بسم الله الرحمن الرحیم

طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله

مدرس: سید علیرضا زارعی
هیات علمی گروه عمران دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

سرفصل :

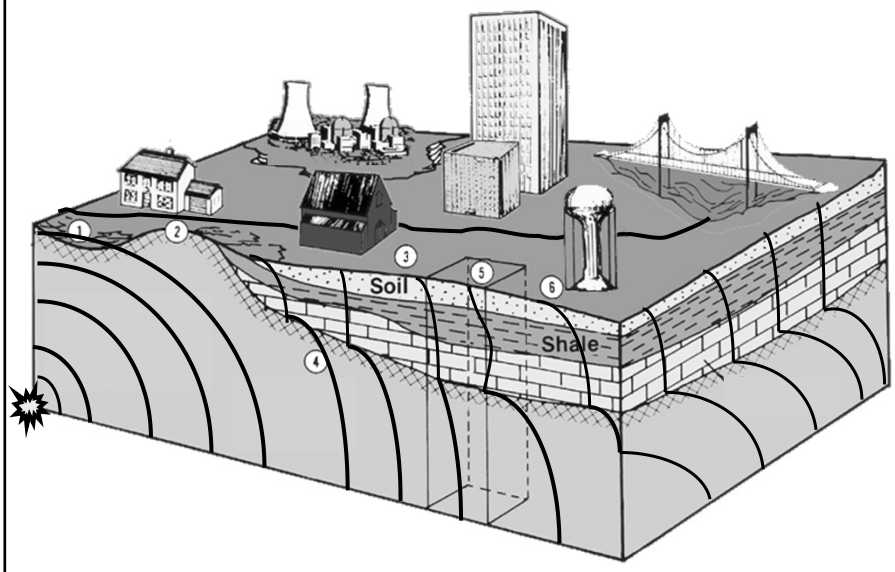
۱-معرفی مختصر بارگزاری لرزه ای
۲-اهمیت طراحی لرزه ای مثال هایی از زلزله های گذشته -رفتار سازه های مختلف در زلزله ها
۳-مفاهیم و اصول تحلیل لرزه ای- نکات آیین نامه ای آنالیز لرزه ای
٤-شکل پذیری درسازه های بتنی
٥-معرفی ضوابط طراحی قاب های خمشی بتنی
٦- معرفی ضوابط طراحی سیستم قاب خمشی و دیوار برشی بتنی
۷-شکل پذیری درسازه های فولادی
۸-معرفی ضوابط طراحی قاب های خمشی فولادی

ارائه و مقاله : یک مقاله مروری از پژوهش های صورت گرفته از موضوعات لرزه ای
۱-رفتار سیستم های پیش ساخته در برابر زلزله۲-رفتار مهاربند های کمانش ناپذیر در زلزله۳-بررسی سیستم های ساختمانی جدید در زلزله (مهار بند های جدید-دیوارهای برشی جدیدو...)٤-ضریب رفتار انواع سازه ها ٥- تحلیل های پوش آور

مراجع:

۱-اصول مهندسی زلزله تالیف حمزه شکیب
۲-مهندسی زلزله حسن مقدم
۳-آیین نامه ۲۸۰۰
٤-مبحث ۹-۱۰ مقررات ملی ساختمان
٥-طراحی سازه های فولادی جلد ٤ مجتبی ازهری
٦-طراحی و تحلیل سازه های بتنی در مناطق زلزله خیز -ادوند بوث ترجمه فربرز ناطق الهی
۷-رفتار و طرح لرزه ای ساختمان های بتن مسلح -عباسعلی تسنیمی

8- Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities - Hugo Bachmann



An earthquake is the motion or trembling of the ground produced by sudden displacement of rock in the Earth's crust. Earthquakes result from crustal strain, volcanism, landslides, and collapse of caverns.

Photo Credit:
National Geophysical Data Center

Northridge, California Earthquake
January 17, 1994
Magnitude 6.7

Photo Credit: J. Dewey,
U.S. Geological Survey

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

Loma Prieta earthquake,
October 17, 1989
Oakland, California
Magnitude: 6.9

Photo Credit: H.G. Wilshire,
U.S. Geological Survey

Santa Monica Freeway
Northridge earthquake,
January 17, 1994
Magnitude 6.7

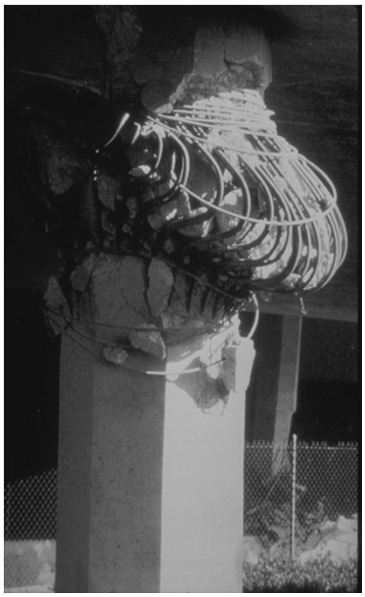


Photo credit: M. Celebi,
U.S. Geological Survey

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

Izmit (Kocaeli) earthquake, August 17, 1999
Izmit, Turkey
Magnitude 7.4

Photo Credit: National
Geophysical Data Center

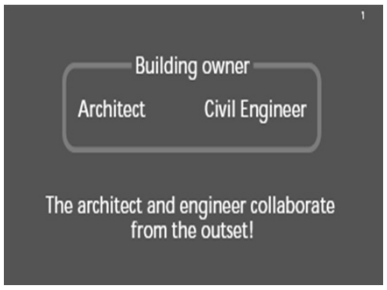
Lecture_7_Earthquake_Effects

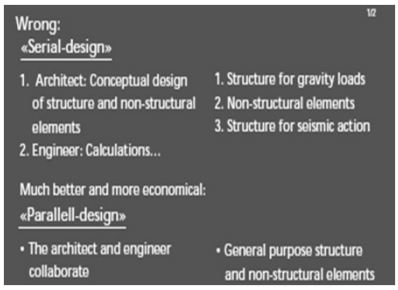
درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

Lecture_1_Seismolgy_Introduction

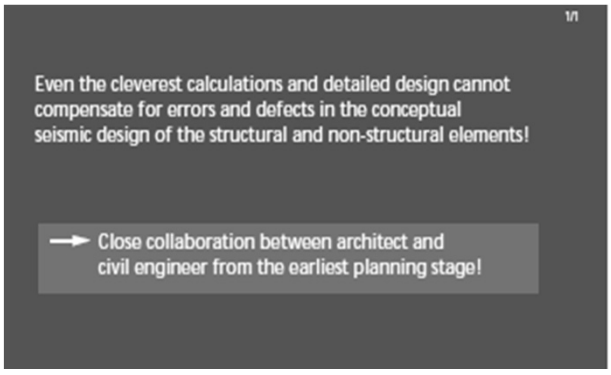
BASIC PRINCIPLE 1

همکاری مهندسان معماری و سازه از شروع کار طراحی





درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان



BASIC PRINCIPLE 1

حتی بهترین محاسبات و دقیق ترین طراحی نمی تواند اشتباهات و کمبود های طراحی لرزه ای مفهومی اجزای سازه ای و غیرسازه ای را جبران نماید.

نتیجه

همکاری نزدیک بین مهندس معمار و مهندس سازه باید از اولین مراحل طراحی صورت گیرد.

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 1

انواع طراحی

۱.طراحی سری: روشی است که در آن معمار طراحی مفهومی را انجام داده و نوع و مصالح غیر سازه ای و المان های نما را قبل از محاسبات مهندس سازه انتخاب نماید

نتیجه :

این نوع طراحی نامناسب و فاقد کارایی است.

BASIC PRINCIPLE 1

طراحی موازی : در این روش مهندسان معمار و سازه به طور موازی وبا در نظر گرفتن نیاز های زیبا شناسانه و عملکردی ,سازه ای ایمن کارآمد و اقتصادی (چند منظوره)را در برابر نیرو های ثقلی و لرزه ای طراحی می نمایند.

نتیجه:

طراحی اقتصادی تر و اندیشمندانه و به نفع مالک است.

BASIC PRINCIPLE 2

مقررات لرزه ای آیین نامه ها را رعایت کنید.

2

Internationally harmonized standards:

ISO 3010
International Building Code (IBC)
Uniform Building Code (UBC)
Eurocode 8

National standards:

SIA 261 (Switzerland)
IS 1893 (India)
DIN 4149 (Germany)
PS 92 (France)
....

Follow the seismic provisions of the codes!

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 2

استاندارد های بین المللی:

۱.ایزو 3010 (ISO 3010)

کد ساختمانی بین المللی (IBC)

کد ساختمانی هماهنگ (UBC)

کد اروپایی 8 (EURO CODE 8)

BASIC PRINCIPLE 2

هنوز ساختمان هایی در حال احداث می باشند که در مورد آنها کفایت لرزه ای مطابق آیین نامه های ساختمانی رایج تائید نمی گردد در مورد ساختمان قبل با مصالح بنایی به نظر می رسد که هیچ راهکار مناسبی (نظیر دیوار های سازه ای بتن مسلح) به کار گرفته نشده است

لذا عدم مقاومت کافی در برابر زمین لرزه ممکن است باعث کاهش شدید ارزش ساختمان گردیده و موجب پیگرد قانونی نیز بشود.

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 2

ساختمان هایی که سیستم مهار بندی جانبی در آنها وجود نداشته و یا به میزان زیادی خروج از مرکزیت دارند و یا ساختمان های دارای ناپیوستگی عموما , نمی توانند شرایط آیین نامه های لرزه ای موجود را ارضاء نمایند و بنا بر این امکان دارد تحت اثر یک زلزله ضعیف نیز دچار آسیب و یا فروریزش گردند.

BASIC PRINCIPLE 3

کاربرد روش های نوین باعث هزینه های اضافی قابل توجه نخواهد شد.

3

The costs of earthquake resistance depends on:

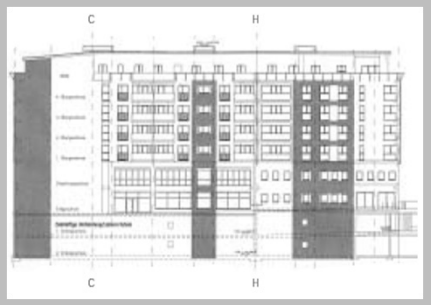
- planning approach
- applied method

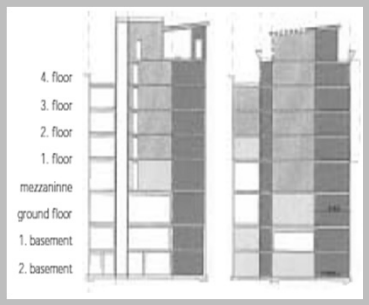
No significant additional costs thanks to modern methods!

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 3

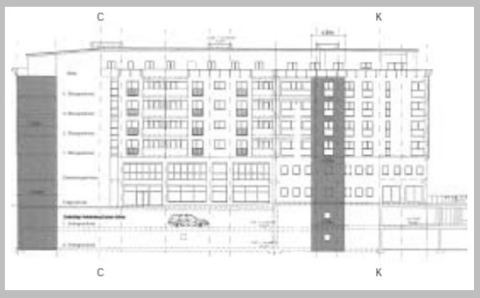
طراحی لرزه ای متداول:

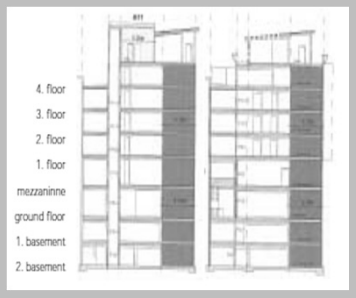




BASIC PRINCIPLE 3

طراحی مفهومی لرزه ای و طراحی بر اساس ظرفیت:





BASIC PRINCIPLE 4

از به وجود آمدن طبقه نرم در طبقه همکف جلوگیری نمایید.

BASIC PRINCIPLE 4

مکانیزم های حرکت جانبی در ساختمان ها اغلب در طبقات همکف نرم اجتناب ناپذیر است .

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 4

در این ساختمان ستون های جلویی حول محور ضعیف ترشان کج شده و ستون های عقب کاملا دچار شکست شده اند. (ازمیت ترکیه ۱۹۹۹)

BASIC PRINCIPLE 4

مکانیزم حرکت جانبی در طبقه همکف یک ساختمان در حال احداث تقریبا باعث فروریزش آن گردید (ایتالیا ۱۹۷۶) .

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 4

این ساختمان مسکونی به علت شکست ستون ها کج شده است (تایوان ۱۹۹۹)

BASIC PRINCIPLE 4

قسمت فوقانی با مهار بندی مناسب ساختمان روی طبقه همکف فروریخت.

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 4

این ها باقیمانده ستون ضلع چپ طبقه همکف ساختمان شکل قبل می باشد.

BASIC PRINCIPLE 4

احتمال دارد که ستون های لاغر واقع در زیر این ساختمان موجود خیلی ضعیف باشند .

چند دیوار سازه ای بتن مسلح کوتاه افقی می تواند کمک شایانی بکند (سوئیس ۱۹۹۸)

BASIC PRINCIPLE 5

از به وجود آمدن طبقه نرم در طبقات فوقانی جلوگیری نمایید.

BASIC PRINCIPLE 5

در این ساختمان اداری نیز یک طبقه بالایی دچار گسیختگی شده است بخش بالایی ساختمان بر روی طبقه زیرین فروریخته کل ساختمان دوران کرده و به سمت جلو کج شده است.

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 5

در این ساختمان تجاری طبقه سوم از بین رفته و طبقات بالایی بر روی آن فرو ریخته اند

(کوبه ژاپن ۱۹۹۵)

BASIC PRINCIPLE 5

همه طبقات بالایی خیلی نرم بودند.

نکات آیین نامه ای طبقات نرم و ضعیف:

طبقه نرم: Soft Story

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

طبقه خیلی نرم: Extreme Soft Story

طبقه ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۶۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۷۰٪ متوسط سختی های سه طبقه روی خود باشد.

طبقه ضعیف: Weak Story

طبقه ای است که مقاومت جانبی آن کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی آن باشد.

طبقه خیلی ضعیف: Extreme Weak Story

طبقه ای است که مقاومت جانبی آن کمتر از ۶۵٪ مقاومت جانبی طبقه روی آن باشد.

ت-نامنظمی در سختی: **طبقه نرم نباشد!**

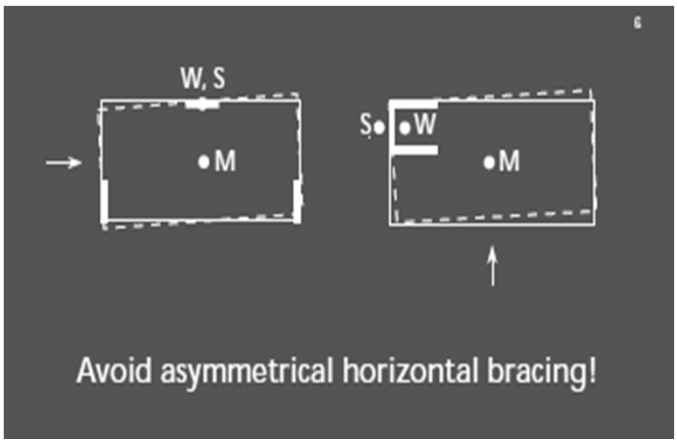
۱-۷-۲- نامنظمی در ارتفاع

ث-نامنظمی در مقاومت: **طبقه ضعیف نباشد!**

تبصره ۱- احداث ساختمان‌های دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع "طبقه خیلی ضعیف" در پهنه‌بندی لرزه‌ای با خطر نسبی متوسط و بالاتر ممنوع بوده و این نوع ساختمان‌ها در مناطق با لرزه‌خیزی کم نمی‌توانند بیش از سه طبقه و یا ۹ متر ارتفاع داشته باشند.

تبصره ۲-در مناطق با خطر لرزه‌ای متوسط و بالاتر، وجود نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "پیچشی شدید" فقط درساختمان‌های واقع بر روی زمین های نوع I، II یا III مجاز است.

BASIC PRINCIPLE 6



از مهاربندی نا متقارن خودداری کنید.

مرکز سختی: Center of Rigidity

مراکز سختی (صلبیت)طبقه، نقطه ای است که چنانچه نیروی برشی طبقه در آن نقطه وارد آید، طبقه تنها تغییر شکل جانبی انتقالی داشته باشد و هیچ گونه پیچش در آن مشاهده نشود.

BASIC PRINCIPLE 6

در این ساختمان اسکلتی جدید که متشکل از دال های تخت و ستون های سازه ای کوچک جهت تحمل بار های ثقلی می باشد تنها سیستم مهار بندی در مقابل نیرو های افقی و تغییر مکان ها یک هسته بتن مسلح اطراف آسانسور و راه پله می باشد که به طور بسیار نامتقارن در گوشه ساختمان قرار گرفته است این مسئله باعث خروج از مرکزیت زیاد بین مرکز جرم و مرکز مقاومت یا سختی ساختمان می گردد.

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

۱-۵-۵ عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله بصورتی 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 هرطبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد باشد.

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد.

در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد،نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود.

نا منظمیهای پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم های کف ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می کند.

۳-۳-۷-۳ 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 می شود. 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 پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمائی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۸-۳)$$

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j

BASIC PRINCIPLE 6

این ساختمان اداری یک دیوار آتشبند سرتاسری در عقب سمت راست و هم چنین
مهار بندی نامتقارن در پشت داشته است. ساختمان به مقدار قابل توجهی چرخیده و ستون های جلویی دچار شکست شده اند .(ژاپن ۱۹۹۵)

BASIC PRINCIPLE 6

در این خانه بخش عقب در یک دیوار آتشبند قوی و سخت با خانه دیگری مشترک است در بخش جلو نمای ساختمان به طور قابل ملاحظه ای نرم تر است به طوری که مراکز مقاومت و سختی در عقب ساختمان واقع شده اند خانه در صفحه افقی به شدت چرخیده ولی فرونریخته است.

BASIC PRINCIPLE 7

از جابجایی دهانه های مهار بندی شده خودداری نمایید.

۱-۷-۲- نامنظمی در ارتفاع

پ -نامنظمی سیستم باربرجانبی: در مواردی که اجزاء سیستم بار بر جانبی در ارتفاع جابه‌جایی درون صفحه ای بیشتر از یک دهانه در طبقه داشته باشد و یا با کاهشی در سختی جانبی در طبقه زیرین روبرو باشد.

BASIC PRINCIPLE 7

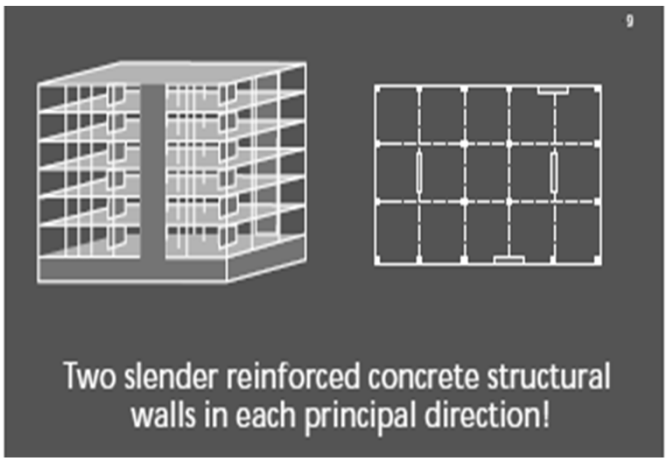
جابجایی افقی دیوار بتن مسلح در صفحه قائم باعث ایجاد تنش ها و تغییر شکل های اضافی بزرگ در سازه در طول زلزله می گردد . این تنش ها شامل نیرو های قائم داخلی بزرگ (ناشی از لنگر واژگونی)نیرو های برشی اضافی بزرگ در دال ها در محل جابجایی و با توضیح نیرو های فونداسیون و ... می باشد.(سوئیس ۲۰۰۱)

BASIC PRINCIPLE 8

عدم پیوستگی در سختی و مقاومت, باعث ایجاد مشکلاتی می شود.

BASIC PRINCIPLE 9

دو دیوار سازه ای بتن مسلح لاغر در هر یک از جهات اصلی در نظر بگیرید.



۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

ث- **نامنظمی سیستم های باربر جانبی غیر موازی:** در مواردی که سیستم قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نبوده ویا نسبت به آنها متقارن نباشد.

۳-۳-۱-۱ ضریب نامعینی سازه ρ

در ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۳ طبقه یا ارتفاع ۱۰ متر از تراز پایه، نیروی برشی پایه در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان باید در ضریب نامعینی ρ مربوط به آن امتداد ضرب شود. این ضریب درصورتیکه شرایط بندهای الف یا ب زیر اقناع نشده باشد برابر ۱/۲ می باشد. در صورت اقناع یکی از شرایط زیر ضریب مذکور برابر ۱ اختیار می شود.

الف- ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ساختمان در آن‌ها ایجاد می شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بردو سوم ارتفاع طبقه به دست می آید.

ب- هر طبقه‌ای از ساختمان که در آن بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ایجاد شود باید با توجه نوع سیستم سازه-ای ضوابط جدول (۳-۳) را دارا باشد.

جدول (۳-۳) ضوابط استفاده از ρ برابر ۱ برای مواردی‌که بیش از ۳۵٪ نیروی برش پایه در طبقه‌ای از ساختمان ایجاد می‌شود

نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	ضوابط
قاب ساده مهاربندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.
قاب خمشی	از دست رفتن مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.
دیوار برشی	حذف یک دهانه دیوار برشی منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.

تبصره۱: در ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه مقاوم در برابر نیروهای جانبی، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می شود.

تبصره۲ : در محاسبات مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می شود.

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قابهای خمشی تأمین می شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می گردد.

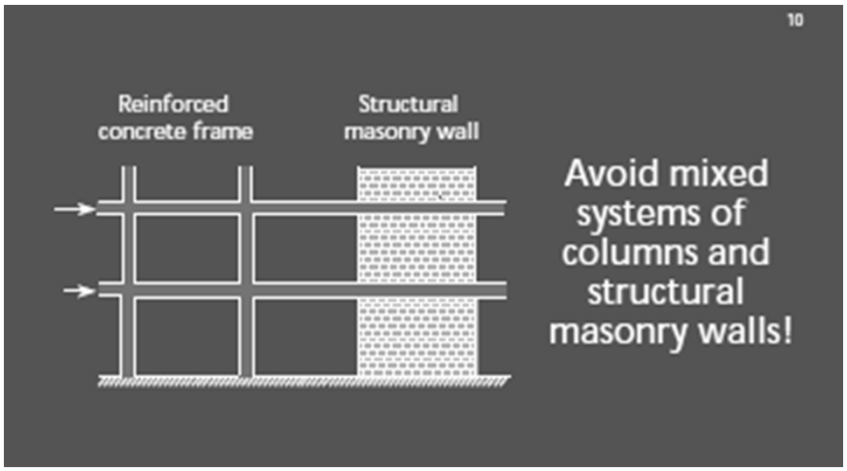
پ- قاب‌های خمشی مستقلاً باید قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی و دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده مستقلاً باید قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی وارد به ساختمان باشند.

تبصره۱: در ساختمان‌های کوتاهتر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می توان دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده را برای ۱۰۰ درصد بارجانبی و مجموعه قاب های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده الزام بند فوق را اقناع نکنند سیستم دوگانه جزء سیستم قاب خمشی به حساب آورده می شود.

BASIC PRINCIPLE 10

از سیستم های ترکیبی متشکل از ستون ها و دیوار های بنایی باربر استفاده نکنید.

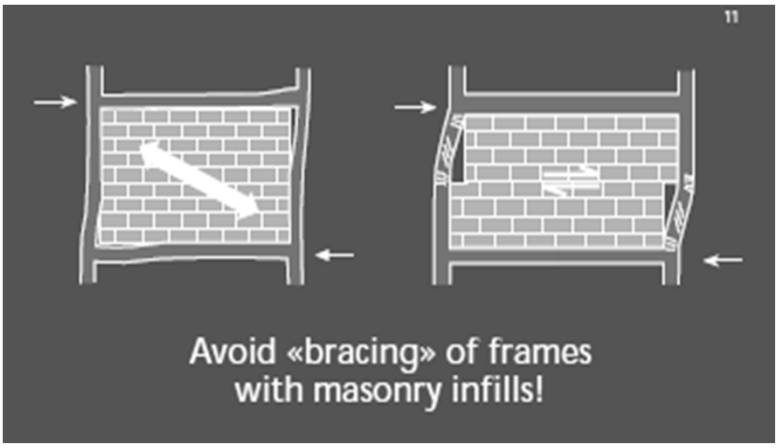


درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

BASIC PRINCIPLE 10

نمونه ای از یک ساختمان با سیستم ترکیبی متشکل از ستون های فولادی و دیوار های باربر بنایی که در زلزله ۱۳۶۹ منجیل دچار فروریزش دیوار ها و بخشی از سقف شد.

از ((مهار نمودن)) قاب ها توسط میان قاب های بنایی خودداری کنید.



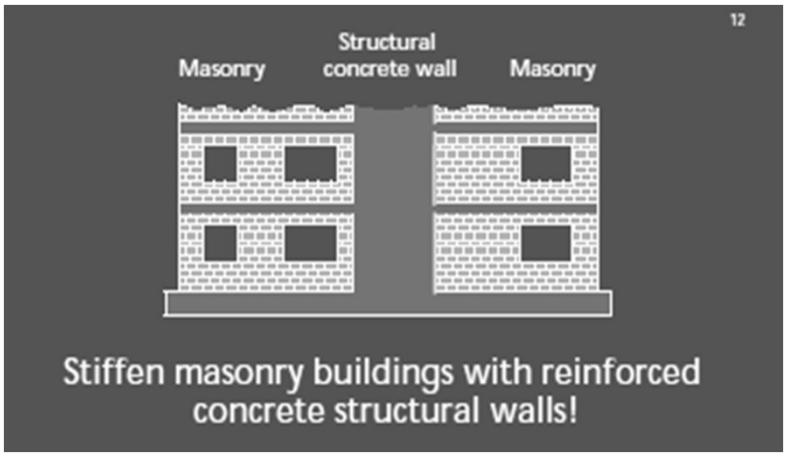
در ساختمان نشان داده شده ستون ها به طرز قابل ملاحظه ای از دیوار های بنایی قوی تر بوده و لذا دیوار ها فروریخته درحالی که قاب برجا مانده است.(ترکیه ۱۹۹۲)

در مورد نشان داده شده دیوار های بنایی از ستون ها قوی تر بودند ,ستون ها دچار صدمه ی شدیدی شده و تا حدودی بریده شده اند با وجود این قاب همچنان سر جای خود ایستاده است.(مکزیک ۱۹۸۵)

در این مورد نیز دیوار بنایی قوی تر بوده و باعث برش در ستون های نسبتا بزرگ گردیده است (ترکیه ۱۹۹۸)

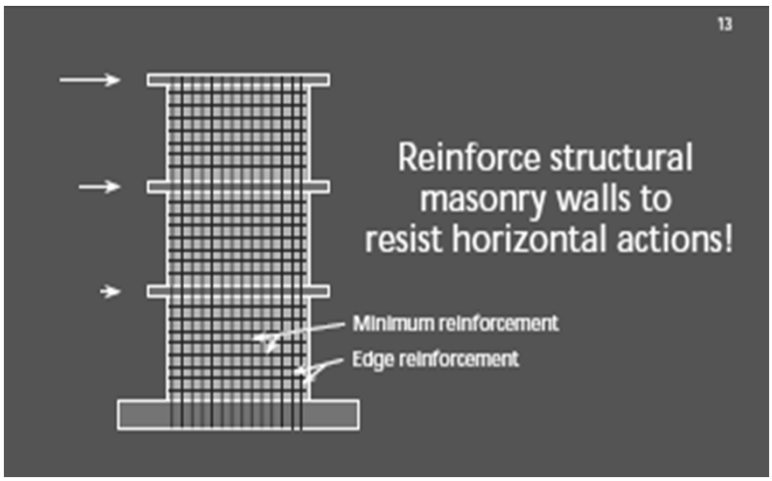
این ترک های قطری به طور معمول بعد از زلزله در میان قاب های بنایی قاب بتن مسلح دیده می شوند.(ترکیه ۱۹۹۹)

ساختمان های بنایی را با استفاده از دیوار های سازه ای بتن مسلح مهار نمائید.

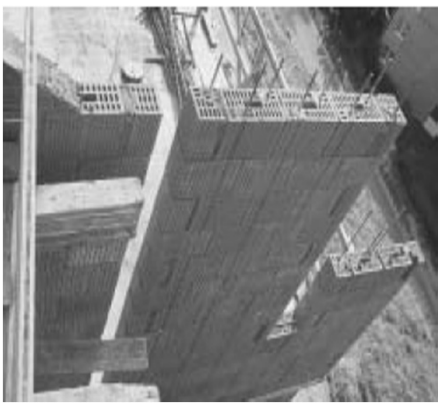


این سازه بنایی ٤ طبقه در هر جهت اصلی با یک دیوار سازه ای بتن مسلح مهار شده است همچنین در هر دو جهت یک دیوار بنایی طویل وجود دارد که حاوی یک لایه افقی فولاد گذاری است که به دیوار بتنی مهر شده است. (سوئیس ۲۰۰۱)

دیوار های بنایی را برای مقابله با نیرو های افقی مسلح نمائید.



در مصالح بنایی مسلح آجر های مخصوص به ویژه برای جایدهی آرماتور ها و پوشاندن آنها مورد نیاز است پیشرفت های جهانی در سیستم های آرماتور گذاری و آجر های مناسب برای این کار در حال انجام است دو تصویر زیر پیشرفت های اخیر را در صنعت آجر رسی نشان می دهد .



درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

این نوع آرماتور گذاری عمودی در بالا و پایین

با آرماتور هایی به شکل U که به اندازه دو ردیف

آجر کاری امتداد یافته اند مهار می شوند نقش این

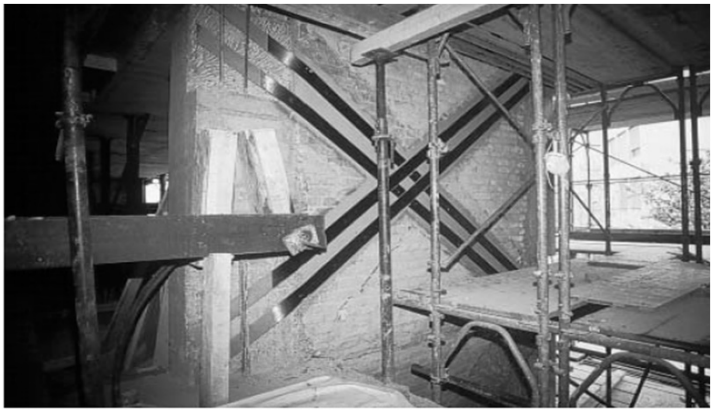
آرماتور ها برای مهار دیوار ها به دال ها و یا دیوار

های پایین تر بسیار مهم است.

(سوئیس ۱۹۹۸)

پیش تنیدگی قائم نیز می تواند عملکرد لرزه ای دیوار های بنایی را با افزایش قابل توجه بار قائم بهبود بخشد .

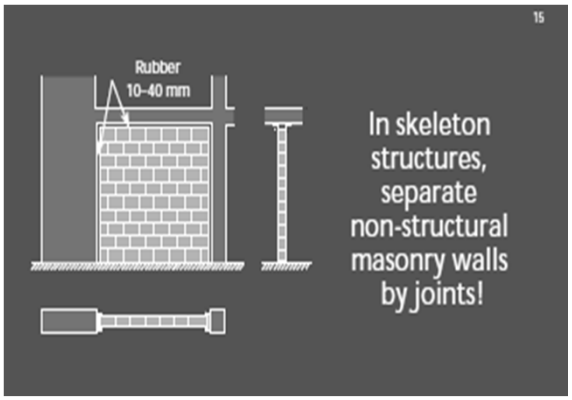
مقاومت و شکل پذیری دیوار های بنایی در ساختمان های موجود را می توان با تقویت نمودن توسط ورق های الیاف کربن و یا ورق های فولادی بهبود بخشید .



دیوار های طبقه بالا که بار قائم کمی را تحمل می نمودند به صورت (خارج از صفحه)فروریختند.

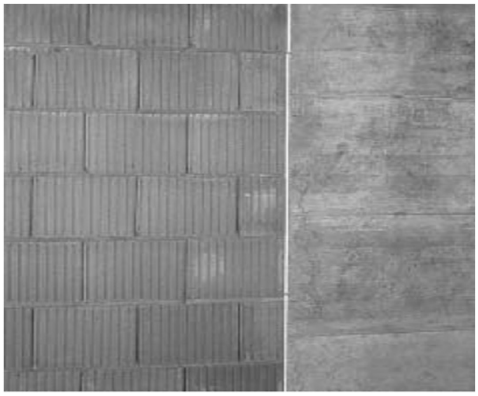
آرماتور گذاری پیش تنیدگی قائم و یا صفحات چسبیده شده نیز می توانند جلوی چنین شکستی را بگیرند.

در سازه های اسکلتی دیوار های بنایی غیرسازه ای را با درز جدا کنید.

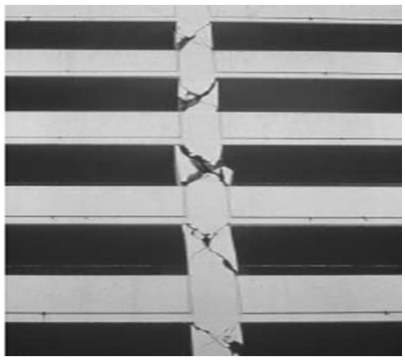


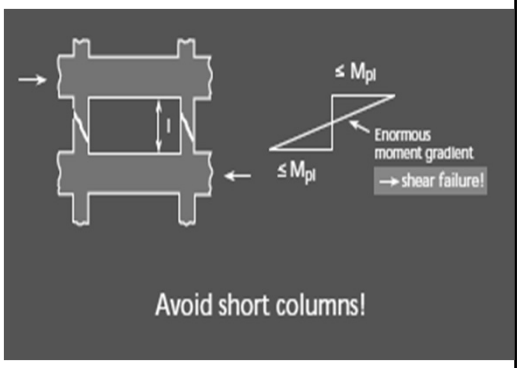
در اینجا یک درز عمودی دیوار بنایی را از ستون بتن مسلح جدا می کند اما احتمالا عرض درز بسیار کم است .(سوئیس ۱۹۹۴)

این درز بین یک دیوار بنایی و یک دیوار سازه ای بتن مسلح با استفاده از ورقه های پلی استایرین منبسط شده پر شده بود . اما استایروفوم برای تغییر مکان های ناشی از زلزله خیلی سخت است :لاستیک نرم مصالح مناسب تری خواهد بود.(سوئیس ۱۹۹٤)



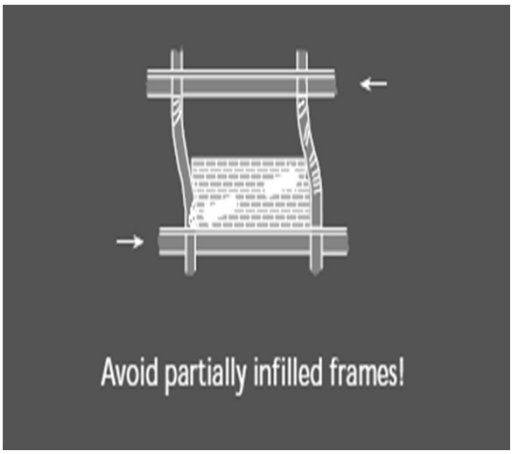
از به وجود آمدن پدیده ستون کوتاه جلوگیری نمائید.





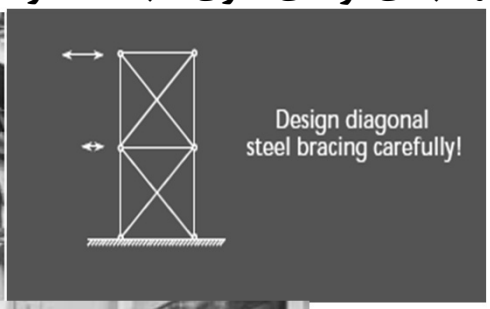
ترک های قطری و شکست های برشی در ستون های کوتاه یک پارکینگ طبقاتی باعث انهدام تقریبی آن گردید .(کالیفرنیا ۱۹۹۴)

از قاب های دارای میان قاب های ناقص اجتناب نمائید.

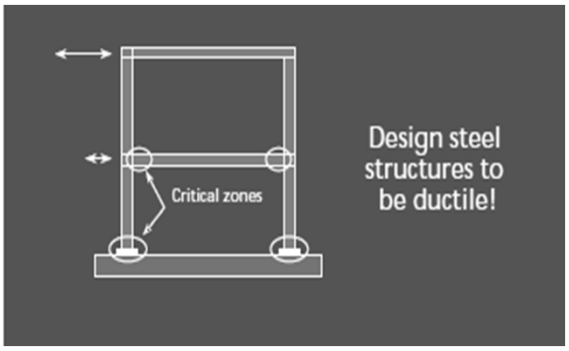


این ستون جزئیات نامناسب آرماتور عرضی را نشان می دهد در هر حال در صورت عدم تاثیر نامطلوب دیوار های میانقاب ستون می توانست عملکرد بهتری داشته باشد .(ترکیه ۱۹۹۹)

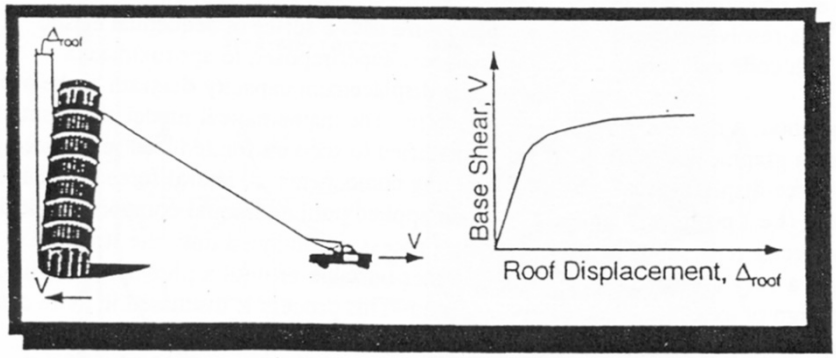
مهار بندی فولادی قطری را با دقت طراحی نمائید.



سازه ها را شکل پذیر طراحی کنید.



تامین ضریب رقتار هر سازه تابع جزئیات نقاط حفاظت شده (بحرانی) آن میباشد.



۲-۵-۱ ضریب رفتار در سازه‌ها

تاریخچه پیدایش و شکل گیری محاسبه ضریب رفتار

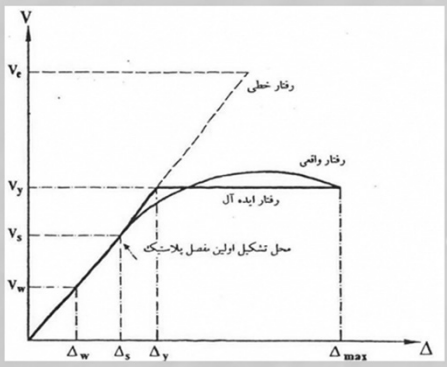
در واقع همه مسائل در مورد ضریب R، با تکمیل پروژه انجمن فن آوری کاربردی آمریکا (ATC-306) آغاز گردید. طی مراحل اولیه پروژه ATC، پیشنهادی برای ایجاد دو روش طرح لرزه‌ای سازه‌ها در دو سطح طراحی حدی و طراحی بهره برداری مطرح گردید. چون این راه حل‌ها برای حرفه مهندسی دشوار به نظر می‌رسیدند، مقرر گردید طراحی در یک مرحله و به صورت استاتیکی خطی انجام شود، با این حال تغییراتی نیز از جمله پذیرش روش طراحی براساس مقاومت نهایی به جای تنش مجاز Rبه وجود آمد.

اولین تلاشهایی که پیرامون ابداع روش محاسبه ضریب رفتار به عمل آمده مربوط به کارهای نیو مارک از دانشگاه ایلینوی می‌باشد. وی در مقاله ای که در سال ۱۹۸۲ به همراه‌هال منتشر کرد، روشی جهت ساختن طیف غیر خطی از روی طیف خطی برای سازه‌های یک درجه آزادی ارائه کرد.

معرفی ضریب رفتار:

ضریب رفتار سازه ضریبی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در بر دارد و نشانگر مقاومت و شکل پذیری پنهان سازه در مرحله غیر ارتجاعی است. به همین دلیل، مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر ضریب فوق محاسبه می‌گردد، و بدین ترتیب مقاومت مورد نیاز سازه کاهش می‌یابد. به همین علت، در بعضی از کارهای تحقیقاتی و آئین نامه‌ها به آن ضریب کاهش نیرو اطلاق می‌شود و معمولاً با R نشان داده می‌شود. این ضریب به عوامل مختلفی بستگی دارد که مهمترین آنها عبارتند از: ظرفیت شکل پذیری سازه، زمان تناوب اصلی سازه، رفتار مصالح (چرخه‌های هیسترزیس)، مشارکت مودهای بالا، مشخصات زلزله، نوع سازه و مقاومت اضافه. با اعمال تأثیر عوامل فوق در تعیین ضریب رفتار می‌توان ان را به واقعیت نزدیک‌تر نمود.

ضریب رفتار سیستم‌های چند درجه آزادی از سه قسمت زیر تشکیل می‌گردد.
قسمت اول آن مشابه سیستم‌های یک درجه آزادی است و معمولاً با R_μ نشان داده می‌شود.
قسمت دوم آن تأثیر عوامل مخصوص سیستم‌های چند درجه آزادی را در بر می‌گیرد و با R_s نشان داده می‌شود.
قسمت سوم مربوط به ضریب تنش مجاز **Y** می‌باشد، که برای کاهش برش پایه به هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه به نیروی طراحی، بر سیستم اعمال می‌شود.
ضریب رفتار (**R**) سیستم‌های چند درجه آزادی از حاصل ضرب R_s ، R_μ و **Y** به دست می‌آید.
همانگونه که در شکل دیده می‌شود رفتار واقعی غیر خطی یک سازه را می‌توان با یک رابطه دو خطی مدل کرد. در این مدل دو خطی، نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و تغییر مکان حد جاری شدن با Δ_y نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در آن برابر V_e خواهد بود. این نیرو به دلیل رفتار غیر خطی سازه به نیروی V_y کاهش می‌یابد.



شکل(۲-۴) منحنی پاسخ کلی سازه (Unag, 1991).

۲-۱۰-٤- ضریب کاهش در اثر شکل پذیری R_μ:

ضریب شکل پذیری برای اعضای سازه‌ای به طور آزمایشگاهی قابل تعیین است.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} = \frac{\text{برش پایه الاستیک سازه}}{\text{برش پایه حد تسلیم سازه}} \qquad (۲-۲)$$

با توجه به مطالعات انجام شده در مورد ضریب کاهش شکل پذیری R_μ مشاهده می‌شود که این ضریب تابعی از دو متغیر اصلی شکل پذیری مورد نظر μ_t (شکل‌پذیری) و پریود سازه می‌باشد (Miranda et all, 1994)، و در محدوده با پریود پایین، این ضریب به صورت خیلی زیاد به پریود وابسته است و برای سازه‌های خیلی صلب ($T \approx 0$) که کاهش نیرو در اثر شکل پذیری غیر ممکن است، این ضریب برابر ۱ است.

۲-۱۰-۵- ضریب اضافه مقاومت R_s :

مقاومت ذخیره شده در سازه از حد اولین جاری شدن سازه V_y تا حد جاری شدن نهایی و ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه V_s، اضافه مقاومت نامیده می‌شود.

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \qquad (۲-۳)$$

عوامل موثر در اضافه مقاومت سازه‌ها عبارتند از :

• توزیع مجدد (بازپخش) نیروهای داخلی در اعضای سازه در محدوده رفتار غیر خطی در اثر وجود نامعینی و شکل پذیری در سازه.

•مقاومت بالاتر مصالح مورد استفاده از مقدار مشخص شده در طراحی،

• اختلاف بین نیروی طراحی اعضاء و مقاومت آنها به علت وجود ضرایب اطمینان مختلف

• دست بالا بودن مقاطع انتخابی

• حداقل ابعاد مورد نیاز آیین نامه‌ای برای اعضای سازه

• مقاومت و سختی لازم برای ملاحظات مربوط به تغییر شکل در اعضاء و تغییر مکان جانبی سازه

• گروه بندی اجرایی اعضای سازه (که باعث به کار بردن مقاطع بزرگتر در طبقات بالاتر سازه است) بـرای آسان‌تر کردن اجرا

• اثر اختلاف در اندازه المان‌های به کار رفته در سازه با مقدار مورد لزوم آن

• نقطه نظرات معماری

• درجه نامعینی سازه

• اثر المان‌های غیر سازه ای

• اطمینان موجود در مدل‌های ریاضی

• سخت شوندگی کرنشی

به عبارت دیگر می توان گفت ، ضریب اضافه مقاومت واقعی سازه بستگی به سه ضریب اصـلی دارد کـه هر کدام از سه ضریب به عوامل مختلفی که در قسمت قبل به آن اشاره شد، بستگی دارد.

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

$$R_s = \Omega_D \times \Omega_M \times \Omega_S \qquad (۲-٤)$$

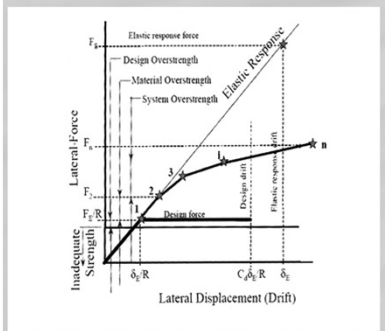
Ω_D : ضریب اضافه مقاومت طراحی

Ω_M : ضریب اضافه مقاومت مصالح

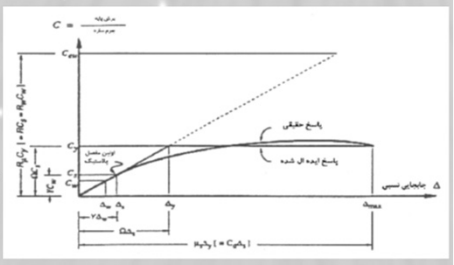
Ω_S : ضریب اضافه مقاومت سیستم

۲-۱۰-٦- روش محاسبه ضـریب رفتـار ناشـی از شکل پذیری به روش یوانگ

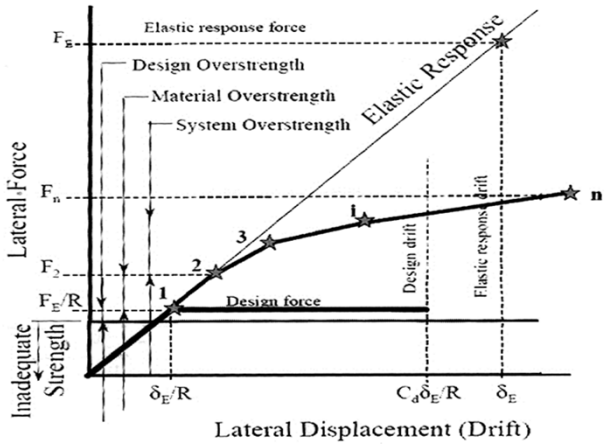
در شکل (۲-٦) رفتار کلی یک سازه بـا یـک درجـه آزادی، به صورت منحنی برش پایه و جابجایی افقی نشان داده شـده است. در این شکل منحنی‌ها بـا رفتـار حقیقـی و رفتـار دو خطی ایده آل شده مشخص شده اند.

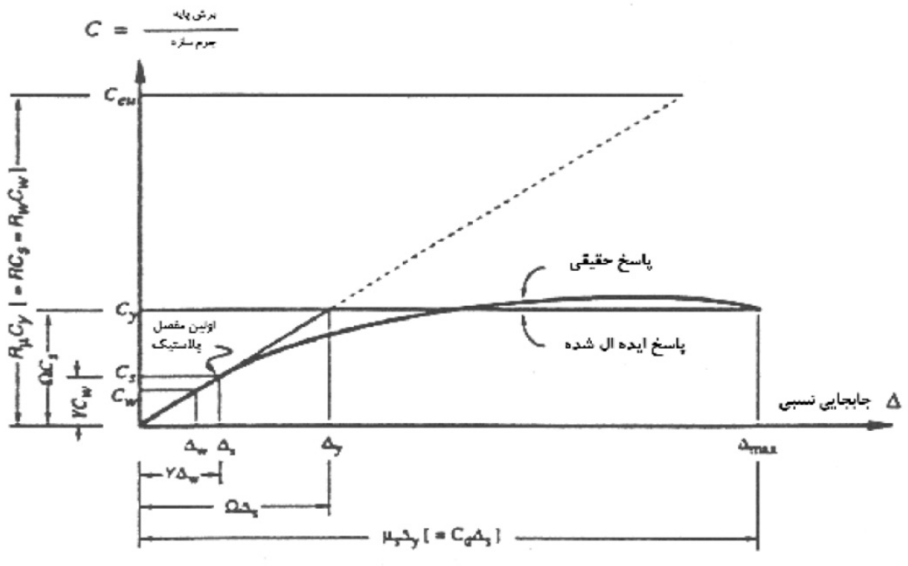


شکل (۲-۵)
پارامترهای موثر در ضریب اضافه مقاومت
(Osteraas & Krawinkler, 1990)



شکل(۲-۶) رفتار حقیقی و ایده آل سازه یک درجه آزادی (Unag , 1991).


Elastic response force
Design Overstrength
Material Overstrength
System Overstrength
Elastic Response
Lateral Force
Design drift
Elastic response drift
Design force
Inadequate Strength
Lateral Displacement (Drift)


پاسخ حقیقی
پاسخ ایده ال شده
اولین مفصل پلاستیک
جابجایی نسبی

۲-۱۰-۷- محاسبه ضریب رفتار

طبق آیین نامه‌های طراحی لرزه ای سازه‌ها، برش پایه برای طراحی برابر است با نسبت برش پایه ارتجـاعی بـرش پایه محاسبه شده براساس رفتار ارتجاعی خطی به ضریب رفتار(R) بنابراین می شود نتیجه گرفت که :

$$R = \frac{V_e}{V_{design}} \quad (۵-۲)$$

مقاومت طراحی سازه‌ها است که باتوجه به روش‌های طراحی در دو حالت زیر قابل محاسبه است :

۱ – روش بار نهایی در آیین نامه بتن ایران و در آیین نامه **ACI**و ضرایب بار مقاومت در آیین نامه **AISC**، **LRFD**

۲ – روش بار مجاز در آیین نامه‌های زلزله **SEAOC**و ۲۸۰۰ ایران

بنابراین باتوجه به دو روش بالا، می توان به ترتیب یکی از دو مقدار V_sیا V_wرا محاسبه نمود. لذا رابطه (۲-۵) را می توان به صورت‌های زیر نوشت :

$$R_u = \frac{V_e}{V_s} \quad (۶-۲)$$

$$R_w = \frac{V_e}{V_w} \quad (۷-۲)$$

که در روابط فوق :

R_u : ضریب رفتار بر مبنای تنش‌های تسلیم

R_w : ضریب رفتار بر مبنای تنش‌های حد مجاز

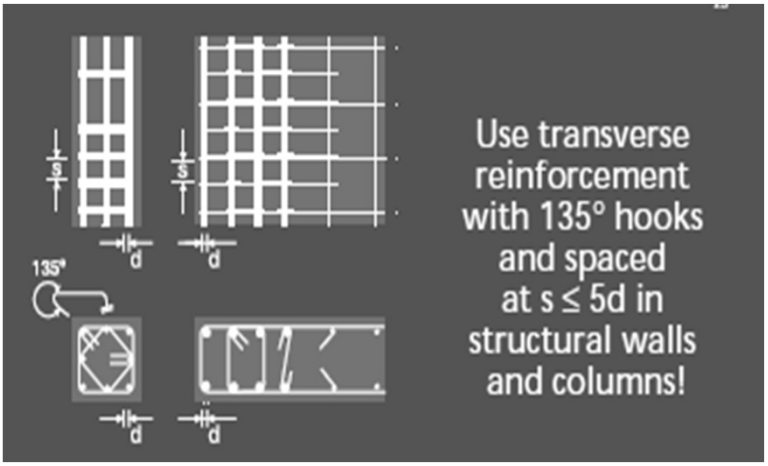
نسبت به را ضریب تنش مجاز (**Y**) می‌نامیم. مقدار این ضریب در حدود [redacted] ارزیابی شده است. آیین نامه **UBC97** مقدار این ضریب را [redacted] پیشنهاد داده است .

$$R_u = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_{ym}} \times \frac{V_{ym}}{V_e} = R_u \times R_s \quad (۸-۲)$$

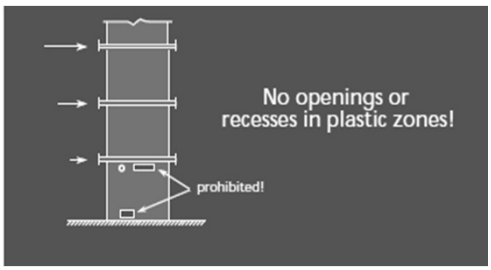
$$R_w = \frac{V_e}{V_{ym}} = \frac{V_e}{V_{ym}} \times \frac{V_{ym}}{V_s} = R_u \times R_s \times Y \quad (۹-۲)$$

ضربه زدن دو ساختمان مشابه با تراز های یکسان کف ها باعث صدمه به نمای ساختمان و هم چنین خرد شدن و غیره در سازه گردیده است .(مکزیک ۱۹۸۵)

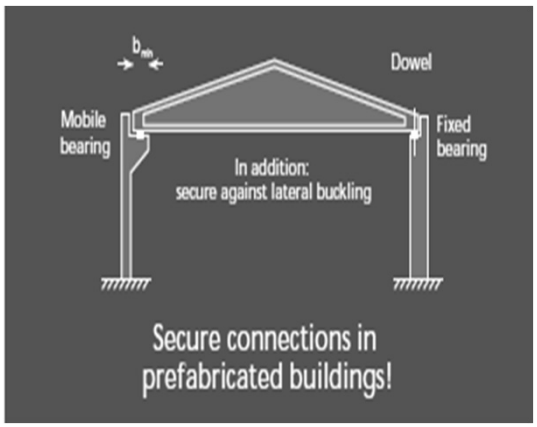
در ستون ها و دیوار های سازه ای , از آرماتور های عرضی با قاب های ۱۳۵° و با فاصله $s \leq 5d$ استفاده نمائید.



ایجاد بازشو و یا فرورفتگی در مناطقی با احتمال تشکیل مفصل پلاستیک مجاز نیست .



اتصالات را در ساختمان های پیش ساخته ایمن نمائید .



میلگرد های انتظار در دستک ستون متعلق به این ساختمان صنعتی پیش ساخته پایداری کافی را تامین ننموده اند سطح تکیه گاه دچار شکست شده و تیر های اصلی (در جهت محور طولی ساختمان)واژگون شدند.

خواص مهندسی و رفتار مصالح

۱-بتن غیر محصور

رفتار بتن در حالت محصور شده و محصور نشده کاملا متفاوت است

بتن مسلح توسط میلگرد های طولی و عرضی محصور میشود.

باید جهت ارزیابی خواص مقاومتی مصالح در مقابل زلزله از منحنی های تنش کرنش بهره گرفت.

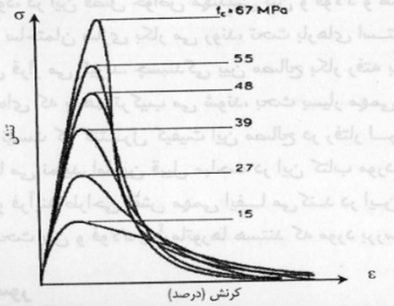
جهت تعیین منحنی تنش کرنش بتن

معمولا از دو سیستم آزمایش استفاده می‌کنند. یکی اینکه بتن را تحت تأثیر بارگذاری تکراری و باربرداری تکراری قرار می‌دهند بدون اینکه جهت اعمال بار تعویض شود. دیگر اینکه بتن را تحت بارهای تناوبی یعنی با تغییر جهت در بارگذاری قرار می‌دهند. هر دو حالت بارگذاری بدلیل اینکه شدت پائینی دارند بصورت استاتیکی است.

رفتار بتن تحت بار یکنوا

رفتار بتن تحت بارهای یکنوا *(Monotonic)*

تاکنون منحنی های مختلفی برای روابط تنش-کرنش بتن تحت بارهای یک محوری از طریق آزمایش بر روی استوانه های بتن غیرمسلح ارائه شده است که در شکل ۱-۱ چنین روابطی برای مقاومت های مختلف ارائه شده است.



شکل ۱-۱- روابط تنش-کرنش نمونه های استوانه‌ای بتن تحت فشار یک محوری

هرچه بر مقاومت بتن افزوده میشود از شکل پذیری آن کاسته میشود.

برای منحنی های تنش-کرنش بتن تحت بارهای یکنوا مدلهای ریاضی یا تحلیلی گوناگونی ارائه شده است که بطور کلی در این مدلها سه بخش مهم برای منحنی تعریف می شود. بخش اول قسمت افزایشی است که تا حداکثر مقاومت بتن را شامل می شود. پس از این مرحله مقاومت بتن کاهش می یابد که قسمت کاهشی نام گذاری شده است. قسمت سوم بنام قسمت افقی نامیده می شود و معمولا در محاسبات وارد نمی شود.

قسمت اول را می توان به دو بخش تقسیم کرد که عبارتند از:
۱- بخش نخستین که معمولا بسیار شبیه خط مستقیم است و رفتار ارتجاعی بتن را تبیین می‌کند. این بخش برای روش طراحی ارتجاعی یا روش مبتنی بر تنش مجاز بکار می‌رود.
۲- بخش دوم که در دامنهٔ تغییرات کرنش تا محدودهٔ ۷۰٪ تا ۱۰۰٪ مقاومت بتن محدود می شود تعریف شده است.

واقعیت این است که رفتار غیرخطی بتن از مقاومت نظیر $0/3f_c$ آغاز می‌شود، زیرا قبل از این مقاومت ترکهای موئینه ناشی از وارفتگی و اثر تغییر حرارت یا عوامل دیگر، در بتن ایجاد شده است.

در قسمت دوم که مربوط به رفتار بتن پس از رسیدن و گذر از مقاومت f_c است، مقدار کرنش با شدت بیشتری افزایش می‌یابد، در حالیکه مقدار تنش کاهش می یابد. این پدیده را بنام رفتار نرم شدگی یا نرم شدگی کرنشی می شناسند. در این وضعیت است که گسترش ناپایدار و سریع ترکهای داخلی آنها را تبدیل به ترکهای عریض تر می کند به نحوی که به راحتی قابل رویت خواهند بود. در طراحی حداکثر تا بخشی از قسمت دوم که توسط کرنش مرحلهٔ نهایی ε_{cu} شناسایی می شود برای رابطهٔ تنش-کرنش در نظر می گیرند، زیرا پس از آن مرحله هرگونه خسارت که بر بتن وارد شود برای مقاومت عضو قابل پذیرش نخواهد بود. این مقدار برای طراحی بسیار ضروری است و آئین نامه‌های مختلف مقادیر مختلفی را ارائه و توصیه کرده اند. مثلا آئین نامه ACI [۱۱] مقدار آنرا ۰/۰۰۳ و آئین نامه BS8110 [۱۲] و EC2 (CEN, 1991) [۱۳] برابر با ۰/۰۰۳۵ در نظر می‌گیرد. لازم به ذکر است در تمام این آئین نامه ها فرض می شود که تنش فشاری بتن تا این مرحله از کرنش کاهش ندارد، ولی این فرض با رفتار واقعی بتن تطبیق ندارد. اما از آنجا که سطح زیر منحنی مفروض در آئین نامه ها کمتر از منحنی واقعی است این فرض چندان اشکالی ایجاد نمی‌کند.

۱-٤- مدول ارتجاعی بتن:

همانگونه که می‌دانیم مقاومت فشاری بتن را بطور معمول یا بر مبنای آزمایشهای شکست استوانه به ارتفاع ۳۰سانتی‌متر و قطر ۱۵ سانتی‌متر و یا نمونه‌های مکعبی به ابعاد ۱۵سانتی‌متر بدست می‌آورند. در این آزمایشها منحنی‌مربوط به تنش - کرنش بتن را غالبا براساس نمونه استوانه‌ای در نظر می‌گیرند. مدول ارتجاعی بتن (E_c) را می‌توان از طریق آزمایش بدست آورد و یا بر مبنای توصیه‌های آئین‌نامه‌ای که آنها نیزمبتنی بر آزمایش های زیادی تدوین شده است محاسبه کرد. باید دانست آنچه حائز اهمیت است، تغییرات E_c بر روی منحنی تنش-کرنش است که برای طراحی بطور معمول مقدارمماس اولیه یا مقدار وتری را در نظر می‌گیرند. آئین‌نامه ACI [۱۱] مقدار مدول ارتجاعی بتن را بر طبق رابطه ۱-۱ پیشنهاد می‌نماید.

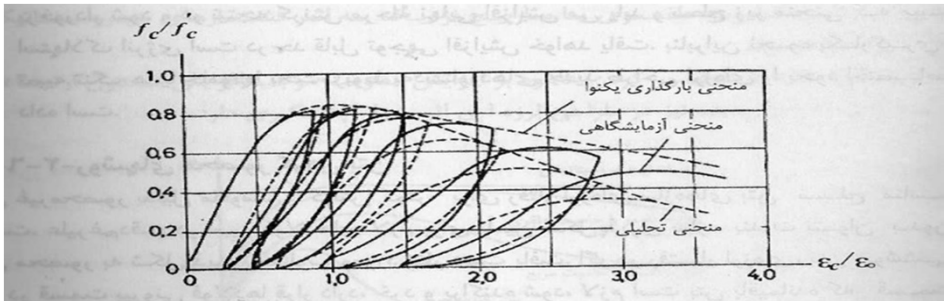
$$E_c = \gamma_c^{1/5}(0/043\sqrt{f_c}) \qquad (1-1)$$

که در این رابطه مقدار f_c و E_c برحسب MPa بوده و γ_c وزن مخصوص بتن و ۱۵۰۰ تا ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب است .برای بتن با وزن‌مخصوص معمولی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مقدار مدول ارتجاعی $\sqrt{f_c}$ ۴۷۰۰ برحسب Mpa بدست می آید.

لازم به یادآوری است در این رابطه مقدار E_c شیب خطی است که کرنش صفر را به تنش فشاری f_c ۰/۴۵ وصل می‌کند. از طرفی مدول ارتجاعی بستگی زیادی به مدول ارتجاعی سنگدانه‌ها دارد.

۱-۵- پاسخ بتن تحت بارهای تناوبی

اگر نمونه های استوانه ا ی بتن غیرمحصور را تحت تأثیر نیروهای فشاری تناوبی قرار دهیم رابطهٔ تنش-کرنش آن در تمام مراحل بارگذاری و باربرداری مطابق شکل ۱-۲ خواهد بود.



شکل ۱-۲- تنش-کرنش نمونه استوانه ا ی بتن تحت اثر بار تک محوری تناوبی فشاری

کارزان و جیرسا [۱۴] در پی مطالعات آزمایشگاهی خود نشان داده اند که شیب منحنی بارگذاری و باربرداری و بارگذاری مجدد با افزایش تغییرشکل غیرارتجاعی، کاهش می یابد که این رفتار حکایت از نرم شدگی کرنشی مصالح در اثر بارهای تناوبی دارد. همچنین ثابت شده است که پوش منحنی ناشی از بارهای تناوبی بر منحنی پیوسته ناشی از بار یکنواخت و یکنوا منطبق است. به عبارت دیگر منحنی تنش-کرنش بتن تحت بار یکنوا و استاتیکی همان پوش منحنی ناشی از بارهای تناوبی است.

۱-٦- بتن محصور

رفتار و مقاومت بتن در حالت عادی و محصور شده تفاوت‌های زیادی با یکدیگر دارند .شیوه محصور کردن بتن‌تأثیر مستقیم در این تفاوت دارد .رفتار غیرارتجاعی بتن با شروع ترک‌های بین دانه بندی و خمیر سیمان یا ملات آن آغاز می شود و این پدیده تأثیر بسیار زیادی بر قسمت دوم منحنی تنش-کرنش بتن می گذارد.

۱-٦-۱- مزایای محصور کردن

محصور کردن بتن دارای دو مزیت اساسی است که بر رفتار لرزه ا ی سازه های بتن مسلح اثر قابل توجهی می گذارد.

۱- افزایش مقاومت بتن. اگر بتن به نحو مناسبی محصور شده باشد و بر اثر نیروهای لرزه ا ی بتن پوششی آن کنده شود، بتن محصور شده بخوبی مقاومت خواهد کرد. باید دانست که معمولا اگر کرنش سطح خارجی به حدود ۰/۰۰۴ برسد بتن پوشش خرد و پراکنده خواهد شد.

۲- محصور شدن بتن باعث می شود تا قسمت دوم منحنی تنش-کرنش آن از شیب کمتری برخوردار شود و در نتیجه کرنش مرحلهٔ نهایی افزایش می یابد و سطح زیر منحنی که مبین استهلاک انرژی است در حد قابل توجهی افزایش خواهد یافت. بنابراین نحوه بکارگیری و تعبیه تنگ ها یا خاموتها بحث‌مربوط به‌دستاوردهای جدید طراحی لرزه‌ای را بخود اختصاص داده است.

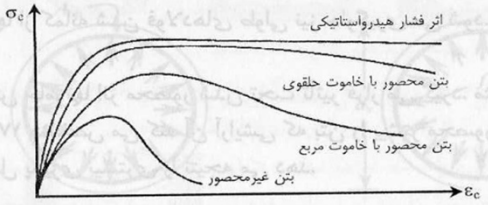
درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

۱-٦-۲-روشهای محصور کردن بتن

بتن غیرمحصور بدلیل مقاومت و کرنش کمتر، برای رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح مناسب نیست. علیرغم‌دقت در تعبیه فولادهای لازم برای تأمین شکل‌پذیری سازه، بندرت بتوان بدون بتن محصور به شکل‌پذیری مطلوب ومورد نظر دست یافت. اگر در رفتار لرزه‌ای، بتن پوششی که در قسمت بیرونی فولادها قرار دارد، خرد و پراکنده شود، لازم است بتن باقیمانده که قسمت عمده‌ای از سازه را تشکیل می‌دهد اولاجبران بخشهایی از بتن از دست رفته رابنماید و ثانیا نیاز شکل‌پذیری سازه را در همراهی با فولاد تأمین کند. چنانچه بقدر کافی فولاد محصورکننده (خاموتها یا تنگها) برای محصور کردن بتن و به ویژه برای ناحیه فشاری تعبیه نگردد، فولادهای اصلی و طولی‌فشاری دچار کمانش شدید شده و مقاومت بتن سریعابه مرحله تخریب نزدیک گشته، که در چنین وضعی سازه فروخواهد ریخت .باید دانست در مقاطعی از سازه که لولای خمیری در آن مقاطع تشکیل می‌شود و تحت اثر بارهای‌محوری هم واقع می‌شوند، باید دارای بتن محصور شده باشند. مانند پای ستونها در قابهای بتن مسلح، که در آنها بایدتغییر شکل غیرارتجاعی تا بدانجا ایجاد شود که لولای خمیری تبدیل به مکانیزم شود.بنابراین با توجه به اینکه همیشه از قاعده ستون قوی و تیر ضعیف باید استفاده کرد، در عین حال ایجاد لولای‌خمیری در پای ستون به نحوی که بتن آن ناحیه کاملا "محصور شده باشد الزامی است.چنانچه بتن غیرمحصور تحت اثر تنشهای فشاری به مرحله مقاومت نهایی برسد، تنشهای کششی جانبی و در نتیجه در آن کرنش کششی جانبی زیادی و پس از آن ترکهای مویی طولی ایجاد خواهد شد

تعبیه فولادهای فرعی بعنوان خاموت یا تنگها، بتن را محصور کرده که در نتیجه مقاومت بتن افزایش یافته و کرنش‌فشاری تا حد قابل توجهی بالاتر رفته و پایداری ناحیه فشاری را بیشتر خواهد کرد و تخریب مقطع به تأخیر خواهد افتاد.

باید توجه داشت که اثر محصور کردن علاوه بر افزایش مقاومت موجب افزایش مدول ارتجاعی نیز شده است که این پدیده نیز در طراحی لرزه ا ی اثر بسیار چشمگیری دارد.



شکل ۱-۳- منحنی تنش-کرنش بتن تحت شرایط مختلف محصور شدن

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

۱-۶-۳- عوامل مؤثر بر محصور کردن

از مهمترین عواملی که بر محصور کردن بتن اثر دارد و باید در مدل های منحنی تنش-کرنش دخالت داده شود عبارتند از:

۱- نسبت حجمی فولادهای عرضی (ρ_h)

این نسبت به صورت حجمی است، یعنی نسبت حجم خاموتها به حجم هسته ا ی است که محصور است. محاسبهٔ‌هستهٔ محصور باید از محور خاموتها در نظر گرفته شود. روشن است که با افزایش‌این‌نسبت‌که‌با ρ_h نشان داده می‌شود، مقاومت وشکل پذیری‌بتن‌محصورنیز افزایش می‌یابد.

۲- مقاومت جاری شدن خاموتها (f_{yh})

کاملا معلوم است که هر قدر مقاومت جاری شدن خاموتها بیشتر باشد، اثر محصور شدن بتن بیشتر خواهد بود زیرا بعنوان یک عامل بازدارنده در تغییر شکل جانبی نقش بسزایی دارد.

۳- مقاومت فشاری بتن (f_c)

قبلا دانستیم که هر قدر مقاومت بتن بیشتر باشد رفتار آن تردتر خواهد بود. لیکن واضح است که شکل پذیری آنهم از بتن معمولی کمتر است.

محصور شدگی در بتن های با مقاومت بالا بیشتر حائز اهیمیت است.

۴- فاصلهٔ خاموتها

یقینا با کم کردن فاصلهٔ خاموتها هسته ا ی که باید محصور شود دارای ابعاد کمتری خواهد بود و بخوبی تحت اثر تنشهای محصورشدگی قرار می گیرد و اثر آن بیشتر می شود. از طرفی با کم کردن فاصلهٔ خاموتها از کمانه شدن فولادهای طولی نیز جلوگیری می شود.

۵- آرایش خاموتها

با توجه به نوع آرایش خاموتها اثر محصور شدن تحت تأثیر قرار می گیرد. مثلا انواع آرایشهای بکار رفته در شکل ۱۷ مشخص می کند آن آرایشی که بتن را بیشتر محصور کند مطلوبتر است یعنی مقاومت و شکل پذیری بیشتری را نتیجه می دهد.

۶- فولادهای طولی

فولادهای طولی نیز به سهم خود در محصور کردن نقش دارند ولی هر قدر آنها بیکدیگر نزدیکتر باشند اثر آنها بیشتر خواهد بود و از افزایش ابعاد جانبی جلوگیری می کنند. نکته دیگر دراین مورد قطراین فولادها است که هرقدر بیشتر باشد اثر آنها در محصور کردن بیشتر است.

۷- شدت بارگذاری

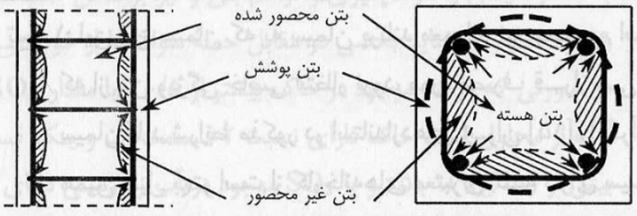
وقتی بحث زلزله و اثر آن بر سازه مطرح است، باید به جای استفاده از شدت بار از نرخ کرنش ($\dot{\varepsilon}$) در اثر بارهای وارده استفاده کرد. همچنانکه قبلا بحث شد چنانچه در شرایط بارهای استاتیکی نرخ کرنش $\dot{\varepsilon}$ افزایش یابد موجب افزایش مقاومت بتن می شود و اگر کاهش یابد مقاومت کاهش یافته و شیب منحنی تنش–کرنش در قسمت کاهشی نقصان می یابد. تاکنون چنین مشخص شده است که بر اثر نیروهای دینامیکی و از آن جمله زلزله، که نرخ کرنش دینامیکی ایجاد می کند گاهی اثر مثبت و گاهی اثر منفی بر بتن محصور خواهد داشت.

۸- توزیع کرنش

توزیع کرنش در مقاطع مختلف اجزاء سازه ا ی بستگی به نوع بارگذاری دارد بطور مثال خروج از مرکزیت بار محوری در ستونها از جمله مواردی است که توزیع کرنش را تحت دستخوش قرار می دهد. اما توزیع کرنش بر بتن محصور شده تأثیری ندارد لیکن شکل پذیری مقطع را تحت تأثیر خود قرار می دهد. اگر خاموتها بصورت حلقوی و یا مارپیچ تعبیه شوند، کشش حلقوی را بخوبی تحمل می‌کنند و از انبساط وترک خوردگی بتن جلوگیری خواهند کرد .این عمل موجب استمرار محصور بودن بتن شده که در شکل ۱–۴ این وضعیت بخوبی نشان داده شده است.

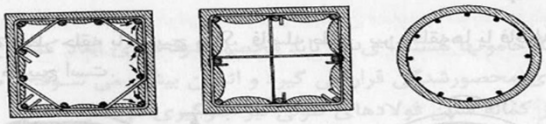
۱-۶-۴- محصور کردن با تنگ ها

در حالتی که خاموتها بصورت مربع تعبیه شده باشند، تمام بتن نمی‌تواند بطور کامل محصور باشد و فقط درنواحی گوشه محصور بودن کامل، ایجاد خواهد شد. زیرا فشاری که از طرف بتن به بخش مستقیم خاموتها وارد می‌شود، تلاش دارد تا آنها را به سمت بیرون خم کند. این پدیده را در شکل ۱–۵ مشاهده‌می‌کنیم و قسمت غیرمحصور با قسمت هاشورخورده مشخص شده‌است.

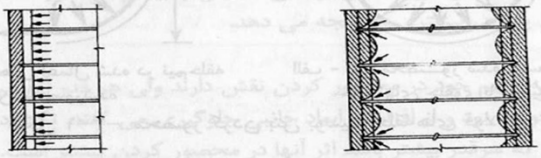


شکل ۱–۵- خاموت غیرحلقوی، بصورت مربع یا مستطیل

برای بیشتر محصور کردن بتن می‌توان خاموتها را هم‌پوشانی کرده و یا اینکه آنها را بصورت متقابل ضربدری یا عمود بر هم در چند مورد بیکدیگر قفل و بست کرد. در شکل ۱-۶ اثر اضافه کردن خاموتها که موجب بیشتر محصور شدن بتن می‌شود نشان داده شده است.



الف-خاموتهای مارپیچ یا مدور ب- خاموتهای مستطیلی بهمراه فولادهای ضربدری ج- فولادهای هم پوش



د- محصور شدن بتن توسط خاموتها هـ - محصور شدن بتن توسط فولادهای طولی

شکل ۱-۶- محصور شدن بتن در مقاطع مختلف توسط خاموتها و فولادهای اصلی

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

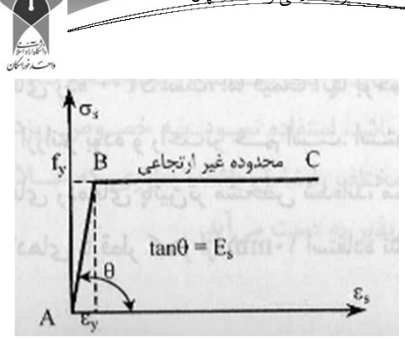
۱-۸- فولادهای مسلح‌کننده

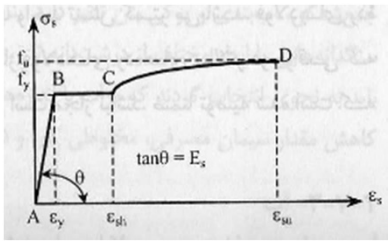
انواع مختلف فولادهای مسلح‌کننده که در ایران مورد استفاده قرار می‌گیرند، همراه با خصوصیات مربوطه در جدول ۱-۱ نشان داده شده است.

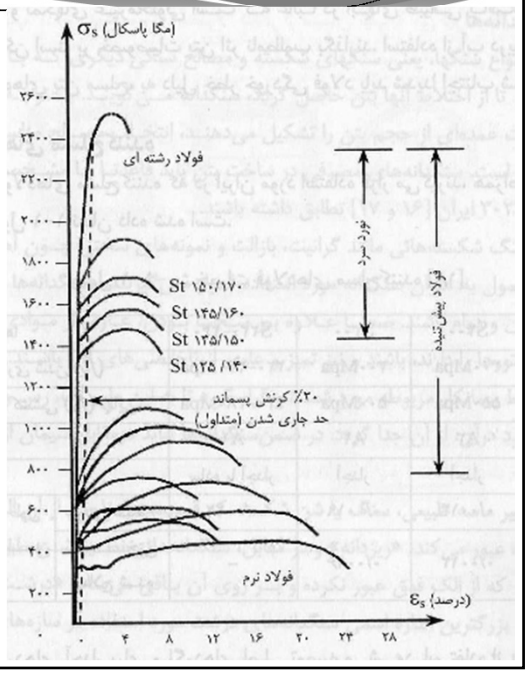
جدول ۱-۱- مشخصات فولادهای مسلح‌کننده [۱۸]

رده‌بندی فولادها		S۲۲۰-۲۴۰	S۳۰۰	S۴۰۰	S۵۰۰
حداقل تنش جاری شدن (f_y)		۲۲۰-۲۴۰Mpa	۳۰۰Mpa	۴۰۰Mpa	۵۰۰Mpa
حداقل مقاومت کششی (f_u) نهایی		۳۴۰-۳۸۰Mpa	۵۰۰Mpa	۵۵۰Mpa	۶۰۰Mpa
گروه نامگذاری		A۱	A۲	A۳	A۴
نوع میلگرد		ساده یا آجدار	آجدار	آجدار	آجدار وپیچیده
حداقل افزایش طول نسبی در لحظه گسیختگی با:	سختی طبیعی	۰/۰۰۲۲	۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۱۴	-
	سختی اصلاح شده	-	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۱۰

استفاده از میلگردهای آجدار برای میلگردهای اصلی توصیه می‌شود. استفاده از فولادهای گروه A۴ به دلیل ظرفیت پلاستیک محدود، توصیه نمی‌شود. فولادهای ردهٔ S۴۰۰ گرانتر از فولادهای ردهٔ S۳۰۰ است، اما قیمت آنها برحسب واحد تنش کمتر می‌باشد. فولادهای ردهٔ S۳۰۰ ارزانتر بوده و راحت‌تر خم است. استفاده از فولادهای رده‌های بالاتر در مواقعی که فولادهای رده‌های پائین‌تر مشخص شده‌اند، ممکن است مجاز نباشد. ضمنا توصیه شده است که از فولادهای با قطر کمتر از ۱۰mm استفاده نشود.



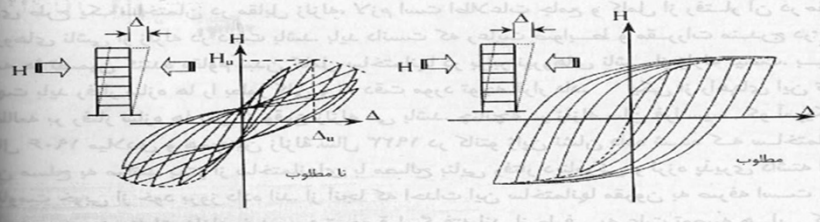




منحنی‌های تنش ـ کرنش فولادهای مختلف ومنحنی‌ایده‌ال برای بارهای یکنواخت‌و تناوبی

رفتار اعضا ی سازه در بارگذاری لرزه ای

اگر دو قاب بتن مسلح مطابق شکل ۳–۱ در نظر بگیریم دارای دو نوع رفتار لرزه ا ی به صورت منحنی بار – جابجایی می باشند. رفتار قابی که در شکل ۳–۱– الف آمده است دارای مقاومت نامطلوبی در برابر زلزله می باشد. زیرا در هر لحظه از بارهای وارده مقاومتش کاسته شده تا جایی که سازه فرو می‌ریزد. شکل پذیری این قاب نیز اندک بوده و قدرت جذب انرژی بالایی ندارد و منحنی حلقهٔ هیسترزیس آن فشردگی زیادی در مرکز دارد که حاکی از حاکمیت برش یا سرخوردگی آرماتور می باشد. در حالیکه قاب شکل ۳–۱– ب ضمن دارا بودن مقاومت خوب از قدرت جذب انرژی بالایی برخوردار است. به عبارت ساده تر شکل پذیری این قاب بسیار خوب بوده و کاهش سختی آن تدریجی و اندک می‌باشد. از این دو شکل الف و ب نتیجه می گیریم که طراحی یک سازهٔ بتن مسلح باید موجب شود تا رفتار آن ضمن دارا بودن مقاومت و سختی خوب، جذب انرژی بالایی را داشته باشد.



شکل ۳–۱– حلقه های هیسترزیس مطلوب و نامطلوب

۹-۲۳ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

۹-۲۳-۲-۱-۲ اعضای تحت فشار و خمش و اعضای تحت خمش

اعضای تحت فشار و خمش به اعضایی اطلاق می‌شود که در آنها علاوه بر وجود لنگر خمشی نیروی محوری فشاری نهایی‌بیشتر از $۰/۱۵f_{cd}A_g$ باشد. در صورتی که نیروی محوری فشاری نهایی کمتر از این مقدار باشد، عضو خمشی محسوب می‌شود.

۹-۲۳-۲-۱-۳ اجزای جمع‌کننده

اجزایی‌که بخشی از نیروهای اینرسی ناشی‌از زلزله داخل دیافراگم را به سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل می‌کنند.

۹-۲۳-۲-۱-۴ اجزای مرزی

اجزایی در امتداد لبه دیوارها یا دیافراگم‌ها که با آرماتورهای طولی و عرضی‌تقویت شده باشند. این اجزا می‌توانند هم‌ضخامت دیوارها یا دیافراگم‌ها و یا ضخیم‌تر از آنها باشند. در صورت لزوم می‌توان در لبه‌های بازشوها در دیوارها و دیافراگم‌ها نیز از اجزای مرزی استفاده کرد.

f_{cd} = مقاومت محاسباتی بتن که برابر است با $\varphi_c f_c$، مگاپاسکال

۹-۲۳-۲-۱-۵ شکل‌پذیری

عبارت است از قابلیت استهلاک انرژی توسط رفتار غیرالاستیک کل ساختمان یا اعضای آن تحت اثر تغییرشکل‌های رفت و برگشتی با دامنه بزرگ بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت آنها.

۹-۲۳-۲-۱-۶ قلاب دوخت

میلگردی که در یک انتها دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول‌حداقل ۶ برابر قطر میلگرد یا ۷۵ میلیمتر و در انتهای دیگر دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۹۰ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد باشد. این قلاب‌ها باید میلگردهای طولی واقع در محیط مقطع عضو را در برگیرند. محل خم ۹۰ درجه قلاب‌ها باید به صورت یک در میان، در مقاطع متوالی در طول عضو، عوض شود.

۹-۲۳-۲-۱-۸ لنگر خمشی مقاوم اسمی

لنگر خمشی مقاوم اسمی مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_S = f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۹-۲۳-۲-۱-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = ۱/۲۵ f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۹-۲۳-۲-۱-۱۰ ناحیه بحرانی

ناحیه‌ای است که در آن مفصل پلاستیکی تحت اثر بارهای زلزله طراحی ایجاد می‌شود.

۹-۲۳-۲-۱-۱۱ هسته محصور

قسمتی از سطح مقطع عضو، که در داخل میلگردهای عرضی و یا طولی محصور شده باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۱۲ بتن پوسته

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

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

۹-۲۳-۲-۱-۱۶ دیوارهای سازه‌ای

دیوارهایی که برای مقاومت در برابر ترکیبی از نیروهای محوری، لنگرهای خمشی و نیروی برشی ناشی از بارهای زلزله و همچنین بارهای ثقلی آنها طراحی می‌شوند.

۹-۲۳-۲-۱-۱۷ دیوار برشی

دیوار برشی نوعی دیوار سازه‌ای که به عنوان عامل مقاوم در برابر بارهای جانبی تعبیه می‌شود.

۹-۲۳-۲-۱-۱۸ دیوار همبسته

دیوار همبسته از دو یا چند دیوار برشی‌که با تیرهایی با شکل پذیری زیاد بهم متصل شده‌اند تشکیل یافته است.

۹-۲۳-۲-۱-۱۹ قلاب ویژه

قلابی است با خم حداقل ۱۳۵ درجه با انتهای مستقیمی به طول حداقل ۶ برابر قطر میلگرد و یا ۷۵ میلیمتر. این قلاب باید میلگردهای طولی را دربرگیرد و انتهای آن به سمت داخل خاموت متمایل باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۲۰ سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی

قسمتی از ساختمان که برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله محاسبه شده باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۲۱ مفصل پلاستیکی

مقطعی از عضو که در آن میلگرد کششی به حد جاری شدن رسیده باشد و هنوز کرنش بتن به حد نهایی خود نرسیده باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۲۲ ناحیه پلاستیکی

قسمتی از عضو که در آن ضمن تشکیل شدن مفصل پلاستیک ، دوران پلاستیک صورت گیرد.

۹-۲۳-۲-۲-۳ اعضای سازه‌ای که در زیر تراز پایه آن قرار دارند، در صورتی که برای انتقال بارهای زلزله به شالوده مورد نیاز باشند باید براساس ضوابط این فصل طراحی شوند.

۹-۲۳-۲-۳ مشخصات مصالح

۹-۲۳-۲-۳-۱ بتن مورد استفاده در اجزای مقاوم در برابر زلزله برای ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد باید از رده C۲۵ و یا بالاتر و برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط از رده C۲۰ و یا بالاتر باشد.

۹-۲۳-۲-۳-۳ استفاده از اتصالات جوشی در میلگرد طولی تنها با شرط رعایت ضوابط ۹-۲۳-۴-۱-۲-۷ و ۹-۲۳-۴-۲-۲-۵ مجاز است. بعلاوه باید از جوش دادن خاموت‌ها و سایر میلگردها به میلگردهای طولی خودداری شود.

۹-۲۳-۲-۵-۲ حد شکل‌پذیری کم (قاب خمشی بتن آرمه معمولی): این حد برای ساختمان‌هایی مناسب است که در آنها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل زیاد نمی‌رود. این شرط در مناطق با خطر زلزله نسبی کم و متوسط قابل کاربرد است.

۹-۲۳-۲-۵-۳ حد شکل‌پذیری متوسط (قاب خمشی بتن آرمه متوسط با و یا بدون دیوار برشی): این حد برای ساختمان‌هایی الزامی است که در آنها بازتاب ساختمان در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و مقاطع ساختمان باید آنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی ترد برخوردار باشند.

۹-۲۳-۲-۵-۴ حد شکل‌پذیری زیاد (قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه با و یا بدون دیوار برشی): این حد برای ساختمان‌هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی زیاد برخوردار باشند به طوری که در صورت ایجاد مکانیزم در آنها پایداری و انسجام کلی ساختمان محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد.

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد.

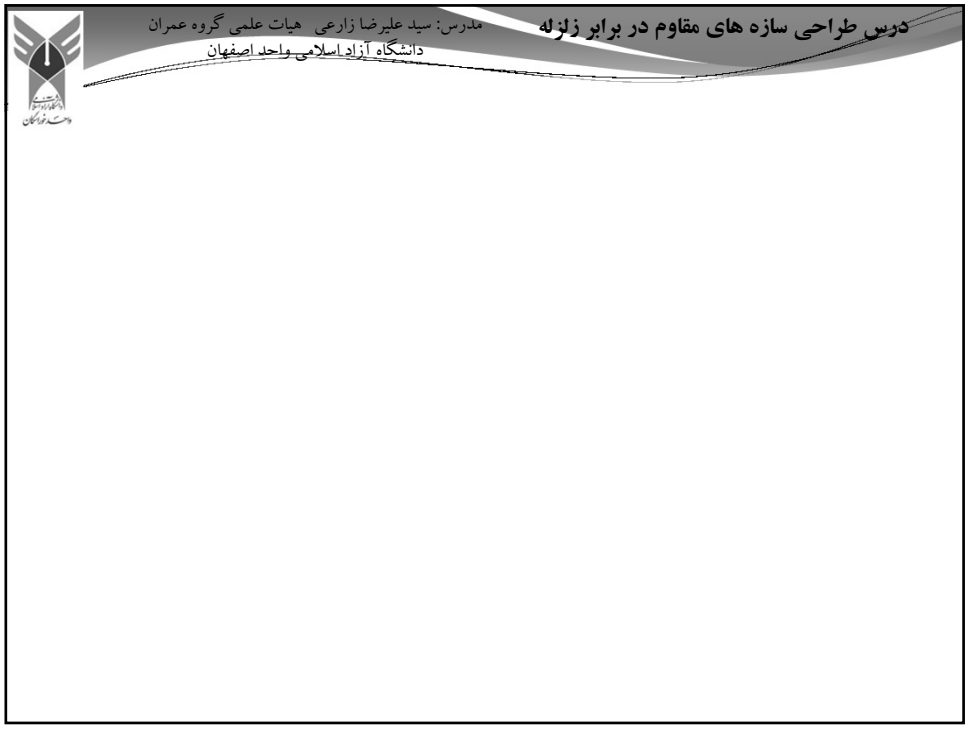
پ- عرض مقطع نباید:

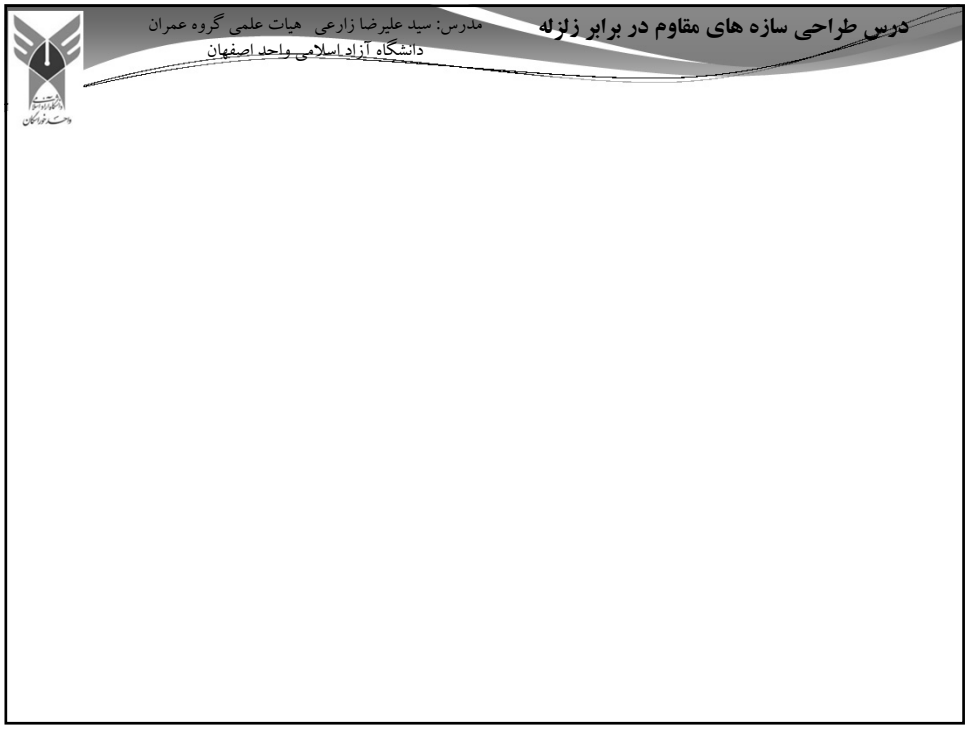
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان


درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان


درس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران
دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان