

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

**۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان های با شکل پذیری متوسط**

**۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قابها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )**

**۹-۲۳-۳-۱-۱ محدودیت های هندسی**

۹-۲۳-۳-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قابها محدودیت های 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 تکیه گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه گاهی، در هر طرف عضو تکیه گاهی اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می دهد، یعنی فاصله محوره های هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.


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

**۹-۲۳-۳-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی**

۹-۲۳-۳-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر  $\frac{1}{4} f_y$  و  $\frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y}$  و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰.۲۵ اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۲ در تکیه گاه های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۳ در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه گاه ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.


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


**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

۹-۲۳-۳-۱-۲-۴ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه  
 ب- در طولی که در آن تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

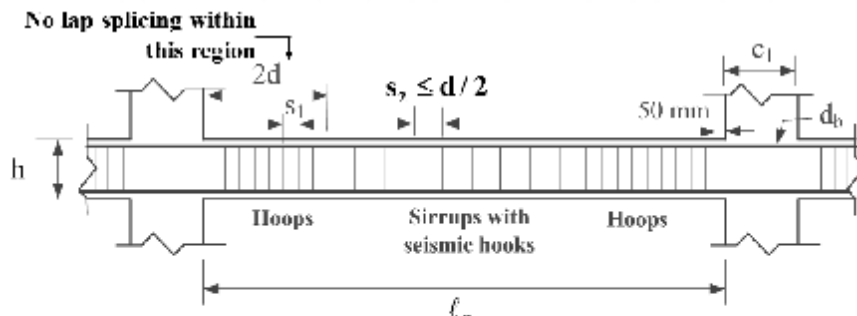
۹-۲۳-۳-۱-۲-۵ خاموت‌ها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف- قطر خاموت‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.  
 ب- فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.  
 پ- فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.


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

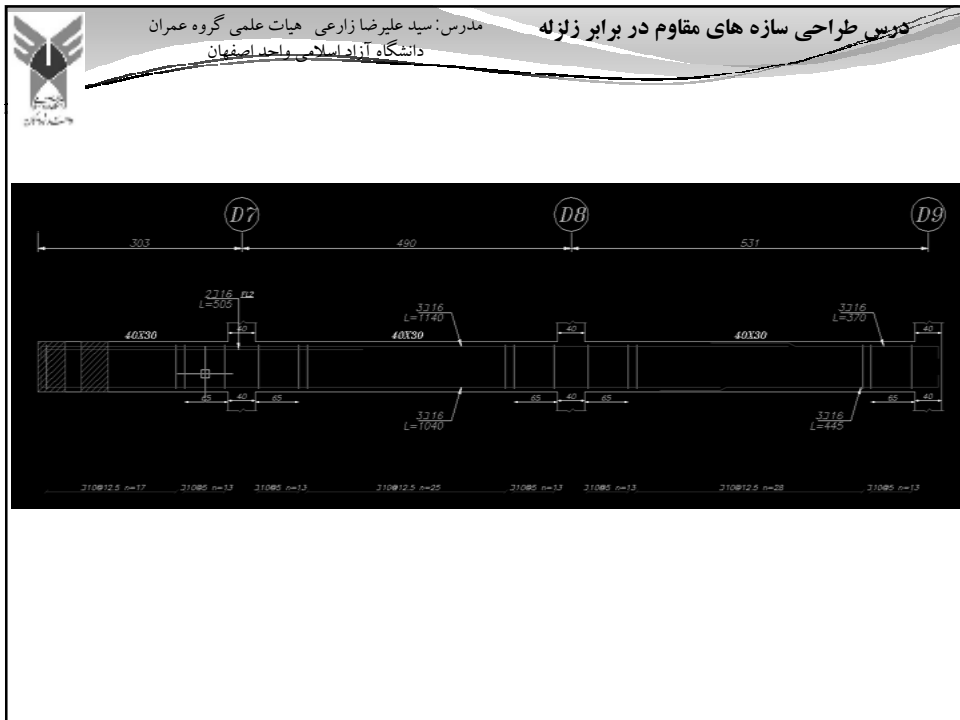
**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

**No lap splicing within this region**



$s_1 \leq d/2$

$s_1 \leq d/4$        $s_1 \leq 8(d_h)_{\text{long. bar}}$   
 $s_1 \leq 300 \text{ mm}$        $s_1 \leq 24(d_h)_{\text{hoop}}$



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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

۶-۲-۱-۳-۲۳-۹ در قسمت هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۴-۲-۱-۳-۲۳-۹ خاموت گذاری نمی شود، فاصله خاموت ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

$$V_e = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{W_f l_n}{2}$$

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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

۲-۳-۲۳-۹ اعضای تحت فشار و خمش در قابها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۱-۲-۳-۲۳-۹ محدودیت های هندسی

۱-۱-۲-۳-۲۳-۹ در ستون ها محدودیت های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از  $\frac{1}{25}$  کمتر باشد.

۲-۲-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۱-۲-۳-۲۳-۹ در ستون ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S 400 است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله ها به حداکثر سه درصد محدود می شود.

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

۲۲-۹ ضوابط ویژه طراحی در برابر آتش سوزی

- درصد فولاد ستون ها (غیر از محل وصله ها) مطابق رابطه (۴-۲۲-۹) محدود می شود.

$$P_{max} = 0.025 \quad (4-22-9)$$

۳-۲-۳-۳-۲۳-۹ در دو انتهای ستون ها به طول  $l_0$  باید آرماتور عرضی بسته مطابق ضوابط بند  
 ۴-۲-۳-۳-۲۳-۹ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاد  
 کند. طول  $l_0$ ، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه گیری می شود نباید کمتر از  
 مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون

پ- ۴۵۰ میلی متر

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

**Strong Beam-Weak Column Design**



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

**Strong Column-Weak Beam Design**

$M_{nc}^a$  Nominal moment resistance of columns under factored axial loads

$M_{pb}^r$  Probable moment resistance of beams

$$\sum M_{nc} \geq \sum M_{pb}$$

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

۹-۲۳-۳-۲-۴ آما تور عرضی مورد نیاز در طول  $l_0$  باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹-۴ تعیین گردد. فواصل آما تورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموتها


پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموتها در نظر گرفته شود.

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


**Poorly Confined Columns**



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

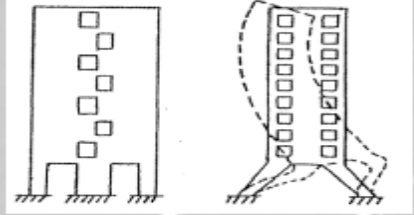
**Poorly Confined Columns**




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

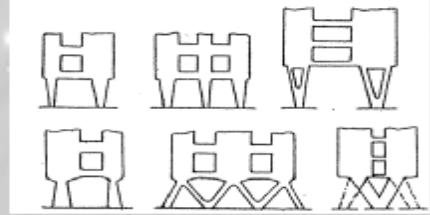
**درسی طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

۶-۲-۳-۲۳-۹ در ستون‌هایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌هایی که در زیر دیوار بتن‌آرمه قرار دارند، در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۴-۲-۳-۲۳-۹ به کار برده شود. به علاوه این آرماتورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه آرماتور عرضی در دیوار در مورد ستون‌هایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.




شکل (۶-ا)

تأثیر ممل بازشوها بر رفتار دیوار برشی  
(عملکرد نا مناسب مین زلزله) (۱۹۶۱)

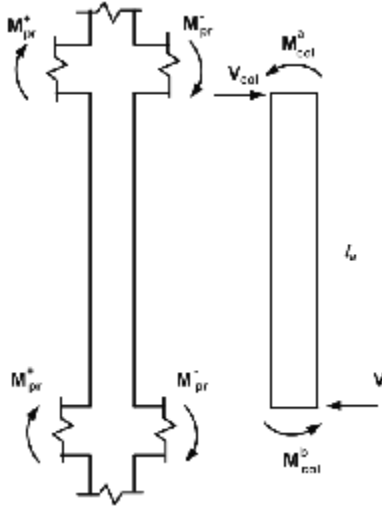


شکل (۷-ا)

اهمیت ممل قرارگیری بازشوه در رفتار سیستم  
(عملکرد نا مناسب مین زلزله) (۱۹۶۱)


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

**درسی طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**




### Column Shear Strength


$$V_{col} = \frac{M_{col}^a + M_{col}^b}{l_c}$$




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




### Shear Deficient Columns



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

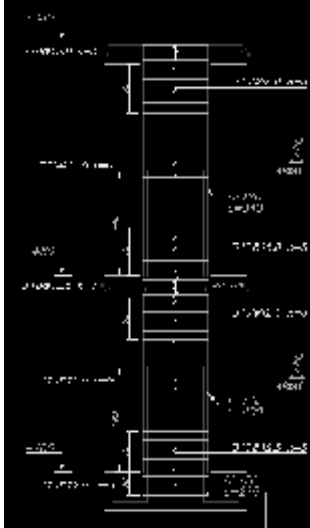


### Shear Deficient Columns




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

۷-۲-۳-۳-۲۳-۹ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۴-۲-۳-۳-۲۳-۹ تقویت گردد.



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

### Beam-Column Joints



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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

**Computation of Joint Shear**

$T_2 = A_s f_y$        $C_1 = T_1$   
 $C_2 = T_2$        $T_1 = A'_s f_y$

**Joint shear associated with nominal resistance of beams**

$V_{x-x} = V_e - T_2 - C_1$

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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

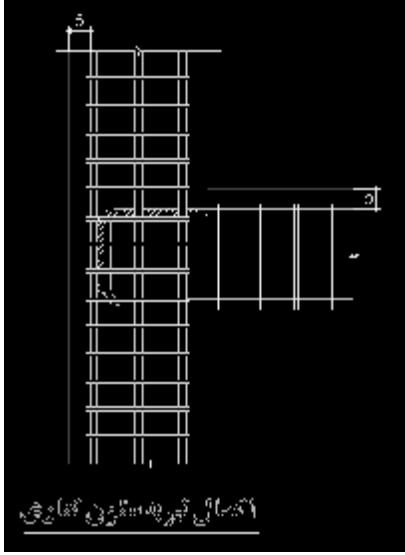
**۴-۳-۲۳-۹ اتصالات تیر به ستون ها در قاب ها**

۱-۴-۳-۲۳-۹ در اتصالات تیرها به ستون ها، در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشترین ارتفاع را دارد و به محل اتصال منتهی می شود، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون، میلگرد عرضی به مقدار حداقل برابر با مقادیر (الف) و (ب) این بند پیش بینی نمود:

الف- سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدار محاسبه شده از رابطه (۹-۱۵-۱۳) باشد.

ب- مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از دو سوم مقدار آرماتور عرضی در ناحیه  $l_0$  ستون، مطابق بند ۴-۲-۲-۳-۲۳-۹ باشد. فاصله سرفه های این آرماتور از یکدیگر نباید بیشتر از یک و نیم برابر فاصله سرفه های نظیر در ناحیه  $l_0$  اختیار شود.

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



اصفهان شهر شهید بهشتی

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

**۹-۲۳-۳-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قابها**

۹-۲۳-۳-۵-۱ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قابها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقدار  $V_u$  در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم نهایی و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی مضاعف، با فرض تشکیل مفصل های پلاستیکی

ب- نیروی برشی به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به ساختمان دو برابر مقدار تعیین شده در میبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.

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

$$V_e = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{W_f l_n}{2}$$

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

**تکلیف :** کلیه موارد بحث شده در قسمت های قبلی مربوط به قاب های با شکل پذیری متوسط بود، بند به بند آیین نامه در خصوص قاب هایی با شکل پذیری ویژه را به همراه سایر مراجع مطالعه نموده و ضوابط آن را ارائه دهید و به صورت تک به تک مقایسه ای بین هر بند از قسمت متوسط و ویژه انجام دهید. نتیجه را به صورت فایل پاورپوینت ارائه دهید.

بارم : بین 0 تا 2 نمره

2+2+4+12=20 === و+++0 تا3 مقاله کامل !!

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



دیوارهای برشی از آن جهت به این نام خوانده می شوند که قسمت عمده برش ناشی از نیروهای جانبی را تحمل کرده و به زمین انتقال می دهند. با این وجود از آن جا که دیوارهای برشی مانند تیرهای طره ای قائم هستند، عملکرد اصلی آنها "عملکرد خمشی" می باشد و به همین جهت نام دیوار برشی چندان با عملکرد آن همسو نیست. در مقابل قابهای خمشی برخلاف نام خود "عملکرد برشی" داشته و با تغییر شکل خود بصورت برشی بارهای جانبی را به زمین منتقل می کنند.

دیوار برشی بتن آرمه یکی از سیستم های مناسب در برابر نیروهای جانبی است که خود به تنهایی و همچنین در برخی موارد در ترکیب یا قاب خمشی قابلیت تحمل بار جانبی را به میزان زیادی خواهد داشت.

وجود دیوار برشی در سازه :

- ۱- مقاومت ساختمان بطور قابل ملاحظه ای افزایش یابد
- ۲- بهترین شیوه برای کنترل خیز جانبی ساختمان خواهد بود
- ۳- در کنار قاب های خمشی رفتار مجموعه ای سازه ای نرم، مقاوم و شکل پذیر تولید می نماید

**۱-۲- عملکرد دیوارهای برشی**

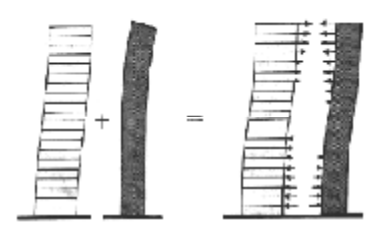
دیوارهای برشی در حقیقت دیوارهای بتن آرمه ای هستند که از سختی داخلی صفحه های بسیار زیادی برخوردار می باشند. این دیوارها مشابه یک تیر کنسولی قائم و عمیق عمل می کنند که برای ساختمان پایداری جانبی ایجاد نموده و در مقابل برش ها و لنگرهای خمشی ناشی از بارهای جانبی مقاومت می کنند.

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

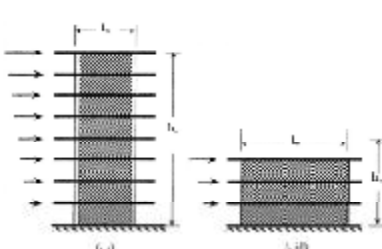
در دیوارهای برشی با نسبت ارتفاع به طول کوچک، برش بیش از خمش حائز اهمیت است. در این دیوارها مقاومت خمشی زیاد بوده ولی از آنجا که ارتفاع کوتاه است باید تحمل آنها در برابر برش بسیار زیاد باشد تا اینکه لولای خمیری در پای دیوار تشکیل شود. در مقابل در دیوارهای برشی بلند تر، لنگر خمشی از اهمیت بیشتری برخوردار می باشد.

**دیوارهای برشی بدون باز شو**

بیشتر دیوارهای برشی طره ای بدون باز شو را می توان به صورت تیر و ستون مدل کرد. بارهای جانبی را می توان به صورت بارهای متمرکزی در تراز کفها به دیوار انتقال داد و در این حالت کفها، دیافراگم خواهند داشت. این دیافراگمها موجب پایداری دیوارها شده و در نتیجه ضخامت کمتری برای دیوار طلب می کند. در این قبیل دیوارها به سهولت می توان محل تلاقی دیوار را بهترین محل لولای خمیری در نظر گرفت و به قدر کافی ظرفیت دورانی خوبی برای دیوار ایجاد کرد. در ساختمان های کوتاه از دیوارهای برشی کوتاه استفاده می شود و از مشخصه های این دیوارها نسبت کم ارتفاع به طول در آنها است.



شکل (1-1) عملکرد دیوار برشی



شکل (2-1)  
دیوارهای برشی طره ای بدون باز شو (تستیمی-1376)

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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

**انواع گسیختگی دیوارهای برشی**

دیوارها ترکیبی از تنشهای حاصل از لنگر واژگونی، نیروی برشی و بارهای قائم را تحمل می کنند. خرابی و شکست این نوع دیوارها ممکن است به یکی از حالات شکل (2-1) اتفاق بیافتد که به اختصار به شرح آن می پردازیم .

شکل (3-1) مودهای شکست دیوار برشی طره ای (شایقی - مشتمل 1382)  
 الف- گسیختگی خمشی ب- گسیختگی برشی ج- گسیختگی لغزشی د- گسیختگی دوران پی

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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

**گسیختگی خمشی**

در این حالت عکس العمل لرزه ای دیوار بیشتر با عامل لنگر خمشی بروز می کند و مفصل خمیری در مقاطع پای دیوار تشکیل می گردد. همچنین محل برش حداکثر در دیوار هم مقطع بحرانی برای ایجاد مفصل خمیری می باشد. منطقه ی اصلی مفصل خمیری در ارتفاعی است که به آن طول لولای خمیری می گویند. پاولی و پرستلی در سال 1992 رابطه ای را پیشنهاد کرده اند که طول لولای خمیری را بدست می دهد: (Pauley & Priestley, 1988)

برای کنترل برش، این ناحیه را معمولاً بین یک تا یک و نیم برابر طول دیوار در نظر می گیرند. و در این منطقه باید فولادگذاری به نحوی انجام شود که فولادهای برشی بقدر کافی در آن قرار گیرد.

**گسیختگی برشی**

اگر نسبت ارتفاع به طول یا پهنای دیوار کم باشد، آن دیوار را یک دیوار برشی کوتاه تعریف می کنند. مقاومت برشی دیوار، ناشی از دو عامل بتن و میلگردهای افقی است. در آیین نامه ACI 318 مقاومت برشی را برابر با مقدار زیر قرار داده است :

$$V_u \leq \phi V_n \quad (4-1)$$

ضریب کاهش است که برای نیروی برشی 0/6 می باشد. به دلیل اینکه نیروی برشی دینامیکی بیش از مقدار حاصل از تحلیل استاتیکی بر پایه مود اصلی است از این رو آیین نامه ACI با کاهش سعی نموده که از شکست برشی ترد جلوگیری کند. تا نحوه شکست دیوار در زلزله به صورت شکست خمشی نرم باشد.

$$V_u \leq V_c + V_s \quad (5-1)$$


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

### دربین طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله

این دیوارها دارای شکست برشی با ترکهای قطری خواهند بود. اگر مقدار آرماتور افقی کم باشد شکست قطری - کنشی اتفاق می افتد. با وجود این در محل مفصل خمیری ترکهای بزرگ خمشی با ترکهای حاصل از کشش قطری مربوط به برش ترکیب شده و پس از چند دوره متناوب مقاومت بتن در مقابل برش از بین می رود و تنها مقاومت باقیمانده مقاومت فولادهای افقی می باشد و اگر فولاد افقی به اندازه کافی موجود باشد شکست قطری بصورت فشاری اتفاق خواهد افتاد.

**گسیختگی برشی - لغزشی**

در این گونه موارد دیوار در جهت طول خود یعنی در جهت افقی دچار حرکت می شود. برای جلوگیری از این حرکت لازم است با تعبیه فولادهای قائم در دیوار و فونداسیون چاره اندیشی کرد. این قبیل تخریب در محل درزهای اجرایی نیز اتفاق می افتد که می تواند ناشی از اشکالات عمده اجرایی از قبیل عدم رعایت سطح مفرس بتن روز قبل برای حصول چسبندگی بیشتر با بتن روز بعد، عدم وجود آرماتورهای دوخت، عدم تجانس بتن دو مرحله قبل و بعد و این قبیل مشکلات باشند. (Pauley & Priestley, 1988)

احتمال این نوع گسیختگی زمانی بیشتر است که بارهای فشاری محوری اندک باشد.

**- گسیختگی ناشی از بلند شدگی پی**

این مسئله ناشی از لنگر واژگونی منتقل شده از دیوار برشی به شالوده می باشد. اگر حالت بلند کردن و نیروی کششی در شالوده بوجود آید تحت اثر بارهای تکراری معکوس حالت نامطلوبی را به همراه خواهد داشت. چنین حالتی خود مقدمه اشکالات دیگری در سازه خواهد بود و باید با تجدید نظر در طرح اولیه ابعاد سازه و پراکندگی دیوارها، آن را رفع نمود.


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

### دربین طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله

#### وجود بازشو در دیوار برشی

برخی از محدودیت های معماری مهندسی محاسب را مجبور به تعبیه بازشو در دیوار برشی می نماید. خصوصاً در سازه های بلند دارای هسته مرکزی بتنی، پیرامون اتاقک آسانسور، یا در طبقات در جاهایی که نیاز به بازشویی از قبیل در و پنجره داریم، وجود بازشو در دیوار برشی اجتناب ناپذیر است. تعبیه بازشو تأثیر مهمی بر عملکرد دیوار برشی می گذارد.

#### انواع دیوارها بر اساس نوع بازشو و نحوه ی عملکرد

کارایی دیوار برشی دارای بازشو در تحمل نیروهای جانبی ناشی از زمین لرزه مستلزم آن است که بازشوها در محل مناسبی قرار گیرند. بازشوها نابجا باعث بروز شکست های غیر منتظره و ناخواسته خواهند شد از این رو محل بازشوها را باید چنان در نظر گرفت که دیوار برشی تغییر شکل پذیری کافی، قابلیت جذب انرژی زیاد و مکانیسم شکست مشخصی داشته باشد.

از نظر تقسیم بندی دیوارهای برشی به صورت دیوارهای توپر و سوراخ دار (با الگوی منظم و نامنظم) یا دیوارهای همبسته است و باید به صورت دیوارهای پیوسته و ناپیوسته دسته بندی شوند. دیوارهای توپر هیچ بازشوی قابل اعتنایی ندارند، دیوارهای پانچ شده دارای بازشوهایی هستند که به طور عمودی قرار نگرفته اند. دیوارهای سوراخ شده از قطعات دیواری افقی و عمودی در الگوهای منظم تشکیل شده است که این دیوارها را گاهی اوقات دیوارهای قابی نیز می خوانند. دیوارهای همبسته (مزدوج) نوع خاصی از دیوارهای سوراخ شده اند که دو یا چند دیوار از داخل توسط اعضای قابی شکل افقی به آنها متصل است. دیوارهای ناپیوسته تا شالوده ادامه نمی یابند بلکه متکی به ستون ها یا اجزای دیگری هستند.



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

### دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله

در دیوارهای مزدوج و سوراخ شده به اجزای قائم غالباً "پایه های دیواری" و به اجزای افقی نیز "تیرهای رابط" یا "تیرهای طاقی" می گویند. همچنین هریک از اجزای مذکور را "قطعات دیواری" می خوانند.

شکل (1-5) اجزای قابی و دیواری (قائم) دیوارهای برشی دارای بازشو.

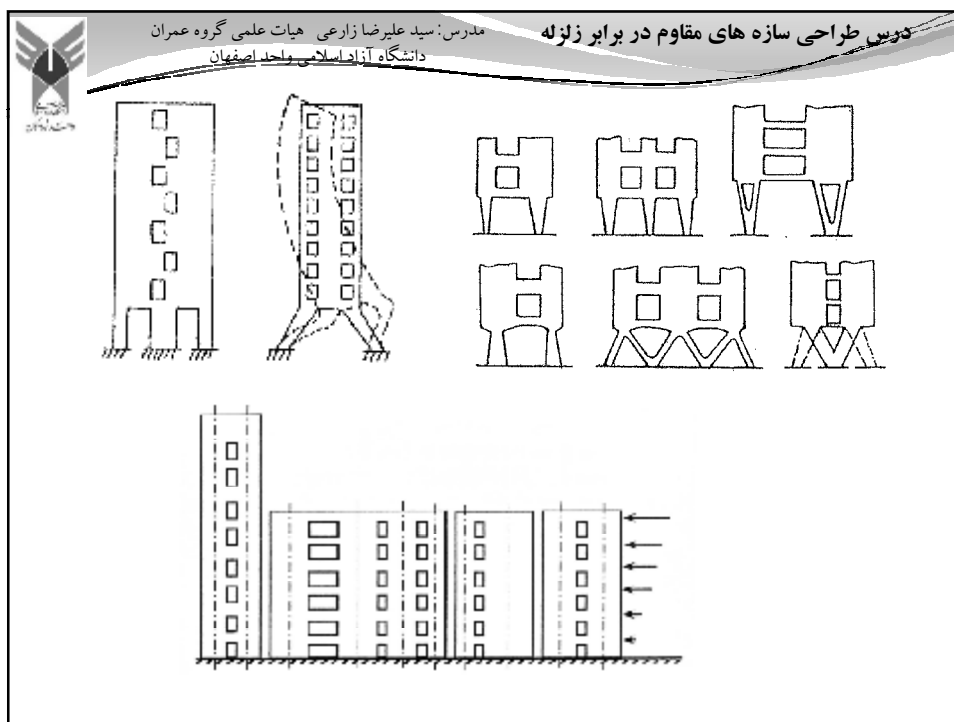
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران  
 دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

### دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله

جدول اجزاء تشکیل دهنده دیوار بر اساس استاندارد Fema306

Component Type	Description
RC1	This type of component is designed to behave as a rigid component that may allow large in-plane rotations and damage is generally concentrated at the base, such as flexural plastic hinges or shear failure. This category includes vertical (interior) walls. If the component has a large rotation or reduction of moment around the base, the location should be also checked for nonlinear behavior.
RC2	This type of component is similar to the specified in terms of materials. It is only distinguished by flexural loading at the top and bottom of the pier, or by shear failure.
RC3	This type of component is similar to the specified in terms of materials. It is distinguished by flexural loading at mid-height, shear failure, or sliding, shear failure.
RC4	This type of component should avoid damage because it is designed to attract shear. If such a component is damaged, it should be repaired in accordance with RC3.
RC5	This component is a special type of component that is designed to attract shear and avoid damage. It is designed to attract shear and avoid damage.

شکل (1-6) مثال هایی از مکانیزم دیوارها و اجزای تشکیل دهنده آن ها بر اساس استاندارد Fema306



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

هریک از این سازه‌ها شامل دو یا چند دیوار است که به وسیله تیرهای افقی به هم متصل شده اند، از این رو اغلب به این سازه‌ها دیوارهای به هم پیوسته می‌گویند. از این نام چنین بر می‌آید که تیرهای اتصال دهنده (هر چند طول آنها کم و عمق آنها زیاد است) از دیوارها ضعیف‌تر هستند. دوران دیوارها ممکن است به حدی برسد که تیرهای اتصال دهنده تسلیم شوند و اگر این تیرها به درستی طراحی شده باشند، قادر خواهند بود بخش بزرگی از انرژی زمین لرزه را مستهلک سازند. تیرهای اتصال دهنده گاه در طبقات ساختمان یکسانند و گاه عمق یا پهنای آنها در طبقات مختلف متفاوت است.

در دیوارهای برشی مقاوم در برابر زمین لرزه تیرها ضعیف‌تر از دیوار ساخته می‌شوند. در غیر اینصورت سیستم مطلوبی وجود نخواهد داشت و احتمال دارد پیش از آنکه تیرهای عمیق اتصالی از حالت ارتجاعی خارج شوند، در یک طبقه معین دیوارها به آستانه مقاومت نهایی خود برسند و یک مکانیزم شکست در طبقه مزبور پدید آید. چنین سیستمی هنگام زلزله‌های شدید فاقد تغییر شکل پذیری و قابلیت جذب انرژی کافی بوده و به شکست برشی دچار می‌شود. هر گاه استفاده از این سیستم اجتناب ناپذیر باشد باید نیروهای جانبی طراحی را به مقدار زیادی فزون‌تر در نظر گرفت تا نیاز به تأمین تغییر شکل پذیری فراوان منتفی گردد.

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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

## Ductile Coupled Walls

$$M_{total} = M_1 + M_2 + P x$$

**If  $P x \geq 2/3 M_{total}$   
Coupled Wall**

**If  $P x < 2/3 M_{total}$   
Partially  
Coupled Wall**

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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

۹-۲۳-۴ دیوارهای سازه‌ای

ضوابط دیوارهای برشی با شکل پذیری متوسط، همان ضوابط دیوارهای برشی با شکل پذیری ویژه میباشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید مورد توجه قرار گیرند:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای سرزی مطابق بند ۹-۲۳-۴-۳-۳ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو سرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۳ در دیوارهای سازه‌ای باید تا حد امکان از ایجاد بازتوبه‌های با ابعاد بزرگ خودداری کرد. در مواردی که ایجاد این بازتوبه‌ها اجتناب‌ناپذیر باشد باید موقعیت هندسی آنها را طوری در نظر گرفت که دیوار بتواند به صورت دیوارهای هم‌مستقیم عمل نماید. در غیر این صورت باید با کمک تحویل دقیق یا آزمایش‌های مناسب اثر وجود بازتوبه در عملکرد دیوار بررسی شود.

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

۹-۲۳ ۴-۱۰ در طراحی دیوارهای با مقطع  $I$  و  $T$  عرض مؤثر بال، اندازه گیری شده از بر جان در هر سمت، که در محاسبه به کار برده می شود نباید بیشتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند در نظر گرفته شود، مگر آنکه، با محاسبه دقیق تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد:

الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور  
 ب- ده درصد ارتفاع کل دیوار

**THE EFFECTIVE FLANGE WIDTH FOR I, L, C, OR T SHAPED WALLS**  
 a. 1/2 X DISTANCE TO ADJACENT SHEAR WALL WEB  
 WALL WEB  
 b. 15 % OF TOTAL WALL HEIGHT FOR COMP. FLANGE (25 % PER ACI)  
 c. 30 % OF TOTAL WALL HEIGHT FOR TENSION FLANGE (25 % PER ACI)

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

**Effective flange width:**

$l_f \leq \frac{1}{2}$  distance to adjacent wall web  
 $l_f \leq \frac{1}{4}$  of wall height above the section



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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

---

**۲-۳-۴-۲۳-۹ آرمانتورهای قائم و افقی**

۲-۳-۴-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای نسبت آرمانتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی بهایی موجود در مقطع دیوار از  $0.5A_s$  کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹ رعایت شود.


۲-۳-۴-۲۳-۹ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چدر درصد بیشتر باشد.

۲-۳-۴-۲۳-۹ فاصله محور ن محور میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر اختیار شود و میلگردهای افقی باید داخل آرمانتورهای قائم قرار گیرند.

در اجزای مرزی فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شوند.

**۲-۳-۴-۲۳-۹ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها**

۲-۳-۴-۲۳-۹ در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از  $0.31f_c$  بیشتر باشد، باید اجزای تیر مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۴-۲۳-۹ تا ۲-۳-۴-۲۳-۹ پیش بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم سیلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان از مقطعی در امتداد طول دیوار که تنش فشاری بتن در آن از  $0.23f_c$  کمتر باشد، در جهت ارتفاع شمع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک نخورده محاسبه می‌شود.



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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

---

**یادآوری**

$f_{yk} =$  مقاومت محسب‌تی بتن که برابر است با  $f_{yk}$  مگایسکال

۲-۳-۴-۲۳-۹ اجزای مرزی

اجزایی در امتداد تیر دیوارها یا دیافراگم‌ها که با آرمانتورهای طولی و عرضی تقویت شده باشند، این اجزا می‌توانند، مشخصات 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.

۲-۳-۴-۲۳-۹ اجزای مرزی باید در سراسر طول خود مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۴-۲۳-۹ تا ۲-۳-۴-۲۳-۹ آرمانتورگذاری عرضی ویژه شوند.

۲-۳-۴-۲۳-۹ مقدار آرمانتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد،  $A_{sk}$  نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۳-۲۳-۹) و (۴-۲۳-۹) باشد:

$$A_{sk} = 0.144(S \times h_c) \left( \frac{f_{cd}}{f_{yk}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{sk}} - 1 \right) \quad (3-23-9)$$

$$A_{sk} = 0.114 \times S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yk}} \quad (4-23-9)$$

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

**۴-۱-۱** - مساحت مقطع بتن یک پایه با یک قطعه دیوار افقی، که در مقابل برش مقاومت می‌کند، میلی‌متر مربع

**۴-۱-۲** - سطح مقطع کل آرماتور عرضی، با احتساب رکابی‌های تک شاخه‌ای، در فاصله  $s$  در امتداد عمود بر بعد  $h_e$  میلی‌متر مربع

**۴-۱-۳** - بعد مقطع ستون در جهت عرضی (محور تا محور میله‌های محصور کننده)، میلی‌متر

**۴-۲-۱-۱-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** قطر میله‌های عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از  $8$  میلیمتر باشد. فاصله سفره میله‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابری کوچکترین قطر میله‌گرد طولی

پ-  $12.5$  میلی‌متر

**۴-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه مکیارچه و یا تنگ‌های ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند، ساخت. همچنین می‌توان از میله‌های رکابی با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم  $90^\circ$  درجه در یک انتهای آن است، استفاده کرد. هر دو انتهای میله‌های رکابی باید در برگیرنده یک میله‌گرد طولی باشد و محل خم  $90^\circ$  درجه آن باید در امتداد میله‌گرد طولی یک در میان عوض شود.

**۴-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** در هر مقطع عضو فاصله میله‌گرد رکابی با ساق‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی عضو، نباید بیشتر از  $350$  میلیمتر باشد.

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

**۴-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** در دیوارهایی که دارای اجزای لبه‌ای هستند، میله‌های افقی دیوار باید در ناحیه محصور شده اجزای لبه مهار شوند، به طوری که امکان بوجود آمدن تنش کششی در حد مقاومت تسلیم در آنها میسر گردد.

**۴-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** در دیوارهایی که دارای اجزای مرزی نیستند آرماتورهای افقی دیوار باید به قلاب استاندارد ختم شوند و میله‌های قائم لبه‌های دیوار را دربر گیرند. در غیر این صورت میله‌های قائم لبه دیوار باید به وسیله رکابی‌هایی که دارای قطر و فاصله مشابه میله‌گرد افقی هستند و به آنها وصله می‌شوند، نگهداری شوند. در مواردی که نیروی برشی نهایی در مقطع دیوار  $A_{cs} \leq 0.5$  کمتر است، رعایت ضوابط این بند الزامی نیست.

**۴-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

**۴-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** تیرهای همبند در دیوارهای همبسته که در آنها نیروی برشی نهایی از  $A_{cs} \leq 2$  بیشتر و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها از  $2$  کمتر باشد، باید مطابق ضوابط بندهای **۴-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** و **۴-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹** آرماتورگذاری شوند، در غیر این صورت آرماتورگذاری در این تیرها مطابق ضوابط قطعات خمشی انجام می‌شود. عرض این تیرها در هیچ حالت نباید کمتر از  $200$  میلیمتر اختیار شود.

**۴-۳** - حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه‌ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می‌کند، میلی‌متر مربع

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

۲-۴-۳-۴-۲۳-۹ مشورت برشی در تیرهای همبند باید کلاً به وسیله آرماتورهای قطری که به صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگردها مهار می‌شوند. تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه (۶-۲۳-۹) محاسبه می‌شود:

$$A_{sv} = \frac{V_u}{\gamma f_{yv} \sin \alpha} \quad (6-23-9)$$

در این رابطه  $\alpha$  زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.

۳-۴-۳-۴-۲۳-۹ آرماتورهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی به صورت دوربیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلی‌متر محصور شوند، حداکثر فاصله بینگردهای عرضی از یکدیگر برابر با کوچکترین سه مقدار (الف) تا (ب) این بند است:

- الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری
- ب- ۳۴ برابر قطر تنگ‌ها یا دوربیچ‌ها
- ب- ۱۲۵ میلی‌متر

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

## Coupling Beams with Diagonal Reinforcement

**Elevation**

**Beam Cross Section**

$$A_s \phi_s f_y \geq \frac{V_f}{2 \sin \alpha}$$

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

**انواع مودهای شکست دیوار برشی کوپله**

گسیختگی باشکست دیوار برشی کوپله. عمدتاً به دو صورت کلی اتفاق می افتد:

گسیختگی ناشی از شکست خود دیوار برشی

گسیختگی ناشی از شکست تیرهای کوپله

**گسیختگی ناشی از شکست خود دیوار برشی**

دربخش گسیختگی ناشی از شکست خود دیوار برشی 3 نوع شکست احتمال بروز دارد که عبارتند از:

شکست خمشی

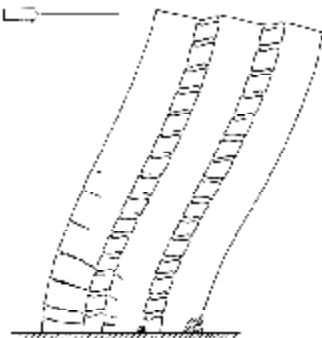
شکست برشی یا شکاف قطری

شکست مرکب

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

**مود گسیختگی خمشی**

این مود در دیوارهای برشی دارای تیرهای نسبتاً کم عمق با مقادیر کم فولاد اصلی بوجود می آید. هنگام اعمال بار جانبی با تشکیل ترکهای خمشی دروجه کششی دیوار، سازه تغییر شکل می دهد.



**مود گسیختگی خمشی (Subedi, 1999)**

تیرها به یک انحنای مضاعف به همراه یک نقطه عطف در وسط دهانه تغییر شکل می دهند. نیروی برشی بوجود آمده در نقطه عطف تولید یک لنگر خمشی در تکیه گاهها می نماید، که سبب گسترش ترکهای خمشی در تیر می شوند. به تدریج که بار جانبی افزایش می یابد، لنگر خمشی افزایش یافته و ترکها رشد بیشتری پیدا می کنند و در نتیجه بتن در ناحیه فشاری خرد می شود که این امر باعث گسیختگی تیر می گردد. ترکهای خمشی همچنین در دیوار کششی بوجود می آیند و تعداد کمی ترک در امتداد ارتفاع دیوار رشد می یابد. در نهایت گسیختگی دیوار بعلت خرد شدن دیوار فشاری در بیشترین تنش در گوشه ها اتفاق می افتد. (Subedi, 1999).



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



در تخریب خمشی، مفصل یا لولای خمیری در پای دیوار تشکیل می شود که محل حداکثر نیروی برشی نیز می باشد. منطقه ی اصلی مفصل خمیری در ارتفاعی است که به آن طول لولای خمیری می گویند. برای کنترل برش طول این ناحیه را بین یک تا یک و نیم برابر طول دیوار در نظر می گیرند.

تشکیل نقطه عطف در وسط دهانه تیر کوبله در گسیختگی خمشی (Subedi,1999)

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

مود گسیختگی برشی یا شکاف قطری

در دیوارهای برشی کوبله دارای تیرهای نسبتاً عمیق و دارای مقدار متعادل فولاد، این مود بیشتر بوجود می آید. گسیختگی معمولاً با تشکیل ترکهای خمشی در وجه کششی دیوار شروع می شود و با افزایش بار جانبی ترکهای قطری در مرکز قطرها در امتداد عرض تیر گسترش می یابد. با افزایش بار ترکهای خمشی در وجه کششی دیوار افزایش یافته و برخی ترکهای جدید در راستای ارتفاع دیوار تشکیل می شوند. گسیختگی دیوار در این حالت با خرد شدن بتن در وجه فشاری، در محل حداکثر تنش رخ می دهد. در این حالت شکاف قطری در تمام نیروهای کوبله بطور همزمان کامل می گردد. (Subedi,1999).

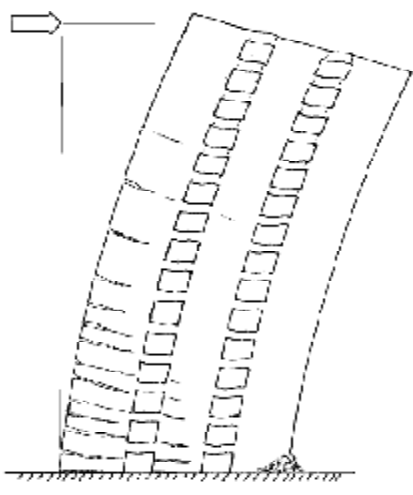


گسیختگی برشی یا شکاف قطری (Subedi,1999).

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

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

**گسیختگی مرکب**



این مود در دیوارهای برشی کوپله دارای تیرهای نسبتاً عمیق و پر فولاد به وجود می آید و گسیختگی در این حالت در سمت فشاری با خرد شدن بتن تحت فشار رخ خواهد داد. در این حالت تیرهای کوپله عملکرد نسبتاً صلب خواهند داشت و این تیرها در این مود گسیختگی صدمه ناچیز و یا تقریباً بدون آسیب دیدگی باقی خواهند ماند. در این مود گسیختگی ترکها در سمت کششی دیوار و در ارتفاع گسترش می یابند. گسیختگی دیوار برشی کوپله در این حالت به مشابه یک تیر طره ای ساده تحت بار عرضی می باشد. (Subedi,1999).

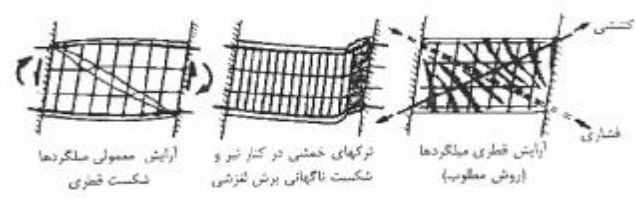
مدرس: سید علیرضا زارعی هیات علمی گروه عمران  
 دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان

**دروس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

**گسیختگی ناشی از شکست تیرهای کوپله**

در واقع مهمترین ضعف در دیوارهای برشی دارای بازشو، تیرهای کوپله هستند. این تیرها دارای طولی کوتاه و عمقی زیاد هستند که اگر ضخامت آنها کم باشد تبدیل به تیر عمیق می شوند که رفتار مطلوبی ندارند. تیرهای کوپله معمولاً از دیوارها ضعیف تر می باشند و بر اثر حرکت جانبی (خمش دیوارها)، چرخش قابل ملاحظه ای در محل اتصال دیوارها به تیر اعمال می شود و همین چرخش موجب تولید لنگر قابل توجه و نهایتاً جاری شدن مقاطع می گردد. غالباً سه نوع تخریب در تیرهای کوپله مشاهده می شود که عبارتند از: (شایخی و حشمتی، 1382).

الف) تخریب خمشی  
 ب) تخریب کششی قطری  
 ج) تخریب قطری فشاری و کششی



(الف) شکست خمشی معمولی میلگردها  
 (ب) شکست ناگهانی برش لغزشی ترکهای خمشی در کنار تیر و  
 (ج) شکست ناگهانی برش لغزشی (برش معمولی) میلگردها  
 کششی  
 فشاری


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

**دریس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

طراحی دیوارها باید طوری باشد که از تشکیل لولای خمیری (جاری شدن آرماتورها) مطمئن باشیم، به نحوی که شکست قطری - کششی که شکستی ترد است، نه در دیوار و نه در تیرهای کوبله رخ ندهد و بطور کلی دیوارها به نحوی رفتار کنند که لولای خمیری ابتدا در تیرهای کوبله و سرانجام در دیوارها تشکیل شوند.

ضعف اصلی در دیوارهایی که آرماتور طولی مناسبی دارند در تیرهای کوبله است که غالباً دچار شکست برشی - لغزشی خواهند شد و افزایش بیش از حد آرماتور برشی نیز تأثیر قابل توجهی در مقاومت برشی آنها نمی گذارد.

چنانچه دیوارهای برشی دارای بازشو به نحوی طراحی شوند که تیرهای کوبله قبل از دیوارها جاری شوند، این تیرها نه تنها نقطه ضعف دیوارها نیستند، بلکه در مقابل بارهای جانبی بزرگ، به منزله فیوز عمل می کنند و قبل از آنکه دیوارها که وظیفه انتقال بارهای جانبی و قائم را دارند صدمه ی قابل توجهی ببینند، می شکنند که این خود موجب استهلاک انرژی زیاد و شکل پذیری بالاتری در حرکات رفت و برگشتی می شود که ویژگی بسیار مطلوبی در رفتار سازه می باشد. (شابختی و حشمتی، 1382).


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

**دریس طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله**

**طراحی لرزه ای فونداسیون:**

- 1- روان گرای: چند شرط نیاز دارد؟
- 2- نشست
- 3- اندرکنش ساختمان با پی
- 4- احتمال گسیختگی یا شکست برشی بین پی سازه و زمین: درحالت هایی مطرح است که ساختمان کوچک و صلب باشد.
- 5- طراحی پی به صورت شکل پذیر نیست! بلکه برای محدوده ارتجاعی است. == ترک در پی و .....

