بسم الله الرحمن الرحیم

# جزوه مقررات ملی ساختمان

فصل اول

ساخت و ساز و تولید ابنیه و ساختمان در سطح کشور توسط متولیان خصوصی افراد یا شخصیت های حقیقی و شرکت ها و سازمان ها و متولیان عمومی( دستگاه ها و نهاد های دولتی و سازمان های دولتی ) انجام می شود.

به منظور رعایت اصول و قواعد طراحی و اجرایی ونحوه نظارت صحیح براین عملکردها–دستورالعمل ها و ضوابط آیین نامه ها و بخشنامه های اجرایی و مقررات ملی ساختمان تدوین شده است و تحت پوشش قانون نظام مهندسی در کل کشور به اجرا در می آید.

فلسفه وجودی آیین نامه های ساختمان

در هر کشوری به منظور ساخت وتولید کالاها– تجهیزات و ماشین آلات – تاسیسات و کارخانه ها– ابنیه و ساختمان ها یک سلسله قوانین و مقررات تدوین شده– خاص آن کشور معیار ارزیابی و تامین کیفیت در عملکرد محسوب می شود و این قوانین ضامن تامین کیفیت یعنی اصول فنی واقتصادی و حفاظت از محیط زیست خواهند بود که ضرورت بهره گیری و ضوابط آیین نامه های ساختمانی را می توان به شرح زیر بیان کرد.

۱- رعایت موازین فرهنگ و ارزش های اسلامی در ضمیمه اصول معماری و شهرسازی
۲- رعایت موازین اشتغال به امور حرفه ای در زمینه فنی و مهندسی ساختمان
۳- تامین موجبات رشد خدمات مهندسی و ترویج آگاهی عمومی
۴- ارتقا دانش فنی صاحبان حرف ساختمانی به منظور رعایت اصول ایمنی – بهداشتی – بهره وری – اقتصادی– اجرایی – صرفه جویی در مصرف انرژی
۵- تنظیم مبانی قیمت گذاری خدمات فنی مهندسی ساختمان و شرح خدمات لازم در هر رشته
۶- ایجاد زمینه تحقق طرح های جامع تفضیلی
۷- ایجاد وحدت و حس همکاری در میان اصناف مختلف وابسته به امور ساختمانی اعم از اشخاص حقیقی و حقوقی یا نهادها و سازمان های متولی نظام بخشی به امور ساخت وساز ابنیه و ساختمان
۸- ایجاد مشارکت اصولی حرفه ای میان اصناف مختلف متولی خدمات فنی و مهندسی
۹- تامین اصول فنی و استانداردهای کیفی

۱۰–تنظیم روابط میان ارکان اجرایی و طرح ها و پروژه های عمرانی

در این رابطه کلیه نهادهای قانونی وشخصیت های حقوقی اعم از خصوصی و عمومی طبق قانون نظام مهندسی و سازمان مدیریت و برنامه ریزی مکلف به تبعیت از ضوابط مذکورند.

شخص حقوقی:یعنی یک شرکت یا سازمان و یا یک نهاد که از نظر حقوقی به عنوان یک مجموعه تعریف می شود.

شخص حقیقی: یک فرد به مبادرت به انجام فعایت می نماید.

تعاریف پایه

طرح عمرانی:خدمات و عملیات مشخص و تدوین شده ای است که با رعایت توجیهات فنی – اقتصادی و اجتماعی در محلی معلوم با مدت اجرای مشخص گاه در قالب برنامه های عمرانی به اجرا در می آید.

برنامه عمرانی: برنامه ای است جامع شامل هدف ها وسیاست ها و اعتبارات مورد نیاز اقتصادی– سیاسی و اجتماعی و فرهنگی که در قالب برنامه های میان مدت به صورت یک یا چند طرح کوچکتر تنظیم شده است.

قانون: به پیشنهاد های کلی که از سوی دولت ارائه می شود به تصویب شورای اسلامی می رسد و توسط شورای نگهبان تایید می شود و برای اجرا به وزارت خانه ها ابلاغ می گردد قانون می گویند.

قانون نظام مهندسی: این قانون بیان کننده اهداف و فلسفه وجودی آیین نامه ها و مقررات ملی ساختمان در سطح کشور است.

کارفرما: شخص حقیقی یا حقوقی که برای تامین اهداف خود به وسیله عقد قرارداد با مشاور و پیمانکار مراحل اجرایی را پیگیری می کند.

مشاور: مجموعه حقیقی یا حقوقی را گویند که کار مطالعه – طراحی و نظارت بر اجرای یک طرح عمرانی یا یک پروژه را از طرف کارفرما به عهده می گیرد.

پیمانکار: مجموعه حقیقی یا حقوقی گویند که با عقد قرارداد مسئولیت تهیه – حمل نصب و اجرای یک عملیات اجرایی با طرح عمرانی و با نظارت مشاور از طرف کارفرما به عهده می گیرد.

ناظر: مجموعه حقیقی یا حقوقی که از طرف مشاور بر حسن انجام کار و مطابقت با مقررات و آیین نامه نظارت طرح عمرانی را بر عهده می گیرد.

روند اجرای یک طرح عمرانی و ساخت و ساز شامل مراحل زیر است:

۱- برنامه ریزی و تهیه طرح مطابق اهداف کارفرما به ازای مطالعات
۲- بررسی و شناسایی اولیه
۳- تهیه طرح اولیه
۴- بررسی وتصویب طرح اولیه
۵- بررسی گزارش توجیهی – فنی – اقتصادی و اجرایی مربوط
۶- تهیه مشخصات فنی– عمومی و خصوصی طرح
۷- تهیه نقشه ها

۸- اسناد و مدارک فنی تعهد آور
۹- انتخاب مجری و واگذاری طرح برای اجرا

۱۰-نظارت بر حسن انجام کار

اسناد مناقصه ای برای انتخاب مجری

۱- شناسنامه پروژه
۲- دفترچه محاسبات فنی فنی همراه با نتایج روزانه مطالعات زلزله- زمین شناسی – ژئو تکنیک
۳- دفترچه ریز شده و برآورد های ریالی
۴- دفترچه مشخصات فنی – عمومی و خصوصی
۵- فرم پیمان

مقررات ملی

مجموعه ضواط و دستورالعمل های فنی و اجرایی و ایمنی و اقتصادی که معیار طراحی – اجرا- نظارت- کنترل و ارزیابی کیفی عملیات اجرایی طرح عمرانی را در بر می گیرد.

آیین نامه

آیین نامه ها و مجموعه روش ها و شیوه های فنی – اجرایی- ایمنی و اقتصادی که معیار طراحی و نظارت و اجرا و کنترل کیفی قرار می گیرد و توسط وزارت مسکن ابلاغ می شود.

آیین نامه های مورد استفاده ساخت و ساز ابنیه:

۱)آیین نامه بار گذاری مبحث ۶

۲)آیین نامه مصالح ساختمانی مبحث ۵

۳)آیین نامه پی سازی مبحث ۷

۴)آیین نامه زلزله ۲۸۰۰

۵)آیین نامه ساختمان های بتن آرمه

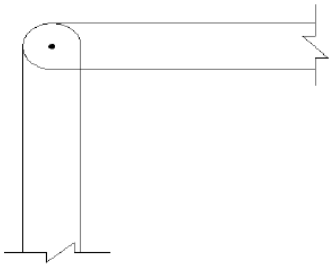
۶)مقررات طراحی و اجرای ساختمان های فلزی مبحث ۱۰

۷)مقررات طراحی و اجرای ساختمان های بتن مبحث ۹

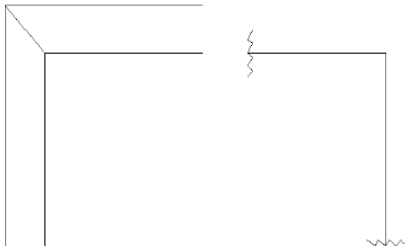
فصل دوم (انواع سیستم های سازهای)

سازه پایدار:

انواع اتصالات سازه ای

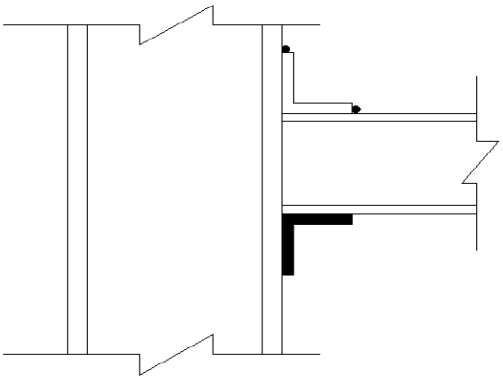


۱)مفصلی

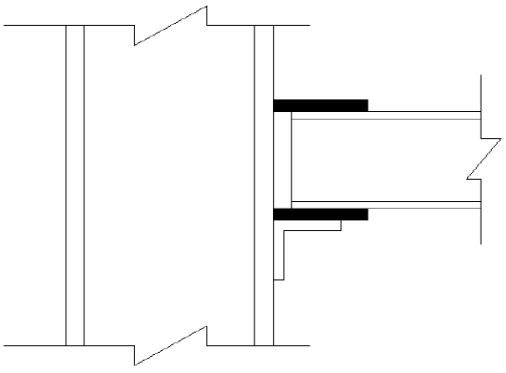


۲)گیردار

مفصلی: اتصالی است که اعضا اتصال در برابر چرخش هیچ گونه مقاومتی ندارد و فقط در برابر جداشدگی مقاومت می کند.



گیردار:در اتصال گیردار اعضای اتصال علاوه بر مقاومت در برابر جدا شدن – در برابر چرخش نیز مقاومت می کند.



در عمل اتصال به صورت نیمه گیردار عمل می کند یعنی رفتار سازه به گونه ایست که اتصالات به صورت نیمه گیردار عمل می کند.

انواع اتصالات سازه های فولادی کدام است؟ استفاده از هر کدام آن ها چه مزایا و معایبی به همراه دارد؟ معمولا برای اتصال و یکپارچگی اجزای سازه فولادی از عملیات جوش کاری و پیچ کاری استفاده می شود. در ساختمان سازی حتی اگر از تیر و ستون های با کیفیت استفاده شود، در صورت عدم اجرای نامناسب این اتصالات، ساختمان ایمنی لازم را در برابر نیروهای مختلف نخواهد داشت و باعث آسیب های جانی و مالی بسیاری خواهد شد.

اتصالات پرچی در سازه های فولادی

قدیمی ترین ابزار اتصال در سازه های فولادی، میخ پرچ می باشد. اتصالات فولادی در گذشته فقط به واسطه پرچ کاری یا جوش کاری انجام می شد. مرور زمان، به جای استفاده از پرچ ها، پیچ های با مقاومت بالا مورد استفاده قرار گرفته اند. امروزه و با وجود تکنولوژی های جدید، اتصالات پرچی زیاد به کار نمی آیند.

اما باید به این نکته توجه کرد برای داشتن درک صحیح در ارزیابی و بازسازی سازه های قدیمی، آشنایی با این نوع از اتصالات بسیار ضروری می باشد.

میخ پرچ از سه جزء اصلی تشکیل شده است:
کلاهک
شنک
تنه و دم

یکی از فرآیند اتصالات سازه های فولادی پرچ کاری می باشد که با استفاده از میخ پرچ انجام می شود و در آن از دو میخ پرچ بلند و کوتاه استفاده می شود. تنه میخ پرچ از فولاد و با مقاومت کششی بالا (فولاد کربنی) ساخته شده است که ساختار آن به صورت توخالی می باشد.

برای شروع این فرآیند ابتدا قطعاتی که بایستی متصل شوند سوراخ می شوند. سپس با حرارت زیاد میخ پرچ بلند را داغ کرده و از درون سوراخ ها عبور داده می دهند، در مرحله بعد، درون دستگاه پرچ، میخ پرچ کوتاه مقابل دم میخ پرچ بلند قرار می گیرد.

در مرحله آخر، دستگاه پرچ این دو میخ را با فشار زیاد به یکدیگر متصل کرده که به این ترتیب اتصال پرچی به وجود می آید.
استفاده از پرچ کاری در سازه های فولادی معایبی در پی دارد که به خاطر همین دلایل این مدل اتصال از استانداردهای مختلف حذف شده است.

این معایب عبارتند از:

۱- استفاده از پرچ کاری نیاز به نیروی انسانی با تجربه و حرفه ای دارد که هزینه بالایی در پی خواهد داشت.
۲- استفاده از پرچ کاری، مصرف انرژی را بالا برده و همچنین در حین عملیات پرچ کاری احتمال رخ دادن آتش سوزی نیز وجود دارد.
۳- در حین انجام عملیات پرچ کاری صدای زیادی ایجاد می شود.
۴- اتصال فلزات با استفاده از عملیات پرچ کاری در برابر رخداد طبیعی نظیر زلزله، مقاومت پایینی دارد.
۵- هنگام عملیات تعمیر و نگهداری، باز کردن و جایگزینی پرچ هایی که قبلا نصب شده اند، کار دشواری است.

اتصالات پیچی در سازه های فولادی

یکی از پرکاربردترین ابزار اتصال در سازه های فولادی، پیچ می باشد. در کل پیچ کاری به فرآیندی گفته می شود که با استفاده از پیچ و مهره عضوهای سازه به یکدیگر متصل می شوند. برای اتصال قسمت های مختلف از پیچ به همراه مهره استفاده می شود. در اتصالات سازه های فولادی متداول ترین انواع پیچ، پیچ های با مقاومت بالا می باشد. پیچ با کد A307، جزو پیچ هایی معمولی و با مقاومت بالا می باشد.

پیچ های با مقاومت بالا به دو گروه زیر تقسیم بندی می شوند:

- Aبا کدA325
- Bبا کدA490

از این پیچ ها به عنوان پیچ ساختمانی استفاده می شود.

## مزایای اتصالات پیچی در سازه های فولادی

فرآیند پیچ کاری در مقایسه با پرچ کاری بسیار ساده می باشد و اجرای آن نیازی به نیروی کار حرفه ای ندارد. اتصالات پیچی انعطاف پذیری خوبی داشته بنابراین هنگام عملیات تعمیر و نگهداری باز کردن و جایگزینی پیچ هایی که قبلا نصب شده کار

ساده ای می باشد. استفاده از این نوع اتصال برای اجزای تحت کشش، برش و ترکیبی مناسب می باشد. استفاده از اتصالات پیچی در سازه های فولادی مزایایی در پی دارد که عبارتند از:

- استفاده از پیچ، سرعت ساخت سازه را افزایش داده و در نتیجه نصب اتصالات با سرعت بالا انجام می گیرد.
- استفاده از پیچ در اتصالات سازه های فولادی، نیازی به نیروی انسانی حرفه ای و ماهر ندارد.
- در فرآیند پیچ کاری استفاده از نیروی انسانی کاهش می یابد.
- در حین انجام عملیات پیچ کاری صدایی تولید نمی گردد.
- از فرآیند پیچ کاری حتی می توان در مکان های کوچک نیز استفاده نمود.

## معایب اتصالات پیچی در سازه های فولای

استفاده از اتصالات پیچی در سازه های فولادی علاوه بر مزایایی که ذکر کردیم، معایبی نیز در پی دارد که شامل موارد زیر است

- استفاده از اتصالات پیچی سبب می شود که در هنگام اعمال بارهای لرزشی یا ضربه ای، باعث شل شدن اتصالات شود.
- هنگام اعمال بارهای بسیار زیاد احتمال شکست دائمی اتصالات وجود دارد.
- با خوردگی پیچ و مهره احتمال شکست اتصالات وجود دارد.
- استفاده از اتصالات پیچی به مصالحی نیاز دارد که این مصالح هزینه بالایی در پی خواهد داشت.

### اتصالات جوشی در سازه های فولادی

در این اتصال، اعضای مورد نظر توسط جوش متصل می شوند.

اتصالات جوشی انواع متفاوتی دارد که عبارتند از:

نوع جوش

جوش انواع متفاوتی دارد که از جمله جوش نبشی (ماهیچه ای)، جوش انگشتانه، جوش کام، جوش شیاری.

حالت جوش

حالات جوش شامل بالاسری، تخت، افقی، عمودی.

نوع اتصال

انواع اتصال شامل گوشه، سر به سر، سپری، لبه، روی هم.

جوش ماهیچه ای در مقایسه با جوش شیاری ضعیف تر می باشد اما استحکام جوش در حین اجرا بالا بوده و نسبت به دیگر گزینه ها کربرد بیشتری دارد. جوش انگشتانه و جوش کام هزینه بالایی داشته همچنین در انتقال نیروهای کششی عمود بر سطح ضعیف می باشد. کیفیت اتصالات جوشی بستگی به توانایی جوشکار دارد.

## مزایای اتصالات جوشی در سازه های فولادی

استفاده از اتصالات جوشی در سازه های فولادی مزایایی در پی دارد که این مزایا شامل:

- استفاده از اتصالات جوشی سبب فراهم کردن اتصالات صلب می شود.
- استفاده از اتصالات جوشی در برابر بارهای اعمال شده مقاومت خوبی دارد.
- در سازه های پیچیده استفاده از اتصالات جوشی اجرای نسبتا ساده ای خواهد داشت.
- برای خلق طراحی های مختلف، استفاده از اتصالات جوشی سبب سهولت در انجام طراحی می شود.
- بهره وری بالا نیز یکی دیگر از مزایای استفاده از اتصالات جوشی می شود.
- استفاده از اتصالات جوشی ظاهر بهتری برای سازه ما به ارمغان می آورد.
- استفاده از اتصالات جوشی یک سازه یک پارچه ایجاد می کند.

## معایب استفاده از اتصالات جوشی

استفاده از اتصالات جوشی علاوه بر مزایای ذکر شده معایبی نیز در پی دارد که شامل:

- در برابر انقباض و ترک خوردگی اتصالات ضعیف عمل می کنند.
- برای استفاده از اتصالات جوشی به نیروی کار متخصص نیاز است.
- استفاده از اتصالات جوشی در دماهای بالا پدیده خستگی در پی دارد.
- استفاده از اتصالات جوشی سبب جمع شدن سرباره جوش می شود.
- تعمیر و نگهداری در اتصالات جوشی بسیار دشوار می باشد و به دقت بالا نیاز دارد.

انواع اتصالات اسکلت فلزی

اتصالات اسکلت فلزی به طور کل به دو دسته:

- اتصال ساده
- اتصال ساده تیر به ستون
- اتصال گیردار
- اتصال تیر به ستون

## اتصال ساده

از این اتصال در قاب های ساده و اتصال تیرهای فرعی به اصلی استفاده می شود. در محل اتصال این روش هیچ گونه گیرداری وجود نداشته و در محل اتصال دوران به راحتی انجام می شود. از اتصال ساده تنها برای انتقال نیروی برشی طرح و محاسبه انجام می شود.

## اتصالات ساده تیر به ستون

اتصالات ساده تیر به ستون و شاه تیر دو نوع هستند که شامل:

اتصال با جفت نبشی جان

در کارگاه بر روی کار جوش های بین نبشی و ستون انجام می شود.

اتصال با نبشی نشیمن

از اتصال با نبشی نشیمن در عکس العمل های تقریبا کوچک تا حدود ۱۵ تن استفاده می کنند. یکی از مزیت های نبشی نشیمن سهولت در نصب و تنظیم تیر می باشد.

## اتصال گیردار

اتصال گیردار نکات مهمی شامل می شود که از جمله این اتصالات:

- استفاده از اتصالات گیردار در قاب خمشی
- اتصال گیردار در مقایسه با اتصال ساده در آن دورانی با توجه به درجه گیرداری انجام نمی شود.
- در اتصال گیردار اتصال صفحات در بالا و پایین علاوه بر اتصال جان تیر به بال ستون متصل می شود.

## اتصال تیر به ستون

اتصال تیر به ستون به صورت های مختلفی انجام می شود که شامل:

- اتصال دو پل ممتد خورجینی
- اتصال دو پل به ستون کناری
- اتصال یک پل ممتد به ستون
- اتصال سه پل به ستون
- اتصال دو پل ممتد خورجینی و دو پل غیر ممتد

پایداری سازه:

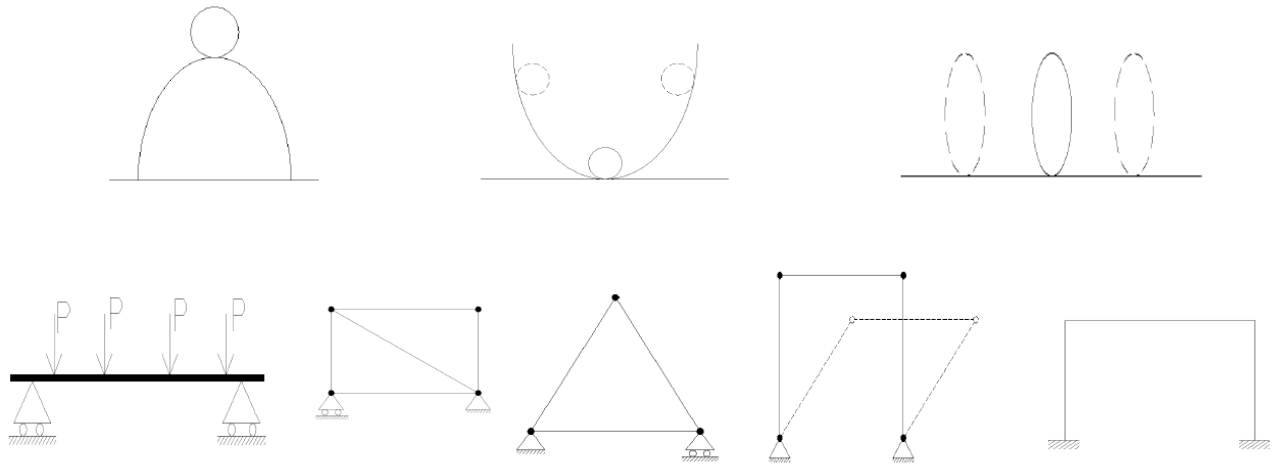
قبل از طراحی و تحلیل سازه‌ها یک مرحله مهم موسوم به بررسی پایداری سازه‌ها وجود دارد. این مهم است که بدانیم سازه‌ای که می‌خواهیم طراحی کنیم پایدار است یا خیر. پایداری به زبان ساده بدین معناست که سازه تحت بارگذاری خارجی یا تغییر

شکل حرکت صلب نداشته باشد. دو اصطلاح در بررسی پایداری رایج است، پایداری داخلی و پایداری خارجی. سازه پایدار است اگر و فقط اگر پایدار داخلی و پایدار خارجی باشد. یک مهندس باتجربه با بررسی سازه خواهد گفت که سازه پایدار است یا نه و اگر نیست چه مراحلی لازم است انجام شود تا سازه پایدار گردد.

به سازه ای پایدار گفته می شود که بتواند در برابر بارهای وارده تعادل خود را حفظ کند- یعنی تغییر شکل بزرگ نداشته باشد مشروط به آن که سازه طاقت تحمل بار را داشته باشد.

شکل ها از چپ به راست ردیف بالا: ۱- تعادل ناپایدار ۲-تعادل پایدار ۳- تعادل خنثی ۴-تعادل پایدار-

ردیف پایین: ناپایدار ۲- پایدار ۳پایدار پایدار

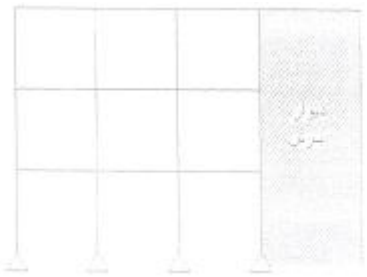



## لزوم پایدار سازی سازه ها و روش های آن:

پایداری کلی سازه و هر یک از اعضای آن به طور کامل تامین شود. به عبارت دیگر سازه باید پدیدار باشد و بارگذاری روی سازه ناپایدار مجاز نمی باشد. در بعضی موارد ممکن است بار گذاری روی یک سازه ناپایدار در امتداد خاصی انجام شود و در ظاهر موجب ناپایداری آن نشود. مانند شکل که فقط تحت اثر بار قائم سازه پایدار است.

در این حالت ممکن است بارها کمی کج شوند و یا نیروی جانبی مثل بار یا زلزله به سازه وارد شود در این صورت سازه تخریب می شود.

در عمل نوع دیگری از سازه ها وجود دارد که قسمت هایی از آن به صورت مجزا ناپایدار است- اما با تکیه بر سازه پایدار موجب پایداری آن شده است و در نتیجه مجموعه سازه پایدار می شود از این ساختار دو نمونه شکل نمایش داده می شود.





قاب خمشی و قاب مهار بندی:

اگر یک سازه به وسیله اتصالات صلب پایدار گردد به ان قاب خمشی گفته می شود. مانند شکل

اگر یک قاب با هر نوع اتصال دارای بادبند و یا دیوار برشی باشد به آن قاب مهاربندی گفته می شود.



ساختمان های متداول: در ساختمان های واقعی اسکلت سازه به صورت سه بعدی در نظر گرفته می شود و باید پایداری سازه در هر امتداد جداگانه بررسی شود. یعنی سازه باید در هر دو امتداد اصلی پایدار باشد غالبا اجزای پایدار کننده سازه شامل قاب خمشی و یا بادبند و یا دیواربرشی در امتداد صفحه خود پایدارند اما در امتداد عمود بر صحنه پایدار نمی باشند. پس باید در هر دو امتداد اصلی پایداری برقرار گردد.

نقش سقف در پایداری سازه: در ساختمان ها سقف نقش مهمی در پایداری سازه دارد چنانچه سقف سازه صلب باشد یعنی یکپارچگی آن بعد از بارگذاری حفظ شود می توان به صورت زیر باعث پایداری شود اگر تعدادی از قاب های یک ساختمان در یک امتداد مهاربندی شده باشد و سقف نیز صلب باشد این سازه در آن امتداد پایدار است.

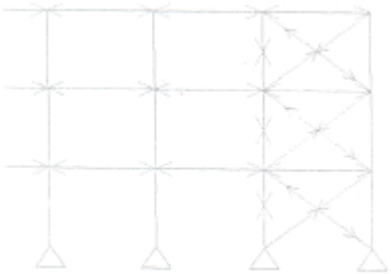
سیستم های سازه ای( سیستم باربر قائم و جانبی)

با توجه به این که سیستم باربر سازه چه عملکردی داشته باشد و از چه اجزایی تشکیل شده باشد به انواع زیر تقسیم بندی می نماییم.

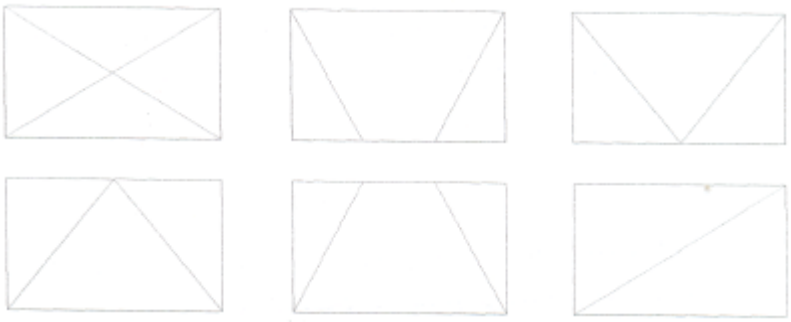
۱)سیستم دیوارهای باربر: در این سیستم دیوارهای باربر سنگی و آجری نقش اسکلت سازه را ایفا می کنند. رفتار این سازه شبیه قاب مهاربندی توسط دیوار برشی اما چون مقاومت برشی دیوار آجری ناچیز است در برابر نیروی زلزله مقاومت کمی دارد. برای برطرف کردن این ضعف از شناژ قائم و افقی برای تحمل بار جانبی استفاده می شود. از این ساختار مشروط بر

این که شناژ افقی و قائم در فواصل مشخص ( که از ۵ متر تجاوز نمی کند.) اجرا شود تا ارتفاع ۵ متر یا ۲ طبقه مجاز به استفاده می شود.

۲) سیستم قاب ساختمانی سازه: نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم عمدتا توسط اسکلت ساختمان تحمل می شود و مقاومت در برابر بارهای جانبی باد و زلزله به عهده بادبند و دیوار برشی می باشد . ستون های غیر بادبندی در این سیستم به صورت محوری عمل کرده و از نیروی جانبی هیچ سهمی نمی برد . در این ساختار وظیفه تحمل و انتقال بارهای جانبی به عهده خرپای بادبندی است و به همین دلیل ستون های غیر مجاور بادبند تحث اثر نیروی ناشی از بار جانبی قرار نمی گیرد.

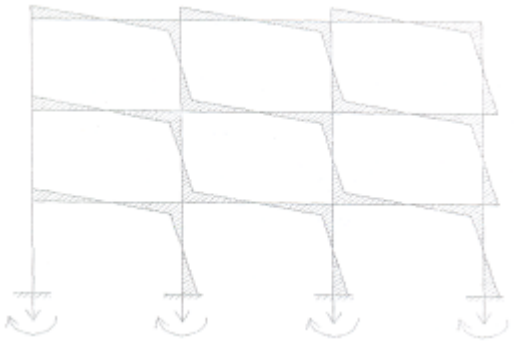


انواع بادبندها



سیستم قاب خمشی:

نوع سیستم سیستم سازه ای که در آن بارهای قائم و جانبی توسط قاب خمشی تحمل می گردد و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط اتصالات صلب و اعضای قاب خمشی تامین می گردد . در این سیستم تیر ها و ستون ها علاوه بر بار محوری تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی نیز قرار می گیرند. در این ساختار نیروهای برشی تیرها و ستون ها در اثر بار جانبی در طول عضو ثابت است ونمودار لنگر خمشی اعضا مانند شکل زیر می باشد .( در برابر بار جانبی زلزله ) در این سیستم تغییرات درجه حرارت و نشست تکیه گاهی باعث ایجاد تنش می گردد.



ساختار مختلط ( قاب های ویژه)

ساختار قاب مهاربندی ساده تا ارتفاع ۵۰ متر و حداکثر ۱۵ طبقه به شرط اینکه سازه قابل اجرا می باشد و برای ساختمان های بلند مرتبه و سازه ای خاص از این سیستم استفاده می شود.

در این سیستم اسکلت سازه به صورت قاب خمشی همراه با بادبند و یا دیوار برشی اجرا می شود یعنی قاب مهاربندی با اتصالات صلب – این سیستم ترکیبی از قاب خمشی و قاب مهاربندی ساده است که به ساختار مختلط مرسوم می باشد. در این سیستم ۳۰٪ نیروی زلزله توسط مهاربند و یا بادبند یا دیوار برشی تحمل می شود.

فصل سوم: بارهای وارده به سازه

اول: وزن هایی که در طول عمر سازه ثابت بوده – تغییری در محل و مقدار آن ایجاد نمی شود مانند: وزن اسکلت سازه– سقف ها – دیوارهای خارجی و جداکننده فضاها – تاسیسات – نما و همه اجزایی که به طور دائم و ثابت به کار گرفته می شود. این بارها را اصطلاحا DEAD LOAD می گویند.

دوم: گروه دیگر بارها – بار ناشی از حضور عبور و مرور افراد استفاده کننده – مبلمان و وسایل انبار شده و یا بارهایی که ضمن ساخت و بهره برداری به دلایل مختلف بر سازه وارد می شود.این سازه ها راLIVE LOAD می نامیم. البته از جنبه متغیر بودن این بارها بارهای مثل بار برف و یا ناشی از فشار مایعات و خاک و یا حتی بار باد و زلزله هم بار زنده هستند.اما این موارد سرفصل مجزا و به صورت مستقل بررسی می شود.

بارهای ضمن اجرا ساختمان: علاوه بر بارهایی که باید برای هنگامی که ساختمان کامل می شود در نظر گرفته شود تا سازه آن ها را تحمل کند . گروهی دیگر از بارها هستند که قبل از کامل شدن کار و در مراحل اجرا به مصالح و قطعات ساختمان وارد می شوند. این بارها اکثرا ثقلی و یا ناشی از اثرات محیطی هستند و در نظر گرفتن آن اجرا را مشکل کرده و در موارد زیادی ضررهای جدی به سازه وارد می آورد . در این راستا به مواردی از بارهای ضمن اجرا می پردازیم.

ملاحظات ژئو تکنیکی

۶-۱ به طور کلی باید از احداث ساختمان بر رو و یا مجاور گسل های فعالی که احتمال به وجود آمدن شکستگی در سطح زمین- در هنگام وقوع زلزله وجود دارد- اجتناب شود. در مواردی که در محدوده گسل احداث ساختمان مورد نظر باشد- باید علاوه بر رعایت ضوابط این آیین نامه -تعهدات فنی ویژه منظور شود.

۶-۲ در زمین هایی که ممکن است در اثر زلزله د چار ناپایداری های ژئو تکنیکی نظیر : روان گرایی- نشست زیاد- زمین لرزش و یا سنگ ریزش گردد. و یا متشکل از خاک رس حساس باشد . بررسی امکان ساخت بنا و شرایط لازم برای آن- با استفاده از مطالعات ویژه توصیه می گردد. ولی برای احداث ساختمان هایی با اهمیت خیلی زیاد و زیاد مطالعات ویژه الزامی است.

۶-۳ در زمین هایی که مستعد روان گرایی می باشند باید احتمال ناپایداری- حرکت نسبی ژئو تکنیکی – گسترش جانبی ویا کاهش ظرفیت باربری جانبی شالوده ساختمان- اطمینان حاصل گردد. زمین های مستعد روان گرایی تشخیص داده می شوند که حداقل دارای یکی از شرایط زیر باشند:

الف- سابقه روانگرایی در آن ها مشاهده شده باشد.

ب- زمین هایی که از نوع خاک ماسه ای با تراکم کم – اعم از تمیز یا رس دار با مقدار کمتر از ۲۰٪ - یا دارای لای و شن بوده و تراز سطح آب زیرزمینی در آن ها نسبت به سطح زمین کمتر از حدود ۱۰ متر باشد.

ماسه با تراکم کم به ماسه ای اطلاق می شود که عدد ضربه استاندارد آن در آزمایش نفوذ استاندارد – کمتر از ۲۰ باشد

۶-۴ برای احداث ساختمان در دامنه – بالا یا پایین شیب – هر گونه خاکبرداری و یا خاکریزی روی آن باید همراه با تحلیل و بررسی پایداری شیب و در صورت نیاز تمهیدات لازم برای تامین پایدارسازی کلی شیبباشد. در صورت احداث بنا در بالا یا روی شیب –ظرفیت باربری پی و پایداری موضعی و کلی شیب باید تامین گردد.

۶-۵ شالوده های یک ساختمان باید حتی المقدور بر روی یک سطح افقی ساخته شوند و در مواردی که به علت شیب زمین و یا علل دیگر احداث همه آن ها در یک سطح تراز نباشد – باید هر یک از آن ها بر روی یک سطح افقی قرار داده شود.

۷ ملاحظات معماری

۷-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و یا خرابی ناشی از ضربه ساختمان های مجاور به یکدیگر – ساختمان ها باید با پیش بینی درز انقطاع از هم جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شوند. ضابطه معروف به عرض درز انقطاع در بند ۹-۳ داده شده است.

۷-۲ پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان حتی المقدور احتراز شود.

۷-۳ از احداث طره هایی بزرگتر از ۱/۵ متر حتی المقدور احتراز شود.

۷-۴ از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم های کف ها خودداری شود.

۷-۵ از قراردادن اجزای ساختمانی- تاسیسات و یا چیزهای سنگین بر روی طره ها و عناصر لاغر و دهانه های بزرگ پرهیز گردد.

۷-۶ با به کارگیری مصالح سازه ای با مقاومت زیاد و شکل پذیری مناسب و مصالح غیر سازه ای سبک – وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

۷-۷ از ایجاد اختلاف سطح در کف ها تا حد امکان خودداری شود.

۷-۸ از کاهش و افزایش مساحت زیر بنا طبقات در ارتفاع – به طوری که تغییرات قابل ملاحظه ای در جرم طبقات ایجاد شود پرهیز شود.

۸ ملاحظات پیکربندی سازه ای

۸-۱ عناصری که بار های قائم را تحمل می کنند در طبقات مختلف تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۸-۲ عناصری که نیروهای افقی ناشی از زلزله را تحمل می کند به صورتی در نظر گرفته شوند . که انتقال نیروها به سمت شالوده به طور مستقیم انجام شوند و عناصری که با هم کار می کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

۸-۳ عناصر مقاوم در برابر نیروهای مقاوم ناشی از زلزله به صورتی در نظر گرفته شونکه پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در طبقه در هر امتداد – کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن امتداد گردد.

۸-۴ ساختمان و اجزای آن به نحوی طراحی گردند که شکل پذیری و مقاومت لازم در آن ها تامین شده باشد.

۸-۵ در ساختمان هایی که برای آن ها از سیستم قاب خمشی برای بار جانبی استفاده می شود طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۸-۶ اعضای غیر سازه ای مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مزاحمتی برای حرکت اعضای سازه ای در زمان وقوع زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت – اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

۸-۷ از ایجاد ستون های کوتاه – به خصوص دور نورگیرهای زیرزمین ها – حتی الامکان خودداری شود.

۸-۸ حتی المقدور از به کارگیری سیستم ها ی مختلف سازه ای در امتدادهای مختلف در پلان و ارتفاع خودداری شود.

۱۴ – ضوابط ساختمان های با مصالح بنایی غیر مسلح

۱۴-۱ تعریف

منظور از ساختمان های با مصالح بنایی – ساختمان هایی است که با آجر- بلوک سیمانی و یا با سنگ ساخته می شوند و در آن ها تمام و یا قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنایی تحمل می گردد. بنابراین ساختمان هایی که در آن قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنایی تحمل می گردد وقسمت دیگر توسط عناصر فلزی ویا بتن مسلح تحمل شود در ردیف ساختمان های با مصالح بنایی محسوب می شود و مقررات مندرج در این فصل باید در مورد این گونه ساختمان های مختلط نیز رعایت گردد. رعایت این فصل برای تمام مناطق با خطرهای نسبی مختلف الزامی است.

۱۴-۲ محدودیت ارتفاع ساختمان و طبقات آن

۱۴-۲-۱ در ساختمان های با مصالح بنایی حداکثر ارتفاع طبقات بدون احتساب زیرزمین برابر ۲ طبقه است و همچنین تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید از ۸ متر تجاوز کند. زیرزمین طبقه ای است که تراز روی سقف آن نسبت به متوسط تراز زمین مجاور از ۱/۵ متر بیشتر نباشد . در غیر این صورت این طبقه نیز به حساب تعداد طبقات ساختمان منظور می شود . حداکثر تعداد طبقات زیرزمین ۱ طبقه خواهد بود.

۱۴-۲-۲حداکثر ارتفاع طبقه (از روی کلاف افقی تیر تا زیر سقف) ۴ متر می باشد و در صورت تجاوز از این حد – علاوه بر کلاف بندی مطابق بند ۱۴-۹-۱ باید یک کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها و در ارتفاع حداکثر ۴ متر از روی کلاف زیرین تعبیه گردد . به این ترتیب می توان ارتفاع طبقه را حداکثر تا ۶ متر افزایش داد.

۱۴-۲-۳ برای دیوارهای با مصالح بنایی حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع با استفاده از دستورالعمل های مناسب تعیین می شود. ولی نباید از ۱/۱۰ برای دیوارهای مهار نشده و ۱/۱۵ برای دیوارهای مهارشده سازه ای مطابق بند ۶-۳ و ۱/۱۲ برای دیوارهای مهارنشده غیر سازه ای کمتر باشد.

۱۴-۳ پلان ساختمان

۱۴-۳-۱ به طور کلی ساختمان باید واجد خصوصیات زیر باشد:

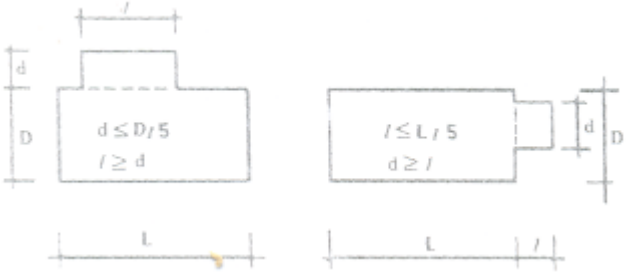
الف: طول ساختمان از ۳ برابر عرض آن تجاوز ننماید. .

ب:نسبت به هر دو محور اصلی قرینه و یا نزدیک به قرینه باشد.

پ: پیش آمدگی ها و پس رفتگی های نامناسب نداشته باشد.

۱۴-۳-۲ در صورت تجاوز نسبت طول به عرض ساختمان از ۳ و یا متقارن بودن ساختمان و یا وجود پیش آمدگی هایی بیش از مقادیر مندرج در بند ۱۴-۳-۳ – باید درز انقطاع را به قطعات مناسب تر – مانند شکل ۲ تقسیم کرد به طوری هر قطعه واجد شرایط مندرج در بند ۱۴-۳-۱ باشد.ادامه درزهای اجرایی در شالوده ساختمان الزامی نیست.

۱۴-۳-۳ ابعاد پیش آمدگی در پلان ساختمان بدون تعبیه درز انقطاع محدود است به مقادیری در شکل ۳ مشخص شده است.




چنانچه در شکل ۳ d]d/2 و یا شکل ۳ d]L/2 باشد . این قسمت ها پیش آمدگی تلقی نمی شود و در این صورت محدودیتی در بعد دیگر وجود ندارد مشروط بر آن که پلان ساختمان به طور نا مناسبی متقارن گردد.

۱۴-۳-۴ دیوار ها باید حد الامکان به طور منظم و متقارن در پلان ساختمان قرار داده شوند تا با تحمل یکنواخت نیروی افقی زلزله پیچش در ساختمان به حداقل برسد.

۱۴-۴ مقطع قائم ساختمان

۱۴-۴-۱ به طور کلی ارجع است ساختمان فاقد پیش آمدگی در مقطع قائم باشد و در صورت ایجاد پیش آمدگی ضوابط ذیل رعایت شود:

الف- طول بالکن های جلو آمده در مورد بالکن های سه طرف باز از ۱/۲۰ متر و برای بالکن های دو طرف باز از ۱/۵۰ متر بیشتر نباشد و طره ها به خوبی درسقف طبقه مهار شوند.

در صورتی که طول جلو آمده طره از حدود مذکور در فوق تجاوز نماید طره باید در برابر نیروی قائم زلزله مطابق بند ۱۳-۳-۱۲ محاسبه شود.

ب- پیش آمدگی ساختمان در مقطع قائم به طوری که طبقه بالا به صورت طره جلوتر از طبقه پایین باشد فقط با احراز شرایط زیر مجاز است:

طول جلو آمده طره از ۱ متر بیشتر نباشد.

سازه قسمت پیش آمده طوری طراحی شود که هیچ یک از دیوارهای آن بار سقف و یا دیوارهای فوقانی را تحمل نکند.

دیوارهای قسمت پیش آمده به وسیله کلاف های قائم فولادی یا بتن مسلح با اتصال مناسب و مطمئن نگه داشته شوند و دو سر کلاف ها در عناصر سازه ای کف و سقف مهار شوند.

کلاف بندی باید به نحوی انجام گیرد که اولا هر کلاف حداکثر ۲ متر از دیوار را نگه دارد و ثانیا دو طرف پنجره های با عرض بیشتر از ۲ متر نیز دارای کلاف باشد. حداقل مقطع و آرماتوربندی این کلاف های قائم مطابق کلاف های قائم ساختمان مندرج در بندهای ۱۴-۹-۲-۱ و ۱۴-۹-۲-۲ می باشد.

۱۴-۴-۲ از احداث اختلاف سطح در یک طبقه ساختمان باید حدالامکان پرهیز شود و در صورت وجود اختلاف سطح بیش از ۶۰سانتی متر باید دیوارهای حدفاصل دو قسمتی که اختلاف سطح دارند با کلاف بندی اضافی مناسب تقویت شوند و یا این که دو قسمت ساختمان به وسیله درز اجرایی از یکدیگر جدا شوند.

۱۴-۴-۳ شالوده ها باید حتی المقدور در یک سطح افقی ساخته شوند و در صورتی به علت شیب زمین یا عللی دیگر احداث شالوده در یک تراز میسر نباشد باید هر قسمت آن در یک سطح افقی قرار داده شوند و در هر حال باید از ایجاد شیب بیش از ۱۵٪ در پی خودداری شود.

۱۴-۵ بازشوها ( در- پنجره – گنجه)

۱۴-۵-۱ در ساختمان های با مصالح بنایی به طور کلی باید از احداث بازشوهای وسیع احتراز نمود و حتی المقدور بازشوها را در قسمت مرکزی دیوارها قرارداد.

۱۴-۵-۲ رعایت محدودیت های زیر برای هر دیوار سازه ای الزامی است:

الف- مجموع سطح بازشوها از ۱/۳ سطح آن دیوار بیشتر نباشد.

ب-مجموع طول بازشوها از۱/۲ طول دیوار بیشتر نباشد.

پ-فاصله اولین باز شو از بر خارجی ساختمان کمتر از ۲/۳ ارتفاع بازشو یا کمتر از ۷۵ سانتی متر نباشد مگر آن که در طرفین بازشو کلاف قائم قرار داده شود.

ت- فاصله افقی دو بازشو از ۲/۳ ارتفاع کوچکترین بازشوی طرفین خود کمتر نبوده و از ۱/۶ مجموع طول آن دو بازشو نیز کمتر نباشد. در غیر این صورت جرز بین دوبازشو جزئی از بازشو منظور می شود و نباید آن را به عنوان دیوار سازه ای به حساب آورد و نعل درگاه روی بازشوها نیز به صورت یکسره با دهانه ای برابر مجموع طول بازشوها به اضافه طول جرز بین آن ها محاسبه گردد.

ث- هیچ یک از ابعاد بازشو از ۲/۵ متر بیشتر نباشد. در غیر صورت باید طرفین این بازشوها را با تعبیه کلاف های قائم که به کلاف های افقی بالا و پایین آن طبقه متصل می شود و همچنین با مهار نعل درگاه بازشو در کلاف های قائم طرفین تقویت نمود.

۱۴-۶ دیوارهای سازه ای

دیوارهایی است که برای تحمل بار جانبی یا قائم یا هردوی آن ها در ساختمان در نظر گرفته می شود.

۱۴-۶-۱ در هریک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان مقدار دیوار نسبی در هر طبقه نباید از مقادیر مندرج در جدول ۹ کمتر باشد . مقدار دیوار نسبی در هر طبقه عبارت است از نسبت مساحت مقطع افقی دیوارهای سازه ای موازی با امتداد مورد نظر به مساحت زیر بنای آن طبقه برای تعیین مقدار نسبی فقط دیوارهای سازه ای با حداقل ضخامت ۲۰ سانتی متر که دارای کلاف افقی در تراز سقف باشد به حساب می آیند.

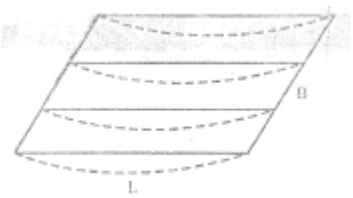
دیوارهای بالا و پایین بازشوها در محاسبه دیوار نسبی منظور نمی شود. به عبارت دیگر برای تعیین مقدار دیوار نسبی مقطع افقی شکسته ای که حداقل مساحت دیوار را به دست می دهد در نظر گرفته می شود.

بار سقف های سازه:

برای تعیین نیروهایی که توسط بارهای مرده وارد می آیند از بارهای ناشی از وزن سقف های سازه عمل می کنیم. کف و یا عبارتی سقف های سازه بر حسب نوع عملکرد سازه ای آن به دو نوع کلی دسته بندی می شوند.

۱ دال های یک طرفه ۲- دال های دو طرفه

۱ – به آن دسته از سقف هایی که نیروی خود را در یک راستا به تیرهای طرفین وارد می آورند دال های یک طرفه گوییم در واقع تغییر شکل این صفحات به صورت بخشی از یک استوانه است.



این دال ها نیز انواعی دارند که اقسام رایج آن ها عبارت است از:

۱- دال های ضربی
۲- سقف های تیرچه بلوک
۳- سقف های کامپوزیت
۴- دال های بتنی یک طرفه
۵- دال های پیش ساخته بتنی یک طرفه
۶- اکثر سقف های سبک مثل سوله ها و یا سقف های چوبی و خرپای چوبی

۱- در مقابل نوع قبل- آن دسته از سقف ها که نیرو را در هر دو راستا انتقال می دهند و تغییر شکل آن ها به صورت قسمتی از یک شبه کره است را دال های دو طرفه گوییم که از انواع رایج آن موارد زیر است:
۱- دال های بتنی دو طرفه
۲- سقف های مشبک
۳- اکثر سازه های فضایی
۴- گنبد ها

برای تعیین نیرو های اجزا هر کدامک از سقف ها را به طور کامل بررسی می نماییم و وزن های واحد حجم را از جداول آیین نامه استخراج کرده و برای یک متر مربع سقف وزن دقیق آن را محاسبه می نماییم.

سقف طاق ضربی

به کارگیری قوس ها در ساخت طاق ها از اولین افتخارات ایرانیان در عرصه عمران و معماری است . اولین بار در ۱۳ قرن پیش از میلاد مسیح بود که در معبدی که هنوز بقایایی آز آن وجود دارد معماران ایرانی از طاق های قوسی استفاده کردند مزیت استفاده از قوس افزایش ظرفیت باربری سطح و یا تیر قوسی در ازای عکس العمل های قائم و افقی در تکیه گاه ها است و حذف کششی در مصالح می باشد.

اصل مهم در انتقال بار و استفاده از قوس انتقال بار توسط فشار خالص و برش می باشد و در هیچ نقطه از قوس نباید کشش داشته باشیم مثلا در طاق ضربی هیچ عنصری نمی تواند کشش تحمل کند و در کشش ناپایدار خواهد بود .

امروزه ثابت شده است که سیستم های قوسی در بابر نیروی زلزله نیز عکس العمل بسیار خوبی نشان می دهد. به عنوان نمونه در زلزله بم در سال ۸۲ پایداری برخی از طاق های قوسی که به کشش نیفتاده اند و به طریقه سنتی و بدون اسکلت بنا شده بودند تعجب برانگیز بود به طوری که در میان انبوهی از ویرانه های ساختمان های امروزی یک طاق قوسی دیده می شد

که پایداری کلی خود را حفظ کرده بود . شرط پایداری قوس ها تحمل نیروی افقی توسط دیوارها و عدم فروپاشی دیوارهاست. (شکل های ۱-۳ و ۱-۴)

شکل (۱-۳)

شکل (۱-۴)

به دنبال پیشرفت گذشتگان ابتکار استفاده از مزیت قوس ها در سقف های طاق ضربی مورد توجه است گرچه کمتر با ظهور تکنیکهای جدید با مزایای بالاتر این روش در حال منسوخ ولی در زمان خود از بهترین سبکهای بنا کردن سقف به حساب می آمد.

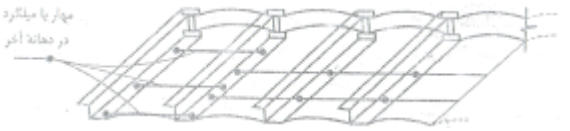
در این سیستم نیمرخ های I شکل با فواصل حدود ۸۰ سانتی متر قرار گرفته و مطابق شکل زیر فشاری با حالت قوسی در کنار یکدیگر کیپ شده و با خاک به ردیف قبلی آجرها می چسبند و این کار تا پرشدن دهانه ادامه می یابد.

(شکل ۱-۶) نمایش قوس موجود در طاق ضربی

در بین آجرها ملاتی قرار نمی گیرند و خود آجرها هستند که باید کنار هم به یکدیگر نیرو وارد کنند در واقع جریان انتقال بار در این طاق ها به صورت زیر است:

در قدیم به دلیل عدم امکان مهار نیروی افقی ناچار با دو روش ۱- افزایش خیز ۲ افزایش ضخامت دیوار گوشه طاق این نیرو را خنثی می کردند به همین ساختمان های قدیم با دیوارهای بیش از ضخامت ۵۰ سانتی متر در اطراف قوس ها و دور دهانه های بیش از ۱ متر روبه رو هستیم.

نیروی افقی طاق ضربی در هر دهانه با نیروی افقی بعد که برعکس آن وارد می شود- به جز دهانه آخر که توسط میلگرد یا تسمه فولادی مهار شود تا پیچش ایجاد نگردد . بدین منظور می بایست از سطح مقطع معادل حداقل میلگرد ( ساده) استفاده کرده حداکثر ۲ متر با جوش دادن یا استفاده از مهار و مهره که البته هزینه بالاتری دارد به تیر آخر قبلی متصل می کنیم.




(شکل ۱-۷) نمای سقف طاق ضربی از پایین، جهت نمایش میل مهارها

البته مهار کردن توسط میلگرد در دهانه های دیگر هم لازم است که در ضوابط طراحی سازه های بنایی در آیین نامه ۲۸۰۰ جزئیات آن آمده است. علت آن هم جلوگیری از فروریختن آوار آجرها در هنگام لرزش ناشی از زلزله و حفظ یکپارچگی سقف در عملکرد سازه های آن است.

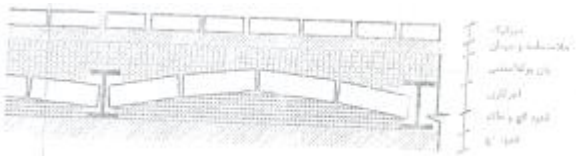
لازم به ذکر است محل جوش میلگردها یا مطابق شکل در پایین تیر یا در وسط خواهد بود. دلیل این امر بر می گردد به محل وارد آمدن نیروی طاق ضربی به تیرها که در صورت جوش دادن این مهارها در بالا در دهانه انتهایی تیر میل به پیچش پیدا می کند.

و اما از معایب این سقف ها که نتواند با سقف های دیگر رقابت کند موارد زیر است:

۱ – انتقال صوت بالا- لرزش سقف در هنگام عبور و مرور- انتقال حرارت بالا- صرف نیروی انسانی زیاد- به کار بردن گچ و خاک بیشتر برای تسطیح سطح زیر سقف- عدم مقاومت بال تیر آهن در بابر آتش سوز ی و اختلاف ارتفاع موجود بین تیرهای اصلی سازه و ضخامت سقف که سبب می شود برای جبران این اختلاف و همسطح شدن سقف بیش از ۵ سانتی متر جمعا ۱۰ سانتی متر خواهد بود که اضافه وزن و هزینه را به دنبال دارد.

(شکل ۱-۸)

به همین دلیل طاق ضربی با سقف های با دهانه کم و سیستم باربر که تیرهای اصلی با ارتفاع کم مثل تیرهای INP یا مشابه آن باشد استفاده شده است.



(شکل ۱-۹)

بارها ی طاق ضربی به ترتیب جدول زیر محاسبه می شود:

| مصالح مصرفی | ضخامت | وزن واحد حجم | وزن در یک متر مربع |
|---|---|---|---|
| موزائیک کف | 0.025m | 2250 $kg/m^3$ | 56 $kg/m^2$ |
| ملات ماسه و سیمان | 0.025m | 2100 $kg/m^3$ | 52 $kg/m^2$ |
| بتن پوکه معدنی | 0.1m | 1300 $kg/m^3$ | 130 $kg/m^2$ |
| آجرکاری با ملات گچ و خاک | 0.11m | 1750 $kg/m^3$ | 192 $kg/m^2$ |
| متوسط گچ و خاک | 0.03m | 1600 $kg/m^3$ | 48 $kg/m^2$ |
| سفید کاری | 0.003m | 1300 $kg/m^3$ | 4 $kg/m^2$ |
| تیرهای اصلی، تیرهای فرعی و میل مهارها | | | 25 $kg/m^2$ |
| جمع | | | 507 $kg/m^2$ |

در مورد جدول بالا نیز ذکر این نکته الزامی است که این جدول و موارد مشابه تنها هستند و در پروژه شما با توجه به ویژگی های اختصاصی هر پروژه ضخامت ایده آل گیرد.

برای حدس اولیه می توان برای تیر با فاصله حدود ۷۵ سانتی متر ارتفاع تیر را از رابطه دهانه استفاد ه می شود.

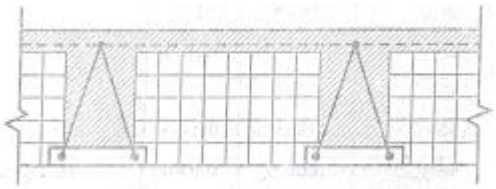
۲-سقف تیرچه بلوک

این سقف که اولین بار ابداع گردید از چهار جز اصلی تشکیل شده است:

۱-تیرچه ۲- بلوک ۳- میلگرد ۴ -بتن

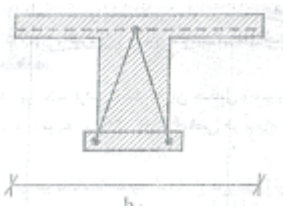
تیرچه ها که همراه بتن آن ها را فرا می گیرد به صورت تیرهای T شکل در آمده و کاری شبیه تیرهای I شکل را در طاق ضربی انجام می دهند و نیروها به تیرهای اصلی منتقل می کنند. بلوک ها که بین تیرچه ها قرار می گیرند فقط نقش قالب و

پرکننده را دارند و باعث می شود که بتوانیم بتن ریزی رویه را انجام دهیم و زیر سقف نیز برای گچ و خاک صاف باشد. میلگرد هایی که در بالای تیرچه ها هستند به علاوه میلگردهایی که در جهت مخالف می گذاریم تنها نقش آرماتورهای حرارتی را ایفا می کنند. و نهایتا بتنی با ضخامت حدود ۵ سانتی متر مطابق شکل وارد می شود که نیروهای فشاری بدان وارد می آید.



(شکل ۱-۱۰) برش مقطع سقف تیرچه بلوک و نمایش بتن ریخته شده با هاشور

در واقع عملکرد این سقف به صورت مجموعه ای از تیرهای T شکل است که متشکل از تیرچه با بتن مسلح آن در قسمت فوندوله ( پایین تیرچه) به علاوه بتن ریخته شده در هنگام اجراست که در شکل زیر این مجموعه را می بینید.



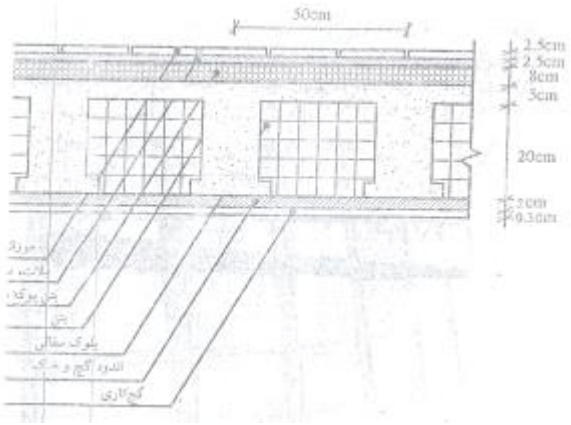
(شکل ۱-۱۱)

برای این سقف مزایایی چون سرعت اجرا- صلبیت مناسب در هنگام زلزله و عایق بودن حرارت وصوت و نیز عدم لرزش – قابل ذکر است

ضخامتی که برای این سقف در نظر گرفته می شود با توجه به این که ارتفاع تیرچه می تواند نوع طراحی مشخص شود. معمولا( $1/16$) تا ($1/18$) طول دهانه است.

گاهی به این که مقاومت تیرچه چقدر است ویا مشخصات بارگذاری سقف چگونه تیرچه دوبل استفاده می شود یعنی تیرچه ها دوتادوتا کنار هم قرار می گیرند که یک تیر T را به وجود می آورند.

معمولا تیرچه های دوبل در دهانه ای که برش جوابگو نباشد اجرا می شود زیرا برای افزایش مقاومت معمولا با افزایش ارتفاع تیرچه یا بتن روی آن می توان کاهش مقاومت لنگر را جبران کرد.بارگذاری این سقف به قرار زیر است:



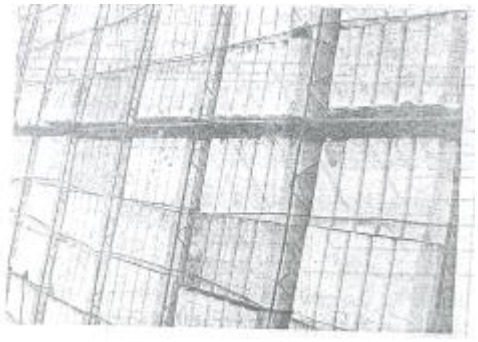

(شکل ۱-۱۲) جزئیات سقف تیرچه بلوک

| مصالح مصرفی | وزن واحد حجم | ضخامت | وزن در سطح $1m^2$ |
|---|---|---|---|
| موزائیک کف | 2250 $kg/m^3$ | 0.025m | 56 $kg/m^2$ |
| ملات ماسه و سیمان | 2100 $kg/m^3$ | 0.025m | 52 $kg/m^2$ |
| بتن پوکه معدنی | 1300 $kg/m^3$ | 0.10m | 130 $kg/m^2$ |
| تیرچه ← دو تیرچه در یک متر مربع داریم | | | 2×0.2×0.1×1×2500=125 $kg/m^2$ |
| بتن روی بلوک | 2500 $kg/m^3$ | 0.05m | 125 $kg/m^2$ |
| وزن متوسط تیرها + تای بیم* ← | | | 30 $kg/m^2$ |
| بلوک سفالی با ارتفاع ۲۰ (۸ بلوک در یک متر مکعب) | | | 8×11kg = 88 $kg/m^2$ |
| بتن پرشده ی سر بلوک ها ← | | | 10 $kg/m^2$ |
| گچ و خاک | 1600 $kg/m^3$ | 0.02m | 32 $kg/m^2$ |
| گچ | 1300 $kg/m^3$ | 0.003m | 4 $kg/m^2$ |
| جمع | | | 626 $kg/m^2$ |

*برای دهانه های بیشتر از ۴ متر در جهت عمود بر تیرچه ها در وسط یک تیرک بتنی بنام تای بیم باید اجرا شود.

تای بیم

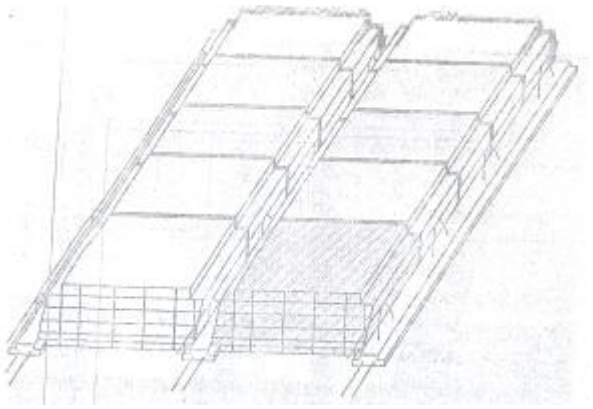
همانطور که در جدول ذیل اشاره شد در صورت تجاوز دهانه تیرچه ها از ۴ متر باید تیرچه ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل ۱۰ سانتی متر باشد به هم متصل شوند این کلاف باید حداقل دارای دو میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلی متر یکی در بالا و یکی در پایین مقطع کلاف باشد. تای بیم را معمولا در کارگاه ها به نام ژوئن می شناسند.



(شکل ۱-۱۳) در تصویر بالا ۲ تای بیم در هر دهانه اجرا شده

وزن بلوک سفالی محاسبه شده در بالا بافرض بلوک سفالی سقفی با ابعاد ( ارتفاع ۲۰ طول ۲۵ عرض ۴۰ است) در صورت استفاده از یونولیت این وزن حدود ۹۰٪ کاهش می یابد.

با توجه به شکل زیر وقتی بتن روی بلوک ها و تیرچه ها ریخته می شود مخصوصا در ساختمان ها با تیرهای بتنی که بتن تیرها را همزمان می ریزند بلوک های آخر هر ردیف به دلیل سوراخدار بودن امکان آن را می دهد تا بتن وارد آن شود. این باعث سنگین شدن بدون محاسبه سقف در طراحی خواهد بود. برای جلوگیری از این فرار بتن به داخل بلوک ها راه های مختلفی وجود دارد از جمله این که بلوک را به عنوان بلوک آخر هر راستا مصرف می کنیم قبل بر روی سطحی با ملات گچ و خاک بگذاریم تا یک لایه گچ و خاک لایه ها را بپوشاند و یا روش دیگری به کار می رود این که سوراخ های این بلوک ها را با کاغذی مثل پاکت سیمان پر کنیم تا از فرار بتن جلوگیری شود. چنانچه این پیشگیری ها صورت نگیرد می بایست در وزن سقف سنگینی ناشی از فرار بتن جلوگیری شود. هر چه بتن سقف روان تر باشد مقدار بتن پر شده در بلوک بیشتر خواهد بود.

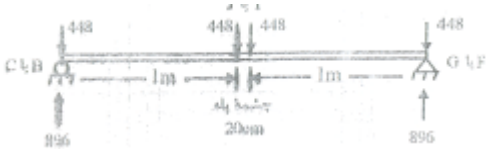


(شکل ۱-۱۴)

همانطور که می دانیم تیرچه ها در این روش در کارخانه ساخته می شوند و اجزای آن همان طور در شکل های قبل از دو یا چند میلگرد کششی در پایین که از قبل دور آن بتن ریزی شده و برای قسمت مورب داریم

$$1792kg=\begin{cases} \text{پلـــــــه}\ 9\times 112\ {}^{kg}/_{m}\times 1=1008kg \\ 3.1\ (\text{مورب طول})\times 253\ {}^{kg}/_{m^2}\times 1=784kg \end{cases}$$

برای توزیع در طرفین برای تیرهای CG و BF داریم: $1792+4=896^{kg}/_{m}$




و برای تیرهای AE و DH فقط نیمی از سقف هاشور خورده ی کنار آنها بدانها وارد می شود و از راه پله سهمی نمی برد.

بار گذاری دیوارها

دیوارها جداکننده فضاهای داخلی و محصورکننده ساختمان در اطراف هر واحد مستقل است . دیوارهای محصور کننده وتحدها را دیوارهای خارجی می نامیم. این دیوارها گاه در قسمت قرار می گیرند که در یک طرف محل سکونت و در طرف دیگر نمای ساختمان و یا ساختمان دیگری وجود دارد و گاه جداکننده دو واحد مسکونی از یکدیگرند . معمولا ضخامتی حدود ۲۲ سانتی متر دارند که علاوه بر حائل بودن نقش حفظ امنیت و عایق صوت وحرارت را نیز به عهده دارند.

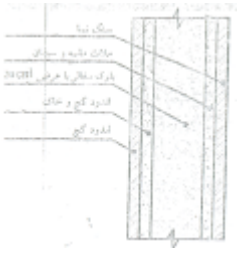
دیوارهای داخلی یا جداکننده فضاهای داخلی که به پارتیشن هم معروف هستند فقط قسمت های مختلف معماری را تفکیک کرده و البته عایق بودن آنان در برابر صوت مسئله مهمی است اما برای سبک بودن ترجیحا با حداقل ضخامت یعنی حدود ۱۰ سانتی متر ساخته می شوند.

دامنه مصالحی که می توان در دیوارهای داخلی و خارجی استفاده کرد وسیع است .آجر فشاری – آجر سفال- بتن پوکه لیکا- بتن سبک- پانل گچی- DRY WALL- بلوک های سیمانی و پانل های ساندویچی نمونه هایی از این مصالح است.

در بارگذاری ابتدا می بایست بدانیم چند تیپ دیوار در سازه ما به کار می رود و سپس وزن واحد سطح هر تیپ را به دست آوریم.

مثال:

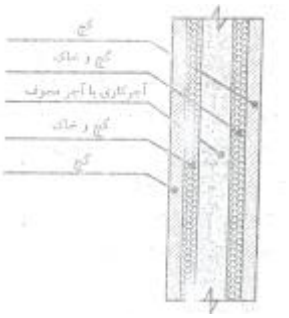
یک نوع دیوار خارجی ( ۲۰سانتی متری)



(شکل ۱-۵۹)

| مصالح مصرفی | وزن واحد حجم | ضخامت m | وزن واحد سطح |
|---|---|---|---|
| گچ | 1300 $kg/m^3$ | 0.005m | 7 $kg/m^2$ |
| گچ و خاک | 1600 $kg/m^3$ | 0.015m | 24 $kg/m^2$ |
| آجرکاری با ملات ماسه و سیمان و آجر مجوف | 850 $kg/m^3$ | 0.20m | 170 $kg/m^2$ |
| ملات ماسه و سیمان | 2100 $kg/m^3$ | 0.02m | 42 $kg/m^2$ |
| سنگ نما (گرانیت) | 2800 $kg/m^3$ | 0.02m | 56 $kg/m^2$ |
| جمع | | | 300 $kg/m^2$ |

یک نوع دیوار داخلی (۱۰ سانتی متری)




(شکل ۱-۶۰)

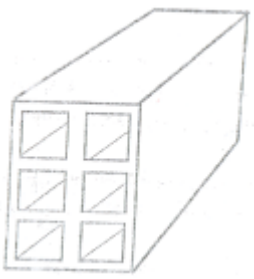
| مصالح مصرفی | وزن واحد حجم | ضخامت m | وزن واحد سطح |
|---|---|---|---|
| گچ | 1300 $kg/m^3$ | 0.005m | 6.5 $kg/m^2$ |
| گچ و خاک | 1600 $kg/m^3$ | 0.015m | 24 $kg/m^2$ |
| آجرکاری با ملات ماسه و سیمان و آجر مجوف | 850 $kg/m^3$ | 0.20m | 85 $kg/m^2$ |
| گچ و خاک | 1600 $kg/m^3$ | 0.015m | 24 $kg/m^2$ |
| گچ | 1300 $kg/m^3$ | 0.005m | 6.5 $kg/m^2$ |
| جمع | | | 146 $kg/m^2$ |

حال با دانستن وزن یک متر مربع از هر نوع دیوار با توجه به نقشه می توان وزن دیوار را در هر ناحیه اعمال کرد. مرحله بعدی وارد کردن وزن دیوار به کف ها و تیرها است.

بار دیوارهای خارجی را که محل ثابت دارند را به طور کامل در محل آن اعمال می کنینم. عموما این دیوارها در اطراف پلان هستند که تیری در زیر آن ها موجود است اما اگر در غیر محل تیرها بنا شوند توصیه آن است که تیرچه در زیر آن ها در نظر گرفته شود اما در مورد تیرهایی که متعدد هستند و در صورت نیاز به تغییر معماری داخلی و امکان جابه جایی آن ها در طول بهره برداری زیاد است. اگر بخواهیم بار تیغه ها در محل خودشان تغییر دهیم تعداد این بارهای خطی زیاد خواهد بود و محاسبات مختلفی چون محاسبه مرکز جرم و تقسیم بارها را دشوار می کند. به علاوه جابه جایی آن ها در طول بهره برداری خطای محاسبه آن ها را بالا می برد. بنابراین با کوچک بودن این بارها و مشکلات فوق و البته با دستور آیین نامه بار متعلق به تیرها را به یک بار معادل گسترده در سطح پلان عوض می کنیم به این معنا که تیغه را در پلان حذف کرده و بار گسترده ای معدل را جایگزین آن می کنیم.

چنانچه وزن یک متر مربع از تیغه داخلی بیش از ۲۷۵ کیلوگرم باشد در واقع این تیرها را جزء تیغه ها به حساب نمی آوریم و بار آن را در محل خودش اعمال می کنیم . چنانه وزن واحد سطح تیغه مابین ۱۵۰ تا ۲۷۵ کیلو گرم بود می توان بار معادل تیغه را چنانکه بعد از این آمده در سطح پخش نمود ولی می بایست به طور جداگانه اثر موضعی دیوار را در طراحی کف منظور نمود آما اگر وزن دیوار کمتر از۱۵۰ کیلو گرم بر متر مربع باشدبه راحتی می توان آن را به صورت بار معادل یکنواخت روی کف در نظر گرفت.

برای این که اعداد فوق برای شما محسوس باشد – باید بدانید عدد ۲۷۵ کیلوگرم حدودا وزن یک متر مربع دیوار ۱۱ سانتی آجر فشاری به علاوه نازک کاری های اطراف آن است.بنابراین فشاری که در تیغه ها آنان را تبدیل به دیوارهای سنگین ( که امکان پخش بار نباشد) می کند بلوک سفال یا مصالح سبک تر از آن در تیغه ها استفاده می شود. قابل ذکر است ساختمان های محاسبات دیوار با آجر دیوار مجوف و جرم حجمی ۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب یعنی بلوک های بزرگ انجام می شودتا در اثر سبکی منجر به کاهش لنگر و نیروی بر تیرچه ها – تیرها – ستون ها – پی ها و در نتیجه کاهش نیروی زلزله شود در ضمن این که محاسبه ها برحسب استفاده از آجر فشاری انجام شود. به همین دلیل اقتصادی نخواهند بود. با وجود این در اجرا مفروضات طراحی نقشه ها قید نمی گردد و اگر هم باشد توجهی نمی گردد در نتیجه در تعدادی از ساختمان اساس آجر مجوف ( بلوک سفالی تو خالی ) با جرم حجمی ۸۵۰ انجام میشود ولی در آجر فشاری با جرم ۱۸۵۰ استفاده می گردد ذکر این نکته ضروری است که آجر فشاری که در زیر می بینید آجر مجوف نیستند.



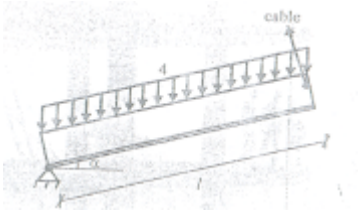
(شکل ۱-۶۱) آجر مجوف

شکل (۱-۶۲) آجر فشاری

در صورتی که بعضی در اجرا این اشتباه را می کنند حال آن که به علت پر شدن سوراخ این آجر حتی از آجر فشاری معمولی سنگین تر بوده بوده و براساس آیین نامه ۱۹۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب می باشد.

بارهایی که باید برای هنگامی که ساختمان ساخته شود در نظر گرفته شود تا سازه آن ها را تحمل کند. گروهی دیگری از بار ها هستند که قبل از کامل شدن کار و در مراحل اجرا به مصالح و قطعات وارد می شوند این بارها اکثرا ثقلی و یا ناشی از اثرات محیطی هستند و در نظر نگرفت آن ها اجرا را دچار مشکل کرده و در موارد زیادی ضررهای جدی به سازه وارد می نماید. در این راستا به مواردی از زیر که از مهم ترین بارهای ضمن اجرا سازه می باشند توجه کنید:

پیش ساخته ها – ستون ها ی فلزی و تیرها را اغلب پس از ساخت و یا حمل به محل اجرا توسط جرثقیل بلند می کنند تا در محل مشخص نصب شوند این بلند کردن اجزا به خصوص در ستون ها که از انتهای فوقانی برای نصب بلند می کنند تا به محل بیس پلیت برسند سبب می شود تا عضو تحت تاثیر وزن خود دچار خمش پیش بینی نشده باشد که این لنگر برای سازه های با اتصال مفصلی همراه بادبند طراحی شده و ستون بار محوری را تحمل می کنند برای بار محوری طرح شده است . در نتیجه ممان اینرسی کمی دارد و می تواند خطر ناک باشد. به عنوان نمونه یک ستون که به انتها بلند شده را می بینید . (W وزن ستون بر واحد طول که برابر با وزن یک بخش بر $\cos a$ می باشد) درصورتیکه ستون افقی باشد$= \cos a$ 1فرض می شود. $Mx_{max}=\frac{wl^2}{8}$



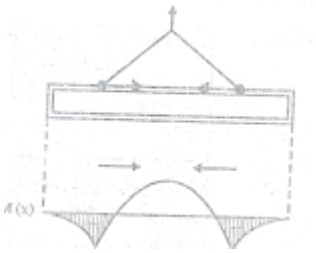

(شکل ۲-۱)

ستون دو سر مفصل باید برای لنگر وارده در حمل ونقل و نصب طراحی شود.

قطعات پیش ساخته هم بنا به محل به کارگیری هنگام حمل و نقل ویا نصب توسط قطعات جابه جا می شوند بنابراین باید در هر مورد بایستی نگرهای وارده ناشی از وزن خود قطعه در این نظر گرفته شوند . مثلا اگر تیر آی شکل را در جهت غیر از محور ایکس آن که ممان اینرسی در جهت وای بلند کنیم قطعات به تیر صدمه خواهد زد. همچنین تیرهای پیش ساخته که مفصلی برای یک لنگر مثبت حداکثر در وسط دهانه طراحی می شوند.

(شکل ۲-۲)

در حالی که بلند کردن آن ها به صورت زیر است و دیاگرام لنگر متفاوتی خواهد داشت.



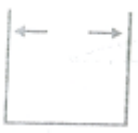
(شکل ۲-۳)

در واقع در حالت اول لنگر مثبت باعث قرار دادن میلگرد های اصلی طراحی در قسمت پایین تیر می شود و در حالت دوم به وجود آرماتور کششی در بالای تیر نیاز داریم که باید پیش بینی شود در ضمن چون محل بلند کردن بالاتر از تار خنثی است نیروی محوری ایجاد شده و اگر ارتفاع تیر زیاد باشد می تواند باعث کمانش قسمت بالای تیر شود.

در حین ساخت معمولا دهانه هایی برای ورود مصالح در نظر گرفته می شود که در آن محل یا نزدیکی آن مقدار زیادی مصالح دپو می شود که وزن این مصالح بعضا باعث صدمه دیدن به سقف ها یا تیر ها می شود بنابراین یا می بایست این بار را در نظر گرفت و یا در اجرا دپوی مصالح را محدود به مقادیری کرد که مجموع بارهای مرده و زنده در آن محل اجازه می دهد- به عنوان نمونه ۴۰ سانتی متر ضخامت در دپوی ماسه روی سقف می تواند بار زنده وارد کند بنابراین توجه به نکته فوق بسیار ضروری است.

مورد دیگر که می توان برای بارهای حین اجرا مثال زد این است که معمولا در مخازن مدفون قبل از پر کردن خاک پشت مخزن – داخل مخزن پر از مایع می شود تا نشت دیوارها به ویژه در قسمت هایی که واتر استاپ در درز های انقطاع به کار گرفته شده بررسی شود-ئ این در حالی است که فشار خاک پشت دیوار در نظر گرفته شده هنوز وجود ندارد و یا در مخازن روبسته قبل از اجرای سقف مخزن – آن را پر از مایع می کنند در حالی که سیستم بسته طراحی شده است (به همراه سقف) ولی بار به صورت کنسولی وارد می آید.

(شکل ۲-۴) سیستم بسته ی همراه با سقف



(شکل ۲-۵) سیستم، قبل از اجرای سقف

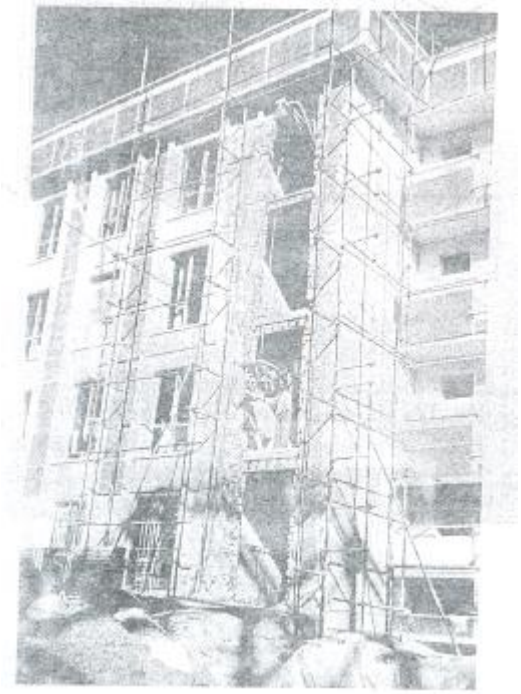
پس باید حالت های مختلفی که ضمن اجرای سازه پدید می آید نیز تا اندازه ای وارد مسائل یا فرضیات طراحی شود تا در عمل با مشکل مواجه نشویم.

برای اجرای یک سقف مثل سقف های تیرچه بلوک و یا عموما برای قالب بندی تیرهای بتنی اغلب جک ها یا شمع هایی به کار گرفته می شود و در ضمن اجراد وجود وسایل- مصالح و افراد و نیز وزن بتن تازه قابل توجه خواهد بود. وزن این مجموعه روی سقف طبقه پایین وارد می شود . در مواقعی که طبقه آخر به صورت سالن اجتماعات بوسیله ستون ها ی میانی اجرا شود تیرها و سقف آن بسیار سنگین می گردد و سقف طبقه پایین باید تحمل این وزن را داشته باشد. به ویژه وقتی پایه جک روی سقف طبقه زیرین که هنوز به مقاومت ۲۸ روزه نرسیده قرار می گیرد از راه حل های دیگر می توان به استفاده از سیستم های مختلف در سقف که احتیاج به جک و شمع ندارد اشاره کرد . البته می توان سقف زیر را با شمع بندی مناسب یا جک تقویت کرد.

در ساختمان های بلند تیغه های داخلی باید بتوانند تا قبل از اجرای کامل پنجره ها با شیشه بار ها یجانبی بار را تحمل نمایند در غیر این صورت موجب واژگونی آن ها می شود .

در مراحل نصب اسکلت سازه های فولادی – جدا کردن مرحله نصب تیرها وستون ها از مرحله اجرا ی بادبندها یا تاخیر در اجرای آن می تواند حتی منجر به انحدام سازه در اثر نیروی جانبی باد بشود. در این وضعیت سطح بارگیر تیرها و ستون ها در مقابل باد مقاومت کرده و عدم وجود سیستم باربر جانبی به دلیل عدم مقاوت در برابر این نیرو است. نمونه ای از اتفاق این بار ها رخ داده است. به خصوص در موذد سوله ها وقتی تیر ها و ستون ها نصب می شوند در فاصله این که سیستم باربر جنوبی اجرا نشده وزش باد و سطح بار گیر قابل توجه تیرها و مفصلی بودن اتصال پای ستون در جهت و ضعف خود مقطع می تواند منجر به خوابیدن کامل سازه شود.همانطور که اشاره شد برای جلوگیری از این حادثه باید برای نصب این تیرها و ستون ها و بادبند ها فاصله نیفتد و همزمان اجرای سیستم باربر جانبی نیز در دسترس کار باشد و یا در سوله ها اگر حتی لاپه ها هم زمان در محل خود نصب شوند تا حد زیادی مانع از این اثر مخرب می گردند.البته لازم به ذکر است در مواردی که بادبندها به درستی در دهانه های میانی به کار گرفته شده اند برای جوگیری از این حادثه در مراحل اجرا باید مهاربندی ههای سقف که جهت انتقال نیروهای باد به دهانه های بعدی هستند هم سریع تر اجرا شوند.

مورد مهم دیگر بار وارده از طرف بالابرها به سقف است که بعضا خطرات زیادی را ایجاد کرده است . به خصوص نیروی وارده در پ ایه جلو که به دلیل ضریب ضربه در اثر گیر کردن بار و لنگر حاصل از جلو آمدگی بازوی بالابر از لبه بام – چند برابر وزن بار خواهد بود . معمولا ظرفیت یک باربر تک فاز ۲۰۰ تا ۳۰۰ کیلوگرم و در سه فاز حدود ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ کیلو گرم است که با توجه به پیش آمدگی لبه – بار متمرکزی در پایه جلویی بالاتر ایجاد کرده- سبب افزایش بار در پایه عقب می شود.



(شکل ۲-۶) قرارگیری بالابر

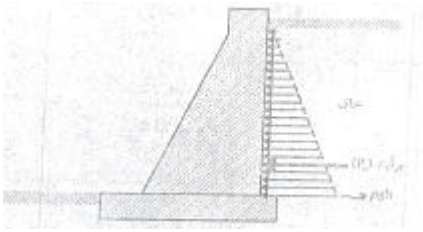
همانگور که در مباحث مکانیک سیالات مشاهده نموده اید عملکرد مکانیکی سیال به گونه ای است که فشار وارد بر جسم که در آن قرار می گیرد در سگح سیال صفر است و همچنین جسم به عمق سیال وارد شود فشار بیشتر می شود.

به طوری که که رابطه خطی $p=pgh$ در مورد آن برقرار است در این رابطه $p$ یعنی فشار وارد از ظرف آن بزرگ تر خواهد بود . مثال ملموس این ظرف آب گل آلود در زمان وقوع سیل است .آب گل آلود که جرم حجمی آن از آب سنگین تر است اثر تخریبی بیشتری دارد . حتی می تواند اجسام سنگین مثل تخته سنگ ها – ماشین ها را به راحتی بلند کند و جابه جا کند .

محاسبه فشار آب و خاک بیشتر با سازه هایی با فشار چون دیوارهای حائل که برای جلوگیری از همین فشارها و حفظ انسجام توده ای خاک به کار می رود و دیوارهای مخازن زیر زمینی – محاسبه پل ها به ویژه پل هایی که پایه شان درون آب قرار می گیرد و یا حتی محاسبه دیوار – ستون و یا پی سازه ای مسکونی که در بخشی از بدنه خود تحت فشار ناشی از آب و خاک قرار می گیرد ضروری است.

آنچه در مورد عملکرد میکانیکی آب توضیح داده شد به طور مشابه اما با چگالی متفاوت در مورد خاک هم صدق می کند – یعنی هر چه ه عمق فرو رویم فشار جانبی خاک بیشتر می شود .

دیوار حائل زیر را در نظر بگیرید:



(شکل ۴-۱)

برای محاسبه نیروی افقی که خاک به دیوار وارد می آورد مصاحت مثلث نیرو را که در ماکزیمم حالت p=pgh را وارد می کنید رادر نظر می گیریم یعنی برآیند این نیرو ها برابر است با $p_{0=\frac{pgh}{2}\times h}$ که این نیرو به $\frac{1}{3}$ ارتفاع از پایین وارد می آید.

در مورد p یا چگالی خاک می تواند معادلات ژئو تکنیکی و فرض های علمی مفید سازه مد نظر قرار گیرد. با توجه به نوع خاک و کوبیدگی و تراکم آن فشار active یا passive آن در نظر گرفته شود آیین نامه بارگذتری کشورمان مقرر داشته که در فرمول فوق در هر حالت نمی بایست pرا کمتر از۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفت حتی اگر فشاری به جدار وارد نشود.

ممکن است خاکی که در طراحی مد نظر باشد دارای سربار باشد یعنی مثلا وزن یک سازه را برروی خود تحمل کند و یا دارای سربار ترافیکی باشد و خیابان ویا حتی بزرگراهی از روی آن عبور داده شود . در این صورت مطابق آیین نامه های مربوط و روابط اصول مهندسی ژئوتکنیک می بایست این سربار به درستی تبدیل به بارهای افقی شده و بر فشار ناشی از وزن خود خاک اضافه شود. در مواردی که در کناره سازه مثلا در پشت دیوار شکل بالا جمع شدن آب تنها بدون خاک محتمل است برای در نظر گرفتن فشار افقی در فرمول ذکر شده در بالا کافی است پی آبا را جایگزین نماییم . چنانچه مثلا سطح آب زیر زمینی بالاتر از کف ما در سازه مورد نظر باشد اثر حضور آب در خاک باید در محاسبه وارد شود یعنی وزن مخصوص در خاک غوطه ور در آب همراه با فشار کامل ایستایی آب در نظر گرفته شود.

همانطور که آیین نامه کشورمان پیش بینی کرده در سازه های زیادی فشار آب یا خاک وارد بر دیوار حائل – ستون و یا پی به صورت فشار مقاوم است و یا به عبارت بهتر وجد این فشار باعث کاهش بعضی نیروهای داخلی در اعضای سازه می گردد . در اینجا باید فشار پشت دیوار را با نصف مقدار موجود در طراحی وارد کرد.

در مراحل طراحی همه سازه ضریبی به نام ضریب واژگونی وجود دارد که وقتی محاسبه می شود مطابق با نوع سازه و آیین نامه طراحی باید بیشتر از مقادیر اعلام شده باشد. دزر محاسبه این ضریب که در واقع نسبت لنگر مقاوم وارده نیروهای وارده به لنگر محرک برای واژگون کردن سازه است طبیعتا نیروی افقی ناشی از فشار آب و خاک در نظر گرفته می شود. این عدد با توجه به آیین نامه ها باید بزرگتر از ۱/۷۵ باشد.

$$\text{ضریب واژگونی } s.f = \frac{\sum m_{r\rightarrow \text{مجموع لنگرهای مقاوم}}}{\sum m_{0\rightarrow \text{مجموع لنگرهای واژگون کننده}}} \geq 1.75$$

مهم است که در محاسبه لنگر مقاوم بارهای کمکی مثل بار برف یا بار زنده طبقات حذف شوند. این نکته در ویرایش جدید آیین نامه های وارد بر ساختمان مد نظر قرار گرفته- بدین ترتیب که در ترکیب بار های عنوان شده در مورد آن در ویرایش قبلی – ترکیب D+L آمده بود که در ویرایش جدید به درستی تبدیل به D+H شده که H بار ناشی از وزن و فشار آب وخاک و یا توام آن دو است. یعنی این در وضعیتی چک می شود که بار زنده نیز وجود ندارد تا خطر واژگونی یا لغزش بیشتر در نظر گرفته شود .

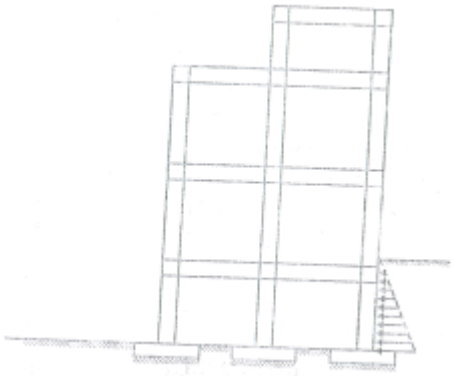
اما مطلب ویژه ای که در آن وجود دارد لزوم محاسبه ضریب دیگری به نام ضریب لغزش در این گونه سازه هاست. در واقع در هنگام وجود نیروی افقی ناشی از فشار آب و خاک که یک نیروی غیر لحظه ای و مدت دار است ممکن است سازه واژگون نشود اما در بستر خود دچار لغزش شود این ضریب که به صورت زی محاسبه می شود نشان می دهد که فشار جانبی که از ناحیه خاک و یا آب و نیز سربار می خواهد به سازه حرکت افقی بدهد باید کمتر از مقاومت برشی اصطکاکی بین کف سازه و خاک باشد:

$$\text{ضریب لغزش } s.f = \frac{\sum H_{r\rightarrow \text{مجموع نیروهای مقاوم}}}{\sum H_{0\rightarrow \text{مجموع نیروهای محرک افقی}}} \geq 1.5$$

در این مورد نیز همچون ضریب واژگونی باید بارهای کمک کننده مثل بار برف و زنده طبقات برای افزایش خطر لغزش – از بار نیروی مقاوم حذف شود – این مقدار باید برابر با ۱/۵ باشد ( کنترل برش باید در خاک زیر پی نیز انجام شود چون ممکن است داخل خاک برش اتفاق بیفتد. ) در صورت پاسخگو نبودن بسته سازه موذد نظر می توان بسته به مورد اقدام به طراحی قسمت هایی نمود که این ضریب را افزایش دهد . به عنوان نمونه در دیوارهای حائل در صورت جدابگو نمودن مقاومت اصطکاکی سطح زیرین بتن پی با خاک زیر آن در رابطه بالا همچون شکل زیر اقدام به طراحی زائده ای در کف پی می کنند. در این جا از ذکر طراحی مربوط به محاسبه خودداری شده است.

(شکل ۴-۲)

ضوابطی که با مثال دیوار حائل بدان پرداختیم درمورد همه سازه ها می توان اتفاق بیفتد . مثلا یک سازه مسکونی در زیر نشان داده است که فشار خاک پشت آن باید محاسبه شود و در مورد اثر لغزش هم سطح کف پی های سازه مدنظر خواهد بود.



(شکل ۴-۳)

در مواردی که سطح آب زیر زمینی به قدری بالا است که کف سازه را دچار فشار بر کنش ناشی از آب می کند باید این فشار بر فشار کامل ایستایی به تمام کف زیر زمین یا سازه مشابه در نظر گرفته شود. به طوری که بر اساس اختلاف رقوم زیر کف نسبت به بالاترین سطح آب زیرزمینی محاسبه شود در این محاسبه ضریب اطمینان لازم در برابر فشار بر کنش باید حداقل ۱,۵ باشد.

به عنوان مثال اگر مخزنی را در شهرهایی مثل آبادان و اهواز که سطح آب زیرزمینی آن ها بالاست در نظر بگیریم ممکن است در اثر بالاتر آمدن سطح آب ناشی از بارندگی و جذر و مد این مخزن خالی که مدفون هم هست با نیروی ارشمیدس وارد بر آن ازجا کنده شود و مثل توپ روی آب شناور گردد و مقدار وجهت لنگر کف مخزن تغییر کند – یعنی ممکن است با توجه به جهت بار – جهت لنگر کف مخزن از مثبت به منفی یا برعکس عوض شود.

(شکل ۴-۴)

بار برف

وزن مقدار برفی است که بر اساس آمارهای هواشناسی امکان بارش بیش از آن مقدار در سال کمتر از ۲ درصد است. به بارت دیگر و به اصطلاح آماری تجاوز از این مقدار بارش برف– دوره بازگشت ۵۰ ساله دارد . با توجه به این دوره احتمال – مناطق کشور به ۶ منطقه متفاوت تقسیم شده است و برای هر منطقه بار برف خاصی توصیه شده است.

مناطقی که بارش برف در آن ها زیاد است و برف امکان ماندن بر روی بام را دارد بار بیشتری را به خود اختصاص می دهد.

وزن مخصوص برف با توجه به آن که تا چه ارتفاعی انباشته باشد متفاوت است . همچنین وزن برفی که روی بام می ماند بسته به امکان یخ زدن دارد یا خیر – تفاوت دارد این تفاوت ها از حدود ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب تا حدود ۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب می باشد. عدد ۸۰۰ مربوط به حالتی است که برف تحت تاثیر تغییرات درجه حرارت به تناوب آب شده و بعدمجددا یخ زده است. بنابراین وزن مخصوص آن به آب نزدیک شده است.

چگونگی تعیین بار برف:

بار برف بر روی بام ها که با P3 نشان داده می شود به صورت زیر محاسبه می شود:

P2= CS.PS] 25KG/M3

در این رابطه  پی اس بار مبنای برف نامیده می شود و همانطور که اشاره شد بر حسب سازه موردنظر در چه منطقه ای واقع شده است حداقل برابر مقادیر جدول زیر می باشد:

| منطقه بندی با توجه به نقشه بار برف | بار مبنای برف |
|---|---|
| ۱–مناطق با برف نادر | ۲۵ |
| ۲–مناطق با برف کم | ۵۰ |
| ۳–مناطق با برف متوسط | ۱۰۰ |
| ۴–مناطق با برف زیاد | ۱۵۰ |
| ۵–مناطق با برف سنگین | ۲۰۰ |
| ۶–مناطق با برف فوق سنگین | ۳۰۰ |

در واقع شیوه مناسب بار مبنای فوق این است که حداکثر بارش برف در چندد روز متوالی از داده های هواشناسی مربوط به برفی که دوره بازگشت ۵۰ ساله دارد را در نظر می گیرند . به عنوان مثال با توجه به نقشه صفحه قبل – تهران در مناطق با برف زیاد قرار می گیرد که مقدار بار برف آن ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب می باشد. این مقدار با توجه به جرم حجمی برف معادل برفی با ارتفاع یک متر یا ۱۵۰ میلی متر بارش آن هم بدون تبخیر است. جهت مقایسه آمار هواشناسی ایران در ایستگاه تجریش در تهران که ارتفاع آن ۱۱۵۰ متر از سطح دریا است . چنانچه ساختمانی برای برف آیین نامه طراحی گردد قطعا احتیاجی برای پارو کردن برف بام نخواهد بود.

پارو کردن برف بام به دو علت انجام می گیرد : اول این که سازه برای برف آیین نامه طراحی نشده دوم این که با توجه به سیستم قیر گونی و آسفالت در اکثر ساختمان ها احتمال آن داده می شود که آب به آسفالت نفوذ کرده و پس از یخ زدن در زیر دانه ها ماسه و اضافه حجم – دانه را بکند و در دراز مدت سبب تخریب آسفالت شود . چیزی که معمولا در آسفالت خیابان ها کم و بیش شاهد آن هستیم . در نتیجه اقدام به پارو کردن برف جهت سبک کردن و زود خشک شدن روبه رو می کنند.

البته جالب اینجاست که لبه تیز پارو خود به عایق بام صدمه می زند . سیستم صحیح طراحی سازه بر مبنای برف تعیین شده در آیین نامه ها و استفاده از رویه مقاوم در برابر یخ زدگی است و در صورت رعایت موارد فوق دیگر پارو کردن بام در شریط معمول کار خنده داری خواهد بود که آسیب رسان است.

یکی از مسائلی که سبب اجبار به پارو کردن می شود عدم وجود ظرفیت تعیین شده در آیین نامه برای بارش برف است. این حالت ممکن است از ابتدا وجود نداشته باشد یعنی طراح در ابتدا ظرفیت مناسب را در نظر گرفته باشد ولی به دلیل دوام کمتر از ۱۰ ساله سیستم قیرگونی وآسفالت اقدام به انجام مجدد آن روی لایه قبلی بکنند بار اضافی ناشی از این عمل با توجه به ۲ لایه قیرگونی بعلاوه ۲/۵ سانتی متر آسفالت به شرح زیر خواهد بود:

۲,۵ضربدر ۲۰۰=۵۵ کیلوگرم بر متر مربع ۱۵ (وزن واحد سطح دو لایه قیر و گونی)

مجموع= ۷۵ کیلوگرم بر متر مربع

مشخص است که این بار از حداکثر بار بارش یک روز شمال تهران خیلی بیشتر است و خود به تنهایی حدود ۳ برابر بار برف در مناطق با برف کم مثل خوزستان می باشد. با توجه به موارد بالا توصیه می شود در بام ها از عایق پیش ساخته با وزن واحد سطح ۱۰ کیلوگرم بر متر مکعب استفاده شود. که دارای وزن کم و مقاومت بالا در برابر یخ زدگی متوالی است. لازم به ذکر است در صورت استفاده از این عایق عمل پارو کردن می تواند به شدت به آن آسیب بزند.

اما نهایتا در حالی که کل بارش ماهانه در ۵۰ سال در تهران حدود ۸۲ میلی متر است علت انتخاب ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب چیست؟ در جواب باید گفت که اولا ساختمان ها در کوهپایه یا کوه آن منطقه احداث شوند مثل کوه دربند در تهران که بارش و مدت یخ زدگی آن از تجریش بیشتر است ولی با همان بار برف مطابق آیین نامه طراحی مشود.

دوم باید وزن افراد و وسایل موجود در روی بام کولر ها که همزمان با برف وجود دارد حمل کند. بنابراین با در نظر گرفتن این موارد عدد ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب واقع بینانه است.

ضریب شیب برای بام های مسطح و شیب دار – بام ها ی شیب دار دهانه ای – بام های قوسی مطابق ضوابطی که در ادمه می یابد تعیین می شود.

ضریب اثر شیب

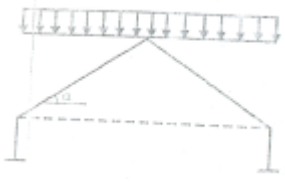
این ضریب برای در نظر گرفتن سرعت آب شدن برف و تخلیه سریع آب از روی سقف است برای بام های مسطح و شیب دار به شرح زیر است :

با م های مسطح و شیب دار با شیب کمتر از ۱۵ درجه $CS=1$

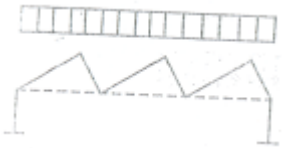
بام های شیب دار با شیب بین ۱۵ تا ۶۰ درجه $CS=1-A-15/60$

بام های شیب دار با شیب بزرگتر از ۶۰ درجه $CS=0.25$

به جز سقف هایی که ذکر شد گاهی اوقات با سقف هایی که دارای شیب متعدد در سطوح مختلف هستند رو به رو هستیم که اصطلاحا بام های دهانه ای نام گذاری شده اند در مورد این نوع بام ها $CS=1$ در نظر گرفته شده است. یعنی هیچ تخفیفی برای مبنای برف نداریم و به این دلیل بسته شدن انتهای شیب ها است که امکان سر خوردن لایه برف را فراهم نمی آورد.



(شکل ۶-۱)بامهای شیبدار



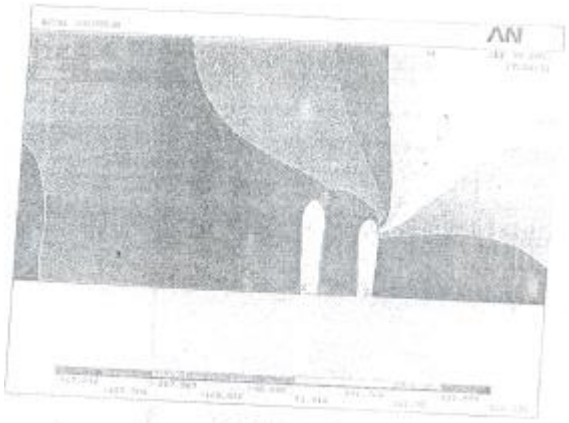
(شکل۶-۲)بامهای دندانه ای

(شکل۶-۳)بامهای قوسی

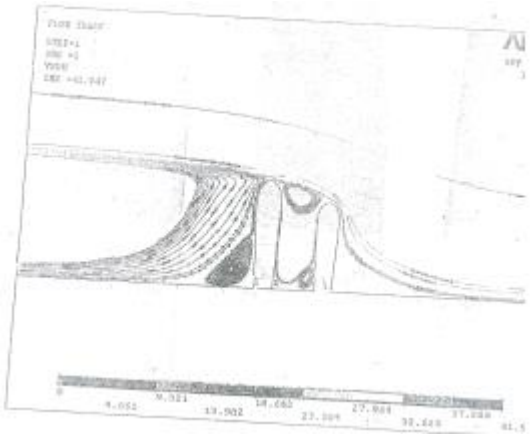
همچنین در بعضی موارد با بام های قوسی شکل که در بالا ملاحظه گردید رو به رو هستمیم که برای این سقف ها توصیه شده قوس تبدیل به یک کثیر الاضلاع شود و ضریب بار برف بر روی هر یک از اضلاع بر حسب زاویه ضلع با افق و اعداد مربوط به هر زاویه که در جدول بالا مشخص شود و تعداد این قطعات فرضی در هر نیمه قوس حداقل سه قطعه باشد.

دستور فوق برای آیین نامه می تواند اعداد مختلفی را برای بار برف یک عدد قوسی به دست بدهد. در واقع با کمی تغییر در تقسیم بندی قوس به اضلاع در بین محدوده ۱۵ تا ۶۰ درجه – برا ی ضریب CS عدد دیگری به دست می آید که بار کاملا متفاوتی را می دهد بنابراین بهتر بود روش جامع تری ارائه می شد با این حال در وضعیت کنونی در نظر گرفتن تعداد اضلاع بیشتر برای قوس در همان محدوده دقت محاسبات در افزایش می دهد . مخصوصا وقتی که شکل از حالت دایره خارج باشد . البته این تغییرات در بارگذاری نامتقارن که در ادامه می یابد و ضریب ۱,۲ نیز اضافه می شود محسوس تر خواهد بود.

نکته مهم این است که در همه حالات ذکر شده بار برف pr به دست آمده بر روی تصویر افقی سطح شیب دار – روی بام در نظر گرفته می شود.



(شکل ۸-۲)



(شکل ۸-۳)

وزش باد بر روی ساختمانهایی که سقفهای سبک دارند معمولا تعیین کننده هستند. وزن پوشش این ساختمانها در حدود ۱۵ تا ۲۰ کیلوگرم بر متر مربع است بنابراین اگر مکش ناشی از باد و یا فشار از زیر، از ظرفیت این سقفها تجاوز کند به راحتی میتواند پوشش را از جا بلند کندو با خود ببرد. نکته ی دیگری که حائز اهمیت است به حرکت درآمدن سازه- به ویژه سازه های بلند- همراه با باد است و از این پس حرکت خود سازه جریان باد را تحت تأثیر قرار میدهد. گاهی آن را افزایش و گاهی کاهش میدهد، این تأثیر نیز باید به وسیله ی تحلیلهای دینامیکی – حداقل در مورد سازه های خاص – اعمال شود. در بالا به حساس تر بودن برجها در برابر باد اشاره شد اما جالب است بدانید در ساختمانهای بلند میتوان از جریان باد به عنوان یک مزیت بزرگ در جهت تهویه ی فضاهای داخلی استفاده کرد و عملکردهای مختلف تهویه شامل «تهویه ی بهداشتی» ، «تهویه ی حرارتی» و «تهویه ی خنک کننده ی ساختمانی» از طریق طراحی مناسب دیوارهای خارجی، پنجره ها، سایه بانها، و... میسر است. در واقع نوع، محل و اندازه ی پنجره ها در جهت رو به باد و حتی پشت به آن بر الگوی حرکت هوا در فضاهای داخلی تأثیر میگذارد، و یا تقسیمات داخلی نیز میتواند جریان هوا را آنطور کهطراحی شده در ساختمان به حرکت در آورد.

در ادامه به صورت کمّی به محاسبه ی نیروی وارده از طرف باد به ساختمانها و سازه های غیر ساختمانی و فاکتورهای مؤثر در روابط نیروی باد می پردازیم.

*ذکر این نکته حائز اهمیت است که در ساختمانهایی که ارتفاع آنها بیشتر از ۵ برابر عرض آنهاست و در سازه های غیر ساختمانی که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آنها بزرگتر از ۱ ثانیه است، برای محاسبه ی بار باد باید علاوه بر این مطالب از روش تحلیل دینامیکی مطابق با پیوست موجود در مبحث ششم و یا روش تجربی و استفاده از تونل باد مطابق شیوه های معتبر بین المللی استفاده شود.

سرعت مبنای طرح

سرعت مبنا که در آیین نامه ی ایران مبنای محاسبات است سرعت متوسط بادی است که در ارتفاع ۱۰ متری از سطح زمین اندازه گیری شده باشد و احتمال وقوع آن، همتنطور که در مقدمه ی بحث اشاره شد ، در یک سال ۲٪ باشد (دوره ی بازگشت ۵۰ ساله). اندازه گیری باد در ارتفاع ۱۰ متری یک استاندارد بین المللی مشخص است ومراکز هواشناسی هم در محاسبه ی سرعت باد این ارتفاع را مد نظر قرار می دهند.

در مورد سرعت متوسط که در تعریف ذکر شد در بعضی کشورها سرعت باد را ساعت به ساعت اندازه می گیرند وچنانچه رکورد پیوسته ای از سرعت داشته باشند، متوسط آن را در نظر می گیرند، اما در ایستگاههای برخی دیگر از کشورها از جمله ایران متوسط یک ساعته مبنای کار قرار می گیرد.

در آیین نامه ی «مبحث ششم» سرعت مبنای باد برای برای نقاط مختلف کشور در جدول شماره ی (۶-۶-۱) ذکر گردیده، به عنوان نمونه سرعت مبنای طرح در شهر تهران ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت است. برای مناطقی که نام آنها در جدول مزبور نیامده سرعت مبنا باید بر اساس مقدار آن برای نزدیک ترین شهری که در جدول موجود است اختیار شود.

در مورد ساختمانهای خاصی که به دلیل اهمیت، نیاز به تأمین اطمینان بیشتری برای طراحی در برابر باد دارند سرعت مبنای باد باید بر اساس مطالعات آماری و برای دوره ی بازگشت مناسب تعیین شود، ولی به هر حال این سرعت نباید کمتر از ۸۰ $km/_h$ باشد.

فشار مبنای باد

فشار مبنای باد فشاری است که بر اساس سرعت مبنای باد محاسبه شده باشد. از رابطه ی انرژی جنبشی باد می توان نشان داد که فشار باد از رابطه ی ساده ی زیر بدست می آید:

$$q = \frac{V^2}{16}$$

$$V : (^{m}/_{s})$$
$$q : \left(^{kg}/_{m^2}\right)$$

در آیین نامه این رابطه بصورت: $q = 0.000V^2$ آمده که در آن:

$$V : \left(^{km}/_{s}\right)$$
$$q : \left(^{kg}/_{m^2}\right)$$

از تعریفی که از سرعت مبنای باد کردیم می توان نتیجه گرفت که فشار مبنای باد، فشاری است که باد در ارتفاع ۱۰ متری از سطح زمین به ساختمان وارد می کند.

همانطور که از رابطه ی فوق بر می آیدبرای هر منطقه ای که سرعت مبنای آن را ثبت می کنیم می توان فشار مبنا را هم یافت. بنابراین در جدول ذکر شده (شماره ی ۶-۶-۱) فشار مبنا هم محاسبه و درج شده است.

نیروی باد بر سازه ها

این نیرو از حاصلضرب فشار وارده در مساحت سطح مورد نظر به صورت زیر به دست می آید:

$$F=P\times A$$

در واقع در این فرمول P فشار یا مکش ناشی از باد است که در ادامه آن را محاسبه می کنیم و A که مساحت سطحی است که فشار یا مکش به آن وارد می شود و برای سازه های مشبک از جمع تصویر اعضا بر صفحه ای عمود بر جهت باد می باشد بدست می آید.

فشار یا مکش ناشی از باد وارد بر سازه

فشار که به وجه رو به باد ساختمانها وارد می شود و یا مکش که به سطوح پشت به باد و موازی آن و یا به بام وارد می آید از رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$P = C_e \times C_q \times q$$

در رابطه ی فوق($C_e$) را ظریب تغییر سرعت و ($C_e$) را ظریب تغییر شکل می نامیم که در ادامه به توضیح هر یک می پردازیم.

ضریب تغییر سرعت($C_e$)

این ضریب در برگیرنده ی کلیه ی پارامترهایی است که به متغییر بودن سرعت باد در سطوح مختلف ارتباط پیدا می کند و توضیحاتی در مقدمه ی بحث در مورد آنها ارائه شد. ضریب $C_e$ در مناطق مختلف به صورت زیر محاسبه می شود:

۱- در نواحی داخل شهرها و یا محل هایی که دارای ساختمانهای متعدد یا انبوه درختان اند در ارتفاع Z و سطوح رو به باد:

$$= 1.6\left(\frac{\mathrm{Z}}{10}\right)^{0.24} \geq 1.6$$

۲- در نواحی باز خارج از شهرها و یا محلهایی کهدارای ساختمان ها و یا درختان پراکنده اند ارتفاع Z و سطوح رو به باد:

$$= 2.0\left(\frac{\mathrm{Z}}{10}\right)^{0.16} \geq 2.0$$

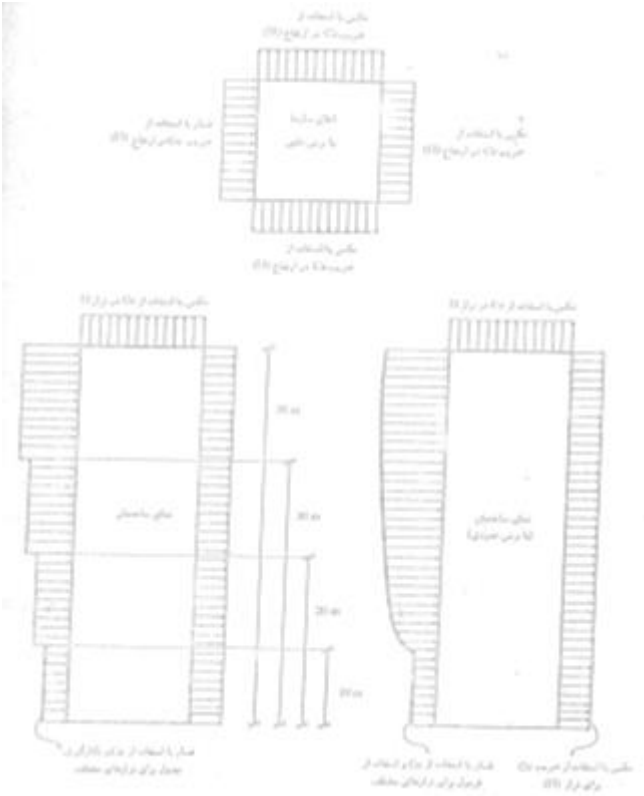
همانطور که ملاحظه می شود روابط فوق فرم نمایی دارد و نما کوچک تر از ۱ است و این معمول توابع لگاریتمی است. در ابتدا سرعت رشد زیادی دارند و بعد ار آن سرعت کاسته می شود و از مقداری عملاً تغییری دیده نمی شود.

به جای استفاده از این دو رابطه می توان به طور تقریبی از جدول زیر در ارتفاع های عنوان شده استفاده کرد.

| ارتفاع تراز مورد نظر (m) | ۰_۱۰ | ۱۰_۲۰ | ۲۰_۳۰ | ۳۰_۴۰ | ۴۰_۵۰ | ۵۰_۶۰ | ۶۰_۸۰ | ۸۰_۱۰۰ | ۱۰۰_۱۲۰ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| نواحی بند (۱) | ۱,۶ | ۱,۹ | ۲,۱ | ۲,۲ | ۲,۳ | ۲,۴ | ۲,۶ | ۲,۸ | ۲,۹ |
| نواحی بند (۲) | ۲,۰ | ۲,۲ | ۲,۴ | ۲,۵ | ۲,۶ | ۲,۷ | ۲,۸ | ۲,۹ | ۳,۰ |

اما ضریب تغییر سرعت ($C_e$) برای سسطوحی که اثر باد بر روی آنها به صورت مکش است در ارتفاع ساختمان ثابت بوده و مقدار آن با استفاده از همان فرمولهای بالا و یا جدول تقریبی آن، ارتفاع تراز بام محاسبه گردد.در مواردی که بام شیبدار

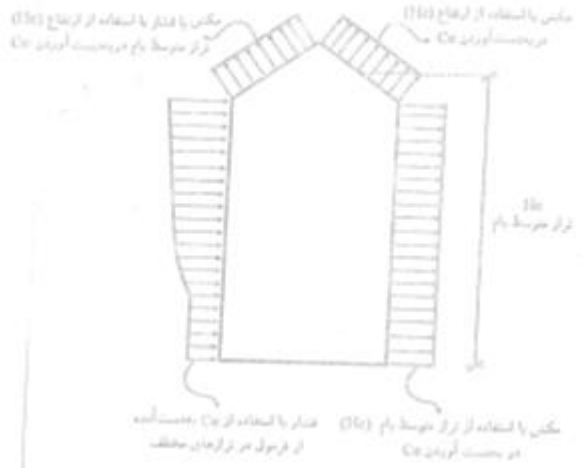
است این ارتفاع، تراز متوسط بام خواهد بود. در هر صورت به جای z در فرمولهای قبل، (H) را که ارتفاع تراز بام است به کار می بریم. در شکلهای فشار وارد از طرف باد را بر روی یک سازه در دو حالت استفاده از فرمول و استفاده از جدول برای به دست آوردن $C_e$ رسم کرده ایم. در این شکلها اثر تغییر ارتفاع واضح است.



شکل (۸-۴) نمایش تأثیر ضریب $C_e$ در محاسبه ی فشار در ارتفاع های مختلف و در پلان

در سطوح شیبدار پشت به باد شاهد مکش هستیم اما در سطوح شیبداری که با زاویه در روبروی باد قرار می گیرند باید هر دو حالت فشار و مکش را در طراحی لحاظ کنیم. البته ذکر این نکته حائز اهمیت است که اگر در طراحی یکی از سطوح شیبدار سازه ی ما قوی تر از دیگری طرح گردد ما هر دو سطح را مطابق همان مقطع اجرا خواهیم کرد مگر در موارد خاصی که جهت جریان باد قطعاً مشخص است واختلاف طراحی دو طرف به لحاظ اقتصادی تفاوت زیادی دارد.

در صورتی که پلان ساختمان صفحه ی قبل دارای بام شیبدار باشد در حالت استفاده از فرمول برای محاسبه ی $C_e$ شکل نما به صورت زیر در می آید:



شکل (۸–۵) نمایش تأثیر $C_e$ در محاسبه ی فشار در یک ساختمان با سقف شیب دار

در مواردی که روی بام اتاقک خرپشته وجود دارد، در محاسبه ی تراز بام به صورت محافضه کارانه (اضافه ظرفیت) می توان ارتفاع خرپشته را منظور کرد، در غیر اینصورت باید در آن دهانه ای که خرپشته حضور دارد تراز روی آن و در بقیه ی قسمتها تراز روی جان پناه بام را به عنوان ملاک در نظر گرفت.

در مورد تغییر ضریب $C_e$ در ارتفاع سازه ذکر این نکته لازم است که در مطالعاتی که در مورد سازه های بلند و با استفاده از روشهای تجربی و استفاده از مدل سازی و تونلهای باد صورت گرفته است نشان داده شده که لزوماً اینطور نیست که همواره با افزایش ارتفاع، سرعتها افزایش یابند بلکه گاهی در ارتفاع مشخصی سرعت حداکثر وجود دارد.

ضریب شکل $(C_q)$

این ضریب نمایانگر تأثیر شکل ساختمان بر اثری است که باد بر ساختمان وارد می کند. همانطور که در مقدمه آمد هر اندازه باد بتواند راحت تر و نرم تر از کنار ساختمان عبور کند فشار کمتری بر آن وارد خواهد کرد.

مقدار این ضریب برای سازه ی اصلی و برای پوششهای ساختمان متفاوت است و این به دلیل اثر موضعی باد بر روی پوششها است.

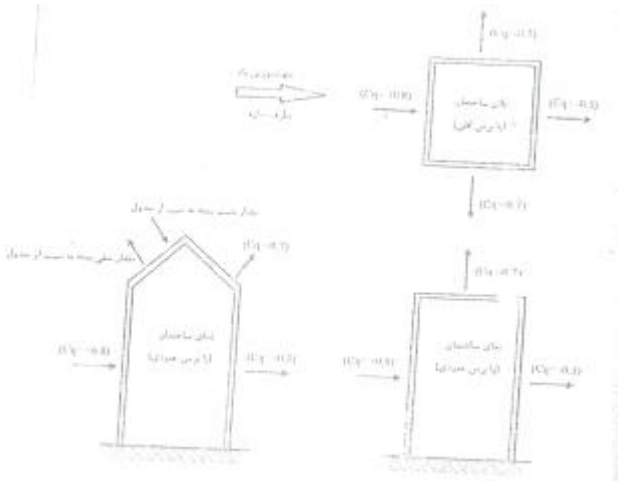
ضریب شکل برای سازه ی اصلی باربر جانبی ساختمان

سازه ی باربر جانبی ساختمان ممکن است به صورت قاب خمشی، قابهای بادبند شده، دیوار برشی و یا ترکیبی از آنها باشد. دیافراگم کفها که نقش توزیع کننده ی بارهای جانبی را بین اعضای مقاوم بر عهده دارد نیز جزء سازه ی اصلی باربر جانبی محسوب می شود.

در طراحی سازه ی اصلی ضریب شکل برای تعیین فشار و یا مکش وارده بر سطح ساختمان باید بر طبق جدول زیر تعیین گردد.

| | | | |
|---|---|---|---|
| دیوارها | رو به باد | | +0.8 |
| | پشت به باد | | -0.5 |
| | موازی با باد | | -0.7 |
| | بام تخت | | -0.7 |
| بام ها | شیب دار رو به باد | شیب کمتر از۱۵ درجه | -0.7 |
| | | شیب بین ۱۵ تا ۳۰ درجه | -0.7 , +0.4 |
| | | شیب بین ۳۰ تا ۴۵ درجه | +0.4 |
| | | شیب بیش از ۴۵ درجه | +0.8 |
| | شیب دار پشت به یاد | | -0.7 |
| | موازی با باد | | -0.7 |

مقادیر جدول فوق را بصورت شکل زیر نیز می توان نشان داد:



شکل (۸-۶) نمایش مقادیر $C_q$ برای سازه ی اصلی باربر جانبی در حالت های مختلف

محاسبه ی ساده تر ضریب شکل

در مورد ساختمانهای کوتاه تر از ۶۰ متر بجز ساختمانهای کوتاهی که دارای سقف شیبدارند مثل سقف ساختمانهای کارخانجات و انبارها آیین نامه اجازه داده که به طریق زیر عمل کنیم.

در این روش به جای محاسبه ی نیروی باد بر روی سطوحی که در آنها مکش ایجاد می شود تنها سطوح رو به باد را به حساب می آوریم اما در ازای آن ضریب شکل را می بایست به صورت زیر محاسبه کنیم:

۱- برای ساختمانهای کوتاه تر از ۱۲ متر: $C_q$= 1.6

۲ – برای ساختمانهای بین۱۲ و ۶۰ متر: $C_q$= 1.4

۳ – برای بام در هر حالت: $C_q$= - 0.7

دقت شود که در این روش باری محاسبه ی نیروی باد از فرمول F=P.A برای A مساحت تصویر سطوح رو به باد را بر روی صفحه ای که عمود بر جهت باد است در نظر می گیریم.

۱ – برای دیوارساختمانها و عناصر نگهدارنده ی آنها: $C_p$= +1.2  - 1.4

۲ – برای دیوارها در فضاهای باز و جان پناهها: $C_q$= +1.3

در مورد بند (۱) که دو مقدار داده شده باید هر دو یعنی هم حالت فشار که با علامت مثبت نشان داده شده است و هم حالت مکش که با علامت منفی مشخص می گردد کنترل شود.

ضریب $C_q$ برای محاسبه ی بامها و نگهدارنده هایشان

پوشش بامها و عناصر نگهدارنده ی آنها ماند لاپه ها، تیرها و اتصالات آنها باید بتوانند فشار یا مکش ناشی از باد را که به طور عمودی بر سطح آنها اثر میکند، به صورت مستقل تحمل نمایند. ضریب شکل برای تعیین این آثار باید برای دو حالت بارگذاری زیر، به شرح گفته شده در نظر گرفته شود. قطعه ی مورد نظر باید برای حالتی که بیشترین اثر را در آن ایجاد می کند طراحی شود:

۱ – حالتی که اثر باد بر تمام سطح بارگیر قطعه وارد می شود، در این حالت باید از جدول زیر ضریب شکل را استخراج کرد.

| حالتهای مختلف بام | $C_q$ |
|---|---|
| شیب کمتر از ۱۵ درجه | -1.4 |
| شیب بین ۱۵ تا ۳۰ درجه | +0.8 , -1.4 |
| شیب بین ۳۰ تا ۴۵ درجه | +1.4 , -1.4 |
| شیب بیشتر از ۴۵ درجه | +1.2 , -1.4 |

۲ – حالتی که اثر باد به صورت مکش تنها بر قسمتی از سطح بارگیر قطعه که در نواحی پیرامونی هر یک از سطوح بام قرار دارد اثر داده می شود. در این حالت $C_q$ را به یکی از دو صورت زیر خواهیم داشت:

| شیب | $C_q$ |
|---|---|
| شیب کمتر از ۳۰ درجه | $C_q$= -2.5 |
| شیب بین ۳۰ تا ۴۵ درجه | $C_q$= -1.6 |

نوار پیرامونی در چهار سمت کناره های بام، به منظور طراحی، نوارهایی به عرض ۰,۱ کوچکترین بعد ساختمان در پلان و یا به عرض ۳ متر – هر کدام کوچکتر باشد – هستند.

ضریب شکل برای سازه های غیر ساختمانی:

در سازه هایی نظیر دودکشها، مخازن و برجهای با دیوار توپر ضریب $C_q$ به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

۱ – در سازه هایی با پلان مربع یا مستطیل: $C_q$= 1.4

۲ – در سازه هایی با پلان شش ضلعی یا هشت ضلعی: $C_q$= 1.1

۳ – در سازه هایی با پلان دایره یا بیضی: $C_q$= 0.8

۴ – در سازه های گنبدی شکل: $C_q$= 0.6

در این سازه ها برای محاسبه ی نیروی باد از فرمول (F=P.A) ، A را مساحت سطح تصویر سازه بر روی صفحه ی عمود بر جهت باد در نظر می گیریم.

در برجها و دکلهای مشبک که با اعضای خرپایی ساخته می شوند، بسته به میزان بسته بودن فضای عبور باد $C_q$ به شرح زیر تعیین می شود:

اگر نسبت پر بودن فضای عبور باد را با تقسیم سطح اعضایی که در مقابل باد قرار می گیرند به سطح کل برج سنجیده و این نسبت را با e نمایش دهیم داریم:

۱ – در سازه هایی با پلان مربع یا مستطیل: $C_q$= 4.0 $e^2$ - 5.9e +4

۲ – در سازه هایی با پلان مثلث: $C_q$= 3.4 $e^2$ - 4.7e +3.4

در این مورد نیز برای محاسبه ی بار باد از فرمول F=P.A ، برای A مجموع مساحتهای سطوح تصویر اعضای سازه که در یکی از وجوه قرار دارند بر روی صفحه ی عمود بر جهت باد در نظر گرفته می شود.

نکته ی مهم اینکه، در خرپاها – مثلاً در سازه ای مثل دکلهای فشار قوی انتقال برق – وقتی کل سازه زیر اثر باد قرار داده می شود در همه ی اعضا فشار یا کشش ایجاد می گردد، اما اعضایی که مستقیماً تحت تأثیر باد قرار می گیرند زیر اثر خمش هم قرار دارند. بنابراین هر یک اعضا ی خرپایی چنین سازه هایی باید برای آثار توأم فشار یا کشش و خمش طراحی شود.

در ضمن در آیین نامه ذکر شده که در برجهای مشبک که با قطعات لوله ای ساخته می شوند ضریب شکل را می توان به اندازه ی ۰,۳۳ درصد کاهش داد، یعنی در بالا برای مورد (۱) داریم $C_q$= 0.67(4$e^2$ - 5.9e +4) و برای مورد (۲) به صورت $C_q$= 067(3.4 $e^2$ - 4.7e +3.4) خواهد بود. همچنین در برجهایی که با کابل مهار می شوند برای طراحی ناحیه ی طره ای برج، بار باد باید به اندازه ی ۲۵ درصد افزایش داده شود و علاوه بر آن امکان کاهش باد به اندازه ی ۲۵ درصد بر روی هر یک است.

طراحی ساختمان در برابر زلزله – آیین کار

۱ – هدف

هدف از تدوین این استاندارد، تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است بطوریکه با رعایت آن انتظار می رود:

الف: با حفظ ایستایی ساختمان در زلزله های شدید، تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده ی سازه ای قادر به مقاومت باشد.

ب: ساختمان های «با اهمیت زیاد»، گروه ۲ در بند ۱۰، در زمان وقوع زلزله های خفیف و متوسط، قابلیت بهره برداری خود را حفظ کنند و در ساختمان های با اهمیت متوسط، «گروه ۳ بند ۱۰»، خسارات سازه ای و غیر سازه ای به حداقل برسد.

پ: ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد»، گروه ۱ در بند ۱۰، در زمان وقوع زلزله های شدید، بدون آسیب عمده ی سازه ای، قابلیت بهره برداری بدون وقفه خود را حفظ کنند.

زلزله شدید که «زلزله طرح» نامیده می شود، زلزله ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، کمتر از ۱۰ درصد باشد.

زلزله خفیف و متوسط یا «زلزله سطح بهره برداری»، زلزله ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، بیش از ۹۹,۵ درصد است.

۲ – دامنه کاربرد

۲-۱ این آیین نامه برای طرح و اجرای ساختمان های بتن مسلح، فولادی، چوبی و ساختمان های با مصالح بنایی به کار می رود.

۲-۲ ساختمان های زیر مشمول این آیین نامه نیستند:

الف – ساختمانهای خاص، مانند سدها، پل ها، اسکله ها و سازه های دریایی و نیروگاه های هسته ای.

در طرح ساختمان های خاص باید ضوابط ویژه ای که در آیین نامه های مربوط به هر یک از آنها برای مقابله با اثرهای زلزله تعیین می شود، رعایت گردد. ولی در هر حال، شتاب مبنای طرح آنها نباید کمتر از مقدار مندرج در آیین نامه در نظر گرفته شود. نتیجه ی آنها می تواند ملاک عمل قرار گیرد، مشروط بر آنکه مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه از دو سوم مقادیر طیف طرح استاندارد مطابق بند ۱۳-۴-۱-۲ بدون درنظر گرفتن ضرایب اهمیت I و رفتار R کمتر نباشد.

ب – بناهای سنتی که با گل و خشت ساخته می شوند.

این نوع بناها به علت ضعف مصالح، مقاومت چندانی در برابر زلزله ندارند و حتی تأمین ایمنی نسبی آنها در برابر زلزله مستلزم تمهیداتی ویژه است. با توجه به اینکه در مناطق کویری و دور دست، فراهم آوردن مصالح مقاوم به سادگی میسر نیست، باید ضوابط و دستورالعمل های فنی ویژه ای برای تأمین ایمنی نسبی آنها با بکارگیری عناصر مقاوم چوبی، فلزی، بتنی، یا ترکیبی از آنها و یا ترکیبی از هرگونه مصالح دیگر، تدوین، ترویج و بکار بسته شود.

۲-۳ ساختمان های آجری مسلح و ساختمان های بلوک سیمانی مسلح که در آنها از مصالح بنایی برای تحمل فشار و از میلگردهای فولادی برای تحمل کشش استفاده می شود مشمول ضوابط و مقررات فصل دوم این آیین نامه است. طراحی اینگونه ساختمان ها تا زمانی که آیین نامه ی ویژه ای در مورد آنها تدوین نگردیده است، باید براساس آیین نامه ی معتبر یکی از کشورهای دیگر باشد. در غیر اینصورت، ضوابط کلی و مقررات مربوط به ساختمان های با مصالح بنایی غیر مسلح «مندرج در فصل سوم این آیین نامه»، باید در مورد این ساختمان ها نیز رعایت گردد.

۳ – مراجع الزامی

مدارک الزامی زیر حاوی مقرراتی است که در متن این استاندارد به آنها ارجاع داده شده است. بدین ترتیب آن مقررات جزئی از این استاندارد محسوب می شود. در مورد مراجع دارای تاریخ چاپ و یا تجدید نظر، اصلاحیه ها و تجدید نظرهای بعدی این مدارک مورد نظر نیست. لذا بهتر است کاربران ذینفع این استاندارد، امکان کاربرد آخرین اصلاحیه ها و تجدید نظرهای مدارک الزامی زیر را مورد بررسی قرار دهند. در مورد مراجع بدون تاریخ چاپ و یا تجدید نظر، آخرین چاپ و یا تجدید نظر آن مدارک الزامی ارجاع داده شده مورد نظر است.

استفاده از مراجع زیر برای کاربرد این استاندارد الزامی است:

۳-۱ آیین نامه بتن ایران (آبا)

۳-۲ نشریه ی شماره ی ۱۲۳ سازمان مدیریت و برنامه ریزی – ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن آب زمینی

۳-۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان: طرح و اجرای ساختمان های فولادی

۳-۴ استاندارد ملی ایران شماره ی ۱۳۷۵:۵۱۷، حداقل بار وارده بر ساختمان ها و ابنیه فنی

۴ – تعاریف و اصطلاحات

در این استاندارد اصطلاحات و یا واژه ها با تعاریف زیر بکار می رود.

۴-۱ اثر P-Delta Effect :P-Δ

اثر ثانوی بر روی برش ها و لنگرهای اجزای قاب است که به واسطه ی عملکرد بارهای قائم بر روی سازه تغییر شکل یافته ایجاد می شود.

۴-۲ اتصال خورجینی:

نوعی اتصال تیر به ستون که در آن تیرها از دو طرف ستون عبور می کنند و هر تیر با دو نبشی از بالا و پایین به ستون وصل شده است.

۴-۳ برش پایه: Base shear

مقدار کل نیروی جانبی و یا برش طرح در تراز پایه.

۴-۴ بناهای ضروری: Essential facilities

آن دسته از بناهایی است که لازم است پس از وقوع زلزله قابل بهره برداری باقی بمانند.

۴-۵ برش طبقه: Story Shear

مجموع نیروهای جانبی طراحی در ترازوهای بالاتر از طبقه ی مورد نظر.

۴-۶ تراز پایه: Base

ترازی است که فرض می شود در آن تراز حرکت زمین به سازه منتقل می شود یا به عنوان تکیه گاه سازه در ارتعاش دینامیکی محسوب می شود.

۴-۷ تغییر مکان نسبی طبقه: Story drift

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن.

۴-۸ دیافراگم: Diaphragm

سیستمی افقی و یا تقریباً افقی است که نیروهای جانبی را به اجزای مقاوم قائم منتقل می نماید. این سیستم می تواند مهاربندی های افقی را نیز شامل شود.

۴-۹ دیوار برشی: shear wall

دیواری است که برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی که در صفحه دیوار عمل می کنند، طراحی شده است و به آن دیافراگم قائم نیز گفته می شود.

۶ – ملاحظات ژئوتکنیکی

۶-۱ بطور کلی باید از احداث ساختمان بر رو و یا مجاور گسل های فعالی که احتمال به وجود آمدن شکستگی در سطح زمیین، در هنگام زلزله وجود دارد، اجتناب شود. در مواردی که در محدوه ی گسل،احداث ساختمان مورد نظر باشد، باید علاوه بر رعایت ضوابط این آیین نامه، تمهیدات فنی ویژه منظور شود.

۶-۲ در زمین هایی که ممکن است بر اثر زلزله، دچار ناپایداری های ژئوتکنیکی نظیر: روانگرایی، نشست زیاد، زمین لغزش و یا سنگ ریزش گردد، و یا زمین متشکل از خاک رس حساس باشد، بررسی امکان ساخت بنا و شرایط لازم برای آن، با استفاده از مطالعات ویژه، توصیه می گردد. ولی برای احداث ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» مطالعات ویژه الزامی است.

۶-۳ در زمین هایی که مستعد روانگرایی می باشند باید احتمال ناپایداری، حرکت نسبی ژئوتکنیکی، گسترش جانبی و یا کاهش ظرفیت باربری شالوده و یا وقوع نشست های زیاد از حد بررسی شود و در صورت نیاز با استفاده از روشهای مناسب بهسازی خاک، نسبت به ایمنی شالوده ساختمان، اطمینان حاصل گردد.

زمین هایی که مستعد روانگرایی تشخیص داده می شوند که حداقل دارای یکی از شرایط زیر باشند:

الف – سابقه روانگرایی در آنها مشاهده شده باشد.

ب – زمین هایی که از نوع خاک ماسه ای با تراکم کم، اعم از تمیز، یا رس دار با مقدار رس کمتر از۲۰ درصد، یا دارای لای و یا شن بوده و تراز سطح آب زیرزمینی در آنها نسبت به سطح زمین کمتر از ۱۰ متر باشد.

ماسه با تراکم کم به ماسه ای اطلاق می شود که عدد ضربه استاندارد آن در آزمایش نفوذ استاندارد، $(N_1)60$، کمتر از ۲۰ باشد.

۶-۴ برای احداث ساختمان در دامنه، بالا یا پایین شیب، هرگونه خاک برداری و یا خاک ریزی بر روی آن باید همراه با تحلیل و بررسی پایداری شیب و در صورت نیاز تمهیدات لازم برای تأمین پایدارسازی کلی شیب باشد. در صورت احداث بنا در بالا و یا روی شیب، ظرفیت باربری پی و پایداری موضعی و کلی شیب باید تأمین گردد.

۶-۵ شالوده های ساختمان باید حتی المقدور بر روی یک سطح افقی ساخته شود و در مواردی که به علت شیب زمین و یا علل دیگر احداث همه ی آنها در یک تراز میسر نباشد، باید هر قسمت از آنها بر روی یک سطح افقی قرار داده شود.

۷ – ملاحظات معماری

۷-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان های مجاور به یکدیگر، ساختمان ها باید با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شوند و ضابطه مربوط به عرض درز انقطاع در بند ۹-۳ داده شده است.

۷-۲ پلان ساختمان باید تا حدامکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نا متقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی المقدور احتراز شود.

۷-۳ از احداث طره های بزرگتر از ۱,۵ متر حتی المقدور احتراز شود.

۷-۴ از ایجادبازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم های کف ها خودداری شود.

۷-۵ از قرار دادن اجزای ساختمانی، تأسیسات و یا چیزهای سنگین بر روی طره ها و عناصر لاغر و دهانه های بزرگ پرهیز گردد.

۷-۶ با یکارگیری مصالح سازه ای با مقاومت زیاد و شکل پذیری مناسب و مصالح غیر سازه ای سبک، وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

۷-۷ از ایجاد اختلاف سطح در کف ها تا حد امکان خودداری شود.

۷-۸ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، بطوریکه تغییرات قابل ملاحظه ای در جرم طبقات ایجاد شود، پرهیز شود.

۸ – ملاحظات پیکربندی سازه ای

۸-۱ عناصری که بارهای قائم را تحمل می کنند در طبقات مختلف تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۸-۲ عناصری که نیروهای افقی ناشی از زلزله را تحمل می کنند بصورتی درنظر گرفته شوند که، انتقال نیروها به سمت شالوده بطور مستقیم انجام شوند و عناصری که با هم کار می کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

۸-۳ عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی ناشی از زلزله بصورتی در نظر رفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله ی مرکز جرم و مرکز سختی در طبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد گردد.

۸-۴ ساختمان و اجزای آن به نحوی طراحی گردند که شکل پذیری و مقاومت مناسب در آنها تأمین شده باشد.

۸-۵ در ساختمان هایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای بار جانبی استفاده می شود، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۸-۶ اعضای غیر سازه ای، مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مزاحمتی برای حرکت اعضای سازه ای در زمان وقوع زلزله ایجاد نکنند. در غیر اینصورت ، اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه باید در تحلیل سازه درنظر گرفته شود.

۸-۷ از ایجاد ستون های کوتاه، بخصوص در نورگیرهای زیرزمین ها، حتی الامکان خودداری شود.

۸-۸ حتی المقدور از بکارگیری سیستم های مختلف سازه ای در امتدادهای مختلف در پلان و ارتفاع خودداری شود.

۹ – ضوابط کلی

۹-۱ کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمانتن وقوع زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان بطور یکپارچه عمل کند. در این مورد، کف ها باید به عناصر قائم باربر، قاب ها و یا دیوارها، به نحو مناسبی متصل باشند، بطوریکه بتوانند بصورت یک دیافراگم نیروهای ناشی از زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل کنند.

۹-۲ ساختمان باید در هر دو امتداد افقی عمود بر هم قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها نیز باید انتقال نیروهای افقی به شالوده به گونه ای مناسب صورت گیرد.

۹-۳ حداقل عرض درز انقطاع، موضوع بند۷-۱، در هر طبقه برابر یک صدمارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه می باشد، برای تأمین این منظور، هر طبقه ساختمان از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد» و «زیاد» و یا در سایر ساختمان های با هشت طبقه و بیشتر ، این عرض در هر طبقه نباید کمتر از حاصلضرب تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن طبقه ضرب در ضریب رفتار R، در نظر گرفته شود. هر یک از ساختمان های مجاور یکدیگر، ملزم به رعایت فاصله ای معادل حاصلضرب 0.5 R در تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن ساختمان در هر طبقه می باشد. ضریب رفتارR در بند ۱۳-۳-۸ تعریف شده است.

۱۰ – گروه بندی ساختمان ها بر حسب اهمیت

در این آیین نامه ساختمان ها از نظر اهمیت به چهار گروه تقسیم می شوند:

گروه ۱ – ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد»

در این گروه، ساختمان هایی قرار دارند که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها بطور غیر مستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می شود. مانند: بیمارستانها، درمانگاه ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، نیروگاهها و تأسیسات برق رسانی، برجهای مراقبت فرودگاه ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات انتظامی، مراکز کمک رسانی و بطور کلی تمام ساختمانهایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می باشد. ساختمان ها و تأسیساتی که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و دراز مدت برای محیط زیست می شوند جزو این گروه ساختمان ها منظور می گردند.

گروه ۲ – ساختمان های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته ی زیر است:

الف – ساختمان هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می شود، مانند: مدارس، مساجد، استادیوم ها، سینما تئاترها، سالن اجتماعات، فروشگاه های بزرگ، ترمینال های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب – ساختمان هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می شود، مانند: موزه ها، کتابخانه ها، و بطور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می شود.

پ – ساختمان ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می شود، مانند: پالایشگاه ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی.

گروه ۳ – ساختمان های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان ها شامل کلیه ساختمان های مشمول این آیین نامه ، بجز ساختمان های عنوان شده در سه گروه دیگر است، مانند: ساختمان های مسکونی و اداری و تجاری، هتل ها، پارکینگ های چند طبقه، انبارها، کارگاه ها، ساختمان های صنعتی و غیره.

گروه ۴ – ساختمان های«با اهمیت کم»

این گروه شامل سه دسته ی زیر است:

الف – ساختمان هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن های مرغ داری.

ب – ساختمان های موقت که مدت بهره برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

۱۱ – گروه بندی ساختمان ها بر حسب شکل

ساختمان ها بر حسب شکل به دو گروه منظم و نا منظم به شرح زیر تقسیم می شوند:

۱۱-۱ ساختمان های منظم

ساختمان های منظم، به گروهی از ساختمان ها اطلاق می شود که دارای کلیه ی ویژگی های زیر باشند.

۱۱-۱-۱ منظم بودن در پلان

الف – پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله، در امتداد آنها قرار دارند، باشد. همچنین، درصورت وجود فرورفتگی یا پیش آمدگی در پلان، اندازه آن در امتداد از ۲۵ درصد بُعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

ب – در هر طبقه فاصله ی بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

پ – تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو در آن از۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

ت – در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین، انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

ث – در هر طبقه حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان نداشته باشد.

۱۱-۱-۲ منظم بودن در ارتفاع

الف – توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد بطوریکه جرم هیچ طبقه ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

ب – سختی جانبی در هیچ طبقه ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف پذیر طلقی شده و طبقه «نرم» نامیده می شود.

پ – مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه ی روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانب کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می نمایند. طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده در این بند باشد، ضعیف تلقی شده و طبقه ی «ضعیف» نامیده می شود.

۱۱-۲ ساختمان های نامنظم

ساختمان های نامنظم به ساختمان هایی اطلاق می شود که فاقد یک یا چند ویژگی ضوابط بند ۱۱-۱ باشند.

۱۲ – گروه بندی ساختمان ها برحسب سیستم سازه ای

ساختمان ها برحسب سیستم سازه ای در یکی از گروه های زیر طبقه بندی می شوند:

۱۲-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه ای است که فاقد قاب های ساختمانی برای باربری قائم می باشد. در این سیستم، دیوارهای باربر و یا قاب های مهاربندی شده عمدتاً بارهای قائم را تحمل نموده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز به وسیله ی دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می کنند و قاب های مهاربندی شده تأمین می شود.

تبصره ۲: در مواردی که ترکیب صد درصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن درنظر گرفته می شود، منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، بند ۱۳-۳-۱۰، برای نیروی زلزله ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می شود، الزامی نیست.

۱۳-۱-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت این امتداد، یعنی بصورت رفت و برگشت درنظر گرفته شود.

۱۳-۱-۶ مدل ریاضی که برای تحلیل سازه درنظر گرفته می شود باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر کلیه ی اجزای مقاوم جانبی، اجزایی که مقاومت و سختی آنها تأثیر قابل ملاحظه ای در توزیع نیروها دارند، درنظر گرفته شوند. در این ارتباط، در سازه های بتن مسلح رعایت اثر ترک خوردگی اجزا در سختی آنها الزامی است. اثر ترک خوردگی در این سازه ها را می توان مطابق بند ۱۳-۵-۶ برای تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکل ها در تحلیل سازه منظور کرد.

۱۳-۲ نیروی جانبی ناشی از زلزله

۱۳-۲-۱ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر سازه ساختمان را می توان با استفاده از روش «تحلیل استاتیکی معادل» و یا روش های «تحلیل دینامیکی» محاسبه کرد. موارد کاربرد هر یک از آنها در بندهای زیر و جزئیات هر یک از روشها در بندهای ۲-۳ و ۲-۴ توضیح داده شده است. نیروی جانبی زلزله موثر بر اجرای غیر سازه ای ساختمان را میتوان براساس ضوابط بند ۲-۸ محاسبه کرد.

۱۳-۲-۲ روش تحلیل استاتیکی معادل راتنهت در موارد زیر میتوان به کار برد:

الف – ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب – ساختمانهای نامنظم تا ۵ طبقهو یا با ارتفاع کمتر از۱۸ متر از تراز پایه

پ – ساختمانهایی که در آنها سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه ای کمتراز سختی جانبی قسمت تحتانی است به شرط آن که:

۱ – هر یک از دو قسمت سازه به تنهایی منظم باشد.

۲ – سختی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد.

۳ – زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی، با فرض اینکه این قسمت جدا درنظر گرفته شده و پای آن گیردار فرض شود، نباشد.

۱۳–۲–۳ روش های تحلیلی دینامیکی را در مورد کلیه ی ساختمان ها می توان بکار برد، ولی بکارگیری آنها برای ساختمان هایی که مشمول بند ۱۳–۲–۲ نمی شوند، الزامی است.

۱۳–۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین می شود و بصورت استاتیکیِ رفت و برگشتی، به سازه اعمال می شود.

۱۳–۳–۱ نیروی برشی پایه، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V=CW \qquad (۱–۱۳)$$

در این رابطه:

V: نیروی برشی در تراز پایه. این تراز در بند ۱۳–۳–۲ تعریف شده است.

W: وزن کل ساختمان، شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه ی درصدی از بار زنده و بار برف که در جدول (۱) مشخص شده است.

C: ضریب زلزله که از رابطه ی زیر بدست می آید:

$$C = \frac{ABI}{\mathrm{R}}$$

که در آن:

A: نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g)

B: ضریب بازتاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح بدست می آید.

I: ضریب اهمیت ساختمان

R: ضریب رفتار ساختمان

مقادیر ضرایب فوق، طبق ضوابط بندهای ۱۳-۳-۳ تا ۱۳-۳-۸ تعیین می شوند.

برش پایه، V در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده شده در رابطه زیر درنظر گرفته شود.

$$V\ min=0/1AIW \qquad (۲-۱۳)$$

جدول (۱) درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه ی نیروی جانبی زلزله

| محل بار زنده | درصد میزان بار زنده |
|---|---|
| بام های شیب دار ۲۰٪ و بیشتر* | ----- |
| بام های مسطح یا با شیب کمتر از ۲۰٪ | ۲۰ |
| ساختمان های مسکونی، اداری، هتل ها، و پارکینگ ها | ۲۰ |
| بیمارستان ها، مدارس، فروشگاه ها و ساختمان های محل اجتماع یا ازدحام | ۴۰ |
| انبارها و کتابخانه ها | ۶۰ |
| مخازن آب و یا سایر مایعات و سیلوها | ۱۰۰ |

*درصورتیکه احتمال ماندگار شدن برف بر روی این بام ها زیاد باشد، درصد مشارکت، مانند بام های مسطح در نظر گرفته می شود.

۱۳-۳-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ساختمانی اطلاق می شود که در هنگام وقوع زلزله، از آن تراز به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود. این تراز معمولاً در تراز سطح فوقانی شالوده درنظر گرفته می شود، ولی در مواردی که در قسمت اعظم محیط زیر زمین، دیوارهای حایل بتن مسلح وجود دارد و این دیوارها با سازه ساختمان یکپارچه ساخته می شوند، تراز پایه در تراز نزدیک ترین کف ساختمان به زمین کوبیده می شود. مشروط براینکه دیوارهای حایل تا زیر این کف ادامه داده شده باشد.

۱۳-۳-۳ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها، به شرح جدول (۲) تعیین می شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست (الف) مشخص شده است.

جدول (۲) نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

| منطقه | توصیف | نسبت شتاب مبنای |
|---|---|---|

| | | طرح |
|---|---|---|
| 1 | پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد | 0/35 |
| 2 | پهنه با خطر نسبی زیاد | 0/30 |
| 3 | پهنه با خطر نسبی متوسط | 0/25 |
| 4 | پهنه با خطر نسبی کم | 0/20 |

۱۳-۳-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه ی پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل های (۱-الف و ۱-ب) تعیین می شود:

$$B=1+S\left(\frac{T}{T_0}\right) \qquad 0 \le T \le T_0$$

$$B=S+1 \qquad T_0 \le T \le T_s \qquad (3-13)$$

$$B=(S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right) \qquad T \ge T_s$$

جدول (۵) ضریب اهمیت ساختمان

| طبقه بندی ساختمان | ضریب اهمیت |
|---|---|
| گروه ۱ | 1/4 |
| گروه ۲ | 1/2 |
| گروه ۳ | 1/0 |
| گروه ۴ | 0/8 |

۱۳-۳-۸ ضریب رفتار ساختمان، R

۱۳-۳-۸-۱ ضریب رفتار ساختمان دربرگیرنده ی آثار عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، که در آن محدودیت های بند ۱۳-۳-۸-۸ و ۱۳-۳-۸-۹ رعایت شده باشد، طبق جدول (۶) تعیین می شود. مقادیر این جدول برای سازه هایی که با روش تنش های مجاز طراحی می شوند، تنظیم شده است. برای سازه هایی که با روش های حدی یا مقاومت طراحی می شوند مقادیر نیروهای حاصل از این جدول باید مطابق الزامات آن روش افزایش داده شوند. در مواردی که در ساختمان از سیستم های سازه ای عنوان نشده در جدول (۶) استفاده می شود، ضریب رفتار R را می توان از آیین نامه های معتبر بدست آورد.

۱۳-۳-۸-۲ ساخت ساختمان های با ارتفاع بیشتر از حدود $H_m$ در جدول (۶) در کلیه ی مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان های خاص نظیر برج های مخابراتی، یادمان ها و غیره، که در ارتفاعی بیشتر از این حدود مد نظر باشد، تأیید کمیته فنی این آیین نامه الزامی است.

۱۳-۳-۸-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم هایی که عنوان ویژه دارند انتخاب شود.

۱۳-۳-۸-۴ در ساختمان های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمان ها نمی توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصراً به دیوارهای برشی و یا قاب های مهاربندی شده اکتفا نمود.

حالت خاص که سازه مشمول ضوابط بند ۱۳-۲-۲-پ می شود یکی از دو روش (۱) یا (۲) زیر را بکار برد:

۱ – در این روش، مقدار نیروی زلزله که برای کل سازه با منظور کردن مقدار ضریب رفتار کوچکتر، در امتداد مورد نظر، محاسبه می گردد. برای تعیین زمان تناوب اصلی کل سازه ضابطه بند ۱۳-۳-۶، یا منظور کردن ارتفاع کل سازه، باید رعایت شود و در آن از رابطه ی تجربی ای که کمترین مقدار زمان تناوب اصلی را برای دو سیستم بکار برده شده بدست می دهد، استفاده شود.

۲ – در این روش، نیروهای جانبی در دو مرحله به شرح زیر محاسبه می شوند:

الف – سازه ی انعطاف پذیر قسمت فوقانی بطور مجزا و با تکیه گاه های صلب درنظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با منظور کردن رفتار مربوط به این قسمت محاسبه می شود.

ب – سازه ی صلب قسمت تحتانی بطور مجزا درنظر گرفته شده و نیروهای جانبی آن با منظور کردن مقدار ضریب رفتار مربوط به این سازه محاسبه می شود. بر این نیروها، نیروی عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی که در نسبت ضریب رفتار قسمت فوقانی به ضریب رفتار قسمت تحتانی ضرب شده اند، افزوده می شوند.

جدول (۶) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با حداکثر مجاز ساختمان $H_m$

| سیستم سازه | سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی | R | $H_m$ (متر) |
|---|---|---|---|
| الف – سیستم دیوارهای باربر | ۱ – دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه | 7 | 50 |
| | ۲ – دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی | 6 | 50 |
| | ۳ – دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی | 5 | 30 |
| | ۴ – دیوارهای برشی با مصالح بنایی | 4 | 15 |
| ب – سیستم قاب ساختمانی ساده | ۱ – دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه | 8 | 50 |
| | ۲ – دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط | 7 | 50 |
| | ۳ – دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی | 5 | 30 |
| | ۴ – دیوارهای برششی با مصالح بنایی مسلح | 4 | 15 |
| | ۵ – مهاربندی برون محور فولادی [5] | 7 | 50 |
| | ۶ – مهاربندی هم محور فولادی [1] | 6 | 50 |
| پ – سیستم قاب خمشی | ۱ – قاب خمشی بتن مسلح ویژه [2] | 10 | 150 |
| | ۲ – قاب خمشی بتن مسلح متوسط [2] | 7 | 50 |
| | ۳ – قاب خمشی بتن مسلح معمولی [2] و [3] | 4 | – |
| | ۴ – قاب خمشی فولادی ویژه [1] | 10 | 150 |
| | ۵ – قاب خمشی فولادی متوسط [5] | 7 | 50 |
| | ۶ – قاب خمشی فولادی معمولی [3] و [4] | 5 | – |
| ت – سیستم دوگانه یا ترکیبی | ۱ – قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه | 11 | 200 |
| | ۲ – قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط | 8 | 70 |
| | ۳ – قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط | 8 | 70 |
| | ۴ – قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی | 10 | 150 |
| | ۵ – قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی | 9 | 150 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | ۶ – قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی | 7 | 70 |
| | ۷ – قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی | 7 | 70 |

یادداشت ها

[1]- برای تعریف ضوابط مربوط به ساختمان های فولادی به پیوست ب مراجعه شود.

[2]- قاب های خمشی بتن مسلح معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب همان قاب های خمشی متوسط فاصله ی تنگ ها از یکدیگر در ناحیه ی Lo ستون ها، نباید بیشتر از ۱۵ سانتی متر درنظر گرفته شود.

[3]- استفاده از این سیستم برای ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه خیز و برای ساختمان های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیز ۱ و ۲ مجاز نمی باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیز ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می شود.

[4]- برای ساختمان های یک طبقه و یا ساختمان های صنعتی، «با اهمیت متوسط و کم» در تمام مناطق تا ارتفاع ۱۸ متر مجاز است.

[5]- تعاریف ضوابط مربوط به این سیستم ها در چاپ آینده پیوست ب آورده خواهد شد.

۱۳-۳-۹ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V، که طبق بند ۱۳-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه ی زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می شود:

$$F_i = ( V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \qquad (9-13)$$

در این رابطه:

$F_i$ : نیروی جانبی در تراز طبقه i

$W_i$ : وزن طبقه ی i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱) و نصف وزن دیوارها و ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

$h_i$ : ارتفاع تراز i، ارتفاع سقف طبقه ی i، از تراز پایه

$n$ : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

$F_t$ : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه ی n که به وسیله ی رابطه ی زیر تعیین می شود:

$$F_t = 0/07\ TV \qquad (10-13)$$

نیروی $F_t$ نباید بیشتر از ۰/۲۵ V درنظر گرفته شود و چنانچه T برابر یا کوچکتر از ۰/۷ ثانیه باشد، می توان آن را برابر با صفر اختیار نمود.

تبصره: درصورتیکه ساختمان دارای خرپشته با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیروی $F_t$ در تراز بام اعمال خواهد شد و در غیر اینصورت، نیروی $F_t$ در تراز سقف خرپشته اثر داده خواهد می شود.

۱۳-۳-۱۰ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۱۳-۳-۱۰-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند ۱۳-۳-۹، در طبقات ساختمان ایجاد می شود به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات، باید در دست باشد، و از کنترل کیفیت اطمینان حاصل شود. تجربه های قبلی همراه با نتایج حاصل از آزمایشهای اینگونه مصالح را باید با توجه به مشخصات خصوصی و نظر دستگاه نظارت در پروژه، منظور داشت. در صورت استفاده از این نوع مصالح باید سوابق مربوط به جزئیات و عملکرد آنها همراه با نقشه های اجرا شده نزد کارفرما نگهداری شود.

۳-۲- آزمایشهای مصالح

۳-۲-۱ دستگاه نظارت می تواند علاوه بر آنچه در مدارک مربوط به مشخصات فنی اجرایی پیش بینی شده انجام آزمایشهای دیگری را برای هر یک از مصالح مصرفی در ساخت بتن درخواست کند تا از تطابق کیفیت این مصالح با ویژگیهای فنی مقرر اطمینان یابد.

۳-۲-۲ آزمایشها باید طبق استانداردهای تعیین شده به وسیله ی دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور و با رعایت مفاد فصل پنجم به عمل آیند.

۳-۲-۳ دستگاه نظارت باید تا خاتمه ی دوره ی تضمین و حداقل تا یکسال پس از پایان کار هر پروژه، سابقه ی کامل نتایج آزمایشهای انجام شده روی مصالح را نگهداری و سپس به صاحب کار تحویل دهد. ضبط و نگهداری این اطلاعات بصورت رایانه ای برای ساختمان های مهم الزامی است.

۳-۳ سیمان

۳-۳-۱ سیمان مصرفی در ساخت قطعات باربر باید با یکی از مشخصات مشروح زیر یا هر استاندارد دیگری که قبلاً به تأیید دستگاه نظارت رسیده مطابقت داشته باشد:

الف – مشخصات انواع سیمان پرتلند (دت ۱۰۱).

ب – مشخصات سیمان های پرتلند آمیخته ی روباره ای (دت ۱۰۲).

پ – مشخصات سیمان های پرتلند آمیخته ی پوزولانی ( دت ۱۰۳).

ت – مشخصات سیمان های پرتلند آمیخته آهکی (دت ۱۲۹).

۳-۳-۲ سیمان مصرفی در کارگاه باید دارای مشخصات سیمانی باشد که در تعیین نسبتهای اختلاط بکار رفته است، (به بند ۶-۲ رجوع شود).

۳-۴ سنگدانه ها

۳-۴-۱ سنگدانه های مصرفی در بتن، باید دارای چنان کیفیتی باشند که بتوان با آنها بتنی مقاوم و پایا ساخت.

۳-۴-۲ سنگدانه های مصرفی در ساخت بتن باید با مشخصات سنگدانه های بتن (دت ۲۰۱) مطابقت داشته باشند.

۳-۴-۳ سنگدانه هایی را که برخی از ویژگیهای آنها مطابق بند ۳-۴-۲ نباشد ولی آزمایشهای خاص یا سابقه ی عملکرد واقعی آنها نشان دهد که می توان با آنها بتنی با مشخصات مورد نظر بتن تازه و با مقاومت و پایایی کافی بدست آورد، با تأیید دستگاه نظارت در ساخت بتن مصرف می شود.

۳-۴-۴ بزرگترین اندازه ی اسمی سنگدانه های درشت نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر باشد.

پ – مخلوط های آزمایشی آزمایشگاهی باید طوری طراحی شوند که اختلاف اسلامپ آنها با مقدار حداکثر مجاز اسلامپ در محدوده ی ۲۰± باشد و برای بتن حبابدار، اختلاف مقدار هوا با هوای حداکثر مجاز در محدوده ی۰/۵± درصد باشد.

ت – برای هر نسبت آب به سیمان یا هر مقدار سیمان، باید حداقل سه آزمونه مطابق روش ساختن و عمل آوردن آزمونه های بتن در آزمایشگاه (دت ۵۰۳)، ساخته و عمل آورده شوند. آزمونه ها باید در سن ۲۸ روزه یا سن دیگری که در طرح برای تعیین مقاومت مشخصه ی بتن مقرر شده آزمایش شوند.

ث – بعد از حصول نتایج آزمایشهای فشاری آزمونه ها باید نموداری رسم کرد که رابطه ی بین نسبت آب به سیمان یا مقدار سیمان با مقاومت فشاری در زمان آژمایش را نشان دهد.

ج – حداکثر نسبت آب به سیمان یا حداقل مقدار سیمان برای بتن مورد استفاده در طرح، باید نظیر قسمتی از نمودار باشد که بر اساس آن مقاومت فشاری متوسط لازم مطابق بند ۶-۴-۴ تأمین شود، مگر آنکه با توجه به بند ۶-۳ مقداری کمتر برای نسبت آب به سیمان یا مقداری بیشتر برای عیار سیمان مورد نظر باشد.

۶-۴-۶ تقلیل یا افزایش مقاومت فشاری متوسط

۶-۴-۶-۱ بعد از بدست آمدن اطلاعات کافی از نتایج آزمایشهای مقاومت ضمن اجرای سازه، می توان مقاومت فشاری متوسط لازم را تقلیل داد، مشروط برآنکه:

الف – نتایج حداقل ۳۰ آزمایش مقاومت موجود باشد و متوسط آنها از مقدار لازم مطابق بند ۶-۴-۴- بیشتر باشد.

ب – ضوابط مربوط به شرایط ویژه ی محیطی مطابق بند ۶-۳ تأمین شود.

۶-۴-۶-۲ درصورتیکه متوسط نتایج حداقل ۳۰ آزمایش مقاومت از مقدار لازم مطابق بند ۶-۴-۴ کمتر باشد باید اقداماتی برای افزایش مقدار متوسط نتایج آزمایشهای بعدی مقاومت صورت گیرد.

۶-۵ ارزیابی و پذیرش بتن

۶-۵-۱ پذیرش بتن، تواتر نمونه برداری و آزمایش مقاومت

پذیرش بتن در کارگاه بر اساس نتایج آزمایش فشاری نمونه های برداشته شده از بتن مصرفی صورت می پذیرد. دفعات نمونه برداری از بتن باید به نحوی یکنواخت در طول مدت تهیه و مصرف بتن توزیع شوند. نمونه ها باید از محل نهایی مصرف برداشته شوند.

۶-۵-۱-۱ مقصود از هر نمونه برداری از بتن، تهیه ی دو آزمونه از آن است که آزمایش فشاری در سن ۲۸ روزه یا هر سن دیگری انجام می پذیرد و متوسط مقاومت های فشاری بدست آمده بعنوان نتیجه ی نهایی آزمایش منظور می شود. برای ارزیابی کیفیت بتن قبل از موعد مقرر می توان یک آزمونه دیگر هم به منظور انجام آزمایش مقاومت فشاری تهیه کرد.

۶-۵-۱-۲ درصورتیکه حجم هر اختلاط بتن بیشتر از یک متر مکعب باشد، تواتر نمونه برداری باید به ترتیب زیر باشد:

الف – برای دال ها و دیوارها، یک نمونه برداری از هر ۳۰ متر مکعب بتن یا ۱۵۰ متر مربع سطح.

ب – برای تیرها و کلاف ها، درصورتیکه جدا از قطعات دیگر بتن ریزی می شوند، یک نمونه برداری از هر ۱۰۰ متر طول.

پ – برای ستون ها، یک نمونه برداری از هر ۵۰ متر طول.

۶-۵-۱-۳ درصورتیکه حجم هر اختلاط بتن کمتر از یک متر مکعب باشد، می توان مقادیر مذکور در بند ۶-۵-۱-۲ را به همان نسبت تقلیل داد.

۶-۵-۱-۴ حداقل یک نمونه برداری از هر رده بتن در هر روز الزامی است.

۶-۵-۱-۵ حداقل ۶ نمونه برداری از کل سازه الزامی است.

۶-۵-۱-۶ درصورتیکه کل حجم بتن ریخته شده در کارگاه از ۳۰ متر مکعب کمتر باشد می توان از نمونه برداری و آزمایش مقاومت صرف نظر کرد مشروط برآنکه به تشخیص دستگاه نظارت دلیلی برای رضایت بخش بودن کیفیت بتن موجود باشد.

۶-۵-۲ ضوابط پذیرش بتن – آزمونه های عمل آمده در آزمایشگاه

۶-۵-۲-۱ مشخصات بتن در صورتی منطبق بر رده ی مورد نظر و قابل قبول تلقی می شود که یکی از شرایط زیر برقرار باشد:

الف – در آزمایش سه نمونه برداری متوالی، مقاومت هیچکدام کمتر از مقاومت مشخصه نباشد:

$$X_{1.2.3} \geq f_c \qquad (3-6)$$

ب – متوسط مقاومت های نمونه ها حداقل ۱/۵ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) بیشتر از مقاومت مشخصه باشد و کوچکترین مقاومت نمونه ها از مقاومت مشخصه منهای ۴ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) کمتر نباشد:

$$\overline{X_3} \geq f_c + 1.5 \qquad (4-6)$$

$$X_{min} \geq f_c - 4 \qquad (5-6)$$

۶-۵-۲-۲ مشخصات بتن در صورتی غیر قابل قبول است که متوسط مقاومت های نمونه ها از مقاومت مشخصه کمتر باشد یا کوچکترین مقاومت نمونه ها از مقاومت مشخصه منهای ۴ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) کمتر باشد:

۶-۵-۲-۳ مشخصات بتنی را که با توجه به شرایط بند ۶-۵-۲-۲ غیر قابل قبول نباشد ولی مطابق شرایط بند ۶-۵-۲-۱ ب قابل قبول هم به شمار نیاید می توان به تشخیص طراح بدون بررسی بیشتر، از نظر سازه ای قابل قبول تلقی کرد. درصورتیکه مشخصات بتن مطابق بند ۶-۵-۲-۲ در هر حال غیر قابل قبول باشد اقداماتی مطابق بند ۶-۶ الزامی است.

۶-۵-۲-۴ در کنترل شرایط انطباق بتن بر رده مورد نظر، نباید از نتیجه ی آزمایش هیچکدام از نمونه ها صرف نظر شود مگر آنکه با دلایل کافی ثابت شود خطای عمده ای در نمونه برداری، نگهداری، حمل، عمل آوردن، یا آزمایش روی داده است.

۶-۵-۳ ضوابط کنترل روش عمل آوردن و محافظت بتن

۶-۵-۳-۱ دستگاه نظارت می تواند برای کنترل کیفیت عمل آوردن و مراقبت بتن در سازه، انجام آزمایشهای مقاومت روی آزمونه های عمل آمده و مراقبت شده در شرایط کارگاهی را درخواست کند.

۶-۵-۳-۲ عمل آوردن آزمونه ها در کارگاه باید مطابق (دت ۵۰۴) روش ساختن و عمل آوردن آزمونه های بتنی در کارگاه باشد.

۶-۵-۳-۳ آزمونه های عمل آمده در کارگاه باید در همان زمان و از همان بتنی که نمونه برداری شوند که آزمونه های عمل آمده در آزمایشگاه تهیه می شوند.

۶-۵-۳-۴ در صورتی روش عمل آوردن و مراقبت بتن رضایت بخش تلقی می شود که مقاومت فشاری آزمونه های کارگاهی در سن مشخص شده برای مقاومت مشخصه حداقل معادل ۰/۸۵ مقاومت نظیر آزمونه های عمل آمده در آزمایشگاه یا به اندازه ۴ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) بیشتر از مقاومت مشخصه باشد. در غیر اینصورت باید اقداماتی برای بهبود روشهای مذکور صورت گیرد.

۶-۵-۴ آزمونه های آگاهی

درصورتیکه آگاهی از کیفیت بتن در موعدهای خاصی مانند زمان باز کردن قالب ها و غیره ضرورت داشته باشد علاوه بر آزمونه های متعارف ارزیابی مقاومت و روش عمل آوردن و مراقبت بتن (بندهای ۶-۵-۱ و ۶-۵-۳) آزمونه هایی از بتن گرفته می شوند و در موعدهای مورد نظر تحت آزمایش قرار می گیرند. این آزمونه ها به آزمونه های آگاهی موسومند.

۶-۶ بررسی بتن های با مقاومت کم

درصورتیکه بر اساس آزمایشهای مقاومت آزمونه های عمل آمده در آزمایشگاه، مطابق بند ۶-۵ معلوم شود که بتن بر رده ی مورد نظر منطبق نیست و غیر قابل قبول است.

مهار کردن میلگردها

کلیات

انواع متداول مهار میلگردها در بتن عبارتند از :

الف ـ مهارهای مستقیم

ب ـ مهارهای خمدار (نظیر قلابها و حلقه ها)

پ ـ مهارهای مستقیم با حداقل یک میلگرد عرضی جوش شده به آنها در منطقه مهاری

ت ـ مهارهای مکانیکی

ث ـ ترکیبی از مهارهای فوق

در مهار کردن میلگردها باید ضوابط کلی به این شرح رعایت شوند :

الف ـ برای میلگردهای ساده کششی استفاده از مهارهای مستقیم مجاز نیست .

ب ـ در مهار کردن میلگردهای فشاری با استفاده از مهارهای خمدار، نباید قلابها و حلقه ها را موثر دانست .

پ ـ در استفاده از مهارهای مستقیم با حداقل یک میلگرد عرضی جوش شده به آنها، مهارهای مکانیکی و ترکیبی از انواع مهارها باید به ضوابط مربوط توجه داشت .

ضوابط مهار کردن میلگردها در فصل هیجدهم ارایه شده اند .

۸ـ۲ـ۴ـ۲ قلابهای استاندارد

در این آیین نامه هر یک از خمهای مشروح زیر قلاب استاندارد تلقی می شود :

الف ـ میلگردهای اصلی

ـ خم نیمدایره (قلاب انتهایی ۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل $4d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد .

ـ خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $12d_b$ در انتهای آزاد میلگرد .

ـ خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه طول مستقیم حداقل $8d_b$ در انتهای آزاد میلگرد .

ب ـ برای میلگردهای تقسیم و خاموتها

ـ خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر .

ـ خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $12d_b$ طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلیمتر و کمتر از ۲۵ میلیمتر .

ـ خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد .

ـ خم نیم دایره (۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل $4d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد .

در صورت استفاده از هر نوع قلاب غیر استاندارد، باید جزییات کامل آنها در نقشه های اجرایی نشان داده شود .

قطرهای مجاز خمها

حداقل مجاز قطر خم میلگردها باید با توجه به ملاحظات زیر تعیین شود :

الف ـ جلوگیری از خرد شدن یا ترکیدن بتن در اثر فشارهای متمرکز ایجاد شده در داخل خم .

ب ـ مراعات حداقل قطر فلکه ای که با استفاده از آن آزمایش خم کردن و باز کردن خم میلگردها نتیجه ای رضایت بخش داشته است .

حداقل قطر خمها

الف ـ قطر داخلی خمها به جز برای خاموتها نباید از مقادیر مندرج در جدول ۸ـ۲ـ۴ـ۴ الف کمتر اختیار شود :

جدول الف حداقل قطر خمها

| قطر میلگرد | حداقل قطر خم | | |
|---|---|---|---|
| | S220 | S350 و S300 | S500 و S400 |
| کمتر از ۲۸ میلیمتر | $5d_b$ | $5d_b$ | $6d_b$ |
| ۲۸ تا ۳۴ میلیمتر | $5d_b$ | $6d_b$ | $8d_b$ |
| ۳۶ تا ۵۵ میلیمتر* | $7d_b$ | $10d_b$ | $10d_b$ |

*برای خم کردن میلگردهای به قطر ۳۶ میلیمتر و بیشتر و با زاویه بیشتر از ۹۰ درجه به روشهای خاصی نیاز است .

ب ـ قطر داخلی خمها برای خاموتهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از مقادیر مندرج در جدول الف و برای خاموتهای به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر، نباید از مقادیر جدول شماره ب کمتر اختیار شود .

جدول ب حداقل قطر خمها برای خاموتها

| قطر میلگرد | حداقل قطر خم | | |
|---|---|---|---|
| | S220 | S350 و S300 | S500 و S400 |
| ۱۶ میلیمتر و کمتر | $2.5d_b$ | $4d_b$ | $4d_b$ |

پ ـ قطر داخلی خمها در شبکه های سیمی جوش شده صاف یا آجدار، وقتی که به عنوان آرماتور عرضی به کار برده می شوند نباید کمتر از $4d_b$ برای سیمهای آجدار به قطر ۷ میلیمتر و بیشتر و کمتر از $2d_b$ برای سایر سیمها باشد . خمهای با قطر داخلی کمتر از $8d_b$ نباید از نزدیکترین گره جوش شده فاصله ای کمتر از $4d_b$ داشته باشند .

۸ـ۲ـ۵ وصله کردن میلگردها

انواع متداول وصله میلگردها عبارتند از :

ـ وصله های پوششی (تماسی یا غیر تماسی)

ـ وصله های اتکایی

ـ وصله های جوشی

ـ وصله های مکانیکی

ـ وصله های مرکب

در وصله های پوششی ضوابط کلی زیر باید رعایت شوند :

الف ـ در وصله های پوششی باید دو میلگرد در انتهای مورد نظر مشخص شده در نقشه های اجرایی در کنار هم قرار گیرند . در وصله های پوششی تماسی، دو میلگرد در تماس کامل با هم قرار می گیرند، ولی در وصله های پوششی غیر تماسی می توان دو میلگرد را به فاصله ای حداکثر معادل مقادیر زیر قرار داد :

ـ در اعضای خمشی، فاصله محور تا محور دو میلگرد وصله شونده نباید از $\frac{1}{5}$ طول لازم برای وصله پوششی یا ۱۵۰ میلیمتر، بیشتر باشد .

ـ در سایر اعضا، فاصله محور تا محور دو میلگرد وصله شونده نباید از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، بیشتر باشد .

ب ـ در وصله های پوششی میلگردهای ساده در کشش، باید انتهای آنها را بصورت یکی از انواع قلابهای استاندارد با زاویه بیشتر از ۱۳۵ درجه خم کرد .

پ ـ وصله های پوششی غیر تماسی باید با میلگردهای عرضی عمود بر میلگردهای وصله شونده محصور شوند .

ضوابط وصله های پوششی در فصل هیجدهم ارایه شده اند .

در وصله های اتکایی ضوابط کلی زیر باید رعایت شوند :

الف ـ در وصله های اتکایی باید دو میلگرد در امتداد عمود بر محور بریده شوند و بکمک وسایلی مناسب به صورت هم مرکز بر هم تکیه کنند.

ب ـ استفاده از وصله های اتکایی، فقط برای میلگردهای تحت فشار با قطر ۲۵ میلیمتر و بیشتر مجاز است .

پ ـ در وصله های اتکایی هر میلگرد باید به سطحی صاف منتهی شود که زاویه آن نسبت به صفحه عمود بر محور میلگرد از ۱/۵ درجه بیشتر نباشد .

ت ـ استفاده از وصله های اتکایی، فقط در اعضای دارای خاموتهای بسته یا مارپیچ مجاز است .

ضوابط وصله های اتکایی در فصل هیجدهم ارایه شده اند .

روشهای متداول برای وصله های جوشی عبارتند از :

الف ـ اتصال جوشی نوک به نوک خمیری (جوش الکتریکی تماسی) .

ب ـ اتصال جوشی ذوبی با الکترود (جوش با قوس الکتریکی) .

اتصال جوشی نوک به نوک خمیری فقط در شرایط کارخانه ای و در صورتی مجاز است که قطر میلگردها از ۱۰ میلیمتر برای فولادهای گرم نورد شده یا ۱۴ میلیمتر برای فولادهای سرد اصلاح شده کمتر نباشد، و نسبت سطح مقطع دو میلگرد وصله شونده از ۱/۵ تجاوز نکند .

اتصال جوشی ذوبی با الکترود در صورتی مجاز است که برای هر نوع فولاد، از الکترود و روش جوشکاری مناسب آن استفاده شود .

اتصال جوشی ذوبی با الکترود به طور معمول به یکی از روشهای زیر انجام می پذیرد :

ـ اتصال جوشی پهلو به پهلو با جوش از یک رو یا دو رو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر ۶ تا ۳۶ میلیمتر مجاز است . در این روش طول نوار جوش از یک رو نباید از ۱۰ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد و نوار جوش دورو نباید از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر اختیار شود .

ـ اتصال جوشی با وصله یا وصله های جانبی اضافه با جوش از یک رو یا دورو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده مجاز است . حداقل طول نوار جوش برای اتصال هر میلگرد به وصله یا وصله ها مشابه اتصال جوشی پهلو به پهلو است .

ـ اتصال جوشی نوک به نوک با پشت بند با آمادگی یا بدون آمادگی سر میلگردها، که طول پشت بند نباید کمتر از ۳ برابر قطر میلگردها برای فولادهای گرم نورد شده یا ۸ برابر قطر میلگردها برای فولادهای سرد اصلاح شده اختیار شود . فاصله دو سر میلگردهای وصله شونده از هم در حالت با آمادگی ۳ میلیمتر و در حالت بدون آمادگی باید معادل نصف قطر میلگردها باشد . در مورد فولادهای سرد اصلاح شده آماده کردن سر هر دو میلگرد الزامی است . در صورتی که میلگردهای وصله شونده در وضعیت قائم یا نزدیک به قائم قرار گیرند آماده کردن انتهای میلگرد فوقانی الزامی است و انتهای میلگرد تحتانی باید عمود بر محور آن بریده شود .

- ضوابط وصله های جوشی در فصل هیجدهم ارایه شده اند .
- در اتصالات مکانیکی از وسایل مکانیکی استفاده می شود بنحوی که اتصال میلگردها بدون آسیب رساندن به بتن میسر باشد .
- ضوابط وصله های مکانیکی در فصل هیجدهم ارایه شده اند .
- در وصله های مرکب انواع وصله های ذکر شده با هم به کار می روند .
- ضوابط وصله های مرکب در فصل هیجدهم ارایه شده اند .

محدودیتهای فاصله میلگردها

فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد :

الف ـ قطر میلگرد بزرگتر

ب ـ ۲۵ میلیمتر

پ ـ ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

- در صورتیکه میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوند که معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلیمتر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد .
- در اعضای فشاری با خاموتهای بسته یا مارپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلیمتر، کمتر باشد .
- فاصله مجاز بین میلگردها در محل وصله های پوششی در بند ۸ـ۲ـ۵ـ۱ ارایه شده است .
- محدودیتهای فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله های پوششی با وصله ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند .
- در دیوارها و دالها به استثنای دالهای نازک دارای تیرچه های بتنی، فاصله بین میلگردهای خمشی نباید از ۲ برابر ضخامت دالها، ۳ برابر ضخامت دیوارها و ۳۵۰ میلیمتر بیشتر باشد .

گروه میلگردهای در تماس

در استفاده از گروه میلگردهای موازی که در آنها میلگردها در تماس با هم بسته می شوند تا به صورت واحد عمل کنند، ضوابط زیر باید رعایت شوند :

الف ـ تعداد میلگردهای هر گروه نباید از ۴، در مورد گروه های قائم تحت فشار و ۳، در سایر موارد تجاوز کند .

ب ـ در تمامی موارد تعداد میلگردهای هر گروه در محل وصله ها نباید بیشتر از ۴ باشد.

پ ـ در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند . همینطور تعداد میلگردهایی که محورهای آنها در یک صفحه واقع می شوند جز در محل وصله ها نباید بیشتر از دو باشد .

ت ـ در تیرها نباید میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلیمتر را بصورت گروهی به کار برد .

ث ـ گروه های میلگردهای در تماس باید در خاموتهای بسته یا مارپیچ محصور شوند .

ج ـ در مواردی نظیر تعیین محدودیتهای فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ، که قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می گیرد، قطر گروه میلگردهای در تماس معادل قطر میلگردی فرض می شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه مساوی باشد . ملاک اندازه گیری فاصله آزاد و حداقل ضخامت پوشش در این گونه موارد خارجی ترین سطح گروه میلگرد در امتداد مورد نظر خواهد بود .

چ ـ مجتمع کردن میلگردها برای تبدیل آنها به گروه میلگردهای در تماس فقط در صورتی مجاز است که در نقشه های اجرایی تصریح شده باشد .

ح ـ ضوابط مهاری، وصله و قطع کردن گروه میلگردهای در تماس در فصل هیجدهم ارایه شده اند .

میلگردها، و تمامی قطعات و صفحات فولادی پیش بینی شده برای توسعه آتی ساختمان باید بنحوی مناسب در مقابل خوردگی محافظت شوند .

جزییات خاص آرماتوربندی ستونها

میلگردهای انتظار خم شده

میلگردهای انتظار خم شده ستونها در محل تغییر مقطع، باید دارای شرایط زیر باشند :

شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند . قسمتهای فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند .

میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت ها، مارپیچ ها و یا قسمتهایی از سیستم سازه ای کف مهار شوند . مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، طرح شود . در صورت استفاده از خاموتها یا مارپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلیمتر بیشتر باشد .

خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از قالب بندی انجام پذیرد .

در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلیمتر عقب نشستگی یا پیش آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت خم شده به کار برده شوند، و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش بینی شوند. در هر حالت باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله ها در منطقه تغییر مقطع رعایت شوند .

میلگردهای عرضی برای اعضای فشاری

میلگردهای عرضی اعضای فشار را باید با توجه به ضوابط بندهای ۸ـ۴ـ۲ و ۸ـ۴ـ۳ طرح کرد . در صورتی که این میلگردها برای مقابله با برش یا پیچش هم مورد نیاز باشد، باید ضوابط فصل دوازدهم را نیز رعایت کرد .

مارپیچ ها

در طراحی مارپیچ های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل هیجدهم باید ضوابط زیر را هم در نظر داشت :

مارپیچ باید از میلگرد یا سیمهای پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشد که جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد .

قطر میلگردها یا سیمهای مصرفی در مارپیچ نباید از ۶ میلیمتر کمتر باشد .

در هر گام مارپیچ فاصله آزاد بین میلگردها یا سیمها نباید از ۷۵ میلیمتر بیشتر و از ۲۵ میلیمتر کمتر باشد .

گام مارپیچ نباید از $\frac{1}{6}$ قطر هسته بتنی داخل مارپیچ تجاوز کند .

در هر طبقه، مارپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد.

در صورتی که تیرها یا دستکهایی از همه طرف به ستون اتصال نداشته باشد، باید از محل توقف مارپیچ تا کف دال یا کتیبه سر ستون تعدادی خاموت قرار داد .

در ستونهای قارچی با سر ستون، مارپیچ باید تا ارتفاعی ادامه یابد که در آن قطر یا پهنای سر ستون دو برابر قطر یا پهنای ستون باشد .

مارپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت شود .

در صورتی که قطر میلگرد یا سیم مارپیچ کمتر از ۱۶ میلیمتر باشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود :

الف ـ دو عدد برای مارپیچ با قطر کمتر از ۵۰۰ میلیمتر

ب ـ سه عدد برای مارپیچ با قطر ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلیمتر

پ ـ چهار عدد برای مارپیچ با قطر بیشتر از ۷۵۰ میلیمتر

در صورتی که قطر میلگرد یا سیم مارپیچ ۱۶ میلیمتر یا بیشتر باشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود :

الف ـ سه عدد برای مارپیچ با قطر حداکثر ۶۰۰ میلیمتر

ب ـ چهار عدد برای مارپیچ با قطر بیشتر از ۶۰۰ میلیمتر

مهار کردن مارپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد یا سیم در انتهای قطعه تامین می شود .

ضوابط وصله مارپیچ در فصل هیجدهم ارایه شده اند .

خاموتها

تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموتهایی در بر گرفته شوند .

قطر خاموتها، نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود :

الف ـ $\frac{1}{3}$ قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلیمتر

ب ـ ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای طولی با قطر بیشتر از ۳۰ میلیمتر و نیز برای گروه میلگردهای در تماس

قطر خاموتها به هر حال نباید از ۶ میلیمتر کمتر باشد .

فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر باشد :

الف ـ ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید .

ب ـ ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت

پ ـ کوچکترین بعد عضو فشاری

ت ـ ۲۵۰ میلیمتر

در هر مقطع تعداد خاموتها باید طوری باشد که هر یک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته شود :

الف ـ هر میلگردی که در گوشه های عضو واقع شود .

ب ـ هر میلگرد غیر گوشه ای به صورت حداکثر یک در میان

پ ـ هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد .

در مواردی که میلگردهای طولی روی محیط دایره قرار گیرند، می توان از خاموتهای مدور استفاده کرد مشروط بر آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا بنحوی مناسب در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود .

خاموتها باید با فواصل تعیین شده در تمام طول عضو قرار داده شوند . فاصله اولین خاموت از سطح فوقانی شالوده یا دال طبقه تحتانی و آخرین خاموت از زیر پایین ترین میلگردهای دال یا کتیبه سر ستون طبقه فوقانی نباید از نصف فواصل تعیین شده در بند بیشتر باشد .

در صورتی که تیرها یا دستکهایی به کلیه وجوه ستون متصل شده باشند می توان، خاموتها را در مقطعی به فاصله حداکثر ۷۵ میلیمتر از زیر پایین ترین میلگرد، در کم ارتفاع ترین تیر یا دستک متوقف کرد .

ضوابط مهار و وصله خاموتها در فصل هیجدهم ارایه شده اند .

میلگردهای عرضی برای اعضای خمشی

میلگردهای عرضی باید با ضوابط فصل دوازدهم مطابقت داشته باشند .

تمامی ضوابط مربوط به اندازه های خاموتها و محدودیتهای فاصله آنها برای اعضای فشاری باید در مورد میلگردهای فشاری در اعضای خمشی هم رعایت شوند . می توان از شبکه های جوشی با سطح مقطع معادل استفاده کرد . این خاموتها یا شبکه ها باید در تمام طولی که میلگردهای فشاری مورد نیازند به کار برده شوند .

در اعضای خمشی قابها، که در معرض پیچش یا تغییر جهت تنش در تکیه گاه ها قرار می گیرند باید از خاموتهای بسته یا مارپیچی که دور همه میلگردهای اصلی می پیچد استفاده شود .

میلگردهای ساده با قطر بیشتر از ۱۲ میلیمتر را نباید به عنوان خاموت به کار برد .

خاموت بسته می تواند به یکی از دو شکل زیر باشد :

الف ـ قطعه ای واحد که قلابهای استاندارد دو انتهای آن یک میلگرد طولی را در بر گیرد.

ب ـ یک یا دو قطعه که مهاری و وصله های آنها باید با ضوابط فصل هیجدهم مطابقت داشته باشد .

انواع فولاد

انواع فولادهای مصرفی در بتن آرمه از نظر روش تولید، شکل رویه، جوش پذیری و شکل پذیری به شرح زیراند :

روش تولید

الف ـ فولاد نورد شده در حالت گرم (گرم نورد شده) .

ب ـ فولاد اصلاح شده در حالت سرد به وسیله عملیات مکانیکی از قبیل پیچاندن، کشیدن، نورد کردن یا گذراندن از حدیده (سرد اصلاح شده) .

پ ـ فولاد ویژه که با عملیاتی مانند گرمایش و آبدادگی سخت شده است (گرم عمل آمده).

شکل رویه

الف ـ میلگرد آجدار

ب ـ میلگرد ساده

جوش پذیری

فولاد از نظر جوش پذیری به سه رده زیر طبقه بندی می شود :

الف ـ فولاد جوش پذیر که با تجهیزات و روشهای متداول قابل جوشکاری است .

ب ـ فولاد جوش پذیر مشروط که در شرایطی معین با تجهیزات و روشهای معین قابل جوشکاری است .

پ ـ فولاد جوش ناپذیر که با وسایل متعارف قابل جوشکاری نیست .

شکل پذیری

فولاد از نظر شکل پذیری به سه رده زیر طبقه بندی می شود :

الف ـ فولاد نرم که منحنی تنش ـ تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم مشهود است .

ب ـ فولاد نیم سخت که منحنی تنش ـ تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم بسیار محدود است .

پ ـ فولاد سخت که منحنی تنش ـ تغییر شکل نسبی آن فاقد پله تسلیم است .

قطر اسمی

آرماتور به صورت کلاف، شاخه و شبکه های جوش شده یا بافته شده در کارخانه، برای مصرف عرضه می شود و تفکیک میلگردها از هم بر اساس قطر اسمی است .

قطر اسمی میلگرد ساده قطری است که در برگ شناسایی ذکر می شود و معادل قطر دایره هم مساحت با مقطع عرضی نظری میلگرد بر حسب میلیمتر است .

قطر اسمی، سطح رویه اسمی و سطح مقطع اسمی میلگردهای آجدار بترتیب برابر است با قطر، سطح رویه و سطح مقطع میلگردهای ساده صاف هم وزن آنها .

در محاسبات وزن، سطح رویه و سطح مقطع میلگرد، قطر اسمی آن و جرم واحد حجم معادل ۷۸۵۰ کیلوگرم در متر مکعب ملاک قرار می گیرد .

قطرهای اسمی میلگردها از ۵ تا ۵۰ میلیمتر با گامهای مختلف، و قطرهای اسمی سیمهای شبکه های جوش شده از ۴ تا ۱۲ میلیمتر با گام ۰/۵ میلیمتر می باشند .

قطرهای اسمی مرجح مورد مصرف در بتن آرمه بر حسب میلیمتر بشرح زیراند :

۵،۶،۸،۱۰،۱۲،۱۶،۲۰،۲۵،۳۲،۴۰،۵۰

مشخصات مکانیکی

تنش تسلیم فولاد، $f_y$ ، و مقاومت مشخصه فولاد، $f_{yk}$

مقاومت مشخصه فولاد بر اساس مقدار تنش تسلیم آن تعیین می شود، و معادل مقداری است که حداکثر ۵ درصد مقادیر اندازه گیری شده برای حد تسلیم ممکن است کمتر از آن باشد . در مواردی که تنش تسلیم فولاد به وضوح مشخص نباشد مقدار آن معادل تنش نظیر ۰/۲ درصد تغییر شکل نسبی ماندگار اختیار می شود .

با آزمایش کششی هر آزمونه باید ثابت شود روابط زیر برقرارند :

$$f_{su} \geq 1.25\ f_y \qquad f_{su} \geq 1.18\ f_{y.obs}$$

طبقه بندی میلگردها

میلگردهای فولادی بر اساس مقاومت مشخصه طبقه بندی می شوند، طبقه بندی میلگردهای مصرفی در بتن آرمه بر حسب نوع فولاد به شرح زیر است :

S220 S300 S350 S400 S500

اعداد بعد از S بیانگر حداقل مقاومت مشخصه میلگرد بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع می باشند .

آزمایشها

آزمایشهای مختلف روی نمونه های میلگردهای فولادی باید با رعایت بندهای ۴ـ۴ـ۴ و مطابق استانداردهای زیر به عمل آیند :

ـ آزمایش کششی میلگرد (دت ۷۰۱).

ـ آزمایش تاشدگی به زاویه ۱۸۰ درجه (دت ۷۰۳).

ـ آزمایش خم کردن و باز کردن خم میلگرد (دت ۷۰۳).

ـ آزمایش کششی بعد از خم کردن و باز کردن خم میلگردها و سیمهای با قطر کمتر از ۹ میلیمتر (دت ۷۰۲).

ـ آزمایش پیوستگی میلگرد با بتن (دت ۷۰۴) و (دت ۷۰۵).

ـ آزمایش وصله های جوش شده میلگرد (دت ۷۰۶).

ـ آزمایش خستگی میلگرد (دت ۷۰۷).

تبصره ـ آزمایش کششی برای تمامی میلگردها و آزمایش خم کردن و باز کردن خم یا آزمایش تاشدگی با زاویه ۱۸۰ درجه برای میلگردهای سرد اصلاح شده الزامی است .

نمونه برداری

مقاومت و سایر مشخصه های میلگردها بر اساس نتایج آزمایش آزمونه های بریده شده از آنها تعیین می شوند . در هر نمونه برداری باید یک نمونه به طول یک متر بریده شود و آزمونه ها از این نمونه جدا شوند .

تواتر نمونه برداری

تعداد و تواتر نمونه ها باید طوری باشد که ارزیابی کیفیت کل آرماتور مصرفی ممکن شود . برای این منظور باید از هر پنجاه تن و کسر آن، از هر قطر و هر نوع فولاد حداقل پنج نمونه برداشته شود . در صورت موافقت دستگاه نظارت می توان از هر سه بندل پنج تنی میلگردهای مشابه، یک نمونه انتخاب کرد .

ضوابط پذیرش میلگردها (یا فولاد)

مقاومت مشخصه فولاد وقتی منطبق بر طبقه مورد نظر و قابل قبول تلقی می شود که علاوه بر تامین شرایط بندهای ۴ـ۴ـ۱ و ۴ـ۶ یکی از شرایط زیر هم برآورده شود :

در میان نتایج آزمایشهای کششی ۵ نمونه، تنش تسلیم هیچکدام از آزمونه ها کمتر از مقاومت مشخصه فولاد نباشد .

در صورت برآورده نشدن بند ۴ـ۴ـ۶ـ۱ باید یک سری دیگر شامل ۵ نمونه مورد آزمایش قرار گیرد . در این صورت نتایج بدست آمده از کل ۱۰ آزمونه باید در رابطه زیر صدق کنند :

$$f_{ym} \geq f_y + 0.6 s_{10}$$

که در آن $f_{ym}$ و $S_{10}$ بشرح زیرند :

$$f_{ym} = \frac{\sum_{i=1}^{10} f_{yi}}{10} = \frac{f_{y1} + f_{y2} + \ldots\ldots\ldots + f_{y10}}{10}$$

$$S_{10} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{10}(f_{ym} - f_{yi})^2}{9}}$$

در صورت برآورده نشدن شرایط بندهای بالا مقاومت مشخصه فولاد از نظر انطباق با طبقه مورد نظر، قابل قبول نخواهد بود .

تغییر شکلها

نمودار تنش ـ تغییر شکل نسبی

برای سهولت محاسبه می توان نمودار واقعی تنش ـ تغییر شکل نسبی فولاد را با نموداری دو خطی جایگزین کرد . نمودار تنش ـ تغیر شکل نسبی فولاد در کشش و فشار یکسان در نظر گرفته می شود .

مدول الاستیتسیته

مدول الاستیسیته برای تمامی میلگردهای مصرفی در بتن آرمه برابر با ۲۰۰/۰۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) فرض می شود .

ضریب انبساط حرارتی

ضریب انبساط حرارتی برای تمامی میلگردهای مصرفی در بتن آرمه معادل $1\times10^{-5}$ بازای هر درجه سلسیوس (سانتیگراد) است .

شکل پذیری

شکل پذیری میلگردها بر اساس آزمایش تاشدگی با زاویه ۱۸۰ درجه با آزمایش خم کردن و باز کردن خم با استفاده از فلکه استاندارد تعیین می شود . شکل پذیری میلگردها وقتی قابل قبول تلقی می شود که ازدیاد طول نسبی گسیختگی در آزمایش کششی از ۸ درصد روی ده برابر قطر و ۱۲ درصد روی پنج برابر قطر میلگرد کمتر نباشد .

جوش پذیری

جوش پذیری میلگردها به نحوه تولید و نیز ترکیب شیمیایی فولاد آنها بستگی دارد . تمامی میلگردهای گرم نورد شده با ترکیب شیمیایی متعارف، دارای جوش پذیری مطلوب تلقی می شوند . میلگردهای سرد اصلاح شده و گرم عمل آمده، به حرارت جوش حساسیت بسیار دارند و با روشهای معمول جوش پذیر نیستند. وصله جوشی این گونه میلگردها با رعایت ضوابطی خاص میسر است .

جوشکاری میلگردها باید مطابق بند ۸ـ۲ـ۵ـ۳ باشد .

انبار کردن، نگهداری و کنترل فولاد

میلگردهای فولادی را باید در محلهای تمیز و عاری از رطوبت انبار کرد تا از زنگ زدگی و کثیف شدن سطح آنها جلوگیری شود .

میلگردهایی که تا حد پوسته شدن زنگ زده باشند بویژه میلگدهایی که بطور موضعی و عمیق دچار خوردگی شده اند، بدون انجام آزمایش و حصول اطمینان از انطباق مشخصه های آنها با مشخصه های مورد نظر و در نظر گرفتن کاهش احتمالی سطح مقطع، قابل مصرف در بتن آرمه نمی باشند .