

بنام خداوند جان و خرد

دوره آموزشی

« سیستمهای مقاوم ساختمانهای بتنی »

دکتر طالب مرادی شقاقی

عضو هیات علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه آزاد اسلامی واحد
تبریز

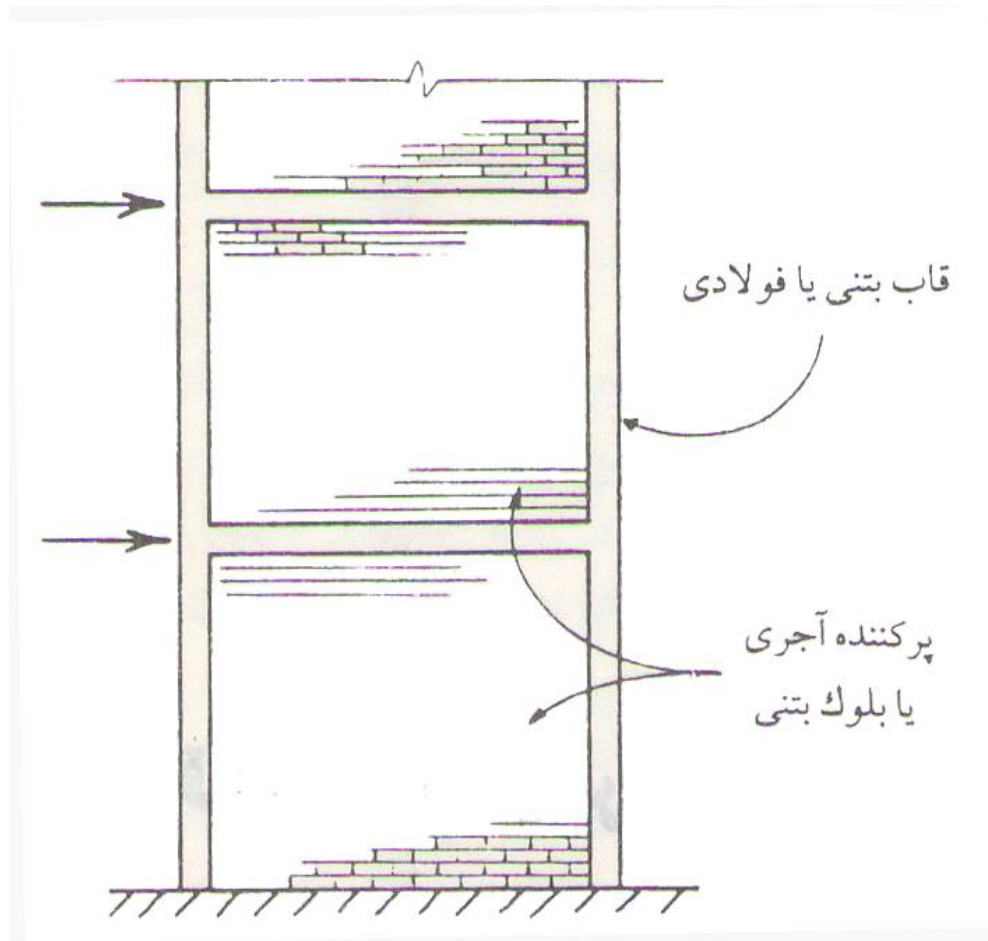
قابهای میان پر (In filled Frames)

قاب میان پر شامل مجموعه ای از ستونها، تیرها با پرکننده های آجری یا بتنی است (شکل ۲۱). پرکننده ها علاوه بر نقش جدا کننده و یا دیوار خارجی و دیوار اطراف راه پله ها و آسانسورها بعنوان مهار بندهای مقاوم در برابر بارهای افقی نیز عمل می کنند.

در مناطق غیر زلزله خیز که بارهای باد نیز دارای اهمیت زیاد نیستند، قابهای بتنی با پرکننده های آجری متداولترین فرم سازه ای هستند. در این سازه ها قابها فقط برای بارهای ثقلی طراحی می شوند و فرض می گردد که پرکننده ها دارای مقاومت کافی در مقابل بارهای جانبی کم هستند.

در اکثر کشورها به دلیل عدم وجود روش طراحی شناخته شده و قابل قبول، استفاده از پرکننده بعنوان مهاربند بشدت رد می شود. در این کشورها معمول این است که قابها را برای بارهای ثقلی و جانبی طراحی می کنند و تمهیدات لازم جهت عدم انتقال بار به پرکننده ها را در نظر می گیرند.

در اثر بارهای جانبی نسبتا زیاد ترکهای قطری که در پرکننده ها ایجاد می شود، نشان می دهد که فرض عدم انتقال بار به آنها اعتبار کافی ندارد. گاهی پرکننده ها نیروی جانبی قابل توجهی جذب می کنند در نتیجه بر مود رفتاری سازه و بر نیروهای قاب تاثیر می گذارند.



شکل ۲۱- نمونه ای از قاب پر کننده آجری

برای مهاربندی قاب بتنی توسط پرکننده‌ها، آنها باید شرایطی را که مهاربندها در سازه‌های فولادی دارند، داشته باشند. پرکننده‌ها باید در هر طبقه از نظر استاتیکی قابلیت تحمل برش افقی در هر دو جهت متعامد و پیچش را داشته باشند. برای این منظور باید حداقل سه دیوار پرکننده غیر موازی وجود داشته باشند. بدیهی است این دیوارها باید شرایط مقاومت و سختی را نیز ارضا نمایند.

استفاده از دیوارهای پرکننده بایستی همراه با اعمال پیش‌بینی‌های لازم جهت ایجاد مقاومت کافی در امتداد عمود بر سطح دیوار از نظر مسلح کردن و قلاب نمودن آنها به قابها باشد.

رفتار قابهای میان پر

بخشی از مهاربندی قاب توسط مقاومت برشی در صفحه دیوار و بخشی توسط رفتار دیوار بصورت عضو قطری فشاری تامین می گردد. مود رفتاری دیوار پر کننده در شکل ۲۲ نشان داده شده است. هنگامی که قاب تحت تاثیر بارهای افقی قرار می گیرد، ستونها و تیرهای قاب تغییر شکلهای دو انحنائی می یابند.

انتقال قسمت بالائی ستون هر طبقه و کوتاه شدگی قطر دهانه قاب، باعث می گردد که ستون به دیوار تکیه داده و آن را در جهت قطری تحت فشار قرار دهد(شکل ۲۲-ب).

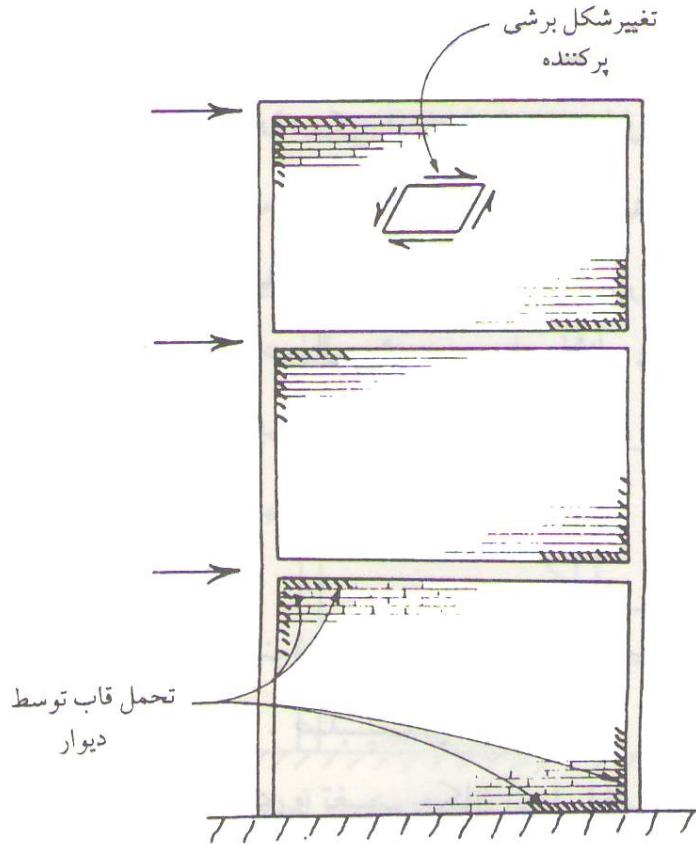
اندرکنش قاب و دیوار در سه مود شکست ظاهر خواهد شد، که در شکل ۲۳ نشان داده شده است.

اولین مود، شکست برشی دیوار بصورت پله ای در اتصال آجرهاست که باعث ایجاد تنش برشی در سطوح اتصال افقی می گردد.

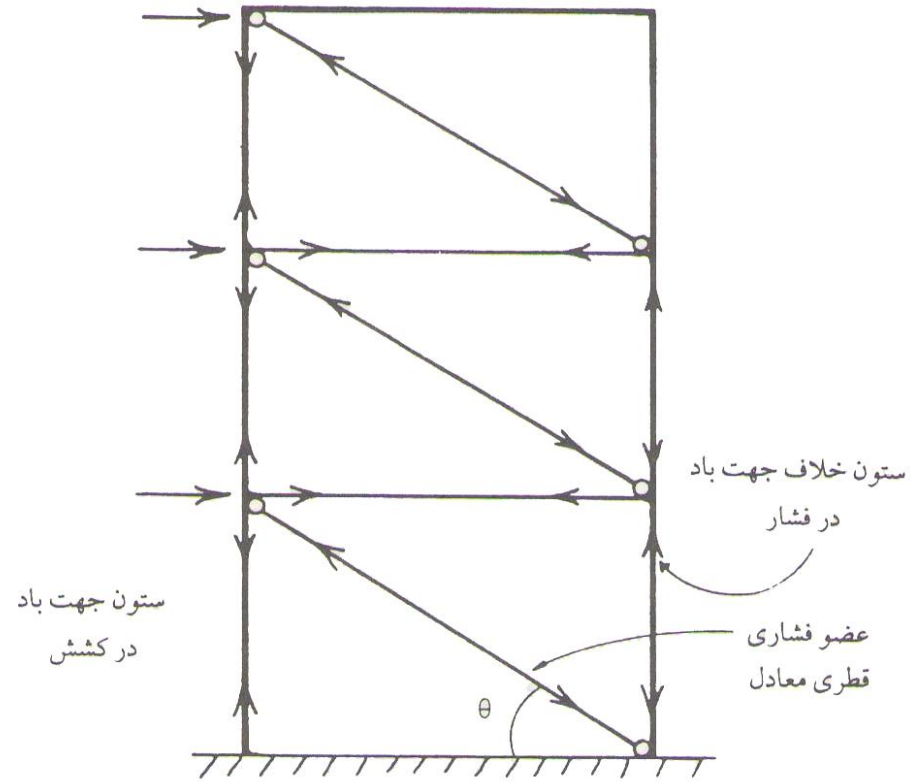
دومین مود، ترک قطری در طول خطهائی به موازات قطر دهانه قاب است، که در اثر تنشهای کششی عمود بر قطر ایجاد میگردد. این ترکها از وسط قطر جائیکه تنشهای کششی حداکثر است شروع شده و توسعه می یابد و در گوشه های فشاری که تنش کششی وجود ندارد متوقف می گردد.

سومین مود شکست اینست که گوشه دیوار در انتهای قطر فشاری در اثر تکیه قاب به آن و ایجاد تنشهای فشاری لهیده می شود.

نوع نیروهای ایجاد شده در قاب در شکل ۲۲-ب نشان داده شده است.



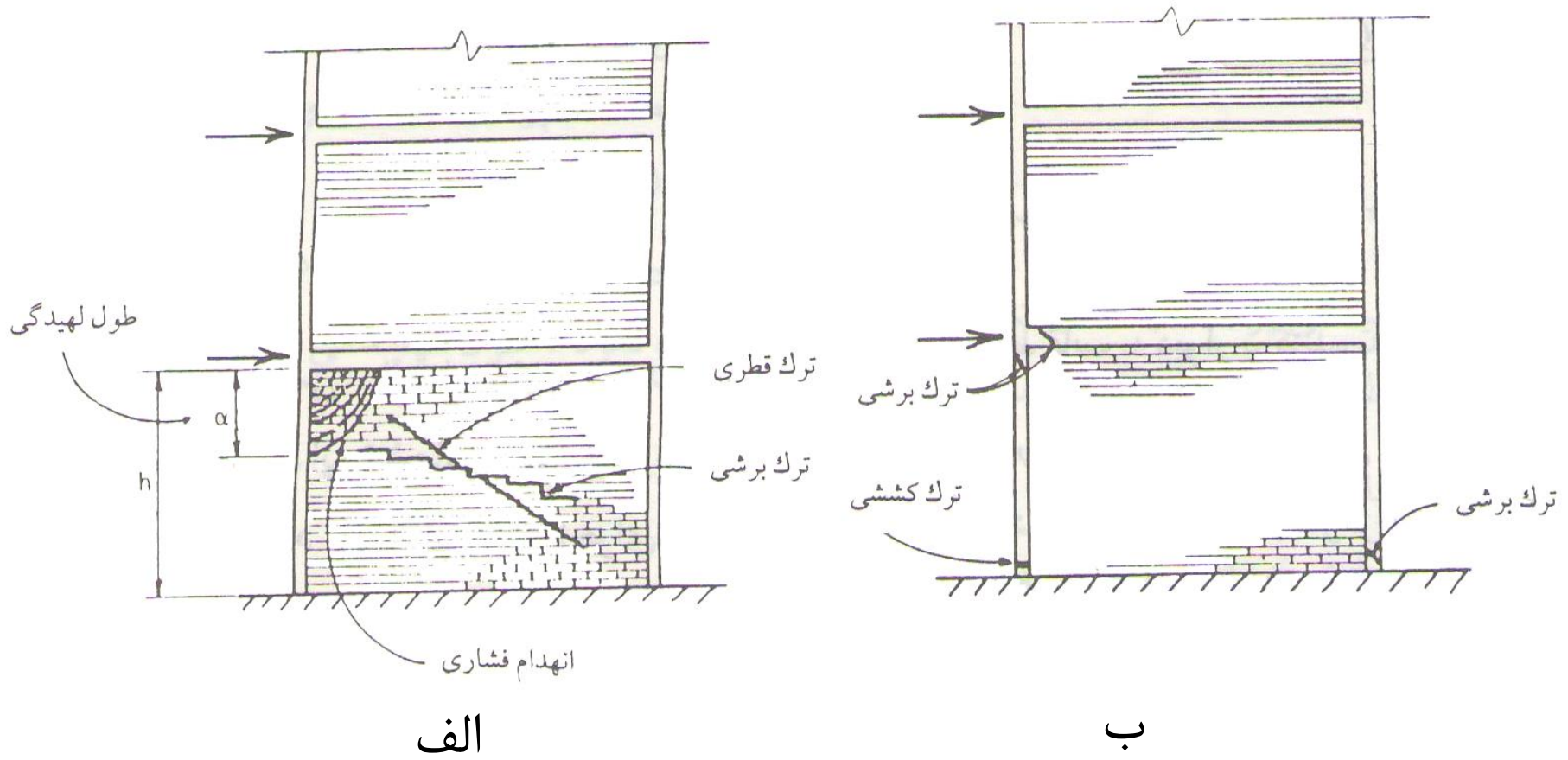
الف



ب

شکل ۲۲- الف- رفتار متقابل قاب و دیوار، ب- مدل قاب مهاربندی شده

ستونهای طرف بارهای جانبی تحت کشش و ستونهای خلاف جهت نیروهای افقی تحت فشار خواهند بود. چون دیوار به طول کوتاهی از تیر و ستون نیرو وارد می کند، اعضای قاب تحت برش عرضی و مقداری تحت خمش قرار می گیرند، در نتیجه اعضای قاب و یا اتصالات آنها ممکن است در اثر برش یا نیروی محوری و همچنین کشش در پای ستون سمت نیروی افقی منهدم گردد(شکل ۲۳).



شکل ۲۳- الف-مودهای شکست دیوار پر کننده، ب- مودهای شکست قاب



شکست میانقابها در اثر نیروهای رفت و برگشتی زلزله بصورت ترک قطری و لهیدگی گوشه های فشاری (زلزله ۲۳ اکتبر ۲۰۱۱ وان ترکیه)



شکست میانقاب ها بصورت ترک قطری و لهیدگی گوشه های فشاری و
فرو ریختن دهانه مجاور (زلزله ۲۳ اکتبر ۲۰۱۱ وان ترکیه)



شکست میانقابها و فروریختن بعضی از آنها به علت عدم اتصال اصولی به قابها (زلزله ۲۳ اکتبر ۲۰۱۱ وان ترکیه)



فرو ریختن دیوار آجری به دلیل عدم اتصال اصولی دیوار به قاب
(زلزله ۲۳ اکتبر ۲۰۱۱ وان ترکیه)



دیوار سمت راست ستون بتنی به علت وجود وادار (Wall Post) از نبشی مشکل زیادی پیدا نکرده ولی دیوار سمت چپ به دلیل نبودن وادار دچار تغییر شکل زیادی شده است (زلزله ۲۳ اکتبر ۲۰۱۱ وان ترکیه)

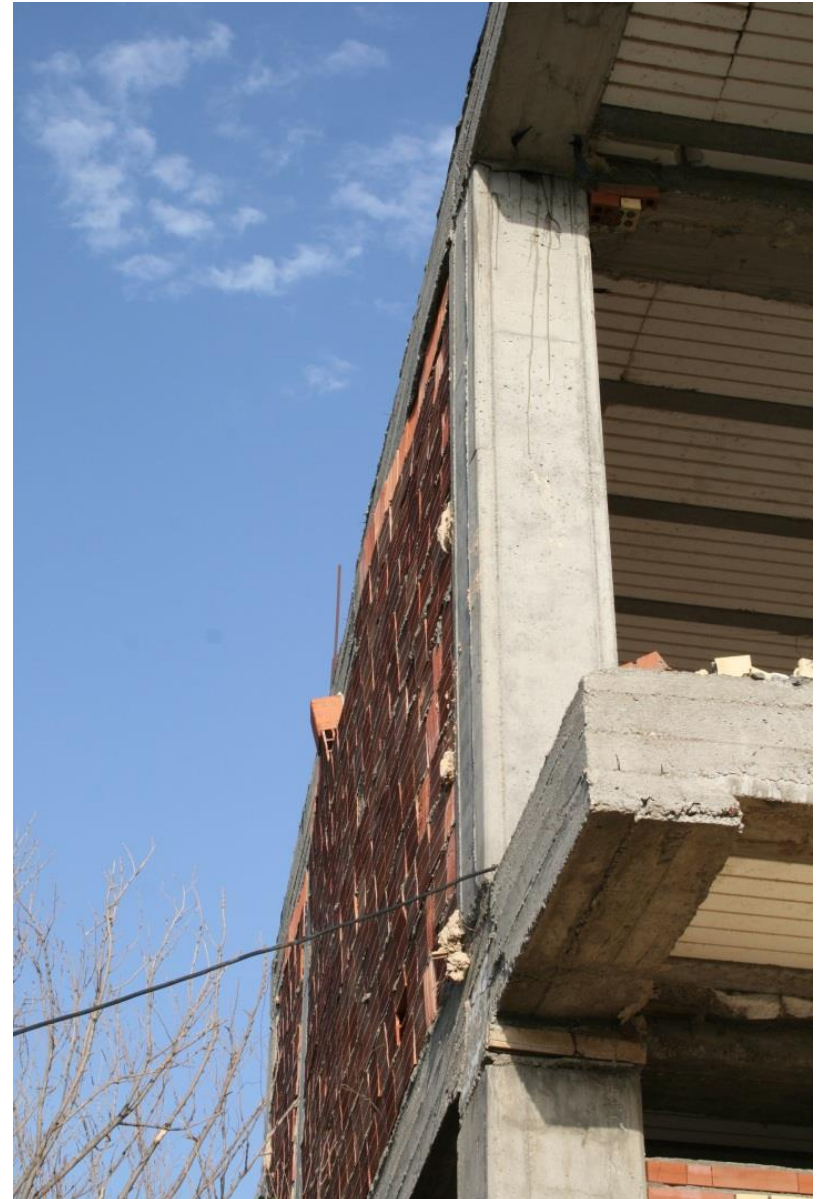
آسیب های وارد بر ساختمان های بتن آرمه



روستای شالی (زلزله ۲۱ مرداد ۱۳۹۱
اهر - ورزقان)



روستای شالی (زلزله ۲۱ مرداد ۱۳۹۱
اهر- ورزقان)



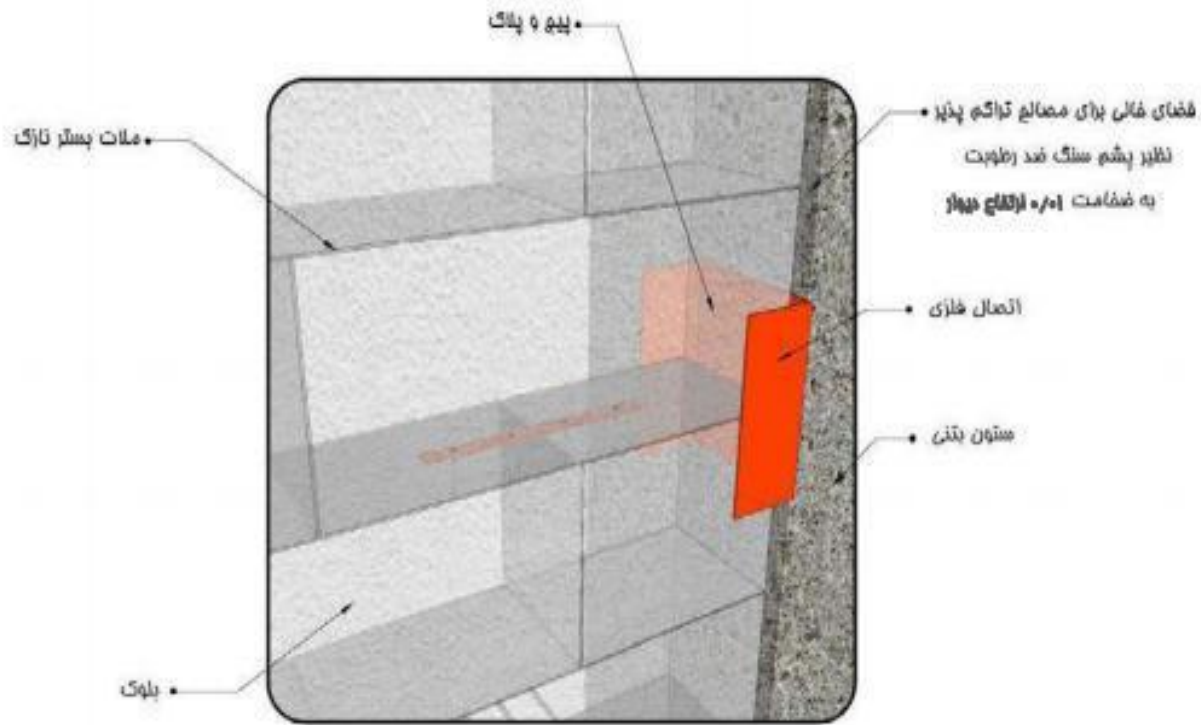
(زلزله ۲۱ مرداد ۱۳۹۱ اهر - ورزقان)



مدرسه توحید ورزقان (زلزله ۲۱ مرداد
۱۳۹۱ اهر - ورزقان)

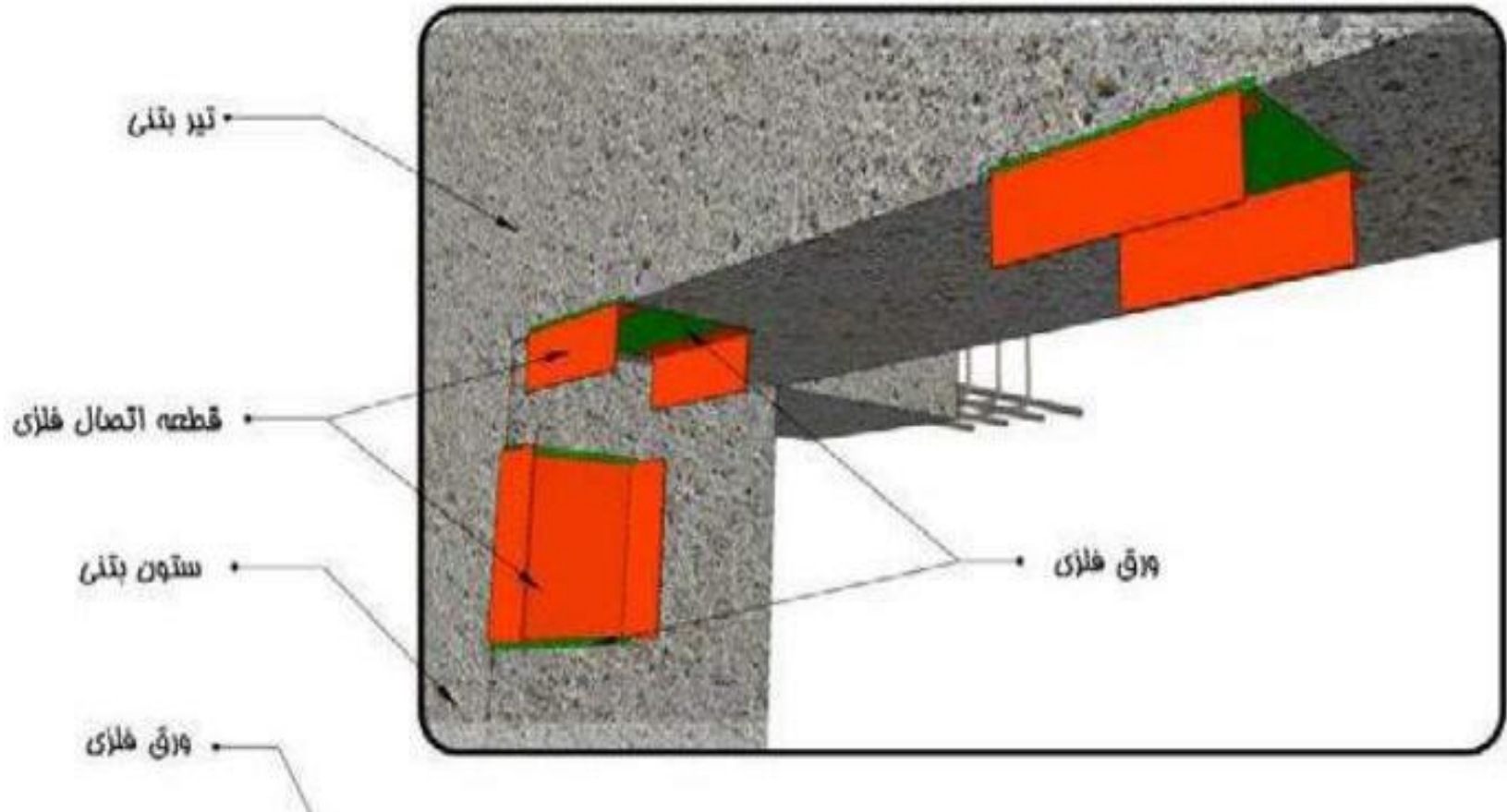


اجرای غیر اصولی وال پست

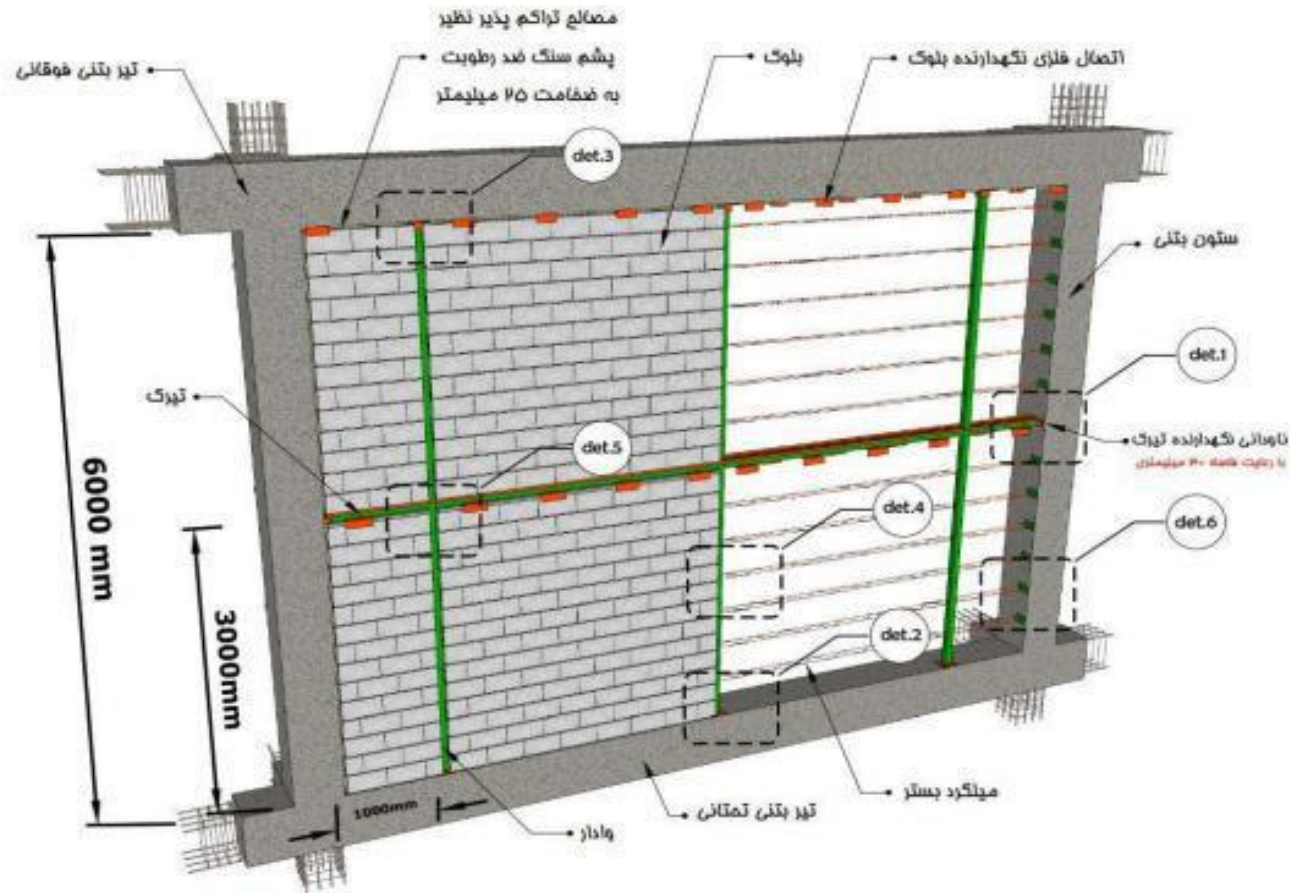


شکل پ ۶-۹- مهار دیوار خارجی ساخته شده از بلوک به ستون با استفاده از نبشی یا ناودانی

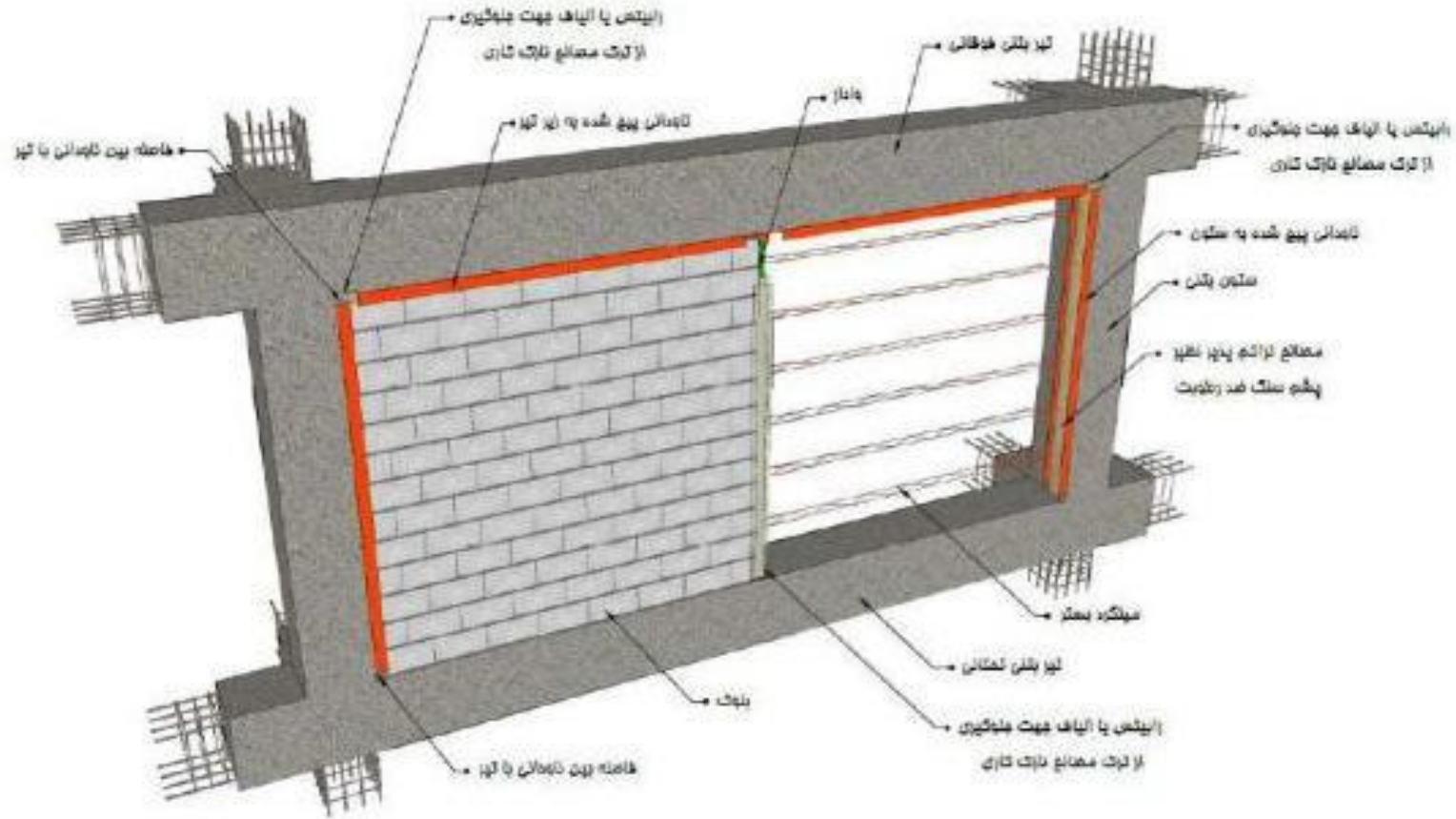
مهار دیوار خارجی با نبشی یا ناودانی (پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰۰)



اتصال دیوار به سقف و ستون (پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰)



مهار دیوار با نشی یا ناودانی و میلگرد بستر (پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰)



مهار دیوار در ساختمان بیمارستان با ناودانی سرتاسری و میلگرد بستر
(پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰)

در روابط فوق Q نیروی برشی اعمالی توسط قاب به دیوار پر کننده به طول L و ارتفاع h و ضخامت t می‌باشد.

تنش‌های مربوط به انهدام کششی قطری:

مشابه حالت قبل ترک قطری پرکننده به حداکثر مقدار تنش کششی قطری بستگی دارد، این تنش نیز در مرکز دیوار ایجاد می‌شود، بر اساس نتایج آنالیز، تنش کششی قطری با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\text{تنش کششی قطری} \quad \sigma_d = \frac{0.58 Q}{Lt} \quad (7)$$

مقدار تنش‌های برشی، قائم و کششی به ابعاد پر کننده بستگی دارد و چون در مرکز دیوار و دور از منطقه اتصال قاب و دیوار ظاهر می‌گردد، خواص سختی قاب تاثیر قابل توجهی بر آنها ندارد.

تنشهای پر کننده ها

رفتار قابهای میان پر هنوز کاملا شناخته شده نیست، و نیاز به تحقیقات وسیعی مخصوصا بر روی مدل‌های واقعی وجود دارد. یکی از روشهای تقریبی بصورت زیر تشریح می‌گردد.

تنشهای مربوط به انهدام برشی پر کننده:

انهدام برشی پر کننده، به ترکیب تنشهای برشی و قائم اعمالی به نقطه‌ای از آن بستگی دارد. این تنشها در اثر نیروهای برشی خارجی اعمال شده بر قاب و پیامد آن تکیه قاب بر دیوار ایجاد می‌شود.

از آنالیز اجزای محدود تنش در صفحه، مقادیر بحرانی این ترکیب تنشها در مرکز دیوار پر کننده بدست می‌آید. این تنشها را از روابط زیر می‌توان بدست آورد:

$$\text{تنش برشی} \quad \tau_{xy} = \frac{1.43Q}{Lt} \quad (5)$$

$$\text{تنش فشاری قائم} \quad \sigma_y = \frac{(0.8h/L - 0.2)Q}{Lt} \quad (6)$$

تنشهای مربوط به انهدام فشاری گوشه ها:

آزمایشات انجام شده بر روی مدل‌های قابهای میان پر نشان داده‌اند که طول اتکای ستون بر دیوار پر کننده مجاور آن با نسبت سختی خمشی ستون به سختی لهدگی صفحه دیوار پر کننده رابطه مستقیم دارد. هر چه ستون سختتر باشد طول اتکا بیشتر و تنشهای فشاری محل اتصال کمتر می‌شود. برای تخمین طول لهدگی و اتکای ستون به دیوار، می‌توان از تئوری تیر بر روی بستر ارتجاعی استفاده نمود. با این تئوری طول لهدگی ستون (α) را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (۸)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E t}{4EIh}}$$

E_m مدول الاستیسیته مصالح پر کننده و EI صلبیت خمشی ستون است.
 λ معرف نسبت سختی لهیدگی پر کننده به صلبیت خمشی ستون است.

هر چه ستون سختتر باشد مقدار λ کمتر و طول لهیدگی بیشتر می شود.
 اگر فرض شود، هنگام خرد شدن مصالح پر کننده در منطقه اتصال به ستون و در طول α ، مصالح به حد نهائی مقاومت فشاری خود (f'_m) برسد، برش افقی نهائی پر کننده (Q'_c) بصورت زیر خواهد شد.

$$Q'_c = f'_m \alpha t$$

$$Q'_c = f'_m t \times \frac{\pi}{2} \times 4 \sqrt{\frac{4EIh}{E_m t}} \quad (9)$$

با در نظر گرفتن برش افقی مجاز پرکننده (Q_c) و با فرض اینکه E/E_m برای فولاد ۳۰ و برای بتن برابر ۳ باشد، برش افقی مجاز پرکننده در انهدام فشاری برابر خواهد شد با:

$$Q_c = 5.2 f_m \sqrt[4]{Iht^3} \quad (۱۰) \quad \text{الف- برای قابهای فولادی}$$

$$Q_c = 2.9 f_m \sqrt[4]{Iht^3} \quad (۱۱) \quad \text{ب- برای قابهای بتنی}$$

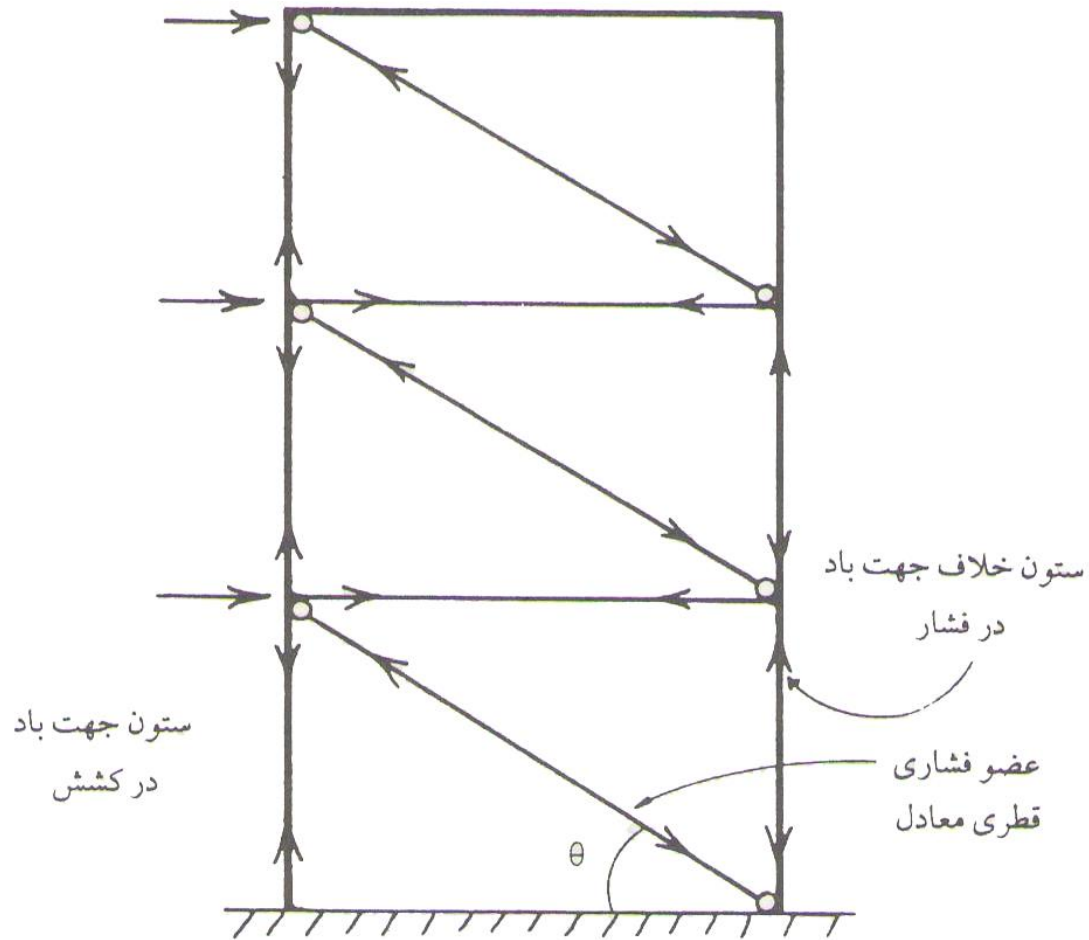
f_m تنش فشاری مجاز مصالح می باشد.

این روابط نیمه تجربی معرف عوامل موثر بر مقاومت برشی افقی پرکننده در هنگام انهدام فشاری یکی از گوشه های آن می باشد، و نشان می دهند، مقاومت فشاری مصالح و ضخامت دیوار بیشترین اثر را بر مقاومت برشی دیوار پرکننده دارند. در حالی که ممان اینرسی ستون و ارتفاع دیوار اثر کمتری دارند.

نیروهای قاب:

آزمایشات انجام شده بر روی مدل قاب میان پر تحت اثر بارهای افقی و آنالیز اجزای محدود مدلها، نشان داده اند، نیروهای تیرها و ستونها و اعضای قطری قابهای میان پر را می توان با آنالیز ساده قاب شبیه سازی شده شکل ۲۲-ب و با فرض مفصلی بودن گرههای آن بخوبی تخمین زد.

با استفاده از مولفه افقی نیروهای عضو قطری فشاری، برش ستونها و به طریق مشابه برش در تیرها از مولفه قائم نیروهای مذکور تخمین زده می شود. نتایج آنالیز نشان داده است، که لنگرهای ایجاد شده در ستونها و تیرها در اثر فشار پر کننده بر آنها، در مقایسه با لنگرهای قابهای صلب مشابه بدون پرکننده بسیار ناچیز است. برای تعیین مقدار این لنگرها، مقدار محافظه کارانه ای برابر با $Qh/20$ پیشنهاد شده است.



ب

شکل ۲۲- ب- مدل قاب مهاربندی شده

طراحی دیوارهای پر کننده:

انهدام برشی:

مقاومت برشی مصالح از رابطه اصطکاک استاتیکی زیر محاسبه می گردد.

$$f_s = f_{bs} + \mu \sigma_y$$

$$\frac{1.43Q_s}{Lt} = f_{bs} + \frac{\mu Q_s}{Lt} \left(\frac{0.8h}{L} - 0.2 \right)$$

$$Q_s = \frac{f_{bs} Lt}{1.43 - \mu \left(\frac{0.8h}{L} - 0.2 \right)} \quad (12)$$

Q_s نیروی برشی مجاز قاب میان پر جهت جلوگیری از انهدام برشی است.

در این رابطه f_{bs} و μ به ترتیب مقادیر مجاز تنش چسبندگی و ضریب اصطکاک داخلی برای تنش برشی مجاز مصالح می باشند.

انهدام فشاری:

در یک دیوار پر کننده مقاومت برشی بر حسب تنش فشاری پر کننده از رابطه زیر تخمین زده می شود (از نتایج آزمایشات انجام شده بر روی مدل‌های قابهای میان پر):
الف- اگر دیوار پر کننده توسط یک قاب فولادی محصور شده باشد:

$$Q_c = 3.2 f_m \cos^2 \theta \sqrt[4]{Iht^3} \quad (12)$$

ب- اگر دیوار پر کننده توسط یک قاب بتنی محصور شده باشد:

$$Q_c = 1.9 f_m \cos^2 \theta \sqrt[4]{Iht^3} \quad (13)$$

θ زاویه مهاربند قطری فشاری با افق می باشد.

Q_c نیروی برشی مجاز قاب میان پر جهت جلوگیری از انهدام فشاری است در طراحی دیوارهای پر کننده، انهدام کشش قطری در اثر ترکهای قطری در اغلب موارد کنترل کننده طراحی نبوده و لذا در نظر گرفته نمی شود.

-سیستم سازه ای دیوارهای برشی (Shear walls)

سازه دیوار برشی ، سازه ای است که مقاومت در برابر بارهای جانبی در آن تماما توسط دیوارهای برشی تامین می گردد. دیوارهای برشی معمولا از بالا تا پای سازه (فونداسیون) بصورت پیوسته ادامه می یابند و به فونداسیون بصورت گیردار متصل شده و یک طره قائمی را تشکیل می دهند. دیوارهای برشی غیر از بارهای جانبی، بارهای ثقلی را نیز تحمل می کنند.

سختی و مقاومت زیاد، این سازه را مناسب برای ساختمانهای تا ۳۵ طبقه نموده است.

در مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان این سیستم سازه ای را تا حداکثر ارتفاع بشرح ذیل می توان استفاده نمود :

-دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و

$$R= 5$$

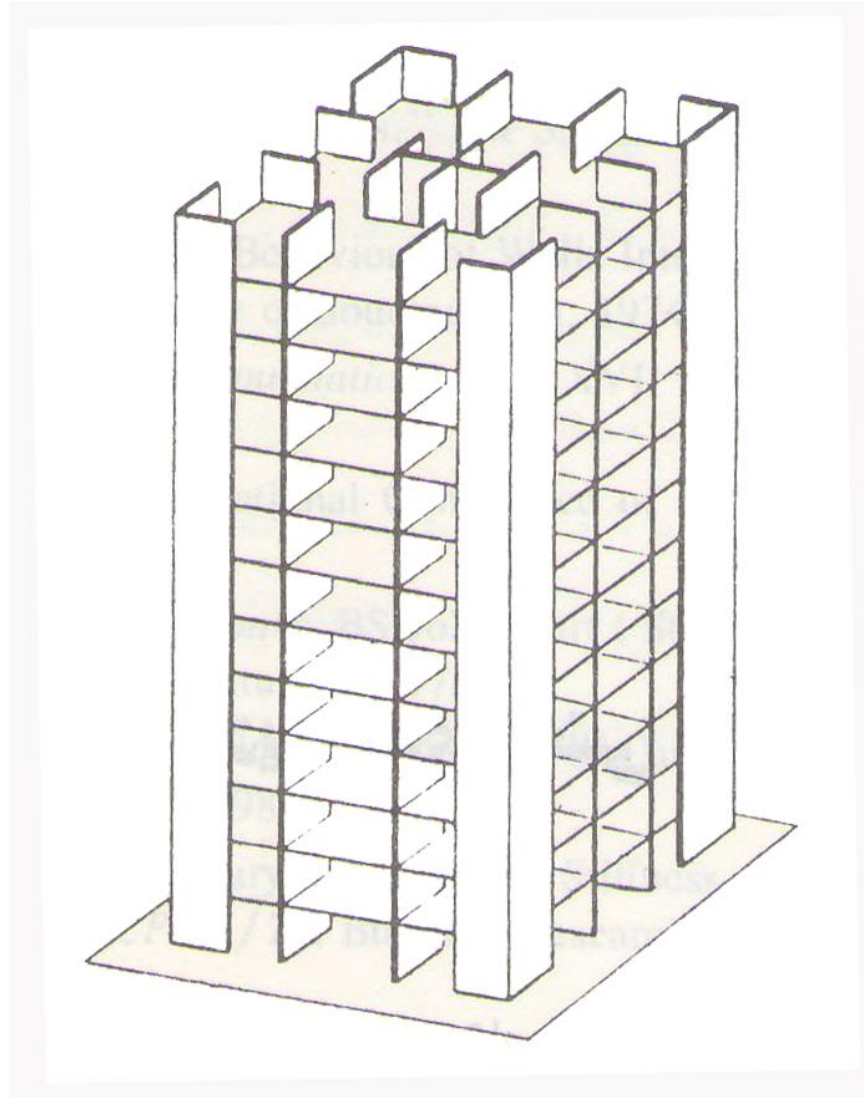
- دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و $R=4$

- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی $R=3/5$

معمولا دیوارهای برشی را در پلان به طریقی جایابی می کنند که بارهای مرده اعمالی تنش کششی ناشی از بارهای جانبی را خنثی سازند.

سازه دیوار برشی بیشتر در خمش تغییر شکل می دهد (برخلاف اسم).

دیوارهای برشی معمولا بشکل مستطیل هستند و در بعضی مواقع جهت سازگاری بیشتر با پلان ساختمان ممکن است به شکل T یا L یا U یا I ساخته شوند. نمونه ای از سازه دیوارهای برشی در شکل ۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۲۳- نمونه ای از سازه دیوار برشی

- رفتار دیوارهای برشی کنسولی:

دیوارهای برشی بتن مسلح در سازه های مقاوم در برابر زلزله برای ایجاد مقاومت و سختی جانبی بکار برده می شوند.

یکی از پارامترهای موثر در عملکرد دیوارهای برشی کنسولی نسبت ارتفاع به عرض دیوار برشی است که به **ضریب ظاهر دیوار** معروف است

(aspect ratio=a.r.) این ضریب برای دیوارهای برشی که تحت اثر نیروهای اینرسی هستند، در واقع نسبت فاصله نقطه اثر نیروی افقی (وسط ضخامت دال یا تیر فوقانی) تا پای دیوار به عرض دیوار می باشد.

دیوارهای با ضریب ظاهر بزرگتر یا مساوی ۲ به **دیوارهای بلند** موسومند. رفتار این دیوارها عمدتاً در مود خمشی است. آنالیز این نوع دیوارها همانند آنالیز تیرهای کنسولی است و با توجه به حداکثر لنگر خمشی همانند تیرها آرماتورگذاری می شوند. طراحی برای برش در این دیوارها بر اساس ضوابط آئین نامه ها انجام می شود. در این دیوارها با جاری شدن آرماتورهای طولی می توان به رفتار خمشی شکل پذیر دست یافت.

دیوارهای برشی با ضریب ظاهر کوچکتر از ۲ به دیوارهای کوتاه معروفند. رفتار دیوارهای برشی کوتاه در اثر بارهای ثابت و یا رفت و برگشتی با رفتار دیوارهای برشی بلند و تیرها که عمدتاً خمشی هستند متفاوت می باشد. در دیوارهای برشی کوتاه تاثیر متقابل نیروی برشی و لنگر خمشی خیلی بیشتر از دیوارهای برشی بلند و تیرها می باشد. رفتار این نوع دیوارها عمدتاً برشی و تخریب های حاصله از نوع ترد می باشد.

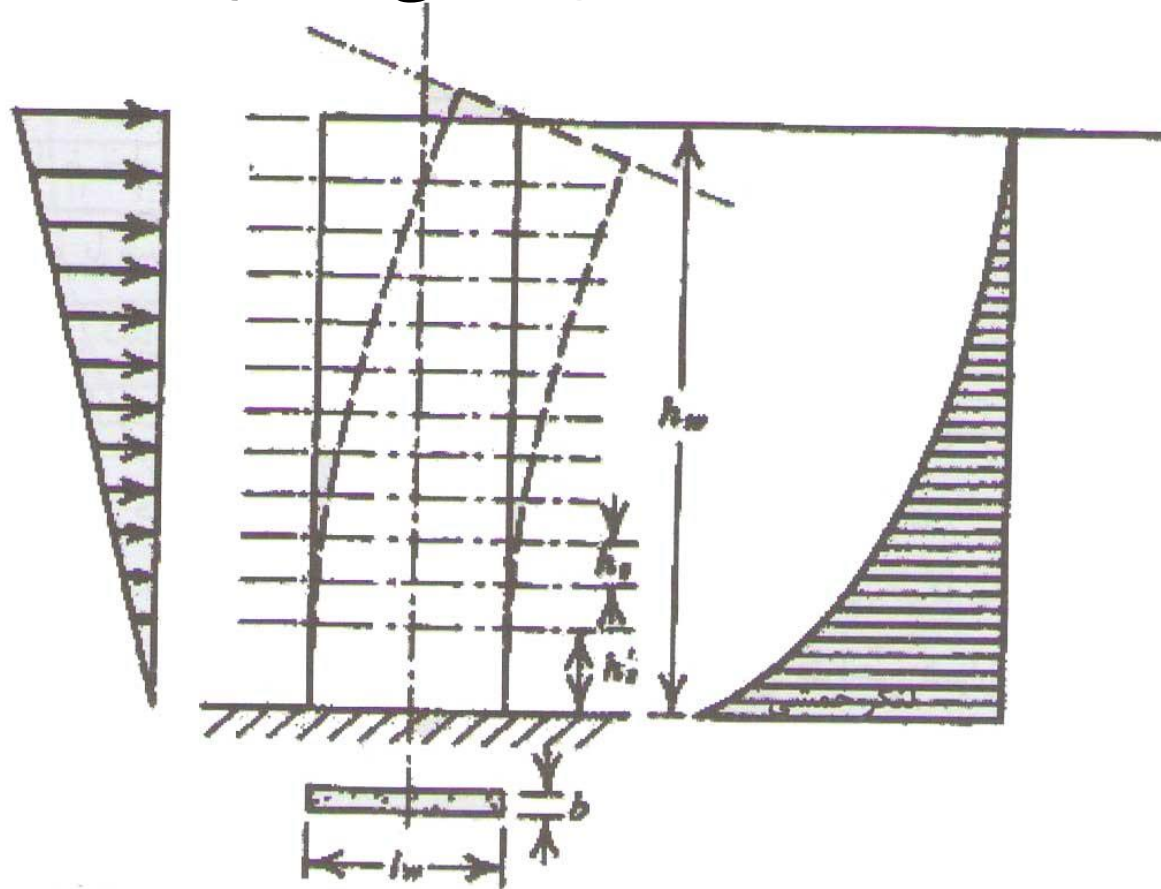
در دیوارهای برشی کوتاه گسیختگی زودرس کشش مورب یا فشار مورب ممکن است مانع تخریب خمشی شکل پذیر گردد، در برخی موارد در دیوارهای برشی خیلی کوتاه پس از چند سیکل بارگذاری رفت و برگشتی، ترک افقی پیوسته ای در امتداد پای دیوار محل اتصال به فونداسیون ایجاد شده و تخریب برش لغزشی اتفاق می افتد.

– دیوارهای برشی بلند با مقطع مستطیلی

دیوارهای برشی کنسولی مجرد همانند شکل ۲۴ عمدتاً رفتاری شبیه تیرهای بتن مسلح دارند. مقطع باریک این دیوار ممکن است مسئله ناپایداری در وجه فشاری آنرا ایجاد نماید. معمولاً دالهای کف طبقات مطابق شکل ۲۴ بعنوان دیافراگم افقی عمل کرده و تکیه گاه جانبی برای دیوار برشی فراهم می کنند در نتیجه طول بحرانی برای کمانش برابر ارتفاع طبقه در نظر گرفته می شود.

دیوارهای برشی بعنوان کنسول بزرگ تحت تاثیر لنگرهای خمشی و نیروهای برشی که عمدتاً ناشی از بارهای جانبی هستند و فشار محوری ناشی از بارهای ثقلی قرار دارند. بنابراین مقاومت مقطع دیوار را می توان با استفاده از روابط اثر متقابل لنگر خمشی و نیروی محوری مربوط به ستونها تعیین نمود. فولادهای قائم یا خمشی واقع در جان دیوار برشی، که می توانند قابل ملاحظه باشند می بایست در تعیین مقاومت خمشی دیوار لحاظ شوند.

پیش نیاز ضروری و مهم در دیوارهای برشی عبارتند از: وجود فونداسیون قوی جهت تامین گیرداری کامل در پای دیوار و اتصال کافی بین دیوار برشی و دال طبقات جهت انتقال بارهای جانبی به دیوارها.



شکل ۲۴- نمونه ای از دیوار برشی کنسولی

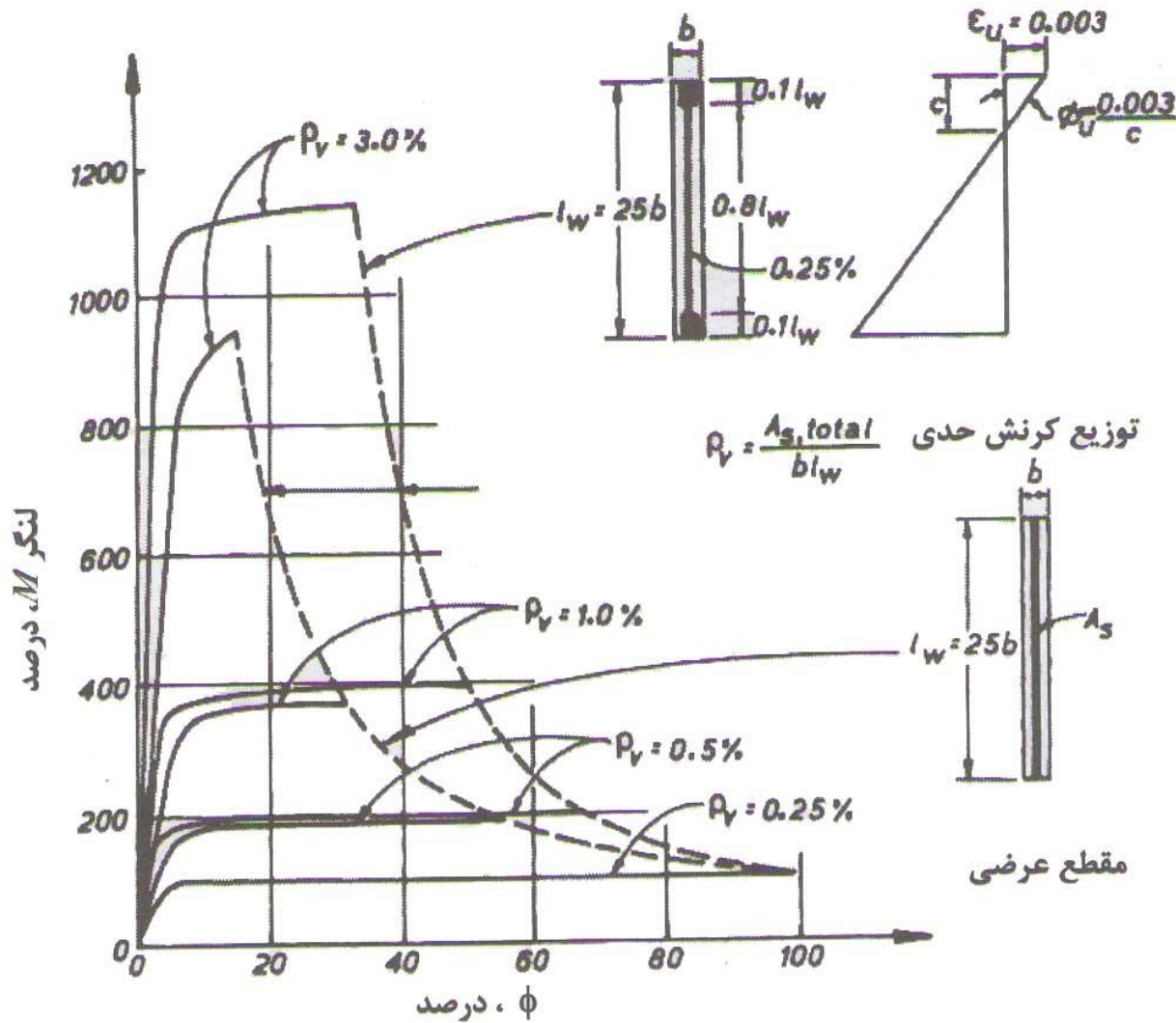
- مقاومت خمشی دیوارهای برشی بلند

در بسیاری از دیوارهای برشی مخصوصاً آنهایی که در مناطق بدون ریسک زلزله قرار دارند، از نقطه نظر مقاومت نیاز چندانی به فولاد خمشی نمی باشد. در این دیوارها بر اساس روشهای مرسوم مقدار $0/25$ درصد فولاد در هر دو امتداد قرار داده می شود. این مقدار فولاد بصورت یکنواخت در طول دیوار توزیع می گردد.

در حالت توزیع فولاد بصورت یکنواخت به دلیل اینکه تعداد زیادی از آرماتورها دارای تنش کمی بوده و با بازوی لنگر کمتری در مقاومت شرکت می کنند، لذا از تمام توان و قدرت آنها استفاده نمی شود، از طرف دیگر توزیع میلگردها بصورت یکنواخت باعث کاهش انحنای نهایی شده و شکل پذیری دیوار را بشدت کاهش می دهد.

این موضوع توسط کاردناس (Cardenas) و ماگورا (Magura) مطابق شکل ۲۵ نشان داده شده است. در این شکل لنگر خمشی و انحنا بصورت درصدی از مقادیر حدی آنها نشان داده شده است، همانطوریکه در این شکل مشخص است، توزیع یکنواخت فولاد نه تنها از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست، بلکه از نظر جذب انرژی در محدوده غیرالاستیک برای در صدهای بالای فولاد نامطلوب است.

در یک مقطع کارای دیوار برشی، که تحت تاثیر مقدار قابل توجهی لنگر خمشی قرار دارد، عمده فولادهای قائم در وجوه کششی انتهایی (در ۱۰ درصد طول دیوار در دو انتها) قرار داده می شود و در نواحی وسط (۸۰ درصد طول دیوار) مقدار ۰/۲۵ در صد فولاد قائم قرار داده می شود (آرماتورهای حداقل)، در این حالت مقاومت خمشی مقطع و شکل پذیری مقطع به مقدار قابل توجهی افزایش می یابد، این مورد در شکل ۲۵ به وضوح دیده می شود.



شکل ۲۵- تاثیر مقدار و توزیع فولاد قایم بر انحنای حدی

به دلیل سطح مقطع بزرگ دیوار، مقدار نیروی فشاری محوری بر روی دیوار برشی غالباً کمتر از مقداری است که شکست متعادل را در مقطع ایجاد می کند، لذا با افزایش فشار محوری در دیوار برشی ظرفیت خمشی مقطع دیوار افزایش می یابد، اما باید توجه داشت که با افزایش نیروی فشاری ، شکل پذیری کاهش می یابد.

جهت افزایش شکل پذیری دیوار برشی کنسولی لازم است در پای دیوار که لنگر واژگونی و فشار محوری حداکثر است، بایستی بتن فشاری محصور و دور گیر شود. از فولادهای دورگیرکننده همانند تنگهای بسته که در ستونها استفاده می شود در عرضی از دیوار که جهت شکل پذیری کرنش بتن فشاری بیش از $0/003$ ($0/0035$) در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان ایران) می رسد استفاده شود.

دیوارهای برشی بهترین عنصر برای مقابله با نیروهای جانبی هستند. دال طبقه همانند تیر عمیق صلب می باشد که نیروهای جانبی را به دیوار برشی انتقال می دهد.

دیوار برشی برخلاف نامش برای نسبت ارتفاع به عمق بزرگتر از ۲ به صورت یک تیر کنسول قائم عمل می کند که لنگر خمشی کنترل کننده طراحی آن است. دیوار برشی در ساختمانهای بلند و متوسط و حتی در ساختمانهای کوتاه، مقاومت ساختمان را بطور قابل ملاحظه ای افزایش می دهد. از دیوار برشی می توان برای کاهش تغییر مکانهای بین طبقه ای که عامل موثر خرابی در سازه های چند طبقه در هنگام وقوع زلزله های شدید است استفاده نمود.

مزایای دیوار برشی:

- ۱- افزایش چشمگیر صلبیت جانبی ساختمان که این خود موجب افزایش درجه ایمنی در مقابل شکست یا فروریختن ساختمان و باعث کاهش قابل ملاحظه در تغییر مکانهای جانبی ساختمان می شود.
- ۲- کاهش قابل ملاحظه ای در وارد آمدن خسارت به عناصر غیر سازه ای که در اکثر موارد هزینه آنها کمتر از هزینه اعضای سازه ای نیست.
- ۳- اثر قابل توجه در ایجاد آرامش خیال و تامین امنیت روانی ساکنین ساختمانهای بلند مرتبه در هنگام وقوع زلزله.

موقعیت مناسب برای استقرار دیوار برشی:

موقعیت دیوارهای برشی در پلان بایستی به گونه ای باشد که فاصله مرکز سختی طبقه از مرکز جرم آن به حداقل مقدار ممکن کاهش یابد. تا اثرات پیچش طبقه در اثر نیروهای جانبی مشکل آفرین نباشد.

فاصله بین نقطه اثر برآیند نیروی جانبی(مرکز جرم طبقه) و مرکز دیوارهای برشی(مرکز سختی طبقه)، لنگر پیچشی در سازه بوجود می آورد.

پیچش می تواند تغییر شکل دورانی قابل توجهی در ساختمان ایجاد کند و در نتیجه تغییر شکل زیادی در ستونهای دور از مرکز سختی بوجود آورد.

-دیوارهای برشی متصل (Linked walls) :

دیوارهای برشی متصل به دیوارهایی گفته می شوند که توسط دالها و یا تیرهایی با مقاومت خمشی ناچیز، که فقط در انتقال نیروهای اندرکنش افقی دخالت دارند، به یکدیگر متصل می شوند.

-دیوارهای برشی کوپل (Coupled shear walls) :

دیوارهای برشی که توسط اعضا با مقاومت خمشی خیلی زیاد به یکدیگر متصل می شوند، به دیوارهای برشی کوپل معروفند.

رفتار دیوارهای برشی متصل :

سیستم دیوارهای برشی متصل به دو سیستم متناسب و نامتناسب تقسیم میشوند.

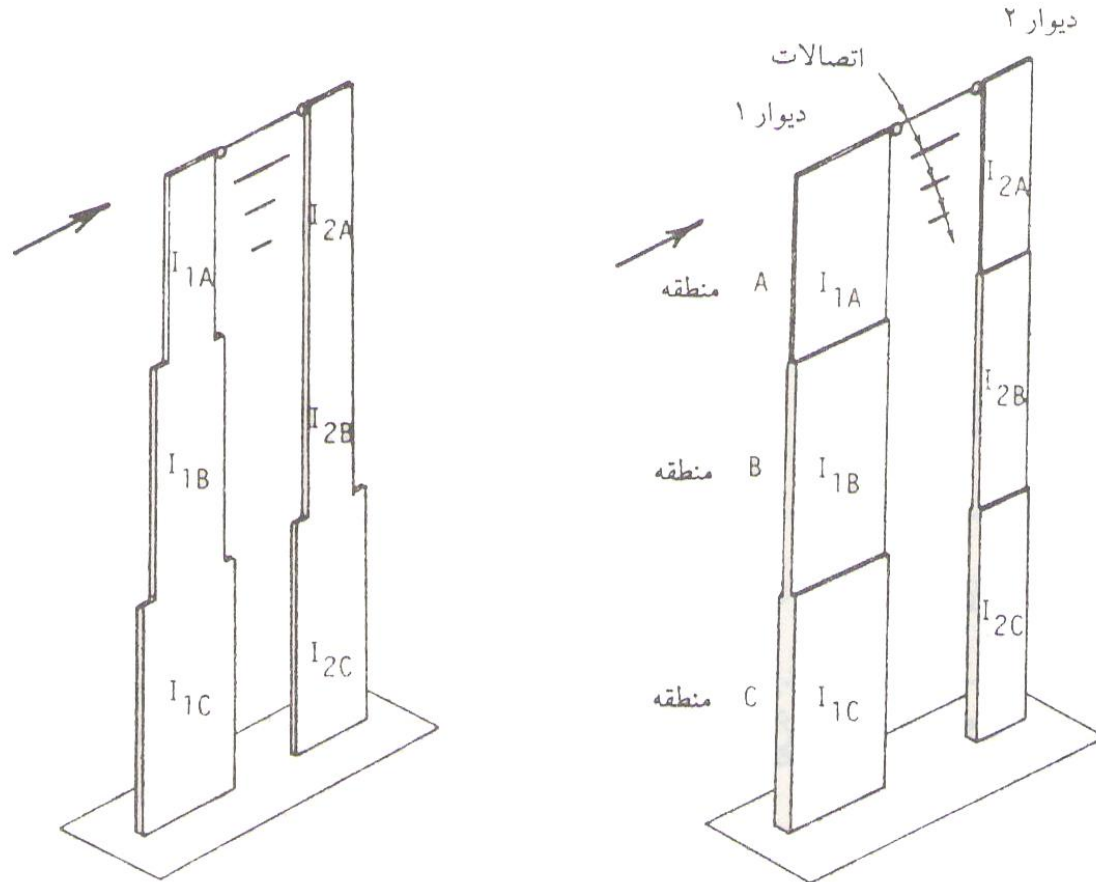
یک سیستم متناسب، سیستمی است که در آن، نسبت‌های صلبیت خمشی دیوارهای یک طبقه در ارتفاع دیوار ثابت است (شکل ۲۶ الف).

در این نوع سیستم سازه‌ای، با تغییر ضخامت دیوارها در یک تراز، نیازی به توزیع مجدد تنش‌ها نخواهد بود. سیستم‌های متناسب را می‌توان با توجه به ایزواستاتیک بودن آنها، با استفاده از روابط تعادل و توزیع لنگرها و برشهای خارجی به نسبت صلبیت خمشی دیوارها، آنالیز کرد.

یک سیستم نامتناسب، سیستمی است که در آن نسبتهای صلبیت خمشی دیوارهای یک طبقه در ارتفاع دیوار ثابت نیست (شکل ۲۶ ب).

در این نوع سیستم سازه‌ای، در ترازهایی از سیستم که صلبیت تغییر می‌کند، لنگرها و برشهای دیوار توزیع مجدد شده و اندرکنشهای افقی بین اتصالات اعضا و احتمالاً برشهای موضعی بسیار زیادی بروز خواهد کرد.

دیوارهای برشی نامتناسب از نظر استاتیکی نامعین هستند، بنابراین آنالیز آنها مشکل تر است.



نامساوی $\frac{I_{1A}}{I_{2A}}, \frac{I_{1B}}{I_{2B}}, \frac{I_{1C}}{I_{2C}}$

ب

$\frac{I_{1A}}{I_{2A}} = \frac{I_{1B}}{I_{2B}} = \frac{I_{1C}}{I_{2C}}$

الف

شکل ۲۶ - الف - دیوارهای برشی متناسب ، ب - دیوارهای برشی نامتناسب

-سیستم سازه ای متناسب بدون وجود پیچش

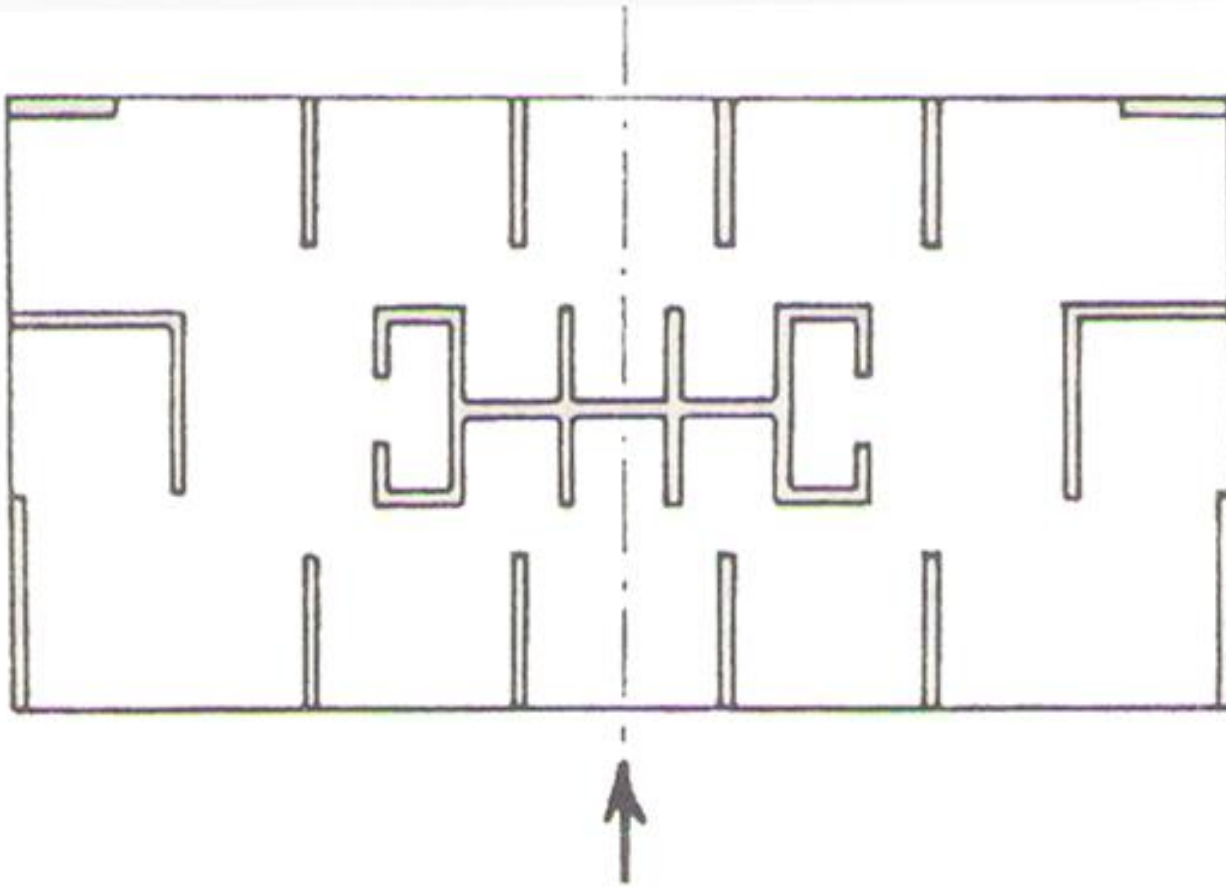
سازه ای که در پلان نسبت به محور بارگذاری متقارن باشد (شکل ۲۷)، دارای پیچش نخواهد بود. در این نوع سازه در هر تراز i ، برش خارجی کل Q_i ، و لنگر خارجی کل M_i بین دیوارها به نسبت صلبیت خمشی آنها توزیع می گردد.

برش و لنگر حاصل در دیوار j از تراز i را می توان به صورت زیر تعریف نمود :

$$Q_{ji} = Q_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{ij}} \quad (1)$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{ij}} \quad (2)$$

Q_{ji} ، برش دیوار j در طبقه i و M_{ji} لنگر دیوار j در طبقه i می باشد.
 $(EI)_{ij}$ صلبیت خمشی دیوار j در تراز i و $\sum (EI)_{ij}$ معرف مجموع صلبیت
 خمشی همه دیوارهای تراز i است.



شکل ۲۷- سازه دیوار برشی متناسب

سازه دیوار برشی متناسب با وجود پیچش

سازه‌ای که در پلان نسبت به محور بارگذاری متقارن نباشد، معمولاً تحت پیچش و انتقال خواهد بود. در چنین سازه‌ای تغییر مکان افقی هر کف، ترکیبی از انتقال و چرخش کف حول محور مرکز چرخش خواهد بود (شکل ۲۸). در سازه‌های متناسب، مرکز چرخش، همان مرکز صلبیت طبقه می‌باشد. مرکز صلبیت هر طبقه از روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$X_i = \frac{\sum_{j=1}^n (EIX)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{iJ}} \quad (۳)$$

$$Y_i = \frac{\sum_{j=1}^n (EIY)_{ij}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{iJ}} \quad (۴)$$

صورت کسر رابطه ۳ مجموع لنگر اول صلبیت دیوارهای طبقه i (j شماره دیوار) نسبت به محور مبدا برای دیوارهای موازی محور y ها و مخرج کسر مجموع صلبیتهای خمشی دیوارهای طبقه i و n تعداد دیوارهای طبقه i می باشد.

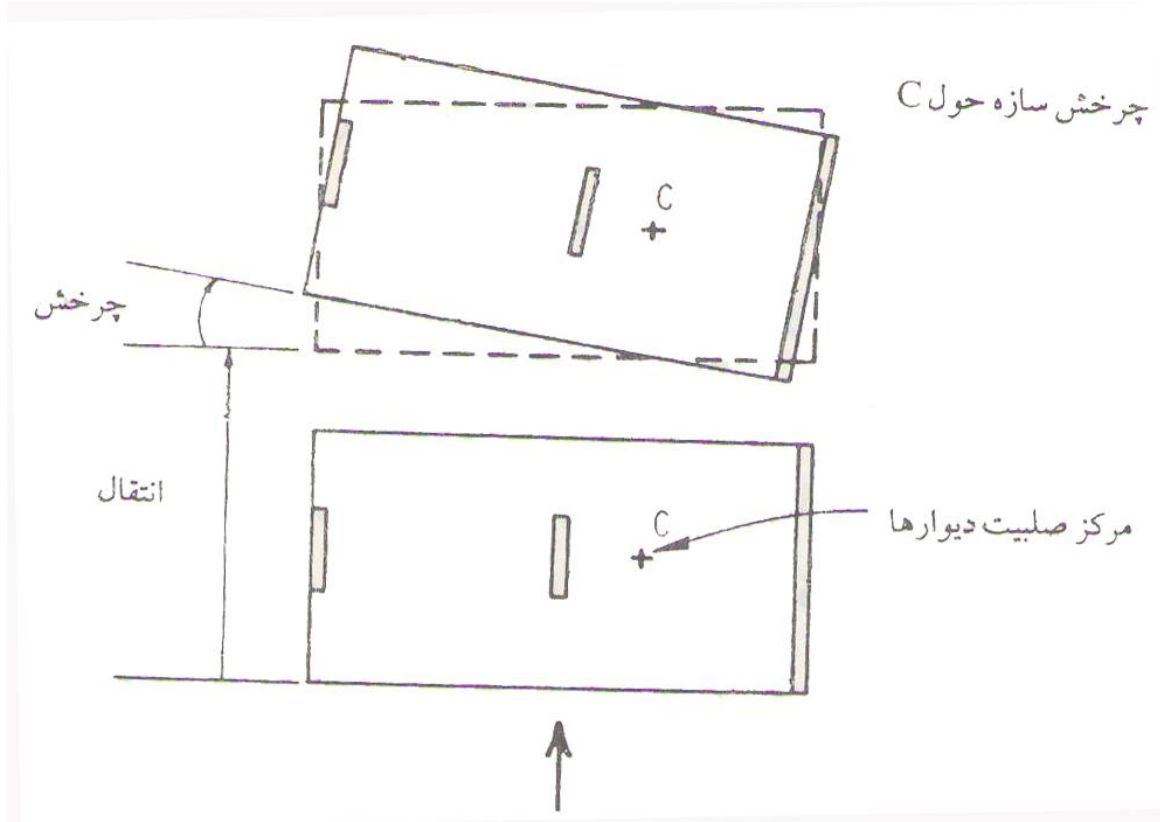
صورت کسر رابطه ۴ مجموع لنگر اول صلبیت دیوارهای طبقه i (j شماره دیوار) نسبت به محور مبدا برای دیوارهای موازی محور x ها و مخرج کسر مجموع صلبیتهای خمشی دیوارهای طبقه i می باشد .

در سازه های متناسب با وجود پیچش، نیروی برشی و لنگر خمشی دیوارها در تراز i از روابط زیر محاسبه می شوند (شکل ۲۸ و ۲۹).

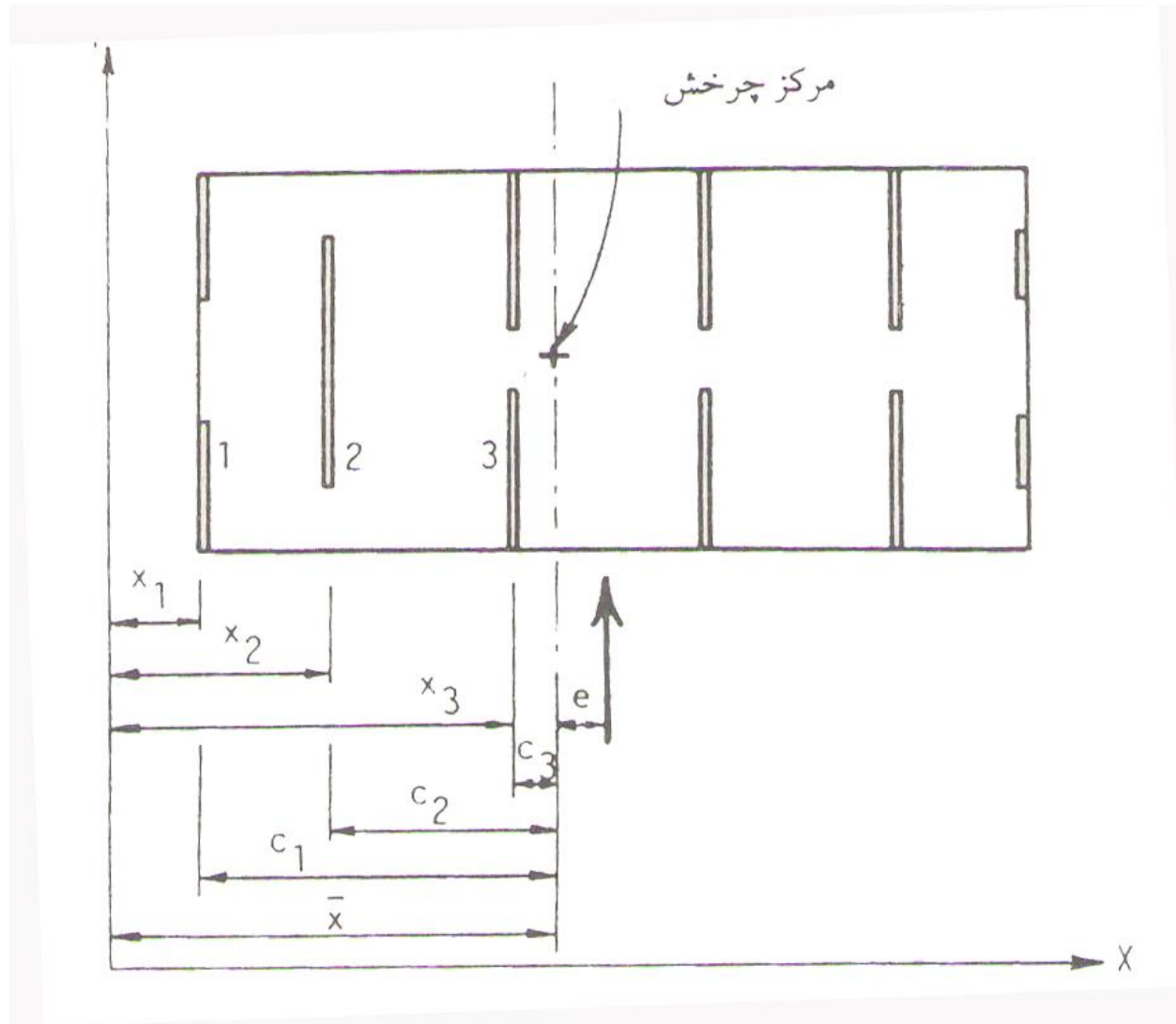
$$Q_{ji} = Q_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{ij}} + Q_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EIc^2)_{ij}} \quad (5)$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{ij}} + M_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EIc^2)_{ij}} \quad (6)$$

C_{ji} فاصله دیوار برشی j از مرکز برش طبقه i می باشد. مرکز برش طبقه در دیوارهای برشی متناسب، به مرکز صلبیت طبقه منطبق است. e ، خروج از محوریت که فاصله محل اثر نیروی برشی طبقه از مرکز صلبیت طبقه و یا همان فاصله مرکز جرم طبقه از مرکز صلبیت طبقه می باشد.



شکل ۲۸ - تغییر مکانهای سازه نامتقارن



شکل ۲۹ - سازه نامتقارن با دیوارهای به موازات جهت بارگذاری

در رابطه (۵)، جمله اول برش دیوار Z ناشی از انتقال طبقه i و جمله دوم برش همین دیوار در اثر چرخش طبقه می باشد. در رابطه (۶)، جمله اول لنگر ناشی از انتقال طبقه و جمله دوم لنگر ناشی از چرخش طبقه می باشد.

در روابط (۵) و (۶)، C_{ji} ، چنانچه در سمتی از مرکز چرخش باشد که e قرار دارد، مثبت و در سمت دیگر منفی خواهد بود.

اگر در یک سازه متناسب دیوارهایی در جهت عمود بر مسیر بار خارجی باشد (شکل ۳۰)، وجود این دیوارها سازه را از نظر پیچش سخت نموده، چرخش را کاهش می دهند، و بر میزان برشها و لنگرهای اعمالی ناشی از بارهای جانبی به دیوارهای موازی بار، تاثیر خواهد گذاشت.

در چنین حالتی، بایستی مخرج کسر جملات دوم روابط (۵) و (۶) مربوط به برشها و لنگرهای دیوارهای هم جهت بارهای جانبی را اصلاح نمود و جمله $\Sigma(EIc^2) + \Sigma(EId^2)$ بجای (EIc^2) قرار داد. لنگر دوم سختیهای خمشی دیوارهای موازی جهت بار جانبی و (EId^2) لنگر دوم سختیهای دیوارهای عمود بر جهت بارهای جانبی می باشد.

در این حالت برش و لنگر دیوار j در طبقه i (دیوارها هم جهت با بار جانبی) ، بصورت روابط زیر خواهد بود .

$$Q_{ji} = Q_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{ij}} + Q_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\Sigma(EIc^2)_{ij} + \Sigma(EId^2)_{ij}} \quad (۷)$$

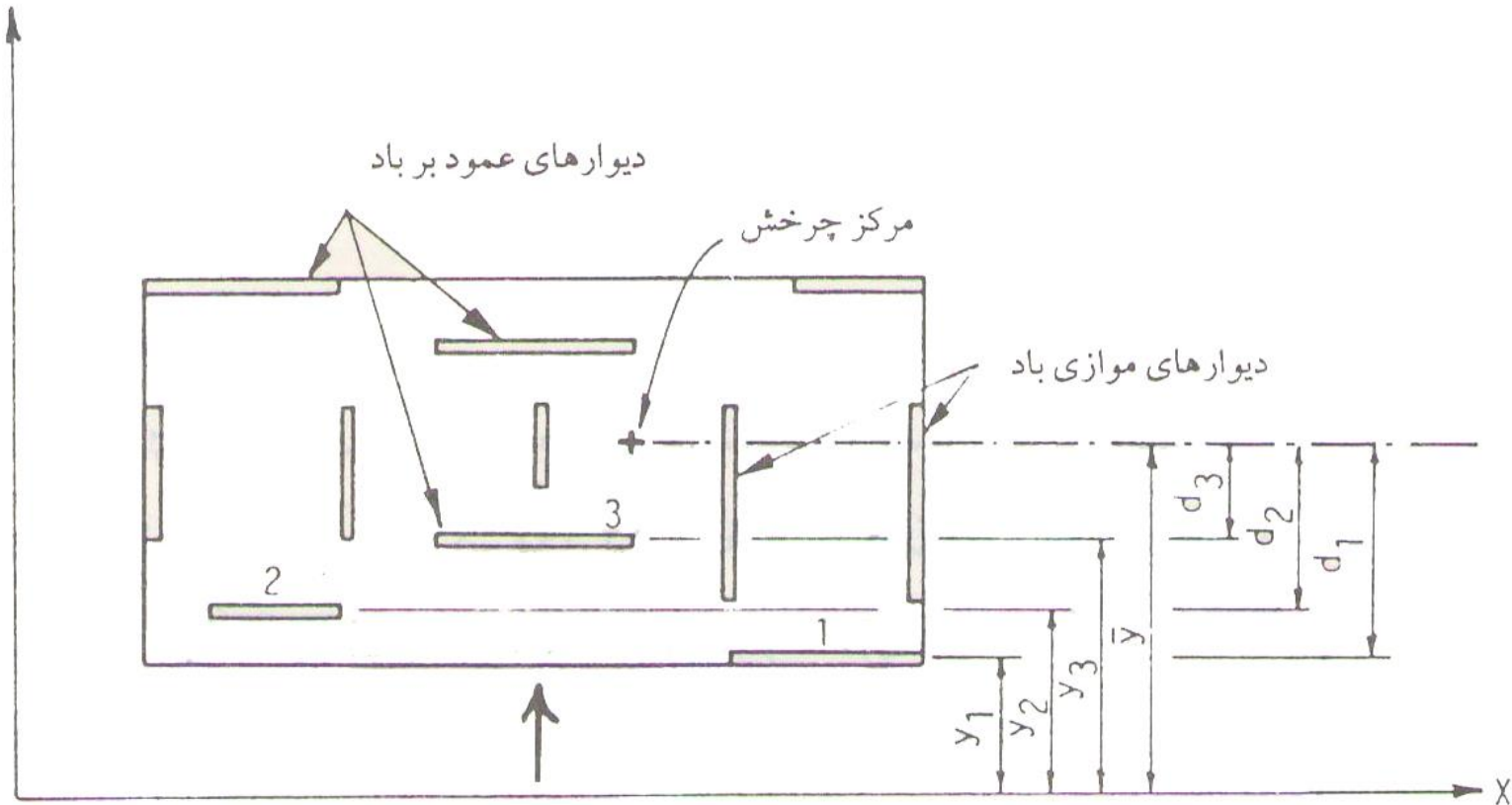
$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{ij}} + M_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\Sigma(EIc^2)_{ij} + \Sigma(EId^2)_{ij}} \quad (۸)$$

برش و لنگر در دیوارهای عمود بر جهت بار جانبی، فقط در اثر چرخش سازه ایجاد می شوند. برش و لنگر در تراز 1 دیوار عمود بر جهت بار برابر خواهد شد با:

$$Q_{ri} = Q_i e \frac{(EId)_{ri}}{\sum_{r=1}^m (EIc^2)_{ir} + \sum_{r=1}^m (EId^2)_{ir}} \quad (9)$$

$$M_{ri} = M_i e \frac{(EId)_{ri}}{\sum_{r=1}^m (EIc^2)_{ir} + \sum_{r=1}^m (EId^2)_{ir}} \quad (10)$$

در این روابط r شماره دیوارهای عمود بر امتداد بار جانبی و m تعداد این دیوارها و d فاصله این دیوارها از مرکزسختی طبقه می باشد. دیوارهایی که در جهت محورهای سازه نیستند را می توان با تجزیه صلبیت آنها به دو مولفه در جهت محورهای سازه و در مرکز برش هر یک، به عنوان دیوارهای موازی و عمود بر جهت بار جانبی آنالیز نمود.



شکل ۳۰- سازه نا متقارن ، شامل دیوارهای موازی و عمود بر جهت بار

صلبیت جانبی یک دیوار برشی:

مطابق شکل ۳۱ صلبیت جانبی یک دیوار برشی در ارتفاع H از تراز پایه از رابطه زیر بدست می آید:

$$K = \frac{3EI}{\beta h_w^3} \quad (11)$$

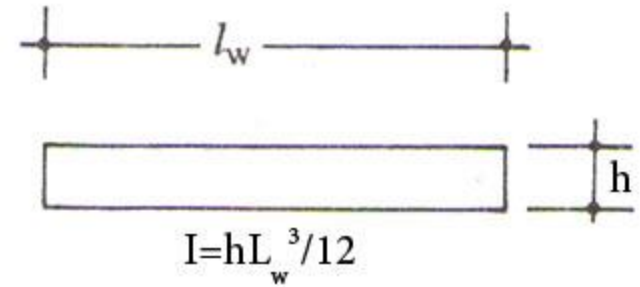
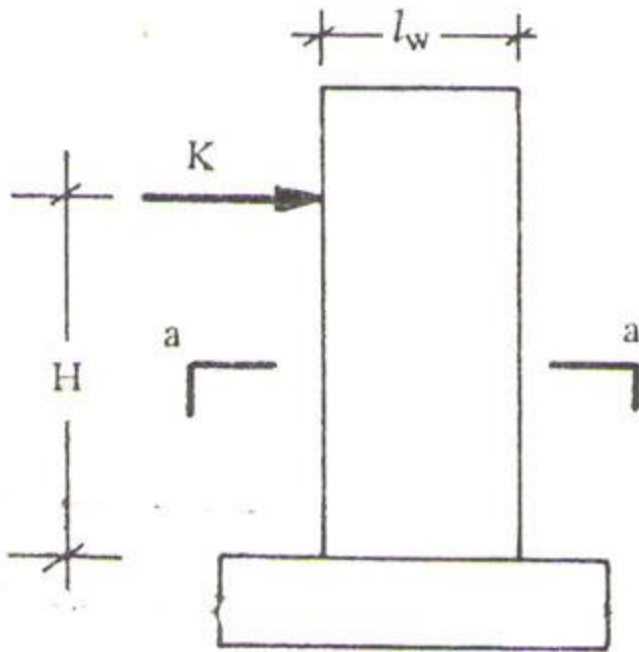
$$E = 5000\sqrt{f_c}$$

(E و f_c بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع)

در رابطه فوق ضریب β در مخرج نشان دهنده اثر تغییر شکل برشی است که برابر است با:

$$\beta = 1 + 0.75\left(\frac{l_w}{H}\right)^2 \quad (12)$$

در طبقات فوقانی با افزایش H ، ضریب β به سمت واحد میل می نماید.



مقطع a-a

شکل ۳۰- صلبیت جانبی دیوار برشی در تراز H

طراحی دیوار برشی

دیوار برشی تحت تاثیر نیروی برشی و لنگر خمشی متغیر قرار میگیرد که در پای دیوار مقدار آنها حداکثر است.

اگر ارتفاع دیوار برشی کم باشد، نیروی برشی حاکم بر طراحی خواهد بود.

اگر ارتفاع دیوار برشی زیاد باشد، لنگر خمشی حاکم بر طراحی خواهد بود. به هر حال باید هر دو کنترل شود.

ضخامت دیوار بر طبق ضوابط مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

$$h = \max \left\{ \frac{h_w}{25}, \frac{L_w}{25}, 150 \text{ mm} \right\} \quad (13)$$

h_w ارتفاع آزاد دیوار برشی و L_w طول دیوار برشی میباشند.

در دیوارهای بیرونی و دیوارهایی که در تماس مستقیم با خاک هستند حداقل ضخامت ۲۰۰ میلیمتر می باشد.

طراحی دیوار برشی برای نیروی برش:

طراحی دیوار برشی برای برش با استفاده از روابط زیر انجام می شود.

$$V_u \leq V_r$$

$$V_r = V_c + V_s$$

$$V_{r,max} = 5V_c$$

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} h d$$

$$d \cong 0.8 L_w$$

$$V_{r,max} = 5 V_c = \phi_c \sqrt{f_c} h d$$

نیروی برشی مقاوم بتن V_c برای یک دیوار برشی که تحت اثر نیروی فشار محوری N_u قرار گرفته باشد به صورت زیر محاسبه می شود.

$$V_c = 0.33\phi_c \sqrt{f_c} h d + \frac{N_u d}{5L_w} \quad (17)$$

$$V_c = \left[0.06\phi_c \sqrt{f_c} + \frac{L_w \left(0.12\phi_c \sqrt{f_c} - 0.15 \frac{N_u}{L_w h} \right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} \right)} \right] h d \quad (18)$$

مقدار N_u برای فشار مثبت و برای کشش منفی در نظر گرفته می شود. اگر $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} \right)$ منفی باشد از رابطه ۱۷ استفاده می شود.

بجای روابط ۱۷ و ۱۸ برای تعیین V_c می توانیم از دو رابطه ساده زیر و در جهت اطمینان V_c را محاسبه کنیم.

وقتی N_u فشاری باشد (یا صفر باشد)

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} h d \quad (19)$$

وقتی N_u کششی باشد.

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} \left(1 - \frac{N_u}{3A_g} \right) h d \quad (20)$$

در رابطه فوق N_u مثبت و A_g سطح مقطع کل دیوار برشی بر حسب میلیمتر مربع می باشد.

$$V_s = V_u - V_c \quad (21)$$

محاسبه میلگردهای برشی افقی (A_h) :

$$A_h = \frac{V_s S_2}{\phi_s F_y d} \quad (22)$$

A_h سطح مقطع یک یا دو میلگرد افقی بر حسب اینکه یک شبکه یا دو شبکه آرماتورهای برشی افقی باشد و S_2 فاصله آرماتورهای برشی افقی است.

$$S_2 \leq \min \left\{ \frac{L_w}{5} , 3h , 350mm \right\} \quad (23)$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{h S_2}$$

اگر $V_u > 0.2\phi_c \sqrt{f_c} A_{cv}$ باشد، همچنین اگر ضخامت دیوار بیشتر از ۲۵ سانتیمتر باشد، قرار دادن دو شبکه آرماتورگذاری افقی و قائم الزامی است.

$$A_{cv} = L_w h$$

محاسبه میلگردهای برشی قائم (A_n) :

$$\rho_n = \frac{A_n}{S_1 h} \quad (۲۴)$$

A_n سطح مقطع یک یا دو میلگرد برشی قائم بر حسب اینکه یک شبکه یا دو شبکه آرماتورهای برشی باشد و S_1 فاصله آرماتورهای برشی قائم است.

$$\rho_n \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (۲۵)$$

$$\rho_n \geq 0.0025$$

مقدار ρ_n لازم نیست از آرماتورهای برشی افقی بیشتر در نظر گرفته شود.

$$S_1 \leq \min \left\{ \frac{L_w}{3} , 3h , 350 \text{ mm} \right\} \quad (26)$$

اگر $V_u < V_c$ باشد مقادیر حداقل برای ρ_h و ρ_n در نظر گرفته می شود.

حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتورهای قائم به مساحت کل مقطع بشرح زیر می باشد:

الف- برای میلگردهای S400 و با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر

$$\rho_{n,\min} = 0.0012$$

ب- برای سایر میلگردهای آجدار

$$\rho_{n,\min} = 0.0015$$

-حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتورهای افقی به مساحت کل مقطع بشرح زیر می باشد:

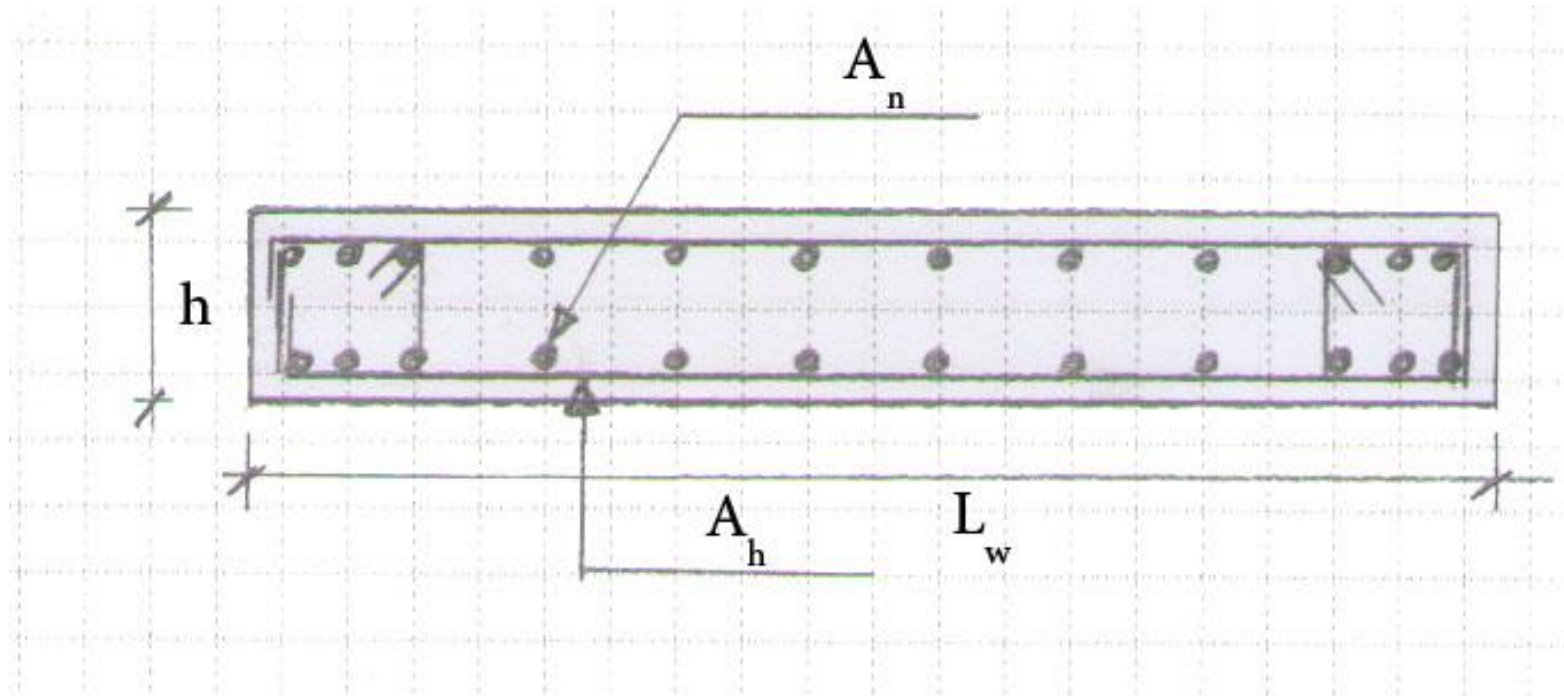
الف- برای میلگردهای S400 و بالاتر و با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر

$$\rho_{h,\min} = 0.002$$

ب- برای سایر میلگردهای آجدار

$$\rho_{h,\min} = 0.0025$$

نسبت مساحت مقطع آرماتورهای افقی و قائم به مساحت کل مقطع نباید از ۰/۰۴ بیشتر باشد. این محدودیت در محل وصله ها نیز باید رعایت شود.



شکل ۳۰- مقطع یک دیوار برشی بدون المان مرزی

طراحی دیوار برشی برای لنگر خمشی :

دیوارهای برشی علاوه بر نیروهای برشی تحت لنگر خمشی و نیروهای محوری نیز قرار می‌گیرند. در سازه‌های کوتاه و متوسط بار محوری فشاری عموماً کوچک بوده و در جهت اطمینان می‌توان از آنها صرف‌نظر نمود و مقطع را فقط برای لنگر خمشی طراحی کرد.

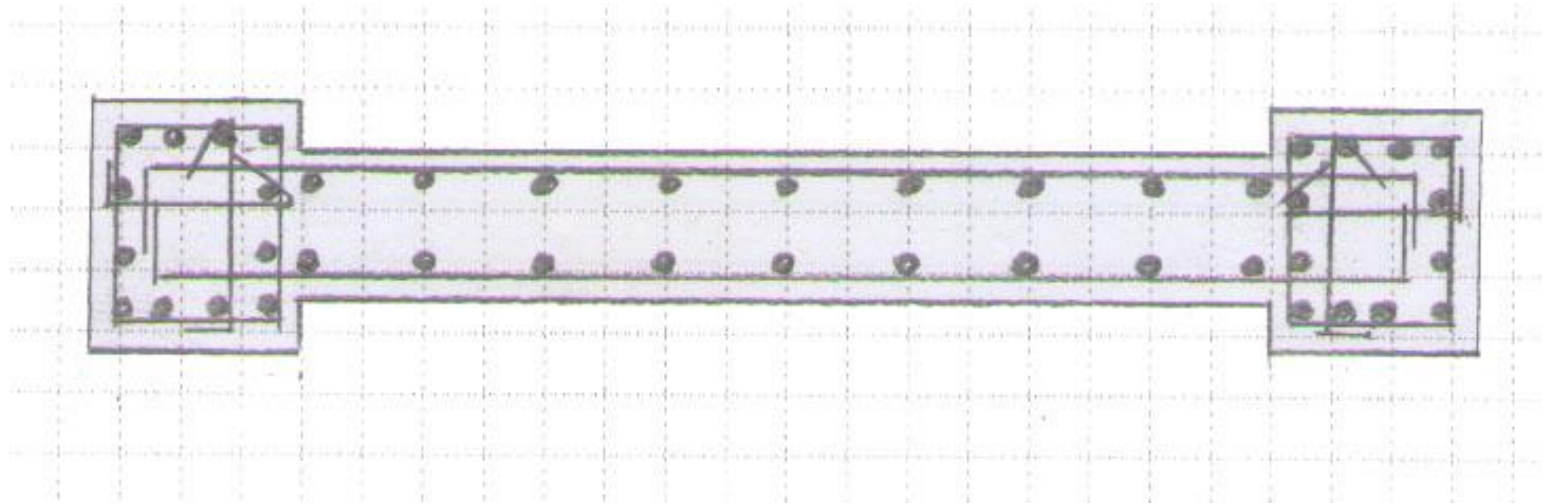
در طراحی دیوار برشی برای خمش، می‌توان آرماتورهای لازم برای لنگر را در دو انتهای دیوار متمرکز نمود و در ناحیه وسط از آرماتورهای برشی و یا حداقل استفاده کرد. و با توجه به عوض شدن جهت بارهای جانبی آرماتورهای کششی محاسبه شده برای خمش را در هر دو انتهای دیوار قرار داد. در محاسبات دقیقتر دیوار برشی را با استفاده از نمودار اندرکنش خمش و فشار محوری همانند ستونها می‌توان طراحی نمود.

در صورتیکه تنش فشاری در لبه دیوار برشی (σ) در اثر بارهای ضریبدار از $0.2 f_c$ بیشتر باشد، در لبه‌های دیوار باید اجزای مرزی قراردادده شوند. مگر اینکه در تمام طول دیوار از تنگه‌های ویژه استفاده شود.

$$\sigma = \frac{N_u}{A_g} + \frac{M_u}{S_g} \quad (27)$$

N_u و M_u به ترتیب لنگر خمشی نهائی و نیروی فشاری نهائی مقطع دیوار می باشد.

$$S_g = \frac{h L_w^2}{6} \quad (28)$$



شکل ۳۱- مقطع یک دیوار برشی با المان مرزی

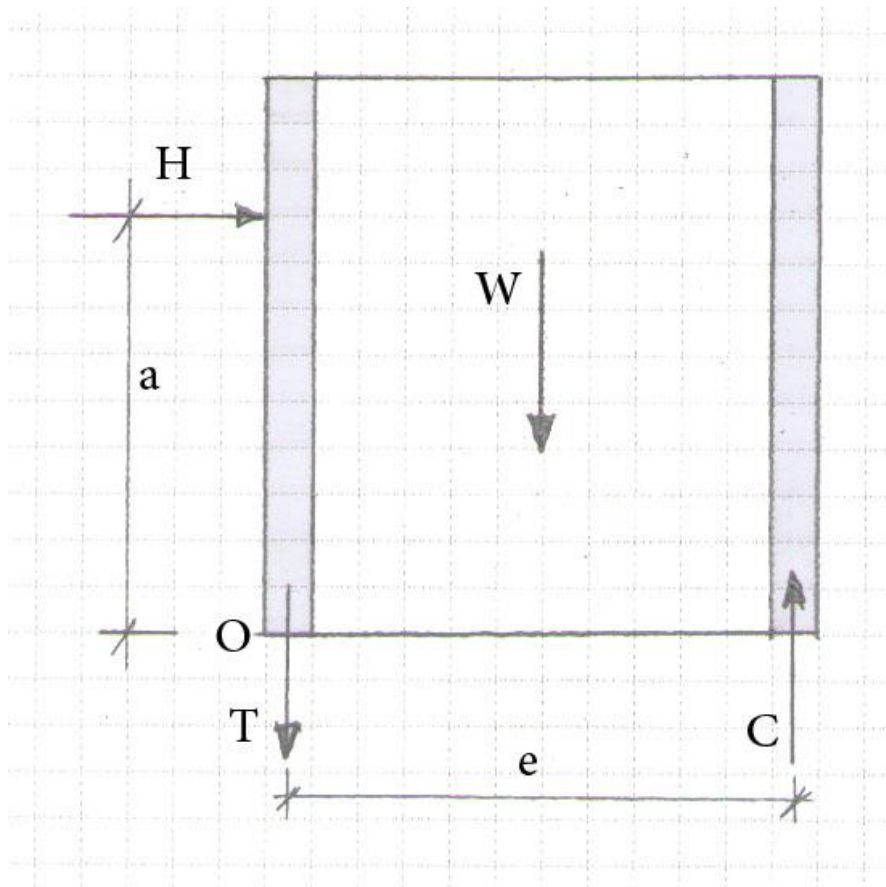
ابعاد المانهای مرزی نباید کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد و طبق ضوابط ستونها آرماتورگذاری برشی می شوند، فواصل آرماتورهای برشی از مقادیر زیر نباید بیشتر باشد:

$$S \leq \min \left\{ 8d_b, 24d_s, \frac{b}{2}, 250 \text{ mm} \right\} \quad (29)$$

در صورتیکه دیوار برشی ما بین ستونهای قاب قرار گیرد، از این ستونها می توان بعنوان اجزای مرزی استفاده نمود، نیروهای محوری ایجاد شده در این ستونها در اثر بارهای ثقلی و جانبی بصورت زیر خواهد بود.

$$C = W + T$$

$$\sum Mo = 0 \Rightarrow -W \left(\frac{e}{2} \right) + C \times e - H \times a = 0$$



شکل ۳۲- مقطع یک دیوار برشی با المان مرزی

$$C_e = W \frac{e}{2} + H_a$$

$$C = \frac{W}{2} + \frac{H_a}{e}$$

$$T = -\frac{W}{2} + \frac{H_a}{e}$$

(۳۱)

اعضای مرزی در حالت حدی نهائی برای مجموع بارهای قائم وارد بر دیوار شامل وزن دیوار و بارهای ثقلی وارد به دیوار و نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی بصورت یک ستون کوتاه طراحی می شود. آرماتورهای افقی دیوار بایستی در عضو مرزی مهار شوند.

لازم است کفایت مقطع دیوار برشی در تراز پای دیوار برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی با استفاده از نمودار اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی کنترل گردد.

- طراحی دیوار برشی برای لنگر خمشی

اگر در دیوار برشی آرماتورهای خمشی بصورت یکسان در طول دیوار توزیع شوند، مقاومت خمشی نهائی در اینحالت بصورت زیر خواهد شد:

$$M_r = 0.5 A_{st} \phi_s F_y L_w \left(1 + \frac{N_u}{A_{st} \phi_s F_y} \right) \left(1 - \frac{C}{L_w} \right) \quad (32)$$

A_{st} = سطح مقطع کل آرماتورهای قائم

N_u = نیروی محوری نهائی موجود در مقطع دیوار

M_r = مقاومت خمشی نهائی مقطع دیوار

$$\frac{C}{L_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.84\beta_1}$$

$$f_c \leq 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\omega = \frac{A_{st} \phi_s F_y}{L_w h \phi_c f_c}$$

$$\alpha = \frac{N_u}{L_w h \phi_c f_c}$$

اگر آرماتورهای خمشی در دو انتهای دیوار متمرکز گردد و در ناحیه میانی از آرماتورهای برشی قائم استفاده شود، مساحت مقطع آرماتورهای خمشی دو انتها با روابط ساده خمش در مقاطع تک آرمه محاسبه می شود.

$$M_r = A_s \phi_s F_y \left(d - a/2 \right)$$

$$a = \frac{A_s \phi_s F_y}{\alpha_1 \phi_c f_c h}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \geq 0.67$$

$$d \cong 0.8 L_w$$

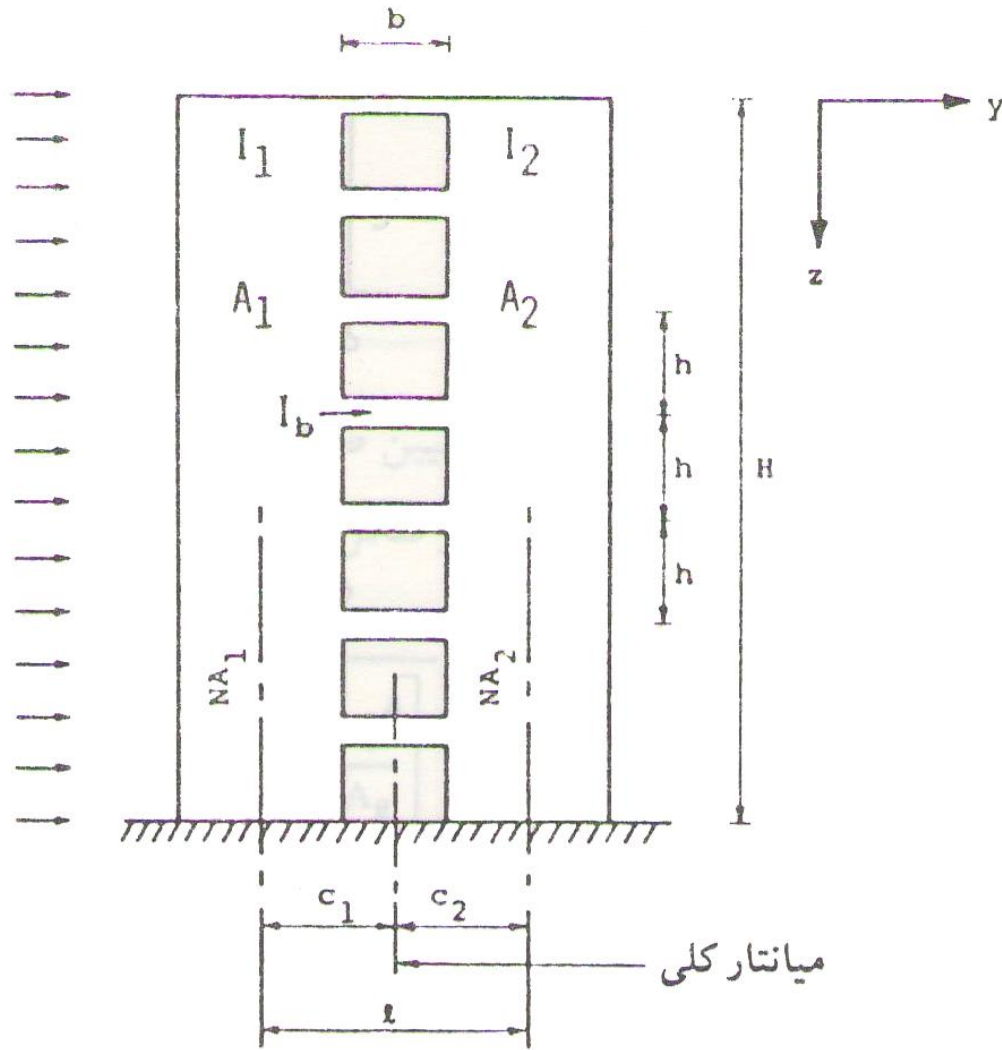
یا:

$$M_r = \rho h d^2 \phi_s F_y \left(1 - \rho \times \frac{\phi_s F_y}{2 \alpha_1 \phi_c f_c} \right)$$

$$\rho = \frac{A_s}{hd}$$

-دیوار های برشی کوپل :

اگر دو یا چند دیوار برشی واقع در یک صفحه و یا تقریباً یک صفحه بوسیله تیرهایی با مقاومت خمشی زیاد بصورت صلب بهم دیگر متصل شده باشند، این نوع دیوار، به دیوار برشی کوپل معروف است. در دیوارهای برشی کوپل چند دیوار واقع در یک صفحه بصورت دیوار واحد و مرکب در مقابل بارهای جانبی مقاومت می کنند، وجود اعضای اتصالی مقاوم خمشی، باعث افزایش سختی و بازدهی سیستم می شود(شکل ۳۳).



شکل ۳۳- دیوارهای برشی کوپله

رفتار دیوارهای برشی کوپل:

اگر دو دیوار برشی واقع در یک صفحه، توسط اعضائی با اتصالات مفصلی که فقط قادر به انتقال نیروهای محوری هستند، به یکدیگر وصل شوند، لنگرهای اعمالی بر آنها بوسیله لنگرهای داخلی هر دو دیوار تحمل می‌گردد. مقدار این لنگرها رابطه مستقیم با صلبیت خمشی دیوارها دارد. در اثر لنگرهای داخلی، تنشهای خمشی بصورت خطی در طول هر دیوار توزیع می‌گردد و حداکثر تنشهای کششی و فشاری در دو لبه دیوار واقع خواهند شد (شکل ۳۴-ت).

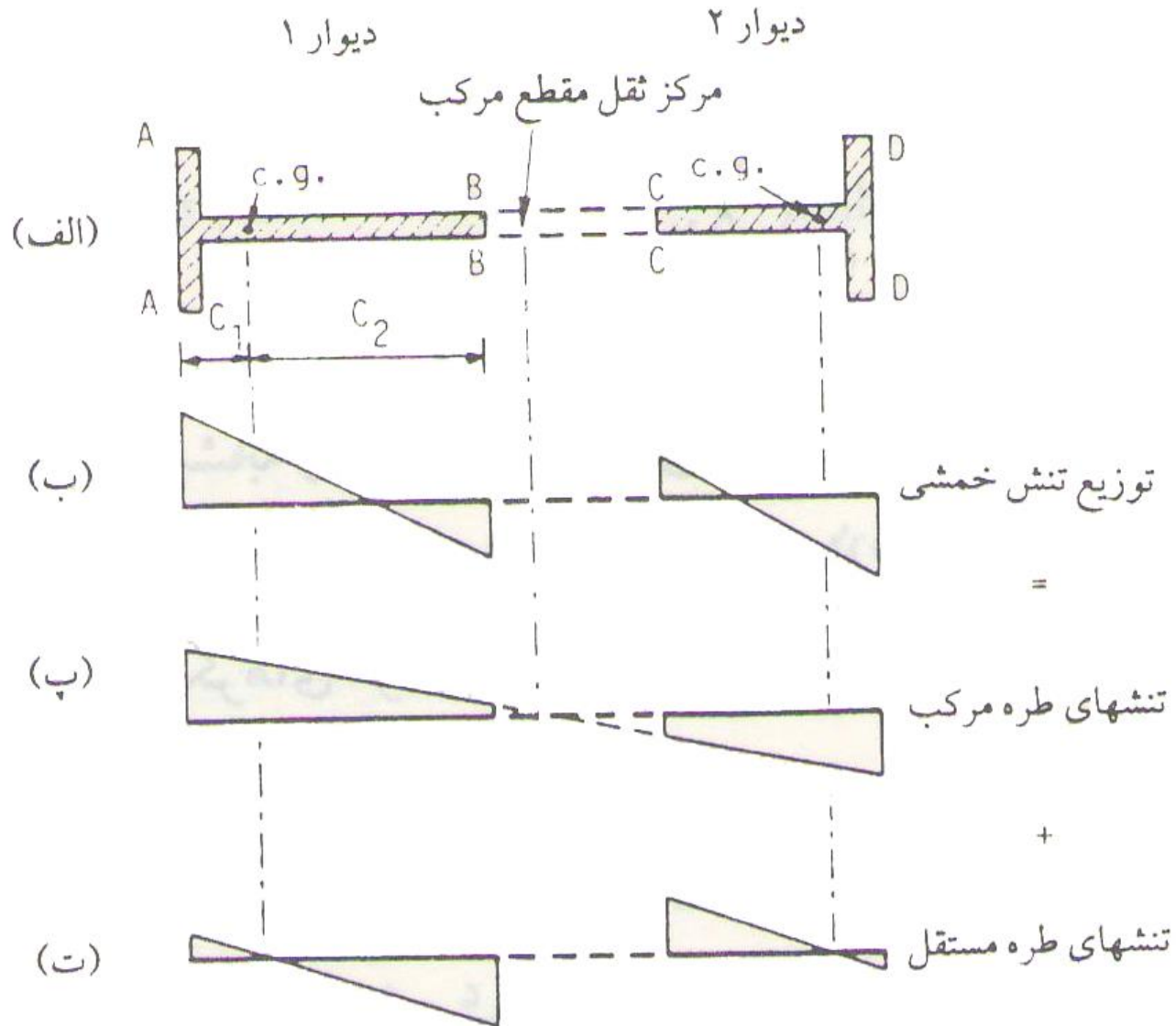
اگر همین دیوارها توسط تیرهای صلب به یکدیگر متصل شوند، تشکیل طره قائم دوتائی می‌دهند. در این حالت لنگر اعمالی توسط هر دو دیوار بصورت مجموعه مرکب با خمش حول محور مرکزی مجموعه تحمل خواهد شد. در این حالت تنشهای خمشی بصورت خطی در طول مجموعه مرکب با حداکثر تنشهای کششی و فشاری در دو لبه انتهائی توزیع می‌شوند (شکل ۳۴-پ).

این تیرهای صلب به تیرهای همبند معروفند.

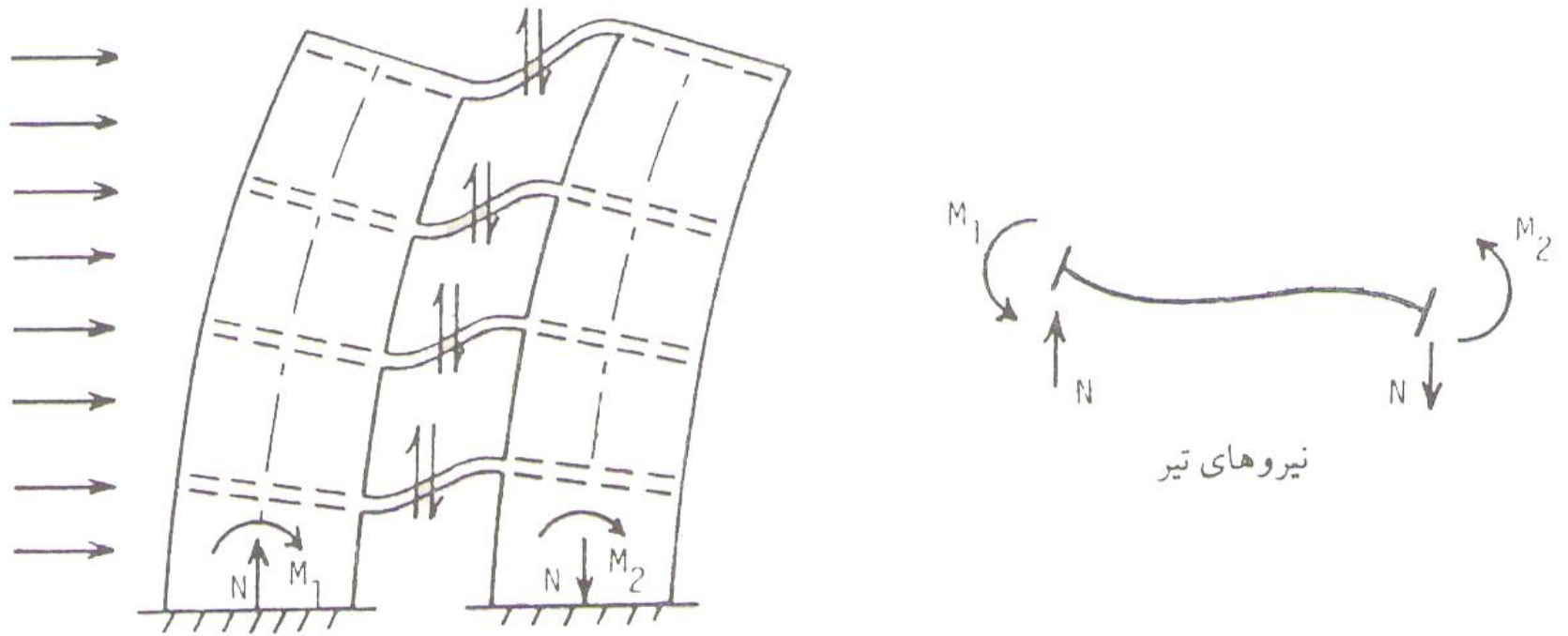
در شرایط کاربردی دو دیوار توسط تیرهای انعطاف پذیر به همدیگر متصل می شوند، که عملاً حالتی بین دو حالت فوق می باشد. هر چه تیرها سختتر باشند، رفتار سازه بیشتر شبیه یک طره مرکب خواهد بود.

هنگامی که دیوارها تحت اثر بار جانبی قرار می گیرند، **انتهای تیرهای اتصالی** **مجبور به چرخش و تغییر مکان قایم شده و خمش دو انحنائی** خواهند یافت به این طریق لنگرهای آزاد دیوار را تحمل خواهند کرد (شکل ۳۵).

رفتار خمشی دیوارها، در تیرهای اتصالی ایجاد برش نموده و در نتیجه، تیرها لنگرهای مخالف جهت لنگرهای خارجی اعمالی، بر هر دیوار وارد می کنند. برشها نیز در دیوارها ایجاد نیروی محوری می نمایند.



شکل ۳۴- تنشهای طره های مستقل و مرکب



شکل ۳۵ - رفتار دیوار برشی کوپله تحت بار جانبی

این نیروها در سمت **بارهای جانبی کششی و در سمت دیگر فشاری** خواهد بود.

بنابراین لنگر ناشی از بارهای جانبی در هر تراز از سازه توسط مجموع لنگرهای **خمشی دیوارها در همان تراز (M_1 و M_2) و لنگر ناشی از نیروی محوری ($N.L$)**، تحمل می شود. N نیروی محوری در هر دیوار و در تراز مورد نظر و L فاصله بین محور مرکزی دیوارهاست. در این صورت می توان نوشت:

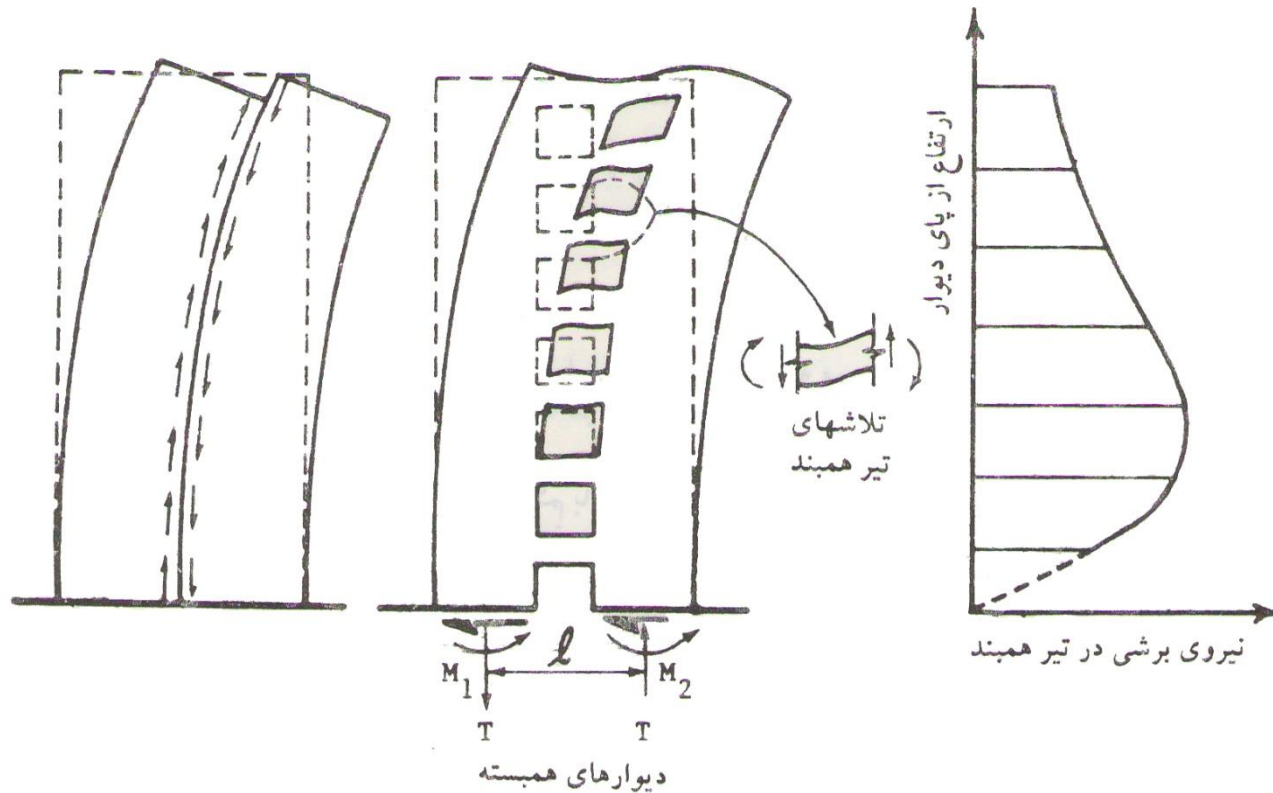
$$M = M_1 + M_2 + N.L$$

در رابطه بالا، $N.L$ لنگر معکوس ناشی از خمش تیرهای اتصالی است که با خمش آزادانه دیوارها مقابله می کند. مقدار $N.L$ برای دیوارها با اتصال مفصلی برابر صفر است، و حداکثر آن وقتی است که تیرهای اتصالی بسیار صلب باشند.

بنابراین کار تیرهای اتصالی، کاهش مقدار لنگر دیوارها بوسیله دخالت دادن نیروهای محوری برای تحمل قسمتی از لنگرهای خارجی است.

از آنجائی که بازوی لنگر L نسبتا بزرگ است، نیروهای محوری نسبتا کوچک سهم بزرگی در تحمل لنگرها خواهند داشت. در نتیجه ضمن اینکه تنشهای کششی در بتن کاهش می‌یابند، خنثی سازی تنشهای کششی ناشی از بارهای جانبی توسط تنشهای فشاری ناشی از بارهای ثقلی به آسانی امکان پذیر می‌شود.

در دیوارهای برشی کوپله توزیع تنشهای برشی در تیرهای همبند در طبقات مختلف بصورت شکل ۳۶ خواهد بود.



شکل ۳۶ - رفتار دیوار برشی کوپله و توزیع تنشهای برشی همبند

صلبیت جانبی دیوارهای برشی همبسته (کوپله)

صلبیت جانبی نسبی یک طبقه از یک دیوار برشی همبسته با کوپل ، از رابطه زیر بدست می آید(شکل ۳۳) :

$$(GA) = \frac{12EI_b l^2}{b^3 h^2}$$

ضوابط طراحی دیوارهای برشی کوپله:

۱- تیرهای همبند در دیوارهای برشی کوپله که در آنها نیروی برشی نهائی از $2A_{cv}v_c$ بیشتر باشد و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها کمتر از ۲ باشد، باید مطابق بندهای ۲ و ۳ آرماتورگذاری شوند. در غیر اینصورت آرماتورگذاری در این تیرها مطابق ضوابط قطعات خمشی انجام می شود. عرض این تیرها در هیچ حالت نباید از ۲۰۰ میلیمتر کمتر اختیار شود. A_{cv} مجموع سطح مقطع های دیوارهای برشی در دیوار برشی کوپله می باشد.

$$v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c}$$

۲- مقاومت برشی در تیرهای همبند باید بوسیله آرماتورهای قطری که بصورت ضربدری و متقارن در تمام طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی برابر با $1/5$ برابر طول گیرایی میلگردها مهار میشوند، تامین گردد. سطح مقطع آرماتورهای قطری در هر یک از شاخه های ضربدری از رابطه زیر محاسبه می شود (شکل ۳۷).

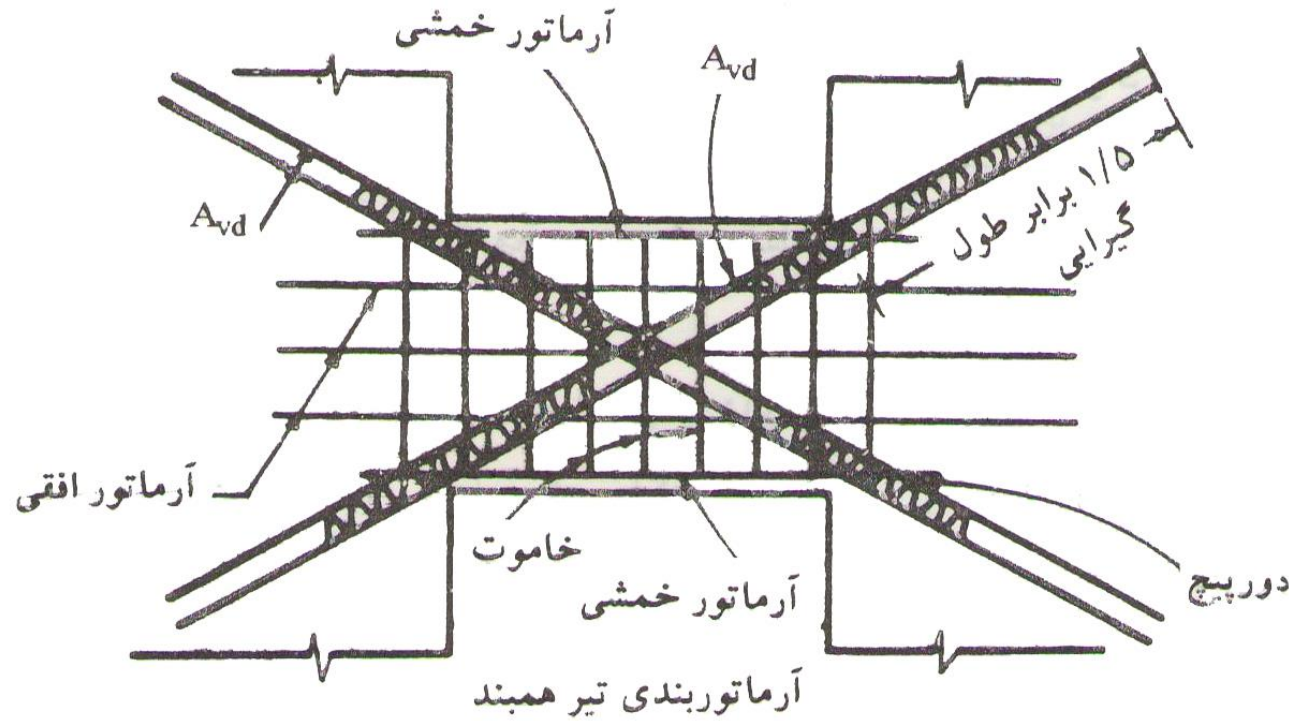
$$A_{vd} = \frac{V_u}{2F_{yd} \sin \alpha}$$

در این رابطه α زاویه بین آرماتور قطری با محور طولی تیر است.

۳- آرماتورهای قطری باید بوسیله میلگردهای عرضی بصورت مارپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلیمتر و با فاصله از یکدیگر حداکثر برابر با کوچکترین سه مقدار زیر محصور شوند.

- الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری
- ب- ۲۴ برابر قطر تنگها یا مارپیچ
- پ- ۱۲۵ میلیمتر

۴- مقاومت خمشی تامین شده توسط آرماتورهای قطری را می توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر همبند منظور نمود.



شکل ۳۷ - آرماتورهای قطری در تیرهای همبند