

جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

آیین‌نامه طرح و محاسبه

پل‌های بتن آرمه

نشریه شماره ۳۸۹

(بخش الحاقی به آیین‌نامه بتن ایران "آبا")

دفتر نظام فنی اجرایی

۱۳۸۲



بسمه تعالی

ریاست جمهوری
معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی

شماره:	۱۰۰/۹۱۸۸۶
تاریخ:	۱۳۸۷/۱۰/۱
بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	
موضوع:	
آیین‌نامه طرح و محاسبه پل‌های بتن آرمه	
<p>به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، موضوع ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران به پیوست نشریه شماره ۳۸۹ دفتر نظام فنی اجرایی این معاونت، با عنوان «آیین‌نامه طرح و محاسبه پل‌های بتن آرمه» به عنوان یکی از بخش‌های الحاقی آیین‌نامه بتن ایران از نوع گروه اول (لازم‌الاجرا)، ابلاغ می‌شود تا از تاریخ ۱۳۸۷/۱۰/۱ به اجرا درآید.</p> <p>رعایت کامل مفاد این نشریه از طرف دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر در طرح‌های عمرانی، الزامی است. ولی در یک دوره گذر یکساله تا ۱۳۸۸/۱۰/۱، استفاده از دیگر آیین‌نامه‌های معتبر مجاز خواهد بود.</p>	
<p>امیرمنصور برقی معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور</p> 	

528072

خواننده گرامی :

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این اثر نموده و آن را برای استفاده جامعه مهندسی کشور در اختیار قرار داده است. این دفتر معتقد است که با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

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

- ۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.
- ۲- ایراد مورد نظر را بصورت خلاصه بیان دارید.
- ۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.
- ۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقلام لازم را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر شما همکار ارجمند قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه:

تهران، میدان بهارستان، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، دفتر نظام فنی
اجرایی، صندوق پستی ۱۱۴۹۹۴۳۱۴۱

آیین‌نامه بتن ایران

(آبا)

مبحث دوم – سازه‌های خاص

پیشگفتار

استفاده از ضوابط و معیارها در مراحل مطالعات امکان سنجی، طراحی و اجرای طرح‌های تملک دارایی سرمایه‌ای به لحاظ توجه فنی و اقتصادی طرح‌ها و ارتقای کیفیت طراحی و اجرا (عمر مفید) از اهمیت ویژه برخوردار است. از این رو نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۳۳۴۹۷/ت/۴۲۳۳۹ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران) بکارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح را مورد تاکید قرار داده است. همچنین بنابر مفاد ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آیین نامه‌ها و معیارهای مورد نیاز طرح‌های عمرانی می‌باشد.

از این رو تدوین آیین نامه طرح و محاسبه پل‌های بتن آرمه بر اساس نیاز جامعه مهندسی و تایید کمیته تدوین آیین نامه بتن ایران در دستور کار دفتر نظام فنی اجرایی قرار گرفت. آیین نامه طرح و محاسبه پل‌های بتن آرمه از بخش‌های الحاقی به آیین نامه بتن ایران می‌باشد. همان‌گونه که در آیین نامه بتن ایران آمده است ضوابط ویژه سازه‌ها یا ابنیه خاص، موضوع بخش‌های بعدی آیین نامه بتن ایران خواهد بود.

هدف این الحاقیه ارائه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آنها میزان مناسبی از ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایداری در پل‌های موضوع این الحاقیه تأمین شود.

دفتر نظام فنی اجرایی به منظور تدوین آیین نامه، از توانمندی و تخصص آقای **دکتر مرتضی زاهدی** بعنوان مجری پروژه در قالب قراردادی با دانشکده مهندسی عمران دانشگاه علم و صنعت ایران استفاده نموده است. مطالب تهیه شده به منظور بررسی و اظهار نظر برای اعضای کمیته تدوین آیین نامه بتن ایران، دستگاه‌های اجرایی مربوط و نیز برخی شرکت‌ها و موسسات ارسال گردید. نظریات ارسال شده مورد بررسی مجدد قرار گرفته و متن نهایی به تصویب رسید.

بر خود لازم می‌داند از جناب آقای دکتر مرتضی زاهدی و همکاران ایشان که کار تدوین آیین نامه را عهده دار بوده‌اند و کارشناسان، متخصصان، مراکز تحقیقاتی و موسساتی که در مراحل بررسی و انجام اصلاحات همکاری داشته‌اند و همکاران دفتر نظام فنی اجرایی سرکار خانم مهندس بهمناز پورسید،

مدیرکل و آقای مهندس علی تبار، مدیر بخش و آقای مهندس حمیدرضا خاشعی کارشناس آن دفتر
تشکر نماید. توفیق روزافزون این بزرگواران را از بارگاه خداوند سبحان خواستارم.

محمد مهدی رحمتی
معاون نظارت راهبردی
زمستان ۱۳۸۷

فهرست مطالب

صفحه	موضوع
۱۵	مقدمه
۱۹	فصل اول - کلیات
۲۳	فصل دوم - مقررات کلی ارائه و تصویب طرح و نظارت
۲۵	فصل سوم تا نهم - مباحث مربوط به مشخصات بتن و فولاد
۲۷	فصل دهم - اصول تحلیل و طراحی
۴۷	فصل یازدهم - خمش و بارهای محوری
۵۵	فصل دوازدهم - برش و پیچش
۶۱	فصل سیزدهم - آثار لاغری، کمانش
۶۵	فصل چهاردهم - تغییر شکل‌ها و ترک خوردگی‌ها
۷۱	فصل پانزدهم - طراحی دال‌ها
۸۹	فصل شانزدهم - دیوارها
۹۳	فصل هفدهم - شالوده‌ها
۱۰۳	فصل هجدهم - مهار و وصله آرماتورها
۱۰۵	فصل نوزدهم - ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده
۱۰۷	فصل بیستم - ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله
۱۲۹	فهرست مراجع
۱۳۱	نمایه
	خلاصه انگلیسی

پلهای بتن آرمه

مقدمه

آیین‌نامه بتن ایران " آبا " در سال ۱۳۷۰ تدوین و با عنوان نشریه شماره ۱۲۰ از طرف سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور انتشار یافت. این آیین‌نامه در طراحی و اجرای سازه‌های بتن آرمه مورد استفاده قرار می‌گیرد و خوشبختانه جایگاه خوبی در صنعت و در دانشگاه‌ها کسب کرده است. آیین‌نامه در سال ۱۳۷۹ مورد تجدید نظر قرار گرفت و همزمان با تفسیر آن در اختیار استفاده کنندگان قرار داده شد. آیین‌نامه بتن ایران گرچه حاوی ضوابط تحلیل و طراحی کلیه سازه‌های بتن آرمه است ولی عمدتاً برای سازه‌های ساختمانی تنظیم شده و بیشتر نیازهای آنها را پوشش می‌دهد. برای سازه‌های غیر ساختمانی مقرر شده الحاقیه‌هایی در هر مورد تنظیم و به مجموعه آیین‌نامه اضافه گردد. هر الحاقیه حاوی ضوابط ویژه‌ی یکی از انواع این‌گونه سازه‌ها خواهد بود. تاکنون چند الحاقیه تدوین شده و انتشار یافته است. الحاقیه حاضر یکی از این مجموعه هاست که مخصوص پل‌ها تنظیم شده است.

از آنجا که پل‌ها در حد متعارف خود سازه‌های نه‌چندان پیچیده‌ای هستند و مشابهت زیادی با سازه‌های ساختمانی دارند، ضوابط تحلیل و طراحی آنها تفاوت چندانی با آنچه برای ساختمان‌ها تهیه شده، ندارد. به این علت در این الحاقیه نباید انتظار مطالب خاص زیادی داشت. مطالب الحاقیه به جز چند مورد، عمدتاً شامل ضوابطی مربوط به نوع اعضای است که بیشتر در پل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند و کمتر در ساختمان‌ها بکار برده می‌شوند. تیرهای با مقاطع جعبه‌ای از این نوعند و ضوابط ویژه خود را دارند.

از جمله مواردی که در پل‌ها شرایط ویژه خود را دارد، دال‌ها در عرشه‌هاست. دال‌های ساختمانی معمولاً زیر اثر بارهای زنده‌ای قرار می‌گیرند که اولاً مقدار آنها در مقایسه با بار مرده چندان زیاد نیست، ثانیاً آنها را می‌توان با یک بار گسترده یکنواخت جایگزین کرد. طراحی دال‌ها در ساختمان‌ها عمدتاً برای این بار گسترده یکنواخت تنظیم شده است. در پل‌ها دال‌ها زیر اثر بارهای متمرکز ناشی از اثر چرخ‌های خودرو قرار می‌گیرند که مقدارشان قابل ملاحظه است. در این دال‌ها موضوع توزیع بار در خود دال و در تیرهای زیر سری با پیچیدگی‌هایی روبرو است که برای ساده‌سازی آنها نیاز به ضوابط خاص آیین‌نامه‌ای است. فصل پانزدهم آیین‌نامه که مربوط به دال‌هاست در این الحاقیه بکلی تغییر داده شده است.

فصل دهم آیین‌نامه که عمدتاً مربوط به ضرایب جزئی ایمنی در حالات حدی نهایی و بهره‌برداری است، در این الحاقیه با تغییرات چندی روبروست و ضرایب جدیدی برای بارهای وارد به پل‌ها معرفی شده است. در فصل شالوده‌ها ضوابط مربوط به شمع‌ها، و در فصل دیوارها ضوابط مربوط به دیوارهای حائل اضافه شده است.

ضوابط مربوط به طراحی سازه‌ها برای زلزله که در فصل بیستم آیین‌نامه به آن پرداخته شده در این الحاقیه دچار تغییراتی گردیده است. در ساختمان‌ها فلسفه طراحی قاب‌های خمشی عمدتاً بر این اصل متمرکز است که مفصل‌های پلاستیک در دو انتهای تیرها تشکیل شوند و ستون‌ها از این نوع رفتار دور بمانند. در پل‌ها اجرای این فلسفه عملی نیست و بناچار مفصل‌های پلاستیک در انتهای ستون‌ها و یا پایه‌های دیوارگونه تشکیل می‌شوند. این وضعیت پیچیدگی‌هایی به همراه دارد و ضوابط جدیدی را طلب می‌کند. در این الحاقیه به این وضعیت پرداخته شده است. ضمناً از آنجا که در آیین‌نامه " طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله - موضوع نشریه شماره ۴۶۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور " ضوابط توصیه شده برای تأمین شکل‌پذیری قطعات بتن آرمه تا حد زیادی مشابه ضوابط قطعات با شکل‌پذیری زیاد در آیین‌نامه بتن ایران است، در این الحاقیه تنها ضوابط مربوط به این شکل‌پذیری زیاد ارائه گردیده است.

هفت فصل اول آیین‌نامه که در ارتباط با مباحث مربوط به خواص بتن و فولاد و ملاحظات اجرایی آنهاست در مورد پل‌ها نیز لازم و کافی است. ضوابط این فصول در پل‌ها باید عیناً بکار گرفته شوند. در این الحاقیه تغییری در این فصول داده نشده است.

تنظیم الحاقیه بر این قرار بنا نهاده شده که ضوابط مندرج در کلیه بندهای آیین‌نامه در مورد پل‌ها لازم‌الاجرا است. مگر آنکه در متن الحاقیه راجع به آنها مطلبی عنوان شده باشد. مثلاً عنوان شده باشد که این بند «حذف شده» و یا «جایگزین» شده است. بنابراین اگر راجع به ضوابط در بندی صحبتی نشده است، بدان معناست که این بند باید اجرا شود.

در متن الحاقیه از اصطلاحات زیر استفاده شده است.

این بند در مورد پل‌ها کاربرد ندارد و از متن آیین‌نامه حذف می‌شود.

حذف

این بند به آیین‌نامه اضافه شده است.

اضافه

این بند جایگزین بند موجود آیین‌نامه می‌شود. در ضوابط تغییراتی داده شده است.

جایگزین

این بند مطابق آیین‌نامه است ولی در مورد پل‌ها تا حدی گسترش داده شده است.

توسعه

این بند از آیین‌نامه تکرار شده است.

تکرار

توجه شود که اصطلاحات بالا هم در مورد یک بند، هم در مورد یک بخش و هم در مورد یک فصل بکار برده شده است.

امید است این الحاقیه مورد استفاده مهندسان در صنعت و استادان در دانشگاه‌ها قرار گیرد و نظرات درباره آن به کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران منعکس گردد.

فصل اول

کلیات

□ ۱-۰- مقدمه

فصل اول آیین‌نامه بتن ایران اختصاص به بیان هدف و دامنه کاربرد و کلیات مربوط به مبانی طراحی دارد که همهٔ سازه‌ها و از جمله پل‌ها را شامل می‌شود. در این الحاقیه، این فصل مخصوص پل‌ها تنظیم شده است.

□ ۱-۱- هدف

هدف این الحاقیه ارائه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آنها میزان مناسبی از ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایداری در پل‌های موضوع این الحاقیه تأمین شود.

□ ۱-۲- دامنه کاربرد

۱-۲-۱- ضوابط و مقررات این الحاقیه، باید در طرح، محاسبه، اجرا و کنترل مشخصات مواد تشکیل دهنده و کیفیت اجرای پل‌های بتن‌آرمه متعارف رعایت شوند. این پل‌ها با سنگدانه‌های معمولی و سیمان پرتلند یا سیمان آمیخته ساخته میشوند و مقاومت مشخصه آنها حداقل برابر ۲۰ مگا پاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) می‌باشد.

۱-۲-۲- ضوابط و مقررات این الحاقیه تا جائیکه کاربرد داشته باشند باید در طراحی و ساخت پل‌های پیش‌تینیده و پیش‌ساخته بکار برده شوند. ولی هر یک از این نوع پل‌ها ضوابط ویژه خود را دارند که باید مطابق سایر الحاقیه‌های آیین‌نامه رعایت شوند.

□ ۱-۳- مبانی طراحی

۱-۳-۱- در این الحاقیه مبانی طراحی پل‌ها برای حصول ایمنی و قابلیت بهره‌برداری، بررسی و کنترل آنها در "حالت‌های حدی" است. روش کلی طراحی نیم‌احتمال‌اندیشانه است که در آن جنبه‌های احتمالاتی با اعمال ضرایب جزئی ایمنی به مقادیر مشخصه بارها و عامل‌های موثر بر سازه، طبق آیین‌نامه‌های بارگذاری، و مقادیر مشخصه مقاومت‌های بتن و فولاد، در محاسبه منظور می‌شوند.

۱-۳-۲- پایایی پل‌ها با منظور داشتن شرایط رویارویی در طراحی و انتخاب شکل قطعات متناسب با این شرایط، مراعات مشخصات فنی اجرایی از قبیل کیفیت و حداقل مقدار سیمان، کیفیت آب، نسبت آب به سیمان، نوع و کیفیت سنگدانه‌ها، حداکثر مقدار مواد زیان‌آور در مواد تشکیل‌دهنده بتن، نسبت‌های اختلاط، شرایط ریختن و جادادن بتن، عمل آوردن و مراقبت بتن، ضخامت پوشش بتن و درزهای ساختمانی، تأمین می‌شود.

□ ۱-۴- روش تحلیل

روش تحلیل در پل‌ها عمدتاً تحلیل خطی است و در این الحاقیه نیز مجاز شمرده می‌شود. بدیهی است همواره می‌توان روش‌های تحلیل غیر خطی را مورد استفاده قرار داد با شرط آنکه بتوان صحت فرضیات و نحوه انجام کار را به کمک تحقیقات اختصاصی یا شواهد آزمایشگاهی تأیید نمود.

□ ۱-۵- ضوابط خاص برای تأمین ایمنی در برابر زلزله

نظر به آنکه در آیین‌نامه "طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله - موضوع نشریه شماره ۴۶۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور" به علت بالا بودن خطر نسبی زلزله در سراسر کشور، محاسبه بارهای جانبی ناشی از زلزله با فرض تشکیل شدن مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت دورانی کافی در ستون‌ها و پایه‌ها پیش‌بینی شده و ضوابط توصیه شده در آن برای پل‌های بتن‌آرمه تا حد زیادی به ضوابط شکل‌پذیری زیاد در آیین‌نامه بتن ایران شبیه است، در این الحاقیه تنها ضوابط مربوط به شکل‌پذیری زیاد در پل‌ها الزامی دانسته شده است. ضوابط ویژه مربوط به تأمین شکل‌پذیری زیاد در پل‌ها در فصل بیستم الحاقیه آورده شده است.

□ ۱-۶- واحدها

سیستم واحدهای مورد استفاده برای کمیت‌های مختلف در این الحاقیه مشابه آیین‌نامه بتن ایران، سیستم دهدهی بین‌المللی (SI) است.

واحدهایی که در این آیین‌نامه مورد استفاده قرار گرفته‌اند عبارتند از:

الف- برای طول، متر (m) و میلیمتر (mm)

ب- برای سطح، مترمربع (m^2) و میلیمترمربع (mm^2)

پ- برای بارهای متمرکز، کیلو نیوتن (KN) و برای بارهای گسترده کیلو نیوتن بر متر (KN/m) و کیلو نیوتن بر مترمربع (KN/m^2) که برابر با یک کیلو پاسکال (Kpa) است.

ت- برای جرم مخصوص (جرم واحد حجم)، کیلوگرم بر مترمکعب (Kg/m^3)

ث- برای وزن مخصوص (وزن واحد حجم)، کیلو نیوتن بر مترمکعب (KN/m^3)

ج- برای تنش‌ها و مقاومت‌ها، مگا پاسکال (Mpa) که معادل یک نیوتن بر میلیمتر مربع یا یک مگا نیوتن بر متر مربع (MN/m^2) است. و گیگا پاسکال که معادل هزار مگا پاسکال است.

چ- برای لنگرها، کیلو نیوتن - متر (KN.m)

ح- برای دما، درجه سلسیوس (سانتیگراد، °C)

□ ۱-۷- علائم و اختصارات

علائم و اختصارات مورد استفاده در این الحاقیه مشابه آیین نامه بتن ایران است. در آیین نامه علائم و اختصارات متحدالشکل سازمان بین المللی استاندارد (ISO) انتخاب شده است.

فصل دوم

مقررات کلی ارایه و تصویب طرح و نظارت

فصل دوم آیین‌نامه بتن ایران اختصاص به ضوابط کلی که باید در تهیه نقشه‌های سازه رعایت شوند و نیز بعضی مسائل کارگاهی دارد که معمولاً در پروژه‌های ساختمانی مطرح می‌شوند. این ضوابط در مورد پل‌ها نیز کاربرد دارند و باید رعایت شوند.

در ارتباط با حداقل زمان پس از گذشت اجرای قطعه برای آزمایش بارگذاری که در آیین‌نامه بتن ایران هشت هفته آورده شده در آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها، نشریه شماره ۱۳۹ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۹۰ روز تعیین گردیده است. در این الحاقیه این زمان نیز ۹۰ روز توصیه می‌شود.

فصل سوم تا نهم

فصل‌های سوم تا نهم آیین‌نامه بتن ایران به مباحث زیر اختصاص داده شده است:

فصل سوم	مصالح بتن
فصل چهارم	فولاد
فصل پنجم	استانداردهای مشخصات و آزمایش‌ها
فصل ششم	کیفیت بتن
فصل هفتم	اختلاط بتن و بتن‌ریزی
فصل هشتم	جزئیات آرماتوربندی
فصل نهم	ضوابط قالب‌بندی، لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن و درزهای اجرایی

مطالب مطرح شده در این فصول کلاً در ارتباط با خصوصیات مواد بتن و فولاد و مسائل اجرایی مربوط به آنهاست. قالب‌بندی سازه‌ها در این مجموعه نیز آورده شده است. ضوابط این فصول برای ساختمان‌ها و پل‌ها یکسان است و در مورد پل‌ها نیز باید رعایت شوند.

فصل دهم

اصول تحلیل و طراحی

□ ۱۰-۱۰-۱ علائم اختصاری

B = بار ناشی از غوطه‌وری و فشار جانبی هیدرواستاتیک

CF = بار ناشی از اثر گریز از مرکز

D = بار مرده

E = فشار خاک

E_c = مدول الاستیسیته بتن

EQ = بار ناشی از زلزله

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن

I = ضریب ضربه مربوط به بار زنده

k = ضریب طول موثر برای اعضای فشاری

L = بار زنده

LF = بار طولی ناشی از اثر بار زنده بر روی عرشه پل

l_u = طول مهار نشده (بدون اتکا) در عضو فشاری

r = شعاع ژیراسیون مقطع عضو فشاری

S = تلاش

SF = فشار جریان آب

$$S_r = \text{مقاومت نهایی}$$

$$S_u = \text{تلاش نهایی}$$

$$T = \text{اثر ناشی از تغییرات دما، وارفتگی، جمع شدگی بتن و نشست تکیه‌گاه‌ها}$$

$$W = \text{بار ناشی از اثر باد بر روی سازه پل}$$

$$WL = \text{بار ناشی از اثر باد بر روی بار زنده}$$

$$\beta_D = \text{ضریب بار مرده}$$

$$\beta_E = \text{ضریب فشار خاک}$$

$$\gamma_f = \text{ضریب جزئی ایمنی عامل‌ها}$$

$$\gamma_n = \text{ضریب اصلاحی بار}$$

$$\phi_c = \text{ضریب جزئی ایمنی مقاومت بتن}$$

$$\phi_n = \text{ضریب اصلاح مقاومت}$$

$$\phi_m = \text{ضریب جزئی ایمنی مقاومت مصالح}$$

$$\phi_s = \text{ضریب جزئی ایمنی مقاومت فولاد}$$

□ ۱۰-۴- مقدمه

فصل دهم آیین‌نامه بتن ایران به اصول تحلیل و طراحی سازه‌ها اختصاص دارد و شامل موضوعات زیر است:

الف- مبانی کلی طراحی که در آن هدف و روش طراحی در آیین‌نامه بتن ایران بیان شده است.
ب- معرفی روش‌های مختلف تحلیل که عمدتاً در ساختمان‌های بتن‌آرمه کاربرد دارد و اشاره به بعضی روش‌های تقریبی که در تحلیل قاب‌های خمشی می‌توان مورد استفاده قرار داد. در این بخش پارامترهای مورد نیاز در تحلیل سازه‌های بتن‌آرمه نیز ارائه شده‌اند.

پ- جزئیات طراحی در حالت حدی نهایی و جزئیات کنترل در حالت حدی بهره‌برداری به همراه ضرایب جزئی ایمنی مورد نظر در آنها.

ت- معرفی تعدادی از ضوابط مورد نیاز در طراحی مقاطع اعضاء سازه، مانند عرض دال در بال‌های فشاری.

از این موضوعات مطالب مربوط به بند (الف) در همه موارد، و مطالب مربوط به بند (ب) در برخی موارد در پل‌ها کاربرد دارند. اما مطالب مربوط به ضرایب جزئی ایمنی که در بند (ت) مطرح شده در پل‌ها با ساختمان‌ها متفاوت است و در پل‌ها ضرایب دیگری بکار برده می‌شود. همچنین بخشی از مطالب مربوط به بند (ت) در پل‌ها کاربرد دارند ولی ضوابط دیگری نیز به آنها اضافه می‌شوند.

در این الحاقیه با توجه به آنکه بخش اعظم فصل دهم در بندهای مختلف با تغییراتی کم و بیش روبروست، کلیه مطالب فصل دهم آورده می‌شود. بدیهی است که تعدادی از بندهای ضوابط عیناً مانند آیین‌نامه بتن ایران است.

□ ۱۰-۱- گستره

۱۰-۱-۱- ضوابط این فصل مربوط به اصول کلی هستند که در تحلیل و طراحی سازه‌ها باید رعایت شوند. این اصول شامل: روش طراحی، بارگذاری و ترکیبات آنها، ضرایب ایمنی توصیه شده، فرضیات

مربوط به روش‌های مختلف تحلیل سازه‌ها و ضوابط کلی که در طراحی بعضی قطعات مورد استفاده قرار می‌گیرد، می‌شوند.

□ ۱۰-۲- مبانی طراحی

۱۰-۲-۱- هدف طراحی

۱۰-۲-۱-۱- منظور از طرح یک سازه تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات قطعات آن به نحوی است که سه هدف اصلی تعیین شده در بندهای ۱۰-۲-۱ تا ۱۰-۲-۴ تامین شوند.

۱۰-۲-۱-۲- ایمنی

منظور از ایمنی این است که مجموعه سازه، شامل قطعات و اتصالات آن، طوری سازمان داده شود که سازه از انسجام و پایداری کافی برخوردار باشد و:

الف - تحت اثر بارها و سربارهای متعارف آسیب نبیند.

ب - در اثر بارها و سربارهای استثنایی گسیخته نشود و فرو نریزد.

۱۰-۲-۱-۳- عملکرد مطلوب

منظور از عملکرد مطلوب اینست که سازه برای بهره‌برداری پیش‌بینی شده از آن مزاحمت فراهم نکند و:

الف - تحت اثر بارها و سربارهای متعارف در آن ترک‌خوردگی و تغییر شکل بیش از حد بوجود نیاید بطوریکه نسبت به ایمنی سازه ایجاد نگرانی نکند.

ب - در اثر لرزش در بهره‌برداری کنندگان احساس ناامنی بوجود نیاید.

۱۰-۲-۱-۴- پایایی

منظور از پایایی این است که مصالح سازه کیفیت خود را در تمام طول عمر پیش‌بینی شده حفظ کند، بطوریکه در اثر پیری، فرسودگی، خوردگی و مانند آن، ایمنی و قابلیت بهره‌برداری سازه بیش از حد تقلیل نیابد.

۱۰-۲-۲-۲-۱۰- روش طراحی

۱۰-۲-۲-۱۰- روش طراحی در این آیین‌نامه، "طراحی در حالات حدی" است. در این روش سازه طوری طراحی می‌شود که با حاشیه ایمنی مشخصی، تحت هیچ یک از شرایط نامساعد بارگذاری به هیچ یک از حالت‌های ویژه که اصطلاحاً "حالت‌های حدی" نامیده می‌شوند، نرسد. حالت‌های حدی حالاتی هستند که سازه، یا قسمت‌هایی از آن، تا رسیدن به آنها وظایف خود را بطور کامل انجام می‌دهد ولی پس از رسیدن به هریک از آنها قادر به انجام وظایف خود در آن حالت خاص نبوده، از حیز انتفاع ساقط می‌شود. حالات حدی به دو گروه عمده بشرح بندهای ۱۰-۲-۲-۱۰ و ۱۰-۲-۲-۳ تقسیم می‌شوند.

۱۰-۲-۲-۲-۱۰- حالات حدی نهایی

به حالاتی گفته می‌شود که به حداکثر ظرفیت باربری سازه یا قسمتی از آن مربوط می‌شوند این حالات ممکن است به یکی از صورت‌های زیر اتفاق بیافتد:

الف- از دست رفتن تعادل سازه و یا قسمتی از آن به عنوان یک جسم صلب.

ب- تغییر شکل یا تغییر مکان سازه یا قسمتی از آن در حدی که شکل هندسی و در نتیجه رفتار سازه را به کلی تغییر دهد.

پ- رسیدن سازه به حداکثر ظرفیت باربری خود به یکی از صورت‌های زیر:

- درهم شکستن مقاطع قطعات و یا اتصالات آنها به دلیل گسیختگی یا تغییر شکل‌های بیش از حد و یا خستگی در مصالح آنها. این حالت "حالت حدی نهایی مقاومت" نامیده می‌شود.

- تبدیل شدن سازه یا قسمتی از آن به مکانیزم.

- از دست رفتن پایداری کل سازه و یا قسمتی از آن.

۱۰-۲-۳- حالات حدی بهره‌برداری

به حالاتی گفته می‌شود که به معیارهای قابلیت بهره‌برداری سازه و یا پایایی آن مربوط می‌شوند. این حالات ممکن است به یکی از صورت‌های زیر اتفاق بیافتد:

الف - تغییر شکل بیش از حد سازه یا اجزای آن بنحوی که به منظر یا عملکرد مناسب سازه اثر نامطلوب گذاشته و به سازه آسیب برساند.

ب - لطمات موضعی نظیر ترک خوردگی، پوسته شدن یا از هم پاشیدن بیش از حد بتن بطوری که لزوم نگهداری بیش از حد متعارف را ایجاد کند و یا خطر خوردگی در آرماتور را افزایش دهد و در نتیجه به منظر و عملکرد مناسب سازه آسیب برساند.

پ- لرزش بیش از حد سازه در اثر بارهای بهره‌برداری، نیروی باد و یا عوامل دیگر بطوری که در استفاده‌کنندگان از سازه ایجاد نگرانی کند و یا عملکرد سازه را مختل نماید.

ت - در مواردی که سازه برای عملکرد نامتعارف خاصی طراحی می‌شود ممکن است حالت‌های حدی دیگری متناسب با این شرایط خاص مطرح شوند، که وقوع آنها عملکرد سازه را دچار اختلال کنند. این حالت‌ها با تشخیص و قضاوت مهندس محاسب تعیین می‌شوند.

۱۰-۲-۴- در طراحی سازه‌ها علاوه بر بررسی حالات حدی ملاحظات زیر باید رعایت شوند:

الف - اجزای مختلف سازه و اتصالات آنها باید چنان سازماندهی شوند که پایداری کلی و انسجام سازه تامین شود. در این مورد بویژه باید اطمینان حاصل شود که سازه در اثر آسیب موضعی اتفاقی دچار گسیختگی زنجیره‌ای نخواهد شد.

ب - پایایی سازه باید با پیش‌بینی مناسب تامین شود. برای این امر رعایت مشخصات فنی اجرایی شامل: کیفیت و حداقل مقدار سیمان، کیفیت آب، نسبت آب به سیمان، نوع و کیفیت دانه‌های سنگی، حداکثر مواد زیان‌آور در مواد متشکله بتن، نسبت‌های اختلاط، شرایط ریختن و جا دادن بتن، مراقبت بتن، سطوح واریز، درزهای سازه‌ای و مانند اینها الزامی است.

پ - طراحی سازه باید جزیی از جریان « طراحی - اجرا - نگهداری » تلقی شود و نسبت به صحت هریک از این سه جزء اطمینان حاصل گردد. در این مورد بویژه باید نوع مصالح مصرفی و چگونگی

تولید آنها از استانداردهای مشخصی تبعیت کنند، کیفیت اجرا با نظارت صحیح تضمین شود، و رعایت ضوابط استفاده و نگهداری از سازه توسط مسئولین ذیربط کنترل گردد.

۱۰-۲-۲-۵- در این آیین‌نامه کنترل در حالات حدی، تنها برای "حالت حدی نهایی مقاومت" و "حالات حدی بهره‌برداری"، بشرح بندهای ۱۰-۲-۲-۶ و ۱۰-۲-۲-۷ و با منظور کردن ضرایب جزئی ایمنی بشرح بند ۱۰-۲-۳، صورت می‌گیرد و برای سایر حالات حدی کنترل خاصی پیش‌بینی نمی‌شود، ولی کنترل تعادل استاتیکی کلی سازه بعنوان یک جسم صلب، و کنترل عدم تشکیل مکانیزم در سازه جزء الزامات اولیه و لاینفک طراحی است که باید مورد توجه قرار گیرد. برای حالت حدی ناپایداری نیز کنترل خاصی پیش‌بینی نمی‌شود ولی برای در نظر گرفتن اثر لاغری در قطعات تحت فشار و خمش و کنترل آنها در حالت حدی نهایی مقاومت، ضوابط خاصی تعیین شده‌اند که باید رعایت گردند.

۱۰-۲-۲-۶- طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت

در این حالت حدی، طراحی اعضای مختلف سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی، یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع، بزرگتر یا مساوی با تلاش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای نهایی وارد به سازه باشد. در تعیین مقاومت نهایی مقطع و نیز در مقادیر بارهای نهایی، ضرایب ایمنی مورد نظر در طرح منظور می‌شوند. جزییات طراحی در این حالت حدی در بخش ۱۰-۵ داده شده‌اند.

۱۰-۲-۲-۷- کنترل در حالات حدی بهره‌برداری

این حالات شامل دو حالت حدی تغییر شکل و ترک‌خوردگی است. در این حالات حدی کنترل می‌شود که تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی‌های ایجاد شده در هر عضو تحت اثر بارهای بهره‌برداری وارد به سازه کوچکتر از مقادیر مشخصی باشند که در طرح مورد نظر بوده‌اند. جزییات کنترل در این حالت حدی در بخش ۱۰-۶ داده شده‌اند.

۱۰-۲-۳- ضرایب ایمنی

۱۰-۲-۳-۱- ضرایب ایمنی به کار رفته در این آیین‌نامه، از نوع ضرایب جزئی ایمنی می‌باشند، به این ترتیب که برای بارها از یکطرف و برای مقاومت‌های بتن و فولاد از طرف دیگر ضرایب جزئی ایمنی، بشرح بندهای ۱۰-۲-۳-۲ و ۱۰-۳-۳-۲ در نظر گرفته می‌شوند. بعلاوه در موارد خاصی که نیاز به اطمینان بیشتر در قطعه‌ای وجود داشته باشد، ضریب جزئی ایمنی دیگری در مقاومت قطعه یا در بارها و عاملها، بشرح بند ۱۰-۳-۳-۴، بکار برده می‌شود.

۱۰-۲-۳-۲- ضرایب تشدید بارها

این ضرایب در مقادیر مشخصه بارها و سایر عاملها ضرب می‌شوند. مقادیر این ضرایب، بسته به آنکه میزان عدم اطمینان نسبت به برآورد هر بار چه اندازه است، برای بارهای مختلف متفاوت‌اند. جزییات این ضرایب در بند ۱۰-۵-۳ داده شده‌اند. این ضرایب "ضرایب جزئی ایمنی عامل‌ها" نامیده شده و با γ_f نمایش داده می‌شوند.

۱۰-۲-۳-۳- ضرایب تقلیل مقاومت‌ها

این ضرایب در مقادیر مشخصه مقاومت‌های بتن و فولاد ضرب می‌شوند. این ضرایب منعکس کننده عدم اطمینان موجود در کیفیت مصالح، نحوه اجرا، درستی ابعاد و اندازه قطعات می‌باشند. جزییات این ضرایب در بند ۱۰-۵-۲-۲ داده شده‌اند. این ضرایب "ضرایب جزئی ایمنی مقاومت مصالح" نامیده شده و بطور کلی با ϕ_m نمایش داده می‌شوند.

۱۰-۲-۳-۴- ضریب جزئی ایمنی اصلاحی

این ضریب در مواردی که اهمیت قطعه و پیامدهای گسیختگی آن، از جمله شاخص بودن نوع گسیختگی مانند نرم یا ترد بودن آن مورد نظر باشد، بکار گرفته می‌شود. این ضریب بنا به مورد یا در مقاومت قطعه ضرب می‌شود و آن را کاهش می‌دهد و یا در بارها یا عامل‌ها ضرب می‌شود و آنها

را افزایش می‌دهد. این ضریب، "ضریب اصلاحی" نامیده می‌شود و بنا به مورد با ϕ_n یا γ_n نمایش داده می‌شود. جزییات این ضریب در بند ۱۰-۵-۴ داده شده‌اند.

□ ۱۰-۳- اصول تحلیل

۱۰-۳-۱- کلیات

۱۰-۳-۱-۱- منظور از تحلیل سازه تعیین تلاش‌های موجود در مقاطع مختلف سازه و تغییر مکان نقاط مختلف آن تحت اثر عامل‌های وارد بر آن، با در نظر گرفتن مشخصات هندسی و مکانیکی آن است. در تحلیل سازه باید نامساعدترین حالات به لحاظ عملکرد توأم ترکیبات محتمل عامل‌ها مطابق بند ۱۰-۵-۳ در نظر گرفته شوند.

۱۰-۳-۱-۲- روش تحلیل سازه در پل‌ها "تحلیل خطی" است. در این روش تحلیل تمام تلاش‌ها در مقاطع مختلف سازه با فرض خطی بودن رفتار مصالح و کوچک بودن تغییر شکل‌های ایجاد شده و بر اساس تئوری الاستیسیته تعیین می‌شوند.

۱۰-۳-۱-۳- روش تحلیل خطی را می‌توان در انواع سازه‌ها در حالات حدی نهایی و بهره‌برداری مورد استفاده قرار داد. ولی در سازه‌های متشکل از اعضای میله‌ای که در آنها تغییر مکان جانبی آزاد است، استفاده از این روش به شرطی مجاز است که ضریب لاغری ستون‌ها، $k \frac{l_u}{r}$ ، از صد تجاوز نکند.

۱۰-۳-۲- مشخصات مصالح

۱۰-۳-۲-۱- مدول الاستیسیته بتن در تحلیل خطی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$E_c = 5000\sqrt{f_c} \quad (۱۰-۱-پ)$$

۱۰-۳-۲-۲- مدول الاستیسیته فولاد در تحلیل خطی برابر با ۲۰۰/۰۰۰ مگاپاسکال فرض می‌شود.

۱۰-۳-۲-۳- ضریب انبساط حرارتی بتن برابر $10^{-6} \times 10$ برای هر درجه سلسیوس منظور می شود.

۱۰-۳-۲-۴- ضریب جمع شدگی بتن برابر 0.0002 در نظر گرفته می شود.

۱۰-۳-۲-۵- نسبت پواسون در بتن برابر 0.2 فرض می شود.

۱۰-۳-۳- سختی قطعات سازه

در تحلیل سازه پلها سختی خمشی و سختی پیچشی اعضای سازه را می توان براساس مقطع ترک نخورده بدون در نظر گرفتن میلگردها، یا براساس مقطع ترک خورده، با در نظر گرفتن میلگردها محاسبه کرد. در مواردی که تحلیل سازه براساس مقطع ترک خورده انجام می شود باید با توجه به سطح تنش موجود در قطعه و این که قطعه تحت خمش تنها و یا فشار و خمش قرار می گیرد، برای میزان ترک خوردگی و سختی متناسب با آن فرض مناسبی در نظر گرفت. به هر حال فرض در نظر گرفته شده در تمام مراحل تحلیل باید یکسان باشد.

در پل های با عرشه تیر - دال سختی تمام عرشه را می توان در محاسبات منظور کرد.

تغییرات هندسی مقاطع نظیر تاثیر ماهیچه ها نیز باید در محاسبات سختی منظور شوند.

۱۰-۳-۴- طول دهانه مؤثر

۱۰-۳-۴-۱- طول دهانه مؤثر برای عضوی که با تکیه گاه های خود یکپارچه نباشد باید معادل فاصله محور تا محور تکیه گاه ها یا طول آزاد دهانه به اضافه ارتفاع عضو، هر کدام کوچکتر است، در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۴-۲- طول دهانه مؤثر برای عضوی که با تکیه گاه های خود یکپارچه است، باید معادل فاصله محور تا محور تکیه گاه ها در نظر گرفته شود. در اعضای که طول تکیه گاه آنها بیشتر از دو برابر ارتفاع

موثر آنهاست، طولی از عضو را که اضافه بر ارتفاع موثر عضو روی تکیه‌گاه است می‌توان صلب فرض کرد.

۱۰-۳-۴-۳- طول دهانه موثر برای اعضای طره با گیرداری کامل برابر با طول آزاد آنهاست.

۱۰-۳-۴-۴- طول دهانه موثر در دال‌ها باید براساس ضوابط بند ۱۵-۲-۲ تعیین شود.

□ ۱۰-۴- بارگذاری

۱۰-۴-۱- بارهایی که در طراحی باید مد نظر قرار گیرند شامل بارها یا عامل‌های زیرند:

الف - عامل‌های مستقیم مانند بارهای مرده، بارهای زنده و اثرات ناشی از آن مانند ضربه و نیروی گریز از مرکز و نیروی طولی وارد به عرشه پل، فشار ناشی از اثر خاک یا جریان آب، اثر باد.
ب - عامل‌های غیر مستقیم مانند اثر زلزله، ارتعاشات، تغییرات دما، جمع‌شدگی بتن و نشست تکیه‌گاه‌ها.
پ- عامل‌های حین ساخت مانند بارهای ناشی از وزن قالب داربست و بتن‌ریزی یک جزء از پل بر روی اجزای دیگر.

۱۰-۴-۲- تمامی بارهای وارد به پل‌ها، بجز بارهای ناشی از زلزله، باید براساس ضوابط نشریه شماره ۱۳۹ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور تحت عنوان "آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها" تعیین شوند.

۱۰-۴-۳- بارهای ناشی از زلزله وارد به پل‌ها باید براساس آیین‌نامه "طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله - موضوع نشریه شماره ۴۶۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور" تعیین شوند.

۱۰-۴-۴- عامل‌های مختلف باید با توجه به احتمال همزمان بودنشان با یکدیگر ترکیب شده و در بارگذاری منظور شوند. در ترکیب عامل‌ها باید نامساعدترین وضعیت‌های احتمالی بارگذاری مطابق بند ۱۰-۵-۳ بکار برده شوند.

۱۰-۴-۵- بارها و عامل‌های وارد به سازه، در مواردی که با ضرایب جزئی ایمنی بارها در حالت حدی نهایی تشدید شده‌اند، "بارهای نهایی" و در مواردی که با ضرایب جزئی ایمنی بارها در حالت حدی بهره‌برداری تشدید شده‌اند، "بارهای بهره‌برداری" نامیده می‌شوند. جزئیات این ضرایب در بندهای ۱۰-۵-۳ و ۱۰-۶-۲ داده شده‌اند.

□ ۱۰-۵- طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت

۱۰-۵-۱- طراحی مقاطع مختلف سازه در حالت حدی نهایی مقاومت برای هر تلاش خاص باید براساس رابطه زیر صورت گیرد:

$$S_{II} \leq S_r \quad (10-2-p)$$

در این رابطه S_r مقاومت نهایی عضو در مقطع مورد نظر و S_{II} تلاش موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای نهایی است. مقادیر S_r و S_{II} باید براساس ضوابط بندهای ۱۰-۵-۲ و ۱۰-۵-۳ تعیین شوند.

۱۰-۵-۲- مقاومت نهایی مقطع، S_r

۱۰-۵-۲-۱- مقاومت نهایی مقطع، S_r ، برای هر تلاش خاص، باید براساس مشخصات هندسی مقطع، رفتار مکانیکی عضو تحت آن نوع تلاش و با منظور کردن شرایط تعادل نیروها در مقطع و سازگاری تغییر شکل‌ها در تارهای مختلف آن، تعیین شود.

۱۰-۵-۲-۲- در تعیین مقاومت نهایی مقطع، ضرایب جزئی ایمنی مقاومت‌های زیر باید در مقاومت‌های مشخصه بتن و فولاد اثر داده شوند:

الف - ضریب جزیی ایمنی مقاومت بتن: $\phi_c = 0.6$

ب - ضریب جزیی ایمنی مقاومت فولاد: $\phi_s = 0.85$

۱۰-۵-۲-۳- در تعیین مقاومت نهایی مقطع، باید ضوابط خاص داده شده در فصول مختلف این آیین‌نامه، بشرح زیر رعایت شوند:

الف- برای قطعات تحت اثر خمش، خمش و فشار، خمش و کشش: فصل یازدهم

ب- برای قطعات تحت اثر برش و پیچش: فصل دوازدهم

پ- برای کماتش و اثرهای ناشی از لاغری در قطعات تحت فشار و خمش: فصل سیزدهم

ت- برای پیوستگی و مهار: فصل هیجدهم

۱۰-۵-۳- تلاش‌های نهایی، S_u

۱۰-۵-۳-۱- تلاش‌های نهایی، S_u در مقاطع مختلف سازه، شامل لنگرهای خمشی، نیروهای محوری، نیروهای برشی و لنگرهای پیچشی، باید براساس تحلیل سازه تحت اثر بارهای نهایی و ترکیبات مختلف آنها تعیین شوند. در این مورد باید نامساعدترین شرایط بارگذاری و ترکیبات آن در نظر گرفته شوند.

۱۰-۵-۳-۲- ترکیبات مختلف بارها که باید در تعیین تلاش‌های نهایی منظور شوند، باید بر طبق رابطه زیر محاسبه گردند.

$$S_u = 1.25 \sum (\gamma_x \cdot X) \quad (پ-۱۰-۳)$$

در این رابطه X نوع بار و γ_x ضریب جزیی مربوط به آن است که مقادیر آن در جدول زیر داده شده است. هر ردیف در این جدول یک ترکیب بارگذاری محسوب می‌شود که باید در طراحی پل‌ها منظور گردد.

بر اساس رابطه فوق ضریب جزئی ایمنی هر عامل، γ_f ، با توجه به تعریف بند ۱۰-۲-۳-۲ برابر با $1.25\gamma_x$ می‌باشد.

ضرایب β_D و β_E در این جدول باید بر اساس ضوابط بندهای ۱۰-۵-۳ و ۱۰-۵-۴ تعیین شوند. در پلهای جعبه‌ای زیرخاکی ترکیبات این بند کاربرد ندارند. در این پل‌ها باید ترکیب بند ۱۰-۵-۳-۶ بکار برده شود.

جدول شماره ۱۰-۵-۳ ضرایب γ_x و ترکیبات بارها در حد نهایی

شماره ترکیب	D	$L+I$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	T	EQ
۱	β_D	1.3	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
۲	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
۳	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0
۴	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0
۵	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0
۶	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0
۷	β_D	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1

در این جدول:

D : بار مرده

L : بار زنده

I : ضریب ضربه مربوط به بار زنده

CF : بار ناشی از اثر گریز از مرکز

E : فشار خاک

B : بار ناشی از غوطه‌وری و فشار جانبی هیدرواستاتیک

- SF : فشار جریان آب
- W : بار ناشی از اثر باد بر روی سازه پل
- WL : بار ناشی از اثر باد بر روی بار زنده
- LF : بار طولی ناشی از اثر بار زنده بر روی عرشه پل
- T : اثر ناشی از تغییرات دما، وارفنگی، جمع‌شدگی بتن و نشست تکیه‌گاه‌ها (این آثار با یکدیگر جمع می‌شوند)
- EQ : بار ناشی از زلزله

۱۰-۵-۳-۳- ضریب بار مرده β_D باید همواره برابر با یک در نظر گرفته شود. مگر در ستون‌ها و پایه‌ها در مواردی که در ترکیب بار محوری و لنگر خمشی هدف بکارگیری بیشترین برون محوری باشد، که در این صورت β_D باید برابر با ۰/۷۵ منظور شود.

۱۰-۵-۳-۴- ضریب فشار خاک β_E در موارد مختلف باید مطابق اعداد زیر در نظر گرفته شود.

- الف- برای فشار جانبی فعال روی دیوارهای حائل و یا قاب‌ها، به استثنای پل‌های زیرخاکی ۱/۳
- ب- برای فشار جانبی در حال سکون ۱/۱۵
- پ- برای تعیین لنگر خمشی مثبت در تیرهای قاب‌ها ۰/۵
- ت- برای اثر قائم فشار خاک ۱/۰

۱۰-۵-۳-۵- ضریب $L+I$ در ترکیب شماره (۱) را در طراحی دال‌ها و اعضای نگهدارنده آنها در پیاده‌روها، در مواردی که بار چرخ روی پیاده‌رو در نظر گرفته می‌شود، می‌توان برابر با یک منظور کرد.

۱۰-۵-۳-۶- در پل‌های جعبه‌ای زیر خاکی ترکیب بارها برای تعیین تلاش‌های نهایی باید بر اساس رابطه زیر تعیین گردد:

$$S_u = 1.25[D + 1.3(L + I) + E] \quad (10-4-پ)$$

۱۰-۳-۷- اثر پیش تنیدگی در قطعات پل‌ها باید مانند اثرات ناشی از بارهای دائمی در نظر گرفته شود و در ترکیبات بارها، ضریب بارمرده برای آنها منظور شود.

۱۰-۵-۴- اعمال ضریب اصلاحی

۱۰-۵-۴-۱- در مواردی که قطعه‌ای در سازه، بنا به دلایل خاص، باید دارای حاشیه ایمنی بیشتری باشد و اعمال ضریب اصلاحی ϕ_n یا γ_n ضرورت پیدا کند کنترل مقاطع مختلف قطعه برای هر تلاش خاص باید براساس یکی از دو رابطه زیر صورت گیرد:

$$S_u \leq \phi_n \cdot S_r \quad (10-5-پ)$$

$$\gamma_n S_u \leq S_r \quad (10-6-پ)$$

در این روابط پارامترهای S_u و S_r برطبق بند ۱۰-۵-۱ تعیین می‌شوند و ضریب ϕ_n یا γ_n طبق ضوابط بند ۱۰-۵-۴-۲ اختیار می‌گردند.

۱۰-۵-۴-۲- ضریب اصلاحی ϕ_n یا γ_n در طراحی تمامی قطعات مساوی با یک است مگر آنکه برای آن بر حسب مورد مقداری مشخص شده باشد. مانند مقدار ϕ_n در بند ۱۳-۸-۲.

۱۰-۶-۱- کنترل در حالت حدی بهره‌برداری

۱۰-۶-۱- کنترل قطعات مختلف سازه در دو حالت حدی تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی‌ها باید براساس محدود بودن تغییر شکل‌های ایجاد شده در قطعه و یا میزان بازشدگی ترک در مقطع، تحت اثر بارهای بهره‌برداری، طبق مقادیر مشخص شده در فصل چهاردهم صورت گیرد.

۱۰-۶-۲- در تعیین بارهای بهره‌برداری ضرایب جزئی ایمنی بارها، γ_f در بند ۱۰-۳-۲، باید برابر با واحد در نظر گرفته شوند.

۱۰-۶-۳- در تعیین تنش‌های موجود در بتن و فولاد ضرایب جزئی ایمنی مقاومت، ϕ_m ، باید برابر با واحد در نظر گرفته شوند.

۱۰-۶-۴- در تعیین مقدار تغییر شکل‌های ایجاد شده در قطعات و نیز میزان بازشدگی ترک‌ها در مقاطع باید ضوابط فصل چهاردهم رعایت گردند.

□ ۱۰-۷- ضوابط کلی طراحی مقاطع

۱۰-۷-۱- در قطعاتی که با تکیه‌گاه‌های خود بصورت یکپارچه بتن‌ریزی می‌شوند، لنگرهای خمشی در مقاطع روی تکیه‌گاه را می‌توان معادل مقدار این لنگر در مقطع بر تکیه‌گاه در نظر گرفت. در اعضایی که در مجاورت تکیه‌گاه دارای ماهیچه با زاویه ۴۵ درجه و بیشترند، مقطع لنگر خمشی طراحی باید در محلی که ارتفاع در آن یک و نیم برابر ارتفاع عضو است، در نظر گرفته شود. در اعضاء با تکیه‌گاه‌های غیر پیوسته، لنگر خمشی در مقطع انتهای دهانه موثر باید ملاک طراحی قرار گیرد. برای تعریف دهانه موثر به بند ۱۰-۳-۴ مراجعه شود.

۱۰-۷-۲- در قطعات با مقطع متغیر، تغییرات مقطع باید در طراحی منظور شوند.

۱۰-۷-۳- در طراحی برای مقاومت در برابر بارهای جانبی باد یا زلزله فقط مقاومت قطعات بهم پیوسته سازه‌ای باید در نظر گرفته شود.

□ ۱۰-۸- عرض بال فشاری

۱۰-۸-۱- تیرهای T شکل

۱۰-۸-۱-۱- در ساخت تیرهای T شکل، جان و بال باید بصورت یکپارچه ساخته شوند، در غیر اینصورت پیوستگی بین جان و بال باید بنحو مناسب تامین شود.

۱۰-۸-۱-۲- عرضی از دال که بطور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد تیر، برای تیرهای یکسره، و بیشتر از دو پنجم طول دهانه آزاد تیر، برای تیرهای ساده، اختیار شود. عرض موثر بال تیر میانی در هر طرف جان تیر نیز نباید بیشتر از دو مقدار زیر اختیار گردد:

الف - هشت برابر ضخامت دال

ب - نصف فاصله آزاد تا جان تیرهای مجاور

۱۰-۸-۱-۳- عرض موثر بال تیر کناری، در تیرهایی که دال فقط در یکطرف جان آنها قرار دارد، نباید بیشتر از سه مقدار زیر اختیار شود:

الف - یک دوازدهم طول دهانه آزاد تیر

ب - شش برابر ضخامت دال

پ - نصف فاصله آزاد تا جان تیر مجاور

۱۰-۸-۱-۴- در تیرهای T شکل مجزا که از بال آنها برای تامین نیروی فشاری اضافی استفاده می‌شود، ضخامت بال نباید کمتر از نصف عرض جان تیر باشد. در این تیرها عرض موثر بال نباید بیشتر از چهار برابر عرض جان تیر اختیار شود.

۱۰-۸-۱-۵- در مواردی که میلگردهای اصلی خمشی در دالی که به عنوان بال تیر T در نظر گرفته شده است موازی تیر باشند، میلگردهایی عمود بر تیر باید در بالای دال مطابق ضوابط زیر قرار داده شود. الف- میلگردهای عرضی عمود بر تیر باید برای تحمل بارهای نهایی وارد بر بال و با فرض عملکرد طره‌ای دال طراحی شوند. در تیرهای T شکل مجزا تمام عرض بال طره‌ای و در سایر تیرها عرض موثر بال در این طراحی منظور می‌شوند.

ب - فاصله میلگردهای عرضی عمود بر تیر نباید از پنج برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر اختیار شود.

۱۰-۸-۱-۶- در تیرهای T شکل متعلق به قاب‌های عرضی، عرض موثر دال که در هر سمت تیر به آن کمک می‌دهد نباید بیشتر از شش برابر ضخامت دال و یا یک دهم طول دهانه تیر در قاب عرضی، در نظر گرفته شود. در نواحی کنسول این تیرها عرض موثر دال نباید بیشتر از یک پنجم طول کنسول در نظر گرفته شود.

۱۰-۸-۲- تیرهای جعبه‌ای

۱۰-۸-۲-۱- در تیرهای جعبه‌ای تمام عرض دال باید در فشار، موثر در نظر گرفته شود.

۱۰-۸-۲-۲- عرض موثر دال در تیرهای T شکل متعلق به قاب‌های عرضی که در این نوع عرشه‌ها بکار برده می‌شوند نیز باید مطابق ضابطه بند ۱۰-۸-۱-۶ در نظر گرفته شود.

□ ۱۰-۹- ضخامت دال و جان

۱۰-۹-۱- ضخامت دال‌ها در پل‌ها باید بر اساس نیاز آنها در طراحی برای خمش و برش مطابق ضوابط بند ۱۵-۴ تعیین گردد. علاوه بر آن دالها باید ضوابط مربوط به افتادگی و ترک خوردگی را بر اساس الزامات فصل چهاردهم تامین نمایند.

۱۰-۹-۲- ضخامت دال تحتانی در تیرهای جعبه‌ای نباید کمتر از یک شانزدهم طول دهانه آن، بین جان‌های تیر، یا ۱۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. این ضخامت لزومی ندارد بیشتر از ضخامت دال فوقانی پیش بینی شود، مگر آنکه نیاز طراحی آن را الزامی بدارد.

۱۰-۹-۳- در مواردی که الزامات طراحی ایجاد تغییر در ضخامت جان را اقتضاء نماید، تغییر باید در طولی حداقل برابر با دوازده برابر اختلاف ضخامت‌ها عملی گردد.

□ ۱۰-۱۰-۱ دیافراگم‌ها

۱۰-۱۰-۱- دیافراگم‌ها در عرشه‌های پل‌ها به تیرهای نسبتاً صلبی اطلاق می‌شود که در انتهای تیرها و یا در طول دهانه آنها، در جهت عرضی نسبت به تیرهای طولی، پیش‌بینی می‌شوند. هدف از پیش‌بینی این تیرها مقابله با نیروهای جانبی و حفظ شکل هندسی کلی تیرها و عرشه‌هاست. در پل‌های با سیستم تیر - دال و یا جعبه‌ای پیش‌بینی دیافراگم در انتهای عرشه الزامی است. مگر آنکه به کمک آزمایش و یا تحلیل سازه بتوان نشان داد که عدم پیش‌بینی آنها مشکلی به لحاظ پیچش و یا تغییر شکل‌ها در سازه ایجاد نمی‌کند.

۱۰-۱۰-۲- در پل‌های با طول دهانه بیشتر از ۱۲ متر پیش‌بینی دیافراگم‌های عرضی با فواصل حداکثر ۱۲ متر از یکدیگر در طول دهانه تیرها، ترجیحاً در محل بیشترین مقدار لنگر خمشی مثبت، الزامی است مگر آنکه بتوان با کمک آزمایش و یا تحلیل سازه نشان داد که عدم پیش‌بینی این دیافراگم‌ها مشکلی در پخش عرضی بارها ایجاد نمی‌کند.

فصل یازدهم

خمش و بارهای محوری

□ ۱۱-۰۰- علائم اختصاری

A_g	=	مساحت کل مقطع، میلیمتر مربع
A_{st}	=	سطح مقطع کل آرماتور طولی، میلیمتر مربع
b	=	پهنای بال فشاری، میلیمتر
d	=	فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلیمتر
E_s	=	مدول الاستیسیته فولاد، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)
f_c	=	مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)
f_y	=	مقاومت مشخصه فولاد، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)
I_g	=	ممان اینرسی مقطع ترک نخورده بدون در نظر گرفتن آرماتورها، میلیمتر به توان چهار
M_u	=	لنگر خمشی نهایی، نیوتن - میلیمتر
N_r	=	بار محوری مقاوم نهایی، نیوتن
N_u	=	بار محوری نهایی، نیوتن
y_t	=	فاصله محور خنثی در مقطع ترک نخورده، از دورترین تار کششی، میلیمتر
ϕ_c	=	ضریب جزئی ایمنی بتن
ϕ_s	=	ضریب جزئی ایمنی فولاد
ρ	=	نسبت آرماتور کششی

□ ۱۱-۰- مقدمه

ضوابط طراحی قطعات بتن آرمه برای خمش و بارهای محوری در پل‌ها تفاوت خاصی با طراحی این قطعات در ساختمان‌ها ندارد. آنچه در این فصل از الحاقیه آورده شده است عمدتاً ضوابط و محدودیت‌هایی درباره تعدادی از مقاطع خاص است که بیشتر در پل‌ها کاربرد دارند. از آن جمله میزان حداقل آرماتور کششی در قطعات خمشی و محدودیت در مقدار لاغری جداره‌ها در مقاطع قوطی شکل را می‌توان نام برد. تغییرات زیر به بندهای مربوطه آیین‌نامه اضافه شده است.

□ ۱۱-۴- ضوابط کلی طراحی

□ جایگزین ۱۱-۴-۳- در قطعات تحت اثر فشار محوری، حداکثر بار محوری مقاوم نهایی در مواردی که قطعات دارای خاموت‌گذاری عادی‌اند نباید از ۸۰ درصد، و در مواردی که قطعات دارای خاموت‌گذاری به صورت ماریپیچ‌اند نباید از ۸۵ درصد مقداری که بر اساس فرض‌های بند ۱۱-۳ بدست می‌آید، بزرگتر در نظر گرفته شود. در صورت استفاده از فرض‌های بند ۱۱-۳-۶ این بار برابر مقادیر زیر است:

الف- در قطعات با خاموت‌گذاری عادی

$$N_{r \max} = 0.8 [0.85 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}] \quad (\text{پ } ۱۱-۱-۱)$$

ب- در قطعات با خاموت‌گذاری به صورت ماریپیچ

$$N_{r \max} = 0.85 [0.85 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}] \quad (\text{پ } ۱۱-۲-۱)$$

۱۱-۵-۲- حداقل مقدار آرماتور کششی

۱۱-۵-۲-۱- در هر مقطع از قطعات خمشی (بجز موارد مندرج در بندهای ۱۱-۵-۲-۲ و ۱۱-۵-۲-۳) جایگزین که براساس محاسبات به آرماتور کششی نیاز باشد نسبت آرماتور به کار رفته، ρ ، باید به اندازه‌ای باشد که مقطع تیر بتواند لنگر خمشی مقاومی حداقل مساوی $1/2$ برابر لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع، $1.2 M_{cr}$ ، در قطعه را تأمین کند. لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع براساس بند ۱۴-۲-۲ محاسبه می‌گردد.

برای تأمین ضابطه فوق می‌توان حداقل نسبت آرماتور مورد نیاز را در مقاطع مختلف از روابط زیر بدست آورد:

الف- در مقاطع مربع مستطیل:

$$\rho_{\min} = 0.14 \left(\frac{h}{d} \right)^2 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \quad (\text{پ ۱۱-۳})$$

ب- در مقاطع مربع مستطیل و جعبه‌ای :

$$\rho_{\min} = 0.85 \left[\frac{I_g / y_t}{bd^2} \right] \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \quad (\text{پ ۱۱-۴})$$

پ- در مقاطع مربع مستطیل و جعبه‌ای و T شکل

$$\rho_{\min} = 0.83 \left[0.7 + \frac{I_g / y_t}{bd^2} \right] \left[\frac{I_g / y_t}{bd^2} \right] \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \quad (\text{پ ۱۱-۵})$$

در ارتباط با تکرار روابط فوق در مورد بعضی مقاطع توجه داده می‌شود که دقت این روابط به

ترتیبی که ارائه شده است، بیشتر می‌شود.

□ ۱۱-۱۰- مقاومت اتکائی

۱۱-۱۰-۴- در مواردی که تکیه گاه بعلت لنگرها و یا تغییر مکان‌ها زیر اثر تنش‌های غیر یکنواخت نسبتاً زیاد قرار دارد، مقاومت اتکائی عنوان شده در بندهای فوق باید به اندازه ۲۵ درصد کاهش داده شود.

اضافه

□ ۱۱-۱۱- ملاحظات مربوط به طراحی قطعات فشاری با مقطع قوطی شکل

اضافه

۱۱-۱۱-۱- ملاحظات کلی

۱۱-۱۱-۱- نسبت لاغری دیواره‌های مقطع قوطی شکل در قطعات فشاری نباید بیشتر از ۳۵ در نظر گرفته شود. این نسبت از تقسیم عرض دیواره به ضخامت آن بدست آورده می‌شود. در صورتی که با کمک شواهد تحلیلی و یا آزمایشگاهی بتوان بکارگیری نسبت بزرگتر از ۳۵ را تأیید نمود، بکارگیری آن بلامانع می‌باشد.

۱۱-۱۱-۱-۲- در مواردی که نسبت لاغری دیواره مقطع مساوی یا بزرگتر از ۱۵ است، بکارگیری فرضیات مربوطه به بلوک مستطیل تنش، موضوع بند ۱۱-۳-۶، مجاز نمی‌باشد. در این موارد باید از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، مبتنی بر فرضیات بند ۱۱-۳، استفاده نمود.

۱۱-۱۱-۱-۳- حداکثر تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری، در مواردی که نسبت لاغری دیواره مقطع مساوی یا کوچکتر از ۱۵ است برابر با ۰/۰۰۳ و در مواردی که بزرگتر از ۱۵ است برابر با حداکثر تغییر شکل نسبی بتن که در تعیین بار بحرانی موضعی لاغرترین دیواره مقطع بدست آورده می‌شود، می‌باشد. این مقدار نباید بزرگتر از ۰/۰۰۳ در نظر گرفته شود.

۱۱-۱۱-۱-۴- برای تعیین حداکثر تغییر شکل نسبی بتن برای بار بحرانی لاغرترین دیواره مقطع می‌توان این دیواره را به صورت یک صفحه با تکیه‌گاه‌های ساده در نظر گرفت و با انجام تحلیل غیر خطی، که در آن رفتار غیر خطی بتن و فولاد در نظر گرفته شده باشد، بار بحرانی را تعیین نمود.

۱۱-۱۱-۱-۵- بجای رعایت ضوابط بندهای ۱۱-۱۱-۱ تا ۱۱-۱۱-۱-۴ می‌توان فرضیات مربوط به بلوک مستطیل معادل، موضوع بند ۱۱-۳-۶ را بکار برد و در مقابل ظرفیت باربری مقطع را بصورت زیر کاهش داد:

- در مواردی که لاغری دیواره مقطع مساوی یا کوچکتر از ۱۵ است، ظرفیت باربری مقطع کاهش داده نمی‌شود.

- در مواردی که لاغری دیواره مقطع بین ۱۵ و ۲۵ است، ظرفیت باربری مقطع به اندازه مقداری بین صفر تا ۲۵ درصد، بصورت خطی، کاهش داده می‌شود.

- در مواردی که لاغری دیواره مقطع بین ۲۵ و ۳۵ است، ظرفیت باربری مقطع به اندازه ۲۵ درصد کاهش داده می‌شود.

۱۱-۱۱-۲- ملاحظات مربوط به آرماتورها

۱۱-۱۱-۲-۱- حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی در قطعات فشاری با مقطع قوطی شکل ۰/۰۰۸ و حداکثر آن ۰/۰۸ سطح مقطع بتن قطعه است. این محدودیت باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود.

۱۱-۱۱-۲-۲- در هر دیواره از مقطع باید حداقل دو لایه میلگرد طولی، هر لایه در مجاورت یک وجه، پیش‌بینی شود. سطح مقطع میلگردها در هر دو لایه باید حدوداً مساوی باشند.

۱۱-۱۱-۲-۳- فاصله میلگردهای طولی از یکدیگر، مرکز تا مرکز، نباید بیشتر از ۱/۵ برابر ضخامت دیواره و یا ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۱۱-۱۱-۲-۴- فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر، مرکز تا مرکز، نباید بیشتر از ۱/۲۵ برابر ضخامت دیواره و یا ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۱۱-۱۱-۲-۵- در هر دیواره باید دو لایه آرماتورهای طولی بوسیله آرماتورهای دوخت بهم بافته شوند. آرماتورهای دوخت باید در یک انتها به قلاب ۱۳۵ درجه و در انتهای دیگر به قلاب ۹۰ درجه ختم شوند و خم آنها آرماتورهای طولی و عرضی دیواره را مشترکاً در برگیرد. قطر این آرماتورها نباید کمتر از ۶ میلیمتر در نظر گرفته شود و فاصله آنها از یکدیگر، در هر دو جهت قائم و افقی، نباید از ۶۰۰ میلیمتر تجاوز کند.

۱۱-۱۱-۲-۶- آرماتورهای عرضی هر وجه دیواره‌ها را می‌توان در گوشه‌ها با آرماتورهای وجه دیگر، به کمک خم ۹۰ درجه، پوشش داد و وصله کرد. بکارگیری وصله پوششی در ناحیه مستقیم این آرماتورها در صورتی مجاز است که در طول پوششی حداقل چهار آرماتور دوخت، که آرماتورهای طولی و عرضی را در بر گرفته باشند، پیش‌بینی گردد.

۱۱-۱۱-۲-۷- آرماتورهای طولی واقع در گوشه‌های مقطع قوطی شکل، در مواردی که امکان‌پذیر باشد، باید با خاموت‌های بسته محصور شوند. چنانچه بکارگیری خاموت بسته مقدور نباشد می‌توان از یک زوج خاموت U شکل، که طول شاخه‌های آنها حداقل دو برابر ضخامت دیواره باشد، استفاده نمود.

□ ۱۱-۱۲- قطعات فشاری تحت اثر خمش دو محوره

اضافه

۱۱-۱۲-۱- در قطعات فشاری تحت اثر خمش دو محوره، در دو جهت عمود بر هم M_{ux} و M_{uy} ، در مواردی که $N_u \geq 0.15 f_c A_g$ باشد، بجای استفاده از ضوابط کلی بند ۱۱-۳ می‌توان بار محوری مقاوم نهایی را از رابطه تقریبی زیر محاسبه کرد.

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}} \quad (۱۱-۶-پ)$$

در این رابطه:

N_r حداکثر بار محوری مقاوم نهایی قطعه وقتی بار در برون محوری های e_x و e_y وارد آید.

N_{rx} حداکثر بار محوری مقاوم نهایی قطعه وقتی بار در برون محوری e_x تنها وارد آید.
 N_{ry} حداکثر بار محوری مقاوم نهایی قطعه وقتی بار در برون محوری e_y تنها وارد آید.
 N_{r0} حداکثر بار محوری مقاوم نهایی قطعه وقتی بار در امتداد محور قطعه وارد آید.
 برون محوری‌های بار در جهات X و Y از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$e_x = \frac{M_{ux}}{N_u} \quad (11-7-پ)$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{N_u}$$

۱۱-۱۲-۲- در مواردی که $N_u \leq 0.15 f_c A_g$ باشد، می‌توان بار محوری وارد به قطعه را نادیده گرفت و مقاومت قطعه را تنها برای لنگرهای M_{ux} و M_{uy} کنترل نمود. مقاومت قطعه زیر اثر این لنگرها زمانی قابل قبول است که رابطه زیر برقرار باشد:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (11-8-پ)$$

فصل دوازدهم

برش و پیچش

□ ۱۲-۰۰- علائم اختصاری

b_v	= عرض مقطع در سطح تماس دو جزء در برش افقی مورد نظر است، میلی‌متر
b_w	= پهناى جان یا قطر مقطع مدور، میلی‌متر
b_o	= محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر
d	= فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلی‌متر
f_c	= مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال
f_y	= مقاومت مشخصه فولاد مگاپاسکال
M_u	= لنگر خمشی نهایی، نیوتن - میلی‌متر
S	= فاصله بین سفره‌های آرماتور برشی یا پیچشی در امتداد موازی با آرماتور طولی، میلی‌متر
v_c	= مقاومت برشی بتن، (رابطه ۱۲-۲-پ)، مگاپاسکال
V_c	= مقاومت برشی نهایی تأمین شده توسط بتن، نیوتن - میلی‌متر
V_{rh}	= نیروی برشی مقاوم افقی در سطح تماس دو جزء، نیوتن
V_u	= نیروی برشی نهایی، نیوتن
V_{uh}	= نیروی برشی افقی موجود در سطح تماس دو جزء، نیوتن
ρ_w	= $\frac{A_s}{b_w d}$

$$\phi_c = \text{ضریب جزیی ایمنی بتن}$$

$$\phi_s = \text{ضریب جزیی ایمنی فولاد}$$

□ ۱۲-۰- مقدمه

ضوابط طراحی قطعات بتن آرمه برای برش و پیچش در پل‌ها تفاوت خاصی با طراحی این قطعات در ساختمان‌ها ندارد. آنچه در این فصل از الحاقیه آورده شده عمدتاً ضوابط مربوط به برش افقی در قطعات مرکب خمشی است که در پل‌ها کاربرد دارند. در پل‌ها به‌کارگیری کلاهک برشی برای مقابله با برش معمول نیست. ضوابط مربوط به این کلاهک‌ها در الحاقیه حذف شده است.

□ ۱۲-۳- مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن

۱۲-۳-۱-۱- برای اعضای که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

توسعه

$$V_c = v_c b_w d \quad (۱۲-۱-پ)$$

در این رابطه v_c مقاومت برشی بتن است که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} \quad (۱۲-۲-پ)$$

b_w ، میلی‌متر، در مقاطع با مقاطع مختلف به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

- در مقاطع مربع مستطیل و T شکل: پهناى جان

- در مقاطع دایره‌ای شکل: قطر دایره

- در مقاطع ذوزنقه‌ای: متوسط پهنا و یا ۱/۲ برابر حداقل پهنا، هر کدام

کوچکترند.

d ، میلی‌متر، فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی است. در مقاطع دایره‌ای این فاصله را می‌توان ۰/۸ برابر قطر مقطع در نظر گرفت.

□ ۱۲-۱۷- ضوابط ویژه برای دال‌ها و شالوده‌ها

۱-۱۷-۱۲ گستره

توسعه

۱۲-۱۷-۱-۲- دال‌هایی که زیر اثر بار گسترده قرار دارند و بارهای خود را به تیرها و یا دیوارها منتقل می‌کنند، رفتاری مشابه تیرها دارند و مشمول ضوابط مربوط به اعضای تحت اثر برش و خمش می‌شوند. کنترل برش در این دال‌ها بر طبق ضوابط بخش‌های ۱۲-۲ تا ۱۲-۶ بعمل می‌آید. در دال‌های متعلق به پل‌های جعبه‌ای ضابطه بند ۱۲-۱۷-۱-۴ نیز می‌تواند رعایت گردد.

۱۲-۱۷-۱-۴- در دال‌های متعلق به پل‌های جعبه‌ای که عمق خاکریز بر روی آنها بیشتر از ۶۰۰ میلی‌متر است نیروی برشی مقاوم بتن، V_c ، را می‌توان بجای رابطه (۱۲-۶) از رابطه زیر محاسبه کرد.

$$V_c = \left(1.1v_c + 22\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (۱۲-۳-پ)$$

مقدار V_c در هر حال نباید بیشتر از $2v_c b_w d$ در نظر گرفته شود.

در پل‌های تک دهانه حداقل مقدار V_c را می‌توان در مواردی که دال با دیواره‌ها بصورت یکپارچه ساخته می‌شوند برابر با $1.5v_c b_w d$ و در مواردی که دال به صورت ساده روی دیواره‌ها تکیه می‌کند برابر با $1.25v_c b_w d$ در نظر گرفت.

در محاسبه V_c کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ نباید بزرگتر از واحد اختیار شود. لنگر خمشی نهایی M_{II} لنگری است که

همزمان با نیروی برشی نهایی V_{II} بر مقطع مورد نظر اثر می‌کند.

در دال‌های متعلق به پل‌های جعبه‌ای که عمق خاکریز بر روی آنها کمتر یا مساوی ۶۰۰ میلی‌متر است نیروی برشی مقاوم بتن، V_c مطابق روال دال‌های عادی محاسبه می‌شود.

اضافه

۱۲-۱۷-۲- حالت حدی نهایی مقاومت در برش

۱۲-۱۷-۲-۶ و ۱۲-۱۷-۲-۷- استفاده از کلاhek برشی برای مقابله با برش در دال‌های پل‌ها مجاز نیست. حذف

۱۲-۱۷-۳- ضوابط و محدودیت‌های کلاhek برشی حذف

این بند با توجه به توضیح بند ۱۲-۱۷-۲ حذف می‌شود.

۱۲-۱۷-۴- بازشوها در دال‌ها حذف

ضوابط این بند در دال‌های پل‌ها کاربرد ندارد.

۱۲-۱۷-۵- انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

۱۲-۱۷-۵-۳- در مواردی که دال علاوه بر نیروی برشی V_u تحت اثر برش ناشی از انتقال لنگر خمشی قرار می‌گیرد، مقاومت برشی دال باید برای مقابله با این دو اثر کافی باشد. برای این منظور مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱۲-۱۷-۲-ب، و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۱۲-۱۷-۵-۲ باید کمتر از مقدار $\frac{V_c}{b_o d}$ باشد. در این عبارت V_c نیروی برشی مقاوم بتن در مقطع بحرانی است که با استفاده از روابط بند ۱۲-۱۷-۲-۴ محاسبه می‌شوند. جایگزین

۱۲-۱۹- برش افقی در قطعات مرکب خمشی اضافه

۱۲-۱۹-۱- قطعات مرکب خمشی که بتن ریزی در اجزاء آنها جدا از یکدیگر انجام می‌شود باید برای برش افقی که در سطح تماس آنها ایجاد می‌گردد، طراحی شوند. در این قطعات باید اطمینان حاصل گردد که مقاومت کافی برای انتقال برش بین اجزاء وجود دارد.

۱۲-۱۹-۲- طراحی مقاطع برای برش افقی را می‌توان براساس ضوابط یکی از بندهای ۱۲-۱۹-۳ یا ۱۲-۱۹-۴ انجام داد. همچنین می‌توان از روش‌های شناخته شده دیگر که صحت آنها بوسیله آزمایش تأیید شده باشد، استفاده نمود.

۱۲-۱۹-۳- طراحی مقاطع برای برش افقی در حالت حدی نهایی را می‌توان براساس رابطه زیر انجام داد:

$$V_u \leq V_{rh} \quad (۱۲-۴-پ)$$

در این رابطه: V_u نیروی برشی موجود در مقطع مورد نظر در قطعه خمشی و V_{rh} نیروی برشی مقاوم افقی در سطح تماس دو جزء می‌باشد که به شرح زیر محاسبه می‌گردد.

الف- در مواردی که از محل سطح تماس آرماتور دوخت عبور داده نشده و با شرط آنکه سطح تماس تمیز و عاری از دوغاب خشک شده بوده و عمداً با ایجاد خراش‌هایی، با عمق تقریبی پنج میلیمتر، به حالت زبر درآورده شده باشد:

$$V_{rh} = 0.4b_v d \quad (۱۲-۵-پ)$$

ب- در مواردی که از محل سطح تماس آرماتور دوخت حداقل با شرایط ضابطه بند ۱۲-۱۹-۵ عبور داده شده و با شرط آنکه سطح تماس تمیز و عاری از دوغاب خشک بوده ولی عمداً به حالت زبر در نیآورده شده باشد:

$$V_{rh} = 0.4b_v d \quad (۱۲-۶-پ)$$

پ- در مواردی که از محل سطح تماس آرماتور دوخت حداقل با شرایط ضابطه بند ۱۲-۱۹-۵ عبور داده شده و با شرط آنکه سطح تماس تمیز و عاری از دوغاب خشک شده بوده و عمداً با ایجاد خراش‌هایی، با عمق تقریبی ۵ میلیمتر، به حالت زبر در آورده شده باشد:

$$V_{rh} = 1.5b_v d \quad (۱۲-۷-پ)$$

ت- در مواردی که از محل سطح تماس آرماتور دوخت اضافه بر مقدار تعیین شده در بند ۱۲-۱۹-۵ عبور داده شده و شرایط بند (پ) تأمین شده باشد، بازا هر درصد اضافی میلگرد دوخت می توان به مقدار V_{rh} در رابطه ۱۲-۵- پ مقدار $0.0025f_y b_v d$ را اضافه کرد.
در روابط بالا b_v عرض مقطع در سطح تماسی است که برای برش افقی بررسی می گردد و d ارتفاع مؤثر کل مقطع مرکب است.

۱۲-۱۹-۴- طراحی مقاطع برای برش افقی در حالت حدی نهایی را می توان براساس رابطه زیر انجام داد.

$$V_{uh} < V_{rh} \quad (پ-۸-۱۲)$$

در این رابطه: V_{uh} نیروی برشی افقی موجود در سطح تماس دو جزء است که برابر با مقدار تغییر در نیروی فشاری یا کششی، که باید در سطح تماس دو جزء در فاصله طولی کمتر از یک دهم طول دهانه قطعه خمشی منتقل گردد، در نظر گرفته می شود و V_{rh} نیروی برشی مقاوم در سطح تماس دو جزء است که بر اساس ضوابط بند ۱۲-۱۹-۳ محاسبه می گردد. با این تفاوت که در روابط عنوان شده بجای d باید طول گفته شده در جمله قبل را بکار برد.

۱۲-۱۹-۵- مساحت آرماتور دوخت، که در موارد لازم باید بین دو جزء مورد نظر در قطعه خمشی مرکب تأمین گردد، حداقل برابر با:

$$A_v = 0.35b_v S / f_y \quad (پ-۹-۱۲)$$

است که در آن S فاصله میلگردها از یکدیگر در جهت طول قطعه می باشد. فاصله S نباید بیشتر از چهار برابر عرض جزء تکیه شونده و یا ۳۰۰ میلیمتر باشد.

آرماتور دوخت می تواند بصورت میلگردهای تکی، خاموت‌های چند شاخه‌ای و شاخه‌های قائم شبکه‌های جوش شده از سیم‌ها باشد. این آرماتورها باید بطور کامل در هر دو جزء قطعه مهار گردند.

فصل سیزدهم

آثار لاغری - کمانش

□ ۱۳-۰۰- علائم اختصاری

	h_s = ارتفاع عضو یا طبقه، میلیمتر
	H_u = بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه، نیوتن
	k = ضریب طول مؤثر،
M_{1s} = کوچکترین لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌کنند، نیوتن - میلیمتر	
M_{2s} = بزرگترین لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌کنند، نیوتن - میلیمتر	
	N_c = بار بحرانی، نیوتن
	N_u = بار محوری فشار نهایی، نیوتن
	Q = ضریب پایداری عضو یا طبقه
	δ_s = ضریب تشدید متعلق به اثر تغییر مکان جانبی
	δ_u = تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای عضو فشاری یا طبقه، میلیمتر
	ϕ_n = ضریب اصلاحی

□ ۱۳-۰- مقدمه

ضوابط مربوط به آثار لاغری در ساختمان‌ها تفاوت چندانی با این ضوابط در پل‌ها ندارند. آنچه در این الحاقیه آورده شده تنها حذف روش تقلیل ظرفیت باربری در تعیین این آثار در پل‌هاست که کاربرد چندانی ندارد. علاوه بر آن اصلاحاتی در تعاریف بعضی از بندها به عمل آورده شده است.

□ ۱۳-۳- اعضای مهار شده جانبی

جایگزین

۱۳-۳-۱- عضو مهار شده به عضوی گفته می‌شود که تغییر مکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری عضو، که از رابطه ۱-۱۳-۱-پ به دست می‌آید کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، عضو مهار شده جانبی تلقی می‌شود.

$$Q = \frac{N_u \delta_u}{H_u h_s} \quad (۱-۱۳-۱-پ)$$

در این رابطه N_u بار محوری فشاری نهایی، H_u بار جانبی نهایی، δ_u تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای متناظر با نیروی جانبی و h_s ارتفاع عضو است.

در مواردی که چند عضو فشاری واقع در یک طبقه متعلق به یک قاب بوده و یا همگی به عرشه پل متصل باشند و بصورت جمعی بار جانبی را تحمل کنند، برای محاسبه ضریب پایداری باید در رابطه ۱-۱۳-۱-پ مقادیر $\sum N_u$ و $\sum H_u$ آنها را به جای N_u و H_u قرار داد. در این موارد، در صورت ارضای این ضابطه، عرشه پل و یا طبقه مورد نظر "مهار شده" تلقی می‌شود.

□ ۱۳-۸- روش تشدید لنگرهای خمشی

□ ۱۳-۸-۳- طبقات مهارنشده

۱۳-۸-۳-۴- روش دیگر محاسبه لنگرهای تشدید یافته $\delta_s M_{1s}$ و $\delta_s M_{2s}$ ، استفاده از رابطه

جایگزین

۱۳-۲-۲-پ است.

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum N_u}{\phi_n \sum N_c}} \geq M_s \quad (پ-۱۳-۲)$$

در این رابطه ضریب اصلاحی $\phi_n = 0.65$ است، $\sum N_u$ مجموع بارهای قائم نهایی پل در طبقه مورد نظر، و $\sum N_c$ مجموع بارهای بحرانی ستون‌هایی از طبقه است که در برابر تغییر مکان جانبی مقاومت می‌کنند. جمع بارها تنها در مواردی بکار برده می‌شود که ستون‌ها متعلق به یک قاب بوده و یا بطور جمعی در تحمل بار جانبی مشارکت داشته باشند. در غیر اینصورت این رابطه باید برای هر ستون جداگانه بکار برده می‌شود.

مقدار N_c برای هر عضو فشاری با استفاده از روابط ۱۳-۱۱ تا ۱۳-۱۳ و ضریب k در رابطه ۱۱-۱۳ با استفاده از ضوابط بندهای ۱۳-۵-۳ و ۱۳-۵-۴ به دست می‌آید.

□ ۱۳-۹- روش تقلیل ظرفیت باربری

حذف

بکارگیری این روش در پل‌ها مجاز نیست.

□ ۱۳-۱۲- تشدید لنگر خمشی در قطعات خمشی متصل به قطعات فشاری

حذف

۱۳-۱۲-۲- با توضیح بند ۱۳-۹ این بند کاربرد ندارد.

فصل چهاردهم

تغییر شکل‌ها و ترک خوردگی‌ها

□ ۱۴-۰۰ علائم اختصاری

A_{sk} = سطح مقطع آرماتور گونه، میلی‌مترمربع

d = ارتفاع مؤثر مقطع، میلی‌متر

f_f = نوسان تنش، برابر با اختلاف بین حداکثر و حداقل تنش در آرماتور، مگا پاسکال

f_{min} = حداقل تنش در آرماتور، مگا پاسکال

h = ارتفاع آج میلگرد، میلی‌متر

l = طول دهانه موثر، میلی‌متر

r = شعاع پایه آج میلگرد، میلی‌متر

□ ۱۴-۰- مقدمه

در پل‌ها حالت حدی خستگی به سایر حالات حدی بهره‌برداری اضافه می‌شود. این حالت حدی به علت آنکه نوسانات تنش در دال‌های عرشه پل‌ها در بعضی موارد زیاد است، حائز اهمیت می‌باشد و باید کنترل گردد. در این فصل ضوابط مربوط به این حالت حدی اضافه شده است. ضوابط مربوط به محاسبه تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی‌ها در پل‌ها مشابه ضوابط آنها در ساختمان‌هاست، ولی محدودیت‌های مربوط به کنترل آنها متفاوت است. در پل‌ها تغییر شکل‌های درازمدت وجود دارند و می‌توان آنها را با استفاده از ضوابط آیین نامه محاسبه کرد ولی به علت آنکه در پل‌ها آسیبی به قطعات دیگر وارد نمی‌کنند، ضابطه خاصی برای کنترل آنها مطرح نمی‌شود. بدیهی است در مواردی که نیاز به محاسبه افتادگی منفی یا "پیش افتادگی" در تیرها و دال‌ها باشد، روش پیشنهاد شده در آیین نامه برای تغییر شکل‌های دراز مدت می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

□ ۱۴-۱- گستره

۱۴-۱-۱- ضوابط این فصل باید برای کنترل قطعات تحت خمش در حالت حدی بهره‌برداری رعایت شوند. این ضوابط شامل نحوه محاسبه تغییر شکل‌ها یا افتادگی‌ها، و ترک‌خوردگی‌ها، تنش‌های ناشی از خستگی و محدودیت‌های مربوط به آنهاست.

جایگزین

□ ۱۴-۲- تغییر شکل‌ها یا افتادگی‌ها

۱۴-۲-۱-۳- در پل‌ها نظر به آنکه تیرها و دال‌ها به قطعاتی مربوط نیستند که تغییر شکل‌های درازمدت در آنها آسیبی ایجاد کنند، ضوابط مربوط به این تغییر شکل‌ها الزامی نیست.

حذف

۱۴-۲-۲- محاسبه افتادگی در تیرها و دال‌های یکطرفه

۱۴-۲-۲-۳- با توضیح بند ۱۴-۲-۱-۳ این بند کاربردی ندارد.

حذف

۱۴-۲-۳- محاسبه افتادگی در تیرها و دال‌های دوطرفه

۱۴-۲-۳-۲- با توضیح بند ۱۴-۲-۱-۳ این بند کاربردی ندارد.

حذف

۱۴-۲-۴- محدودیت افتادگی در تیرها و دال‌ها

۱۴-۲-۴-۱- افتادگی ایجاد شده در تیرها و دال‌های پل‌ها زیر اثر بار زنده، همراه با اثر ناشی از اثر

جایگزین

ضربه، نباید از $\frac{1}{800}$ طول دهانه آنها تجاوز نماید. در تیرها و دال‌های کنسولی این حد به $\frac{1}{300}$ طول

آنها محدود می‌گردد. در پل‌های شهری که در آنها امکان رفت و آمد عابر پیاده نیز موجود است، حدود

عنوان شده قبل به ترتیب به $\frac{1}{1000}$ و $\frac{1}{375}$ تقلیل داده می‌شود.

۱۴-۲-۴-۲ تا ۱۴-۲-۴-۷ ضوابط این بندها در پل‌ها کاربردی ندارد.

حذف

۱۴-۲-۵- محدودیت ارتفاع تیرها و دال‌های یکطرفه

اضافه

۱۴-۲-۵-۱- در تیرها و در دال‌های یکطرفه رعایت حداقل ارتفاع مطابق جدول زیر الزامی است، مگر

آن که محاسبات افتادگی کافی بودن ارتفاع کمتر را تأیید نماید.

جدول شماره ۱۴-۲-۵-۱- حداقل ارتفاع تیرها و دال‌های یکطرفه، میلی‌متر

عضو	با تکیه گاه‌های ساده	با تکیه گاه‌های پیوسته
دال‌های یکطرفه با آرماتور اصلی در جهت حرکت	$1.2(\ell+3000) / 30$	$(\ell+3000) / 30 \geq 200$
تیرهای با مقطع T	0.070ℓ	0.065ℓ
تیرهای با مقطع جعبه‌ای	0.060ℓ	0.055ℓ
تیرهای پل‌های عابر پیاده	0.035ℓ	0.030ℓ

□ ۱۴-۳- ترک‌خوردگی‌ها

۱۴-۳-۱-۴- در مواردی که بالهای تیر با مقطع T شکل و یا مقطع جعبه‌ای در کشش‌اند، قسمتی از آرماتور کششی باید در بال‌ها توزیع شود. این میلگردها باید در ناحیه‌ای به طول عرض موثر تیر در کشش، که مقدار آن برابر با کوچکترین دو مقدار عرض موثر تیر در فشار و یا یک دهم طول تیر می‌باشد، قرار داده شوند. در مواردی که عرض بال، محور تا محور جان‌های مجاور، بزرگتر از عرض موثر تیر در کشش است، در ناحیه اضافی آن باید آرماتور اضافی در نظر گرفته شود. نسبت این آرماتور نباید کمتر از 0.004 پیش‌بینی گردد.

جایگزین

۱۴-۳-۱-۵- در مواردی که ارتفاع جان تیر از 600 میلی‌متر تجاوز می‌کند، آرماتور گونه، A_{sk} ، صرف‌نظر از جنبه ابعادی آن، به مقدار $(d - 750) \geq 150$ میلی‌متر مربع در هر متر ارتفاع، در هر یک از گونه‌های طرفین تیر، باید در ناحیه‌ای به ارتفاع $d/2$ بالاتر از آرماتور کششی پیش‌بینی شود. لزومی ندارد مقدار کل این آرماتور در تیر بیشتر از نصف آرماتور کششی تیر در نظر گرفته شود. فاصله میلگردهای گونه از یکدیگر نباید بیشتر از $d/6$ یا 300 میلی‌متر اختیار شود. کمک این میلگردها را به مقاومت خمشی تیر نیز می‌توان در محاسبات منظور کرد.

تکرار

۱۴-۳-۱-۶- در قابهای عرضی پل‌ها، در مواردی که تیرهای طولی دارای مقطع T شکل و یا جعبه‌ای‌اند و با تیر سرستون‌ها یکپارچه ساخته می‌شوند، قسمتی از آرماتور کششی تیر سرستون باید در نواحی آویزان

اضافه

بال‌های طرفین جان توزیع شوند. عرض ناحیه توزیع در هر سمت نباید کمتر از متوسط عرض دال واقع در بین تیرهای طولی متقاطع با قاب عرضی و یا عرض موثر تیر T در فشار در قاب‌های عرضی، هر کدام کوچکتراند، در نظر گرفته شود.

۱۴-۳-۱-۷ در بال‌های تیرهای با مقطع T شکل حداقل یک سوم آرماتورهای عرضی لایه زیرین دال باید تا وجه بیرونی جان آخرین تیر ادامه داده شده و به قلاب ۹۰ درجه ختم گردد. در مواردی که دال بر روی آخرین تیر ادامه دارد و کنسول می‌شود، این آرماتورها باید در ناحیه کنسولی دال ادامه داده شده و طول‌گیری در آنها تامین شود.

اضافه

۱۴-۳-۱-۸ در بال‌های تحتانی تیرها با مقطع جعبه‌ای باید آرماتور طولی، به موازات دهانه تیر، با نسبت حداقل ۰/۰۰۴ و آرماتور عرضی، عمود بر دهانه تیر با نسبت حداقل ۰/۰۰۵ سطح مقطع دال پیش‌بینی شود. این آرماتورها باید در دو وجه دال توزیع شود و فاصله میلگردهای آنها از یکدیگر بیشتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته نشود. کلیه آرماتورهای عرضی دال باید تا وجه بیرونی جان تیرها ادامه داده شده و به قلاب انتهایی ختم گردد.

اضافه

□ ۱۴-۴ - کنترل تنش‌های ناشی از خستگی

اضافه

۱۴-۴-۱ اختلاف بین حداکثر و حداقل تنش‌های ایجاد شده در آرماتورهای مستقیم کششی، f_f ، زیر اثر بارهای زنده همراه با ضربه، که به "نوسان تنش" معروف است نباید از مقدار زیر تجاوز کند:

$$f_{f \max} = 145 - 0.33f_{\min} + 55(r/h) \quad (پ ۱۴-۱)$$

در این رابطه:

$f_{f \max}$: حداکثر نوسان تنش

f_{\min} : حداقل تنش، این تنش برای کشش مثبت و برای فشار منفی منظور می‌شود.

r/h : نسبت شعاع پایه آج میلگرد به ارتفاع آن. در مواردی که این نسبت مشخص نیست مقدار آن باید برابر با $0/3$ در نظر گرفته شود.

۱۴-۴-۲- کنترل نوسان تنش در وصله‌های جوشی و مکانیکی که زیر اثر بارهای تکراری قرار می‌گیرند باید براساس ضابطه بند ۱۸-۴-۱-۸ انجام شود.

۱۴-۴-۳- کنترل محدودیت نوسان تنش در دال‌هایی که آرماتور اصلی آنها عمود بر جهت حرکت است، الزامی نیست.

۱۴-۴-۴- از خم کردن آرماتورهای اصلی در نواحی با نوسان تنش زیاد باید خودداری گردد.

فصل پانزدهم

طراحی دال‌ها

□ ۱۵-۰ علائم اختصاری

a و b = ابعاد دال ، میلی‌متر

b_1 و b_2 = ابعاد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ شدگی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه تکیه‌گاه قرار

دارند. b_1 در امتداد خمش و b_2 در امتداد عمود بر خمش ، میلی‌متر

E = عرض نواری که بار چرخ در آن توزیع می‌شود.

I = ممان اینرسی مقطع تیر، میلی‌متر به توان چهار

J = ضریب سختی پیچشی مقطع تیر ، میلی‌متر بتوان چهار

L = طول پل که در امتداد تیرهای طولی اندازه‌گیری می‌شود، متر

ℓ = طول دهانه تیر، میلی‌متر

ℓ_e = طول دهانه مؤثر دال ، میلی‌متر

M_u = لنگر خمشی نهایی، نیوتن - میلی‌متر

M_{uf} = کسری از لنگر متعادل نشده که بوسیله خمش منتقل می‌شود، نیوتن - میلی‌متر

M_{uv} = کسری از لنگر متعادل نشده که بوسیله برش منتقل می‌شود، نیوتن - میلی‌متر

N_B = تعداد تیرهای طولی

N_L = تعداد خطوط حرکت در روی پل

P = بار متمرکز چرخ‌ها، نیوتن

بار متمرکز که در جهت a منتقل می‌شود	=	P_a
بار متمرکز که در جهت b منتقل می‌شود.	=	P_b
بار چرخ عقب کامیون استاندارد، نیوتن	=	P_R
متوسط فواصل تیر از تیرهای دو سمت، محور تا محور، متر	=	S
عرض سواره روی پل که در جهت عمود بر تیرهای طولی اندازه‌گیری می‌شود، متر	=	W
شدت بار گسترده یکنواخت در واحد سطح، نیوتن بر متر مربع	=	w
بار گسترده یکنواخت در واحد عرض نوار که در جهت a منتقل می‌شود.	=	w_a
بار گسترده یکنواخت در واحد عرض نوار که جهت b منتقل می‌شود.	=	w_b
فاصله چرخ تا تکیه‌گاه، میلیمتر	=	X
عرض مقطع مستطیل، میلیمتر	=	x
طول مقطع مستطیل، میلیمتر	=	y
نسبت پواسون بتن	=	ν

□ ۱۵-۰- مقدمه

طراحی دال‌ها در آیین‌نامه عمدتاً مربوط به دال‌هایی است که در ساختمان‌ها بکار برده می‌شوند. این دال‌ها عموماً زیر اثر بارهای گسترده یکنواخت قرار دارند و تغییرات بار در آنها نسبتاً کم است. در پل‌ها وجود بارهای متمرکز ناشی از اثر چرخ‌ها طراحی دال را تحت تاثیر قرار می‌دهد. اثر موضعی این بارها و چگونگی توزیع آنها در سطح دال و بر روی تیرهای زیر سری از مواردی هستند که باید در طراحی منظور شوند.

از طرف دیگر شکل عرشه‌ها در پل‌ها بصورتی است که مسیر انتقال بار به تکیه‌گاه‌ها نسبتاً روشن و ساده است. دال‌ها معمولاً رفتار انتقال بار یکطرفه دارند و از این نظر تحلیل آنها برای بارهای گسترده یکنواخت ناشی از بارهای مرده با پیچیدگی خاصی روبرو نیست و نیازی به روش‌های تحلیل طولانی ندارد. با این ترتیب روش‌های تحلیل دال‌ها که در آیین‌نامه عنوان شده در پل‌ها کاربرد چندانی ندارد. در پل‌ها روش‌های تحلیل دال‌ها عمدتاً بر روی نحوه تعیین اثرات ناشی از بار چرخ‌ها متمرکز است و برای نیل به این منظور هم از تئوری صفحات کمک گرفته شده و هم نتایج آزمایشگاهی مورد توجه قرار داده شده است. نتیجه کار آنکه، تعدادی روابط ساده برای توزیع بار در دال‌ها و بر روی تیرهای زیر سری توصیه شده که می‌توان آنها را در طراحی مورد استفاده قرار داد. در عین حال باید توجه داشت، در مواردی که شرایط بارگذاری عرشه پل با فرضیات عنوان شده در آیین‌نامه مطابقت داشته باشد، همواره می‌توان از روش‌های پیشنهادی آیین‌نامه برای تحلیل دال‌ها استفاده نمود.

□ ۱۵-۱- گستره

ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستم‌های دال‌هایی است که معمولاً در عرشه پل‌ها بکار برده می‌شوند. این سیستم‌ها شامل عرشه‌های دالی و عرشه‌های تیر-دالی است که در آنها دال بدون و یا با کمک تیرها بار را به تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌نماید. در این فصل علاوه بر ضوابط طراحی دال‌ها چگونگی توزیع بار بر روی تیرهای زیر سری نیز ارائه شده است.

□ ۱۵-۲- ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۱۵-۲-۱- ضخامت دال

در تعیین ضخامت دال‌ها علاوه بر ملاحظات مربوط به طراحی برای خمش و برش در حالت حدی نهایی مقاومت، مطابق ضوابط این فصل، ملاحظات مربوط به حالات حدی بهره برداری، مطابق فصل چهاردهم، نیز باید رعایت شوند.

۱۵-۲-۲- طول دهانه مؤثر در دال‌ها

۱۵-۲-۲-۱- طول دهانه مؤثر در دال‌هایی که بطور ساده روی تکیه‌گاه‌ها نشسته اند باید معادل فاصله محور تا محور تکیه‌گاه‌ها یا طول آزاد دهانه به اضافه ضخامت دال، هر کدام کوچکتر است، در نظر گرفته شود.

۱۵-۲-۲-۲- طول دهانه مؤثر در دال‌های یکسره باید به شرح زیر تعیین شود:

الف - در دال‌های یکپارچه با تیرهای زیرسری و یا با دیوارهای بدون ماهیچه و یا با بال‌های فوقانی صلب تیرهای پیش تنیده، نسبت عرض به حداقل ضخامت بال فوقانی کمتر از چهار، برابر با دهانه آزاد دال می باشد.

ب - در دال‌های متکی به تیرهای فولادی و یا یکپارچه با بال‌های فوقانی نازک تیرهای پیش تنیده، نسبت عرض به حداقل ضخامت بال فوقانی مساوی یا بیشتر از چهار، برابر با فاصله لبه‌های بال‌های فوقانی تیرها به اضافه نصف عرض بال آنها می باشد.

۱۵-۲-۳- طراحی برای خمش و برش

۱۵-۲-۳-۱- دال‌ها و تیرهای زیر سری آنها باید برای لنگرهای خمشی و تلاش‌های برشی موجود در هر مقطع بر اساس ضوابط فصل‌های یازدهم و دوازدهم طراحی شوند. در دال‌ها رعایت حداقل آرماتور

کشی مطابق بند ۱۱-۵-۲ ضرورتی ندارد. آرماتور گذاری در دال‌ها باید بر اساس ضوابط بند ۱۵-۳ انجام شود.

۱۵-۲-۳-۲- طراحی دال برای انتقال بار از دال به ستون و یا به دیوار زیر سری بصورت برشی یا پیچشی باید بر اساس ضوابط فصل دوازدهم صورت گیرد.

۱۵-۲-۴- انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون یا دیوار

۱۵-۲-۳-۱- در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال، بدون تیر، و ستون یا دیوار منتقل شود، قسمتی از آن، M_{uf} ، با عملکرد خمشی و بقیه آن، M_{uv} ، با اثر نیروی برشی خارج از مرکزی که در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، منتقل می‌گردد. مقدار M_{uf} از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{uf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (15-1-p)$$

۱۵-۲-۴-۲- لنگر خمشی M_{uf} توسط عرضی از دال که به دو مقطع به فواصل $1/5$ برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه دال از بر خارجی ستون یا دیوار، در دو سمت آن، محدود است تحمل می‌شود. آرماتورهای مورد نیاز برای تحمل این لنگر باید در همین عرض جای داده شوند.

۱۵-۲-۴-۳- طراحی برای آن قسمت از لنگر خمشی که با اثر نیروی برش خارج از محوری که در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود، M_{uv} ، باید بر اساس ضوابط بند ۱۲-۱۷-۵ صورت گیرد.

□ ۱۵-۳- آرماتور گذاری در دال‌ها

۱۵-۳-۱- ضوابط کلی

۱۵-۳-۱-۱- آرماتور لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد به آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر این آرماتورها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع‌شدگی، مطابق بند ۸-۷، در نظر گرفته شوند.

۱۵-۳-۱-۲- فاصله میلگردهای خمشی در دال‌ها نباید از دو برابر ضخامت دال و یا ۳۵۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

۱۵-۳-۱-۳- میلگردهای خمشی مثبت عمود بر لبه ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و در طولی برابر با حداقل ۱۵۰ میلی‌متر به طور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

۱۵-۳-۱-۴- میلگردهای خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهاریه دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار یا ستون بطور کامل مهار شوند. برای این میلگردها باید گیرایی کامل در مقطع بر داخلی تکیه‌گاه، بر اساس ضوابط فصل هیجدهم، تامین شود.

۱۵-۳-۱-۵- در مواردی که دال در لبه ناپیوسته به تیر پیشانی یا دیوار منتهی نشود و یا فراتر از تکیه‌گاه کنسول شود، مهار کردن میلگردهای عمود بر این لبه می‌تواند داخل دال صورت گیرد.

۱۵-۳-۲- آرماتور توزیع بار

۱۵-۳-۲-۱- در کلیه دال‌ها برای توزیع بار چرخ‌ها باید میلگردهایی در جهت عمود بر آرماتور اصلی در زیر دال پیش‌بینی شود. در دال‌هایی که حداقل ۶۰۰ میلی‌متر خاک بر روی آنها قرار می‌گیرد، پیش‌بینی این میلگردها ضرورتی ندارد.

۱۵-۳-۲-۲- مقدار آرماتور توزیع بار باید به اندازه درصدی از مقدار آرماتور اصلی مثبت به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- در دال‌هایی که آرماتور اصلی در آنها در جهت حرکت است:

$$R = 55 / \sqrt{l_e} \leq 50\% \quad (15-2-p)$$

- در دال‌هایی که آرماتور اصلی در آنها عمود بر جهت حرکت است:

$$R = 120 / \sqrt{l_e} \leq 67\% \quad (15-3-p)$$

در این روابط l_e طول دهانه مؤثر دال به متر، طبق بند ۱۵-۲-۲ است.

۱۵-۳-۲-۳- در دال‌هایی که آرماتور اصلی در آنها عمود بر جهت حرکت است مقدار آرماتور توزیع عنوان شده در بند بالا برای نیمه وسط دهانه دال است. در دو ناحیه کناری دال می‌توان مقدار این آرماتور را نصف کرد.

□ ۱۵-۴- روش طراحی

۱۵-۴-۱- کلیات

۱۵-۴-۱-۱- سیستم‌های دال در عرشه‌ها را می‌توان با کلیه روش‌هایی که در آنها شرایط تعادل نیروها و همسازی تغییر شکل‌ها رعایت شده باشد و در هیچ مقطعی ظرفیت باربری دال کمتر از تلاش‌های ایجاد شده در آن نباشد، تحلیل و طراحی نمود. در کلیه این روش‌ها باید شرایط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری، از جمله افتادگی و ترک‌خوردگی دال، مطابق فصل چهاردهم، رعایت شده باشد.

۱۵-۴-۱-۲- روش ارائه شده در این فصل یک روش ساده تجربی است که برای طراحی عرشه‌های دالی و یا عرشه‌های تیر - دالی در پل‌های شوسه مستقیم و یا کج با مقدار کجی کمتر از ۲۰ درجه، بکاربرده می‌شود. برای پل‌های با کجی بیشتر باید از روش‌های دقیق‌تر استفاده شود.

جزئیات این روش برای طراحی دال‌ها در بندهای ۱۵-۴-۲ تا ۱۵-۴-۴ و برای چگونگی توزیع بار بر روی تیرهای زیرسری در بند ۱۵-۴-۵ ارائه شده است.

۱۵-۴-۱-۳- روش ارائه شده در این فصل دال‌های با لبه‌های آزاد را شامل نمی‌شود. برای استفاده از ضوابط این فصل لازم است در انتهای عرشه و یا در محل‌هایی که دال قطع می‌شود، دیافراگم یا وسیله دیگری پیش‌بینی شود به طوری که دال دارای تکیه‌گاه باشد. این دیافراگم‌ها باید برای بار چرخ‌هایی که روی آنها قرار می‌گیرند، طراحی شوند. در عرشه‌هایی که بصورت دال‌های یکطرفه کار می‌کنند و در آنها آرماتور اصلی در جهت حرکت است، پیش‌بینی تیر طولی در لبه‌های عرشه الزامی است. برای جزئیات به بند ۱۵-۴-۵-۵ مراجعه شود.

۱۵-۴-۲- دال‌های یکطرفه

۱۵-۴-۲-۱- دال‌های یکطرفه به دال‌های اطلاق می‌شود که در آنها عمده بارها در یک امتداد به تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌گردد. این دال‌ها یا تنها در دو سمت متقابل بر روی نشیمن‌گاه‌ها، دیوارها یا تیرها، تکیه دارند و یا در چهار سمت بر روی آنها نشسته‌اند و نسبت طول به عرضشان از $1/5$ بیشتر است. طراحی این دال‌ها معمولاً بر اساس تحلیل و طراحی یک نوار یک متری که بر روی نشیمن‌گاه‌های عمودی تکیه دارد، صورت می‌گیرد.

۱۵-۴-۲-۲- لنگرهای خمشی ناشی از بارهای مرده در این دال‌ها با استفاده از روش‌های معمول در تحلیل تیرهای یکسره بدست آورده می‌شوند. برای تعیین لنگرهای خمشی ناشی از بارهای زنده، بارهای بهره برداری نوع اول و دوم در آئین نامه بارگذاری پل‌ها، می‌توان ضوابط بندهای ۱۵-۴-۲-۳ و ۱۵-۴-۲-۴ را بکار گرفت.

۱۵-۴-۲-۳- لنگر خمشی در دال‌های با آرماتور اصلی در جهت عمود بر حرکت

در این دال‌ها معمولاً بارگذاری کامیون استاندارد حاکم است و لنگرهای خمشی ناشی از آن به شرح زیر محاسبه می‌شود:

الف- دال‌های با تکیه‌گاه‌های ساده:

در این دال‌ها لنگر خمشی در واحد عرض دال از رابطه زیر محاسبه می‌شود،

$$M = \frac{l_e + 0.6}{9.6} P_R \quad (پ ۱۵-۴)$$

در این رابطه:

l_e : طول دهانه مؤثر دال به متر، طبق بند ۱۵-۲-۲ است. این رابطه برای مقادیر l_e بین ۰/۶ تا ۷/۲۰ متر کاربرد دارد.

P_R : بار چرخ عقب کامیون استاندارد است.

لنگر خمشی فوق ناشی از اثر بار چرخ‌ها است و باید اثر ضربه به آن اضافه شود.

ب- دال‌های یکسره:

در این دال‌ها حداکثر لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای منفی روی تکیه‌گاه‌ها برابر با هشتاد درصد لنگر خمشی از رابطه ۱۵-۴-پ در نظر گرفته می‌شود.

۱۵-۴-۲-۴- لنگر خمشی در دال‌های با آرماتور اصلی در جهت حرکت

در این دال‌ها، با تکیه‌گاه‌های ساده و یا یکسره، لنگرهای خمشی ناشی از بار کامیون استاندارد، با فرض آنکه بار هر چرخ در نواری به عرض E از رابطه زیر توزیع می‌شود، بدست می‌آید. لنگرهای خمشی ناشی از بارگذاری یکنواخت متعادل در هر خط ترافیک با توزیع این بار در نواری به عرض $2E$ تعیین می‌شود.

$$E = 1.2 + 0.06l_e \leq 2.1m \quad (پ ۱۵-۵)$$

۱۵-۴-۲-۵- دال‌هایی که بر اساس ضوابط این فصل برای خمش طراحی می‌شوند معمولاً جوابگوی تلاش‌های برشی هستند. با این‌حال برای کنترل این دال‌ها برای برش می‌توان برش ناشی از بارهای زنده را با قرار دادن این بارها در وضعیتی که بیشترین اثر را در کل طول دال در تکیه‌گاه مورد نظر ایجاد کند، بدست آورد.

۱۵-۴-۳- دال‌های دو طرفه

۱۵-۴-۳-۱- دال دو طرفه به دال‌هایی اطلاق می‌شود که در آنها بار در دو امتداد به تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌گردد. این دال‌ها در چهار سمت بر روی نشیمن‌گاه‌ها، تیرها یا دیوارها، تکیه دارند و نسبت طول به عرضشان از ۱/۵ کمتر است.

۱۵-۴-۳-۲- طراحی این دال‌ها برای خمش با فرض آنکه بارهای وارده به دال بین دو نوار عمود بر هم بصورت زیر توزیع شده و لنگرهای خمشی ایجاد شده در هر نوار بر اساس ضوابط دال‌های یکطرفه تعیین می‌گردند، انجام می‌شود.
- برای بارهای گسترده یکنواخت

$$w_a = \frac{b^4}{a^4 + b^4} w \quad (15-6-پ)$$

$$w_b = \frac{a^4}{a^4 + b^4} w$$

- برای بارهای متمرکز

$$P_a = \frac{b^3}{a^3 + b^3} P \quad (15-7-پ)$$

$$P_b = \frac{a^3}{a^3 + b^3} P$$

در این روابط:

w : بار گسترده یکنواخت در واحد سطح دال،

w_b, w_a : بترتیب بار گسترده یکنواخت در واحد عرض نوار که در جهت های b, a منتقل می شوند،

P : بار متمرکز چرخ‌ها،

P_b, P_a : بترتیب بارهای متمرکز که در جهت های b, a منتقل می شوند،

b, a : طول دهانه‌های دال در دو جهت.

۱۵-۳-۳-۴- در این دال‌ها ناحیه کناری دال، واقع در یک چهارم عرض دال در هر جهت را، می توان برای لنگر خمشی برابر با نصف لنگر خمشی ایجاد شده در واحد عرض در نوارهای نیمه وسط دال، ضابطه بند ۱۵-۳-۴-۲، طراحی نمود.

۱۵-۴-۴- دال‌های طره

۱۵-۴-۴-۱- در این دال‌ها بار هر چرخ در نواری به عرض E ، در جهت آرماتور اصلی دال، مطابق روابط زیر توزیع می‌شود. نوار دال باید بصورت طره‌ای طراحی شود و چنانچه در انتهای طره تیر وجود داشته باشد باید از اثر آن صرف نظر گردد.

الف- دال‌هایی که در آنها آرماتور اصلی عمود بر جهت حرکت است:

$$E = 0.8X + 1.1 \quad (پ ۱۵-۸-۸)$$

ب- دال‌هایی که در آنها آرماتور اصلی در جهت حرکت است:

$$E = 0.35X + 1.0 \quad E \leq 2.1m \quad (پ ۱۵-۹-۹)$$

در این روابط X فاصله چرخ تا تکیه‌گاه است.

لنگر خمشی ناشی از اثر بار چرخ P ، در واحد عرض دال از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$M = P.X / E \quad (پ ۱۵-۱۰-۱۰)$$

۱۵-۴-۲-۲- در این دال‌ها لنگر خمشی ایجاد شده زیر اثر بارگذاری جان پناه‌ها باید:

- در مواردی که جان پناه تنها از نرده تشکیل شده باشد در نواری به عرض E از رابطه ۱۵-۸-۸-پ تحمل گردد.

- در مواردی که جان پناه از پایه و نرده تشکیل شده باشد در نواری به عرض E از رابطه زیر تحمل گردد.

$$E = 0.8X + 1.5 \quad (15-11-پ)$$

در طراحی دال برای اثر بارگذاری بر روی جان پناه‌ها لزومی ندارد اثر بارگذاری قائم چرخ‌ها بطور همزمان منظور شود.

۱۵-۴-۵- توزیع بار بر روی تیرها

۱۵-۴-۵-۱- تیرهای طولی

۱۵-۴-۵-۱-۱- در تیرهای طولی، اصلی یا فرعی، برای تعیین لنگرهای خمشی ناشی از بار چرخ‌ها هیچگونه توزیعی در جهت طولی نباید در نظر گرفته شود.

۱۵-۴-۵-۱-۲- در تیرهای طولی میانی اصلی یا فرعی، سهم هر تیر از لنگرهای خمشی ناشی از بار چرخ‌ها مطابق جدول زیر تعیین می گردد.

جدول شماره ۱۵-۴-۵-۱-۲- سهم هر تیر از لنگرهای خمشی ناشی از بار چرخ

نوع تیر	پل با یک خط عبور	پل با چند خط عبور
- تیرهای با مقطع I، بتنی یا پیش تنیده	$S/2.1$ ($S \leq 3.0$)	$S/1.7$ ($S \leq 4.2$)
- تیرهای با مقطع T شکل	$S/2.0$ ($S \leq 1.8$)	$S/1.8$ ($S \leq 3.0$)
- تیرهای با مقطع جعبه‌ای	$S/2.4$ ($S \leq 3.6$)	$S/2.1$ ($S \leq 4.8$)
- تیرهای با مقطع چند جعبه‌ای	مطابق ضابطه بند ۱۵-۴-۴-۴	

در این جدول S متوسط فواصل تیر مورد نظر از تیرهای دو سمت است .
در مواردی که فاصله S از مقادیر عنوان شده در هر ردیف تجاوز کند، سهم هر تیر از بار چرخ‌ها با فرض آنکه دال بین تیرها بصورت یک تیر با تکیه گاه‌های ساده کار می‌کند، تعیین می‌گردد.

۱۵-۴-۵-۱-۳- در تیرهای طولی کناری اصلی یا فرعی، سهم هر تیر از لنگرهای خمشی ناشی از بار چرخ‌ها به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف- در تیرهای با مقطع I یا T شکل، سهم تیر با فرض آنکه دال مجاور آن به صورت یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده کار می‌کند، تعیین می‌گردد.

ب- در تیرهای با مقطع جعبه‌ای، سهم تیر برابر با $W_e/2.1$ از بار چرخ‌هاست که در آن W_e عرض دال فوقانی تیر کناری است که از وسط فاصله بین تیرها تا لبه بیرونی تیر کناری در نظر گرفته می‌شود. چنانچه دال بر روی تیر کناری کنسول می‌شود، میزان بیرون زدگی آن، حداکثر به اندازه نصف فاصله تیرها از یکدیگر، در محاسبه W_e منظور می‌گردد.

پ- در مواردی که تیر طولی کناری بار زنده پیاده رو را تحمل می‌کند، در ترکیب اثرات ناشی از بارهای مرده، زنده ترافیک و ضربه آن، زنده پیاده رو، می‌توان ضریب بارهای زنده و ضربه را به اندازه ۲۵٪ تخفیف داد، مشروط بر آنکه ظرفیت باربری تیر از حالت ترکیب بارهای مرده و زنده ترافیک و ضربه آن قبل از تخفیف کمتر نباشد.

ت- ظرفیت باربری تیرهای طولی کناری در هیچ حالت نباید کمتر از تیرهای میانی در نظر گرفته شود.

۱۵-۴-۵-۱-۴- در عرشه‌های تیر- دالی مجموع ظرفیت باربری تیرهای طولی در هیچ حالت نباید کمتر از اثر بارهای مرده و زنده در کل دهانه عرشه باشد.

۱۵-۴-۵-۲- تیرهای عرضی

۱۵-۴-۵-۲-۱- در تیرهای عرضی برای تعیین لنگرهای خمشی ناشی از بار چرخ‌ها هیچگونه توزیعی در جهت عرضی نباید در نظر گرفته شود.

۱۵-۴-۵-۲- در این تیرها برای تعیین سهم بار باید تیرهای فرعی طولی را، اگر وجود داشته باشد، نادیده گرفت و فرض کرد دال مستقیماً بار را به تیرهای عرضی منتقل می‌کند. با این فرض سهم هر تیر از بار چرخ‌ها $S/1.8$ برابر مقدار آنها در نظر گرفته می‌شود. در مواردی که فاصله S بیشتر از $1/8$ متر باشد، سهم تیر با فرض آنکه دال‌های بین تیرها بار را به صورت ساده منتقل می‌کنند، تعیین می‌گردد.

۱۵-۴-۵-۳- تیرهای بتنی پیش ساخته در عرشه‌های مرکب از تیرهای بهم چسبیده

۱۵-۴-۵-۳-۱- این عرشه‌ها با قرار دادن تعدادی تیرهای پیش ساخته، بتن آرمه یا پیش تنیده، در کنار یکدیگر ساخته می‌شوند. انسجام این عرشه‌ها بوسیله کلیدهای برشی طولی پیوسته بین تیرها، همراه با دیافراگم‌های دوخت عرضی بین آنها که ممکن است پیش تنیده نیز باشند، تأمین می‌شود. در عرشه‌هایی که با تیرهای T ساخته می‌شوند پیش بینی دیافراگم عرضی انتهایی بر روی تکیه‌گاه‌ها، با عمقی برابر با عمق تیرها، الزامی است.

۱۵-۴-۵-۳-۲- در تیرهای این عرشه‌ها، برای تعیین لنگرهای خمشی، هیچگونه توزیعی در بار چرخ‌ها در جهت طولی نباید در نظر گرفته شود.

۱۵-۴-۵-۳-۳- در تیرهای این عرشه‌ها، سهم هر تیر از لنگرهای خمشی ناشی از بار چرخ‌ها با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$DF = S/D \quad S/D \leq 1/0 \quad (15-12-پ)$$

در این رابطه:

S فاصله تیرهای پیش ساخته از یکدیگر، محور تا محور، متر

D : پارامتری است که با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌گردد.

$$D = (1.7 - 0.15N_L) + 0.21N_L(1 - 0.2C)^2 \quad C \leq 5.0$$

$$D = 1.7 - 0.15N_L \quad C > 5.0$$

$$C = kw/L \quad w/L \leq 1.0 \quad (15-13 \text{ پ})$$

$$C = k \quad w/L \geq 1.0$$

$$k = [(1+\nu)I/J]^{1/2}$$

N_L : تعداد خطوط عبور بر روی پل

w : عرض سواره روی پل که در امتداد عمود بر تیرهای طولی اندازه‌گیری می‌شود، متر

L : طول پل که در امتداد تیرهای طولی اندازه‌گیری می‌شود. در عرشه‌هایی که در دو انتها دیافراگم‌های

عرضی دارند این طول برابر با فاصله بین دیافراگم‌ها در نظر گرفته می‌شود، متر

ν : ضریب پواسون بتن در تیرها

I : ممان اینرسی مقطع هر یک از تیرها

J : ضریب سختی پیچشی مقطع هر یک از تیرها، این ضریب در تیرهای با مقاطع مختلف به شرح زیر

محاسبه می‌شود:

- در تیرهای با مقطع مستطیل و یا T شکل:

$$J = \sum \frac{1}{3} x^3 y (1 - 0.63x/y) \quad (15-14 \text{ پ})$$

- در تیرهای با مقطع جعبه‌ای:

$$J = \frac{2t.t_f(b-t)^2(d-t_f)^2}{bt + dt_f - t^2 - t_f^2} \quad (15-15 \text{ پ})$$

در این روابط:

x : طول ضلع کوچکتر مقطع مستطیل و یا جزء مستطیلی از تیر T

y : طول ضلع بزرگتر مقطع مستطیل و یا جزء مستطیلی از تیر T

b : عرض کلی مقطع

d : ارتفاع کلی مقطع

t : ضخامت هر یک از جان‌های مقطع

t_f : ضخامت هر یک از بال‌های مقطع

در کاربری مقادیر I و J باید به موارد زیر توجه داشت:

الف - در رابطه J فرض بر آنست که در جعبه‌ها ضخامت جان‌ها با یکدیگر و ضخامت بال‌ها با یکدیگر مساویند. در مقاطع مستطیلی که دارای سوراخ‌های دایره‌ای هستند، برای محاسبه J می‌توان ابعاد مستطیل را بکار برد و از وجود سوراخ‌ها صرف نظر نمود.

ب - در مواردی که نسبت I/J در رابطه ۱۵-۱۳-پ بزرگتر از ۲۵ و یا میزان کجی عرشه بیشتر از ۴۵ درجه است، سهم هر تیر از بار چرخ‌ها را باید از روش‌های دقیق‌تر، نظیر تئوری صفحات و یا تئوری شبکه‌ها به‌دست آورد.

۱۵-۴-۳-۴- در طراحی مقدماتی تیرها در این عرشه‌ها، مقدار K در رابطه ۱۵-۱۳-پ را می‌توان برابر مقادیر زیر در نظر گرفت.

- در مقاطع مستطیلی بدون سوراخ $K = 0.7$
- در مقاطع مستطیلی با سوراخ دایره‌ای $K = 0.8$
- در مقاطع جعبه‌ای $K = 1.0$
- در مقاطع ناودانی، T با جان منفرد یا متعدد $K = 2.2$

۱۵-۴-۵- تیرها در عرشه‌های با مقطع چند جعبه‌ای

۱۵-۴-۵-۱- در تیرهای میانی این عرشه‌ها، سهم تیر از لنگرهای خمشی ناشی از بار چرخ‌ها با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$DF = 2N_L / N_B + kS / L \quad (۱۵-۱۶-پ)$$

$$k = 0.23w - N_L(0.1N_L - 0.26) - 0.2N_B - 0.12$$

در این رابطه :

N_L : تعداد خطوط حرکت در پل

N_B : تعداد تیرها با شرط:

$$4 \leq N_B \leq 10$$

$$2.0 \leq S \leq 3.3$$

S: فاصله محور تا محور تیرها از یکدیگر، متر، با شرط:

L : طول دهانه عرشه، متر

$$10 \leq w \leq 20$$

w : عرض سوراخ روی عرشه، متر، با شرط:

۱۵-۴-۵-۲- در تیرهای کناری این عرشه‌ها، سهم هر تیر از لنگرهای خمشی ناشی از بار چرخ‌ها، با فرض آنکه دال مجاور آنها به صورت ساده بار را منتقل می‌نماید، تعیین می‌شود. سهم هر تیر در هر صورت نباید کمتر از $2N_L / N_B$ در نظر گرفته شود.

۱۵-۴-۵-۵- تیرهای طولی لبه در دال‌ها

۱۵-۴-۵-۱- در دال‌های یکطرفه که آرماتور اصلی در آنها در امتداد ترافیک است، وجود تیرهای طولی در لبه‌های دال الزامی است. این تیرها ممکن است بصورت: قسمتی از دال که آرماتور گذاری اضافی شده است، تیر یکپارچه با دال و عمیق تر از آن، و بالاخره مقطع مرکبی از دال و پیاده رو، در نظر گرفته شود.

۱۵-۴-۵-۲- تیر لبه در این دال‌ها باید برای لنگر خمشی زیر طراحی شود:

- در تیر با تکیه گاه‌های ساده:

$$M^+ = 0.1P_R l \quad (15-17 \text{ پ})$$

- در تیرهای یکسره

$$M^+ = M^- = 0.08P_R l \quad (15-18 \text{ پ})$$

در این روابط:

P_R : بار چرخ عقب کامیون استاندارد

l : طول دهانه تیر

۱۵-۴-۵-۶- برش در تیرها

در تیرهای طولی و عرضی، برای محاسبه تلاش‌های برشی و عکس‌العمل‌های انتهایی نباید هیچگونه توزیعی در جهت طولی در بار چرخ و یا محوری که نزدیک انتهای تیر طولی و یا مجاور تیر عرضی قرار می‌گیرد، در نظر گرفته شود. توزیع جانبی بار سایر چرخ‌ها با فرض عملکرد ساده دال‌های بین تیرها تعیین می‌شود.

فصل شانزدهم

دیوارها

□ ۱۶-۰- مقدمه

دیوارهایی که در ساخت پل‌ها بکار برده می‌شوند عمدتاً از نوع باربر، و حائل‌اند. نوع اول در ساخت پایه‌ها و کوله‌ها و نوع دوم در نگهداری خاکریزها کاربرد دارند. ضوابط طراحی دیوارها در آیین‌نامه هر دو نوع دیوار را در برمی‌گیرد با این تفاوت که در دیوارهای باربر، به علت کاربری بیشتر در ساختمان‌ها، جزئیات خاص را نیز پوشش می‌دهد. در این الحاقیه دیوارهای حائل مورد توجه قرار می‌گیرند و ملاحظات خاص آنها مطرح می‌گردد.

امروزه برای نگهداری خاکریزها علاوه بر دیوارهای حائل وزنی و حائل بتن آرمه، انواع دیگر دیوارها مانند سپرهای حائل کوبیده شده در زمین، دیوارهای بتن آرمه مهار شده در پشت، و انواع شکل‌های خاک مسلح، بکار برده می‌شود. ضوابط موجود در آیین‌نامه کلیات طراحی این دیوارها را در برمی‌گیرد. برای جزئیات طراحی آنها باید به ادبیات فنی خاص این دیوارها مراجعه گردد.

□ ۱۶-۷- دیوارهای حائل

جایگزین

□ ۱۶-۷-۱- ملاحظات طراحی دیوارها

۱۶-۷-۱-۱- دیوارهای حائل باید به صورت اعضای خمشی بر طبق ضوابط فصل یازدهم و پانزدهم طراحی شوند. در مواردی که بارهای محوری ناشی از وزن دیوار و اثر اصطکاک مواد خاکریز در پشت آنها قابل ملاحظه است، این بارها باید در طراحی آنها نیز منظور گردند.

۱۶-۷-۱-۲- در دیوارها درزهای انقباض باید در فواصل حداکثر ۱۰ متر از یکدیگر و درزهای انبساط در فواصل حداکثر ۳۰ متر از یکدیگر پیش بینی شود. این درزها باید با مواد پر کننده مناسبی که عملکرد درز را مختل نکند پر شوند. این درزها در کوله‌ها باید در حدود وسط فاصله دو عضوی که بارهای ثقیلی را به کوله منتقل می نمایند در نظر گرفته شوند.

۱۶-۷-۱-۳- طراحی دیوارهای حائل کنسولی بصورت دال‌های کنسولی که پای آنها در شالوده گیردار است، و طراحی دیوارهای حائل پشت بنددار یا پیش بنددار بصورت دال‌های یکسره که بر روی تکیه‌گاه‌های پشت‌بندها یا پیش‌بندها قرار دارند، انجام می‌شود. در موارد استفاده از پشت‌بند یا پیش‌بند باید نسبت به اتصال کامل آنها با دیوار اطمینان حاصل گردد.

۱۶-۷-۱-۴- پشت‌بندها در دیوارهای حائل باید به صورت تیرهای با مقطع مربع مستطیل طراحی شوند. اتصال پشت‌بندها به دیوار حائل جلو و یا به شالوده زیر باید به وسیله آرماتورهای افقی و قائم و با خاموت‌ها به طور کامل تامین شود. این آرماتورها یا خاموت‌ها باید در دیوار جلو تا حد امکان تا وجه خارجی دیوار و در شالوده تا وجه زیرین آن ادامه داده شوند.

۱۶-۷-۱-۵- در دیوارهای حائل یکپارچه‌ای که ارتفاع آنها در طول دیوار متغیر است، دیوار باید برای شرایط بارگذاری در مقطعی که به فاصله یک سوم طول دیوار از انتهای با ارتفاع بیشتر دیوار قرار دارد، طراحی شود. در این دیوارها باید ضخامت شالوده تا حد امکان در تمام طول یکسان در نظر گرفته شود ولی عرض شالوده را می‌توان بنا به نیاز کاهش داد.

۱۶-۷-۱-۶- آرماتورگذاری دیوارهای حائل در جهت افقی مشمول ضابطه آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی بند ۸-۷-۳ آیین‌نامه می‌شود. در این دیوارها آرماتور افقی در سطح جلوی دیوار نباید کمتر از یک میلگرد با قطر ۱۰ میلیمتر در فواصل ۳۰۰ میلیمتر از یکدیگر در نظر گرفته شود.

۱۶-۷-۲- ملاحظات طراحی شالوده دیوارها

۱۶-۷-۲-۱- شالوده دیوارهای حائل در دیوارهای کنسولی به صورت اعضای خمشی کنسولی و در دیوارهای پشت‌بنددار یا پیش‌بنددار به صورت دال‌های یکسره بر روی تکیه‌گاه‌های پشت‌بندها یا پیش‌بندها طراحی می‌شوند.

۱۶-۷-۲-۲- پاشنه شالوده باید برای وزن تمام خاکریزی که بر روی آن قرار می‌گیرد، همراه با وزن سربار اضافی آن، طراحی شود مگر آن که محاسبات دقیق‌تر وضعیت دیگری را مشخص نماید.

۱۶-۷-۲-۳- پاشنه شالوده باید برای بارگذاری در حالتی که خاکریزی اجرا نشده است نیز طراحی شود. در این حالت شالوده زیر اثر بار ناشی از وزن دیوار و سایر بارهایی که ممکن است قبل از اجرای خاکریز به آن وارد شوند، قرار می‌گیرد. در هر حال باید اطمینان حاصل شود که در ناحیه پاشنه در زیر شالوده به اندازه کافی آرماتور کششی وجود دارد.

۱۶-۷-۲-۴- مقاطع بحرانی برای تعیین لنگرهای خمشی در شالوده، در نواحی پاشنه و پنجه، باید در محاذات بر دیوار در دو سمت آن، و مقاطع بحرانی برای تعیین برش باید در ناحیه پاشنه در محاذات بر دیوار و در ناحیه پنجه در مقطعی به فاصله d از بر دیوار، در نظر گرفته شود.

فصل هفدهم

شالوده‌ها

□ ۱۷-۰- مقدمه

طراحی شالوده‌ها در آیین‌نامه بتن ایران عمدتاً مربوط به شالوده‌هایی است که در ساختمان‌ها به کار برده می‌شوند. این شالوده‌ها اکثراً پی‌های سطحی‌اند و انواع منفرد، نواری و گسترده را شامل می‌شوند. آیین‌نامه در ارتباط با پی‌های عمیق مسکوت است و گرچه کلیات طراحی سازه‌ای آنها را در فصول دیگر ارائه کرده است نسبت به جزئیات آنها ضوابطی عنوان نمی‌کند. در این نوع پی‌ها ملاحظات مربوط به ژئوتکنیک معمولاً تعیین‌کننده‌اند و طراحی آنها را شکل می‌دهند ولی ملاحظات سازه‌ای خاصی هم وجود دارد که باید در طراحی آنها رعایت شده و در اجرا به کار گرفته شوند.

در این الحاقیه ضوابط خاصی که در ارتباط با پی‌های عمیق مطرح است عنوان می‌شود. در این نوع پی‌ها شمع‌ها معمولاً بیشترین کاربرد را دارند و اکثراً در پل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. رفتار سازه‌ای شمع‌ها مشابه ستون‌هاست و در طراحی آنها همان ضوابطی که در طراحی ستون‌ها مطرح است، به کار گرفته می‌شود. این ضوابط در فصول یازدهم و سیزدهم آیین‌نامه آورده شده‌اند. آنچه در این الحاقیه مورد توجه قرار می‌گیرد تعدادی ملاحظات خاص است که باید در طراحی شمع‌ها رعایت شود. این ملاحظات خاص به مجموع ضوابطی که برای طراحی شالوده‌ها در آیین‌نامه موجود است اضافه می‌شود و در طراحی پل‌ها باید رعایت گردد.

□ ۱۷-۲ تعاریف

۱۷-۲-۲- انواع شمع‌ها

جایگزین

شمع‌ها اجزای پی‌های عمیق می‌باشند که بارهای سازه را به زمین منتقل می‌کنند. شمع‌ها به لحاظ عملکرد سازه‌ای به شمع‌های منفرد و گروه شمع‌ها، و به لحاظ نحوه اجرا در زمین به شمع‌های پیش ساخته و شمع‌های درجا ریخته شده تقسیم‌بندی می‌شوند.

۱۷-۲-۲-۱- شمع منفرد به شمع‌ای اطلاق می‌شود که مستقیماً بار یک ستون را دریافت نموده و به زمین منتقل می‌نماید.

۱۷-۲-۲-۲- گروه شمع‌ها به تعدادی شمع اطلاق می‌شود که بار خود را از یک یا چند ستون از طریق سرشمعی مشترک دریافت می‌نمایند و به زمین منتقل می‌کنند.

۱۷-۲-۲-۳- شمع‌های پیش ساخته به شمع‌هایی اطلاق می‌شود که در بیرون زمین ساخته شده و بعد با کوبیدن به داخل زمین رانده می‌شوند. این شمع‌ها ممکن است از نوع بتن آرمه، بتن پیش تنیده و نیز فولادی باشد.

۱۷-۲-۲-۴- شمع‌های درجا ریخته شده به شمع‌هایی اطلاق می‌شود که در آنها ابتدا محل شمع به قطر موردنظر حفاری شده و بعد شمع اجرا می‌گردد. این شمع‌ها ممکن است در پوسته فولادی قبلاً کوبیده شده و یا در چاه حفر شده، مستقیماً در تماس با جداره خاکی، ساخته شوند. در حالت دوم در فاصله زمانی بین حفاری محل شمع و ریختن بتن، بدنه حفره با روش خاصی، به کمک گل حفاری نگهداری می‌شود.

□ ۱۷-۸- طراحی شمع‌ها

۱۷-۸-۱- کلیات

۱۷-۸-۱-۱- شمع‌ها باید برای کلیه بارهای وارد به شالوده یا سرشمع، از جمله وزن خودشان، طراحی شوند. شمع‌های پیش ساخته باید برای نیروهایی که در جریان حمل و نقل و یا کوبیدن به آنها وارد می‌شود نیز طراحی شوند. در محاسبه نیروهای ناشی از وضعیت حمل و نقل وزن شمع‌ها باید به مقدار ۵۰ درصد بیشتر در نظر گرفته شود.

۱۷-۸-۱-۲- طراحی شمع‌ها به طور کلی مشمول ضوابط طراحی قطعات تحت فشار و خمش و یا کشش و خمش در فصل یازدهم می‌شود. در شمع‌هایی که در داخل خاک قرار دارند رعایت ضوابط مربوط به کمانش در فصل سیزدهم ضرورتی ندارد، ولی برای طولی از شمع‌ها که خارج از خاک، در آب یا هوا، قرار دارند و یا در خاک مدفونند ولی خاک نمی‌تواند تکیه‌گاه مناسبی برای جلوگیری از کمانش در آنها ایجاد کند، رعایت ضوابط فصل سیزدهم در طراحی آنها الزامی است. طول آزاد شمع‌ها برای محاسبات مربوط به کمانش باید با توجه به مشخصات خاک و اصول مربوط به مکانیک خاک تعیین گردد.

۱۷-۸-۱-۳- در شمع‌های منتهی به سر شمع، فاصله مرکز تا مرکز شمع‌ها از یکدیگر نباید کمتر از دو و نیم برابر قطر شمع و یا بعد شمع در هر امتداد، و یا کمتر از ۷۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. ابعاد سر شمع باید طوری انتخاب شود که فاصله لبه سر شمع از نزدیک‌ترین شمع کمتر از ۲۵۰ میلیمتر نباشد. در این شمع‌ها باید انتهای شمع، بعد از تمیز کردن بتن آسیب دیده، حداقل به اندازه ۳۰۰ میلیمتر به داخل سرشمع فرو برده شود.

۱۷-۸-۱-۴- در شمع‌های منتهی به تیرهای خمشی- قاب‌های خمشی شمعی- پوشش بتن تیر روی شمع‌ها نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. در این موارد شمع‌ها باید حداقل ۱۵۰ میلیمتر و

ترجیحاً ۲۵۰ میلی‌متر در داخل تیر فرو برده شوند. در کلیه موارد باید نسبت به مهار کامل میلگردهای شمع در داخل تیر اطمینان کافی حاصل شود.

۱۷-۸-۱-۵- آرماتورهایی که برای مهار شمع در داخل سرشمع یا تیرهای خمشی قاب بکار برده می‌شوند باید یا به صورت ادامه میلگرد های شمع و یا استفاده از میلگرد های انتظار باشند. این میلگردها باید قادر به تحمل کشش ایجاد شده در فصل مشترک این دو باشد و نسبت سطح مقطع آنها در هر حال نباید کمتر از ۰/۰۵ سطح مقطع شمع باشد. تعداد این میلگردها نباید کمتر از چهار عدد بوده و طول گیرایی آنها باید در دو سمت فصل مشترک تأمین گردد.

۱۷-۸-۱-۶- در تعیین طول لازم برای شمع‌ها باید ملاحظات مربوط به آب شستگی در نظر گرفته شود. در طراحی این شمع‌ها نیز باید این ملاحظات مورد توجه قرار گیرد.

۱۷-۸-۱-۷- شمع‌ها به علت آن که در تماس با خاک قرار دارند و ممکن است در تماس با آب نیز باشند، نسبت به پارامترهای مربوط به دوام و پایایی بتن و فولاد حساس‌ترند. در تعیین ابعاد، میزان آرماتور، پوشش بتنی روی میلگردها باید به این پارامترها توجه خاص داشت. در زمین‌های با شرایط تهاجمی شدید باید برای تأمین سلامت شمع در طول عمر سازه تدابیر خاص پیش‌بینی نمود.

۱۷-۸-۱-۸- در شمع‌هایی که زیر اثر بار جانبی ناشی از زلزله قرار می‌گیرند ضوابط مندرج در فصل بیستم باید رعایت شوند.

۱۷-۸-۲- شمع‌های پیش‌ساخته

۱۷-۸-۲-۱- شمع‌های پیش‌ساخته را می‌توان با مقطع ثابت و یا مقطع متغیر ساخت. در شمع‌هایی که در قسمتی از طول خود در خارج از زمین به عنوان ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند، مقطع شمع باید در طول ستون ثابت در نظر گرفته شود.

۱۷-۸-۲-۲- حداقل سطح مقطع شمع در شرایط عادی ۹۰۰۰۰ میلی‌متر مربع و در شرایط استفاده در آب‌های شور ۱۴۵۰۰۰ میلی‌متر مربع است. در شمع‌های مخروطی شکل حداقل بعد شمع را می‌توان به ۲۰۰ میلی‌متر کاهش داد. این کاهش نباید در طولی کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر صورت گیرد. در شمع‌های با مقطع مربع، گوشه‌های شمع باید به اندازه ۲۵ میلی‌متر پخ داده شود.

۱۷-۸-۲-۳- شمع‌های پیش‌ساخته باید با عضوی که در نوک آنها به منظور کوبیدن به کار گرفته می‌شود، به صورت یکپارچه ساخته شوند. این وسیله در شمع‌هایی که نیروی کوبشی زیاد است باید از نوع فلزی باشد.

۱۷-۸-۲-۴- نسبت آرماتور طولی در شمع‌ها نباید کمتر از یک و نیم درصد اختیار شود. آرماتور طولی باید به طور یکنواخت در اطراف مقطع توزیع شود و تعداد میلگردها نباید کمتر از چهار عدد در نظر گرفته شود. در مواردی که تعداد میلگردها از چهار عدد بیشتر است، در نوک شمع می‌توان، در طولی به اندازه حداکثر ۱/۲۰ متر، تعداد آنها را به چهار عدد کاهش داد.

۱۷-۸-۲-۵- شمع‌ها باید در تمام طول با آرماتور عرضی، به صورت مارپیچ یا حلقه و یا تنگ، تقویت شوند. گام مارپیچ و یا فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر و قطر میلگردها نباید کمتر از ۶ میلی‌متر در نظر گرفته شود. در دو انتهای شمع، در طولی حداقل برابر با ۶۰۰ میلی‌متر، باید

این فاصله به ۷۵ میلیمتر کاهش داده شود. به علاوه در ۱۵۰ میلیمتر انتهای شمع باید پنج دور مارپیچ و یا پنج عدد حلقه یا تنگ با فاصله خالص ۲۵ میلیمتر از یکدیگر به کار برده شود.

۱۷-۸-۲-۶- پوشش بتن میلگردها در شمع‌ها باید حداقل ۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. در مواردی که شمع‌ها در آب‌های شور و یا خاک‌های قلیایی قرار می‌گیرند این حداقل باید ۶۰ میلیمتر پیش‌بینی شود.

۱۷-۸-۲-۷- میلگردهای شمع‌ها را می‌توان مطابق ضوابط فصل هیجدهم وصله‌کاری کرد. وصله‌ها باید بتوانند ظرفیت میلگردها را به طور کامل منتقل نمایند.

۱۷-۸-۳- شمع‌های در جا ریخته شده

۱۷-۸-۳-۱- ضوابط کلی

۱۷-۸-۳-۱-۱- در طراحی شمع‌هایی که برای تحمل بار محوری تنها بکار برده می‌شوند و در آنها اثر بار جانبی ناچیز است، در صورتی که خاک تکیه‌گاه مناسبی برای شمع فراهم کند، لزومی به استفاده از آرماتور تقویتی نیست. در غیر اینصورت شمع باید مانند ستون‌ها طبق ضوابط فصل یازدهم طراحی شود. در این موارد نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از $0/8$ درصد اختیار شود و آرماتورها باید حداقل ۳ متر به داخل ناحیه ای که خاک تکیه‌گاه مناسبی را فراهم کرده است، فرو برده شود.

۱۷-۸-۳-۱-۲- آرماتور طولی شمع‌ها باید با آرماتور عرضی بصورت مارپیچ یا حلقه و تنگ نگهداری شوند. گام مارپیچ یا فاصله حلقه‌ها یا تنگ‌ها نباید بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر و قطر میلگردها نباید کمتر از ۶ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۱۷-۸-۳-۱-۳- پوشش بتنی روی میلگرد های طولی، فاصله خالص میلگردها از بدنه پوسته و یا بر خارجی شمع در حالتی که پوسته ندارد، باید حداقل ۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. در محل‌هایی که محیط به لحاظ خوردگی تهاجمی است و پوسته یا وجود ندارد و یا ظرفیت مقابله با خوردگی را در دراز مدت ندارد، این ضخامت باید به ۷۵ میلیمتر افزایش داده شود.

۱۷-۸-۳-۱-۴- میلگردهای شمع‌ها را می‌توان مطابق فصل هجدهم وصله کاری کرد. وصله‌ها باید بتوانند ظرفیت میلگردها را بطور کامل منتقل نماید.

۱۷-۸-۳-۲- ضوابط خاص شمع‌های درجا ریخته شده در پوسته

۱۷-۸-۳-۱- این شمع‌ها را می‌توان با مقطع ثابت و یا در قسمتی با مقطع متغیر ساخت. حداقل بعد شمع مشابه شمع‌های پیش ساخته، ضابطه بند ۱۷-۸-۲-۲، است.

۱۷-۸-۳-۲- پوسته شمع باید دارای ضخامت و مقاومت کافی برای مقابله با نیروهای وارده به خود باشد. از جمله باید اطمینان حاصل کرد که پوسته در هنگام کوبیدن پوسته‌های مجاور و زمان بیرون کشیدن هسته کوبشی آنها، در صورت وجود، دچار اعوجاج و انحراف نشود.

۱۷-۸-۳-۲-۳- در شمع‌هایی که ضخامت پوسته در آنها بیشتر از ۳ میلیمتر است، مساحت پوسته را می‌توان بعنوان بخشی از آرماتور تقویتی به حساب آورد. در این موارد باید ۱/۵ میلیمتر از ضخامت پوسته کم کرد و آنرا به حساب خوردگی منظور داشت.

۱۷-۸-۳-۲-۴- در شمع‌هایی که پوسته آنها لوله‌های فولادی با بدنه موج دارند، پوسته را می‌توان به عنوان آرماتور عرضی بکار گرفت. در کلیه این موارد باید اطمینان حاصل کرد که خوردگی محیط آسیبی به پوسته وارد نمی‌کند.

۱۷-۸-۳-۲-۵- شمع‌ها را می‌توان در طول خود وصله‌کاری کرد. وصله‌ها باید بتوانند مقاومت شمع را به‌طور کامل تامین کنند.

۱۷-۸-۳-۳- ضوابط خاص شمع‌های ریخته شده در چاه حفر شده

اضافه

۱۷-۸-۳-۱- قطر شمع‌ها نباید کمتر از ۵۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. قطر شمع‌هایی که در یک محفظه سنگی وارد می‌شوند باید حداقل ۱۵۰ میلیمتر بیشتر از قطر محفظه باشد. قطر شمع‌هایی که مستقیماً زیر ستون‌ها قرار می‌گیرند باید حداقل برابر با ضلع کوچکتر ستون باشد.

۱۷-۸-۳-۲- فاصله شمع‌ها از یکدیگر، محور تا محور، نباید کمتر از سه برابر قطر شمع‌ها در نظر گرفته شود. در مواردی که ملاحظات مربوط به مکانیک خاک بکارگیری شمع‌های با فواصل کمتر را بلامانع تشخیص دهد، باید برای جلوگیری از تداخل شمع‌ها در حین ساخت، ترتیب اجرای آنها را به‌طور دقیق بررسی نمود.

۱۷-۸-۳-۳- شمع‌هایی که در داخل خاکریزها اجرا می‌شوند باید حداقل ۳ متر یا دو برابر قطر شمع، هر کدام بزرگترند، در داخل خاک زمین طبیعی فرو برده شوند، مگر آن که یک لایه سنگی و یا لایه خاکی سخت در عمق کمتری قرار گرفته باشد و بتواند مقاومت کافی را برای شمع فراهم نماید.

۱۷-۸-۳-۴- در مواردی که انتهای شمع باز شده و به صورت مخروطی درآورده می‌شود، باید ابعاد مخروط طوری در نظر گرفته شود که بتن تقویت نشده در آن ظرفیت تحمل بارهای وارده را داشته باشد. زاویه تمایل بدنه مخروط نباید کمتر از ۳۰ درجه با امتداد قائم، و قطر قاعده مخروط نباید بیشتر از سه برابر قطر شمع در نظر گرفته شود. ضخامت گوشه‌های تحتانی مخروط باید حداقل ۱۵۰ میلیمتر باشد.

۱۷-۸-۳-۳-۵- در شمع‌ها فاصله آزاد میلگردهای طولی از یکدیگر نباید کمتر از سه برابر قطر میلگردها و یا سه برابر قطر درشت‌ترین دانه شن در نظر گرفته شود. در مواردی که میلگردها به صورت گروه میلگرد بکار برده می‌شوند، این فاصله نباید کمتر از سه برابر قطر گروه میلگردها باشد. در مواردی که نتوان این محدودیت را رعایت نمود، چیدمان میلگردها را می‌توان در دو قفس، خارجی و داخلی، پیش‌بینی کرد.

۱۷-۸-۳-۳-۶- میلگردها را می‌توان بر طبق ضوابط فصل هیجدهم وصله‌کاری کرد. وصله‌ها را باید تا حد امکان در مقاطع مختلف پیش‌بینی کرد به طوری که همه آنها در یک صفحه افقی قرار نگیرند. وصله‌ها باید ظرفیت انتقال نیرو در میلگردها را، در کشش و در فشار، به طور کامل داشته باشند.

۱۷-۸-۳-۳-۷- میلگردهای عرضی، اسپیرال‌ها و یا حلقه‌ها، باید بتوانند فشار جانبی ناشی از بتن تازه ریخته شده را تحمل نمایند.

۱۷-۸-۳-۳-۸- قفس میلگردها باید بتواند از عهده تنش‌های ناشی از بارهای وارده در هنگام جابجایی و جاگذاری در حفره برآید.

فصل هیجدهم

مهار و وصله آرماتورها

□ ۱۸-۰- مقدمه

ضوابط مهار و وصله آرماتورها در پل‌ها تفاوت خاصی با ساختمان‌ها ندارد. به این علت تغییرات خاصی در این فصل از الحاقیه مشاهده نمی‌شود. نظر به آنکه پیوستگی بتن با میلگردها نسبت به نوسانات تنش در میلگردها حساس است، وصله میلگردها را ممکن است دچار آسیب نماید. در این فصل ضوابط مربوط به وصله میلگردها زیر اثر بارهای دینامیک اضافه شده است.

□ ۱۸-۱- گستره

□ جایگزین ۱۸-۱-۲- ضوابط این فصل تمامی میلگردها و شبکه‌های جوش شده را که بطور عمده تحت اثر بارهای استاتیک و دینامیک قرار می‌گیرند، شامل می‌شوند. برای سازه‌هایی که تحت اثر بارهای جانبی زلزله قرار می‌گیرند باید علاوه بر ضوابط این فصل، ضوابط اضافی فصل بیستم نیز رعایت شوند.

□ ۱۸-۴- وصله آرماتورها

□ ۱۸-۴-۱- ضوابط کلی

□ اضافه
 ۱۸-۴-۱-۸- در وصله های جوشی و مکانیکی که زیر اثر بارهای تکراری قرار می گیرند، نوسان تنش، اختلاف بین حداکثر و حداقل تنش ایجاد شده در میلگردها، f_f ، زیر اثر بار زنده همراه با ضربه، نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف- در مواردی که تعداد کل نوسانات بار، N_{cyc} ، بیشتر از ۱,۰۰۰,۰۰۰ سیکل در طول عمر سازه است، $f_{f\max}$ طبق جدول زیر تعیین می شود.

جدول ۱۸-۴-۱-۸ حداکثر نوسان تنش مجاز، $f_{f\max}$ در وصله های جوشی و مکانیکی

نوع وصله	حداکثر نوسان تنش Mpa
وصله های مکانیکی، بسته به نوع ابزار مورد استفاده	۸۵ - ۱۲۵
وصله های جوشی نفوذی نوک به نوک	۸۵
سایر وصله ها	۳۰

ب- در مواردی که تعداد کل نوسانات بار کمتر از ۱,۰۰۰,۰۰۰ سیکل در عمر سازه است، حداکثر نوسان تنش در جدول فوق را می توان به اندازه مقدار زیر افزایش داد.

$$f_{f\max} = 170(6 - \text{Log}N_{cyc}) \quad (\text{پ-۱-۱۸})$$

مشروط بر آنکه $f_{f\max}$ از مقدار داده شده در رابطه ۱۴-۱-پ بیشتر نشود. بکارگیری مقادیر بیشتر از مقدار رابطه ۱۴-۱-پ منوط به تأیید شواهد آزمایشگاهی است.

فصل نوزدهم

ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده

فصل نوزدهم آیین‌نامه بتن ایران به ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده اختصاص داده شده و در آن عمدتاً به ضوابط مربوط به آزمایش بارگذاری قطعات خمشی، تیرها و دال‌ها، پرداخته شده است. موضوع آزمایش بارگذاری در بارها از جمله موارد مهم مورد توجه کارفرمایان است که همواره بعد از اجرای عرشه پل خواستار آنند. ضوابط عنوان شده در آبا برای ساختمان‌ها و پل‌ها یکسانند و در مورد پل‌ها نیز باید رعایت شوند.

در ارتباط با حداقل زمان پس از گذشت اجرای قطعه برای آزمایش بارگذاری که در آیین‌نامه بتن ایران هشت هفته آورده شده در آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها، نشریه شماره ۱۳۹ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۹۰ روز تعیین گردیده است. در این الحاقیه این زمان ۹۰ روز توصیه می‌شود.

فصل بیستم

ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

□ ۲۰-۰۰- علائم اختصاری

- A_c = مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد ماریچ واقع شده است. این مساحت براساس اندازه پشت تا پشت میلگرد ماریچ محاسبه می‌شود، میلیمتر مربع
- A_{ch} = مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است. این مساحت براساس اندازه پشت تا پشت میلگرد عرضی محاسبه می‌شود، میلیمتر مربع
- A_{cv} = مساحت خالص مقطع بتن محدود به ضخامت جان و طول مقطع در امتدادی که نیروی برشی در نظر گرفته می‌شود، میلیمتر مربع
- A_g = سطح مقطع کل قطعه، میلیمتر مربع
- A_j = حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه‌ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می‌کند، میلیمتر مربع
- A_{sh} = سطح مقطع کل آرماتور عرضی، با احتساب رکابی‌های تک شاخه‌ای، در فاصله s در امتداد عمود بر بعد h_c ، میلیمتر مربع
- A_{vf} = سطح مقطع آرماتور برش اصطکاکی، میلیمتر مربع
- f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال
- f_y = مقاومت مشخصه فولاد مگاپاسکال
- f_{yh} = مقاومت تسلیم مشخصه آرماتور عرضی، مگاپاسکال

بعد مقطع ستون (محور تا محور میلگردهای محصور کننده)، میلیمتر	=	h_c
طول ناحیه بحرانی که در آن باید آرماتور عرضی ویژه به کار برده شود، میلیمتر	=	ℓ_o
لنگر خمشی مقاوم اسمی، نیوتن - میلیمتر	=	M_n
لنگر خمشی مقاوم محتمل، نیوتن - میلیمتر	=	M_{pr}
لنگر خمشی مقاوم مقطع، نیوتن - میلیمتر	=	M_r
نیروی محوری نهایی در مقطع، نیوتن	=	N_u
فاصله بین سفره‌های میلگردهای عرضی در امتداد محور طولی عضو، میلیمتر	=	s
نیروی برشی مقاوم مقطع، نیوتن	=	V_r
نیروی برشی مقاوم اتصال در اتصال تیر به ستون، نیوتن	=	V_{rg}
نیروی برشی نهایی در مقطع، نیوتن	=	V_u
مقاومت برشی بتن، نیوتن بر میلیمتر مربع	=	v_c
ضریب جزیی ایمنی مقاومت بتن	=	ϕ_c
ضریب جزیی ایمنی مقاومت فولاد	=	ϕ_s
نسبت حجم میلگرد مارپیچ به حجم بتن محصور شده که از پشت تا پشت میلگرد مارپیچ اندازه‌گیری می‌شود.	=	ρ_s
نسبت میلگرد برشی افقی بر صفحه‌ای عمود بر صفحه برشی A_{CV}	=	ρ_n

□ ۲۰-۰- مقدمه

ضوابط ویژه این فصل از آیین‌نامه اختصاص به سازه‌هایی دارد که برای تحمل بار جانبی زلزله بکار گرفته می‌شوند و در آنها فلسفه طراحی بر این اصل قرار دارد که در مقاطعی از سازه مفصل‌های پلاستیک تشکیل می‌شوند و ظرفیت کافی برای دوران‌های ناشی از زلزله را دارند. مفصل‌های پلاستیک موجب می‌شوند که سازه زیر اثر نیروی جانبی کوچکتری قرار گیرد و در عین حال تغییر شکل‌های بزرگ را پذیرا باشد. در این شرایط سازه طی حرکات رفت و آمدی ناشی از زلزله مقدار قابل ملاحظه‌ای انرژی را مستهلک می‌نماید. نتیجه این روش طراحی آنکه سازه با ابعاد کوچکتری قادر به تحمل بار جانبی زلزله خواهد بود.

ضوابط ویژه طراحی برای زلزله عمدتاً تامین‌کننده امکاناتی است که اولاً مفصل‌های پلاستیک در مقاطع خاصی از سازه تشکیل شوند و ثانیاً این مقاطع ظرفیت کافی برای قبول تغییر شکل‌های پلاستیک را دارا باشند. مورد دوم در ادبیات زلزله به شکل‌پذیری معروف است.

ضوابط ویژه این فصل عمدتاً مربوط به سازه‌هایی است که در ساختمان‌های متعارف بکار برده می‌شوند. قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی از جمله این سازه‌ها هستند. در قاب‌های خمشی که موضوع اصلی این فصل از آیین‌نامه است هدف آنست که مفصل‌های پلاستیک در دو انتهای تیرها تشکیل شوند و ستون‌ها تا حد امکان وارد این نوع تغییر شکل‌ها نشوند. گرچه تدابیر خاصی برای شکل‌پذیر کردن ستون‌ها نیز پیش‌بینی شده است ولی توجه اصلی آنست که در آنها مفصل تشکیل نشود. با این ترتیب تمرکز اصلی در این فصل بر روی تیرهاست. ضوابط طراحی و جزئیات آرماتورگذاری طولی و عرضی بر روی این هدف متمرکز است که در دو انتهای تیرها مفصل‌ها تشکیل شوند و هیچگونه مزاحمتی برای تشکیل آنها بوجود نیاید و مفصل‌ها ظرفیت کافی برای شکل‌پذیری داشته باشند.

در پل‌ها پیکربندی سازه معمولاً بصورتی است که امکان تشکیل مفصل‌های پلاستیک در تیرها موجود نیست. در پل‌ها مفصل‌های پلاستیک در یک یا دو انتهای ستون‌ها و یا در جهت ضعیف پایه‌های دیوارگونه تشکیل می‌شوند. با این ترتیب ضوابط ویژه این فصل از الحاقیه بر روی ستون‌ها و پایه‌ها متمرکز است. در این رابطه هم موضوع طراحی و جزئیات آرماتورگذاری در خود این اعضا مورد نظر است و هم اتصالات آنها به عرشه و شالوده مورد توجه قرار می‌گیرد.

در الحاقیه حاضر بخشی از ضوابط به عامل‌های طراحی اختصاص داده شده که در متن اصلی آیین‌نامه برای ساختمان‌ها وجود ندارد. اساساً آیین‌نامه‌های طراحی کمتر وارد موضوع بارها و عامل‌های طراحی می‌شوند، چرا که این مقولات مربوط به آیین‌نامه‌های بارگذاری‌اند. این بحث عمدتاً از آنجا ناشی می‌شود که در حال حاضر کلیه تحلیل‌های سازه که در آیین‌نامه‌های طراحی مبنای کار قرار می‌گیرند، تحلیل‌های خطی‌اند. در حالیکه در بارگذاری برای زلزله به سازه اجازه داده می‌شود وارد مرحله غیر خطی شود. تشکیل مفصل‌های پلاستیک به مفهوم ورود به این مرحله از تحلیل است. اثر این رفتار باید به نحوی در سازه دیده شود.

در این فصل از آیین‌نامه آبا با توجه به آنکه تیرها عمدتاً مدنظرند، چگونگی اثر تشکیل مفصل‌های پلاستیک و تاثیر آنها بر روی برش موجود در تیرها و اتصالات آنها، و متعاقباً در ستون‌ها، دیده شده است. در پل‌ها بعلاوه آنکه مفصل‌ها در ستون‌ها تشکیل می‌شوند و طراحی ستون‌ها متأثر از اثر همزمان بار محوری و لنگر خمشی است و از این دو تنها خمش است که در رفتار پلاستیک ستون وارد می‌شود، مسئله قدری مفصل‌تر و پیچیده‌تر است و بحث‌های دیگری را به دنبال می‌آورد. بدین علت است که موضوع تعیین عامل‌های طراحی، با توجه به تشکیل مفصل‌ها، در این اعضاء مطرح می‌گردد و در این الحاقیه به آن پرداخته شده است.

□ ۲۰-۱-۱- گستره

۲۰-۱-۱- ضوابط این فصل باید در طرح و ساخت پل‌هایی که نیروهای طراحی ناشی از زلزله در اعضای سازه‌ای آنها براساس استهلاک انرژی در ناحیه غیر خطی پاسخ سازه‌ها محاسبه شده‌اند، رعایت شوند.

۲۰-۱-۲- در طراحی سازه‌های مشمول این فصل رعایت ضوابط سایر فصول آیین‌نامه بجز مواردی که در این فصل بنحو دیگری مقرر شده‌اند، الزامی است.

۲۰-۱-۳- در طراحی سازه‌های مشمول این فصل می‌توان ضوابط این فصل را رعایت نمود، مشروط بر آنکه با شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی نشان داده شود که مقاومت سازه در مقابل بارهای رفت و برگشتی از مقداری که در سازه طراحی شده براساس ضوابط این فصل موجود است، کمتر نیست.

□ ۲۰-۲- تعاریف

ستون‌ها و پایه‌های دیوارگونه

در این الحاقیه ستون‌ها به قطعات فشاری اطلاق می‌شوند که طول آنها بزرگتر از $2/5$ برابر کوچکترین بعد مقطع آنها باشد. در ستون‌های مخروطی شکل بعد کوچکترین مقطع ستون مبنای سنجش قرار می‌گیرد. ستون‌های کوتاه‌تر در گروه پایه‌های دیوارگونه دسته‌بندی می‌شوند و مشمول ضوابط آنها می‌گردند. پایه‌های دیوارگونه در جهت ضعیف خود، با شرط ارضاء این ضابطه، ستون محسوب می‌شوند.

آرماتورگذاری عرضی ویژه

آرماتورگذاری عرضی در ستون‌ها، پایه‌های دیوارگونه، شمع‌ها، که مطابق ضوابط بند ۲۰-۶-۱-۴- انجام شده باشد.

بتن پوسته

بتن قسمتی از مقطع عضو که در خارج از قسمت محصور شده با میلگردهای عرضی، هسته، واقع شده باشد.

تنگ ویژه

خاموتی است بسته متشکل از یک یا چند میلگرد که هریک از آنها در دو انتها به قلاب ویژه ختم شده باشند. تنگ ویژه می‌تواند بصورت دورپیچ باشد و در دو انتها به قلاب ویژه ختم شود.

قلاب ویژه

قلابی است با خم حداقل ۱۳۵ درجه با انتهای مستقیمی به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد و یا ۱۰۰ میلیمتر. این قلاب باید میلگردهای طولی را در بر گیرد و انتهای آن به سمت داخل خاموت متمایل باشد.

شکل پذیری

عبارتست از قابلیت استهلاک انرژی توسط رفتار غیرالاستیکی کل سازه یا اعضای آن تحت اثر تغییر شکل‌های رفت و برگشتی با دامنه بزرگ بدون کاهش مهم در مقاومت آنها.

قلاب دوخت

میلگردهای که در یک انتها دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد یا ۱۰۰ میلیمتر و در انتهای دیگر دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۹۰ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد، باشد. این قلاب‌ها باید میلگردهای طولی واقع در محیط مقطع عضو را در بر گیرند. محل خم ۹۰ درجه قلاب‌ها باید به صورت یک درمیان، در مقاطع متوالی در طول عضو، عوض شود.

لنگر خمشی مقاوم اسمی، M_n

لنگر خمشی مقاوم اسمی در یک مقطع از اعضای خمشی یا اعضای تحت فشار و خمش، بیشترین لنگر خمشی است که عضو می‌تواند در آن مقطع تحمل کند. این لنگر مساوی با $1/15$ برابر لنگر خمشی مقاوم مقطع براساس ضوابط فصل یازدهم در نظر گرفته می‌شود. $M_n = 1.15 M_r$

لنگر خمشی مقاوم محتمل، M_{pr}

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = 1.25 f_y$ و $\phi_c = \phi_s = 1$ (مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

ناحیه بحرانی

ناحیه‌ایست که در آن احتمال ایجاد مفصل پلاستیکی تحت اثر بارهای زلزله وجود داشته باشد.

هسته عضو فشاری

قسمتی از سطح مقطع عضو، محصور بین پشت تا پشت میلگردهای عرضی محصور کننده.

مفصل پلاستیکی

مقطعی از عضو که در آن میلگردهای کششی به حد جاری شدن رسیده باشند.

ناحیه پلاستیکی

قسمتی از عضو که در آن دوران پلاستیکی صورت می‌گیرد.

□ ۲۰-۳- مشخصات مصالح

۲۰-۳-۱- مقاومت بتن در اجزای مقاوم در برابر زلزله نباید کمتر از ۲۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) اختیار شود.

۲۰-۳-۲- مقاومت تسلیم مشخصه فولاد در ستون‌ها و در پایه‌های دیوارگونه که برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله به کار گرفته می‌شوند نباید بیشتر از ۴۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) اختیار شود. بعلاوه دو ضابطه زیر در مورد این فولادهای باید رعایت شوند:

الف - مقاومت تسلیم واقعی فولاد براساس آزمایش‌های کارخانه نباید با مقاومت تسلیم مشخصه آن بیشتر از ۱۲۵ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) اختلاف داشته باشد.

ب - نسبت مقاومت گسیختگی فولاد به مقاومت تسلیم مشخصه آن نباید کمتر از ۱/۲۵ باشد.

۲۰-۳-۳- میلگردهای مصرفی در ستون‌ها و پایه‌های دیوارگونه که در آنها نیاز به شکل پذیری زیاد می باشد، باید از نوع آجدار باشند.

۲۰-۳-۴- استفاده از وصله های جوشی در میلگردهای طولی تنها با شرط رعایت ضابطه بند ۲۰-۶-۱-۳-۵ مجاز است. بعلاوه بایداز جوش دادن خاموت‌ها و سایر میلگردها به میلگردهای طولی خودداری شود.

۲۰-۴- تحلیل سازه و تعیین نیروهای داخلی

۲۰-۴-۱- تعریف

نیروی جانبی زلزله که در آئین نامه « طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله - ویرایش دوم » با رابطه زیر مشخص شده، در این الحاقیه برای مقدار $R=1$ « نیروی زلزله الاستیک، EQF » و برای سایر مقادیر R « نیروی زلزله اصلاح شده، EQM » نامیده می‌شود.

$$V = \frac{ABI}{R} W \quad (۲۰-۱-پ)$$

در این رابطه:

A : ضریب شتاب مبنای طرح

B : ضریب بازتاب پل

I : ضریب اهمیت پل

R : ضریب رفتار پل

W : بار مرده عرشه پل باضافه درصدی از بار زنده روی آن
جزئیات این پارامترها در آئین نامه فوق الذکر آورده شده است.

۲۰-۴-۲- ترکیب بارگذاری ویژه زلزله

در طراحی پل‌های مشمول این فصل از الحاقیه، که بر اساس رفتار با شکل پذیری زیاد اعضاء در مفصل‌های پلاستیک صورت می‌گیرد، ترکیب بارگذاری زیر جایگزین ترکیب شماره هفت از فصل دهم می‌شود.

الف- در کلیه اعضاء پل بجز موارد بند (ب):

$$S_u = 1.0 (D + B + SF + E + EQM) \quad (پ-۲۰-۲)$$

ب- در شالوده‌ها، سرشمع‌ها و شمع‌ها

$$S_u = 1.0 (D + B + SF + E + EQF) \quad (پ-۳-۲۰)$$

در این روابط EQM و EQF مقادیر نیروی زلزله اصلاح شده و نیروی زلزله الاستیک مطابق تعریف بند ۲۰-۴-۱ می‌باشد.

۲۰-۴-۳- مفصل‌های پلاستیک و نیروهای داخلی متناظر با آنها

نظر به آنکه نیروی جانبی زلزله با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیک در یک یا دو انتهای ستون‌ها و پایه‌ها تعیین می‌شوند، این اعضاء و سایر اعضاء وابسته به آنها باید قادر به تحمل نیروهای داخلی که همزمان با تشکیل مفصل‌ها در آنها ایجاد می‌شود، باشند. این نیروها شامل بارهای محوری و تلاش‌های برشی‌اند. برای تعیین این نیروها فرض می‌شود در یک یا دو انتهای ستون‌ها و پایه‌های دیوارگونه، در جهت ضعیف آنها، مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند و لنگر خمشی ایجاد شده در آنها برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، می‌باشد.

لنگر خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، لنگر خمشی مقاوم مقطع عضو است که با فرض $\phi_c = \phi_s = 1.0$ و مقاومت جاری شدن فولاد برابر با $1.25f_y$ تعیین شده باشد.

برای تعیین نیروهای داخلی متناظر با مفصل‌های پلاستیک می‌توان روش‌های عنوان شده در بندهای ۲۰-۴-۳-۱ و ۲۰-۴-۳-۲ را بکار گرفت.

۲۰-۴-۳-۱- ستون‌ها و پایه‌های با رفتار کنسولی

در مواردی که ستون‌ها و یا پایه‌ها رفتار کنسولی دارند و بصورت منفرد کار می‌کنند مانند: ستون‌های تکی، ستون‌های قاب‌ها در جهت طولی پل، و پایه‌های دیوارگونه در جهت طولی پل، نیروی محوری و تلاش برشی در آنها به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

الف- نیروی محوری: این نیرو در این موارد وابسته به لنگر خمشی مقاوم محتمل نیست و بدین علت مقدار آن متناظر با حداکثر نیروی زلزله برآورد می‌گردد. این نیرو برابر با نیروی محوری ناشی از زلزله الاستیک باضافه نیروی محوری ناشی از بار مرده، بدون ضریب، در نظر گرفته می‌شود. در تعیین نیروی زلزله باید اثر متعامد مولفه‌های آن، بند ۲۰-۴-۴، و اثر رفت و برگشتی آن منظور شود.

ب- تلاش برشی: این تلاش با استفاده از رابطه تعادل بین آن و مقادیر لنگرهای خمشی موجود در مفصل‌های پلاستیک محاسبه می‌شود.

با این ترتیب نیروهای داخلی متناظر با مفصل‌های پلاستیک در این اعضاء به شرح زیر خلاصه می‌شوند:

- نیروی محوری: نیروی محوری ناشی از بار زلزله الاستیک به اضافه بار مرده

- لنگر خمشی: لنگر خمشی مقاوم محتمل

- تلاش برشی: برش محاسبه شده بر اساس لنگرهای خمشی مقاوم محتمل

۲۰-۴-۳-۲- ستون‌ها در قاب‌ها

ستون‌ها در قاب‌ها رفتاری مشترک دارند و نیروهای محوری در آنها نامعین است. برای تعیین نیروهای محوری در ستون‌ها و متعاقباً تعیین لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در آنها باید از روش محاسباتی آزمون و خطا استفاده کرد. در این روش مراحل زیر انجام می‌شود:

الف- فرض می‌شود بار محوری موجود در ستون بار مرده آن، بدون ضریب، باشد.

ب- لنگر خمشی مقاوم محتمل با حضور بار محوری (الف) تعیین و سپس برش موجود در ستون محاسبه می‌شود.

پ- برش در ستون‌ها با یکدیگر جمع شده و برش کل موجود در قاب بدست آورده می‌شود.

ت- برش کل موجود در قاب در مرکز ثقل عرشه اثر داده شده و قاب برای آن تحلیل می‌گردد. با این ترتیب نیروهای محوری ناشی از اثر واژگونی در ستون‌ها محاسبه می‌شوند. این نیروها اثرات ناشی از بار جانبی زلزله محسوب می‌شوند.

ث- نیروهای محوری ناشی از اثر زلزله با بار مرده جمع شده و در تعیین لنگر خمشی مقاوم محتمل ستون‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند.

ج- عملیات فوق از بند (ب) به بعد تکرار می‌شود و تا حدی پیش می‌رود که برش محاسبه شده بیشتر از ده درصد برش قبلی با آن اختلاف نداشته باشد. با این ترتیب بین نیروهای داخلی موجود در ستون‌ها و لنگرهای خمشی موجود در مفصل‌ها تعادل برقرار می‌باشد.

در این موارد نیروهای داخلی موجود در ستون‌ها به شرح زیر خلاصه می‌شوند:

- نیروی محوری: نیروی محوری محاسبه شده در بند (ت)

- لنگر خمشی: لنگر خمشی مقاوم محتمل

- تلاش برشی: برش محاسبه شده بر مبنای لنگرهای خمشی مقاوم محتمل

۲۰-۴-۴- اثر امتداد زلزله

کلیه اعضای پل‌ها باید برای نیروی جانبی زلزله در امتدادی که بیشترین اثر را در آنها ایجاد می‌کند، طراحی شوند. برای منظور کردن بیشترین اثر می‌توان نیروی جانبی زلزله را در دو امتداد متعامد، ترجیحاً در امتداد محورهای اصلی، به پل اثر داد و آثار زلزله در این دو امتداد را به ترتیب: صددرصد نیروی زلزله در یک امتداد با سی درصد نیروی زلزله در امتداد دیگر، با هم ترکیب کرد. در طراحی اعضاء باید بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله ملحوظ گردد.

□ ۲۰-۵- عامل‌های طراحی در اعضای پل‌ها

۲۰-۵-۱- ضابطه کلی

کلیه اعضای پل‌ها که در مقاومت در برابر بار جانبی زلزله مشارکت دارند، بجز ستون‌ها و پایه‌ها که در بندهای ۲۰-۵-۲ و ۲۰-۵-۳ عنوان شده‌اند، باید برای نیروهای داخلی ناشی از ترکیب بارگذاری ویژه

زلزله، بند ۲۰-۴-۲، طراحی شوند. در اعضای که متصل به ستون‌ها و پایه‌ها هستند، مانند شالوده‌ها، سرشمع‌ها، شمع‌ها و اتصالات عرشه به آنها، می‌توان بجای عامل‌های فوق نیروهای داخلی متناظر با تشکیل مفصل‌های پلاستیک در ستون‌ها و پایه‌ها را در طراحی بکار برد. عامل‌های اخیر معمولاً به طرح‌های با صرفه‌تری منتهی می‌شوند.

اجزای نگهدارنده عرشه روی پایه‌ها، مانند نگهدارنده‌های افقی و قائم و کلیدها، باید برای عامل‌های تعیین شده در آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها طراحی شوند.

۲۰-۵-۲- ستون‌ها و یا ستون‌های شمعی

ستون‌ها و یا ستون‌های شمعی در پل‌ها باید برای بارگذاری زلزله زیر طراحی شوند:

- نیروی محوری: نیروی محوری متناظر با تشکیل مفصل‌های پلاستیک، بند ۲۰-۴-۳
- لنگرهای خمشی: لنگرهای خمشی ناشی از ترکیب بارگذاری ویژه زلزله، بند ۲۰-۴-۲
- تلاش برشی: تلاش برش متناظر با تشکیل مفصل‌های پلاستیک، بند ۲۰-۴-۳

در این اعضاء می‌توان تحلیل‌های مربوط به تعیین نیروهای متناظر با تشکیل مفصل‌ها را انجام نداد و در عوض اعضاء را برای عامل‌های زیر طراحی نمود. باید توجه داشت که بکارگیری این عامل‌ها معمولاً به طرح‌های با صرفه کمتری منتهی می‌شود.

- نیروی محوری: نیروی محوری ناشی از ترکیب بارگذاری ویژه زلزله، بند ۲۰-۴-۲، با منظورکردن زلزله الاستیک
- لنگرهای خمشی: لنگرهای خمشی ناشی از ترکیب بارگذاری ویژه زلزله، بند ۲۰-۴-۲، با منظورکردن زلزله اصلاح شده
- تلاش برشی: تلاش برشی ناشی از ترکیب بارگذاری ویژه زلزله، بند ۲۰-۴-۲، با منظورکردن زلزله الاستیک

۲۰-۵-۳- پایه‌های دیوارگونه

پایه‌های دیوارگونه در جهت طولی خود، جهت قوی، باید برای ترکیب ویژه بارگذاری زلزله، بند ۲۰-۴-۲، و در جهت عرضی خود، جهت ضعیف، مانند ستون‌ها برای عامل‌های عنوان شده در بند ۲۰-۵-۲ طراحی شوند. در این اعضاء در مواردی که طراحی در جهت ضعیف بر اساس عامل‌های متناظر با تشکیل مفصل‌ها انجام می‌شود، ترکیب متعامد مؤلفه‌های زلزله، موضوع بند ۲۰-۴-۴، باید نادیده گرفته شود.

پایه‌های دیوارگونه در جهت ضعیف خود باید مانند ستون‌ها دیده شوند و کلیه ضوابط طراحی ستون‌ها در مورد آنها رعایت شوند.

□ ۲۰-۶- طراحی اعضاء پل

طراحی کلیه اعضاء پل‌ها برای عامل‌های مختلف باید بر اساس ضوابط طراحی عنوان شده در فصول مختلف این الحاقیه انجام شود. در ستون‌ها و پایه‌ها باید ضوابط اضافی زیر رعایت شوند.

۲۰-۶-۱- ستون‌ها**۲۰-۶-۱-۱- طراحی برای فشار و خمش**

طراحی ستون‌ها برای فشار و خمش در حالت حدی نهایی مقاومت باید با استفاده از عامل‌های طراحی بند ۲۰-۵-۲ و براساس ضوابط فصل یازدهم صورت گیرد. در این طراحی باید به حداکثر و حداقل بار محوری ستون که ناشی از اثر رفت و برگشتی زلزله است توجه شود. بعلاوه کنترل این اعضاء برای خمش یک محوره یا دو محوره، باید بر اساس رابطه زیر صورت گیرد:

$$M_u \leq \phi_n \cdot M_r \quad (۲۰-۴-پ)$$

در این رابطه M_u لنگر خمشی نهایی در مقطع مورد نظر است که بر اساس بند ۲۰-۵-۲ تعیین می‌شود و M_r لنگر خمشی مقاوم نهایی است که بر اساس ضوابط فصل یازدهم محاسبه می‌گردد. ϕ_n ضریب اصلاحی مقاومت است که در ستون‌هایی که تنش ناشی از بار محوری در آنها بیشتر از $0.2f_c$ است

برابر با 0.65 و در ستون‌هایی که این تنش کمتر است بین 0.65 و 1.0 برای مقادیر تنش $0.2f_c$ و صفر با درون یا بی خطی تعیین می‌گردد.

۲۰-۶-۱-۲- طراحی برای برش

طراحی ستون‌ها برای برش در حالت حدی نهایی مقاومت باید با استفاده از عامل‌های طراحی مطابق بند ۲۰-۵-۲ و بر اساس ضوابط فصل دوازدهم صورت گیرد. در نواحی بحرانی انتهایی ستون که انتظار می‌رود مفصل‌های پلاستیک در آنها تشکیل شود، در صورتی که تنش فشاری ناشی از بار محوری ستون کمتر از $0.1f_c$ باشد، مقاومت برشی بتن باید بین v_c از رابطه ۱۲-۴ و صفر برای تنش‌های فشاری بین $0.1f_c$ و صفر با درون یا بی خطی بدست آورده شود.

۲۰-۶-۱-۳- آرماتور طولی

۲۰-۶-۱-۳-۱- در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی 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. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد $S 400$ است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود. در رعایت محدودیت حداقل مقدار آرماتور ضابطه بند ۱۱-۸-۴ را می‌توان بکار برد.

۲۰-۶-۱-۳-۲- فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از 200 میلیمتر باشد.

۲۰-۶-۱-۳-۳- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای وصله‌های کششی، طبق ضوابط فصل هیجدهم، در نظر گرفته شود. طول وصله‌های پوششی نباید کمتر از 60 برابر قطر میلگرد طولی و یا 400 میلیمتر در نظر گرفته شود.

۲۰-۶-۱-۳-۴- وصله‌های پوششی باید در طول خود با خاموت‌هایی به فواصل حداکثر یک چهارم ضلع کوچکتر ستون و یا ۱۰۰ میلیمتر تقویت شوند.

۲۰-۶-۱-۳-۵- وصله‌های جوشی یا مکانیکی، مطابق ضوابط بند ۱۸-۴-۱-۶ و ۱۸-۴-۱-۷ در میلگردهای طولی به شرطی مجاز است که وصله‌ی میلگردها در هر مقطع به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول ستون، کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد.

۲۰-۶-۱-۴- آرماتور عرضی

۲۰-۶-۱-۴-۱- در ستون‌ها قسمت‌هایی از دو انتهای آنها به طول l_o "ناحیه بحرانی" تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۶-۱-۴-۲ تا ۲۰-۶-۱-۴-۵ انجام شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول l_o که از بر اتصال ستون به تیر انتهایی و یا شالوده اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف - یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب - ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ - ۴۵۰ میلیمتر

ناحیه بحرانی در ستونهای شمعی: در محل اتصال ستون به تیر مطابق بالا، و در محل اتصال به شمع در فاصله بین سه برابر قطر شمع پائین‌تر از نقطه‌ی گیرداری لنگر خمشی و یک برابر قطر شمع در بالای تراز خاک، بزرگتر از ۴۵۰ میلیمتر، در نظر گرفته می‌شود.

۲۰-۶-۱-۴-۲- مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی براساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف - در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور ماریپیچ یا تنگهای حلقوی، ρ_s ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۲۰-۵-پ)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (پ-۲۰-۶)$$

ب - در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$A_{sh} = 0.3 \left(s.h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (پ-۲۰-۷)$$

$$A_{sh} = 0.12 s.h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (پ-۲۰-۸)$$

۲۰-۶-۱-۴-۳- قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر و فاصله سفره

میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد:

الف - یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب - هشت برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ - ۱۰۰ میلیمتر

۲۰-۶-۱-۴-۴- آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه یکپارچه و یا تنگ‌های

ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند، ساخت. همچنین می‌توان از قلاب‌های دوخت با قطر و

فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است استفاده کرد. هر انتهای قلاب

دوخت باید در بر گیرنده یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی

یک در میان عوض شود.

۲۰-۶-۱-۴-۵- در هر مقطع ستون فاصله قلاب‌های دوخت یا شاخه‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت

عمود بر محور طولی ستون، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۲۰-۶-۱-۴-۶- وصله پوششی آرماتورهای عرضی ماریپیچ در نواحی بحرانی مجاز نیست. برای وصله این آرماتورها باید از وصله‌های جوشی استفاده نمود.

۲۰-۶-۱-۴-۷- در محل اتصال ستون به اعضای مجاورش، آرماتور طولی ستون که به داخل این اعضاء برده می‌شود باید در طولی حداقل برابر با یک دوم ضلع بزرگتر مقطع ستون و یا ۴۰۰ میلیمتر با آرماتورگذاری عرضی ویژه تقویت گردد.

۲۰-۶-۱-۴-۸- در قسمت‌هایی از طول ستون که آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید آرماتور عرضی به صورت ماریپیچ یا تنگ ویژه به قطر حداقل ۸ میلیمتر به کار برده شود. فاصله سفره‌های این میلگردها از یکدیگر باید براساس نیاز طراحی برای برش تعیین شوند ولی در هر حال این فاصله نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل ستون، نصف قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون، هشت برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۲۰-۶-۲- پایه‌های دیوارگونه

۲۰-۶-۲-۱- طراحی برای فشار و خمش

طراحی پایه‌ها برای فشار و خمش در حالت حدی نهایی مقاومت در جهت قوی پایه باید با استفاده از عامل‌های طراحی مطابق بند ۲۰-۵-۳ و بر اساس ضوابط فصل یازدهم صورت گیرد. طراحی این پایه‌ها در جهت ضعیف باید مطابق ضابطه ستون‌ها، بند ۲۰-۵-۱، صورت گیرد.

۲۰-۶-۲-۲- طراحی برای برش

۲۰-۶-۲-۲-۱- طراحی پایه‌ها برای برش در حالت حدی نهایی مقاومت در جهت قوی پایه باید با استفاده از عامل‌های طراحی مطابق بند ۲۰-۵-۳ و بر اساس ضوابط فصل دوازدهم صورت گیرد. مقاومت برش نهایی مقطع پایه در این جهت با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r = A_{cv} (v_c + \phi_s \rho_n f_y) \quad (20-9-پ)$$

در این رابطه ρ_n نسبت میلگرد برش افقی بر صفحه‌ای عمود بر صفحه برشی، A_{cv} است. طراحی پایه‌ها برای برش در جهت ضعیف باید مطابق ضابطه ستون‌ها، بند ۲۰-۵-۱، صورت گیرد.

۲۰-۶-۲-۲-۲- سطح مقطع پایه باید به اندازه‌ای در نظر گرفته شود که برش وارده به مقطع از چهار برابر برش مقاوم بتن در آن به تنهایی تجاوز نکند.

۲۰-۶-۲-۲-۳- نسبت آرماتور قائم در پایه‌ها نباید کمتر از نسبت آرماتور افقی لازم برای برش در نظر گرفته شود.

۲۰-۶-۲-۳- آرماتور گذاری

۲۰-۶-۲-۳-۱- حداقل نسبت آرماتور در دو جهت افقی و قائم در پایه‌ها نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ در نظر گرفته شود.

۲۰-۶-۲-۳-۲- حداکثر فاصله میلگردها از یکدیگر در هر دو جهت نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۲۰-۶-۲-۳-۳- آرماتورهای پایه‌ها باید در دو لایه در طرفین دیوار پیش‌بینی شوند و وصله آرماتورها در دو لایه نباید تا حد امکان مقابل هم قرار داده شود.

۲۰-۶-۳- اتصال ستون به اعضای مجاور

۲۰-۶-۳-۱- اتصال ستون به اعضای مجاور، به ناحیه‌ای از این اعضاء اطلاق می‌شود که ستون به داخل آنها ادامه پیدا می‌کند. این اتصال‌ها باید برای عامل‌های طراحی عنوان شده در بند ۲۰-۵-۱ طراحی شوند.

۲۰-۶-۳-۲- آرماتورهای طولی ستون که در نواحی اتصال مهار می‌شوند باید دارای طول گیرایی متناظر با مقاومت تسلیم فولاد برابر با $1.25f_y$ باشند.

۲۰-۶-۳-۳- آرماتورهای طولی که به داخل اتصال برده می‌شوند باید مطابق ضابطه بند ۲۰-۶-۱-۲ با خاموت‌گذاری ویژه محصور گردند. در اتصال ستون به تیرها در قاب‌ها، خاموت‌گذاری ویژه باید در سراسر ارتفاع تیر ادامه داده شود.

۲۰-۶-۳-۴- در اتصالات ستون‌ها به تیرها در قاب‌ها، برش وارد به اتصال در حالت حدی نهایی مقاومت نباید از مقاومت اتصال که طبق رابطه زیر محاسبه می‌گردد، بیشتر باشد.

$$V_{rj} = 6.0 v_c A_j \quad (۲۰-۱۰-پ)$$

در این رابطه v_c مقاومت برشی بتن طبق بند ۱۲-۴ می‌باشد.

۲۰-۶-۴- درزهای اجرایی در ستون‌ها و پایه‌های دیواری

۲۰-۶-۴-۱- درزهای اجرایی در ستون‌ها و پایه‌های دیواری باید ضوابط بند ۹-۸ را ارضاء کنند. سطوح این درزها باید زبری گفته شده در بند ۱۲-۱۳-۳-۵ را دارا باشند.

۲۰-۴-۲- طراحی درزهای اجرایی برای برش باید بر اساس ضوابط مربوط به برش اصطکاکی، بند ۱۲-۱۳-۲-۲، انجام شود. برش مقاوم نهایی درز اجرایی را میتوان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$V_r = \mu(\phi_s A_{vf} f_y + 0.75 N_u) \quad (۲۰-۱۱-پ)$$

N_u در این رابطه حداقل نیروی فشاری وارد به ستون بر اساس ضوابط بند ۲۰-۵ و مقدار ضریب μ برابر با ۰/۹ است.

۲۰-۶-۵- شمع‌ها

۲۰-۶-۵-۱- در کلیه شمع‌ها ناحیه فوقانی شمع باید بعنوان محلی که پتانسیل تشکیل مفصل پلاستیک در آن زیاد است با آرماتور طولی تقویت شده و با آرماتور عرضی محصور گردد، مگر آنکه بتوان نشان داد که در شمع امکان بوجود آمدن هیچگونه تغییر مکان جانبی وجود ندارد. ناحیه ای که پتانسیل مفصل در آن زیاد است دارای طولی برابر با حداقل دو برابر قطر شمع و یا ۶۰۰ میلیمتر، هر کدام بزرگترند، می باشد. چنانچه تحلیل سازه پل و شمع امکان تشکیل مفصل را در تراز پایین تر از این مقدار پیش بینی کند، آرماتور عرضی مربوط به محصور کردن باید تا زیر این تراز ادامه داده شود.

۲۰-۶-۵-۲- در شمع‌های پیش ساخته در ناحیه فوقانی بطول حداقل ۱۲۰۰ میلیمتر باید مطابق ضوابط بند ۲۰-۶-۱-۴- خاموت گذاری ویژه شود. فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید از ۷۵ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

۲۰-۶-۵-۳- در شمع‌های درجا ریخته شده تمام طول شمع باید دارای آرماتور طولی باشد. در ناحیه دو سوم طول شمع در بالا نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از ۷۵٪ درصد در نظر گرفته شود. این ناحیه باید با آرماتور عرضی به قطر حداقل ۱۰ میلیمتر و با فاصله حداکثر ۲۲۵ میلیمتر تقویت گردد. در ناحیه فوقانی

شمع به طول حداقل دو برابر قطر شمع و یا ۱۲۰۰ میلی‌متر، هر کدام بزرگ‌ترند، خاموت گذاری باید از نوع ویژه و بر اساس ضوابط بند ۴-۱-۶-۲۰ بوده و حداکثر فاصله خاموت‌ها از یکدیگر ۷۵ میلی‌متر باشد.

۴-۵-۶-۲۰- آرماتور طولی شمع‌ها باید به سرشمع بطور کامل، مطابق ضوابط فصل هیجدهم مهار شود و طول گیرایی در آن به اندازه ۲۵ درصد افزایش داده شود.

فهرست مراجع

- ۱- آیین‌نامه بتن ایران- تجدید نظر اول، دفتر امور فنی تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۷۹
- ۲- آیین‌نامه بتن ایران- تفسیر بخش اول، دفتر امور فنی تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۳
- ۳- آیین‌نامه بتن ایران- تفسیر بخش دوم، دفتر امور فنی تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۴
- ۴- واژه‌نامه بتن، بخشی از آیین‌نامه بتن ایران، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۷۷
- ۵- آیین‌نامه طرح و محاسبه قطعات بتن پیش‌تنیده- بخش الحاقی به آیین‌نامه بتن ایران، دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۲
- ۶- آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها- تجدید نظر اول، دفتر امور فنی و تدوین معیارها سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۷۹
- ۷- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴
- ۸- آیین‌نامه طرح پل‌های شوسه و راه آهن در برابر زلزله، ابلاغیه شماره ۲۰۱۹۶ مورخ ۷۴/۴/۱۸ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۷۶
- ۹- آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس‌جمهور، دفتر نظام فنی اجرایی، نشریه شماره ۴۶۳، ۱۳۸۷

- 10- Standard Specification for Highway Bridges, AASHTO, 2002
- 11- Standard Specification for Highway Bridges, AASHTO LRFD, 2002
- 12- Analysis and Design of Reinforcement Concrete Bridge Structures, ACI-ASCE Committee 343, ACI Manual of Concrete Practice, 1995
- 13- Guide for Concrete Highway Bridge Deck Construction, ACI Committee 345, ACI Manual of Concrete Practice, 1995
- 14- Canadian Highway Bridge Design Code, CAN/CSA-S6-00, 2000
- 15- Commentary on Canadian Highway Bridge Design Code, CAN/CSA-S6-00, 2000
- 16- Design of Concrete Structures, Canadian Standard Association A23-3-004, 2004

نمایه

Synopsis

Iranian Concrete Code of practice for Analysis and Design of building structures, known as “ABA”, was published in 1990, by the State Management and Planning Organization, under the title of publication No.120, and has been revised once since then. Although this code covers all aspects of concrete structures, its main focus is on buildings. It has been a goal that special features of other types of structure be published as appendices to this code. A number of these appendices have been published so far.

The present code of practice is for the analysis and design of concrete bridges, and is regarded as an appendix to ABA. The title number of the publication is 389. The code consists of twenty chapters, as in ABA. The first nine chapters which deal with concrete and reinforcement properties as well as general provisions for the analysis and design of structures, are identical to ABA itself, and for this reason are not repeated here. In the remaining eleven chapters the arrangement is such that only those items which have been changed or somehow developed have been dealt with. Therefore, one can follow ABA itself, and find the particularities of the bridges in this code.

In bridge structures the main difference with buildings is the configuration of the superstructure and mainly the deck. The deck usually has a long span and is under wheel concentrated loads. The design of the deck is completely different from building slabs, and needs special considerations and naturally has special requirements. Chapter fifteen of the appendix deals with the design of decks and thus is completely different from ABA.

Foundations in bridges are usually of the deep type. In these structures, pile foundations are mostly used. Chapter seventeen

focuses on these elements, and special requirements for piles are discussed.

The behavior of bridges under dynamic earthquake loading is mostly similar to an inverted pendulum, and columns or pile columns are under severe effects. Ductile behavior of the structure, which plays a significant role in resisting earthquake loading, is concentrated in the columns. Thus columns and piers or bents in bridges require special considerations for earthquake loading. Chapter twenty of the appendix concentrates on this subject, and has been completely revised.

The Islamic Republic of Iran

Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision

**The Code of Practice for the Analysis and Design
of Concrete Bridges**

Publication No.389

Appendix to Iranian Concrete Code of Practice for
Analysis and Design of Building Structures

Office of Deputy for Strategic Supervision

Bureau of Technical Execution System