بنام خداوند جان و خرد

موسسه آموزشی ACE

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

استاندارد ۲۸۰۰

ویرایش پاییز ۱۳۹۹

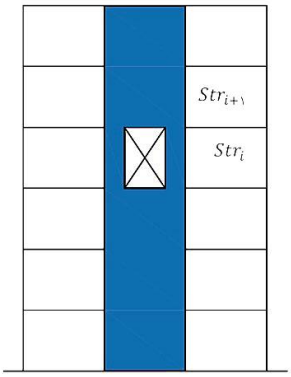
مدرسان:

مهندس مجید ذکری و مهندس امیرحسین فهیمی

فهرست مطالب

مقدمه و کلیات ۵
فصل اول: نامنظمی در سازه‌ها ۷
مقدمه‌ای بر مکانیزم رخداد زمین لرزه ۸
۱-۱ - علل وقوع زلزله ۸
۱-۱-۱ - تعریف زلزله ۸
۱-۱-۲- نحوه رخداد زلزله ۸
۱-۲ - گروه‌بندی ساختمان‌ها ۹
۱-۳- انواع سیستم‌های سازه‌ای ۱۰
۱-۳-۱- سیستم دیوار باربر ۱۰
۱-۳-۲- سیستم قاب ساختمانی ۱۰
۱-۳-۳- سیستم قاب خمشی ۱۰
۱-۳-۴- سیستم دوگانه‌یا ترکیبی ۱۱
۱-۳-۵- سیستم ستون کنسولی ۱۱
۱-۳-۶- سایر سیستم‌های سازه‌ای ۱۱
۱-۴- ضریب اهمیت ساختمان‌ها ۱۱
۱-۴-۱ - گروه ۱- ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد ۱۲
۱-۴-۲- گروه ۲- ساختمان‌های با اهمیت زیاد ۱۲
۱-۴-۳- گروه ۳- ساختمان‌های با اهمیت متوسط ۱۳
۱-۴-۴- گروه ۴- ساختمان‌های با اهمیت کم ۱۳
۱-۵- گروه بندی سازه‌ها برحسب نظم ۱۴
انواع نامنظمی‌ها ۱۴
۱-۵-۱- الف) نامنظمی درپلان ۱۴
۱-۵-۲- ب) نامنظمی در ارتفاع ۲۲
۱-۶- ضریب رفتار ساختمان، Ru ۲۶
فصل دوم: نیروهای وارده بر ساختمان‌ها ۳۳
۲-۱- میانقاب ۳۴
۲-۲- تقسیم‌بندی نوع خاک ۳۴
۲-۳- تراز پایه ۳۶
۲-۴- زمان تناوب سازه ۳۶
۲-۴-۱- روابط تجربی زمان تناوب ساختمان‌های متعارف ۳۷
۲-۵- انواع روش‌های تحلیل سازه ۳۹
۲-۶- محاسبه برش پایه ۳۹
۲-۷- ضریب نامعینی ρ ۴۱
۲-۸- توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان ۴۲
۲-۹- ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع ۶۱

۲-۱۰- لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i در اثر نیروهای جانبی زلزله ۶۳
۲-۱۱- نیروی قائم ناشی از زلزله ۶۴
۲-۱۲- دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها ۷۰
۲-۱۲-۱- دیافراگم صلب ۷۰
۲-۱۲-۲- دیافراگم نرم ۷۰
۲-۱۲-۳- دیافراگم نیمه صلب ۷۰
۲-۱۲-۴- جمع‌کننده‌ها ۷۱
تحلیل خطی و تحلیل استاتیکی معادل ۷۲
مطالعات ویژه ساختگاه ۷۲
روش تحلیل طیفی ۷۳
توضیحات تکمیلی در مورد ضریب بازتاب و طیف بازتاب ۷۳
طیف طرح ویژه ساختگاه ۷۳
۲-۱۳-۳- ضوابط تحلیل طیفی ۷۴
۲-۱۴- کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره برداری ۷۸
۲-۱۵- روش ساده شده تحلیل و طراحی ۷۹
۲-۱۵-۱- توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان ۷۹
فصل سوم: اثرات زلزله در ساختمان‌ها و محدودیت آن‌ها ۸۹
۳-۱- اثر $P-\Delta$ و شاخص پایداری θi ۹۰
۳-۲- تغییر مکان جانبی سازه‌ها ۹۱
۳-۳- درز نقطاع ۹۸
فصل چهارم: اجزای غیر سازه‌ای ۱۰۷
۴-۱- نیروی جانبی زلزله بر اجزای غیر سازه‌ای ۱۰۸
۴-۱-۱- روش تحلیل استاتیکی معادل ۱۰۸
۴-۱-۲- روش تحلیل طیفی ۱۰۹
۴-۱-۳- مولفه قائم نیروی زلزله ۱۰۹
۴-۲- تغییرمکان جانبی اجزای غیر سازه‌ای ۱۰۹
فصل پنجم: سازه‌های غیرساختمانی ۱۱۹
۵-۱- ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها ۱۲۰
۵-۲- ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر زمین ۱۲۲

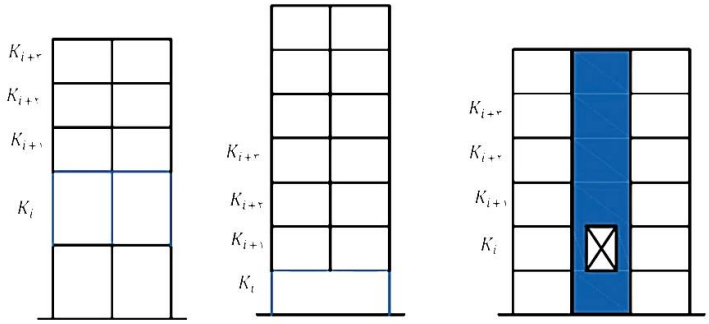


۱-۵-۲-۴- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحا طبقه ضعیف نامیده می‌شود. و در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحا طبقه خیلی ضعیف تعریف می‌شود.

$Str_i < ۰/۸\, Str_{i+1}$ ➔ طبقه ضعیف

$Str_i < ۰/۶۵\, Str_{i+1}$ ➔ طبقه خیلی ضعیف

۱-۵-۲-۵- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای طبقه نرم نامیده می‌شود. و در مواردی که این مقادیر به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش یابند، طبقه اصطلاحا طبقه خیلی نرم توصیف می‌شود.



طبقه نرم

$K_i < ۰/۷ K_{i+1}$

یا

$K_i < ۰/۸ / (K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$

طبقه خیلی نرم

$K_i < ۰/۶ K_{i+1}$

یا

$K_i < ۰/۷ / (K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$

سختی ↓ طبقه نرم یا خیلی نرم

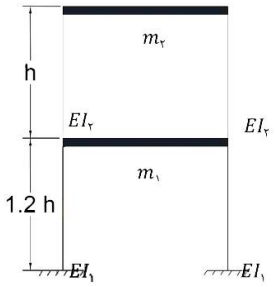
مقاومت ↓ طبقه ضعیف یا خیلی ضعیف

نکته: طبقه نرم می‌تواند با افزایش ارتفاع یک طبقه نسبت به طبقات دیگر ایجاد شود و همچنین در مورد نامنظمی، سختی طبقه مورد نظر هم نسبت به طبقه روی خود و هم سه طبقه روی خود ارزیابی می‌شود هر کدام از این روابط صادق باشند طبقه نرم یا خیلی نرم تلقی خواهد شد و همین‌طور اگر بر روی یک طبقه تعداد طبقات کمتر از ۳ مرتبه وجود داشته باشد فقط با طبقه بالای خود کنترل می‌شود.

محدودیت: احداث ساختمان‌های نامنظم از نوع طبقه خیلی ضعیف که مقاومت یک طبقه خیلی کمتر است در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در منطقه با خطر نسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از ۳ طبقه‌یا ۱۰ متر باشد و همچنین احداث ساختمان‌های نامنظم از نوع طبقه خیلی نرم و شدید پیچشی در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر تنها برروی زمین‌های نوع I، II، III مجاز است.

مثال: محاسبات ۹۸

در قاب شکل زیر تیرها، هم به لحاظ محوری و هم به لحاظ خمشی کاملا صلب هستند. حداقل نسبت EI_1/EI_2 حدودا چقدر باشد تا پایین‌ترین طبقه قاب به عنوان طبقه نرم تلقی نشود؟



۱) ۱/۴
۲) ۱/۲
۳) ۰/۸
۴) ۰/۷

برای اینکه طبقه نرم محسوب نشود باید حداقل ۷۰ درصد سختی طبقه فوقانی را داشته باشد.
چون اتصالات گیردار هستند و تیرها صلب در نظر گرفته شده‌اند سختی طبقات به صورت زیر خواهند بود:

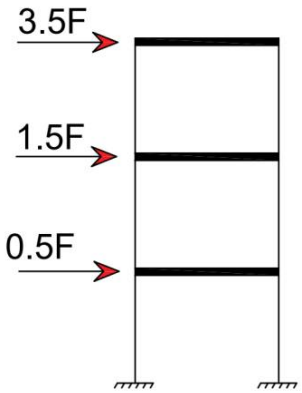
$$K_1 = 2 \times \frac{12EI_1}{(1.2h)^3}$$

$$K_2 = 2 \times \frac{12EI_2}{h^3}$$

$$K_1 \geq 0.7K_2 \rightarrow \frac{24EI_1}{1.728h^3} \geq 0.7 \times \frac{24EI_1}{h^3} \rightarrow \frac{EI_1}{EI_2} \geq 1.2$$

مثال: شکل نشان داده شده مدل مدل ساده شده ای از یک قاب دو بُعدی برشی، تحت بارگذاری جانبی ناشی از زلزله است. تحت بارگذاری نشان داده شده، جابجایی طبقات از پایین به بالا نسبت به پای ستون‌ها (تکیه گاه‌ها) به ترتیب d، $1/5d$، $2/5d$ محاسبه شده است. در ارتباط با نامنظمی این قاب در ارتفاع، کدام یک از گزینه‌های زیر حتما صحیح است؟ منظور از قاب برشی، قابی با اتصالات صلب تیر به ستون و ستون به شالوده است که در آن سختی خمشی، محوری و برش تیرها و سختی محوری ستون‌ها بی‌نهایت فرض می‌شود.

۱) سازه فاقد نامنظمی سختی جانبی است.
۲) طبقه‌ی اول نه طبقه‌ی نرم محسوب می‌شود و نه طبقه‌ی خیلی نرم.
۳) طبقه‌ی دوم سازه طبقه‌ی نرم است.
۴) سازه دارای طبقه‌ی خیلی نرم است.



$$F = K.\Delta \quad \Rightarrow K = \frac{F}{\Delta}$$

$$\begin{cases} K_1 = \dfrac{5.5F}{d} = 5.5K \\ K_2 = \dfrac{5F}{1.5d - d} = 10K \\ K_3 = \dfrac{3.5F}{2.5d - 1.5d} = 3.5K \end{cases}$$

$K_1 < 0.6K_2$ طبقه خیلی نرم

۱-۶- ضریب رفتار ساختمان، R_u

بحث ضریب رفتار را با یک مثال ساده شروع کنیم. سطح صلب ضخیم در نظر بگیرید که تحت یک نیروی مشخصی قرار دارد تحت این نیرو هیچ گونه تغییر شکل نداده و در برابر آن نیرو مقاوم است. حال همان سطح را فرض کنید که به حالت ارتجاعی بوده و ضخامتی به مراتب کمتر از سطح اول داشته این سطح تحت نیروی ثابت تغییر شکل داده اما گسیخته نمی‌شود لذا می‌توان گفت سطح دوم هم در برابر این نیرو مقاوم می‌باشد تفاوت بین دو صفحه شماره ۱ و ۲ که هر دو در برابر این نیرو مقاوم می‌باشند در چیست؟ نکته‌ای که اینجا وجود دارد این است که مقاومت از دو فاکتور سختی و انعطاف‌پذیری تشکیل شده است وقتی یک نیرو به‌یک سطح وارد می‌شود بسته به ویژگی‌های آن سطح قسمتی از آن را به سختی و قسمت دیگر را انعطاف‌پذیری تحمل می‌نماید که ترکیب منطقی انعطاف‌پذیری و سختی منجر به ایجاد یک سیستم مقاوم در برابر بار می‌شود که هم ایمن و هم اقتصادی می‌باشد. این موضوع را به سیستم‌های ساختمانی تعمیم دهیم، هنگامی که‌یک بار جانبی مانند زلزله به سازه وارد می‌شود بسته به نوع سیستم سازه‌ای و خصوصیات طراحی آن (به عنوان شکل‌پذیری) قسمتی از بار را سختی سازه و قسمتی دیگر را انعطاف‌پذیری سازه تحمل می‌نماید که میزان سهم هرکدام توسط پارامتر ضریب رفتار که در جدول زیر برای هر یک از سیستم‌های سازه‌ای ارائه شده است مشخص می‌گردد. پس اگر سازه اصلا شکل‌پذیر نباشد و در محدوده الاستیک قرار داشته باشد ضریب رفتار در آن دیگر بی‌معنی است.

ضریب رفتار دربرگیرنده

- شکل‌پذیری
- نامعینی
- اضافه مقاومت

مثال: محاسبات ۹۴

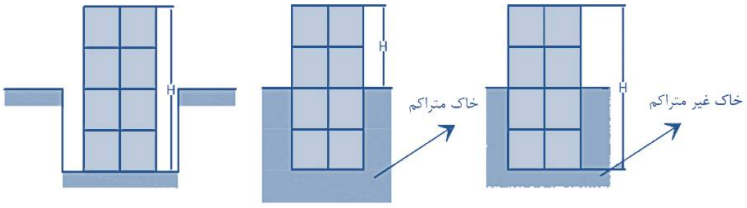
سرعت موج برشی متوسط در سه لایه متوالی خاک (از سطح زمین) با ضخامت در لایه برابر ده متر به ترتیب برابر ۲۰۰، ۴۰۰ و ۵۰۰ متر بر ثانیه اندازه‌گیری شده است. برای تعیین نوع زمین، سرعت موج برشی متوسط در فاصله سی متری در عمق زمین بر حسب متر بر ثانیه حدودا چقدر در نظرگرفته شود؟ (از رابطه پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شود.)

۱) ۲۷۵ ۲) ۴۰۰ ۳) ۳۷۰ ۴) ۳۲۰

$$\upsilon_s = \frac{۱۰+۱۰+۱۰}{\frac{۱۰}{۲۰۰}+\frac{۱۰}{۴۰۰}+\frac{۱۰}{۵۰۰}} = ۳۱۵/۷۹\frac{m}{s}$$

۲-۳- تراز پایه

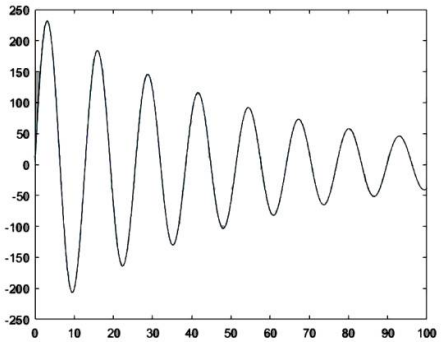
ترازپایه ترازی است که سازه از آن تراز به بالا ارتعاش و حرکت می‌کند و از آن تراز به پایین هرگونه جابه‌جایی و ارتعاش محدود شده است.



H : تراز پایه

۲-۴- زمان تناوب سازه

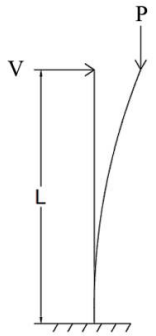
یک فنری را در نظر بگیرید که به آن جرمی متصل است و در روی یک سطح قرار دارد سختی فنر K و جرم متصل به آن m می‌باشد اگر ما این فنر را فشرده‌یا باز کنیم و سپس رها نماییم شروع به ارتعاش کرده و بعد از چندین بار رفت و برگشت ایستا می‌گردد. به مدت زمانی‌که طول می‌کشد این جرم یک رفت‌و برگشت کامل انجام دهد دوره تناوب آن سیستم می‌گویند. علت ایستا شدن این فنر یا هر چیز درحال نوسان می‌تواند گرما، اصطکاک بیرونی، اصطکاک داخلی اعضا، ایجاد مغناطیسه، نیروهای هیدرولیکی، نیروهای ایرودینامیکی و ... باشد و رفته رفته انرژی از دست بدهد در اثر از دست دادن این انرژی، دامنه‌ی جابجایی، دامنه‌ی سرعت و دامنه شتاب آن در هر سیکل ارتعاش، ثابت باقی نخواهد ماند و این دامنه‌ها مستهلک و میرا می‌گردند. به این خاصیت اتلاف انرژی و استهلاک دامنه‌های ارتعاش و کاهش تدریجی دامنه ارتعاش «میرایی» می‌گویند.



شکل (۲-۱) کاهش تدریجی دامنه در اثر میرایی

۳-۱- اثر $P-\Delta$ و شاخص پایداری θ_i

به هنگامی که‌یک بارجانبی به سازه اعمال می‌شود سازه دچار تغییر مکان‌های جانبی می‌شود، بارهای ثقلی (بار مرده و زنده و...) در اثر این جابه‌جایی لنگری در پای ستون ایجاد می‌کنند که مقدار این لنگر برابر است با مقدار نیرو ضرب در فاصله آن، که به این لنگر ایجاد شده توسط بارهای ثقلی اثر $P-\Delta$ می‌گوییم. شکل زیر اثر $P-\Delta$ را نشان می‌دهد.



$$L = h_i$$

لنگر اولیه در پای ستون که در اثر برش طبقه می‌باشد برابر است با: $M_i = V_i h_i$

لنگر ثانویه در پای ستون در اثر $P-\Delta$ برابر است با: $\Delta M_i = P_i \Delta_{wi}$

مقدار لنگر برابر خواهد بود با: $M = M_i + \Delta M_i$

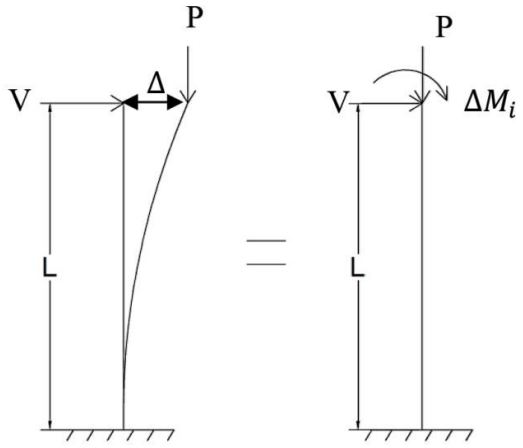
شاخص پایداری θ_i

نسبت لنگر ثانویه (در حالت رفتار ارتجاعی) به لنگری که در اثر برش ایجاد می‌شود شاخص پایداری نامیده می‌شود و با علامت θ_i نشان داده می‌شود در حالتی که این مقدار کمتر از ده درصد باشد یعنی لنگر ثانویه در مقابل لنگرهایی که در اثر برش ایجاد می‌شود قابل اهمیت نیست ولی اگر مقدار آن از θ_{max} بیشتر باشد سازه در طبقه مورد نظر ناپایدار محسوب خواهد شد و باید سازه را سخت‌تر کنیم. مقدار θ_{max} به صورت زیر تعریف شده است:

$$\theta_{max} = \frac{۰/۶۵}{C_d} \le ۰/۲۵$$

در صورتی‌که شاخص پایداری بین دو مقدار ده درصد و θ_{max} باشد باید نیروها و تلاش‌های ثانویه محاسبه و طراحی اعضا از نظر پایداری باید کنترل گردد.

حال اثر این $P-\Delta$ را با لنگری معادل می‌کنیم که در شکل زیر نشان داده شده است:



$$M = M_i + \Delta M_i = M_i + (P\Delta)_i = M_i + M_i\theta_i = M_i(۱+\theta_i)$$

خود این لنگر معادل نیز باعث تغییر مکان اضافی دیگر شده که این خود باعث اثر $P-\Delta$ دیگری شده که بـه مراتـب کوچکتر از $P-\Delta$ قبلی است. در نهایت لنگر طبقه برابر خواهد بود با:

$$M_{ip\Delta} = M_i(1+\theta_i+\theta_i^2+\theta_i^3+\cdots)$$

از ریاضیات حد سری داخل پارانتز برابر خواهد بود با:

$$\frac{1}{1-\theta_i}$$

و نهایتا خواهیم داشت:

$$M_{ip\Delta} = M_i\left(\frac{1}{1-\theta_i}\right)$$

$M_{ip\Delta}$ مقدار لنگری است که در طبقه مورد نظر ایجاد می‌شود و شاخص پایداری در آن در نظر گرفته شده اسـت و بـا روابط گفته شده می‌توان مقدار شاخص پایداری را محاسبه نمود و در صورتی‌کـه مقـدار آن از ده درصـد کمتـر باشـد می‌توان از اثر $P-\Delta$ صرف نظر کرد.

نکته : روابطی که ارائه شد برای حالت ارتجاعی می‌باشد.

۳-۲- تغییر مکان جانبی سازه‌ها

ساختمان‌ها بعد از طراحی باید برای مواردی کنترل شوند که از مهمترین آن‌ها کنترل تغییرمکان جـانبی اسـت. آیـین‌نامـه ۲۸۰۰ محدودیت‌هایی برای تغییرمکان جانبی نسبی طبقات بر اساس تعداد طبقات و اهمیت سازه ارائه کرده است.

در روش تحلیل استاتیکی خطی معادل بعد از محاسبه برش پایه و نیروی طبقه می‌توان جابه‌جایی‌ها و جابه‌جایی‌های نسبی طبقات را محاسبه نمود ولی چون تحلیل ما خطی است و رفتار غیرخطی مصـالح در نظـر گرفتـه نشـده اسـت جابه‌جایی‌هایی که براساس نیرویی که با ایـن روش محاسـبه شـده‌انـد واقعـی نیسـتند و مقـدار کمتـری نسـبت بـه جابه‌جایی واقعی هستند که این جابه‌جایی‌ها را می‌توان با ضریب C_d بر حسب نوع سیستم سازه‌ای بـه مقـدار واقعـی (نزدیک به واقعی) تبدیل کرد. بعد از بدست آوردن جابه‌جایی‌های واقعی محدودیت آن‌ها باید کنترل شوند.

پس جابه‌جایی نسبی واقعی برابر خواهد بود با:

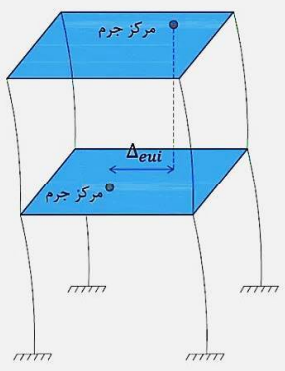
$$\Delta_M = C_d\Delta_{eui}$$

Δ_M : تغییر مکان غیرخطی یا همان واقعی سازه

Δ_{eui} : تغییرمکان نسبی بدست آمده از نتایج تحلیل خطی یا همان تغییر مکان‌های غیرواقعی

C_d : ضریبی برای تبدیل تغییر مکان‌های غیرواقعی به واقعی

نکته : توجه داشته باشید که تغییر مکان‌های بدسـت آمـده در دیافراگم‌های صلب یا نیمه صلب و سازه‌های منظم از نظـر پیچشـی تغییر مکان‌هـای جـانبی در مراکـز جـرم طبقـه مـی‌باشـد و تغییـر مکان‌های نسبی جانبی اختلاف تغییر مکان‌های مراکز جرم کف‌های بالا و پایین یک طبقه است.



سازه‌های غیرساختمانی به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که کاربری آن‌ها مشابه ساختمان‌های متعارف نیست، مانند سازه‌های صنعتی، دکل‌های انتقال نیرو و...

این سازه‌ها به لحاظ بابری جانبی به دو گروه تقسیم می‌شوند:

الف- سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که سیستم باربر آن‌ها مشابه‌یکی از سیستم‌های سازه‌های ساختمانی است.

ب- سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربر آن‌ها مطابق بند الف نباشد. به تعدادی از این سازه در جدول زیر اشاره شده است. این سازه‌ها ممکن است متکی به زمین یا سازه‌های دیگر باشند.

۵-۱- ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

ضوابط این نوع سازه‌ها مشابه ضوابط ساختمان‌ها می‌باشد ولی الزامات اضافی برای این نوع از سازه‌ها در نظر گرفته شده است که در زیر آمده است:

روش تحلیل در این سازه‌ها به زمان تناوب بستگی دارد به طوری‌که اگر زمان تناوب اصلی آن‌ها از ۰/۵ ثانیه بیشتر باشد استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.

نکته: در محاسبه زمان تناوب این سازه ها استفاده از روابط تجربی مجاز نمی‌باشد.

وزن موثر لرزه‌ای در این سازه‌ها شامل وزن‌های زیرند:

الف- بارهای مرده ناشی از وزن اجرای سازه و تجهیزات صنعتی

ب- حداقل ۴۰ درصد بار زنده کف‌ها

پ- وزن محتویات در زمان بهره برداری

در مواردی که در شرایط استثنایی محتویات تجهیزات صنعتی بنا به دلایل خاصی افزایش پیدا می‌کند، وزن اضافی نباید در محاسبه W اثر داده شود.

در سیلوهای حاوی مواد دانه‌ای می‌توان ۸۰ درصد وزن این مواد را در محاسبه W منظور نمود.

نیروی جانبی در این نوع سازه‌ها به صورت زیر می‌باشد:

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W$$

در هرحالت این مقدار بدست امده نباید از مقدار زیرکمتر درنظر گرفته شود: $V_{u_{min}} = ۰/۱۲ABIW$

اگر زمان تناوب این نوع از سازه‌ها کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد این سازه صلب تلقی شده و نیروی جانبی آن از فرمول زیر بدست می‌آید:

$$V_u = ۰/۳A(S+۱)W$$

و توزیع این نیرو در ارتفاع به صورت زیر خواهد بود:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=۱}^{n} W_j h_j^k} V_u$$

که در آن K برابر یک می‌باشد.

اثر $P-\Delta$

در مواردی که اثر ناشی از $P-\Delta$ بیشتر از ۱۰ درصد تلاش‌های موجود در اعضای سازه است، باید آن‌ها را در محاسبات منظور نمود و چنانچه این اثر از ۳۳ درصد فراتر رود، احتمال ناپایداری در سازه زیاد است و باید سختی جانبی آن افزایش داده شود.

جدول (۵-۱) ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی		R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
سیستم قاب ساختمانی	مهاربند همگرای ویژه فولادی		۵/۵	۲	۵	۵۰
	مهاربند همگرای معمولی فولادی		۳/۵	۲	۳/۵	۱۵ [۱]
	مهاربند همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز		۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	مهاربند همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)		۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی	فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
		متوسط	۵	۳	۴	۵۰
		متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
		متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
		معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
		معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	بتن آرمه	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
		متوسط	۵	۳	۴/۵	۳۵
		متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲	۲/۵	۵۰
		متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۱	۱	۱	بدون محدودیت
		معمولی (با محدودیت ارتفا)	۳	۳	۲/۵	۱۵
		معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۱	۱	۱	۳۰
قفسه‌های خود ایستای فولادی			۴	۲	۳/۵	بدون محدودیت

[۱] برای سازه نگهدارنده لوله‌ها پایپ رک‌ها تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است.

[۲] برای پایپ رک ها تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است. در صورتی‌که اتصالات خمشی که در محل انجام می‌شوند، از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی باشند، ارتفاع پایپ رک‌ها می‌تواند ۳۰ متر باشد.

پایپ رک‌ها از نوع سازه‌های مشابه ساختمان محسوب می‌شوند. در این سازه‌ها نباید از اصطکاک لوله‌ها، ناشی از بارهای ثقلی، برای مقابله با نیروی زلزله استفاده کرد.

مثال: محاسبات ۹۸

در روش استاتیکی معادل، ضریب زلزله‌یک سازه غیر ساختمانی مشابه ساختمان با ارتفاع از تراز پایه برابر ۸۵ متر و با سیستم قاب خمشی متوسط فولادی که در شهر خلخال بر روی زمین نوع II قرار است ساخته شود حدودا چقدر است؟ (زمان تناوب اصلی نوسان سازه برابر ۲/۲ ثانیه و ضریب اهمیت ان I=۱ می‌باشد. فرض کنید از این ضریب زلزله برای اصلاح مقادیر بازتاب‌های دینامیکی استفاده خواهد شد).

۱) ۰/۱۲۳ ۲) ۰/۱۱۴ ۳) ۰/۰۸۵ ۴) ۰/۰۳۶