



بنیاد فیریه فواجه نصیر طوسی

آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله

مصوب ۱۳۷۸/۹/۱۷

تعاریف :

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

اتصال خورجینی :

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

برش پایه : Shear Base

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

بناهای ضروری : Facilities Essential

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

برش طبقه : Shear Story

مجموع نیروهای جانبی طراحی در ترازهای بالاتر از طبقه مورد نظر.

تراز پایه : Base

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

تغییر مکان نسبی طبقه : Drift Story

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پائین آن .

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.

دیوار برشی : Wall Shear

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.

روانگرائی : Liquefaction

حالتی از دگرگونی و تغییر مکان همراه با کاهش شدید مقاومت در زمین های تشکیل شده از خاکهای ماسه ای نامتراکم اشباع می باشد که بر اثر وقوع زلزله رخ می دهد. سختی طبقه : برابر جمع سختی جانبی اعضای قائم برابر جانبی است . برای محاسبه این سختی ها می توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرد در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باقی بمانند.

سیستم دیوارهای باربر : System Wall Bearing

سیستم سازه ای است که فاقد یک قاب فضائی کامل برای بردن بارهای قائم می باشد. دیوارهای باربر و یا سیستم های مهاربندی عمده بارهای قائم را تحمل می کنند. مقاومت در برابر نیروهای جانبی با دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تامین می شود.

سیستم قاب ساختمانی ساده : Frame Building System

سیستمی است که در آن بارهای قائم بطور عمده توسط قاب های فضائی ساده تحمل می شود و مقاومت در برابر نیروهای جانبی با دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تامین می شود.

سیستم دوگانه یا ترکیبی : System Dual

سیستمی است متشکل از قابهای خمشی ویژه یا متوسط همراه با دیوارهای برشی یا مهاربندی ها برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی . در این سیستم بخش عمده بارهای قائم بوسیله قابها تحمل شده و بارهای جانبی با مجموعه دیوارهای برشی و مهاربندها و قابها به نسبت سختی جانبی هریک تحمل می شوند.

سیستم مهاربندی افقی : Bracing Horizontal System

سیستم خرپایی افقی که عملکردی همانند دیافراگم دارد.

سیستم باربر جانبی : Resisting Force Lateral System

قسمتی از کل سازه است که به منظور تحمل بارهای جانبی تعبیه شده است .

شکل پذیری : Ductility

قابلیت جذب و اتلاف انرژی و حفظ تاب باربری یک سازه هنگامیکه تحت تاثیر تغییر مکانهای غیرخطی چرخه ای ناشی از زلزله قرار می گیرد.

طبقه : Story

فاصله بین کف ها. طبقه A، زیر کف A واقع است .

طبقه نرم : Story Soft

طبقه ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی های سه طبقه روی خود است .

طبقه ضعیف : Story Weak

طبقه ای است که مقاومت جانبی آن نسبت به طبقه بالای آن کمتر از ۸۰ درصد باشد.

قاب مهاربندی شده : Frame Braced

سیستمی به شکل خرپای قائم است از نوع هم محور و یا برون محور که از آن برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی استفاده می شود.

قاب مهاربندی شده هم محور : Braced Concentric Frame

قاب مهاربندی شده ای است که در آن اعضا عمدتاً تحت اثر بارهای محوری می باشند.

قاب مهاربندی شده برون محور : Braced Eccentric Frame

مقاربتی نبوده و براساس ضوابط ویژه مندرج در بیان نامه های معتبر طراحی شده است .

قاب خمشی : Frame Resisting Moment

قابیهی است که در آن رفتار اعضا و اتصالات عمدتاً خمشی باشد.

قاب خمشی متوسط : Moment Intermediate : Frame Resisting

قابیهی است بتنی که مطابق ضوابط بند (۲۰ - ۴) آئین نامه بتن ایران (سازه های با شکل پذیری متوسط) طراحی شده باشد.

قاب خمشی معمولی : Resisting Moment Ordinary Frame

قابیهی است خمشی که دارای جزئیات خاص برای رفتار شکل پذیر نمی باشد.

قاب خمشی ویژه : Resisting Moment Special Frame

قابلی خمشی که دارای جزئیات خاص برای رفتار شکل پذیری می باشد.

Rigidity of Center : مرکز سختی :

مراکز سختی (صلبیت) برای یک سازه چند طبقه (با فرض رفتار الاستیک خطی) عبارتند از نقاطی در سطوح طبقات که وقتی برآیند نیروهای جانبی حاصل از زلزله در آن نقاط فرض شوند، چرخشی در هیچیک از طبقات سازه اتفاق نمی افتد.

Strength : مقاومت :

ظرفیت نهائی یک عضو برای تحمل نیروهای وارده .

Ratio Drift Story : نسبت تغییر مکان طبقه :

نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه .

علائم:

A شتاب مبنای طرح

B ضریب بازتاب ساختمان

BP ضریب بازتاب برای قطعات الحاقی

C ضریب زلزله

D عرض ساختمان

D اندازه پیش آمدگی ساختمان در ساختمان های بامصالح بنایی

D i ضخامت لایه i خاک

Ea_j برون مرکزی اتفاقی طبقه j

Ei_j فاصله افقی مرکز سختی طبقه i و

مرکز جرم تراز j

F_j نیروی جانبی در تراز j

F_p نیروی جانبی قطعه الحاقی

F_{Pi} نیروی جانبی وارد به دیافراگم در

تراز i

F_t نیروی جانبی اضافی در تراز بام

F_v مولفه نیروی قائم زلزله در طره ها

و بالکن ها

g شتاب ثقل

H ارتفاع کل ساختمان نسبت به تراز

پایه

* H حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان از

تراز پایه در مناطق با خطر نسبی زیاد

H_i ارتفاع تراز i از تراز پایه

I ضریب اهمیت ساختمان

L طول ساختمان

I اندازه

پیش آمدگی ساختمان در ساختمانهای با مصالح بنایی

M_i لنگر پیچشی در طبقه

n_i تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

R ضریب رفتار سازه

R_v ضریب رفتار عضو برای مولفه قائم نیروی زلزله

T زمان تناوب اصلی نوسان سازه در جهت مورد نظر

T_m زمان تناوب سازه برای مد

ارتعاشی m

T_0 عددی که برحسب نوع زمین تعیین می شود

V کل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه

V_s' میانگین سرعت موج برشی لایه های خاک

Vser کل نیروی جانبی یا برش پایه در زلزله سطح بهره برداری

Vsi سرعت موج برشی لایه i خاک

W وزن قابل ارتعاش ساختمان

WiT قسمت از وزن قابل ارتعاش ساختمان که در تراز i واقع شده است .

Vi وزن دیافراگم و قطعات مرتبط با آن در سطح i

WP وزن یک طره (شامل قسمتی از سربار)

Vp وزن یک عضو یا قطعه الحاقی (شامل قسمتی از سربار)

فصل اول:

کلیات

۱ - ۱ هدف

هدف این آئین نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمانها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است بطوریکه:

الف: با حفظ ایستائی ساختمان در زلزله های شدید، تلفات جانی به حداقل برسد.

ب: ساختمانهای با " اهمیت زیاد " (مطابق گروه ۱ در بند ۱ - ۵) در زمان وقوع بارهای خفیف و متوسط زلزله و بعد از آنها قابلیت بهره برداری خود را حفظ نمایند و در سایر ساختمانها خسارات سازه ای و غیر سازه ای به حداقل برسد.

پ: " بناهای ضروری " (مطابق دسته الف گروه ۱ در بند ۱ - ۵) پس از وقوع زلزله های شدید بدون آسیب عمده سازه ای قابل استفاده باقی بمانند. با رعایت این آئین نامه انتظار می رود ساختمانها در برابر زلزله های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه ای و در برابر زلزله های شدید بدون فرو ریختن، قادر به مقاومت باشند.

۱ - ۲ حدود کاربرد:

۱ - ۲ - ۱ این آئین نامه برای طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه، فولادی، چوبی و ساختمانهای با مصالح بنائی بکار می رود.

۱ - ۲ - ۲ ساختمانهای زیر مشمول این آئین نامه نیستند:

الف - ساختمانهای خاص مانند سدها، پلها، اسکله ها و سازه های دریائی و نیروگاههای هسته ای . در طرح ساختمانهای خاص باید ضوابط ویژه ای که در آئین نامه های مربوط به هریک 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 این آئین نامه برای منطقه مورد نظر باشد، مگر آنکه مطالعات خاص لرزه خیزی در ساختگاه سازه انجام شود که در اینصورت نتیجه آن مطالعات ملاک عمل خواهد بود. لیکن در این صورت نیز برای

اینگونه ساختمانها، مقادیر طیفی طرح ویژه ساختگاه نباید از ۲۳ مقادیر طیف طرح استاندارد مندرج در این آئین نامه کمتر باشد. ب- بناهای سنتی که با گل و یا خشت ساخته می شوند. این نوع بناها به علت ضعف مصالح مقاومت چندانی در برابر زلزله ندارند و بطور کلی باید از احداث آنها خودداری گردد ولی چنانچه در نواحی دوردست که فراهم آوردن مصالح مقاوم گران تمام می شود ضرورتا ساخته می شوند باید مطابق دستورالعمل های فنی ویژه ای با بکارگیری عناصر مقاوم چوبی، فلزی، بتنی و یا ترکیبی از آنها طوری تقویت شوند که در برابر زلزله بطور نسبی حائز ایمنی گردند.

۱- ۲- ۳- ساختمانهای آجری مسلح و ساختمانهای بلوک سیمانی مسلح که در آنها از مصالح بنائی برای تحمل فشار و از میلگردهای فولادی برای تحمل کشش استفاده می شود مشمول ضوابط و مقررات فصل دوم این آئین نامه می باشند.

طراحی سازه ای اینگونه ساختمانها تا زمانیکه آئین نامه ویژه ای در مورد آنها تدوین نگردیده باید منطبق بر آئین نامه معتبر یکی از کشورهای دیگر باشد، در غیر اینصورت ضوابط کلی و مقررات مربوط به ساختمانهای با مصالح بنائی غیر مسلح مندرج در فصل ۳ این آئین نامه باید در مورد این ساختمانها نیز رعایت گردد.

۱- ۲- ۴- بطور کلی باید از احداث ساختمان در مجاورت گسل های فعال و محل هایی که احتمال به وجود آمدن شکستگی در سطح زمین هنگام زلزله وجود دارد، اجتناب شود. در مواردی که احداث ساختمان در چنین مکانهایی اجتناب ناپذیر باشد، علاوه بر رعایت این آئین نامه باید تمهیدات ویژه ای که کارشناسان مشخص می کنند منظور شود.

۱- ۳- ملاحظات ژئوتکنیکی:

۱- ۳- ۱- در زمین هاییکه ممکن است بر اثر زلزله دچار ناپایداری های ژئوتکنیکی نظیر روانگرایی در خاکهای ماسه ای سست، نشست زیاد، زمین لغزش، سنگ ریزش یا پدیده های مشابه گردد، و یا زمین متشکل از خاک رس حساس باشد، توصیه می شود امکان ساخت و شرایط لازم برای احداث بنا با استفاده از مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی ویژه، انجام شود.

به ویژه توصیه اکید می شود که در موارد زیر به مساله روانگرایی توجه خاص مبذول گردد:

الف- زمینهایی که سابقه روانگرایی دارند.

ب- زمینهایی که از نوع خاک ماسه ای نامتراکم، اعم از تمیز، لای دار، شن دار بوده و تراز سطح آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین کمتر از حدود ۱۰ متر باشد. رعایت این بند برای ساختمان های با "اهمیت زیاد" ضروری است.

تبصره - در شرایط متعارف و در مناطقی که زمین متشکل از خاک مستعد روانگرایی و یا خاک رس حساس نباشد و میانگین شیب آن کمتر از ۱۰ درجه بوده و شواهدی دال بر حرکت زمین در منطقه وجود نداشته باشد انجام مطالعات ویژه فوق مورد نیاز نمی باشد.

۱- ۳- ۲- برای احداث ساختمان در دامنه و یا پای شیب های طبیعی باید از انجام خاکبرداریهایی که همراه با تمهیدات لازم پایدارسازی نباشد اجتناب نمود. هرگونه بارگذاری از جمله خاک ریزی بر روی دامنه و یا در نواحی فوقانی شیب نیز باید همراه با تمهیدات لازم برای تامین پایداری کلی شیب باشد.

۱- ۴- ضوابط کلی: در طرح و اجرای ساختمانها باید ضوابط زیر رعایت گردند:

الف - کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحوی مناسب به هم پیوسته باشند تا در هنگام وقوع زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان بطور یکپارچه عمل کند بخصوص در مورد سقف، علاوه بر آنکه باید اتصال آن به عناصر قائم باربر - قاب و یا دیوارها - تامین شده باشد، لازم است سقف با حفظ انسجام خود بتواند مثل یک دیافراگم نیروهای ناشی از زلزله را به عناصر قائم منتقل کند.

ب - ساختمان باید در هر دو امتداد 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 بطوری مناسب صورت گیرد.

پ - برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمانهای مجاور به یکدیگر باید ساختمانهایی که دارای ارتفاع بیش از ۱۲ متر و یا دارای بیش از ۴ طبقه هستند درز انقطاع از ساختمانهای مجاور جدا شده و یا با فاصله ای حداقل برابر با نصف درز انقطاع از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شوند.

ت - حداقل درز انقطاع در تراز هر طبقه برابر ۱۱۰۰ ارتفاع آن تراز از روی تراز پایه می باشد. همچنین در ساختمانهای با " اهمیت زیاد" و یا هشت طبقه و بیشتر، حداقل درز انقطاع در هر طبقه نباید از حاصل ضرب تغییر مکان جانبی طبقه در اثر بارهای زلزله (مطابق بندهای ۲-۴ و ۲-۵) در $R \times 0.4R$ (برای هر یک از دو ساختمان مجاور) کمتر باشد. R در بند

(۲-۴-۷) تعریف شده است. این فاصله را می توان در محل های لازم با مصالح کم مقاومت که در هنگام زلزله در اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می شوند پر نمود.

۱-۵ گروه بندی ساختمانها:

بر حسب اهمیت در این آئین نامه ساختمانها از نظر اهمیت به سه گروه تقسیم می شوند:

این گروه شامل چهار دسته زیر است:

گروه ۱ - ساختمانهای " با اهمیت زیاد "

الف - " بناهای ضروری " که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها بطور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات در نواحی زلزله زده می شود مانند بیمارستانها و درمانگاهها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاهها و تاسیسات برق رسانی، برجهای مراقبت فرودگاهها، مراکز مخابرات، رادیو تلویزیون، تاسیسات انتظامی و مراکز کمک رسانی و بطور کلی تمام ساختمانهایی که استفاده از آنها در نجات و امداد موثر می باشد.

ب - ساختمانهایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می شود مانند مدارس، مساجد، استادیومها، سینما و تئاترها، سالن های اجتماعات، فروشگاههای بزرگ، ترمینالهای مسافری، یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

پ - ساختمانهایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می گردد مانند موزه ها، کتابخانه ها، و بطور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می شود.

ت - ساختمانها و تاسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می شود مانند پالایشگاهها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی .

گروه ۲- ساختمانهای " با اهمیت متوسط "

در این گروه ساختمانهائی قرار دارند که خرابی آنها تلفات و خسارات قابل توجه بوجود می آورد مانند ساختمانهای مسکونی و اداری و تجاری ، هتلها، پارکینگهای چند طبقه و آن دسته از ساختمانهای صنعتی که جزو گروه ۱ نمی باشند.

گروه ۳- ساختمانهای " با اهمیت کم "

این گروه شامل دو دسته زیر می باشد :

الف - ساختمانهائی که خسارت نسبتا کمی از خرابی آنها حادث می شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است .

ب - ساختمانهای موقت که مدت بهره برداری از آنها کمتر از ۲ سال است .

۱- ۶ گروه بندی ساختمانها بر حسب شکل:

۱- ۶- ۱ ساختمانها بر حسب شکل به دو گروه منظم و نامنظم بشرح زیر تقسیم می شوند :

الف - ساختمانهای منظم : به ساختمانهایی اطلاق می شود که دارای کلیه ویژگی های مندرج در بند ۱- ۶- ۲ باشند.

ب - ساختمانهای نامنظم : به ساختمانهایی اطلاق می شود که فاقد یک و یا چند ویژگی مندرج در بندهای ۱- ۶- ۲ و ۱- ۶- ۲- ۲ باشند.

۱- ۶- ۲ ویژگی ساختمانهای منظم

۱- ۶- ۲- ۱ منظم بودن ساختمان در پلان

الف - پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریبا متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان باشد که معمولا عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آن محورها قرار دارند و در صورت وجود فرورفتگی یا پیشامدگی در پلان ، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

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

پ - تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت

به طبقه مجاور از ۵۰٪ بیشتر نبوده و مجموع سطوح باز شو از ۵۰٪ 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.

۱- ۶- ۲- ۲ منظم بودن ساختمان در ارتفاع

الف - توزیع جرم در ارتفاع ساختمان تقریباً یکنواخت باشد

بطوریکه جرم هیچ طبقه ای، باسثنای 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٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد بعبارت دیگر هیچ طبقه ای ((نرم)) نباشد.

پ - مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد (هیچ طبقه ای "ضعیف" نباشد). مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می نمایند.

۱- ۷ گروه بندی ساختمان ها :

بر حسب سیستم سازه ای ساختمانها بر حسب سیستم سازه ای در یکی از گروههای زیر طبقه بندی می شوند :

۱- ۷- ۱ سیستم دیوارهای باربر نوعی سیستم سازه ای است که فاقد یک قاب ساختمانی کامل برای باربری قائم می باشد. در این سیستم دیوارهای باربر و یا قاب های مهاربندی شده بارهای قائم را تحمل نموده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی با دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تامین می شود.

۱- ۷- ۲ سیستم قاب ساختمانی ساده نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب های ساختمانی کامل تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی بوسیله دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تامین می شود. سیستم قابهای با اتصالات خورجینی (یا رکابی) همراه با مهاربندی های قائم نیز از این گروه اند.

۱- ۷- ۳ سیستم قاب خمشی نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب های ساختمانی کامل تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قاب های خمشی تامین می گردد. سازه های فضائی خمشی کامل و یا سازه های با قابهای خمشی در پیرامون و یا قسمتی از پلان و قابهای با اتصالات ساده در سایر قسمتهای پلان از این گروه اند.

۱- ۷- ۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی نوعی سیستم سازه ای با مشخصات زیر است :

الف - بارهای قائم توسط قاب های ساختمانی کامل تحمل می شوند.

ب - مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده همراه با مجموعه قابهای خمشی صورت می گیرد. سهم برشگیری هریک از دو مجموعه باربر جانبی با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو در تمام طبقات، تعیین می شود. در هر حالت هریک از دو مجموعه باید بتوانند حداقل ۲۵ درصد برش پایه ساختمان را مستقلاً تحمل نمایند. بکارگیری قاب خمشی بتنی معمولی برای باربری جانبی در این سیستم مجاز نمی باشد و در صورت استفاده از این نوع قاب، سیستم از نوع ۱- ۷- ۲ محسوب خواهد شد.

۱- ۷- ۵ سایر سیستمهای سازه ای هرگونه سیستم سازه ای که با سیستم های معرفی شده در بندهای ۱- ۷- ۱ تا ۱- ۷- ۴ متفاوت باشد در این گروه قرار می گیرد. ویژگیهای این سیستم ها از نظر باربری قائم و جانبی باید بر مبنای آئین نامه ها و تحقیقات فنی و یا آزمایش های معتبر تعیین شود.

۱- ۸ توصیه های طراحی : رعایت موارد زیر در طراحی ساختمانها توصیه می شود :

الف - پلان ساختمان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود برهم و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز احتراز شود.

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

پ - عناصری که نیروهای افقی ناشی از زلزله را تحمل می کنند موکداً طوری طراحی شوند که انتقال نیروها به سمت شالوده به طور مستقیم انجام شود و عناصری که با هم کار می کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

ت - برای کاهش نیروهای پیچشی ناشی از زلزله، مرکز جرم هر طبقه بر مرکز سختی آن طبقه منطبق و یا فاصله آنها در هر یک از امتدادهای ساختمان از ۵ درصد بعد ساختمان در آن امتداد کمتر باشد.

ث - از احداث طره های بزرگتر از ۱٫۵ متر حتی المقدور احتراز شود.

ج - از ایجاد سوراخهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم های کف ها خودداری شود.

چ - از قرار دادن اجزای ساختمانی، تاسیسات و یا کالاهای سنگین بر روی طره ها و عناصر لاغر و دهانه های بزرگ پرهیز گردد.

ح - از قراردادن بارها و تاسیسات سنگین در طبقات فوقانی خودداری شود تا مرکز جرم ساختمان در پائین ترین سطح ممکن قرار گیرد.

خ - با بکاربردن مصالح سازه ای با مقاومت زیاد و مصالح غیرسازه ای سبک، وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

د - ساختمان و اجزای آن به نحوی طراحی گردند که دارای شکل پذیری مناسب باشند.

ذ - ساختمان به نحوی طراحی گردد که عناصر قائم (ستونها) دیرتر از عناصر افقی (تیرها) دچار خرابی شوند.

ر - اعضای غیرسازه ای به خصوص دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که حتی الامکان مزاحمتی برای حرکت اعضای سازه ای در جریان زلزله ایجاد نکنند. در غیراینصورت اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه ای باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

ز - اعضا و قطعات غیرسازه ای به خصوص قطعات نما و شیشه ها آنچنان طراحی و اجرا شوند که در هنگام وقوع زلزله از سازه جدا نشده و با فرو ریختن خود ایجاد خسارت احتمالی جانی و مالی نمایند.

۱ - ۹ تاثیر دیوارهای جداگر داخلی و دیوارهای نما :

در ساختمانهای با اهمیت زیاد و یا بلندتر از هشت طبقه در صورتی که اتصالات دیوارهای داخلی و نماها به سازه به نحوی باشند که در حرکت جانبی سازه در امتداد صفحه دیوار محدودیت ایجاد نمایند، اثرات سختی دیوارها در آنالیز سازه برای نیروهای جانبی باید منظور گردد. در اینصورت دیوارها و اتصالات آنها به سازه باید قادر باشند تلاش های ایجاد شده داخلی را تحمل نمایند.

فصل دوم:

محاسبه ساختمانها در برابر نیروی زلزله

۱-۲ کلیات

۱-۲-۱ کلیه ساختمانهای موضوع این آیین نامه، بجز آن دسته از ساختمانهای با مصالح بنائی که مقررات مندرج در فصل سوم در آنها رعایت شده باشد، باید بر طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

۱-۲-۲ محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می شود و در هر عضو سازه اثر هر یک از این دو نیرو که بیشتر باشد ملاک عمل قرار می گیرد. در هر حال لازم است ضوابط ویژه زلزله همچون شکل پذیری رعایت گردند.

۱-۲-۳ فقط مولفه های افقی نیروی زلزله برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می شود و اثر مولفه قائم نیروی زلزله بجز در مواردیکه در بند ۲-۴-۱۵ ذکر شده منظور نمی گردد.

۱-۲-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می شود.

الف - ساختمانهای نامنظم در پلان

ب - کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو قاب مهاربندی شده، در سیستم مهاربندی شده، و یا دو قاب مقاوم باربر جانبی، در سیستم های لوله ای قرار دارند. در مورد ساختمانهای نامنظم در پلان، با هر ارتفاعی، اعم از اینکه تحلیل استاتیکی و یا دینامیکی انجام شود باید امتداد اعمال نیروی زلزله با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد کند انتخاب شود. بدین منظور می توان اثر زلزله در هر یک از دو امتداد متعامد را با ۳۰ درصد اثر زلزله در امتداد دیگر جمع کرد. در طراحی اجزاء بحرانی ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله در این جمع آثار باید ملحوظ گردند.

تبصره: چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله در ستون در هریک از دو امتداد موردنظر کمتر از ۲۰ درصد بار محوری مجاز ستون باشد بکارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

۱-۲-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت این امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

۱-۲-۶ نیروی جانبی باید توسط عناصر مقاوم از قبیل دیوارهای برشی، بادبندی ها، قابهای با اتصالات مقاوم خمشی و یا ترکیبی از آنها تحمل گردند.

۱-۲-۷ در ساختمانهای با بیش از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی یا سیستم دوگانه مندرج در بند ۱-۷، اجباری است و در این ساختمانها نباید برای مقابله با تمام نیروهای جانبی منحصرأ به دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده اکتفا نمود.

۱-۲-۸ بار زنده ای که در محاسبه نیروهای جانبی زلزله در نظر گرفته می شود عبارت است از درصدی از مقدار بارزنده که طبق آیین نامه های ساختمانی در محاسبات بار قائم منظور شده و به شرح جدول شماره (۱) تعیین می گردد:

جدول شماره (۱): درصد میزان بارزنده که در محاسبه نیروی جانبی زلزله در نظر گرفته می شود. محل بار زنده درصد میزان بار زنده بامهای شیب دار با شیب ۲۰٪ و بیشتر بامهای مسطح یا با شیب کمتر از ۲۰٪ ساختمانهای مسکونی، اداری، هتل ها و پارکینگ ها بیمارستانها، مدارس، فروشگاهها و ساختمانهای محل اجتماع یا ازدحام انبارها و کتابخانه ها مخازن آب و یا سایر مایعات در صورتیکه احتمال ماندگار شدن برف بر روی آنها کم باشد و در غیراینصورت مطابق بامهای مسطح در نظر گرفته شود.

۳-۲ روش های تحلیل ساختمانها در برابر زلزله در این بیان نامه دو روش تحلیل به شرح زیر مشخص شده است.

الف - روش تحلیل استاتیکی معادل:

ب - روش تحلیل دینامیکی ضوابط کاربرد هر یک از این روشها بر طبق مندرجات بندهای ۲-۳-۱ و ۲-۳-۲ می باشد.

۱-۳-۲ روش تحلیل استاتیکی این روش در مورد ساختمانهای زیر میتواند مورد استفاده قرار گیرد:

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

ب - ساختمانهای نامنظم ۵ طبقه و کمتر و یا با ارتفاع کمتر از ۱۸ متر از تراز پایه .

پ - ساختمانهایی که در آن سختی جانبی قسمت فوقانی بطور قابل ملاحظه ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی است به شرط

آنکه:

۱ - هر یک از دو قسمت سازه به تنهایی منظم محسوب گردند.

۲ - سختی متوسط طبقات قسمت 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 در نظر گرفته شده، و پای آن گیردار فرض شود، نباشد.

۲-۳-۲ روش تحلیل دینامیکی روش تحلیل دینامیکی را می توان در مورد کلیه ساختمانها بکار برد. در مورد ساختمان های منظم و نامنظم که مشمول بند ۲-۳-۱ نمی باشند، بکارگیری این روش الزامی است.

۲-۳-۳ برای ساختمانهایی که محاسبه نیروهای ناشی از زلزله آنها باید براساس مقررات بند

۲-۳-۲ طبق روش تحلیل دینامیکی انجام شود در صورت وجود هر یک از شرایط زیر، مطالعات ویژه خطر زلزله با توجه به شرایط ساختمانی (براساس بند ۲-۵-۱-ب) برای تعیین ضریب بازتاب ساختمان (ضریب B مندرج در بند ۲-۴-۳) الزامی است.

الف - برای ساختمانهای با "اهمیت زیاد" که بر روی زمین نوع (IV) (جدول ۲ در بند ۲-۴-۴) واقع شده اند.

ب - برای کلیه ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین نوع (IV) واقع شده اند.

پ - برای کلیه ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین نوع (II - ب) یا (III - ب) با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر واقع شده اند.

۴-۲ روش تحلیل استاتیکی معادل در این روش نیروی جانبی زلزله بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان و با استفاده از طیف بازتاب طرح تعیین می گردد.

۱-۴-۲ نیروی برشی پایه حداقل نیروی برشی پایه (یا برش پایه) در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۱-۲) محاسبه می گردد:

($V = C \cdot W \cdot 1.2$) که در آن V : نیروی برشی (مجموع نیروهای جانبی زلزله در امتداد مورد نظر) در تراز پایه W : وزن کل ساختمان (شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بارزنده که در بند ۲-۲ مشخص شده است) . C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۲) بدست می آید:

($C = 2 \cdot A \cdot B \cdot R$) که در آن :

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

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

I : ضریب اهمیت ساختمان

R : ضریب رفتار ساختمان

در محاسبه ضریب زلزله ، C ، نسبت BR در هیچ حالتی نباید کمتر از 0.9 منظور شود.

۲-۴-۲ شتاب مبنای طرح (A) شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور به شرح زیر تعیین می شود: منطقه توصیف مقدار شتاب مبنای طرح پ ۱ هنه با خطر نسبی خیلی زیاد 0.35 پ ۲ هنه با خطر نسبی زیاد 0.30 پ ۳ هنه با خطر نسبی متوسط 0.25 پ ۴ هنه با خطر نسبی کم 0.20 مناطق چهار گانه فوق در پیوست شماره (۱) مشخص شده اند.

۳-۴-۲ ضریب بازتاب ساختمان (B) ضریب بازتاب ساختمان که بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است ، طبق رابطه زیر و یا از روی شکل (۱) تعیین می شود:

$$B = 1.25 \cdot T \cdot (0.5T - 0.5) \cdot B \cdot 3$$

تبصره: برای زمین های گروه IV در مناطق با خطر نسبی کم و متوسط، مقدار B محاسبه شده از رابطه (۲ - ۳) باید 30% افزایش یابد لیکن مقدار محاسبه شده لازم نیست از 25% بیشتر باشد.

در رابطه فوق :

T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه که در بند ۵-۴-۲ ذکر شده است .

T : عددی است که برحسب نوع زمین تعیین می شود.

۴-۴-۲ طبقه بندی نوع زمین های مندرج در بند ۳-۴-۲ از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول شماره (۲) طبقه بندی می گردند:

جدول شماره (۲): طبقه بندی نوع زمین حدود تقریبی نوع زمین توصیف مواد متشکله `VS` (متر بر ثانیه)

الف - سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریز دانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده ای بیشتر از ۵۰ (گنایس ها - سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایبی

ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) بیشتر از ۷۵۰ با ضخامت بیش از ۳۰ متر

الف - سنگهای آذرین سست

(مانند توف)، سنگهای سست رسوبی ۰۷۵۰`VS` ۳۷۵۰ سنگهای دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که در اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده اند.

ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) ۰۷۵۰`VS` ۳۷۵۰ با ضخامت کمتر از ۳۰ متر

الف - سنگهای متلاشی شده در اثر هوازدگی <`VS` ۳۷۵۰`VS` ۱۷۵۰

III ب - خاکهای باتراکم متوسط، طبقات شن و ماسه بایوند متوسط <`VS` ۳۷۵۰`VS` ۱۷۵۰ بین دانه ای و رس با سختی متوسط

الف - نهشته های نرم بارطوبت زیاد در اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی IV ب - هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس کمتر از ۱۷۵ خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد `VS`، سرعت موج برشی می باشد که با رعایت اثر ضخامت لایه ها در فاصله ۳۰ متری عمق زمین میانگین گیری شده است. مثلاً اگر d_i و V_{si} به ترتیب ضخامت لایه i و سرعت موج برشی در آن باشند، می توان از رابطه ای مشابه زیر `VS` را محاسبه کرد:

$$d_i \text{ (Vs)} = \text{Vs}_i S$$

که در آن مقادیر صورت و مخرج شامل جمع برای تمام لایه های تا فاصله ۳۰ متر عمق از سطح زمین می باشد. ارقام ستون سوم به عنوان راهنما بوده و در صورتیکه تشخیص نوع خاک با مشاهدات و شواهد توصیفی این جدول توسط طراح امکان پذیر نباشد لازم است بر اساس آزمایش های آزمایشگاهی و یا صحرایی، V_{si} مستقیماً اندازه گیری و یا با توجه به روابط تجربی معتبر از روی یکی از پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک تعیین، و ملاک تعیین طبقه بندی نوع خاک با استفاده از مقادیر مربوط در این جدول قرار گیرد. در صورت وجود تردید در انطباق محل ساختمان با مشخصات زمین های مندرج در جدول شماره (۲) باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگتری بدست می دهد انتخاب شود.

۲-۴-۵ زمان تناوب اصلی نوسان (T) زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان با استفاده از روابط تجربی (۲-۴)، (۵-۲) و (۶-۲) تعیین می گردد.

الف - برای ساختمانهای با سیستم قاب خمشی چنانچه سایر اجزای ساختمانی مانعی در برابر حرکت قابهای ساختمان ایجاد ننمایند:

$$1- \text{ برای ساختمانهای با قابهای فولادی (۲-۴) } T = 0.083 H^{0.4}$$

$$2- \text{ برای ساختمانهای با قابهای بتن آرمه (۵-۲) } T = 0.073 H^{0.4}$$

در صورتیکه در این ساختمانها از جداگرهای میانقابی استفاده گردد باید مقدار T بدست آمده در این بند به میزان ۲۰٪ کاهش یابد.

ب - در سایر ساختمانها، با وجود یا عدم وجود جداگرهای میان قابی :

$$T = 0.05 \sqrt{H} \quad (6-2)$$

تبصره ۱: ارتفاع ساختمان ، H برحسب متر، از تراز پایه در نظر گرفته میشود و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته نیز در صورتی که وزن آن بیش از ۲۵٪ وزن بام باشد منظور خواهد شد.

تبصره ۲: بجای استفاده از روابط تجربی می توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان را با استفاده از روشهای تحلیلی بر مبنای مشخصات سازه و خصوصیات تغییر شکل عناصر مقاوم آن محاسبه نمود ولی بهر حال زمان تناوب اصلی نباید از ۱٫۲۵ برابر زمان تناوب بدست آمده از رابطه تجربی مربوطه بیشتر اختیار شود.

۶-۴-۲ ضریب اهمیت ساختمان (I) ضریب اهمیت ساختمان برحسب طبقه بندی مندرج در بند ۵-۱ به شرح زیر تعیین می گردد:

طبقه بندی ساختمان

ضریب اهمیت

گروه ۱ - ۱٫۲

گروه ۲ - ۱٫۰

گروه ۳ - ۰٫۸

۷-۴-۲ ضریب رفتار ساختمان (R) ضریب رفتار ساختمان که عواملی از قبیل شکل پذیری سیستم سازه ای ، درجه نامعینی سازه و اضافه مقاومت موجود در سازه را در بر می گیرد، برای سیستم های سازه ای مختلف در

جدول شماره (۳) داده شده است . این ضرایب براساس طراحی به روش تنشهای مجاز می باشد. چنانچه در طراحی از روش طراحی حدی استفاده شود باید نیروهای محاسبه شده در اجزا با استفاده از این ضرایب ، و با توجه به آئین نامه طراحی مربوطه افزایش یابد. در این جدول ، H* حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان از تراز پایه ، برحسب متر، در مناطق با خطر نسبی زیاد است .

جدول شماره (۳) - مقادیر ضریب رفتار ساختمان (R) ، همراه با حداکثر ارتفاع ساختمان در مناطق با خطر نسبی زیاد (H*) سیستم سازه مقاوم در برابر نیروی جانبی H R*

الف - سیستم دیوارهای باربر [۱]- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی ۷۰۵

۲- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح ۳۰۴

ب - سیستم قاب ساختمانی ۱- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی ۵۰۷

ساده [۷]- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح ۳۰۵

۳- مهاربندی برون محور فولادی [۲] ۵۰۷

۴- مهاربندی هم محور فولادی [۲] ۴۰۶

پ - سیستم قاب خمشی ۱- قاب خمشی بتنی ویژه [۳] ۱۸۰۱۰

۲- قاب خمشی بتنی متوسط [۴] ۵۰۸

۳- قاب خمشی بتنی معمولی [۵] ۱۵ [۶] ۵

۴- قاب خمشی فولادی ویژه [۲] ۱۸۰۱۰

۵- قاب خمشی فولادی معمولی [۲] ۵۰۶

ت - سیستم دو گانه یا ترکیبی

۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه ۱۱ - ۲۰۰

۲- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط ۹

۳- قاب خمشی فولادی معمولی + دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی ۷۵ ۷۰

۴- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی ۱۰ ۱۸۰

۵- قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی برون محور فولادی ۷۵ ۶۰

۶- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی ۱۵۰۹

۷- قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی هم محور فولادی ۶۵ ۵۰

یادداشتها :

[۱] در صورت استفاده از مهاربند فولادی و پانل های اسکلتی باربر قائم (بجای دیوار باربر) عدد R و H* به ترتیب برابر ۵ و ۳۰ اختیار شود.

[۲] برای تعریف و ضوابط مربوط به ساختمانهای فولادی به پیوست شماره (۲) مراجعه شود.

[۳] قاب خمشی بتنی ویژه همان قاب بتنی با شکل پذیری زیاد در بیان نامه بتن ایران است .

[۴] قاب خمشی بتنی متوسط همان قاب بتنی با شکل پذیری متوسط در آیین نامه بتن ایران است . لیکن باید فاصله تنگ ها در ناحیه ۱۵ ستونهای این قاب حداکثر ۱۵ سانتیمتر باشد.

[۵] قاب خمشی بتنی معمولی همان قاب بتنی با شکل پذیری کم در آیین نامه بتن ایران است .

[۶] استفاده از این سیستم برای ساختمانهای " با اهمیت زیاد " مجاز نمی باشد.

[۷] قابهای دارای اتصالات خورجینی با رعایت ضوابط فنی این اتصالات همانند قاب ساختمانی ساده محسوب می شوند.

تبصره ۱: در سیستم های دوگانه (نوع "ت" جدول ۳) برای ساختمانهای ۸ طبقه و یا کوتاهتر از ۳۰ متر می توان بجای توزیع بار به نسبت صلیب عناصر باربر جانبی، ۱۰۰ درصد نیروی جانبی زلزله را به دیوارهای برشی و یا مهاربندیها اعمال نمود و از مقایسه صلیب عناصر مقاوم مطابق بند ۱-۷-۴ صرفنظر نمود مشروط بر آنکه قابها ظرفیت تحمل حداقل ۳۰ درصد نیروی جانبی را داشته باشند.

تبصره ۲: استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی، ردیف پ جدول ۳، منحصر در ساختمانهای ۳ طبقه یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه ای مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی یا مهاربندیها تامین گردد.

تبصره ۳: ساختن ساختمان با ارتفاع های بیش از حدود H * داده شده در جدول ۳ در مناطق با خطر نسبی زیاد مجاز نیست. چنانچه برای سازه های خاص که عمدتاً غیر مسکونی و غیر اداری باشند مانند برجهای مخابراتی، یادمان ها و غیره، ارتفاع های بیش از مقادیر فوق مدنظر باشد صرفاً با تائید کمیته دائمی این آئین نامه از نظر روش محاسبه و طراحی، مجاز خواهد بود. بهرحال سیستم های مورد استفاده نباید از میان سیستم هائی از جدول ۳ که عنوان ((ویژه)) را ندارند انتخاب شود.

تبصره ۴: در مناطق با خطر نسبی زیاد برای ((بناهای ضروری)) فقط باید از سیستم هائی که عنوان ((ویژه)) دارند استفاده شود.

۸۴-۲ ترکیب سیستم های سازه ای توصیه می شود حتی المقدور از ترکیب سیستم های سازه ای متفاوت در یک مجموعه سازه خودداری گردد. در صورت ضرورت ضوابط زیر باید رعایت گردند:

الف - ترکیب سیستم ها در ارتفاع در این حالت مقدار R انتخاب شده برای سیستم قسمت تحتانی سازه نباید از قسمت فوقانی آن بیشتر باشد. محاسبه نیروی زلزله موثر بر کل سازه می تواند به یکی از دو روش زیر انجام شود.

۱- مقدار نیروی زلزله برای مجموعه سازه با منظور نمودن کمترین مقدار R (مربوط به سیستم های مختلف سازه ای بکار رفته در ارتفاع) برای کل سازه محاسبه گردد. مقدار زمان تناوب اصلی مجموعه سازه از روش های تحلیلی و یا مقدار محاسبه شده از

فرمول های تجربی بند ۲-۴-۵، هر کدام بیشتر باشد اختیار می گردد. زمان اصلی محاسبه شده از روش تحلیلی می بایست شرایط تبصره ۲ بند ۲-۴-۵ را دربر داشته باشد. لازم است از فرمول تجربی محاسبه زمان تناوب اصلی مربوط به آن سیستم سازه ای بکار رفته در مجموعه ساختمان که کوچکترین زمان تناوب اصلی T را می دهد، استفاده گردد.

۲- برای سازه های مشمول شرایط بند (۲-۳-۱-پ)، روش دو مرحله ای زیر می تواند بکار گرفته شود:

- سازه انعطاف پذیر قسمت فوقانی بطور مجزا و با تکیه گاههای صلب در نظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با منظور کردن ضریب رفتار مربوط به این قسمت محاسبه می گردد.

- سازه صلب قسمت تحتانی بطور مجزا در نظر گرفته شده و نیروهای جانبی آن با منظور کردن مقدار ضریب رفتار مربوط به این سازه محاسبه می گردد. بر این نیروها، نیروهای 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.

ب - ترکیب سیستم ها در پلان :

۱- در صورتیکه از سیستم سازه ای دیوارهای باربر فقط در یک امتداد استفاده شده باشد، مقدار R در امتداد دیگر نباید از R مورد استفاده برای امتداد با دیوارهای باربر، زیادتر در نظر گرفته شود.

۲- در ساختمانهای ۱۵ طبقه و کمتر و یا کوتاهتر از ۵۰ متر از هرگونه ترکیب سیستم های سازه ای ، بند ۲ - ۴ - ۷، در دو امتداد متفاوت میتوان استفاده کرد. ولی در سایر ساختمانها تنها می توان از ترکیب سیستم قاب خمشی ویژه و سیستم دوگانه استفاده نمود.

ج - سیستم سازه ای از تراز پایه تا روی یپ درحالتی که تراز پایه بالاتر از تراز روی شالوده منظور شده باشد، سختی و مقاومت جانبی طبقات پایین تر از تراز پایه نباید از سختی و مقاومت جانبی طبقه روی تراز پایه کمتر باشد. مثلاً در صورت عدم تغییر پلان و هندسه سازه در زیر و بالای تراز پایه کلیه جزئیات آرماتورگذاری تیرها و ستونهای قاب خمشی ، دیوارهای برشی و همچنین مهاربندی های سازه در طبقه روی تراز پایه باید در طبقات پایین تر از تراز پایه نیز حداقل به همان نحوه اعمال شوند.

۲-۴-۹ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان نیروی برشی پایه ۷، که طبق بند (۲-۴-۱) حساب شده مطابق رابطه (۲-۷) در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

Wihi

$$(F_i \cdot n) = (F_t \cdot 0.7)$$

n

Wjhz

j=

که در آن :

F i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و سربار آن طبق بند (۲-۲) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

H i : ارتفاع تراز i (ارتفاع سقف طبقه i) از تراز پایه

N: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

Ft : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که بوسیله

رابطه (۲-۸) تعیین می شود:

$$(F_t \cdot 0.7) = (F_t \cdot 0.7)$$

حداکثر نیروی Ft برابر ۰٫۷۲۵r در نظر گرفته می شود و چنانچه T برابر ۰٫۷r ثابته و کوچکتر باشد می توان Ft را برابر با صفر اختیار نمود.

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

۲-۴-۱۰ توزیع افقی نیروی برشی در صورت صلب بودن کف طبقات، نیروی برشی در هر طبقه ساختمان باید بین عناصر مختلف سیستم قائم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی این عناصر توزیع گردد. در صورت عدم صلبیت کف طبقات، در توزیع نیروی برشی بین عناصر سیستم مقاوم باید اثر تغییرشکل های ایجاد شده در کف ها نیز منظور گردد.

۲-۴-۱۱ لنگر پیچشی ناشی از نیروهای جانبی کلیه ساختمانها باید در برابر اثرات ناشی از لنگر پیچشی مذکور در این بند محاسبه شوند. لنگر پیچشی در طبقه A از رابطه (۹-۲) بدست می آید:

n

$$e_{ij} = (F_j / M_i) \quad (9.2)$$

j=i

که در آن:

e_{ij}: فاصله افقی مرکز سختی طبقه A و مرکز جرم تراز J

F_j: نیروی جانبی در تراز J

e_{aj}: برون مرکزی اتفاقی تراز J که برای به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم، سختی طبقه و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله در نظر گرفته می شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در تراز J ام و در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. هر یک از عناصر باید برای آن لنگر پیچشی که موجب بدترین حالت بارگذاری در آن عنصر می شود محاسبه گردیده و از اثرات کاهنده لنگر پیچشی بر روی اجزا صرف نظر شود.

۲-۴-۱۱-۱ در ساختمانهای ۵ طبقه یا کوتاه تر و یا با حداکثر ارتفاع ۱۸ متر در صورتیکه فاصله افقی بین مرکز جرم طبقات بالاتر نسبت به مرکز سختی هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروهای جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست. در غیر این صورت این ساختمان ها باید برای پیچش نیز محاسبه گردند. ولی می توان در مورد آنها از لنگر پیچشی اتفاقی صرف نظر نمود. در ساختمانهای (با اهمیت زیاد) همواره باید پیچش اتفاقی در نظر گرفته شود.

۲-۴-۱۲ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی کل ساختمان باید از نظر واژگونی پایدار باشد. لنگر واژگونی در تراز شالوده ناشی از نیروهای جانبی زلزله برابر با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن تراز نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی (نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی) باید حداقل برابر ۱٫۷۵ اختیار شود. در محاسبه لنگر

مقاوم ، بار تعادل برابر بار قائمی است که برای تعیین نیروهای جانبی بکار رفته است . بر این بارها باید وزن شالوده و خاک روی آن افزوده گردد. در تراز زیر شالوده این لنگر نسبت به لبه بیرونی شالوده محاسبه می شود.

۲-۴-۱۳ تغییر مکان نسبی طبقات تغییر مکان نسبی هر طبقه و یا بام در اثر زلزله نباید از $R \cdot 0.3$ برابر ارتفاع آن طبقه تجاوز نماید.

۲-۴-۱۴ اثر D - P

در کلیه سازه ها، تلاش ها و تغییر مکان های ثانوی ناشی از اثر بارهای محوری عناصر قائم در تغییر مکانهای جانبی طبقات ، که به اثر D - P معروف است ، باید در طراحی این عناصر منظور گردد. اثر D - P را در مواردی که تغییر مکان نسبی طبقات کمتر از $R \cdot 0.2$ برابر ارتفاع طبقه است و یا لنگرهای خمشی ثانویه کمتر از ده درصد لنگرهای خمشی اولیه است ، می توان ندیده گرفت (به پیوست ۵ رجوع شود) . برای منظور کردن اثر D - P در طراحی عناصر سازه می توان از روش های تقریبی عنوان شده در آیین نامه های طراحی استفاده کرد و یا از روش های تحلیلی دقیق تر که در آنها این اثر همراه با سایر عوامل در تحلیل کلی سازه منظور می شوند، استفاده نمود.

در صورت محاسبه اثر D - P با روش تحلیلی فوق الذکر و یا روش ارائه شده در پیوست (۵) ، تغییر مکان های جانبی واقعی طبقات و همچنین بارهای احتمالی طبقات در هنگام وقوع زلزله باید منظور گردند. به منظور تخمین تغییر مکانهای جانبی واقعی طبقات در این بیان نامه ضروری است تغییر مکانهای بدست آمده از آنالیز سازه تحت برش پایه مطابق رابطه (۲-۱) با ضریب $R \cdot 0.4$ تشدید شوند.

۲-۴-۱۵ مولفه قائم نیروی زلزله برای بالکن ها و پیش آمدگی هائی که به صورت طره ساخته می شوند مولفه قائم نیروی زلزله نیز باید در نظر گرفته شود. مولفه قائم نیروی زلزله برای این اجزا با استفاده از رابطه (۲-۱۰) تعیین می شود.

$(\gamma = F_v \cdot A_{IRv} \cdot 2.0)$

که در آن :

A و A مقادیر مربوط مندرج در بندهای (۲-۴-۲) و (۲-۴-۶) هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده اند.

Wp : بار مرده به اضافه کل سربار آن

Rv : ضریب رفتار که برای طره با تیرهای فولادی برابر ۲.۴ و برای عناصر بتن مسلح برابر ۲.۰۰ اختیار می شود.

نیروی قائم فوق (Fv) باید در هر دو جهت رو به بالا و پایین و بصورت خالص و بدون منظور نمودن اثر کاهش بارهای قائم محاسبه شود.

۲-۵-۲ روشهای تحلیل دینامیکی تحلیل دینامیکی در این آیین نامه به دو روش تحلیل طیفی (بند ۲-۵-۲) و یا روش تحلیل تاریخچه زمانی (بند ۲-۵-۳) انجام می گردد. تحلیل دینامیکی باید با توجه به حرکت زمین که با یکی از روش های داده شده در بند ۲-۵-۱ مشخص می شود و با استفاده از اصول مکانیک سازه ها انجام گردد. شایان ذکر است که روش تحلیل طیفی برای طراحی ساختمان هائی که مشمول این آئین نامه هستند کافی تلقی می شود. در صورت استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ، استفاده از روش تحلیل طیفی با طیف طرح مندرج در بند ۲-۵-۱ و همچنین برای مقایسه و تفسیر بر اساس بند ۲-۵-۳ الزامی

است. در مورد سازه های نامنظم در پلان که مشمول تحلیل دینامیکی می باشند باید از روش تحلیل سه بعدی دینامیکی استفاده شود.

۱-۵-۲ حرکت زمین اثرات حرکت زمین ممکن است به یکی از صورت های ((طیف بازتاب شتاب)) و یا ((تاریخچه زمانی تغییرات شتاب)) مشخص شود. حرکت زمین برای مبنای طراحی در این آیین نامه به حرکت زلزله ای اطلاق می شود که احتمال وقوع آن طی مدت ۵۰ سال، عمر مفید ساختمان، کمتر از ده درصد باشد. این زلزله، ((زلزله طرح)) و طیف بازتاب شتاب آن ((طیف طرح)) نامیده می شود. مشخصات زلزله طرح به یکی از سه روش زیر تعریف می شود:

الف - طیف طرح استاندارد:

این طیف از حاصلضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان، B ، در پارامترهای شتاب مینا، A ، ضریب اهمیت ساختمان، I ، و عکس ضریب رفتار، R_1 ، مطابق آنچه در بند ۲ - ۴ مشخص شده است بدست می آید. طیف طرح استاندارد با فرض نسبت میرایی ۵ درصد تعیین شده است.

ب - طیف طرح ویژه:

ساختمانگاه این طیف با توجه به ویژگی های زمین شناسی، تکنونیک، لرزه شناسی، میزان ریسک و مشخصات خاک در لایه های مختلف در ساختمانگاه و با در نظر گرفتن نسبت میرایی ۵٪ تعیین می شود. در صورتیکه نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر، منظور نمودن نسبت میرایی متفاوتی را ایجاب نماید، می توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده طیفی باید در ضریب اهمیت ساختمان، I ، و عکس ضریب رفتار ساختمان، R_1 ، ضرب گردد. مقادیر طیف حاصل قبل از اعمال ضریب های R_1 و I نباید از ۲۳ مقادیر نظیر طیف طرح استاندارد کمتر باشد.

پ - تاریخچه زمانی تغییرات شتاب (شتابنگاشت):

شتابنگاشت باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در اثر زلزله باشد. بدین منظور باید حداقل سه شتابنگاشت با ویژگی های زیر در تحلیل مورد استفاده قرار گیرد.

۱- در صورتیکه شتابنگاشت ها مربوط به زلزله های واقعی اتفاق افتاده در مناطق دیگر باشند باید حتی المقدور سعی شود ویژگی های زمین شناسی، تکنونیک، لرزه شناسی و بخصوص مشخصات لایه های خاک در محل شتابنگار با محل ساختمان مورد نظر مشابهت داشته باشند.

۲- مدت زمان حرکت شدید در شتابنگاشت ها باید زمانی حداقل برابر ۱۰ ثانیه و یا ۳ برابر زمان تناوب اصلی سازه مورد نظر، هر کدام که بیشتر است، باشد.

۳- شتابنگاشت های انتخاب شده باید به مقیاس درآیند. به مقیاس درآوردن باید به گونه ای باشد که طیف بدست آمده از هر یک از شتابنگاشت ها با نسبت میرایی ۵ درصد در محدوده زمان تناوبی $0.5 - T_m$ الی $0.5 + T_m$ ثانیه با طیفی که مطابق ضوابط قسمت (۲ - ۵ - ۱ - الف یا ب) بدست می آید تقریباً مطابقت نماید.

m شامل شماره کلیه مدهائی است که به میزان حداقل ۱۰ درصد در جرم موثر سازه مشارکت دارند. در به مقیاس درآوردن شتابنگاشت ها باید اثر شتاب مینا، A ، ضریب اهمیت ساختمان، I ، و عکس ضریب رفتار، R_1 ، (در صورتیکه سازه با روش

الاستیک خطی آنالیز می شود) منظور شوند. به مقیاس در آوردن شتاب نگاشت ها در صورت غیرخطی بودن روش تحلیل باید با استفاده از روش های تحقیقاتی قابل قبول انجام گیرد.

۲-۵-۲ روش تحلیل دینامیکی طیفی (با استفاده از آنالیز مدها) در این روش، تحلیل دینامیکی با فرض رفتار الاستیک خطی سازه و با استفاده از حداکثر بازتاب کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند (مطابق بند ۲-۵-۱-۲) انجام می گیرد. حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح (بند ۲-۵-۱-الف یا ب) بدست می آید. سپس بازتاب کلی سازه از ترکیب آماری بازتاب های حداکثر هر مد تخمین زده می شود. نحوه انجام محاسبات عددی تحلیل دینامیکی طیفی در پیوست شماره (۳) ارائه شده است.

۲-۵-۲-۱ تعداد مدهای نوسان :

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید حداقل سه مد اول نوسان، یا تمام مدهای نوسان با زمان تناوب بیشتر از ۰.۴ ثانیه و یا تمام مدهای نوسان که مجموع جرم های موثر ساختمان در آنها (بنابر تعریف در پیوست ۳) حداقل برابر با ۹۰ درصد جرم کل سازه باشد، هر کدام که تعدادشان بیشتر است، در نظر گرفته شود.

۲-۵-۲-۲ ترکیب اثرات مدها:

حداکثر بازتاب های دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکانها، نیروهای طبقات، برش های طبقات و عکس العمل پایه در هر مد را باید با روش های آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات * (SRSS) و یا روش ترکیب مربعی کامل (CQC) ** تعیین نمود. ترکیب اثرات حداکثر مدها در ساختمانهای نامنظم در پلان و یا در مواردیکه زمان های تناوب دو یا چند مد سازه با یکدیگر نزدیک باشند باید صرفاً با روشهایی که اندرکنش مدهای ارتعاشی را در نظر می گیرد، مانند روش ترکیب مربعی کامل (CQC)، انجام شود. (ر.ک پ.وست ۳)

۲-۵-۲-۳ اصلاح مقادیر بازتاب ها :

در مواردیکه برش پایه بدست آمده برای کل سازه از روش تحلیل دینامیکی طیفی با برش پایه استاتیکی معادل بدست آمده از رابطه (۲-۱) متفاوت باشد، مقادیر بازتاب ها باید مطابق زیر اصلاح شوند :

۱- در صورتیکه برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی کمتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد:

الف - در سازه های نامنظم، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی ضرب شوند.

ب - در سازه های منظم، مقادیر بازتاب ها باید در ۸۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی ضرب شود. به شرطی که مقدار حاصل از مقدار برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی کمتر نشود.

۲- در صورتیکه برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی بیشتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی و کلیه بازتاب های سازه و اعضای آن را به نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی می توان کاهش داد.

۴-۲-۵-۲ اثرات پیچش :

در آنالیز دینامیکی طیفی باید اثرات پیچش ، شامل پیچش اتفاقی ، را نیز مشابه ضوابط بند (۱۱-۴-۲) منظور نمود. در صورتیکه از مدل‌های سه بعدی برای آنالیز سازه استفاده شود، اثرات پیچش اتفاقی را می توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون مرکزی اتفاقی منظور نمود.

۳-۵-۲ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی روشی تحلیلی است برای تعیین بازتاب ها در هر مقطع زمانی در مدت وقوع زلزله در یک سازه وقتی که سازه در تراز پایه تحت تاثیر شتابهای ناشی از حرکت زمین (شتابنگاشت) هنگام زلزله قرار می گیرد. در این روش بازتاب های دینامیکی سازه که تابعی از زمان است بوسیله انتگرال گیری عددی معادله حرکت سازه محاسبه می گردد.

از این روش می توان برای تحلیل خطی الاستیک و یا تحلیل غیرخطی سازه ها استفاده نمود. مقایسه بین نتایج تحلیل الاستیک سازه با استفاده از طیف طرح استاندارد و یا طیف طرح ویژه ساختگاه با آنچه از تحلیل تاریخچه زمانی خطی بدست می یآد الزامی بوده و دلایل اختلاف احتمالی بین آنها باید طی یک گزارش فنی جامع توجیه گردد. در هر حال مقادیر بازتاب ها باید از

محدودیت های مشابه بند ۲ - ۵ - ۲ - ۳ پیروی نمایند. نسبت میرائی در محاسبات الاستیک خطی می تواند برابر با ۵ درصد و در محاسبات غیرخطی با توجه به توصیه های تخصصی و میزان غیرخطی بودن رفتار اجزای سازه منظور شود.

۶-۲ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی اجزا ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطه (۱۱-۲) بدست می یآد محاسبه شوند:

$$(۱۱-۲) \quad F_p = ABp_i V_p$$

که در آن A و I به ترتیب مقادیر مندرج در بندهای ۲-۴-۲ و ۴-۴-۲ هستند که برای محاسبه کل ساختمان بکار برده شده اند. V_p وزن جز ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است . در مخازن و قفسه بندی انبارها و کتابخانه ها V_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آنها در حالت کاملاً پر می باشد. B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول شماره (۴) داده شده است

. جدول شماره (۴) : ضریب B_p اجزا ساختمان یا قطعات الحاقی جهت نیروی افقی B_p دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه های جداکننده در امتداد عمود بر سطح دیوار ۰٫۷ جان پناهها و دیوارهای طره ای در امتداد عمود بر سطح دیوار ۲٫۰۰ اجرا تزئینی و داخلی و یا قسمتهای الحاقی به ساختمان در هر امتداد ۲٫۰۰ مخازن ، برجها، دودکشها، وسائل و ماشین الات در صورتیکه متصل به درهرامتداد ۱٫۰۰ ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب اتصالات عناصر سازه ای پیش ساخته در هر امتداد ۱٫۰۰

تبصره ۱: برای قطعات الحاقی که با مصالح بنائی و ملات ماسه سیمان ساخته شوند می توان مقاومت کششی مصالح و ملات را حداکثر تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آنها، مندرج در استاندارد شماره ۵۱۹ ایران ، در محاسبات منظور نمود.

۷-۲ دیافراگم ها و نیروهای وارد بر آنها دیافراگم ها که معمولاً کف های سازه ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند، در هنگام زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف ها را به عناصر قائم باربر جانبی به عهده دارند. این عناصر باید در برابر تغییرشکل های افقی که در میان صفحه آنها ایجاد می شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند. نیروی افقی ایجاد شده در

دیافراگم ها در بند ۲ - ۷ - ۲ ارائه شده است . دیافراگم ها، ممکن است صلب و یا انعطاف پذیر باشند. تحلیل کلی سازه در برابر نیروهای جانبی و توزیع نیروی برشی بین عناصر سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی باید با توجه به این موضوع انجام گردد. در صورتیکه برای هر جهت افقی ، تحت نیروهای وارد به دیافراگم هر طبقه که از بند ۲ - ۴ - ۹ به دست آمده حداکثر تغییر شکل افقی دیافراگم نسبت به نقاط دیگر آن از نصف تغییر مکان نسبی طبقه کمتر باشد دیافراگم صلب و در غیر اینصورت انعطاف پذیر محسوب می گردد. در هر حالت تغییر شکل افقی دیافراگم نباید از تغییر مکان جانبی مجاز اجزای قائم باربری که به آن متصل هستند بیشتر باشد. در پیوست شماره ۶، تعریف، عملکرد، انواع دیافراگم ها و روش محاسبه تغییر مکان آنها آمده است .

۱-۷-۲ مقاومت دیافراگم ها :

دیافراگم ها باید برای تلاش های برشی و لنگرهای خمشی ایجاد شده در میان صفحه خود زیر اثر بار جانبی طراحی شوند. کنترل مقاومت دیافراگم های بتن آرمه براساس ضوابط ییآن نامه بتن ایران انجام می گردد. در صورت استفاده از مصالح دیگر، کنترل مقاومت آن ها باید براساس ضوابط ییآن نامه های معتبر دیگر انجام شود.

۲-۷-۲ نیروی افقی وارد به دیافراگم ها دیافراگم های کف ها و سقف باید برای نیروی بدست آمده از رابطه (۱۲-۲) محاسبه شوند:

n

$$(F_j + m) (12-2Ft)$$

j=i

$$V_i = F_{pi}$$

n

$$W_j$$

j=i

در این رابطه :

F_{pi} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

V_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i (شامل قسمتهائی از بارزنده مطابق ضوابط بند ۲-۲)

F_j , F_t , W_j : نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۲-۴-۹) در رابطه فوق حداقل مقدار F_{pi} برابر با $0.35A_iV_i$ بوده و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $0.7A_iV_i$ در نظر گرفته شود. در صورتیکه لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروهای زلزله طبقه ، نیروهای جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده اند، به یکدیگر منتقل نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی بدست آمده از رابطه (۲-۱۲) اضافه شود. برای توضیحات بیشتر به پیوست ۶ مراجعه شود.

۸-۲ سازه های غیر ساختمانی برای مخازن آب ، سیلوها، دودکش ها و سایر سازه های مشابه غیر ساختمانی رعایت بندهای ۸-۲ - ۱ و ۲ - ۸ - ۲ الزامی است .

۱-۸-۲ نیروی جانبی زلزله موثر به این گونه سازه ها در صورتی که مشمول بند ۲-۸-۲ نباشند با استفاده از یکی از روشهای مندرج در بند (۳-۲) و با رعایت ضوابط زیر تعیین می گردد.

الف - زمان تناوب نوسان این سازه ها باید با استفاده از یکی از روشهای تحلیلی تعیین گردد. زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای وارونه ، برجها و دودکش ها را می توان با استفاده از روابط مندرج در پیوست شماره (۴) بدست آورد.

ب - چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان این نوع سازه ها از ۰.۵ ثانیه تجاوز نماید اعمال روش تحلیل دینامیکی الزامی است .

پ - ضریب رفتار R برای این سازه ها طبق جدول شماره (۵) تعیین می گردد. مقدار BR در هر حال نباید کمتر از ۰.۵ در نظر گرفته شود.

ت - سازه هایی که زمان تناوب اصلی نوسان آنها کمتر از ۰.۰۶ ثانیه است صلب تلقی شده و مقدار BR برای آنها ۰.۵ در نظر گرفته می شود.

ث - توزیع نیروی جانبی در ارتفاع این سازه ها برحسب مورد با استفاده از روش مندرج در بند ۲-۴-۹ و یا ۲-۵ بعمل می یآد.

ج - محدودیت تغییر مکان جانبی موضوع بند ۲-۴-۱۳ در مورد این سازه ها اعمال نمی شود مگر آنکه خرابی سازه و یا عوامل غیرسازه ای آن تلفات جانی به همراه داشته و یا محدودیت های خاصی از نظر بهره برداری مورد نظر باشد.

۲-۸-۲ برای تعیین نیروی جانبی زلزله موثر بر مخازن زمینی و زیرزمینی به ضوابط و معیارهای نشریه شماره ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه مراجعه شود.

۹-۲ افزایش بار طراحی ستونها اگرچه استفاده از نوع سیستم های باربر جانبی مذکور در این بند اصلا توصیه نمی شود، لیکن در مواردی که یک عضو باربر جانبی تا روی شالوده ادامه پیدا نمی کند، مانند دیوارهای برشی ، ستون هایی که این عضو را تحمل می کنند باید مقاومتی حداقل برابر با بارهای به دست آمده از ترکیبات زیر ، علاوه بر سایر ترکیبات بار را داشته باشند.

(بار زلزله) + ۰.۴R + (بارزنده) + ۰.۸ + بارمرده

(بار زلزله) + ۰.۴R + (بارمرده) + ۰.۸۵

در هر حال کل نیروی محوری این ستون ها لازم نیست از مجموع ظرفیت نهائی سایر اعضایی که به این ستون ها نیرو وارد می کند، بیشتر باشد. مقاومت عنوان شده در بالا برای ستون ، مقاومت نهائی آن است . در ستون هایی که طراحی آنها براساس تنش های مجاز صورت گرفته است ، این مقاومت ۱.۷ برابر مقاومت مجاز ستون در نظر گرفته می شود.

۱۰-۲ افزایش بار طراحی اجزای سازه ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند.

برای ساختمانهای بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه ای که در سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی شرکت نداشته لیکن از طریق دیافراگم های کف ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثرهای هم زمان بارهای قائم وقتی که عضو دارای تغییر مکان

جانبی مساوی با تغییرمکان نسبی طبقه ضربدر R۴ر می باشد کنترل شود. در این محاسبه لازم نیست که مطابق پارگراف آخر بند ۲-۴-۱ حداقل مقدار BR در هنگام برآورد نیروی برش پایه رعایت گردد. اثر D - P نیز در این محاسبات باید منظور گردد.

در صورتی که در طراحی این اجزا از روش تنش های مجاز استفاده شده باشد، ظرفیت باربری نهایی

آنها را می توان ۱٫۷ برابر ظرفیت باربری مجاز آنها در نظر گرفت .

۱۱-۲ قطعات نما و سایر قطعات غیرسازه ای متصل به ساختمان

۲-۱۱-۱ در ساختمانهای با اهمیت زیاد و ساختمانهای بلندتر از هشت طبقه در صورتی که دیوارهای جداکننده داخلی و یادوارهای نما جز سیستم سازه ای باربر جانبی نباشند باید به طریقی به سازه متصل شوند که محدودیتی در حرکت سازه در امتداد صفحه دیوار ایجاد نمایند. اتصالاتی که سازه باید توانایی انتقال نیروی زلزله ایجاد شده در اثر جرم دیوار را به سازه دارا باشند. این قبیل دیوارها بهتر است از جنس سبک و انعطاف پذیر انتخاب شوند.

۲-۱۱-۲ در مورد ساختمانهای با اهمیت زیاد و یا ساختمانهای بلندتر از ۸ طبقه و یا ساختمانهای پیش ساخته و یا با نمای شیشه ای باید این قطعات برای مقاومت در برابر نیروی زلزله مطابق بند (۲-۶) طراحی گردیده و علاوه بر آن قادر باشند تغییر مکانهای ایجاد شده در طبقات سازه در اثر نیروهای جانبی و یا تغییرات دما را بدون ایجاد محدودیتی در حرکت سازه تحمل نمایند. این قطعات باید بر روی اجزا سازه ای متکی بوده و یا با اتصالات مکانیکی مطابق ضوابط زیر به این اجزا متصل گردند:

الف - اتصالات قطعات نظیر شیشه و قطعات پیش ساخته به سازه و یا درز بین قطعات باید به گونه ای باشند که بتوانند دو برابر تغییر مکان نسبی طبقات مجاور قطعات در اثر باد، حاصلضرب R۴ر در تغییر مکان نسبی طبقات مجاور قطعات در اثر زلزله ، و یا ۵٫۱ سانتیمتر، هر کدام را که بزرگتر است ، تامین نمایند.

ب - اتصالات باید به گونه ای باشند که حرکت نسبی دو طبقه مجاور در امتداد صفحه قطعات را از طریق اتصالات لغزشی با استفاده از پیچ و سوراخهای بادامی شکل ، و یا اتصالاتی که حرکت نسبی طبقات را از طریق خم شدن قطعات فولادی ، و یا هر گونه اتصال مشابه دیگری که لغزش و یا انعطاف پذیری مشابه فوق را بوجود بیاورد تامین کنند.

پ - اتصالات باید دارای شکل پذیری و ظرفیت چرخش پذیری کافی بوده تا از شکست غیرشکل پذیر مهارها در مجاورت جوش ها جلوگیری شود.

ت - بدنه اتصال به سازه باید برای ۱٫۳۳ برابر نیروی زلزله مطابق بند (۲-۶) طراحی شود.

ث - تمام ادوات اتصال مانند پیچ ها، جوش ها و ریشه های متصل کننده بدنه (عناصر) اتصال به سازه و یا قطعه غیرسازه ای باید برای ۴ برابر نیروی زلزله مطابق بند (۲-۶) طراحی شوند.

ج - ریشه ها و مهارهائی که در داخل بتن قرار می گیرند ترجیحا به میلگردهای داخل بتن متصل شده و یا دور آنها قلاب گردیده و یا به نحوی در بتن مهار گردند که قادر باشند نیروهای وارده را به میلگردهای داخل بتن منتقل نمایند.

۲-۱۱-۳ برای ساختمان های غیراز موارد ذکر شده در و بند ۲-۱۱-۱ و ۲-۱۱-۲ با هر تعداد طبقه رعایت ضوابط دیوارهای غیر سازه ای و نماسازی حداقل مطابق بندهای ۷ و ۱۲ فصل سوم این آئین نامه الزامی است .

۱۲-۲ کنترل سازه تحت بار زلزله سطح بهره برداری در ساختمانهای با اهمیت زیاد و یا بلندتر از ۵۰ متر یا بیش از ۱۵ طبقه ، سازه باید در برابر اثر زلزله خفیف یا متوسطی که در طول مدت ۵۰ سال ، عمر مفید سازه احتمال وقوع آنها بیشتر از ۹۹٫۵ درصد است قابلیت استفاده خود را حفظ نمایند. زلزله فوق (زلزله سطح بهره برداری) نامیده می شود و حرکت زمین در این زلزله مطابق بندهای ۳-۵-۱ الف ، ۲-۵-۱ ب و ۲-۵-۱ پ ، همراه با منظور نمودن عدد ۱۶ بجای R۱ تعریف می گردد.

نیروی برش پایه در زلزله سطح بهره برداری مطابق با رابطه (۲-۱۳) محاسبه می گردد:

$$V_{ser} = 16ABIW \text{ که در آن } (۲-۱۳)$$

V_{ser} : نیروی برشی زلزله سطح بهره برداری برای کل سازه در تراز پایه

A, B, W: مطابق تعاریف بند (۲-۴-۱) می باشند. در این زلزله تنش های ایجاد شده در اعضا و تغییر مکان جانبی طبقات از حدودی که در زیر تعیین شده اند نباید تجاوز کند:

الف - در سازه های فولادی تنش ایجاد شده در اعضا زیر اثر بارهای سطح بهره برداری ، بدون ضریب بار، از حد جاری شدن تجاوز نکند. همچنین در کنترل اتصالات اجزای فولادی نیازی به منظور نمودن ۱٫۲۵ برابر مقاومت اجزای فولادی (بند ۷-۱ - پ در پیوست ۲) نمی باشد.

ب - در سازه های بتن آرمه اثرهای ناشی از ترکیب بارهای مختلف در شرایط بهره برداری ، بدون ضریب بار، از مقاومت نهایی عضو تجاوز نکند.

پ - تغییر مکان نسبی طبقات و یا کل ساختمان به ترتیب از ۰٫۰۵ ر یا ارتفاع طبقه و یا ارتفاع کل ساختمان تجاوز نکند.

تبصره ۱: در هر طبقه تنش در ۱۰ درصد ستونها و ۱۵ درصد تیرهای قابهای خمشی می تواند تا ۲۵ درصد بیشتر از تنش حد جاری شدن افزایش یابد.

تبصره ۲: در صورتیکه نوع و نحوه بکارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیرسازه ای به گونه ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکانهای جانبی بیشتر و بدون خسارات عمده برجا بمانند، تغییر مکان نسبی طبقه یا کل ساختمان به ترتیب تا ۰٫۰۸ ر ارتفاع طبقه و یا ارتفاع کل ساختمان نیز مجاز است .

۱۳-۲ ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها - تنش های طراحی در صورتیکه محاسبه سازه به روش تنش های مجاز انجام شود ضوابط استاندارد شماره ۵۱۹ ایران ملاک عمل است و در صورتیکه محاسبه سازه ها به روش مقاومت نهائی و یا در حالات حدی انجام پذیرد ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها باید با رعایت ضوابط بیان نامه بتن ایران برای سازه های بتن آرمه ، و یا با رعایت بیان نامه مورد استفاده برای سازه های فولادی صورت گیرد. حدود مجاز تنش های تسلیم و گسیختگی مصالح نیز با توجه به ضوابط آیین نامه طراحی مصالح مورد استفاده تعیین می گردند.

فصل سوم

ضوابط ساختمانهای با مصالح بنایی غیر مسلح :

۳-۱ تعریف:

منظور از ساختمانهای با مصالح بنایی، ساختمانهایی است که با آجر، بلوک سیمانی و یا با سنگ ساخته می شوند و در آنها تمام و یا قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنایی تحمل می گردد. بنابراین ساختمانی که در آن قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنایی و قسمتی دیگر توسط عناصر فلزی و یا بتن آرمه تحمل شود در ردیف ساختمانهای با مصالح بنایی محسوب می شود و مقررات مندرج در این فصل و یا بند ۱ - ۲ - ۳ آئین نامه باید در مورد اینگونه ساختمانهای مختلط نیز رعایت گردد. رعایت این فصل برای تمام مناطق باخطرهای نسبی مختلف الزامی است.

۲ - ۳ محدودیت ارتفاع ساختمان و طبقات آن ۱ - ۲ - ۳ در ساختمانهای با مصالح بنایی حداکثر تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین برابر ۲ طبقه می باشد و همچنین تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید از ۸ متر تجاوز نماید. زیرزمین طبقه ای است که تراز روی سقف آن نسبت به متوسط تراز زمین مجاور از ۱٫۵ متر بیشتر نباشد در غیراینصورت این طبقه نیز بحساب تعداد طبقات ساختمان منظور می گردد. حداکثر تعداد طبقات زیرزمین یک طبقه خواهد بود.

۲ - ۲ - ۳ حداکثر ارتفاع طبقه (از روی کلاف افقی زیرین تا زیر سقف) ۴ متر می باشد و در صورت تجاوز از این حد، علاوه بر کلاف بندی مطابق بند ۳ - ۹ - ۱ باید یک کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها و در ارتفاع حداکثر ۴ متر از روی کلاف زیرین تعبیه گردد. باین ترتیب می توان ارتفاع طبقه را حداکثر تا ۶ متر افزایش داد.

۳ - ۲ - ۳ برای دیوارهای با مصالح بنایی حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع با استفاده از دستورالعمل های مناسب تعیین می شود ولی نباید از ۱۱۰ برای دیوارهای سازه ای (مطابق بند ۳ - ۶) و ۱۱۲ برای دیوارهای غیر سازه ای مهار نشده کمتر باشد.

۳ - ۳ پلان ساختمان

۳ - ۳ - ۱ بطور کلی ساختمان باید واجد خصوصیات زیر باشد:

الف) طول ساختمان از سه 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.

۳ - ۳ - ۲ در صورت تجاوز نسبت طول به عرض ساختمان از ۳ و یا نامتقارن بودن ساختمان و یا وجود پیش آمدگی هائی بیش از مقادیر مندرج در بند ۳ - ۳ - ۳، باید با ایجاد درز انقطاع مطابق بند ۱ - ۴ - ۴ - ت، ساختمان را به قطعات مناسب تر مانند شکل (۲) تقسیم کرد بطوریکه هر قطعه واجد شرایط مندرج در بند ۳ - ۳ - ۱ باشد. ادامه درزهای جدائی در شالوده ساختمان الزامی نمی باشد.

۳ - ۳ - ۳ ابعاد پیش آمدگی در پلان ساختمان بدون تعبیه درز انقطاع محدود است به مقداری که در شکل (۳) مشخص شده است.

الف) پیش آمدگی در امتداد طول ساختمان

ب) پیش آمدگی در امتداد عرض ساختمان شکل (۳) - ابعاد پیش آمدگی در پلان ساختمان چنانچه در شکل (۳ - الف) ۲D $d <$ ، و یا در شکل (۳ - ب) ، $L < 2L$ باشد، این قسمتها پیش آمدگی تلقی نمی شود و در اینصورت محدودیتی برای بعد دیگر وجود ندارد مشروط بر آنکه پلان ساختمان بطور نامناسبی نامتقارن نگردد.

۳-۳-۴ دیوارها باید حتی 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.

۳-۴ مقطع قائم ساختمان

۳-۴-۱ بطور کلی ارجح است ساختمان فاقد پیش آمدگی در مقاطع قائم باشد و در صورت ایجاد پیش آمدگی باید ضوابط ذیل رعایت گردند: الف) طول جلو آمده طره 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 بخوبی در سقف طبقه مهار شوند. در صورتیکه طول جلو آمده طره از حدود مذکور در فوق تجاوز نماید طره باید در برابر نیروی قائم زلزله مطابق بند ۲-۴-۱۵ محاسبه گردد.

ب) پیش آمدگی ساختمان در مقطع قائم بطوریکه طبقه بالا بصورت طره جلوتر از طبقه پائین باشد فقط با احراز شرایط زیر مجاز است.

۱) طول جلو آمده طره از ۱٫۰۰ متر بیشتر نباشد.

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

۳) دیوارهای قسمت پیش آمده بوسیله کلافهای قائم فولادی و یا بتن آرمه با اتصال مناسب و مطمئن نگهداشته شوند و دو سر کلافها در عناصر سازه ای کف و سقف مهار شوند. کلاف بندی باید بنحوی انجام گیرد که اولاً هر کلاف حداکثر ۲ متر از دیوار را نگهدارد و ثانیاً دو طرف پنجره های با عرض بیشتر از ۲ متر نیز دارای کلاف باشد. حداقل مقطع و آرماتوربندی این کلافهای قائم مطابق کلافهای قائم ساختمان مندرج در بندهای ۳-۹-۲ و ۱-۲-۳ و ۳-۹-۲-۲ می باشد.

۳-۴-۲ از احداث اختلاف سطح در یک طبقه ساختمان باید حتی الامکان پرهیز شود و در صورت وجود اختلاف سطح بیش از ۶۰ سانتیمتر باید دیوارهای حد فاصل دو قسمتی که اختلاف سطح دارند با کلاف بندی اضافی مناسب تقویت شوند و یا اینکه دو قسمت ساختمان بوسیله درز جدائی از یکدیگر جدا شوند.

۳-۴-۳ شالوده ها باید حتی المقدور در یک سطح افقی ساخته شوند و در صورتی که بعلت شیب زمین یا علل دیگر احداث شالوده در یک تراز میسر نباشد باید هر قسمت آن در یک سطح افقی قرار داده شود و در هر حال باید از ایجاد شیب بیش از ۱۵ درصد در پ پ خودداری گردد.

۳-۵ بازشوها (در - پنجره - گنجه)

۳-۵-۱ در ساختمانهای با مصالح بنائی بطور کلی باید از احداث بازشوهای وسیع احتراز نمود و حتی المقدور بازشوها را در قسمت مرکزی دیوارها قرار داد.

۳-۵-۲ رعایت محدودیتهای ذیل برای هر دیوار سازه ای (مطابق تعریف در بند ۳-۶) الزامی است:

الف) مجموع سطح بازشوها از ۱۳ سطح آن دیوار بیشتر نباشد.

ب) مجموع طول بازشوها از ۱۲ طول دیوار بیشتر نباشد.

پ) فاصله اولین بازشو از بر خارجی ساختمان (یا ابتدای طول دیوار) کمتر از ۲۳ ارتفاع باز شو یا کمتر از ۷۵ سانتیمتر نباشد مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم قرار داده شود.

ت) فاصله افقی دو باز شو از ۲۳ ارتفاع کوچکترین بازشوی طرفین خود کمتر نبوده و از ۱۶ مجموع طول آن دو باز شو نیز کمتر نباشد در غیر اینصورت جرز بین دو باز شو جزئی از باز شو منظور می شود و نباید آنرا بعنوان دیوار سازه ای بحساب آورد و نعل در گاه روی بازشوها نیز باید بصورت یکسره با دهانه ای برابر مجموع طول باز شوها به اضافه طول جرز بین آنها محاسبه گردد.

ث) هیچیک از ابعاد باز شو از ۲٫۵ متر بیشتر نباشد. در غیر اینصورت باید طرفین باز شو را با تعبیه کلاف های قائم که به کلافهای افقی بالا و پائین آن طبقه متصل می شوند و همچنین با مهار نعل در گاه باز شو در کلافهای قائم طرفین تقویت نمود.

۳-۶ دیوارهای سازه ای دیوارهای سازه ای دیوارهایی است که برای تحمل بار قائم یا جانبی یا هر دو آنها در ساختمان در نظر گرفته می شود.

۳-۶-۱ در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان مقدار دیوار نسبی در هر طبقه نباید از مقادیر مندرج در جدول شماره (۶) کمتر باشد. مقدار دیوار نسبی هر طبقه در هر امتداد عبارتست از نسبت مساحت مقطع افقی دیوارهای سازه ای موازی با امتداد مورد نظر به مساحت زیربنای آن طبقه. برای تعیین مقدار دیوار نسبی فقط دیوارهای سازه ای با حداقل ضخامت ۲۰ سانتی متر که دارای کلاف افقی در تراز سقف باشند به حساب می یآند. دیوارهای بالا و پائین بازشوها در محاسبه دیوار نسبی منظور نمی شوند. عبارت دیگر برای تعیین مقدار دیوار نسبی مقطع افقی شکسته ای که حداقل مساحت دیوار را بدست می دهد در نظر گرفته می شود.

جدول شماره (۶) - حداقل دیوار نسبی در هر امتداد

ساختمان نوع و تعداد طبقات ساختمان زیر زمین طبقه اول طبقه دوم ساختمانهای آجری

یک طبقه

۶/۴٪

دو طبقه

۸/۶٪

۴٪

ساختمانهای با یک طبقه

۱۰/۶٪

بلوک سیمانی دو طبقه

۱۰٪/۱۲

٪۶

ساختمانهای سنگی یک طبقه

٪۵/۸

—

دو طبقه

٪۸/۱۰

٪۵

۳-۶-۲ حداکثر طول مجاز دیوار سازه ای بین دو پشت بند ۳۰ برابر ضخامت آن می باشد مشروط بر آنکه از ۸ متر تجاوز نکند. مقصود از پشت بند، دیواری است که در امتداد دیگری با دیوار سازه ای تلاقی می نماید. دیواری بعنوان پشت بند تلقی می شود که ضخامت آن حداقل ۲۰ سانتی متر و طول آن با احتساب ضخامت دیوار سازه ای حداقل برابر ۱۶ بزرگترین دهانه طرفین پشت بند باشد. کلاف قائم نیز میتواند بعنوان پشت بند تلقی شود.

۳-۶-۳ ارتفاع دیوارهای سازه ای باید با مفاد بند ۳-۲ تطبیق نماید.

۳-۷ دیوارهای غیرسازه ای و تیغه ها (یا جداگرها)

۳-۷-۱ حداکثر طول مجاز دیوار غیرسازه ای یا تیغه بین دو پشت بند عبارتست از ۴۰ برابر ضخامت دیوار یا تیغه و یا ۶ متر هرکدام کمتر باشد. پشت بند باید به ضخامت حداقل معادل ضخامت دیوار و بطول حداقل ۱۶ بزرگترین دهانه طرفین پشت بند باشد. بجای پشت بند می توان عناصر قائم فولادی، بتن آرمه و یا چوبی در داخل تیغه یا دیوار قرار داد و دو سر عناصر را بطور مناسبی در کف و سقف طبقه مهار نمود.

۳-۷-۲ حداکثر ارتفاع مجاز دیوارهای غیرسازه ای و تیغه ها از تراز کف مجاور ۳۵ متر می باشد. در صورت تجاوز از این حد باید با تعبیه کلافهای افقی و قائم بطور مناسبی به تقویت دیوار مبادرت گردد.

۳-۷-۳ تیغه هایی که در تمام ارتفاع طبقه ادامه دارند باید کاملاً به زیر پوشش سقف مهار شوند یعنی رگ آخر تیغه با فشار و ملات کافی در زیر سقف جای داده شود. لبه فوقانی تیغه هائی که در تمام ارتفاع طبقه ادامه ندارند باید با کلاف فولادی یا بتن آرمه و یا چوبی که به سازه ساختمان و یا کلافهای احاطه کننده تیغه متصل می باشد کلاف بندی شود.

۳-۷-۴ لبه قائم تیغه ها نباید آزاد باشد. این لبه باید به یک تیغه دیگر و یا یک دیوار عمود بر آن، یکی از اجزای سازه و یا عنصر قائم (همانند یک ستونک) که بهمین منظور از فولاد، بتن آرمه و یا چوب تعبیه می شود با اتصال کافی تکیه داشته باشد.

تونک می تواند از یک ناودانی نمره ۶ (و یا پروفیل فولاد معادل آن)، و یا از بتن آرمه و یا چوب تشکیل شود. چنانچه طول تیغه پشت بند کمتر از ۱٫۵ متر باشد لبه آن می تواند آزاد باشد.

۳-۷-۵ در صورتیکه دیوار و تیغه متکی به آن بطور همزمان و یا بصورت لاریز و یا بصورت هشتگیر چیده شوند اتصال تیغه به دیوار کافی تلقی می گردد ولی چنانچه تیغه بعد از احداث دیوار و بدون اتصال به آن ساخته شود باید در محل تقاطع به نحو مناسبی به دیوار متصل و محکم گردد. در غیر اینصورت لبه کناری تیغه آزاد تلقی شده و باید طبق بند ۳-۷-۴ عنصر قائم در این لبه تعبیه گردد. دو تیغه عمود بر هم باید با یکدیگر قفل و بست شوند.

۳-۸ جان پناه ها و دودکشها

۳-۸-۱ ارتفاع جان پناه اطراف بامها و بالکن ها از کف تمام شده، در صورتیکه ضخامت دیواره آن ۱۰ و

یا ۲۰ سانتیمتر باشد نباید بترتیب از ۵۰ و ۹۰ سانتی متر تجاوز نماید. در صورت تجاوز ارتفاع از حدود فوق الذکر، جان پناه باید توسط عناصر قائم فولادی یا بتن آرمه نگهداری شده و در کف بام یا بالکن گیردار شود.

۳-۸-۲ دودکشها و بادگیرهای با مصالح بنائی و اجزا مشابه نباید بلندتر از ۱٫۵ متر از کف بام باشند و در صورتیکه ارتفاع آنها از این مقدار تجاوز نماید باید بوسیله عناصر قائم فولادی یا بتن آرمه بنحو مناسبی تقویت و در کف بام گیردار شوند.

۳-۹ کلاف بندی

۳-۹-۱ کلاف بندی افقی

۳-۹-۱-۱ در کلیه دیوارهای سازه ای تمام ساختمان های با مصالح بنائی - اعم از یک طبقه یا دو طبقه و اعم از آجری، بلوک سیمانی و یاسنگی - باید کلاف های افقی در ترازهای زیر ساخته شوند:

الف) در تراز زیر دیوارها. این کلاف باید با بتن آرمه ساخته شود بطوریکه عرض آن از عرض دیوار و یا ۲۵ سانتیمتر و ارتفاع آن از ۲۳ عرض دیوار و یا ۲۵ سانتیمتر کمتر نباشد.

ب) در زیر سقف.

کلاف سقف چنانچه با بتن آرمه ساخته شود باید هم عرض دیوارها باشد مگر در مورد دیوارهای خارجی که به منظور نماسازی می توان عرض کلاف را حداکثر تا ۱۲ سانتی متر از عرض دیوار کمتر اختیار نمود ولی در هیچ حال عرض کلاف سقف نباید از ۲۰ سانتی متر کمتر باشد. ارتفاع کلاف نباید از ۲۰ سانتی متر کمتر باشد.

در سقف بجای کلاف بتن آرمه می توان از پروفیل های فولادی معادل تیر آهن نمره ۱۰ استفاده نمود مشروط بر آنکه کلاف فولادی با سقف بخوبی متصل شده و همچنین این کلاف ها به نحوی مناسب با کلاف قائم یا دیوار مثلا با لایه ضخیم ملات به دیوارها استوار گردد. چنانچه سقف از تاوه بتن درجا ریخته شده ساخته شود نیازی به کلاف افقی اضافی در تراز سقف وجود ندارد.

۳-۹-۱-۲ حداقل قطر میلگردهای طولی در کلاف های افقی بتن آرمه عبارتست از:

۱۰ میلیمتر برای میلگرد آجدار و ۱۲ میلیمتر برای میلگرد ساده. در صورت استفاده از میلگردهای ساده باید انتهای میلگردها را در محل وصله ها و در محل ختم میلگردها به قلاب ۱۸۰ درجه انتهائی ختم نمود. میلگردهای طولی باید حداقل ۴ عدد بوده و در گوشه ها قرار داده شوند. در صورتی که عرض کلاف از ۳۵ سانتیمتر تجاوز نماید تعداد میلگردهای طولی باید به ۶ عدد و یا بیشتر افزایش داده شود به طوری که فاصله هر دو میلگرد مجاور از ۲۵ سانتیمتر بیشتر نباشد. میلگردهای طولی باید با تنگهائی به قطر حداقل ۶ میلیمتر به یکدیگر بسته شوند، حداکثر فاصله تنگهها از یکدیگر عبارتست از ارتفاع کلاف و یا ۲۵ سانتیمتر؛ هر کدام کمتر باشد. پوشش بتن اطراف میلگردهای طولی نباید در مورد کلاف زیر دیوارها از ۵ سانتیمتر و در مورد

کلاف سقف از ۲٫۵ سانتیمتر کمتر باشد.

۳- ۹- ۱- ۳ در هر تراز، اضلاع مختلف کلاف باید یکدیگر متصل شوند تا کلاف بندی یکپارچه و شبکه مانند بهم پیوسته ای تشکیل گردد. آرماتوربندی محل تلاقی اضلاع کلاف بخصوص در مورد کلاف سقف باید بنحوی انجام شود که اتصال کلاف ها بخوبی تامین گردد.

کلاف سقف نباید در هیچ جا منقطع باشد. در صورتی که مجاری دودکش، تهویه، کانال کولر و نظایر آنها با کلاف سقف تلاقی نمایند باید آرماتورهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور نمایند. در ضمن قطر یا عرض این مجاری نباید از نصف عرض کلاف بیشتر باشد.

۳- ۹- ۱- ۴ در صورتیکه ساختمان با مصالح بنائی دارای ستونهای فولادی و یا بتن آرمه نیز باشد این ستونها باید بنحوی مناسب در بالا به عناصر سقف و یا کلاف سقف و در پائین به کلاف زیر دیوار متصل شوند.

۳- ۹- ۲ کلاف بندی قائم

۳- ۹- ۲- ۱ در کلیه ساختمان های با مصالح بنائی دو طبقه و همچنین در ساختمان های یک طبقه مطابق جدول ۷ باید کلاف بندی قائم انجام شود.

جدول ۷- ضرورت کلاف قائم در ساختمانهای یک طبقه گروه منطقه خطر نسبی زلزله اهمیت ساختمان کم متوسط زیاد (براساس بند ۱- ۴) اهمیت زیاد دارد. در این حالت کلاف های قائم باید در داخل دیوارها و در گوشه های اصلی ساختمان و ترجیحا در نقاط تقاطع دیوارها طوری تعبیه گردند که فاصله محور تا محور آنها از ۵ متر تجاوز نکند.

هیچ یک از ابعاد مقطع کلاف قائم بتن آرمه نباید کمتر از ۲۰ سانتیمتر باشد. بجای کلاف بتن آرمه می توان از تیر آهن نمره ۱۰ و یا پروفیل فولادی با سطح مقطع معادل آن استفاده نمود، مشروط بر آنکه اتصال کلاف فولادی با دیوار بوسیله میلگردهای افقی بخوبی تامین شود. استفاده از تیر چوبی حداقل با مقطع ۵۰ سانتیمتر مربع بعنوان کلاف قائم، برای ساختمانهای یک طبقه با اهمیت متوسط و یا کم و یا برای سیستم های سقف چوبی قابل قبول (مطابق بند ۳- ۱۱- ۱) مجاز است. از پروفیل های در و پنجره نیز در صورتیکه بخوبی در کلاف افقی و سقف مهار شده باشند، با رعایت میزان فولاد معادل فوق الذکر، می توان بعنوان کلاف قائم استفاده کرد. توصیه اکید می گردد که اجرای کلاف های قائم بتن آرمه همزمان با چیدن دیوار سازه ای وبصورت یکپارچه صورت گیرد و یا با تعبیه شاخکها و یا میلگردهای افقی اتصال بین دیوار و کلاف تامین گردد.

۳ - ۹ - ۲ - ۲ حداقل قطر میلگردهای طولی در کلاف های قائم بتن آرمه عبارتست از ۱۰ میلیمتر برای میلگرد آجدار و ۱۲ میلیمتر برای میلگرد ساده . میلگردهای طولی باید حداقل ۴ عدد باشند، در گوشه ها قرار داده شوند و انتهای آنها به نحوی مناسب مهار شود. میلگردهای طولی باید با تنگهائی به قطر حداقل ۶ میلیمتر بیکدیگر بسته شوند. حداکثر فاصله تنگهها از یکدیگر عبارتست از ۲۰ سانتیمتر. در اطراف میلگردهای طولی باید حداقل ۲۵ سانتیمتر پوشش آزاد بتن وجود داشته باشد.

۳ - ۹ - ۲ - ۳ کلاف های قائم باید بنحوی مناسب در کلیه نقاط تقاطع به کلاف های افقی متصل شوند تا متفقا با کمک دیوارهای سازه ای یک سیستم سه بعدی مقاوم را تشکیل دهند.

۳ - ۹ - ۲ - ۴ بجای هر کلاف قائم به شرح مذکور در بند ۳ - ۹ - ۲ - ۱ می توان میلگردهائی را مطابق شکل (۴) و مطابق با محل آن (گوشه یا وسط دیوار) در طول دیوار توزیع نمود مشروط بر اینکه :

الف) برای اجرای دیوار از ملات ماسه سیمان استفاده شود.

ب) فاصله هر دو میلگرد قائم از ۶۰ سانتیمتر کمتر و از ۱۲۰ سانتیمتر بیشتر نباشد.

پ) میلگردهای قائم در فاصله حداکثر ۲۵ سانتیمتر، با میلگردهای افقی بقطر حداقل ۶ میلیمتر بیکدیگر بسته شوند.

ت) اطراف میلگردها بصورت غوطه ای چیده شده و هرز ملات ها کاملا پر گردند. دور هر میلگرد قائم فضائی که کوچکترین بعد آن از ۶ سانتیمتر کمتر نباشد ایجاد گردیده و ضمن چیدن دیوار با ملات پر شود.

ث) میلگردهای قائم در کلاف های افقی بالا و پائین مهار شوند. باید در دو انتها به زاویه ۹۰ درجه ختم و در کلاف شالوده و سقف مهار شوند.

۳ - ۹ - ۳ کلاف بندی دیوارهای مثلثی شکل در ساختمان هائی که با خرپا و شیروانی پوشانده می شوند ارجح است روی دیوارهای انتهائی نیز خرپا نصب گردد. در غیر اینصورت قسمت مثلثی شکل این دیوارها باید با کلاف بندی بشرح زیر تقویت گردد:

الف) در قاعده قسمت مثلثی شکل دیوار انتهائی در محاذات کلاف زیر تکیه گاه خرپاها کلاف افقی تعبیه شود و این کلاف ها بیکدیگر متصل شوند.

ب) سطح فوقانی دیوار مثلثی شکل با کلاف پوشانده شود بطوریکه سطح بالای کلاف موازی صفحه پوشش و سطح زیرین آن پلکانی باشد.

پ) بین دو کلاف پائین و بالای قسمت مثلثی شکل دیوار کلاف های قائم حداکثر بفاصله ۵ متر تعبیه شوند و کلاف های قائم در کلاف های تحتانی و فوقانی مهار گردند.

ت) ابعاد و میلگردهای کلافهای مذکور در بندهای الف و ب فوق تابع مقررات کلاف بندی افقی (بند ۳ - ۹ - ۱) و در مورد کلاف های مذکور در بند پ فوق تابع مقررات کلاف بندی قائم (بند ۳ - ۹ - ۲) می باشند.

۳ - ۹ - ۴ حداقل طول وصله میلگردهای طولی کلاف های بتن آرمه و یاطول مهاری شامل قلاب هابرابر ۴۰ سانتیمتر می باشد.

۳- ۱۰ اجرای دیوارهای سازه ای

۳- ۱۰- ۱ در ساختمان های با مصالح بنائی استفاده از ملات گل و یا گل آهک مجاز نمی باشد. دیوارهای سنگی و دیوارهای بلوک سیمانی باید با ملات ماسه سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در مترمکعب ملات ساخته شوند. در دیوارهای آجری می توان از ملات حرامزاده (باتارد) با ۱۰۰ کیلوگرم سیمان و ۱۲۵ کیلوگرم آهک در مترمکعب ملات نیز استفاده نمود. جان پناه بام و بالکن و قسمت طره ای از دودکشها باید منحصرآ با ملات ماسه سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب ملات ساخته شوند. ملات مصرفی ماسه سیمان باید حداکثر ظرف مد $\frac{3}{4}$ ت یک ساعت پس از تهیه ، مصرف شود.

۳- ۱۰- ۲ دیوارهایی که با سنگ مکعب مستطیل شکل یا آجر یا بلوک سیمانی ساخته می شوند باید طوری چیده شوند که بندهای قائم روی هم قرار نگیرند و درزهای قائم که در اصطلاح ((هرزملات)) نامیده می شوند کاملاً با ملات پر شوند. در دیوارهای با سنگ لاشه باید لاشه ها با قفل و بست پهلوی هم قرار داده شوند و بین سنگها کاملاً با ملات پر گردد.

۳- ۱۰- ۳ باید تمام دیوارهای سازه ای که بهم پیوسته هستند بخصوص در گوشه های ساختمان حتی المقدور بطور همزمان و در یک تراز چیده شده و در یک سطح بالا آورده شوند. در مواردی که اجرای همزمان دیوار چینی میسر نباشد می توان قسمتهائی را بصورت ((لاریز)) ساخته و قسمت های بعدی را روی لاریز بنا نمود. در مورد دیوارهای سازه ای ، دنداندار کردن دیوار با به اصطلاح ((هشت گیر)) که معمولاً برای اتصال دیوارهای متقاطع و یا برای ساختن دیوارهای طویل بکار می رود مجاز نمی باشد. هشت گیر را می توان منحصرآ برای اتصال تیغه ها بکار گرفت مشروط برآنکه درزهای بالا و پائین آجر چینی بعدی در محل هشتگیر کاملاً با ملات پر شوند.

۳- ۱۰- ۴ آجر، بلوک سیمانی ، و یا سنگ مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای قدرت باربری و همچنین دوام مناسب باشند. آجر و بلوک سیمانی باید قبل از استفاده کاملاً با آب سیراب شود.

۳- ۱۱ سقفها

۳- ۱۱- ۱ مصالح سقف مناسب و بنحوی ساخته شود که در برابر نیروهای زلزله اولاً از تکیه گاه خود جدا نشود و ثانیاً یکپارچگی و استحکام خود را حفظ نماید. بکار بردن چوب بعنوان عنصر باربر سقف در صورتی مجاز می باشد که پوشش سقف از نوع سبک نظیر تخته - ورق آهن - صفحات موجدار فلزی و یا آزبست سیمانی باشد و در اینصورت برای کلاف بندی سقف نیز می توان از چوب استفاده نمود. احداث سقف چوبی با پوشش حصیر و نی و گل و یا شفته آهک و یا طاق خشتی مجاز نمی باشد.

۳- ۱۱- ۲ اتصال سقف و تکیه گاه عناصر سقف (تیر و تیرچه اعم از فولادی ، بتنی و چوبی) و یا دال بتنی باید در تکیه گاه ها بنحو مطمئنی به عناصر زیرسری (تیرهای حمال ، کلاف بندی افقی ، ستونها) متصل شوند تا نیروهای زلزله بدون جابجا شدن سقف به عناصر قائم انتقال یابند. به این منظور رعایت ضوابط زیر الزامی است :

الف) در مورد سقف متکی بر تیر حمال عناصر اصلی سقف به تیرهای حمال متصل شوند و تیرهای حمال نیز به کلاف روی دیوار مهار گردند.

ب) در مورد سقف با تکیه گاه روی دیوار چنانچه سقف از نوع طاق ضربی باشد تیر آهن های سقف باید در داخل کلاف بتن آرمه مهار شوند و یا به صفحات فلزی که روی کلاف افقی بتن آرمه قرار داشته و در داخل کلاف مهار شده اند متصل گردند و

یا به کلاف فلزی بنحوی مناسب بسته شوند. طول تکیه گاه تیر آهن های سقف طاق ضربی نباید از ارتفاع تیر و یا از ۲۰ سانتیمتر کمتر باشد. چنانچه سقف دال بتنی پیش ساخته باشد ارجح است دال پیش ساخته در کلاف افقی بتن آرمه مهار شود و از قرار دادن دال پیش ساخته بر روی کلاف احتراز گردد مگر آنکه بتوان آنرا بنحوی مناسب به کلاف روی دیوار مهار نمود. سقف های مرکب از تیرچه و بلوک نیز باید بخوبی به کلاف افقی مهار گردند و بتن ریزی تیرچه ها و کلاف همزمان انجام شود. سقف بتن آرمه در جا ریخته شده نیز باید دارای تکیه گاهی حداقل معادل ضخامت دیوار منهای ۱۲ سانتیمتر باشد مشروط بر آنکه این طول هیچگاه از ۱۵ سانتیمتر کمتر نگردد.

پ) عناصر سازه ای راه پله نیز باید در پاگردهایی که همسطح ساختمان هستند در کلاف بندی افقی سقف مهار شوند.

۳-۱۱-۳ انسجام سقف برای حفظ انسجام و یکپارچه عمل نمودن سقف باید نکات زیر رعایت شوند:

۳-۱۱-۳-۱ در سقف طاق ضربی

الف) تیر آهن ها بوسیله میلگرد و یا تسمه فولادی بصورت ضربدری بیکدیگر بسته شوند بطوریکه اولاً طول مستطیل ضربدری شده بیش از ۱٫۵ برابر عرض آن نباشد و ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ مترمربع تجاوز ننماید.

ب) تکیه گاه مناسبی برای پطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعیین گردد. این تکیه گاه می تواند یا با قراردادن یک پروفیل فولادی و اتصال آن با کلاف زیر خود و یا با جاسازی در کلاف بتنی تامین شود. چنانچه این تکیه گاه فولادی باشد

باید با میلگردها و یا تسمه های کاملاً کشیده و مستقیم در دو انتهای تیر و همچنین در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرین تیر آهن سقف متصل گردد.

پ) حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهار بندی ضربدری تیر آهن های سقف و یا استوار کردن آخرین دهانه بکار می رود میلگرد ۱۴ میلیمتری و یا تسمه معادل آن می باشد.

۳-۱۱-۳-۲ در سقف تیرچه بلوک

الف) بتن پوشش روی بلوکها حداقل دارای ۵ سانتیمتر ضخامت باشد و مقدار میلگرد در جهت عمود بر تیرچه ها از ۱ سانتیمتر مربع در هر متر کمتر نبوده و میلگردها طوری قرار داده شود که فاصله آنها از یکدیگر از ۳۰ سانتیمتر تجاوز ننماید.

ب) در صورت تجاوز دهانه تیرچه ها از ۴ متر تیرچه ها بوسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل ۱۰ سانتیمتر باشد بهم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلیمتر یکی در بالا و یکی در پائین مقطع کلاف باشد.

۳-۱۱-۳-۳ در خرپاها

الف) با تعبیه بادبندی های قائم و افقی مناسب بین خرپاها انسجام سقف تامین شود.

ب) اضلاع مختلف خرپای چوبی در نقاط اتصال بیکدیگر بوسیله پیچ و مهره و یا اسکوپ های فولادی کاملاً بهم محکم شوند (میخ نمودن ساده این اضلاع بیکدیگر کافی نمی باشد).

پ) در سقف های مسطح شیب دار چنانچه سقف بصورت خرابا نباشد عناصر مناسبی برای مقابله با رانش سقف تعبیه شوند.

۳- ۱۱- ۴ سقف کاذب سقف کاذب باید حتی المقدور با مصالح سبک ساخته شود و قاب بندی آن بنحوی مناسب به اسکلت و یا کلاف بندی ساختمان متصل گردد تا ضربه تکانهای ناشی از زلزله موجب خرابی دیوارهای مجاور نشود.

۳- ۱۱- ۵ سقف های قوسی

کاربرد سقف های قوسی مشروط به رعایت موارد ذیل است :

الف) تدابیر لازم برای بحداقل رساندن رانش و همچنین تحمل آن بعمل یاد و دیوارها بخوبی مهار شوند.

ب) کلاف سراسری در محاذات پاتاق پیش بینی شود و طاق قوسی بنحوی مناسب بر روی آن قرار گیرد. در طاق های استوانه ای دو ضلع کلاف پاتاق بوسیله کش های فولادی که قبلا در داخل کلاف مهار شده اند بیکدیگر متصل گردند بطوریکه فاصله کشها از ۱۵ متر بیشتر و سطح مقطع کش از سه سانتیمتر مربع کمتر نباشد.

۳-۱۲- ناماسازی

۳- ۱۲- ۱ در ناماسازی با آجر ارجح است آجر نما بطور همزمان با آجر پشت کار چیده شود و باید ضخامت این دو نوع آجر یکسان و یا تقریباً یکسان باشد تا هر دو در هر رج روی یک لایه ملات چیده شوند. در صورتی که آجر نما پس از احداث دیوار

پشت کار چیده شود باید با مهار کردن مفتولهای فلزی در داخل ملات پشت کار و قرار دادن سر آزاد این مفتولها در ملات آجر نما، این دو قسمت آجر کاری بهم متصل گردند. فاصله این مفتولها در هر یک از جهات افقی و قائم نباید از ۵۰ سانتیمتر بیشتر اختیار شود.

۳- ۱۲- ۲ ناماسازی با سنگ غیر پلاک که قطعات سنگ بصورت افقی رویهم چیده می شوند تابع مقررات ناماسازی با آجر مطابق بند ۳- ۱۲- ۱ می باشد. در صورتیکه سنگها بصورت پلاک بطور قائم نصب شوند باید با تعبیه اسکوپ و یامهار مناسب دیگری از جدا شدن و فروریختن آنها در موقع بروز زلزله جلوگیری شود.

پیوست شماره ۲

ضوابط خاص برای سازه های فولادی مقاوم در برابر زلزله:

۱- کلیات

طراحی و ساخت قابهای فولادی مقاوم در مقابل نیروهای زلزله باید شرایط مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان و الزامات زیر را برآورده سازد.

۲- تعاریف

مهاربند ضربداری حالتی است که در آن دو عضو مهاربند، بصورت قطری زوایای متقابل یک دهانه را به هم متصل می نمایند (شکل ۱- الف) مهاربند قطری حالتی است که فقط یک قطر در داخل چشمه وجود دارد (شکل ۱- ب) مهاربند ۷ و یا ۸ در این حالت دو عضو مهاربند در روی یک گره در رو و یا زیر تیر با یکدیگر متقارب می باشند (شکل ۱- پ) مهار بند k در این حالت یک جفت مهاربند در یک طرف ستون قرار می گیرند و یکدیگر را در نقطه ای در روی ستون قطع می نمایند (شکل ۱- ت) . گره : محل برخورد دو یا چند عضو را گره نامند. اتصال : مجموعه اجزایی که دو عضو را بهم متصل می نمایند. تیر : عضو افقی که در باربری خمشی جانبی قاب سهیم است . چشمه اتصال : بخشی از ستون در محل اتصال که مقابل تیر قرار می گیرد (شکل ۲) .

۳- علائم و اختصارات

علائم و اختصارات به کار رفته در این پیوست به قرار ذیل می باشند :

MPS = لنگر پلاستیک عضو

PDL = نیروی محوری ناشی از بار مرده

PE = نیروی محوری ناشی از زلزله

PLL = نیروی محوری ناشی از بار زنده

PSC = مقاومت محوری فشاری عضو

PST = مقاومت محوری کششی عضو

VS = مقاومت برشی عضو

Z = اساس پلاستیک مقطع

R = ضریب رفتار ساختمان

۴ - مصالح

۴- ۱ - فولادهای مصرفی

فولادهای مصرفی در سیستم های مقاوم در مقابل نیروهای زلزله باید منطبق بر شرایط مذکور در بند ۱۰ - ۳ - ۲ از مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی) باشند. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت نهایی کششی حداقل ۱۳ برابر مقاومت ح^{3/4}d جاری شدن باشند.

۴- ۲ - مقاومت اعضا منظور از مقاومت اعضا که در قسمتهای مختلف این پیوست به آنها اشاره می شود، مقاومت نهایی عضو یا اتصال بوده و شامل مقادیر زیر می باشد:

مقدار

مقاومت

نوع مقاومت

$$ZF_y = M_{ps}$$

خمش

$$V_s = 0.55 dt F_y$$
 برای اعضا

برش

$$P_{sc} = 1.7 F_a A$$

فشار محوری

$$F_y A = P_{st}$$

کشش محوری

مقدار

مقاومت نوع

مصالح اتصال

$F_y A$ جوش لب با نفوذ کامل برای اتصال هم‌مقدار مجاز

*

۱۷ جوش لب با نفوذ نسبی

و

جوش گوشه

مقدار مجاز * ۱۷ ریب چ مقدار مجاز باربری برای انواع جوش براساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان تعیین می گردد. اعضا لازم نیست که فشرده باشند، مگر اینکه به طریقی در این پیوست لازم گردد.

۵ - ستونها

۵ - ۱ - مقاومت ستون در طراحی ستونهای سازه های مقاوم در برابر زلزله باید مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان رعایت گردد. بعلاوه ستونهای قابها باید دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای محوری ناشی از ترکیبات باربری (الف) و (ب) زیر باشند :

الف : فشار محوری

$$PDL + 0.8P_{LL} + (0.8R_{PE} \text{ (} \circ \text{ PSC (1))}$$

ب: کشش محوری

$$0.85PDL + (0.8R_{PE} \text{ (} \circ \text{ PST (2))}$$

در روابط فوق مقدار نیروهای PDL، PLL و PE باید با رعایت علامت جبری آنها استفاده شود.

تبصره: بندهای فوق لازم نیست برای ستونهای قاب خمشی که روابط اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در مورد آنها صادق است و fa (تنش فشاری محوری) مساوی و یا کوچکتر از 0.3Fy برای تمام ترکیبات بارگذاری می باشد، اعمال گردد.

۵-۲- وصله ستون وصله ستون علاوه بر سایر ترکیبات، باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروهای ستون ناشی از ترکیبات بار (الف) و (ب) بند ۵-۱ باشد. در وصله های جوشی ستونهایی که تحت نیروی خالص کششی قرار دارند، ظرفیت جوشها نباید کمتر از ۵۰ درصد ظرفیت بالهای ستون باشد. محل وصله هایی که در آنها از جوش لب با نفوذ نسبی استفاده شده، حداقل باید ۹۰ سانتیمتر با بال تیر فاصله داشته باشد.

۵-۳- محاسبه لاغری در قابهای بدون مهاربند در صفحه اثر نیروهای زلزله، ضریب طول موثر ستون (K) را در صورتیکه تمام شرایط زیر برقرار باشد، می توان مساوی واحد منظور کرد:

الف: ستون در محل اتصال پیوسته و یا گیردار است.

ب: تحت بارهای طراحی تنش فشاری محوری fa از 0.4Fy تجاوز نمی نماید.

پ: شاخص تغییر مکان جانبی طبقه (Q مطابق زیر) کوچکتر از 0.4 است.

$$hsSV . (SP) = Q$$

SP = مجموع نیروی محوری ستونهای طبقه در شرایط بارگذاری در سطح بهره برداری = S = تغییر مکان نسبی طبقه

$$V = \text{برش طبقه}$$

$$hs = \text{ارتفاع طبقه}$$

۶- قابهای خمشی معمولی اتصال تیر به ستون قابهای خمشی معمولی باید منطبق بر الزامات قسمت (۷-۱) باشد، مگر اینکه بتوان نشان داد اتصال این قابها توانائی مقاومت در مقابل ترکیب بارثقلی به علاوه 0.4R برابر نیروهای زلزله طرح را دارا می باشند.

۷- قابهای خمشی ویژه (SMRF)

۷-۱- اتصال تیر به ستون باید ضوابط زیر را ارضا نماید:

الف: اتصال تیر به ستون باید قادر به تامین مقاومتی برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

(I) مقاومت خمشی تیر

II) لنگر متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال . این مقاومت برشی از رابطه ۳ بدست می آید.

ب : اتصال تیر به ستون را می توان کافی برای حصول مقاومت خمشی تیر در نظر گرفت اگر منطبق بر شرایط زیر باشد :

I) اتصال بال تیر به ستون با استفاده از ورق اتصال بال که توسط جوش لب با نفوذ کامل به بال ستون متصل شده است تامین گردد.

II) اتصال بال تیر به ورق اتصال بال توسط جوش لبه در امتداد موازی محور تیر و یا با استفاده از حداقل دو ردیف پیچ پرمقاومت اصطکاکی (جمعا ۴ پیچ برای هر بال) تامین گردد.

III) از جوش و پیچ بطور همزمان برای انتقال نیرو از بال تیر به ورق اتصال بال استفاده نشده باشد.

IV) اتصال جان تیر به ستون با استفاده از ورق اتصال جان با استفاده از جوش و یا پیچ پرمقاومت اصطکاکی تامین گردد. دو نوع اتصال نمونه واجد شرایط فوق در شکل ۲ آمده است .

پ : انواع دیگر اتصال : هر اتصالی با استفاده از جوش یا پیچهای پرمقاومت که منطبق بر شرایط قسمت ب مذکور در بالا نیست ، در صورتیکه به کمک محاسبات یا آزمایش ها نشان داده شود که شرایط قسمت الف را برآورده می نماید، می تواند مورد استفاده قرار گیرد. وقتیکه برای نشان دادن کفایت اتصال از روش محاسباتی استفاده می شود، باید ۱۲ درصد مقادیر مندرج در بند الف فوق ملاک محاسبه قرار گیرند.

ت : محدودیتهای جزئیات بال : برای فولادهائی که مقاومت نهائی آنها (Fu) کمتر از ۱۳ برابر مقاومت جاری شدن باشد، در اتصالات پیچی ورههای اتصال بال تیر و ستون ، باید نسبت مقطع موثر به مقطع کلی (یعنی Ae ر Ag) بزرگتر از Fu ر ۱۱Fy باشد و حداقل از دو ردیف پیچ در این اتصال استفاده شود.

۷ - ۲ - چشمه اتصال

الف - چشمه اتصال ، ناحیه محصور شده جان ستون در مقابل بال تیر می باشد. چشمه اتصال تیر به ستون باید توانائی مقابله با برش ناشی از لنگر خمشی تیر به علت بارهای ثقلی به علاوه ۱٫۸۵ برابر نیروهای زلزله را دارا باشد، لیکن مقاومت برشی لازم نیست از برش نظیر ۰٫۸ SMps تیرهای متصل به بالهای ستون در محل اتصال بیشتر باشد. مقاومت برشی چشمه اتصال را می توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود :

$$V = 0.85 [F_y d_{ct} + 1.6 b c + 2t] d c t c f \quad (3)$$

که در آن :

t = ضخامت جان ستون بعلاوه ضخامت ورق مضاعف .

db = ارتفاع مقطع تیر

dc = ارتفاع مقطع ستون

bc = عرض بال ستون

$cf t =$ ضخامت بال ستون

ب - ضخامت چشمه اتصال ، tZ ، باید رابطه زیر را نیز اقلان نماید :

$$tz \bar{A} (Wz + dz) \text{ ر } ۹۰ (۴)$$

که در آن :

$dz =$ عمق چشمه اتصال بین ورقهای یپوستگی (ورق های سخت کننده روبروی بال های تیر)

$Wz =$ عرض چشمه اتصال بین بالهای ستون برای این منظور، tZ ، نباید شامل ضخامت هرگونه ورق مضاعف باشد، مگر اینکه ورق مضاعف توسط جوش انگشترانه کافی به منظور جلوگیری از کمانش موضعی ، به جان ستون جوش شود.

پ - ورق مضاعف ورقهای مضاعف به منظور کاهش تنش برشی در چشمه اتصال یا کاهش نسبت ارتفاع به ضخامت جان به کار گرفته می شوند. فاصله این ورقها نباید بیش از ۱۵ میلیتر از جان ستون باشد و باید در طول لبه فوقانی و لبه تحتانی ورق با جوش گوشه با بعد حداقل مساوی ۵ میلیتر جوش شوند. این ورقها باید با استفاده از جوش شیاری یا گوشه به منظور حصول مقاومت برشی ورقهای مضاعف به بال ستون جوش شوند.

۷ - ۳ - نسبت عرض به ضخامت بال تیرها باید ضوابط مقاطع فشرده طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ایران را برآورده سازند بعلاوه نسبت عرض به ضخامت بال آنها، یعنی tf ر bf ، نباید از Fy خ ر ۴۳۵ تجاوز نماید (Fy برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) .
برای فولاد نرمه با $۲cm$ ر $Fy ۲۴۰۰Kg =$ این نسبت حدود ۹ بدست می آید.

$bf =$ عرض کل بال

$tf =$ ضخامت بال

$tp =$ ضخامت صفحه اتصال

۷ - ۴ - ورقهای یپوستگی

در تعیین احتیاج و یا عدم احتیاج به ورقهای یپوستگی (ورقهای سخت کننده ستون در روبروی بالهای تیر) در ناحیه اتصال در مقابل بال کششی تیر، نیروی کششی بال Pbf در رابطه ۱۰ - ۸ - ۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان باید مساوی (btf) Fyb ۱۸ منظور گردد.

۷ - ۵ - نسبت مقاومت در هر اتصال از قاب خمشی ویژه باید روابط زیر اقلان گردند :

$$Fyb SZb < ۱۰۰ \text{ ر } Fa \text{ ن } SZc) Fyc (۵)$$

یا :

$$Fyb SZb < ۱۰۰ \text{ ر } SMpz ۱۲۵ \text{ ر } Fa \text{ ن } SZc) Fyc (۶)$$

که در روابط فوق F_{yc} و F_{yb} تنش های جاری شدن ستون و تیر می باشد، همچنین $f_a < 0$ بوده و نیز Z_c و Z_b مقادیر اساس پلاستیک مقطع های ستون و تیر می باشد.

$M_{pz} = S$ مجموع لنگرهای تیرها که متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال (رابطه ۳) محاسبه می شود.

تبصره: ستونهائی که شرایط مقطع فشرده را برآورده می نمایند در صورتیکه یکی از شرایط زیر را نیز برآورده نمایند، لازم نیست ضوابط روابط ۵ و ۶ را ارضا نمایند: (الف) ستونها با f_a کوچکتر از $0.4F_y$ برای تمام ترکیبات بارگذاری به استثنای بارهای معرفی شده در بخش ۵-۱۰ (ب) ستونها در هر طبقه ای که مقاومت برشی جانبی آن ۵۰ درصد بزرگتر از طبقه فوقانی آن باشد.

۶-۷ - مهاربندی تیرها هر دو بال تیر باید بطور مستقیم یا غیرمستقیم، مهار جانبی شوند. فاصله بین مهارهای جانبی تیرها در حدفاصل محور ستونها نباید از ۹۶ برابر r_y (شعاع ژیراسیون تیر) تجاوز نماید. همچنین در محل تاثیر نیروهای متمرکز که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، باید یک مهار جانبی ۸قرار داده شود.

۷-۷ - تغییر در مساحت بال تیر در قابهای خمشی ویژه، در ناحیه ای که امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، هرگونه تغییر ناگهانی در مساحت بال ممنوع می باشد.

۸- قابهای مهاربندی شده

۸-۱- کلیات

کلیه قابهای مهاربندی شده، هم محور مشمول مقررات این قسمت می باشند. اندسته از اعضای این قابها که از طریق رفتار برشی و یا خمشی نیروهای زلزله را تحمل می نمایند، باید مطابق با مقررات قسمت ۷ طراحی گردند، به استثنای وضعیت ذکر شده در بند ۸-۳. قابهای مهاربندی برون محور لازم است مطابق مقررات ویژه مندرج در بیان نامه های معتبر طراحی شود.

۸-۲- اعضای مهاربندی

الف: لاغری

لاغری اعضای بابدند نباید از F_y خ ر 60.25 تجاوز نماید، مگر حالات اجازه داده شده در بخشهای ۸-۵ و ۸-۶.

ب: کاهش در تنش مجاز تنش مجاز فشاری F_{as} برای اعضای مهاربندی که یروهای زلزله را بصورت فشاری تحمل می نماید، از رابطه زیر تعیین می گردد:

$$BF_a = F_{as} (\gamma)$$

که در آن:

F_a = تنش فشاری مجاز بدست آمده طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان

B = ضریب کاهش تنش طبق رابطه زیر:

$$B = 1 \quad (8)$$

$$12 KI + [CC2]$$

CC = از مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان K، I و ۲ به ترتیب ضریب طول موثر، طول و شعاع ژیراسیون عضو مهاربندی است .

پ : توزیع نیروهای جانبی

نیروی برشی در هر طبقه از مهاربند، باید طوری بین عناصر قطری مهاربند توزیع گردد که مجموع مولفه افقی نیروی اعضای فشاری و یا مجموع مولفه افقی نیروی اعضای کششی، هیچکدام از ۷۰ درصد برش کل تجاوز ننمایند.

تبصره : وقتیکه مقاومت اعضای فشاری به تنهایی، بدون توجه به ضریب کاهش B در رابطه ۷، قادر به تحمل R_f برابر نیروی زلزله باشد، رعایت شرط فوق الزامی نیست .

ت : اعضای ساخته شده از چند نیمرخ لاغری حداکثر هر نیمرخ در حد فاصل بین قیدها (محل های اتصال نیمرخها) ، نباید از ۷۰ درصد لاغری کل عضو تجاوز نماید.

۸-۳- اتصال مهاربند

الف : مقاومت

مقاومت اتصال مهاربند باید برابر کمترین مقدار از مقادیر زیر باشد :

I - مقاومت کششی اعضای مهاربند

II - 0.4 برابر نیروی مهاربند حاصل از نیروی زلزله

III - حداکثر نیروئی که توسط سیستم به مهاربند اعمال می گردد.

اتصال تیر به ستون در تیرهایی که جزئی از سیستم مهاربند هستند، باید دارای ظرفیت لازم برای انتقال نیروی تعیین شده به روش فوق باشد.

ب : مساحت خالص در اعضای مهاربند با اتصال پیچی، نسبت مساحت موثر به سطح مقطع کلی، باید رابطه زیر را اکتان نماید :

$$(9) * aF_{u2} \geq AeAg$$

که در آن :

Ae = مساحت موثر خالص

* F = نیروی عضو مهاربند که طبق بند ۸-۳-الف تعیین شده است .

F_u = حداقل مقاومت کششی

a = درصدی از * F که باید از مقطع خالص مورد نظر منتقل شود.

الف: مهاربندهای ۷، ۸ و K

مهاربندی ۷، ۸ و K، باید احتیاجات زیر را برآورده نمایند:

(I) اعضای مهاربند باید برای ۱٫۵ برابر نیروی زلزله طراحی گردند.

(II) تیر افقی باید در حدفاصل دو ستون به صورت پیوسته باشد.

(III) در مهاربندهای نوع ۸، تیر افقی باید قادر به تحمل نیروهای قائم در حد فاصل دو ستون بدون توجه به وجود مهاربند باشد.

تبصره: این محدودیت لزومی ندارد در خرپشته، ساختمانهای یک طبقه و آخرین طبقه ساختمانها اعمال گردد.

ب - مهاربندهای K استفاده از مهاربندهای k ممنوع است مگر در حالت مجاز دانسته شده در بند ۸ - ۵ زیر

۸ - ۵ - ساختمانهای یک و دو طبقه مهاربندهایی که احتیاجات بندهای ۸ - ۲ و ۸ - ۴ را برآورده نمی نمایند لیکن مقاومت آنها R ۰٫۴ برابر نیروهای زلزله آئین نامه ای است، می توانند در ساختمانهای ۱ و ۲ طبقه مورد استفاده قرار گیرند.

۸ - ۶ - سازه های غیر ساختمانی سازه های مهاربندی شده غیر ساختمانی، مثل سیلوها و مخازن و غیره، فقط لازم است احتیاجات بند ۸ - ۳ را برآورده نمایند.

۹ - آزمایشهای غیرمخرب اتصالات جوشی بین اعضای اصلی قابهای خمشی ویژه باید به کمک آزمایشهای غیرمخرب مورد بررسی قرار گیرند. به عنوان یک برنامه حداقل انجام آزمایشهای زیر ضروری است:

۱ - تمام جوشهای لب یا شیار با نفوذ کامل در وصله ها و اتصالات باید به روش آزمایش اولتراسونیک و یا رادیوگرافی مورد آزمایش قرار گیرند.

۲ - در صورت تشخیص دستگاه نظارت، جوشهای با نفوذ نسبی مورد استفاده در وصله ستونها، باید تحت آزمایش اولتراسونیک و یا رادیوگرافی قرار گیرند.

۳ - ورقهای ضخیم تر از ۳۸ میلیمتر که در معرض کرنش های در جهت ضخامت ناشی از انقباض جوش هستند، بعد از جوشکاری باید تحت آزمایش اولتراسونیک قرار گیرند.

پیوست شماره ۳

جزئیات روش تحلیل دینامیکی طیفی (با استفاده از آنالیزمدها و طیف بازتاب طرح):

۱ - حرکت زمین در اثر زلزله

از آنجا که بازتاب یک ساختمان در اثر زلزله بستگی به ویژگیهای حرکت زمین دارد، باید سعی نمود تا حرکتی را که در زمین در هنگام وقوع یک زلزله عمده ایجاد می شوند، تعریف کرد. متأسفانه با یک تعریف واحد نمی توان تمام حرکات مختلفی را که

ممکن است در یک محل بخصوص اتفاق بیفتد، مشخص نمود. بطور کلی می توان موارد زیر را در مورد حرکات زمین در اثر زلزله ذکر کرد:

الف- حرکات زمین در نزدیکی منشا زلزله (گسل مسبب) شدید بوده و با دور شدن از آن این حرکات ضعیف تر می شوند.

ب- زمان های تناوب عمده ارتعاش زمین با دور شدن از منشا افزایش می یابند.

ج- لایه های عمیق خاک نرم، حرکتی را در سطح زمین ایجاد می کنند که دارای زمان تناوب های عمده طولانی تری نسبت به حالت وجود لایه های سخت و یا سنگی می باشند. اندازه گیری اولیه حرکت زمین در اثر زلزله، همان شتابنگاشت های بدست آمده از دستگاه های شتاب نگار می باشد. اطلاعات بدست آمده از یک شتاب نگار معمولاً شامل دو مولفه افقی (در امتدادهای عمود بر یکدیگر) و یک مولفه قائم حرکت می باشند. هرچند حالت ایده ال در طراحی ساختمان ها آنست که ساختمان در برابر اثر یک شتابنگاشت مشخص که احتمال وقوع آن در آینده با قبول یک میزان خطر معلوم وجود دارد، طراحی شود، لیکن اشکالاتی که در حال حاضر برای تعیین مشخصات دقیق شتابنگاشت فرضی در محل یک ساختمان وجود دارد ایجاب می نماید بجای استفاده مستقیم از شتابنگاشتها از روش های دیگری که حداکثر بازتاب های ساختمان را تعیین می کند، استفاده شود. عملی ترین و متداولترین این روش ها در حال حاضر روش طیف بازتاب زلزله می باشد.

۲- طیف بازتاب زلزله

در صورتی که برای یک شتابنگاشت معین و برای یک نسبت میرائی ثابت، منحنی تغییرات حداکثر بازتاب شتاب مطلق S_a برای یک سیستم با یک درجه آزادی با زمانهای تناوب مختلف، رسم گردد، این منحنی طیف بازتاب شتاب (مطلق) نامیده می شود. این طیف را می توان برای میرائی های مختلف سازه ترسیم نمود. طیف بازتاب فوق برای یک زلزله خاص بوده و همان مشکل مربوط به استفاده از یک شتابنگاشت را دارا می باشد و لذا نمی تواند به تنهایی مبنای طراحی قرار گیرد. برای رفع این نقیصه با استفاده از مجموعه ای از طیف های بازتاب زلزله های مختلف ولی همگن و انجام عملیات آماری، طیف هموار شده برای طرح و یا سطح بهره برداری بدست می آید. اینگونه طیف ها یا با دستورالعمل مندرج در آئین نامه (طیف استاندارد آئین نامه، بند ۲-۵ - ۱ الف) و یا براساس مطالعات ویژه موقعیت محل (طیف ویژه ساختگاه، بند ۵-۱ - ب) بدست می آید حداکثر کلیه بازتاب های یک سیستم با یک درجه آزادی با زمان تناوب T و نسبت میرائی معین را می توان با در دست داشتن S_a بدست آورد. در این آئین نامه در اکثر موارد مطابق شرایط ذکر شده می توان از مقادیر طیف استاندارد آئین نامه (بند ۲-۵ - ۱ الف) به عنوان S_a استفاده کرد. یعنی برای زلزله طرح $R S_a |ABI =$ و برای زلزله سطح بهره برداری $S_a |ABI =$

۳- تحلیل طیفی بازتاب های ساختمان ساختمان های چند طبقه به صورت سازه های با چند درجه آزادی تحلیل می گردند. انتخاب درجات آزادی برای انجام تحلیل دینامیکی به نوع سازه، مدل انتخابی و میزان دقت مورد نظر بستگی دارد. در صورت استفاده از نرم افزارهای اجزای محدود، مدل سازه عموماً دارای تعداد نسبتاً زیادی درجه آزادی که مشتمل بر درجات آزادی انتقالی و چرخشی است، خواهد بود. لیکن به صورت معمول با فرض صلب بودن کف های طبقات، تعداد درجات آزادی اصلی سازه به ۳ درجه آزادی در هر کف کاهش می یابد. این سه درجه آزادی مشتمل بر ۲ درجه آزادی حرکت انتقالی و یک درجه آزادی حرکت چرخشی است (شکل ۳). حالت خاص این نوع مدل سازی قاب های دو بعدی است که در این حالت آزادی صرفاً شامل حرکت های جانبی هر طبقه خواهد بود. (شکل ۴) ساختمانهای چندین طبقه با جرم های پراکنده به صورت سازه های با چند درجه آزادی که دارای مدهای ارتعاشی متعدد می باشند، تحلیل می گردند. در هنگام اثر نمودن زلزله به پای سازه با

چند درجه آزادی، تغییر شکل جانبی سازه ترکیبی از اثر تمام شکل های مدی سازه می باشد، لیکن مدهائی که زمان تناوب طبیعی آنها با زمان تناوب ارتعاش زمین نزدیکتر باشند، بیشتر بر روی تغییر شکل سازه اثر می گذارند. برای هر مد ارتعاشی عمده با توجه به زمان تناوب، شکل مدی، توزیع جرم و طیف بازتاب می توان حداکثر پاسخ های سازه از قبیل تغییر مکان جانبی طبقات، شتاب طبقات، نیروها و لنگرهای واژگونی در طبقات را محاسبه نمود. سپس باید نتایج به دست آمده برای مدهای مختلف ارتعاشی را با یکدیگر ترکیب نمود. برای اغلب ساختمانها، مشارکت مدهای بالاتر (فرکانس بالاتر، زمان تناوب کمتر) نسبت به مدهای پائین تر ناچیز بوده و قابل اغماض می باشند. لیکن برای ساختمان های بلند و یا ساختمان های با زمان تناوب اصلی زیاد و یا ساختمان های نامنظم، اهمیت مدهای دوم، سوم و بالاتر ارتعاشی زیاد بوده و این مدها می توانند بر روی بازتاب مورد نظر تاثیر عمده بگذارند. اهمیت مشارکت هر مد ارتعاشی به ویژگی های مدل ساختمان و ویژگی های طیف بازتاب بستگی دارد. در صورتی که در یک سازه با چند درجه آزادی، چند مد دارای اهمیت باشند باید روش مناسبی برای ترکیب اثرات مدها انتخاب نمود که در انتهای این پیوست توضیح داده شده اند. در آنالیز طیفی سیستم های با چند درجه آزادی که صرفاً برای سیستم های با رفتار الاستیک - خطی کاربرد دارد، برای تعیین بازتاب های مختلف به شرح زیر عمل می شود:

۱) با استفاده از اصول دینامیک سازه ها، زمان های تناوب و شکل های مدی برای مدهای عمده ساختمان محاسبه می گردد.

۲) جرم مودی M_n برای مد شماره n از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$M_n = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2$$

در رابطه فوق $\sum_{i=1}^n m_i$ بردار ستونی شکل مد n است که به شکل زیر نمایش داده می شود:

$$m_i = \rho V_i$$

$$V_i = \sum_{j=1}^n V_j \phi_{ij}^2$$

$$V_j = \int V_j dx$$

$$V_j = \int V_j dx$$

$$V_j = \int V_j dx$$

$\sum_{i=1}^n m_i$ تا $\sum_{i=1}^n m_i$ مقادیر بی بُعد و متناسب با تغییر مکانهای مختلف در تراز طبقات ۱ تا k در مد n هستند. اگر ساختمان بصورت دو بعدی با کف صلب مدل شده باشد، $k = S$ اگر ساختمان بصورت سه بعدی با کف صلب مدل شده باشد، $k = 3S$

$[M]$ ماتریس جرم سازه است که دارای S سطر و S ستون است.

۳) ضریب تحریک مد n مطابق رابطه زیر محاسبه می شود:

$L_n = \sum_{i=1}^n [M] \phi_i^2$ در ساختمانهای چند طبقه، مولفه های ϕ_i در بردار ϕ برای درجات آزادی هم امتداد با حرکت زمین مساوی ۱ و برای سایر درجات آزادی مساوی صفر هستند.

وزن موثر ساختمان در مد n از رابطه زیر به دست می یآد:

$$M_n = W_n \gamma L_n$$

مدهای عمده سازه که باید در تحلیل طیفی مورد استفاده قرار گیرند مطابق بند ۲-۵-۱ آئین نامه تعیین می گردد.

(۴) برای هر مد n با استفاده از منحنی طیف بازتاب شتاب به ازای زمان تناوب ویژه آن مد، T_n ، شتاب طیفی S_{an} قرائت می شود.

(۵) در این مرحله انواع پاسخ های سازه در مد n را می توان به دست آورد:

(۱-۵) محاسبه بردار تغییر مکان مدی سازه

$$L_n M_n = X_n \gamma_n \gamma_{24} S_{an} T_n$$

(۲-۵) مقدار تغییر مکان نسبی هر طبقه i یا drift در مد n از تفاضل حداکثر تغییر مکان جانبی ترازهای بالا و پائین آن طبقه در جهت مورد نظر در مد n حاصل می شود:

$$x_{ni} - x_{ni} = d_{ni} - 1$$

(۳-۵) محاسبه بردار شتاب مدی حرکت $X_n = S_{an} L_n M_n$ بردارهای X_n و X_n دارای S مولفه به ازای S درجه آزادی حرکت سازه هستند.

(۴-۵) محاسبه بردار نیروی مدی طبقه

$$X_n [M] = f_n$$

(۶) با انجام عملیاتی روی پاسخ های ارائه شده در بند ۵، می توان اطلاعات بیشتری از عملکرد سازه در مد n کسب کرد:

(۱-۶) مقدار حداکثر برش طبقه i در هر امتداد در مد n از جمع زدن مولفه های بردار نیروی طبقات بالاتر که متناظر با آن امتداد هستند به دست می یآد. برای قاب ۲ به عددی خواهیم داشت:

$$j \ k$$

$$V_{ni} = \sum_m f_n$$

$$j=i$$

برای محاسبه حداکثر برش پایه ساختمان در مد n در هر امتداد می توان از رابطه مشابه فوق با انتخاب $j=1$ استفاده کرد. یعنی $V_{n1} = V_n$: حداکثر برش پایه ساختمان در مد n در حالت کلی از رابطه برداری زیر حاصل می شود:

$$f_n r_p = V_{np}$$

p نشان دهنده مولفه مورد نظر از بین ۳ مولفه قابل انتخاب است (۲ حرکت افقی و ۱ حرکت چرخشی) بسته به انتخاب، مولفه های r_p متناظر با درجه آزادی مورد نظر مساوی ۱ و بقیه مساوی صفر خواهند بود. اگر r_p با r بکار رفته در محاسبه L_n یکی باشد، می توان از رابطه عددی V_n استفاده کرد:

$M_n = V_n \gamma S_n L_n$ در این صورت ، امتداد V_n ، برش پایه در جهت مولفه p خواهد بود. برای قابهای دوطبقه‌عددی ، رابطه عددی V_n همواره برقرار است .

۶- ۲) مقدار حداکثر لنگر واژگونی در هر جهت در مد n از ضرب کردن نیروی هر طبقه در ارتفاع آن طبقه و سپس جمع کردن حاصلضرب ها به دست می‌آید. در حالت کلی داریم :

$$f_n [h] r_p = O M_n$$

$[h]$ ماتریس ارتفاع طبقات از تراز پایه است و به شکل زیر ظاهر می‌شود :

$$1 \ h$$

$$1 \ 0 \ h$$

$$2 \ h$$

$$2 \ h \ [h] =$$

$$0 \ 0$$

$$0$$

و

در حالت قاب ۲ به‌عددی ، r_p در معادله فوق حذف می‌شود و

$$[h] = [h \ 1 \ h \ 2 \ h \ 3 \ h \ k] \dots h$$

$$f_n [h] = O M_n$$

با در دست داشتن نیروهای جانبی و تغییر مکان جانبی طبقات ، نیروی داخلی اعضا (شامل اثرات $D - P$) برای هر مد ارتعاشی و با روشهای متداول آنالیز استاتیکی جداگانه محاسبه شده و سپس نیروهای نهائی اعضا با توجه به ترکیب آماری نتایج آنالیز هر مد مطابق بند زیر محاسبه می‌گردد.

۴- ترکیب اثر مدها در روش آنالیز مدی که در قسمت قبل توضیح داده شد، حداکثر بازتاب های مختلف سازه (نیروها، تلاش ها و یا تغییر مکانها) هنگامیکه در یکی از مدهای طبیعی با اهمیت خود ارتعاش می‌کند، بدست می‌آید. از آنجا که این حداکثر بازتاب ها برای مدهای مختلف در یک زلزله بطور هم زمان اتفاق نمی‌افتد، لازم است با روش های آماری مقدار بازتاب های کلی حداکثر در اعضا مختلف سازه تخمین زده شود. این چنین روش آماری باید بر اساس ترکیبی از ماکزیمم بازتاب های مدهای مختلف بوده و اثرات اندرکنش احتمالی بین بازتابهای مختلف نزدیک به یکدیگر حاصله از مدهای مختلف را دربربگیرد. یکی از روش های آماری ترکیب مدها با یکدیگر روش جذر مجموع مربعات یا روش ($SRSS$) است . در این روش بازتاب کلی ، U ، در امتداد هر درجه آزادی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$U = (m \cdot un)$$

$$n = 1$$

در رابطه فوق ، un بازتاب درجه آزادی موردنظر برای مد n بوده و N جمع تعداد مدهای تحت بررسی می باشد. از این روش می توان در مواردی استفاده نمود که زمان تناوب مدهای مختلف با یکدیگر متفاوت بوده و از یکدیگر فاصله کافی داشته باشند به نحوی که رابطه زیر صادق باشد:

$$T_m T_n = r \cdot 0.67 T_m > T_n$$

در رابطه فوق نسبت میرائی برابر ۵٪ فرض شده و T_m و T_n بترتیب زمان های تناوب طبیعی برای مدهای n و m می باشند. در صورتیکه رابطه فوق صادق نباشد جوابهای بدست آمده از ترکیب جذر مجموع مربعات قابل اعتماد نبوده و بهتر است از روش دیگری که بنام ترکیب مربعی کامل یا روش (CQC) موسوم است استفاده شود. این روش قابلیت کاربرد عمومی برای اکثر حالات را دارد. در روش ترکیب مربعی کامل بازتاب کلی ترکیبی ، U از رابطه زیر بدست می آید:

$$- N N \backslash N \ 1$$

$$U = (m \cdot n \cdot u + 2 \cdot m \cdot u \cdot n \cdot r \cdot n \cdot m) \cdot 2$$

$$\backslash n = \backslash n = \backslash m = n +$$

در رابطه فوق مقادیر un و um حداکثر بازتابهای سازه در درجه آزادی موردنظر به هنگام ارتعاش سازه بترتیب در مدهای n و m بوده و rnm ضریب بین مدی می باشد که از رابطه زیر محاسبه می گردد. همچنین باید توجه داشت که در محاسبه U طبق رابطه بالا علامتهای un ، um باید رعایت شوند.

$$rnm = \lambda = 2 + r \cdot x \cdot 1 \cdot (3r \cdot 2 \cdot (1 \cdot 2 \cdot (r \cdot 2 + 4r \cdot x \cdot 2r) \cdot 1 +) \cdot 2$$

در رابطه فوق $X = 0.05$ منظور می شود.

پیوست ۴

زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای وارونه ، برجها، دودکشها و سایر ساختمانهای مشابه

۱- زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز واقع در انتهای طره لاغر (در صورتی که از جرم طره صرف نظر شود) از رابطه (۱) به دست می آید:

$$(معادله ۱) \quad T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{p \cdot k}{g}}$$

p = وزن جسم نوسان کننده

$$f \cdot k =$$

f = تغییر مکان انتهای طره ناشی از اعمال بار واحد در انتهای طره

$$g = \text{شتاب ثقل}$$

۲- زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز در انتهای طره لاغر با مقطع یکنواخت (در صورتی که از جرم طره صرف نظر نشود) از معادله (۲) به دست می آید: (معادله ۲) $g = 133 * EI * p = T^2$ که در آن :

$$P_{\text{س}} = p * 33140 * q * l +$$

$$P = \text{وزن جرم متمرکز}$$

$$q = \text{وزن واحد طول طره}$$

$$l = \text{طول طره}$$

$$g = \text{شتاب ثقل}$$

$$E = \text{مدول ارتجاعی}$$

$$I = \text{ممان اینرسی مقطع}$$

۳- زمان تناوب اصلی نوسان منشور که جرم و مقطع آن در ارتفاع یکنواخت باشد از معادله (۳) به دست می آید: (معادله ۳) $q * g * EI = T = 179.21$ که در آن :

$$l = \text{طول منشور}$$

$$q = \text{وزن واحد طول منشور}$$

$$I = \text{ممان اینرسی مقطع}$$

$$E = \text{مدول ارتجاعی}$$

$$g = \text{شتاب ثقل}$$

۴- زمان تناوب اصلی نوسان مخروط ناقص از معادله (۴)

به دست می آید:

$$q * g * EI = T^2 * k * l \quad (\text{رابطه ۴})$$

که در آن :

$$L = \text{فاصله راس تا تراز کف مخروط}$$

$$a = \text{فاصله راس تا تراز بالای مخروط}$$

$$l = \text{ارتفاع مخروط ناقص}$$

q = وزن واحد طول در تراز کف مخروط (مقطع AB)

l = ممان اینرسی در تراز کف مخروط

k = ضریبی که مقدار آن به شرح زیر تعیین می گردد:

aL

۰٫۴

۰٫۶

۰٫۸

۱٫۰

K

۱٫۲۹

۱٫۵

۱٫۷

۱٫۷۹

۵ - زمان تناوب اصلی نوسان جرم های متمرکز در طول طره

الف) با فرض اینکه سازه به اندازه ۹۰ درجه در میدان ثقلی دوران کرده باشد:

اگر $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ مقادیر تغییر مکان ناشی از جرم های مختلف باشد و تغییر شکلها در حد ارتجاعی باقی بمانند، زمان تناوب اصلی نوسان از معادله (۵) به دست می آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{S_i}{g_i}}$$

ب) در صورتی که دقت زیاد لازم نباشد می توان زمان تناوب اصلی نوسان را به ترتیب زیر به دست آورد: با قرار دادن سازه تحت اثر نیروی افقی واحد در تراز آخرین جرم اگر $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ مقادیر تغییر مکان جرم های مختلف تحت اثر این نیرو باشد، زمان

$$p = T \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{S_i}{g_i}}$$

۶ - زمان تناوب اصلی نوسان دودکش های فولادی الف) دودکش های فولادی با مقطع یکنواخت زمان تناوب اصلی نوسان این دودکش ها از معادله (۷) به دست می آید:

$$T = 0.1821 \sqrt{\frac{qgEI}{p}}$$

که در آن:

$l =$ ارتفاع دودکش به متر

$q =$ وزن واحد طول دودکش به کیلوگرم بر متر

$g =$ شتاب ثقل زمین به متر بر مجذور ثانیه

$E =$ مدول ارتجاعی به کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

$l =$ ممان اینرسی مقطع دودکش حول محوری که از مرکز دودکش می گذرد بر حسب متر بتوان چهار

ب) دودکش های فولادی قیفی شکل زمان تناوب اصلی نوسان این دودکش ها از معادله (۸) به دست می آید:

$$T = 2 \times 0.8 D g \rho \quad (\text{معادله ۸})$$

که در آن:

$D =$ تغییر مکان جانبی انتهای فوقانی دودکش (به

متر) تحت اثر بار جانبی مساوی با وزن کل دودکش

$g =$ شتاب ثقل زمین به متر بر مجذور ثانیه

پیوست شماره ۵

(اثر $D - R$)

مرکز جرم $c.g =$

۱ - کلیات ، تعاریف و مفاهیم :

اثرات $D - R$ در هر طبقه به دلیل برون محوری بارهای ثقلی طبقات بالای طبقه i (طبقه مورد نظر) که نیروی p_i (یا p) نامیده می شود ایجاد می گردند. در صورتیکه تغییر مکان جانبی طبقه i در اثر نیروهای جانبی زلزله D باشد، به لنگر ایجاد شده در هر طبقه ، لنگری که مقدار آن برابر با حاصلضرب R و D است اضافه می گردد. شکل ۱ حالت تغییر شکل نیافته یک ساختمان n طبقه و شکل ۲ حالت تغییر شکل یافته همان ساختمان در اثر بارهای جانبی را نشان می دهد. در این پیوست اثرات $D - R$ در یک ساختمان متقارن مورد بررسی قرار می گیرد، هرچند تعمیم همین بحث می تواند ساختمان های غیر متقارن (همراه با پیچش) را نیز در برگیرد.

لنگر وارد به طبقه i بر اثر پدیده $D - R$ برابر است با:

$$D_i P_i = M_i \quad (۱)$$

نتیجتاً برش اضافی در حالت رفتار خطی طبقه بر اثر $R -$

D در طبقه i برابر است با :

$$h_i D_i P_i = h_i M_i = D V_i \quad (2)$$

نسبت $D V_i$ ایجاد شده بر اثر $D - R$ به برش کل طبقه (V_i) شاخص پایداری طبقه نامیده و با علامت q_i نشان داده می شود :

$$i (P D V_h) = V_i D V_i = q_i \quad (3)$$

اهمیت اثرات $D - P$ بر اساس مقدار شاخص پایداری تعیین می شود. اگر مقدار این شاخص از q_{max} مطابق رابطه (4) بیشتر باشد، سازه در طبقه مورد نظر ناپایدار محسوب شده و باید تقویت گردد.

$$q_{max} = R_{25} \cdot 0.25 \quad (4)$$

اثرات $D - P$ در طبقه مورد نظر در هر یک از حالت های زیر قابل اهمیت نیستند:

الف - در صورتیکه مقدار شاخص پایداری طبقه کمتر از ۱۰ درصد باشد.

ب - در صورتیکه نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع آن از $R_{0.2}$ کمتر باشد. (مطابق بند ۲ - ۴ - ۱۴ بیان نامه) در صورتیکه $q_i >$ تلاش های حاصل محاسبه و طراحی اعضا از نظر پایداری با استفاده از رهنمودهای زیر کنترل گردد.

۲ - محاسبه نیروی برشی معادل طبقه

مجموع برش در حالت رفتار خطی برابر است با :

$$(V_i = P_i D_i h_i + V_i = D V_i + V_i \cdot q_i)$$

از طرف دیگر برش اضافی $D V_i$ خود ایجاد یک تغییر مکان اضافی در طبقه i می نماید که این تغییر مکان نیز بنوبه

خود اثرات $D - R$ و در نتیجه برش اضافی جزئی تری را ایجاد می نماید. برش طبقه در تحلیل نهایی برابر خواهد بود با :

(...) $V_i = V_i R D + q_i + 2 + q_i \cdot q_i$ (با توجه به حد سری ها، مقدار سری داخل پرانتز برابر با $11 q_i$ است و خواهیم داشت

: (5) $(V_i - 11 q_i - R D V_i)$ در سازه های تحت اثر زلزله، بدلیل منظور نمودن اثرهای رفتار غیرخطی سازه، تغییر مکان طبقات که

از محاسبات سازه در برابر بارهای جانبی زلزله مطابق ضوابط بندهای ۲ - ۴ و ۵ - ۲ بدست می یآد، نمایانگر تغییر مکان جانبی

غیرخطی طبقه در یک زلزله شدید نمی باشد. تغییر مکان جانبی واقعی (غیرخطی) در این آئین نامه از رابطه (6) برآورد می

شود:

$$D_{ui} = (0.4 D_i (R) \quad (6)$$

بنابراین در محاسبه مقدار برش معادل طبقه با منظور نمودن اثرهای $D - R$ ، یعنی $V_i R D$ ، باید از رابطه زیر استفاده کرد:

$$(V_i - 11 V_i - 0.4 R q_i)$$

۳ - روش استفاده از برنامه های کامپیوتری برنامه های کامپیوتری متعددی وجود دارند که در آنها اثرهای D - R به شکلهای مختلف منظور می گردند. در هنگام استفاده از چنین برنامه هائی باید فرضیات و روش انجام آنالیز D - R برای استفاده کننده کاملاً معلوم و مشخص باشد. از طرف دیگر مقدار تغییر مکانهای غیرخطی در برنامه های آنالیز خطی تعیین نمی گردد. بنابراین برای تعیین تغییر مکانهای غیرخطی باید تغییر مکانهای خطی حاصله از آنالیز خطی را نیز با ضریب ۰.۴ افزایش داد.

۴ - روش های طراحی اجزا سازه ای

۴ - ۱ در صورتیکه در نیروها و تغییر مکانهای بدست آمده از آنالیز سازه اثرات D - R به نحوی که در این پیوست آمده است منظور شده باشد، تغییرات زیر باید در فرمولهای طراحی این اجزا انجام شود:

الف - در سازه های بتن آرمه ای که در حالت حد $\frac{3}{4}$ ی مقاومت طراحی می گردند و در طراحی ستونها از روش تشدید لنگرها استفاده شده است (آئین نامه بتن ایران) ، مقدار لنگر بحرانی ستونها با جایگزین کردن عدد یک بجای ds مطابق رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$b = Mc\gamma_s + dbM\gamma_M \quad (۷)$$

ب - در سازه های فولادی که با روش بار مجاز طراحی می گردند، در صورتیکه نسبت تنش محوری عضو فشاری به تنش مجاز محوری (faFa) از ۰.۱۵ کمتر باشد به هیچ تغییری در ضوابط آئین نامه طراحی نیاز نیست .

در صورتیکه $faFa > 0.15$ باشد روابط زیر باید کنترل گردند :

$$Cm\gamma_f\gamma_{Fby} + Cm\gamma_{fbx}Fbx + faFa \leq 1.0 \quad (۸)$$

$$fa_f\gamma_f\gamma_{Fby} + fb_xFbx + 1.0 \quad (۹)$$

ج - در سازه های فولادی که در حالت حدی مقاومت طراحی می گردند (مانند روش LRFD در آئین نامه AISC) باید مطابق بند ۴ - الف عمل گردد.

۴ - ۲ - در صورتیکه آنالیز D - R با استفاده از نرم افزارهای تحلیل کامپیوتری انجام شود، اثرات اضافه تلاش ها در اثر D - R در کلیه اعضا (تیرها و ستونها و مهارهای جانبی) بصورت طبیعی منظور گردیده و کلیه گره ها دارای تعادل استاتیکی هستند، حال آنکه در صورت استفاده از روش های دستی ضروری است لنگرهای اضافی انتهای ستونها در اثر D - R در هر گره بین تیرهای طرفین آن گره به نسبت سختی آنها توزیع گردد.

پیوست شماره ۶

دیافراگم ها :

۱- تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمانها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده ها و نهایتاً به

زمین منتقل می نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل کننده نیروهای جانبی ((دیافراگم افقی)) و یا به طور اختصار ((دیافراگم)) گفته می شود. در ساختمانهای متعارف دیافراگم ها شامل کفها و سقفها (افقی و یا با شیب کم) می باشند. در چنین ساختمانهایی دیافراگم ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را بطور همزمان عهده دارند. در ساختمانهای صنعتی بطور کلی بادبندیهای افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قابها) را عهده دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می گردند.

برای سهولت دیافراگم را می توان مشابه یک تیر ورق تصور نمود که بر روی تکیه گاههایی که همان اجزای قائم باربر جانبی می باشند (قابها و دیوارهای برشی) واقع شده است (شکل ۱) جان تیر ورق همان صفحه افقی دیافراگم بوده و بالهای آن اجزای لبه دیافراگم را شامل می شوند. لیکن باید توجه داشت به واسطه بزرگی نسبت عرض دیافراگم ها (h) به دهانه آنها (۱L یا ۲L) معمولاً این اجزا بعنوان تیرهای عمیق (تیر تیغه) محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. در تغییر شکل تیر تیغه باید علاوه بر اثرهای تغییر شکلهای خمشی، اثرهای تغییر شکلهای برشی نیز منظور گردد. دیافراگم ها باید با توجه به فرضیات منظور شده در محاسبات کل سازه در برابر بارهای جانبی دارای سختی و صلبیت مناسب همراه با مقاومت کافی بوده و طوری با سایر قطعات سازه درگیر شده باشند که سازه و دیافراگم هنگام زلزله یکپارچه باقی بمانند.

۲- انواع دیافراگم ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی دیافراگم ها ممکن است از کفهای ساخته شده از بتن آرمه در جا ریخته شده ، شامل تیرچه بلوک (با بتن مسلح مناسب رویه) ، ورقهای ساده یا موجدار فلزی ، ورقهای موجدار فلزی با بتن آرمه رویه بصورت مرکب ، کفهای چوبی ، کفهای ساخته شده از قطعات بتن پیش ساخته همراه با بتن رویه ، کفهای ساخته شده از قطعات بتن پیش ساخته با اتصالات خشک و یا تر با یکدیگر و بدون بتن رویه ، طاق های ضربی (با مهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند. همچنین دیافراگم ها می توانند شامل مهاربندی های افقی که از اجزای فولادی و یا بتنی ساخته شده اند نیز باشند. طراحی سیستم مهاربندی افقی مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و از ضوابط آئین نامه های مربوط استفاده می گردد.

۳- انواع دیافراگم از نظر صلبیت و انعطاف پذیری نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربر جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند تکیه گاههای دیافراگم (تیر ورق) عمل می نمایند. جامعترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم ها (تلاش ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم ، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (elements finite) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه بعدی کلی می باشد. لیکن به منظور صرفه جویی در وقت در دیافراگم های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک بهم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می باشند، مطلوب تر است که از روش های ساده شده و تقریبی استفاده شود. وضعیت تغییر مکان و تغییر شکل کلی تیر تیغه (دیافراگم) و تکیه گاههای آن (قابها و دیوارهای برشی) را نشان می دهد. از نظر صلبیت دیافراگم ها را می توان در حالات زیر بررسی نمود:

الف - در حالتی که نسبت $DdiaphDstor$ بسیار کوچک بوده (کمتر از ۰٫۵) و یا دیافراگم به تنهایی فاقد هر گونه تغییر شکل تحت تاثیر بارهای جانبی باشد دیافراگم صلب منظور می شود. در صورت وجود پیچش در صفحه دیافراگم $Dstor$ شامل متوسط تغییر مکانهای نسبی نقاط مختلف طبقه است. در صورت صلب بودن دیافراگم توزیع نیرو بین قابها و دیوارهای برشی به نسبت سختی این اجزا انجام می گردد. در این صورت مطابق روش معمول در اغلب برنامه های کامپیوتری می توان برای تحلیل سازه ، گره های واقع در یک سطح را با هم مرتبط نمود به طوری که عملاً تغییر مکانهای جانبی طبقه در کلیه گره های آن سطح یکسان باشد (در حالت عدم وجود پیچش) و یا این تغییر مکانها با یکدیگر رابطه خطی داشته باشند (در حالت وجود پیچش). در دیافراگم های صلب بر اساس بند (۲-۴-۱۱) آئین نامه ، منظور نمودن پیچش اتفاقی الزامی است .

دیافراگم های ساخته شده از بتن آرمه در جا، ورقهای موجدار یا قطعات پیش ساخته همراه با بتن آرمه رویه می توانند به شرط رعایت ضوابط این قسمت، جزو دیافراگم های صلب محسوب گردند. در ساختمانهای بلندمرتبه استفاده از سیستم دیافراگم های صلب موکدا توصیه می شود زیرا در صورت استفاده از دیافراگم های انعطاف پذیر در این قبیل ساختمانها امکان ارتعاش غیر همزمان قسمتهای مختلف دیافراگم در هر طبقه وجود دارد.

ب - در حالتی که همه تکیه گاههای دیافراگم دارای سختی زیاد بوده (D_{story} کم) یا نسبت $D_{diaphDstory}$ بسیار زیاد باشد، دیافراگم بصورت یک تیر ممتد بر روی تکیه گاههای صلب عمل می نماید.

بر اساس بند ۲ - ۷ ضوابط آئین نامه در صورتیکه نسبت $D_{diaphDstory}$ مساوی و یا بیشتر از ۱۲ باشد، دیافراگم انعطاف پذیر محسوب می گردد. در این حالت تلاش های دیافراگم (نیروهای برشی و لنگر خمشی) و عکس العمل های تکیه گاهی آن با استفاده از روش های متداول در مقاومت مصالح برای تیرهای ممتد بدست می آید. با توجه به تقریب های موجود و به منظور ساده تر شدن حل مسئله با تقریب قابل قبول، عکس العمل های تکیه گاهی را می توان به صورت سطح بار گیر (نصف دهانه از هر طرف) نیز منظور نمود. بدین طریق عکس العمل تکیه گاههای میانی (در صورت برابر بودن دهانه های دیافراگم) دو برابر عکس العمل های تکیه گاههای کناری منظور می گردد. در این حالت در واقع کل دیافراگم به صورت چند دهانه تیر ساده بین تکیه گاهها منظور می گردد. در دیافراگم های انعطاف پذیر اثرهای پیچش اتفاقی کم اهمیت تر بوده و در حالتی که $D_{diaphDstory}$ بیش از ۲ باشد نیازی به منظور نمودن این اثرها نمی باشد. نمونه دیافراگم های انعطاف پذیر متداول شامل دیافراگم های ساخته شده از چوب، گچ، پلاستیک، و قطعات پیش ساخته بدون بتن رویه، ورقهای موجدار فولادی بدون بتن آرمه رویه و طاق ضربی مهاربندی شده ولی بدون بتن آرمه رویه (هر چند باید از انسجام و یکپارچگی طاق در هنگام وقوع زلزله اطمینان حاصل شود) می باشد.

۴- تغییر شکل دیافراگم ها با توجه به اینکه متداولترین نوع دیافراگم در ایران دیافراگم های بتن آرمه می باشد، روش تعیین صلیبیت این گونه دیافراگم ها در این قسمت مورد بحث قرار می گیرد. همان طور که قبلا ذکر شد تغییر شکل کلی هر دیافراگم (D_{diaph}) تحت اثر بارهای جانبی وارد بر آن از دو قسمت تغییر شکل خمشی (D_f) و تغییر شکل برشی (D_s) تشکیل می گردد.

$$D_{diaph} = D_f + D_s$$

در تیرهای معمولی (غیر تیغه) مقدار تغییر شکل های برشی جزئی بوده و از آن صرفنظر می شود لیکن در تیر تیغه، مقدار تغییر شکل های برشی عمده بوده و باید منظور گردند. روش برآورد تغییر شکل های خمشی تیر تیغه، مشابه تیرهای معمولی است. مثلا در تیر ساده مقدار حداکثر D_f را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود: در دیافراگم های با ضخامت ثابت برای محاسبه a معمولاً کل مقطع دیافراگم منظور می گردد. مثلا در شکل (۵) مقدار a برابر است با:

$$3121 = th$$

تغییر شکل برشی دیافراگم ها (D_s) به شرطی که دیافراگم به صورت تیر تیغه ساده فرض شود از رابطه زیر بدست می یآد:

$$AG \ V \ D_s = a \tau L$$

$$= a \text{ ضریب فرم}$$

سطح مقطع کل دیافراگم $=A$

مدول برشی بتن $=G$

بار جانبی یکنواخت $=V$

در رابطه فوق G برابر با $4r$ مقدار مدول ارتجاعی بتن بر اساس آئین نامه بتن ایران، t ضخامت دیافراگم و ضریب a ضریبی است که برای دالهای بتنی برابر با $50r$ منظور می شود. در سایر انواع دیافراگم ها مانند دیافراگم های ساخته شده از ورقهای موجدار با بتن رویه و یا دیافراگم های چوبی، هر چند اصول محاسبات تغییر شکل دیافراگم مطابق روش فوق است لیکن باید بر اساس اصول مکانیک جامدات و مقاومت مصالح و رعایت شرایط سازگاری، محاسبات تغییر شکل دیافراگم انجام شود.

۵- نکاتی در باره تحلیل دیافراگم ها در تحلیل دیافراگم های چند دهانه برای تعیین صلبیت یا انعطاف پذیری آن، راه حل محافظه کارانه، منظور نمودن کل دیافراگم به صورت چند دهانه ساده می باشد. بررسی اجمالی یک دیافراگم، بحرانی ترین دهانه های آن را بوضوح مشخص می نماید. کنترل صلبیت دیافراگم می تواند فقط برای دهانه های بحرانی دیافراگم های صلب و بر اساس بارگذاری مطابق بند (۲-۴-۹) انجام شود. در صورت صلب بودن دیافراگم در چند دهانه و انعطاف پذیر بودن آن در یک دهانه ممکن است نیاز به تحلیل جامع کل دیافراگم و سازه وجود داشته باشد. از طرف دیگر در صورتی که کل سازه با فرض دیافراگم صلب تحلیل شده باشد می توان مجموعه دیافراگم را به صورت یک تیر ممتد چند دهانه بر روی تکیه گاههای صلب و با منظور نمودن سختی های خمشی (گشتاور ماند) متفاوت و سطوح مقطع برشی موثر متفاوت در دهانه های مختلف و قسمتهای مختلف هر دهانه تحلیل نمود. براین اساس تغییر مکانهای حداکثر دهانه های مختلف را با تغییر مکانهای مجاز هر طبقه مقایسه نموده و صلبیت دیافراگم را تایید نمود. کنترل تغییر شکلهای هر دیافراگم باید در امتداد هر دو محور اصلی دیافراگم انجام گیرد. از طرف دیگر برای تعیین تلاش های داخلی هر دیافراگم بعد از تعیین صلبیت یا انعطاف پذیری آن باید نیروهای طراحی مطابق بند (۲-۲-۲) (آئین نامه ملاک عمل قرار گیرد. توزیع افقی نیروهای برشی بین تکیه گاههای دیافراگم (عناصر قائم باربر جانبی) با رعایت بند (۲-۴-۱۰) آئین نامه صورت می گیرد. در صورت صلبیت دیافراگم، این توزیع به نسبت سختی جانبی هر کدام از تکیه گاهها (دیوار برشی، قاب، مهاربند و ...) انجام می شود. برای تعیین نسبت سختی جانبی عناصر قائم میتوان تغییر مکان واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرده و در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باشند از نسبت نیروهای برشی ایجاد شده در عناصر قائم باربر جانبی آن طبقه استفاده کرد.

۶- نکاتی در باره طراحی دیافراگم ها:

ضخامت حداقل دیافراگم های بتنی و یا بتن رویه دیافراگم های ساخته شده از ورق و یا قطعات پیش ساخته نباید از 5 سانتیمتر کمتر باشد. کنترل کفایت ضخامت باید با توجه به تلاش های داخلی دیافراگم و ضوابط آئین نامه بتن ایران انجام گردد. این کنترل به خصوص باید در کنار بازشوهای نسبتاً بزرگ با دقت خاص انجام پذیرد. در صورت عدم کفایت بتن دیافراگم می توان آن را با سیستم مهاربندی فولادی مناسب نیز تقویت نمود. به طور کلی توصیه می گردد که میزان و تعداد بازشوها در دیافراگم ها به حداقل ممکن محدود گردد. کلیه اجزای متصل به دیافراگم (سازه ای یا غیرسازه ای) باید قادر به تحمل تغییر شکل دیافراگم در محل اتصال باشند. همچنین اتصالات دیافراگم با دیوارهای برشی و یا قابهای خمشی باید به نحوی طراحی شوند که کل

نیروهای وارده را تحمل نمایند. کلیه نیروها و تلاش هایی که برای طراحی دیافراگم ها بکار می روند باید براساس نحوه بارگذاری مطابق بند (۲ - ۷) آئین نامه محاسبه شده باشند.