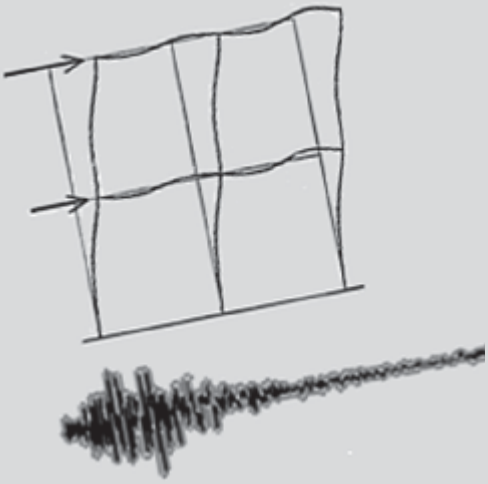
اصول مهندسی زلزله

کارشناسی مهندسی عمران



مدرس : ابراهیم فدائی

مهرماه ۱۳۹۱

دانشگاه آزاد اسلامی واحد فراهان

فهـرســـــت

مبانی لرزه شناسی

زلزله شناسی ۱
منشا زلزله..... ۱
انواع رفتارها در مرزمشترک صفحات لیتوسفری..... ۱
تکتونیک ایران ۲
لرزه خیری ایران ۳
پیشگویی زلزله ۳
زلزله های غیر تکتونیکی ٤
گسل ٤
انواع گسل ٥
گسل فعال ٦
طول گسل ها ٦
امواج لرزه ای ٦
سرعت امواج لرزه ای ۹
کانون زلزله ۱۰
مرکز زلزله ۱۰
عمق زلزله ۱۰
انواع زلزله ها بر حسب عمق کانونی ۱۰
تعیین کانون زلزله ۱۱
شدت زلزله ۱۲
کاستی های شدت زلزله ۱۲
بزرگی زلزله ۱۳
تخریب زلزله های با بزرگی مختلف ۱٤
انرژی زلزله ۱٥
نواحی دور و نزدیک به مرکز زلزله ۱٦
وسعت زلزله ۱٦
لرزه نگار ۱٦
شتاب نگار ۱۷

پارامترهای اساسی مهندسی زلزله ۱۸
تاثیر نوع خاک بر امواج زلزله ۱۸
مکانیزم های آسیب رسانی زلزله ۱۸
رابطه شتاب ماکزیمم زمین با فاصله از مرکز زلزله ۲۰
علت کاهش شدت زلزله با افزایش فاصله از کانون زلزله ۲۰

دینـــــــامیک ســـــــــــازه ها

روشهای تحلیل سازه های مقاوم در برابر نیروی زلزله ۲۱
انواع ارتعاشات ۲۱
درجات آزادی ۲۱
سختی و میرایی ۲۲
تعیین سختی جانبی ۲۳
ترکیب سختیهای جانبی ۲٤
انواع تحریک دینامیکی ۲٦
معـــادله حرکـــت ۲٦
ارتعـــــاش آزاد ۲۷
ارتعاش آزاد سیستم یک درجه آزادی فاقد میرایی ۲۷
زمان تناوب طبیعی (T_n) ۲۹
ارتعاش آزاد سیستم یک درجه آزادی با میرایی ۳۱
ارتعاش اجباری سیستم یک درجه آزادی ۳۲
معادله حرکت ، تحریک زلزله ۳۳
تحلیل دینـــــامیکی سیستم های چنـــد درجه آزادی ۳٤
محاسبه بردار الاستیک f_s ۳۷
تعیین بردار الاستیک به روش سختی ۳۷
خصوصیات ماتریس سختی ۳۸
رابطه تعامد مودها در سیستم های چند درجه آزادی ٤۱
آنالیز مودال سیستم های چند درجه آزادی ٤۲

پاسخ سیستمهای خطی در برابر زلزله

کمیتهای پاسخ ٤۷
تاریخچه پاسخ ٤۷

طیـــف پاســـخ ٤٩
طیف پاسخ تغییرشکل ٥٠
طیـــف پاســـخ شبه سرعت ٥١
طیـــف پاســـخ شبه شتاب ٥٢
مشخصه های طیف پاسخ ٥٣
تاثیر میرایی بر طیف پاسخ ٥٤
طیف طـــــــرح الاســـــتیک ٥٤
اختلاف بین طیف طرح و طیف پاسخ ٥٥

ســـیستم های بـــاربر جـــــانبی

شکل پذیری ٥٦
سیستم قاب خمشی ٥٦
معایب سیستم باربر قاب خمشی ٥٦
سیستم های باربر جانبی(سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند) ٥٧
انواع مهاربندی ها ٥٧
مهاربند هم مرکز یا همگرا ٥٧
مهاربندخارج از مرکز یا واگرا ٥٨
عوامل موثر بر انتخاب مهاربندی و ابعاد آن ٥٩
راههای جلوگیری ازایجاد نیروی کششی ستون مجاور دهانه مهاربندی ٦٠
تحلیل سیستم های مهاربندی همگرا ٦١
قاب همگرای ویژه ٦٢
سیستم دیوار برشی بتن مسلح ٦٢
سیستم دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح ٦٣
سیستم دوگانه ٦٣

مروری بر آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله(استاندارد ۲۸۰۰)

اهداف استاندارد ۲۸۰۰ ..... ٦٤
ملاحظات ژئوتکنیکی ٦٤
ملاحظات معماری ٦٥

ملاحظات پیکربندی سازه ای ٦٧
ضوابط کلی ٦٨
گروه بندی ساختمانها برحسب اهمیت ٦٩
گروه بندی ساختمانها برحسب شکل ٧١
نکاتی پیرامون شکل بندی ساختمان در پلان ٧٤
نکاتی پیرامون شکل بندی سازه ای ٧٥
گروه بندی ساختمانها برحسب سیستم سازه ای ٧٨
محاسبه ساختمانها در برابر نیروی زلزله ٨٠
ملاحظات کلی ٨٠
نیروی جانبی ناشی از زلزله ٨١
روش تحلیل استاتیکی معادل ٨٣
تراز پایه ٨٤
نسبت شتاب مبنای طرح A ٨٤
ضریب بازتاب ساختمان B ٨٤
طبقه بندی نوع زمین ٨٧
زمان تناوب اصلی نوسان ٨٧
ضریب اهمیت ساختمان، I ٨٩
ضریب رفتار ساختمان، R ٩٠
توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان ٩٢
توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان ٩٣
نحوه تعیین مرکز سختی ٩٤
نحوه تعیین مرکزجرم ٩٥
محاسبه ساختمان در برابر واژگونی ٩٧
نیروی قائم ناشی از زلزله ٩٩
روش تحلیل دینامیکی ١٠١
حرکت زمین ١٠١
تغییرمکان جانبی نسبی طبقات ١٠٢
اثر P-Δ ١٠٦

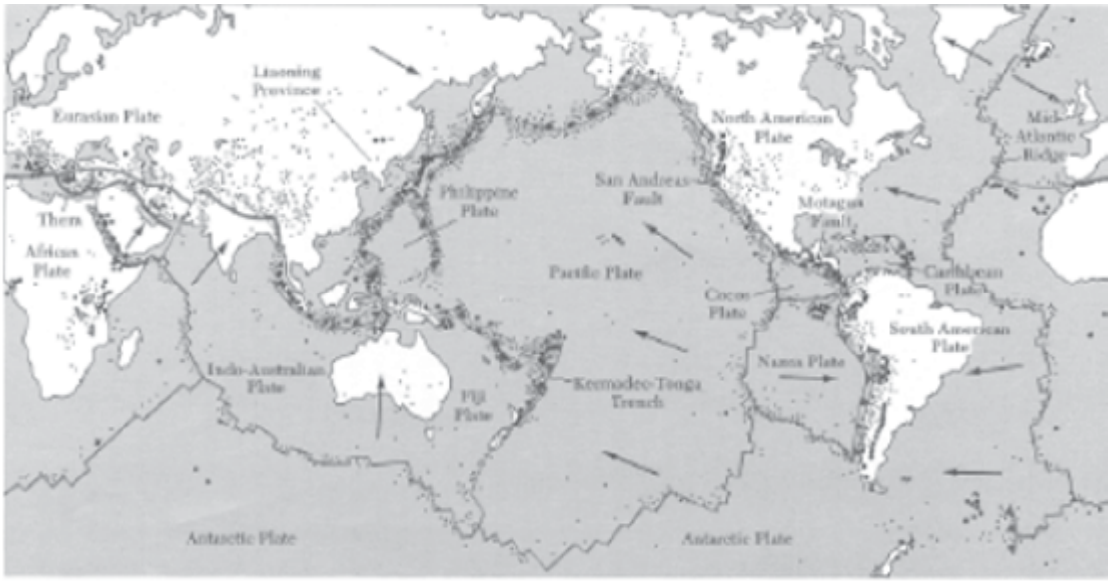
مـــــراجـــــع

مراجع ۱۰۷

زلزله شناسی: بررسی گسلش و امواج منتشر شده در درون زمین و خصوصیات تحریک ناشی از زلزله و تغییرات آن در مسیر انتشار امواج.

منشا زلزله: مقبول ترین نظریه در بین لرزه شناسان، نظریه حرکات زمین ساخت صفحه ای(*Plate tectonics*) است که بر اساس آن پوسته زمین مرکب از ۶ صفحه لیتوسفری بزرگ و تعدادی صفحات کوچکتر است که نسبت به هم حرکت می کنند و فعالیت های زمین شناسی از قبیل زلزله ها و آتشفشانها در طول مرز مشترک این صفحات متمرکز می باشد.

با مقایسه نقشه صفحات لیتوسفری زمین و نقشه زمین لرزه های به وقوع پیوسته مشاهده می شود که تقریبا همه زلزله ها در مرز صفحات تکتونیکی روی داده اند.



صفحات لیتوسفری نسبت به هم در حال حرکتند به عنوان مثال صفحات آمریکای شمالی و اقیانوس آرام هر سال بین ۴ تا ۶ سانتیمتر نسبت به هم حرکت دارند.

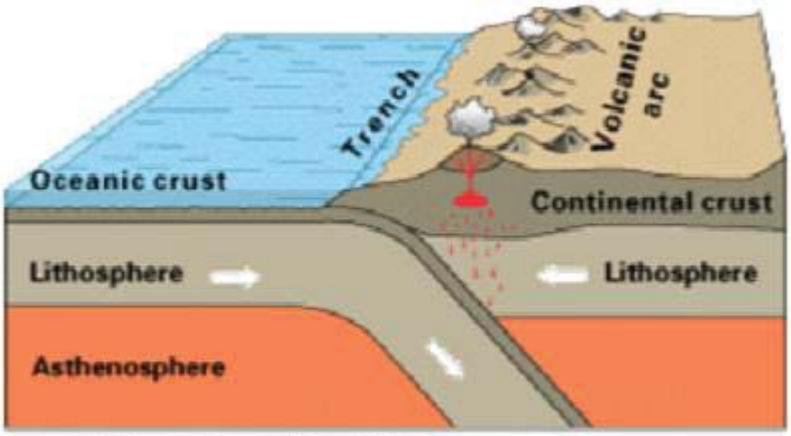
انواع رفتارها در مرزمشترک صفحات لیتوسفری:

۱- مرزهای واگرا(*divergent*) : در این مرزها صفحات ازیکدیگر دور شده که همراه با ایجاد لیتوسفر جدید می باشد. این نواحی گرده ماهی شکل بوده و اکثراً در وسط اقیانوس ها ایجاد می شوند. مثل گرده ماهی وسط اقیانوس اطلس

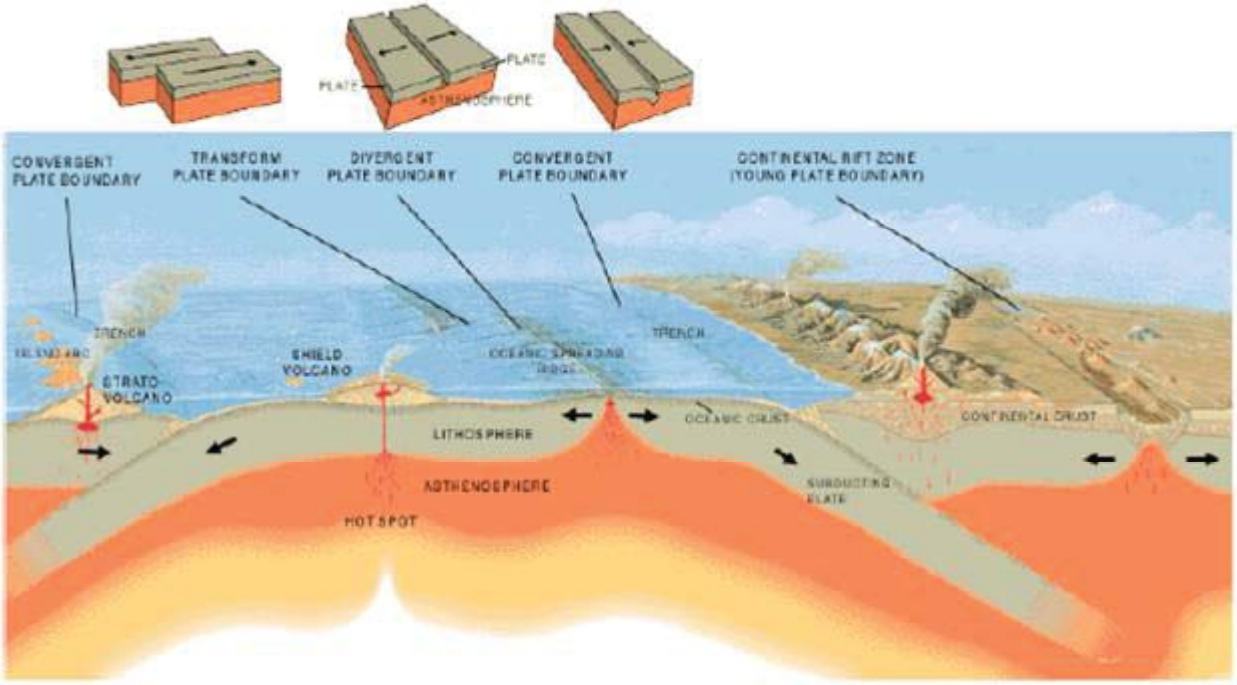
۲- مرزهای همگرا(*convergent*) : در این مرزها صفحات با هم تصادم کرده و به پوسته زمین فشار می آورند و کوههای جدید را ایجاد می کنند و یا اینکه در اثر فشار، یک صفحه ممکن است زیر صفحه دیگر رفته و مواد لیتوسفری را با خود به داخل گوشته زمین ببردکه در این نقاط خندقهای عمیق ایجاد می گردد.

مثل سلسله جبال زاگرس که ناشی از تقارب حد مشترک صفحه ایران و عربستان می باشد.

۳- مرزهای همگرا(*sliding*) : این صفحات نسبت به یکدیگر در یک صفحه افقی می لغزند. در این نوع مرزها نه پوسته جدیدی ایجاد می شود و نه پوسته ای منهدم می شود.



Oceanic-continental convergence



تکتونیک ایران

صفحات اصلی منطقه ایران

- صفحه ایران
- صفحه عربستان
- صفحه اوراسیا

صفحه های ایران و عربستان با سرعتهای متفاوتی در جهت شمال شرقی حرکت می کنندو صفحه ایران از زیر بوسیله صفحه عربستان رانده می شود. مرز مشترک این دو صفحه به وسیله منطقه فشاری زاگرس و چین خوردگیهای زیاد مشخص می باشد و ایجاد گسلهای معکوس نموده است از طرفی صفحه ایران از شمال توسط صفحه اوراسیا، از شرق توسط صفحه هند، از غرب بوسیله صفحه آناتولی احاطه شده استو فشار ناشی از صفحه عربستان امکان هر نوع جابجایی

را از صفحه ایران گرفته است، بنابر این اعتقاد بر این است که وقوع زلزله در ایران ناشی از حرکت و فشار صفحه عربستان به صفحه ایران است.

لرزه خیزی ایران

امبرسز با انجام بررسیهای تاریخی بر روی شش هزار زلزله ای که از دو هزارسال پیش در سرزمین ایران روی داده است ، نواحی لرزه خیز ایران را به دو ناحیه اصلی تقسیم نمود:

۱) خطی که از آذربایجان شروع شده، در امتداد رشته کوه البرز به شمال خراسان می رسد و انگاه به سمت جنوب رفته و ازشرق کویر تا شمال سیستان ادامه می یابد که امبرسز این نوار را «هلال ایران» نام نهاد. مهمترین زلزله های این نوار عبارتند از: بوئین زهرا(۱۳۴۱، ۴/۷ ریشتر) – فردوس(۶/۴،۱۳۵۷ ریشتر) – دشت بیاض(۷/۳،۱۳۴۷ ریشتر) و طبس(۱۳۵۷، ۷/۳ ریشتر).

۲) امتداد کوههای زاگرس تا لارستان. این نواحی لرزه خیزی خیلی شدیدی ندارند. مهمترین زلزله های این ناحیه عبارتند از: فارسیج(۱۳۳۶، ۱/۷ ریشتر) – نهاوند همدان(۶/۷،۱۳۲۷ ریشتر) – قیر و کارزین فارس (۱۳۵۱، ۷/۱ریشتر) و قائنات(۱۳۵۸، ۷/۱ ریشتر).

در ناحیه زاگرس زمین لرزه ها با تعداد زیاد و بزرگی معمولاً کمتر از ۷ روی می دهد ولی در ناحیه البرز زمین لرزه ها با تعداد کمتر و با بزرگیهای بالا که امکان دارد از ۷ تجاوز کند، متداول است.

پیشگویی زلزله

منظور از پیش گویی زلزله تعیین زمان نسبتاً دقیق زلزله و حدود و بزرگی آن است.

پارامترهای مفید در پیش بینی زلزله

۱- بررسی تاریخچه زلزله های محل مورد نظر و کشف تاخیر احتمالی لرزه ای (*Seismic Gap*)

انرژی کرنشی در پوسته زمین دائماً در حال انباشته شدن است، اگر برای مدتی زلزله رخ ندهد، یک تاخیر تلقی شده و نشانه ای برای وقوع یک زلزله قوی می تواند باشد. به همین دلیل در نقاطی که یک تاخیر تاریخی در وقوع زلزله داریم می توان انتظار داشت که یک زلزله شدید رخ دهد.

۲- وقوع زلزله های خفیف که ممکن است پیش لرزه باشند.

۳- برآمدگی پوسته زمین از قبل از زلزله(سرعت برآمدگی زمین قبل از زلزله بیشتر می شود)

۴- وجود گاز رادون در آبهای زیرزمینی

۵- وجود گاز هلیوم در گازهای خروجی از گسل

۶- تغییرات در خواص مغناطیسی و الکتریکی زمین

۷- تغییر تنش داخلی زمین

۸- بالا آمدن سطح آب چاهها

زلزله های غیر تکتونیکی

زلزله هایی که در اثر رهاشدن ناگهانی انرژی اندوخته شده در پوسته زمین ایجاد می شوند به زلزله های تکتونیکی موسومند و زلزله های غیر تکتونیکی به علل دیگری رخ می دهند که عبارتند از:

- ریزش کوه (*rock falls*) ، فرو ریختن غارها و فعالیت های آتشفشانی می تواند موجب زلزله های کوچک شود.
- فعالیت های انسانی مانند ساخت سد و ذخیره نمودن حجم زیادی آب در پشت باعث افزایش فشار وارد بر سنگها می گردد.
- انفجارهای هسته ای می توانند به پیدایش زلزله کمک کنند. به عنوان مثال در سال ۱۹۷۶ آمریکا دست به یک سری آزمایشات هسته ای زد و بمبی به قدرت ۱۰برابر بمب هیروشیما را آزمایش کرد که یک روز بعد در کشور گواتمالا زلزله ای به بزرگی ۷/۵ ریشتر رخ داد.

گسل:

گسل عبارتست از سطح ناپیوسته ای که دو مجموعه سنگی را از هم جدا می کند و معرف صفحه ای است که در طول آن حرکات زمین رخ می دهد و مبدا حرکت زمین در یک زلزله از آن ناشی می شود.

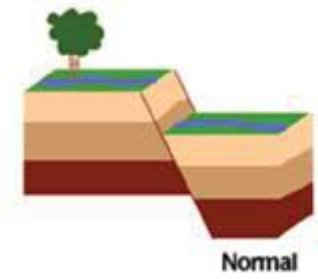
صفحه همه گسلها در سطح پوسته زمین بریده نشده است تا با چشم قابل رویت باشد لذا بعضی از گسلها در سطح زمین اثری از خود ندارند.

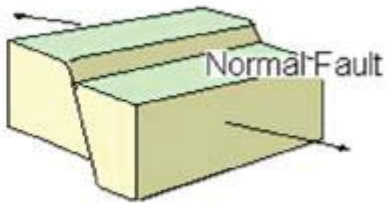
انواع گسل(*fault*)

۱- گسل ساکن: صخره های دو طرف گسل نسبت به هم ساکن بوده و هیچ حرکتی ندارند.

۲- گسل نرمال(کششی): صخره های دو طرف گسل تمایل به جدا شدن از یکدیگر داشته و ایجاد کشش در گسل می کنند. در صورتی که کشش برای ایجاد گسیختگی کافی باشد، یک قطعه نسبت به قطعه دیگر به طرف پائین حرکت می کند.

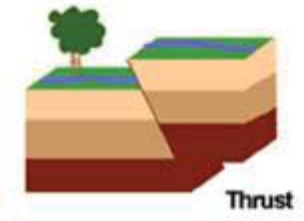
اکثر گسل های نرمال در طول مرز صفحات تکتونیکی واگرا ایجاد می شوند.

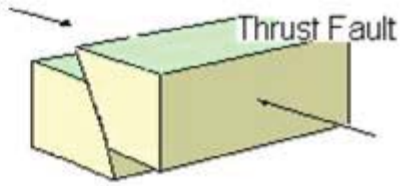




۳- گسل معکوس(فشاری): صخره های دو طرف گسل تمایل به فشردن یکدیگر داشته و در گسل فشار ایجاد می کنند. موقعی که فشار برای گسیختگی کافی باشد یک قطعه نسبت به قطعه دیگر در امتداد صفحه گسل به طرف بالا حرکت می کند.

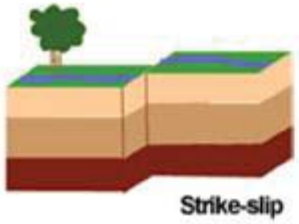
- اکثر گسل های فشاری در محل تصادم صفحات همگرا ایجاد می شوند.

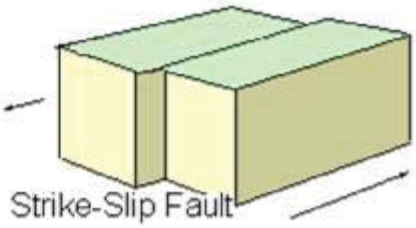




۴- گسل لغزشی جانبی: حرکت در طول یک صفحه گسل تقریبا قائم به صورت لغزش جانبی صورت می گیرد، این حرکت می تواند به سمت راست یا چپ باشد.

اگر شخصی که بر روی یک طرف گسل استاده حرکت طرف مقابل به سمت راست باشد، راستگرد خوانده می شود.





گسل فعال:

گسلهایی که طی چندهزار سال گذشته حرکت نموده و در آینده نیز حرکت خواهند نمود.

گسلهای فعال بوسیله کاوشهای زمین شناسی و عکسهای هوایی تعیین می شوند.

معمولا زلزله ها در مناطقی که گسل فعال دارند، رخ می دهد بنابر این به هنگام طرح پروژه های بزرگی نظیر سد و نیروگاه فاصله و مشخصات گسلهای فعال منطقه باید مشخص شود.

بعضی از گسلها فقط به هنگام وقوع زلزله حرکت می کنند ولی بعضی از آنها همواره در حال حرکت هستند که بیشترین سرعت حرکت آنها ۳ تا ۱۰ سانتیمتر در سال است.

طول گسل ها

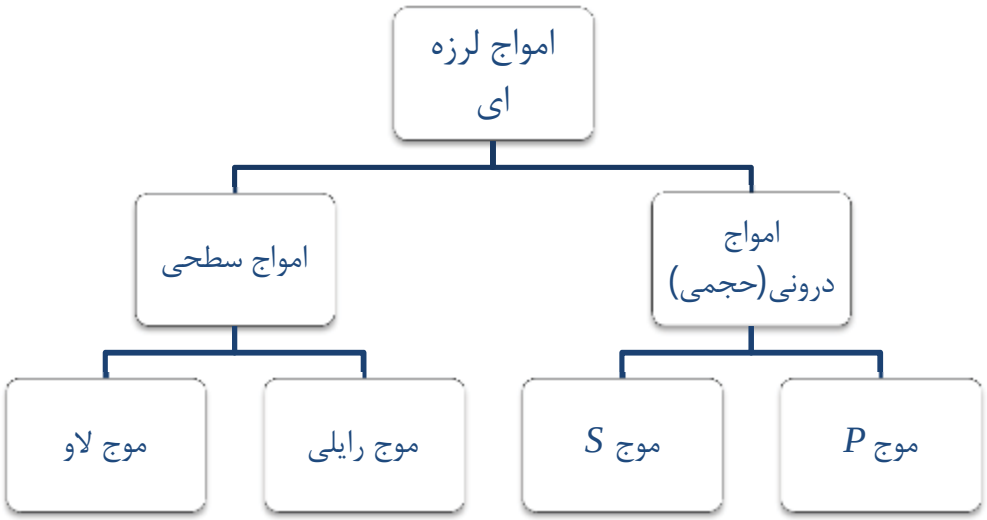
طول گسلها بسیار متفاوت است و می تواند بین چند متر تا صدها کیلومتر باشد که لایه های بزرگ قاره ها یا اقیانوسها را بریده و از هم مجزا می نماید.

گسل های طولانی تا ۱۰۰۰ کیلومتر طول دارند.

بزرگی زلزله با طول گسلش ارتباط دارد.

امواج لرزه ای

هنگامی که صخره ای می شکند، انرژی ذخیره شده در آن ناشی از حرکات صفحات زمین ساختی، بصورت ناگـهانی آزاد می شود و به صورت امواج در درون و سطح زمین منتشر می شوند و پس از طی مسافتی به محل سازه می رسد و انرژی موج باعث ایجاد تغییرشکلهای قابل ملاحظه و تخریب سازه ها می شود.



هرکدام از امواج، زمین را به گونه ای خاص می لرزانند.

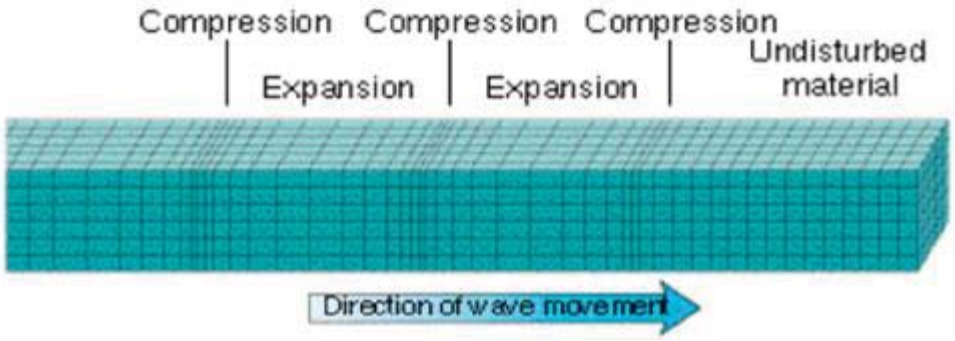
امواج درونی(حجمی):

امواج حجمی در داخل زمین حرکت می کنند.

موج P:

موج P یا موج فشرده، موجی است که زمین را به صورت جلو و عقب در جهت و خلاف حرکت موج می لرزاند مانند فشردن فنر و رها کردن آن.

سرعت موج P از دیگر امواج لرزه ای بیشتر است و سرعت آن بین ۴ تا ۸ کیلومتر بر ثانیه می باشد.
امواج P در جامدات و مایعات منتشر می شوند.
این امواج می توانند به صورت امواج صوتی به داخل اتمسفر منتشر شوند و اگر فرکانس این امواج در حد شنوایی گوش باشد(بزرگتر از KHz) ممکن است بوسیله حیوانات و انسان قابل شنیدن باشد.
به این امواج، امواج اولیه هم می گویند زیرا اولین امواجی هستند که به دستگاه لرزه نگاری می رسند .

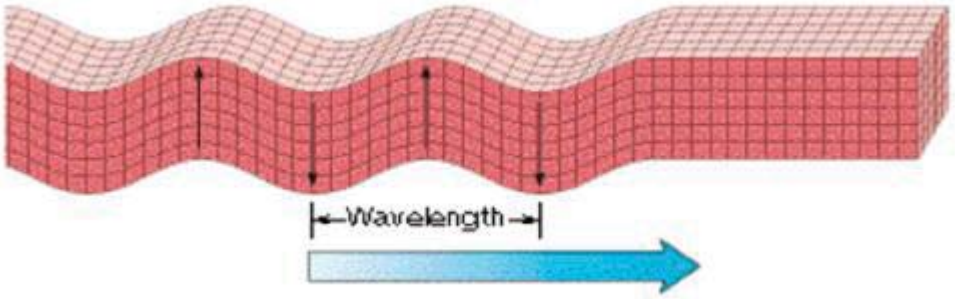


موج S :

موج S یا موج برشی، موجی است که زمین را به صورت جلو و عقب در راستای عمود برجهت حرکت موج می لرزاند و از نوع امواج عرضی محسوب می شوند.

سرعت موج S حدود نصف سرعت موج P است و سرعت آن بین ۲ تا ۵ کیلومتر بر ثانیه می باشد.

امواج S فقط در جامدات منتشر می شوند.



قدرت تخریب امواج S بیشتر از امواج P می باشد.
امواج S از نظر جهت ارتعاش ذرات و انتشار به امواج نور یا الکترو مغناطیس شبیه هستند.

امواج سطحی

امواج سطحی نزدیک سطح زمین حرکت می کنند.

سرعت امواج سطحی در مقایسه با امواج دیگر کمتر است و در حدود ۱/۸ تا۴/۵ کیلومتر بر ثانیه می باشد.

حرکت امواج سطحی در سطح زمین دارای بیشترین مقداراست و با افزایش عمق از شدت آن کاسته می شود.

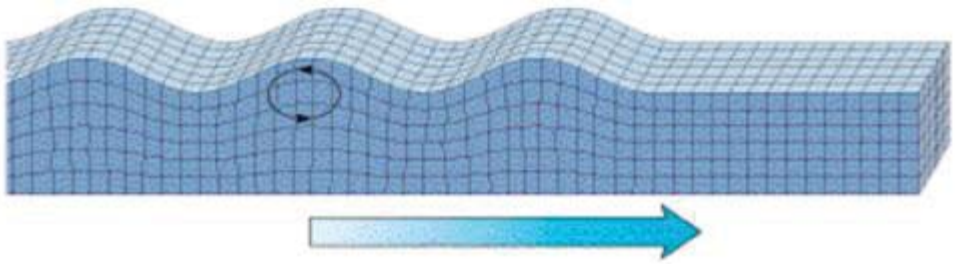
قدرت تخریب امواج سطحی به علت ایجاد تغییرشکلهای قابل ملاحظه در زمین بیشتر از امواج حجمی است.

امواج سطحی که روی لرزه نگاشت ثبت می شوند معمولاً دارای پریود بلند و دامنه زیادی هستند و انرژی زیادی نیز دارند.

در فواصل دور از چشمه، امواج غالب روی لرزه نگاشت از نوع امواج سطحی است.

موج رایلی :

موجی که باعث لرزش سطح زمین بصورت حرکتی بیضی گون شده و حرکات عرضی ندارد.

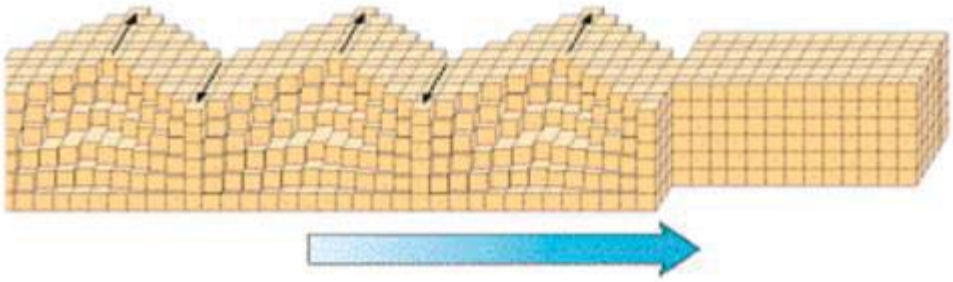


امواج رایلی بعلت مولفه قائم حرکتشان می توانند در روی حجم های زیادی از آب دریاها تاثیر بگذارند.

موج لاو :

موجی که حرکت افقی در جهت عرضی(یا عمود بر) جهت حرکت موج دارد یا به عبارت دیگر این موج زمین را از پهلو به پهلو در یک صفحه افقی و موازی با سطح زمین به ارتعاش در می آورد.

اثر ناشی از امواج لاو تکان افقی به پی ساختمان می باشد و از این رو خسارت ایجاد می کند.



امواج لاو از میان آب نمی توانند عبور کنند و فقط روی آب های سطحی کناره های دریاچه ها اثر می گذارند و آنها را به جلو و عقب می رانند.

سرعت امواج لرزه ای

سرعت انتشار امواج لرزه ای به خصوصیات محیط انتشار بستگی دارد.

سرعت امواج P با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود:

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho}\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

سرعت امواج S با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود:

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{\rho}\frac{1}{2(1+\nu)}}$$

E : ضریب ارتجاعی

ρ: جرم مخصوص

ν: ضریب پواسون

اگر ضریب پواسون برابر با ۰/۲۵ در نظر گرفته شود آنگاه بین سرعت موج P و سرعت موج S رابطه زیر برقرار است.

$$V_P = \sqrt{3}V_S$$

امواج P وS وقتی به سطح زمین می رسند، قسمت اعظم انرژی شان وارد پوسته می شود که دامنه امواج در سطح زمین تشدید شده و خسارتهای زلزله را افزایش می دهد.

کانون زلزله

انتشار امواج زلزله به گونه ای است که گویی از یک مرکز واحد ساطع شده اند، این مرکز را کانون زلزله می نامند.

مرکز زلزله

تصویر کانون زلزله بر روی سطح کره زمین را مرکز زلزله گویند.

عمق زلزله

فاصله بین نقاط کانون و مرکز زلزله عمق زلزله نامیده می شود.

انواع زلزله ها بر حسب عمق کانونی

الف- زلزله های سطحی: عمق کمتر از ۷۰ کیلومتر است.

ب- زلزله های عمیق: عمق ۳۰۰ تا ۶۰۰ کیلومتر

حوزه اثر زلزله های سطحی نسبتاً کوچک است و در خارج از آن جز با وسایل لرزه نگاری نمی توان زلزله را حس نمود در حالی که زلزله های عمیق در فواصل دور هم احساس می شوند.

از نظر مهندسی زلزله های مخرب همواره از نوع سطحی هستند و زلزله های عمیق تاثیر تخریبی چندانی ندارند.

تعیین کانون زلزله

اگر فاصله کانون زلزله تا محل ایستگاه دریافت کننده امواج برابر با d باشد زمان رسیدن موج P به ایستگاه (t_p) و زمان رسیدن موج S به ایستگاه(t_s) به صورت زیر با فاصله کانون تا ایستگاه رابطه دارد:

$$t_P = \frac{d}{V_P} \quad , \quad t_S = \frac{d}{V_S}$$

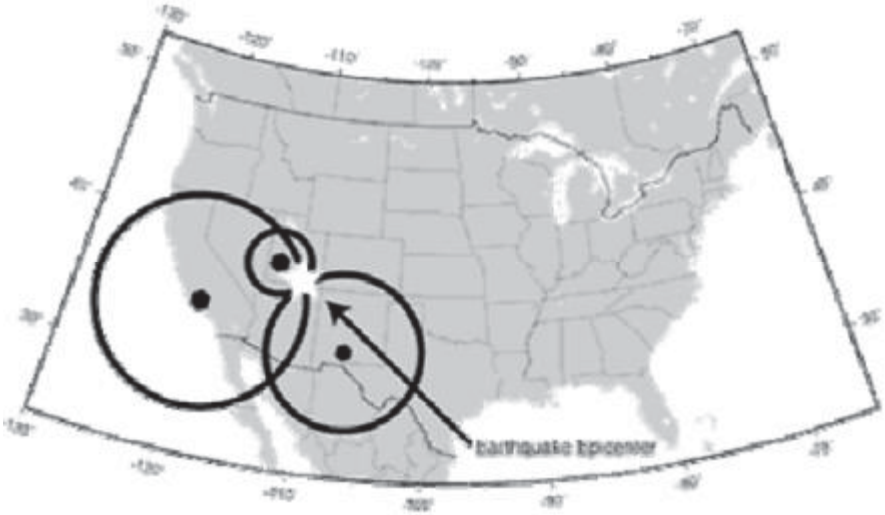
اولین امواجی که بوسیله لرزه نگار دریافت و ثبت می شود امواج طولی P می باشد، دومین امواج دریافتی امواج عرضی S می باشد که دامنه ارتعاش بزرگتری نسبت به امواج P دارند بنابر این با داشتن لرزه نگاشت یک زلزله می توان فاصله زمانی امواج طولی و عرضی را تعیین نمود.

$$t_S - t_P = \frac{d}{V_s} - \frac{d}{V_p} = \mathrm{d}\left(\frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_p}\right) = d\frac{V_P _ V_S}{V_P . V_S} \rightarrow d = \frac{t_S - t_P}{\frac{V_P _ V_S}{V_P . V_S}}$$

محل انتشار امواج (کانون زلزله) بر روی سطح کره ای به مرکز ایستگاه ثبت امواج و شعاع d در حجم زمین قرار دارد.

اینک با داشتن مقدار d از اطلاعات ۳ ایستگاه می توان با رسم ۳ کره و تعیین نقطه مشترک کره ها، محل کانون زلزله را تعیین نمود.

برای تعیین محل زلزله حداقل به سه ایستگاه لرزه نگاری نیاز است بنابر این به جای یک ایستگاه لرزه نگاری، یک سری از ایستگاههای لرزه نگاری در اطراف مناطق ایجاد می کنند که به آنها خط(array) لرزه نگاری می گویندتا بتوانند مشخصات دقیق تر و بیشتری از زلزله را تعیین کنند. هر چه تعداد مراکزی که یک زلزله را ثبت می کنند زیادتر باشند، مشخصات آن زلزله را با دقت بیشتری تخمین می زنند.



شدت زلزله(Earthquake Intensity)

برای تعیین اندازه زلزله می توان از شدت زلزله که به مقیاس مرکالی مشهور است و در سال ۱۸۰۴ توسط مرکالی پیشنهاد شده است، استفاده نمود.

مقیاس شدت زلزله مرکالی شدت زلزله را به صورت تابعی از احساس و دریافت انسان و موجودات زنده از زلزله و نیز تاثیر بر ساختمانها بیان می کند.

شدت مرکالی دارای ۱۲ درجه می باشد و درجه اول آن توسط افراد حس نمی شود، و فقط بوسیله دستگاههای اندازه گیری حساس ثبت میگردد و در درجه دوازدهم آن همه ساختمانها خراب می شوند و اشیا به هوا پرتاب می شوند.

کاستی های شدت زلزله

۱- یک زلزله در محلهای متفاوت دارای درجه های شدت مختلفی می باشد. مثلاً رخ دادن زلزله ای یکسان در مناطق شهری و روستایی اثرهای مختلفی بر روی سازه های موجود می گذارند و ممکن است ساختمانهای روستایی بطور کامل تخریب شوند در حالی که سازه های مناسب شهری آسیب جدی نبینند.
۲- شدت بدست آمده برای هرنقطه بستگی زیادی به قضاوتهای اشخاص دارد و به تلقی پژوهشگر و مصاحبه شوندگان از کلماتی چون صدمه، خرابی ، ویرانی، انهدام و... بستگی دارد.
۳- شدت زلزله ارتباط مستقیمی با شتابهای حاصل از زلزله ندارد.

ولیکن شدت زلزله به دلایل زیر معتبر می باشد:

- تعیین شدت زلزله بسیار ساده است و نیازمند وسایل پیچیده نیست.
- شدت مستقیماً توصیفی از عملکرد ساختمانها را در خود دارد و لـــــذا کار فهم گزارشهای مهندسی را آسان می کند.

بزرگی زلزله (*Earthquake Magnitude*)

بزرگی یک مقیاس کمی است و برای بیان اندازه زلزله برای مهندسان حائز اهمیت است.

بزرگی ریشتر

در فاصله معینی از مرکز زلزله ، دامنه ارتعاش حاصل از زلزله با انرژی آزاد شده ارتباط مستقیمی دارد و همچنین اندازه زلزله به انرژی آزاد شده بستگی دارد بنابر این *Richter* در سال ۱۹۳۵ بزرگی زلزله(*M*) را بر اساس دامنه ارتعاش حاصل از زلزله به صورت زیر تعریف نمود:

$$M = \log_{10}^{A}$$

M : بزرگی زلزله به درجه ریشتر

A: دامنه لرزه نگاری برحسب میکرون که یک لرزه نگار ووداندرسون در فاصله ۱۰۰ کیلومتری مرکز زلزله بدست آمده است.

احتمال اینکه همیشه در فاصله صد کیلومتری مرکز زلزله ایستگاه داشته باشیم بسیار کم است، رابطه ریشتر به ترتیب زیر اصلاح گردیده است:

$$M = log^{A}{}_{10} - log^{A_0}{}_{10} = log^{A/A_0}{}_{10}$$

A: دامنه بیشینه لرزه نگاشت در یک ایستگاه دلخواه برای زلزله مورد نظر برحسب میکرون

A_0: *دامنه بیشینه لرزه نگاشت در آن ایستگاه دلخواه برای زلزله استاندارد بر حسب میکرون*

در دستگاه ووداندرسون فقط امواج با پریود کمتر از ۰/۸ ثانیه ثبت می شود و فقط زلزله های نزدیک به لرزه نگار (زلزله های محلی) دارای پریود کمی هستند بنابر این به بزرگی ریشتر، بزرگی محلی(*Local Magnitude*) هم می گویند.

بزرگی امواج سطحی

در فواصل زیاد از مرکز زلزله ، معمولاً امواج حجمی میرا می شوند و به اندازه ای پراکنده می شوند به طوری که حرکات غالب مربوط به امواج سطحی است بنابر این می توان از مقیاس بزرگای موج سطحی که بر پایه دامنه امواج رایلی با پریود حدود ۲۰ ثانیه است، استفاده نمودکه بوسیله رابطه زیر تعیین می شود:

$$M_S = logA + 1.66log\Delta + 2.0$$

A : جابجایی ماکزیمم زمین برحسب میکرومتر

Δ : زاویه بین مرکز زلزله و ایستگاه لرزه نگاری نسبت به مرکز کره زمین برحسب درجه

بزرگی امواج حجمی

برای زلزله های با کانون عمیق، اغلب امواج سطحی به قدری کوچکند که امکان ارزیابی آنها با بزرگای موج سطحی نمی باشد. بنابراین بزرگای موج حجمی بنا نهاده شده است که بر پایه دامنه چند سیکل اول امواج P است که چندان تحت تاثیر عمق کانونی نگرفته باشد و به صورت زیر بیان می شود:

$$m_b = logA - logT + 0.01\Delta + 5.9$$

A: دامنه موج P بر حسب میکرومتر

T: پریود موج P(معمولاً حدود ۱ ثانیه)

Δ: زاویه بین مرکز زلزله و ایستگاه لرزه نگاری نسبت به مرکز کره زمین برحسب درجه

تخریب زلزله های با بزرگی مختلف

زلزله با بزرگی ۲ ریشتر : کوچکترین زلزله ای است که بوسیله انسان حس می شود.

زلزله با بزرگی ۴تا ۵ ریشتر: در ایران زلزله های با بزرگی کمتر از ۵ ریشتر به علت مدت زمان کوتاه و شتاب ملایمشان به ندرت باعث آسیب دیدن ساختمان می گردند. زلزله های به بزرگی ۴ تا ۵ ریشتر بخصوص در روستاها به خانه های خشتی و گلی آسیب می رسانند و حتی ساختمانهای نسبتاً سست آجری نیز با زلزله زیر ۵ ریشتر به زحمت آسیب می بینند.

زلزله با بزرگی ۵تا ۶ ریشتر: برای ساختمانهای شهری چندان خطری ندارد، اما می تواند ساختمانهای روستایی را تخریب کند.

زلزله با بزرگی ۶تا ۷ ریشتر: می تواند به ساختمانهای شهری آسیب برساند اما برای ابنیه مهندسی ساز شهری مشکلی ایجاد نمی کند.

زلزله با بزرگی بیش از ۷ ریشتر : زلزله های مخربی هستند و در ایران حتی به ساختمانهای مهندسی ساز شهری هم خسارت می زند.

زلزله با بزرگی بیش از ۸ ریشتر : تقریباً تمامی ساختمانهای معمولی (مثلاً ساختمان راکتور اتمی را شامل نمی شود) از بین می روند و چیزی باقی نمی ماند.

نکته: مقیاس بزرگی ریشتر با دامنه موج زلزله ثبت شده بوسیله لرزه نگار بصورت لگاریتمی تغییر می کند بنابر این با افزایش یک واحد در بزرگی ریشتر، دامنه موج اندازه گیری شده ۱۰ برابر خواهد شد.

انرژی زلزله

بخشی از انرژی الاستیک آزاد شده در حین یک زلزله صرف خردشدن سنگها و جابجایی گسل ها می شود و بخشی دیگر بصورت امواج زلزله انتشار می یابد.

رابطه بین بزرگی زلزله و انرژی آزاد شده را بر اساس رابطه ذیل(گوتنبرگ-ریشتر۱۹۵۶) می توان بدست آورد:

$$logE = 11.8 + 1.5M$$

E: انرژی آزاد شده برحسب ارگ(هر ژول برابر با $۱۰^{۷}$ ارگ است)
با افزایش یک واحد به بزرگی زلزله، انرژی آزاد شده توسط آن ۳۲ برابر می شود و با افزایش ۲ واحد در بزرگی زلزله، انرژی آزاد شده زلزله ۱۰۰۰ برابر می شود.

نواحی دور و نزدیک به مرکز زلزله

در نواحی نزدیک به مرکز زلزله ، فرکانسهای بالا از شدت زیادی برخوردارند، به همین علت فرکانسهای غالب(دارای شدت زیاد) در این نواحی، فرکانسهای بالا هستند بویژه اگر بستر سنگی به سطح زمین نزدیک باشد.

با دور شدن از مرکز زلزله، همگی امواج میرا شده و از شدتشان کاسته می شود که البته این کاهش برای فرکانسهای بالا شدیدتر است ولی فرکانسهای پائین (امواج با پریود بالا) تا مسافتهای دور دست انتقال می یابد لذا فرکانسهای غالب در نواحی دور دست امواج با فرکانسهای پائین هستند.

در فواصل دور دست دوره های تناوب امواج زلزله بالا می رود ولی دامنه ارتعاشات بسیار کوچک است.

در زلزله منجیل دیده شد که با توجه به فاصله ۶۵ کیلومتری رشت از منجیل، ساختمانهای بلند حتی فلزی و بتنی صدمه دیدند اما ساختمانهای یک یا دو طبقه با مصالح نامرغوب و حتی بدون اسکلت آسیبی ندیدند که می توان آن را با پدیده تشدید توجیه نمود.

وسعت زلزله

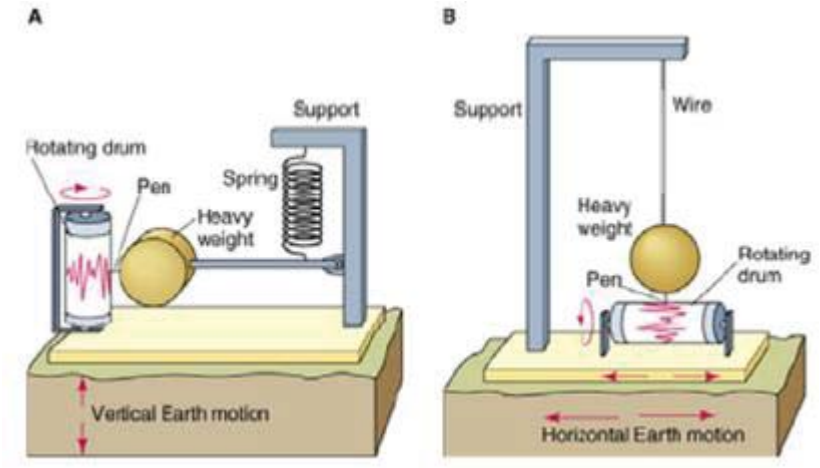
وسعت ناحیه زلزله زده با انرژی آزادشده ارتباط دارد و هرچه انرژی آزاد شده بیشتر باشد(بزرگی زلزله بیشتر باشد) ، زلزله در منطقه وسیع تری احساس می شود.

لرزه نگار

وظیفه لرزه نگار ثبت جابجایی زمین است و اصول کار آن براساس حرکت آزاد آونگ می باشد.

لرزه نگار ابزار کار زمین لرزه شناسان است و به کمک آن مرکز زلزله، بزرگی زلزله ، فیزیک امواج زلزله (بازتاب ها و انکسارهایی که این امواج در حین عبور از لایه های مختلف متحمل می شوند) ، جنس لایه ها و مشخصات هندسی خاک تعیین می شود.

- اطلاعاتی که از لرزه نگار استخراج می شود برای مهندسی سازه قابل استفاده نیست بلکه عامل اساسی مورد استفاده مهندسی سازه، شتابی است که به پی سازه وارد می شود.



اگر دستگاه لرزه نگار بیش از حد به مرکز زلزله نزدیک باشد یا شدت زلزله خیلی زیاد باشد، دستگاه اشباع (Saturated) شده و عقربه ثبات به حد خود می رسد و نمی تواند مقدار واقعی زلزله را ثبت کند.

شتاب نگار

- شتاب نگار دستگاهی است که شتاب زلزله را ثبت می کند.

- شتاب نگار ساختمان ساده تری نسبت به لرزه نگار دارد و فقط وقتی شتاب از حد تعیین شده ای (مثلاً یکصدم شتاب ثقل) زیادتر شد به کار می افتد و ارتعاش را ثبت می کند.

- در مناطق مختلف شبکه ای از شتابنگارها نصب می شود که در هر ایستگاه سه دسته شتابنگار نصب می شود تا دو مولفه افقی و یک مولفه قائم شتاب زمین را ثبت کند که به آن شتابنگاشت یا تاریخچه زمانی شتاب گویند. دو مولفه افقی شتاب زمین برای اکثر زلزله های ثبت شده تقریبا شدت یکسان دارد.

- با مقایسه شتابنگشتهای بدست آمده از ایستگاههای مختلف در می یابیم که شتاب زلزله با دور شدن از مرکز زلزله کاهش می یابد.

- عنصر اساسی برای حل معادله حرکت یک سازه شتابی است که به پی آن وارد می شود. بنابراین مهندسی سازه با شتابنگاشت کار دارد و در تحلیلهای دینامیکی سازه های پیچیده، بار زلزله بصورت شتاب زمین در نظر گرفته می شود.

پارامترهای اساسی مهندسی زلزله

- اطلاعات اساسی مهندسی زلزله که از منحنی های ثبت شده زلزله بدست می آید عبارتند از:

۱- PGA

۲- مدت تداوم زلزله(DURATION)

۳- محتوای فرکانسی زلزله

تاثیر نوع خاک بر امواج زلزله

امواج زلزله در هنگام عبور از لایه های مختلف خاک منعکس و منکسر می شوند و در هنگام ورود موج به لایه نرم تر امتدادش به محور قائم نزدیکتر می شود.

هنگامی که ارتعاش از لایه سنگی وارد لایه نرم می شود، دامنه ارتعاش افزایش می یابد. بنابر این خسارت سازه ای در زمینهای نرم آبرفتی می تواند شدید باشد. البته این اثر به نوع سازه، دوره تناوب آن و فاصله آن تا مرکز زلزله نیز بستگی دارد. مثلاً در زمینهای نرم(که دامنه امواج شدید می شود و به تبع آن پریود کمی افزایش می یابد)، ساختمانهای آجری کم ارتفاع کمتر آسیب می بینند

مکانیزم های آسیب رسانی زلزله

۱- نیروهای اینرسی ایجاد شده در اثر تکان های شدید زمین

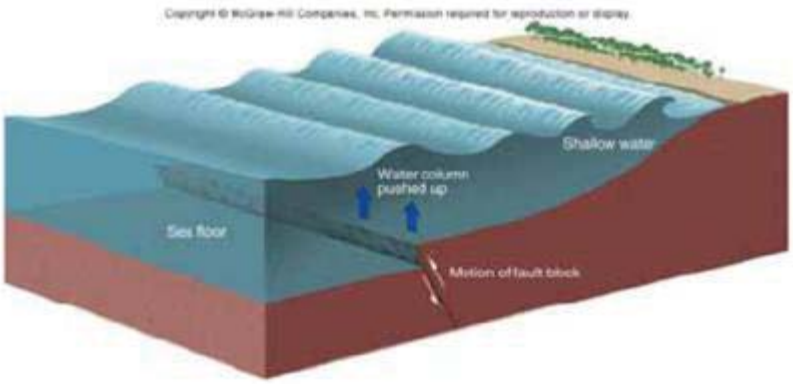
۲- نشست و روانگرایی

در صورتی که یک لایه ماسه اشباع شده تحت اثر موجهای رفت و برگشتی زلزله قرار می گیرد تنش موثر در خاک کاهش می یابد و با رسیدن مقاومت برشی موثر به صفر،لایه ماسه همانند مایعی عمل می نماید و پدیده روانگرایی اتفاق می افتد که در اثر آن ساختمانها در تمام سطح یا بخشی از آنها دچار نشست می شوند و بعضی از آنها واژگون می شوند.

۳- سونامی

موجهای بلندی که در هنگام وقوع زلزله در سطح اقیانوس ایجاد می گردد و مناطق ساحلی را می پوشاند.

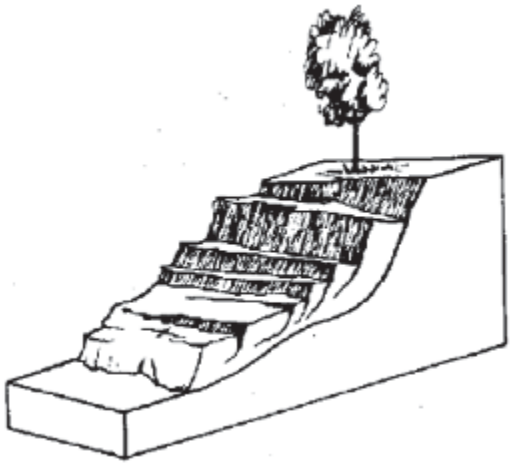
متداول ترین علت تشکیل سونامی های مهم، جابجایی های ضربه ای در امتداد گسل غوطه ور در آب است.
در سال ۲۰۰۴ در اثر وقوع زمین لرزه ای با شدت ۹ ریشتر در آب های نزدیک جزیره سوماترای اندونزی سو نامی اتفاق افتاد که در برخی از قسمت ها ارتفاع موجها تا ۱۰ متر هم می رسید .



۴- زمین لغزش

از بین رفتن پایداری شیروانی های خاکی یا سنگی منجر به ایجاد زمین لغزش می شود.

هرچند لغزش های زمین و جابجایی های سطحی و بهمن های ناشی از زلزله عامل بسیاری از خرابی هاست لیکن دارای اثرات موضعی هستند.



۵- آتش سوزی

حرکتهای زمین سبب ایجاد نشت در لوله های گاز شهری می شود و پس از رخ دادن زلزله ، در مناطق شهری مشاهده می گردد.

رابطه شتاب ماکزیمم زمین با فاصله از مرکز زلزله

هرچه از کانون زلزله دور می شویم، از شدت زلزله کاسته می شود. به همین ترتیب با دور شدن از مرکز زلزله شتاب ماکزیمم، سرعت ماکزیمم و جابجایی ماکزیمم زمین کاهش می یابد.

علت کاهش شدت زلزله با افزایش فاصله از کانون زلزله

۱- توزیع هندسی انرژی: با فرض توزیع کروی موجی با انرژی E_0 که از کانون ساطع می شود ، مقدار انرژی بر واحد سطح در نقطه ای به فاصله R از کانون زلزله برابر است با $E = \frac{E_0}{4\pi R^2}$ بنابر این شدت انرژی با $\frac{۱}{R^2}$ متناسب است.

۲- استهلاک محیط اطراف: موج با عبور از خاک بدلیل استهلاک محیط میرا می شود البته میزان میرایی به جنس خاک منطقه و شدت زلزله بستگی دارد.

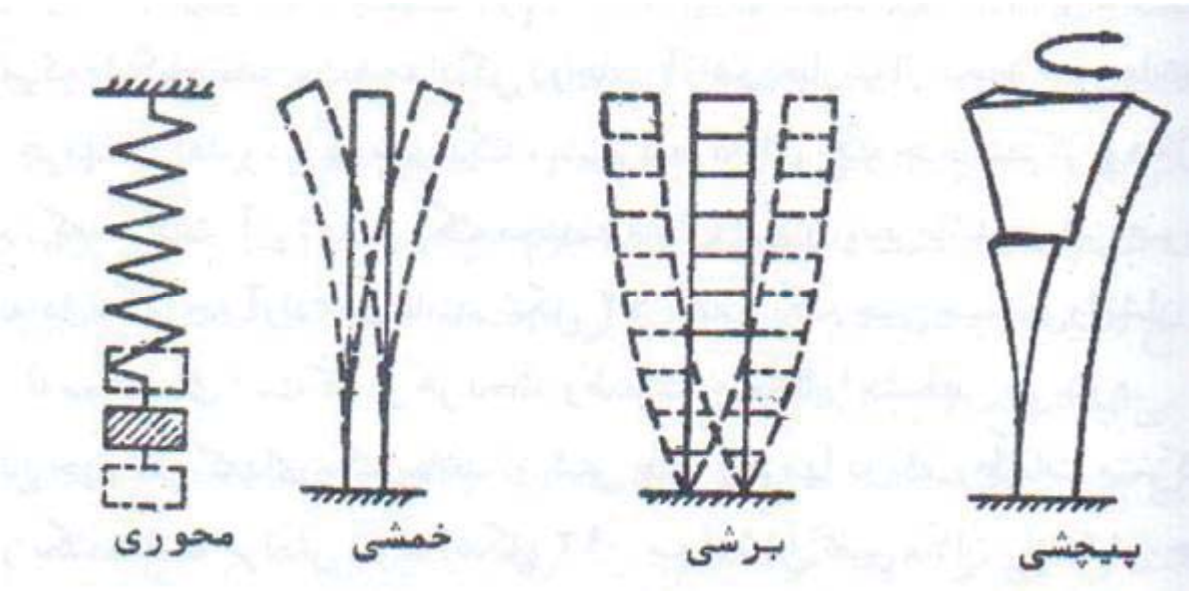
دینـــــامیک ســـــــــازه ها

روشهای تحلیل سازه های مقاوم در برابر نیروی زلزله

۱- روش آئین نامه ای یا شبه استاتیکی
۲- روش طیفی یا شبه دینامیکی
۳- روش معمول دینامیکی

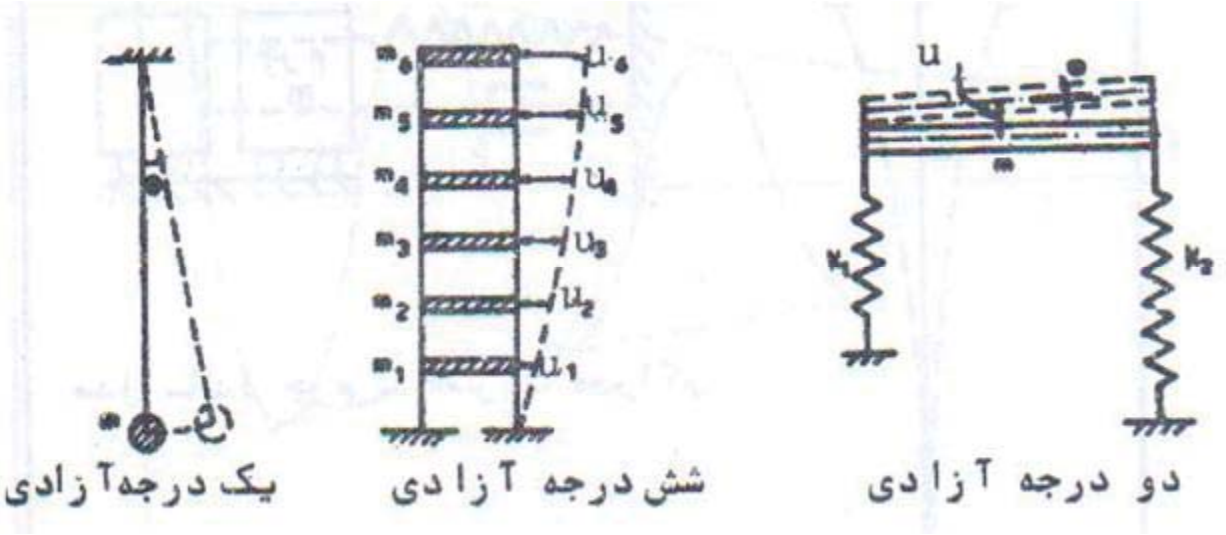
انواع ارتعاشات

الف – محوری ب – خمشی ج – برشی د - پیچشی



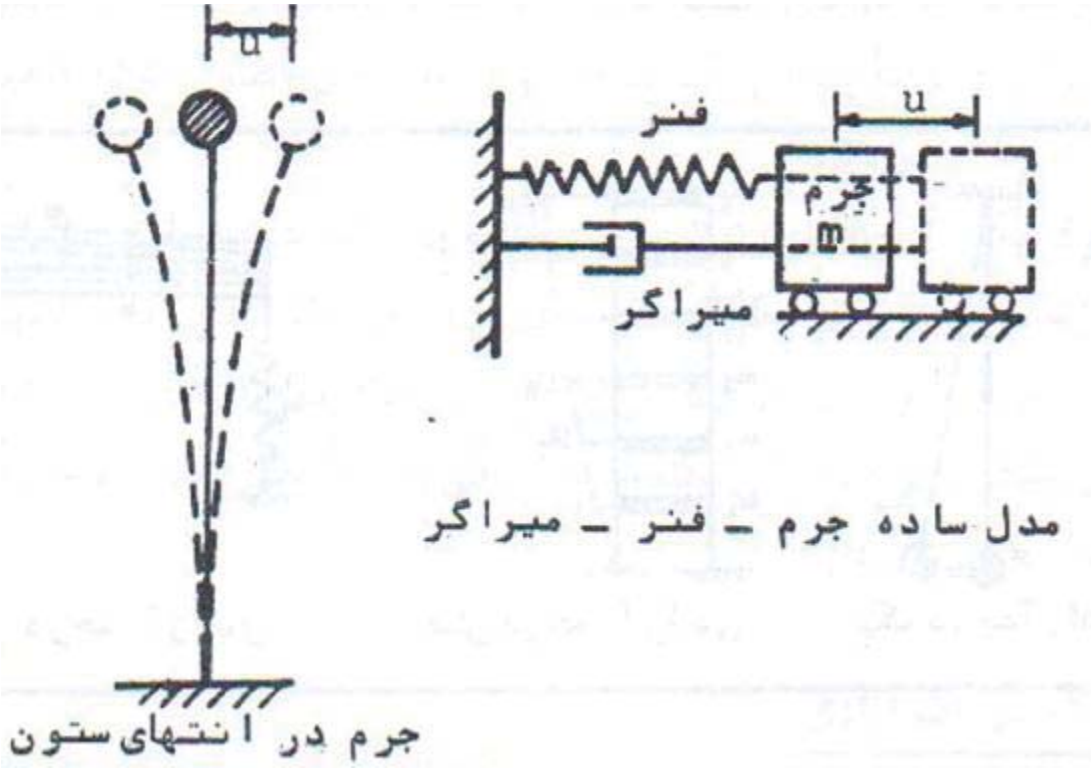
درجات آزادی

تعداد مختصات مستـــقل مورد نیاز جهت تعیین موقعیت یک جرم مرتعش در هر لحظه ،درجات آزادی آن جرم به شمار می آید.



سختی و میرایی

یک جرم در انتهای یک ستون یا یک جرم روی چند چرخ و متصل به یک فنر و یک میراکننده (کمک فنر) مطابق شکل در نظر گرفته می شود.



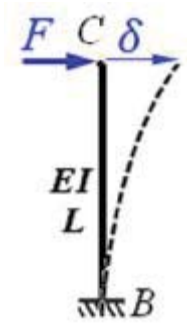
اگر جرم به اندازه u تغییر مکان یابد، سختی ارتجاعی ستون در حالت اول و کشش فنر در حالت دوم از اشکال فوق باعث برگشت به وضعیت اولیه جرم خواهد شد. نیروی اعمالی فوق توسط ستون یا فنر تابع تغییر مکان بوده و نیروی فنر یا نیروی سختـــــی نامیده می شود.

این جرم با یک سرعت معین به وضعیت اولیـــه برگشته و به طرف دیگر متمایل می شود و در حقیقت ارتعاش می نماید . اگر سیستم دارای رفتار ارتجاعی باشد و هیچ اتلاف انرژی صورت نگیرد، جرم همچنان ارتعاش خواهد کرد. ولی در عمل اصطکاک با هوا، اصطکاک بین اجزا سیستم یا اتصالات، گسیختگی مصالح و غیره ، باعث اتلاف انرژی می شوند ، بطوریکه ارتعاش سیستم پس از چند لحظه مستهلک می گردد.

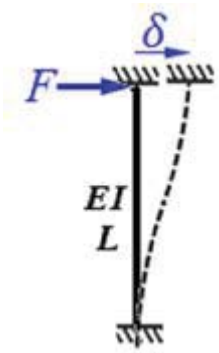
نیروهایی که باعث استهلاک انرژی می شوند، نیروهای میـــرائی نامیده می شوند.

تعیین سختی جانبی

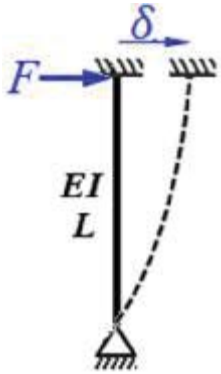
سختی (صلبیت) جانبی عبارتست از نیروی جانبی لازم برای ایجاد تغییر مکان جانبی واحد.



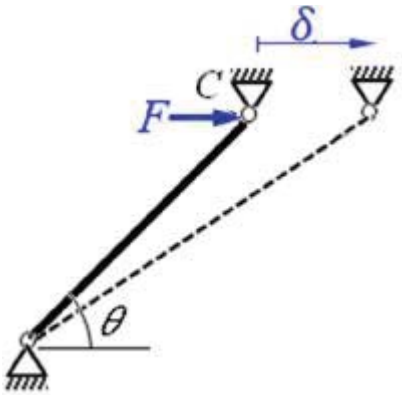
می دانیم: $\delta = \frac{FL^3}{3EI} \rightarrow F = \left(\frac{3EI}{L^3}\right)\delta \rightarrow if: \delta = 1 \Rightarrow \quad k = \frac{3EI}{L^3}$

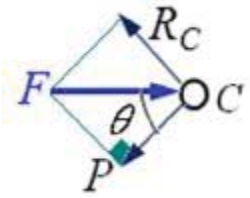


می دانیم: $\delta = \frac{FL^3}{12EI} \rightarrow F = \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta \rightarrow if: \delta = 1 \Rightarrow \quad k = \frac{12EI}{L^3}$



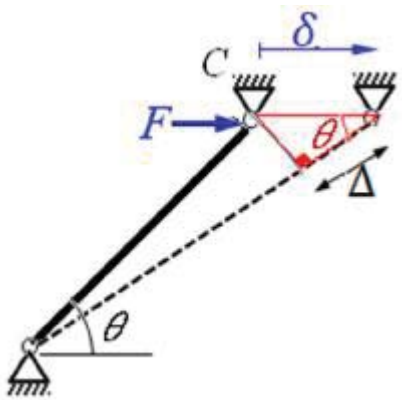
می دانیم: $\delta = \frac{FL^3}{3EI} \rightarrow F = \left(\frac{3EI}{L^3}\right)\delta \rightarrow if: \delta = 1 \Rightarrow \quad k = \frac{3EI}{L^3}$





$$F = k\delta$$

$$P = F\cos\theta$$



$$\delta = \Delta\cos\theta \quad , \quad \Delta = \frac{pl}{EA} \quad \Rightarrow \delta = \frac{pl}{EA}\cos\theta \xrightarrow{p=F\cos\theta} \delta = \frac{F\cos\theta l}{EA}\cos\theta$$

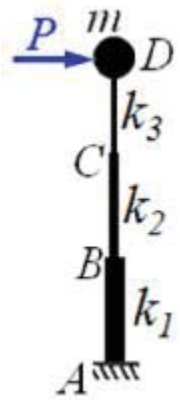
$$F = \left(\frac{EA}{l}\cos^2\theta\right)\delta \xrightarrow{\delta=1} k = \frac{EA}{l}\cos^2\theta$$

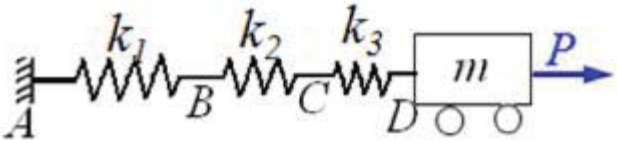
ترکیب سختیهای جانبی

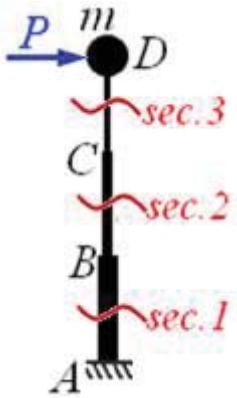
در سازه ها برای تعیین پاسخ دینامیکی به مقدار سختی موجوددر سیستم که در برابر جابجایی جرم مقاومت می کند، نیاز داریم که معمولاً مجموعه ای از اعضا این وظیفه را به عهده دارند لذا برای تعیین پاسخ دینامیکی سیستم سازه ای کافیست اثر سختی این عناصر را به نحو مناسبی با هم ترکیب نموده و با یک سختی معادل بیان نمائیم.

به منظور سادگی تحلیل سختی یک سیستم سازه ای می توان عناصر ایجاد کننده سختی در برابر حرکت جرم را با فنرهایی مدلسازی نمود که بسته به چگونگی چیدمان و قرار گیری این اعضایی فنرها با همدیگر سری یا موازی خواهند بود.

تعیین سختی معادل فنرهای سری







$at\ \sec.1: F_1 = P$

$at\ \sec.2: F_2 = P$

$at\ \sec.3: F_3 = P$

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = P$$

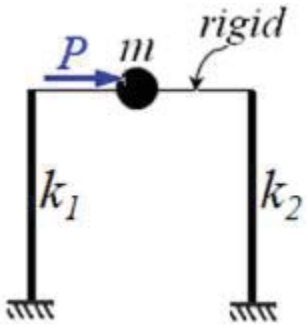
Δ: تغییر مکان جرم

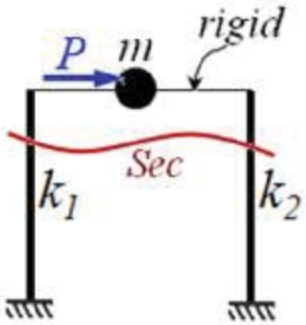
Δ_i : تغییر شکل فنر i ام

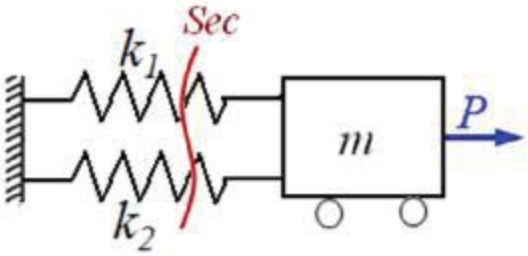
$$\frac{P}{K} = \frac{F_1}{k_1} + \frac{F_2}{k_2} + \frac{F_3}{k_3} \rightarrow \frac{P}{K} = P\left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}\right) \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{K} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}$$

سختی معادل فنرهای سری $\frac{1}{K} = \sum \frac{1}{k_i}$

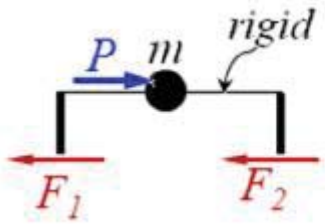
تعیین سختی معادل فنرهای موازی

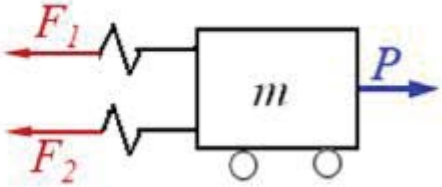






At section





$$\left.\begin{aligned}\Delta &= \Delta_1 = \Delta_2 \\ P &= F_1 + F_2\end{aligned}\right\} \rightarrow K\Delta = k_1\Delta_1 + k_2\Delta_2 \rightarrow K = k_1 + k_2$$

سختی معادل فنرهای موازی $K = \sum_i k_i$

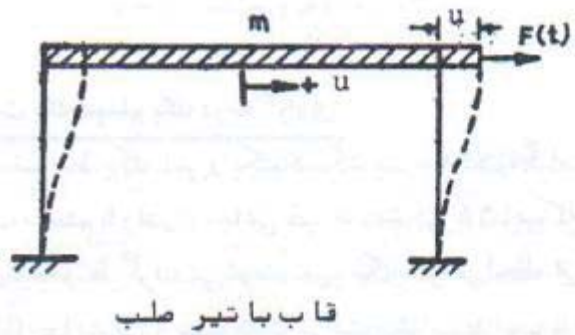
انواع تحریک دینامیکی

اگر تغییرات جهت و مقدار عامل محرک جرم تابع زمان باشد ، آن عامل تحریک دینامیکی خواهد داشت.

الف) نیروی دینامیکی خارجی در امتداد جانبی $(p(t))$

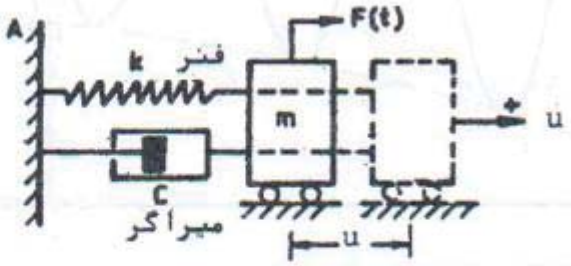
ب) حرکت زمین به علت زلزله $(u_g(t))$

معـــــادله حرکـــــــت

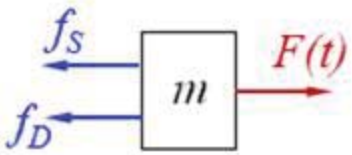


قاب با تیر صلب

سازه یک درجه آزادی را به همراه مدل آن در نظر بگیرید که تحت اثر نیروی دینامیکی $F(t)$ قرار گرفته است.



مدل جرم و فنر- میراگر



نیروهای وارد بر جرم سیستم عبارتند از:

- نیروی خارجی $F(t)$
- نیروی سختی وارده از طرف فنر f_S
- نیروی میرایی وارده از طرف میراگر f_D

قانون دوم نیوتن را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\sum F_x = m\ddot{u} \rightarrow F(t) - f_D - f_S = m\ddot{u} \rightarrow m\ddot{u} + f_D + f_S = F(t)$$

مقدار نیروی ایجاد شده در فنر (f_S) با تغییر طول فنر (تغییر مکان جرم) و مقدار سختی فنر متناسب است.

$$f_S = k\,u$$

k: نیروی لازم برای ایجاد تغییرشکل واحد در فنر

مقدار نیروی ایجاد شده در میراگر (f_D) با سرعت حرکت جرم و ضریب میرایی میراگر متناسب است. $f_D = c\dot{u}$

c: نیروی لازم برای ایجاد سرعت واحد در میراگر

معادله حرکت: $m\ddot{u}+c\dot{u}+ku=F(t)$

ارتعـــــــــاش آزاد

در صورتی که نیروی خارجی وارد بر جرم برابر با صفر باشد(F(t)=0) ، پاسخ معادله حرکت رابه نام پاسخ ارتعاش آزاد می نامند و معادله حرکت بصورت زیر در خواهد آمد.

$$m\ddot{u}+c\dot{u}+ku=0$$

ارتعاش آزاد از برهم زدن وضعیت تغییرشکل تعادلی سیستم با اعمال تغییر شکل اولیه $u(0)$ و سرعت اولیه $\dot{u}(0)$ در زمان صفر جرم شروع به نوسان و ارتعاش می کند.

ارتعاش آزاد سیستم یک درجه آزادی فاقد میرایی

$$\ddot{u}+\omega_n^2 u=0 \qquad \frac{m\ddot{u}}{m}+\frac{ku}{m}=0 \qquad m\ddot{u}+ku=0$$

ω_n : *تواتر زاویه ای ارتعاش آزاد فاقد میرایی* $\omega_n=\sqrt{\frac{k}{m}}$

اگر جواب معادله دیفرانسیل فوق را به صورت $u = ce^{st}$ در نظر بگیریم، خواهیم داشت:

$$u=ce^{st} \rightarrow \dot{u}=cse^{st} \rightarrow \ddot{u}=cs^2e^{st}$$

$$cs^2e^{st}+\omega_n^2ce^{st}=0 \Rightarrow ce^{st}\left(s^2-\omega_n^2\right)=0 \rightarrow \left(s^2-\omega_n^2\right)=0$$

$$s^2=\omega_n^2 \rightarrow s_{1,2}=\pm i\omega_n \rightarrow u(t)=A_1e^{s_1t}+A_2e^{s_2t}$$

$$u(t)=A_1e^{i\omega_n t}+A_2e^{-i\omega_n t}$$

$$u(t)=A\cos(\omega_n t)+B\sin(\omega_n t)$$

$$\dot{u}(t)=-A\omega_n\sin(\omega_n t)+B\omega_n\cos(\omega_n t)$$

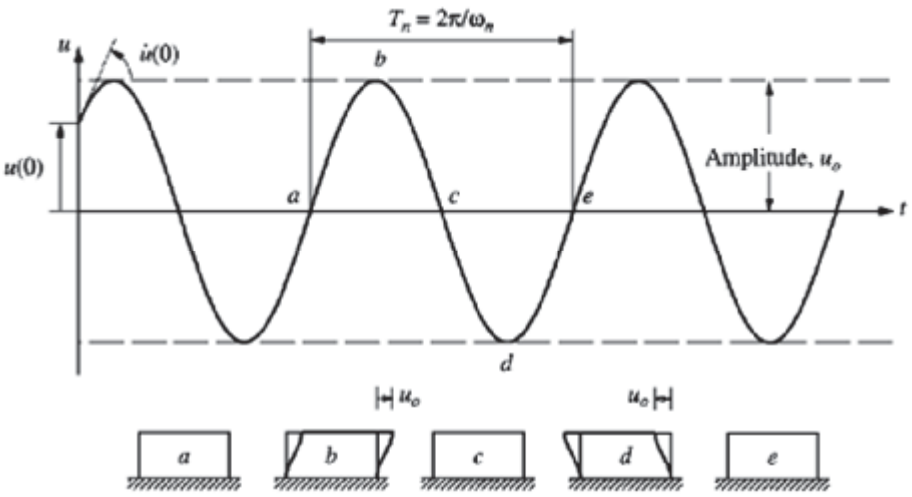
$$\ddot{u}(t)=-A\omega_n^2\cos(\omega_n t)+B\omega_n^2\sin(\omega_n t)$$

$$u(t) = A\cos(\omega_n t) + B\sin(\omega_n t)$$
$$\dot{u}(t) = -A\omega_n \sin(\omega_n t) + B\omega_n \cos(\omega_n t)$$
$$\ddot{u}(t) = -A\omega_n^2 \cos(\omega_n t) + B\omega_n^2 \sin(\omega_n t)$$

اینک روابط فوق در معادله حرکت جایگزین می شود:

$$\ddot{u} + \omega_n^2 u = 0 \rightarrow$$
$$-A\omega_n^2 \cos(\omega_n t) + B\omega_n^2 \sin(\omega_n t) + \omega_n^2 \left(A\cos(\omega_n t) + B\sin(\omega_n t)\right) = 0$$
$$if: t = 0 \rightarrow u(0) = A$$
$$if: t = 0 \rightarrow \dot{u}(0) = \omega_n B$$

$$\therefore u(t) = u(0)\cos(\omega_n t) + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}\sin(\omega_n t)$$



قسمت *abcde* منحنی تغییر مکان- زمان، یک دوره تناوب (سیکل) گویند.

در یک دوره تناوب، جرم از وضعیت تعادل در نقطه *a* به سمت راست حرکت کرده و به تغییرمکان حداکثر u_0 در نقطه *b* می رسد که در نقطه *b* سرعت جرم برابر با صفر است سپس تغییرمکان شروع به کاهش کرده تا اینکه در نقطه *c* به وضعیت تعادلی می رسد، بعد از آن حرکت به سمت چپ ادامه می یابد تا اینکه در نقطه *d* جرم به تغییر شکل حداکثر $-u_0$ می رسد و بالاخره به وضعیت تعادلی در نقطه *e* برمی گردد.

زمان تناوب طبیعی (Tn)

مدت زمان لازم برای انجام یک دور نوسان کامل توسط یک سیستم در حال ارتعاش آزاد

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

مشخصه های ارتعاش طبیعی یعنی w_n و T_n فقـــــــــط به جرم و صلبیت(سختی) سازه بستگی دارند.

در حین ارتعاش، سیستم نامیرا بین دو تغییرمکان حداکثر u_0 وحداقل $-u_0$ به سمت جلو و عقب حرکت می نماید و مقدار u_0 به صورت زیر می باشد.

$$u_0 = \sqrt{\left[u(0)\right]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}\right]^2}$$

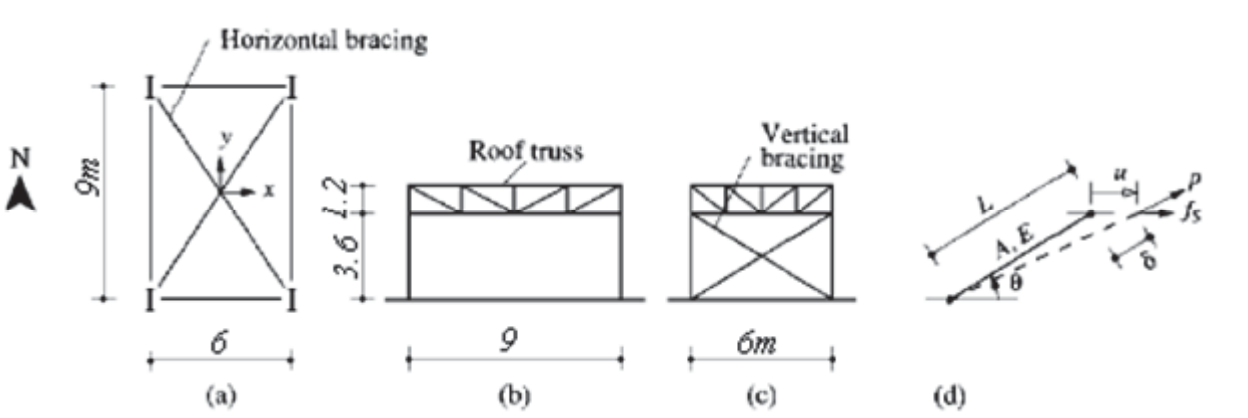
مثـــــــــــال:

مطابق شکل، یک ساختمان صنعتی یک طبقه به ابعاد ۶*۹ متر در پلان مفروض است. سیستم ساختمان در امتداد شمال -جنوب به صورت خمشی و در امتداد شرقی- غربی مهاربندی است وزن سقف ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد و سقف در صفحه خود کاملاً مهاربندی شده است مشخصات نیمرخ ستون به شرح زیر است :

$$I_x = 3445cm^4 \quad , \quad I_y = 760cm^4 \quad , \quad E = 2\times10^6 \ kg/cm^2$$

بادبند امتداد شرقی-غربی از میلگرد به قطر ۲۵ میلیمتر ساخته شده است. معادله حرکت حاکم بر ارتعاش آزاد را در امتداد شمالی-جنوبی و همچنین امتداد شرقی- غربی تعیین کنید.

فرکانس طبیعی زاویه ای و زمان تناوب طبیعی را نیز در هر دو امتداد بدست آورید.



حل مثال

جرم متمرکز سقف برابر است با:

$$m = \frac{w}{g} = \frac{9\times6\times150}{981} = 8.257kg\frac{\sec^2}{cm}$$

بعلت وجود بادبند افقی در سقف می توان آن را صلب فرض نمود

محاسبه سختی در امتداد شمالی- جنوبی:

با توجه به وجود دو قاب خمشی در این راستا خواهیم داشت:

$$k_{N-S} = 4\left(\frac{12EI_x}{h^3}\right) = 4\left(\frac{12\times2\times10^6\times3445}{360^3}\right) = 7088.5\ kg/cm$$

معادله حرکت در راستای شمالی جنوبی $m\ddot{u} + \left(k_{N-S}\right)u = 0$

$$\left(\omega_n\right)_{N-S} = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{7088.5}{8.257}} = 29.3\ rad/\sec$$

$$\left(T_n\right)_{N-S} = \frac{2\pi}{\left(\omega_n\right)_{N-S}} = \frac{2\pi}{29.3} = 0.214\ \sec$$

محاسبه سختی در امتداد شرقی-غربی:

زاویه امتداد بادبندهابا افق: $\cos\theta = \frac{6}{\sqrt{3.6^2+6^2}} = 0.857$

$A = \pi \times \frac{2.5^2}{4} = 4.91 cm^2$, $L = \sqrt{6^2+3.6^2} = 7m = 700cm$

سختی هر بادبند $\frac{EA}{L}\cos^2\theta = \frac{2\times10^6 \times 4.91}{700} \times (0.857)^2 = 10315.3 \, kg/cm$

از دو بادبند موجود در هر دهانه یکی کششی و دیگری فشاری خواهد بود که با توجه به لاغری زیاد بادبندهای این ساختمان، عضو فشاری سریعاً کمانش می کند و در تحمل بار جانبی مشارکت نمی کنند بنابر این در محاسبه سختی فقط بادبند کششی لحاظ می گردد.

$k_{E-W} = 2 \times 10315.3 = 20630.6 \, kg/cm$

معادله حرکت در راستای شرقی-غربی $m\ddot{u} + (k_{E-W})u = 0$

$(\omega_n)_{E-W} = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{20630.6}{8.257}} = 50 \, rad/\sec$, $(T_n)_{E-W} = \frac{2\pi}{(\omega_n)_{E-W}} = \frac{2\pi}{50} = 0.126 \sec$

ارتعاش آزاد سیستم یک درجه آزادی با میرایی

$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$ $\quad \frac{m\ddot{u}}{m} + \frac{c\dot{u}}{m} + \frac{ku}{m} = 0$ $\quad \ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = 0$

نسبت میرایی $\zeta = \frac{c}{2m\omega_n}$

نسبت میرایی پارامتری بدون بعد است و خاصیتی از سیستم است که به جرم وصلبیت سیستم نیز بستگی دارد.

حل معادله حرکت فوق به صورت زیر می باشد:

$u = e^{st} \rightarrow \dot{u} = se^{st} \rightarrow \ddot{u} = s^2 e^{st}$

$s^2 e^{st} + 2\zeta\omega_n(se^{st}) + \omega_n^2 e^{st} = 0 \rightarrow (s^2 + 2\zeta\omega_n s + \omega_n^2)e^{st} = 0$

$s^2 + 2\zeta\omega_n s + \omega_n^2 = 0 \Rightarrow s_1 = \omega_n\left(-\zeta + i\sqrt{1-\zeta^2}\right), \; s_1 = \omega_n\left(-\zeta - i\sqrt{1-\zeta^2}\right)$

$$u(t) = A_1 e^{s_1 t} + A_2 e^{s_2 t} = A_1 e^{\omega_n\left(-\zeta + i\sqrt{1-\zeta^2}\right)t} + A_2 e^{\omega_n\left(-\zeta - i\sqrt{1-\zeta^2}\right)t}$$

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t}\left(A_1 e^{i\omega_D t} + A_2 e^{-i\omega_D t}\right) \qquad that: \omega_D = \omega_n\sqrt{1-\zeta^2}$$

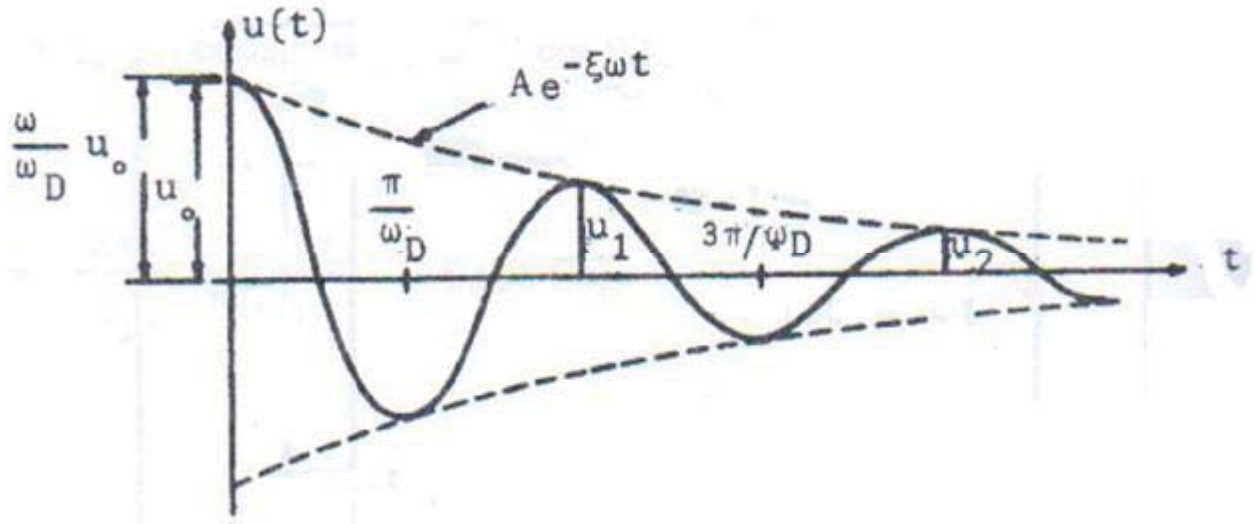
براساس اصل برنولی $A_1 e^{i\omega_D t} + A_2 e^{-i\omega_D t} = A\cos\omega_D t + B\sin\omega_D t$

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t}\left(A\cos\omega_D t + B\sin\omega_D t\right)$$

با استفاده از شرایط اولیه خواهیم داشت:

$$u(t=0) = u(0) \quad , \quad \dot{u}(t=0) = \dot{u}(0) \qquad A = u(0) \quad , \quad B = \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D}$$

$$\therefore u(t) = e^{-\zeta\omega_n t}\left(u(0)\cos\omega_D t + \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D}\sin\omega_D t\right)$$



ω_D :: بسامد زاویه ای میرا

ارتعاش اجباری سیستم یک درجه آزادی

در صورتی که نیروی دینامیکی وارد بر جرم صفر نباشد آنگاه معادله دیفرانسیل حرکت جرم به صورت زیر بیان می شود:

$$m\ddot{u}+c\dot{u}+ku=p(t)$$

برای حل معادله دیفرانسیل فوق باید مجموع جواب عمومی (معادله دیفرانسیل با طرف دوم صفر) $u_c(t)$ و جواب خصوصی $u_p(t)$را تعیین نمود.

$$u(t)=u_c(t)+u_p(t)$$

مثـــــــــــال

یک سیستم بدون میرایی تحت اثر نیروی پله ای $p(t)=p_0$ و $t>0$ قرار می گیرد معادله حرکت این سیستم را نوشته و سپس معادله جابجایی را برحسب زمان بیان نمائید.

حـــــــــل:

معادله حرکت $m\ddot{u}+ku=p_0$

برای تعیین جواب عمومی $m\ddot{u}+ku=0 \rightarrow u_c(t)=A\cos\omega_n t+B\sin\omega_n t$

جواب خصوصی معادله دیفراسیل فوق بصورت زیر می باشدزیرا در معادله دیفرانسیل مذکور صدق می کند

$$u_p(t)=\frac{p_0}{k}$$

$$u(t)=u_c(t)+u_p(t)=A\cos\omega_n t+B\sin\omega_n t+\frac{p_0}{k}$$

اینک با اعمال شرایط اولیه می توان ضرایب A و B را تعیین نمودمثلاً اگر جابجایی و سرعت در زمان صفر برابر با صفر باشد معادله $u(t)$ به صورت زیر در می آید:

$$u(t=0)=A\cos(0)+B\sin(0)+\frac{p_0}{k}=A+\frac{p_0}{k}=0\rightarrow A=-\frac{p_0}{k}$$

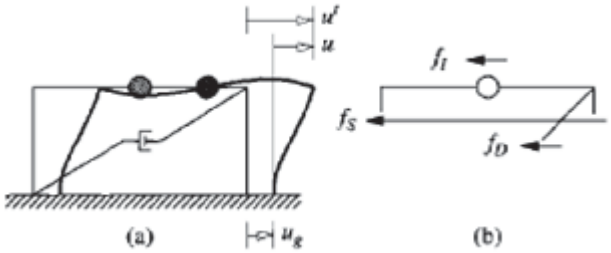
$$\dot{u}(t)=-A\omega_n\sin\omega_n t+B\omega_n\cos\omega_n t\rightarrow \dot{u}(t=0)=-A\omega_n\sin(0)+B\omega_n\cos(0)=B\omega_n=0$$

$$\rightarrow B=0$$

$$u(t)=-\frac{p_0}{k}\cos\omega_n t+\frac{p_0}{k}=\frac{p_0}{k}(1-\cos\omega_n t)$$

معادله حرکت ، تحریک زلزله

یکی از اهداف اصلی مهندس سازه از دیدگاه دینامیک سازه ها مطالعه رفتار سازه تحت حرکات القایی زلزله بر پایه ساختمان است.



اثر حرکت القایی زلزله بر پایه ساختمان عبارتست از تغییر مکان زمین ug که باعث تغییر مکان کلی جرم به میزان ut و تغییرمکان نسبی جرم نسبت به زمین به میزان u می شود.

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \qquad \boxed{1}$$

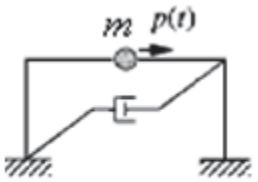
معادله تعادل دینامیکی جرم را می توان بصورت زیر نوشت:

$$f_I + f_D + f_s = 0$$

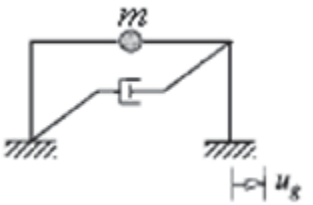
فقط تغییر مکان نسبی بین جرم و پایه که به علت تغییر شکل سازه است باعث تولید نیروهای سختی و میرایی می شود

$$f_D = c\dot{u} \quad , \quad f_s = ku$$

$$f_I + f_D + f_s = 0 \rightarrow m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0$$
$$\xrightarrow{\boxed{1}} m\left(\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)\right) + c\dot{u} + ku = 0$$
$$\rightarrow m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$



$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$



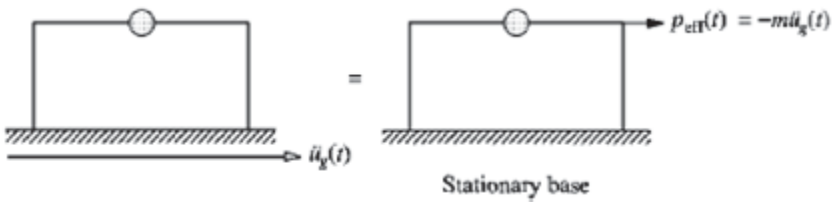
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

از مقایسه فوق می توان به این نتیجه رسید که معادله حرکت سیستمی که تحت شتاب زمین قرار دارد مشابه سیستمی با پای ثابت است که تحت نیروی خارجی p(t) است که:

$$p(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

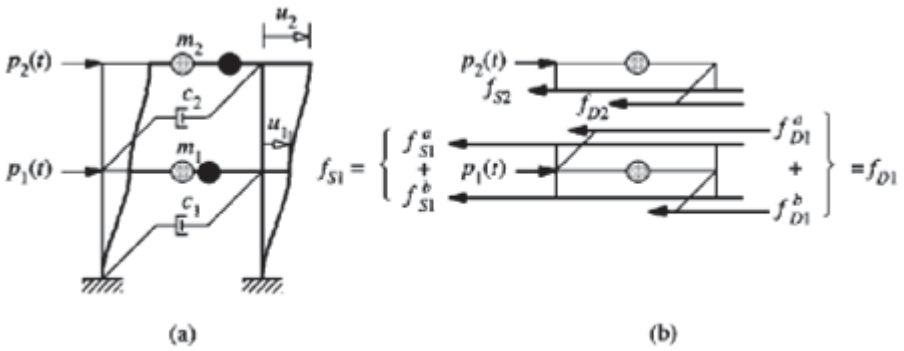
بنابر این می توان حرکت زمین را با نیروی موثر زلزله p_{eff} جایگزین نمود:

$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$



تحلیل دینـــــــــامیکی سیستم های چنـــــد درجه آزادی

در شکل زیر قابی را ملاحظه می کنید که جرم m_1 و m_2 در تراز طبقات آن متمرکز شده است لذا این سازه دارای دو درجه آزادی دینامیکی است.



$P_j(t)$: نیروی خارجی وارد بر طبقه(جرم) j ام

f_{sj}: نیروی سختی موثر بر طبقه(جرم) j ام

f_{Dj}: نیروی میرایی موثر بر طبقه(جرم) j ام

جهت مثبت از چپ به راست

قانون نیوتن برای جرم اول $p_1 - f_{s1} - f_{D1} = m_1\ddot{u}_1 \quad or \quad m_1\ddot{u}_1 + f_{D1} + f_{s1} = p_1(t)$

قانون نیوتن برای جرم دوم $p_2 - f_{s2} - f_{D2} = m_2\ddot{u}_2 \quad or \quad m_2\ddot{u}_2 + f_{D2} + f_{s2} = p_2(t)$

قانون نیوتن برای جرم n اُم $p_n - f_{sn} - f_{Dn} = m_n\ddot{u}_n \quad or \quad m_n\ddot{u}_n + f_{Dn} + f_{sn} = p_n(t)$

به طور کلی، تعادل هرکدام از جرمهای یک سیستم n درجه آزادی را در نظر می گیریم:

معادله تعادل هریک از جرمها بصورت زیر بیان می شود:

$$m\ddot{u}_1 + f_{D1} + f_{s1} = p_1(t)$$
$$m\ddot{u}_2 + f_{D2} + f_{s2} = p_2(t)$$
$$\vdots$$
$$m\ddot{u}_n + f_{Dn} + f_{sn} = p_n(t)$$

$m_n\ddot{u}_n$: نیروی اینرسی ایجاد شده در جرم n ام(f_{In}).

$$f_{I1} = m_1 \ddot{u}_1$$
$$f_{I2} = m_2 \ddot{u}_2$$
.
.
$$f_{In} = m_n \ddot{u}_n$$

نیروهای اینرسی را بطور ماتریسی بصورت زیر می توان نوشت:

$$\begin{Bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ . \\ . \\ f_{In} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & . & . & 0 \\ 0 & m_2 & & & . \\ . & & & & . \\ . & & & & . \\ 0 & 0 & . & . & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ . \\ . \\ \ddot{u}_n \end{Bmatrix}$$

یا بطور خلاصه تر $\{f_I\} = [m]\{\ddot{u}\}$

f_{sn}:نیروی سختی اعمال شده به جرم (درجه آزادی) nام.

ضریب سختی (k_{ij}): نیروی الاستیک ایجاد شده در درجه آزادی i در اثر تغییر مکان واحد در درجه آزادی j در حالی که تمامی درجات آزادی دیگر(به غیر از j) ثابت و بدون تغییرمکان هستند.

$$f_{s1} = K_{11}u_1 + K_{12}u_2 + ... + K_{1n}u_n$$
$$f_{s1} = K_{21}u_1 + K_{22}u_2 + ... + K_{2n}u_n$$
.
.
$$f_{sn} = K_{n1}u_1 + K_{n2}u_2 + ... + K_{nn}u_n$$

$$\begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ . \\ . \\ f_{sn} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & . & . & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & . & . & K_{2n} \\ . & & & & \\ . & & & & \\ K_{n1} & K_{n2} & . & . & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ . \\ . \\ u_n \end{Bmatrix} ....$$

یا بطور خلاصه تر می توان نوشت: $\{f_s\} = [K]\{u\}$..

f_{Dn}:نیروی میرایی اعمال شده به جرم (درجه آزادی) nام.

ضریب میرایی (C_{ij}): نیروی میرایی ایجاد شده در درجه آزادی i در اثر اعمال سرعت واحد در درجه آزادی j در حالی که تمامی درجات آزادی دیگر(به غیر از j) ثابت و بدون سرعت هستند.

$$f_{D1} = C_{11}\dot{u}_1 + C_{12}\dot{u}_2 + ... + C_{1n}\dot{u}_n$$
$$f_{D1} = C_{21}\dot{u}_1 + C_{22}\dot{u}_2 + ... + C_{2n}\dot{u}_n$$
.
.
$$f_{Dn} = C_{n1}\dot{u}_1 + C_{n2}\dot{u}_2 + ... + C_{nn}\dot{u}_n$$

$$\begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ . \\ . \\ f_{Dn} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & . & . & C_{1n} \\ C_{21} & C_{22} & . & . & C_{2n} \\ . & & & & \\ . & & & & \\ C_{n1} & C_{n2} & . & . & C_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ . \\ . \\ \dot{u}_n \end{Bmatrix}$$

..یا بطور خلاصه تر می توان نوشت: $\{f_D\} = [C]\{\dot{u}\}$

معادلات تعادل کلی سیستم n درجه آزادی بصورت زیر می باشد.

$$f_{I1} + f_{D1} + f_{S1} = p_1(t)$$
$$f_{I2} + f_{D2} + f_{S2} = p_2(t)$$
$$\vdots$$
$$f_{In} + f_{Dn} + f_{Sn} = p_n(t)$$

یا بطور کلی $\{f_I\} + \{f_D\} + \{f_S\} = \{p(t)\}$

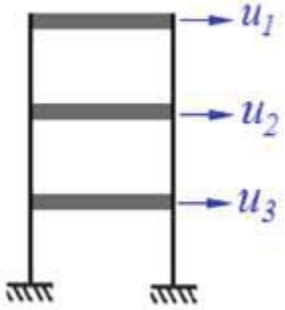
$$[m]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{p(t)\}$$

محاسبه بردار الاستیک f_s

بردار الاستیک را به دو روش می توان تعیین نمود:

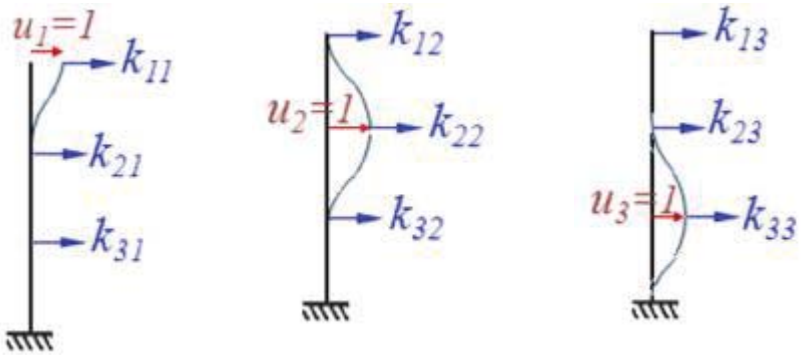
- روش سختی
- روش نرمی

تعیین بردار الاستیک به روش سختی



قاب برشی سه درجه آزادی را مطابق شکل در نظر بگیرید:

برای تعیین بردار الاستیک به روش سختی،برای هر درجه آزادی فرض می کنیم که درجه آزادی مورد نظر دارای تغییر مکان واحد بوده و سایر درجات آزادی مقید باشند یعنی بدون تغییر مکان جانبی باشند که در هر حالت می توان معادله تعادل را در راستای X نوشت.



$$f_{s1} = k_{11}u_1 + k_{12}u_2 + k_{13}u_3$$
$$f_{s2} = k_{21}u_1 + k_{22}u_2 + k_{23}u_3$$
$$f_{s3} = k_{31}u_1 + k_{32}u_2 + k_{33}u_3$$

$$\begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ f_{s3} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix}$$

خصوصیات ماتریس سختی

- اگر سازه پایدار باشد دترمینان ماتریس سختی غیرصفر است.
- درایه های قطری همگی مثبت هستند.
- ماتریس سختی متقارن است $k_{ij}=k_{ji}$ (از قضیه تقابل بتی - ماکسول نتیجه گیری می شود)

حل معادله دیفرانسیل سیستم n درجه آزادی

$$[m]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{p(t)\}$$

برای حل معادله دیفرانسیل ماتریسی فوق ابتدا آنرا بدون طرف دوم (ارتعاش آزاد سیستم n درجه آزادی) حل می کنیم.

$$[m]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\}$$

معمولاً معادله فوق هم بدون در نظر گرفتن میرایی حل می شود

$$[m]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\}$$

جواب معادله دیفرانسیل فوق به صورت زیر می باشد:

$$\{u\} = \{a\}\sin(\omega t + \theta)$$

$$\{u\} = \{a\}\sin(\omega t + \theta)$$

مشتق گیری→ $\{\dot{u}\} = \omega\{a\}\cos(\omega t + \theta)$

مشتق گیری→ $\{\ddot{u}\} = -\omega^2\{a\}\sin(\omega t + \theta)$

$$Then \quad [m]\left(-\omega^2\{a\}\sin(\omega t + \theta)\right) + [K]\left(\{a\}\sin(\omega t + \theta)\right) = \{0\}$$

$$\left([k]\{a\} - \omega^2[m]\{a\}\right)\sin(\omega t + \theta) = \{0\}$$

$$\sin(\omega t + \theta) \neq 0 \Rightarrow \left([k]\{a\} - \omega^2[m]\{a\}\right) = \{0\} \Rightarrow \left([k] - \omega^2[m]\right)\{a\} = \{0\}$$

معادله مقادیر مشخصه: $\left([k] - \omega^2[m]\right)\{a\} = \{0\}$

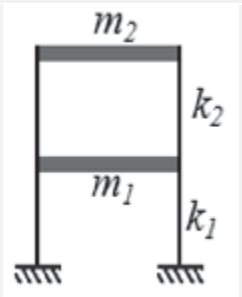
با حل معادله مقادیر مشخصه فوق مقادیر نسبی دامنه ها $\{\varphi\}$ بدست می آید البته می بایست توجه نمود که نمی توان مقادیر مطلق دامنه ارتعاش را یعنی $\{a\}$ را بدست آورد.

بردار $\{\emptyset_i\}$ نشان دهنده شکل مود iام ارتعاش سیستم چند درجه آزادی در برابر زلزله است.

کوچکترین فرکانس زاویه ای یک سیستم چند درجه آزادی را مود اول و به همین ترتیب فرکانس های دیگر به ترتیب بزرگی نامگذاری می شوند.

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \ldots < \omega_n$$

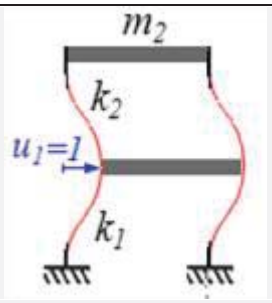
مثـــــــــال



$$m_1 = m_2 = m_0 \quad , \quad k_1 = k_2 = k_0$$

ماتریس جرم: $[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = m_0 \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$

تعیین ماتریس سختی به روش نرمی:



نیروهای سختی هر طبقه

$$f_{s1}=k_1(u_1)+k_2\left(u_1-u_2\right)$$
$$f_{s2}=k_2\left(u_2-u_1\right)$$

$$if: u_1=1\,,\ u_2=0 \ \Rightarrow\ f_{11}=k_1\times 1+k_2\left(1-0\right)=k_1+k_2$$
$$f_{21}=k_2\left(0-1\right)=-k_2$$
$$if: u_1=0\,,\ u_2=1 \ \Rightarrow\ f_{12}=k_1\times 0+k_2\left(0-1\right)=-k_2$$
$$f_{22}=k_2\left(1-0\right)=k_2$$
$$[K]=\begin{bmatrix} f_{11} & f_{12}\\ f_{21} & f_{22}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2\\ -k_2 & k_2\end{bmatrix}=\begin{bmatrix} 2k_0 & -k_0\\ -k_0 & k_0\end{bmatrix}$$
$$\left|[k]-\omega^2[m]\right|=0\rightarrow\left|\begin{bmatrix} 2k_0 & -k_0\\ -k_0 & k_0\end{bmatrix}-\omega^2\begin{bmatrix} m_0 & 0\\ 0 & m_0\end{bmatrix}\right|=0$$
$$\left|\begin{bmatrix} 2k_0-m_0\omega^2 & -k_0\\ -k_0 & k_0-m_0\omega^2\end{bmatrix}\right|=0 \ \Rightarrow\ \left(2k_0-m_0\omega^2\right)\left(k_0-m_0\omega^2\right)-\left[(-k_0)(-k_0)\right]=0$$
$$2k_0^2-3k_0m_0\omega^2+m_0^2\omega^4-k_0^2=0 \ \rightarrow m_0^2\omega^4-3k_0m_0\omega^2+k_0^2=0$$
$$\xrightarrow{\gamma=\omega^2} m_0^2\gamma^2-3k_0m_0\gamma+k_0^2=0\rightarrow\ \gamma_{1,2}=\frac{-\left(-3k_0m_0\right)\pm\sqrt{\left(-3k_0m_0\right)^2-4m_0^2k_0^2}}{2m_0^2}$$
$$\rightarrow\gamma_{1,2}=\frac{3k_0m_0\pm\sqrt{5k_0^2m_0^2}}{2m_0^2}=\frac{\left(3\pm\sqrt{5}\right)k_0m_0}{2m_0^2}=0.382\frac{k_0}{m_0}\,,\ 2.618\frac{k_0}{m_0}$$
$$\Rightarrow\omega_1=\sqrt{0.382\frac{k_0}{m_0}}=0.618\sqrt{\frac{k_0}{m_0}}\ ,\quad \omega_2=1.62\sqrt{\frac{k_0}{m_0}}$$
$$\Rightarrow T_1=\frac{2\pi}{\omega_1}=10.167\sqrt{\frac{k_0}{m_0}}\ ,\quad T_2=\frac{2\pi}{\omega_2}=3.88\sqrt{\frac{k_0}{m_0}}$$

تعیین بردار مود اول

$$\left([K]-\omega_1^2[m]\right)\{\phi\}=\{0\}$$

$$\left(\begin{bmatrix}2k_0 & -k_0\\ -k_0 & k_0\end{bmatrix}-\left(0.618\sqrt{\frac{k_0}{m_0}}\right)^2\begin{bmatrix}m_0 & 0\\ 0 & m_0\end{bmatrix}\right)\begin{Bmatrix}\phi_{11}\\ \phi_{21}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix}$$

$$\left(\begin{bmatrix}2k_0 & -k_0\\ -k_0 & k_0\end{bmatrix}-0.382\frac{k_0}{m_0}\begin{bmatrix}m_0 & 0\\ 0 & m_0\end{bmatrix}\right)\begin{Bmatrix}\phi_{11}\\ \phi_{21}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix}1.618k_0 & -k_0\\ -k_0 & 0.618k_0\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{11}\\ \phi_{21}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix}$$

$$\xrightarrow{assume\ \phi_{21}=1}\begin{bmatrix}1.618k_0 & -k_0\\ -k_0 & 0.618k_0\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{11}\\ 1\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix}$$

$$-k_0\phi_{11}+\left(0.618k_0\right)\times 1=0\Rightarrow\phi_{11}=0.618$$

$$\begin{Bmatrix}\phi_{11}\\ \phi_{21}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0.618\\ 1\end{Bmatrix}$$

تعیین بردار مود دوم

$$\left([K]-\omega_2^2[m]\right)\{\phi\}=\{0\}$$

$$\left(\begin{bmatrix}2k_0 & -k_0\\ -k_0 & k_0\end{bmatrix}-\left(1.62\sqrt{\frac{k_0}{m_0}}\right)^2\begin{bmatrix}m_0 & 0\\ 0 & m_0\end{bmatrix}\right)\begin{Bmatrix}\phi_{12}\\ \phi_{22}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix}$$

$$\left(\begin{bmatrix}2k_0 & -k_0\\ -k_0 & k_0\end{bmatrix}-2.618\frac{k_0}{m_0}\begin{bmatrix}m_0 & 0\\ 0 & m_0\end{bmatrix}\right)\begin{Bmatrix}\phi_{12}\\ \phi_{22}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix}-0.618k_0 & -k_0\\ -k_0 & -1.618k_0\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{12}\\ \phi_{22}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix}$$

$$\xrightarrow{assume\ \phi_{22}=1}\begin{bmatrix}-0.618k_0 & -k_0\\ -k_0 & -1.618k_0\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{12}\\ 1\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix}$$

$$-k_0\phi_{12}+\left(-1.618k_0\right)\times 1=0\Rightarrow\phi_{12}=-1.618$$

$$\begin{Bmatrix}\phi_{12}\\ \phi_{22}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}-1.618\\ 1\end{Bmatrix}$$

رابطه تعامد مودها در سیستم های چند درجه آزادی

مودهای ارتعاشی سیستمهای چند درجه آزادی از نظر ریاضی دارای خاصیت تعامد نسبت به ماتریس جرم و ماتریس سختی هستند.

$$[k]\{\phi_r\}-\omega_r^2[m]\{\phi_r\}=\{0\} \qquad (1)$$

معادله مقادیر مشخصه برای مود r ام

$$[k]\{\phi_s\}-\omega_s^2[m]\{\phi_s\}=\{0\} \qquad (2)$$

معادله مقادیر مشخصه برای مود s ام

معادله مقادیر مشخصه ❶ در ترانهاده بردار مود s ام پیش ضرب شود

$$\{\phi_s\}^T[k]\{\phi_r\}-\omega_r^2\{\phi_s\}^T[m]\{\phi_r\}=\{0\} \qquad (3)$$

معادله مقادیر مشخصه ❷ در ترانهاده بردار مود r ام پیش ضرب شود

$$\{\phi_r\}^T[k]\{\phi_s\}-\omega_s^2\{\phi_r\}^T[m]\{\phi_s\}=\{0\} \qquad (4)$$

معادله ❹ بطور کلی ترانسپوز شود

$$\{\phi_s\}^T[k]\{\phi_r\}-\omega_s^2\{\phi_s\}^T[m]\{\phi_r\}=\{0\} \qquad (5)$$

طرفین رابطه ❸ و ❺ از هم کم می شوند.

$$\left(\omega_s^2-\omega_r^2\right)\{\phi_s\}^T[m]\{\phi_r\}=0$$

$$if \quad s\neq r \Rightarrow \omega_s^2-\omega_r^2\neq 0$$

$$\Downarrow$$

رابطه تعامد مودها نسبت به ماتریس جرم

$$\{\phi_s\}^T[m]\{\phi_r\}=0$$

رابطه ❻ در رابطه ❸ جایگزین می شود.

رابطه تعامد مودها نسبت به ماتریس سختی

$$\{\phi_s\}^T[k]\{\phi_r\}=0$$

اگر روابط ❻و❼ فقط برای یک مود نوشته شود، خواهیم داشت:

$$\{\phi_i\}^T[m]\{\phi_i\}=M_i$$

$$\{\phi_i\}^T[k]\{\phi_i\}=K_i$$

آنالیز مودال سیستم های چند درجه آزادی

اگر در یک سستم با n درجه آزادی، کلیه مودهای ارتعاشی در یک ماتریس مرتب شوند ماتریس مودال بصورت زیر خواهد بود:

$$[\phi]=\left[\{\phi_1\},\{\phi_2\},....,\{\phi_n\}\right]$$

مجهول اصلی معادله ماتـریسی تعادل دینامیکی سیستم یعنی تغیـرمکان کلیه درجات آزادی $\{u\}$ بصورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$\{u\}=[\phi]\{y\}=\sum_{i=1}^{n}\{\phi_i\}\,y_i(t)$$

معادله فوق را بصورت زیر نیز می توان نوشت:

$$\begin{Bmatrix}u_1\\u_2\\\bullet\\u_n\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\phi_{11}&\phi_{12}&\bullet&\phi_{1n}\\\phi_{21}&\phi_{22}&\bullet&\phi_{2n}\\\bullet&\bullet&&\\\phi_{n1}&\phi_{n2}&\bullet&\phi_{nn}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}y_1\\y_2\\\bullet\\y_n\end{Bmatrix}$$

با تبدیل مختصات فیزیکی u به مختصات مودال y با استفاده از رابطه فوق مجهول مورد نظر، بردار مختصات مودال $\{y\}$ خواهد بود زیرا ماتریس مودال $[\Phi]$ از قبل معلوم می باشد.

تغییر مکان درجه آزادی i برابر است با:

$$u_i=\sum_{k=1}^{n}\phi_{ik}y_k$$

برای مثال $u_1=\phi_{11}y_1+\phi_{12}y_2+\bullet\ +\phi_{1n}y_n$

تعیین مشتقات u $\{u\}=[\phi]\{y\}\bullet\ \bullet\ \bullet\ \rightarrow\{\dot{u}\}=[\phi]\{\dot{y}\}\bullet\ \bullet\ \bullet\ \rightarrow\{\ddot{u}\}=[\phi]\{\ddot{y}\}$

جاگذاری در معادله تعادل دینامیکی سیستم $[m][\phi]\{\ddot{y}\}+[c][\phi]\{\dot{y}\}+[k][\phi]\{y\}=\{p(t)\}$

پیش ضرب در ترانسپوز مود i ام $\{\phi_i\}^T[m][\phi]\{\ddot{y}\}+\{\phi_i\}^T[c][\phi]\{\dot{y}\}+\{\phi_i\}^T[k][\phi]\{y\}=\{\phi_i\}^T\{p(t)\}$

محاسبات رابطه فوق به تفکیک

$$\{\phi_i\}^T [m][\phi]\{\ddot{y}\} = \begin{Bmatrix}\phi_{1i}\\ \phi_{2i}\\ \cdot\\ \phi_{ni}\end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & \cdot & 0\\ 0 & m_{22} & \cdot & 0\\ \cdot & \cdot\cdot & & \\ 0 & 0 & \cdot & m_{nn}\end{bmatrix} \begin{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{11}\\ \phi_{21}\\ \cdot\\ \phi_{n1}\end{Bmatrix} \begin{Bmatrix}\phi_{12}\\ \phi_{22}\\ \cdot\\ \phi_{n2}\end{Bmatrix} \cdot\cdot \begin{Bmatrix}\phi_{1n}\\ \phi_{2n}\\ \cdot\\ \phi_{nn}\end{Bmatrix}\end{bmatrix} \begin{Bmatrix}\ddot{y}_1\\ \ddot{y}_2\\ \cdot\\ \ddot{y}_n\end{Bmatrix}$$

با انجام ضرب ماتریسی فوق خواهیم داشت:

$$\{\phi_i\}^T [m][\phi]\{\ddot{y}\} = \{\phi_i\}^T [m]\{\phi_1\}\ddot{y}_1 + \{\phi_i\}^T [m]\{\phi_2\}\ddot{y}_2 + \cdot\cdot + \{\phi_i\}^T [m]\{\phi_i\}\ddot{y}_i + \cdot\cdot + \{\phi_i\}^T [m]\{\phi_n\}\ddot{y}_n =$$
$$= 0 + 0 + \cdot + \{\phi_i\}^T [m]\{\phi_i\}\ddot{y}_i + \cdot + 0 = M_i\ddot{y}_1$$

عملیات ریاضی فوق را برای جملات دوم و سوم رابطه نیز می توان نوشت که نتیجه آن بصورت زیر خواهد بود:

$$\{\phi_i\}^T [c][\phi]\{\dot{y}\} = \{\phi_i\}^T [c]\{\phi_i\}\dot{y}_i = C_i\dot{y}_i$$
$$\{\phi_i\}^T [k][\phi]\{y\} = \{\phi_i\}^T [k]\{\phi_i\}y_i = K_i y_i$$

رابطه قبل به صورت زیر بازنویسی می شود:

$$M_i\ddot{y}_i + C_i\dot{y}_i + K_i y_i = \{\phi_i\}^T \{p(t)\}$$

تقسیم طرفین رابطه فوق بر M_i

$$\ddot{y}_i + \frac{C_i}{M_i}\dot{y}_i + \frac{K_i}{M_i} y_i = \frac{\{\phi_i\}^T \{p(t)\}}{M_i}$$

$$\frac{C_i}{M_i} = 2\zeta_i\omega_i \qquad \frac{K_i}{M_i} = \omega_i^2$$

$$\Downarrow$$

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{\{\phi_i\}^T \{p(t)\}}{M_i} \qquad That: i = 1, n$$

معادله فوق از پیش ضرب نمودن ترانسپوز بردارمود i ام در معادله ماتریسی تعادل دینامیکی سیستم حاصل شد حال اگر ترانسپوز بردار مودهای اول تا آخر هم ضرب شوند معادلات زیر بدست می آیند.

ملاحظه می کنیم که n معادله همبسته تعادل به n معادله غیر همبسته یک درجه آزادی تبدیل شده است که کافیست این n معادله حل شود تا بردار مختصات مودال $\{y\}$ بدست آید و سپس با استفاده از رابطه زیر تغییر مکانها رامحاسبه نمود .

$$\{u\} = [\phi]\{y\} = \sum_{i=1}^{n} \{\phi_i\} y_i(t)$$

$$\ddot{y}_1 + 2\zeta_1\omega_1\dot{y}_1 + \omega_1^2 y_1 = \frac{\{\phi_1\}^T \{p(t)\}}{M_1}$$

$$\ddot{y}_2 + 2\zeta_2\omega_2\dot{y}_2 + \omega_2^2 y_2 = \frac{\{\phi_2\}^T \{p(t)\}}{M_2}$$

•

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{\{\phi_i\}^T \{p(t)\}}{M_i}$$

•

$$\ddot{y}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = \frac{\{\phi_n\}^T \{p(t)\}}{M_n}$$

در سازه های با چند درجه آزادی معمولاً بیشتر انرژی در مودهای پائین جذب می شود و لذا کافیست که فقط چند مود اول سیستم در نظر گرفته شود که دیگر لازم نیست همه n معادله حل شود که منجر به کاهش حجم محاسبات می شود.

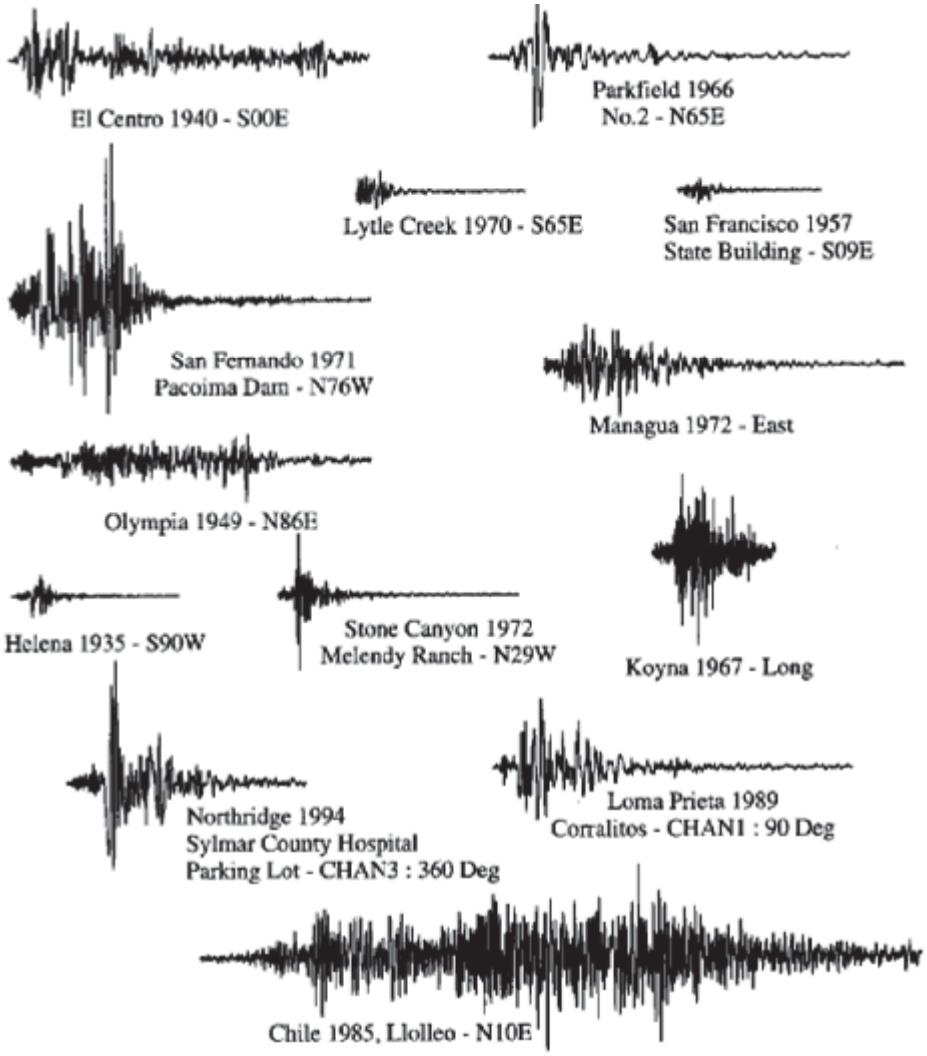
انتخاب مناسب تعداد مودهای اولیه به تجربه کاربر و صلبیت و نرمی سازه و در حقیقت فرکانس یا پریود طبیعی آن و زمان تناوب نیروی دینامیکی وارده بستگی دارد.

پاسخ سیستمهای خطی در برابر زلزله

برای تحلیل و طراحی سازه ها در برابر تکان های زلزله می بایست با نحوه پاسخ سازه ها به حرکات زلزله آشنایی داشت.

در هنگام وقوع زلزله اکثر سازه ها تسلیم می شوند و وارد محدوده غیر خطی می گردند لذا برای پیش بینی رفتار سازه ها باید پاسخ آنها را در محدوده غیر خطی بررسی نمود اما به منظور سادگی ابتدا پاسخ سیستمهای خطی مورد مطالعه قرار می گیرد.

برای مقاصد مهندسی مفید ترین شیوه برای تعریف تکانهای زمین در هنگام زلزله، شتابنگاشت است که در واقع نمودار تغییرات شتاب زمین بر حسب زمان است.



شتابنگاشتهای مختلف از نظر دامنه، زمان تناوب و شکل ظاهری با همدیگر فرق دارند.

برای تعیین پاسخ سازه در برابر هر زلزله ای می بایست شتابنگاشت حرکت زمین مربوط به آن زلزله را به عنوان اطلاعات ورودی در اختیار داشته باشیم.

به جای نمودار شتابنگاشت معمولاً شتاب زمین بصورت عددی در فواصل زمانی کوتاه از هم بیان می شود.

معادله حاکم بر ارتعاش یک سیستم یک درجه آزادی الاستیک که تحت اثرتحریک زلزله ای می باشد بصورت زیر بیان می شود:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_g(t)$$

$\ddot{u}_g(t)$: شتاب زمین

پاسخ تغییرشکلی $u(t)$ سیستم فقط به فرکانس طبیعی یا زمان تناوب طبیعی و نسبت میرایی بستگی دارد.

$$u \equiv u(t, T_n, \zeta)$$

نتیجه: هر دو سیستمی که زمان تناوب طبیعی و نسبت میرایی یکسانی داشته باشند، دارای پاسخ تغییرشکلی یکسانی خواهند بود حتی اگر جرم و سختی جانبی آنها با هم برابر نباشد.

کمیتهای پاسخ

از نقطه نظر مهندسی کمیت هایی که در یک تحلیل دینامیکی به دنبال آنها هستیم عبارتند از:

تغییر شکل سازه (تغییر مکان نسبی) $u(t)$ ، سرعت نسبی $\dot{u}(t)$ ، شتاب نسبی $\ddot{u}(t)$

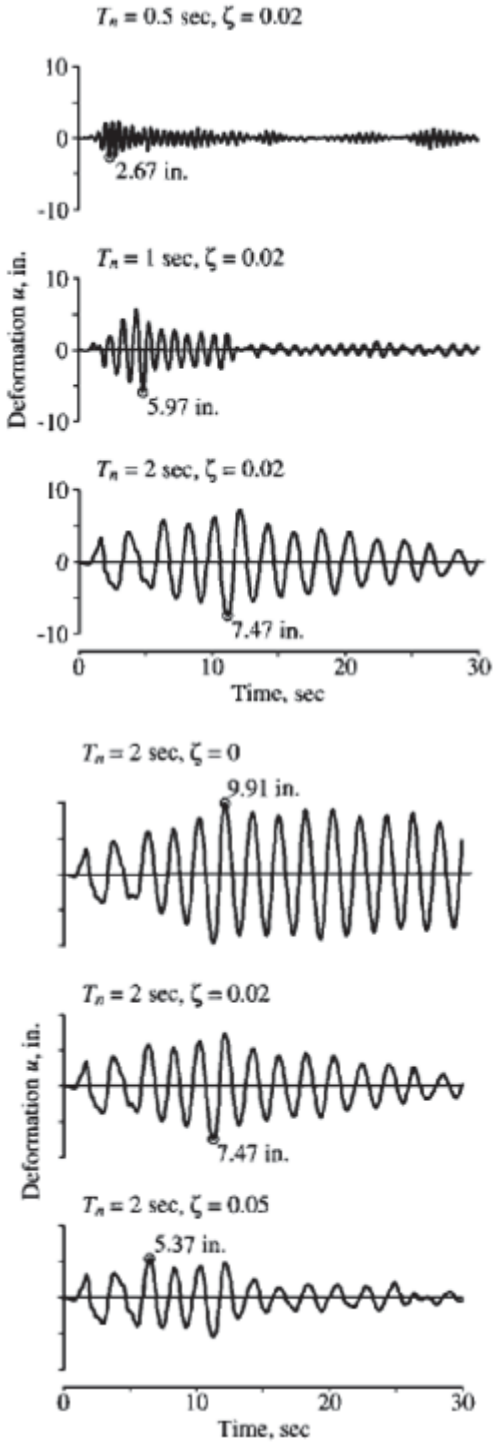
بوسیله کمیتهای فوق نیروهای داخلی شامل نیروی برشی و لنگر خمشی قابل محاسبه هستند.

تاریخچه پاسخ

برای یک شتاب معلوم $\ddot{u}_g(t)$ ، *پاسخ تغییرشکلی* $u(t)$ *یک درجه آزادی فقط به زمان تناوب طبیعی و نسبت میرایی بستگی دارد.*

بر اثر یک شتابنگاشت معین می توان تغییرات جابجایی ، سرعت و شتاب سیستم یک درجه آزادی را با زمان بدست آورد.

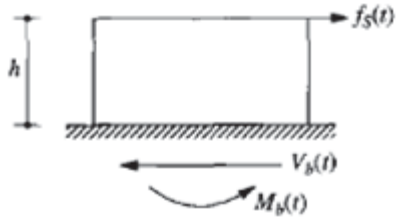
در شکلهای زیر پاسخ تغییرشکلی سه سیستم مختلف تحت شتابنگاشت زلزله السنترو نشان داده شده است که علت اختلاف در پاسخ تغییر شکلی آنها، تفاوت در مقدار زمان تناوب طبیعی آنها ست



در شکلهای زیر پاسخ تغییرشکلی سه سیستم مختلف تحت شتابنگاشت زلزله السنترو نشان داده شده است که علت اختلاف در پاسخ تغییر شکلی آنها، تفاوت در نسبت میرایی آنها ست

نتیجه: سیستمی که دارای نسبت میرایی بزرگتری است ، تغییر شکل کوچکتری دارد.

پس از محاسبه پاسخ تغییرشکلی $u(t)$ توسط تحلیل دینامیکی سازه، می توان در هر لحظه با استفاده از تحلیل استاتیکی نیروهای داخلی را محاسبه نمود.

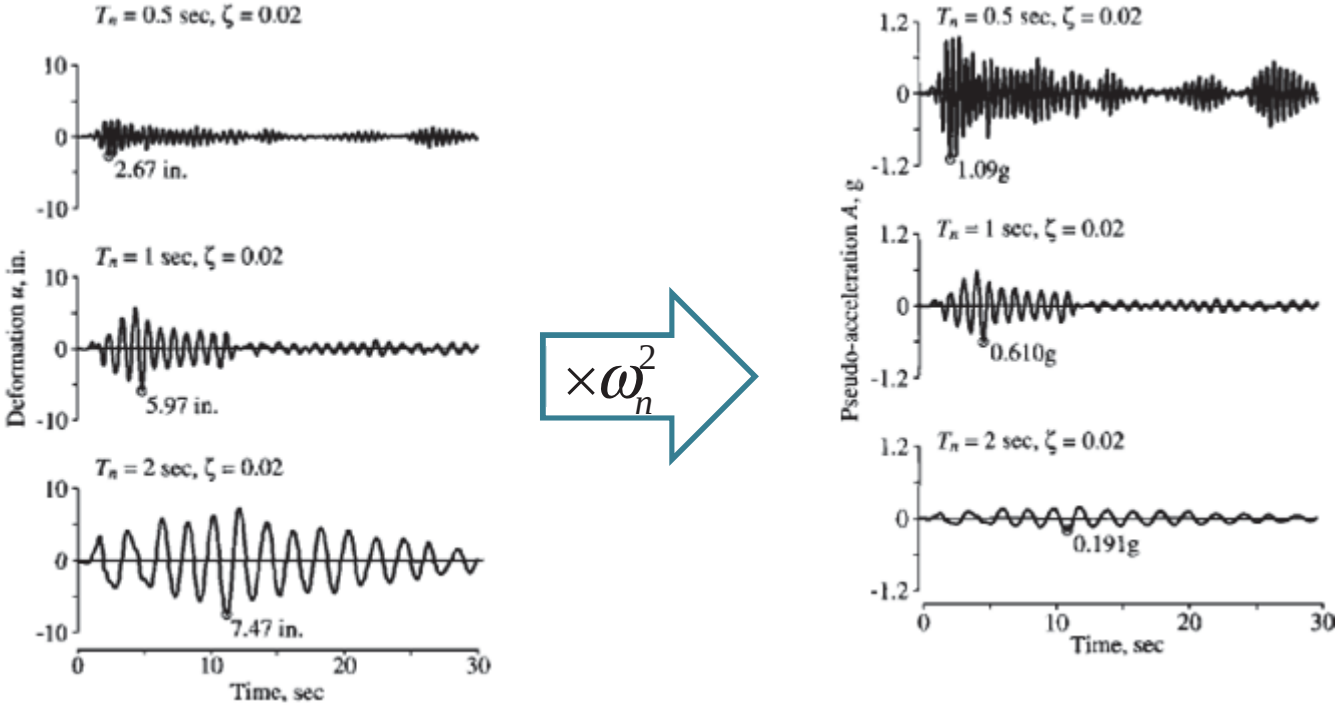


$$f_s(t) = ku(t) \xrightarrow{k=m\omega_n^2} f_s(t) = m\omega_n^2 u(t) \xrightarrow{\omega_n^2 u(t)=A(t)} f_s(t) = mA(t)$$

$f_s(t)$: نیروی استاتیکی معادل

نیروی استاتیکی معادل از ضرب m در $A(t)$ بدست می آید نه از ضرب m در $\ddot{u}^t(t)$ ، بنابر این به $A(t)$ شبه شتاب می گویند.

پاسخ شبه شتاب هر سیستم را می توان با داشتن پاسخ تغییر شکلی آن سیستم تعیین نمود.



طیـــــف پـاســـــخ(Response spectrum)

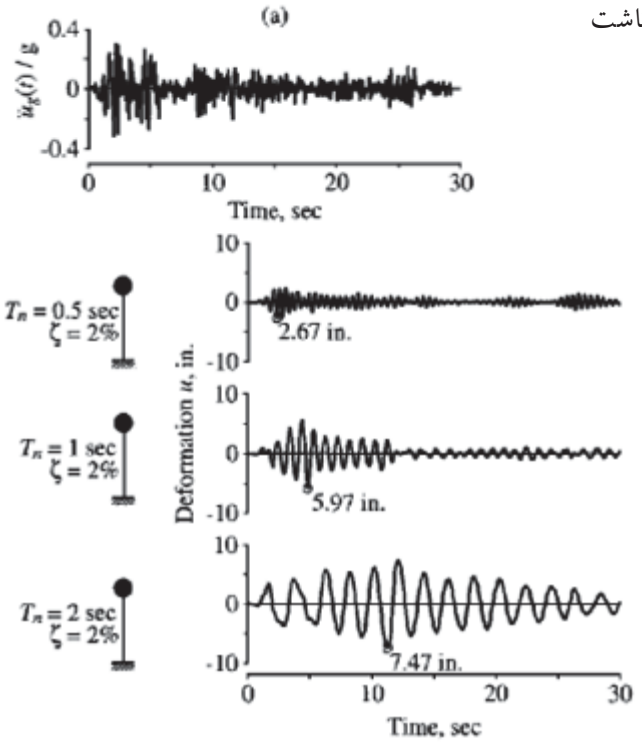
طیف پاسخ (طیف بازتاب) یک مفهوم کلیدی در مهندسی زلزله است و وسیله مناسبی جهت تعیین پاسخ حداکثر سیستمهای یک درجه آزادی خطی تحت مولفه خاصی از حرکت زمین است.

- طیف پاسخ برای سیستم یک درجه آزادی با میرایی مشخص رسم می شود.

طیف پاسخ تغییرشکل

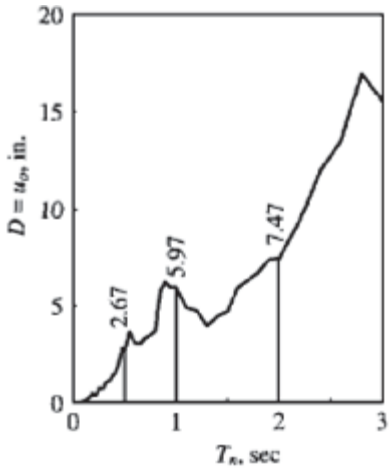
نحوه رسم طیف پاسخ تغییرشکل:

-طیف پاسخ برای زلزله ای خاص رسم می شود لذا می بایست شتابنگاشت مربوط به آن زلزله را در اختیار داشته باشیم.



- تعدادی سیستم یک درجه آزادی با زمان تناوب طبیعی مختلف را تحت اثر شتابنگاشت مذکور، تحلیل دینامیکی نموده و مقدار حداکثر پاسخ تغییر شکل برای هرکدام بدست می آید.

- مقدار حداکثر پاسخ بدست آمده برای هرسیستم به همراه زمان تناوب طبیعی مربوطه در یک نمودار رسم می شود.



طیف پاسخ تغییرشکل

طیـــــف پاســـخ شبه سرعت(*pseudo velocity*)

برای یک سیستم یک درجه آزادی با فرکانس طبیعی w_n کمیت V به صورت زیر با تغییرشکل حداکثر مرتبط است:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \qquad That: D \equiv u_0$$

کمیت V دارای بعد سرعت است و به شبه سرعت موسوم می باشد.

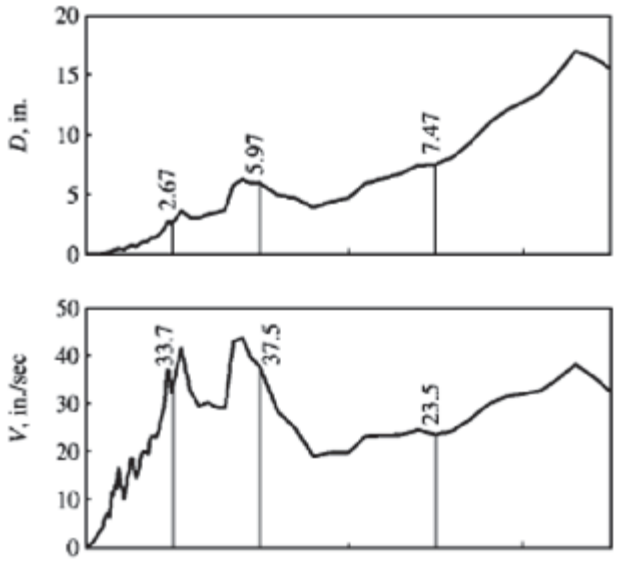
طیف پاسخ شبه سرعت ، نمودار تغییرات V به صورت تابعی از زمان تناوب طبیعی(یا فرکانس) سیستم می باشد .

برای زلزله ای خاص می توان با استفاده از رابطه فوق برای هر سیستم با زمان تناوب طبیعی T_n، حداکثر شبه سرعتV را بدست آورد.

$$T_n = 0.5 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)D = \left(\frac{2\pi}{0.5}\right)2.67 = 33.7\,{}^{in}\!/_{\sec}$$

$$T_n = 1 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)D = \left(\frac{2\pi}{1}\right)5.97 = 37.5\,{}^{in}\!/_{\sec}$$

$$T_n = 2 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)D = \left(\frac{2\pi}{2}\right)7.47 = 23.5\,{}^{in}\!/_{\sec}$$



طیـــف پاســـخ شبه شتاب(*pseudo acceleration*)

برای یک سیستم یک درجه آزادی با فرکانس طبیعی wn کمیت A به صورت زیر با تغییرشکل حداکثر (D)مرتبط است:

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$$

کمیت A دارای بعد شتاب است و به شبه شتاب موسوم می باشد.

طبق رابطه زیر شبه شتاب به مقدار حداکثر برش پایه مربوط می شود.

$$V_{b0} = f_{s0} = mA$$

f_{s0}: نیروی استاتیکی معادل

رابطه فوق را می توان به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$V_{b0} = \frac{W}{g} A = \frac{A}{g} W$$

W: وزن سازه

g: شتاب ثقل

$\frac{A}{g}$: ضریب برش پایه یا ضریب نیروی جانبی؛ این ضریب در ائین نامه های زلزله مورد استفاده قرار می گیرد و معرف ضریبی است که اگر در وزن ساختمان ضرب گردد ، برش پایه بدست می آید.

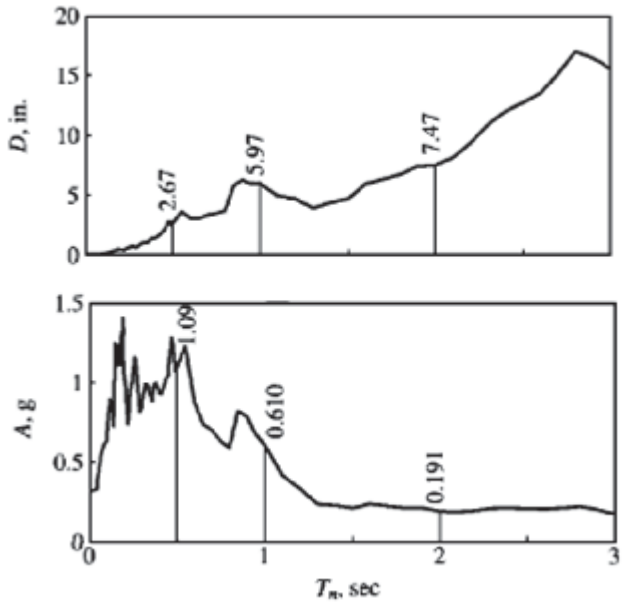
طیف پاسخ شبه شتاب، نمودار A به صورت تابعی از زمان تناوب طبیعی T_n سیستم می باشد.

با در دست داشتن مقادیر حداکثر جابجایی سیستمهای یکدرجه آزادی (طیف پاسخ جابجایی) می توان طیف پاسخ شبه شتاب را رسم نمود.

$$T_n = 0.5 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D = \left(\frac{2\pi}{0.5}\right)^2 2.67 = 421.6 \, in/\sec^2 = 1.09g$$

$$T_n = 1 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D = \left(\frac{2\pi}{1}\right)^2 5.97 = 235.7 \, in/\sec^2 = 0.61g$$

$$T_n = 2 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D = \left(\frac{2\pi}{2}\right)^2 7.47 = 73.72 \, in/\sec^2 = 0.191g$$



مشخصه های طیف پاسخ

- طیف تغییرشکل، حداکثر تغییر شکل سیستم را به دست می دهد.
- طیف شبه سرعت، برای تعیین حداکثر انرژی کرنشی ذخیره شده در سیستم در حین زلزله قابل کاربرد است.
- طیف شبه شتاب ، به حداکثر نیروی معادل استاتیکی و برش پایه مربوط می شود.

در سیستم های با زمان تناوب خیلی کوتاه (T_n<0.035sec) ، شبه شتاب برای تمامی مقادیر میرایی به سمت $\ddot{u}_{g0}$ میل می کند و مقدار D خیلی کوچک است.

در سیستم های با زمان تناوب خیلی بزرگ (T_n>15 sec) ، تغییرشکل حداکثر برای تمامی مقادیر میرایی به سمت u_{g0} میل می کند و مقدار A خیلی کوچک است.

تاثیر میرایی بر طیف پاسخ

میرایی از مقدار پاسخ سازه می کاهد که البته میزان کاهش در پریودهای مختلف متفاوت است.

در زمان های تناوب کوچک (Tn≈0) از آن جا که سازه بطور صلب به همراه زمین نوسان می کند، میرایی تاثیری بر پاسخ سازه ندارد.

در زمان های تناوب خیلی بزرگ میرایی تاثیری بر پاسخ سازه ندارد چون جرم در هنگام نوسان زمین ثابت است.

با افزایش نسبت میرایی، تغییرمکان و به تبع آن نیروهای موثر بر سازه کاهش می یابد بنابر این با اضافه کردن میراگرها بدون اینکه تغییر مهمی در زمان تناوب سازه به وجود آید می توان به این مزیت دست یافت.

طیف طـــــــــــرح الاســـــــتیک

از طیف طرح برای طراحی سازه های جدید و یا ارزیابی سازه های موجود استفاده می شود.

طیف طرح باید نماینده حرکت زمین ثبت شده در منطقه طی زلزله های گذشته باشد. اگر رکوردی در منطقه ثبت نشده نباشد، طیف طرح باید برمبنای رکوردهای موجود در مناطق مشابه باشد که عواملی که در این انتخاب باید مدنظر قرار گیرند عباتند از:

-فاصله منطقه از گسل فعال

- بزرگی زمین لرزه

- مکانیسم گسل

- مقطع زمین شناسی مسیر حرکت امواج زلزله از منبع زلزله تا محل

- شرایط محلی خاک

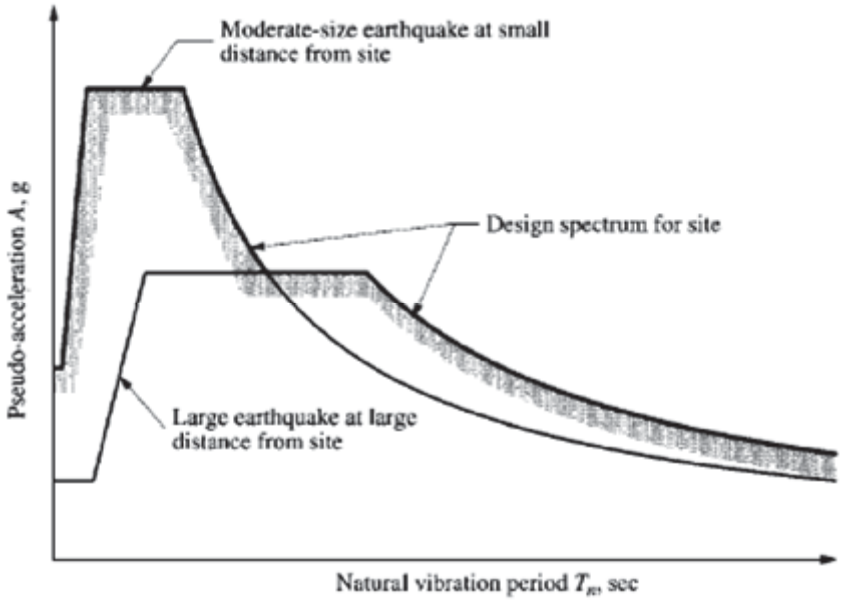
طیف طرح بر پایه تحلیل آماری طیف پاسخ مجموعه ای از حرکات زمین ساخته می شود..

اختلاف بین طیف طرح و طیف پاسخ

یک طیف طرح به دو لحاظ مهم بطور مفهومی با طیف پاسخ اختلاف دارد که عبارتند از:

۱- طیف پاسخ، دندانه دار است و نمودار پاسخ حداکثر یک سازه یک درجه آزادی در مقابل یک زلزله خاص و در نتیجه نوعی بیان از آن زلزله می باشد، درحالیکه طیف طرح، هموار شده است و مشخصه ای از تراز نیرو یا تغییرمکان طرح زمین لرزه بصورت تابعی از زمان تناوب طبیعی و نسبت میرایی می باشد.

۲- برای بعضی از مناطق طیف طرح، پوشی از دو طیف طرح الاستیک است یکی طیف زلزله دوردست و دیگری زلزله نزدیک



نکته: در زمانهای تناوب کوچک، طیف حاصل از زمین لرزه نزدیک و در زمان های تناوب بزرگ، طیف حاصل از زمین لرزه دور حاکم می شود.

سیستم های باربر جانبی

شکل پذیری: قابلیت سازه برای تحمل تغییرشکلهای زیاد که با ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرهای سازه همراه است.

سیستم قاب خمشی

در این سیستم اتصالات تیر به ستون گیردار هستند یعنی از نظر تغییرشکلی زاویه بین تیر و ستون در محل اتصال قبل و بعد از تغییرشکل تحت هر نوع بارگذاری ثابت می ماند.

انواع قابهای خمشی:

قاب خمشی معمولی ، قاب خمشی متوسط، قاب خمشی ویژه

قاب خمشی معمولی: قابهایی که تمهیدات خاصی برای رفتار شکل پذیر در آنها اندیشیده نمی شود.

قاب خمشی متوسط و ویژه : قابهایی که برای تامین شکل پذیری آنها، آئین نامه های طراحی شرایط خاصی را منظور می کنند مثلاً برای سازه های بتنی درصد آرماتورهای طولی و همچنین شدت آرماتورگذاری عرضی (بخصوص در ستونها و نواحی اتصالات این قابها) بطور خاص مورد توجه قرار می گیرد.

مقاومت در برابر بارهای افقی به وسیله مقاومت خمشی ستونها، شاهتیرها و اتصالات تامین می گردد.

از مزایای قاب های خمشی می توان به عدم محدودیت این سیستم در ایجاد فضاهای ارتباطی در طبقات ساختمان اشاره نمودکه برای مهندسان معمار مطلوب می باشد.

بدلیل وجود لنگر خمشی علاوه بر نیروی محوری در ستونهای این سیستم باربر جانبی، مقاطع ستونهای آن از ستونهای قاب مهاربندی شده بزرگتر می باشد.

معایب سیستم باربر قاب خمشی

در ساختمانهای فولادی طرح اتصال گیردار از ضوابط خاصی برخوردار است و اجرای آن به طور معمول پرهزینه تر و مشکل تر از اتصالات مفصلی است.

در سازه های فولادی ممکن است سیستم قاب خمشی در مقایسه با قاب مهاربندی شده از توان و کارآیی کمتری برخوردار باشد.

قابهای خمشی برای ساختمانهای تا ۲۵ طبقه اقتصادی هستند ولی در ساختمانهای بلندتر تامین مقاومت در برابر جابجایی پرهزینه و غیر اقتصادی است.

در قابهای صلب در اثر بارهای قائم لنگرهای منفی در دو انتهای تیرها(کنار ستونها) و لنگرهای مثبت با مقدار کمتر در وسط دهانه تیر ظاهر می شودو پیوستگی سیستم باعث می شود لنگرهای تیرها نسبت به بار زنده حساس تر باشند.

سیستم های باربر جانبی(سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند)

در این سیستم اتصالات تیر به ستون از نوع مفصلی هستند.

در سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند ، بارهای قائم عمدتاً بوسیله قابهای کامل تحمل می شود و نیروی جانبی بوسیله مهاربندها تحمل می گردد.

سختی جانبی این سیستم بسیار زیاد می باشد بنابر این تغییرمکان جانبی قاب بسیار کم است و اعضای غیر سازه ای از ایمنی بالاتری برخوردارند و اثرات مرتبه دوم P-Δ کاهش می یابد.

نیروهای فشاری و کششی در ستونهای دهانه های مهاربندی شده بسیار بالاست، نیروی کششی ستونی(uplift)، حداکثر می تواند به اندازه بار ثقلی مربوط به آن ستون باشد، در غیر اینصورت ستون از جا کنده می شود .

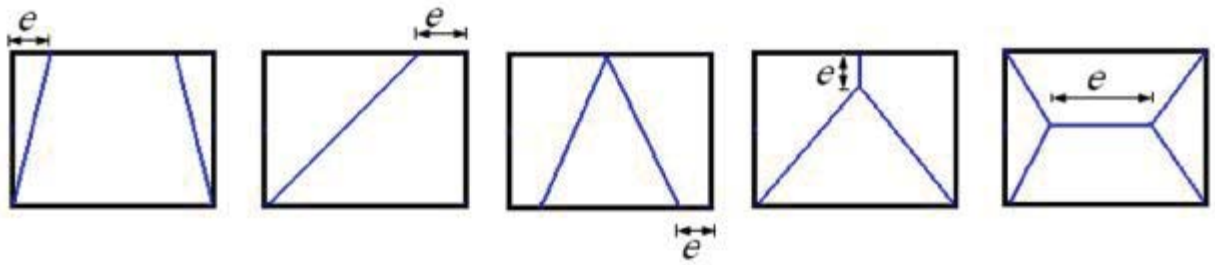
انواع مهاربندی ها

- مهاربند هم مرکز یا همگرا
- مهاربندخارج از مرکز یا واگرا

مهاربند هم مرکز یا همگرا

مهاربندخارج از مرکز یا واگرا

قابهای مهاربندی شده واگرا به قابهایی اطلاق می شود که در آنهابین انتهای اعضای مهاری با خودشان یا انتهای عضو مهاری با ستون و یا انتهای عضو مهاری با تیر طبقه فاصله (خروج از مرکزیت) ایجاد شده است.



قاب خمشی علیرغم شکل پذیری مناسب، سختی کمی دارد و معمولاً در طراحی، ابعاد مقاطع قاب بزرگ بدست می آید از طرف دیگر قاب مهاربندی همگرا سختی مناسبی دارد اما شکل پذیری خوبی ندارد. در مقابل قاب مهاربندی واگرا هم سختی مناسبی دارد و هم شکل پذیری قابل قبول که در این نوع سیستم باربر جانبی رفتار جانبی ترکیبی از عملکرد خمشی-برشی تیر و فشاری –کششی مهاربند است.

از مشخصات این نوع مهاربند تیر پیـــــوند است که به آن تیر فیوز هم می گویند که می تواند مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب کند و از کمانش مهاربندی ها هم جلوگیری کند و حساس ترین قطعه دهانه مهاربندی محسوب می شود و وظیفه تامین شکل پذیری به عهده این قطعه است.

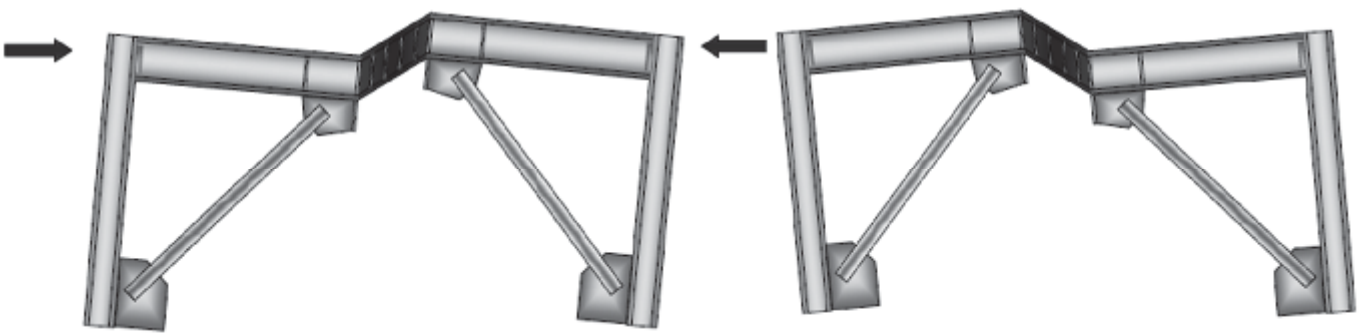
رفتار تیر پیوند به طول و مقطع آن بستگی دارد. برای پیوندهای کوتاه رفتار برشی و برای پیوندهای بلند رفتار برشی حاکم است.

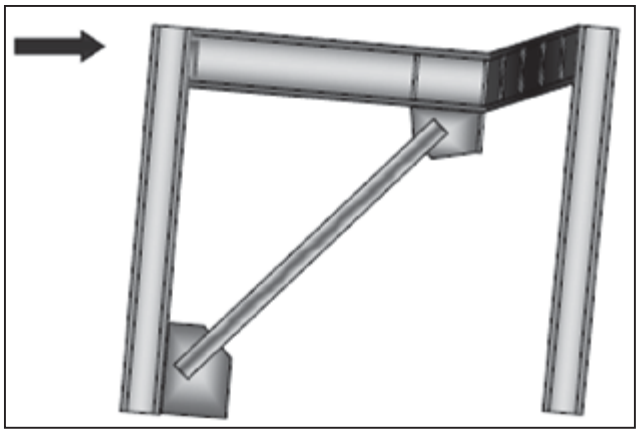
اساساً برای طول تیر پیوند محدودیت خاصی وجود ندارد ولی توصیه می شود این طول به یک پنجم طول دهانه محدود گردد و توصیه آیین نامه ها براین است که رفتار حاکم بر تیر پیوند، برشی باشد.

دهانه مهاربندی واگرا باید به گونه ای طراحی شود که تیر پیوند وارد محدوده پلاستیک شود اما بادبند و ستون کماکان در حالت ارتجاعی باقی بمانند که بدین منظور باید با تمهیدات خاصی شرایط تسلیم و شکل پذیری تیر پیوند تامین شود و اجازه کمانش به ستون و مهاربند داده نشود.

- تیر پیوند طوری طراحی می شود که قبل از آغاز کمانش یا تسلیم عضو مهاربند، در برش یا خمش تسلیم می شود، تسلیم تیر پیوند پدیده ای شکل پذیر است (در مقابل گسیختگی فشاری شکننده یک مهاربند همگرا).

- از نظر سختی مهاربندهای واگرا از قاب خمشی سخت تر و از قابهای مهاربندی شده همگرا نرم تر است.

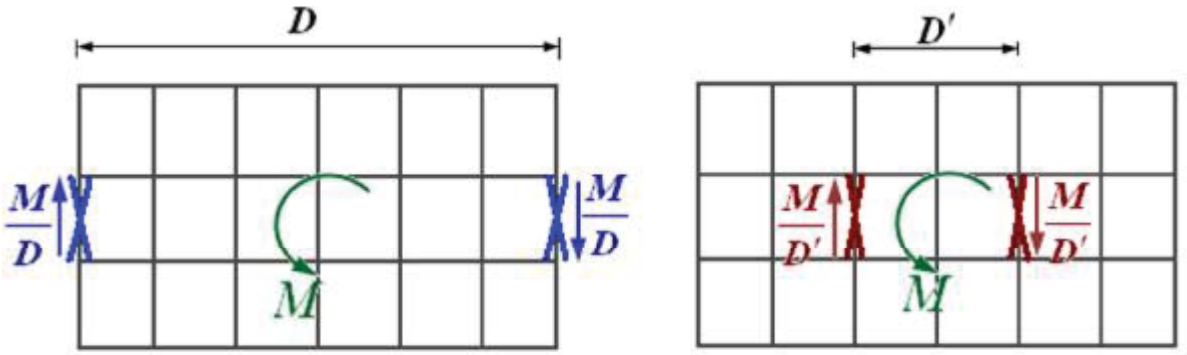




عوامل موثر بر انتخاب مهاربندی و ابعاد آن

مهاربندها در پلان به صورت متقارن قرار بگیرند تا از ایجاد پیچش در سازه جلوگیری شود.

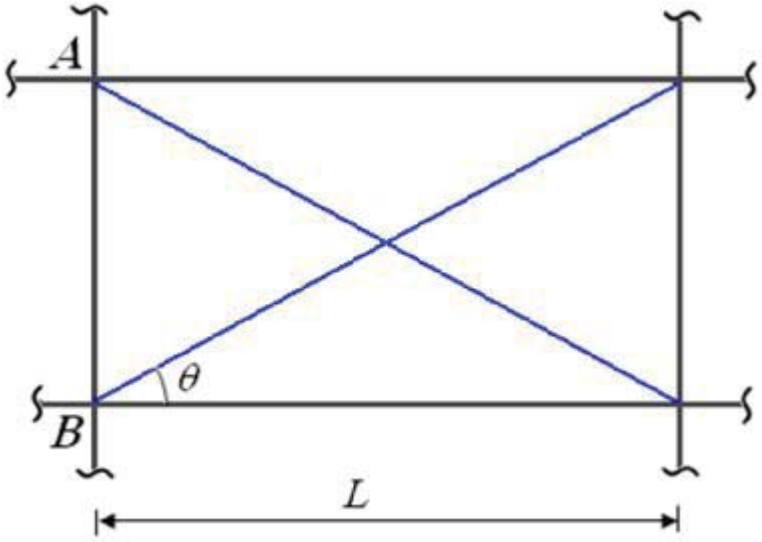
مهاربندها حتی الامکان در فاصله دورتری نسبت به مرکز جرم قرار گیرند تا بازوی لنگر مقاوم پیچشی افزایش یابد.



M:لنگر پیچشی

مهاربندها به گونه ای انتخاب شوند که سختی سازه در دو جهت به هم نزدیک باشند تا رفتار سازه یکنواخت شود و تغییرشکلها یکسان باشند.

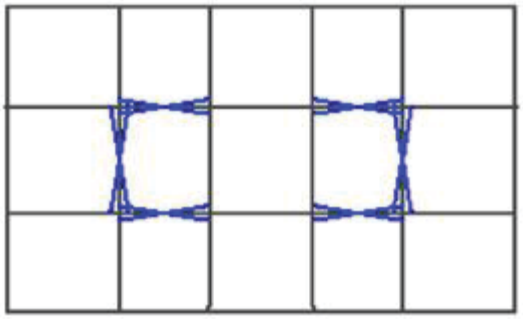
مهاربندها در دهانه بزرگتر قرار گیرند تا نیروی محوری ستون کاهش و سختی جانبی افزایش یابد.



$$K \propto \cos\theta$$

$$F_{AB} \propto \sin\theta$$

مجتمع کردن سیستمهای مهاربندی در دوجهت باعث می شود مهاربندی ها در عملکرد متقابل بار جانبی در جهت دیگر هم کمک کنند.



راههای جلوگیری ازایجاد نیروی کششی ستون مجاور دهانه مهاربندی

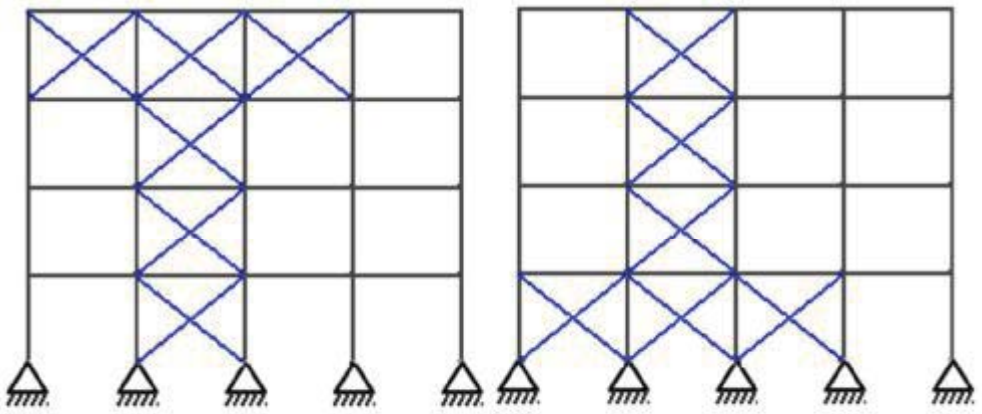
یکی از دو ستون مجاور دهانه مهاربندی در اثر نیروی جانبی زلزله تحت اثر کشش و دیگری تحت اثر فشار قرار می گیرد، در صورتی که مقدار نیروی کششی مذکور قابل توجه باشد و اثر فشاری ناشی از بارهای ثقلی را خنثی نماید می تواند باعث ایجاد بلندشدگی شالوده شود که برای جلوگیری از این نیروی کششی در ستون می توان راهکارهای زیر را مد نظر قرار داد:

۱- ازدیاد وزن فونداسیونها

۲-یکپارچه کردن عمل فونداسیونها

۳-افزایش تعداد دهانه های مهاربندی

۴-داخل کردن باربری دیگر ستونها

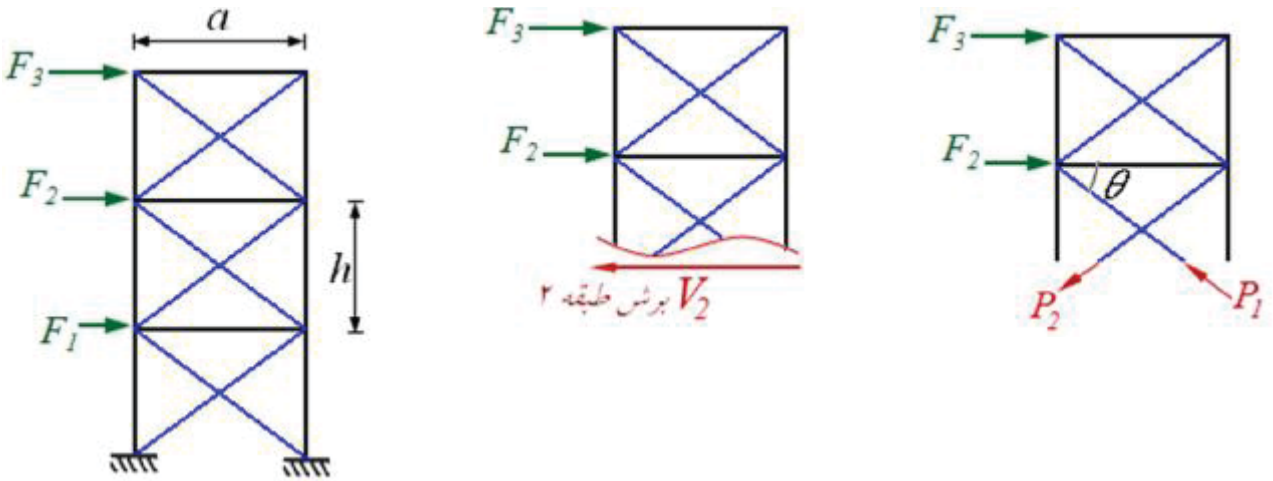


دخالت باربری دیگر ستونها در باربری جانبی

تحلیل سیستم های مهاربندی همگرا

معمولاً در بادبندهایی که در هر چشمه دارای دو عضو مهاری می باشند مثل مهاربندهای ضربدری و شورن ، تحت اثر نیروهای جانبی یکی از اعضا به فشار و دیگری به کشش کار می کنند وقتی که جهت نیروی جانبی عوض می شود، نوع نیرو از نظر کششی یا فشاری بودن در اعضای مهاری عوض می شود.

در تحلیل سیستمهای همگرا فرض می شود نیروی برشی طبقه به نسبت مساوی بین مهاربندها تقسیم می شود.



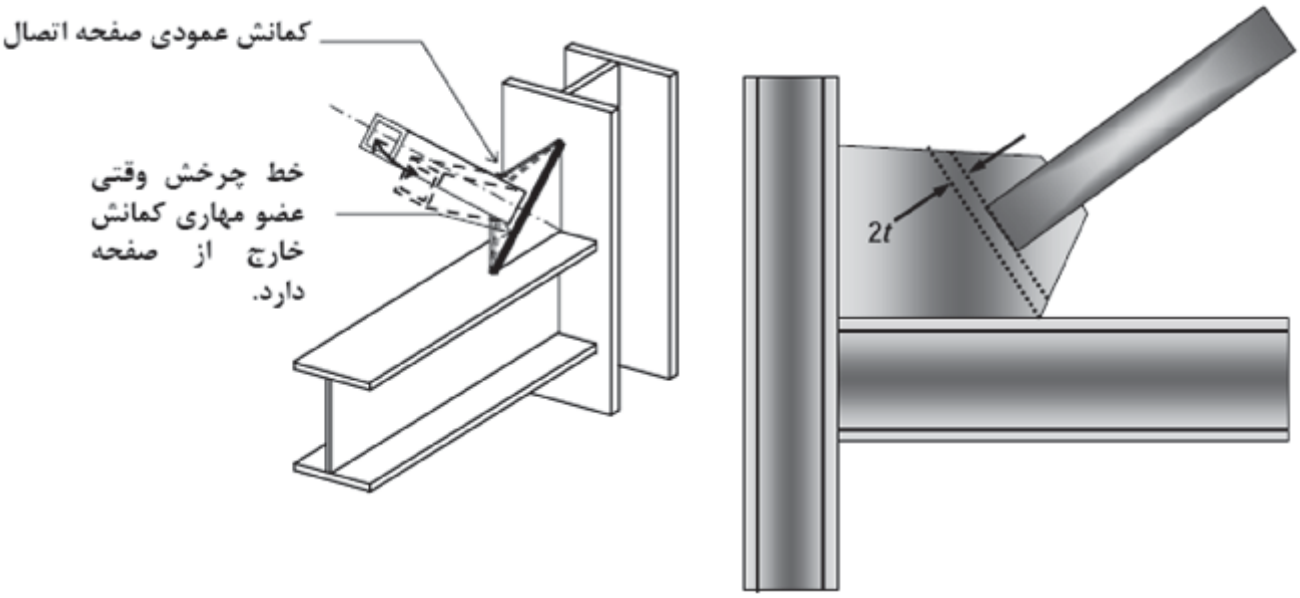
$$V_2 = F_1 + F_2 \qquad P_1\cos\theta + P_2\cos\theta = V_2 \xrightarrow{BY\ Assumption} P_1 = P_2 = P$$

$$2P\cos\theta = V_2 \Rightarrow P = \frac{V_2}{2\cos\theta} \qquad \left(\cos\theta = \frac{a}{\sqrt{a^2+h^2}}\right)$$

$$\rightarrow P = \frac{V_2\sqrt{a^2+h^2}}{2a}$$

قاب همگرای ویژه

شکل پذیری این قاب نسبت به قاب همگرای معمولی شکل پذیری قابل توجه آن است ، در این سیستم کمانش عضو مهاری از داخل صفحه با تمهیداتی به خارج از صفحه تبدیل گردیده است و با این عمل شرایطی فراهم می گردد تا نوعی مفصل پلاستیک برای استهلاک انرژی در سازه ایجاد گردد که مفصل به وجود آمده در صفحه اتصال است و از نوع خمشی می باشد.



سیستم دیوار برشی بتن مسلح

این دیوارها به طور معمول بصورت پیوسته از روی پی تا ارتفاع مورد نظر و بصورت بتن مسلح ساخته می شوند.

دیوارهای برشی بتن آرمه در ساختمانهای بتنی، فولادی و آجری قابل استفاده هستند.

در مناطقی که زلزله های شدید رخ می دهد و احداث قابهای با شکل پذیری زیاد ممکن نیست، بهترین راه حل برای احداث ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله استفاده از دیوار برشی است.

سیستم دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح

ساده ترین نوع سیستم باربر جانبی، سیستم دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح است.

در این سیستم باربر از مهم ترین موارد رعایت پیوستگی این سیستم در حمل بارها تا روی فونداسیون است که بدین منظور باید شناژهای قائم در دیوارها و کلاف های افقی در سقف ایجاد گردند تا همچنین در سیستم باربر یکپارچگی و پایداری داشته باشد.

سیستم دوگانه

در سیستم باربر جانبی دوگانه علاوه بر آن که اتصال تیر به ستون صلب است، از عناصر مهاربند جانبی نظیر دیوار برشی و بادبند نیز استفاده می شود.

در ترکیب سیستمهای باربر جانبی دیوارهای برشی و قابهای مهاربندی شده از سختی جانبی تقریباً مشابهی برخوردارند لذا هنگامی که تحت جابجایی یکسانی قرار می گیرندنیروی واکنش آنها تقریبا مشابه است اما سختی دیوار برشی (یا قاب مهاربندی شده) و قاب خمشی تفاوت زیادی دارند و هنگامی که ترکیب این دو سیستم تحت جابجایی یکسانی قرار گیرند، بخش بزرگتری از نیرو متوجه سیستم سخت یعنی دیوار برشی (یا قاب مهاربندی شده) می شود و قاب خمشی تحت نیروی به مراتب کمتری قرار می گیرد.

مروری بر آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله(استاندارد ۲۸۰۰)

اهداف استاندارد ۲۸۰۰

هدف استاندارد ۲۸۰۰ تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمانها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است به طوری که با رعایت آنها:

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

ب) ساختمانهای با اهمیت زیاد در زمان وقوع زلزله های خفیف و متوسط، قابلیت بهره برداری خود را حفظ کنند و در ساختمانهای با اهمیت متوسط خسارت سازه ای و غیر سازه ای به حداقل برسد.

پ) ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد در زمان وقوع زلزله های شدید، بدون آسیب عمده سازه ای قابلیت بهره برداری بدون وقفه خود را حفظ کند .

زلزله شدید : زلزله ای که احتمال وقوع آن و یا زلزله های بزرگتر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان کمتر از ۱۰ درصد باشد.

زلزله خفیف و متوسط: زلزله ای که احتمال وقوع آن و یا زلزله های بزرگتر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان کمتر از ۹۹/۵ درصد باشد به این زلزله، زلزله سطح بهره برداری هم می گویند.

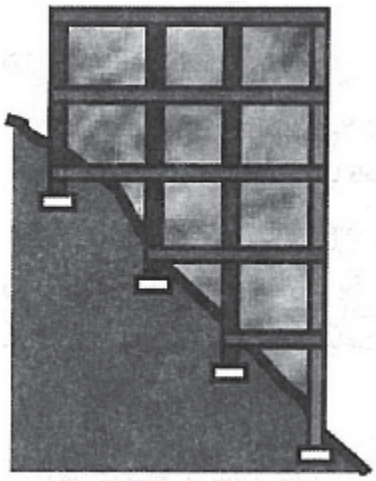
ملاحظات ژئوتکنیکی

۱-۳-۱- بطور کلی باید از احداث ساختمان بر رو و یا مجاور گسلهای فعالی که احتمال بوجود آمدن شکستگی در سطح زمین در هنگام وقوع زلزله وجود دارد اجتناب شود.

۱-۳-۲- در زمینهایی که ممکن است بر اثر زلزله دچار ناپایداری های ژئوتکنیکی نظیر روانگرایی ، نشست زیاد، زمین لغزش و یا سنگ ریزش شود و یا زمین متشکل از رس حساس باشد، بررسی امکان ساخت بنا و شرایط لازم برای آن با استفاده از مطالعات ویژه توصیه می گردد.

۱-۳-۳- در زمینهایی که مستعد روانگرایی می باشند باید احتمال ناپایداری، حرکت نسبی ژئوتکنیکی، گسترش جانبی و یا کاهش ظرفیت باربری شالوده و یا وقوع نشستهای زیاد از حد بررسی شود و در صورت نیاز با استفاده از روشهای مناسب بهسازی خاک، نسبت به ایمنی شالوده ساختمان ، اطمینان حاصل گردد.

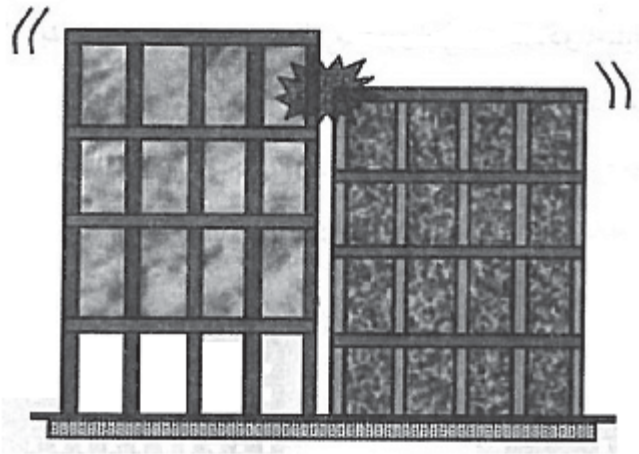
۱-۳-۵- شالوده های ساختمان باید حتی المقدور بر روی یک سطح افقی ساخته شود و در مواردی که به علت شیب زمین و یا علل دیگر احداث همه آنها در یک تراز میسر نباشد باید هر قسمت از آنها بر روی یک سطح افقی قرار داده شود.



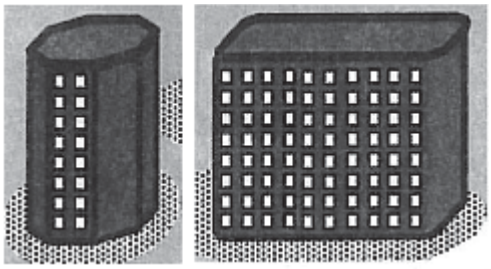
ملاحظات معماری

۱-۴-۱- برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمانهای مجاور به یکدیگر، ساختمانها باید با پیش بینی درز انقطاع از همدیگر جدا شده و یا با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شود.

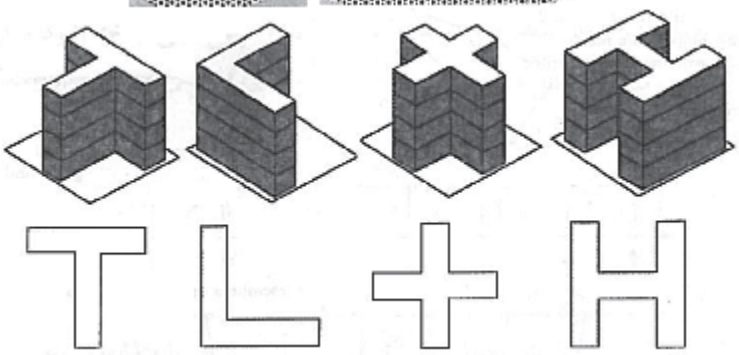
در صورتی که تراز طبقات در دو ساختمان مجاور یکسان نباشد، ضربه ناشی از حرکت طبقه به قسمت میانی ستون سازه مجاور برخورد کرده و باعث تخریب بیشتری می شود.



۱-۴-۲- پلان ساختمان باید تا حد امکان 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 حتی المقدور احتراز شود.



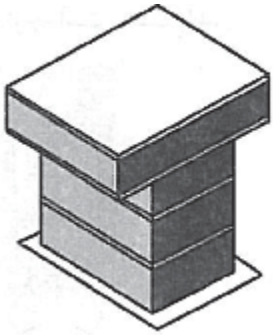
نمونه هایی از پلان ساده



نمونه هایی از پلان های پیچیده

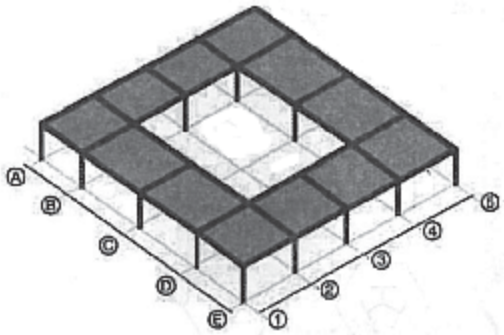
یک راه حل برای ساختمانهای نامتقارن در پلان آن است که ساختمان را با ایجاد درزهایی به قطعات ساده و متقارن تبدیل کنیم

۱-۴-۳- از احداث طره های بزرگتر از ۱/۵ متر حتی المقدور اجتناب شود.

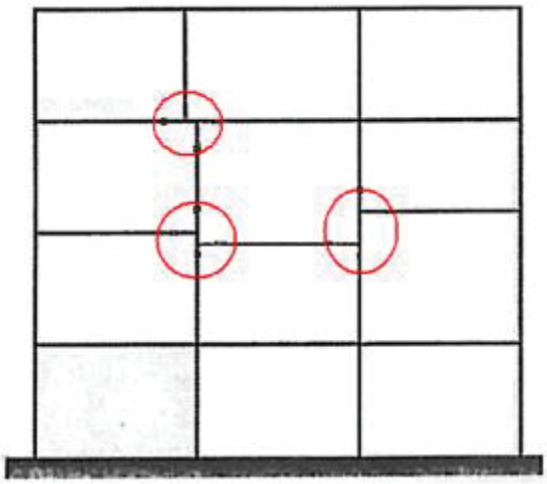


وجود طره ها باعث تمرکز تنش تحت اثر بارهای قائم می شود و همچنین تحت پیچش ممکن است تنشهای بزرگی در قسمت اتصال به سازه ایجاد کند.

۱-۴-۴- از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگمهای کفها خودداری شود.



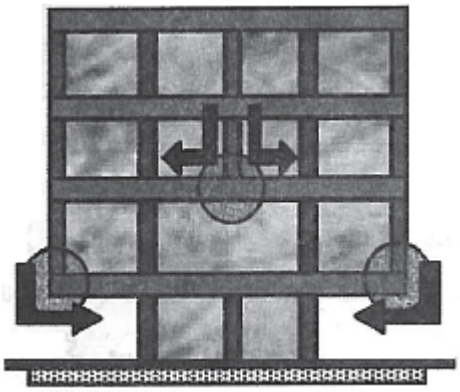
وجود بازشوهای بزرگ، مسیر بار در سقف را به صورت نامطلوبی در آورده و علاوه بر توزیع نامناسب بار زلزله، باعث کاهش انسجام و یکپارچگی سازه می گردد.



۱-۴-۷- از ایجاد اختلاف سطح در کفها تا حد امکان خودداری شود.

ایجاد اختلاف سطح در کفها باعث ایجاد ستونهای با ارتفاع کوتاه شده و به علت سختی زیاد این ستونها، توزیع نیروی جانبی در قسمتهای مختلف سازه دچار تغییرات اساسی می گردد، در سازه های بتنی وجود این ستونهای کوتاه باعث شکست برشی شده و ترد و خطرناک است.

ملاحظـــــات پیکربنـــــدی سازه ای

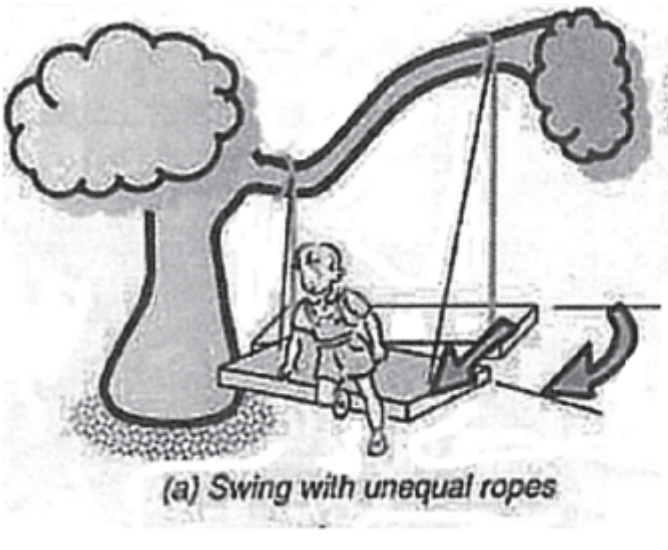


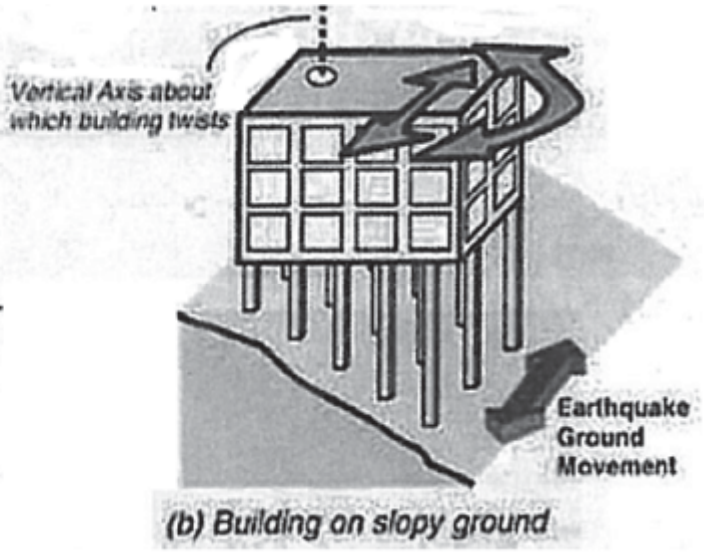
۱-۵-۱- عناصری که بارهای قائم را تحمل می کنند در طبقات مختلف تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر به واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۱-۵-۲- عناصری که نیروهای افقی ناشی از زلزله را تحمل می کنند به صورتی در نظر گرفته شوند که انتقال نیروها به سمت شالوده به طور مستقیم انجام شود و عناصری که باهم کار می کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

۱-۵-۳-عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی ناشی از زلزله به صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در طبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن امتداد گردد.

در صورتی که ساختمان در نما یا پلان تقارن نداشته باشد، در ساختمان پیچش ایجاد می شود.

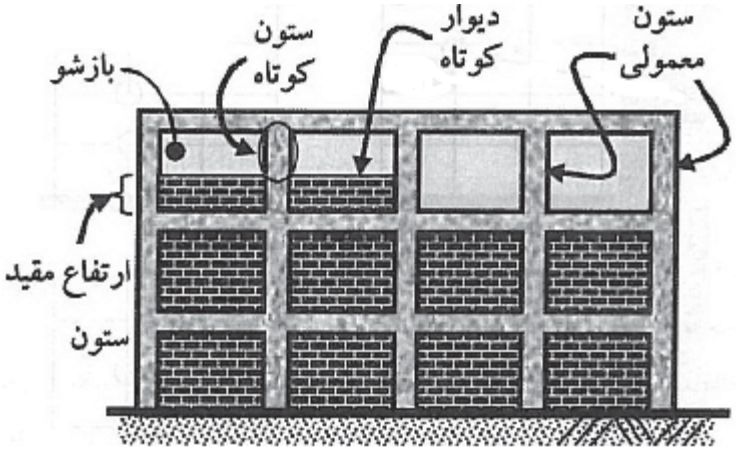




۱-۵-۴- در ساختمانهایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای بار جانبی استفاده می شود ، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستونها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۱-۵-۵- در ساختمانهایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای بار جانبی استفاده می شود ، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستونها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۱-۵-۷- از ایجاد ستون‌های کوتاه، به خصوص در نورگیرهای زیرزمینها، حتی‌الامکان خودداری شود.



در سازه های بتنی در صورتی که به علت وجود بازشو، ارتفاع موثر ستون کاهش یابد، به علت افزایش سختی، ستون نیروی زیادی جذب می کند و معمولاً به صورت برشی شکسته می شود که به این پدیده شکست ستون کوتاه گویند.

ضـــوابط کلـــــــــی

۱-۶-۲- ساختمان باید در هر دو امتداد افقی عمود بر هم قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها نیز باید انتقال نیروهای افقی به شالوده به گونه‌ای مناسب صورت گیرد.

حرکت ناشی از زلزله تصادفی بوده و ممکن است در تمام جهات به سازه وارد شود بنابر این ساختمان باید در هر دو امتداد افقیِ عمود بر هم قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از لزله باشد و در هر یک از این امتدادها نیز باید انتقال نیروهای افقی به شالوده به گونه ای مناسب صورت گیرد.

۱-۶-۳- حداقل عرض درز انقطاع، موضوع بند ۱-۴-۱، در هر طبقه برابر یک صدم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه می‌باشد، برای تأمین این منظور، فاصله هر طبقه ساختمان از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنـــــــج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد» و یا در سایر ساختمانهای با هشت طبقه و بیشتر، این عرض در هر طبقه نباید کمتر از حاصلضرب تغییرمکان جانبی نسبی طرح آن طبقه ضربدر ضریب رفتار R، در نظر گرفته شود. هر یک از ساختنانهای مجاور یکدیگر، ملزم به رعایت فاصله‌ای معادل حاصلضرب ۰/۵R در تغییرمکان جانبی نسبی طرح آن ساختمان در هر طبقه می‌باشد. ضریب رفتار R در بند ۲-۳-۸ تعریف شده است.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم مقاومت که در هنگام وقوع زلزله، بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شود، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگرین کردن و بهسازی باشد

۱-۷-گروه بندی ساختمانها برحسب اهمیت

با اهمیت خیلی زیاد:

ساختمانهایی که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود، مانند: بیمارستانها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی و ...

با اهمیت زیاد:

الف- ساختمانهایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند: مدارس، مساجد، استادیوم‌ها و... یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب– ساختمانهایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می گردد، مانند: موزه‌ها، کتابخانه‌ها

ج- ساختمانها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط‌زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود.

با اهمیت متوسط:

ساختمانهای مشمول این آئین نامه به جز ساختمانهای عنوان شده در سه گروه دیگر مانند ساختمانهای مسکونی

با اهمیت کم:

الف-ساختمانهایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالنهای مرغداری.

ب– ساختمانهای موقت که مدت بهره‌برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

سطح عملکرد ساختمان: سطح رفتار مورد انتظار ساختمان در برابر زلزله ای مشخص به منظور محدود نمودن صدمات وارد شده به اجزای سازه ای و غیر سازهای ، آسیبهای جانی و تلفات ناشی از این زلزله به حدی مشخص و معلوم.

هر سطح عملکرد شرایط و وضعیت مورد انتظار از ساختمان رابلافاصله بعد از زلزله برمبنای صدمات و آسیب های جانی، سازه ای و غیر سازه ای نشان می دهد.

سطح خدمت رسانی بی وقفه *Immediate Occupancy* : سطح عملکردی است که انتظار می رود حداقل و یا هیچگونه آسیبی به اجـزا سازه ای و غیر سازه ای ساختمان واردنشود.

ساختمان پس از زلزله برای کاربری عادی مناسب است

سطح قابلیت استفاده بی وقفه: سطح عملکردی است که انتظار می رود حداقل و یا هیچگونه آسیبی به اجزا سازه ای ساختمان واردنشود. و فقط آسیب جزئی به اجزا غیرسازه ای ساختمان وارد شود.

سطح عملکرد ایمنی جانی *Life Safety*: سطح عملکردی است که پیش بینی می شود در اثر وقوع زلزله ، در سازه خرابی ایجاد شود امامیزان خرابی به اندازه ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

در این سطح عملکرد ، تعمیر سازه میسر است ولی احتمال دارد به دلایل اقتصادی قابل انجام نباشد.و اگرچه سازه حادثه دیده در خطر فروریختن قریب الوقوع نیست اما شرط احتیاط آن است که قبل از بهره برداری مجدد به تعمیر سازه مبادرت شود.

سطح عملکرد آستانه فروریزش *Collapse Prevention*: سطح عملکردی است که پیش بینی می شود در سازه خرابی گسترده ایجاد شود که در اینصورت تمام اعضای اصلی تحت اثر بارهای قائم ، باید باید بارهای وارد بر خود را تحمل کنند و تنها خطر قابل ملاحظه ، آسیبهای جانی ناشی از سقوط آوار است. با وجود این انتظار می رود که ساختمان فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

ارتباط بین سطوح عملکرد گروه های مختلف سازه ای و سطـــوح خطر لرزه ای بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰

	خدمـــت رسانی بی وقفه	قابلیت استفاده بی وقفه	ایمنی جانی	آستانه فروریزش
زلزله سطح بهره برداری	اهمیت زیاد	اهمیت متوسط		
زلزله سطح خطر ۱	اهمیت خیلی زیاد	اهمیت زیاد	اهمیت متوسط	
زلزله سطح خطر ۲		اهمیت خیلی زیاد	اهمیت زیاد	اهمیت متوسط

۱-۸- گروه بندی ساختـــمانها برحسب شکـــل

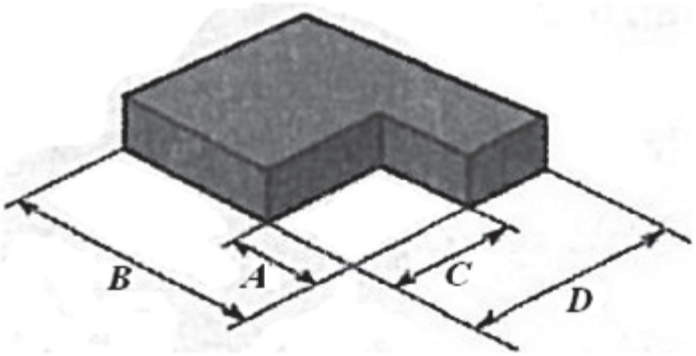
- منظم
- نامنظم

گروه بندی ساختمان بر حسب شکل در رفتار لرزه ای سازه حائز اهمیت می باشد.

یکی از مهم ترین دلایل تخریب ساختمانها در هنگام زلزله استفاده از طرح معماری نامناسب می باشد.

۱-۸-۱- ساختمانهای منظم، به گروهی از ساختمانها اطلاق می‌شود که در پلان و ارتفاع منظم باشد.

۱-۸-۱-۱ منظـــم بودن در پـــــــــلان

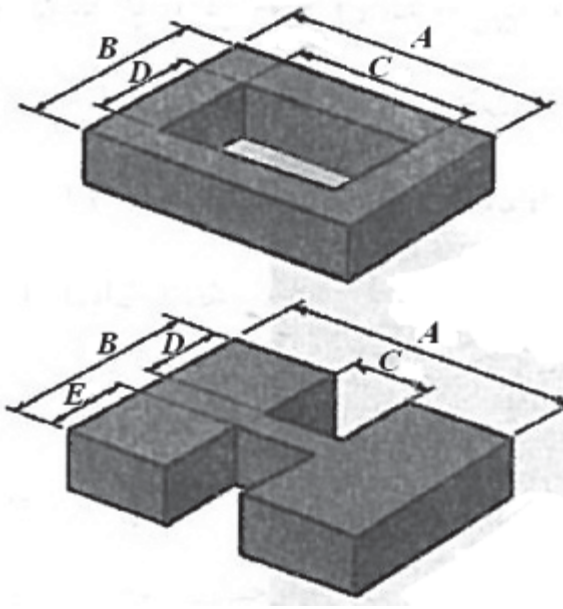


$A \le 0.25B \quad , \quad C \le 0.25D$

الف: پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاومت در برابر زلزله، در امتداد آن‌ها قرار دارند، باشد. همچنین، در صورت وجود فرورفتگی یا پیش‌آمدگی 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 طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو در آن از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.



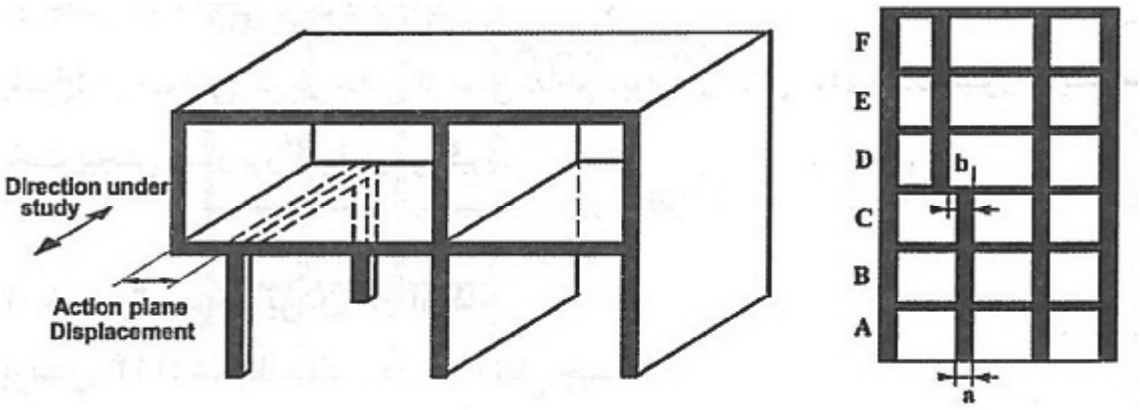
$$C.D \le 0.5A.B$$

$$(C.D + C.E) \le 0.5A.B$$

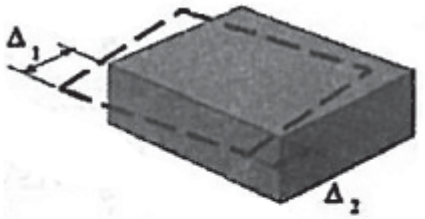
بازشو بزرگ و نامنظمی دیافراگم

تغییرات ناگهانی در سختی یا جرم بین طبقات باعث تمرکز در جذب انرژی ناشی از زلزله در نقاط مشخصی از سازه می گردد. همچنین نامنظمی در جرم، سختی و مقاومت طبقات می تواند باعث ایجاد ارتعاشات پیچشی شدیدی گردد که رفتار لرزه ای سازه پیچیده خواهد شد.

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



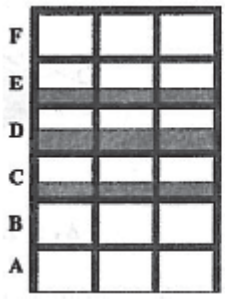
ث: در هر طبقه حداکثر تغییرمکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییرمکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد.



$$\Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$$

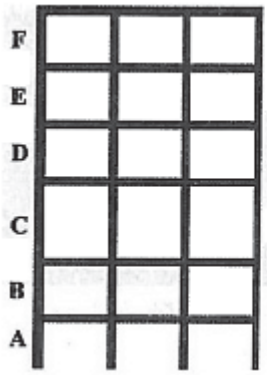
۱-۸-۱-۲ منظـــــــــم بودن در ارتفـــــــاع

الف: توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.



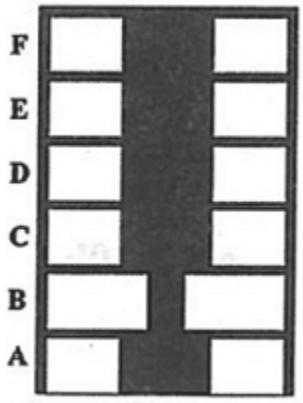
$$w_D > 1.50 \cdot w_E$$
or
$$w_D > 1.50 \cdot w_C$$

ب: سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه‌ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف‌پذیر تلقی شده و طبقه «نرم» نامیده می‌شود.



$$K_C < 0.70 \cdot K_D$$
or
$$K_C < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

پ: مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می‌نمایند. طبقه‌ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده در این بند باشد، ضعیف تلقی شده و طبقه «ضعیف» نامیده می‌شود.



Strength B
<
0.80 . Strength C

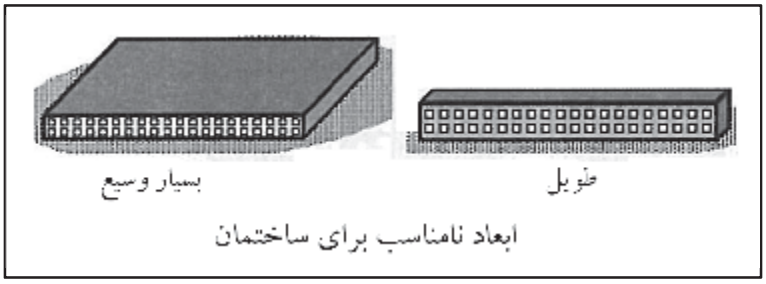
۱-۸-۲- **ساختمانهای نامنظم**: ساختمانهایی که فاقد یک یا چند ویژگیِ ضوابط بند ۱-۸-۱ باشند.

نکاتی پیرامون شکل بندی ساختمان در پلان

الف) ابعاد سازه

از آنجا که حرکت زمین شامل انتقال امواج با سرعتی وابسته به خصوصیات خاک محل دارد که تحریک در یک نقطه مشخص از تکیه گاه سازه در یک زمان معلوم با تحریک در زمان دیگر متفاوت می باشد بنابر این در صورتی که طول ساختمان از حدی بیشتر

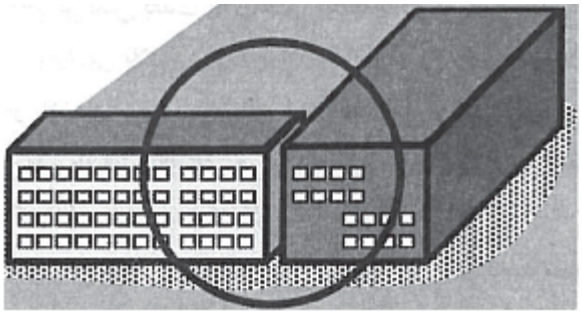
باشد باعث وقوع تحریکهای غیر هم فاز در قسمتهای مختلف پی می شود. روش معمولی اصلاح این مشکل، تقسیم پلان سازه به چند بلوک و تعبیه درز انقطـــاع لرزه ای بین آنهاست.



ابعاد نامناسب برای ساختمان

ب) تمرکز تنش بعلت پلانهای پیچیده

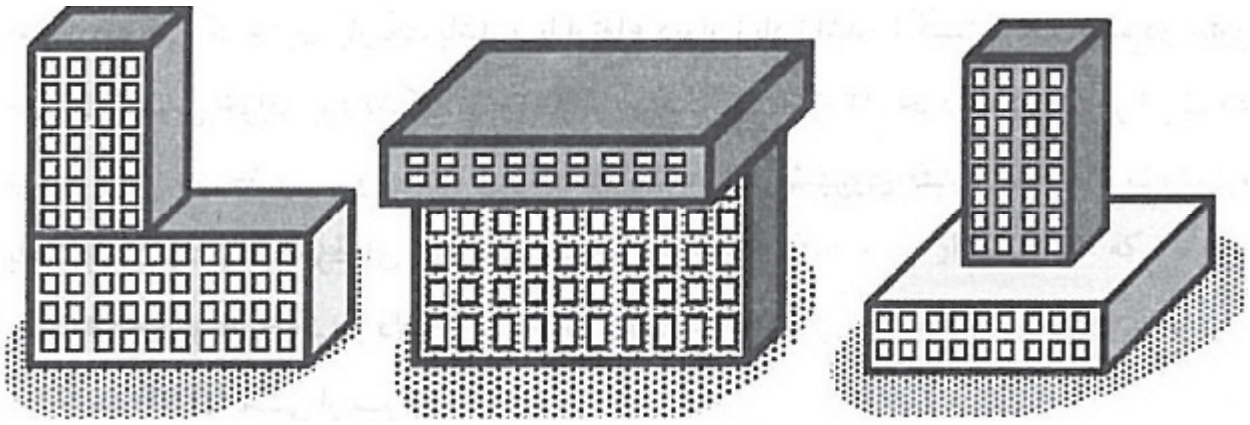
در شکلهای زیر چند نمونه پلان پیچیده دیده می شود:



برای حل این مشکل مربوط به تمرکز تنش می توان از درز انقطاع لرزه ای مناسب در محل اتصال بلوکهای مختلف به یکدیگر استفاده نمود.

پ) تورفتگی

تورفتگی های حجمی در ساختمان معمولاً بدلیل نیازهای طراحی شهرنشینی بوده و برای تامین روشنایی و غیره می باشد. از نظر زلزله تورفتگی ها باعث تغییر در سختی و جرم سازه گردیده و در نتیجه باعث تمرکز تنش در این محلها می شود.



نکاتی پیرامون شکـــــل بندی ســـــازه ای

الف)تمرکز جرم

زمانی که در برخی از طبقات ساختمان تجهیزات سنگینی نظیر مخازن، انبار، دستگاههای سنگین و ... تعبیه می شود در آن ترازها تمرکز جرم ایجاد می شود که می تواند مشکل ساز باشد.

هرچه محل تمرکز جرم در ارتفاع بیشتری باشد، شدت تخریب بیشتر خواهد شد زیرا نیروی اینرسی ایجاد شده در جرم مذکور باعث ایجاد نیروهای شدیدتری در سازه می گردد.

در طراحی معماری توصیه می شود که جرمهای سنگین و متمرکز در طبقات پائین تعبیه شوند و یا به یک ساختمان مجزا در کنار ساختمان اصلی انتقال یابد. در مورد مخازن آب نیز باید برجهای جداگانه ای در مجاورت ساختمان اصلی احداث گردد.

ب) ستون ضعیف

هرگونه خرابی در ستونهای سازه باعث بازتوزیع بارها بین سایر اعضای سازه شده و منجر به بروز خرابیهای موضعی یا کلی در ساختمان می شود.

علل خرابی سازه بدلیل شکست ستون

- ستون دارای مقاومت کمتر از تیر باشد.
- پدیده ستون کوتاه

دلایل ایجاد پدیده ستـــــون کـــوتاه

- محصوریت بخشی از ستون با دیوار
- قرار گیری تراز سقف در بخش میانی ستون
- قرارگیری ساختمان بر روی شیب

پ) طبقه نرم

عوامل موثر در ایجاد طبقه نرم:

۱ - تفاوت ارتفاع طبقات سازه

۲-انقطاع برخی از اعضای سازه ای قائم در برخی از طبقات

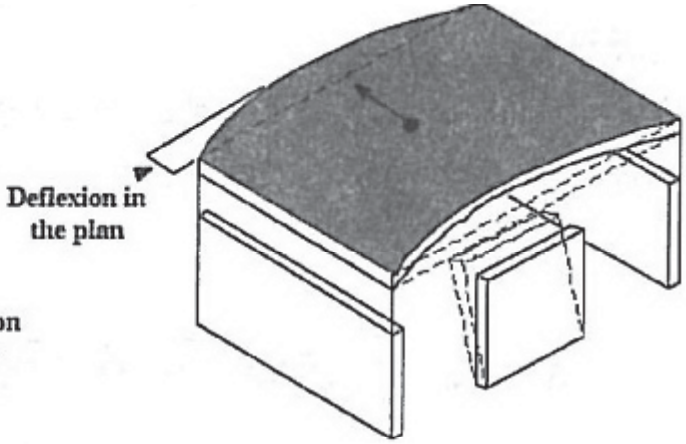
ت) انعطاف پذیری بیش از حد سازه

در صورتی که سازه بیش از حد انعطاف پذیر باشد تغییرشکلهای نسبی قابل ملاحظه ای در طبقات مختلف بوجود می آید که برحسب میزان انعطاف پذیری این امر ممکن است منجر به پدیده های زیر گردد.

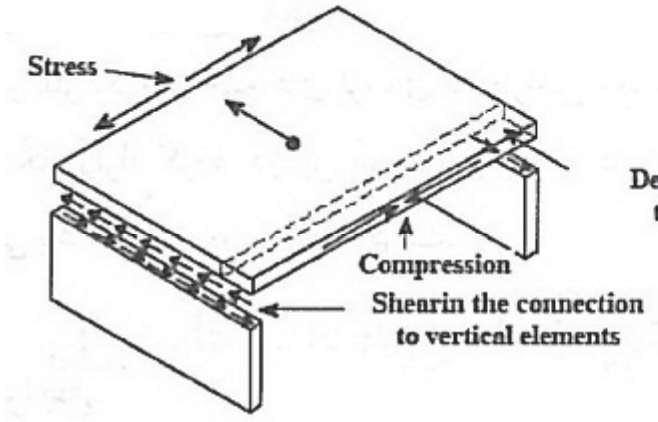
- ایجاد خرابی در اجزای غیر سازه ای
- ناپایداری طبقات انعطاف پذیر یا کل ساختمان
- عدم استفاده از شکل پذیری موجود.

ث) انعطاف پذیری بیش از حد دیافراگم

انعطاف پذیری بیش از حد دیافراگم کف طبقات باعث توزیع غیریکنواخت بار زلزله می شود.



دیافراگم انعطاف پذیر



دیافراگم صلب

دلایل ایجاد دیافراگم انعطاف پذیر

- انعطاف پذیری مصالح دیافراگم(چوب و عرشه های فولادی جز انعطاف پذیرترین مصالحند)

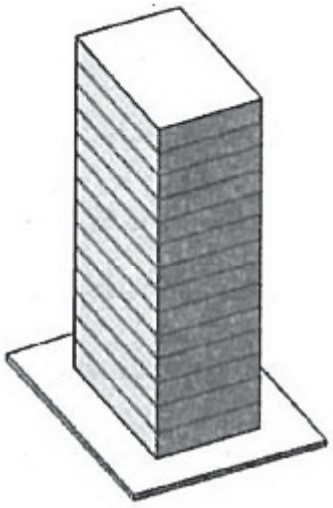
- هرچه نسبت طول به عرض دیافراگم بیشتر باشد تغییرشکلهای درون صفحه افزایش یافته و دیافراگم انعطاف پذیرتر می شود.

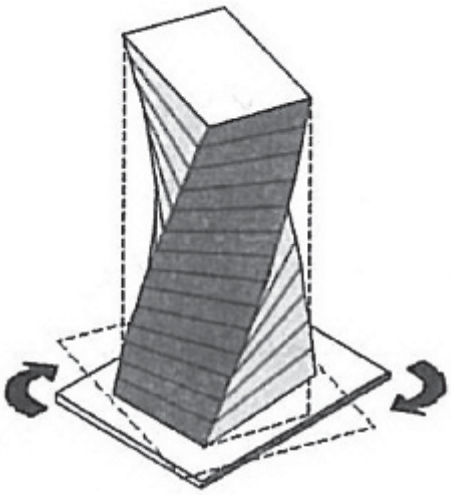
- هرچه اعضای قائم که بارهای جانبی را تحمل می کنند سخت تر باشند منجر به انعطاف پذیری بیشتر دیافراگم می شود.

- وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم باعث انعطاف پذیری دیافراگم می شود.

ج) پیچش

از دلایل عمده خرابی های شدید تحت زلزله، ایجاد پیچش در ساختمان است.

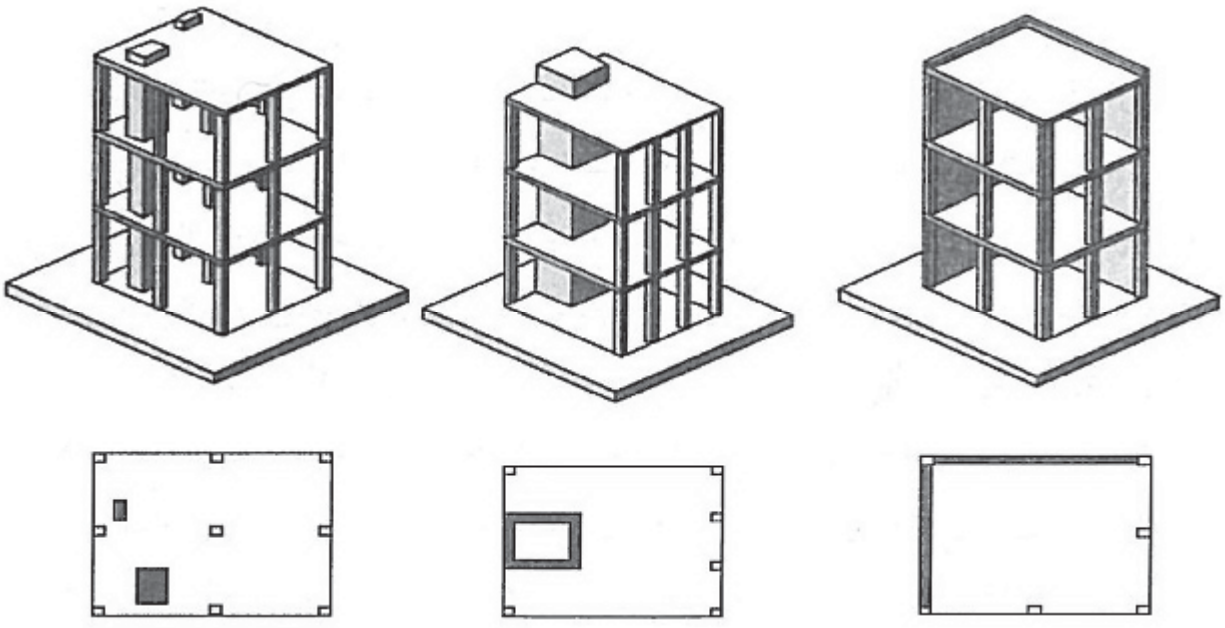




علت وقوع پیچش وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی می باشد که بدلایل زیر به وجود می آید.

- قرار گیری نامتقارن اعضای قائم
- قرار گیری جرم های بزرگ به صورت نامتقارن

بطور کلی توزیع نامناسب جرم و سختی در سازه باعث ایجاد پیچش می شود.



گروه بندی ساختمانها برحسب سیستم سازه ای

سیستمهای سازه ای

- دیوارهای بار بر

فاقد قاب‌های ساختمانی برای باربری قائم می‌باشد. -دیوارهای باربر و یا قاب‌های مهاربندی شده عمدتاً بارهای قائم را تحمل می کنند

مقاومت در برابر نیروهای جانبی به وسیله دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند و یا قابهای مهاربندی شده تأمین می‌شود.

- قاب ساختمانی ساده

بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی با اتصالات ساده تحمل می شود

مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده تأمین می گردد.

- قاب خمشی

بارهای قائم توسط قابهای ساختمانی تحمل می شود.

مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قابهای خمشی تأمین می‌گردد.

- دوگانه یا ترکیبی

بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی تحمل می‌شوند.

مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قابهای خمشی صورت می‌گیرد.

قابهای خمشی مستقلاً قادرند حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند.

- سایر سیستمها

نوعی سیستم سازه‌ای است که با سیستم‌های معرفی شده متفاوت باشد.

ویژگی‌های این سیستم‌ها از نظر باربری قائم وجانبی باید بر مبنای آئین‌نامه‌ها و تحقیقات فنی و یا آزمایشهای معتبر تعیین شود.

محـــــاسبه ساختـــــمانها در برابر نیـــــــروی زلـــــــزله

ملاحظـــــــات کلـــــــی

۲-۱-۲ - محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه، اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار می‌گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضا الزامی است.

۲-۱-۴- 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 می‌شود.

الف- ساختمانهای نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

در موارد الف و ب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، اعمال شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله، می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. در طراحی اجزاء بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند.

تبصره ۱: چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله، در ستون در هر یک از دو امتداد مورد نظر کمتر از ۲۰ درصد بار محوری مجاز ستون باشد، به کارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

تبصره ۲: در مواردی که ترکیب صددرصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته می‌شود، منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند ۲-۳-۱۰، برای نیروی زلزله‌ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می‌شود، الزامی نیست.

۲-۱-۵- 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.

مواردی که ستون در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند عبارتند از:

- ستون گوشه در محل تقاطع دو سیستم مهاربندی

- ستون گوشه در محل تقاطع سیستم قاب خمشی با دیوار برشی
- ستون گوشه در محل تقاطع دو سیستم قاب خمشی
- ستون گوشه در محل تقاطع دو سیستم مهاربندی و قاب خمشی
- ستون گوشه در محل تقاطع دو سیستم دیوار برشی

به عنوان مثال برای طراحی ساختمانهای بتن آرمه برحسب آئین نامه بتن ایران یکی از ترکیبات بارگذاری مورد استفاده به صورت زیر است:

$$D+1.2L\pm1.2E_x \quad , \quad D+1.2L\pm1.2E_{px} \quad , \quad D+1.2L\pm1.2E_{nx}$$
$$D+1.2L\pm1.2E_y \quad , \quad D+1.2L\pm1.2E_{py} \quad , \quad D+1.2L\pm1.2E_{ny}$$

که با لحاظ نمودن بند مذکور علاوه بر ترکیبات فوق ترکیبات زیر نیز می بایست مورد استفاده قرار گیرند:

$$D+1.2L+1.2\left(\pm E_x\pm0.3E_y\right) \quad , \quad D+1.2L+1.2\left(\pm E_y\pm0.3E_x\right)$$
$$D+1.2L+1.2\left(\pm E_{px}\pm0.3E_y\right) \quad , \quad D+1.2L+1.2\left(\pm E_{py}\pm0.3E_x\right)$$
$$D+1.2L+1.2\left(\pm E_{nx}\pm0.3E_y\right) \quad , \quad D+1.2L+1.2\left(\pm E_{ny}\pm0.3E_x\right)$$

E_{px}: نیروی زلزله در جهت x با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت

E_{nx}: نیروی زلزله در جهت x با خروج از مرکزیت اتفاقی منفی

E_{py}: نیروی زلزله در جهت y با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت

E_{py}: نیروی زلزله در جهت y با خروج از مرکزیت اتفاقی منفی

نیـــــروی جانبی ناشـــــی از زلـــــزله

روشهای مورد نظر آئین نامه برای محاسبه نیروی جانبی زلزله موثر بر سازه ساختمان

- تحلیل استاتیکی معادل
- تحلیل دینامیکی(تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی)

۲-۲-۲- روش تحلیل استاتیکی معادل را تنها در موارد زیر می‌توان به کار برد:

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

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

پ- ساختمانهایی که در آنها سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی است به شرط آن که:

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

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

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

سوال: آیا برای سازه ای با مشخصات زیر می توان از روش استاتیکی معادل استفاده نمود؟

ارتفاع قسمت پائین سازه(منظم):۱۵ متر ارتفاع قسمت بالایی سازه(منظم):۵۵ متر

سختی متوسط طبقات تحتانی، ۱۲ برابر سختی متوسط طبقات فوقانی است.

زمان تناوب اصلی برای کل سازه: 1.4 ثانیه

زمان تناوب اصلی برای قسمت فوقانی سازه(بافرض گیردار بودن پایه سازه فوقانی بطور مجزا): 1.3 ثانیه

سوال: آیا در مورد سازه زیر می توان از روش استاتیکی معادل استفاده نمود؟

سختی متوسط طبقات اول و دوم:*500t/cm* سختی متوسط طبقات سوم تا هفتم: *50t/cm*

زمان تناوب اصلی کل سازه:0.6s *زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی با فرض پایه گیردار: 0.55s*

روش تحلیـــــــل استـــــاتیکی معـــــــــادل

۲-۳-۱- حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V = CW$$

V: نیروی برشی در تراز پایه

C: ضریب زلزله

W: وزن ساختمان شامل کل بارمرده به اضافه درصدی از بار زنده

ضریب زلزله با استفاده از رابطه زیر بدست می آید:

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

A : نسبت شتاب مبنای طرح(شتاب زلزله به شتاب ثقلg)

B : ضریب بازتاب ساختمان

I : ضریب اهمیت ساختمان

R : ضریب رفتار ساختمان

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

$$V_{\min} = 0.1AIW$$

درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بامهای شیبدار با شیب ۲۰% و بیشتر*	----
بامهای مسطح یا با شیب کمتر از ۲۰%	۲۰
ساختمانهای مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستانها، مدارس، فروشگاه‌ها و ساختمانهای محل اجتماع یا ازدحام	۴۰
انبارها و کتابخانه‌ها	۶۰
مخازن آب و یا سایر مایعات و سیلوها	۱۰۰

در صورتی که احتمال ماندگار شدن برف برروی این بام‌ها زیاد باشد، درصد مشارکت، مانند بامهای مسطح در نظر گرفته شود.

۲-۳-۲- **تراز پایه**: تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازی در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام وقوع زلزله، از آن تراز به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود. این تراز معمولاً در تراز سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته می‌شود، ولی در مواردی که در قسمت اعظم محیط زیرزمین، دیوارهای حائل بتن مسلح وجود دارد و این دیوارها با سازه ساختمان یکپارچه ساخته می‌شوند، تراز پایه در تراز نزدیک‌ترین کف ساختمان به زمین کوبیده شده اطراف ساختمان در نظر گرفته می‌شود. مشروط بر آن که دیوارهای حائل تا زیر این کف ادامه داده شده باشد.

۲-۳-۳- **نسبت شتاب مبنای طرح** A: نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، براساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲) تعیین می‌شود.

جدول ۲

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	0.35
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	0.30
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	0.25
۴	پهنه با خطر نسبی کم	0.20

۲-۳-۴- **ضریب بازتاب ساختمان *B***: ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۱-الف و ۱-ب) تعیین می‌شود:

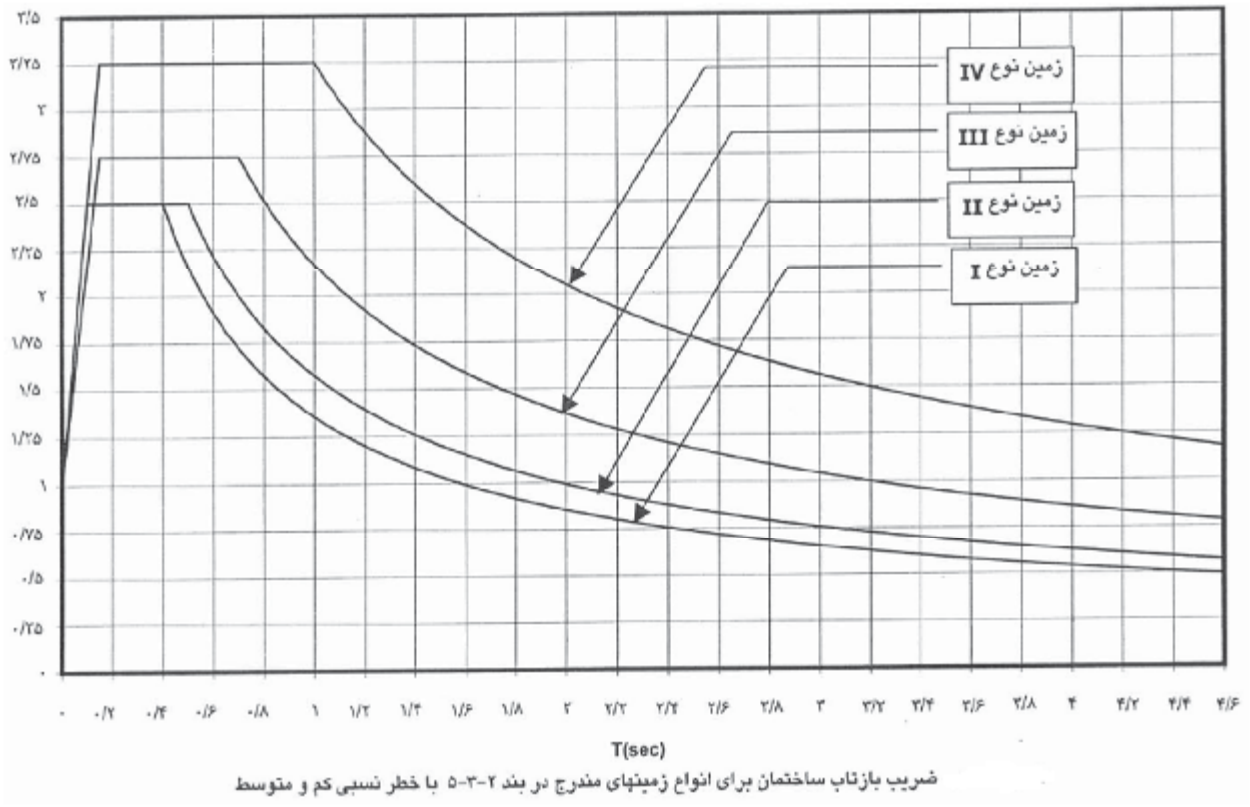
$$B = 1 + S\,(T / T_0) \qquad 0 \le T \le T_0$$
$$B = S + 1 \qquad T \le T \le Ts$$
$$B = (S+1)\,(T_s / T)^{\frac{2}{3}} \qquad T \ge Ts$$

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه

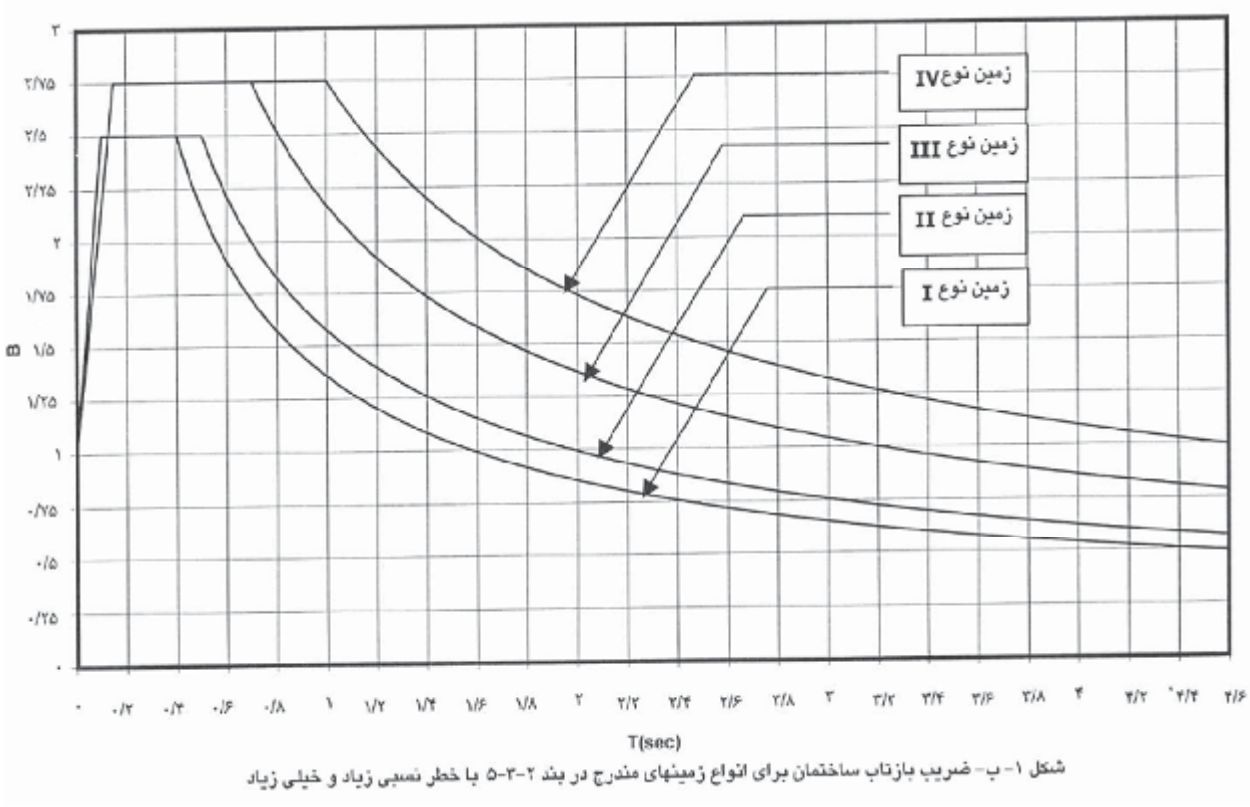
T_0، T_S و S : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها درجدول (۳) و انواع زمینها در بند ۲-۳-۵ مشخص شده‌اند.

جدول (۳)

نوع زمین	T_0	Ts	خطر نسبی کم و متوسط S	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد S
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۷۵



ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۲-۳-۵ با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۱- ب- ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۲-۳-۵ با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

طیف بازتاب B ، مقدار طیف ارتجاعی شتاب کل برای شتاب 1g می باشد و ضریب A، مقدار ضریب شتاب است بنابر این طیف شتاب به صورت زیراست:

$$S_a = A.B.g$$

$$V_e = mS_a = S_a \frac{W}{g}$$:برش پایه ارتجاعی

ضریب بازتاب ساختمان B شامل اثر پارامترهای زیر می باشد:

- اثرات تشدیدکنندگی دینامیکی با توجه به پریود سازه در مقایسه با پریود خاک
- شدت لرزه خیزی

مقدار ضریب بازتاب در خاکهای نرم و بویژه در پریودهای بالا بیشتر است زیرا خاک نرم، دامنه حرکت سنگ بستر را تقویت می کند و هر چه خاک نرمتر باشد این تقویت نیز بیشتر است.

در سازه های بسیار سخت مقدار ضریب بازتاب برابر با واحد است زیرابدون اینکه در ستونها تغییر شکل نسبی رخ دهد، کل سازه با زمین جابجا می شود و شتاب کل سازه با شتاب زمین برابر خواهد بوددر نتیجه ضریب بازتاب برابر با یک خواهد بود.

۲-۳-۵- طبقه بندی نوع زمین: زمین ساختگاه‌ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۴) طبقه‌بندی می‌گردند:

جدول ۴ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	مواد متشکل ساختگاه	حدودتقریبی $\overline{V}_s$ (متر بر ثانیه)
I	الف- سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده‌ای (گنایس‌ها-سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی	بیشتر از ۷۵۰
	ب- خاکهای سخت(شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر از روی بستر سنگی	$۳۷۵ \le \overline{V}_s \le ۷۵۰$
II	الف- سنگهای آذرین سست(مانند توف)، سنگهای سست رسوبی سنگهای دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که بر اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده‌اند.	$۳۷۵ \le \overline{V}_s \le ۷۵۰$
	ب- خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$۳۷۵ \le \overline{V}_s \le ۷۵۰$
III	الف- سنگهای متلاشی شده بر اثر هوازدگی	$۱۷۵ \le \overline{V}_s \le ۳۷۵$
	ب- خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ای و رس با سختی متوسط	$۱۷۵ \le \overline{V}_s \le ۳۷۵$
IV	الف- نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالابودن سطح آب‌زیرزمینی	کمتر از ۱۷۵
	ب- هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد.	

منظور از اثر ساختگاه در نظر گرفتن خصوصیات محل احداث سازه در وسعت حدود چند ده متر تا چند صدمتر و عمق حدود چند متر تا چند ده متر می باشد.

در پریودهای پائین مقدار طیف پاسخ در روی خاک های سخت و سنگ در مقایسه با خاک های نرم بیشتر بوده و در مقابل طیف پاسخ در پریودهای بالا بر روی خاک های نرم، بیشتر از خاکهای سخت است.

۲-۳-۶- زمان تناوب اصلی نوسان: زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می گردد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

- در قابهای فولادی

$$T = 0.08H^{3/4} \qquad (۵-۲)$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T = 0.07H^{3/4} \qquad (۶-۲)$$

۲- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شود.

ب- برای ساختمانهای با سایر سیستم‌ها، در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی،

$$T = 0.05H^{3/4} \qquad (۷-۲)$$

در روابط فوق، H، ارتفاع ساختمان برحسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه آن، ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد.

تبصره ۱:به جای استفاده از روابط تجربی یاد شده می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان T را با استفاده از روشهای تحلیلی و یا رابطه (۲-۸) محاسبه نمود، ولی مقدار آن نباید از 1.25برابر زمان تناوب به دست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

تبصره ۲: در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه‌های بتنی، به منظور درنظر گرفتن سختی مؤثر بر اثر ترک‌خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها 0.5 Ig و برای ستونها و دیوارها Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر 1.5 برابر مقـادیر مندرج در بند ۲-۵-۶ برای مقاطع ترک‌خورده است.

- جداگرهای میانقابی باعث افزایش سختی سازه می گردند و با توجه به رابطه زیر باعث کاهش زمان تناوب می شود.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

- در سیستم های غیر از قاب خمشی معمولاً بادبند و دیوار برشی وجود دارد که باعث افزایش قابل توجه سختی می گردد که طبیعتاً پریود ساختمان کمتر از ساختمان با قاب خمشی است.
- با توجه به سختی بسیار زیاد دیوار برشی یا بادبنددر مقایسه با میانقاب، می توان از سختی میانقابها در تعیین پریود صرفنظر نمود.
- منظور از روشهای تحلیلی برای تعیین پریود سازه، روشهایی است که بر مبنای دینامیک سازه استوار است.

سوال: مطلوبست تعیین پـریود یک سازه قاب خمشی فولادی ۶ طبقه که ارتفاع هر طبـقه برابر ۳ متر بوده و وزن هر طبقه ۱۳۰ تن می باشد. جداگرهای میانقابی مانع حرکت قاب نمی باشند(وزن خرپشته برابر با ۱۲ تن می باشد).

سوال : اگر در سازه ای پریود بدست آمده از روش تحلیلی برابر با *0.402* ثانیه و پریود بدست آمده از روش تجربی مقدار *0.364* ثانیه بدست آید، کدام مقدار را باید برای انجام محاسبات استاندارد ۲۸۰۰انتخاب نمود؟

سوال: در یک ساختمان قاب خمشی بتنی به ارتفاع ۲۵ متر در دو حالت با و بدون میانقاب، مقدار پریود سازه را بدست آورید.

سوال :اگر در سوال قبلی مدل کامپیوتری مقدار پریود سازه را در حالت بدون میانقاب برابر با *1.02* ثانیه نشان دهد، برای تعیین ضریب بازتاب باید از چه پریودی استفاده شود؟

۲-۳-۷- ضریب اهمیت ساختمان، *I* : ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، به شرح بند ۱-۷، مطابق جدول (۵) تعیین می گردد.

جدول ۵- ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

۲-۳-۸- ضریب رفتار ساختمان، R

۲-۳-۸-۱- ضریب رفتار ساختمان دربرگیرنده آثار عواملی از قبیل شکل‌پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، که در آن محدودیت‌های بند ۲-۳-۸-۸ و ۲-۳-۸-۹ رعایت شده باشد، طبق جدول (۶) تعیین می‌گردد. مقادیر این جدول برای سازه‌هایی با روش تنش‌های مجاز طراحی می‌شوند، تنظیم شده است. برای سازه‌هایی که با روش‌های حدی یا مقاومت طراحی می‌شوند مقادیر نیروهای حاصل از این جدول باید مطابق الزامات آن روش افزایش داده شوند.

۲-۳-۸-۲- ساخت ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر از حدود Hm در جدول (۶) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست.

۲-۳-۸-۳- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند انتخاب شود.

۲-۳-۸-۴- در ساختمانهای با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمانها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصراً به دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده اکتفا نمود.

۲-۳-۸-۵- استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمانهای سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

۲-۳-۸-۶- در ساختمانهای بتن مسلح، که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقفها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند ۲-۳-۸-۵ می‌شود.

جدول ۶ – مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
ب- سیستم قاب ساختمانی ساده	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۸	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۷	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
	۵- مهاربندی برون محور فولادی [۵]	۷	۵۰
	۶- مهاربندی هم محور فولادی [۱]	۶	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه [۲]	۱۰	۱۵۰
	۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۲]	۷	۵۰
	۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۲] و [۳]	۴	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه [۱]	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۵]	۷	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۳] و [۴]	۵	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۱۱	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتنی متوسط+دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۸	۷۰
	۳- قاب خمشی فولادی متوسط+دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۸	۷۰
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی برون محور فولادی	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم‌محور فولادی	۹	۱۵۰
	6- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی	۷	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی	۷	۷۰

[۳] استفاده از این سیستم برای ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمانهای «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی‌باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

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

مثال: مقادیر ماکزیمم و مینیمم ضریب برش پایه، C، را برای سازه های ساختمانی تعیین نمایید.

با در نظر گرفتن خاک نوع ۴

$$C_{\max}=\frac{(AB)_{\max} I_{\max}}{R_{\min}}$$

$$(AB)_{\max}=\max\{0.25\times 3.25\ ,\ 0.35\times 2.75\}=0.9625$$

$$C_{\max}=\frac{(AB)_{\max} I_{\max}}{R_{\min}}=\frac{0.9625\times 1.4}{4}=0.337$$

$$C_{\min}=\min\left\{\frac{(A.B)_{\min} I_{\min}}{R_{\max}},0.1A_{\min} I_{\min}\right\}=\min\left\{\frac{(0.2\times 0.25)\times 0.8}{11},0.1\times 0.2\times 0.8\right\}$$

$$=\min\{0.036,0.016\}=0.016$$

در مثال فوق ضابطه بند ۲-۳-۸-۳ نادیده گرفته شده است.

۲-۳-۹ - توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V، که طبق بند ۲-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

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

در این رابطه:

F_i: نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i: وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

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

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

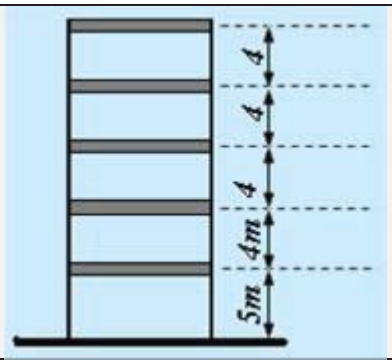
F_t: نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_t=0.07\,TV \qquad (۲-۱۰)$$

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

تبصره: در صورتی که ساختمان دارای خرپشته با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیروی F_t در تراز بام اعمال خواهد شد و در غیر این صورت، نیروی F_t در تراز سقف خرپشته اثر داده می‌شود.

سوال: در سازه زیر برش پایه برابر با ۴۴۲۸کیلونیوتن است، نیروی جانبی وارد بر هر طبقه را تعیین کنید.(وزن تمامی طبقات با هم برابر است)



۲-۱۰-۳- توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۲-۱۰-۳-۱- نیروی برشی زلزله، که براساس توزیع نیروها در بند ۲-۳-۹، در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات، باید طبق بند ۲-۳-۱۰-۲، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییرشکل‌های ایجاد شده در کفها نیز منظور گردد.

۲-۱۰-۳-۲- لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه **i**، بر اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_i = \sum_{j=i}^{n} (e_{ij} + e_{aj}) F_j \qquad (۱۱-۲)$$

در این رابطه:

e_{ij}: برون مرکزی نیروی جانبی طبقه **i** نسبت به مرکز سختی طبقه **i**، فاصله افقی مرکز جرم طبقه **j** و مرکز سختی طبقه i.

e_{aj}: برون مرکزی اتفاقی طبقه **j**، این برون مرکزی طبق ضابطه بند ۲-۳-۱۰-۳ محاسبه می‌شود.

F_j: نیروی جانبی در تراز طبقه j

کلیه عناصر سازه باید برای لنگر پیچشی که بیشترین تلاش را در آنها ایجاد می‌کند، طراحی شوند.

۲-۱۰-۳-۱۱- برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی بند (۱-۸-۱-۱-ث) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}} \right) \quad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۱۲-۲)$$

در این رابطه:

Δ_{max} = حداکثر تغییرمکان طبقه j

Δ_{ave}= میانگین تغییرمکان دو انتهای ساختمان در طبقه

مرکز سختی: محل برآیند سختی های سیستم است و اگر نیروهای خارجی (به غیر از لنگر) به مرکز سختی وارد شوند، در سیستم هیچ چرخشی ایجاد نمی گردد.

نحوه تعیین مرکز سختی

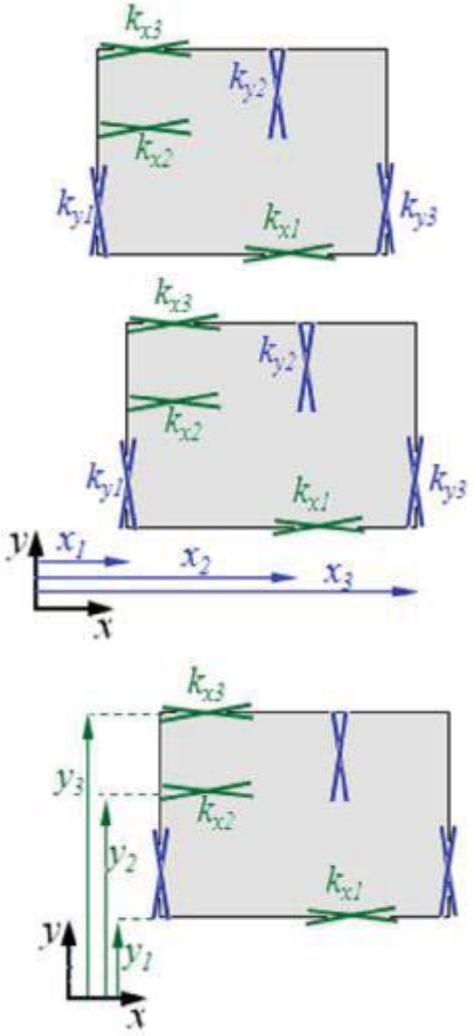
شناسایی اعضایی که در برابر بارهای جانبی ایجاد سختی می کنند

تعیین مقدار سختی جانبی هرکدام از اعضای مذکور (k_{yi} و k_{xi})

تعیین فاصله هرکدام از اعضای دارای سختی جانبی از یک مبدا مختصات دلخواه (x_i و y_i)

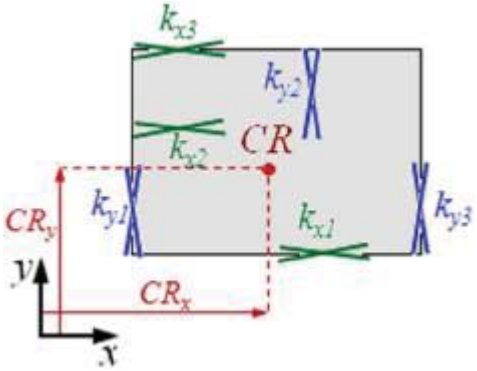
تعیین مختصات مرکز سختی با روابط زیر

$$CR_x = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} k_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^{n_y} k_{yi}} \quad , \quad CR_y = \frac{\sum_{i=1}^{n_x} k_{xi} y_i}{\sum_{i=1}^{n_x} k_{xi}}$$



$$CR_x = \frac{k_{y1}.x_1 + k_{y2}.x_2 + k_{y3}.x_3}{k_{y1} + k_{y2} + k_{y3}}$$

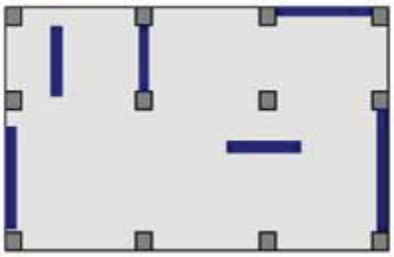
$$CR_y = \frac{k_{x1}.y_1 + k_{x2}.y_2 + k_{x3}.y_3}{k_{x1} + k_{x2} + k_{x3}}$$



نحوه تعیین مرکزجرم

در هنگام وقوع زلزله در هر نقطه ای از سازه که جرم وجود داشته باشد نیروی اینرسی ایجاد می شود.

جرم موجود در هر طبقه از ساختمان به صورت صفحه ای(دیافراگم کف)، خطی(دیوارها) و نقطه ای(ستونها) می باشد.



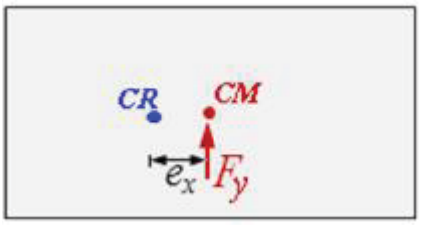
در شکل روبرو پلان ساختمانی متشکل از سقف، دیوارها و ستونها مشاهده می شود، اگر ساختمان تحت اثر شتاب زمین در راستای y قرار گیرد نیروی اینرسی ایجاد شده در عناصر صفحه ای، خطی و نقطه ای به تفکیک رسم می شود

براساس اصول استاتیک می توان نیروهای گسترده وارد بر المانهای صفحه ای و خطی را به یک تک نیروی معادل وارد بر مرکز هندسی هرکدام تبدیل نمود.

و باز هم می توان بر اساس اصول استاتیک کلیه نیروهای وارد بر کف را با یک تک نیروی معادل جایگزین نمود که این نیرو باید در محل مرکز جرم قرار گیرد تا اثر تمامی نیروهای وارد بر طبقه را داشته باشد که محل مرکز جرم بصورت زیر بدست می آید.

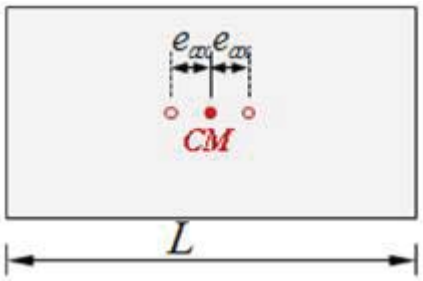
$$CM_x = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i x_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i} \qquad CM_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i y_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i}$$

- با توجه به مباحث فوق می توان نتیجه گرفت که: نیروی جانبی زلزله در هرطبقه به مرکز جرم آن طبقه وارد می شود.
- برای تعیین نیروی ایجاد شده در هرکدام از اعضای سیستم باربر جانبی و طراحی و کنترل آنها می بایست نیروی جانبی زلزله از مرکز جرم به مرکز سختی انتقال یابد.



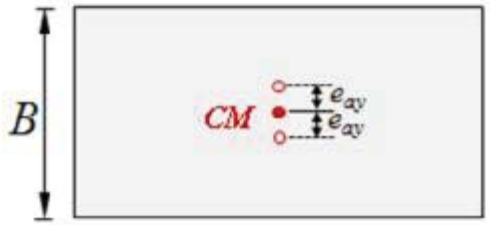
e_x: برون مرکزی نیروی جانبی (مرکز جرم) نسبت به مرکز سختی

e_a: برون مرکزی اتفاقی نیروی جانبی (مرکز جرم) نسبت به مرکز

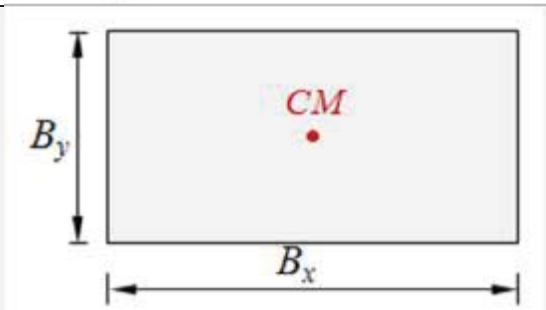


سختی

$$e_{ax} = 0.05L$$



$$e_{ay} = 0.05B$$



مثال- در پلان نشان داده شده مقدار تغییرمکان جانبی گوشه سمت چپ در زلزله طرح برابر با *0.8* سانتیمتر و در گوشه سمت راست برابر با *1.7* سانتیمتر است. خروج از مرکزیت اتفاقی را در راستای X تعیین نمائید.

$B_x=15m$ $B_y=10m$

کنترل بند ۱-۸-۱-۱-ث

$\Delta_1 = 0.8cm \qquad \Delta_2 = 1.7cm$

$$\Delta_{ave} = \frac{0.8+1.7}{2} = 1.25cm$$

$$\Delta_{\max} = 1.7 > 1.2\Delta_{ave} = 1.2\times 1.25 = 1.5cm \ \ ok.$$

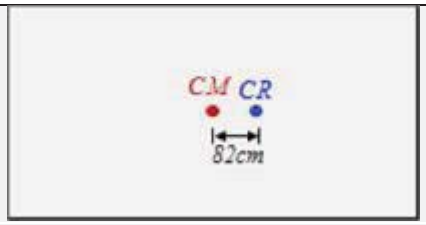
محاسبه ضریب بزرگنمایی برون مرکزی اتفاقی

$$A = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 = \left(\frac{1.7}{1.2\times 1.25}\right)^2 = 1.28 \qquad that: \ 1 \le A \le 3$$

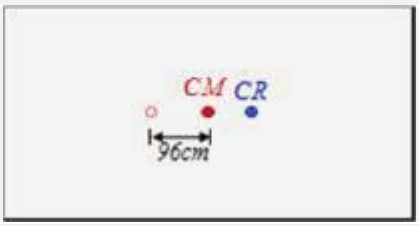
$$e_{ax} = (0.05B_x)\times 1.28 = 0.05\times 1500\times 1.28 = 96cm$$

مثال: در مثال قبلی اگر فاصله بین مرکز جرم و مرکزسختی در راستای X برابر با ۸۲ سانتیمتر باشد (مرکز سختی در سمت چپ

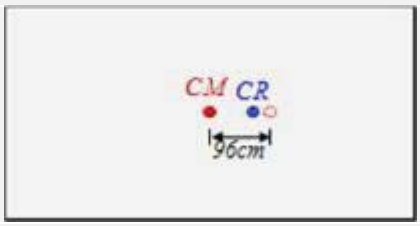
مرکز جرم است)، آنگاه در محاسبات لرزه ای چه فاصله ای بین مرکز جرم تا مرکز سختی باید در نظر گرفته شود؟



لحاظ نمودن برون مرکزی اتفاقی



$e_x = e + e_a = 82 + 96 = 178cm$



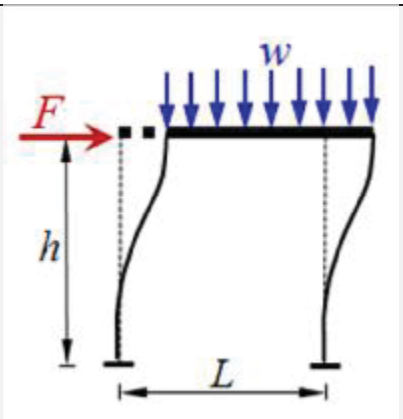
$e_x = e + e_a = 0 + 96 = 96cm$

$\therefore e_x = 178cm$

۲-۳-۱۱- محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

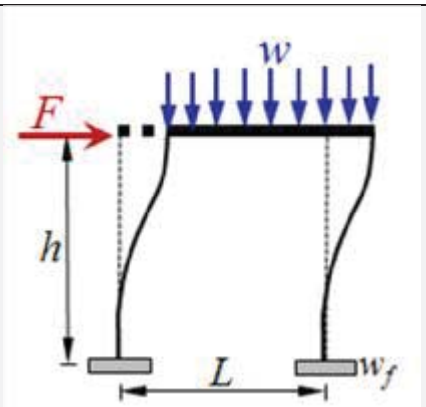
کل ساختمان باید از نظر واژگونی پایدار باشد. لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز شالوده برابر با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی – نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی- باید حداقل برابر با ۱/۷۵ اختیار شود. در محاسبه لنگر مقاوم، بار تعادل برابر بار قائمی است که برای تعیین نیروهای جانبی به کار رفته است. بر این بارها، وزن شالوده و خاک روی آن افزوده می‌گردد. در تراز زیر شالوده این لنگر نسبت به لبه بیرونی شالوده محاسبه می‌شود.

مثال: ضریب اطمینان در برابر واژگونی برای سازه نشان داده شده را محاسبه نمائید..



$$w = 5\ {}^{t}\!/_{m}\ ,\ F = 0.15wL\ ,\ L = 4m\ ,\ h = 3.5m$$

$$S.F. = \frac{wL\left({}^{L}\!/_{2}\right)}{Fh} = \frac{w \times 4 \times \left({}^{4}\!/_{2}\right)}{0.15w \times 4 \times 3.5} = 3.81 > 1.75\ \ ok.$$

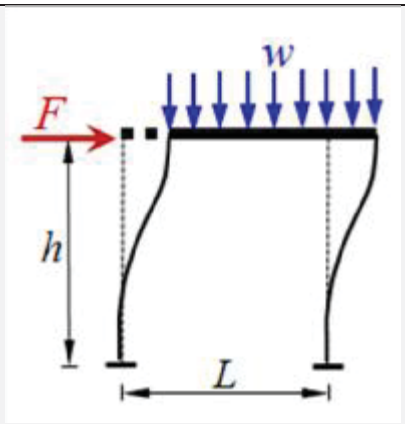


مثال: ضریب اطمینان در برابر واژگونی برای سازه نشان داده شده را محاسبه نمائید..

$$w = 5\ {}^{t}\!/_{m}\ ,\ F = 0.15wL\ ,\ L = 4m\ ,\ h = 3.5m$$

$$w_f = 30ton$$

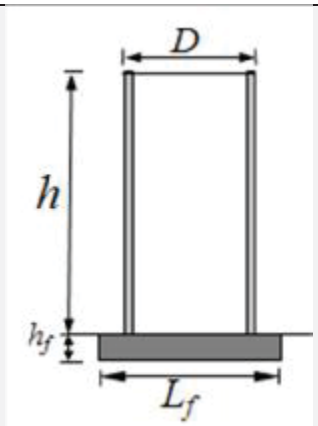
$$S.F. = \frac{wL\left({}^{L}\!/_{2}\right) + w_f L}{Fh} = \frac{5\times 4\times\left({}^{4}\!/_{2}\right) + 3\times 4}{0.15\times 5\times 4\times 3.5} = 4.95 > 1.75\ \ ok.$$



مثال: ضریب اطمینان در برابر واژگونی برای سازه نشان داده شده را محاسبه نمائید..

$$S.F. = \frac{wL\left({}^{L}\!/_{2}\right)}{Fh} = \frac{wL\left({}^{L}\!/_{2}\right)}{Vh} = \frac{wL\left({}^{L}\!/_{2}\right)}{CWh} = \frac{wL\left({}^{L}\!/_{2}\right)}{C(wL)h} = \frac{wL^2}{2C(wL)h} = \frac{L}{2Ch}$$

$$= \frac{L}{2\dfrac{ABI}{R}h} = \frac{LR}{2ABIh}$$

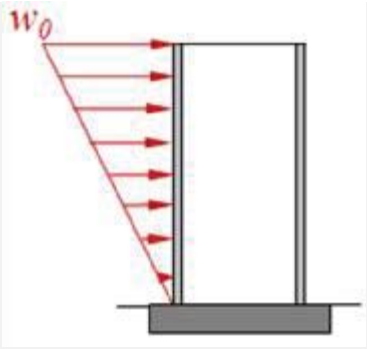


مثال: در شکل زیر یک دودکش نشان داده شده است، ضریب اطمینان در برابر واژگونی را محاسبه نمائید.

ارتفاع دودکش: $h=80m$ ارتفاع پی: $h_f=1.2m$ ،قطرپی دایروی: $L_f=20m$

قطـــرخارجی سازه: $D=10m$ ، ضخـــامت دیواره دودکـــش: $t_w=30cm$بار

جانبی گسترده:$w_0=30t/m$ ، چگالی بتن:$\rho_c=2.4t/m3$



وزن سازه:

$$W = \pi D t_w h \rho_c = \pi\times 10\times 0.3\times 80\times 2.4 = 1810ton$$

وزن پی:

$$w_f = \pi\frac{L_f^2}{4}h_f\rho_c = \pi\frac{20^2}{4}\times 1.2\times 2.4 = 904.8ton$$

$$S.F. = \frac{\left(W + w_f\right){}^{L_f}\!/_{2}}{w_0 h\left(h_f + {}^{h}\!/_{3}\right)} = \frac{(1810 + 904.8)\times {}^{20}\!/_{2}}{3\times 80\left(1.2 + {}^{80}\!/_{3}\right)} = 4.05 > 1.75 OK.$$

مثال: ضریب اطمینان در برابر واژگونی را برای سازه مثال قبل بدون در نظرگرفتن وزن و قطر پی بدست آورید

$$S.F.=\frac{W\,D/2}{w_0 h\left(h/3\right)}=\frac{1810\times 10/2}{3\times 80\left(80/3\right)}=1.42<1.75 \quad NG.$$

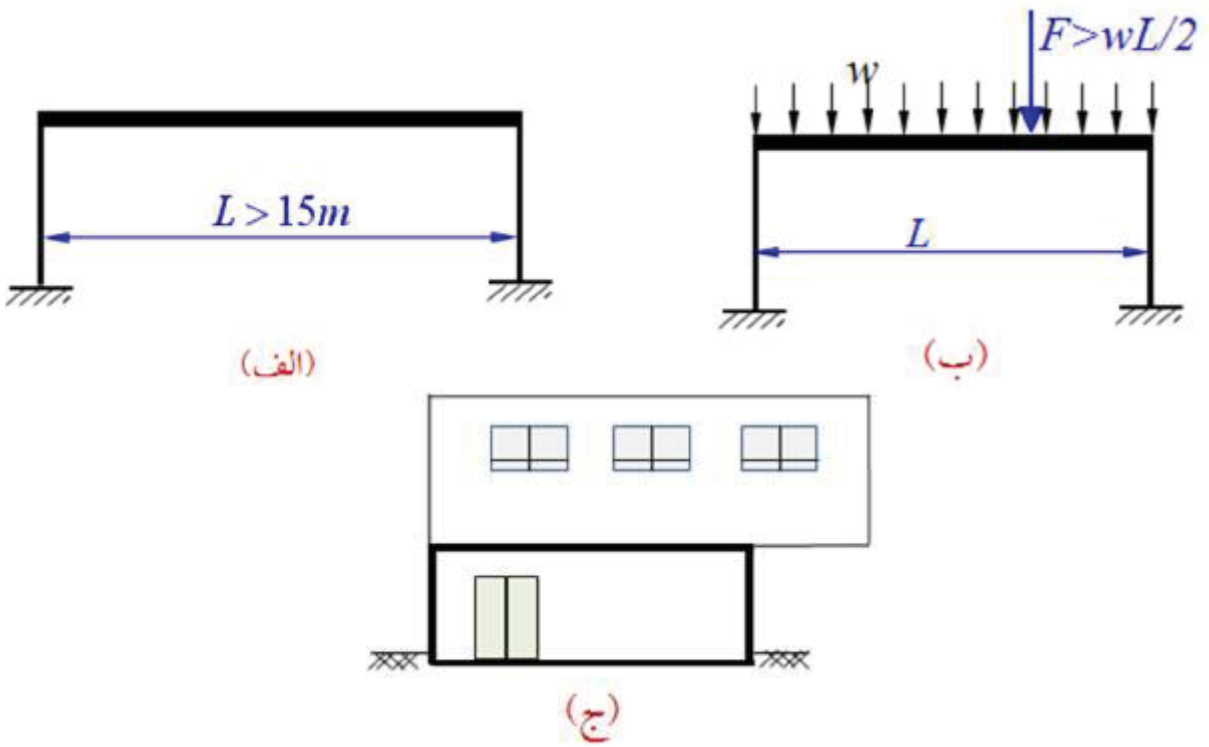
۲-۳-۱۲- نیروی قائم ناشی از زلزله

۲-۳-۱۲-۱- نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

ب- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ج- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.



۲-۳-۱۲-۲- مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه (۲-۱۳) محاسبه می‌شود و برای عناصر بند ج دو برابر مقدار این رابطه منظور می‌گردد، به علاوه، در مورد عناصر بند ج، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V = 0.7AIW_P \qquad (۱۳-۲)$$

W_P: بارمرده بعلاوه کل سربار آن

۲-۳-۱۲-۳- نیروی قائم زلزله، همراه با نیروهای افقی زلزله باید در ترکیبات زیر به کار برده شود.

۱- صددرصد نیروی زلزله، در هر امتداد افقی با ۳۰ درصد نیروی زلزله، در امتداد عمود بر آن و ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد قائم.

E_z نیروی زلزله قائم است. علامت ± فقـــــط مربوط به بالکنها و پیش آمدگیهایی است که بصورت طره ساخته می شوند.

$$\pm E_x + 0.3\left(\pm E_y \pm E_z\right)$$
$$\pm E_y + 0.3\left(\pm E_x \pm E_z\right)$$

۲- صددرصد نیروی زلزله، در امتداد قائم با ۳۰ درصد نیروی زلزله، در هر یک از دو امتداد افقی عمود بر هم.

$$\pm E_z + 0.3\left(\pm E_x \pm E_y\right)$$

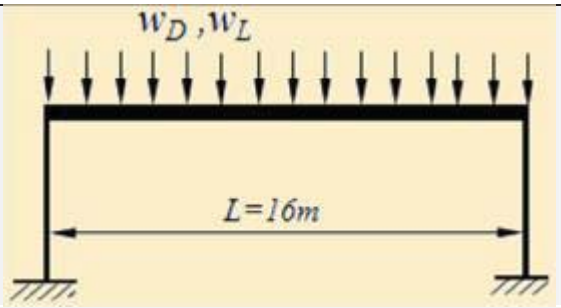
در ترکیبات یاد شده ضابطه تبصره ۲ بند ۲-۱-۴ را می‌توان منظور کرد.

در مواردی که ترکیب صد در صد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ در صد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته می شود منظور کردن برون مرکزی اتفاقیِ موضوع بند ۲-۳-۱۰ برای نیروی زلزله ای که در امتداد مربوط به ۳۰ در صد اعمال می شود الزامی نیست.

مثال: در قاب بتنی نشان داده شده ، مقدار بار مرده برابر با ۳ تن بر متر و بار زنده برابر با ۱/۵ تن بر متر است. مقدار نیروی قائم ناشی از زلزله را برای این سازه محاسبه نمائید.

محل احداث سازه : تهران

سازه با اهمیت متوسط محسوب می شود.



$$W_P = (3+1.5)\times 16 = 72\ ton$$
$$F_V = 0.7AIW_P = 0.7\times 0.35\times 1\times 72 = 17.640 ton$$

نیروی قائم زلزله در واحد طول

$$E_z : w_E = \frac{17640}{16} = 1100\ {}^{kg}\!/_{m}$$

روش تحلیـــــــــل دینامیـــــــــکی

۲-۴-در این روشها نیروی جانبی زلزله، با استفاده از بازتاب دینامیکی که سازه بر اثر «حرکت زمین» ناشی از زلزله، از خود نشان می‌دهد، تعیین می‌گردد. این روشها شامل روش «تحلیل طیفی» و روش «تحلیل تاریخچه زمانی» است که جزئیات آنها در بندهای ۲-۴-۲ و ۲-۴-۳ توضیح داده شده است. کاربرد هر یک از این دو روش در ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه اختیاری است.

تبصره: کلیه پارامترهایی که در تحلیل دینامیکی به کار برده می‌شود نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره همان مقادیری هستند که در تحلیل استاتیکی معادل تعریف شده‌اند.

۲-۴-۱- حرکت زمین

حرکت زمین، که در تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند ۱-۱ باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب» و یا «تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب» می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه» مطابق ضوابط بندهای ۲-۴-۱-۲ و ۲-۴-۱-۳، استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند ۲-۴-۱-۴، را ملحوظ داشت.

استفاده از هر یک از این طیف‌ها برای کلیه ساختمانها اختیاری است. تنها در مورد ساختمانهایی که طبق بند ۲-۲-۳ مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، به کارگیری طیف طرح ویژه ساختگاه الزامی است.

الف- ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که برروی زمین نوع IV، جدول (۴)، ساخته می‌شوند.

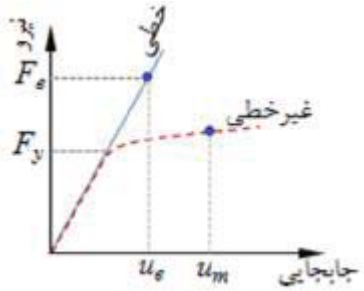
ب- ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که برروی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

پ – ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که برروی زمین‌های IIو III، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

۲-۵- تغییرمکان جانبی نسبـــــی طبقات

۲-۵-۱- تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییرمکان‌های مراکز جرم کف در بالا و پایین آن طبقه می‌باشد. این تغییرمکان معمولاً برای زلزله طرح و یا زلزله سطح بهره‌برداری محاسبه می‌شود و با همین نامها عنوان می‌گردد.

۲-۵-۲- تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه، تغییرمکانی است با فرض رفتار خطی سازه، زیر اثر بار جانبی زلزله تعیین شده باشد. این تغییرمکان در زلزله‌های طرح و بهره‌برداری به ترتیب «تغییرمکان جانبی نسبی طرح» و «تغییرمکان جانبی نسبی بهره‌برداری» نامیده می‌شود. در تعیین این تغییرمکان باید اثر عواملی که در سختی سازه مؤثرند از جمله ترک‌خوردگی اعضا در سازه‌های بتن مسلح، موضوع بند ۲-۵-۶، منظور شوند



۲-۵-۳- تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح، یا تغییرمکان جانبی نسبی غیرارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییرمکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیرخطی، در تحلیل آن بدست می‌آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می‌شود، این تغییرمکان را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_W \qquad (۱۴-۲)$$

Δ_M، تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

Δ_W، تغییرمکان جانبی نسبی طرح در طبقه

R، ضریب رفتار سازه

مثال: یک سازه فولادی یک طبقه دارای سختی 10t/cm می باشد. در صورتی که برش پایه زلزله برابر با ۱۰ تن بوده و ضریب رفتار مساوی ۷ باشد ، تغیرمکان نسبی واقعی این سازه چقدر است؟

$$\Delta = \frac{V}{k} = \frac{10ton}{10\,ton/cm} = 1cm \quad \rightarrow \Delta_M = 0.7R\Delta_W = 0.7\times 7\times 1 = 4.9cm$$

۲-۵-۴- تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از P-Δ، موضوع بند ۲-۶، باید در محاسبه تغییرمکانها منظور شده باشد.

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه ۰/۰۲۵ برابر ارتفاع طبقه

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی ۰/۷ ثانیه ۰/۰۲ برابر ارتفاع طبقه

در رابطه بالا مقدار تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با منظور کردن اثر P-Δ است.

تبصره: در محاسبه تغییرمکان نسبی هر طبقه ΔW، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۲-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره ۱ بند ۲-۳-۶ تعیین کرد.

مثال: پریود یک ساختمان مسکونی قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه (شکل پذیری متوسط) را بدست آورید. ارتفاع طبقات ۳ متر است. در صورتی که سازه در تهران و بر روی خاک نوع ۲ بنا شده باشد، مقدار ضریب برش پایه چقدر است؟ اگر مدل کامپیوتری در ETABS بدون اثر میانقاب مقدار پریود را برابر 1.36 ثانیه بدست دهد و بخواهیم محدودیت تغییرمکان مندرج در بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ را بررسی کنیم، ضریب برش پایه چقدر است؟ (میانقابها ممانعتی در برابر حرکت قاب ایجاد نمی کنند)

$$T = 0.08H^{3/4} = 0.08\times 30^{3/4} = 1.025\,\text{sec}$$

$$ETABS: T = 1.36\,\text{sec} > 1.25\times 1.025 = 1.28\,\text{sec} \Rightarrow T = 1.28\,\text{sec}$$

$$A = 0.35 \quad , \quad I = 1 \quad , \quad R = 7$$

$$T_0 = 0.1 \quad , \quad T_s = 0.5 \ , \quad S = 1.5$$

$$T > T_s \longrightarrow B = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right)^{2/3} = (1.5+1)\left(\frac{0.5}{1.28}\right)^{2/3} = 1.336$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35\times 1.336\times 1.0}{7} = 0.067$$

$$T = 1.36 > T_s \longrightarrow B = B = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right)^{2/3} = (1.5+1)\left(\frac{0.5}{1.36}\right)^{2/3} = 1.283$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35\times 1.283\times 1.0}{7} = 0.064$$ ضریب برش پایه برای کنترل تغییرمکان نسبی براساس پریود تحلیلی

۲-۵-۵- تغییرمکان جانبی نسبی در زلزله سطح بهره‌برداری در هر طبقه نباید از 0.005 ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت تنها در مواردی که نوع و نحوه به‌کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیرسازه‌ای به گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییرمکان جانبی بیشتر، بدون خسارات عمده، بر جا بمانند می‌توان تا0.008 ارتفاع طبقه افزایش داد.

۲-۵-۶- در سازه‌های بتن مسلح در تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها0.35 Ig، برای ستونها0.7 Ig، و برای دیوارها 0.35 Ig یا 0.7 Igنسبت به میزان ترک‌خوردگی، منظور کرد. برای زلزله، بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر P-Δ صرف‌نظر کرد.

مثال: ساختمانی با مشخصات زیر موجود است:

- ساختمان مسکونی ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی بتنی متوسط
- ارتفاع طبقات ۳ متر
- محل احداث : تهران
- خاک نوع ۲
- وزن موثر هر طبقه ۲۵۰ تن است.

- سختی طبقه اول با فرض $I_b=0.5I_{gb}$ و $I_c=I_{gc}$ برابر با ۱۹۰تن بر سانتیمتر است.
- مدل کامپیوتری در Etabs با $I_b=0.5I_{gb}$ و $I_c=I_{gc}$ مقدار پریود برابر با 1.19 بدست می دهد

مقدار ضریب برش پایه را محاسبه نمائید

اگر بخواهیم محدودیت تغییرمکان مندرج در بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ را برای طبقه اول بررسی کنیم، ضریب برش پایه چقدر است؟ (میانقابها ممانعتی در برابر حرکت قاب ایجاد نمی کنند)

حل:

$$T=0.07H^{3/4}=0.07\times 30^{3/4}=0.897\sec$$

$$Etabs: T=1.19\sec > 1.25\times 0.897=1.12\sec$$

$$T=1.12\sec$$

$$A=0.35 \quad , \quad I=1.0 \quad , \quad R=7.0$$

$$T_0=0.1 \quad , \quad T_s=0.5 \quad , \quad S=1.5$$

$$T=1.12>T_s \Rightarrow B=(S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right)^{2/3}=(1.5+1)\left(\frac{0.5}{1.12}\right)^{2/3}=1.46$$

$$C=\frac{ABI}{R}=\frac{0.35\times 1.46\times 1.0}{7}=0.073$$

برش پایه طراحی سازه

$$V=0.073\times(10\times 250)=182.5ton$$

محاسبه برش پایه سازه برای کنترل تغییرمکان جانبی نسبی واقعی

$$T_{Etabs}=1.19>T_s \Rightarrow B=(S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right)^{2/3}=(1.5+1)\left(\frac{0.5}{1.19}\right)^{2/3}=1.4$$

$$C=\frac{ABI}{R}=\frac{0.35\times 1.4\times 1.0}{7}=0.07$$

$$V=0.07\times(10\times 250)=175ton$$

کنترل تغییرمکان واقعی در زلزله طرح:

براساس بند ۲-۵-۶ استاندارد ۲۸۰۰، در سازه‌های بتن مسلح در تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها $0.35I_g$، برای ستونها $0.7I_g$، منظور کرد.

$$k_1'=\frac{k_1}{1.5}=\frac{190}{1.5}=126.7\,ton/cm \qquad \Delta_w=\frac{V'}{k_1'}=\frac{175}{126.7}=1.38cm$$

$$\Delta_M=0.7\times 7\times 1.38=6.76cm > 0.02h=0.02\times 300=6cm \;\; N.G.$$

کنترل تغییرمکان در زلزله بهره برداری:

$$V_{ser}=\frac{ABI}{6}W=\frac{0.35\times 1.4\times 1.0}{6}\times(10\times 250)=204.17ton$$

$$\Delta_{w-ser}=\frac{V_{ser}}{k_1}=\frac{204.17}{190}=1.075cm < 0.005h=0.005\times 300=1.5cm \;\; OK.$$

۲-۶- اثـــــــــــــر $P\text{-}\Delta$

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم برروی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییرمکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P-Δ معروف است. این اثر، در مواردی که شاخص پایداری ، در رابطه (۲-۱۵)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P\Delta_w}{Vh}\right]_i \qquad (۱۵\text{-}۲)$$

P_i: مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n، طبقه آخر

Δw_i: تغییرمکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i

V_i: مجموع نیروهای برشی وارد به طبقه i

h_i: ارتفاع طبقه

شاخص پایداری θ_i در سازه‌ها نباید از θ_{max} در رابطه زیر بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدیدنظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{1.25}{R} \le 0.25 \qquad (۱۶\text{-}۲)$$

برای منظور کردن اثر P-Δ در طراحی سازه‌ها، یا می‌توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه‌ها منظور کرد و نیروهای داخلی اعضاء را به دست آورد و یا می‌توان از روش‌های تقریبی عنوان شده در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمود. هم چنین می‌توان روش تقریبی ارائه شده در پیوست (۵) را مورد استفاده قرار داد. در کلیه موارد، تغییرمکان‌های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به کار برده می‌شوند باید تغییرمکان‌های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات، باشند.

تغییرمکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر P-Δ موضوع بند ۲-۵، را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\overline{\Delta}_{Mi} = \frac{\Delta_{wi}}{1-\theta_i} \qquad (۱۷\text{-}۲)$$

و هچنین تغییرمکان نسبی واقعی طبقه یا منظور کردن اثر P-Δ موضوع بند ۲-۶، را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{Mi} = 0.7R\bar{\Delta}_{wi} \qquad (۱۸-۲)$$

مثال: حداقل مقدار سختی لازم برای یک سازه یک طبقه فولادی را با در نظر گرفتن اثر P-Δ تعیین نمائید.

محدودیت تغییرمکان نسبی

$$\bar{\Delta}_M \le 0.025h \rightarrow \frac{\Delta_M}{1-\theta} \le 0.025h \rightarrow \frac{0.7R\Delta_w}{1-\theta} \le 0.025h \rightarrow \Delta_w \le \frac{0.025h(1-\theta)}{0.7R}$$

$$\Delta_w \le \frac{0.025h\left(1-\frac{P\Delta_w}{Vh}\right)}{0.7R} \rightarrow \Delta_w \le \frac{0.025h\left(1-\frac{W\Delta_w}{\frac{ABI}{R}Wh}\right)}{0.7R}$$

$$\Delta_w \le \frac{0.025h\left(1-\frac{R\Delta_w}{ABIh}\right)}{0.7R} \rightarrow \Delta_w \le \frac{0.025h}{0.7R} - \frac{0.025}{0.7ABI}\Delta_w$$

$$\left(1+\frac{0.025}{0.7ABI}\right)\Delta_w \le \frac{0.025h}{0.7R} \rightarrow \left(1+\frac{1}{28ABI}\right)\Delta_w \le \frac{h}{28R} \rightarrow \left(\frac{28ABI+1}{ABI}\right)\Delta_w \le \frac{h}{R}$$

$$\Delta_w \le \frac{ABIh}{R(28ABI+1)} \longrightarrow \frac{V}{k} \le \frac{Ch}{(28ABI+1)} \xrightarrow{C=\frac{V}{W}} \frac{V}{k} \le \frac{Vh}{(28ABI+1)W}$$

$$\Rightarrow \boxed{k \ge (28ABI+1)\frac{W}{h}}$$

محدودیت شاخص پایداری

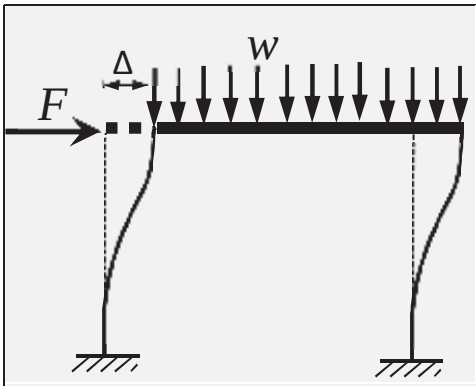
$$\theta \le \frac{1.25}{R}$$

$$\theta = \frac{P\Delta}{Vh} \xrightarrow{\Delta=\frac{V}{k}\rightarrow\frac{V}{\Delta}=k} \theta = \frac{P}{kh} \rightarrow \theta = \frac{W}{kh} \le \frac{1.25}{R}$$

$$\Rightarrow \boxed{k \ge 0.8R\frac{W}{h}}$$

در مجموع

$$k_{\min} = \max\left\{(28ABI+1)\frac{W}{h}, 0.8R\frac{W}{h}\right\}$$



مثال:در شکل زیر ارتفاع طبقه برابر با 5.8 متر است و طول دهانه برابر ۸ متر می باشد. در صورتی که مقدار بار گسترده موجود بر روی تیر ۲۰ تن بر متر و سختی جانبی برابر با 2.7 تن بر سانتیمتر و برش پایه ۸ تن باشد. اثر P-Δ را بررسی نمائید.(R=7)

$$\Delta_w = \frac{8ton}{2.7\ t/cm} = 2.96cm$$

$$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 2.96 = 14.5 \le 0.025h = 0.025 \times 580 = 14.5\ OK.$$

$$\theta = \frac{P\Delta}{Vh} = \frac{P}{kh} = \frac{20 \times 8}{2.7\ t/cm \times 580cm} = 0.102 > 0.1$$

پس اثر P-Δ باید درنظر گرفته شود.

$$\theta = 0.102 < \frac{1.25}{R} = \frac{1.25}{7} = 0.179 \quad OK.$$

$$\overline{\Delta}_M = \frac{0.7 \times 7 \times 2.96}{1 - 0.102} = 16.15cm > 0.025 \times 580cm = 14.5cm\ \ N.G.$$

پس باید سختی سازه افزایش یابد.

مـــــــراجـــــــع

- آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله "استاندارد ۲۸۰۰". ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.
- محمدرضا تابش پور،"تفسیر مفهومی کاربردی آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ویرایش سوم"، نشر گنج هنر، ۱۳۸۵
- حسن مقدم. "اصول مهندسی زلزله(مبانی – کاربرد)" ، نشر فراهنگ، چاپ سوم ، ۱۳۸۴.
- خسرو برگی . " اصول مهندسی زلزله". انتشارات دانشگاه تهران، چاپ چهارم ، ۱۳۸۲.
- نوید سیاه پلو." اصول مهندسی زلزله کاربردی"، نشر فرهنگ متین، ۱۳۸۷.
- *Chopra A.K., "Dynamics of structures". Printince Hall Publication, second edition , 2004.*