. برای دال‌های غیر پیش‌تنیده، معمولاً مناسب است که سختی خمشی دال بین ۰/۵ تا ۰/۲۵ مقادیر سختی کاهش نیافته بر اساس خصوصیات مقطع ناخالص در نظر گرفته شود.

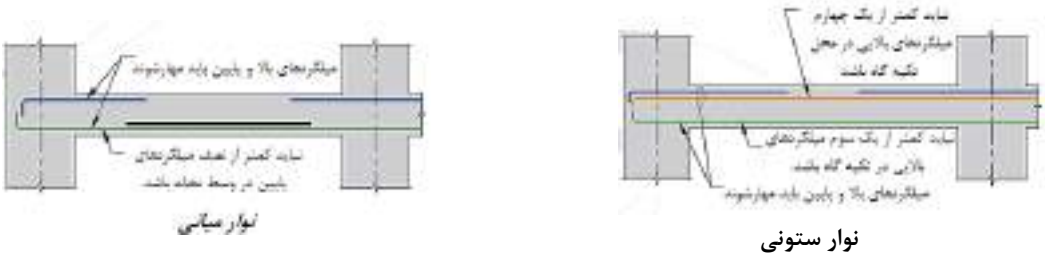
لنگرخمشی M_{sc} مربوط به هر ترکیب بارگذاری شامل نیروی زلزله E که در یک جهت افقی اعمال می‌شود، معادل با قسمتی از لنگر ضریب‌دار دال است که با اعضای تکیه‌گاهی در گره مورد نظر متعادل می‌شود. مقدار این لنگر خمشی، ضرورتا برابر با مقدار کامل لنگر طراحی در محل تکیه‌گاه مربوط به ترکیب بارگذاری شامل بار زلزله نمی‌باشد. مطابق با بند ۱۰-۶-۴-۳ تنها قسمتی از لنگر خمشی M_{sc} به عرض موثر دال اختصاص داده می‌شود. برای اتصالات لبه و گوشه، آرماتورگذاری خمشی عمود بر لبه کاملا موثر در نظر گرفته نمی‌شوند، مگر آنکه، در عرض موثر دال قرار داده شوند. کاربرد الزامات بند ۲۰-۵-۵ در شکل ۲۰-۴-الف الی شکل ۲۰-۴-پ نشان داده شده است.



شکل ۲۰-۴-الف عرض موثر دال در ستون‌های میانی



شکل ۲۰-۴-ب عرض موثر دال در ستون‌های کناری و گوشه



شکل ۲۰-۴-پ موقعیت آرماتورها طولی در نوارهای ستونی و میانی

متن اصلی	*تفسیر/توضیح*

۲۰-۵-۵-۱ لنگرهای ضریب‌دار دال‌ها در تکیه‌گاه‌ها باید برای ترکیب‌های بارگذاری، شامل اثرات زلزله، محاسبه گردند. آرماتور مورد نیاز برای تحمل M_{sc} باید در عرض نوار ستونی تعریف شده در بند ۱۰-۲-۵ قرار داده شوند.

متن اصلی

۲۰-۵-۵-۲ آرماتورهایی که در عرض موثرتعریف شده در بند ۳-۴-۶-۱۰ قرار داده می‌شوند، باید برای لنگر $\gamma_f M_{sc}$ طراحی شوند. عرض موثر برای نواحی اتصال واقع در لبه‌های خارجی و گوشه‌های دال نباید فراتر از اندازه c_t، که در جهت عمود بر امتداد دهانه دال اندازه‌گیری می‌شود، از بر ستون ادامه داده شود.

۲۰-۵-۵-۳ حداقل نصف آرماتورهای نوار ستونی در تکیه‌گاه‌ها، باید در محدوده عرض موثر دال که در بند ۳-۴-۶-۱۰ تعیین شده است، قرار داده شوند.

۲۰-۵-۵-۴ حداقل یک چهارم آرماتورهای فوقانی نوار ستونی در تکیه‌گاه باید در تمام طول دهانه دال به صورت ممتد ادامه داده شوند.

۲۰-۵-۵-۵ مقدار آرماتورهای پیوسته تحتانی نوار ستونی، نباید از یک سوم مقدار آرماتور فوقانی این نوار در تکیه‌گاه کمتر باشند.

۲۰-۵-۵-۶ حداقل نصف آرماتورهای تحتانی نوار میانی و نیز کل آرماتورهای تحتانی نوار ستونی در وسط دهانه باید به صورت سراسری ادامه داشته و در تکیه‌گاه طوری مهار شوند که قادر به تحمل تنش تسلیم مطابق ضوابط بند ۱-۴-۹-۱۰ «الف» باشند.

۲۰-۵-۵-۷ در لبه‌های خارجی دال، همه آرماتورهای فوقانی و تحتانی در تکیه‌گاه باید مطابق ضوابط بند۵-۳-۷-۱۰ در بر تکیه‌گاه برای تحمل تنش f_y مهار شوند.

۲۰-۵-۵-۸ در مقاطع بحرانی برای ستون‌هایی که در بند ۱-۲-۵-۸ تعریف شده‌اند، تنش برشی دوطرفه ایجاد شده در اثر بارهای قائم ضریب‌دار نباید از $0.4\phi V_c$ تجاوز نماید. V_c از بند ۳-۵-۸ محاسبه می‌شود. در صورتی‌که در دال ضوابط بند ۴-۱۰-۲۰ رعایت شده باشند، نیازی به منظور نمودن ضابطه این بند نیست.

۲۰-۵-۵-۹ در سازه‌های با اهمیت بسیار زیاد ویا در مناطق با خطر نسبی زلزله‌ای بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۵-۵-۸ این ضابطه مربوط به دال‌های دوطرفه‌ای است که به ستن‌و عنان‌و قسمتی از سیستم قماوم لزهای‌ر بکرا می‌روند. مطالعات جانبی آزمایشگاهی ثابت کرنده‌اد تقوی بش دررر محل اتصال دال به باید از $0.4\phi V_c$ فراتر رفته است اتصالات دال- ستن‌و شکل‌پذیری کم‌ی ازرتخن‌امشذ دو می‌دهد. علاوه بر این، اتصان‌وتس -لات دال الزاماقم ت‌اومت خمشی و برشی بین‌ا شه درد فصل ۹ «دال‌های یک‌طرفه»، در ماردی‌وکه که تحت اثر ترکیبات براگذاری شامل زلزله هستند، را برآورده نماید.

متن اصلی

به صورت سیستم قاب متوسط ویا سیستم دو گانه مجاز نمی‌باشد.

۲۰-۶ قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)

۲۰-۶-۱ ضوابط بخش۲۰-۶ باید در قاب‌ها با شکل‌پذیری زیاد که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله را تشکیل می‌دهند، به کار برده شوند.

۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد

۲۰-۶-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶ قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)

ت ۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد

در ویرایش قبلی آیین‌نامه، جزییات و تناسبات هر عضو سازه‌ای که در معرض نیروی محوری فشاری بیش از $Agf'_c/10$ قرار داشت مطابق ستون‌ها، بند ۲۰-۶-۳ انجام می‌شد. در ویرایش جدید آیین‌نامه، همه الزامات مربوط به تیرها، صرفنظر از مقدار نیروی محوری فشاری، یکسان بوده و در همین بخش آورده شده‌اند.

این آیین‌نامه با فرض این که قاب‌های خمشی ویژه در بردارنده تیرهای افقی و ستون‌های عمودی متصل شده به یکدیگر در اتصال تیر- ستونی هستند، تدوین شده است. مایل بودن تیرها و ستون‌های قاب به شرطی قبول است که سیستم حاصل، رفتار قابی – به مفهوم این که مقاومت جانبی از طریق انتقال لنگر بین تیرها و ستون‌ها حاصل می‌شود و نه عملکرد مهاربندی یا دستک فشاری- داشته باشد. در قاب‌های خمشی ویژه طراحی تیر برای مقاومت در برابر ترکیب خمش و نیروی محوری برای تیرهایی که هر دو عملکرد به عنوان تیر قاب خمشی ویژه و نیز جمع کننده یا تیر لبه دیافراگم ها را دارا هستند مجاز است.

تیرهای قاب خمشی ویژه را می‌توان به صورت طره‌ای به ستون متصل کرد ولی این طره‌ها نمی‌توانند به عنوان قسمتی از قاب خمشی ویژه که سیستم مقاوم لرزه‌ای را تشکیل می‌دهند استفاده شود.

تیر یک قاب خمشی ویژه را می‌توان به جز مرزی یک دیوار وصل کرد مشروط بر اینکه جز مرزی دیوار مطابق بند ۲۰-۶-۳ (ستون‌ها) آرماتورگذاری شده باشد. یک قاب بتنی مهاربندی شده، که مقاومت جانبی آن اساسا بوسیله نیروی محوری در تیرها و ستون‌ها تامین شده باشد به عنوان یک سیستم مقاوم لرزه‌ای (متناسب با این بند) محسوب نمی‌شود.

ت ۲۰-۶-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

متن اصلی

در این تیرها محدودیت‌های هندسی «الف» تا «پ» زیر باید رعایت شوند:

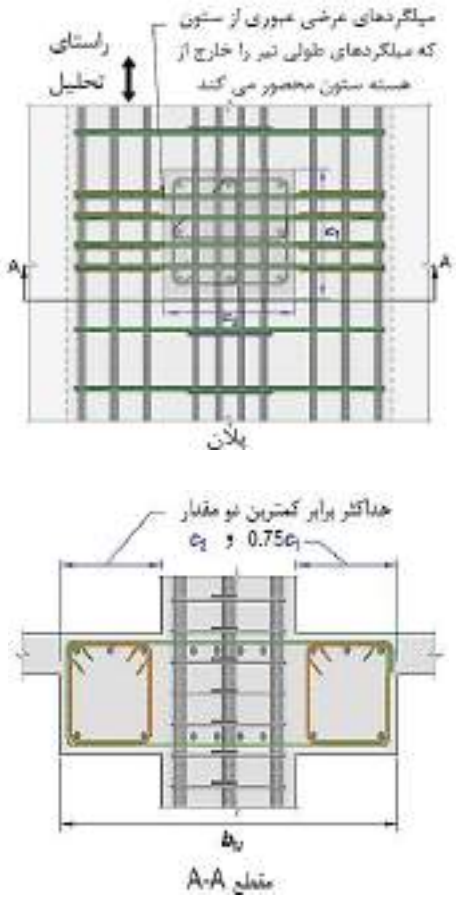
الف- ارتفاع موثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید بیش‌تر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه کوچک‌ترین c_2 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد.

تفسیر/توضیح

شواهد آزمایشگاهی نشان می‌دهد که در اثر معکوس شدن جابجایی در محدوده غیرخطی، رفتار اعضای پیوسته‌ای که نسبت طول به عمق آن‌ها کمتر از ۴ می‌باشد به صورت قابل ملاحظه‌ای با رفتار اعضای نسبتا لاغرتر متفاوت است. قواعد طراحی استخراج شده از تجربه روی اعضای نسبتا لاغر (با نسبت‌های بزرگتر) را نمی‌توان مستقیما در مورد اعضایی که نسبت این طول به عمق آن‌ها کمتر از ۴ است، بکار برد. این موضوع به خصوص در مورد مقاومت برشی اهمیت دارد. محدودیت‌های هندسی اشاره شده در بندهای۲۰-۶-۲-۱«ب» و «پ» از پروژه‌های عملی و پژوهشی روی قاب‌های بتن‌آرمه لرزه‌ای حاصل شده‌اند. حدود اشاره شده در ۲۰-۶-۲-۱«پ» تعریف کننده حداکثر عرض تیری است که می‌تواند به صورت موثر نیروهای خود را به اتصال تیر-ستون منتقل نماید. مثالی از عرض موثر حداکثر تیر در شکل ۲۰-۵ نشان داده شده است.



شکل ۲۰-۵ حداکثر عرض موثر در تیرهای پهن و آرماتور عرضی مورد نیاز

متن اصلی

۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

۲۰-۶-۲-۲-۱ در تمام مقاطع تیر نسبت سطح مقطع آرماتور به مقطع موثر بتن، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر مقرر شده در **بند ۱۱-۵-۱-۲** بوده و نسبت آرماتور کششی برای فولادهای با حد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر نباید بیش‌تر از ۰/۰۲۵ و برای فولادهای با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال بیش‌تر از ۰/۰۲۰ اختیار شود. حداقل دو آرماتور با قطر ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش‌بینی شوند.

۲۰-۶-۲-۲-۲ در بر تکیه‌گاه‌های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد.

۲۰-۶-۲-۲-۳ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نباید کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بَر تکیه‌گاهی در دو انتهای عضو باشد.

۲۰-۶-۲-۲-۴ استفاده از وصله پوششی در آرماتورگذاری طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله، آرماتور عرضی از نوع دورگیر یا دورپیچ موجود باشد. فاصله سفره‌های آرماتور عرضی در برگیرنده وصله از یکدیگر، نباید از کوچک‌ترین مقادیر یک چهارم ارتفاع موثر مقطع و ۱۰۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

۲۰-۶-۲-۲-۵ استفاده از وصله پوششی در محل‌های «الف» تا «پ» زیر مجاز نیست:

الف- در اتصالات تیرها به ستون‌ها،
ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع تیر از بر تکیه‌گاه،
پ- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع تیر از مقاطع بحرانی که در آن‌ها، در اثر تغییرمکان جانبی غیرالاستیک، امکان وقوع تسلیم آرماتور وجود دارد.

۲۰-۶-۲-۲-۶ وصله‌های مکانیکی باید شامل یکی از دو گروه زیر باشند:

گروه ۱- وصله‌های مکانیکی مطابق ضوابط **بند ۲۱-۴-۷**؛

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

ت ۲۰-۶-۲-۲-۱ حدود نسبت‌های آرماتورگذاری ۰/۰۲۵ و ۰/۰۲۰ اصولا بر اساس ملاحظات تامین ظرفیت کافی برای تغییرشکل، جلوگیری از تمرکز آرماتورها و به طور غیرمستقیم، کاهش تنش‌های برشی در تیرهای با نسبت ابعادی معمول است.

ت ۲۰-۶-۲-۲-۴ و ۲۰-۶-۲-۲-۵ وصله‌های پوششی در محدوده‌هایی از طول عضو که تسلیم خمشی محتمل است منع شده است زیرا این وصله‌ها در شرایط بارگذاری چرخه‌ای در محدوده غیرخطی قابل اطمینان نیستند. وصله‌های پوششی برای رسیدن به مقاومت خود تا حدود زیادی به محصورشدگی توسط پوشش آرماتورهای عرضی متکی هستند. آرماتورهای عرضی برای وصله‌های پوششی در همه جا اجباری است زیرا احتمال پوسته شدن و خرد شدن پوشش بتن وجود دارد و احتیاج است که وصله‌ها محصور گردند.

متن اصلی

گروه ۲- وصله‌های مکانیکی مطابق ضوابط بند ۲۱-۴-۷ که قادر هستند مقاومت گسیختگی کششی اسمی آرماتورهای وصله شده را تحمل نمایند.

۲۰-۶-۲-۲-۷ وصله‌های مکانیکی گروه ۱ نباید در فاصله‌ای کمتر از دو برابر ارتفاع مقطع عضو از بر تیر یا ستون، ویا مقاطع بحرانی که در آن‌ها احتمال تسلیم آرماتورها وجود دارد، واقع شده باشند. استفاده از وصله‌های گروه ۲ در صورتی‌که رده آرماتورها S400 و S420 بوده و تیر پیش‌ساخته نباشد، در هر نقطه مجاز است. در مورد سایر رده‌های آرماتور نیز باید شرایط وصله‌های «گروه ۱» در این بند رعایت شوند.

۲۰-۶-۲-۲-۸ استفاده از وصله‌های جوشی در آرماتورهایی که نیروی ناشی از زلزله را تحمل می‌نمایند، باید بر اساس ضوابط بند ۲۱-۴-۷ بوده و این وصله‌ها نباید در فاصله کمتر از دو برابر ارتفاع مقطع عضو از بر اتصال تیر به ستون، ویا مقاطع بحرانی که در آن‌ها احتمال تسلیم ارماتورها وجود دارد، واقع شده باشند.

۲۰-۶-۲-۲-۹ جوشکاری خاموت‌ها، تنگ‌ها، قطعات جاگذاری شده و مشابه آن‌ها به آرماتورهای طولی که کاربرد محاسباتی دارند، مجاز نمی‌باشد.

۲۰-۶-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۲۰-۶-۲-۳-۱ در تیرها در طول قسمت‌های بحرانی طبق بندهای «الف» و «ب» زیر، آرماتور عرضی باید از نوع دورگیر بوده و شرایط بند ۲۰-۶-۲-۳-۲ را تامین نمایند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر هر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه،

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییرمکان جانبی غیر الاستیک وجود داشته باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۲-۳ آرماتورهای عرضی

ت ۲۰-۶-۲-۳-۱ هدف نخست از آرماتورهای عرضی، محصور کردن بتن و ایجاد تکیه‌گاه جانبی برای آرماتورهای طولی در نواحی که احتمال تسلیم آن‌ها وجود دارد، می‌باشد. مثال‌هایی از خاموت‌های بسته مناسب برای تیرها در شکل ۲۰-۶ نشان داده شده است. در ضوابط پیشین، حد بالای فاصله بین خاموت‌های بسته کم‌ترین مقدار از $d/4$، هشت برابر قطرهای آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر تنگ عرضی و ۳۰۰ میلی‌متر بود. این حد به دلیل ملاحظاتی در مورد مناسب بودن میزان محصورشدگی و مقاومت در برابر کمانش در تیرهای بزرگ تغییر داده شده است. در مواردی که اعضا دارای مقاومت‌های مختلف در طول دهانه هستند یا عضوهایی که بارهای دائمی قسمت زیادی از مجموع بار طراحی را شامل می‌شوند، تمرکز دوران غیرارتجاعی ممکن است در میان دهانه اتفاق بیافتد. اگر چنین شرایطی پیش‌بینی می‌شود، آرماتور عرضی در نواحی با احتمال تسلیم (در طول تیر) لازم است. با توجه به اینکه کنده شدن پوسته

متن اصلی

۲۰-۶-۲-۳-۲ دورگیرها در تیر و فاصله آن‌ها از یکدیگر، باید دارای شرایط «الف» تا «پ» زیر باشند:

الف- قطر دورگیرها مطابق بند ۲۱-۶-۲-۲ باشد.

ب- فاصله دورگیرها از یکدیگر نباید بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع موثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و ۵ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال (به جز آرماتور طولی جلدی) و ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود.

تفسیر/توضیح

بتن به ویژه در محل نواحی تسلیم خمشی یا نزدیک به آن محتمل است، این ضرورت که تمام آرماتورهای جان به شکل خاموت‌های بسته با قلاب لرزه‌ای (دورگیر) باشند خواسته شده است. همچنین اگر تیر در لبه دال قرار دارد و دورگیر با سنجاقی ساخته می‌شود، خم ۹۰ درجه باید سمت دال قرار گیرد. دقت شود در فاصله عرضی ساق‌ها در مقطع تیر ضابطه بند ۱۱-۶-۵-۳ رعایت شود. در این حالت ممکن است بویژه در دو انتهای تیر به چند ساق برای آرماتورهای عرضی نیاز باشد. همچنین توصیه می‌شود به علت قطر خم داخلی بزرگ (خم ۱۳۵ درجه) و جاگذاری دشوار از قطر حداکثر ۱۶ میلی‌متر برای دورگیرها و سنجاقی ها استفاده شود.

شکل ۲۰-۶ مثال‌هایی از پوشش حلقه‌ها و محدودیت مربوط به فاصله افقی آرماتورهای نگهداری شده

متن اصلی	تفسیر/توضیح
پ- فاصله اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.	
۲۰-۶-۲-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه‌های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق **بند ۲۱-۶-۲-۴** باشند. فاصله مرکز تا مرکز آرماتورهای خمشی که دارای تکیه‌گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی‌متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط **بند ۱۱-۶-۱-۳** ضروری هستند، نیازی به تکیه‌گاه عرضی نیست.	
۲۰-۶-۲-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، خاموت‌ها باید برای برش مطابق ضوابط **بند ۲۰-۶-۲-۴** طراحی شوند.	
۲۰-۶-۲-۳-۵ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب لرزه‌ای بوده و فاصله آن‌ها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع موثر باشد.	
۲۰-۶-۲-۳-۶ دورگیر در تیرها را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب لرزه‌ای باشد و میلگرد دیگر به شکل سنجاقی که با میلگرد اول یک دورگیر تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه سنجاقی‌های متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شود. چنان‌چه میلگردهای طولی که توسط سنجاقی نگه‌داری شده‌اند، در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه سنجاقی‌ها را می‌توان در آن سمت دال قرار داد.	
۲۰-۶-۲-۳-۷ در نواحی بحرانی مطابق **بند ۲۰-۶-۲-۳-۱** در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب‌دار آن‌ها از $0.10A_g f'_c$ بیش‌تر است، باید از دورگیرهایی مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲** تا **۲۰-۶-۳-۳-۴** استفاده شود. در سایر نواحی تیر باید از خاموت‌هایی با مشخصات داده شده در **بند ۲۰-۶-۳-۳-۲**، مربوط به ستون‌ها، با فاصله s برابر با کم‌ترین مقدار از ۶ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و ۵ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت	

متن اصلی

تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، ویا ۱۵۰ میلی‌متر استفاده شود. در مواردی که پوشش بتن روی آرماتورهای عرضی از ۱۰۰ میلی‌متر بیش‌تر است، باید از آرماتورهای عرضی اضافی با پوشش بتن کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و فاصله حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر، استفاده نمود.

۲۰-۶-۲-۴ برش در تیرهای با شکل‌پذیری زیاد

۲۰-۶-۲-۴-۱ نیروی برشی طراحی تیرها، V_e، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریب‌دار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr}، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در تیر، بیش‌ترین مقدار باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۲-۴ برش در تیرهای با شکل‌پذیری زیاد

ت ۲۰-۶-۲-۴-۱ در یک تیر، مادامی‌که مقاومت خمشی به میزان ۳ تا ۴ برابر لنگر طراحی وجود نداشته باشد، باید فرض کرد که به هنگام زلزله‌های بزرگ به صورت خمشی تسلیم خواهد شد. مقاومت برشی مورد نیاز برای اعضای قاب به‌جای اینکه به نیروهای برشی ضریب‌دار ناشی از تحلیل برای بارجانبی مرتبط شده باشد با مقاومت خمشی عضو طراحی شده ارتباط داده شده است. این شرایط در بند ۲۰-۶-۲-۴-۱ توضیح داده شده و در شکل ۲۰-۷ نشان داده شده است. از آنجا که مقاومت واقعی تسلیم آرماتورهای طولی ممکن است از مقاومت تسلیم اسمی بیش‌تر باشد و تمایل آرماتورها به سخت‌شدگی کرنشی در اتصالی که در معرض دوران‌های بزرگ قرار دارد، محتمل است؛ استفاده از تنشی برابر با حداقل $1.25f_y$ در آرماتورهای طولی الزامی شده است. (برای بحث در خصوص ضریب ۱/۲۵ به تفسیر بند ۲۰-۲-۵-۲ مراجعه شود).

نتایج مطالعات آزمایشگاهی اعضای بتنی قرار گرفته در معرض بارگذاری چرخه‌ای نشان داده‌اند که آرماتورهای برشی بیش‌تری برای اطمینان از خرابی خمشی تیرهایی که در معرض تغییرمکان‌های غیرارتجاعی رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند، نسبت به تیرهایی که فقط در یک جهت بارگذاری شده‌اند، مورد نیاز است. لزوم آرماتورهای برشی بیش‌تر، در غیاب بار محوری افزایش می‌یابد. این مشاهدات، با حذف جمله مرتبط با مشارکت بتن در مقاومت برشی در بند ۲۰-۶-۲-۴-۲، منعکس شده است. به نظر می‌رسد که محافظه‌کاری اضافی در مقاطعی که احتمال تشکیل مفاصل خمشی وجود دارند ضروری به نظر می‌رسد. هرچند این رویکرد که به دلیل سادگی نسبی اتخاذ شده است منجر به این نتیجه‌گیری می‌شود که به بتن برای مقاومت در برابر برش نیازی نیست. در مقابل، می‌توان اینگونه استدلال کرد که هسته بتن در برابر تمام برش وارده مقاومت می‌کند و آرماتورهای برشی باعث محصورشدگی و قوی‌تر شدن بتن می‌گردند. هسته محصور شده بتنی، نقش مهمی در رفتار تیرها بازی می‌کند و نباید نقش آن تنها به این دلیل که صراحتا در رابطه طراحی مشخص نیست، کاسته شود.

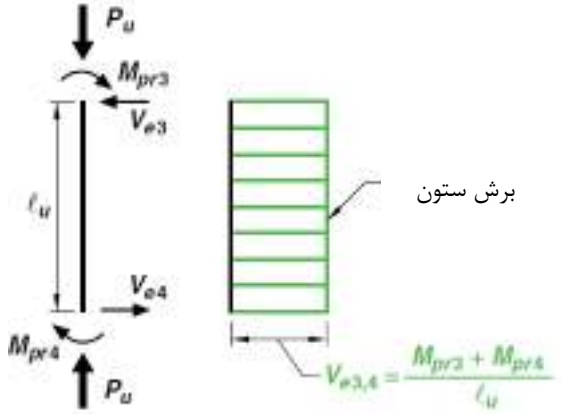
متن اصلی

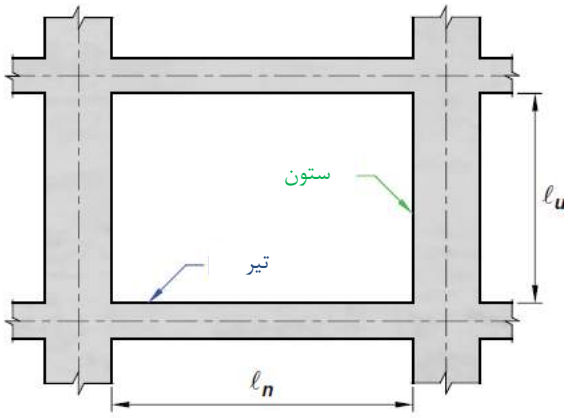
۲۰-۶-۲-۴-۲ در مواردی که هر دو شرط «الف» و «ب» زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی بند ۲۰-۶-۲-۳-۱، باید با فرض V_c برابر با صفر انجام شود:

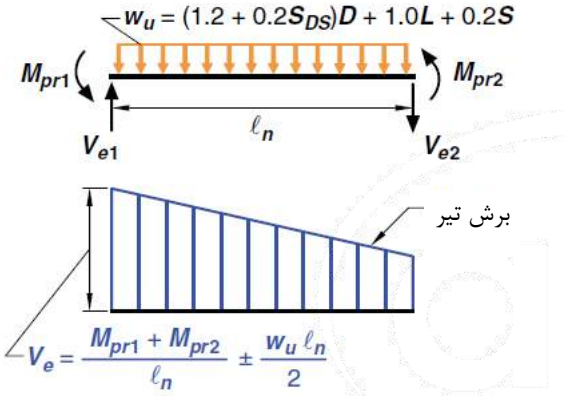
الف- بخش لرزه‌ای برش محاسبه شده بر اساس بند ۲۰-۶-۲-۴-۱، بزرگتر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.

ب- بار محوری فشاری ضریب‌دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کمتر باشد.

تفسیر/توضیح







۱- جهت نیروی برشی V_e به میزان نسبی بزرگی بارهای ثقلی و برش ایجاد شده توسط لنگرهای خمشی انتهایی بستگی دارد.

۲- لنگرهای انتهایی M_{pr} براساس تنش کششی میلگردها به میزان $1.25f_y$ محاسبه شده است. در این رابطه f_y مقاومت مشخصه تسلیم می‌باشد (هر دو لنگر خمشی انتهایی باید در هر دو جهت منظور شود، هم در جهت عقربه‌های ساعت و هم خلاف آن).

لنگرهای انتهایی M_{pr} ستون‌ها نیازی نیست از M_{pr} تیرهایی که با آن‌ها در اتصال تیربه ستون قاب می‌شوند بیش‌تر باشد V_e نباید کمتر از مقداری باشد که از تحلیل سازه بدست آمده است.

شکل ۲۰-۷ برش‌های طراحی برای تیرها و ستون‌ها

متن اصلی

۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری زیاد

۲۰-۶-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی «الف» و «ب» زیر باید رعایت شوند:

الف- کوچک‌ترین بعد مقطع که در امتداد هر خط مستقیم گذرانده از مرکز هندسی مقطع تعیین می‌شود، نباید از ۳۰۰ میلی‌متر کمتر باشد.

ب- نسبت کوچک‌ترین بعد مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰/۴ کمتر باشد.

۲۰-۶-۳-۲ آرماتورهای طولی

۲۰-۶-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کمتر از یک درصد و بیش‌تر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۲۰-۶-۳-۲-۲ در ستون‌هایی که در آن‌ها از دورگیرهای دایره‌ای استفاده شده است، تعداد آرماتورهای طولی مقطع باید حداقل ۶ عدد باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری زیاد

ت ۲۰-۶-۳-۲ آرماتورهای طولی

ت ۲۰-۶-۳-۲-۱ حد پایین سطح مقطع آرماتورهای طولی برای کنترل تغییرشکل‌های وابسته به زمان و افزایش لنگر تسلیم به میزان لنگر ترک‌خوردگی است. حد بالای سطح مقطع منعکس کننده ملاحظات مربوط به تراکم آرماتورها، برای انتقال بار از عناصر کف به ستون‌ها (به خصوص در ساخت و سازهای کوتاه مرتبه) و افزایش تنش‌های برشی زیاد است.

خرد شدن بتن پوسته که در نزدیکی دو انتهای ستون در قاب‌های با پیکربندی معمول محتمل است، باعث می‌شود استفاده از وصله‌های پوششی در این محل‌ها خطرناک باشد (به تفسیر **بند ۲۰-۶-۲-۲-۴** مراجعه شود). اگر استفاده از وصله‌های پوششی الزامی باشد، باید در نزدیکی میانه ارتفاع ستون در نظر گرفته شود، که معکوس شدن تنش‌ها نسبت به نزدیکی اتصالات به دامنه کوچکتری محدود می‌شود. بعضی از انواع وصله‌ها به اثرات بارگذاری دوره‌ای غیرارتجاعی حساس هستند. همچنین وصله‌های پوششی سطح مقطعی بیش از خود آرماتورهای وصله شده دارند که این موضوع باعث به هم خوردن وضعیت تنش در آرماتورها و در نتیجه ایجاد تمرکز تنش در آرماتورهای وصله شده، می‌شود. آرماتورهای عرضی در طول وصله پوششی به دلیل عدم اطمینان در توزیع لنگر در ارتفاع و همچنین نیاز به محصور کردن وصله‌های پوششی در معرض معکوس شدن تنش ها، الزامی شده است.

متن اصلی

۲۰-۶-۳-۲-۳ در طول آزاد ستون، آرماتورهای طولی ستون باید به گونه‌ای انتخاب شوند که $1.25l_d \leq l_u/2$ باشد. در این رابطه l_d طول گیرایی آرماتورهای طولی و l_u طول آزاد ستون می‌باشد.

۲۰-۶-۳-۲-۴ استفاده از وصله پوششی در آرماتورهای طولی فقط در نیمه میانی طول آزاد ستون $(l_u/2)$، مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲** و **۲۰-۶-۳-۳-۳** به کار برده شوند.

۲۰-۶-۳-۲-۵ وصله‌های مکانیکی، باید مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۲-۲-۶** و **۲۰-۶-۲-۲-۷** باشند.

۲۰-۶-۳-۲-۶ وصله‌های جوشی باید مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۲-۲-۸** و **۲۰-۶-۲-۲-۹** باشند.

۲۰-۶-۳-۳ آرماتورهای عرضی

۲۰-۶-۳-۳-۱ در دو انتهای ستون‌ها و در دو طرف هر مقطعی از آن‌ها که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، ناحیه‌ای به طول l_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آن‌ها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲** تا **۲۰-۶-۳-۳-۵** پیش‌بینی شود، مگر آن که طراحی برای برش و پیچش نیاز به آرماتور بیش‌تری داشته باشد. طول l_0 که از بر اتصال به تیرها اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از مقادیر «الف» تا «پ» زیر در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم طول آزاد ستون؛

ب- عمق ستون مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل در بر اتصال به اعضای دیگر ویا سایر مقاطعی که ممکن است در آن‌ها لولای پلاستیک تشکیل شود؛

پ- ۴۵۰ میلی‌متر.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۳-۲-۳ شکافتگی بتن و از دست رفتن پیوستگی آن با آرماتورهای طولی در ارتفاع آزاد ستون ممکن است تحت اثر نیروهای تقاضای زلزله رخ دهد. شکافتگی بتن را می‌توان با محدود کردن قطر آرماتور طولی، افزایش مقدار آرماتور عرضی یا افزایش مقاومت بتن کنترل کرد، همه اینها طول گیرایی آرماتورهای های طولی، l_d را در ارتفاع آزاد ستون l_u کاهش می‌دهد. افزایش نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در اتصالات می‌تواند تقاضای غیر ارتجاعی آرماتورهای طولی ستون‌ها را تحت نیاز زلزله، کاهش دهد.

ت ۲۰-۶-۳-۳ آرماتورهای عرضی

ت ۲۰-۶-۳-۳-۱ در این بند حداقل طولی که باید آرماتورهای عرضی با فواصل کم در دو انتهای ستون، جایی که تسلیم خمشی معمولا اتفاق می‌افتد، تصریح شده است. نتایج پژوهش‌ها نشان می‌دهدکه این طول باید به میزان ۵۰ درصد یا بیش‌تر در مکان‌هایی مثل تراز پایه ساختمان که ممکن است مخصوصا تقاضای نیروهای محوری و خمشی زیاد باشد، افزایش داده شود.

متن اصلی

۲۰-۶-۳-۳-۲ آرماتورهای عرضی ویژه باید مطابق ضوابط «الف» تا «ج» زیر در نظر گرفته شوند:

الف- آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با دورپیچ‌های تکی ویا چند قطعه‌ای که با یکدیگر هم‌پوشانی دارند، دورگیرهای دایره‌ای، ویا دورگیرهای با خطوط مستقیم تکی ویا چند قطعه‌ای که با یکدیگر هم‌پوشانی دارند، با یا بدون قلاب دوخت، ساخت.

ب- دورگیرهای با خطوط مستقیم ویا قلاب‌های دوخت باید در محل‌های خم در بر گیرنده آرماتورهای طولی باشند.

پ- قطر قلاب‌های دوخت، در صورتی‌که ضوابط بند ۲۱-۶-۲-۲ در آن‌ها رعایت شوند، می‌تواند برابر یا کوچک‌تر از قطر دورگیرها باشد. انتهای قلاب‌های دوخت متوالی باید به طور یک در میان در راستای آرماتورهای طولی و در پیرامون مقطع جا به جا شود.

ت- در مواردی که از دورگیرهای با خطوط مستقیم ویا قلاب‌های دوخت استفاده می‌شود، باید شرایط تکیه‌گاهی جانبی برای آرماتورهای طولی مطابق بند ۲۱-۶-۴ به وسیله آن‌ها فراهم شوند.

ث- آرماتورها در محیط ستون باید به گونه‌ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x، که به قلاب‌های دوخت ویا گوشه دورگیرها متکی هستند، از یکدیگر بیش‌تر از ۳۵۰ میلی‌متر نباشد.

ج- در مواردی که در ستون‌ها از دورگیرهای با خطوط مستقیم استفاده شده و $P_u > 0.3A_g f'_c$ ویا $f'_c \geq 70$ MPa است، تمام آرماتورهای تکی ویا گروه میلگردهای طولی در پیرامون هسته ستون باید به گوشه‌های دورگیرها ویا یک قلاب لرزه‌ای متکی بوده و مقدار h_x از ۲۰۰ میلی‌متر بیش‌تر نشود. مقدار P_u بزرگترین نیروی محوری فشاری در ترکیب‌های بارگذاری است که شامل زلزله هستند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۳-۳-۲ و ۲۰-۶-۳-۳-۳ الزامات چگونگی استفاده از آرماتورهای عرضی برای ستون‌ها و اتصالات قاب خمشی ویژه را تعیین کرده است. شکل ۲۰-۸ مثالی برای تامین آرماتور عرضی با یک دورگیر و سه سنجاقی را نشان می‌دهد. سنجاقی‌هایی با قلاب ۹۰ درجه به اندازه سنجاقی‌های با قلاب ۱۳۵ درجه یا دورگیر در تامین محصورشدگی مفید نیستند. برای مقادیر کمتر $P_u/A_g f'_c$ و مقاومت‌های فشاری کم‌تر بتن، سنجاقی‌های با قلاب ۹۰ درجه مناسب‌ترند، اگر انتهای آن‌ها در طول عضو و پیرامون محیط ستون به صورت متناوب جابجا شوند. دقت شود برخلاف ضابطه معرفی شده در تفسیر بند ۲۰-۶-۲-۳ از سنجاقی با خم ۹۰ درجه در یک انتها نمی‌توان برای بستن سمت باز یک تنگ برای ستون استفاده نمود.

برای مقادیر بزرگتر $P_u/A_g f'_c$ که رفتار کنترل شده با فشار مورد انتظار است و برای مقاومت‌های فشاری بیش‌تر بتن، که رفتار متمایل به تردشدگی دارند، بهبود محصورشدگی از طریق متکی بودن تمام آرماتورهای طولی به گوشه دورگیرها یا قلاب‌های لرزه‌ای برای دسترسی به کارایی مورد نظر اهمیت دارد. ظرفیت دورانی یک ستون به نیروی محوری نیز بستگی دارد بنابراین با افزایش نیروی محوری فشاری مقدار آرماتور محصورکننده نیز افزایش داده می‌شود. حد $0.3f'_c A_g$ تقریبا بیانگر مقاومت فشاری در مرز فشار-کنترل مقطع است. هر ناحیه که این شرایط ایجاد شود، سنجاقی‌های دارای قلاب لرزه‌ای، در هر دو انتها مورد نیازاند. محدودیت ۲۰۰ میلی‌متر برای h_x هم برای بهبود عملکرد در چنین شرایطی پیش‌بینی شده است. برای میلگردهای گروه شده، خم یا قلاب دورگیرها باید گروه میلگردها را در بر بگیرد و امتداد بلندتر قلاب ها (طول بعد از خم بلندتر)، مدنظر می‌باشد.

نیروی محوری P_u ستون، باید انعکاس دهنده نیروی فشاری مورد انتظار ضریب‌دار مربوط به زلزله همراه با بارهای ثقلی باشد.

در ویرایش‌های گذشته آیین‌نامه، الزامات آرماتورهای عرضی ستون‌ها، دیوارها، اتصالات تیر- ستون و آرماتورگذاری قطری تیرهای هم‌بند به روابط یکسانی ارجاع می دادند. در ویرایش جدید آیین‌نامه، معادلات و الزامات مربوط به جزییات، بر اساس ملاحظات بارگذاری آن‌ها، تغییرشکل‌ها و الزامات عملکردی بین اعضای مختلف متفاوت است. علاوه بر این، h_x، که در گذشته بصورت فاصله بین ساق دورگیرها یا سنجاقی‌ها بیان شده بود در ویرایش جدید به عنوان فاصله بین آرماتورهای طولی نگهداشته شده توسط آن دورگیرها یا سنجاقی‌ها تغییر یافته است.

در شکل ۲۰-۸ توضیحاتی در خصوص بستن و اجرای دورگیر ستون با استفاده از چند حلقه و یا سنجاقی و نیز محدودیت فواصل آزاد آرماتور طولی نمایش داده شده است.

متن اصلی

مثالی از بعضی از انواع خاموت‌ها و سنجاقی‌ها در ستون‌ها

۲۰-۶-۳-۳-۳ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه بحرانی باید مطابق بند ۲۱-۶-۲ باشد. فاصله سفره آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید بیش‌تر از مقادیر «الف» تا «پ» زیر باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون،

ب- شش برابر کوچکترین قطر آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچک‌تر و پنج برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال،

پ- مقدار s_0 که از رابطه زیر محاسبه می‌شود باید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد، ولی نیازی نیست که کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

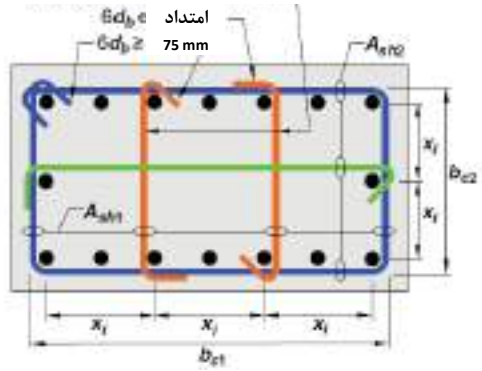
$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (۱-۲۰)$$

۲۰-۶-۳-۳-۴ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورگیرهای چند ضلعی باید مطابق «الف» و «ب» زیر محاسبه گردد:

الف- در مواردی که $P_u \le 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \le 70$ MPa باشد مقدار A_{sh}/sb_c باید برابر با بیش‌ترین مقدار از دو رابطه زیر باشد.

تفسیر/توضیح

سنجاقی‌های متوالی که همان آرماتورهای طولی را محصور می‌کنند و دارای قلاب‌های ۹۰ درجه هستند، در وجوه مقابل هم در ستون قرار می‌گیرند.



فاصله x_i برابر مرکز به مرکز آرماتورهای طولی مهار شده جانبی نباید از ۳۵۰ میلی‌متر فراتر رود. عبارت h_x برابر بزرگترین مقدار x_i است.

شکل ۲۰-۸ مثالی است از آرماتورگذاری عرضی در ستون‌ها

ت ۲۰-۶-۳-۳-۳ محدودیت فاصله سفره آرماتور عرضی از یک چهارم بعد ستون یا ۱۵۰ میلی‌متر، برای فراهم کردن محصورشدگی مناسب بتن است. اگر فاصله بین سنجاقی‌ها یا ساق‌های دورگیرهای هم‌پوشاننده داخل مقطع، کمتر از ۳۵۰ میلی‌متر باشد فاصله ۱۰۰ میلی‌متری برای محصورشدگی بتن می‌تواند طبق رابطه(۲۰-۱) افزایش داده شود. محدودیت فاصله به عنوان تابعی از قطر آرماتورهای طولی در نظر گرفته شده است تا مهار کافی را برای کنترل کمانش آرماتورهای طولی پس از پوسته شدن و خرد شدن بتن فراهم کند. توصیه می‌شود به علت قطر خم داخلی بزرگ (خم ۱۳۵ درجه) و جاگذاری دشوار، از مقطر حداکثر ۱۶ میلی‌متر برای دورگیرها و سنجاقی‌ها استفاده شود.

ت ۲۰-۶-۳-۳-۴ رابطه (۲۰-۲)، رابطه (۲۰-۳)، رابطه (۲۰-۷) و رابطه (۲۰-۸) قبلا برای محاسبه آرماتورهای محصور کننده به منظور ایجاد اطمینان در مورد از بین نرفتن مقاومت محوری ستون بعد از خرد شدن پوسته بتن، ارائه شده بود. رابطه (۲۰-۴) و رابطه (۲۰-۹) از مرور داده‌های آزمایشگاهی جدید و به منظور بدست آوردن ستونی قادر به تحمل دوران جانبی معادل ۰/۰۳ با زوال مقاومت محدود توسعه یافته‌اند. رابطه (۲۰-۴) و رابطه (۲۰-۹) برای بارهای محوری

متن اصلی

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۲-۲۰)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۳-۲۰)$$

ب- در مواردی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ ویا $f'_c > 70\ MPa$ باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید علاوه بر مقدار حداکثر به دست آمده از رابطه (۲-۲۰) و رابطه (۳-۲۰)، از مقدار محاسبه شده از رابطه زیر نیز بیش‌تر باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \quad (۴-۲۰)$$

ضرایب مقاومت بتن، k_f و تاثیر محصور شدگی، k_n، از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (۵-۲۰)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (۶-۲۰)$$

در رابطه‌های فوق، n_l تعداد آرماتورها یا گروه میلگردهای واقع در محیط هسته ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم است، که از نظر عرضی به قلاب های لرزه‌ای ویا گوشه دورگیرها متکی هستند.

۲۰-۶-۳-۳-۵ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورپیچ‌ها ویا دورگیرهای دایروی باید مطابق «الف» و «ب» زیر محاسبه شود:

الف- در مواردی که $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \leq 70$ MPa باشد، مقدار ρ_s باید برابر با بیش‌ترین مقدار از دو رابطه زیر باشد.

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۷-۲۰)$$

$$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} = \rho_s \quad (۸-۲۰)$$

ب- در مواردی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ ویا $f'_c > 70$ MPa باشد، مقدار ρ_s باید علاوه بر مقدار حداکثر به دست آمده

تفسیر/توضیح

بیش‌تر از $\mathbf{0.3A_g f'_c}$ وارد عمل می‌شوند که تقریبا معادل با آستانه رفتار کنترل کننده با فشار برای ستون‌هایی با آرماتورگذاری متقارن است. جمله k_n مقدار محصورشدگی مورد نیاز برای ستون‌هایی با فواصل کم آرماتورهای طولی که به صورت جانبی تکیه‌گاه دارند را کاهش می‌دهد زیرا چنین ستون‌هایی موثرتر از ستون‌هایی که آرماتورهای طولی آن‌ها فواصل بیش‌تری از هم دارند، محصور شده‌اند. جمله k_f مقدار مورد نیاز محصورشدگی را برای ستون‌هایی با $\mathbf{f'c>70MPa}$ افزایش می‌دهد زیرا این دسته ستون‌ها اگر به خوبی محصور نشده باشند می‌توانند شکست‌های ترد را تجربه کنند. بتن‌هایی با مقاومت بیش‌تر از 70 MPa باید با احتیاط مورد استفاده قرار گیرند زیرا داده‌های آزمایشگاهی محدودی برای این ستون‌ها وجود دارد. ضروری است مقاومت بتنی که برای محاسبه میلگردهای محصور کننده موردنیاز، استفاده می‌شود با مقاومت مشخص شده در اسناد ساخت و ساز یکسان باشد.

رابطه (۲۰-۲)، رابطه (۲۰-۳) و رابطه (۲۰-۴) باید در هر دو جهت مقطع ستون مستطیلی برآورده شوند. همانطور که در **شکل ۲۰-۸** نشان داده شده است برای هر جهت، عرض ستون b_c بعدی از هسته عمود بر ساق تنگ هایی شامل A_{sh} است. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که آرماتورهای با مقاومت زیاد، می‌توانند به صورت موثر به عنوان آرماتورهای محصور کننده استفاده شوند. **جدول ۴-۴** اجازه می‌دهد مقدار $\boldsymbol{f_{yt}}$ به بزرگی ۷۰۰ مگاپاسکال هم استفاده شود.

متن اصلی

از رابطه (۲۰-۷) و رابطه (۲۰-۸)، از مقدار محاسبه شده با رابطه زیر نیز بیش‌تر باشد.

$$\rho_s = 0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \quad (۹-۲۰)$$

۲۰-۶-۳-۳-۶ در قسمت‌هایی از طول ستون که آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود، باید آرماتور عرضی به صورت دورپیچ یا دورگیر و سنجاقی مطابق ضوابط بندهای ۲۱-۶-۲ و ۲۱-۶-۳ و نیز برای تامین برش بر اساس بند ۲۰-۶-۳-۴، قرار داده شود. فاصله این آرماتورها در هر حال نباید برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر، بیش‌تر از شش برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی ویا ۱۵۰ میلی‌متر و برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، بیش‌تر از ۵ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی ویا ۱۵۰ میلی‌متر، اختیار شود.

۲۰-۶-۳-۳-۷ در ستون‌هایی که عکس‌العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌های واقع در زیر دیوارهای منقطع، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط «الف» و «ب» زیر به کار برده شوند:

الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب‌دار ستون در اثر زلزله از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی مطابق بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۲۰-۶-۳-۳-۵ در تمام طول ستون و در تمام طبقات در زیر سطحی که در آن ناپیوستگی رخ می‌دهد، استفاده شود. در مواردی که از اثرات زلزله تشدید یافته برای لحاظ نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، محدودیت $0.10A_g f'_c$ باید به $0.25A_g f'_c$ افزایش داده شود.

ب- آرماتورهای عرضی ستون باید به اندازه‌ای برابر با حداقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_d، بر اساس بیش‌ترین قطر، که مطابق با بند ۲۰-۶-۵-۵ تعیین می‌شود، در داخل عضو منقطع ادامه یابند. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتورهای عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول l_d، مربوط به آرماتور طولی ستون با بیش‌ترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۳-۳-۶ این ضابطه برای فراهم کردن محافظت قابل قبول برای میانه ستون خارج از طول l_0 پیش‌بینی شده است. مشاهدات انجام شده بعد از زلزله‌های مختلف نشان داده است که خسارت قابل توجهی به ستون‌ها در این ناحیه وارد شده است و حداقل مارپیچ یا دور گیر مورد نیاز باید مقاومت یکنواخت‌تری برای ستون در طول آن فراهم نماید.

ت ۲۰-۶-۳-۳-۷ ستون‌هایی که اعضای سخت ناپیوسته مثل دیوارها یا خرپاها را تحمل می‌کنند ممکن است پاسخ غیرارتجاعی قابل توجهی از خود نشان دهند. بنابراین، لازم است این ستون‌ها آرماتورهای مشخص شده را در سراسر طول خود داشته باشند. این موضوع، همه ستون‌های زیر ترازی که در آن عضو سخت قطع شده است را در بر می‌گیرد مگر آنکه نیروهای ضریب‌دار مطابق با تاثیرات زلزله کم باشند. به تفسیر بند ۲۰-۸-۷-۵ برای بحث در مورد ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مراجعه شود.

متن اصلی

۲۰-۶-۳-۳-۸ در مواردی که پوشش بتن بر روی آرماتورهای عرضی محصور کننده، که بر اساس **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۱**، **۲۰-۶-۳-۳-۶** ویا **۲۰-۶-۳-۳-۷** منظور شده است از ۱۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید، لازم است از آرماتورهای عرضی اضافی، که پوشش بتن روی آن‌ها از ۱۰۰ میلی‌متر بیش‌تر نشده و فاصله سفره‌های آن‌ها از یکدیگر بیش‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر نباشد، استفاده گردد.

۲۰-۶-۳-۳-۹ در محل اتصال ستون به شالوده، لازم است آرماتورهای طولی ستون که به داخل شالوده ادامه می‌یابند، در طولی برابر با حداقل ۳۰۰ میلی‌متر با آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق **بند ۲۰-۶-۳-۳-۷** محصور شوند.

۲۰-۶-۳-۳-۱۰ در ستون‌هایی که قسمتی از ارتفاع آن‌ها به یک دیوار بتنی متصل است، در تمام قسمت آزاد ستون باید آرماتورهای عرضی ویژه در نظر گرفته شوند.

۲۰-۶-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد

۲۰-۶-۳-۴-۱ نیروی برشی طراحی، V_e، در ستون‌ها باید با در نظر گرفتن اندرکنش نیروهای محوری ضریب‌دار و لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در مقاطع انتهایی ستون با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین گردد. نیروی محوری P_u در محدوده بارهای محوری ضریب‌دار ستون طوری انتخاب می‌شود که بیش‌ترین لنگر خمشی محتمل، M_{pr}، حاصل شود.

این برش در هیچ حالت نباید کمتر از برش به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله باشد. هم چنین نیازی نیست که مقدار نیروی برشی ستون، از نیروی محاسبه شده بر اساس مقاومت گره که با فرض لنگر خمشی محتمل، M_{pr}، در تیرهای منتهی به گره به دست می‌آید، بیش‌تر باشد.

۲۰-۶-۳-۴-۲ در ستون‌ها، در حالاتی که هر دو شرط «الف» و «ب» زیر برقرار باشند، به منظور طراحی آرماتورهای عرضی در محدوده l_0 مطابق **بند ۲۰-۶-۳-۳-۱**، باید از مقاومت بتن در برش، V_c، صرف نظر نمود:

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۳-۳-۸ پوشش بتنی ضخیم ممکن است در اثر تغییرشکل‌های ناشی از زلزله دچار شکست و جدایی از آرماتورها گردد. تقویت آن با آرماتور اضافی به همین منظور است.

ت ۲۰-۶-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد

ت ۲۰-۶-۳-۴-۱ روش **بند ۲۰-۶-۲-۴** در مورد ستون‌ها نیز کاربرد دارد. بالاتر از طبقه همکف، لنگر اتصال ممکن است با مقاومت خمشی تیر قاب شده در اتصال محدوده گردد. در مواردی‌که تیرهایی به وجوه دیگر یک اتصال، متصل می‌شوند، مقاومت ترکیبی برابر خواهد بود با مجموع مقاومت خمشی منفی تیر در یک جهت اتصال و مقاومت خمشی مثبت تیر در سمت دیگر اتصال. مقاومت‌های خمشی با استفاده از ضریب کاهش مقاومت ۱/۰ و تنش تسلیم فولادی برابر با حداقل $1.25f_y$ محاسبه می‌شود. برای توضیح در خصوص ضریب ۱/۲۵ به تفسیر بند ۲۰-۲-۵-۲ مراجعه شود. توزیع مقاومت خمشی ترکیبی تیرها به ستون‌های بالا و پایین اتصال بر اساس تحلیل سازه صورت می‌گیرد.

متن اصلی

الف- برش محاسبه شده بر اساس بند ۲۰-۶-۳-۴-۱، برابر با حداقل نصف مقاومت برشی مورد نیاز در محدوده l_0 باشد؛

ب- نیروی محوری فشاری ضریب‌دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کمتر باشد.

۲۰-۶-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۲۰-۶-۴-۱ ستون‌ها باید الزامات بندهای ۲۰-۶-۴-۲ یا ۲۰-۶-۴-۳ را تامین نمایند.

۲۰-۶-۴-۲ به استثنای موارد ذکر شده در بندهای ۲۰-۶-۴-۳ و ۲۰-۶-۴-۴، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها و تیرها در محل اتصال مشترک، باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \qquad (۲۰-۱۰)$$

در این رابطه:

$\sum M_{nc}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال که در بر اتصال محاسبه شده‌اند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ضریب‌دار، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کم‌ترین مقدار لنگرها را به دست می‌دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_{nb}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال که در بر اتصال محاسبه شده‌اند.

جمع لنگرها در رابطه (۲۰-۱۰) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. این رابطه باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در هر دو جهت واقع در صفحه قائم قاب عمل کنند، برقرار باشد. در تیرهای T شکل در صورتی‌که دال در اثر لنگرهای وارد در بر گره تحت کشش قرار گیرد، در محاسبه M_{nb} باید آرماتورهای دال واقع در عرض موثر آن، مطابق بند ۶-۳-۳، که مهار آن‌ها در حد تسلیم در مقطع بحرانی خمشی تامین شده باشد، نیز منظور گردند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

ت ۲۰-۶-۴-۲ هدف از این بند کاهش احتمال تسلیم در ستون‌هایی است که به عنوان قسمتی از سیستم مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفته شده‌اند. اگر ستونی از تیری که در اتصال، با آن قاب شده است قوی‌تر نباشد، احتمال رفتار غیرارتجاعی در آن افزایش می‌یابد. در بدترین حالت ستون‌های ضعیف، تسلیم خمشی در هر دو انتهای ستون‌های یک طبقه اتفاق می‌افتد که در نتیجه، مکانیزم شکست ستون‌ها می‌تواند منجر به فرو ریزش طبقه شود. در نسبت‌های مقاومت ستون به تیر در اتصال بین ۰/۸ تا ۱/۰، مکانیزم بحرانی خرابی سازه در یک طبقه یا همان طبقه ضعیف است.

مقاومت‌های اسمی تیرها و ستون‌ها در وجوه اتصال محاسبه شده و مقاومت‌های مذکور مستقیما با رابطه(۲۰-۱۰) مقایسه می‌شوند. در آیین‌نامه‌های قبلی، الزام شده بود که مقاومت در مرکز گره اتصال مقایسه شود که منجر به پاسخی مشابه اما با دشواری محاسباتی، بیش‌تر می شد.

در محاسبه مقاومت خمشی اسمی یک مقطع تیر تحت لنگر منفی، آرماتورهای طولی قرار گرفته در عرض موثر بال دال بالایی که به صورت پیوسته با تیر رفتار می‌کنند، مقاومت تیر را افزایش می‌دهند. مطالعه روی ترکیب‌های تیر- ستون تحت بار جانبی نشان می‌دهد که استفاده از عرض موثر بال، بند ۶-۳-۳، تخمین قابل قبولی از مقاومت‌های لنگر خمشی تیر در اتصالات داخلی طبقه در جابجایی‌های جانبی برابر با ۲ درصد ارتفاع طبقه بدست می‌دهد. این عرض موثر وقتی که دال به تیر لبه ضعیف خاتمه می‌یابد محافظه‌کارانه است.

اگر ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در یک اتصال قابل تامین نباشد، طبق بند ۲۰-۶-۴-۳ هرگونه مشارکت مثبت ستون یا ستون‌های مشمول، در مقاومت و سختی سازه نادیده گرفته می‌شود. مشارکت منفی ستون یا ستون‌ها نباید نادیده گرفته شود. برای مثال، نادیده گرفتن سختی ستون‌ها، (که مثلا باعث افزایش زمان تناوب می‌شود،

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۰-۶-۴-۳ چنانچه ستونی ضابطه **بند ۲۰-۶-۴-۲** را تامین نکند، باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی ناشی از زلزله صرف نظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط **بخش ۲۰-۱۰** را تأمین نماید.	نباید به عنوان دلیلی موجه برای کم کردن برش پایه طراحی مورد استفاده قرار گیرد. اگر مشارکت این دسته ستون‌ها در مدل تحلیلی سازه ساختمان منجر به افزایش اثرات پیچشی می‌شود، این افزایش باید، در نظر گرفته شود. علاوه بر این، آرماتورهای عرضی برای تامین مقاومت برشی و محوری لازم، باید تامین گردد.
۲۰-۶-۴-۴ چنان‌چه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیش‌تر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه **(۲۰-۱۰)** را تامین نکند، ولی در سیستم باربر لرزه‌ای سهیم باشد.	
۲۰-۶-۴-۵ در صورتی‌که نیروهای محوری ایجاد شده از ترکیب‌های بارهای ضریب‌داری که شامل اثرات E هستند از $0.10A_g f'_c$ کمتر باشند، می‌توان در ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز در ستون‌هایی که در بالای اتصال امتداد نمی‌یابند در قاب‌های چند طبقه، رابطه **(۲۰-۱۰)** را رعایت ننمود. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه **بند ۲۰-۶-۴-۶** را تامین کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه **بند ۲۰-۶-۴-۳** نمی‌شوند.	
۲۰-۶-۴-۶ در ستون‌هایی که مطابق **بندهای ۲۰-۶-۴-۴** و **۲۰-۶-۴-۵** عضوی از سیستم باربر لرزه‌ای محسوب می‌شوند، باید آرماتورگذاری عرضی ویژه در تمام طول آن‌ها رعایت شود.	
۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها ویژه	**ت ۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها ویژه**
۲۰-۶-۵-۱ ضوابط این بند برای طراحی نواحی تیر به ستون در قاب‌های ویژه که بخشی از سیستم باربر جانبی محسوب می‌شوند، به کار برده می‌شوند.	
۲۰-۶-۵-۲ **کلیات**	**ت ۲۰-۶-۵-۲ کلیات**
۲۰-۶-۵-۲-۱ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.	ت ۲۰-۶-۵-۲-۱ توسعه دوران‌های غیرارتجاعی در وجوه گره‌های اتصالات قاب‌های بتنی به کرنش‌ها در آرماتورهای خمشی که از کرنش تسلیم بیش‌تر هستند، منجر می‌شود. در نتیجه، نیروی برشی اتصال، ایجاد شده بوسیله آرماتورهای کششی برای تنشی برابر $1.25f_y$ در آرماتورها محاسبه می‌شود.

متن اصلی

۲۰-۶-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی تیرها که در ناحیه اتصال تیر به ستون ختم می‌شوند، باید تا وجه مقابل هسته محصور شده در این ناحیه ادامه یابند و در صورت ایجاد نیروی کششی در آن‌ها مطابق **بند ۲۰-۶-۵-۵** و در صورت ایجاد نیروی فشاری در آن‌ها مطابق **بند ۲۱-۳-۸**، مهار شوند.

۲۰-۶-۵-۲-۳ در مواردی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه اتصال تیر به ستون عبور می‌کنند، بعد گره، h، به موازات آرماتورهای طولی تیر باید بیش‌ترین مقدار به دست آمده از «الف» تا «پ» زیر باشد:

الف- برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $\frac{20}{\lambda}d_b$، که d_b قطر بزرگترین آرماتور است.

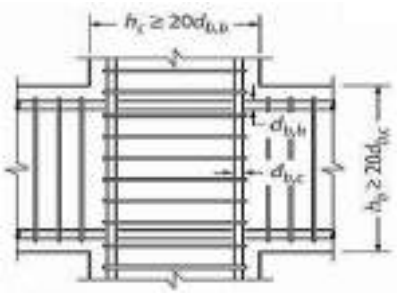
ب- برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال برابر با $26d_b$ بر اساس قطر بزرگترین آرماتور.

پ- نصف ارتفاع هر تیری که در امتداد مورد نظر به اتصال تیر به ستون وصل بوده و با عملکرد خود به صورت بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله، در اتصال ایجاد برش می‌کند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۵-۲-۲ ضوابط طراحی آرماتورهای قلاب‌دار اساسا بر مبنای تحقیق و تجربه گره‌هایی با قلاب انتهایی ۹۰ درجه استوار است. بنابراین، قلاب ۹۰ درجه استاندارد، نسبت به قلاب‌های استاندارد ۱۸۰ درجه در اولویت است مگر آنکه شرایط خاصی استفاده از قلاب‌های ۱۸۰ درجه را تحمیل نماید. برای آرماتورهای فشاری، طول مهاری مطابق با قسمت مستقیم از مقطع بحرانی تا آستانه خم برای آرماتورهای قلاب‌دار و تا سر میلگرد برای میلگردهای سردار اندازه‌گیری می‌شود.

ت ۲۰-۶-۵-۲-۳ عمق اتصال در **شکل ۲۰-۹** مشخص شده‌است. ابعاد ستون موازی با آرماتور تیر در اتصالات با ستون‌های دایره‌ای را می‌توان به عنوان یک مقطع مربع با مساحت معادل در نظر گرفت. تحقیقات نشان داده‌است که آرماتورهای مستقیم تیرها ممکن است در معکوس شدن‌های متوالی لنگرهای خمشی بزرگ، بلغزند. تنش‌های چسبندگی روی این آرماتورهای مستقیم ممکن است خیلی بزرگ باشند. برای کاهش لغزش زیاد حین تشکیل مفصل پلاستیک تیر مجاور، لازم است نسبت بعد ستون به قطر آرماتور برای رده S420 حدود ۳۲ باشد که منجر به اتصالات بزرگی می‌شود. با مرور آزمایش‌های موجود، حداقل نسبت عمق ستون به قطر آرماتورهای طولی برای رده S420 مقدار ۲۰ برای بتن های با وزن معمولی و ۲۶ برای بتن‌های سبک پیشنهاد شده‌است. عمق اتصال $26d_b$ برای آرماتورهای رده S520 برای دستیابی به عملکردی مشابه عمق اتصال $20d_b$ برای آرماتور رده S420 و بتن با وزن معمولی در نظر گرفته شده است. این حدود، کنترل قابل قبولی بر مقدار لغزش بالقوه داده‌های تیر در اتصال تیر به ستون با پیش‌بینی ورود قاب‌های ساختمانی به ناحیه غیرارتجاعی در زلزله‌های بزرگ، فراهم می‌کند. این ضابطه برای ستون‌های انتهای قاب که در آن‌ها تیر ادامه ندارد، برقرار نیست.



شکل ۲۰-۹ عمق تیر در اتصال

ضابطه «پ» درباره نسبت ابعادی اتصال فقط به تیرهایی اعمال می‌شود که به عنوان قسمتی از سیستم مقاوم لرزه‌ای رفتار می‌کنند.

متن اصلی

۲۰-۶-۵-۳ آرماتورگذاری

۲۰-۶-۵-۳-۱ آرماتورگذاری عرضی باید در همه اتصال‌هایی، به جز آن‌هایی که در **بند ۲۰-۶-۵-۳-۲** اشاره شده‌اند، مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲** تا ۲۰-۶-۳-۳-۴ و **۲۰-۶-۳-۳-۷** به کار برده شود.

۲۰-۶-۵-۳-۲ در اتصال‌هایی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم بعد ستون متصل به آن‌ها نیست، می‌توان در طولی به اندازه ارتفاع کم عمق‌ترین تیر، h، از آرماتور عرضی مساوی با نصف مقدار تعیین شده در **بند ۲۰-۶-۳-۳-۴**، استفاده نمود و فاصله آن‌ها را از آن چه بر اساس **بند۲۰-۶-۳-۳-۳** محاسبه شده، تا ۱۵۰ میلی‌متر افزایش داد.

۲۰-۶-۵-۳-۳ در تیرهایی که آرماتور طولی آن‌ها از داخل هسته محصور شده ستون عبور نمی‌کنند، در صورتی‌که آرماتورها توسط تیر دیگری محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتورهای طولی که در خارج از هسته ستون قرار دارند، از آرماتورهای عرضی که از ستون عبور کنند با فاصله‌ای مطابق **بند ۲۰-۶-۳-۳-۲** و نیز با رعایت **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۳** و **۲۰-۶-۳-۲-۶**، استفاده شود.

۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی اتصال تیر به ستون

۲۰-۶-۵-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در بر اتصال، با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق **بند ۲۰-۶-۵-۲-۱** به دست آمده و نیروی برشی در ستون‌ها در تطابق با مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr}، محاسبه گردد.

تفسیر/توضیح

اتصالاتی که عمقی کمتر از نصف عمق تیر دارند نیاز مند یک دستک فشاری قطری با شیب زیاد هستند که از اتصال عبور کند. این اتصالات ممکن است در تحمل برش اتصال موثر نباشد. آزمایش‌هایی که نشان دهنده عملکرد اینگونه اتصال‌ها باشد، در منابع گزارش نشده‌اند.

ت ۲۰-۶-۵-۳ آرماتورگذاری

ت ۲۰-۶-۵-۳-۱ آیین‌نامه، آرماتورگذاری در اتصال را صرف نظر از مقدار برش، ضروری می‌داند.

ت ۲۰-۶-۵-۳-۲ میزان آرماتورهای محصور کننده ممکن است کاهش یافته و فاصله آن‌ها افزایش داده شود اگر تیرها با ابعاد مناسب از چهار طرف به اتصال وارد شوند.

ت ۲۰-۶-۵-۳-۳ آرماتور عرضی مورد نیاز، اگر تیری عمود بر آرماتور طولی وجود داشته باشد، به منظور محصورشدگی آرماتور های طولی تیر و بهبود انتقال نیرو به اتصال تیر به ستون در نظر گرفته می‌شود. مثالی از آرماتورهای عرضی ستونی که برای محصور کردن آرماتورهای تیر عبوری از خارج هسته ستون تدارک دیده می‌شود در **شکل ۲۰-۵** (تفسیر **بند ۲۰-۶-۲-۱**) نشان داده شده‌اند.

ت ۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی اتصال تیر به ستون

مقاومت برشی اسمی اتصال ارائه شده صراحتا آرماتور عرضی در اتصال را در نظر نمی‌گیرد زیرا آزمایش‌ها متعدد روی اتصالات و تیرهای عمیق نشان داده‌اند که مقاومت برشی چشمه اتصال به آرماتور عرضی حساس نیست، مشروط بر آن‌که حداقل مقدار لازم در اتصال فراهم شود. آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای اتصالات با تیرهای بیرون زده نسبت به گره که میزان بیرون زدگی به اندازه حداقل عمق آنهاست نشان داده‌اند که مقاومت برشی اتصال با مقاومت برشی اتصال در تیرهای پیوسته مشابه‌اند. این یافته‌ها نشان می‌دهد که بیرون‌زدگی تیرها وقتی ابعاد مناسبی داشته باشند و با آرماتورهای

متن اصلی

۲۰-۶-۵-۴-۲ ϕ باید بر اساس **بند ۷-۴-۵**«ت» محاسبه شود.

۲۰-۶-۵-۴-۳ V_n در اتصال تیر به ستون باید مطابق **جدول ۲۰-۲** باشد.

۲۰-۶-۵-۴-۴ سطح مقطع موثر اتصال تیر به ستون، A_j، برابر با حاصل ضرب عمق در عرض موثر ناحیه اتصال است. عمق ناحیه اتصال برابر با ارتفاع کل مقطع ستون، h، است. عرض موثر اتصال، به جز در مواردی که عرض تیر از عرض ستون متصل به آن کمتر است، برابر با عرض کل مقطع ستون بوده و نباید از کم‌ترین دو مقدار «الف» و «ب» زیر بیش‌تر در نظر گرفته شود:

الف- عرض تیر به علاوه عمق اتصال؛

ب- دو برابر کوچک‌ترین فاصله محور طولی تیر تا وجوه موازی ستون با محور تیر.

تفسیر/توضیح

طولی و عرضی تقویت شده باشند، محصورشدگی موثری برای وجوه اتصال ایجاد می‌کنند و به این ترتیب زوال مقاومت اتصال را در تغییرمکان‌های بزرگ به تاخیر می اندازند.

جدول ۲۰-۲ مقاومت برشی اسمی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۱۶-۲-۸	V_n (نیوتن)
پیوسته یا مطابق بند ۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
در جدول فوق، λ برای انواع بتن‌های ساخته شده با دانه‌های سبک برابر ۰/۷۵ و برای بتن با وزن معمولی برابر ۱/۰ می‌باشد.			

متن اصلی

۲۰-۶-۵-۵-۵ طول گیرایی آرماتورهای کششی

۲۰-۶-۵-۵-۱ طول گیرایی آرماتورها، l_{dh}، که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده از رابطه زیر محاسبه شود، ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر آرماتور و ۱۵۰ میلی‌متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right) \qquad (۲۰-۱۱)$$

۲۰-۶-۵-۵-۲ قلاب آرماتور تیرها باید در هسته محصور شده ستون‌ها ویا در اجزای لبه دیوارها مهار شده و خم آن‌ها به طرف داخل ناحیه اتصال باشد.

۲۰-۶-۵-۵-۳ حداقل طول گیرایی آرماتورهای مستقیم در کشش، با قطر کوچک‌تر از ۳۶ میلی‌متر l_d، که از رابطه (۲۱-۱) بدست می‌آید، باید برابر با بزرگترین دو مقدار «الف» و «ب» زیر در نظر گرفته شود:

الف- در مواردی که حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر بتن در یک مرحله در زیر آرماتور ریخته شده باشد: ۲/۵ برابر طول گیرایی آرماتورهای قلاب‌دار، l_{dh}، در رابطه (۲۰-۱۱).

ب- در مواردی که بیش‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر بتن در یک مرحله در زیر آرماتور ریخته شده باشد: ۳/۲۵ برابر طول گیرایی آرماتورهای قلاب‌دار، l_{dh}، در رابطه (۲۰-۱۱).

۲۰-۶-۵-۵-۴ آرماتورهای مستقیمی که به یک اتصال ختم می‌شوند، باید از داخل هسته محصور شده ستون ویا جزء لبه دیوار عبور داده شوند. طول گیرایی مستقیم در کشش، l_d، برای آن قسمت از آرماتورهایی که در خارج از هسته محصور شده قرار دارند، باید با ضریب ۱/۶ افزایش داده شود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۶-۵-۵-۵ طول گیرایی آرماتورهای کششی

ت ۲۰-۵-۵-۱ این ضابطه باید با روابط بند ۲۱-۳ مقایسه گردد چنان‌چه طول گیرایی محاسبه شده طبق بند ۲۱-۳-۳ بحرانی‌تر باشد، آن طول مبنا قرار می‌گیرد.

الزام اینکه قلاب باید به سمت داخل گره خم شود برای بهبود توسعه دستک فشاری قطری در عرض اتصال می‌باشد. این ضابطه به آرماتور تیرها و ستون‌هایی که در یک اتصال به قلاب استاندارد ختم می‌شوند اعمال می‌شود.

ت ۲۰-۶-۵-۵-۳ حداقل طول گیرایی در کشش برای آرماتورهای مستقیم ضریبی از طول ارایه شده در رابطه (۲۰-۱۱) می‌باشد. بخش «ب» مربوط به آرماتورهای بالایی است. عدم اشاره به مرجعی برای میلگردهای با قطر بیش‌تر از ۳۶ به خاطر اطلاعات اندک در مورد گیرایی این آرماتورها هنگامی که در معرض بارهای معکوس‌شونده مشابه تاثیرات لرزه‌ای هستند، می‌باشد.

ت ۲۰-۶-۵-۵-۴ اگر طول مستقیم مورد نیاز برای یک آرماتور از حجم محصور شده بتن فراتر رود، مطابق تعریف بندهای ۲۰-۲-۵-۳ و ۲۰-۳-۶-۳ یا ۲۰-۵-۶-۳ طول گیرایی با این منطق که تنش‌های چسبندگی محدود کننده بیرون ناحیه محصور شده از داخل ان کمتر است، افزایش داده می‌شود.

$$l_{dm}=1.6(l_d-l_{dc}) + l_{dc}$$

یا

$$l_{dm}=1.6\ l_d - 0.6 l_{dc}$$

l_{dm} طول گیرایی مورد نیاز برای آرماتوری است که به طور کامل در بتن محصور شده جاگذاری نشده است؛ l_d طول گیرایی مورد نیاز کششی برای آرماتور مستقیم تعریف شده در بند ۲۰-۶-۵-۵-۳ و l_{dc} طول آرماتور جاگذاری شده در ناحیه محصور شده بتن است.

متن اصلی

۲۰-۶-۵-۵-۵ در آرماتورهای آجدار سَردار که ضوابط بخش ۴-۱۰ را تامین می‌کنند، طول مهاری در کشش باید مطابق بند ۴-۳-۲۱ و با منظور کردن $1.25f_y$ به جای f_y محاسبه گردد، ولی فاصله مرکز به مرکز بین آن‌ها نباید کمتر از $3d_b$ در نظر گرفته شود.

۲۰-۷ دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)

۲۰-۷-۱ ضوابط این بند باید در طراحی دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد، ویا اجزای آن‌ها شامل تیرهای همبند و قطعات قائم و افقی دیوارها (شکل ۲۰-۱۰) و نیز دیوار پایه‌ها (جرز دیوارها) که به عنوان قسمتی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور می‌شوند، استفاده شوند. دیوار پایه‌ها حالت خاصی از قطعات قائم دیواری هستند که ابعاد آن‌ها (مطابق تعریف در فصل ۲) به گونه‌ای هستند که حداکثر برش در آن‌ها از طریق تشکیل لولای خمیری در دو انتهای دیوار پایه تعیین می‌شود. رعایت بند ۲۰-۷-۲ در همه دیوارها و دیوار پایه‌ها با شکل‌پذیری زیاد الزامی است. در قطعات قائم دیوار، ضوابط طراحی بر اساس دو نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ و $\frac{l_w}{b_w}$ و مطابق «الف» تا «پ» زیر تعیین می‌شوند:

الف- در مواردی که $h_w/l_w < 2$ ویا $(l_w/b_w) > 6$ باشد، قطعه قائم دیوار باید مشابه دیوار سازه‌ای و با رعایت بندهای ۲۰-۷-۳، ۲۰-۷-۴ و۲۰-۷-۹ طراحی شود.

ب- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $(l_w/b_w) \leq 2.5$ باشد، قطعه قائم دیوار یا دیوار پایه باید مشابه ستون و با رعایت بندهای ۲۰-۶-۳-۲ و ۲۰-۶-۳-۳ و ۲۰-۶-۳-۴ طراحی شود.

پ- در مواردی که $h_w/l_w \geq 2$ و $2.5 < (l_w/b_w) \leq 6$ باشد، قطعه قائم دیوار یا دیوار پایه را می‌توان به جای رعایت ضوابط قسمت «ب» این بند، با رعایت بند ۲۰-۷-۶-۱«الف» تا ۲۰-۷-۶-۱«پ» طراحی نمود.

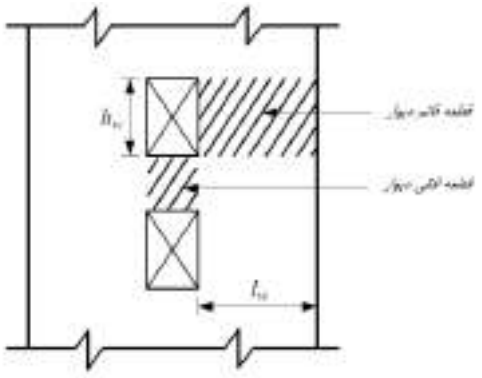
h_w ارتفاع آزاد، l_w طول افقی و b_w عرض قسمت جان در مقاطع دیوارپایه تشکیل شده از جان و بال، ویا ضخامت در

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۷ دیوارهای سازه ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

ت ۲۰-۷-۱ این بخش شامل ضوابط ابعادی و جزییات دیوارهای سازه‌ای و تمام اجزای آن شامل تیرهای همبند و دیوارپایه‌ها می‌باشد. دیوارپایه‌ها در فصل ۲ (علائم و تعاریف) تعریف شده‌اند. ضوابط طراحی برای قسمت های قائم دیوار، شکل ۲۰-۱۰، به نسبت ابعادی آن قسمت در صفحه دیوار (h_w/l_w) و نسبت ابعادی مقطع افقی (l_w/b_w) بستگی دارد و عموما از توضیحات جدول زیر پیروی می‌کند. نسبت‌های محدود کننده برای دیوار پایه‌ها بر مبنای قضاوت مهندسی است. منظور این بوده است که تسلیم آرماتورهای قائم پایه باید محدود کننده تقاضای برشی پایه باشد. دقت شود که نسبت ابعادی مقطع افقی دیوار با نسبت ابعادی ارائه شده برای تعریف عمومی دیوار در فصل ۲، کمی متفاوت است.

موارد «الف» تا «پ» این بند در جدول زیر خلاصه شده است.



شکل ۲۰-۱۰ دیوار سازه‌ای با بازشو

متن اصلی

دیوارپایه با مقطع مستطیلی است. ضوابط این بند در جدول تفسیر خلاصه شده‌است.

۲۰-۷-۲ محدودیت‌های هندسی

۲۰-۷-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی «الف» و «ب» زیر باید رعایت شوند:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آن‌ها اجزای مرزی مطابق بند ۲۰-۷-۴ به کار گرفته می‌شوند، عرض عضو مرزی نباید کمتر از مقدار مشخص شده در بند ۲۰-۷-۴-۴«پ» باشد.

تفسیر/توضیح

جدول ت ۲۰-۱ ضوابط حاکم برای طراحی اجزای قائم دیوار (بند ۲۰-۷-۱)

ارتفاع آزاد قسمت قائم دیوار تقسیم بر طول افقی قسمت مورد نظر دیوار $\frac{h_w}{l_w}$	طول قسمت قائم دیوار تقسیم بر ضخامت دیوار (l_w/b_w)		
	$\frac{l_w}{b_w} \le 2.5$	$2.5 < \frac{l_w}{b_w} \le 6$	$\frac{l_w}{b_w} > 6$
$\frac{h_w}{l_w} < 2$	دیوار	دیوار	دیوار
$\frac{h_w}{l_w} \ge 2$	لازم است دیوار پایه‌ها الزامات خاص طراحی ستون‌ها تامین نمایند. به بند ۲۰-۷-۶ مراجعه شود.	لازم است دیوارپایه‌ها الزامات خاص طراحی ستون‌ها یا ضوابط جایگزین را تامین نمایند. به بند ۲۰-۷-۶ مراجعه شود.	دیوار پایه

h ارتفاع آزاد، lw طول افقی و bw عرض جان دیوار است.

ت ۲۰-۷-۱ محدودیت‌های هندسی

ت ۲۰-۷-۲-۱ دیوارهای سازه‌ای را می‌توان به شکل‌های مختلفی پیکربندی نمود. مانند شکل ۲۰-۱۱ طرح و اجرای دیوار با مقطع مستطیلی نسبتا آسان است به شرط اینکه ضخامت دیوار نازک نباشد، در این صورت از نظر عملکرد سازه‌ای (بویژه در فشار و برش) دچارمشکلاتی می‌شود و باید از آن پرهیز نمود.

دیوارهای دمبلی شکل، با ضخامت کم معمولا دارای اجزای مرزی به شکل ستون هستند که آرماتورهای طولی موجود در آن ضمن مشارکت در تامین مقاومت خمشی دیوارها، به صورت محوری و با شرط اقناع شرایط آرماتورگذاری لرزه‌ای، موجب بهبود پایداری و شکل‌پذیری دیوار شده و در مهار تیرهای قاب شده با دیوار نیز کمک می‌کند (به تفسیر بند ۲۰-۶-۲ مراجعه شود). دقت شود استفاده از ابعاد بزرگتر در انتهای دیوار صرفا برای فراهم نمودن فضای بیش‌تر برای آرماتورگذاری طولی و اتصال تیر است. لذا چنانچه دیوار ضخامت جان کافی داشته باشد، افزایش ابعاد انتهایی و یا اتصال به ستون، قرار گرفتن در قاب، الزامی نیست.

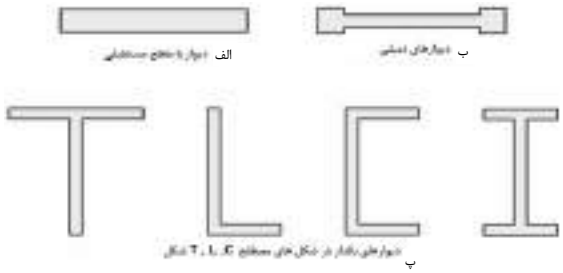
متن اصلی

۲۰-۷-۲-۲ در دیوارهای سازه‌ای باید تا حد امکان از ایجاد بازشوهای با ابعاد بزرگ خودداری کرد. در مواردی که ایجاد این بازشوها اجتناب ناپذیر باشد، باید موقعیت هندسی آن‌ها را طوری در نظر گرفت که دیوار بتواند به صورت دیوارهای هم‌بسته عمل نماید. در غیر این صورت باید با کمک تحلیل دقیق ویا آزمایش‌های مناسب، اثر وجود بازشو در عملکرد دیوار بررسی شود.

۲۰-۷-۲-۳ در طراحی برای خمش و بارهای محوری در دیوارهای با مقطع U، T و L شکل و سایر اشکال مشابه تشکیل شده از دیوارهای متقاطع، عرض موثر بال، اندازه‌گیری شده از بر جان در هر سمت که در محاسبات به کار برده می‌شود، نباید بیش‌تر از مقادیر «الف» و «ب» زیر در نظر گرفته شود، مگر آن که با تحلیل دقیق‌تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد.

الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور،
ب- یک چهارم ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع مورد نظر آن.

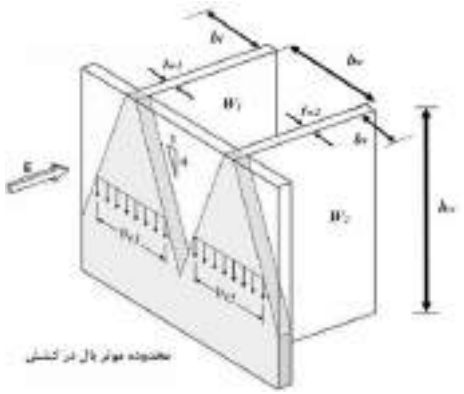
تفسیر/توضیح



شکل ۲۰-۱۱ دیوارهای سازه‌ای با مقاطع مختلف

ت ۲۰-۷-۲-۲ برای دیوارهای بازشودار، تاثیر بازشو یا بازشوها بر مقاومت خمشی و برشی باید در نظر گرفته شود و باید یک مسیر بار اطراف بازشو یا بازشوها صحت سنجی شود. مفاهیم طراحی بر اساس ظرفیت و مدل‌های بست و بند ممکن است برای این منظور مفید باشد. برای طراحی دیوارهای هم‌بند به بند ۲۰-۷-۱۱ مراجعه شود.

ت ۲۰-۷-۲-۳ در مواردی که مقطع دیوار به شکل T,C,L یا سایر اشکال می‌باشد، تاثیر بال بر رفتار دیوار باید با انتخاب عرض مناسبی از آن ارزیابی شود. آزمایش‌ها نشان می‌دهد که عرض موثر بال با افزایش سطح دوران نسبی افزایش می‌یابد و میزان تاثیر بال در فشار با تاثیر همان بال در کشش متفاوت است. مقدار مورد استفاده برای عرض موثر بال در فشار، تاثیر کمی بر ظرفیت مقاومتی و تغییرشکلی دیوار دارد. بنابراین برای ساده‌کردن طراحی، یک مقدار موثر عرض بال بر اساس تخمین عرض موثر بال کششی برای هر دو حالت کششی و فشاری استفاده می‌شود، شکل ۲۰-۱۲.



$$b_{e1} = t_{w1} + \min(\frac{b_w}{2}, \frac{h_w}{4}) + \min(b_l, \frac{h_w}{4})$$
$$, b_{e2} = t_{w2} + \min(\frac{b_w}{2}, \frac{h_w}{4}) + \min(b_r, \frac{h_w}{4})$$

شکل ۲۰-۱۲ عرض موثر بال در کشش

متن اصلی

۲۰-۷-۳ آرماتورهای قائم و افقی

۲۰-۷-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتور به کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد، مگر آن که نیروی برشی طرح دیوار، V_u ، از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. در این صورت حداقل آرماتور مورد نیاز افقی دیوار، ρ_t، را می‌توان مطابق ضوابط بخش ۱۳-۶ کاهش داد.

۲۰-۷-۳-۲ فاصله مرکز تا مرکز آرماتورها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیش‌تر از ۳۵۰ میلی‌متر اختیار شود. آرماتورهایی که از آن‌ها برای تامین V_n استفاده می‌شود، باید به صورت ممتد بوده و درسطح صفحه برش توزیع شوند.

۲۰-۷-۳-۳ در دیوارهایی که در آن‌ها $V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ ویا $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ باشد، به کارگیری دو شبکه آرماتور الزامی است.

۲۰-۷-۳-۴ آرماتورها در دیوارهای سازه‌ای باید به گونه‌ای وصله یا مهار شوند که مطابق بخش های ۲۱-۳ و ۲۱-۴ و موارد «الف» تا «پ» زیر، در آن‌ها امکان ایجاد تنش کششی تسلیم، f_y، به وجود آید:

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۷-۲ آرماتورهای قائم و افقی

ت ۲۰-۷-۳-۱ حداقل آرماتورهای برشی با هدف کنترل عرض ترک‌های مورب تعیین شده‌است. الزام بند۲۰-۷-۳-۳ درباره دو لایه آرماتور در دیوارهایی که برش قابل توجهی را تحمل می‌کنند براساس مشاهداتی است که نشان می‌دهد در شرایط ساخت و ساز معمول، احتمال نگهداشتن یک لایه آرماتور در وسط مقطع دیوار کم است. علاوه بر این، حضور آرماتور نزدیک به سطح، مانع از جدایی بتن در ترک‌های شدید درحین زلزله می‌شوند. الزام دو لایه آرماتور عمودی در دیوارهای لاغرتر، پایداری جانبی ناحیه فشاری را تحت بارهای چرخه ای بعد از تسلیم آرماتورهای کششی قائم افزایش می‌دهد. در صورتی‌که آرماتورهای افقی روی آرماتورهای قائم قرار داده شوند، وصله پوششی آرماتورهای قائم عملکرد بهتری خواهند داشت، شکل ۲۰-۱۳.

شکل ۲۰-۱۳ توزیع آرماتورهای افقی و قائم در دیوارها

از آنجاکه یکپارچگی عملکرد وصله‌های پوششی به هنگام پاسخ غیرارتجاعی خمشی را نمی‌توان تضمین کرد باید از بکاربردن وصله به خصوص در مقاطع بحرانی پرهیز نمود. در نواحی خارج از این محدوده وصله پوششی باید در وسط و طول دهانه دیوار بوده و برای آرماتور فوقانی محاسبه شود.

ت ۲۰-۷-۳-۴ الزامات این بند بر اساس مفاد فصل ۲۱، با تغییراتی جهت پرداختن به موضوعات خاص دیوارهای سازه‌ای و همچنین استفاده از آرماتورهای با مقاومت زیاد تدوین شده‌است. از آنجا که نیروهای واقعی در آرماتورهای طولی (قائم) دیوارهای سازه‌ای ممکن است از نیروهای محاسبه شده فراتر رود، باید آرماتورها را به طور

متن اصلی

الف- آرماتورهای طولی، به جز در قسمت فوقانی دیوار، باید تا طولی برابر با حداقل ۳۷۰۰ میلی‌متر بعد از محلی که دیگر از نظر خمشی مورد نیاز نیستند، ادامه داده شوند، ولی در هر حال نیازی نیست که بیش‌تر از l_d از بالای طبقه فوقانی ادامه داشته باشند.

ب- در محل‌هایی که در اثر تغییرمکان‌های جانبی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی وجود دارد، طول مهاری آرماتورها باید ۱/۲۵ برابر طول مهاری محاسبه شده برای تسلیم در کشش در نظر گرفته شود.

پ- در نواحی مرزی در مقاطع بحرانی دیوار که در آن‌ها در اثر تغییرمکان‌های جانبی احتمال جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد، استفاده از وصله‌های پوششی برای آرماتورهای طولی در طولی برابر با کم‌ترین دو مقدار ۶۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع طبقه، h_{sx}، در بالای مقطع و l_d زیر مقطع مجاز نمی‌باشد. نیازی نیست طول h_{sx} را بیش‌تر از ۶۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفت. نواحی مرزی شامل قسمت‌های ذکر شده در بند ۲۰-۷-۴-۴ «الف» و قسمت‌هایی به اندازه ضخامت دیوار از بر دیوار در هر کدام از دیوارهای متقاطع در هر جهت می‌باشند.

ت- در آرماتورها، وصله‌های مکانیکی باید مطابق بند ۲۰-۶-۲-۲-۶ و ۲۰-۶-۲-۲-۷ و وصله‌های جوشی مطابق بند ۲۰-۶-۲-۲-۸ در نظر گرفته شوند.

تفسیر/توضیح

مناسبی مهار کرده یا به هم متصل کرد تا بتوانند به مقاومت تسلیم آرماتور در کشش برسند. محل قطع آرماتورهای طولی در دیوارهای سازه‌ای باید مشخص شود به طوری که آرماتورها در ارتفاع و در جایی که دیگر برای مقاومت در برابر خمش و نیروی محوری طراحی مورد نیاز نیستند، امتداد داشته باشند. امتداد آرماتورها به اندازه حداقل ℓ_d بالاتر از تراز طبقه بعدی یک روش عملی برای دستیابی به این نیاز است. برای مواردی که ارتفاع طبقه زیاد است، محدوده ۳۷۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. قطع آرماتور باید به تدریج در ارتفاع دیوار انجام شود و نباید در نزدیکی مقاطع بحرانی قرار داشته باشد.

دقت شود در مواردی کاهش طول دهانه دیوار، ℓ_w در ارتفاع وجود داشته باشد احتمال دارد چند مقطع بحرانی در ارتفاع دیوار پدید آید و این ضوابط باید برای هر کدام رعایت شود. سخت‌شدگی کرنشی آرماتورها با گسترش تغییرشکل‌های پلاستیک از مقاطع بحرانی، به علت افزایش تغییر شکل‌های جانبی، اتفاق می‌افتد. تحقیقات اخیر نشان می‌دهد که باید از وصله پوششی در دیوارهایی که تسلیم خمشی در آن پیش‌بینی می‌شود، پرهیز شود. به عنوان مثال در دیوار پایه‌ها از بکارگیری این نوع وصله خودداری گردد، زیرا ممکن است منجر به کرنش‌های موضعی بزرگ و گسیختگی‌های آرماتورها شود. شکل ۲۰-۱۴ محل‌هایی از اجزا مرزی را نشان می‌دهد که در آن وصله پوششی آرماتورها مجاز نیست.

در مقاطعی‌که تسلیم آرماتورهای طولی مورد انتظار است، یک ضریب ۱/۲۵ اعمال می‌شود تا احتمال اینکه مقاومت تسلیم واقعی از مقاومت تسلیم اسمی آرماتور بیش‌تر باشد و همچنین تاثیر سخت‌شدگی کرنشی و معکوس شدن بارهای چرخه‌ای در نظر گرفته شده باشد. در مواردی‌که از آرماتورهای عرضی استفاده می‌شود، طول گیرایی آرماتورهای مستقیم یا قلاب‌دار، همانطور که در بندهای ۲۱-۳-۲ و ۲۱-۳-۳ اجازه داده، را می‌توان کاهش داد، زیرا آرماتورهای عرضی با فواصل نزدیک به هم عملکرد وصله‌ها و قلاب‌های در معرض تقاضاهای غیرارتجاعی مکرر را بهبود می بخشد.

متن اصلی

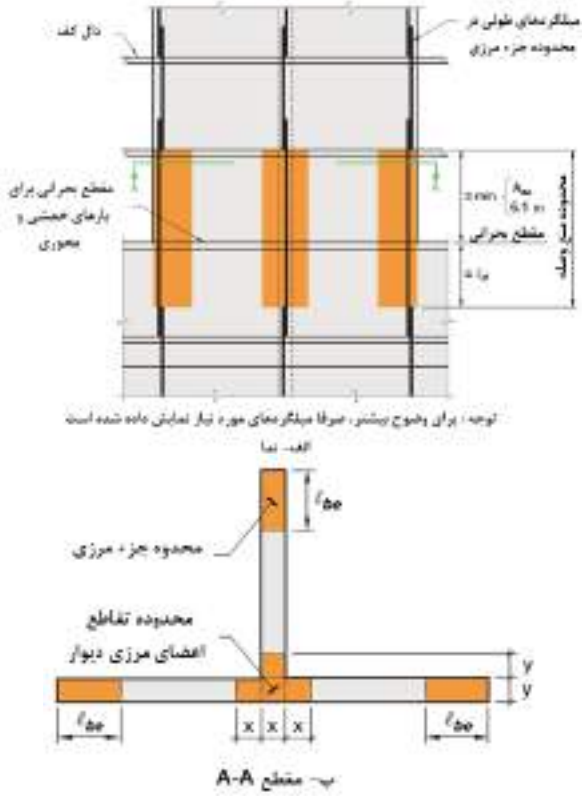
۲۰-۷-۳-۵ دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارند و به گونه‌ای طراحی شده‌اند که در آن‌ها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید دارای آرماتورهای طولی در دو انتهای قطعه قائم دیوار بوده و شرایط «الف» تا «پ» زیر در آن‌ها رعایت شوند:

الف- درصد حداقل آرماتورهای طولی در ناحیه‌ای در هر انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ و عرضی برابر با ضخامت دیوار، برابر $\frac{0.51\sqrt{f'_c}}{f_y}$ باشد.

ب- آرماتورهای طولی مورد نیاز بر اساس بند «الف» باید به اندازه حداقل l_w ویا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

پ- نباید بیش‌تر از ۵۰ درصد آرماتورهای مورد نیاز در بند «الف» در یک مقطع قطع شوند.

تفسیر/توضیح



شکل ۲۰-۱۴ اجزا مرزی دیوارها در ارتفاع که در آن‌ها وصله‌های پوششی مجاز نیست

ت ۲۰-۷-۳-۵ این بند بر این فرض استوار است که پاسخ غیرالاستیک دیوار تحت تأثیر خمش بوده و در یک مقطع بحرانی تسلیم اتفاق می افتد. مشخصات دیوار باید طوری متناسب باشد که مقطع بحرانی، مفصل پلاستیک، در محل مورد نظر رخ دهد. اگر پتانسیل بیش از یک مقطع بحرانی موجود باشد، مانند دیوار با تغییر طول در ارتفاع، تعبیه حداقل آرماتورهای مرزی در همه این بخش‌ها کاملاً منطقی است.

لازمه حداقل آرماتور طولی در لبه دیوار، به منظور توزیع مناسب ترک‌های خمشی ثانویه ایجاد شده در ناحیه مفصل پلاستیک دیوار برای دستیابی به ظرفیت تغییر شکل مورد نیاز در هنگام زلزله است. علاوه بر این، افزایش قابل ملاحظه مقاومت بتن از مقاومت مورد استفاده در محاسبات طراحی، ممکن است برای توزیع ترک خوردگی مضر باشد. در بند «الف» نسبت آرماتور مورد نیاز در مناطق کششی انتهایی مشخص شده است. همانطور که برای بخش‌های مختلف دیوار در شکل ۲۰-۱۵ نشان داده شده است. آرماتور طولی مورد نیاز بند «الف» باید در مقطع بحرانی قرار گیرد که انتظار می‌رود تسلیم

متن اصلی

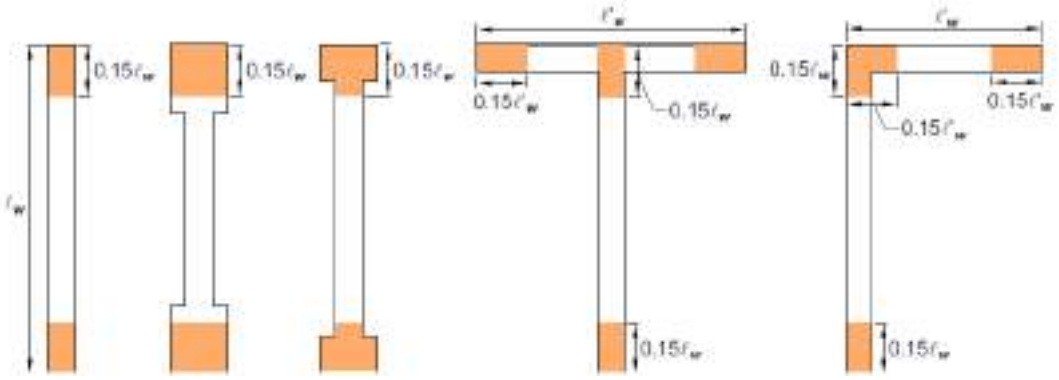
۲۰-۷-۳-۶ آرماتورهای تیرهای هم‌بند باید دارای طول گیرایی ویا وصله مطابق **بخش‌های ۲۱-۳** و **۲۱-۴** برای توسعه f_y و بندهای «الف» و «ب» زیر باشند:

الف- اگر آرماتورهای تیرهای هم‌بند بر اساس **بند ۲۰-۶-۲-۲-۱** باشند، طول گیرایی آرماتور ۱/۲۵ برابر طولی است که بر اساس تنش f_y در کشش محاسبه می‌شود.

ب- اگر آرماتورهای تیرهای هم‌بند بر اساس **بند ۲۰-۷-۵-۴** باشند، طول گیرایی آرماتورهای قطری ۱/۲۵ برابر طولی است که بر مبنای تنش f_y در کشش محاسبه می‌شود.

تفسیر/توضیح

آرماتور طولی اتفاق افتد، به طور معمول پایین یک دیوار طره‌ای و برای جلوگیری از ایجاد نقطه ضعف در مجاورت محل مفصل پلاستیک مفروض، باید تا ارتفاع کافی از دیوار ادامه یابد. محدوده ارتفاع بالای یا پایین مقطع بحرانی به اندازه $M_u/3V_u$ در مجاورت محل تشکیل مفصل پلاستیک برای شناسایی طول مورد انتظار برای تسلیم استفاده می‌شود.



شکل ۲۰-۱۵ محل آرماتور طولی در اجزای لبه در دیوارها با مقاطع مختلف

۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای

۲۰-۷-۴-۱ نیاز به اجزای مرزی ویژه در لبه دیوارها بر اساس یکی از ضوابط **بندهای ۲۰-۷-۴-۲** یا **۲۰-۷-۴-۳** تعیین می‌شود. علاوه بر آن، ضوابط **بندهای ۲۰-۷-۴-۴** و **۲۰-۷-۴-۵** نیز باید رعایت گردند.

ت ۲۰-۷-۳ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای

ت ۲۰-۷-۴-۱ دو رویکرد طراحی برای ارزیابی الزامات جزییات مورد نیاز در مرزهای دیوارها (لبه‌ها) در این بند ارایه شده‌اند.

الزامات **بند ۲۰-۷-۴-۲** اجازه استفاده از طراحی براساس جابجایی دیوارها را می‌دهند که در آن، جزییات سازه‌ای مستقیما بر مبنای تغییرمکان‌های مورد انتظار دیوار مشخص می‌شوند.

الزامات **بند ۲۰-۷-۴-۳** مشابه همان ضوابطی است که در ویرایش قبلی آیین‌نامه ذکر شده بود و استفاده از آن در ویرایش جدید

متن اصلی

۲۰-۴-۷-۲ در دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها $\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از شالوده سازه تا بالای آن به صورت پیوسته ادامه داشته و در آن‌ها طراحی تنها برای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری انجام شده باشد، باید ضوابط «الف» و «ب» زیر رعایت گردند:

الف- در مواردی که رابطه زیر برقرار باشد، نواحی فشاری دیوار باید با اجزای مرزی ویژه تقویت شوند.

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c}$$ **الف (۱۲-۲۰)**

در رابطه فوق، c فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که برای بار محوری ضریب‌دار به همراه مقاومت خمشی اسمی هم‌ساز با تغییرمکان جانبی طرح، δ_u، محاسبه می‌شود. نسبت $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نباید کمتر از ۰/۰۰۵ منظور شود.

ب- در مواردی که بر اساس ضابطه «الف» به اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه در اجزای مرزی باید، به جز در مواردی که در **بند ۲۰-۴-۷-۴**«خ» اجازه داده شده‌اند، در امتداد قائم در بالا و پایین مقطع بحرانی، حداقل به اندازه بزرگترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ ، ادامه یابند. علاوه بر آن یا باید $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$ بوده ویا $\delta_c/h_{wcs} \geq \delta_u/h_{wcs}$ 1.5 صادق باشد. مقدار δ_c/h_{wcs} از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

ب (۱۲-۲۰)

$$\delta_c/h_{wcs} = \frac{1}{100}\left(4 - \frac{1}{50}\left(\frac{l_w}{b}\right)\left(\frac{c}{b}\right) - \frac{V_e}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}}\right) \geq 0.015$$

تفسیر/توضیح

آیین‌نامه به جهت محافظه کارانه بودن آن برای ارزیابی آرماتورهای عرضی مورد نیاز در مرز لبه‌های برخی دیوارهاست.

بندهای۲۰-۴-۷-۴ و **۲۰-۴-۷-۵** الزمات هر کدام از **بندهای ۲۰-۴-۷-۲** یا **۲۰-۴-۷-۳** را پوشش می‌دهند.

ت ۲۰-۴-۷-۲ این بند بر اساس این فرض که پاسخ غیرخطی در دیوار ناشی از رفتار خمشی آن‌ها در یک مقطع بحرانی که به حد تسلیم رسیده، روی می‌دهد. دیوار باید آن‌چنان متناسب آرماتورگذاری شود که این مقطع در محلی که قصد دارد، تشکیل شود.

رابطه (۲۰-۱۲)الف از رویکرد مبتنی بر جابجایی پیروی می‌کند. در این رویکرد در مواردی که تغییرمکان جانبی دیوار δ_u به ۱/۵ برابر مقدار مورد انتظار برسد، محصور کردن بتن در جز مرزی در محلی که کرنش در دورترین تار فشاری دیوار به حد بحرانی خود می‌رسد، الزامی می‌باشد.

تغییرمکان طراحی در رابطه (۲۰-۱۲) الف تغییرمکان در بالای دیوار است و منظور از ارتفاع دیوار، ارتفاع بالای مقطع بحرانی تا بالاترین تراز (بام) می‌باشد. ضریب ۱/۵ در این رابطه برای تامین جزئیات سازگارتری برای کاهش احتمال فروریزش در سطح زلزله‌های بسیار شدید می‌باشد. حد پایین ۰/۰۰۵ برای نسبت δ_u/h_{wcs} استفاده از اجزا مرزی را در مواردی‌که کرنش کششی در آرماتورهای طولی جز مرزی تقریبا به دو برابر حد کرنش تعریف شده برای کشش- کنترل تیرها، مطابق **بند ۲-۴-۷**، نرسد. حد پایین ۰/۰۰۵ نسبت δ_u/h_{wcs} به ظرفیت تغییر شکل متوسطی برای ساختمان‌های سخت نیاز دارد.

عمق محور خنثی C در رابطه (۲۰-۱۲)الف، عمق محاسبه شده طبق **بند ۳-۸** برای بار محوری ضریب‌دار و مقاومت خمشی اسمی سازگار با جهت تغییرمکان δ_u است. نیروی محوری، نیروی محوری ضریب‌داری است که با ترکیب بارهایی که جابجایی δ_u را بدست می‌دهد سازگار باشد.

ارتفاع جز مرزی ویژه h_{wcs} براساس تخمین طول ناحیه مفصل پلاستیک تعیین می‌شود و فراتر از ناحیه ای که در آن تسلیم آرماتورهای کششی و خرد شدن بتن محتمل است، امتداد داده می‌شود.

رابطه (۲۰-۱۲)ب بر اساس میانگین ظرفیت دوران نسبی بالای دیوار در کاهش ۲۰ درصد از مقاومت جانبی پایه‌گذاری شده است. این نیاز که ظرفیت دوران نسبی بیش از ۱/۵ برابر تقاضای دوران نسبی باشد، احتمال کم شدن مقاومت در زلزله طراحی را کاهش می‌دهد. مقدار

متن اصلی

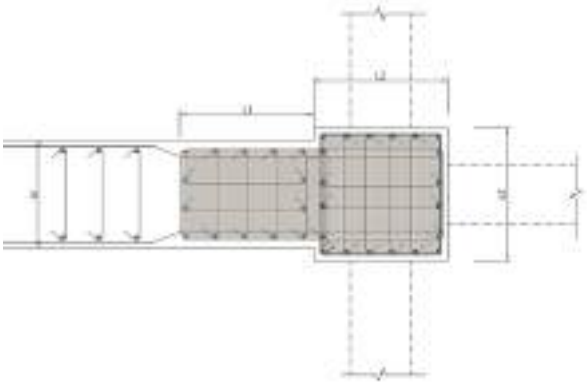
۲۰-۷-۴-۳ برای طراحی اجزای مرزی ویژه، می‌توان به جای استفاده از ضوابط **بند ۲۰-۷-۴-۲** از ضوابط این بند استفاده نمود.

در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثر ترکیب بارهای ضریب‌دار، شامل اثر زلزله، از $0.2f'_c$ بیش‌تر باشد، باید اجزای مرزی ویژه پیش‌بینی شوند. این اجزا را می‌توان از مقطعی در امتداد ارتفاع دیوار، که تنش فشاری بتن در آن از $0.15f'_c$ کمتر باشد، قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می‌شود. در دیوارهای با

تفسیر/توضیح

b در زیر بند «ب» با فرض مقادیر $\frac{Vu}{0.66Acv\sqrt{f'c}}$ و $\frac{\delta u}{hwcs}$ به ترتیب تقریبا ۱/۰ و ۰/۰۱۵ گرفته شده است. اگر b در طول c متغیر باشد، باید از مقدار متوسط یا نماینده برای b استفاده شود. به عنوان مثال، در انتهای دیوار بال دار، یا با ستون مرزی با عرض بیش از ضخامت دیوار، b باید برابر با عرض موثر بال مطابق تعریف **بند ۲۰-۷-۲-۳** باشد، اگر c به داخل جان گسترش یابد، باید از یک میانگین وزنی برای b استفاده شود، **شکل ۲۰-۱۶**. در انتهای دیوار بدون بال، b باید برابر با ضخامت دیوار باشد.

$$b = \frac{b_1 \times L_1 + b_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$$



شکل ۲۰-۱۶ محاسبه عرض متوسط وزنی در جز مرزی

اگر در یک طراحی اولیه، ظرفیت دوران نسبی از تقاضای دوران نسبی فراتر نرود، تغییرات در طراحی برای افزایش ظرفیت دوران نسبی دیوار، کاهش تقاضای دوران نسبی دیوار یا هر دو لازم است، به طوری که ظرفیت دوران نسبی بیش از تقاضای دوران نسبی برای هر دیوار در یک ساختمان فراهم شود.

ت ۲۰-۷-۴-۳ در این رویکرد دیوار تحت تاثیر بارهای ثقلی و حداکثر برش و خمش ناشی از زلزله در جهت فرض شده، در نظر گرفته می‌شود. تحت این بارگذاری، جزء مرزی فشاری در مقطع بحرانی T در برابر بارهای ثقلی سهم خود از بار محوری به اضافه برایند فشاری مربوط به لنگر خمشی دیوار مقاومت می‌کند. با این آگاهی که این حالت بارگذاری ممکن است چندین بار حین زلزله تکرار شود، هنگامی که تنش فشاری محاسبه شده از یک مقدار بحرانی اسمی برابر $0.2f'_c$ بیش‌تر باشد، بتن باید محصور شود. تنش برای نیروهای ضریب‌دار وارده به مقطع، با فرض پاسخ خطی مقطع ترک نخورده بتنی محاسبه می‌شود. تنش فشاری $0.2f'_c$ به عنوان یک مقدار شاخص استفاده می‌شود و لزوما وضعیت واقعی تنشی که ممکن است در مقطع بحرانی دیوار تحت اثر نیروهای اینرسی واقعی برای زلزله

متن اصلی

مقطع U و T، باید عرض موثر بال بر اساس ضوابط بند ۲۰-۷-۲-۳ لحاظ شود.

۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۲۰-۷-۴-۲ یا ۲۰-۷-۴-۳ به اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، الزامات بندهای «الف» تا «ذ» زیر باید برآورده شوند:

الف- جزء مرزی باید به صورت افقی تا فاصله‌ای برابر با بیش‌ترین دو مقدار $c-0.1l_w$ و $\frac{c}{2}$ از دورترین تار فشاری به سمت مرکز مقطع دیوار ادامه یابد. c فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که تحت اثر بار محوری ضریب‌دار به همراه مقاومت خمشی اسمی، که متناظر با تغییرمکان جانبی طرح، δ_u، به دست آورده شده است.

ب- عرض ناحیه فشاری ناشی از خمش، b، در طول افقی، که مطابق بند «الف» به دست آورده شده است و شامل بال دیوار در صورت وجود نیز می‌شود، نباید از $\frac{h_u}{16}$ کمتر باشد.

پ- در دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و به صورت پیوسته از روی شالوده تا بالای دیوار ادامه دارند و به گونه‌ای طراحی شده‌اند که دارای تنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری بوده و در آن‌ها $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ است، عرض ناحیه فشاری ناشی از خمش، b، در طولی که مطابق بند «الف» محاسبه شده است، باید برابر یا بزرگتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

ت- در دیوارهای با مقطع U، T و L، جز مرزی باید عرض موثر بال در فشار را شامل شده و تا حداقل ۳۰۰ میلی‌متر درون جان ادامه داشته باشد.

ث- آرماتورهای عرضی جز مرزی باید ضوابط مندرج در بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲«الف» تا «ث» و نیز بند ۲۰-۶-۳-۳-۳ را تامین نمایند. فاصله آرماتورهای عرضی که بر اساس شرط بند ۲۰-۶-۳-۳-۳«الف» حساب شده است، باید برابر با یک سوم کم‌ترین بعد عضو مرزی باشد. حداکثر فاصله

تفسیر/توضیح

پیش‌بینی شده ایجاد شود را توصیف نکند. در دیگر ضوابط قدیمی‌تر مانند آیین‌نامه آمریکایی UBC97 معیار شکل‌پذیر بودن دیوار و کنترل کننده بودن رفتار خمشی در آن با محدود کردن نیروی محوری در زیر نقطه تعادل طبق ضابطه $P_u \leq 0.35P_c$ و یا آیین‌نامه اروپایی EUROCODE نسبت $P_u \leq 0.4P_c$ کنترل می شد که مشابه محدوده کنترل فشار در ستون‌های ویژه، بند ۲۰-۶-۳-۳-۴«ب»، است. این نوع کنترل در این آیین‌نامه وجود ندارد.

ت ۲۰-۷-۴-۴ بُعد افقی جز مرزی به منظور امتداد دادن آن، در داخل جان، در طولی که کرنش فشاری بتن از مقدار بحرانی بیش‌تر می‌باشد، پیش‌بینی شده است. برای دیوار با مقطع بالدار، شامل مقاطع جعبه‌ای شکل □، L شکل و C شکل، محاسبات لازم برای مشخص کردن نیاز به جز مرزی باید سازگار با جهت بارهای جانبی باشد. مقدار $\frac{c}{2}$ مشخص شده در بند ۲۰-۷-۴-۴«الف» برای فراهم آوردن طول حداقل جز مرزی است. روش مناسب جزئیات توزیع آرماتورهای طولی و آرماتورهای محصور کننده به نحوی است که تمام آرماتورهای محیطی اصلی در جزء مرزی دیوار با آرماتورهای عرضی نگهداری شوند.

حد لاغری معرفی شده براساس فروریزش‌های ناشی از ناپایداری‌های جانبی اجزای مرزی دیوارهای لاغر است که در آزمایش‌ها و زلزله‌های اخیر دیده شده است. برای دیوارهایی با پوشش بتنی زیاد، هرجا که خرد شدن پوشش بتن به کاهش قابل توجه مقطع منجر شود، افزایش ضخامت جز مرزی باید مد نظر قرار گیرد. مقدار $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ برای تعریف یک مقطع بحرانی دیوار که مطابق با بند ۲-۴-۷ مقطع کشش-کنترل نیست استفاده شده است، به این معنا که برای این نسبت پاسخ خمشی در ناحیه فشار-کنترل است. حداقل ضخامت ۳۰۰ میلی‌متری دیوار برای کاهش احتمال ناپایداری جانبی ناحیه فشاری بعد از خرد شدن پوشش بتن اعمال شده است.

در مواردی‌که که بال‌های دیوار تنش فشاری زیادی تحمل می‌کنند، ناحیه اتصال جان به بال در معرض تنش زیاد و وقوع خرابی گسیختگی بتن به صورت موضعی است مگر آنکه آرماتورگذاری اجزای مرزی به داخل جان گسترش یابد. آرماتورگذاری عرضی مورد نیاز در اجزای مرزی دیوارها براساس ضوابط ستون‌هاست. رابطه اول بخش ابتدایی بند ۲۰-۷-۴-۴«ج» در مورد اجزا مرزی دیوار در ویرایش‌های قبلی آیین‌نامه بکار می‌رفت. این عبارت مجددا در ویرایش اخیر با این ملاحظه که رابطه دوم بخش ابتدایی بند ۲۰-۷-۴-۴«ج» $(0.09\frac{f'c}{fyt})$ به تنهایی آرماتورگذاری عرضی مناسبی برای دیوارهای ضخیم در جایی که پوشش دیوارها، قسمت

متن اصلی

عمودی آرماتورهای عرضی در جز مرزی باید مطابق جدول ۲۰-۳ باشد.

ج- جزییات آرماتورهای عرضی باید به گونه‌ای باشند که فاصله h_x بین آرماتورهای طولی در امتداد محیط جز مرزی، که دارای تکیه‌گاه جانبی هستند از کم‌ترین دو مقدار ۳۵۰ میلی‌متر و دو سوم ضخامت جز مرزی، بیش‌تر نباشد. تکیه‌گاه جانبی از طریق قلاب لرزه‌گیر در انتهای یک تنگ عرضی ویا گوشه یک دورگیر تأمین می‌شود. طول هر ساق یک دورگیر نباید از دو برابر ضخامت جز مرزی بیش‌تر بوده و طول پوششی دو دورگیر مجاور نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ۱۵۰ میلی‌متر ویا دو سوم ضخامت جزء مرزی کمتر باشد.

چ- مقدار آرماتور عرضی مطابق بندهای (۱) و (۲) زیر تعیین می‌شود:

۱- در صورت استفاده از دورگیرهای با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c باید برابر با بیش‌ترین دو مقدار $0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ ویا $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

۲- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها ویا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید برابر با بیش‌ترین دو مقدار $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ ویا $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

ح- مقاومت مشخصه بتن در جزء مرزی در محدوده ضخامت دال نباید از ۷۰ درصد مقاومت مشخصه f'_c دیوار کمتر باشد.

خ- آرماتورهای طولی دیوار در محدوده جان باید در فاصله‌ای مطابق بند ۲۰-۷-۴-۲«ب» در بالا و پایین مقطع بحرانی دارای تکیه‌گاه جانبی شامل گوشه یک دورگیر ویا یک سنجاقی با قلاب لرزه‌ای در دو انتها باشند. فاصله قائم آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از ۳۰۰ میلی‌متر بیش‌تر بوده و قطر آن‌ها باید مطابق بند ۲۱-۶-۲-۲ تعیین شود.

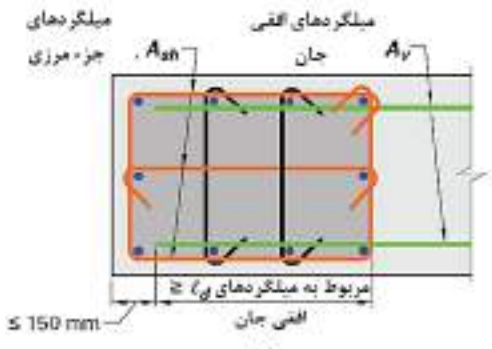
د- در مواردی که مقطع بحرانی دیوار در تراز تحتانی آن واقع شده باشد، لازم است آرماتورهای عرضی اجزای مرزی آن مقطع بر اساس ضوابط بند ۲۰-۷-۳-۴، به اندازه حداقل l_d که برای بزرگترین آرماتور طولی عضو مرزی محاسبه شده است، در داخل تکیه‌گاه دیوار ادامه یابند. در صورتی‌که

تفسیر/توضیح

زیادی از ضخامت دیوار را شامل می‌شود تامین نمی‌کند، بیان شده است.

برای اجزا مرزی دیوار با مقطع مستطیلی عبارات A_g و A_{ch} در روابط بند ۲۰-۷-۴-۴«ج» به صورت $A_g=l_{be}b$ و $A_{ch}=b_{c1}b_{c2}$ تعریف می‌شود، این ابعاد در شکل ۲۰-۱۷ نشان داده شده‌اند. این ضابطه، با این استدلال که احتمال خرد شدن وجه داخلی جز مرزی وجود ندارد امکان خرد شدن بتن تنها در وجوه بیرونی اجزای مرزی محصور شده را در نظر می‌گیرد. پوشش بتن روی آرماتور محصور کننده باید حداقل مقدار ممکن باشد تا در صورت خرد شدن پوشش، کاهش قابل توجهی در سطح مقطع رخ ندهد.

آرماتورهای افقی در دیوارهای سازه‌ای با نسبت برش به لنگرخمشی کم، در مقابل نیروی برشی با عملکرد خرپایی مقاومت می‌کنند که در آن آرماتورهای افقی مشابه خاموت‌های تیر عمل می نمایند. بنابراین، آرماتورهای افقی تامین شده برای آرماتورگذاری برشی باید در هسته محصور شده جز مرزی مهار شده و تا نزدیکی انتهای دیوار تا آنجا که الزامات پوشش آرماتورها و فاصله آرماتورهای دیگر اجازه می‌دهد امتداد داده شود. الزام اینکه آرماتورهای افقی جان در هسته محصور شده جز مرزی مهار شوند و تا ۱۵۰ میلی‌متری انتهای دیوار امتداد یابند، در مورد تمام آرماتورهای افقی اعم از آرماتورهای مستقیم، با قلاب انتهایی یا سردار، همانطور که در شکل ۲۰-۱۷ نشان داده شده است، بکار می‌رود.



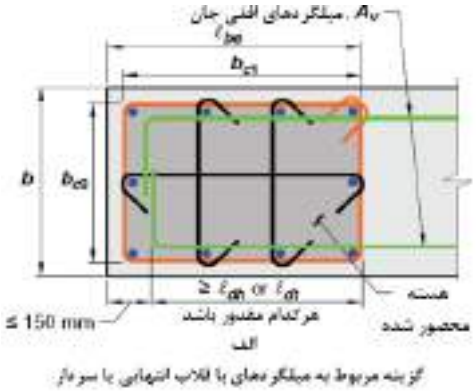
گزینه مربوط به میلگرد مهار شده با طول مستقیم

متن اصلی

عضو مرزی ویژه بر روی پی، شالوده سراسری، ویا سر شمع ختم شود، آرماتورهای عرضی عضو مرزی ویژه باید به اندازه مقدار به دست آمده از **بند ۲۰-۹-۲-۳** و حداقل ۳۰۰ میلی‌متر، در داخل پی یا سر شمع ادامه یابند (**شکل ۲۰-۱۹**). در پی‌ها به جای l_d می‌توان از l_{dh} با فرض $1.25f_y$ استفاده نمود.

ذ- آرماتورهای افقی در جان دیوار باید تا ۱۵۰ میلی‌متری انتهای دیوار ادامه یابند. این آرماتورها باید در هسته محصور شده اجزای مرزی با استفاده از قلاب‌های استاندارد ویا آرماتورهای سَردار ، به گونه‌ای مهار شوند که بتوانند تنش حد تسلیم، f_y، را تحمل نمایند. در صورتی‌که عضو مرزی محصور شده دارای طول کافی برای مهار آرماتورهای افقی دیوار بدون قلاب انتهایی باشد و $\frac{A_s f_y}{s}$ آرماتور افقی جان بزرگتر از $\frac{A_s f_{yt}}{s}$ آرماتور عرضی عضو مرزی موازی با آرماتور جان نباشد، می‌توان از آرماتورهای افقی بدون قلاب استاندارد ویا غیر سَردار استفاده نمود.

تفسیر/توضیح



شکل ۲۰-۱۷ گیرایی آرماتور افقی یا خم‌دار دیوار در بتن محصور شده

آزمایش‌ها نشان می‌دهند که می‌توان با استفاده از فاصله آرماتورهای قائم بیش‌تر از حد مجاز **بند ۲۰-۶-۳-۳-۳**«الف»، عملکرد کافی را به دست آورد. محدودیت روی فاصله بین مهار جانبی آرماتورهای طولی (قائم) دیوار به منظور فراهم کردن فاصله یکنواخت دورگیر لرزه‌ای و سنجاقی برای دیوارهای نازک است.

الزامات پیکربندی برای آرماتور عرضی جز مرزی و سنجاقی‌های آرماتور طولی جان در **شکل ۲۰-۱۷** خلاصه شده‌است. محدودیتی در طول حلقه‌های آرماتورهای عرضی جز مرزی وجود دارد زیرا آزمایش‌ها نشان می‌دهد که یک حلقه یکپارچه پیرامونی با سنجاقی‌های مکمل که دارای قلاب های متناوب ۹۰ درجه و ۱۳۵ درجه هستند، در صورتی‌که دارای طولی بیش از تقریباً $2b$ باشند، به اندازه دورگیرها و سنجاقی‌های هم‌پوشاننده با قلاب‌های لرزه‌ای در هر دو انتها موثر نیستند. این آزمایش‌ها همچنین نشان می‌دهد که در صورت مهار نشدن آرماتورهای طولی (قائم) جان در محدوده مفصل پلاستیک، بلافاصله پس از خرابی اجزای مرزی ظرفیت باربری محوری دیوار کاهش می‌یابد. استفاده از سنجاقی‌های جان در خارج از اجزا مرزی همچنین منجر به تغییر ناگهانی کم‌تری در آرماتور عرضی می‌شود که برای محصور کردن بتن و مهار کمانش آرماتورهای طولی استفاده می‌شود و همچنین به افزایش بالقوه عمق تار خنثی ناشی از برش (قطر فشاری) و عدم قطعیت در بار محوری اشاره دارد.

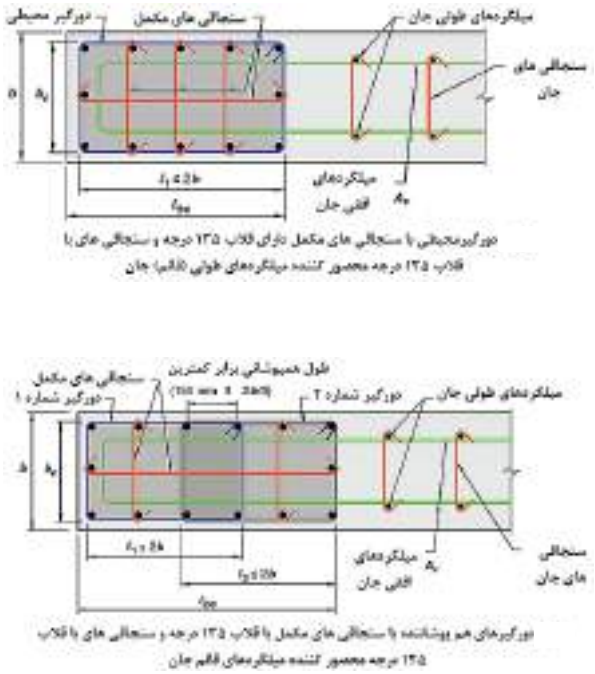
در خارج از محدوده معرفی شده در **بند ۲۰-۷-۴-۲**«ب»، آرماتورگذاری عرضی جان دیوار برای مهار آرماتور طولی آن، چنانچه مطابق **بند ۱۳-۷-۴** نیاز به تنگ‌های عرضی داشته باشند، باید ضوابط **بند ۲۱-۶-۲** را اقناع کند.

متن اصلی

۲۰-۷-۴-۵ در مواردی که بر اساس **بندهای ۲۰-۷-۴-۲** یا **۲۰-۷-۴-۳** به اجزای مرزی ویژه نیازی نباشد، ضوابط «الف» و «ب» زیر باید رعایت شوند:

الف- در مواردی که نسبت آرماتورهای طولی عضو لبه دیوار از $\frac{2.8}{f_y}$ تجاوز نماید، آرماتورهای عرضی عضو لبه، مطابق **شکل ۲۰-۱۸**، باید در طولی مطابق **بند ۲۰-۷-۴-۴** «الف» ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲**«الف» تا «ث» را تامین نمایند. فاصله قائم این آرماتورهای عرضی باید مطابق با **جدول ۲۰-۳** باشد.

تفسیر/توضیح



شکل ۲۰-۱۸ شکل آرماتورهای عرضی جز مرزی و سنجاقی‌های جان

الزامات امتداد قائم اجزای مرزی در ارتفاع دیوار در **شکل ۲۰-۱۸** خلاصه شده است. الزامات مندرج در **بند ۲۰-۷-۳-۵** در مورد حداقل آرماتور طولی در انتها (لبه) دیوارها، از جمله مواردی که دارای جز مرزی ویژه هستند، اعمال می‌شود.

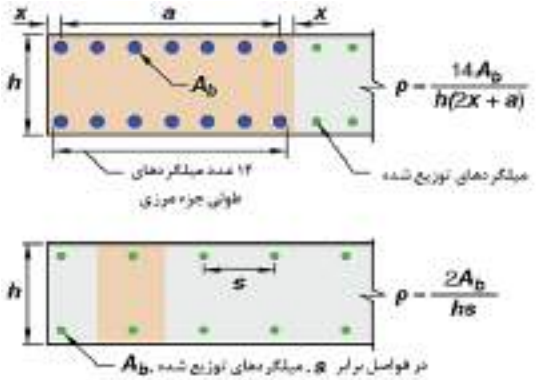
ت ۲۰-۷-۴-۵ معکوس شدن بار در جریان زلزله ممکن است منجر به کمانش آرماتورهای طولی مرزی دیوار حتی در موقعیت هایی که تقاضای موجود در مرز دیوار نیازمند جز مرزی نباشد، شود. برای دیوارهایی با مقدار متوسط آرماتورگذاری مرزی، تنگ‌هایی برای جلوگیری از کمانش مورد نیاز است. همانطور که در **شکل ۲۰-۱۸** نشان داده شده است، نسبت آرماتور طولی که در نظر گرفته شده فقط برای وجود آرماتورگذاری در مرز دیوار است. مقدار بزرگتر فاصله تنگ‌ها نسبت به **بند ۲۰-۷-۴-۴**«ث» به خاطر تقاضاهای تغییرشکلی کمتر این دیوارهاست. الزامات این بند در سراسر ارتفاع دیوار اعمال می‌شود و در **شکل ۲۰-۱۹** برای حالت‌هایی که اجزا مرزی مورد نیاز است خلاصه شده است. اضافه کردن قلاب‌ها یا خاموت‌های U شکل در انتهای آرماتورگذاری افقی دیوار باعث گیرایی شده به نحوی که آرماتورها در مقاومت برشی موثر باشند. علاوه بر این، جلوگیری از کمانش آرماتورهای قائم لبه دیوار نیز مورد نظر بوده

متن اصلی

تفسیر/توضیح

است. در دیوارهایی با برش درون صفحه‌ای کم، مهار آرماتورهای افقی ضرورتی ندارد.

محدودیت‌های فاصله آرماتورهای عرضی به منظور جلوگیری از کمانش آرماتور است تا در کرنش‌های چرخشی معکوس به خوبی در محدوده غیر ارتجاعی قرار گیرند. برای عملکرد مشابه، در آرماتورهای با مقاومت زیاد، فاصله کم‌تری لازم است.



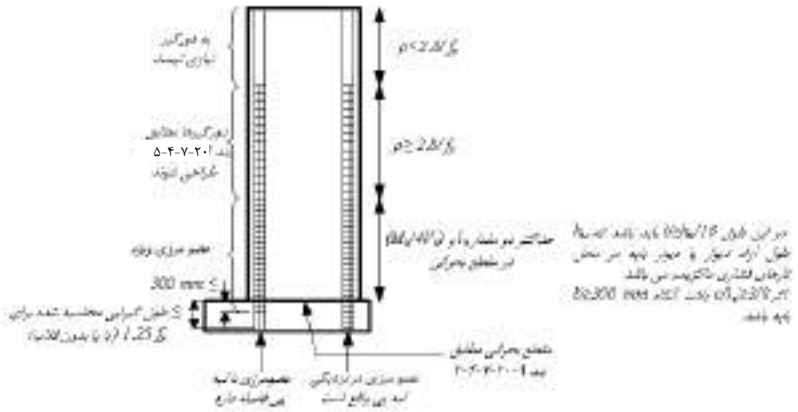
شکل ۲۰-۱۹ نسبت آرماتور طولی برای جز مرزی در یک دیوار سازه‌ای عادی

جدول ۲۰-۳ فاصله قائم آرماتورهای عرضی در جز مرزی

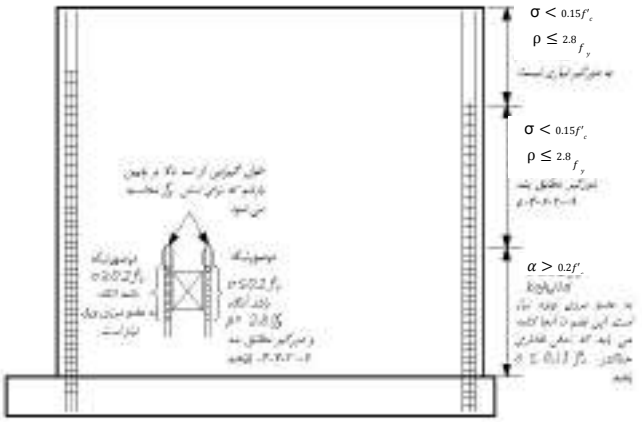
مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله قائم آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	کوچک‌ترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلی‌متر (۱)
	در سایر نقاط	کوچک‌ترین مقدار $8d_b$ و ۲۰۰ میلی‌متر
۵۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی (۲)	کوچک‌ترین مقدار $5d_b$ و ۱۵۰ میلی‌متر
	در سایر نقاط	کوچک‌ترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلی‌متر

(۱) d_b قطر کوچک‌ترین آرماتور اصلی خمشی است.

(۲) مقطع بحرانی مقطعی است که در آن در اثر تغییرمکان جانبی، امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.



الف- دیوار با نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ و یک مقطع بحرانی که طراحی آن برای خمش و بار محوری و با استفاده از بندهای ۲۰-۷-۴-۲ و ۲۰-۷-۴-۴ و ۲۰-۷-۴-۵ انجام می‌شود.



یادداشت : در مواردی که تنش فشاری حداکثر در تارهای انتهایی بزرگتر یا مساوی $0.2f'_c$ باشد الزامات جزء مرزی ویژه باید رعایت شوند. جزء ویژه مرزی، باید تا آنجا ادامه یابد که تنش فشاری حداکثر، کوچکتر از $0.15f'_c$ باشد. در این موارد با توجه به اینکه $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$ است ضوابط بند ۲۰-۷-۴-۴«پ» کاربرد ندارند.

ب- دیوار و دیوار پایه با استفاده از بندهای ۲۰-۷-۴-۳ تا ۲۰-۷-۴-۵ طراحی می‌شوند

شکل ۲۰-۲۰ الزامات اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای

متن اصلی

ب- در دیوارها، به جز در مواردی که V_u در صفحه دیوار از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ کمتر است، آرماتورهای افقی که به لبه‌های انتهایی دیوارهای بدون اجزای مرزی ختم می‌شوند، باید دارای قلاب انتهایی استاندارد که آرماتورهای طولی لبه را در بر می‌گیرد، باشند. به جای قلاب انتهایی استاندارد فوق می‌توان از آرماتورهای U شکل که با قطر و فاصله یکسان با آرماتورهای عرضی بوده و به آن‌ها وصله شده‌اند، استفاده نمود.

تفسیر/توضیح

متن اصلی

۲۰-۷-۵ تیرهای هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته

۲۰-۷-۵-۱ در تیرهای هم‌بند که در آن‌ها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع تیر مساوی یا بزرگتر از ۴ می‌باشد، ($\frac{l_n}{h} \geq 4$)، باید الزامات **بند ۲۰-۶-۲**، با فرض آن که لبه‌های دیوارها به عنوان تکیه‌گاه‌های ستونی عمل می‌کنند، رعایت شوند. در صورتی‌که بتوان نشان داد تیر دارای پایداری جانبی مناسب است، لزومی به اعمال ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۲-۱** «ب» و «پ» نمی‌باشد.

۲۰-۷-۵-۲ در تیرهای هم‌بند که در آن‌ها نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع، کوچک‌تر از ۲ بوده ($\frac{l_n}{h} < 2$)، و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می‌باشد، باید از دو گروه میلگردهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می‌باشند، استفاده گردد. در صورتی‌که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای هم‌بند، توانایی باربری قائم آن‌ها، امکان خروج اضطراری از ساختمان، ویا انسجام اجزای غیر سازه‌ای و اتصالات آن‌ها به سازه حفظ گردند، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

۲۰-۷-۵-۳ در تیرهای هم‌بندی که هیچ کدام از شرایط **بندهای ۲۰-۷-۵-۱** یا **۲۰-۷-۵-۲** وجود ندارد، می‌توان از دو گروه میلگردهای قطری متقاطع که به صورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده‌اند و از آرماتورهایی مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۲-۲** تا **۲۰-۶-۲-۴** و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه‌گاه‌های ستونی، استفاده نمود.

۲۰-۷-۵-۴ در تیرهای هم‌بندی که با دو گروه میلگردهای متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده‌اند، باید دو بند «الف» و «ب» و یکی از بندهای «پ» یا «ت» زیر را رعایت نمود، در این حالت نیازی به رعایت **بخش ۱۱-۸** نمی‌باشد.

الف- V_n از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$V_n = 2A_{vd}f_y Sin\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \qquad (۲۰-۱۳)$$

در این رابطه، α زاویه بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیر هم‌بند می‌باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۷-۴ تیرهای هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته

ت ۲۰-۷-۵-۱ تا ۲۰-۷-۵-۳ تیرهای هم‌بند که دو دیوار سازه‌ای را به یکدیگر متصل می‌کنند می‌توانند سختی و استهلاک انرژی فراهم کنند. در برخی حالات، محدودیت‌های هندسی در تیرهای هم‌بند باعث عمیق شدن این‌ها نسبت به دهانه آزاد آن‌ها می‌شود. تیرهای هم‌بند عمیق ممکن است رفتار کنترل شده برشی داشته‌باشند و در بارگذاری لرزه‌ای در معرض زوال سختی و مقاومت قرار گیرند. نتایج آزمایشگاهی نشان داده است که آرماتورهای قطری محصور شده در تیرهای هم‌بند عمیق مقاومت مناسبی را تامین می‌کنند.

آزمایش‌ها نشان می‌دهند که آرماتورگذاری قطری تنها در صورتی موثر است که آرماتورها، به میزان زیادی شیب‌دار باشند، بنابراین تیرهای هم بند بتنی آرماتورگذاری شده به صورت قطری، به تیرهایی با نسبت ابعادی، $\frac{l_n}{h} \geq 4$ -که شیب تندی خواهند داشت- محدود شده است. این ضابطه مشخص می‌کند که تیرهای هم‌بند با نسبت ابعادی متوسط را می‌توان مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۲-۲** تا **۲۰-۶-۲-۴** آرماتورگذاری کرد.

آرماتورهای قطری باید تقریبا به صورت متقارن در صفحه تیر در دو لایه یا بیش‌تر قرار داده شوند. آرماتورهای قطری برای مقاومت در برابر برش مورد نیاز و مقاومت خمشی نظیر آن، طراحی می‌شوند. در طراحی‌هایی که مقاومت خمشی آن‌ها از ترکیب آرماتورهای طولی و قطری حاصل می‌شوند در این ضوابط پوشش داده نشده‌اند.

ت ۲۰-۷-۵-۴ در این بند دو گزینه برای محصورشدگی پیشنهاد شده است. در گزینه اول مطابق **بند ۲۰-۷-۵-۴**«پ» هر یک از اجزای قطری شامل یک قفسه ساخته شده از آرماتورهای طولی و عرضی است. هر قفسه شامل حداقل چهار آرماتور طولی است که یک هسته بتنی را محصور می‌کند. الزام ارایه شده در مورد ابعاد وجوه قفسه و هسته آن به منظور فراهم کردن پایداری مناسب سطح مقطع، در مواردی‌که آرماتورها بیش‌تر از حد تسلیم، بارگذاری می‌شوند، پیش‌بینی شده است. در **شکل ۲۰-۲۰**-الف این وضعیت نشان داده شده‌است. حداقل ابعاد و فواصل مورد نیاز برای آرماتور، احتمالا کنترل کننده عرض دیوار خواهد بود. مطابق این شکل محصورشدگی در تقاطع آرماتورهای قطری مورد نیاز و نیز ساده کردن طراحی

متن اصلی

ب- هر گروه میلگردهای قطری باید حداقل از ۴ آرماتور، در دو یا چند لایه تشکیل شود.

پ- هر گروه میلگردهای قطری باید با آرماتورهای عرضی با خطوط مستقیم که بعد بیرونی آن‌ها در امتداد موازی با عرض جان تیر هم‌بند، b_w، برابر با حداقل $\frac{bw}{2}$ بوده و در امتداد دیگر برابر با حداقل $\frac{bw}{5}$ باشد، محصور شود **شکل ۲۰-۲۱** الف). آرماتورهای عرضی باید مطابق **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲**«الف» تا «پ» بوده و مقدار A_{sh} نباید از بیش‌ترین دو مقدار (۱) و (۲) زیرکمتر اختیار شود.

(۱) $0.09Sb_c\frac{f'_c}{f_{yt}}$ ؛

(۲) $0.3Sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$.

این روابط قبلا با شماره‌های **۲۰-۲** و **۲۰-۳** معرفی‌شده‌اند.

به منظور محاسبه A_g، فرض می‌شود پوشش بتن مطابق **بخش ۴-۹** در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق **بند ۲۰-۶-۳-۳-۳**«پ» بوده و از شش برابر قطر اسمی کوچک‌ترین آرماتور قطری بیش‌تر نباشد. فاصله سنجاقی‌ها ویا ساق تنگ‌ها از یکدیگر باید از ۳۵۰ میلی‌متر بیش‌تر نباشد. آرماتورهای عرضی باید در محل تقاطع آرماتورهای قطری نیز پیش‌بینی شوند. در محل تقاطع آرماتورهای قطری، آرایش آرماتورهای عرضی را به شرطی که فاصله آن‌ها از یکدیگر و نیز محدودیت‌های نسبت حجمی تغییر نکنند، می‌توان تغییر داد. در اطراف محیط مقطع تیر باید مقداری آرماتور طولی و عرضی اضافی، با سطح مقطعی در هر امتداد برابر با حداقل $0.002b_ws$ و به فاصله حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر از یکدیگر قرارداد.

ت- آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲**«الف» تا «ث» و با منظور نمودن A_{sh} حداقل برابر با بیش‌ترین دو مقدار (۱) و (۲) زیر قرار داده شوند:

۱- $0.09Sb_c\frac{f'_c}{f_{yt}}$؛

۲- $0.3Sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$.

این روابط قبلا با شماره‌های **۲۰-۲** و **۲۰-۳** معرفی‌شده‌اند.

تفسیر/توضیح

آرماتورهای طولی و عرضی محیط تیر می‌باشد. تیرهایی که برای این جزییات طراحی شده‌اند، رفتار قابل قبولی داشته‌اند.

عبارت داده شده برای آرماتورگذاری عرضی A_{sh} بر این اساس است که تضمین کند ظرفیت فشاری مقطع ستونی معادل بعد از خرد شدن پوشش بتنی، باقی می‌ماند.

بند ۲۰-۷-۵-۴«ت» گزینه دومی برای محصورشدگی آرماتورهای قطری را توضیح می‌دهد، به **شکل ۲۰-۲۱**-ب مراجعه شود. این گزینه، برای محصور کردن کل مقطع تیر به جای محصور کردن هر یک از آرماتورگذاری‌های قطری به تنهایی است. این گزینه، به میزان قابل توجهی قرار دادن دورگیرها در عملیات اجرایی را ساده می‌کند که در غیر این‌صورت به خصوص هنگامی که آرماتورهای قطری با هم برخورد می‌کنند یا به مرز دیوار وارد می‌شوند می‌تواند چالش برانگیز باشد.

برای تیرهای هم‌بندی که به عنوان قسمتی از سیستم مقاوم جانبی عمل نمی‌کنند، از الزامات آرماتورگذاری قطری می‌توان صرفنظر کرد.

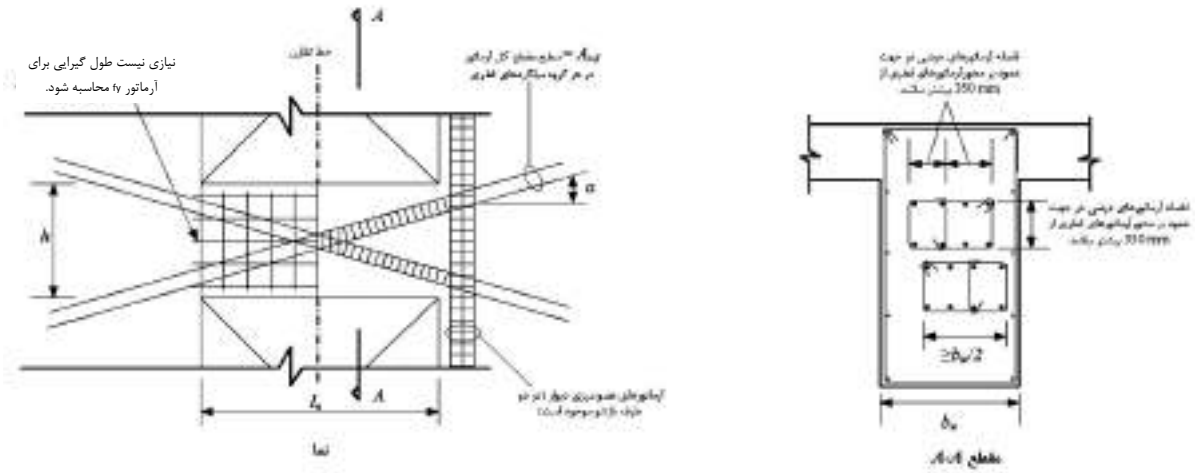
نتایج آزمایش‌ها نشان داده‌اند که تیرهایی که مطابق **بند ۲۰-۷-۵** آرماتورگذاری شده‌اند هنگامی که نیروی برشی از $0.83\sqrt{f'c}b_wd$ تجاوز کرده باشد هم شکل‌پذیری مناسبی دارند. در نتیجه، استفاده از حد $0.83\sqrt{f'c}A_{cw}$ یک حد بالای قابل قبول فراهم می‌کند.

اساسا دیوارهای برشی هم‌بند، دیوارهای برشی بازشوداری هستند که توزیع تلاش‌های ناشی از بار جانبی در دیوارپایه‌های آن‌ها بیش‌تر محوری است تا خمشی، به این صورت که هر قسمت دیوارپایه در اطراف بازشو به صورت خمشی و محوری، توامان با قسمت‌های متقارن دیگر دیوار نسبت به بازشو، عمل می‌کنند. هرچه نسبت یا میزان هم‌بندی به ممان جانبی کل دیوار افزایش یابد، شکل‌پذیری دیوار برشی نیز بیش‌تر می‌شود. دقت شود که این نسبت به مقاومت و سختی تیرهم‌بند وابسته است زیرا نیروهای محوری در دیوار پایه‌ها، برابر جمع برش‌های ایجاد شده در دو انتهای تیرهای هم‌بندند، لذا درصد هم‌بندی‌های زیاد نیازمند سختی و مقاومت قابل‌ملاحظه تیرهای هم‌بند بوده که شاید عملی و اجرایی نباشد. همچنین در انتخاب ضخامت دیوار هم‌بند باید ضخامت تیرهای هم‌بند را برای اجرای آرماتورگذاری و گیرایی آن‌ها در دیوار لحاظ نمود. به این دلیل حداقل ضخامت لازم برای تیرهای هم‌بند دیوار پایه‌ها ۳۵۰ میلی‌متر توصیه می‌شود.

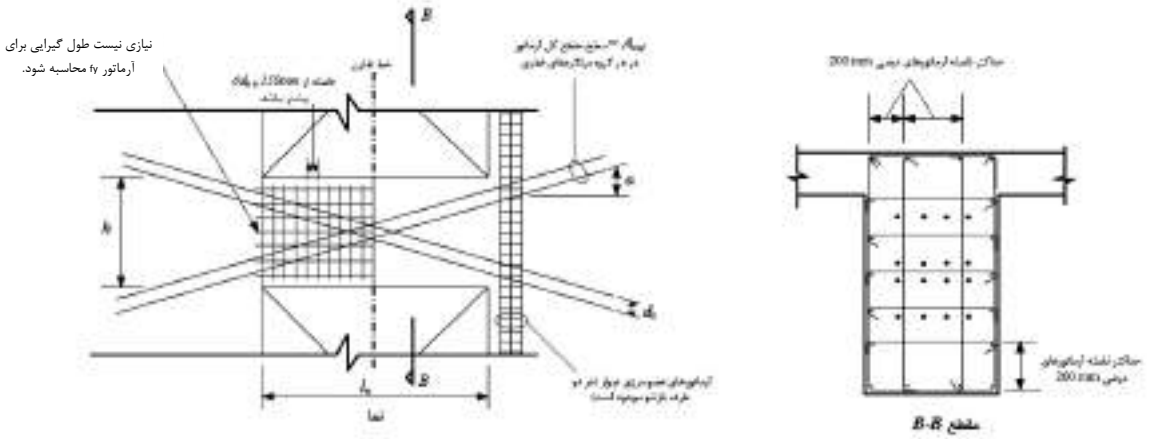
متن اصلی

فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از کم‌ترین دو مقدار شش برابر قطر اسمی کوچک‌ترین آرماتورهای قطری و ۱۵۰ میلی‌متر، بیش‌تر باشد. فاصله سنجاقی‌ها ویا ساق دورگیرها در امتدادهای قائم و افقی در صفحه سطح مقطع تیر نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. سنجاقی‌ها و ساق تنگ‌ها باید آرماتورهای طولی با قطری برابر یا بزرگتر از قطر خود را در بر گیرند. آرایش تنگ‌ها را می‌توان مطابق مشخصات بند ۲۰-۶-۲-۳-۶ انتخاب نمود.

تفسیر/توضیح



الف – محصور شدگی هر یک از دو گروه آرماتورهای قطری



ب – محصور شدگی کلی هر دو گروه آرماتورهای قطری

شکل ۲۰-۲۱ محصور کردن تیرهای هم‌بند که به‌صورت قطری آرماتورگذاری شده‌اند

متن اصلی

۲۰-۷-۶ دیوار پایه‌ها

۲۰-۷-۶-۱ در دیوار پایه‌ها (جرز دیوارها) باید ضوابط مربوط به ستون‌ها در قاب‌ها با شکل‌پذیری زیاد، موضوع **بندهای ۲۰-۶-۳-۲** تا **۲۰-۶-۳-۴** و با منظور نمودن سطوح فوقانی و تحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان بَرِ اتصالات، رعایت شوند. در دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها $\frac{l_w}{b_w} > 2.5$ است، می‌توان به جای استفاده از بندهای مربوط به ستون‌ها، ضوابط «الف» تا «ج» زیر را به کار برد:

الف- نیروی برشی طرح، V_n، باید مطابق **بند ۲۰-۶-۳-۴-۱** به نحوی که سطوح فوقانی و تحتانی ارتفاع آزاد دیوار پایه به عنوان بَر اتصال منظور گردند، محاسبه شود. در مواردی که بر اساس ضوابط مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان، سیستم سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله برای زلزله تشدید یافته طراحی می‌شود، نیازی نیست این برش از Ω_0 برابر برش ضریب‌دار به دست آمده از تحلیل سازه برای اثرات زلزله بیش‌تر منظور شود.

ب- مقدار V_n و آرماتورهای برشی باید مطابق ضوابط **بند ۲۰-۷-۹** محاسبه شوند.

پ- آرماتورهای عرضی باید از نوع دورگیر باشند، به جز در مواردی که از آرماتورهای برشی افقی تک ساق و فقط در یک سفره به موازات l_w استفاده شده باشد. این آرماتورهای تک ساق باید در دو انتها به خم‌های ۱۸۰ درجه که آرماتورهای طولی انتهای دیوار پایه را در بر می‌گیرند، ختم شوند.

ت- فاصله قائم آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از ۱۵۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

ث- آرماتورهای عرضی باید حداقل تا ۳۰۰ میلی‌متر فراتر از ارتفاع آزاد در بالا و پایین دیوار پایه ادامه یابند.

ج- پیش‌بینی اجزای مرزی ویژه، در صورتی‌که بر اساس **بند ۲۰-۷-۴-۳** نیاز باشند، الزامی است.

۲۰-۷-۶-۲ در دیوار پایه‌های واقع در لبه خارجی دیوارها، در قطعات مجاور بالا و پایین دیوار پایه باید آرماتورهای افقی برای

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۷-۵ دیوار پایه‌ها

ت ۲۰-۷-۶-۱ جاگذاری درها و پنجره ها در دیوارهای سازه‌ای گاهی منجر به کوتاه شدن قطعات (قسمت‌های) قائم دیوارها می‌شود که در این‌صورت به عنوان دیوار پایه‌ها در نظر گرفته می‌شوند. تعریف ابعادی دیوار پایه‌ها در **فصل ۲** ارایه شده‌اند. خرابی برشی دیوار پایه‌ها در زلزله‌های گذشته دیده شده است. لذا هدف از این بند فراهم کردن مقاومت برشی کافی برای دیوار پایه‌هاست که رفتارهای غیرارتجاعی، اگر وجود داشته باشد، اساسا خمشی باشد.

الزامات ارایه شده مربوط به تمام دیوار پایه‌هایی است که بعنوان قسمتی از سیستم دیوار مقاوم در برابر زلزله در نظر گرفته شده‌اند.

الزامات مربوط به دیوار پایه‌هایی که قسمتی از سیستم باربر جانبی نیستند در **بخش ۲۰-۱۰** ارایه شده‌اند.

تاثیر تمام قطعات قائم دیوارها بر پاسخ‌های سازه‌ای، که بصورت قسمتی از سیستم باربر لرزه‌ای طراحی شده باشند یا خیر، همان‌طور که در **بند ۲۰-۲-۲** خواسته شده است، باید در نظر گرفته شود.

دیوار پایه‌هایی که $\frac{l_w}{b_w} \le 2.5$ دارند اساسا مشابه ستون‌ها عمل می‌کنند. این بند ملزم می‌دارد که این اعضا الزامات آرماتورگذاری و مقاومت برشی را طبق **بندهای ۲۰-۶-۳-۲** تا **۲۰-۶-۳-۴** رعایت نمایند. همچنین الزامات جایگزینی در دیوارپایه‌هایی که در آن‌ها $\frac{l_w}{b_w} > 2.5$ است، ارایه شده‌اند.

نیروی برشی طراحی که مطابق با **بند ۲۰-۶-۳-۴** مشخص می‌شود ممکن است در برخی موارد به صورت غیر واقعی بزرگ باشد. به عنوان یک روش جایگزین **بند ۲۰-۷-۶-۱** اجازه می‌دهد که نیروی برشی طراحی با ترکیبات بارگذاری ضریب‌داری که اثر زلزله در آن‌ها برای منظور کردن اضافه مقاومت سیستم تشدید شده است، محاسبه شود. در این خصوص مدارک متعددی تاثیرات زلزله تشدید شده را با ضریب اضافه مقاومت Ω_0 بیان کرده‌اند. اگر رفتار هم‌بندی دیوارهای برشی هم‌بند افزایش یابد به طوری که مقطع دیوار پایه تحت کشش خالص قرارگیرد مناسب‌تر آن است که مقاومت برشی مشابه با الزامات ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه مطابق **بند ۲۰-۶-۳-۴-۲** کاهش یابد.

ت ۲۰-۷-۶-۲ در این بند الزامات مربوط به دیوار پایه‌هایی که در لبه خارجی دیوار قرار دارند، ارایه شده‌است. تحت برش‌های درون صفحه‌ای، ترک‌های مایل می‌توانند به داخل قسمت‌هایی از دیوار که

متن اصلی

انتقال نیروی برش طرح از دیوار پایه به این قطعات پیش‌بینی شوند.

تفسیر/توضیح

مستقیما بالا و پایین دیوار پایه هستند گسترش پیدا کند. در صورتی که آرماتورگذاری کافی در قسمت‌های مجاور (بالا و پایین) دیوارپایه انجام نشده باشد، خرابی برشی قسمت‌های مجاور (بالا و پایین) دیوارپایه می‌تواند اتفاق بیافتد. طول جاگذاری‌شده آرماتورهای فراهم شده درون قسمت‌های دیوار (در روی بازشوها) باید با در نظر گرفتن همزمان الزامات طول مهاری و مقاومت برشی قسمت‌های قائم دیوارپایه‌ها فراهم گردد، به **شکل ۲۰-۲۲** مراجعه شود.

۲۰-۷-۷ درزهای ساخت در دیوارها

ت ۲۰-۷-۶ درزهای ساخت در دیوارها

درزهای ساخت در دیوارها باید مطابق **بند ۲۴-۵-۲** بوده و سطوح تماس آن‌ها زبری مورد نظر در حالت «ب» **جدول ۸-۱** را دارا باشند.

۲۰-۷-۸ دیوارهای ناپیوسته

ت ۲۰-۷-۷ دیوارهای ناپیوسته

آرماتورگذاری ستون‌هایی که در زیر دیوارهای ناپیوسته قرار دارند، باید مطابق **بند ۲۰-۶-۳-۳-۷** باشد.

شکل ۲۰-۲۲ آرماتورهای افقی مورد نیاز در قطعات دیوار در بالا و پایین دیوارپایه‌های واقع در لبه‌های خارجی دیوار

متن اصلی

۲۰-۷-۹ ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای در برش

۲۰-۷-۹-۱ نیروی برشی طرح V_e مطابق زیر برای هر ترکیب بارگذاری محاسبه می‌شود:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \le 3V_u \qquad (۲۰-۱۴)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای ترکیب‌های مختلف بارگذاری شامل زلزله به دست می‌آید. Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس **جدول ۲۰-۴** برای هر ترکیب بارگذاری شامل زلزله تعیین می‌شود. $V_{e,max}$ حد اکثر مقادیر به دست آمده از رابطه (۲۰-۱۴) برای ترکیب‌های مختلف بارگذاری می‌باشد.

جدول ۲۰-۴ ضریب اضافه مقاومت Ω_v در مقطع بحرانی

هندسه دیوار	Ω_v
$h_{wcs}/l_w > 1.50$	بیش‌ترین مقدار M_{pr} / M_u و 1.50 در هر ترکیب بارگذاری
$h_{wcs}/l_w \le 1.50$	1.0

در مواردی که $h_{wcs}/l_w < 2$ باشد، مقدار ω_v را می‌توان برابر ۱/۰ فرض نمود. در غیر این صورت ω_v از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \qquad n_s \le 6 \qquad (۲۰-۱۵\text{الف})$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \le 1.80 \qquad n_s > 6 \qquad (۲۰-۱۵\text{ب})$$

در صورتی‌که محاسبات سازه با روش دینامیکی خطی انجام شده‌باشد نیازی نیست مقدار ω_v بیشتر از مقداری که از رابطه زیر بدست می‌آید منظور شود:

$$\omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50} \le 1.80 \qquad (۲۰-۱۵\text{پ})$$

مقدار n_s نباید کمتر از $0.00028h_{wcs}$ منظور شود. (h_{wcs} بر حسب میلی‌متر است).

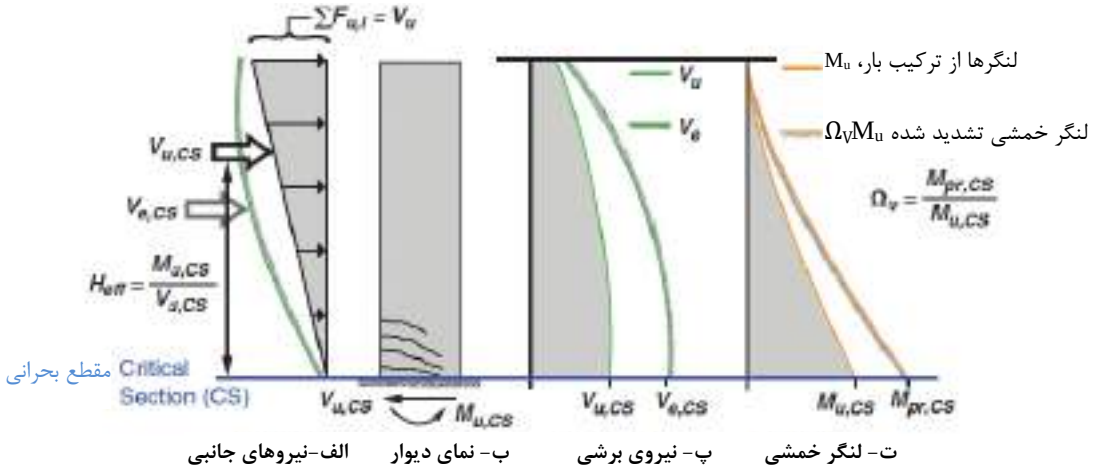
تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۷-۸ ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای در برش

ت ۲۰-۷-۹-۱ برش‌های طراحی برای دیوارهای سازه‌ای از تجزیه و تحلیل بار جانبی با ضرایب بار مناسبی افزایش یافته‌اند که برای موارد زیر در نظر گرفته می‌شوند:

الف - اضافه مقاومت خمشی در مقاطع بحرانی که تسلیم آرماتورهای طولی در آن مورد انتظار است.

ب- تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مُدهای بالاتر، همانطور که در **شکل ۲۰-۲۳** نشان داده شده است. روشی که برای تعیین نیروهای برشی تشدید شده استفاده می‌شود مشابه روشی است که در استاندارد ۳۱۰۱ نیوزیلند (۲۰۰۶) استفاده می‌شود. تسلیم برشی دیوارهای لاغر معمولا باعث کاهش ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی آن‌ها نسبت به مقادیر مورد انتظار شده و به همین دلیل چنین رفتاری در دیوارهای لاغر غیرقابل قبول است. تسلیم برشی دیوارهای خیلی کوتاه اغلب قابل قبول تلقی می‌شود زیرا این دسته از دیوارها دارای مقاومت برشی ذاتی زیاد و نیز شکل‌پذیری کم هستند. همچنین از آنجا که دیوارهای کوتاه مرتبه نیروی محوری کمی دارند فروریزش محوری آن‌ها در نتیجه ضعف برشی چندان محتمل نیست. به همین منظور افزایش برش طراحی در دیوارهای با $h_{wcs}/l_w < 2$ مورد نظر نیستند. دقت شود همانند طراحی برشی ستون‌ها یا تیرهای قاب خمشی شکل‌پذیر، خرابی برشی نباید زودتر از تسلیم خمشی اتفاق بیافتد، لذا تا زمانی که دیوار به مقاومت خمشی محتمل، M_{pr}، خود در طول مدت چرخه‌های بارگذاری و باربرداری همراه با اثرات سخت شوندگی فولادهای طولی می‌رسد، همین کنترل مورد نیاز است و مقاومت برشی باید جوابگو باشد. این اثر شامل افزایش مقاومت خمشی متناسب با مقدار واقعی آرماتور و اثرات اضافه مقاومت فولاد و بتن خواهد بود. همچنین از آنجا که M_n و M_{pr} به نیروی محوری بستگی دارند که برای ترکیبات مختلف بار و جهت بارگذاری برای دیوارهای بال‌دار و هم‌بند متفاوت است، باید از شرایط تولید کننده بزرگترین مقدار Ω_v برای ترکیب بار بحرانی استفاده شود. اگرچه مقدار ۱/۵ در **جدول ۲۰-۴** از حداقل مقدار بدست آمده برای ترکیب بار حاکم با ضریب کاهش مقاومت ۰/۹ و تنش کششی حداقل $1.25f_y$ در آرماتور طولی بیش‌تر است، اما ممکن است در صورت ارائه آرماتور طولی بیش از حد مورد نیاز، مقداری بیش‌تر از ۱/۵ مناسب‌تر باشد. تشدید دینامیکی در دیوارهایی با $h_w/\ell_w < 2$ قابل توجه نیست.



شکل ۲۰-۲۳ تعیین برش مورد نیاز در دیوارهای با $h_w/\ell_w \geq 2$

متن اصلی

۲۰-۷-۹-۲ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n، نباید از مقدار رابطه زیر بیش‌تر در نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad (۲۰-۱۶)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق «الف» تا «پ» زیر محاسبه می‌شود:

الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$،

تفسیر/توضیح

این اثر به علت تغییر توزیع نیروی جانبی وارد بر سازه مشابه با توزیع دینامیکی طیفی به علت مشارکت مُدها و متعاقب آن کاهش ارتفاع محل اثر نیروی برآیند آن‌ها H_{eff} اتفاق می‌افتد. از آنجا که برش معادل ظرفیت خمشی دیوار $V_{e,cs}$ به فاصله این برآیند تا مقطع بحرانی H_{eff} وابسته است، با کاهش این فاصله، برش متناظر $V_{u,cs}$ نیز افزایش می‌یابد. محدودیت $0.00028h_{wcs}$ برای n_s برای ساختمان‌هایی با ارتفاع زیاد طبقات اعمال می‌شود. استفاده از Ω_v برای V_u از اعمال ضریب نامعینی در صورت نیاز و مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان جلوگیری نمی‌کند. ضریب Ω_v برای تحلیل‌های دینامیکی برای هر تعداد طبقه الزامی است و فقط مقدار حداکثر ۱/۸ خواهد داشت. برخلاف رویه معمول که اعمال هر دو ضریب اضافه مقاومت و نامعینی سازه را ممنوع می‌کند، اعمال ضریب اضافه مقاومت خمشی متناسب با این بند همزمان با ضریب نامعینی سازه بلامانع است.

ت ۲۰-۷-۹-۲ رابطه (۲۰-۱۸) مقاومت برشی اسمی بیشر برای دیوارهایی با نسبت برش به خمش زیاد را نشان می‌دهد. مقاومت برشی اسمی بر حسب مساحت خالص مقطع تحمل کننده برش بیان شده است. برای مقطع مستطیلی بدون بازشو جمله A_{cv} به سطح مقطع کل، تا حاصل‌ضرب عرض در عمق موثر آن، مربوط است.

بخش قائم دیوار به قسمتی از دیوار که به صورت افقی با بازشوها یا با یک بازشو و یک لبه محدود شده، اشاره می‌کند (به **بخش۲۰-۷** مراجعه شود). برای یک دیوار منفرد یا یک قسمت قائم دیوار، ρ_t به آرماتورهای افقی و ρ_l به‌آرماتورهای قائم اشاره دارد.

متن اصلی

ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$،

پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

۲۰-۷-۹-۲-۱ در مواردی که برش دیوار شامل اثرات بارهای غیر لرزه‌ای V_{ns} مانند فشار خاک یا آب، بارهای قائم، و غیره باشد، نیروی برش کل طرح $V_{e,total}$ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$V_{e,total} = V_{ns} + V_{e,max} \qquad (۲۰-۱۷)$$

در این حالت در محاسبه Ω_v باید توجه کرد که لنگرهای ایجاد شده در سازه در اثر عوامل غیر لرزه‌ای در مقدار M_u منظور نگردد.

تفسیر/توضیح

نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ مربوط به به ابعاد کلی دیوار، یا قسمتی از دیوار محصور شده بین دو بازشو، یا یک بازشو و یک لبه اشاره دارد. مقصود از ضابطه بند ۲۰-۷-۹-۳ ایجاد اطمینان برای آن است که هر قسمتی از دیوار واحد مقاومتی بیش‌تر از کل دیوار نداشته باشد. هر چند، یک قسمت از دیوار با نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر از مقدار آن برای کل دیوار، باید برای مقاومت واحد محاسبه شده براساس نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ مربوط به همان قسمت طراحی و ابعاد آن انتخاب شود.

برای محدود کردن مقاومت موثر در برابر ترک‌های مایل، آرماتورهای مربوط ρ_t و ρ_l باید به نحو مناسبی در طول و ارتفاع دیوار توزیع شوند، به بند ۲۰-۷-۹-۴ مراجعه شود. آرماتورهای لبه دیافراگم که نزدیک لبه‌های دیوار به صورت فشرده برای مقاومت در برابر لنگر خمشی دیافراگم پیش‌بینی شده‌اند نباید در مشخص کردن ρ_t و ρ_l بکار برده شود. ضمنا با در نظر گرفتن محدودیت‌های اجرایی و توزیع آرماتورهای برشی باید یکنواخت و با فواصل کم باشند.

در مواردی که نیروی برشی ضریب‌دار در یک تراز مشخص سازه با چندین دیوار یا چندین بخش قائم از یک دیوار بازشودار تحمل می‌شود، مقاومت برشی متوسط فرض شده برای مساحت مقطع کلی در دسترس به $0.66\sqrt{f'c}$ محدود شده است با این الزام اضافی که مقاومت برشی واحد یک قسمت قائم دیوار نباید از $0.83\sqrt{f'c}$ تجاوز کند. حد بالای مقاومت اختصاص داده شده به هر یک از اعضا برای محدود کردن میزان باز توزیع نیروی برشی تعیین شده‌است.

بخش افقی دیوار در بند ۲۰-۷-۹-۶ به بخش‌هایی از دیوار گفته می‌شود که بین دو بازشو که در محور قائم هم‌راستا هستند، قرار گرفته‌اند، به شکل ۲۰-۲۰ مراجعه شود. این بخش اساسا یک بخش قائم است که 90 درجه دوران یافته است. این بخش افقی دیوار، وقتی بازشوها در سراسر ارتفاع ساختمان در محور قائم هم‌راستا باشند، تیر هم‌بند هم گفته می‌شود، به بند ۲۰-۷-۵ مراجعه نمائید. در طراحی یک بخش افقی دیوار یا تیر هم‌بند، ρ_t به آرماتورهای قائم و ρ_l به آرماتورهای افقی گفته می‌شود.

متن اصلی

۲۰-۷-۹-۳ در تعیین مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n، بر اساس **بند ۲۰-۷-۹-۲** در قطعات افقی یا قائم یک دیوار، مقدار ضریب α_c باید برای بیش‌ترین مقدار $\frac{h_w}{l_w}$ برای کل دیوار و قطعه مورد نظر منظور شود.

۲۰-۷-۹-۴ آرماتورهای برشی در دیوارها باید در صفحه دیوار در دو جهت عمود بر هم توزیع شوند. در صورتی‌که مقدار $\frac{h_w}{l_w}$ کمتر از ۲ باشد، نسبت سطح مقطع آرماتور قائم به مقطع بتنی، ρ_l، نباید کمتر از مقدار نظیر برای آرماتور افقی برشی، ρ_t، در نظر گرفته شود.

۲۰-۷-۹-۵ در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، V_n در کل نباید بیش‌تر از $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ و در هر یک از قطعات به تنهایی نباید بیش‌تر از $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ منظور گردد. A_{cv} سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول مقاطع دیواری و A_{cw} ، سطح مقطع هر قطعه دیواری می‌باشد.

۲۰-۷-۹-۶ مقاومت برشی نهایی در قطعات افقی دیوارها و در تیرهای هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته، V_n، نباید بیش‌تر از $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شود. A_{cw}، سطح مقطع بتن یک قطعه افقی دیوار ویا تیر هم‌بند است.

۲۰-۷-۹-۷ در صورتی‌که دیوار یا دیوار پایه‌ها بر اساس **بند ۲۰-۷-۹-۲** محاسبه شوند، نیازی به رعایت **بند ۷-۴-۵**«الف» نیست.

۲۰-۷-۱۰ ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای با در خمش و بار محوری

دیوارهای سازه‌ای و اجزایی از آن‌ها که تحت اثر همزمان بارهای محوری و خمش قرار دارند، باید مطابق ضوابط **بخش ۸-۳** طراحی شوند. تاثیر بتن و آرماتورهای طولی که به نحو مناسبی مهار شده‌اند و در عرض موثر بال دیوار، اجزای لبه، ویا جان دیوار قرار دارند و همچنین اثر بازشوها، باید در محاسبات منظورگردند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۷-۹-۷ عدم نیاز به رعایت ضابطه **بند ۲۰-۷-۴-۵**«الف» برای آن‌است که دیوار طبق ضابطه **بند ۲۰-۷-۴-۲** برای تسلیم خمشی طراحی می‌شود.

ت ۲۰-۷-۹ ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای با در خمش و بار محوری

مقاومت خمشی دیوار یا قسمتی از دیوار براساس روش‌هایی که در ستون‌ها معمول است، بدست می‌آید. مقاومت باید با در نظر گرفتن بارهای محوری وارده و بارهای جانبی بدست آید. آرماتورهای متمرکز در اجزای مرزی و در بال‌ها و جان دیوار باید در محاسبه مقاومت دیوار، براساس تحلیل سازگاری کرنش‌ها در نظر گرفته شوند. شالوده نگهدارنده دیوار برای مقاومت در برابر نیروهای اجزای مرزی و جان دیوار طراحی می‌شود. برای دیوارهای بازشودار، تاثیر بازشو یا بازشوها بر مقاومت خمشی و برشی دیوار در نظر گرفته می‌شود و یک مسیر

متن اصلی	تفسیر/توضیح
	بار اطراف بازشو یا بازشوها صحت سنجی می‌شود. مفاهیم طراحی بر اساس ظرفیت و مدل‌های خرپایی ممکن است برای این منظور مفید واقع شوند.
	در مواردی‌که مقطع دیوار به شکل L، T، C و غیره می‌باشد اثر بال بر روی رفتار دیوار باید با در نظر گرفتن بخش مناسبی از عرض بال در نظر گرفته شود. عرض موثر بال با افزایش تغییرمکان جانبی دیوار افزایش می‌یابد. در این موارد تاثیر بال تحت فشار با بال تحت کشش تفاوت دارد. تاثیر بال تحت فشار اثر نسبتا کمی در مقاومت و ظرفیت تغییرشکل‌پذیری دیوار دارد. بنابراین ایجاد سهولت در طراحی برآورده واحدی برای عرض بال در کشش و فشار در نظر گرفته می‌شود.
۲۰-۷-۱۱ دیوارهای برشی هم‌بند شکل‌پذیر	**ت ۲۰-۷-۱۰ دیوارهای برشی هم‌بند شکل‌پذیر**
۲۰-۷-۱۱-۱ در دیوارهای برشی هم‌بند شکل‌پذیر، ضوابط این بخش باید رعایت شوند.	محدودیت‌های نسبت ابعادی و الزامات طول تیر هم‌بند برای دیوارهای هم‌بند شکل‌پذیر در نظر گرفته شده است تا موجب ایجاد مکانیزم اتلاف انرژی ناشی از تغییرشکل‌های غیرارتجاعی معکوس شونده در تیر هم‌بند شوند. سختی و مقاومت دیوار در هر دو انتهای تیرها باید برای ایجاد این رفتار کافی باشد. در خصوص رفتار دیوارهای برشی هم‌بند شکل‌پذیر در تفسیر بند ۲۰-۷-۵ توضیح داده شده است، این ابعاد به منظور ایجاد همان رفتار داده شده است. محدودیت ارتفاع به دهانه دیوار نیز به منظور ایجاد تغییرشکل‌های خمشی در دیوار به جای رفتار برشی است زیرا رفتار برشی متفاوت با رفتار هم‌بند یک دیوار برشی بازشودار است. برخی از آیین‌نامه‌ها حداقل ارتفاع ۱۸ متر را نیز برای دیوار به منظور این رفتار پیشنهاد می‌نمایند.
۲۰-۷-۱۱-۲ در هر یک از دیوارها نسبت $h_{wcs}/l_w \geq 2$ بوده و ضوابط بخش ۲۰-۷ رعایت شوند.	
۲۰-۷-۱۱-۳ در تیرهای هم‌بند، ضوابط بند ۲۰-۷-۵ و موارد «الف» تا «پ» زیر رعایت شوند:	
الف- در تمام طبقات ساختمان باید نسبت $l_n/h \geq 2$ برقرار باشد.	
ب- در هر طبقه باید نسبت $l_n/h \leq 5$ برای حداقل ۹۰ درصد طبقات ساختمان برقرار باشد.	
پ- رعایت بند ۲۰-۷-۳-۶ برای هر دو انتهای تیرهای هم‌بند الزامی است.	
۲۰-۸ دیافراگم‌ها و خرپاهای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد	**ت ۲۰-۸ دیافراگم ها و خرپاهای با شکل پذیری متوسط و زیاد**
۲۰-۸-۱ ضوابط این بخش، علاوه بر ضوابط فصل ۱۴ باید در طراحی دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها و نیز خرپاهایی که جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله با شکل‌پذیری متوسط یا زیاد هستند، رعایت گردند.	ت ۲۰-۸-۱ دیافراگم‌ها به صورتی که در ساختمان‌ها استفاده می‌شوند اعضای سازه‌ای، مثل کف‌ها یا بام‌ها هستند که تمام یا بخشی از عملکردهای زیر را فراهم می‌کنند:
	الف- تکیه‌گاهی برای اعضای ساختمان مانند دیوارها، تیغه‌ها و پوشش‌ها هستند، که در برابر نیروهای افقی مقاومت می‌کنند اما به عنوان قسمتی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند.

متن اصلی

۲۰-۸-۲ تلاش‌های طراحی

تلاش‌های ناشی از زلزله برای طراحی دیافراگم‌ها و ترکیب نیروها باید با استفاده از ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین شوند.

تفسیر/توضیح

ب- انتقال نیروهای جانبی از محل اثر آن به اعضای قائم سیستم مقاوم لرزه‌ای را بعهده دارند.

پ- اتصال اجزای قائم مختلف سیستم مقاوم لرزه‌ای با مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مناسب، بگونه‌ای که ساختمان مطابق آنچه در طراحی پیش‌بینی شده است پاسخ دهد.

ت ۲۰-۸-۱ تلاش‌های طراحی

ت ۲۰-۸-۲ در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، نیروهای طراحی لرزه‌ای برای دیافراگم‌ها مستقیما در تحلیل بارهای جانبی محاسبه نمی‌شوند، در عوض، نیروهای طراحی دیافراگم‌ها که در هر تراز با استفاده از فرمولی که نیروهای طبقه را با توجه به تاثیرات دینامیکی تشدید می‌کند و شامل حدود حداکثر و حداقل می‌باشد بدست می‌دهند.

این نیروها به همراه ترکیبات بارگذاری حاکم برای طراحی برشی و خمشی دیافراگم استفاده می‌شوند. برای اعضای جمع شونده، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، نیروهای زلزله را با ضریب Ω_0 تشدید می‌کند. نیروهای تشدید شده با Ω_0 برای نیروهای برشی موضعی دیافراگم، حاصل از انتقال نیروهای جمع‌کننده به صورت محوری و برای لنگرهای خمشی موضعی دیافراگم، حاصل از خروج از مرکزیت نیروهای جمع‌شونده نیز استفاده می‌شود، شکل ۲۰-۲۳. برای بیش‌تر ساختمان‌های بتنی در معرض تقاضای لرزه‌ای غیرارتجاعی، محدود کردن رفتار غیرارتجاعی دیافراگم کف‌ها تحت تغییر شکل‌ها و نیروهای حاصل از زلزله مطلوب است،

در ساختمان‌ها ترجیح داده می‌شود که رفتار غیرارتجاعی تنها در مکان‌های پیش‌بینی شده سیستم قائم مقاوم لرزه‌ای که برای پاسخ شکل‌پذیری دارای جزییات مناسب هستند، مثل مفصل پلاستیک در تیرهای قاب‌های خمشی ویژه یا در تیرهای هم‌بند، یا مفصل پلاستیک پای دیوارها، اتفاق بیافتد. برای ساختمان‌هایی که دهانه‌های بزرگ دیافراگمی، بین اعضای مقاوم سیستم جانبی ندارند، دستیابی به رفتار ارتجاعی دیافراگم دشوار نیست. برای ساختمان‌هایی که دیافراگم ها قبل از تسلیم سیستم مقاوم لرزه‌ای به مقاومت برشی یا خمشی خود می رسند، باید مقاومت بیش‌تر برای دیافراگم‌ها تامین شود.

در فصل ۱۴ جزییات طراحی دیافراگم‌ها برای حالاتی که جز سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند، ارایه شده‌است.

متن اصلی

۲۰-۸-۳ مسیر انتقال نیروهای زلزله

۲۰-۸-۳-۱ دیافراگم‌ها و اتصالات آن‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند نیروهای وارده را به اجزای جمع‌کننده و اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله منتقل نمایند.

۲۰-۸-۳-۲ اجزایی از دیافراگم که عمدتا تحت اثر نیروهای محوری قرار داشته و از آن‌ها برای انتقال نیروهای برشی ویا لنگرهای خمشی اطراف بازشوها ویا سایر ناپیوستگی‌های دیافراگم استفاده می‌شود، باید الزامات **بندهای ۲۰-۸-۷-۴** و **۲۰-۸-۷-۵** برای جمع‌کننده‌ها را تامین نمایند.

۲۰-۸-۴ دیـافراگم های با دال رویه درجا ریخته شده مرکب

از دال‌های مرکبی که در آن‌ها دال بتنی درجا بر روی قطعات پیش‌ساخته کف یا سقف ریخته شده و به شرط آن که مسلح بوده و دارای سطح تماس تمیز و بدون شیره بتن بوده و مضرس شده باشد، می‌توان به عنوان دیافراگم سازه‌ای استفاده نمود.

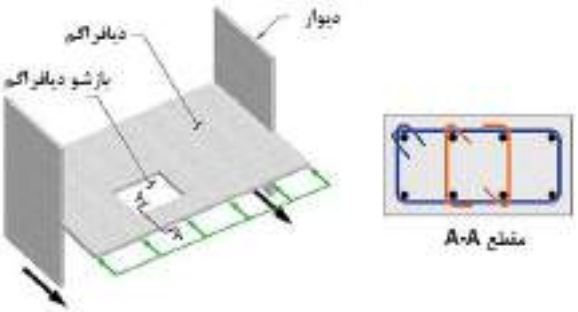
۲۰-۸-۵ دیـافراگم‌هـای با دال رویه درجا ریخته غیرمرکب

از دال‌های بتنی غیر مرکبی که در آن‌ها دال بتنی درجا بر روی قطعات پیش‌ساخته کف یا سقف ریخته شده و دارای سطح تماس غیر پیوسته با آن‌ها هست، می‌توان به عنوان دیافراگم سازه‌ای استفاده نمود، مشروط بر آن که دال درجا ریخته شده

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۸-۲ مسیر انتقال نیروهای زلزله

ت ۲۰-۸-۳-۲ این ضابطه در مورد اعضای شبه دستک فشاری که پیرامون بازشوها، لبه‌های دیافراگم یا سایر ناپیوستگی‌ها در دیافراگم اتفاق می‌افتد بکار می‌رود. **شکل ۲۰-۲۴** یک نمونه را نشان می‌دهد. این دسته اعضا در معرض نیروهای فشاری ناشی از زلزله به همراه لنگر خمشی و نیروی برشی ناشی از زلزله یا بارهای ثقلی هستند. (این اعضا می‌توانند اعضای قاب باشند).



شکل ۲۰-۲۴ مثالی برای ضابطه ۲۰-۸-۳-۲

ت ۲۰-۸-۳ دیافراگم‌های با دال رویه درجا ریخته شده مرکب

یک دال رویه باید به نحوی باشد که سیستم کف بتواند مقاومت لازم در برابر کمانش دال را فراهم کند. آرماتورگذاری برای اطمینان از پیوستگی انتقال برش بین درزهای پیش‌ساخته ضروری است. الزامات ناحیه اتصال به منظور تامین یک سیستم کامل با توان انتقال برش لازم معرفی شده است.

ت ۲۰-۸-۴ دیافراگم‌های با دال رویه درجا ریخته غیرمرکب

عملکرد مرکب بین دال فوقانی و کف پیش‌ساخته مورد نیاز نیست اگر دال فوقانی برای مقاومت در برابر نیروهای زلزله طراحی شده باشد.

متن اصلی

به تنهایی برای نیروهای ناشی از زلزله طراحی شده و دارای جزییات مناسب باشد.

۲۰-۸-۶ حداقل ضخامت دیافراگم‌ها

حداقل ضخامت دیافراگم‌هایی که به طور یکپارچه ساخته می‌شوند، ۵۰ میلی‌متر و حداقل ضخامت دیافراگم‌هایی که بر روی قطعات پیش‌ساخته ریخته می‌شوند و عملکرد مرکب با آن‌ها ندارند، ۶۵ میلی‌متر می‌باشد.

۲۰-۸-۷ آرماتورها

۲۰-۸-۷-۱ حداقل نسبت آرماتور در دیافراگم‌ها باید بر اساس ضوابط **فصل ۴** تعیین شود. فاصله مرکز این آرماتورها از یکدیگر در هر جهت نباید از ۳۵۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد. در مواردی که از شبکه‌های سیمی جوش شده به عنوان آرماتور توزیع شده در دال بتنی که بر روی قطعات پیش‌ساخته کف و بام ریخته شده است، استفاده می‌شود، فاصله سیم‌های موازی با درزهای قطعات پیش‌ساخته از یکدیگر نباید از ۲۵۰ میلی‌متر کمتر باشد. آرماتورهایی که برای تامین مقاومت برشی استفاده می‌شوند، باید پیوسته بوده و به صورت یکنواخت در عرض صفحه برش توزیع گردند.

۲۰-۸-۷-۲ وصله‌ها و مهارها در آرماتورهایی که برای مقاومت در برابر نیروهای اجزای جمع‌کننده، برش، یا کشش ناشی از خمش استفاده می‌شوند، باید برای تامین تنش حد تسلیم در کشش طراحی شوند.

۲۰-۸-۷-۳ در مواردی که از وصله‌های مکانیکی برای انتقال نیرو بین دیافراگم و اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده می‌شود، وصله‌ها باید از گروه ۲ در **بند ۲۰-۶-۲-۲-۶** باشند. در صورت استفاده از آرماتورهای رده‌های بالاتر از S400 و S420 استفاده از وصله‌های مکانیکی برای انتقال نیروی فوق مجاز نمی‌باشد.

۲۰-۸-۷-۴ آرماتورهای طولی اجزای جمع‌کننده باید به گونه‌ای طراحی شوند که در آن‌ها تنش کششی متوسط در

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۸-۵ حداقل ضخامت دیافراگم‌ها

حداقل ضخامت دیافراگم های بتنی منعکس کننده روش فعلی اجرا در تیرچه‌ها و سیستم‌های مشبک و دال‌های رویه مرکب ریخته شده روی سیستم‌های بام و کف پیش‌ساخته است. دال‌های ضخیم‌تر در صورتی که دال رویه برای عملکرد مرکب با سیستم پیش‌ساخته برای مقاومت در برابر نیروهای زلزله طرح، طراحی نشده باشد مورد نیاز است.

ت ۲۰-۸-۶ آرماتورها

ت ۲۰-۸-۷-۱ حداقل نسبت آرماتور برای دیافراگم‌ها مطابق با مقدار مورد نیاز آرماتورگذاری برای جمع‌شدگی و حرارت است، به **بخش ۴-۱۹** مراجعه شود. حداکثر فاصله برای آرماتورها به منظور کنترل عرض ترک‌های مورب پیش‌بینی شده است.

حداقل فاصله ۲۵۰ میلی‌متری برای آرماتورهای عرضی برای کاهش احتمال گسیختگی سیم‌های عبور کننده از ترک‌های بحرانی ایجاد شده حین زلزله طرح لازم است. الزام حداقل فاصله در مورد دیافراگم‌های مسلح شده با آرماتورهای منفرد کاربرد ندارد، زیرا کرنش‌ها در طولی بیش‌تر توزیع می‌شوند.

ت ۲۰-۸-۷-۲ گیرایی و وصله‌ها، طبق الزامات **فصل ۲۱** برای آرماتورگذاری کششی طراحی می‌شوند. کاهش در طول وصله یا طول گیرایی تنش‌های محاسباتی کمتر از f_y آنطور که در **بند ۲۱-۳-۹** نشان داده شده است، مجاز نیست.

ت ۲۰-۸-۷-۴ در این بند تنش متوسط در جمع کننده‌ها محدود شده است تا بتوان از کنترل ترک در طول جمع کننده‌ها اطمینان حاصل کرد. در صورتی‌که جمع کننده برای تنش تسلیم ۴۲۰

متن اصلی

طول «الف» یا «ب» زیر، از $\emptyset f_y$ تجاوز ننموده و f_y بیش‌تر از ۴۲۰ مگاپاسکال منظور نشود:

الف- فاصله از انتهای یک جمع‌کننده تا محلی که نیروی عضو جمع‌کننده به عضو قائم منتقل می‌شود؛

ب- فاصله بین دو عضو قائم در دو انتهای عضو جمع‌کننده.

۲۰-۸-۷-۵ در اجزای جمع‌کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیش‌تر از $0.2f'_c$ باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲**«الف» تا «ث» و **بند ۲۰-۶-۳-۳-۳** استفاده شود و محدودیت **بند ۲۰-۶-۳-۳-۳**«الف» باید به یک سوم بعد کوچک‌تر جز جمع‌کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد «الف» و «ب» زیر باشند. همچنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کمتر است، نمی‌باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c برابر با $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیش‌ترین از دو مقدار $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

۲۰-۸-۷-۶ جزییات آرماتورهای طولی اجزای جمع‌کننده در نواحی وصله‌ها و مهارها باید مطابق یکی از دو بند «الف» و «ب» زیر باشند:

الف- فاصله مرکز تا مرکز آرماتورها حداقل معادل با ۳ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کمتر از ۴۰ میلی‌متر و پوشش خالص آرماتور برابر با حداقل ۲/۵ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- سطح مقطع آرماتورهای عرضی، A_v، حداقل برابر با بزرگترین دو مقدار $0.062\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_w s}{f_{yt}}\right)$ و $\frac{0.35b_w s}{f_{yt}}$ باشد،

تفسیر/توضیح

مگاپاسکال طراحی شده باشد، حتی اگر آرماتور رده 550 مشخص شده باشد، نیازی به محاسبه متوسط تنش در طول جمع کننده‌ها نیست.

ت ۲۰-۸-۷-۵ اعضای جمع‌کننده در اعضای قائم سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله برای نیروهای تشدید شده با ضریب Ω_0 طراحی می‌شوند. تشدید این نیروها برای منظور داشتن احتمال رسیدن تنش در آرماتورهای اعضای قائم به مقداری بیش‌تر از مقاومت تسلیم است.

ضریب تشدید Ω_0 برای بیش‌تر سازه‌های بتنی مقداری بین ۲ تا ۳ داشته و به ضوابط انتخاب شده و نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای بستگی دارد. در بعضی مدارک، این ضریب می‌تواند بر اساس حداکثر نیرویی که در اعضای قائم سیستم مقاوم لرزه‌ای ممکن است ایجاد شود، در نظر گرفته می‌شود.

تنش‌های فشاری ناشی از نیروهای ضریب‌دار با استفاده از یک مدول ارتجاعی خطی براساس سطح مقطع کل دیافراگم محاسبه می‌شوند به عنوان معیاری برای مشخص کردن اینکه آیا به آرماتورهای محصور کننده نیاز است یا خیر، می‌باشند. تنش‌های فشاری $0.2f'_c$ یا $0.5f'_c$ برای نیروهایی تشدید یافته فرض می‌شود که اشاره دارد به انسجام تمام سازه به توانایی آن عضو در مواجهه با نیروهای فشاری قابل‌ملاحظه تحت بارهای چرخه‌ای شدید بستگی دارد. آرماتورگذاری عرضی در چنین محل‌هایی برای فراهم کردن محصورشدگی بتن و آرماتور طولی مورد نیاز است.

ت ۲۰-۸-۷-۶ این بخش به منظور کاهش امکان کمانش آرماتورها و فراهم کردن شرایط مناسب گیرایی آرماتورها در مجاورت وصله‌ها و نواحی مهارشدگی، پیش‌بینی شده است.

متن اصلی

مگر آن که مقدار به دست آمده از **بند ۲۰-۸-۷-۴** بیش‌تر باشد.

۲۰-۸-۸ مقاومت خمشی

طراحی دیافراگم‌ها و اجزای آن‌ها برای خمش باید مطابق **فصل ۱۴** بوده و اثرات بازشوها نیز منظور گردند.

۲۰-۸-۹ مقاومت برشی

۲۰-۸-۹-۱ در طراحی دیافراگم‌ها برای برش، مقدار V_n نباید از مقدار رابطه زیر بیش‌تر باشد:

$$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right) \qquad (۲۰-۱۸)$$

در دیافراگم‌های بتنی که از دال‌های رویه بر روی قطعات پیش‌ساخته کف یا سقف تشکیل شده‌اند، A_{cv} باید با منظور نمودن ضخامت دال رویه به تنهایی برای دیافراگم‌های غیرمرکب و ضخامت مجموع دال درجا ریخته شده و قطعات پیش‌ساخته برای دیافراگم‌های مرکب، محاسبه گردد. در دیافراگم‌های با دال رویه مرکب، برای محاسبه V_n باید از کوچک‌ترین مقدار f_c' برای بتن رویه و قطعه پیش‌ساخته استفاده شود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۸-۷ مقاومت خمشی

مقاومت خمشی دیافراگم‌ها با استفاده از فرضیات مشابه دیوارها، ستون‌ها یا تیرها محاسبه می‌شود. طراحی دیافراگم‌ها برای لنگر خمشی و سایر تلاش‌ها با استفاده از ترکیبات بارگذاری **جدول ۷-۱** برای در نظر گرفتن همزمانی نیروهای زلزله با بارهای ثقلی ویا سایر بارها انجام می‌شود. تاثیر بازشوهای دال بر مقاومت برشی و خمشی با ارزیابی مقاطع بحرانی بالقوه ایجاد شده توسط بازشوها باید انجام شود. مدل‌های خرپایی برای طراحی دیافراگم‌های بازشودار، بالقوه مفید می‌باشند.

در ویرایش‌های قبلی فرض بر این بود که تمام لنگرهای خمشی طراحی دیافراگم ها بوسیله نیروهای ایجاد شده در یال‌ها قرار گرفته روی لبه‌های مقابل هم دیافراگم تحمل می‌شود. در این ویرایش فرض بر آن است که تمام آرماتورهای طولی در محدوده ضابطه **بند ۲۰-۸-۷** در تامین مقاومت خمشی دیافراگم مشارکت دارند. این فرض، از تمرکز مساحت آرماتورهای طولی مورد نیاز در لبه‌های دیافراگم می‌کاهد اما نباید به عنوان ضابطه‌ای برای حذف تمام آرماتورهای لبه تفسیر شود.

ت ۲۰-۸-۸ مقاومت برشی

۲۰-۸-۹-۱ مقاومت برشی مورد نیاز برای دیافراگم‌ها شبیه مقادیر مورد نیاز برای دیوارهای سازه‌ای لاغر است و براساس ضوابط برشی تیرها بنا شده‌اند. عبارت A_{cv} مربوط به مساحت ناخالص دیافراگم است ولی نمی‌تواند از حاصل‌ضرب ضخامت در عرض دیافراگم بیش‌تر در نظر گرفته شود. این برابر با مقطع کل تیر عمیق موثری است که دیافراگم را شکل می‌دهد. آرماتور توزیع شده دال ρ_t که برای محاسبه مقاومت برشی یک دیافراگم از رابطه (۲۰-۲۰) استفاده می‌شود، عمود بر آرماتورهای خمشی قرار داده می‌شوند. ضوابط **بند ۲۰-۸-۹-۲** حداکثر مقاومت برشی دیافراگم را محدود می‌کند.

علاوه بر تامین **بندهای۲۰-۸-۹-۱ و ۲۰-۸-۹-۲** دیافراگم های دال رویه درجا ریخته، باید **بندهای۲۰-۸-۹-۳ و ۲۰-۸-۹-۴** را نیز تامین نمایند. دال‌های رویه بتن درجا ریخته شده روی سیستم‌های بام یا کف پیش‌ساخته، تمایل به ایجاد ترک‌های ناشی از جمع‌شدگی هم‌راستا با درزهای بین اعضای پیش‌ساخته مجاور دارند. بنابراین، الزامات اضافی مربوط به مقاومت برشی در **بند ۲۰-۸-۹-۳** براساس

متن اصلی

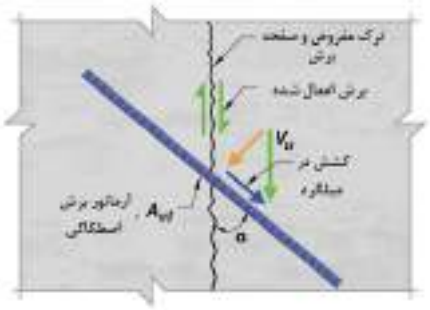
۲۰-۸-۹-۲ V_n در دیافراگم‌ها نباید از $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ بیش‌تر در نظر گرفته شود.

۲۰-۸-۹-۳ در بالای درزهای بین قطعات پیش‌ساخته در دیافراگم‌های با دال رویه درجا ریخته شده مرکب ویا غیرمرکب، V_n نباید از مقدار به دست آمده از رابطه زیر بیش‌تر باشد:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \qquad (۲۰-۱۹)$$

تفسیر/توضیح

مدل‌های برش اصطکاکی بنا شده است. علاوه بر این فرض شده که صفحه ترک مطابق با درزها در سیستم پیش‌ساخته همانطور که در شکل ۲۰-۲۵ نشان داده شده‌است در جهت برش اعمالی است. ضریب اصطکاک μ در مدل برش اصطکاکی برای بتن‌های با وزن معمولی به جهت حضور ترک‌های ناشی از جمع‌شدگی برابر ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود. هر دو آرماتو توزیع شده و مرزی در دال‌های رویه را می‌توان به عنوان آرماتور برش اصطکاکی A_{vf} در نظر گرفت. آرماتورهای مرزی در برخی آیین‌نامه‌ها تحت عنوان آرماتورهای یال یا لبه دیافراگم نام‌گذاری می‌شود. گرچه آرماتورهای مرزی در برابر نیروهای مربوط به نیروی محوری و لنگر خمشی مربوط به دیافراگم هم مقاومت می‌کند، کاهش ایجاد شده در مقاومت برش اصطکاکی در ناحیه کششی با افزایش مقاومت برش اصطکاکی ناحیه فشاری جبران می‌شود. بنابراین مساحت آرماتورهای مرزی استفاده شده برای مقاومت در برابر برش اصطکاکی لازم نیست به مساحت آرماتورهای مرزی استفاده شده برای مقاومت در برابر خمش و نیروی محوری افزوده شود. آرماتورهای توزیع شده دال رویه، باید در تامین حداقل یک دوم مقاومت برشی اسمی مشارکت نماید. فرض شده است اتصال بین اعضای پیش‌ساخته در مقاومت برشی دیافراگم‌های دال رویه مشارکت نمی‌کند. ضابطه بند ۲۰-۸-۹-۴ حداکثر برشی که ممکن است با برش اصطکاکی در یک دیافراگم دال رویه منتقل شود را محدود می‌کند.



شکل ۲۰-۲۵ آرماتورگذاری برش اصطکاکی

متن اصلی

در رابطه فوق، A_{vf} سطح کل آرماتور برش اصطکاکی در داخل دال رویه، شامل آرماتورهای توزیع شده و نیز آرماتورهای لبه در امتداد عمود بر درزهای قطعات پیش‌ساخته است و ضریب اصطکاک μ برابر 1.0λ از **بخش ۳-۲** می‌باشد. حداقل نصف A_{vf} باید به صورت یکنواخت در امتداد طول صفحه برشی توزیع شده باشد. سطح آرماتورهای توزیع شده در دال رویه در هر امتداد باید ضوابط **بند ۳-۴-۱۹** را تامین نماید.

۴-۹-۸-۲۰ در بالای درزهای بین قطعات پیش‌ساخته در دیافراگم‌های با دال رویه درجا ریخته مرکب ویا غیرمرکب، V_n نباید از محدودیت‌های **بند ۳-۲-۸-۸** که در آن A_c بر اساس ضخامت بتن دال رویه به تنهایی منظور می‌شود، تجاوز نماید.

۲۰-۸-۱۰ درزهای ساخت در دیافراگم‌ها

درزهای ساخت در دیافراگم‌ها باید مطابق مشخصات **بند ۲-۵-۲۴** در نظر گرفته شوند و زبری سطوح تماس آن‌ها باید مطابق شرایط حالت «ب» در **جدول** ۸-۱ باشد

۲۰-۸-۱۱ خرپاهای سازه‌ای

۱-۱۱-۸-۲۰ در اعضای خرپاهای سازه‌ای در مواردی که تنش فشاری در یک عضو از $0.2f_c'$ تجاوزکند، باید در تمام طول آن عضو از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط **بندهای ۲-۳-۳-۶-۲۰**، **۳-۳-۳-۶-۲۰** و **۸-۳-۳-۶-۲۰** و نیز موارد «الف» یا «ب» زیر استفاده شود:

الف- در صورت استفاده از دورگیرهای با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c باید برابر با بیش‌ترین دو مقدار $0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$ ویا $0.09\frac{f_c'}{f_{yt}}$ باشد.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید برابر با بیش‌ترین دو مقدار $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$ ویا $0.12\frac{f_c'}{f_{yt}}$ باشد.

۲-۱۱-۸-۲۰ تمام مهارها و وصله‌ها در آرماتورهای سراسری اعضای خرپاها باید برای مقاومت کششی تسلیم، f_y، طراحی شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۸-۹ درزهای ساخت در دیافراگم‌ها

ت ۲۰-۸-۱۰ خرپاهای سازه‌ای

عبارات داده شده برای آرماتورهای عرضی A_{sh} برای اطمینان از ظرفیت فشاری مقطع ستونی معادل بعد از خرد شدن پوشش بتنی می‌باشد.

متن اصلی

۲۰-۹ شالوده‌ها

۲۰-۹-۱ کلیات

۲۰-۹-۱-۱ ضوابط این بند به شالوده‌هایی اختصاص دارد که باید نیروهای ایجاد شده در اثر زلزله را تحمل کنند، ویا آن‌ها را بین سیستم مقاوم سازه و زمین منتقل نمایند.

۲۰-۹-۱-۲ ضوابط مربوط به طراحی شمع‌ها، پایه‌ها، شالوده‌های صندوقه‌ای و دال‌های متکی به زمین در این بخش را باید به همراه سایر ضوابط ویژه طراحی آن‌ها در این آیین‌نامه و نیز در ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان رعایت شود.

۲۰-۹-۲ شالوده‌های تکی، نواری، سراسری و سر شمع‌ها

۲۰-۹-۲-۱ ضوابط این بخش باید در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد رعایت شوند.

۲۰-۹-۲-۲ آرماتورهای طولی ستون‌ها و دیوارهایی که نیروهای ایجاد شده در اثر زلزله را تحمل می‌کنند، باید در داخل شالوده‌های تکی، نواری، سراسری، ویا سر شمع‌ها به گونه‌ای مهار شده باشند که بتوانند در فصل مشترک آن‌ها به تنش کششی تسلیم برسند.

۲۰-۹-۲-۳ در ستون‌هایی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده‌اند، باید ضوابط **بند ۲۰-۹-۲-۲** رعایت شوند و در صورت نیاز به مهاری قلاب‌دار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش دارای قلاب‌های با خم ۹۰ درجه به طرف مرکز ستون و نزدیک به قسمت تحتانی شالوده باشند.

۲۰-۹-۲-۴ در ستون‌ها ویا اجزای لبه دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله لبه آن‌ها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کمتر است، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط **بندهای** (۲۰-۵-۳-۳-۲ تا ۲۰-۵-۳-۳-۴) برای عضو سازه‌ای با شکل‌پذیری متوسط یا **بندهای** (۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۲۰-۶-۳-۳-۴)

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۹ شالوده‌ها

ت ۲۰-۹-۱ کلیات

از آنجا که تعمیرات شالوده‌ها می‌تواند بسیار دشوار و پرهزینه باشد، ممکن است مطلوب باشد که عناصر شالوده در حین حرکت‌های شدید زمین، اساسا ارتجاعی باقی بمانند. روش‌های دستیابی به این هدف، شامل طراحی شالوده‌ها با منظور نمودن ضریب اضافه مقاومت، یا افزایش سطح تقاضای لرزه‌ای در مقایسه با سازه روی زمین و یا مقایسه مقاومت با تقاضاهای پیش‌بینی شده با روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و با منظور نمودن عدم اطمینان مناسب در تقاضاها می‌باشد.

ت ۲۰-۹-۲ شالوده‌های تکی، نواری، سراسری و سر شمع‌ها

ت ۲۰-۹-۲-۳ آزمایش‌ها نشان داده است که اعضای خمشی تمام شده در شالوده، دال یا تیر، گره اتصال T شکل یا L شکل، باید قلاب‌هایی خم شده به سمت داخل محور عضو داشته باشند تا قادر به مقاومت در برابر خمش ایجاد شده در عضو تشکیل دهنده ساق اتصال T یا L شکل باشند.

ت ۲۰-۹-۲-۴ ستون‌ها یا اجزای مرزی که تکیه‌گاهی نزدیک به لبه شالوده دارند باید برای جلوگیری از خرابی لبه شالوده، سرشمع یا شالوده گسترده، جزییات مناسبی داشته باشند. این حالت، اغلب در مرز زمین ساختمان بوجود می‌آید.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
برای عضو سازه‌ای با شکل‌پذیری ویژه، در زیر قسمت فوقانی شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از قسمت فوقانی شالوده به اندازه طول مهاری آرماتورهای طولی ستون ویا جز لبه دیوار برشی ویژه، که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند.	
۲۰-۹-۲-۵ در مواردی که اثرات زلزله در ستون‌ها ویا اجزای لبه دیوارهای سازه‌ای ویژه ایجاد برکنش می‌نمایند، باید در قسمت فوقانی شالوده یا سر شمع، آرماتورهای خمشی که برای ترکیب‌های ضریب‌دار محاسبه شده‌اند، به کار برده شوند. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقادیر بند ۹-۶-۱ یا ۱۱-۵-۱ در نظر گرفته شود.	ت ۲۰-۹-۲-۵ هدف از این بند تاکید بر این است که علاوه بر آرماتورهای مورد نیاز ، ممکن است به آرماتورهای بالا در شالوده‌های نواری، پی‌های گسترده و یا سَرشمع ها نیاز باشد.
۲۰-۹-۲-۶ شالوده‌های سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد باید از نوع بتن‌آرمه باشند. استفاده از بتن غیر مسلح در شالوده سازه‌های با شکل‌پذیری کم، در صورتی مجاز است که طراحی آن‌ها مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های ملی ویا در صورت عدم وجود، آیین‌نامه های معتبر بین‌المللی باشد.	ت ۲۰-۹-۲-۶ شالوده یا دیوارهای زیرزمین در ساختمان‌های مناطق زلزله خیز باید مسلح باشند.
۲۰-۹-۲-۷ سرشمع‌هایی که در شمع‌های مایل استفاده می‌شوند، باید برای کل مقاومت فشاری این شمع‌ها که به صورت ستون کوتاه عمل می‌کنند، محاسبه شوند. اثرات لاغری شمع‌های کوبیدنی باید برای آن قسمت از طول شمع‌ها که در خاک فاقد توانایی ایجاد تکیه‌گاه جانبی برای شمع، ویا در هوا ویا آب قرار می‌گیرند، منظور شوند.	ت ۲۰-۹-۲-۷ شمع‌های مایل به طور معمول در هنگام زلزله نیروهای جانبی بالاتری نسبت به شمع‌های قائم جذب می‌کنند. خسارات سازه‌ای گسترده‌ای در محل اتصال شمع‌های مایل و سرشمع‌های ساختمان مشاهده شده است. سر شمع و سازه پیرامون آن باید برای نیروهای بالقوه بزرگی که می‌توانند در شمع‌های مایل ایجاد شوند، طراحی گردند.
۲۰-۹-۳ تیرهای در تراز پی (کلاف ها) و دال های متکی به زمین	**ت ۲۰-۹-۳ تیرهای در تراز پی (کلاف‌ها) و دال‌های متکی به زمین**
	دال‌های روی زمین (دال‌های نگهداری شده توسط خاک) اغلب بخشی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی هستند و باید مطابق با الزامات این فصل و همچنین سایر استانداردها یا دستورالعمل‌های مناسب طراحی شوند (به بند ۴-۱ مراجعه شود).
۲۰-۹-۳-۱ در سازه‌هایی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، در تیرهای کلاف و تیرهایی که جزیی از یک شالوده گسترده بوده و تحت اثر خمش ستون‌هایی که جز سیستم مقاوم باربر زلزله می‌باشند، قرار می‌گیرند، باید ضوابط بند۲۰-۶-۲ رعایت شوند.	ت ۲۰-۹-۳-۱ تیرهای در تراز شالوده که در برابر تنش‌های خمشی ناشی از لنگرهای ستون مقاومت می‌کنند باید دارای جزئیات آرماتورگذاری مانند تیرهای قاب اصلی روی شالوده باشند.

متن اصلی

۲۰-۹-۳-۲ در سازه‌هایی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، دال‌های متکی به زمین که نیروهای زلزله ستون‌ها ویا دیوارهایی را که جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله هستند تحمل می‌کنند، باید مانند دیافراگم‌ها و بر اساس ضوابط بخش ۲۰-۸ طراحی شوند. در نقشه‌های سازه‌ای باید به وضوح ذکر شود که دال متکی به زمین، یک دیافراگم سازه‌ای بوده و جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور شده است.

۲۰-۹-۴ کلاف‌های لرزه‌ای در شالوده

۲۰-۹-۴-۱ در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، سر شمع‌ها، ستون پایه‌ها و پی‌های صندوقه‌ای باید به وسیله کلاف‌های لرزه‌ای و در جهات متعامد به یکدیگر متصل شوند، مگر آن که بتوان ثابت نمود که از روش‌های دیگر شرایط تکیه‌گاهی مشابهی برای آن‌ها تامین شده‌اند.

۲۰-۹-۴-۲ در خاک‌های متوسط و نرم (زمین نوع IV بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان)، شالوده‌های منفرد گسترده باید به وسیله کلاف‌های لرزه‌ای به یکدیگر متصل شوند.

۲۰-۹-۴-۳ در مواردی که به کلاف‌های لرزه‌ای در شالوده نیاز است، مقاومت کششی و فشاری آن‌ها باید برابر با حداقل $0.10S_{DS}$ برابر بزرگترین نیروی محوری ضریب‌دار ستون ویا سرشمع تحت بارهای مرده و زنده باشند، مگر آن که محدودیت حرکت جانبی از یکی از روش‌های «الف» تا «ت» زیر تامین شده باشد. S_{DS} پارامتر شتاب پاسخ طیفی در تناوب‌های کوتاه متناظر با ۵ درصد استهلاک است که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.

الف- وجود تیرهای بتن‌آرمه در داخل دال متکی به زمین؛

ب- وجود دال‌های متکی به زمین؛

پ- محصورشدگی شالوده منفرد یا سر شمع به وسیله بسترهای سنگی مناسب، خاک‌های چسبنده سخت، ویا خاک‌های دانه‌ای بسیار متراکم؛

ت- سایر روش‌هایی که به تایید مهندس مشاور رسیده باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۹-۳-۲ دال‌های روی زمین اغلب به صورت دیافراگمی که ساختمان را در تراز زمین به هم می‌دوزد و تاثیرات حرکات و نوسانات زمین که ممکن است در پای ساختمان اتفاق بیافتد را حداقل می‌کند، عمل می نمایند. مدارک طرح باید به وضوح بیان کنند که این دال‌ها، اعضای سازه‌ای هستند، تا از برش دندانه‌ای دال جلوگیری شود.

ت ۲۰-۹-۴ کلاف‌های لرزه‌ای در شالوده

ت ۲۰-۹-۴-۱ کلاف‌های لرزه‌ای پی باید به اندازه کافی شالوده‌ها را بهم متصل کند تا به عنوان یک سیستم واحد عمل نمایند و به گونه‌ای طراحی شوند که حرکت نسبی یک ستون یا کلاف جداگانه نسبت به پی را به حداقل برساند. این موضوع مخصوصا در شرایطی که خاک‌های سطحی به اندازه ای نرم بوده که به پی‌های عمیق نیاز باشد و یا خاک محل در معرض روانگرایی باشد، ضروری است.

ت ۲۰-۹-۴-۲ کلاف‌های بین شالوده‌ها باید همان ویژگی‌های کلاف‌های بین سر شمع ها را مطابق بند ۲۰-۹-۴-۱، را داشته باشد.

ت ۲۰-۹-۴-۳ حداقل مقاومت طراحی کلاف‌های لرزه‌ای بین شالوده‌ها بر اساس درصدی از بار مرده و زنده ضریب‌دار، اتصال بین اجزای شالوده تعیین می‌شود. انواع دیگر مهار می‌تواند برای تامین حداقل مقاومت کلاف مورد استفاده قرار گیرد. مقاوم طراحی مورد نیاز برای کلاف باید حداقل به میزان $0.1(1+s)A$ برابر بزرگترین نیروی دو سر کلاف باشد. این نیرو از ستون یا سر شمع است، هر کدام که اعمال می‌شود، باشد.

A نسبت شتاب مبنای طرح برای زلزله، مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌باشد.

متن اصلی

۲۰-۹-۴-۴ در سازه‌هایی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، تیرهای در تراز پی را می‌توان کلاف لرزه‌ای محسوب نمود، به شرط آن که دارای آرماتورهای طولی پیوسته با طول‌های گیرایی کافی در داخل ستون ویا بعد از آن بوده ویا آرماتورهای طولی آن‌ها در سر شمع یا شالوده مهار شده باشند و شرایط «الف» و «ب» زیر را نیز تامین نمایند:

الف- کوچک‌ترین بعد تیر در تراز پی بزرگتر از $\frac{1}{20}$ فاصله آزاد ستون‌های متصل به یکدیگر بوده، ولی نیازی نیست که بزرگتر از ۴۵۰ میلی‌متر باشد؛

ب- از دورگیرهای عرضی که فاصله آن‌ها از یکدیگر از کم‌ترین دو مقدار نصف کوچک‌ترین دو بعد متعامد مقطع و ۳۰۰ میلی‌متر بیش‌تر نباشد، استفاده شود.

۲۰-۹-۵ شالوده‌های عمیق

۲۰-۹-۵-۱ ضوابط این بخش برای انواع پی‌های عمیق مطابق «الف» تا «ت» زیر که بارهای وارده از سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد را تحمل می‌کنند، به کار می‌روند:

الف- شمع‌های درجا ریخته بدون غلاف؛
ب- شمع‌های درجا با غلاف نازک فولادی؛
پ- شمع‌های درجا محصور شده با لوله فولادی؛
ت- شمع‌های پیش‌ساخته بتنی.

۲۰-۹-۵-۲ شمع‌ها، پایه‌ها و شالوده‌های صندوقه‌ای که بارهای کششی را تحمل می‌نمایند، باید دارای آرماتورهای طولی پیوسته، در طول خود برای مقاومت در برابر نیروهای کششی طراحی باشند.

۲۰-۹-۵-۳ حداقل آرماتورهای طولی و عرضی که بر اساس **بند ۲۰-۹-۵-۷** لازم است، باید در تمام طول غیر مهار شده شمع که در هوا، آب، ویا خاک فاقد توانایی تامین تکیه‌گاه جانبی به منظور جلوگیری از کمانش شمع قرار دارد، ادامه داشته باشد.

۲۰-۹-۵-۴ تمام آرماتورهای عرضی شامل دورگیرها، دورپیچ‌ها و سنجاقی‌ها باید در انتها دارای قلاب‌های لرزه‌ای باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۹-۵ شالوده‌های عمیق

ت ۲۰-۹-۵-۱ عملکرد مناسب شمع‌ها و شمع‌های صندوقچه‌ای برای اثرات زلزله مستلزم رعایت این مقررات علاوه بر سایر استانداردها یا دستورالعمل‌های قابل اجرا هستند (به **بند ۱-۴** شود).

ت ۲۰-۹-۵-۳ حداقل طول برای آرماتورهای طولی و عرضی بر اساس این نظریه است که خاک قادر به ایجاد پشتیبانی جانبی است. برای قسمت‌هایی از شمع بالای زمین، معمولاً در هوا، آب، یا جایی که خاک توانایی تأمین این مهار جانبی را ندارد، باید طول آرماتورهای حداقل افزایش یابد و عضو باید به صورت ستون طراحی شود.

متن اصلی

۲۰-۹-۵-۵ در شمع‌هایی که بار سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط ویا زیاد را تحمل می‌کنند، ویا شمع‌هایی که در زمین نوع IV حفاری شده‌اند، باید از آرماتورهای عرضی مطابق **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲** تا **۲۰-۶-۳-۳-۵** در محدوده ۷ برابر قطر شمع در بالا و پایین مقطعی از شمع که خاک مجاور آن در لایه زیر مقطع سخت بوده و در لایه بالای آن نرم و روان‌گرا می‌باشد، استفاده گردد.

۲۰-۹-۵-۶ در شالوده‌های عمیقی که بار وارده از سازه‌های سبک یک و دو طبقه (مشابه LSF) را تحمل می‌کنند، نیازی به رعایت ضوابط آرماتورهای عرضی مطابق **بندهای ۲۰-۹-۵-۳** تا **۲۰-۹-۵-۵** نمی‌باشد.

۲۰-۹-۵-۷ شمع‌های درجا ریز بدون غلاف

آرماتورها در شمع‌های درجا ریز بتنی بدون غلاف باید در محل‌هایی که بر اساس محاسبات نیاز هستند، قرار داده شده و الزامات **جدول ۲۰-۵** در صفحه بعد نیز رعایت شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۹-۵-۵ در هنگام زلزله، شمع‌ها می‌توانند در نقاط ناپیوستگی تحت اثر خمش و برش زیاد قرار گیرند، مانند حدفاصل بین لایه‌های سفت و نرم خاک. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان حدود و مشخصاتی را برای تفکیک لایه‌های خاک تعریف می‌کند. برای تأمین رفتار شکل‌پذیر در این مناطق آرماتور عرضی لازم است.

در تعیین بخش‌های یک شمع با آرماتور عرضی افزایش یافته، مناطق مربوط به طول منطقه آرماتورگذاری شده عرضی طوری در نظر گرفته می‌شوند تا تغییرات در ارتفاع کوبش نوک شمع و محدوده بین لایه های خاک سفت و نرم در آن دیده شده باشند.

ت ۲۰-۹-۵-۷ شمع‌های درجا ریز بدون غلاف

الزامات آرماتورهای طولی و عرضی تجویز شده توسط این بخش منجر به شکل‌پذیری متوسط و زیاد برای سازه می‌شود تا در برابر تغییر شکل زمین که در هنگام زلزله‌ها رخ می‌دهد مقاومت کند. در مواردی که شمع ها تحت نیروهای بلندشدگی قابل توجه قرار می‌گیرند، طول آرماتور طولی مورد نیاز در تحلیل ممکن است از حداقل طول آرماتور فراتر رود.

برای تامین عملکرد شکل‌پذیر در محل‌هایی که پتانسیل تسلیم خمشی وجود دارند، آرماتور عرضی در بالای شمع مورد نیاز است. برای سازه‌های با شکل پذیر متوسط و زیاد روی خاک‌های غیر نوع IV، نیمی از آرماتور عرضی مورد نیاز برای ستون‌های قاب خمشی ویژه قابل قبول است، زیرا قسمتی از محصورشدگی به خاک‌های مقاوم نسبت داده می‌شود. برای خاک نوع IV ، محصورشدگی کامل ستون لازم است زیرا خاک‌ها یا قابلیت روان شدگی دارند و یا به اندازه کافی صلاحیت تامین محصورکردن را ندارند.

آرمانورها باید به اندازه l_d فراتر از محلی که بتن تنها قادر به تحمل لنگر خمشی ضریب‌دار نیست، ادامه داده می‌شوند.

جدول ۲۰-۵ حداقل آرماتور در شمع‌های درجا ریز بدون غلاف

حداقل آرماتور		سازه با شکل‌پذیری کم- هر نوع خاک	سازه با شکل‌پذیری متوسط و زیاد- زمین نوع I و II و III	سازه با شکل‌پذیری متوسط و زیاد- زمین نوع IV
حداقل درصد آرماتورهای طولی (حداقل تعداد آرماتور)		0.0025 حداقل تعداد آرماتورها بر اساس بند ۱۲-۶-۲	0.0050 حداقل تعداد آرماتورها بر اساس بند ۱۲-۶-۲	0.0050 حداقل تعداد آرماتورها بر اساس بند ۱۲-۶-۲
حداقل طول آرماتورگذاری شده شمع		بزرگترین طول «الف» تا «ت»: الف- یک سوم طول شمع ب- ۳۰۰۰ میلی‌متر پ- ۳ برابر قطر شمع ت- طول خمشی شمع (۳)	بزرگترین طول «الف» تا «ت» : الف- یک دوم طول شمع ب- ۳۰۰۰ میلی‌متر پ- ۳ برابر قطر شمع ت- طول خمشی شمع (۳)	طول کل شمع به استثنای موارد (۱) و (۲) در یادداشت‌های زیر جدول
ناحیه آرماتورهای محصور کننده عرضی	طول ناحیه آرماتورگذاری شده	۳ برابر قطر شمع از زیر سر شمع	۳ برابر قطر شمع از زیر سر شمع	۷ برابر قطر شمع از زیر سر شمع
	نوع آرماتورهای عرضی	دورگیرها و دورپیچ‌ها به قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر	در شمع‌های با قطر حداکثر ۵۰۰ میلی‌متر: دورگیر یا دورپیچ به قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر در شمع‌های با قطر بیش‌تر از ۵۰۰ میلی‌متر: دورگیرها یا دورپیچ‌ها به قطر حداقل ۱۴ میلی‌متر مطابق بند ۲۰-۶-۳-۳-۲	
	فاصله و مقدار آرماتورهای عرضی	فاصله آرماتورهای عرضی نباید از ۱۵۰ میلی‌متر ویا ۸ برابر قطر آرماتورهای طولی بیش‌تر باشد.	مطابق بند ۲۰-۶-۳-۳-۳، ولی بیش‌تر از نصف مقادیر مورد نیاز در رابطه (۲۰-۸)	مطابق بند ۲۰-۶-۳-۳-۳، ولی بیش‌تر از مقادیر مورد نیاز در رابطه (۲۰-۸)
آرماتورهای عرضی در سایر نواحی شمع	نوع آرماتورهای عرضی	دورگیرها و دورپیچ ها به قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر	در شمع‌های با قطر حداکثر ۵۰۰ میلی‌متر: دورگیر یا دور پیچ به قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر در شمع‌های با قطر بیش‌تر از ۵۰۰ میلی‌متر: دورگیرها یا دورپیچ‌ها به قطر حداقل ۱۴ میلی‌متر مطابق بند ۲۰-۶-۳-۳-۲	
	فاصله و مقدار آرماتورهای عرضی	فاصله آرماتورهای عرضی نباید از ۱۶ برابر قطر آرماتورهای طولی بیش‌تر باشد	فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر برابر با کوچک‌ترین سه مقدار: الف- ۱۲ برابر قطر آرماتور طولی پ- $\frac{1}{2}$ قطر شمع پ- ۳۰۰ میلی‌متر	

یادداشت‌ها:

(۱) در شمع‌هایی که به طول کافی در خاک سخت ویا سنگ قرار دارند، آرماتور بندی را می‌توان در فاصله کم‌ترین دو مقدار ۵ در صد طول شمع ویا ۳۳ درصد طولی از شمع که در سنگ یا خاک سخت قرار دارد، از نوک شمع قطع نمود.

(۲) به جای منظور نمودن آرماتور حداقل در سر تا سر طول شمع، شمع را می‌توان برای تحمل حداکثر انحنای تحمیل شده بر آن که در اثر حرکت زمین و بازتاب سازه ایجاد می‌شود، طراحی نمود. انحنا باید شامل کرنش‌های خاک در میدان آزاد که برای اندرکنش سازه - پی تغییر داده شده است، به همراه تغییرشکل‌های پی که در اثر بارهای زلزله ایجاد می‌شود، باشد. حداقل آرماتورها نباید از مقداری که برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط یا زیاد که بر روی خاک نوع I، II و III واقع شده‌اند، کمتر باشد.

(۳) طول خمشی شمع عبارت است از فاصله قسمت تحتانی سر شمع تا مقطعی از شمع که در آن $0.4M_{cr} > M_u$ شود.

متن اصلی

۲۰-۵-۹-۸ شمع‌های درجا با غلاف نازک فولادی

۲۰-۵-۹-۸-۱ حداقل درصد فولاد و طول آرماتورها برای انواع شمع‌های درجا با غلاف نازک فولادی مطابق الزامات **بند ۲۰-۵-۹-۷** می‌باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۵-۹-۸ شمع‌های درجا با غلاف نازک فولادی

ت ۲۰-۵-۹-۸-۲ غلاف فلزی جوش داده شده به صورت دورپیچ با ضخامت دیواره مشخص شده، محصورشدگی معادل تنگ بسته یا دورپیچ مورد نیاز در یک شمع بتنی بدون غلاف را فراهم می‌کند و نیاز به تنگ‌های محصور کننده را از بین می برد.

متن اصلی

۲۰-۹-۵-۸-۲ ضخامت غلاف جداره در این شمع‌ها که به صورت دورپیچ جوش شده می‌باشد، نباید از ۲ میلی‌متر کمتر بوده و این غلاف باید شمع را از آسیب مواد مضر در خاک ویا اثرات تغییر سطح آب‌های زیر زمینی مصون نگه دارد.

۲۰-۹-۵-۹ شمع‌های درجا محصور شده با لوله فولادی

درصد آرماتورهای طولی در قسمت فوقانی شمع برابر یک درصد سطح مقطع کل شمع بوده و طول آن‌ها در داخل شمع برابر با حداقل دو برابر طول قسمت جاگذاری شده مورد نیاز در سر شمع است، به شرطی که از طول گیرایی آرماتورهای شمع در کشش کمتر نباشد.

۲۰-۹-۵-۱۰ شمع‌های بتنی پیش‌ساخته

۲۰-۹-۵-۱۰-۱ در شمع‌های پیش‌ساخته کوبیدنی، طول ناحیه‌ای از شمع که در آن باید از آرماتورهای عرضی استفاده شود، باید با منظور نمودن امکان تغییرات در تراز نوک شمع تعیین گردد.

۲۰-۹-۵-۱۰-۲ در شمع‌های پیش‌ساخته‌ای که بار ساختمان‌های با شکل‌پذیری کم را تحمل می‌کنند، باید بندهای «الف» تا «ت» زیر رعایت شوند:

الف- حداقل آرماتور طولی یک درصد مقطع شمع باشد.

ب- آرماتورهای طولی در شمع‌های به قطر ۵۰۰ میلی‌متر و کمتر باید به وسیله دورگیرهای با قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر و برای قطرهای بزرگتر از ۵۰۰ میلی‌متر به وسیله دورگیرهای با قطر حداقل ۱۲ میلی‌متر محصور شوند.

پ- فاصله دورگیرها از یکدیگر در طولی از شمع برابر با ۳ برابر بعد حداقل مقطع شمع از زیر سر شمع نباید از ۸ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی ویا ۱۵۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

ت- فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر در سر تا سر طول شمع نباید از ۱۵۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۹-۵-۹ شمع‌های درجا محصور شده با لوله فولادی

برای مقاومت در برابر نیروهای برکُنش (بلندشدگی)، چسبندگی بتن به جداره لوله فولادی در تعیین طول گیرایی شمع نادیده گرفته می‌شود. جمع‌شدگی بتن می‌تواند برای چسبندگی مضر باشد، بنابراین باید آن را کنترل کرد، یا انتقال نیرو از طریق روش‌های دیگر مانند گل‌میخ‌های سردار یا ناهمواری سطح روی لوله را در نظر گرفت. آرماتورهای انتهای شمع به داخل سرشمع ادامه داده شوند تا اعضا را به هم متصل کرده و به انتقال نیرو به سرشمع کمک کنند.

ت ۲۰-۹-۵-۱۰ شمع‌های بتنی پیش‌ساخته

ت ۲۰-۹-۵-۱۰-۱ در اجرای جزییات‌بندی شمع، پتانسیل حرکت شمع‌های پیش‌ساخته، به طوری که نوک شمع به ترازی متفاوت از آنچه در مدارک ساخت مشخص شده است، باید در نظر گرفته شود. اگر شمع در عمق کم‌تری از ادامه نفوذ باز ایستد، باید طول بیش‌تری از شمع قطع شود. اگر این احتمال پیش‌بینی نشده باشد، طول محدوده مورد نیاز آرماتور عرضی مطابق این ضوابط ممکن است پس از قطع طول اضافی شمع تامین نشود.

متن اصلی

۲۰-۹-۵-۱۰-۳ در شمع‌های پیش‌ساخته‌ای که بار ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد را تحمل می‌کنند، باید ضوابط **بند ۲۰-۹-۵-۱۰-۲** و **جدول ۲۰-۵** مربوط به شمع‌های درجا ریخته بدون غلاف، برای شکل‌پذیری متوسط و زیاد، رعایت شوند.

۲۰-۹-۵-۱۰-۴ در شمع‌های پیش‌ساخته‌ای که بار ساختمان‌های با شکل‌پذیری کم را تحمل می‌کنند، باید بندهای «الف» و «ب» زیر رعایت شوند:

الف- درصد حجمی آرماتورهای عرضی از نوع دورپیچ یا دورگیرهای دایره‌ای، ρ_s، در ۶/۱۰ متر فوقانی از زیر سر شمع، نباید از $0.15(\frac{f'_c}{f_{ty}})$، ویا با محاسبات دقیق‌تر از $0.04(\frac{f'_c}{f_{yt}})(2.8+\frac{2.3P_u}{f'_c A_g})$ کمتر باشد. مقدار f_{yt} نباید بیش‌تر از ۷۰۰ مگاپاسکال منظور شود.

ب- درصد حجمی آرماتورهای عرضی از نوع دورپیچ یا دورگیر دایره‌ای، ρ_s، در ناحیه پایین‌تر از ۶/۱۰ متر فوقانی در طول شمع، نباید از نصف مقادیر محاسبه شده در بند «الف» کمتر باشد.

۲۰-۹-۵-۱۰-۵ در شمع‌هایی که بار ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد را تحمل می‌کنند، باید علاوه بر رعایت بندهای «الف» تا «ث» زیر، طول ناحیه شکل‌پذیر شمع معادل با فاصله زیر سرشمع تا نقطه‌ای که انحنا در آن به صفر می‌رسد، به علاوه سه برابر کوچک‌ترین بعد شمع، ولی در هر حال بزرگتر از ۱۰/۶۰ متر منظور شود. در صورتی‌که طول شمع مساوی یا کوچک‌تر از ۱۰/۶۰متر باشد، کل طول شمع مساوی طول ناحیه شکل‌پذیر منظور می‌شود.

الف- در طول ناحیه شکل‌پذیر شمع، فاصله مرکز تا مرکز دورپیچ‌ها یا دورگیرها از یکدیگر نباید از کوچک‌ترین مقدار ۰/۲۰ کوچک‌ترین بعد شمع، ۶ برابر قطر آرماتورهای طولی و ۱۵۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.

ب- وصله دورپیچ‌ها باید از طریق هم‌پوشانی یک دور کامل دورپیچ، جوش‌کاری، ویا وصله‌های مکانیکی تامین شود. در صورتی‌که دورپیچ‌ها از طریق هم‌پوشانی به هم وصله شوند، انتهای هر دورپیچ باید به یک قلاب لرزه‌ای منتهی شود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۹-۵-۱۰-۴ نیروی محوری ضریب‌دار بر روی یک شمع باید از روابط ۷-۳ و ۷-۷، متناسب با شرایط ذکر شده در **بندهای ۷-۳-۴-۱** و **۷-۳-۴-۲**، تعیین شود.

ت ۲۰-۹-۵-۱۰-۵ خسارات مشاهده شده از زلزله و نگرانی در مورد صحت تقاضای محاسبه شده برای شمع منجر به الزامات تجویز شده برای محصور کردن مناطقی که آرماتور در طول شمع تسلیم می‌شوند شده است. محصورشدگی مورد نیاز برای تأمین ظرفیت شکل‌پذیری مناسب برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد در نظر گرفته شده است.

متن اصلی

ضوابط وصله‌های مکانیکی و جوشی باید مطابق بند ۷-۴-۲۱ باشند.

پ- در مواردی که از دورپیچ‌ها یا دورگیرهای دایره‌ای برای آرماتورهای عرضی استفاده می‌شود، نسبت حجمی ρ_s آرماتورهای عرضی در طول ناحیه شکل‌پذیر شمع، نباید از $0.2(\frac{f'_c}{f_{yt}})$، ویا به صورت دقیق‌تر از مقدار $0.06(\frac{f'_c}{f_{yt}})(2.8+\frac{2.3P_u}{f'_cA_g})$ کمتر باشد. حداقل نسبت حجمی آرماتورهای عرضی را می‌توان از طریق دو دورپیچ داخلی و خارجی در مجاورت یکدیگر تامین نمود. f_{yt} نباید بزرگتر از ۷۰۰ مگاپاسکال منظور گردد.

ت- در نواحی خارج از ناحیه شکل‌پذیر شمع می‌توان از نسبت حجمی ρ_s حداقل برابر با نصف مقدار مورد نیاز در ناحیه شکل‌پذیر شمع استفاده نمود. حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر باید مطابق بند ۱۵-۴-۵-۳ باشد.

ث- در مواردی که از دورگیرهای مستطیلی و سنجاقی‌ها برای آرماتورهای عرضی استفاده می‌شود، سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در ناحیه شکل‌پذیر شمع باید از بزرگترین دو مقدار زیر بیش‌تر بوده و f_{yt} حداکثر ۷۰۰ مگاپاسکال منظور شود:

الف (۲۰-۲۰)

$$A_{sh}=0.3sb_c\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1.0\right)\left(0.50+\frac{1.4P_u}{f'_cA_g}\right)$$

ب (۲۰-۱۹)

$$A_{sh}=0.12sb_c(\frac{f'_c}{f_{yt}})(0.50+\frac{1.4P_u}{f'_cA_g})$$

قطر آرماتورهای عرضی نباید از ۱۰ میلی‌متر کمتر باشد. در انتهای دورگیرها در گوشه‌ها باید از قلاب‌های لرزه‌ای استفاده گردد.

۲۰-۹-۵-۱۰-۶ در شمع‌های پیش‌ساخته‌ای که بار سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد را تحمل می‌کنند، حداکثر بار محوری که از ترکیب‌های بارهای قائم و جانبی به دست می‌آید، نباید از مقادیر «الف» و «ب» زیر بیش‌تر باشد:

الف- در شمع‌های با مقطع مربعی: $0.2f'_cA_g$

ب- در شمع‌های با مقطع دایره‌ای یا ۸ ضلعی: $0.4f'_cA_g$

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۹-۵-۱۰-۶ بار محوری در شمع‌های پیش‌ساخته محدود به آستانه ترکیدن پوشش بتن، قبل از آن که مقطع شمع دچار ترک خوردگی خمشی شود، شده است. زیرا این امر باعث از دست رفتن قابل توجه مقاومت شمع می‌شود.

متن اصلی

۲۰-۹-۶ مهار شمع‌ها و پایه‌ها

۲۰-۹-۶-۱ در تمام شمع‌هایی که در مناطق زلزله خیز واقع شده‌اند و در آن‌ها آرماتورهای طولی برای تحمل کشش در شمع محاسبه شده‌اند، انتقال کشش بین بتن و سر شمع و اجزای رو سازه باید با منظور نمودن جزییات مناسب انجام شود.

۲۰-۹-۶-۲ در تمام شمع‌های معمولی و شمع‌های محاط شده در لوله که در مناطق زلزله خیز واقع شده‌اند، آرماتورها باید با طولی برابر طول گیرایی ویا با روش‌های مناسب دیگر در داخل سر شمع مهار شوند. در شمع‌هایی که تحت بار فشاری هستند، طول گیرایی برای حالت فشاری محاسبه می‌شود. در صورت وجود برکنش در شمع، طول گیرایی آرماتورها باید بدون توجه به مقدار اضافه آرماتور مصرف شده محاسبه گردد.

۲۰-۹-۶-۳ در شمع‌های پیش‌ساخته، کشش ایجاد شده در اثر زلزله باید به سرشمع یا پی گسترده روی شمع از طریق سوراخ کردن و کار گذاشتن آرماتور در شمع پیش‌ساخته، با استفاده از ملات مناسب که کفایت آن از طریق آزمایش ثابت شده و قادر باشد حداقل تنش $1.25f_y$ را در آرماتورها تامین نماید، منتقل شود.

۲۰-۱۰ اعضایی از سازه که جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور نمی‌شوند

۲۰-۱۰-۱ در سازه‌هایی با شکل‌پذیری زیاد یا متوسط می‌توان در صورت لزوم برخی از اعضای سازه‌ای (تیرها، ستون‌ها، دال‌ها و دیوار پایه‌ها) را به عنوان جزیی از سیستم باربر جانبی منظور ننمود. در چنین حالتی باید از سختی و مقاومت این اعضا در برابر بارهای جانبی صرف‌نظر شود، ولی این اعضا و اتصالات آن‌ها باید طوری طراحی شوند که بتوانند به صورت مناسب بارهای قائم وارده بر آن‌ها را که شامل اثرات همزمان مولفه قائم زلزله نیز می‌شوند، تحت اثر تغییرمکان‌های جانبی ایجاد شده در بحرانی‌ترین اثر زلزله تحمل نمایند. در این اعضا باید اثرات ثانویه $(P-\Delta)$ نیز منظور گردند. بخش ۲۰-۱۰ ضوابط طراحی این اعضا را مشخص می‌کند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۹-۶ مهار شمع‌ها و پایه‌ها

ت ۲۰-۹-۶-۱ برای انتقال نیروهای کششی از آرماتورهای ستون یا جز مرزی از طریق سرشمع به آرماتور شمع یا شمع صندوقچه‌ای، یک مسیر بار لازم است. برای یافتن نمونه‌هایی از انواع اتصالات شمع به کلاهک‌های شمع به استانداردهای ملی یا بین‌المللی برای طراحی لرزه‌ای اسکله‌ها و شمع‌ها مراجعه شود.

ت ۲۰-۹-۶-۲ طول گیرایی با توجه به الزامات فصل ۲۱ تعیین می‌شود. کاهش در طول گیرایی برای تنش‌های محاسبه شده کمتر از f_y مجاز نیست، همانطور که در بند ۲۱-۳-۹ نشان داده شده است. گیرایی کامل آرماتور طولی شمع به داخل سر شمع لازم است تا بتواند ظرفیت اتصال شمع به سر شمع را برای مقاومت مقطع شمع یا فراتر از آن فراهم کند.

ت ۲۰-۹-۶-۳ آرماتورهای اندود شده با ملات، باید در محفظه بالای شمع بتنی پیش‌ساخته مهار شوند و مقاومت آن با آزمایش نشان داده شود. به عنوان یک راه حل جایگزین می‌تواند آرماتورهای تقویت کننده که در انتهای شمع قرار داده شده‌اند با تراشیدن بتن، نمایان شده و به صورت مکانیکی وصله شوند و یا به روش مناسب جوش گردند.

ت ۲۰-۱۰ اعضایی از سازه که جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور نمی‌شوند

ت ۲۰-۱۰-۱ این بخش برای اعضای سازه‌ای که بعنوان قسمتی از سیستم باربر لرزه‌ای منظور نشده‌اند، بکار برده می‌شود. این اعضا باید برای تحمل بارهای ثقلی و اثرات زلزله قائم ناشی از تغییرمکان‌های طرح، طراحی شوند. تغییرمکان طرح در فصل ۲ تعریف شده است. مدل‌های مورد استفاده برای مشخص کردن تغییرمکان طرح ساختمان باید شامل ترک خوردگی بتن، سختی شالوده و تغییرشکل دیافراگم ها نیز باشد.

ضوابط بخش ۲۰-۱۰ به منظور فراهم آوردن شرایط تسلیم شکل‌پذیری خمشی در ستون‌ها، تیرها، دال‌ها و دیوار پایه‌ها تحت تغییرمکان طرح و فراهم آوردن محصورشدگی کافی و مقاومت برشی در اعضایی که تسلیم می‌شوند، پیش‌بینی شده است.

متن اصلی

۲۰-۱۰-۲ نیروهای طراحی

اعضایی از سازه که برای تحمل نیروهای زلزله به کار گرفته نمی‌شوند، باید برای ترکیب‌های بارهای قائم که شامل اثرات همزمان مولفه قائم زلزله نیز می‌شوند، مطابق فصل ۷، که همزمان با تغییرمکان‌های جانبی طرح، δ_u، عمل می‌کنند، طراحی شوند.

۲۰-۱۰-۳ تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون درجا ریخته

۲۰-۱۰-۳-۱ طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون باید بر اساس مقدار لنگر خمشی و برش ایجاد شده در آن‌ها وقتی تحت تاثیر تغییرمکان جانبی طرح، δ_u، قرار گیرند، مطابق بندهای ۲۰-۱۰-۳-۲ ویا ۲۰-۱۰-۳-۳، انجام شود. در صورتی‌که اثرات δ_u در محاسبات به صورت مستقیم منظور نگردد، باید ضوابط بند ۲۰-۱۰-۳-۳ تامین گردند.

۲۰-۱۰-۳-۲ چنان‌چه لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در عضو قاب کمتر از لنگر خمشی و نیروی برشی مقاوم آن باشد، موارد «الف»، «ب» و «پ» زیر باید رعایت شوند:

الف- آرماتورهای طولی در تیرها باید بر طبق ضوابط بند ۲۰-۶-۲-۲-۱ در نظر گرفته شوند. در سر تا سر طول تیر باید از آرماتورهای عرضی به فاصله حداکثر $0.5d$ استفاده شود. در صورتی‌که نیروی محوری ضریب‌دار در تیر از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، به عنوان آرماتور عرضی باید از دورگیرهایی مطابق بند ۲۰-۶-۳-۳-۲ که به فاصله کم‌ترین دو مقدار برای کوچک‌ترین قطر آرماتورهای طولی و ۱۵۰ میلی‌متر از یکدیگر قرار دارند، استفاده شود.

ب- آرماتورها در ستون‌ها باید بر طبق ضوابط بندهای ۲۰-۶-۳-۲-۱ و ۲۰-۶-۴ در نظر گرفته شوند. برای آرماتورهای عرضی باید از آرماتورهای دورپیچ مطابق بند ۲۱-۶-۳، ویا دورگیر مطابق بند ۲۱-۶-۴ با فاصله‌ای که از کم‌ترین دو مقدار $6d_b$ آرماتور طولی محاط شده و ۱۵۰ میلی‌متر بیش‌تر نباشد، در تمام طول استفاده شود. همچنین، آرماتورهای عرضی نیز مطابق بند

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۱۰-۱ نیروهای طراحی

ت ۲۰-۱۰-۲ تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون درجا ریخته

ستون‌ها و تیرهای درجا ریز در صورتی که تاثیرات ترکیب اثرات بارهای ثقلی ضریب‌دار و تغییرمکان‌های طرح از مقاومت مشخص شده بیش‌تر شود یا اگر تاثیرات تغییرمکان طرح محاسبه نشود، تسلیم شده فرض می‌شوند. الزامات مربوط به خاموت های عرضی و مقاومت برشی با نوع عضو و اینکه عضو در اثر تغییرمکان طرح تسلیم شود، تغییر می‌کند.

متن اصلی

تفسیر/توضیح

۲۰-۶-۳-۳-۲«الف» تا «ج»، باید در طول l_0 بر اساس **بند ۲۰-۶-۳-۳-۱** از بَر هر اتصال تیر به ستون قرار داده شوند.

پ- در ستون‌هایی که نیروهای محوری ضریب‌دار در اثر بارهای قائم در آن‌ها از $0.35P_0$ تجاوز می‌کند، باید ضوابط **بند ۲۰-۶-۳-۳-۸** و قسمت «ب» بند حاضر رعایت شوند. مقدار آرماتورهای عرضی برای دورگیرهای چند ضلعی در این ستون‌ها باید حداقل برابر با نصف مقدار بزرگتری که از رابطه **(۲۰-۲)** و رابطه **(۲۰-۳)** بدست می‌آید بوده و برای دورپیچ‌ها و دورگیرهای دایره‌ای باید حداقل برابر نصف مقدار بزرگتری که از **بخش های ۲۰-۷** و **۲۰-۸** به دست می‌آید باشد. این آرماتورهای عرضی باید در طول l_0 که در **بند ۲۰-۶-۳-۳-۱** تعریف شده است، از بَر اتصالات تیر به ستون در بالا و پایین ستون قرار داده شوند.

ت- اتصالات تیر به ستون باید مطابق **فصل ۱۶** باشند.

۲۰-۱۰-۳-۳ در مواردی‌که لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در عضو قاب بیش‌تر از ϕM_n یا ϕV_n باشند، ویا در صورتی‌که مقادیر لنگر خمشی یا برش مطابق **بند۲۰-۱۰-۲** محاسبه نشده باشند، باید ضوابط «الف» تا «ت» زیر رعایت شوند:

الف- مشخصات مصالح، باید مطابق ضوابط **بندهای ۲۰-۲-۵-۱** و **۲۰-۲-۵-۲** و وصله‌های مکانیکی و جوشی باید مطابق ضوابط **بندهای۲۰-۶-۲-۲-۶** تا**۲۰-۶-۲-۲-۹** برای قاب‌ها ویژه باشند.

ب- در تیرها باید ضوابط **بندهای ۲۰-۱۰-۳-۲**«الف» و **۲۰-۶-۲-۴-۱** رعایت شوند.

پ- در ستون‌ها باید ضوابط **بندهای ۲۰-۶-۳-۲**، **۲۰-۶-۳-۳** و **۲۰-۶-۳-۴** رعایت شوند.

ت- در اتصالات تیر به ستون باید ضوابط بند **۲۰-۶-۵-۳-۱** برای قاب‌های ویژه و **بند ۲۰-۵-۴-۱** برای قاب‌های متوسط رعایت شوند.

متن اصلی

۲۰-۱۰-۴ نواحی اتصال دال به ستون

۲۰-۱۰-۴-۱ در نواحی اتصال دال‌های دو طرفه بدون تیر به ستون، باید در همه مقاطع بحرانی که در بند ۸-۵-۲-۱ تعریف شده‌اند، در صورتی‌که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20}\left(\frac{V_{uv}}{\varphi V_c}\right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط یکی از دو بند ۱۰-۷-۳-۷ یا ۱۰-۷-۳-۸ استفاده شود. در محاسبه v_{uv} فقط ترکیب‌های باری که شامل E هستند، باید منظور گردند. مقدار $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ باید برای بزرگترین مقداری که در طبقات فوقانی و تحتانی مجاور طبقه‌ی مورد نظر هستند، محاسبه شود. مقدار v_c باید بر اساس بند ۸-۵ محاسبه شود.

۲۰-۱۰-۴-۲ در صورتی‌که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد، نیازی به محاسبه آرماتور برشی مطابق بند ۲۰-۱۰-۴-۱ نمی‌باشد.

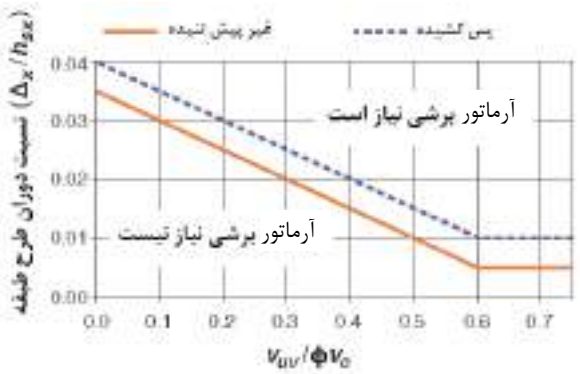
۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه‌گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۱۰-۳ نواحی اتصال دال به ستون

ت ۲۰-۱۰-۴-۱ ضوابط آرماتورگذاری برشی در نواحی اتصال دال به ستون برای کاهش احتمال خرابی برشی ناشی از برش دوطرفه در صورتی که نسبت دوران جانبی از مقدار مشخص شده بیش‌تر شود، پیش‌بینی شده است. براساس نتایج پژوهش‌های انجام شده که احتمال خرابی ناشی از برش دوطرفه V_{uv} را با در نظر گرفتن نسبت دوران جانبی طبقه و تنش‌های برشی ناشی از بارهای ثقلی و اثرات زلزله قائم، بدون انتقال لنگرخمشی، حول مقطع بحرانی دال بررسی کرده‌اند، نیازی به محاسبه لنگر ایجاد شده نیست. شکل ۲۰-۲۶ این ضابطه را نشان می‌دهد. این ضابطه را می‌توان با اضافه کردن آرماتور برشی، افزایش ضخامت دال، تغییر طراحی برای کاهش نسبت دوران جانبی طبقه یا ترکیبی از این موارد، تامین کرد. نتایج پژوهش‌ها نشان می‌دهد ظرفیت دوران جانبی طبقه در نبود آرماتورهای برشی، با افزایش نسبت برش ثقلی به ظرفیت برشی مقطع به طور محسوسی کاهش می‌یابد.

اگر سرستون‌ها، کتیبه‌ها یا سایر تغییرات در ضخامت دال مورد استفاده قرار گرفته باشد، همان‌طور که در بند ۸-۵-۳ خواسته شده است، الزامات بند ۲۰-۱۰-۴ باید در همه مقاطع بالقوه محتمل، بحرانی ارزیابی شود.



شکل ۲۰-۲۶ نمایش ضابطه بند ۲۰-۱۰-۴-۱

متن اصلی

۲۰-۱۰-۵ دیوارپایه‌ها

در دیوارپایه‌ها باید ضوابط **بند ۲۰-۷-۶** رعایت شوند. در مواردی که طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان اثرات اضافه مقاومت باید در طراحی سیستم باربر جانبی منظور شوند، می‌توان نیروی برشی طراحی را Ω_0 برابر برش ایجاد شده در دیوار پایه در اثر تغییرمکان طرح، δ_u، منظور نمود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۰-۱۰-۴ دیوارپایه‌ها

در بند ۲۰-۷-۶ نیروی برشی طراحی مطابق **بند ۲۰-۶-۳-۴** الزامی شده است. رعایت این بند در بعضی موارد ممکن است منجر به نیروهای بزرگ غیر واقعی گردد. به عنوان جایگزین، نیروی برشی طراحی را می‌توان به صورت حاصل‌ضرب ضریب اضافه مقاومت در برش ایجاد شده هنگامی که دیوار پایه به اندازه δ_u جابجا می‌شود، در نظر گرفت. مقادیر ضریب Ω_0 مشخص شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان را می‌توان به این منظورمورد استفاده قرار داد.

فصل بیست و یکم

جزییات آرماتورگذاری

فصل بیست و یکم
جزییات آرماتورگذاری

متن اصلی *تفسیر/توضیح*

۲۱-۱ گستره

ت ۲۱-۱ گستره

۲۱-۱-۱ ضوابط این فصل به جزییات آرماتورگذاری اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- فاصله حداقل آرماتورها؛
ب- قلاب‌های استاندارد، قلاب‌های لرزه‌ای و قلاب سنجاقی؛
پ- طول گیرایی آرماتورها؛
ت- وصله آرماتورها؛
ث- گروه میلگردها؛
ج- آرماتورهای عرضی.

۲۱-۱-۲ ضوابط این فصل شامل آرماتورهایی هستند که به طور عمده زیر اثر بار استاتیکی قرار دارند و آرماتورهایی را که زیر اثر بار دینامیکی، بار رفت و برگشتی با تکرار بالا یا بار ضربه‌ای قرار دارند، در بر نمی‌گیرند.

۲۱-۱-۳ ضوابط اضافی برای مهار و وصله آرماتورهایی که در اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد باید رعایت شوند، در فصل ۲۰ ارائه شده‌اند.

۲۱-۲ حداقل فاصله‌ها آرماتورها و قلاب‌ها

ت ۲۱-۲ حداقل فاصله‌ها آرماتورها و قلاب‌ها

۲۱-۲-۱ فاصله حداقل آرماتورها

ت ۲۱-۲-۱ فاصله حداقل آرماتورها

۲۱-۲-۱-۱ فاصله آزاد آرماتورهای موازی واقع در یک سفره افقی نباید کمتر از هیچ یک از مقادیر «الف» تا «پ» زیر باشد:

الف- ۲۵ میلی‌متر؛
ب- قطر بزرگترین آرماتور؛

ت ۲۱-۲-۱-۱ فاصله حداقل برای آرماتورها بمنظور آن است که بتن بتواند به راحتی بین آن‌ها جریان یابد و فضای بین آن‌ها را پُر کند. همچنین از نزدیک شدن زیاد آرماتورها به یکدیگر جلوگیری بعمل آید. نزدیک بودن آرماتورها ممکن است به ترک‌های ناشی از برش و انقباض بیش از حد بتن بیانجامد.

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

پ- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگ‌دانه.

۲۱-۲-۱-۲ در آرماتورهای موازی واقع در چند سفره افقی، آرماتورهای لایه فوقانی باید مستقیما در بالای آرماتورهای لایه تحتانی قرار گرفته و فاصله آزاد بین دو لایه نباید کمتر از ۲۵ میلی‌متر باشد.

۲۱-۲-۱-۳ فاصله آزاد بین آرماتورهای طولی در ستون‌ها، ستون پایه‌ها، بست‌ها و اجزای مرزی دیوارها، نباید کمتر از هیچ یک از مقادیر «الف» تا «پ» زیر باشد:

الف- ۴۰ میلی‌متر؛
ب- ۱/۵ برابر قطر بزرگترین آرماتور؛
پ- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگ دانه.

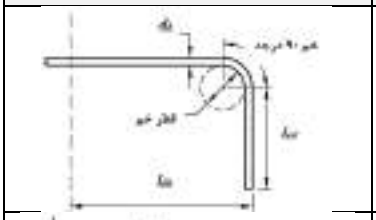
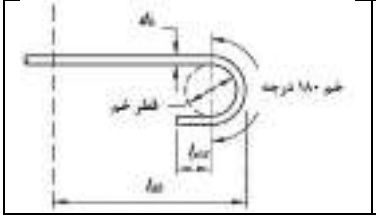
۲۱-۲-۲ قلاب‌های اســـتاندارد، قلاب‌های لرزه‌ای و سنجاقی

ت ۲۱-۲-۲ قلاب‌های استاندارد، قلاب‌های لرزه‌ای و سنجاقی

۲۱-۲-۲-۱ قلاب‌های استاندارد برای مهار آرماتورهای طولی آجدار در کشش باید مطابق الزامات **جدول ۲۱-۱** در نظر گرفته شوند.

۲۱-۲-۲-۲ قلاب‌های استاندارد برای مهار آرماتورهای عرضی باید مطابق الزامات **جدول ۲۱-۲** در نظر گرفته شوند. قلاب باید در بر گیرنده آرماتور طولی باشد.

جدول ۲۱-۱ قلاب استاندارد برای مهار آرماتورهای طولی آجدار در کشش

نوع قلاب	قطر آرماتور (میلی‌متر)	حداقل قطر داخلی خم (میلی‌متر)	طول مستقیم پس از خم l_{ext}	شکل
قلاب ۹۰ درجه	۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
	۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	۳۶ تا ۵۴	$10d_b$		
قلاب ۱۸۰ درجه	۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$4d_b$ و ۶۵ میلی‌متر، هر کدام بزرگتر است	
	۲۸ تا ۳۴	8db		
	۳۶ تا ۵۴	10db		

متن اصلی

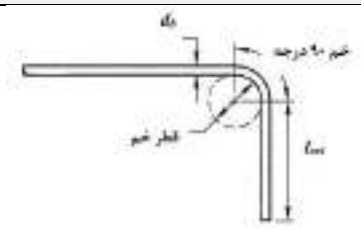
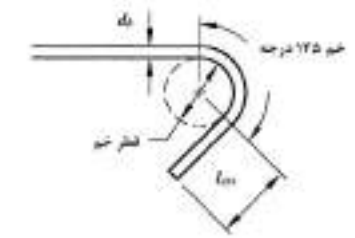
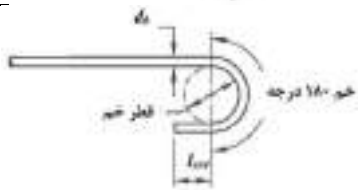
۲۱-۲-۲-۳ قلاب استاندارد در کشش شامل یک خم به سمت داخل و یک قسمت مستقیم می‌باشد. طول قسمت مستقیم قلاب را می‌توان بیش‌تر از مقدار مشخص شده در **جدول ۲۱-۱** و **جدول ۲۱-۲** در نظر گرفت، ولی این افزایش را نمی‌توان در محاسبه ظرفیت مهار قلاب منظور نمود.

۲۱-۲-۲-۴ قلاب لرزه‌ای مطابق تعریف **فصل ۲**، قلابی است که دارای خم حداقل ۱۳۵ درجه و طول مستقیم بعد از خم حداقل برابر با $6d_b$ ویا ۷۵ میلی‌متر باشد. قلاب لرزه‌ای در دورگیرهای دایروی می‌تواند دارای خم حداقل ۹۰ درجه باشد.

۲۱-۲-۲-۵ حداقل قطر داخلی خم آرماتور سیمی جوشی که به عنوان خاموت یا تنگ به کار می‌رود، نباید کمتر از چهار برابر قطر سیم برای سیم‌های با قطر بیش از ۶ میلی‌متر و دو برابر قطر سیم برای سایر سیم‌ها باشد. خم‌های با قطر داخلی کمتر از هشت برابر قطر سیم، نباید در فاصله‌ای کمتر از چهار برابر قطر سیم از اتصال جوشی قرار گیرند.

تفسیر/توضیح

جدول ۲۱-۲ قلاب استاندارد برای مهار آرماتورهای عرضی

نوع قلاب	قطر آرماتور (میلی‌متر)	حداقل قطر داخلی خم (میلی‌متر)	طول مستقیم پس از خم، l_{ext}	شکل
قلاب ۹۰ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$6d_b$ و ۷۵ میلی‌متر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
قلاب ۱۳۵ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$6d_b$ و ۷۵ میلی‌متر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$		
قلاب ۱۸۰ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$4d_b$ و ۶۵ میلی‌متر، هر کدام بزرگتر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$		

متن اصلی

۲۱-۲-۲-۶ قلاب‌های دوخت باید شرایط «الف» تا «ت» زیر را تامین کنند:

الف- سنجاقی باید یکپارچه باشد؛

ب- یک انتهای سنجاقی باید دارای قلاب لرزه‌ای بوده و انتهای دیگر آن باید دارای قلاب با زاویه حداقل ۹۰ درجه باشد؛

پ- قلاب باید در برگیرنده آرماتور طولی پیرامونی مقطع باشد؛

ت- انتهای با خم ۹۰ درجه دو سنجاقی متوالی که میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور یک در میان در وجوه مقابل مقطع قرار گیرند، مگر آن که ضوابط بند ۲۱-۶-۱-۷ یا ۲۰-۶-۲-۳-۶ تامین شوند.

۲۱-۳ طول گیرایی آرماتورها

۲۱-۳-۱ کلیات

۲۱-۳-۱-۱ ضوابط این بخش در برگیرنده طول گیرایی آرماتوره شامل: میلگردهای آجدار، سیم‌های آجدار، میلگردهای آجدار سَردار و شبکه آرماتور سیمی آجدار و ساده جوشی می‌باشند، که برای مهار آن‌ها در بتن لازم می‌باشد.

۲۱-۳-۱-۲ در تمام اعضای بتن‌آرمه، نیروهای کششی و فشاری آرماتور در هر مقطع باید به وسیله مهار آرماتور در دو طرف مقطع مورد نظر به بتن منتقل شوند. مهار آرماتور به یکی از روش‌های «الف» تا «ث» زیر امکان پذیر است:

الف- مهار متکی بر پیوستگی (چسبندگی) بین بتن و سطح جانبی آرماتور که با تامین طول گیرایی کافی حاصل می‌شود؛

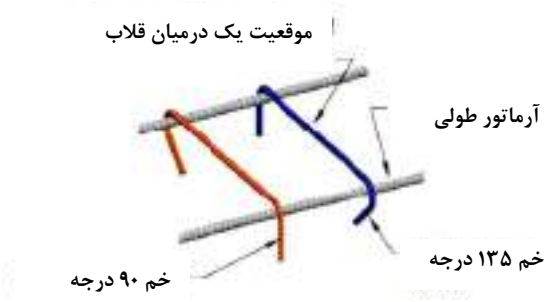
ب- مهار با قلاب استاندارد که با تامین طول گیرایی تعریف شده برای قلاب‌ها حاصل می‌شود؛

پ- مهار مبتنی بر فشار اتکایی که با تامین تکیه‌گاه اتکایی برای میلگرد حاصل می‌شود، نظیر میلگرد سَردار؛

ت- مهار مکانیکی که با تامین ابزارهای مکانیکی اضافی حاصل می‌شود؛

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۲-۲-۶ در شکل ۲۱-۱ قلاب‌های دوخت و جاگذاری آن‌ها نشان داده شده‌است.



شکل ۲۱-۱ موقعیت قلاب‌های دوخت (سنجاقی)

ت ۲۱-۳ طول گیرایی آرماتورها

ت ۲۱-۳-۱ کلیات

ت ۲۱-۳-۱-۱ طول گیرایی به طولی گفته می‌شود که طی آن تنش به‌تدریج از بتن به آرماتور منتقل می‌شود و آرماتور در مقطع تنش زیاد یا بحرانی به مقاومت تسلیم می‌رسد.

انتقال تنش بعلت پیوستگی (چسبندگی) بتن به آرماتور عملی می‌شود. با این ترتیب طول گیرایی باید در هر سمت مقطع بحرانی گسترش یابد و در مقاطعی که آرماتور ادامه پیدا نمی‌کند، با خم کردن آرماتور بطور کامل مهار گردد.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
ث- ترکیبی از موارد فوق بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد تایید.	
۲۱-۳-۱-۳ قلاب یا انتهای سَردار نباید برای مهار آرماتور در فشار به کار رود.	
۲۱-۳-۱-۴ در محاسبه طول گیرایی، نیازی به اعمال ضریب کاهش مقاومت ϕ نیست.	ت ۲۱-۳-۱-۴ ضریب ϕ در معادلات طول گیرایی و وصله‌های پوششی منظور شده است و نیازی به بکارگیری مجدد آن نیست.
۲۱-۳-۱-۵ در محاسبه طول گیرایی، مقدار $\sqrt{f'_c}$ نباید از ۸/۳ مگاپاسکال تجاوز نماید.	ت ۲۱-۳-۱-۵ نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد تنش در یک آرماتور یا وصله با آهنگ کم‌تری از $\sqrt{f'_c}$ توسعه می‌یابد و در مقابل، تنش فشاری بیش‌تر ایجاد می‌شود. محدودیت $\sqrt{f'_c}$ در تعیین طول گیرایی برای برآوردن این منظور است.
۲۱-۳-۱-۶ در محاسبه طول گیرایی، λ برای بتن سبک ۰/۷۵ و برای بتن معمولی ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.	
۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش	**ت ۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش**
۲۱-۳-۲-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_d، نباید کمتر از مقادیر «الف» و «ب» زیر در نظر گرفته شود:	
الف- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از رابطه زیر، یا بر اساس ضوابط ساده شده بند ۲۱-۳-۲-۳ محاسبه نمود.	

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \qquad (۱-۲۱)$$

در این رابطه:

ψ_t، ψ_e، ψ_s و ψ_g ضرایب اصلاحی هستند که مطابق بند ۲۱-۳-۲-۲ محاسبه می‌شوند.

c_b کوچک‌ترین فاصله مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین رویه بتن، ویا نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها ویا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است. K_{tr} شاخص آرماتور عرضی است که از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \qquad (۲-۲۱)$$

متن اصلی	تفسیر/توضیح
A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله s و n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله پوششی در طول صفحه شکاف خوردگی می‌باشند. استفاده از مقدار صفر برای K_{tr}، حتی در صورت وجود یا نیاز به آرماتور عرضی محصور کننده، مجاز است. نسبت $(c_b+K_{tr})/d_b$ که نشانگر اثرات محصور شدگی است، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.	
ب- ۳۰۰ میلی‌متر.	
۲۱-۳-۲-۲ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش بر اساس **جدول ۲۱-۳** تعیین می‌شوند. حاصل ضرب $\psi_t\psi_e$ نباید بیش از ۱/۷ در نظر گرفته شود.	ت ۲۱-۳-۲-۲ ضریب اصلاح آرماتورهای S500 و S520 بیش از یک است. توجه به این نکته لازم است که در تغییر از آرماتور S400 به S500 یا S520، در صورت ثابت ماندن سایر ضرایب اصلاح، طول گیرایی باید به نسبت $\psi_g f_y$ دو آرماتور تغییر کند.
۲۱-۳-۲-۳ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از مقادیر ساده شده در **جدول ۲۱-۴** نیز تعیین نمود. این طول نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.	

جدول ۲۱-۳ ضرایب اصلاح طول مهاری میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش.

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_g ضریب رده میلگرد یا سیم	*S340، S350، S400 و S420*	۱/۰
	S500 و S520	۱/۱۵
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد، ویا فاصله آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد	۱/۵
	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه اپوکسی و روی در سایر حالات	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_s ضریب اندازه	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلی‌متر و بیش‌تر	۱/۰
	برای میلگردها و سیم‌های با قطر کمتر از ۲۰ میلی‌متر	۰/۸
ψ_t ضریب موقعیت	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی‌متر بتن تازه در زیر آن‌ها ریخته می‌شود	۱/۳
	برای سایر میلگردها	۱/۰

جدول ۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش (روش ساده شده)

فاصله آزاد و پوشش	قطر میلگرد یا سیم	
	کوچک‌تر از ۲۰ میلی‌متر	بزرگتر یا مساوی ۲۰ میلی‌متر
فاصله آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل برابر با قطر میلگرد بوده و خاموت یا تنگ حداقل آیین‌نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده‌اند، یا فاصله آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است.	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{2.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.7\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$
سایر موارد	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.4\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$

متن اصلی

۲۱-۳-۳ طـول گیرایی میلگرد آجـدار بـا قلاب استاندارد در کشش

۲۱-۳-۳-۱ طول گیرایی برای میلگردهای آجدار در کشش که به قلاب استاندارد ختم می‌شوند، l_{dh}، نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر باشد:

الف- رابطه زیر با ضرایب اصلاح ψ_e، ψ_r، ψ_o و ψ_c مطابق بند ۲۱-۳-۳-۲:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{\lambda}\frac{0.043f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b^{1.5} \qquad (۳-۲۱)$$

ب- هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر، هر کدام بزرگتر است.

۲۱-۳-۳-۲ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب در کشش، بر اساس جدول ۲۱-۵ تعیین می‌شوند. در انتهای غیر ممتد عضو، ضوابط بند ۲۱-۳-۳-۴ اعمال می‌شوند. در این جدول A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده و A_{th} در بند ۲۱-۳-۳-۳ تعریف شده است.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

ت ۲۱-۳-۳-۱

ب- رابطه تعیین طول گیرایی میلگرد با قلاب استاندارد در قیاس با ویرایش‌های قبلی آبا، دارای تغییرات اساسی است. در ویرایش‌های قبلی آبا ضرایب اصلاحی همه کمتر از یک بودند، در صورتی‌که در این ویرایش اغلب ضرایب بیش‌تر از یک هستند. تحقیقات جدید نشانگر نیاز به افزایش محسوس طول گیرایی میلگرد با قلاب استاندارد برای میلگردهای مهار شده با فواصل کم بوده است. افزایش توان d_b از یک به یک و نیم برای در نظر گرفتن اثرات بُعدی بوده و منجر به افزایش طول گیرایی برای میلگردهای با قطر بالا در قیاس با طول گیرایی محاسبه شده از روابط ویرایش‌های قبلی آبا می‌شود. رابطه در ضمن در برگیرنده اثر میلگرد می‌باشد.

جدول ۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر با $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ ویا با فاصله میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر و مهار شده در هسته ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از ۶۵ میلی‌متر ویا با پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	$f'_c/105 + 0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

متن اصلی

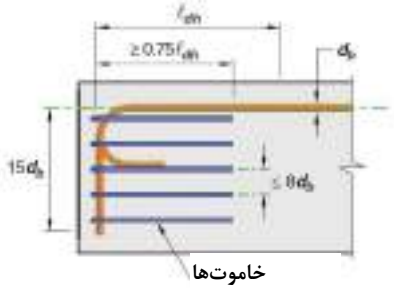
۲۱-۳-۳-۳ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده میلگردهای مهار شده با قلاب، A_{th} که حداقل طولی معادل $0.75l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد «الف» و «ب» زیر است:

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

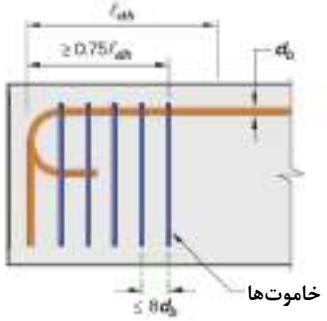
ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۳-۳-۳ در تعیین مساحت میلگردهای محصور کننده A_{th} تنها خاموت‌ها یا تنگ‌هایی که در **بند ۲۱-۳-۳-۳** قید شده‌اند، موثر تلقی می‌شوند. **شکل ۲۱-۲** متناظر وضعیت این بند می‌باشد. در محاسبه مساحت آرماتور محصورکننده مجموع مساحت دو ساق خاموت یا تنگ را می‌توان منظور نمود.



(الف) آرماتور محصور کننده بموازات آرماتور اصلی



(ب) آرماتو رمحصور کننده عمود بر آرماتور اصلی

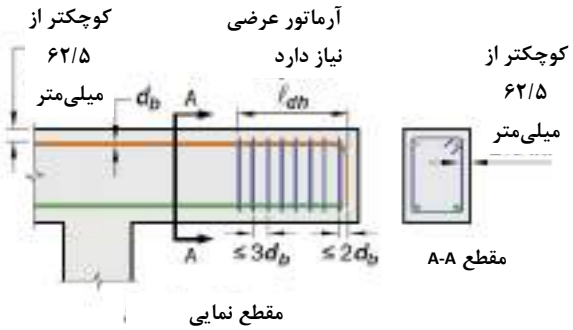
شکل ۲۱-۲ جاگذاری آرماتور محصور کننده برای تقویت خم ۹۰ درجه و ۱۸۰ درجه

متن اصلی

۲۱-۳-۳-۴ برای میلگردهای مهار شده با قلاب استاندارد در انتهای غیر ممتد عضو که در آن پوشش جانبی و فوقانی (یا تحتانی) قلاب کمتر از ۶۵ میلی‌متر است، قلاب باید در طول گیرایی l_{dh} توسط تنگ یا خاموت عمود بر امتداد میلگرد و با فواصل کمتر از سه برابر قطر میلگرد محاط شود، فاصله اولین تنگ یا خاموت از بر بیرونی خم قلاب نباید بیش‌تر از دو برابر قطر میلگرد باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۳-۳-۴ آرماتورهای قلاب‌دار نسبت به پوشش بتنی روی آن‌ها در جهت عمود بر صفحه خم و بموازات خود آرماتور، حساس هستند. بدین جهت در انتهای آزاد اعضا نسبت به محصور کردن آن‌ها باید اقدام لازم بعمل آورد، شکل ۲۱-۳.



شکل ۲۱-۳ پوشش بتنی آرماتور در جهت عمود بر صفحه و بموازات آن

۲۱-۳-۴ طول گیرایی میلگرد آجدار سَردار در کشش

۲۱-۳-۴-۱ به کارگیری میلگرد آجدار سَردار برای مهار میلگرد در کشش، با تامین شرایط «الف» تا «ج» زیر مجاز است:

الف- مشخصات میلگردها منطبق بر ضوابط فصل ۴ باشند؛

ب- قطر میلگرد نباید از ۳۴ میلی‌متر تجاوز نماید؛

پ- سطح مقطع اتکایی خالص در انتهای سَردار، A_{brg}، حداقل باید چهار برابر سطح مقطع میلگرد باشد؛

ت- بتن باید از نوع بتن با وزن معمولی باشد؛

ث- پوشش خالص روی میلگرد باید حداقل دو برابر قطر میلگرد باشد؛

ج- فاصله مرکز به مرکز میلگردها باید حداقل سه برابر قطر میلگرد باشد.

۲۱-۳-۴-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار سَردار در کشش، l_{dt}، نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر باشد:

الف- طول گیرایی محاسبه شده از رابطه زیر با ضرایب اصلاح ψ_e، ψ_c، ψ_p و ψ_o بر اساس بند ۲۱-۳-۴-۳:

ت ۲۱-۳-۴ طول گیرایی میلگرد آجدار سَردار در کشش

ت ۲۱-۳-۴-۱ محدودیت‌های ابعادی ارائه شده در این بند اطلاعاتی راجع به حداقل ضخامت انتهای سَردار میلگرد و شکل آن ارائه نمی‌نمایند. جزییات هندسی انتهای سَردار باید الزامات استاندارد ASTM A970 برای رده HA را تامین نماید. استفاده از مقطع دایروی برای انتهای میلگرد سَردار و حداقل ضخامت انتهای سَردار مساوی ۱/۵ برابر قطر میلگرد توصیه می‌شود.

ت ۲۱-۳-۴-۲ در شکل ۲۱-۴«الف» تا «ت» چند مثال برای طول گیرایی این میلگردها ارایه شده‌اند.

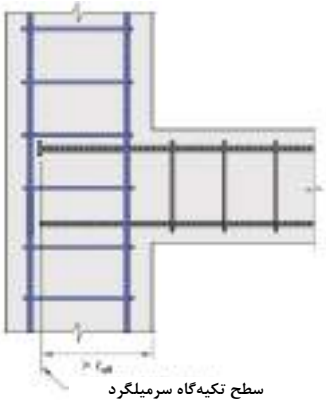
متن اصلی

$$l_{dt} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \frac{0.032 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \qquad (۴-۲۱)$$

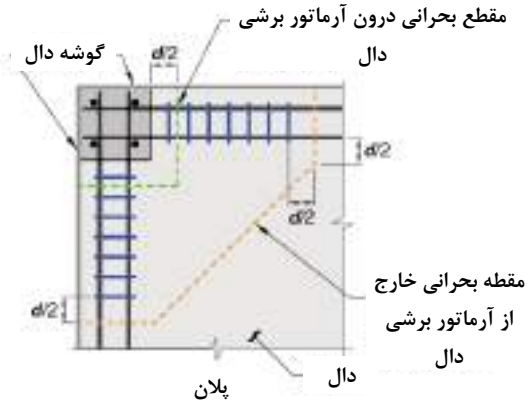
ب- هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر، هر کدام بزرگتر است.

تفسیر/توضیح

الف- طول گیرایی میلگرد آجدار سردار



ب- طول گیرایی تا انتهای ستون با طولی بیش‌تر از l_{dt} ادامه می‌یابد.



پ- جلوگیری از شکست بتن، در اتصال با طول گیرایی مساوی یا بزرگتر از d/1.5

ت- جلوگیری از شکست بتن در اتصال با تامین آرماتورهای مورب در روش خرپایی

شکل ۲۱-۴ مهار میلگرد سردار

متن اصلی

۲۱-۳-۴-۳ ضرایب اصلاح ψ_e، ψ_c، ψ_p و ψ_o بر اساس **جدول ۲۱-۶** تعیین می‌شوند. در این جدول A_{ts} مساحت کل میلگردهای سَردار مهار شده بوده و A_{tt} در **بند ۲۱-۳-۴-۴** تعریف شده است.

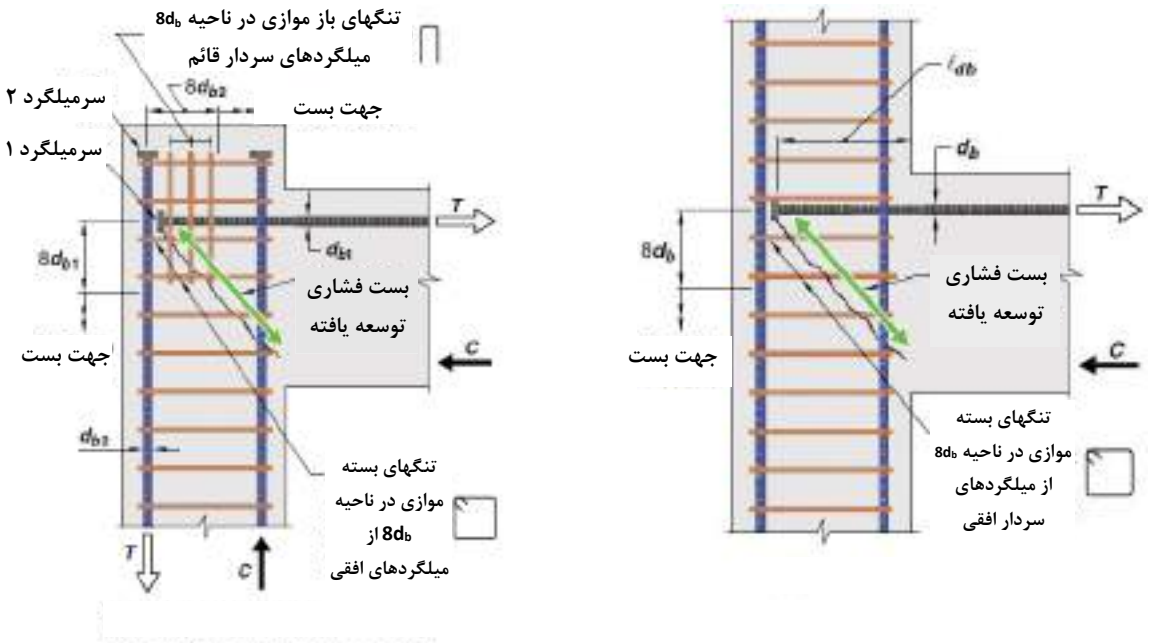
۲۱-۳-۴-۴ در اتصالات تیر به ستون، مساحت کل تنگ موازی میلگرد سَردار مهار شده، A_{tt}، مساوی مساحت تنگ‌های واقع در فاصله حداکثر هشت برابر قطر میلگرد از انتهای سَردار آن به طرف مرکز اتصال می‌باشد.

۲۱-۳-۴-۵ در صورتی‌که ظرفیت خمشی منفی تیر با استفاده از میلگرد سَردار ادامه داده شده در اتصال تامین شود، ستون باید در بالای اتصال حداقل به اندازه بعد افقی اتصال در راستای نیروی مورد نظر امتداد یابد، ویا آرماتورهای تیر در میلگردهای قائم اضافی در اتصال محاط شوند تا محصور شدگی معادل با وجه بالایی اتصال برای آن‌ها فراهم گردد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۳-۴-۳ برخلاف میلگرد با قلاب، نتایج آزمایش‌ها نشانگر عدم کفایت خاموت‌ها و تنگ‌های عمود بر امتداد میلگرد مهار شده برای محصورشدگی بتن هستند. از این رو تنها خاموت‌ها یا تنگ‌های موازی امتداد میلگرد سَردار در محاسبه A_{tt} موثر تلقی می‌شوند.

ت ۲۱-۳-۴-۴ در مهار میلگرد سَردار تیر در ستون توصیه می‌شود که طول گیرایی حداقل برابر با عمق موثر تیر تقسیم بر ۱/۵ باشد. در غیر این صورت میدان تنش مناسب برای انتقال نیرو را می‌توان با استفاده از یک مکانیزم انتقال نیروی خرپایی مطابق ضوابط **فصل ۲۲** طراحی نمود. تنها ساق خاموت‌ها یا تنگ‌های موازی میلگرد سَردار در حداکثر فاصله ۸ برابر قطر میلگرد از مرکز میلگرد سَردار در محاسبه A_{tt} موثر تلقی می‌شوند (**شکل ۲۱-۵**«الف» و «ب» خاموت‌گذاری در یک اتصال نشان داده شده‌اند).



الف- میلگرد سردار افقی ب- میلگرد سردار افقی و قائم

شکل ۲۱-۵ تنگ یا خاموت جاگذاری شده در میلگردهای سردار تیر و ستون در یک اتصال تیر به ستون

جدول ۲۱-۶ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار سَردار در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_p ضریب میلگرد موازی	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر با مهار در اتصالات تیر به ستون با $A_{tt} \geq 0.3A_{hs}$، ویا مهار در هر اتصال با میلگردهای سَردار که در آن فاصله میلگردهای مهار شده بیش از شش برابر قطر میلگرد باشد.	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای سَردار مهار شده در هسته ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از ۶۵ میلی‌متر، ویا با پوشش جانبی بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	$(f'_c/105)+0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگتر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

۲۱-۳-۵ گیرایی میلگردهای آجدار مهار شـــده با وسایل مکانیکی در کشش

ت ۲۱-۳-۵

استفاده از هرگونه ملحقات یا وسایل مکانیکی با قابلیت تامین f_y برای میلگرد آجدار که به تایید مهندس طراح رسیده باشد، مجاز است. گیرایی میلگردهای آجدار را می‌توان با ترکیبی از مهار مکانیکی و طول گیرایی بین مقطع بحرانی و ملحقات یا وسایل مکانیکی، بر اساس نتایج آزمایش‌های مورد تایید، تامین نمود.

۲۱-۳-۶ طول گیرایی شـــبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده در کشش

ت ۲۱-۳-۶ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده در کشش

۲۱-۳-۶-۱ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده در کشش، l_d، که از محل مقطع بحرانی تا انتهای سیم اندازه‌گیری می‌شود، برای سیم‌های با قطر کمتر یا مساوی ۱۶ میلی‌متر، نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر در نظر گرفته شود.

الف- طول گیرایی محاسبه شده از رابطه زیر با ضرایب اصلاحی ψ_t، ψ_s،ψ_e بر اساس بند ۲۱-۳-۲-۲ و ψ_w مطابق بند ۲۱-۳-۶-۲:

متن اصلی

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_w}{\lambda\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.90 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \qquad (۵-۲۱)$$

در این رابطه c_b و K_{tr} بر اساس **بند ۲۱-۳-۲-۱** تعیین می‌شوند. برای آرماتور سیمی آجدار جوش شده و اندود شده با اپوکسی، ضریب اصلاح اندود میلگرد، ψ_e، را می‌توان برابر با ۱/۰ در نظر گرفت.

ب- ۲۰۰ میلی‌متر.

۲۱-۳-۶-۲ ضریب اصلاح سیم آجدار جوش شده، ψ_w، به صورت «الف» و «ب» زیر تعیین می‌شود:

الف- برای شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده، با حداقل یک سیم متعامد در طول گیرایی l_d که از مقطع بحرانی فاصله‌ای بیش‌تر یا مساوی ۵۰ میلی‌متر داشته باشد، بزرگترین دو مقدار محاسبه شده از روابط زیر:

$$\psi_w = \frac{f_y - 240}{f_y} \leq 1.0 \qquad (۶-۲۱) \text{الف}$$

$$\psi_w = \frac{5 d_b}{s} \leq 1.0 \qquad (۶-۲۱) \text{ب}$$

در این روابط s فاصله بین سیم‌هایی است که باید مهار شوند.

ب- برای شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده بدون سیم متعامد در طول گیرایی l_d، ویا با یک سیم متعامد در طول گیرایی که از مقطع بحرانی فاصله‌ای کمتر از ۵۰ میلی‌متر داشته باشد، ضریب اصلاح سیم آجدار جوش شده برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

۲۱-۳-۶-۳ در صورت وجود سیم ساده با هر قطر، یا سیم آجدار با قطر بیش‌تر از ۱۶ میلی‌متر در امتداد طول گیرایی در بین آرماتورهای سیمی آجدار جوشی شده، طول گیرایی باید بر اساس **بند ۲۱-۳-۷** تعیین شود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۳-۶-۲ در **شکل ۲۱-۶** طول گیرایی آرماتور سیمی جوش شده با یک آرماتور متقاطع نشان داده شده است.

شکل ۲۱-۶ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی جوش شده

متن اصلی

۲۱-۳-۶-۴ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده با اندود روی (گالوانیزه) باید بر اساس **بند ۲۱-۳-۷** تعیین شود.

۲۱-۳-۷ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی ساده جوش شده در کشش

۲۱-۳-۷-۱ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی ساده جوش شده در کشش، l_d، که از محل مقطع بحرانی تا بیرونی‌ترین سیم متعامد اندازه‌گیری می‌شود، نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر باشد. در تمام موارد باید حداقل دو سیم متعامد در طول گیرایی وجود داشته باشند.

الف- طول گیرایی محاسبه شده از رابطه زیر:

$$l_{dt} = \frac{3.3 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{A_b}{s} \qquad (۷-۲۱)$$

در این رابطه s فاصله بین سیم‌هایی است که باید گیرایی آن‌ها تامین شود.

ب- ۱۵۰ میلی‌متر و فاصله سیم‌های متعامد مهار کننده به علاوه ۵۰ میلی‌متر، هر کدام بزرگتر است.

۲۱-۳-۸ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار

۲۱-۳-۸-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار، l_{dc}، نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف- $$l_{dc} = \max\{\frac{\psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, 0.043 f_y \psi_r d_b\}$$

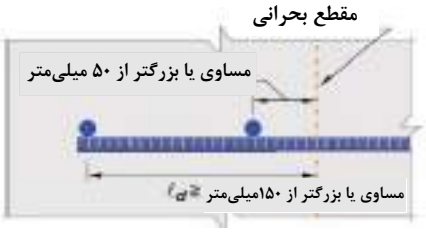
ب- ۲۰۰ میلی‌متر.

در این روابط ضریب محصور شدگی ψ_r، برای محصورشدگی توسط دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از ۶ میلی‌متر و گام مساوی یا کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر، تنگ سیمی به قطر بیش از ۱۲ میلی‌متر و فواصل مساوی یا کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۳-۷ طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی ساده جوش شده در کشش

ت ۲۱-۳-۷-۱ در **شکل ۲۱-۷** طول گیرایی شبکه آرماتور سیمی ساده با شبکه متعامد نشان داده شده است.



شکل ۲۱-۷ طول گیرایی آرماتور سیمی ساده جوش‌شده

ت ۲۱-۳-۸ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار

متن اصلی

و دورگیر طبق ضوابط بند ۲۱-۶-۴ با فواصل مساوی یا کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر، برابر با ۰/۷۵ و برای سایر حالات برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

۲۱-۳-۹ کاهش طول گیرایی برای آرماتور اضافی

۲۱-۳-۹-۱ طول‌های گیرایی محاسبه شده از بندهای ۲۱-۳-۲، ۲۱-۳-۶، ۲۱-۳-۷ و ۲۱-۳-۸، را به جز مواردی که در بند ۲۱-۳-۹-۲ ذکر شده‌اند، می‌توان به نسبت میلگرد مورد نیاز به میلگرد تامین شده کاهش داد. طول گیرایی اصلاح شده در هر صورت نباید از حداقل‌های تعریف شده در این بندها کمتر اختیار شود.

۲۱-۳-۹-۲ کاهش طول گیرایی در موارد «الف» تا «ج» زیر مجاز نیست:

الف- در تکیه‌گاه غیر ممتد؛

ب- در محل‌هایی که مهار یا گیرایی برای تامین تنش تسلیم لازم است؛

پ- در مواردی که میلگردها باید پیوسته باشند؛

ت- در سیستم‌های باربر لرزه‌ای در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد؛

ث- برای میلگردهای آجدار سَردار یا مهار شده با قلاب ویا دارای مهار مکانیکی؛

ج- مهار آرماتورهای شمع ها در سر شمع.

۲۱-۴ وصله آرماتورها

۲۱-۴-۱ کلیات

۲۱-۴-۱-۱ وصله آرماتورها به یکی از روش‌های «الف» تا «ت» زیر مجاز است:

الف- وصله پوششی؛

ب- وصله اتکایی؛

پ- وصله جوشی؛

ت- وصله مکانیکی.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۳-۹ کاهش طول گیرایی برای آرماتور اضافی

ت ۲۱-۳-۹-۲ در مهار با قلاب یا مهار با انتهای سَردار یا مهار مکانیکی، کاهش طول گیرایی می‌تواند منجر به گسیختگی مخروطی بتن گردد.

در سازه‌های طراحی شده مبتنی بر عملکرد غیرخطی در برابر زلزله، امکان تجاوز بارها از مقادیر طراحی و بارگذاری رفت و برگشتی، ضرورت تامین طول گیرایی کافی را برای میلگردهای طولی اعضای خمشی به همراه دارد. از اینرو امکان تسلیم آرماتور باید با تامین طول گیرایی کافی فراهم شود و کاهش طول گیرایی برای در نظر گرفتن اثر آرماتور مازاد مجاز نیست.

در مواردی که آرماتور برای تامین الزامات آرماتور حرارتی یا انسجام (در دال‌های یک‌طرفه، دال‌ها و تیرچه‌های دوطرفه، تیرها و تیرچه ها) باشد، کاهش طول گیرایی برای در نظر گرفتن اثر آرماتور مازاد مجاز نیست.

ت ۲۱-۴ وصله آرماتورها

ت ۲۱-۴-۱ کلیات

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۱-۴-۱-۲ استفاده از وصله پوششی در موارد «الف» و «ب» زیر مجاز است: الف- در کشش و فشار برای میلگردهای با قطر کمتر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر، ب- در فشار برای وصله میلگردهای با حداکثر قطر ۴۲ میلی‌متر به میلگردهای با قطر ۳۴ میلی‌متر و کمتر، با تامین شرایط **بند ۲۱-۴-۵-۲**.	
۲۱-۴-۱-۳ برای وصله پوششی تماسی، حداقل فاصله آزاد بین وصله‌های تماسی و میلگردها یا وصله‌های مجاور باید مطابق **بند ۲۱-۲-۱-۱** باشد.	
۲۱-۴-۱-۴ برای وصله پوششی غیر تماسی در اعضای خمشی، فاصله عرضی مرکز به مرکز میلگردهای وصله شده نباید از یک پنجم طول وصله و ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز نماید.	ت ۲۱-۴-۱-۴ در وصله پوششی غیرتماسی با فاصله زیاد میلگردها، انتقال نیرو بین میلگردها باید توسط بتن غیرمسلح صورت گیرد. برای اجتناب از این امر فاصله میلگردها باید محدود شود.
۲۱-۴-۱-۵ کاهش طول گیرایی برای در نظر گرفتن اثر آرماتور اضافی مطابق **بند ۲۱-۳-۹**، در محاسبه طول وصله‌ها مجاز نیست.	ت ۲۱-۴-۱-۵ کاهش طول وصله برای در نظر گرفتن درصد میلگردهای وصله شده بر اساس رده‌بندی وصله‌ها به نوع A و B (**بند ۲۱-۴-۲-۱**) انجام می‌شود. از این رو ضریب کاهش آرماتور اضافی روی طول وصله اعمال نمی‌شود.
۲۱-۴-۱-۶ وصله گروه میلگردها مطابق **بخش ۲۱-۵** انجام می‌شود.	
۲۱-۴-۲ وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش	**ت ۲۱-۴-۲ وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش**
۲۱-۴-۲-۱ طول وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_{st}، در حالت کلی باید برابر با $1.3l_d$ باشد (وصله نوع B). تنها در صورت تامین دو شرط «الف» و «ب» زیر، می‌توان طول وصله پوششی را به $1.0l_d$ کاهش داد (وصله نوع A). الف- مقدار آرماتور موجود در طول وصله، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز باشد. ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله پوششی، وصله شده باشد.	ت ۲۱-۴-۲-۱ در محاسبه طول گیرایی در صورت عدم وصله تمام آرماتورها در یک مقطع (وصله نوع A)، فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای مجاور در محاسبه l_d براساس **بند ۲۱-۳-۲-۱**، می‌توان حداقل فاصله میلگردهای وصله شده را در نظر گرفت (**شکل ۲۱-۸**).

متن اصلی

l_d بر اساس بند ۲۱-۳-۲ تعیین می‌شود.

حداقل طول وصله پوششی در کشش ۳۰۰ میلی‌متر است.

۲۱-۴-۲-۲ در مواردی که وصله پوششی برای میلگردهای با قطرهای متفاوت انجام می‌شود، l_{st} نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر باشد:

الف- طول گیرایی l_d برای میلگرد با قطر بزرگتر؛

ب- طول وصله کششی l_{st} برای میلگرد با قطر کوچک‌تر.

۲۱-۴-۳ وصله پوششی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده در کشش

۲۱-۴-۳-۱ طول وصله پوششی شبکه سیمی آجدار جوش شده در کشش با سیم‌های متعامد در طول وصله، l_{st}، نباید از $1.3l_d$ و ۲۰۰ میلی‌متر کمتر باشد، که در آن l_d بر اساس **بند ۲۱-۳-۶** و با تامین شرایط «الف» و «ب» زیر، باید تعیین می‌شود:

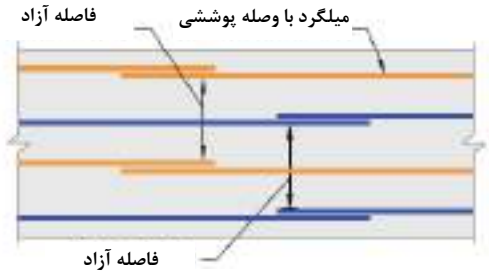
الف- هم‌پوشانی بیرونی‌ترین ردیف سیم‌های عمود بر امتداد وصله در دو لایه وصله شده، باید حداقل ۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- تمام سیم‌های مورد استفاده در امتداد طول گیرایی، باید آجدار و با قطر کمتر یا مساوی ۲۰ میلی‌متر باشند.

۲۱-۴-۳-۲ در صورت عدم تامین شرط **بند ۲۱-۴-۳-۱** «الف»، طول وصله باید بر اساس **بند ۲۱-۴-۲** محاسبه شود.

۲۱-۴-۳-۳ در صورت عدم تامین شرط **بند ۲۱-۴-۳-۱** «ب»، طول وصله باید بر اساس **بند ۲۱-۴-۴** محاسبه شود.

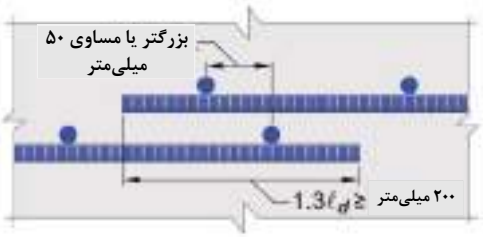
تفسیر/توضیح



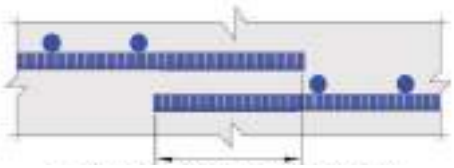
شکل ۲۱-۸ فاصله آزاد بین وصله‌های پوششی متناوب آرماتورهای جاگذاری شده برای تعیین l_d

ت ۲۱-۴-۳ وصله پوششی شبکه آرماتور سیمی آجدار جوش شده در کشش

ت ۲۱-۴-۳-۱ در **شکل ۲۱-۹** وضعیت سیم‌های عمود نشان داده شده است. حداقل فاصله بین در نظر گرفته شود.



وصله پوششی موضوع بند ۲۱-۴-۳-۱ الف



وصله پوششی موضوع بند ۲۱-۴-۳-۲

شکل ۲۱-۹ وصله پوششی شبکه سیم‌های آجدار جوش‌شده

متن اصلی

۲۱-۴-۳-۴ در آرماتور سیمی آجدار جوش شده با اندود روی (گالوانیزه)، طول وصله باید بر اساس بند ۲۱-۴-۴ محاسبه شود.

۲۱-۴-۴ وصله پوششی شبکه آرماتور سیمی ساده جوش شده در کشش

۲۱-۴-۴-۱ طول وصله پوششی شبکه سیمی ساده جوش شده در کشش با سیم‌های متعامد در طول وصله، l_{st}، که به صورت فاصله بین بیرونی‌ترین سیم عمود بر امتداد وصله در دو شبکه وصله شده تعریف می‌شود، نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر باشد:

الف- یک و نیم برابر طول گیرایی l_d سیم، که در آن l_d بر اساس بند ۲۱-۳-۷-۱«الف» تعیین می‌شود.

ب- فاصله بین سیم‌های عمود بر امتداد وصله به علاوه ۵۰ میلی‌متر، ویا ۱۵۰ میلی‌متر.

۲۱-۴-۴-۲ برای مواردی که نسبت سطح مقطع سیم تامین شده به سیم مورد نیاز در طول وصله بیش از ۲ است، طول وصله، l_{st}، که فاصله بین بیرونی‌ترین سیم عمود بر امتداد وصله در دو شبکه وصله شده تعریف می‌شود، نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر باشد:

الف- یک و نیم برابر طول گیرایی l_d سیم، که در آن l_d بر اساس بند ۲۱-۳-۷-۱ «الف» تعیین می‌شود.

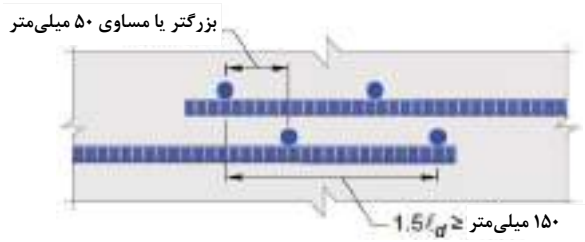
ب- حداقل ۵۰ میلی‌متر.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۴-۴ وصله پوششی شبکه آرماتور سیمی ساده جوش شده در کشش

ت ۲۱-۴-۴-۱ طول وصله پوششی در آرماتورهای سیمی بیش از آن‌که به قطر و طول سیم بستگی داشته باشد به میزان مهاری که از طرف سیم‌های عمود بر آن دریافت می‌کند، وابسته است. طول پوشش اضافی ۵۰ میلی‌متر هم پوشش کافی سیم‌های عمود تامین می‌کند و هم فضای کافی برای متراکم کردن بتن ایجاد می‌کند.

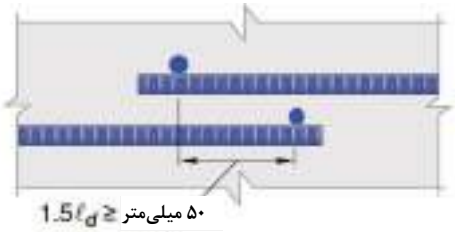
الزامات وصله در مواردی‌که نسبت آرماتور موجود به آرماتور مورد نیاز کمتر از ۲ باشد در شکل ۲۱-۱۰ نشان داده شده است.



نسبت آرماتور موجود به آرماتور مورد نیاز کوچکتر از ۲

شکل ۲۱-۱۰ وصله پوششی آرماتور ساده جوش‌شده در مواردی‌که نسبت آرماتور موجود به آرماتور مورد نیاز کوچکتر از ۲ باشد.

ت ۲۱-۴-۴-۲ شکل ۲۱-۱۱ وصله پوششی را در مواردی‌که آرماتور موجود به آرماتور مورد نیاز بزرگتر یا مساوی ۲ باشد نشان می‌دهد.



نسبت آرماتور موجود به آرماتور مورد نیاز بزرگتر یا مساوی از ۲

شکل ۲۱-۱۱ وصله پوششی آرماتور ساده جوش‌شده در مواردی‌که نسبت آرماتور موجود به آرماتور مورد نیاز بزرگتر یا مساوی ۲ باشد.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۱-۴-۵ وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار	**ت ۲۱-۴-۵ وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار**
۲۱-۴-۵-۱ طول وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار، l_{sc}، برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر به صورت «الف» و «ب» زیر محاسبه می‌شود. الف- برای میلگردهای با تنش تسلیم کوچک‌تر یا مساوی ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $0.071 f_y d_b$؛ ب- برای میلگردهای با تنش تسلیم بیش از ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $(0.13 f_y - 24) d_b$. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.	
۲۱-۴-۵-۲ برای وصله پوششی میلگردهای با قطرهای متفاوت در فشار، طول وصله پوششی نباید از هیچ یک از مقادیر «الف» و «ب» زیر کمتر باشد. الف- طول گیرایی در فشار، l_{dc}، برای میلگرد با قطر بزرگتر، محاسبه شده بر اساس **بند ۲۱-۳-۸**. ب- طول وصله پوششی در فشار، l_{sc}، برای میلگرد با قطر کوچک‌تر، محاسبه شده بر اساس **بند ۲۱-۴-۵-۱**.	
۲۱-۴-۶ وصله اتکایی میلگردهای آجدار در فشار	**ت ۲۱-۴-۶ وصله اتکایی میلگردهای آجدار در فشار**
۲۱-۴-۶-۱ برای میلگردهای که فقط تحت فشار قرار دارند، انتقال فشار به صورت اتکایی بین دو میلگرد، در انتهای برش داده شده عمود بر امتداد میلگردها، مجاز است. دو میلگرد وصله شده باید به روش مناسب، نظیر استفاده از طوقه گوه‌دار، به صورت هم محور نگه داشته شده باشند. ۲۱-۴-۶-۲ استفاده از وصله اتکایی تنها در اعضایی مجاز است که دارای خاموت بسته، تنگ، دورپیچ یا دورگیر هستند. ۲۱-۴-۶-۳ انتهای میلگردها باید در سطحی صاف عمود بر امتداد میلگرد با انحراف حداکثر ۱/۵ درجه بوده و دو میلگرد باید به صورتی متصل شوند که اختلاف امتداد دو میلگرد از ۳ درجه بیش‌تر نباشد.	

متن اصلی

۲۱-۴-۷ وصـــله مکانیکی و جوشـــی میلگردهای آجدار در کشش و فشار

۲۱-۴-۷-۱ استفاده از وصله‌های جوشی عمدتا برای میلگردهای با قطر ۲۰ میلی‌متر و بیش‌تر توصیه می‌شود.

۲۱-۴-۷-۲ در وصله‌های جوشی برای میلگردهای با قطر زیاد، استفاده از اتصال سر به سر مستقیم با جوش نفوذی ارجحیت دارد.

۲۱-۴-۷-۳ جوش میلگردها در وصله‌های جوشی باید الزامات مبحث دهم مقرارت ملی ساختمان (سازه‌های فولادی) را تامین نماید.

۲۱-۴-۷-۴ در وصله‌های مکانیکی انتقال نیرو از طریق غلاف اتکایی، کوپلر، غلاف کوپل کننده و غیره انجام می‌گیرد. وصله‌های مکانیکی (کوپلرهای) گروه ۱ و ۲ باید تامین کننده الزامات استانداردهای ملی ایران ۱-۱۲۷۲۳ و ۲-۱۲۷۲۳ بوده، یا دارای گواهی مصرح در پیوست الف استاندارد ملی ایران ۱-۱۲۷۲۳ باشند.

۲۱-۴-۷-۵ برای تامین پوشش بتنی کافی روی میلگرد، اثر افزایش ابعاد میلگرد ناشی از وصله مکانیکی باید در نظر گرفته شود.

۲۱-۴-۷-۶ وصله مکانیکی یا جوشی باید قادر به انتقال تنشی حداقل برابر با ۱/۲۵ برابر تنش تسلیم میلگرد در کشش ویا فشار باشد.

۲۱-۴-۷-۷ یک در میان بودن میلگردهای با وصله مکانیکی یا جوشی در هر مقطع از عضو، به جز در اعضای کششی بند ۲۱-۴-۷-۸ الزامی نیست.

۲۱-۴-۷-۸ در اعضای کششی نظیر عضو کششی قوس‌ها، عضو کششی که بار را به تکیه‌گاهی در تراز بالاتر منتقل می‌کند و عضو کششی خرپاها، وصله جوشی یا مکانیکی در میلگردهای مجاور باید با فاصله ۷۵۰ میلی‌متر در امتداد وصله انجام شود. در نظر گرفتن این ضابطه در اعضای کششی نظیر دیوار مخازن دایروی، که تعداد زیادی میلگرد کششی به صورت یک در میان و با فاصله زیادی از هم وصله شده‌اند، الزامی نیست.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۴-۷ وصله مکانیکی و جوشی میلگردهای آجدار در کشش و فشار

متن اصلی

۲۱-۵ گروه میلگردها

۲۱-۵-۱ تعداد میلگردها در هر گروه میلگرد که به صورت یک واحد کار می‌کنند، به چهار محدود می‌شود.

۲۱-۵-۲ گروه میلگرد باید توسط آرماتور عرضی محاط شود. آرماتورهای عرضی گروه میلگردهای تحت فشار باید به قطر حداقل ۱۲ میلی‌متر باشند.

۲۱-۵-۳ در تیرها استفاده از میلگردهای با قطر بیش از ۳۴ میلی‌متر به صورت گروه میلگرد مجاز نیست.

۲۱-۵-۴ محل قطع هر میلگرد در گروه میلگرد، در طول دهانه اعضای خمشی، باید به فاصله حداقل ۴۰ برابر قطر میلگرد از محل قطع سایر میلگردهای گروه باشد.

۲۱-۵-۵ در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمام میلگردها در یک صفحه واقع شوند. همچنین تعداد میلگردهایی که در یک صفحه قرار می‌گیرند، جز در محل وصله نباید بیش از دو باشد.

۲۱-۵-۶ در کنترل محدودیت‌های فاصله، حداقل پوشش، محاسبه ضریب محصور شدگی بند ۲۱-۳-۲-۱ و ضریب اندود بند ۲۱-۳-۲-۲ که در آن‌ها قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطر گروه میلگرد، معادل قطر میلگرد معادلی فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه میلگرد مساوی است و مرکز ثقل آن منطبق بر مرکز ثقل گروه میلگرد است.

۲۱-۵-۷ طول گیرایی میلگردها در گروه میلگرد، در کشش یا فشار، برای گروه میلگردهای ۲ تایی برابر با طول گیرایی میلگردهای منفرد و برای گروه‌های ۳ تایی و ۴ تایی، به ترتیب ۲۰ و ۳۳ درصد بیش‌تر از طول گیرایی میلگردهای منفرد در نظر گرفته می‌شود.

۲۱-۵-۸ طول وصله پوششی هر میلگرد در یک گروه میلگرد، بر اساس طول گیرایی میلگرد منفرد و با در نظر گرفتن افزایش آن برای اثر گروه میلگرد مطابق بند ۲۱-۵-۷ محاسبه می‌شود. وصله‌های تک تک میلگردها در گروه میلگرد نباید در امتداد

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۵ گروه میلگردها

ت ۲۱-۵-۱ استفاده از چهار میلگرد بصورت گروهی با شرط آن است که بیش از دو میلگرد در یک صفحه قرار نگیرند. گروه میلگردهای سه‌تایی و چهارتایی را می‌توان بصورت مثلث، L شکل ویا مربع شکل چید.

متن اصلی

میلگردها هم‌پوشانی داشته باشند. وصله پوششی مجموعه یک گروه میلگرد با گروه دیگر مجاز نیست.

۲۱-۶ آرماتورهای عرضی

۲۱-۶-۱ خاموت‌ها

۲۱-۶-۱-۱ خاموت‌ها باید تا جایی که محدودیت‌های پوشش میلگردها اجازه می‌دهند، تا نزدیکی وجوه کششی و فشاری عضو امتداد یافته و در دو انتها مهار شوند. در مواردی که از خاموت به عنوان آرماتور برشی استفاده می‌شود، خاموت باید به اندازه عمق موثر d از وجه فشاری ادامه یابد.

۲۱-۶-۱-۲ بین انتهاهای مهار شده، هر خم در قسمت پیوسته خاموت U شکل منفرد یا چندتایی و هر خم در خاموت بسته، باید در بر گیرنده میلگرد طولی باشد.

۲۱-۶-۱-۳ مهار میلگرد و سیم آجدار در خاموت باید منطبق بر شرایط «الف» تا «پ» زیر باشد:

الف- در میلگردها یا سیم‌های با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۱۶ میلی‌متر و برای میلگردهای با قطر ۱۸ تا ۲۵ میلی‌متر با تنش تسلیم کمتر از ۲۸۰ مگاپاسکال، وجود قلاب استاندارد پیرامون میلگرد طولی؛

ب- در میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۲۵ میلی‌متر و تنش تسلیم بیش از ۲۸۰ مگاپاسکال، وجود قلاب استاندارد پیرامون میلگرد طولی به علاوه طول مدفون بین وسط ارتفاع مقطع و انتهای بیرونی قلاب بیش‌تر یا مساوی $\frac{0.17 f_y}{\lambda\sqrt{f_c}} d_b$ ؛

پ- در تیرچه‌ها، برای میلگردها یا سیم‌های با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۱۲ میلی‌متر، وجود قلاب استاندارد.

۲۱-۶-۱-۴ مهار هر یک از ساق‌های شبکه آرماتور سیمی جوش شده تشکیل دهنده یک خاموت U شکل، باید منطبق بر یکی از شرایط «الف» و «ب» زیر باشد (**شکل ۲۱-۱۲**):

الف- وجود دو سیم طولی به فاصله ۵۰ میلی‌متر از هم در طول عضو در قسمت فوقانی خاموت U شکل؛

ب- وجود یک سیم طولی واقع در فاصله کمتر از یک چهارم عمق موثر از وجه فشاری و سیم طولی دوم نزدیک‌تر از سیم اول به وجه فشاری و به فاصله بیش از ۵۰ میلی‌متر از سیم

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۶ آرماتورهای عرضی

ت ۲۱-۶-۱ خاموت‌ها

ت ۲۱-۶-۱-۱ شاخه‌های قائم خاموت‌ها باید مخصوصا تا جایی‌که امکان دارد، تا وجه فشاری ادامه داده شوند. در نزدیک شدن به بار قابل انتظار (نهایی) ترک‌های ناشی از کشش تا عمق ناحیه فشاری نفوذ می‌کنند.

ت ۲۱-۶-۱-۲ آرماتورهای برشی و پیچشی باید بطور مناسبی در دو انتها مهار شوند، بطوری‌که برای جلوگیری از گسترش ترک‌های مورب موثر باشند. این موضوع نیاز به پیش‌بینی قلاب در انتهای این آرماتورها دارد.

ت ۲۱-۶-۱-۴ **شکل ۲۱-۱۲** مهار ساق‌های شبکه آرماتور سیمی جوش شده را نشان می‌دهند.

متن اصلی

اول. قرارگیری سیم دوم روی ساق خاموت یا روی قلاب با حداقل قطر خم برابر با هشت برابر قطر خاموت مجاز است.

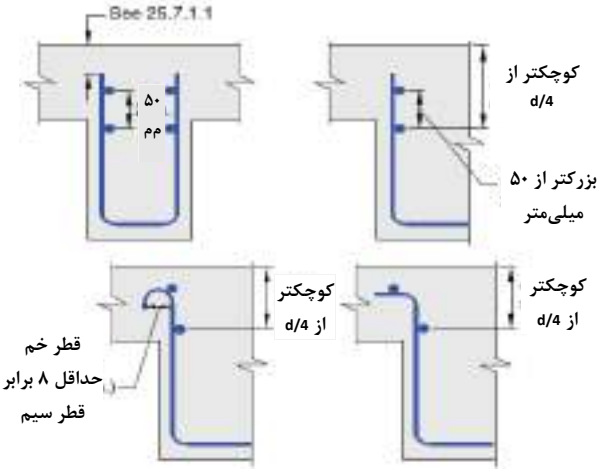
۲۱-۶-۱-۵ مهار دو انتهای خاموت متشکل از سیم جوش شده با تنها یک ساق، توسط دو سیم طولی با فاصله حداقل ۵۰ میلی‌متر از یکدیگر، با تامین شرایط «الف» و «ب» زیر مجاز است:

الف- وجود حداقل یک سیم طولی داخلی، با فاصله بیش‌تر از یک چهارم عمق موثر و ۵۰ میلی‌متر از نصف عمق موثر مقطع، هر کدام بزرگتر است؛

ب- سیم طولی خارجی در وجه کششی باید از نزدیک‌ترین میلگردهای طولی اصلی خمشی، به وجه کششی نزدیک‌تر باشد.

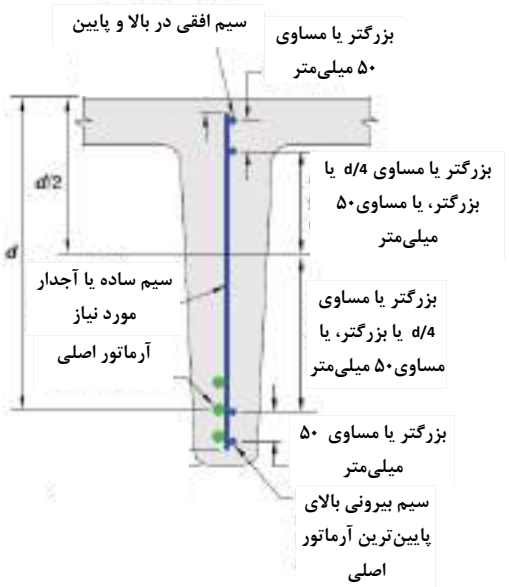
۲۱-۶-۱-۶ خاموت‌هایی که به منظور پیچش یا انسجام عضو بکار می‌روند، باید به صورت خاموت بسته و عمود بر امتداد طولی عضو باشند. در صورت استفاده از سیم‌های جوش شده، سیم عرضی باید عمود بر محور عضو باشد. مهار این خاموت‌ها با یکی از روش‌های «الف» و «ب» زیر انجام می‌شود:

تفسیر/توضیح



شکل ۲۱-۱۲ مهار آرماتورهای سیمی جوش‌شده در ناحیه فشاری

ت ۲۱-۶-۱-۵ الزامات این بند در شکل ۲۱-۱۳ نشان داده شده‌اند.



شکل ۲۱-۱۳ مهار آرماتور سیمی جوش‌شده به صورت تک شاخه برای برش

ت ۲۱-۶-۱-۶ در مواردی که عضو تحت لنگر پیچشی زیاد قرار می‌گیرد، بتن پوشش، مستعد پُکیدن است. در صورت پُکیدن بتن پوشش و استفاده از قلاب ۹۰ درجه برای مهار خاموت، مهار با قلاب از کار می‌افتد. وجود دال بتنی در مجاورت قلاب ۹۰ درجه می‌تواند این مشکل را حل نماید. شکل ۲۱-۱۴ جزییات مناسب برای مهار خاموت را نشان می‌دهد.

متن اصلی

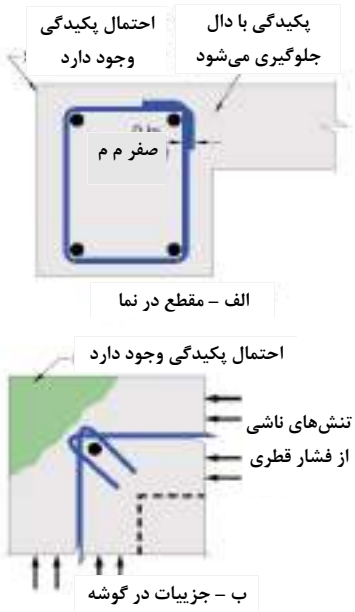
الف- دو انتهای خاموت به قلاب ۱۳۵ درجه پیرامون میلگرد طولی ختم می‌شوند؛

ب- در مواردی که بتن پیرامون مهار به دلیل وجود بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست، مهار را می‌توان با لحاظ نمودن الزامات **بندهای ۲۱-۶-۱-۳** «الف» یا «ب»، ویا **۲۱-۶-۱-۴** تامین نمود.

۲۱-۶-۱-۷ خاموت‌هایی که به منظور پیچش یا یکپارچگی عضو به کار می‌روند، می‌توانند از دو جزء تشکیل شوند: یک خاموت U شکل با خم های ۱۳۵ درجه و یک سنجاقی که خم ۹۰ درجه آن باید مجاور وجهی از عضو قرار گیرد که بتن به دلیل محصور شدگی ناشی از بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست.

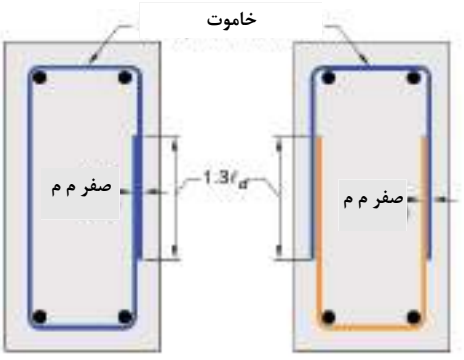
۲۱-۶-۱-۸ به جز در مواردی که خاموت برای پیچش یا یکپارچگی عضو به کار می‌رود، خاموت بسته را می‌توان با استفاده از دو خاموت U شکل ساخت. طول وصله ساق خاموت‌های U شکل باید حداقل ۱/۳ برابر طول مهاری، l_d، باشد. هم چنین در اعضایی که عمق کل مقطع آن‌ها حداقل ۴۵۰ میلی‌متر و نیروی هر ساق (حاصل ضرب تنش تسلیم در سطح مقطع خاموت) کمتر از ۴۰ کیلو نیوتن است، وصله ساق ها، چنان‌چه در کل عمق عضو ادامه یابد، کافی تلقی می‌شود.

تفسیر/توضیح



شکل ۲۱-۱۴ پکیدگی‌درگوشه‌ها در تیرهای تحت پیچش

ت ۲۱-۶-۱-۸ **شکل ۲۱-۱۵** خاموت‌گذاری در این موارد را نشان می‌دهد.



شکل ۲۱-۱۵ خاموت بسته بصورت دو تکه ویا با وصله پوششی

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۱-۶-۲ تنگ‌ها	**ت ۲۱-۶-۲ تنگ‌ها**
۲۱-۶-۲-۱ تنگ‌ها باید از حلقه‌های بسته میلگردهای آجدار تشکیل شده و فواصل آن‌ها از یکدیگر، شرایط «الف» و «ب» زیر را تامین کنند: الف- فاصله آزاد حداقل ۱/۳۳ برابر حداکثر قطر اسمی سنگ دانه. ب- فاصله مرکز به مرکز تنگ‌ها نباید از هیچ یک از مقادیر «۱» تا «۳» زیر بیش‌تر باشد: ۱- ۱۶ برابر قطر میلگرد طولی؛ ۲- ۴۸ برابر قطر میلگرد عرضی؛ ۳- کوچک‌ترین بعد عضو.	
۲۱-۶-۲-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر «الف» و «ب» زیر باشد: الف- قطر ۱۰ میلی‌متر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلی‌متر؛ ب- قطر ۱۲ میلی‌متر برای میلگرد طولی به قطر بیش از ۳۲ میلی‌متر ویا گروه میلگردهای طولی.	ت ۲۱-۶-۲-۲ الزامات این بند مشمول آرماتورهای دوخت (سنجاقی‌ها) نیز می‌شوند.
۲۱-۶-۲-۳ استفاده از سیم آجدار یا شبکه آرماتور سیم جوش شده به عنوان جایگزین تنگ آجدار، با سطح مقطع معادل میلگرد آجدار با در نظر گرفتن الزامات **بندهای ۲۱-۶-۲-۱** و **۲۱-۴-۷-۸** مجاز است.	
۲۱-۶-۲-۴ تنگ‌های مستطیلی باید شرایط «الف» تا «ت» زیر را تامین کنند: الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی به صورت یک در میان، باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود؛ ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله آزاد بیش از ۱۵۰ میلی‌متر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد؛ پ- مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی، با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود؛	ت ۲۱-۶-۲-۴ حالات مختلف چیدمان خاموت در **شکل ۲۱-۱۶** نشان داده شده‌اند.

متن اصلی

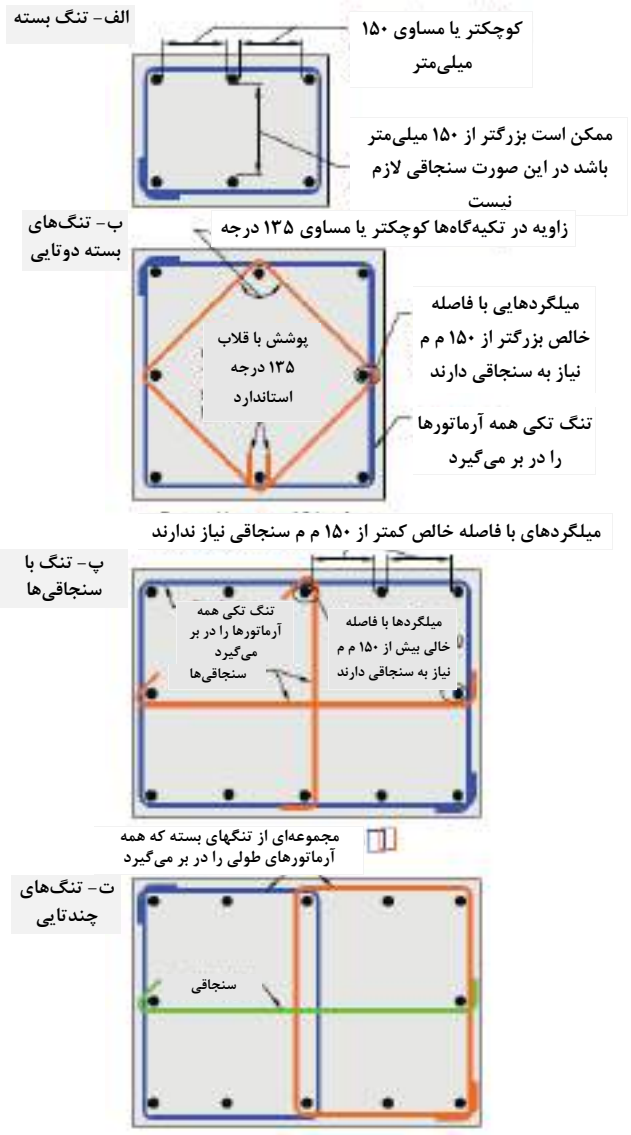
ت- استفاده از مجموعه میلگردهای سَردار به عنوان تنگ مجاز نیست.

۵-۲-۶-۲۱ در مواردی که میلگردهای طولی دارای آرایش دایروی هستند، می‌توان از تنگ‌های دایروی استفاده نمود. مهار تنگ‌های دایروی باید شرایط «الف» تا «پ» زیر را تامین کند:

الف- در انتهای هر تنگ، میلگردها باید حداقل ۱۵۰ میلی‌متر هم‌پوشانی داشته باشند؛

ب- انتهای تنگ باید به یک قلاب استاندارد که میلگردهای طولی را در بر گرفته، ختم شود؛

تفسیر/توضیح



شکل ۲۱-۱۶ میلگردهای طولی دربر گرفته شده با خاموت‌ها و سنجاقی‌ها

ت ۲۱-۶-۲-۵ شکل ۲۱-۱۷ یک تنگ دایروی را همراه با قلاب‌های انتهایی نشان می‌دهد.

متن اصلی

پ- هم‌پوشانی های تنگ‌های متوالی بر روی آرماتورهای طولی پیرامونی نباید بر روی یکدیگر واقع شده و باید در وجوه مقابل مقطع باشند.

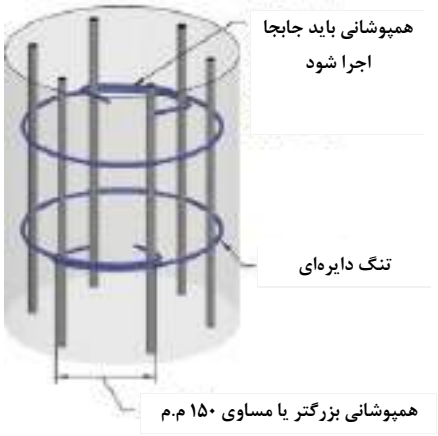
۲۱-۶-۲-۶ استفاده از میلگرد یا سیم آجدار پیوسته به عنوان تَنگ مجاز است، اگر الزامات فواصل تنگ‌ها ضوابط **بند ۲۱-۶-۲-۱** و سطح مقطع تنگ شرایط **بند ۲۱-۶-۲-۲** را تامین نمایند. مهار انتهای تنگ پیوسته با یک دور اضافی پیچاندن آن تامین می‌شود.

۲۱-۶-۲-۷ تنگ‌هایی که برای مقابله با پیچش به کار برده می‌شوند، باید عمود بر محور طولی عضو بوده و شرایط «الف» و «ب» زیر را ارضا نمایند:

الف- دو انتهای تنگ به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ویا قلاب لرزه‌ای پیرامون میلگرد طولی ختم شده و انتهای خم باید در بتن هسته مهار شود؛

ب- در مواردی که بتن پیرامون مهار به دلیل وجود بال یا دال مستعد متلاشی شدن نیست، باید الزامات بندهای **۲۱-۶-۱-۳** «الف» یا «ب»، یا **۲۱-۶-۱-۴** تامین گردند.

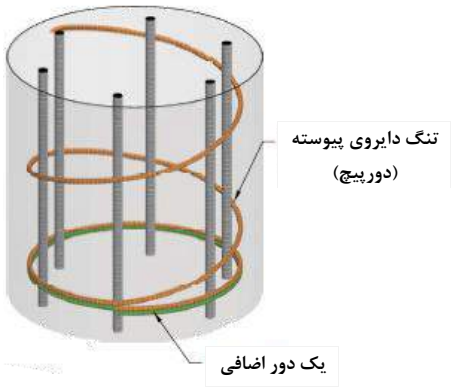
تفسیر/توضیح



شکل ۲۱-۱۷ مهار با تنگ دایروی

ت ۲۱-۶-۲-۶ میلگردها یا سیم‌های دایروی دورپیچ تلقی می‌شوند، اگر الزامات **بند ۲۱-۶-۳** را برآورده نمایند.

شکل ۲۱-۱۸ میلگرد یا سیم آجدار پیوسته را با طول پوشش به اندازه یک دور نشان می‌دهد.



شکل ۲۱-۱۸ تنگ دایروی پیوسته

متن اصلی

۲۱-۶-۳ دورپیچ‌ها

۲۱-۶-۳-۱ دورپیچ‌ها باید متشکل از میلگرد یا سیم پیوسته با فاصله‌های مساوی بوده و فاصله آزاد آن‌ها از یکدیگرشرایط «الف» و «ب» زیر را تامین نماید:

الف- حداقل ۱/۳۳ برابر اندازه بزرگترین سنگ دانه و ۲۵ میلی‌متر، هر کدام بزرگتر است؛

ب- حداکثر ۷۵ میلی‌متر.

۲۱-۶-۳-۲ قطر سیم یا میلگرد دورپیچ برای اجرا به صورت بتن درجا باید حداقل ۱۰ میلی‌متر باشد.

۲۱-۶-۳-۳ به جز برای آرماتور عرضی در شالوده‌های عمیق، نسبت حجمی میلگرد دورپیچ، ρ_s باید بر طبق رابطه زیر باشد.

$$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۸-۲۱)$$

در این رابطه مقدار تنش تسلیم دورپیچ، f_{yt}، نباید از ۷۰۰ مگاپاسکال بیش‌تر در نظر گرفته شود.

۲۱-۶-۳-۴ مهار دورپیچ‌ها در هر انتها با پیچاندن یک و نیم دور اضافی دورپیچ تامین می‌شود.

۲۱-۶-۳-۵ وصله دورپیچ‌ها با یکی از روش‌های «الف» یا «ب» زیر انجام می‌شود:

الف- وصله جوشی یا مکانیکی مطابق بند ۲۱-۴-۷؛

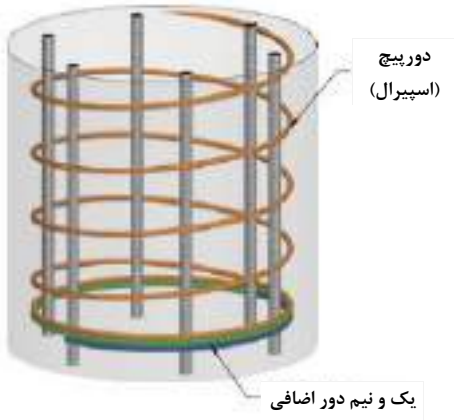
ب- وصله پوششی مطابق بند ۲۱-۶-۳-۶ برای میلگردهای با تنش تسلیم کمتر یا مساوی ۴۲۰ مگاپاسکال.

۲۱-۶-۳-۶ طول وصله پوششی دورپیچ بر اساس جدول ۲۱-۷ تعیین می‌شود، این طول در هر صورت نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود. در صورت نیاز به قلاب، انتهای قلاب باید در هسته محصور شده توسط دورپیچ مهار شود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۱-۶-۳ دورپیچ‌ها

ت ۲۱-۶-۳ مهار با دور پیچ در شکل ۲۱-۱۹ نشان داده شده است.



شکل ۲۱-۱۹ مهار بصورت دورپیچ

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۱-۶-۴ دورگیرها	**ت ۲۱-۶-۴ دورگیرها**

۲۱-۶-۴-۱ دورگیرها باید متشکل از تنگ‌های بسته یا پیچیده شده به صورت پیوسته باشند. دورگیرها را می‌توان از چند جز که هر یک دارای قلاب لرزه‌ای در دو انتها است، ساخت.

۲۱-۶-۴-۲ هر یک از اجزای دورگیرها باید به وسیله قلاب لرزه‌ای در دو انتها، طبق ضوابط **بند ۲۱-۲-۲-۴** مهار شوند. این قلاب‌ها باید یک میلگرد طولی را در بر گیرند. استفاده از میلگردهای سَردار متصل به هم به عنوان دورگیر مجاز نیست.

جدول ۲۱-۷ طول وصله پوششی دورپیچ

نوع میلگرد یا سیم	نوع اندود میلگرد	وضعیت انتهای میلگرد یا سیم	طول وصله پوششی
میلگرد آجدار	بدون اندود یا با اندود روی (گالوانیزه)	قلاب لازم نیست	$48d_b$
	با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه روی-اپوکسی	قلاب لازم نیست	$72d_b$
		با قلاب استاندارد آرماتور عرضی	$48d_b$
سیم آجدار	بدون اندود	قلاب لازم نیست	$48d_b$
	با اندود اپوکسی	قلاب لازم نیست	$72d_b$
		با قلاب استاندارد آرماتور عرضی	$48d_b$
میلگرد ساده	بدون اندود یا با اندود روی (گالوانیزه)	قلاب لازم نیست	$72d_b$
		با قلاب استاندارد آرماتور عرضی	$48d_b$
سیم ساده	بدون اندود	قلاب لازم نیست	$72d_b$
		با قلاب استاندارد آرماتور عرضی	$48d_b$

فصل بیست و دوم

روش طراحی خرپایی

فصل بیست و دوم
روش طراحی خرپایی (بست و بند)

متن اصلی *تفسیر/توضیح*

۲۲-۱ گستره

ت ۲۲-۱ گستره

۲۲-۱-۱ ضوابط این فصل به روش طراحی خرپایی اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- ضوابط کلی؛
ب- طراحی اعضای فشاری (بست ها)؛
پ- طراحی اعضای کششی (بندها)؛
ت- طراحی منطقه گرهی؛
ث- کنترل ترک‌خوردگی؛
ج- طراحی سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله؛
چ- گام‌های محاسباتی.

۲۲-۱-۲ ضوابط این فصل در طراحی اعضا یا قسمت‌هایی از اعضای بتنی، که به علت ناپیوستگی هندسی یا بار دارای توزیع کرنش غیرخطی در ارتفاع مقطع هستند، کاربرد دارند.

ت ۲۲-۱-۲ ناپیوستگی در توزیع تنش‌ها در نواحی تغییر هندسه یک عضو یا در نواحی بارهای متمرکز و در تکیه‌گاه‌ها بوجود می‌آید. در این نواحی فرض خطی بودن تنش‌ها در ارتفاع مقطع عضو صحیح نمی‌باشد. فرض خطی بودن تنش‌ها از مقطعی در فاصله‌ای حدود h از منطقه ناپیوستگی شروع می‌شود. شکل ۲۲-۱ ناپیوستگی هندسی و شکل ۲۲-۲ ناپیوستگی بارگذاری را نشان می‌دهند.

۲۲-۲ تعاریف

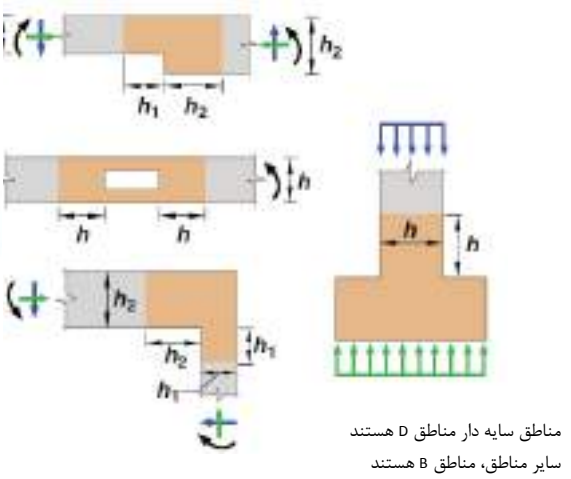
ت ۲۲-۲تعاریف

۲۲-۲-۱ تعاریف زیر در روش خرپایی مورد استفاده قرار می‌گیرند:

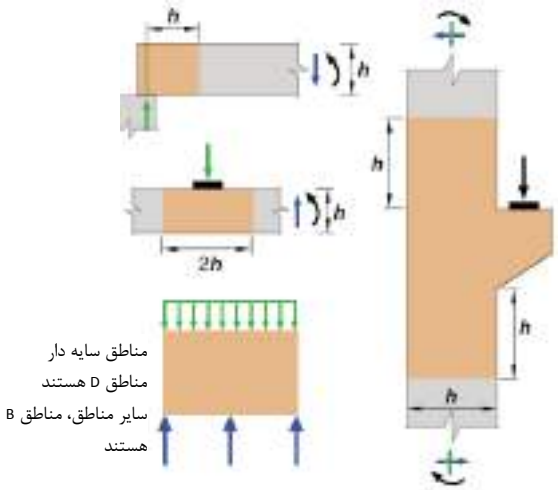
ناپیوستگی: تغییر ناگهانی در هندسه ویا بارهای وارده.

منطقه B (ناحیه برنولی): قسمتی از عضو که در ناحیه ناپیوستگی قرار نداشته و در آن تئوری توزیع خطی کرنش‌ها (اصل برنولی) کاربرد دارد.

ت ۲۲-۲-۱ در شکل ۲۲-۱ و شکل ۲۲-۲ مناطق ناپیوستگی D نشان داده شده‌اند.



شکل ۲۲-۱ ناپیوستگی هندسی



شکل ۲۲-۲ ناپیوستگی بارگذاری

متن اصلی

منطقه D (ناحیه پیوستگی): قسمتی از عضو که در محدوده‌ای از محل ناپیوستگی تا فاصله‌ای برابر ارتفاع یا عمق عضو از آن واقع شده است.

مدل بست و بند: مدل خرپایی از عضو یا ناحیه ناپیوسته در عضو بتنی که از بست‌ها، بندها و گره‌ها تشکیل شده و قادر به انتقال بارهای ضریب‌دار وارده به تکیه‌گاه یا ناحیه غیرناپیوسته مجاور است.

عضو فشاری یا بَست: عضوی در مدل خرپایی که تحت اثر فشار قرار دارد و معرف برآیند یک میدان نیروهای فشاری موازی یا باد بزنی است.

بست مرزی: بست واقع شده در مرز عضو یا ناحیه ناپیوسته.

بست داخلی: بست غیر واقع در مرز عضو یا ناحیه ناپیوسته.

عضو کششی یا بند: عضوی در مدل خرپایی که تحت کشش قرار دارد.

گره: نقطه‌ای در مدل خرپایی که محورهای اعضای فشاری، کششی و بارهای متمرکز از آن عبور کرده و دارای بعد نیست.

منطقه گره‌ای: حجمی از بتن در اطراف گره که نیروها را در محل گره انتقال می‌دهد.

گره خم آرماتور: ناحیه خم شده آرماتور یا آرماتورهای پیوسته که معرف یک گره باشد.

تفسیر/توضیح

متن اصلی

۲۲-۳ کلیات

۲۲-۳-۱ مدل‌های خرپایی از تعدادی اعضای فشاری (بست‌ها) که از بتن به تنهایی، ویا بتن و آرماتور تشکیل شده‌اند و اعضای کششی (بندها) که از آرماتورها تشکیل شده‌اند، ساخته می‌شوند. این اعضا در محل گره‌ها به یکدیگرمتصل شده و یک سیستم خرپای باربر را تشکیل می‌دهند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۳ کلیات

ت ۲۲-۳-۱ در مدل خرپایی، بارهای گسترده وارده به سازه به‌صورت بارهای متمرکز بر روی گره‌ها مدل می‌شوند. به همین طریق آرماتورهای توزیع شده به‌صورت یک بند در نظر گرفته می‌شوند. کاربرد روش طراحی خرپایی برای تحمل بارها در هر ناحیه D از عضو می‌باشد. مراحل طراحی در این روش به صورت چهارگانه زیر انجام می‌شود:

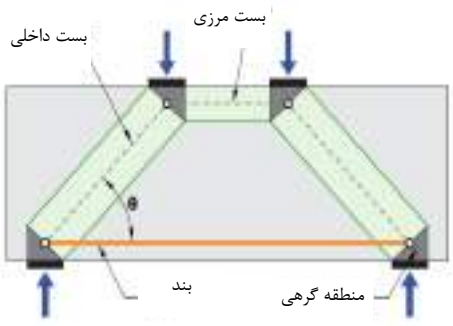
۱- مناطق ناپیوستگی تعیین و بصورت جسم آزاد جداسازی می‌شوند.

۲- منتجه نیروها در مرز مناطق ناپیوسته محاسبه می‌شود.

۳- مدل خرپایی مناسب برای انتقال نیروهای مرزی از داخل منطقه ناپیوسته و محاسبه نیروها در اعضای فشاری و کششی انتخاب می‌شود. محور اعضای فشاری و کششی بگونه‌ای انتخاب می‌شود که با مسیر میدان‌های تنش فشاری و کششی هماهنگ باشد.

۴- اجزای سه گانه مدل خرپایی (بست‌ها، بندها و گره‌ها) از نظر مقاومت، کنترل یا طراحی می‌شوند و مهار مناسب برای آرماتورهای طراحی شده، تامین می‌شود.

اعضای فشاری و کششی مدل خرپایی دارای ابعاد عمود بر محور طولی خود هستند و ابعاد مناطق گرهی که تلاقی این اعضا است بر اساس همپوشانی ابعاد اعضای فشاری و کششی تعیین می‌شود. ابعاد اعضا با ضخامت در جهت عمود بر صفحه خرپا و عرض در داخل صفحه خرپا مشخص می‌شوند. ابعاد اعضای کششی مربوط به حجم بتنی است که در اطراف آرماتورها در نظر گرفته می‌شوند. برای این بتن مقاومت کششی در نظر گرفته نمی‌شود گرچه وجود آن برای تعیین مناطق گرهی لازم است و ضمنا میزان افزایش طول آرماتورهای کششی را بویژه تحت بارهای بهره‌برداری کاهش می‌دهد، در شکل ۲۲-۳ اجزای یک مدل خرپایی در یک تیر عمیق دیده می‌شود.



شکل ۲۲-۳ شرح جزییات یک مدل خرپایی

متن اصلی

۲-۳-۲۲ محل وارد شدن بارها فقط از طریق گره‌ها بوده و اجزای فشاری و کششی فقط تحت بارهای محوری قرار می‌گیرند.

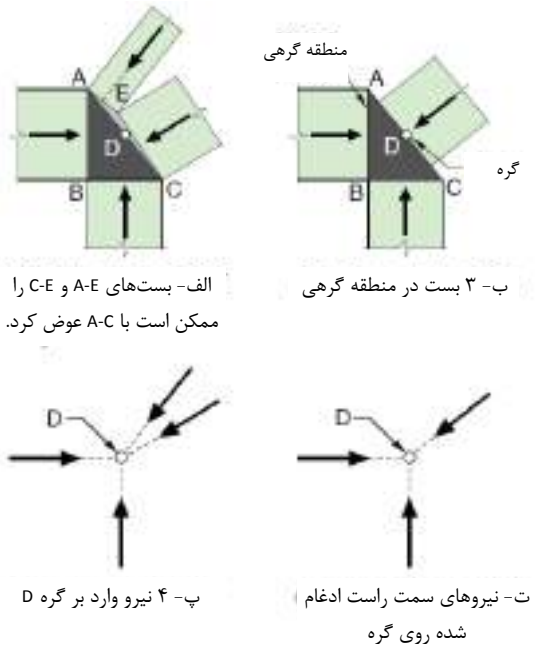
۳-۳-۲۲ مدل کلی سازه‌ای که شکل یک خرپای ایده‌آل را دارا است، باید یک مسیر قابل قبول انتقال نیرو از محل وارد شدن بار تا تکیه‌گاه‌ها ویا اجزای مجاور در منطقه B را پوشش دهد.

۴-۳-۲۲ اصول تعادل استاتیکی بین نیروهای وارده و عکس‌العمل ها باید برقرار باشند.

۵-۳-۲۲ بندها می‌توانند بندهای دیگر ویا بست‌ها فشاری را در محلی غیر از گره‌ها قطع نمایند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۳-۲ در مدل‌های متداول دو بعدی خرپایی، انتخاب منطقه گرهی بصورت مثلث قائم‌الزاویه مناسب (اضلاع زاویه قائمه در راستای آرماتورهای افقی و عمودی) ارجح است و محاسبات مدل را ساده‌تر و قابل فهم‌تر می‌کند. در مواردی که تعداد نیروهای وارده به منطقه گرهی بیش‌تر از ۳ نیرو است می‌توان با ادغام نیروهای وارده به وجوه مورب یک منطقه گرهی مثلث قائم‌الزاویه تشکیل داد. در صورتی‌که جهت نیروهای وارده به منطقه گرهی به‌گونه‌ای است که مثلث قائم‌الزاویه مناسب تشکیل نمی‌گردد، می‌توان با تفکیک منطقه گرهی مدل را اصلاح و مناطق گرهی به شکل مثلث قائم‌الزاویه مناسب تشکیل داد، شکل ۲۲-۴ یک مورد از این حالات را نشان می‌دهد.



الف- بست‌های A-E و C-E را ممکن است با A-C عوض کرد.

ب- ۳ بست در منطقه گرهی

پ- ۴ نیرو وارد بر گره D

ت- نیروهای سمت راست ادغام شده روی گره

شکل ۲۲-۴ ادغام نیروهای وارد به منطقه گرهی

متن اصلی

۶-۳-۲۲ هر بست باید سایر بست‌ها را فقط در محل گره‌ها قطع کند.

تفسیر/توضیح

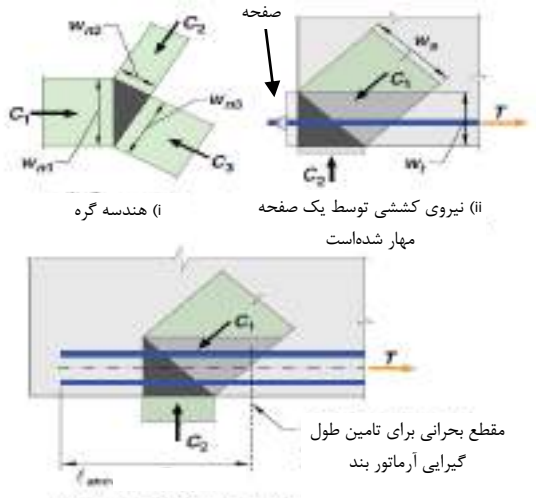
ت ۲۲-۳-۶ یک منطقه هیدرو استاتیکی به منطقه‌ای گفته می‌شود تنش‌ها بر روی تمام وجوه آن یکسان باشند. این نیروها عمود بر محورهای بست‌ها و بندها می‌باشند و بر روی گره اثر می‌کنند. البته این تعریف ممکن است در مورد نیروهایی که در خارج از صفحه خرپا اثر می‌کنند، صحیح نباشند.

شکل ۲۲-۵-الف (i) یک منطقه گرهی هیدرواستاتیک را که از سه سمت زیر اثر نیروهای فشاری (C-C-C) قرار دارد، نشان می‌دهد. W_{n1}، W_{n2} و W_{n3} هر یک متناسب با C_1، C_2 و C_3 هستند.

شکل ۲۲-۵- الف (ii) و (iii) یک منطقه گرهی هیدرواستاتیک را نشان می‌دهد که در آن نیروی کششی بند T به ترتیب با کمک یک صفحه فلزی در انتهای عضو و با ادامه دادن طول خود عضو و تامین طول مهاری لازم برای آرماتور، مهار شده است. ابعاد صفحه فلزی باید متناسب با مقاومت اتکایی باشد.

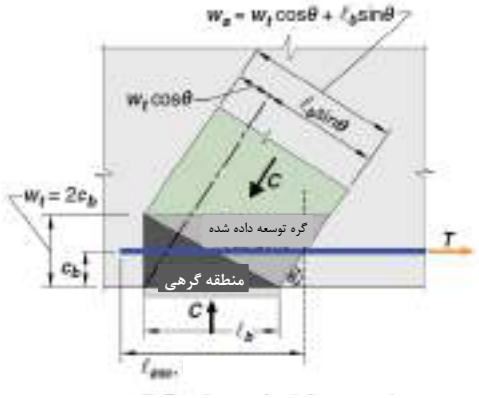
شکل ۲۲-۵–ب ناحیه سایه‌دار کم‌رنگ، ناحیه توسعه داده شده منطقه گرهی را نشان می‌دهد. ناحیه توسعه داده شده قسمتی از یک عضو است که با عرض موثر بست W_s و عرض موثر بند W_t محصور شده است. در صورتی‌که گره هیدرواستاتیک نباشد، عرض موثر بست مایل از رابطه داده شده در شکل بدست می‌آید.

در شکل ۲۲-۵-پ گروه‌بندی نیروهای وارد به یک گره نشان داده شده‌اند. برای تامین تعادل در هر گره حداقل سه نیرو لازم است.

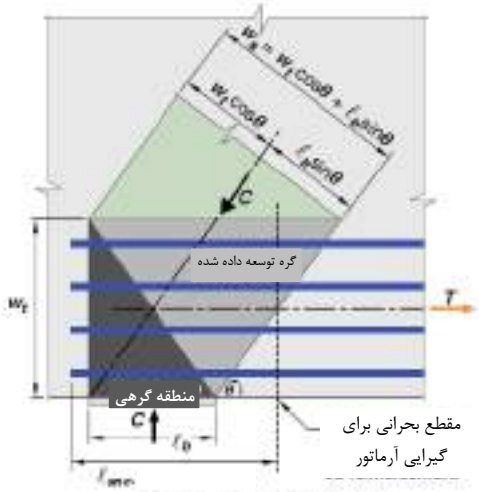


الف- گره‌های هیدرواستاتیک

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

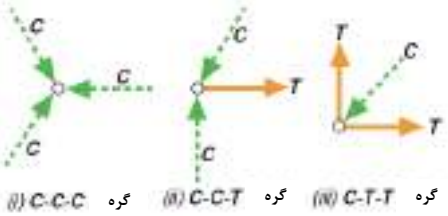


i) یک لایه آرماتور



ii) آرماتورها توزیع شده

ب - منطقه گرهی ادامه داده شده نشان دهنده اثر توزیع نیروها



پ - طبقه‌بندی گره‌ها

شکل ۲۲-۵ مهار نیرهای کششی در یک گره

۷-۳-۲۲ زاویه بین محورهای اعضای کششی و فشاری در هر گره نباید کمتر از ۲۵ درجه باشد.

ت ۲۲-۳-۷ زاویه عنوان شده باید به اندازه‌ای باشد که از ترک‌خوردگی جلوگیری نماید و عدم سازگاری در کوتاه شدگی اعضا بوجود نیاورد. کوتاه‌شدگی بست‌ها و کش آمدگی بندها تقریبا در یک جهت صورت می‌گیرد. این محدودیت برای زاویه‌ها از مدل کردن دهانه برشی در تیرهای باریک بین بست‌ها با زاویه کوچکتر از ۲۵

متن اصلی

۸-۳-۲۲ در تیرهای عمیقی که بر اساس روش خرپایی بررسی و محاسبه می‌شوند باید ضوابط **بند ۱۱-۸-۲** نیز رعایت شوند.

۹-۳-۲۲ در دستک‌ها و نشیمن‌هایی که با استفاده از روش خرپایی محاسبه می‌شوند و نسبت دهانه برشی به عمق آن‌ها، a_v/d، از ۲ کمتر است، باید علاوه بر رعایت **بندهای ۱۷-۴-۲** و **۱۷-۴-۶**، رابطه زیر نیز تامین شود:

$$A_{sc} \geq 0.04(\frac{f'_c}{f_y})(b_w d) \qquad (۱-۲۲)$$

در این رابطه، A_{sc}: سطح مقطع آرماتور اصلی دستک یا نشیمن، b_w: عرض جان یا قطر مقطع دایره‌ای عمود بر صفحه دستک یا نشیمن و d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز آرماتورهای کششی اصلی دستک یا نشیمن طولی است.

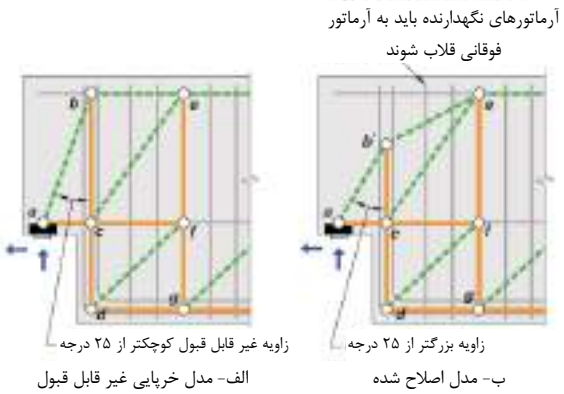
۱۰-۳-۲۲ در مواردی که سطوح مستعد برش اصطکاکی وجود دارند، ضوابط **بخش ۸-۸** باید رعایت شوند.

۱۱-۳-۲۲ در صورت طراحی اجزای سیستم‌های باربر لرزه‌ای با روش خرپایی، ضوابط **بخش ۲۲-۸** نیز باید رعایت شوند.

۱۲-۳-۲۲ انتخاب مدل خرپایی نامناسب ممکن است طرح را غیر اقتصادی نماید.

تفسیر/توضیح

درجه نسبت به آرماتور طولی جلوگیری بعمل می‌آورد. در **شکل ۲۲-۶** یکی از این حالات نشان داده شده است.

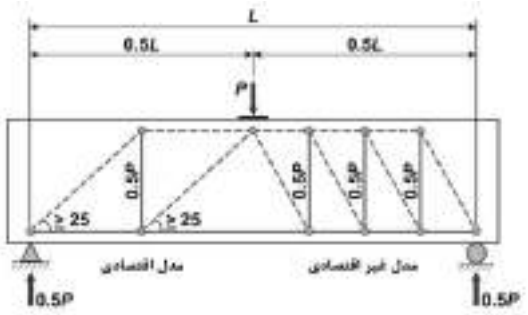


شکل ۲۲-۶ مدل خرپایی اصلاح شده در یک نشیمن

ت ۲۲-۳-۱۰ ساخت اتصال بین نشیمن و بر یک ستون مثال خوبی است از این برخورد در محلی که برش اصطکاکی **بند ۸-۸-۱** مورد نیاز است.

ت ۲۲-۳-۱۲ انتخاب نامناسب مدل خرپایی می‌تواند منجر به مصرف آرماتور بیش‌تر و غیر اقتصادی شدن طرح شود. در **شکل ۲۲-۷** نشان داده شده است که چگونه با افزایش غیر لازم زاویه اعضای فشاری

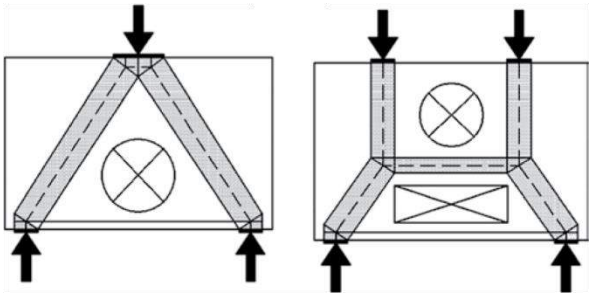
متن اصلی	تفسیر/توضیح
	قطری، تعداد اعضای کششی قائم و میزان آرماتور مصرفی در این اعضا چند برابر افزایش می‌یابد.



شکل ۲۲-۷ مدل‌های خرپایی انتخابی اقتصادی و غیر اقتصادی

۲۲-۳-۱۳ محل بازشوهای مورد نیاز با توجه به فضاهایی که مدل خرپایی مناسب ارایه می‌دهد، انتخاب می‌شود.

ت ۲۲-۳-۱۳ در صورت تشخیص صحیح انتقال بار و انتخاب مدل خرپایی مناسب، مدل انتخابی می‌تواند الگویی مناسب برای تعیین محل بازشوها در سازه ارایه نماید، شکل ۲۲-۸.



شکل ۲۲-۸ تعیین محل‌های مناسب ایجاد بازشو در تیرهای عمیق

۲۲-۴ اعضای فشاری (بست‌ها)

ت ۲۲-۴اعضای فشاری (بست‌ها)

۲۲-۴-۱ مقاومت بست‌ها

ت ۲۲-۴-۱ مقاومت بست‌ها

۲۲-۴-۱-۱ مقاومت فشاری اسمی هر بست، F_{ns}، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

الف) در بست بدون آرماتورهای طولی:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} \quad (۲-۲۲)$$

ب) در بست با آرماتورهای طولی:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s \quad (۳-۲۲)$$

ت ۲۲-۴-۱-۱ در حالت کلی هر عضو فشاری (بست) را می‌توان بصورت یک هرم ناقص با دو قاعده مستطیل شکل که به منطقه‌های گرهی متصل هستند، در نظر گرفت. ابعاد و مساحت این وجوه مستطیلی انتهایی به ابعاد منطقه‌های گرهی و شرایط مهاری انتهایی بست بستگی دارد.

A_{cs} در انتهای عضو فشاری می‌تواند بر اساس یک مقطع مستطیلی و از حاصل‌ضرب عرض (بعد در صفحه مدل) در ضخامت (بعد عمود بر صفحه مدل) محاسبه گردد. چنانچه امتداد محور عضو مورب وارده

متن اصلی

در روابط فوق، F_{ns} برابر با کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده در دو انتها، A_{cs} سطح مقطع بست در انتهای مورد نظر در وجه منطقه گره و f_{ce} مقاومت فشاری موثر بتن بوده بر اساس ضابطه **بند ۲۲-۴-۱-۲** می‌باشد.

A'_s سطح مقطع آرماتور فشاری در امتداد طول بست و f'_s تنش آرماتور فشاری است که بر اساس ظرفیت محوری اسمی بست محاسبه می‌شود. برای آرماتورهای با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال، مقدار f'_s را می‌توان برابر با f_y در نظر گرفت.

مقدار A_{cs} باید با در نظر گرفتن سطح بتن موجود و شرایط مهار بندی در انتهای بست، طبق **شکل ۲۲-۵** محاسبه شود. در مواردی که بست فقط با آرماتورگذاری مهار شده است، سطح بتن موثر می‌تواند تا فاصله حداکثر ۸ برابر قطر آرماتور طولی از آرماتور وجه طولی خاموت‌های بسته شده منظور شده و پوشش بتن در دو طرف خاموت‌ها نادیده گرفته می‌شود.

۲۲-۴-۱-۲ مقاومت فشاری موثر بتن در یک بست، f_{ce} ، بر اساس **بندهای ۲۲-۴-۱-۳** و **۲۲-۴-۱-۵** محاسبه می‌شود.

۲۲-۴-۱-۳ مقاومت فشاری موثر بتن، f_{ce}، در هر انتهای بست از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_s f'_c \qquad \text{(۴-۲۲)}$$

در رابطه فوق، β_s و β_c ضریب‌های اصلاح مقاومت موثر بتن در بست هستند که بر اساس **جدول ۲۲-۱** و **جدول ۲۲-۱** محاسبه می‌شوند. در این ضریب‌ها اثرات ترک‌خوردگی، آرماتورهای عرضی و تقید انتهایی بست بر روی مقاومت فشاری موثر بتن در نظر گرفته شده‌اند.

تفسیر/توضیح

به منطقه گره بر وجه متناظر منطقه گره عمود نباشد، در محاسبه A_{cs} باید عرض عمود بر محور عضو ملاک قرار گیرد.

در مواردی مثل تیر عمیق که مدل خرپای دو بعدی مناسبت دارد، ضخامت بست به شرایط مهار انتهایی آن بستگی خواهد داشت و در هرصورت از ضخامت عضو بزرگتر نخواهد بود. در حالتی که انتهای بست توسط بست های فشاری مهار شود، ضخامت بست حداکثر برابر با ضخامت عضو در نظر گرفته می‌شود. درانتهای بستی که توسط ورق تکیه گاهی مهار می‌شود، این ضخامت برابر عرض ورق تکیه‌گاهی **شکل ۲۲-۵**–ب است. اگر انتهای بست توسط آرماتور مهار شود، ضخامت بست، در صورتی‌که فاصله ساق خاموتها در جهت ضخامت تیر از ۱۶ برابر قطر آرماتور طولی تجاوز نکند، برابر عرض خاموت خواهد بود (**شکل ۲۲-۵**– الف).

ت ۲۲-۴-۱-۳ در محاسبه مقاومت فشاری موثر بتن ، β_s و β_c ضریب‌های اصلاح مقاومت فشاری موثر هستند که اولی امکان کاهش مقاومت فشاری موثر ناشی از ایجاد میدان کشش قطری و ترک‌خوردگی و دومی امکان افزایش مقاومت فشاری موثر ناشی از محصوریت و تقید ناحیه انتهایی بست و گره را در نظر می‌گیرد. بیش‌ترین مقدارضریب β_s در **جدول ۲۲-۱** برابر یک است و به شرایطی اشاره دارد که در یک مدل خرپای دو بعدی عضو فشاری در مجاورت لبه (مرز) قرار می گیرد و امکان ایجاد تنش‌های عرضی کششی ناشی از بازشدگی میدان تنش فشاری وجود ندارد. در بست‌های داخلی، بازشدگی میدان تنش فشاری می‌تواند منجر به ایجاد میدان کشش قطری عمود بر امتداد بست و ترک‌خوردگی به موازات بست گردد. در صورت نبود عوامل کنترل ترک (آرماتور توزیعی مناسب، تقید جانبی بست و مقاومت برشی قابل قبول در ناحیه بتن تحت میدان کشش قطری) مقاومت فشاری موثر بتن در **جدول ۲۲-۱** با ضریب ۰/۴ کاهش می‌یابد. وجود عوامل کنترل ترک فوق‌الذکر، ضریب β_s را تا ۰/۷۵ افزایش می‌دهد. ضمنا مقاومت فشاری موثر هرگونه بست فشاری که در ناحیه کششی قرار گیرد، بطور مثال بست فشاری که در مدل خرپایی دو بعدی مقطع تیر I

متن اصلی

۲۲-۴-۱-۴ در صورتی‌که ابعاد عضو یا ناحیه بتنی به گونه‌ای باشند که برش از مقدار زیر تجاوز نکند، می‌توان بدون رعایت **بند ۲۲-۴-۲** از ضریب β_s برابر با ۰/۷۵ استفاده نمود.

$$V_u \le \phi 0.42 tan\theta\ \lambda.\lambda_s\sqrt{f_c'}\ b_w d \qquad (۵-۲۲)$$

در رابطه فوق، θ زاویه بست، λ ضریب بتن سبک و λ_s ضریب اثر اندازه است که در صورت رعایت **بند ۲۲-۴-۲** برابر ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود و در غیر این صورت از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{250}}} \qquad (۶-۲۲)$$

مقدار λ_s همواره کوچکتر یا مساوی یک است.

۲۲-۴-۱-۵ در صورت استفاده از آرماتورهای محصور کننده در طول بست، می‌توان اثر این آرماتورها در افزایش مقدار f_{ce} را بر اساس آزمایش ویا روابط تحلیلی معتبر منظور نمود.

جدول ۲۲-۱ ضریب β_s در بست

محل بست	نوع بست	شرایط	β_s
اعضای کششی یا منطقه کششی در عضو	هر نوع	همه حالات	۰/۴
سایر حالات	بست مرزی	همه حالات	۱/۰
	بست داخلی	آرماتور عرضی مطابق بند ۲۲-۴-۲	۰/۷۵
		رعایت برش حداکثر مطابق بند ۲۲-۴-۱-۴	۰/۷۵
		واقع در اتصال تیر به ستون	۰/۷۵
		سایر موارد	۰/۴

جدول ۲۲-۲ ضریب β_c (ضریب تقید بست و گره)

تفسیر/توضیح

شکل در بال کششی تیر قرار گیرد، با ضریب ۰/۴ کاهش داده می‌شود.

اثر محصوریت ناشی از بتن احاطه کننده ناحیه اتکایی بست و گره در ضریب β_c لحاظ می‌شود. این تاثیر مشابه تاثیر بتن محصورکننده در افزایش مقاومت اتکایی بتن (**بند ۸-۷**) در نظر گرفته می‌شود.

ت ۲۲-۴-۱-۴ رابطه (۲۲-۵) معیاری برای مقاومت مقطع در برابر کشش قطری بدست می‌دهد. بر اساس این رابطه هرچه زاویه عضو فشاری مورب با یال کششی بیش‌تر باشد، مقاومت کشش قطری بیش‌تر خواهد بود. ضریب λ_s هم برای منظور نمودن اثر اندازه در رابطه وارد شده است. این ضریب برای مواردی که ارتفاع موثر عضو از ۲۵۰ میلی‌متر تجاوز نکند یا از آرماتور توزیعی کنترل ترک استفاده شود برابر یک و در سایر موارد کوچکتر از یک خواهد بود.

متن اصلی

محل		β_c
انتهای بست به گره‌ای که شامل سطح اتکایی است، متصل است، یا گره‌ای که شامل یک سطح اتکایی از عضوی دیگر مانند ستون است.	کم‌ترین دو مقدار	$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ (۱و۲)
		۲/۰
سایر حالات		۱/۰

A_1 (۱) سطح اتکایی گره
A_2 (۲) سطح قاعده هرم یا مخروط ناقصی که از امتداد یافتن سطح اتکایی گره به داخل عضو با زاویه باز شدگی ۲ به ۱ (حدود ۶۳ درجه) به گونه‌ای که به طور کامل داخل عضو بتنی قرار گیرد، حاصل می‌شود.

۲۲-۴-۲ آرماتور توزیعی کنترل ترک در بست‌های داخلی

۲۲-۴-۲-۱ در اعضای فشاری داخلی که با ضریب $\beta_s = 0.75$ محاسبه شده‌اند، باید آرماتورهایی جهت تحمل کشش عرضی ایجاد شده در اثر گسترده شدن سطح فشار در قسمت‌های میانی بست، مطابق با **جدول ۲۲-۳** توزیع شوند.

۲۲-۴-۲-۲ فاصله آرماتورهای توزیعی بر اساس جدول ۲۲-۳ نباید از ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.

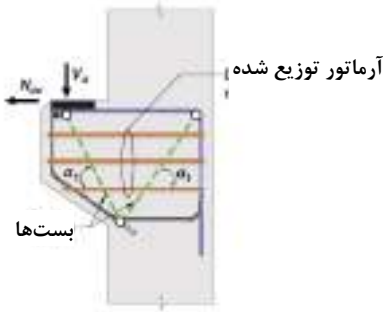
جدول ۲۲-۳ حداقل آرماتور توزیعی

قید جانبی بست	چیدمان آرماتورهای توزیعی	حداقل نسبت آرماتور توزیعی
مقید نشده	شبکه متعامد	۰/۰۰۲۵ در هر جهت
	آرماتور در یک جهت که بست را با زاویه α_1 (حداقل ۴۰ درجه) قطع می‌کند (شکل ۲۲-۹)	$\frac{0.0025}{\mathrm{Sin}^2\,\alpha_1}$
مقید شده (بند ۲۲-۴-۲-۳)	لزومی به آرماتور توزیعی نیست	

تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۴-۲ آرماتور توزیعی کنترل ترک در بست‌های داخلی

ت ۲۲-۴-۲-۱ روش خرپایی بر مبنای تئوری کرانه پایینی پلاستیسیته بنا نهاده شده است. در نتیجه اعضای طراحی شده با این روش باید دارای توزیع آرماتور مناسب به منظور تامین امکان باز توزیع نیروهای داخلی پس از ترک‌خوردگی باشند. این آرماتورهای توزیعی انعطاف‌پذیر، رفتار سازه را افزایش داده و ضمنا ترک‌خوردگی را در شرایط بهره برداری کنترل می‌کنند. بست‌های داخلی در امتداد میدان‌های تنش فشاری و تقریبا عمود بر میدان‌های کشش قطری قرار دارند و آرماتورهای توزیعی از گسترش ترک ناشی از این میدان‌های کشش قطری جلوگیری می‌کنند. این آرماتورها هنگامی موثر خواهند بود که یا دوجهته باشند ویا در حالت تک‌جهته حتی‌الامکان به امتداد عمود بر امتداد اعضای فشاری نزدیک باشند (**جدول ۲۲-۳** و **شکل ۲۲-۹**).



آرماتور توزیع شده که بست‌های داخلی را قطع می‌کند. توجه شود α_1 برای دو بست بالایی متفاوت است. حداقل آرماتور توزیع شده با زاویه کوچکتر α_1 کنترل می‌شود.

شکل ۲۲-۹ آرماتور توزیع شده که بست‌های داخلی را قطع می‌کند

متن اصلی

۲۲-۴-۲-۳ بست‌ها در صورتی به طور جانبی مقید محسوب می‌شوند که در امتداد عمود بر صفحه مدل خرپایی (یا صفحاتی که در حالت مدل سه بعدی، عضوها در آن‌ها قرار می‌گیرد)، به یکی از شرایط «الف» تا «پ» زیر مقید باشند:

الف- ناحیه غیر پیوسته در امتداد عمود بر صفحه مدل خرپایی پیوسته باشد.

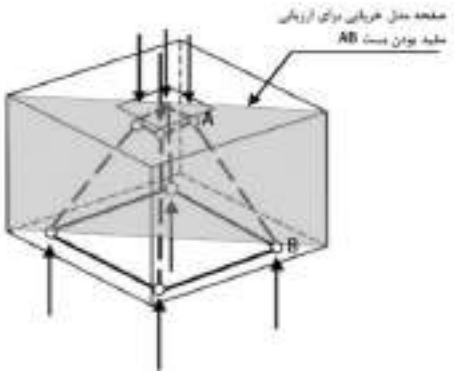
ب- بتن مقید کننده بست بعد از هر وجه جانبی آن، حداقل معادل نصف عرض بست امتداد یابد (در مدل‌های سه بعدی که عرض عضو و ضخامت بتن مقید کننده متغیراند، نسبت ضخامت به عرض در نواحی میانی عضو کنترل گردد).

پ- بست در اتصال تیر به ستون واقع شده باشد و اتصال از هر طرف توسط تیرها یا دال بتنی محصور شده باشد.

۲۲-۴-۲-۴ طول مهاری آرماتورهای توزیعی کنترل ترک بست‌های داخلی، باید تا قبل از رسیدن به وجوه عضو تامین شده باشد. در صورتی‌که طول کافی برای تامین طول مهاری موجود نباشد، قلاب انتهایی آرماتور کنترل ترک حول آرماتور طولی کفایت می‌کند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۴-۲-۳ در مواردی که بست داخلی توسط حجمی از بتن بصورت جانبی احاطه و مقید شود، نیازی به آرماتورهای توزیعی کنترل ترک نخواهد بود. شرایط تقید در حالت «الف» این است که سازه مدل شده، عمود بر صفحه مدل خرپای دو بعدی امتداد داشته و به عبارتی پیوسته باشد. نشیمن پیوسته‌ای که تکیه‌گاه سراسری یک دال پیش‌ساخته است، مثالی از این شرایط است. شرایط دیگری که بیش‌تر برای بست‌های داخلی در مدل‌های سه بعدی مثل سرشمع تامین می‌شود، وجود بتن احاطه‌کننده در دوطرف وجوه کناری بست در امتداد عمود بر صفحه مدل خرپایی است. در مدل‌های سه بعدی، صفحه مدل، صفحه‌ای در امتداد انتقال بار است که شامل بست داخلی مورد نظر باشد. بطور مثال در انتقال بار قائم از ستون به شمع‌ها در مدل خرپای سه‌بعدی سرشمع، صفحه مدل برای بست داخلی که نیرو را از ستون به یکی از شمع ها انتقال می‌دهد، صفحه قائم گذرنده از بست و شمع مورد نظر است، شکل ۲۲-۱۰.



شکل ۲۲-۱۰ صفحه مدل خرپایی برای ارزیابی مقید بودن بست AB در مدل خرپای سه بعدی یک سرشمع بتن‌آرمه

متن اصلی

۲۲-۴-۳ جزییات آرماتورگذاری طولی بست‌ها

۲۲-۴-۳-۱ آرماتورهای فشاری باید موازی با محور بست بوده و باید در طول بست با تنگ‌های بسته مطابق بند ۲۲-۴-۳-۳ ویا با دورپیچ هایی مطابق بند ۲۲-۴-۳-۴ محصور شده باشند.

۲۲-۴-۳-۲ آرماتورهای فشاری باید در وجه ناحیه گره به گونه‌ای مهار شوند که بتوانند تنش f_s' را که بر اساس بند ۲۲-۴-۱ محاسبه می‌شود، تامین نمایند.

۲۲-۴-۳-۳ تنگ‌های بسته در بر گیرنده آرماتورهای فشاری بست‌ها، باید مطابق بند ۲۱-۶-۲ و نیز ضوابط «الف» تا «پ» زیر باشند:

الف- فاصله تنگ‌های بسته، s، از یکدیگر نباید از کوچک‌ترین مقدار بعد کوچک مقطع بست، ۴۸ برابر قطر تنگ، ویا ۱۶ برابر قطر آرماتور طولی فشاری بیش‌تر باشد.

ب- اولین تنگ بسته نباید بیش از $0.5s$ از وجه ناحیه گره در هر یک از دو انتهای بست دورتر قرار داده شود.

پ- تنگ‌های بسته باید طوری نصب شوند که هر کدام از آرماتورهای طولی واقع در گوشه‌های عضو، ویا سایر آرماتورهای طولی به صورت یک در میان، به وسیله گوشه تنگ‌ها ویا سنجاقی‌ها با زاویه قلاب انتهایی حداکثر ۱۳۵ درجه که به طرف داخل خم شده‌اند، در برگرفته شوند و فاصله هیچ کدام از آرماتورهای طولی غیر واقع در گوشه تنگ یا سنجاقی از این آرماتورها از ۱۵۰ میلی‌متر بیش‌تر نباشد.

۲۲-۴-۳-۴ دورپیچ‌های محصور کننده آرماتورهای فشاری باید مطابق بند ۲۱-۶-۳ باشند.

۲۲-۵ اعضای کششی (بندها)

۲۲-۵-۱ مقاومت بندها

۲۲-۵-۱-۱ ظرفیت کششی اسمی یک بند، F_{nt}، از رابطه زیر به دست می‌آید:

تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۴-۳ جزییات آرماتورگذاری طولی بست‌ها

ت ۲۲-۵اعضای کششی (بندها)

ت ۲۲-۵-۱ مقاومت بندها

ت ۲۲-۵-۱-۱ برای اعضای کششی (بندها) نیز عرض و ضخامت در نظر گرفته می‌شود که این ابعاد در تلاقی با ابعاد بست‌ها ابعاد منطقه

متن اصلی

$$F_{nt} = A_{ts} f_y \qquad (۷-۲۲)$$

A_{ts} سطح کل آرماتورهای کششی در امتداد بند است.

تفسیر/توضیح

گرهی را تشکیل می دهند. ضخامت بندها در منطقه گرهی حداکثر برابر ضخامت بست مجاور و در صورت مهار آرماتورهای بند توسط اتصال به صفحه مهاری برابر عرض صفحه مهاری در نظر گرفته می‌شود. عرض بند، W_t، بگونه‌ای در نظر گرفته می‌شود که نسبت به مرکز سطح آرماتورهای کششی بند، متقارن باشد و حداقل مساحت مقطع لازم در محل گره انتهایی بند برای تحمل نیروی وارده از بند به منطقه گرهی که فرض می‌شود بصورت فشاری به وجه پشتی منطقه گرهی وارد شود، فراهم گردد. در برخی موارد لازم است برای تامین این مساحت حداقل، از توزیع آرماتورها در چند ردیف استفاده گردد.

۲-۵-۲۲ جزییات آرماتورگذاری بندها

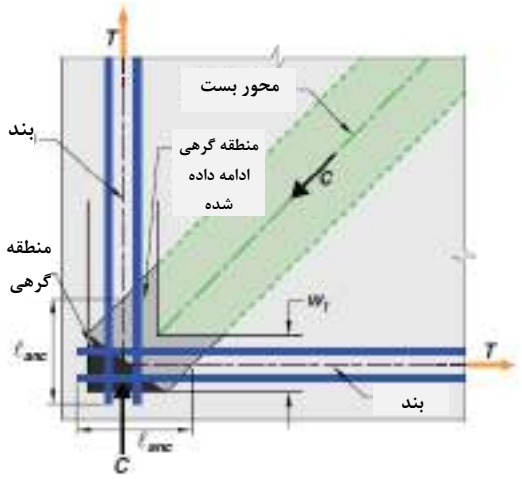
۱-۲-۵-۲۲ محور آرماتورهای کششی باید منطبق بر محور بند باشد.

ت ۲-۵-۲۲ جزییات آرماتورگذاری بندها

ت ۱-۲-۵-۲۲ عرض موثر بند w_t را، بسته به آن‌که توزیع آرماتور در آن به چه صورت باشد، می‌توان بین محدودیت‌های «الف» و «ب» زیر در نظر گرفت:

الف- اگر میلگردها در یک ردیف چیده شده باشند، این عرض را می‌توان برای قطر میلگردها بعلاوه دو برابر ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها در نظر گرفت، شکل ۲۲-۱۱.

ب- این عرض را می‌توان برابر با عرض بند نظیر منطقه گرهی هیدرواستاتیک در نظر گرفت. f_{ce} تنش در منطقه گرهی طبق بند ۲-۱-۶-۲۲ است.



شکل ۲۲-۱۱ منطقه گرهی ادامه داده شده برای مهار دو بند

۲-۲-۵-۲۲ مهار آرماتورهای کششی باید از طریق طول گیرایی مستقیم، قلاب‌های استاندارد، ویا وسایل مکانیکی بر اساس ضوابط بند ۲-۲-۵-۲۲ تامین شود (به جز بندهای

متن اصلی

امتداد یافته از گره‌های خم آرماتور که بر اساس **بخش ۲۲-۷** طراحی می‌شوند).

۳-۲-۵-۲۲ مهار آرماتورهای بند باید در هر جهت تا نقطه‌ای که مرکز آرماتورهای بند از ناحیه بسط داده شده گره خارج می‌شود، تامین گردد.

۲۲-۶ منطقه گرهی

۲۲-۶-۱ مقاومت منطقه گرهی

۱-۱-۶-۲۲ مقاومت فشاری اسمی منطقه گرهی، F_{nn}، از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$F_{nn} = f_{ce}A_{nz} \qquad (۸-۲۲)$$

در این رابطه f_{ce} بر اساس **بندهای ۲۲-۶-۱-۲** ویا **۲۲-۶-۱-۳**، و A_{nz} بر اساس **بندهای ۲۲-۶-۱-۴** ویا **۲۲-۶-۱-۵**، محاسبه می‌شود.

۲-۱-۶-۲۲ مقاومت فشاری موثر بتن در وجه منطقه گرهی، f_{ce}، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_n f'_c \qquad (۹-۲۲)$$

β_n ضریبی است که مقاومت موثر بتن در گره را تعیین می‌کند و از **جدول ۲۲-۴** ضریب $\boldsymbol{\beta_n}$ در مناطق گره به دست می‌آید و β_c نشان دهنده تاثیر تقید گره است و از **جدول ۲۲-۲ ضریب $\boldsymbol{\beta c}$ (ضریب تقید بست و گره)** تعیین می‌شود. اگر بندهای وارد

تفسیر/توضیح

ت ۳-۲-۵-۲۲ مهار بندها اغلب نیاز به دقت خاص در منطقه گرهی نشیمن‌ها و تکیه‌گاه‌های خارجی مجاور تکیه‌گاه تیرهای عمیق دارد. میلگردها باید قبل از خارج شدن در منطقه گرهی توسعه داده شده، در نقطه تقاطع مرکز ثقل میلگردها و ادامه ناحیه توسعه داده شده بست یا سطح تکیه‌گاه، مهار شود. این طول با l_{anc} در **شکل ۲۲-۱۱** نشان داده شده است.

در **شکل ۲۲-۵** «ب» این وضعیت در محلی که محدوده منطقه گرهی با مرکز ثقل میلگردها قطع شده است، دیده می‌شود. قسمتی از مهار بندها ممکن است با ادامه آرماتورها در منطقه گرهی و گیرداری آن‌ها در خارج از منطقه گرهی توسعه داده شده، بدست آید. اگر میلگردها با خم ۹۰ درجه مهار شده باشند، خم‌ها باید برای جلوگیری از ترک‌خوردگی اطراف آن‌ها محصور شوند.

ت ۲۲-۶منطقه گرهی

ت ۲۲-۶-۱ مقاومت منطقه گرهی

ت ۱-۱-۶-۲۲ در صورتی‌که مقاومت همه وجوه منطقه گرهی، با در نظر گرفتن مقاومت فشاری موثرکوچک‌تر بتن بست و منطقه گره در وجوه تماس این دو، کنترل گردد، دیگر نیازی به کنترل جداگانه مقاومت برای بست‌ها نخواهد بود.

ت ۲-۱-۶-۲۲ مقادیر کوچک‌تر ضریب β_n در **جدول ۲۲-۴** بیانگر احتمال بیش‌تر گسیختگی ناحیه گرهی ناشی از ناسازگاری کرنش اعضای کششی و فشاری است.

متن اصلی

به گره هم امتداد باشند، در جدول ۲۲-۴ ضریب β_n در مناطق گرهی بند مهاری منظور می‌شود.

جدول ۲۲-۴ ضریب β_n در مناطق گرهی

وضعیت منطقه گرهی	β_n
منطقه گرهی با اعضای فشاری، تکیه‌گاه‌ها، یا هر دو در تماس است.	۱/۰
یک بند در منطقه گرهی مهار شده است.	۰/۸
دویا چند بند در منطقه گرهی مهار شده‌اند.	۰/۶

۲۲-۶-۱-۳ اگر از آرماتورهای محصور کننده در منطقه گرهی استفاده شده و اثرات آن‌ها از طریق آزمایش و تحلیل مشخص شده باشند، می‌توان مقدار f_{ce} را در محاسبه F_{nn} افزایش داد.

۲۲-۶-۱-۴ سطح هر یک از وجوه منطقه گرهی، A_{nz}، را باید برابر با مقدار کوچک‌تر از «الف» و «ب» زیر منظور نمود:

الف- سطح وجه منطقه گرهی در راستای عمود بر امتداد اثر F_{us}،

ب- سطح یک مقطع گذرنده از منطقه گرهی عمود بر امتداد نیروی برآیند بر مقطع.

۲۲-۶-۱-۵ در یک مدل خرپایی سه بعدی، سطح هر یک از وجوه منطقه گرهی باید حداقل برابر با آن چه در بند ۲۲-۶-۱-۴ ذکر شد، منظور شود. شکل هر وجه منطقه گرهی باید مشابه شکل تصویر انتهای بست بر وجه منطقه گرهی متناظر باشد.

۲۲-۷ گره‌های آرماتورهای خم‌دار

۲۲-۷-۱ طراحی و جزییات گره‌های آرماتورهای خم‌دار بر اساس ضوابط این بخش تعیین می‌شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۶-۱-۴ A_{nz} در منطقه گرهی هیدرواستاتیک برابر سطح وجه منطقه گرهی و در منطقه گرهی غیر هیدرواستاتیک برابر سطح عمود بر امتداد عضو وارده است که می‌تواند از حاصل ضرب عرض عمود بر عضو (W_s در شکل ۲۲-۵) و ضخامت گره بدست آید.

ت ۲۲-۶-۱-۵ از آنجا که مقطع عضو فشاری در هر انتها را می‌توان بصورت یک مستطیل با ابعاد داخل صفحه و عمود بر صفحه مدل در نظر گرفت، شکل هر وجه منطقه گرهی را نیز می‌توان بطور مشابه بصورت مستطیل با ابعاد W_s (عرض در صفحه مدل خرپایی) و ضخامت عمود بر صفحه فرض نمود.

ت ۲۲-۷ گره‌های آرماتورهای خم‌دار

ت ۲۲-۷-۱ گره آرماتور خم‌دار در مواردی تشکیل می‌شود که انتهای یک بست توسط خم آرماتور یا آرماتورهای پیوسته در محل گره مهار شود یا انتهای آرماتورهای بند بصورت پیوسته با خم ۱۸۰ درجه در محل گره مهار گردد (شکل ۲۲-۱۲). با استفاده از آرماتور خم‌دار امکان مهار موثر انتهای آرماتور بدون نیاز به طول مهاری قابل توجه فراهم می‌شود و فقط کافیست حداقل شعاع خم خواسته شده رعایت گردد. در صورتی‌که به علت شرایط هندسی قرارگیری اعضای فشاری و کششی در گره آرماتور خم‌دار، نیروی کششی آرماتور یا آرماتورهای

متن اصلی

۲-۷-۲۲ اگر پوشش جانبی عمود بر صفحه خم $2d_b$ یا بیش‌تر باشد، شعاع داخلی خم آرماتور، r_b، نباید از مقادیر «الف» و «ب» زیر و نیز حداقل شعاع خم آرماتور کمتر باشد.

الف- گره خم آرماتور با خم کمتر از ۱۸۰ درجه:

$$r_b \geq \frac{2A_t f_y}{b_s f'_c} \qquad (۱۰-۲۲)$$

در رابطه فوق، b_s عرض بست (ضخامت گره) است.

ب- بندهای مهار شده با خم ۱۸۰ درجه (شکل ۲۲-۱۳)

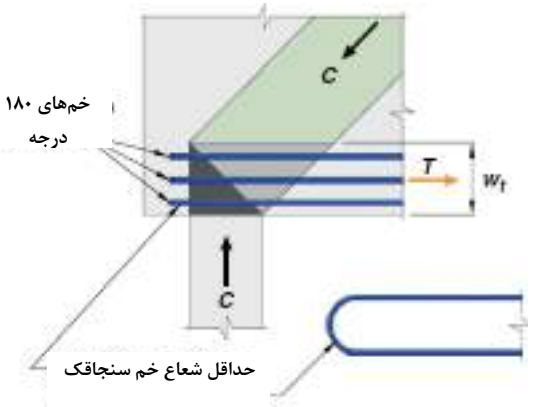
$$r_b \geq \frac{1.5A_{ts} f_y}{w_t f'_c} \qquad (۱۱-۲۲)$$

در رابطه فوق، w_t عرض موثر بند است (شکل ۲۲-۱۳).

۳-۷-۲۲ اگر پوشش جانبی عمود بر صفحه خم کمتر از $2d_b$ باشد، شعاع خم تعیین شده توسط بند ۲۲-۷-۲ در

تفسیر/توضیح

خم‌دار در دو طرف خم مساوی نباشد، این اختلاف نیرو باید در طول خم آرماتور، l_{cb} و با توجه به طول مهاری مستقیم آرماتور کششی، l_d، رابطه (۲۱-۱) یا جدول ۲۱-۴ مهار گردد (شکل ۲۲-۱۵). بدین منظور کافی است نسبت l_{cb} به l_d از نسبت اختلاف دو نیرو به نیروی حد تسلیم آرماتور یا آرماتورهای خم دار، $A_s f_y$، کمتر نباشد.



شکل ۲۲-۱۲ یک گره C-T-C که با سنجاقک‌های خم شده ۱۸۰ درجه مهار شده‌اند

ت ۲۲-۷-۲ در گره‌های با آرماتور خم‌دار نیاز به کم کردن احتمال گسیختگی پوشش بتنی جانبی در محلی که پوشش بتنی آرماتور در صفحه خم محدود است، می‌باشد.

متن اصلی

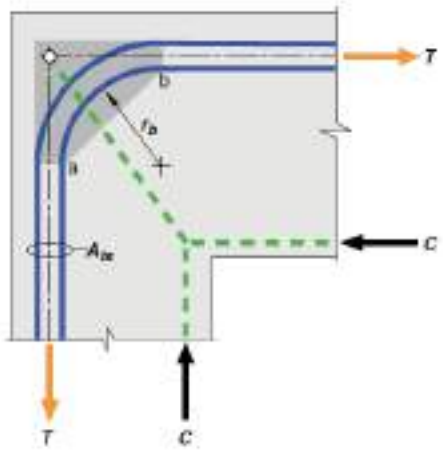
ضریب $\frac{2d_b}{c_c}$ ضرب می‌شود، که c_c پوشش جانبی تعیین شده در وجه جانبی است.

۴-۷-۲۲ اگر گره‌های خم آرماتور از بیش از یک ردیف آرماتور تشکیل شوند، A_{ts} را باید سطح کل ارماتورها و r_b را باید شعاع خم داخلی‌ترین ردیف آرماتورها در نظر گرفت (شکل ۱۳-۲۲).

۵-۷-۲۲ در اتصالات گوشه قاب‌ها، مرکز انحنای آرماتورها باید در محل گره اتصال قرار گیرد (شکل ۱۴-۲۲).

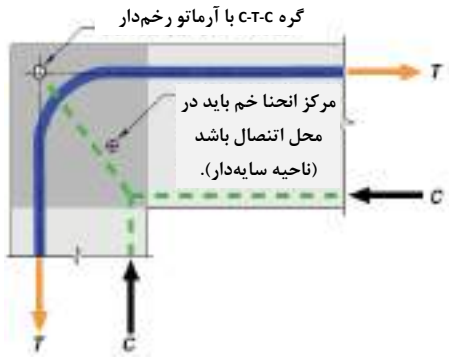
تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۷-۴ شکل ۱۳-۲۲ یک گره خم‌دار را با دو لایه آرماتور نشان می‌دهد. در این موارد مساحت آرماتورها به تنش فشاری به منطقه گرهی کمک می‌کند (سمت ab در شکل).



شکل ۱۳-۲۲ شعاع داخلی خم برای دو ردیف آرماتور

ت ۲۲-۷-۵ در شکل ۱۴-۲۲ این وضعیت نشان داده‌شده است.



شکل ۱۴-۲۲ منطقه مجاز برای مرکز انحنا منحنی یک گره با آرماتور خم‌شده در گوشه قالب

متن اصلی

۶-۷-۲۲ طول ناحیه خم شده آرماتور، l_{cb}، باید برای تامین مهار اختلاف نیروهای کششی در دو سمت آرماتورهای خم شده کفایت داشته باشد (شکل ۲۲-۱۵).

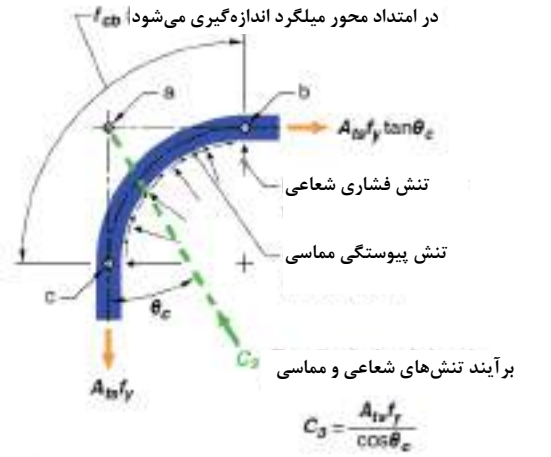
تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۷-۶ در شکل ۲۲-۱۵ نیروهای وارده به خم در مواردی‌که اختلاف نیروهای کششی در دو سمت آن وجود دارد، نشان داده شده است.

در مواردی‌که نیروهای دو طرف خم مساوی نباشند نیروی فشاری بست زاویه تقاطع آن‌ها را نصف نمی‌کند. در این موارد اختلاف نیروهای دو طرف خم باید توسط طول خم l_{cb}، و با توجه به طول گیرایی مستقیم آرماتور کششی l_d تحمل شود. برای این منظور کافی اشت نسبت l_{cb} به l_d از نسبت اختلاف دو نیرو به نیروی مقاومت تسلیم $A_s f_y$ کمتر نباشد. درمواردی‌که خم آرماتور ۹۰ درجه است، رابطه زیر را برای کفایت طول گیرایی می‌توان به‌کار برد.

$$l_{cb} = l_d(1 - \tan\theta_c)$$

در این رابطه طول گیرایی مستقیم آرماتورها و Θc زاویه کوچکتر بین بست قطری فشاری و اعضای کششی است.



شکل ۲۲-۱۵ نیروهایی که به یک گره با میلگرد خم شده مهار شده‌اند

۸-۲۲ طراحی سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله با استفاده از روش خرپایی

۱-۸-۲۲ در طراحی اعضای یک سیستم مقاوم لرزه‌ای با شکل‌پذیری خیلی زیاد یا زیاد با روش خرپایی، علاوه بر ضوابط فصل ۲۰، باید ضوابط بندهای ۲۲-۸-۲ تا ۲۲-۸-۵ نیز برآورده گردند.

ت ۲۲-۸ طراحی سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله با استفاده از روش خرپایی

ت ۲۲-۸-۱ مقاومت فشاری موثر بتن در اجزای مدل خرپایی یک سیستم مقاوم لرزه‌ای بر اثر رفت و برگشت‌های دوره‌های نیروها و تغییرمکان‌های ناشی از زلزله و ترک‌های حاصله، ممکن است کاهش یابد. در طراحی این اجزا در مواردی‌که نیروهای ناشی از زلزله در ضریب تشدید (Ω_0) ضرب می‌شوند، لزومی ندارند الزامات لرزه‌ای رعایت شوند. ترجیح داده می‌شود مقاومت سیستم مقاوم لرزه‌ای با

متن اصلی

۲۲-۸-۲ مقاومت بست‌ها

مقاومت فشاری موثر به دست آمده در **بند ۲۲-۴-۱** باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

۲۲-۸-۳ جزییات آرماتورگذاری بست‌ها

۲۲-۸-۳-۱ آرماتورگذاری بست‌ها باید ضوابط یکی از **بندهای ۲۲-۸-۳-۲** یا **۲۲-۸-۳-۳** را برآورده نماید.

۲۲-۸-۳-۲ بست‌ها باید حداقل به چهار آرماتور طولی که در چهار گوشه آرماتور عرضی قرار گرفته‌اند، مسلح شوند. آرماتورهای عرضی باید عمود بر امتداد بست بوده و ضوابط «الف» و «ب» زیر را رعایت کنند:

الف- با جزییات ارائه شده در **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲** («الف» تا «ج») سازگار باشند.

ب- $\frac{A_{sh}}{Sb_c}$ حداقل برای آرماتورهای عرضی بست از نوع تنگ بسته بر اساس بزرگترین مقدار به دست آمده از دو رابطه **(۲۰-۲)** و رابطه **(۲۰-۳)** تعیین گردد.

پ- فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد محور بست از ضوابط **بند ۲۰-۶-۳-۳-۳** پیروی کند و از مقادیر **جدول ۲۲-۵** تجاوز نکند.

ت- در داخل منطقه گره، پیوسته باشند.

۲۲-۸-۳-۳ آرماتورهای عرضی باید در جهات متعامد و در کل عرض عضو ویا ناحیه دارای بست، امتداد یابند و ضوابط «الف» تا «ت» زیر را برآورده سازند:

تفسیر/توضیح

مقاومت ناحیه ناپیوستگی، که با این روش تعیین شده، محدود نشود. در طراحی دیافراگم‌ها که در آن‌ها از ضریب تشدید لرزه‌ای استفاده شده است نیازی به کاربرد ضریب تشدید اضافی نمی‌باشد.

در ترکیب بارها که حاوی بارهای زلزله می‌باشند، ممکن است نیاز به بررسی مدل‌های مختلف خرپایی باشد.

ت ۲۲-۸-۱ مقاومت بست‌ها

ضریب کاهشی پیشنهاد شده برای کاهش احتمال ترک‌خوردگی بتن در اطراف بست‌ها می‌باشد.

ت ۲۲-۸-۲ جزییات آرماتورگذاری بست‌ها

ت ۲۲-۸-۳-۱ آیین‌نامه دو روش را مجاز می‌داند. روش اول جزییات آرماتورگذاری طولی و عرضی ستون‌ها برای قاب‌های ویژه (**فصل ۲۰**) بکار برده شود.

روش دوم تمام مقطع منطقه یا عضو در برگیرنده بست، به جای یک بست، محصور شود.

متن اصلی

الف- با جزییات ارائه شده در **بندهای ۲۰-۶-۳-۳-۲** («الف» تا «ج») سازگار باشند.

ب- $\frac{A_{sh}}{Sb_c}$ حداقل برای آرماتورهای عرضی در کل مقطع عضو از نوع تنگ بسته بر اساس بزرگترین مقدار به دست آمده از دو رابطه **(۲۰-۲)** و رابطه **(۲۰-۳)** تعیین گردد.

پ- فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد محور طولی عضو از مقادیر **جدول ۲۲-۵** بیش‌تر نباشد.

ت- فاصله ساق دورگیرها و سنجاقی‌ها هم در جهت قائم و هم در جهت افقی از ۲۰۰ میلی‌متر بیش‌تر نباشد. ضمنا گوشه هر سنجاقی یا ساق دورگیر، در بردارنده یک آرماتور طولی با قطر معادل با قطر خود ویا بزرگتر باشد.

جدول ۲۲-۵ محدودیت فاصله آرماتورهای عرضی

رده آرماتور	حداکثر فاصله مرکز تا مرکز آرماتورها
S400 یا S420	کوچک‌ترین از $6d_b$ و ۱۵۰ میلی‌متر
S500 تا S550	کوچک‌ترین از $5d_b$ و ۱۵۰ میلی‌متر
S700	کوچک‌ترین از $4d_b$ و ۱۵۰ میلی‌متر

۲۲-۸-۴ مقاومت بندها

طول مهاری آرماتورهای کششی بندها باید در ضریب ۱/۲۵ ضرب شود.

۲۲-۸-۵ مقاومت مناطق گرهی

مقاومت فشاری اسمی منطقه گره که بر اساس **بخش ۲۲-۶** محاسبه می‌شود، باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

۲۲-۹ گام‌های محاسباتی در روش خرپایی

گام‌های متداول قابل کاربرد در روش خرپایی مطابق بندهای «الف» تا «ح» زیراند:

تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۸-۳ مقاومت بندها

افزایش طول گیرایی به علت آن است که تنش در آرماتورها ممکن است از مقاومت جاری شدن آن‌ها تجاوز کند. این اثر بخاطر کارسختی آرماتورهاست.

ت ۲۲-۸-۴ مقاومت مناطق گرهی

کاهش مقاومت این مناطق بخاطر جاری شدن آرماتور بندها و اثر رفت و برگشتی تنش‌در آن‌هاست.

ت ۲۲-۹گام‌های محاسباتی در روش خرپایی

متن اصلی

الف- بارهای ضریب‌دار روی عضو (مرده، زنده، باد و زلزله) با استفاده از فصل ۷ محاسبه می‌شوند.

ب- عکس‌العمل‌های عضو بر اساس تعادل استاتیکی محاسبه گردند.

پ- تنش‌های اتکایی در محل‌های وارد شدن بارهای خارجی و عکس‌العمل‌ها محاسبه می‌شوند.

ت- بر اساس آزمایش‌ها یا روش‌های تحلیلی مناسب، جریان نیرو در عضو یا منطقه مورد نظر در عضو تخمین زده می‌شوند.

ث- یک مدل مقدماتی خرپایی که از اعضای بست و بند تشکیل شده و تا حد زیادی بر جریان نیرو منطبق است، ساخته می‌شوند.

ج- تعادل استاتیکی مدل خرپایی تحت بارهای وارده و عکس‌العمل‌ها کنترل می‌شوند. در مدل خرپای مقدماتی، می‌توان فقط محور اعضا را منظور نمود.

چ- ابعاد مورد نیاز هر منطقه گرهی بر اساس مقاومت فشاری گره ویا بست، هر کدام بحرانی است، تخمین زده می‌شود.

ح- مقاومت اعضای بست و بند و مناطق گرهی، با منظور نمودن ضریب $\emptyset$ برابر با ۰/۷۵، باید از بارهای وارده بیش‌تر باشند.

۱۰-۲۲ کنترل ترک‌خوردگی

سازه‌ها، اعضا یا قسمت‌هایی از آن‌ها (به جز دال‌ها و شالوده‌ها) که بر اساس ضوابط این فصل طراحی می‌شوند، باید دارای شبکه‌ای از آرماتورهای کنترل ترک باشند. بدین منظور می‌توان از آرماتور کنترل ترک بست‌های داخلی که در بند ۲۲-۴-۲ داده شده است، استفاده نمود. نسبت آرماتور برای کنترل ترک در هر امتداد نباید کمتر از ۰/۰۰۲ باشد و فاصله این آرماتورها نباید از ۳۰۰ میلی‌متر بیش‌تر شود. آرماتور کنترل ترک در صورتی‌که به خوبی مهار شود، می‌تواند به عنوان آرماتور محاسباتی کششی بند در مدل خرپایی منظور گردد.

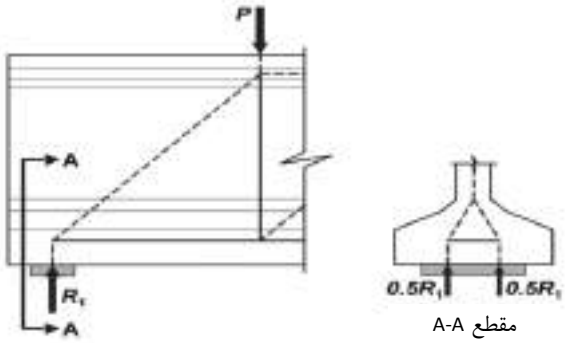
تفسیر/توضیح

ت ۲۲-۱۰ کنترل ترک‌خوردگی

در صورت افزایش ضخامت در یک عضو بتن‌آرمه که با یک مدل خرپایی دو بعدی مدل شده است، در نواحی با ضخامت بیش‌تر توسعه یافتگی میدان تنش‌های فشاری می‌تواند به ترک‌خوردگی در ضخامت عضو منجر گردد. در شکل ۲۲-۱۶ نشان داده شده است که چگونه با تبدیل مدل خرپای دو بعدی در جان تیر به مدل سه بعدی در بال می‌توان آرماتور کششی لازم برای کنترل ترک‌خوردگی عمود بر صفحه مدل را محاسبه نمود.

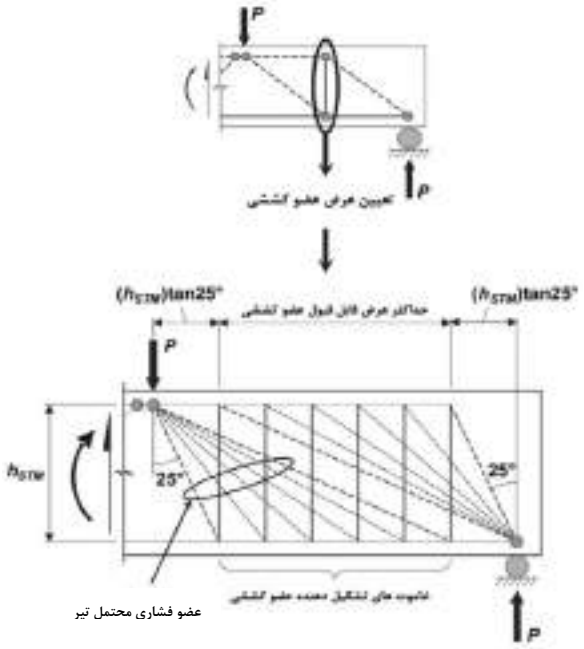
متن اصلی

تفسیر/توضیح



شکل ۲۲-۱۶ تبدیل مدل خرپای دوبعدی در جان تیر I شکل به مدل سه‌بعدی در بال تیر

استفاده از آرماتورهای توزیعی کنترل ترک به عنوان آرماتور اعضای کششی داخلی می‌تواند به طرحی اقتصادی‌تر منجر گردد. بدین منظور باید عرض اعضای کششی داخلی که دارای محدودیت برای ابعاد نیستند به گونه‌ای انتخاب شود که از آرماتورهای توزیعی کنترل ترک (معمولا به شکل خاموت قائم) حداکثر استفاده به عمل آید. شکل ۲۲-۱۷ راهنمای انتخاب عرض مناسب برای اعضای کششی قائم داخلی تیرهای عمیق است.



شکل ۲۲-۱۷ نحوه تعیین عرض اعضای کششی قائم داخلی در مدل خرپایی تیر عمیق

فصل بیست و سوم

طراحی در برابر آتش

فصل بیست و سوم
طراحی در برابر آتش

متن اصلی

۲۳-۱ گستره

ضوابط این فصل به طراحی اجزای سازه‌ای بتن‌آرمه که جزیی از سیستم ساختمان می‌باشند، در برابر آتش‌سوزی، بر اساس الزامات مبحث سوم مقررات ملی ساختمان، اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- ضوابط کلی طراحی؛
ب- مدت زمان مقاومت در برابر آتش، FRR[1]، در دال‌ها؛
پ- FRR در تیرها؛
ت- FRR در ستون‌ها؛
ث- FRR در دیوارها؛
ج- افزایش FRR با استفاده از مصالح عایق کننده.

۲۳-۲ تعاریف

در این فصل تعاریف زیر مورد استفاده قرار می‌گیرند:

تفسیر/توضیح

ت ۲۳-۱گستره

هدف این فصل پاسخگویی به این سوال است که هر یک از اجزای سازه به شرایطی که دارند چه مدت زمانی (FRR) در برابر یک آتش‌سوزی استاندارد مقاومت می‌کنند. منظور آن که توانایی باربری، انسجام و عایق بودن خود را حفظ می‌نمایند. برای این منظور جداولی تهیه شده که در آن‌ها برای اجزای مختلف سازه به این سوال پاسخ داده می‌شود. این سوال را گرچه می‌توان با تحلیل سازه و انجام محاسبات خاص پاسخ داد ولی استفاده از این جداول ساده‌تر و سریع‌تر می‌باشد. این جداول عمدتا با آزمایش بدست آورده شده‌اند.

در **بندهای ۲۳-۲-۵** و **۲۳-۲-۷** تعاریف باربری تحت عنوان «کفایت سازه‌ای»، «انسجام» و «عایق بودن»، که در این فصل مورد استفاده قرار گرفته‌اند، آورده شده‌اند.

مدت زمان لازم برای مقاومت در برابر آتش بستگی به نوع کاربری ساختمان یا قسمت‌های مختلف آن دارد. این مدت در مبحث سوم مقررات ملی ساختمان ارایه شده است. همچنین در ارتباط با آتش استاندارد ضوابطی ارایه گردیده است.

در طراحی اجزا سازه باید به هر یک از این جداول و عناوین ذکر شده در بالا که مورد نیاز آن جز باشد مراجعه شود و الزامات خواسته شده برآورده گردد. اگر نیاز به طولانی کردن مدت زمان مقاومت برای یک جز ساخته شده باشد، در **بخش ۲۳-۸** راهکارهایی توصیه شده است.

با این توضیحات در این فصل نیازی به تفسیر بندها مشاهده نمی‌شود.

ت ۲۳-۲ تعاریف

1- Fire Resistance Rating

متن اصلی *تفسیر/توضیح*

۲۳-۲-۱ فاصله محوری، a

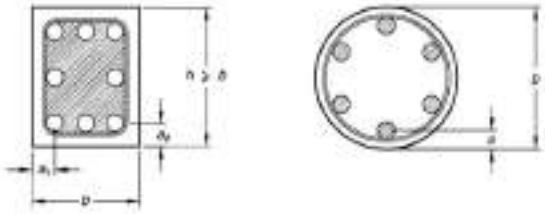
a عبارت از فاصله محور آرماتور طولی مقطع تا نزدیک‌ترین رویه بتنی عضو که در معرض آتش‌سوزی قرار می‌گیرد، مطابق شکل ۲۳-۱ می‌باشد.

۲۳-۲-۲ فاصله محوری متوسط، a_m

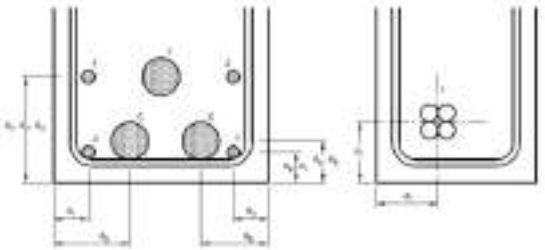
وقتی آرماتورهای طولی در چند لایه در مقطع قرار داده شده‌اند، فاصله محوری متوسط، a_m، برای تعداد کل آرماتور تحتانی از رابطه (۲۳-۱) محاسبه می‌شود:

$$a_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{si} a_i}{\sum_{i=1}^{n} A_{si}} \qquad (۲۳-۱)$$

در این رابطه A_{si} عبارت از سطح مقطع آرماتور iام و a_i فاصله محوری آن آرماتور می‌باشد (شکل ۲۳-۲).



شکل ۲۳-۱ فاصله محوری، a



شکل ۲۳-۲ ابعاد برای محاسبه فاصله محوری متوسط

۲۳-۲-۳ مقاومت در برابر آتش

ت ۲۳-۲-۱ مقاومت در برابر آتش

توانایی عملکرد مطلوب سازه ویا هر جز آن (حفظ توانایی باربری، ویا قابلیت جداسازی فضاها برای جلوگیری از توسعه

متن اصلی	تفسیر/توضیح
آتش‌سوزی) در اثر یک آتش‌سوزی مشخص و برای مدت زمان مشخص را مقاومت در برابر آتش‌سوزی می‌نامند.	
۴-۲-۲۳ مدت زمان مقاومت در برابر آتش‌سوزی،FRR	**ت ۲۳-۲-۲ مدت زمان مقاومت در برابر آتش‌سوزیFRR**
عبارت است از مدت زمان مورد نیاز برای آن که یک عضو در شرایط آزمایش استاندارد کفایت سازه‌ایی، انسجام یا عایق بودن خود را از دست بدهد. این زمان بر حسب دقیقه می‌باشد. شرایط آتش استاندارد در مبحث سوم مقررات ملی ساختمان تعریف شده است.	
۵-۲-۲۳ کفایت سازه‌ای[1]	**ت ۲۳-۲-۳ کفایت سازه‌ای**
عبارت است از توانایی یک عضو در تامین شرایط سازه‌ای (تحمل بارهای وارده)، وقتی که تحت اثر آتش‌سوزی قرار می‌گیرد.	
۶-۲-۲۳ یکپارچگی [2]	**ت ۲۳-۲-۴ یکپارچگی**
به توانایی یک عضو مانند دال یا دیوار، در جلوگیری از عبور شعله ویا گازها در هنگام آتش‌سوزی از یک طرف به طرف دیگر آن، یکپارچگی یا انسجام گفته می‌شود.	
۷-۲-۲۳ عایق بودن [3]	**ت ۲۳-۲-۵ عایق بودن**
به توانایی یک عضو جدا کننده آتش برای محدود کردن دمای سطح آن در هنگامی که سطح مقابل آن، در معرض آتش‌سوزی قرار می‌گیرد، عایق بودن عضو گفته می‌شود.	

1 - Structural adequacy
2 - Integrity
3 - Insulation

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

۲۳-۳ ضوابط طراحی

ت ۲۳-۳ ضوابط طراحی

۲۳-۳-۱ کلیات

ت ۲۳-۳-۱ کلیات

اعضا باید به گونه‌ای طراحی شوند که در طول مدت زمان مقاومت در برابر آتش، قادر به حفظ کفایت سازه‌ای، انسجام و عایق بودن خود باشند.

مدت زمان مقاومت در برابر آتش از یکی از دو روش «۱» و «۲» زیر به دست می‌آید:

روش ۱- استفاده از جدول‌ها و دیاگرام‌های ارائه شده در این فصل:

در صورت استفاده از این جدول‌ها و دیاگرم‌ها دیگر نیازی به کنترل ظرفیت‌های باربری اجزا و مهارهای آن‌ها نمی‌باشد، مگر در مواردی که مشخصا ذکر گردیده‌اند. در این فصل از این روش استفاده شده است.

روش ۲- به صورت محاسباتی:

در این حالت ظرفیت باربری خمشی، برشی، پیچشی و همچنین ظرفیت مهارها با انجام محاسبات ویژه تعیین و کنترل می‌شوند. در این فصل این روش مورد استفاده قرار نگرفته است. در صورت نیاز به استفاده از این روش برای شرایط خاص، ضوابط آیین‌نامه اروپا (مبحث ۲ – بخش ۲-۱) توصیه می‌شوند.

۲۳-۳-۲ روش استفاده از جدول‌ها و دیاگرام‌ها

ت ۲۳-۳-۲ روش استفاده از جدول‌ها و دیاگرام‌ها

جدول‌ها و دیاگرام‌های ارائه شده در این فصل برای تعیین زمان مقاومت در برابر آتش و ابعاد مورد نیاز برای اعضای سازه‌ای بتن‌آرمه مورد استفاده قرار می‌گیرند. درون‌یابی خطی بین مقادیر ارائه شده در جدول‌ها و دیاگرام‌ها مجاز می‌باشد. مقادیر داده شده در جدول‌ها، حداقل ابعاد مورد نیاز برای مقاومت در برابر آتش را ارائه می‌دهند. در مواردی که فواصل محوری آرماتورهای به دست آمده منتج به پوشش بتن روی آرماتور کمتر از آن چه برای دوام و تراکم بتن لازم است، بشود، پوشش مورد نیاز آرماتورها، باید با رعایت ضوابط مربوط به آن‌ها، در نظر گرفته شود.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۳-۳-۳ محدودیت های ابعادی برای تامین مدت زمان مقاومت در برابر آتش	**ت ۲۳-۳-۳ محدودیت‌های ابعادی برای تامین مدت زمان مقاومت در برابر آتش**
در دال‌ها و دیوارهای مجوف، ضخامت بتن بین حفره‌ها و همچنین ضخامت بتن بین هر حفره و نزدیک‌ترین سطح بتن رویه، نباید از بیش‌ترین مقدار یک پنجم ضخامت دال یا دیوار ویا ۲۵ میلی‌متر، کمتر باشند. در دال‌های با تیرچه، فواصل مرکز تا مرکز تیرچه‌ها نباید از ۱۵۰۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد.	
۲۳-۳-۴ درزها	**ت ۲۳-۳-۴ درزها**
درزهای بین اعضا و قسمت‌های مختلف سازه، باید به گونه‌ای در نظر گرفته شوند که مدت زمان مقاومت در برابر آتش‌سوزی کل مجموعه درز از مقادیر لازم برای هر عضو یا قسمت، کمتر نباشند.	
۲۳-۳-۵ شیارها	**ت ۲۳-۳-۵ شیارها**
استفاده از شیارها در اجزای بتنی در معرض آتش‌سوزی، باید تا حد امکان احتراز شود. در صورت لزوم تعبیه شیار بر روی دیوارها، باید الزامات بند ۲۳-۷-۳ رعایت شوند. اثرات شیار را بر روی سایر اجزا، باید با یک روش تحلیل منطقی برآورد نمود.	
۲۳-۳-۶ اضافه کردن مواد عایق کننده	**ت ۲۳-۳-۶ اضافه کردن مواد عایق کننده**
مدت زمان مقاومت در برابر آتش اجزا را می‌توان با افزودن عایق بر روی سطح عضو، به منظور ازدیاد ضخامت مورد نیاز آن، ویا بهتر عایق شدن آرماتورهای طولی، مطابق ضوابط بخش ۲۳-۸ اضافه نمود. در دال‌ها، این مدت را می‌توان با اضافه نمودن مواد عایق کننده در سطوح فوقانی ویا تحتانی آن‌ها افزایش داد. در دیوارها، این مدت را می‌توان با اضافه نمودن مواد عایق کننده در سطحی که در معرض آتش‌سوزی قرار می‌گیرد، افزایش داد.	

متن اصلی

۴-۲۳ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در دال‌ها

۱-۴-۲۳ عایق بودن دال‌ها

مدت زمان برای مقاومت در برابر آتش برای دال‌های با ضخامت مختلف در جدول ۱-۲۳ داده شده است. این ضخامت برای انواع مختلف دال مطابق «الف» تا «پ» در زیر تعریف می‌شود:

الف- برای دال‌های توپر: برابر ضخامت دال؛

ب- برای دال‌های مجوف: برابر با سطح مقطع خالص دال تقسیم بر عرض مقطع آن؛

پ- برای دال‌های با سیستم تیرچه و دال: برابر با ضخامت دال توپر بین جان تیرچه‌های مجاور.

جدول ۱-۲۳ مدت زمان مقاومت در برابر آتش برای عایق بودن دال

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (دقیقه)	ضخامت موثر (میلی‌متر)
۳۰	۶۰
۶۰	۸۰
۹۰	۱۰۰
۱۲۰	۱۲۰
۱۸۰	۱۵۰
۲۴۰	۱۷۵

۲-۴-۲۳ کفایت سازه‌ای دال‌ها

۱-۲-۴-۲۳ برای دال‌های توپر ویا مجوف که بر روی تیرها ویا دیوارها متکی هستند، فاصله محوری متوسط آرماتورهای تحتانی از لبه‌ها نباید از مقادیر داده شده در جدول ۲-۲۳، با منظور نمودن شرایط تکیه‌گاهی دال، کمتر باشد. در این جدول l_y و l_x به ترتیب طول دهانه‌های بزرگتر و کوچکتر دال دوطرفه می‌باشند. استفاده از شرایط تکیه‌گاهی ساده وقتی مجاز است که دال دوطرفه در هر چهار وجه دارای تکیه‌گاه باشد، در غیر این صورت دال یک‌طرفه تلقی می‌شود.

تفسیر/توضیح

ت ۴-۲۳ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در دال‌ها

ت ۱-۴-۲۳ عایق بودن دال‌ها

ت ۲-۴-۲۳ کفایت سازه‌ای دال‌ها

متن اصلی

جدول ۲۳-۲ مدت زمان مقاومت در برابر آتش به منظور تامین کفایت سازه‌ای برای دال‌های توپر ویا مجوف که بر روی دیوارها ویا تیرها متکی هستند و همچنین دال-تیرچه‌های یک‌طرفه

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (دقیقه)	فاصله محوری، a_s، تا پایین‌ترین لایه آرماتور، میلی‌متر			
	دال‌های با تکیه‌گاه ساده			دال‌های پیوسته (یک و دوطرفه)
	یک طرفه	دوطرفه		
		$l_y/l_x \le 1.5$	$1.5 < l_y/l_x \le 2$	
۳۰	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰
۶۰	۲۰	۱۰	۱۵	۱۰
۹۰	۳۰	۱۵	۲۰	۱۵
۱۲۰	۴۰	۲۰	۲۵	۲۰
۱۸۰	۵۵	۳۰	۴۰	۳۰
۲۴۰	۶۵	۴۰	۵۰	۴۰

۲۳-۴-۲-۲ برای دال‌های تخت و دال‌های قارچی با پهنه یا سرستون، ضخامت دال و فاصله محوری متوسط پایین‌ترین لایه آرماتورهای تحتانی از لبه‌ها، نباید از مقادیر داده شده در جدول ۲۳-۳ کمتر باشند. به علاوه اگر زمان مقاومت در برابر آتش ۹۰ دقیقه و بیش‌تر باشد، لازم است حداقل ۲۰ درصد آرماتورهای فوقانی در روی تکیه‌گاه‌های میانی در هر جهت در تمام طول دهانه به صورت پیوسته بوده و در نوار ستونی دال قرار داده شوند.

جدول ۲۳-۳ مدت زمان مقاومت در برابر آتش به منظور تامین کفایت سازه‌ای برای دال‌های تخت و دال‌های قارچی با پهنه یا سرستون

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (دقیقه)	بعد حداقل، میلی‌متر	
	ضخامت دال	فاصله محوری(a_s)
۳۰	۱۵۰	۱۰
۶۰	۱۸۰	۱۵
۹۰	۲۰۰	۲۵
۱۲۰	۲۰۰	۳۵
۱۸۰	۲۰۰	۴۵
۲۴۰	۲۰۰	۵۰

تفسیر/توضیح

متن اصلی

۲۳-۴-۲-۳ برای دال- تیرچه‌های یک‌طرفه، در صورتی‌که شرایط «الف» و «ب» در زیر لحاظ شده باشند، فاصله محوری متوسط آرماتورهای تحتانی از لبه‌ها نباید از مقادیر داده شده در **جدول ۲۳-۴** و با توجه به شرایط تکیه‌گاهی دال کمتر باشد.

الف- عرض تیرچه‌ها و فاصله محوری پایین‌ترین لایه آرماتورهای تحتانی تیرچه‌ها از لبه تیرچه مطابق ضوابط تیرها در **بند ۲۳-۵-۱** باشد.

ب- فاصله محوری پایین‌ترین لایه آرماتورهای تحتانی دال از لبه آن از مقدار به دست آمده از **جدول ۲۳-۲** کمتر نباشد.

۲۳-۴-۲-۴ برای دال- تیرچه‌های دوطرفه، در صورتی‌که تکیه‌گاه‌ها ساده باشند، از **جدول ۲۳-۴** و در صورتی‌که تکیه‌گاه‌ها پیوسته باشند، از **جدول ۲۳-۵** برای تعیین عرض و فاصله محوری متوسط آرماتورهای تحتانی از لبه تیرچه‌ها استفاده می‌شود. در این دال‌ها، فاصله متوسط آرماتورهای تحتانی از لبه‌های دال بین تیرچه‌ها و فاصله محوری آرماتورهای گوشه تیرچه‌ها از بر قائم تیرچه نباید از مقادیر داده شده در این جدول‌ها به علاوه ۱۰ میلی‌متر کمتر باشند. در این جدول ها، فاصله محوری از لبه‌ها باید برای پایین‌ترین لایه آرماتورهای تحتانی طولی منظور شود.

تفسیر/توضیح

جدول ۲۳-۴ مدت زمان مقاومت دربرابر آتش به منظور کفایت سازه‌ای برای دال تیرچه‌های دوطرفه غیر پیوسته

مدت زمان مقاومت در برابر آتش، دقیقه	بعد حداقل، میلی‌متر							
	برخی ترکیب‌های ممکن فواصل محوری (a_s) و عرض تیرچه‌ها (b)						ضخامت دال (h_s) و فاصله محوری (a_s) در دال	
	ترکیب ۱		ترکیب ۲		ترکیب ۳			
	a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	h_s
۳۰	۱۵	۸۰	-	-	-	-	۱۰	۸۰
۶۰	۳۵	۱۰۰	۲۵	۱۲۰	۱۵	≥۲۰۰	۱۰	۸۰
۹۰	۴۵	۱۲۰	۴۰	۱۶۰	۳۰	≥۲۵۰	۱۵	۱۰۰
۱۲۰	۶۰	۱۶۰	۵۵	۱۹۰	۴۰	≥۳۰۰	۲۰	۱۲۰
۱۸۰	۷۵	۲۲۰	۷۰	۲۶۰	۶۰	≥۴۱۰	۳۰	۱۵۰
۲۴۰	۹۰	۲۸۰	۷۵	۳۵۰	۷۰	≥۵۰۰	۴۰	۱۷۵

جدول ۲۳-۵ مدت زمان مقاومت در برابر آتش به منظور کفایت سازه‌ای برای دال-تیرچه‌های دوطرفه ی پیوسته

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (دقیقه)	بعد حداقل، میلی‌متر							
	برخی ترکیبات ممکن فواصل محوری (a_s) و عرض تیرچه‌ها (b)						ضخامت دال (h_s) و فاصله محوری (a_s) در دال	
	ترکیب ۱		ترکیب ۲		ترکیب ۳			
	a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	h_s
۳۰	۱۰	۸۰	–	–	–	–	۱۰	۸۰
۶۰	۲۵	۱۰۰	۱۵	۱۲۰	۱۰	≥۲۰۰	۱۰	۸۰
۹۰	۳۵	۱۲۰	۲۵	۱۶۰	۱۵	≥۲۵۰	۱۵	۱۰۰
۱۲۰	۴۵	۱۶۰	۴۰	۱۹۰	۳۰	≥۳۰۰	۲۰	۱۲۰
۱۸۰	۶۰	۳۱۰	۵۰	۶۰۰	–	–	۳۰	۱۵۰
۲۴۰	۷۰	۴۵۰	۶۰	۷۰۰	–	–	۴۰	۱۷۵

متن اصلی

تفسیر/توضیح

۲۳-۵ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در تیرها برای کفایت سازه‌ای

ت ۲۳-۵ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در تیرها برای کفایت سازه‌ای

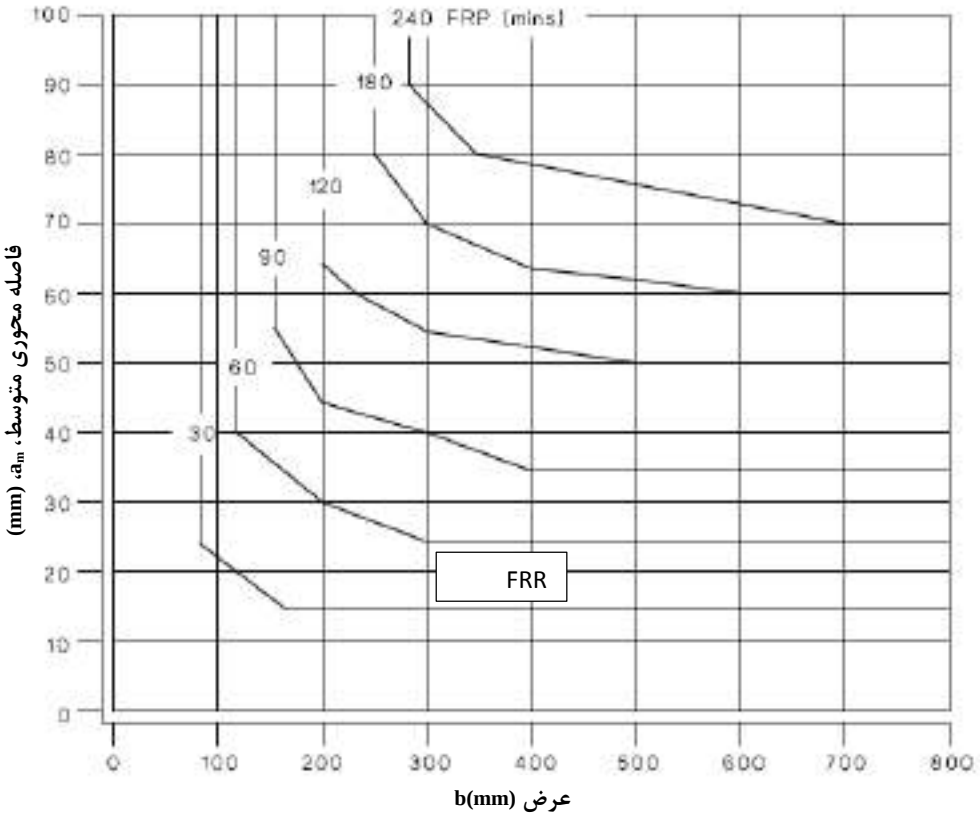
تیرها از نظر مقاومت در برابر آتش به دو گروه تقسیم می‌شوند:

۲۳-۵-۱ تیرهایی که در بام ها یا کف ها قرار دارند

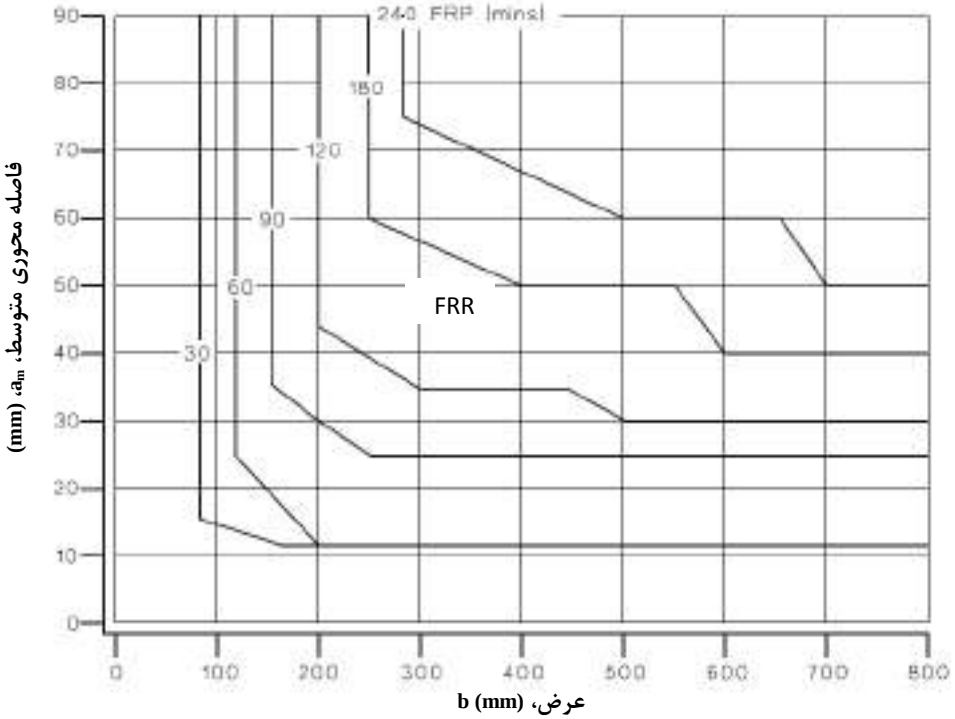
ت ۲۳-۵-۱ تیرهایی که در بام ها یا کف ها قرار دارند

این تیرها شامل تیرهایی است که در قسمت فوقانی با دال طبقه به صورت یکپارچه ریخته شده ویا با یک دال در روی آن‌ها حفاظ ایجاد می‌شود و عرض جان آن‌ها در ارتفاع مقطع ثابت بوده ویا به صورت یکنواخت با عمق تیر تغییر می‌کند.

در این تیرها، عرض جان تیر، b، که در راستای محور پایین‌ترین لایه آرماتورهای طولی تحتانی اندازه‌گیری می‌شود و همچنین فاصله محوری متوسط از آرماتورهای طولی تحتانی، نباید از مقادیر به دست آمده از دیاگرام‌های شکل ۲۳-۳ برای تیرهای ساده و شکل ۲۳-۴ برای تیرهای پیوسته، برای مدن زمان مورد نظرکمتر باشد. تیرهای پیوسته به تیرهایی گفته می‌شوند، که در یک یا هر دو انتهای دهانه از نظر خمشی به صورت پیوسته طراحی شده باشند.



شکل ۲۳-۳ مدت زمان مقاومت در برابر آتش برای تیرهای ساده



شکل ۲۳-۴ مدت زمان مقاومت در برابر آتش برای تیرهای پیوسته

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۳-۵-۲ تیرهایی که از هر طرف در معرض آتش‌سوزی هستند	**ت ۲۳-۵-۲ تیرهایی که از هر طرف در معرض آتش‌سوزی هستند**
در این تیرها مدت زمان مقاومت در برابر آتش برای تیرهای ساده و پیوسته باید به ترتیب از دیاگرام‌های شکل ۲۳-۳ و شکل ۲۳-۴ به دست آمده و علاوه بر ملاحظات قبلی، موارد «الف» تا «پ» در زیر نیز باید رعایت شوند:	
الف- ارتفاع کل مقطع تیر نباید از کم‌ترین بعد جان تیر (b) برای زمان مقاومت در برابر آتش مورد نظر کمتر در نظر گرفته شود.	
ب- سطح مقطع تیر نباید از دو برابر سطح مربعی که ضلع آن برابر با مقدار به دست آمده از بند ۲۳-۵-۱ است، کمتر باشد.	
پ- فاصله محوری متوسط، a_m، کمتر از مقدار تعیین شده برای حداقل اندازه b نباشد. این مقدار برای تمام آرماتورهای طولی مقطع استفاده می‌شود.	
۲۳-۶ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در ستون‌ها	**ت ۲۳-۶ مدت زمان مقاومت در برابر آتش (FRR) در ستون‌ها**
۲۳-۶-۱ عایق بودن و انسجام ستون‌ها	**ت ۲۳-۶-۱ عایق بودن و انسجام ستون‌ها**
رعایت مدت زمان مقاومت در برابر آتش به منظور تامین عایق بودن و انسجام ستون‌ها فقط در مواردی لازم است که ستون‌ها جزیی از یک دیوار که با اهداف جداسازی آتش ساخته می‌شود، باشند. در چنین مواردی در ستون باید ضوابط عایق بودن دیوار مطابق بند ۲۳-۷-۱ رعایت شود.	
۲۳-۶-۲ کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده	**ت ۲۳-۶-۲ کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده**
۲۳-۶-۲-۱ مدت زمان مقاومت در برابر آتش به منظور تامین کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده باید بر اساس یکی از بندهای ۲۳-۶-۳ یا ۲۳-۶-۴ که در آن‌ها محدودیت‌های اضافی برای ستون‌های مهار شده تجویز شده است، محاسبه شود.	

متن اصلی

در ستون‌هایی که بعد بزرگتر مقطع آن‌ها برابر یا بزرگ تر از ۴ برابر بعد کوچکتر آن است، می‌توان از ضوابط بند ۲۳-۷-۲ برای دیوارها استفاده نمود. در این حالت باید فرض نمود که ستون از دو وجه روبرو در معرض آتش است. همچنین آرماتورهای طولی باید در دو لایه (یک لایه در سمت هر کدام از وجوه روبروی ستون) قرار داده شده و از نظر سازه‌ای به یکدیگر بسته شوند.

۲۳-۶-۳ روش محدود با اســـتفاده از جدول برای تعیین کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده

کفایت سازه‌ای ستون‌ها در صورتی‌که تمام موارد «الف» تا «ث» در زیر در آن‌ها رعایت شده باشد را می‌توان بر اساس جدول ۲۳-۶ تعیین کرد.

الف- بُعد کوچک مقطع ستون و فاصله محوری آرماتورهای طولی از مقادیر جدول ۲۳-۶ برای مدت زمان مقاومت آتش مورد نظر کمتر نباشد.

ب- در جدول ۲۳-۶ می‌توان مقدار $\frac{N_f^*}{\phi N_u}$ را به طور محافظه کارانه برابر با ۰/۷۰ منظور نمود. در غیر این‌صورت این مقدار را می‌توان بصورت دقیق‌تر محاسبه نمود.

در این رابطه N_f^* بار محوری طراحی ستون در موقعیت آتش سوزی و N_u مقاومت محوری فشاری یا کششی مقطع تحت بار محوری خارج از مرکز است.

پ- در صورتی‌که $A_s \geq 0.02A_c$ بوده و مدت زمان مورد نیاز مقاومت در برابر آتش بیش‌تر از ۹۰ دقیقه باشد، آرماتورهای ستون در بین همه وجوه مقطع توزیع شوند.

ت- طول موثر ستون در شرایط آتش کمتر از ۳ متر باشد. این طول را می‌توان در همه حالات برابر با طول موثر ستون در درجه حرارت معمولی فرض نمود. در ستون‌های مهار شده این طول را می‌توان در صورتی‌که مدت زمان مقاومت در برابر آتش از ۳۰ دقیقه بیش‌تر باشد برابر با $0.5L_u$ منظور نمود.

ث- حداکثر خارج از مرکزیت ستون 0.15b باشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۳-۶-۳ ۲۳-۶-۳ روش محدود با استفاده از جدول برای تعیین کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار

جدول ۲۳-۶ مدت زمان مقاومت در برابر آتش بمنظور تامین کفایت سازه‌ای در ستون‌های مهار شده (روش محدود)

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (دقیقه)	ابعاد حداقل، میلی‌متر							
	ترکیب‌های ممکن برای ستون‌هایی که در بیش از یک وجه در معرض آتش هستند.						ستون‌هایی که در یک وجه در معرض آتش هستند.	
	$\frac{N_f^*}{\phi N_u} = 0.2$		$\frac{N_f^*}{\phi N_u} = 0.5$		$\frac{N_f^*}{\phi N_u} = 0.7$		$\frac{N_f^*}{\phi N_u} = 0.7$	
	a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	b
۳۰	۲۵	۲۰۰	۲۵	۲۰۰	۳۲ ۲۷	۲۰۰ ۳۰۰	۲۵	۱۵۵
۶۰	۲۵	۲۰۰	۳۶ ۳۱	۲۰۰ ۳۰۰	۴۶ ۴۰	۲۵۰ ۳۵۰	۲۵	۱۵۵
۹۰	۳۱ ۲۵	۲۰۰ ۳۰۰	۴۵ ۳۸	۳۰۰ ۴۰۰	۵۳ ۴۰*	۳۵۰ ۴۵۰*	۲۵	۱۵۵
۱۲۰	۴۰ ۳۵	۲۵۰ ۳۵۰	۴۵* ۴۰*	۳۵۰* ۴۵۰*	۵۷* ۵۱*	۳۵۰* ۴۵۰*	۳۵	۱۷۵
۱۸۰	۴۵*	۳۵۰*	۶۳*	۳۵۰*	۷۰*	۴۵۰*	۵۵	۲۳۰
۲۴۰	۶۱*	۳۵۰*	۷۵*	۴۵۰*			۷۰	۲۹۵

**حد اقل تعداد آرماتورهای طولی دراین ستون‌ها باید ۸ عدد باشد.*

یادداشت:

۱-در جدول ۲۳-۶ بعد b (بعد کوچکتر مقطع مستطیل ویا قطر در مقطع دایره) برای ستون‌هایی که از یک وجه در معرض آتش قرار می‌گیرند، فقط برای حالت‌هایی قابل استفاده است که بر ستون و بر دیوار مجاور آن با همان مقاومت در برابر آتش هم راستا باشد. در صورتی‌که بر ستون نسبت به دیوار بیرون‌زدگی داشته باشد، قسمتی از ستون که در دیوار واقع است باید قادر باشد کل بار وارده را تحمل نماید. در این حالت فاصله هر بازشو در دیوار از بر ستون باید حداقل برابر با عرض ستون، b، برای زمان مقاومت مورد نظر در برابر آتش سوزی باشد. در سایر موارد باید فرض شود که ستون در بیش از یک وجه در معرض آتش قرار دارد.

متن اصلی

۲۳-۶-۴ روش عمومی با اســـتفاده از جدول برای تعیین کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده

کفایت سازه‌ای ستون‌ها در صورتی‌که تمام موارد «الف» تا «پ» زیر در آن‌ها رعایت شده باشد را می‌توان بر اساس **جدول ۲۳-۷** تعیین کرد:

الف- بعد کوچک مقطع ستون و فاصله محوری آرماتورهای طولی از مقادیر **جدول ۲۳-۷** برای مدت زمان مقاومت آتش مورد نظر کمتر نباشد.

تفسیر/توضیح

ت ۲۳-۶-۴ روش عمومی با استفاده از جدول برای تعیین کفایت سازه‌ای ستون‌های مهار شده

متن اصلی	تفسیر/توضیح
ب- نسبت e/b کوچکتر از ۰/۲۵ و حد اکثر خروج از مرکز ستون e_{max} برابر یا مساوی ۱۰۰ میلی‌متر باشد. e خروج از مرکز و مقدار آن برابر $\frac{M_f^*}{N_f^*}$ می‌باشد.	
پ- ضریب لاغری ستون در موقعیت آتش برابر یا کوچکتر از ۳۰ باشد.	
در **جدول ۲۳-۷**جدول ۲۳-، a_s فاصله محوری، b بعد کوچک تر مقطع ستون مستطیلی، یا قطر مقطع دایره بوده و مقدار η از رابطه زیر محاسبه می‌شود:	
$$\eta = \frac{N_f^*}{0.7\left(\frac{A_c f_c'}{1.5} + \frac{A_s f_y}{1.15}\right)} \quad (۲-۲۳)$$	
در **جدول ۲۳-۶**، ϕ ضریب کاهش مقاومت در ستون‌ها مطابق بخش ۷-۴ می‌باشد.	
۲۳-۶-۴-۱ کفایت سازه‌ایی ستون‌هایی که محدودیت‌های **بندهای ۲۳-۶-۴-۱** و **۲۳-۶-۲-۳** را رعایت نکنند، باید بر اساس روش ۲ در **بند ۲۳-۳-۱** تعیین شود.	
۲۳-۶-۵ کفایت سازه‌ایی ستون‌های مهار نشده	**ت ۲۳-۶-۵ کفایت سازه‌ایی ستون‌های مهار نشده**
کفایت سازه‌ایی این ستون‌ها باید با استفاده از روش ۲ **بند ۲۳-۳-۱** تعیین شود.	
۲۳-۷ مدت زمان مقاومت در برابر آتش‌سوزی (FRR) در دیوارها	**ت ۲۳-۷ مدت زمان مقاومت در برابر آتش‌سوزی (FRR) در دیوارها**
۲۳-۷-۱ عایق بودن دیوارها	**ت ۲۳-۷-۱ عایق بودن دیوارها**
زمان مقاومت در برابر آتش سوزی به منظور تامین عایق بودن دیوارها از **جدول ۲۳-** تعیین می‌شود. در این جدول ضخامت موثر در دیوارهای معمولی برابر با ضخامت دیوار و در دیوارهای مجوف برابر با سطح مقطع خالص دیوار تقسیم بر طول مقطع آن می‌باشد.	

جدول ۲۳-۷ مدت زمان مقاومت در برابر آتش بمنظور کفایت سازه‌ای برای ستون‌های مهار شده (روش عمومی)

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (دقیقه)	$1.3A_sf_y/A_cf'_c$	ابعاد حداقل، میلی‌متر							
		ترکیب‌های a_s و b							
		$\eta = 0.2$		$\eta = 0.3$		$\eta = 0.5$		$\eta = 0.7$	
		a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	b
۳۰	۰/۱	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۵۰	۳۰	۲۰۰	۳۰	۳۰۰
		–	–	–	–	۲۵	۲۵۰	۲۵	۳۵۰
	۰/۵	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۵۰	۳۰	۲۰۰
		–	–	–	–	–	–	۲۵	۲۵۰
	۱/.	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۵۰	۳۰	۲۰۰
		–	–	–	–	–	–	۲۵	۳۰۰
۶۰	۰/۱	۳۰	۱۵۰	۴۰	۲۰۰	۴۰	۳۰۰	۲۵	۵۰۰
		۲۵	۲۰۰	۲۵	۳۰۰	۲۵	۵۰۰	–	–
	۰/۵	۲۵	۱۵۰	۳۵	۱۵۰	۳۵	۲۵۰	۴۰	۳۵۰
		–	–	۲۵	۲۰۰	۲۵	۳۵۰	۲۵	۵۵۰
	۱/.	۲۵	۱۵۰	۳۰	۱۵۰	۴۰	۲۰۰	۵۰	۳۰۰
		–	–	۲۵	۲۰۰	۲۵	۴۰۰	۳۰	۶۰۰
۹۰	۰/۱	۴۰	۲۰۰	۴۰	۳۰۰	۵۰	۵۰۰	۴۰	۵۵۰
		۲۵	۲۵۰	۲۵	۴۰۰	۲۵	۵۵۰	۲۵	۶۰۰
	۰/۵	۳۵	۱۵۰	۴۵	۲۰۰	۴۵	۳۰۰	۵۰	۵۰۰
		۲۵	۲۰۰	۲۵	۳۰۰	۲۵	۵۵۰	۴۰	۶۰۰
	۱/.	۲۵	۲۰۰	۴۰	۲۰۰	۴۰	۲۵۰	۵۰	۵۰۰
		–	–	۲۵	۳۰۰	۲۵	۵۵۰	۴۵	۶۰۰
۱۲۰	۰/۱	۵۰	۲۵۰	۵۰	۴۰۰	۲۵	۵۵۰	۶۰	۵۵۰
		۲۵	۳۵۰	۲۵	۵۵۰	–	–	۴۵	۶۰۰
	۰/۵	۴۵	۲۰۰	۴۵	۳۰۰	۵۰	۴۵۰	۶۰	۵۰۰
		۲۵	۳۰۰	۲۵	۵۵۰	۲۵	۶۰۰	۵۰	۶۰۰
	۱/.	۴۰	۲۰۰	۵۰	۲۵۰	۴۵	۴۵۰	۶۰	۶۰۰
		۲۵	۲۵۰	۲۵	۴۰۰	۳۰	۶۰۰	–	–
۱۸۰	۰/۱	۵۰	۴۰۰	۶۰	۵۰۰	۶۰	۵۵۰	یادداشت ۱	
		۲۵	۵۰۰	۲۵	۵۵۰	۳۰	۶۰۰		
	۰/۵	۴۵	۳۰۰	۵۰	۴۵۰	۶۰	۵۰۰	۷۵	۶۰۰
		۲۵	۴۵۰	۲۵	۶۰۰	۵۰	۶۰۰		
	۱/.	۳۵	۳۰۰	۵۰	۴۵۰	۶۰	۵۰۰	یادداشت ۱	
		۲۵	۴۰۰	۲۵	۵۵۰	۴۵	۶۰۰		
۲۴۰	۰/۱	۶۰	۵۰۰	۴۰	۵۵۰	۷۵	۶۰۰	یادداشت ۱	
		۲۵	۵۵۰	۲۵	۶۰۰	–	–		
	۰/۵	۴۵	۴۵۰	۵۵	۵۵۰	۷۰	۶۰۰	یادداشت ۱	
		۲۵	۵۰۰	۲۵	۶۰۰	–	–		
	۱/.	۴۵	۴۰۰	۴۰	۵۰۰	۶۰	۶۰۰	یادداشت ۱	
		۲۵	۵۰۰	۳۰	۶۰۰	–	–		

یادداشت ها:

۱-حداقل عرض ستون باید ۶۰۰ میلی‌متر بوده و کمانش آن باید ارزیابی شود.

۲-نسبت لاغری ستون در معرض آتش، کوچک‌تر یا مساوی ۳۰ فرض شده است. این ضابطه برای اکثر ستون‌های ساختمان‌های متعارف صادق است.

۳-در جدول ۲۳- بعد b (بعد کوچکتر مقطع مستطیل ویا قطر در مقطع دایره) برای ستون‌هایی که از یک وجه در معرض آتش قرار می‌گیرند، فقط برای حالت‌هایی قابل استفاده است که بر ستون و بر دیوار مجاور آن هم راستا باشد. در صورتی‌که بر ستون نسبت به دیوار بیرون‌زدگی داشته باشد، قسمتی از ستون که در دیوار واقع است باید قادر باشد کل بار وارده را تحمل نماید. در این حالت فاصله هر بازشو در دیوار از بر ستون باید حداقل برابر با عرض ستون، b برای زمان مقاومت مورد نظر در برابر آتش سوزی باشد. در سایر موارد باید فرض شود که ستون در بیش از یک وجه در معرض آتش قرار دارد.

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

جدول ۲۳-۸ مدت زمان مقاومت در برابر آتش بمنظور تامین عایق بودن در دیوارها

مدت زمان مقاومت در برابر آتش (دقیقه)	ضخامت موثر، میلی‌متر
۳۰	۶۰
۶۰	۸۰
۹۰	۱۰۰
۱۲۰	۱۲۰
۱۸۰	۱۵۰
۲۴۰	۱۷۵

۲۳-۷-۲ کفایت سازه‌ای دیوارها

ت ۲۳-۷-۲ کفایت سازه‌ای دیوارها

مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی به منظور تامین کفایت سازه‌ای دیوارها، با توجه به فاصله محوری آرماتورها، a_s و ضخامت موثر آن‌ها، b، نباید از مقادیر جدول ۲۳-۷ کمتر باشد.

در دیوارهایی که دارای تکیه‌گاه جانبی در یک سمت بالای خود می‌باشند و عضو تکیه‌گاهی نیازی به داشتن مدت زمان مقاومت نداشته باشد، کفایت سازه‌ای با رعایت ضوابط بند ۲۳-۷-۱ تامین می‌شود.

جدول ۲۳-۷ مدت زمان مقاومت در برابر آتش بمنظور تامین کفایت سازه‌ای در دیوارها

زمان مقاومت در برابر آتش (دقیقه)	ابعاد حداقل (میلی‌متر)، ترکیب‌های a_s و b							
	$\frac{N_f^*}{\phi N_u} = 0.35$				$\frac{N_f^*}{\phi N_u} = 0.7$			
	دیوار در یک وجه در معرض آتش است.		دیوار در دو وجه در معرض آتش است.		دیوار در یک وجه در معرض آتش است.		دیوار در دو وجه در معرض آتش است.	
	a_s	b	a_s	b	a_s	b	a_s	b
۳۰	۱۰	۱۰۰	۱۰	۱۲۰	۱۰	۱۲۰	۱۰	۱۲۰
۶۰	۱۰	۱۱۰	۱۰	۱۲۰	۱۰	۱۳۰	۱۰	۱۴۰
۹۰	۲۰	۱۲۰	۱۰	۱۴۰	۲۵	۱۴۰	۲۵	۱۷۰
۱۲۰	۲۵	۱۵۰	۲۵	۱۶۰	۳۵	۱۶۰	۳۵	۲۲۰
۱۸۰	۴۰	۱۸۰	۴۵	۲۰۰	۵۰	۲۱۰	۵۵	۲۷۰
۲۴۰	۵۵	۲۳۰	۵۵	۲۵۰	۶۰	۲۷۰	۶۰	۳۵۰

متن اصلی	*تفسیر/توضیح*
۲۳-۷-۳ سایر الزامات دیوارها	**ت ۲۳-۷-۳ سایر الزامات دیوارها**
۲۳-۷-۳-۱ محدودیت‌های ارتفاع موثر دیوار نسبت ارتفاع موثر به ضخامت دیوار نباید از ۴۰ بیش‌تر باشد. نیازی به اعمال این محدودیت برای دیوارهایی که دارای تکیه‌گاه جانبی در قسمت فوقانی بوده و عضو تکیه‌گاهی نیازی به داشتن مقاومت در برابر آتش ندارد، نمی‌باشد.	
۲۳-۷-۳-۲ حفره‌های تاسیساتی و برقی در صورتی‌که سطح حفره‌ها در هر ۵ متر مربع سطح رویه دیوار از ۱۰۰ سانتی‌مترمربع کمتر باشد، از کاهش ضخامت دیوار در محل حفره می‌توان صرف نظر نمود. در غیر این صورت، ضخامت دیوار، b، مورد استفاده در **جدول ۲۳-۷** باید برابر با ضخامت دیوار منهای گودی حفره تاسیساتی ویا برقی منظور گردد.	
۲۳-۷-۳-۳ اثرات شیارها بر کفایت سازه‌ای دیوارها الف- در دیوارهایی که به صورت یک‌طرفه عمل می‌نمایند: (۱) اگر امتداد شیار در جهت دهانه باشد، از وجود شیار صرف نظر می‌شود. (۲) اگر امتداد شیار در جهت عمود بر دهانه بوده و طول آن از ۴ برابر ضخامت دیوار ویا ۰/۴۰ ارتفاع دیوار، هر کدام که بزرگتر است کمتر باشد، از وجود شیار صرف نظر می‌شود. در غیر این صورت ضریب لاغری بر اساس ضخامت کاهش یافته دیوار در اثر شیار محاسبه می‌شود. ب- در دیوارهایی که دارای رفتار دوطرفه هستند: در مواردی که شیار روی دیوار به صورت قائم بوده و طول آن از نصف ارتفاع دیوار، H_w، کمتر باشد، ویا در مواردی که شیار روی دیوار به صورت افقی بوده و طول آن از نصف طول دیوار، L_w ، کمتر باشد، از اثرات شیار صرف نظر می‌شود. در غیر این صورت می‌توان نسبت لاغری دیوار را بر مبنای ضخامت کاهش یافته در اثر شیار محاسبه کرد، ویا محل شیار در دیوار را به	

متن اصلی	تفسیر/توضیح
صورت یک وجه بدون تکیه‌گاه که دیوار اصلی را به دو پانل تقسیم میکند، منظور نمود.	
۲۳-۷-۳-۴ اثرات شیارها بر انسجام و یا عایق‌بودن دیوارها	
از اثرات شیارها بر انسجام ویا عایق بودن دیوار در موارد «الف» تا «پ» زیر می‌توان صرف نظر نمود: الف- عمق شیار بیش‌تر از ۳۰ میلی‌متر نباشد. ب- سطح مقطع عرضی شیار از ۱۰ سانتی‌مترمربع بیش‌تر نباشد. پ- سطح مقطع طولی شیار در هر ۵ متر مربع سطح دیوار در یک ویا هر دو رویه دیوار، از ۱۰۰۰ سانتی‌متر مربع بیش‌تر نباشد. در غیر این صورت اثرات لاغری باید بر اساس ضخامت کاهش یافته دیوار در اثر شیار محاسبه شوند.	
۲۳-۸ اضافه کردن مدت زمان مقاومت در برابر آتش با استفاده از مصالح اضافی عایق کننده	**ت ۲۳-۸ اضافه کردن مدت زمان مقاومت در برابر آتش با استفاده از مصالح اضافی عایق کننده**
۲۳-۸-۱ استفاده از مصالح عایق کننده	**ت ۲۳-۸-۱ استفاده از مصالح عایق کننده**
استفاده از مصالح عایق کننده برروی سطح رویه بتن موجود به منظور اضافه کردن ضخامت موثر ویا اضافه کردن فاصله محوری آرماتورهای طولی، ویا هر دو با شرایط «الف» تا «پ» زیر مجاز است: الف- استفاده از ورقه‌های پیش‌ساخته‌ای که ترکیب حجمی مصالح آن‌ها از یک قسمت سیمان و ۴ قسمت ورمیکولیت ویا پرلیت تشکیل شده و به نحو مناسبی به رویه بتن چسبیده شده باشند. ب- استفاده از پوشش‌های گچی- ورمیکولیت یا پرلیت که به صورت مخلوط ۰/۱۶ متر مکعب ماسه و ۱۰۰ کیلوگرم گچ ساخته شده باشند، به صورت صفحات پیش‌ساخته‌ای که پس از خشک شدن به رویه بتن به روش مناسبی چسبانیده	

متن اصلی	تفسیر/توضیح
شوند، ویا به صورت پاشیدنی ویا ماله کشی بر روی سطح بتن قرار داده شوند. پ- استفاده از هر گونه مصالح ویا ورقه‌هایی که بر اساس آزمایش‌های استاندارد مقاومت در برابر آتش، مناسب تشخیص داده شده باشند.	
۲-۸-۲۳ ضخامت مصالح عایق کننده	**ت ۲۳-۸-۲ ضخامت مصالح عایق کننده**
حداقل ضخامت مصالح عایق کننده اضافی بر روی بتن باید بر اساس آزمایش‌های استاندارد آتش تعیین شود. در صورت عدم انجام هر گونه آزمایش استاندارد، جهت استفاده از مصالح ذکر شده در زیر بندهای «الف» و «ب» بند ۲۳-۸-۱، حداقل ضخامت مصالح اضافه شده بر روی بتن برابر با اختلاف پوشش مورد نیاز ویا ضخامت موثری که در این بند بخش مشخص شده است و پوشش واقعی ویا ضخامت موثر واقعی، هر کدام که حاکم باشد، ضرب در ضریب ۰/۷۵ در نظر گرفته می‌شود.	
۳-۸-۲۳ مسلح کردن ملات‌های پاشیده شده ویا ماله‌کشی شده درجا	**ت ۲۳-۸-۳ مسلح کردن ملات‌های پاشیده شده ویا ماله‌کشی شده درجا**
در مواردی که ضخامت لایه عایق اضافه شده درجا از ۱۰ میلی‌متر بیش‌تر باشد، باید از تقویت مناسب به منظور جلوگیری از جداشدن پوشش از بتن موجود در هنگام آتش‌سوزی استفاده شود.	
۴-۸-۲۳ اضافه کردن مصالح رویه دال‌ها به منظور افزایش مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی	**ت ۲۳-۸-۴ اضافه کردن مصالح رویه دال‌ها به منظور افزایش مدت زمان مقاومت در برابر آتش سوزی**
مدت زمان مقاومت در مقابل آتش، برای دال‌ها را می‌توان با اضافه کردن مصالح اضافی یکپارچه با مصالح دال ویا اضافه کردن مصالح به صور مجزا بر روی دال، افزایش داد. در این صورت، حداقل ضخامت لایه اضافی، t_{nom} ، از رابطه (۲۳-۲) به دست می‌آید:	

متن اصلی ***تفسیر/توضیح***

$$t_{nom} = kt_d + 10 \qquad (۳-۲۳)$$

در رابطه فوق، t_d تفاوت بین ضخامت موثر دال مورد نظر و ضخامت موثری است که از **جدول ۲۳-۱** برای زمان مقاومت در برابر آتش سوزی مورد نظر، تعیین می‌شود.

ضریب k برای رویه اضافی از جنس بتن معمولی برابر با ۱/۰، برای رویه اضافی از جنس بتن سبک برابر با ۰/۸۰ و برای رویه اضافی از جنس گچ (ویا بلوک‌های گچی که به یکدیگر قفل و بست می‌شوند) که دارای یک لایه مقاوم در برابر سایش در رویه فوقانی باشد، برابر با ۰/۶۰ در نظر گرفته می‌شود.

فصل بیست و چهارم

مدارک و الزامات اجرایی

فصل بیست و چهارم
مدارک طرح و الزامات اجرایی

متن اصلی

۲۴-۱ گستره

ضوابط این فصل به مواردی که مهندس مشاور باید در حد کاربرد، در مدارک و مستندات طرح ارائه دهد، اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف – اطلاعات کلی طراحی و اعضای سازه؛
ب – الزامات ساخت و عمل آوری بتن؛
پ – الزامات اجرایی آرماتورها و مهارها؛
ت- ملاحظات قالب‌بندی و درزها.

۲۴-۲ اطلاعات کلی طراحی و اعضای سازه

۲۴-۲-۱ اطلاعات کلی طراحی

الف- مشخصات کلی سازه شامل: محل اجرا – تعداد طبقات و ارتفاع آن‌ها – نوع کاربری؛
ب – روش تحلیل و طراحی؛
پ – بارهای در نظر گرفته شده، بویژه مشخصات مربوط به زلزله؛
ت- مشخصات ژئوتکنیکی خاک؛

تفسیر/توضیح

ت ۲۴-۱ گستره

این فصل در اصل برای ارایه دو موضوع در نظر گرفته شده است:

موضوع اول، ثبت اطلاعات مربوط به طراحی سازه است که طبعا باید در نقشه‌ها و پرونده طرح به‌جای گذاشته شوند و تا مدتی از آن‌ها نگهداری گردد.

موضوع دوم، الزاماتی است که در اجرا باید مورد توجه قرار گیرد و در واقع پیمانکار را نسبت به حساسیت آن‌ها هشدار دهد.

نظر به آن‌که، بدلیل حجم زیاد آیین‌نامه، تصمیم گرفته شده‌است، آیین‌نامه در دو جلد تهیه و تنظیم شود، الزامات اجرایی به جلد دوم منتقل گردیده است.

با توجه به مطالب فوق این فصل عمدتا به مدارک و مستندات طرح مربوط می‌شود و اگر به الزامات اجرایی اشاره شده، تنها برای یادآوری است.

با این مقدمه در این فصل مواردی وجود ندارد که نیاز به تفسیر و روشن کردن داشته باشد.

ت ۲۴-۲ اطلاعات کلی طراحی و اعضای سازه

ت ۲۴-۲-۱ اطلاعات کلی طراحی

متن اصلی	تفسیر/توضیح
ث- شرایط منظور شده برای رویارویی با آتش‌سوزی؛ ج- آن بخش از کارهای طراحی که بعهده پیمانکار واگذار شده است، به همراه مبانی طراحی آن‌ها؛ چ- آیین‌نامه‌ها، مقرات ملی و دیگر مدارک تکمیلی استفاده شده در طراحی به همراه سال انتشار آن‌ها.	
۲۴-۲-۲ اطلاعات اعضای سازه	**ت ۲۴-۲-۲ اطلاعات اعضای سازه**
الف- نقشه‌های سازه شامل: پلان‌ها، ابعاد مقاطع اعضا – جزییات – رواداری‌ها؛ ب- مشخصات مصالح مصرفی شامل رده بتن، رده آرماتورها، نوع سنگدانه‌ها و افزودنی‌ها در صورت لزوم؛ پ- اعضایی که مدول الاستیسیته بتن برای آن‌ها باید در محدودیت‌های مربوط به طرح مخلوط بتن دیده شود.	
۲۴-۳ الزامات ساخت و عمل آوری بتن	**ت ۲۴-۳ الزامات ساخت و عمل آوری بتن**
۲۴-۳-۱ الزامات طرح مخلوط	**ت ۲۴-۳-۱ الزامات طرح مخلوط**
الف- سن آزمایش مقاومت مشخصه بتن $f`c$، چنانچه متفاوت از ۲۸ روز باشد؛ ب- ملاحظات مربوط به شرایط محیطی برای دوام بتن؛ پ- نسبت حجمی سبکدانه‌ها در مخلوط بتن سبک بمنظور کنترل λ ، **بند ۳-۲-۳**، اگر در طراحی استفاده شده باشد؛ ت- چگالی بتن سبکدانه (تخمینی از چگالی بتن پس از خشک شدن).	
۲۴-۳-۲ ساخت قطعات بتنی	**ت ۲۴-۳-۲ ساخت قطعات بتنی**
الف- مواردی که دال متکی بر زمین به عنوان دیافراگم سازه‌ای یا جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای به کار برده‌شده باشد؛ ب- جزییات ساخت شالوده‌های شیب‌دار یا پله‌هایی که قرار است به عنوان یک واحد عمل کنند؛ پ- محل‌هایی که سیستم سقف و ستون‌های بتنی قرار است یکپارچه اجرا شوند، مطابق **فصل ۱۶**.	

متن اصلی	*تفسیر/توضیح*
۲۴-۳-۳ ساخت قطعات بتنی پیش‌ساخته	**ت ۲۴-۳-۳ ساخت قطعات بتنی پیش‌ساخته**
الف- حدود رواداری ابعاد قطعات پیش‌ساخته و اتصالات آن‌ها؛ ب- جزییات بالا بردن دستگاه‌ها، اقلام جاگذاری شده و آرماتورهای مورد نیاز برای مقاومت در برابر بارهای موقت ناشی از جابه‌جایی، ذخیره‌سازی، حمل و نقل و نصب، چنانچه توسط مهندس مشاور ارائه شده باشند. در مواردی‌که این جزییات توسط مهندس مشاور تعیین نشده باشند، باید در کارگاه تهیه و در صورت لزوم به تایید دستگاه نظارت برسند.	
۲۴-۴ الزامات اجرایی آرماتورها و مهارها	**ت ۲۴-۴الزامات اجرایی آرماتورها و مهارها**
۲۴-۴-۱ اطلاعات آرماتورها	**ت ۲۴-۴-۱ اطلاعات آرماتورها**
الف- رده آرماتور و مشخصات آن‌ها مطابق فصل ۴؛ ب- نوع، قطر، الزامات محل قرارگیری، جزییات و طول مهاری آرماتورها؛ پ- ضخامت پوشش بتن روی آرماتورها؛ ت- موقعیت و طول وصله‌های پوششی؛ ث- نوع و موقعیت وصله‌های مکانیکی؛ ج- موقعیت وصله‌های اتکایی؛ چ- نوع و موقعیت وصله‌های جوشی و دیگر الزامات جوش آرماتورها؛ ح- مشخصات اندود حفاظ آرماتورها؛ خ- نحوه محافظت در برابر خوردگی برای آرماتورهای نمایان که قرار است به منظور توسعه آینده به کار برده شوند.	
۲۴-۴-۲ جاگذاری آرماتورها	**ت ۲۴-۴-۲ جاگذاری آرماتورها**
رواداری در جاگذاری آرماتورها باید مطابق آنچه در مشخصات اجرایی آرماتورها که در فصل چهارم جلد دوم آورده شده است، باشند.	

متن اصلی	تفسیر/توضیح
۲۴-۴-۳ مهارها در بتن	**ت ۲۴-۴-۳ مهارها در بتن**
الف- الزامات ارزیابی و کیفیت مهارها برای شرایط کاربری مورد نظر، با توجه به **بند ۱۸-۱-۲**؛	
ب- نوع، اندازه، موقعیت، عمق موثر مهارها و الزامات نصب آن‌ها؛	
پ- حداقل فاصله مهارها از لبه‌ها مطابق **بخش ۱۸-۷**؛	
ت- الزامات بازرسی مهارها مطابق **بخش ۱۸-۹**؛	
ث- در مهارهای کاشتنی، مشخصات مقاومتی شامل نوع مهار، مقاومت بتن و نوع سنگدانه‌ها؛	
ج- در مهارهای چسبی با عملکرد کششی، تنش پیوستگی مشخصه مورد استفاده در طراحی مطابق **بند ۱۸-۴-۵**، حداقل عمر بتن، دمای بتن، رطوبت بتن در زمان نصب، نوع سنگدانه‌های سبک در صورت مصرف و الزامات سوراخ کردن بتن و آماده سازی آن؛	
چ- صلاحیت نصاب به طور عام مطابق **بند ۱۸-۹-۱** و برای مهارهای مایل مطابق **بند ۱۸-۹-۴**؛	
ح- مشخصات لازم برای مهارهای چسبی به صورت افقی یا مایل به سمت بالا، چنان‌چه بار دائمی کششی را تحمل نمایند؛	
خ- در مهارهای چسبی، مقدار بار برای بارگذاری نمونه‌های شاهد مطابق **بند ۱۸-۹-۳**؛	
د- نحوه حفاظت مهارهای نمایان در مقابل خوردگی و آتش‌سوزی، برای ادامه کار در آینده.	
۲۴-۴-۴ اقلام جاگذاری شده در بتن	**ت ۲۴-۴-۴ اقلام جاگذاری شده در بتن**
الف- نوع، اندازه، جزییات و موقعیت اقلام جاگذاری شده در بتن؛	
ب- آرماتورهایی که برای نگه‌داری لوله‌ها و غلاف‌ها در راستای عمود بر آن‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند؛	
پ- پوشش بتن مورد نظر بر روی لوله‌ها و اتصالات آن‌ها؛	
ت- نحوه حفاظت اقلام جاگذاری شده در برابر خوردگی، که به منظور اتصال با موارد پیش‌بینی شده در آینده، نمایان باقی می‌مانند.	

متن اصلی	*تفسیر/توضیح*
۲۴-۵ ملاحظات قالب‌بندی و درزها	**ت ۲۴-۵ ملاحظات قالب‌بندی و درزها**
۲۴-۵-۱ قالب‌بندی	**ت ۲۴-۵-۱ قالب‌بندی**
الف- الزامات خاص مربوط به طرح، ساخت، نصب و باز کردن قالب‌ها، که باید توسط پیمانکار رعایت شوند؛ ب- موقعیت اعضای مرکب که نیاز به شمع زنی دارند و شرایط مربوط به باز کردن شمع‌ها.	
۲۴-۵-۲ درزهای ساخت، جمع‌شدگی و جداکننده	**ت ۲۴-۵-۲ درزهای ساخت، جمع‌شدگی و جداکننده**
الف- مشخص نمودن درزهای ساخت، جمع‌شدگی و جداکننده در مواردی که طرح اقتضا نماید. ب- جزییات لازم برای انتقال برش و دیگر نیروها از طریق درزها، در صورت لزوم.	

فصل بیست و پنجم

ارزیابی مقاومت سازه‌های موجود

فصل بیست و پنجم
ارزیابی مقاومت سازه‌های موجود

متن اصلی

۲۵-۱ گستره

ضوابط این فصل به ارزیابی مقاومت سازه‌های موجود، با استفاده از روش تحلیلی یا آزمایش بارگذاری اختصاص داشته و شامل موارد زیراند:

الف- ضوابط کلی؛

ب- روش تحلیلی؛

پ- بارگذاری تدریجی و ضوابط پذیرش؛

ت- بارگذاری دوره‌ایی.

۲۵-۲ کلیات

۲۵-۲-۱ در مواردی که برآورده شدن ضوابط ایمنی این آیین‌نامه، در یک قسمت یا تمام یک سازه تردید وجود داشته باشد و سازه باید تحت بارگذاری قرار گیرد، ارزیابی مقاومت باید به ترتیبی که مهندس مشاور مقرر می‌کند، انجام پذیرد.

۲۵-۲-۲ در مواردی که تاثیر کمبود مقاومت به خوبی شناخته شده و اندازه‌گیری ابعاد و تعیین خصوصیات ماده‌ای اعضا که برای تحلیل مورد نیاز هستند، امکان پذیر باشند، ارزیابی تحلیلی مقاومت بر اساس چنین اطلاعاتی مجاز خواهد

تفسیر/توضیح

ت ۲۵-۱ گستره

ضوابط این فصل ممکن است برای ارزیابی الزامات ایمنی یک سازه ویا قسمتی از آن به‌کار برده شوند. ارزیابی مقاومت ممکن است در موارد زیر لازم باشد:

الف- اگر مصالح ساختمانی بکار برده شده ضعیف تشخیص داده‌شود؛

ب- اگر دلایلی برای وجود خطا در ساخت وجود داشته باشد؛

پ- اگر قصد بر آن باشد که ساختمان برای کاربری دیگری مورد استفاده قرار گیرد؛

ت- اگر دلایلی وجود داشته باشد که ساختمان یا قسمتی از آن الزامات آیین‌نامه را اقناع نمی‌کند.

این فصل آزمایش بارگذاری را برای تایید روش‌های طراحی ویا ساخت جدید را پوشش نمی‌دهد. قبول مصالح ساختمانی جدید ویا سیستم‌های جدید در بخش ۱-۱۰ پوشش داده شده‌اند.

ت ۲۵-۲کلیات

ت ۲۵-۲-۱ در مواردی‌که انجام آزمایش برای ارزیابی مقاومت در دستور کار قرار می‌گیرد، لازم است طرفین مرتبط از قبل بر روی ناحیه بارگذاری، مقدار بار و روش بارگذاری توافق داشته باشند. اگر مقاومت مورد نظر مربوط به مجموعه‌ای از اعضا یا کل سازه باشد، انجام آزمایش بر روی هر عضو عملی نیست. در این موارد بهتر است یک برنامه برای بررسی ایمنی مشخصی از اثر مورد تردید تهیه شود.

ت ۲۵-۲-۲ ملاحظات مربوط به مقاومت در برابر بارهای محوری، لنگرهای خمشی و ترکیب‌های آن‌ها به اندازه کافی شناخته شده و دقت دارد. برای تعیین تغییرمکان‌های کوتاه مدت تئوری‌های قابل اعتمادی نیز وجود دارد. اگر اطلاعات مربوط به ابعاد عضو و مصالح ساخت آن در دست باشد، ارزیابی مقاومت با استفاده از «روش تحلیلی»، مناسب است و اجازه داده شده‌است. مشخصات مصالح و

متن اصلی

بود. در این ارتباط داده‌های مورد نیاز باید بر اساس بخش ۲۵-۳ تعیین شوند.

۳-۲-۲۵ در مواردی که تاثیر کمبود مقاومت به خوبی شناخته نشود، ویا اندازه‌گیری ابعاد و تعیین خصوصیات ماده‌ای مورد نیاز اعضا برای تحلیل، امکان‌پذیر نباشند، به یک آزمایش بارگذاری بر اساس **بخش ۲۵-۴** نیاز خواهد بود.

۴-۲-۲۵ در مواردی که تردید در مورد مقاومت یک قسمت یا تمام یک سازه، احتمال زوال آتی آن را بدهد و اگر پاسخ مشاهده شده در طی آزمایش بارگذاری، معیارهای پذیرش را مطابق **بندهای ۲۵-۵-۳** یا **۲۵-۶-۲** برای آزمایش بارگذاری انتخاب شده برآورده سازد، سازه ویا آن قسمت از سازه می‌تواند برای یک دوره زمانی مشخص با مجوز مهندس مشاور مورد بهره‌برداری قرار گیرد. چنان‌چه مهندس مشاور ضروری بداند، سازه باید به صورت چرخه‌ای مورد ارزیابی مجدد قرار گیرد.

۵-۲-۲۵ در مواردی که سازه مورد بررسی شرایط یا معیارهای **بندهای ۲۵-۳**، **۲۵-۵** یا **۲۵-۶** را برآورده نکند، در صورت تأیید مهندس مشاور، بر اساس نتایج آزمایش بارگذاری یا نتایج تحلیل، استفاده از سازه در سطح بار پایین‌تر مجاز است.

۳-۲۵ ارزیابی مقاومت به روش تحلیلی

۱-۳-۲۵ تعیین وضعیت موجود سازه

۱-۱-۳-۲۵ ابعاد «چون ساخت» اعضای سازه‌ای باید در محل مقاطع بحرانی تعیین شده و به تایید مهندس مشاور برسند.

تفسیر/توضیح

ابعاد سازه باید از مستندات سازه ساخته شده تعیین شده باشند. اگر تعیین این اطلاعات بدلیلی ممکن نباشد بهتر است از «روش آزمایش» استفاده شود.

ت ۲۵-۲-۳ در مواردی‌که مقاومت برشی و پیوستگی آرماتور با بتن مورد تردید باشد، ارزیابی آن‌ها با روش آزمایش ساده‌تر و قابل دسترسی سریع‌تر است.

ت ۲۵-۲-۴ در مواردی‌که احتمال زوال تدریجی سازه وجود دارد، قبول نتایج آزمایش الزاما به عمر بهره‌برداری از آن ارتباط پیدا می‌کند. در این موارد یک برنامه ارزیابی دوره‌ای مفید می‌باشد. در این برنامه آزمایش‌های فیزیکی و بازرسی‌ها می‌توانند عمر طولانی‌تر برای سازه را پیش‌بینی نمایند.

گزینه دیگر برای نگهداری سازه در بهره‌برداری، در حالی‌که ارزیابی دوره‌ای در جریان است، کاهش بار زنده به اندازه‌ای که در **بند ۲۵-۲-۵** توصیه شده‌است، می‌باشد. بازه زمانی دوره بستگی به ملاحظات: نوع زوال در سازه، اثر شرایط محیطی و بارگذاری، تاریخچه بهره‌برداری سازه و گستره برنامه ارزیابی دارد. در پایان برنامه‌دوره‌ای، در مواردی‌که ادامه بهره‌برداری از سازه مورد نظر باشد، انجام آزمایش مورد نیاز است.

با توافق طرفین مرتبط، روش‌هایی ممکن است برای ارزیابی‌های دوره‌ای در نظر گرفته شود که الزاما با ضوابط این فصل در مورد بارگذاری و شرایط قبول نتایج، انطباق نداشته باشد.

ت ۲۵-۲-۵ بجز اعضایی که در آزمایش بارگذاری نامناسب تشخیص داده‌شده‌اند، مقاومات مسؤل ممکن است بهره‌برداری از بقیه سازه را با بارگذاری کمتر اجازه دهند.

ت ۲۵-۳ ارزیابی مقاومت به روش تحلیلی

ت ۲۵-۳-۱ تعیین وضعیت موجود سازه

ت ۲۵-۳-۱-۱ محل مقاطع بحرانی برای اثرات مختلف لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری محل‌هایی هستند که در آن‌جا میزان تنش در برابر این آثار به حداکثر خود می‌رسند. این مقاطع ممکن است در محل‌هایی باشند که در آن‌ها زوال سازه‌ای مشاهده می‌شود.

متن اصلی

۲۵-۳-۱-۲ موقعیت و اندازه آرماتورها باید با اندازه‌گیری تعیین شوند. اگر موقعیت آرماتورها در محل، در نقاط خاصی صحت سنجی شده و اطلاعات روی نقشه‌ها تایید شوند، منظور نمودن موقعیت آرماتورها در همه جا مبتنی بر نقشه‌های موجود مجاز خواهد بود.

۲۵-۳-۱-۳ در صورت نیاز، یک f'_c معادل (مرجع 1-7-25)، بر اساس نتایج تحلیل آزمایش‌های استوانه‌ای از زمان ساخت بنا، ویا آزمایش‌های مغزه‌هایی که از قسمت مورد تردید سازه گرفته شده، ویا هر دو مورد، تخمین زده می‌شود. نتایج آزمایش‌های استوانه‌ایی زمان ساخت بنا ویا محل آزمایش‌های مغزه‌ها باید از قسمت‌هایی انتخاب شوند که نمایانگر ناحیه مورد بررسی باشند.

۲۵-۳-۱-۴ روش مغزه‌گیری و آزمایش مغزه‌ها باید مطابق ضوابط این آیین‌نامه که در فصل ۸ جلد دوم (ارزیابی و پذیرش بتن) ارایه شده، باشند.

۲۵-۳-۱-۵ خصوصیات آرماتورها باید بر اساس آزمایش‌های کششی قطعی مستند در حین اجرا، ویا آزمایش‌های جدید نمونه‌هایی که از داخل سازه تهیه شده، ویا آزمایش نمونه‌هایی که نماینده آرماتور داخل سازه هستند، تعیین گردند.

۲۵-۳-۲ ضریب‌های کاهش مقاومت

در مواردی که ابعاد قطعات، موقعیت و اندازه آرماتورها و خصوصیات مصالح مصرفی مطابق بند ۲۵-۳-۱-۱ تعیین شده باشند، می‌توان مقدار ضریب‌های کاهش مقاومت، $\emptyset$، را که در فصل ۷ ذکر شده‌اند، افزایش داد، ولی این ضریب‌ها نباید از محدوده مقادیر جدول ۲۵-۱ بیش‌تر باشند.

جدول ۲۵-۱ حداکثر مجاز ضریب‌های کاهش مقاومت

مقاومت	طبقه‌بندی	آرماتور عرضی	حداکثر مجاز مقدار ϕ
خمش، نیروی محوری، یا هر دو	کشش-کنترل	همه حالات	۱/۰
	فشار-کنترل	دورپیچ‌ها (۱)	۰/۹
		سایر موارد	۰/۸
برش، پیچش، یا هر دو			۰/۸
اتکایی			۰/۸

(۱) دور پیچ‌ها باید ضابطه‌های بندهای ۱۲-۶-۶، ۴-۷ و ۲۱-۶-۳ را برآورده نمایند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۵-۳-۱-۲ برای تعیین موقعیت و اندازه آرماتورها استفاده از آزمایش‌های غیرمخرب مجاز شناخته شده‌است. اگر مقاطع بحرانی در چند محل قرار داشته باشند. نتایج تعیین شده در تعداد کم‌تری از آن‌ها، به شرط یکنواختی، می‌تواند تعداد اندازه‌گیری‌ها را کاهش دهد.

ت ۲۵-۳-۱-۳ روش‌های عنوان شده در (مرجع 1-7-25) تنها برای سازه‌های ساخته‌شده معتبرند و نباید برای بررسی مقاومت استوانه‌های کم مقاومت در سازه‌های نوساز بکار برده شوند.

ت ۲۵-۳-۱-۵ تعداد آزمایش‌های لازم بستگی به یکنواختی نتایج آن‌ها دارد و توسط مهندس مشاور تعیین می‌شود.

ت ۲۵-۳-۲ ضریب‌های کاهش مقاومت

ضرایب کاهش افزایش داده‌شده نسبت به ضرایب فصل ۷ به‌خاطر آن‌است که از مشخصات مصالح بکار برده شده در محل و ابعاد واقعی اندازه‌گیری شده، استفاده می‌شود.

متن اصلی

۲۵-۴ ارزیابی مقاومت به روش آزمایش بارگذاری

۲۵-۴-۱ کلیات

۲۵-۴-۱-۱ آزمایش‌های بارگذاری باید یا بصورت تدریجی مطابق **بخش ۲۵-۵** ویا به‌صورت چرخه‌ای مطابق **بخش ۲۵-۶** انجام شوند.

۲۵-۴-۱-۲ آزمایش‌های بارگذاری باید به صورتی انجام شوند که امنیت جانی افراد و ایمنی سازه در ضمن آزمایش تأمین شوند.

۲۵-۴-۱-۳ ملاحظات ایمنی نباید در انجام صحیح آزمایش‌های بارگذاری دخالت کنند، یا بر نتایج آن اثر بگذارند.

۲۵-۴-۱-۴ قسمتی از سازه که مورد آزمایش بارگذاری قرار می‌گیرد، باید حداقل ۵۶ روز سن داشته باشد. در صورت موافقت کارفرما، پیمان‌کار، مهندس مشاور و تمام گروه‌های مرتبط، انجام آزمایش زودتر از این زمان مجاز خواهد بود.

۲۵-۴-۱-۵ اعضای پیش‌ساخته که با بتن درجا به صورت مرکب عمل خواهند کرد، می‌توانند به تنهایی، تحت بارگذاری آزمایش خمش مطابق بندهای «الف» و «ب» زیر به صورت زیر قرار گیرند:

الف- بارهای آزمایش باید فقط وقتی اعمال شوند که محاسبات نشان دهند عضو پیش‌ساخته، به طور مجزا در اثر فشار یا کمانش گسیخته نمی‌شود.

ب- مقدار بار آزمایش وقتی به عضو پیش‌ساخته به تنهایی وارد می‌شود، باید چنان باشد که نیروی وارد به آرماتورهای کششی آن، معادل همان نیرویی باشد که در حالت عملکرد مرکب، به ازای بارگذاری مطابق **بند ۲۵-۴-۲**، به آن آرماتورها وارد می‌شود.

تفسیر/توضیح

ت ۲۵-۴ ارز یابی مقاومت به روش آزمایش بارگذاری

ت ۲۵-۴-۱ کلیات

ت ۲۵-۴-۱-۱ در مواردی‌که مقاومت سازه، به مقاومت بتن بستگی داشته باشد یا زوال مورد انتظار با برش یا گیرایی آرماتورها کنترل می‌شود، آزمایش بارگذاری تدریجی ترجیح داده شده و توصیه می‌شود. زیرا بارگذاری تدریجی زمان بیش‌تری برای افزایش عرض ترک و توزیع آن‌ها، خزش و لغزش آرماتورها بدست می‌دهد.

ت ۲۵-۴-۱-۴ در گروه‌های مرتبط می‌توان از پیمانکاران دست دوم و افرادی که در آینده سازه منافعی دارند، نام برد.

متن اصلی

۲-۴-۲۵ روش اعمال بارهای آزمایش و ضریب‌های تشدید بار

۱-۲-۴-۲۵ چیدمان‌های بارهای آزمایش باید چنان انتخاب شوند که تغییرمکان‌ها، آثار بارها و تنش‌ها در ناحیه‌های بحرانی اعضای مورد بررسی، حداکثر باشند.

۲-۲-۴-۲۵ کل بار آزمایش، T_t، شامل بار مرده‌ای که از پیش در محل قرار دارد، باید حداقل برابر با بزرگترین مقادیر «الف»، «ب» و «پ» زیر باشد:

$$T_t = 1.0D_w + 1.1D_s + 1.6L + 0.5\ (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad \text{الف (۱-۲۵)}$$

$$T_t = 1.0D_w + 1.1D_s + 1.0L + 1.6\ (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad \text{ب (۱-۲۵)}$$

$$T_t = 1.3(D_w + D_s) \qquad \text{پ (۱-۲۵)}$$

۳-۲-۴-۲۵ مقدار بار زنده L در **بند ۲-۲-۴-۲۵** را می‌توان با رعایت ضوابط عمومی کاهش سربار، بر اساس **بند ۲-۳-۷** کاهش داد.

۴-۲-۴-۲۵ ضریب بار زنده L را در رابطه **(۱-۲۵)**«ب» در صورتی‌که بار زنده کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، به استثنای پارکینگ‌ها و فضاهای اجتماع عمومی ویا فضاهایی که در آن‌ها بار زنده بیش‌تر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، می‌توان برابر ۰/۵ در نظر گرفت.

۵-۲۵ روش آزمایش بارگذاری تدریجی

۱-۵-۲۵ اعمال بارهای آزمایش

۱-۱-۵-۲۵ کل بار آزمایش باید حداقل در چهار مرحله، با افزایش تقریباً یکسان در هر مرحله، بدون وارد کردن ضربه به سازه اعمال شود.

۲-۱-۵-۲۵ بار یکنواخت آزمایش، T_t، باید طوری وارد شود که از توزیع یکنواخت بار انتقال یافته به سازه یا قسمتی از سازه

تفسیر/توضیح

ت ۲-۴-۲۵ روش اعمال بارهای آزمایش و ضریب‌های تشدید بار

ت ۱-۲-۴-۲۵ در چیدمان بارهای آزمایش نه‌تنها باید بیش‌ترین بودن اثر آن‌ها بر روی نواحی بحرانی توجه داشت، باید به کم‌ترین بودن میزان انتقال بار به اعضای مجاور نیز توجه داشت. چنانچه تحلیل سازه نشان دهد که کمک اعضای مجاور قابل ملاحظه است، چیدمان بارها باید تغییر داده شود.

ت ۵-۲۵ روش آزمایش بارگذاری تدریجی

ت ۱-۵-۲۵ اعمال بارهای آزمایش

ت ۱-۱-۵-۲۵ بازرسی ناحیه بارگذاری شده پس از هر مرحله از آزمایش توصیه می‌شود، به **بند ۱-۳-۵-۲۵**مراجعه شود.

ت ۲-۱-۵-۲۵ قوسی شدن شدن بار در عضو خمشی موجب می‌شود که بار بطور غیر یکنواخت توزیع گردد، برای مثال اگر یک دال بطور یکنواخت با آجر بارگذاری شود، قوسی شدن آجرهای در تماس با دال موجب کاهش بار در ناحیه میانی دال می‌شود.

متن اصلی

که مورد آزمایش است، اطمینان حاصل شود. باید از عملیات قوسی بار در هنگام بارگذاری، جلوگیری شود.

۲۵-۵-۱-۳ پس از اعمال مرحله نهایی بار، T_t، باید به مدت حداقل ۲۴ ساعت روی سازه باقی بماند، مگر این که نشانه‌هایی از آسیب، مطابق **بند ۲۵-۵-۳** در سازه مشاهده شوند.

۲۵-۵-۱-۴ پس از آن که تمام اندازه‌گیری‌های مربوط به پاسخ سازه انجام گرفتند، کل بار آزمایش باید در کوتاه‌ترین زمان ممکن برداشته شود.

۲۵-۵-۲ اندازه‌گیری پاسخ سازه

۲۵-۵-۲-۱ اندازه‌گیری پاسخ سازه مانند تغییرشکل، کرنش، لغزش و عرض ترک باید در ناحیه‌هایی که انتظار بروز حداکثر آن‌ها می‌رود، انجام پذیرد. در صورت نیاز می‌توان اندازه‌گیری‌های بیش‌تری انجام داد.

۲۵-۵-۲-۲ مقدار اولیه اندازه‌گیری‌های مورد نظر پاسخ، باید حداکثر یک ساعت قبل از اعمال اولین مرحله بار ثبت شود.

۲۵-۵-۲-۳ پس از وارد شدن هر مرحله از بار و پس از این که کل بار برای مدت ۲۴ ساعت به سازه وارد شد، باید مجموعه‌ای از اندازه‌گیری‌های پاسخ سازه انجام پذیرند.

۲۵-۵-۲-۴ مجموعه‌ای از اندازه‌گیری‌های پاسخ نهایی سازه باید ۲۴ ساعت پس از برداشتن کل بار T_t نیز انجام گیرد.

۲۵-۵-۳ معیارهای پذیرش

۲۵-۵-۳-۱ در قسمت مورد آزمایش سازه، نباید آثاری از جدا شدن بتن یا خرد شدن آن، ویا نشانه‌های دیگری از گسیختگی مشاهده شوند.

تفسیر/توضیح

ت ۲۵-۵-۲ اندازه‌گیری پاسخ سازه

ت ۲۵-۵-۳ معیارهای پذیرش

ت ۲۵-۵-۳-۱ نشانه‌های گسیختگی شامل ترک‌خوردگی، خردشدگی و خیز زیاد به حدی است که نتایج مشاهده شده بیش از حد و ناسازگار با الزامات ایمنی تشخیص داده‌می‌شود. در قانون ساده‌ای در این مورد برای همه انواع سازه‌ها وجود ندارد، ولی اگر زیان کافی به سازه وارد شده بطوری که سازه در اثر آن بار گسیخته شده تشخیص داده شود، آزمایش مجدد، حتی با بارگذاری کمتر اجازه داده نمی‌شود.

خردشدگی یا طبله کردن بتن تحت فشار در اعضای خمشی که بدلیل عدم دقت در بتن‌ریزی حاصل شده‌اند، لزومی ندارد بعنوان شکست عضو تلقی شود.

متن اصلی

۲۵-۵-۳-۲ اعضای مورد آزمایش نباید دارای ترک‌های نشان دهنده قریب الوقوع بودن گسیختگی برشی باشند.

۲۵-۵-۳-۳ در ناحیه‌هایی از اعضای سازه‌ای که فاقد آرماتور عرضی هستند، ترک‌های سازه‌ای مورب نسبت به محور طولی عضو با تصویر افقی بزرگتر از عمق آن، باید مورد بررسی قرار گیرند. در اعضای با ارتفاع متغیر، ارتفاع عضو باید در وسط طول ترک اندازه‌گیری شود.

۲۵-۵-۳-۴ در ناحیه‌های مهاری و وصله‌های پوششی آرماتور، ترک‌های مورب کوتاه ویا ترک‌های افقی در طول مسیر آرماتورها باید مورد ارزیابی قرار گیرند.

۲۵-۵-۳-۵ تغییرمکان‌های اندازه‌گیری شده باید شرط زیر را برآورده نمایند:

$$\Delta_r \leq \Delta_1/4 \qquad \textbf{(۲-۲۵)}$$

در این رابطه Δ_r تغییرمکان پس‌ماند بر حسب میلی‌متر است که ۲۴ ساعت پس از برداشتن بار آزمایش اندازه‌گیری می‌شود. برای آزمایش بارگذاری اول، تغییرمکان پس‌ماند نسبت به وضعیت سازه، قبل از انجام آزمایش اندازه‌گیری می‌شود. همچنین Δ_1 حداکثر تغییرمکان در آزمایش بارگذاری اول بر حسب میلی‌متر است که ۲۴ ساعت پس از اعمال کل بار آزمایشی اندازه‌گیری می‌شود.

تفسیر/توضیح

عرض ترک در آسیب‌های ترک‌خوردگی نشان خوبی از وضعیت سازه بدست می‌دهد و باید با دقت بررسی شود. اما پیش‌بینی یا اندازه‌گیری عرض ترک‌ها در شرایط کارگاهی دشوار است. توصیه می‌شود ضوابطی برای نوع ترک‌ها پیش‌بینی شود که شامل: محل‌هایی که ترک باید اندازه‌گیری شود، چگونگی تعیین عرض ترک و محدوده تقریبی مقدار آن و نیز ترک‌های جدید باشد.

ت ۲۵-۵-۳-۲ نیروها در صفحه برش ناشی از ترک‌خوردگی از طریق قفل بست دانه‌های سنگدانه که با تقویت خاموت‌ها و عمل زبانه‌ای آرماتورهایی که ترک را قطع می‌کنند منتقل می‌شود. گسیختگی برشی زمانی اتفاق می‌افتد که طول ترک افزایش پیدا کرده و تصویر افقی آن نزدیک به اندازه عمق عضو می‌شود. همچنین عرض آن به اندازه‌ای باز می‌شود که قفل و بست دانه‌ای از بین می‌رود و تنش در خاموت‌ها به حد تسلیم می‌رسد ویا گیرایی خود را با بتن از دست می‌دهد.

ت ۲۵-۵-۳-۳ در اعضای بدون خاموت ترک‌های مورب ممکن است به گسیختگی برشی ناگهانی (تُرد) ختم شوند. بررسی تمام ترک‌های عرضی در چنین مواردی توصیه می‌شود.

ت ۲۵-۵-۳-۴ ترک‌های در امتداد آرماتورها در نواحی گیرایی ممکن است ناشی از تنش پیوستگی زیاد بین آرماتورها و بتن باشد. این ترک‌ها ممکن است نشانه‌ای از گسیختگی ترد به علت از دست رفتن گیرایی آرماتور باشد. بررسی دقیق این ترک‌ها و پیامد آن‌ها توصیه می‌شود.

ت ۲۵-۵-۳-۵ در مواری که سازه، بعد از برداشتن بار نشانه‌ای از شکست، نشان ندهد، از بازگشت تغییرمکان باید برای ارزیابی کافی بودن مقاومت استفاده نمود.

متن اصلی

۲۵-۵-۳-۶ در صورتی‌که حداکثر تغییرمکان اندازه‌گیری شده، Δ_1، از بزرگترین مقادیر ۱/۳ میلی‌متر و $l_t/2000$ بیش‌تر نباشد، می‌توان ضابطه تغییرمکان پس‌ماند مطابق بند ۲۵-۵-۳-۵ را نادیده گرفت.

۲۵-۵-۳-۷ در صورتی‌که ضوابط بندهای ۲۵-۵-۳-۵ یا ۲۵-۵-۳-۶ برآورده نشوند، می‌توان بارگذاری را تکرار نمود، مشروط برآن‌که زودتر از ۷۲ ساعت بعد از برداشتن بارهای مرحله اول انجام نگیرد.

۲۵-۵-۳-۸ بخش‌هایی از سازه که مورد آزمایش مجدد قرار می‌گیرند، به شرطی قابل پذیرش‌اند که رابطه (۲۵-۳) برقرار باشد. برای آزمایش بارگذاری دوم، تغییرمکان پس‌ماند نسبت به وضعیت سازه، قبل از انجام آزمایش دوم اندازه‌گیری می‌شود.

$$\Delta_r \leq \Delta_2/5 \qquad (۲۵-۳)$$

Δ_2 حداکثر تغییرمکان در آزمایش بارگذاری دوم است، که ۲۴ ساعت پس از اعمال کل بار آزمایش اندازه‌گیری می‌شود. این تغییرمکان نسبت به وضعیت سازه، در شروع آزمایش بارگذاری دوم اندازه‌گیری می‌شود.

۲۵-۶ روش آزمایش بارگذاری چرخه‌ایی

۲۵-۶-۱ آزمایش بارگذاری چرخه‌ایی را می‌توان بر اساس مرجع 25-7-2 برای ارزیابی مقاومت یک سازه موجود انجام داد.

۲۵-۶-۲ معیارهای پذیرش نتایج آزمایش بارگذاری چرخه‌ای بر اساس مرجع 25-7-2 تعیین می‌شوند.

۲۵-۶-۳ اگر یک عضو در آزمایش بارگذاری چرخه‌ای مورد قبول واقع نشود، می‌توان آن عضو یا سازه را مجددا بر اساس مرجع 25-7-2 مورد آزمایش قرار داد. در این حالت اجازه داده

تفسیر/توضیح

ت ۲۵-۵-۳-۶ در یک سازه بسیار سخت، اشتباه در اندازه‌گیری‌ها در شرایط کارگاهی ممکن است همانند تغییرمکان واقعی و بازگشت آن باشد. برای جلوگیری از شک در سلامت سازه، اگر تغییرمکان از ۱/۳ میلی‌متر و $l_t/2000$ تجاوز نکند، می‌توان اندازه‌گیری‌های بازگشت را اندکی تغییر داد.

ت ۲۵-۶ روش آزمایش بارگذاری چرخه‌ایی

ت ۲۵-۶-۱ در این روش، بارگذاری و برداشت آن به تکرار انجام می‌شود. در هر مرحله مقدار بار افزایش داده می‌شود (برای جزییات به مرجع شماره 25-7-2 مراجعه شود). از تغییرات منحنی بار – تغییرمکان اندازه‌گیری شده می‌توان رفتار عضور را ارزیابی نمود. ضابطه پذیرش بارگذاری چرخه‌ای بر اساس تغییرات منحنی بار - تغییرمکان از رفتار الاستیک خطی، ماندگاری تغییرمکان در جریان هر چرخه بارگذاری و بازگشت آن، بعد از اتمام آزمایش صورت می‌گیرد.

ت ۲۵-۶-۳ نادیده گرفتن محدودیت تغییرمکان $l_t/180$ در مرجع 25-7-2 بخاطر ایجاد سازگاری نتایج این روش آزمایش با روش بارگذاری تدریجی است.

متن اصلی	تفسیر/توضیح
می‌شود که محدودیت حداکثر تغییرمکان $l_t/180$ را که در این مرجع مانع یک آزمایش مجدد است، نادیده انگاشت.	
۲۵-۷ مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل	**ت ۲۵-۷ مراجع اضافی مورد استفاده در این فصل**
مراجع ویژه زیر در این فصل مورد استفاده قرار گرفته‌اند:	
25-7-1 ACI 214 GUIDE TO EVALUATION OF STRENGTH TEST RESULTS OF CONCRETE.	
25-7-2 ACI 437.2 CODE REQUIREMENTS FOR LOAD TESTING OF EXISTING CONCRETE STRUCTURES (ACI 437.2-13) AND COMMENTARY.	

خواننده گرامی

امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران سازمان برنامه و بودجه کشور، با گذشت بیش از چهل سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر هشتصد عنوان نشریه تخصصی- فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به‌صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. ضابطه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی nezamfanni.ir قابل دستیابی می‌باشد.

Title [No.120-1]

Authors & Contributors Committee (A to Z):

Morteza	Zahedi (chair)	Iran University of Science and Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Amir mazair	Raeiss ghasemi (Secretary)	Road, Housing & Urban Development Research Center	M.Sc. of Civil Eng.
Farhang	Farahbod	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng
Ali reza	Farooghi	Islamic Azad University	Ph.D. of Civil Eng
Atefeh	Jahan mohammadi	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Kamyar	Karbasi arani	Iranian Society of Structural Engineering	Ph.D. of Civil Eng.
Ali	Kheyroddin	Semnan University	Ph.D. of Civil Eng.
Behnam	Mehrparvar	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Sara	Mirzabagheri	Islamic Azad University	Ph.D. of Civil Eng.
Davood	Mostofinejad	Isfahan university of technology	Ph.D. of Civil Eng.
Ali reza	Rahaei	Amirkabir University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Abdolreza	Sarvghad moghadam	International Institute of Earthquake Engineering and Seismology	Ph.D. of Civil Eng.
Masoud	Soltani mohammadi	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Ali asghar	Taheri behbahani	Dinasiss Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.
Saeid	Tariverdilo	Urmia University	Ph.D. of Civil Eng.
Abbas ali	Tasnimi	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Rahim	Vaezi	SANO Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.

Coordination and Integration Committee (A to Z):

Morteza	Zahedi (Structural section Chair)	Iran University of Science and Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Davood	Mostofinejad	Isfahan university of technology	Ph.D. of Civil Eng.
Behnaz	PourSayyid	Plan and Budget Organization	Civil Eng.
Masoud	Soltani mohammadi	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Ali asghar	Taheri behbahani	Dinasiss Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.
Abbas ali	Tasnimi	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Rahim	Vaezi	SANO Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.

Technical Committee (A to Z):

Morteza	Zahedi (chair)	Iran University of Science and Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Amir mazair	Raeiss ghasemi (Secretary)	Road, Housing & Urban Development Research Center	M.Sc. of Civil Eng.
Ali reza	Bagheri	Khajeh Nasir Toosi University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.

Mahdi	Chini	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Hormoz	Famili	Alaodoleh Semnani Education Institute Of Semnan	Ph.D. of Civil Eng.
Parviz	Ghoddousi	Iran University of Science and Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Kamyar	Karbasi arani	Iranian Society of Structural Engineering	Ph.D. of Civil Eng.
Ali reza	Khaloo	Sharif University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Ali	Kheyroddin	Semnan University	Ph.D. of Civil Eng.
Rahmat	Madandoust	University of Guilan	Ph.D. of Civil Eng.
Mohammad sadegh	Maerefat	University of Tehran	Ph.D. of Civil Eng.
Ali akbar	Maghsoudi	Shahid Bahonar University of Kerman	Ph.D. of Civil Eng.
Sohail	Majid Zamani	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Davood	Mostofinejad	Isfahan university of technology	Ph.D. of Civil Eng.
Mahmoud	Nili	Hamedan University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Tayebeh	Parhizkar	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Ali reza	Rahaei	Amirkabir University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Ali akbar	Ramezanianpour	Amirkabir University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Abdolreza	Sarvghad moghadam	International Institute of Earthquake Engineering and Seismology	Ph.D. of Civil Eng.
Mohammad	Shekarchi zadeh	University of Tehran	Ph.D. of Civil Eng.
Jafar	Sobhani	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Masoud	Soltani mohammadi	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Mohsen	Tadayon	Iranian Concrete Institute	Ph.D. of Civil Eng.
Ali asghar	Taheri behbahani	Dinasiss Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.
Shapoor	Tahouni	Amirkabir University of Technology	M.Sc. of Civil Eng.
Abbas ali	Tasnimi	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Ali reza	Toutounchi	Plan and Budget Organization	M.Sc. of Civil Eng.
Rahim	Vaezi	SANO Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.

Confirmation Committee (A to Z):

Morteza	Zahedi (chair)	Iran University of Science and Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Amir mazair	Raeiss ghasemi (Secretary)	Road, Housing & Urban Development Research Center	M.Sc. of Civil Eng.
Hasan	Afshin	Sahand University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Ali reza	Aghababai	Consulting Engineers Co.	Ph.D. of Civil Eng.
Fereidoun	Amini	Iran University of Science and Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Ahmad	Anvar	Shiraz University	Ph.D. of Civil Eng.

Rahim	Badamian	Executive Organization for Public and Government Buildings and Infrastructure	M.Sc. of Civil Eng.
Ali reza	Bagheri	Khajeh Nasir Toosi University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Mahdi	Chini	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Mohammad reza	Esfahani	Ferdowsi University of Mashhad	Ph.D. of Civil Eng.
Mohammad javad	Fadaee	Shahid Bahonar University of Kerman	Ph.D. of Civil Eng.
Hormoz	Famili	Alaodoleh Semnani Education Institute Of Semnan	Ph.D. of Civil Eng.
Salman	Ghodarzi	Construction and Development of Transport Infrastructures Company	M.Sc. of Civil Eng.
Parviz	Ghoddousi	Iran University of Science and Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Hasan	Haji kazemi	Ferdowsi University of Mashhad	Ph.D. of Civil Eng.
Mohammad reza	Jabarooti	Mahab Ghods Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.
Ali asghar	Jalalzadeh	Mahab Ghods Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.
Hamid	Jassemi	Shahid Chamran University of Ahvaz	Ph.D. of Civil Eng.
Kamyar	Karbasi arani	Iranian Society of Structural Engineering	Ph.D. of Civil Eng.
Mahammad teghi	Kazemi	Sharif University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Abolghassem	Keramati	Amirkabir University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Nader	Khaje ahmad attari	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Ali reza	Khaloo	Sharif University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Mahammad	Khan mohammadi	University of Tehran	Ph.D. of Civil Eng.
Ali	Kheyroddin	Semnan University	Ph.D. of Civil Eng.
Mehdi	Khoshkerdar	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Rahmat	Madandoust	University of Guilan	Ph.D. of Civil Eng.
Hesam	Madani	Graduate University of Advanced Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Mohammad sadegh	Maerefat	University of Tehran	Ph.D. of Civil Eng.
Ali akbar	Maghsoudi	Shahid Bahonar University of Kerman	Ph.D. of Civil Eng.
Iraj	Mahmoudzadeh kani	University of Tehran	Ph.D. of Civil Eng.
Mohammad Hosein	Majedi ardakani	Institute of Standards and Industrial Research of Iran	Ph.D. of Civil Eng.
Sohail	Majid Zamani	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Farzad	Manouchehri dana	Mahab Ghods Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.

Mohammad	Monajjemi	Construction and Development of Transport Infrastructures Company	M.Sc. of Civil Eng.
Davood	Mostofinejad	Isfahan university of technology	Ph.D. of Civil Eng.
Mahmoud	Nili	Hamedan University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Tayebeh	Parhizkar	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Mansour	Peydayesh	Amirkabir University of Technology	M.Sc. of Civil Eng.
Ali reza	Rahaei	Amirkabir University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Ali akbar	Ramezanianpour	Amirkabir University of Technology	Ph.D. of Civil Eng.
Mahmoud	Saffarzadeh	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Abdolreza	Sarvghad moghadam	International Institute of Earthquake Engineering and Seismology	Ph.D. of Civil Eng.
Mohammad	Shekarchi zadeh	University of Tehran	Ph.D. of Civil Eng.
Jafar	Sobhani	Road, Housing & Urban Development Research Center	Ph.D. of Civil Eng.
Masoud	Soltani mohammadi	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Ali	Tabar	Iman Sazeh Fadak Co.	M.Sc. of Civil Eng.
Mohsen	Tadayon	Iranian Concrete Institute	Ph.D. of Civil Eng.
Ali asghar	Taheri behbahani	Dinasiss Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.
Shapoor	Tahouni	Amirkabir University of Technology	M.Sc. of Civil Eng.
Saeid	Tariverdilo	Urmia University	Ph.D. of Civil Eng.
Abbas ali	Tasnimi	Tarbiat Modares University	Ph.D. of Civil Eng.
Ali reza	Toutounchi	Plan and Budget Organization	M.Sc. of Civil Eng.
Rahim	Vaezi	SANO Consulting Engineers Co.	M.Sc. of Civil Eng.
Pezhman	Vahab kashi	Azad University of Karaj	Ph.D. of Civil Eng.

Steering Committee (Road, Housing & Urban Development Research Center**):**

Mohammad	Shekarchi zadeh (Chair)	President of Road, Housing & Urban Development Research Center
Morteza	Zahedi	Iran University of Science and Technology
Ali asghar	Taheri behbahani	Dinasiss Consulting Engineers Co.
Moammad ali	Abdi	Vice President of Road, Housing & Urban Development Research Center

Steering Committee: (Plan and Budgest Organization)

Seyyed Javad Ghanefar	Head of Department of Technical & Executive affairs, Consultants and Contractors
Gholamhossein Hamzeh Mostafavi	Former head of Technical and Executive Affairs Department
Alireza Toutounchi	Deputy of Department of Technical & Executive affairs, Consultants and Contractors
Saeed Moradi	Expert in Civil Eng , Department of Technical & Executive affairs, Consultants and Contractors
Mohammad Reza Siadat	Expert in Architecture, Department of Technical & Executive affairs, Consultants and Contractors

Abstract:

Iranian building regulations for concrete construction were introduced as standards "18-1" to "18-5" in 1972. These focused mainly on construction and not design. The design method of "working stress" approach was practiced in offices and was accepted.

The first edition of code of practice for design and construction of concrete structures "ABA" was published in 1992 under the serial No; 120. In that edition the "Limit Design Method" was recommended.

The present edition (second one) is arranged in two volumes, "Analysis and Design" and "Concrete Materials and Construction". The design method has been revised and "Strength Design Method" has been adopted.

In this edition some developments have been incorporated.

1- The arrangement of chapters is according to structural members. Each chapter contains all requirements for a member, like Slabs, Beams, Columns, etc.
2- Durability of concrete is seen in more detail.
3- "Strut and Tie" method of analysis and design is introduced.
4- Design for fire resistant is introduced.
5- Finally a chapter on anchorage to concrete structure is added.

Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization

Iranian Concrete Code
Volume I
Analysis and Design

No. 120-1

Last version 11/03/20

Deputy of Technical and Infrastructure Development Affairs

Department of Technical and Executive Affairs

nezamfanni.ir

Road, Housing & Urban Development Research Center

Department/Office

aba.bhrc.ac.ir

2021

این ضابطه

جلـد اول از دومین تجدید نظر «آیین‌نامه بتن ایران» با عنوان «تحلیل و طراحی» می‌باشد و بـه ارایه الزامات و راهنمایی بر اســـاس روش طرح مقاومت سازه‌های بتنی پرداخته است.

فصــل‌های این جلد از آیین‌نامه بتن ایران، با تمرکز بر عضو سازه‌ای بتن‌آرمه ارائه شده است. همچنین در این تجـدیـدنظر، ضـــوابط طراحی سازه‌های بتنی برای مقاومت در برابر آتش‌سوزی بیان شده است.