

## چکیده

وجود دیوارهای پرکننده آجری و چگونگی اتصال آن به قاب بتنی بحث بسیار مهم و تعیین کننده در عملکرد سازه در مقابل زلزله است. این بحث در سال‌های اخیر با توجه به زلزله‌های پیش آمده و خرابی‌های حاصل از این زلزله‌ها اهمیت زیادی پیدا کرده و مورد بررسی و تحقیق قرار گرفته است. دیوار پرکننده علاوه بر اثرات مثبت در سازه دارای اثرات منفی نیز می‌باشد. در این مقاله به بررسی اندرکنش بین قاب بتنی و دیوار پرکننده آجری در یک قاب ۳ دهنه ۵ طبقه پرداخته خواهد شد. دیوار پرکننده آجری به صورت دستک معادل قطری ستون به ستون بر طبق روابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای تعریف شده و برای مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار SAP 2000 استفاده شده است. نتایج حاصل بیانگر این است که خاموت برشی موجود در ستون‌های بتنی در طراحی معمولی جواب‌گوی برش ایجاد شده در بالا و پایین ستون‌های متصل به دیوار پرکننده آجری نیست و باعث تشکیل مفصل برشی و شکست برشی در این نواحی از ستون می‌شود. شکست برشی در ستون‌های یک سازه باعث از بین رفتن ظرفیت محوری ستون و در نتیجه فروریزش سازه خواهد گردید. برای جلوگیری از این شکست باید خاموت‌ها برای بیشینه نیروها طراحی شود.

**واژگان کلیدی:** دیوار پرکننده آجری، اندرکنش قاب بتنی و دیوار، شکست برشی، تحلیل غیرخطی.

## شکست برشی قاب بتنی در اندرکنش با دیوار پرکننده آجری

محمدرضا تابش‌پور (نویسنده مسئول)

استادیار، قطب علمی هیدرودینامیک و دینامیک متحرک‌های دریایی،  
دانشکده مهندسی مکانیک، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران،  
tabeshpour@sharif.edu

کمیل کریمی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود،  
ایران

## ۱- مقدمه

برای تحلیل یک سازه معمولاً شکل ایده‌آلی از سازه به‌عنوان مدل محاسباتی در نظر گرفته می‌شود، که بدون شک با مدل واقعی آن تفاوت‌هایی دارد. مدل واقعی سازه دارای تفاوت‌هایی با مدل محاسباتی می‌باشد که از آن جمله می‌توان به نقص در وجود دیوارهای پرکننده اشاره کرد، که در تحلیل و طراحی سازه از اثر آنها صرف‌نظر می‌شود. توزیع این عناصر و همچنین میزان تأثیر آنها بر سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌ها عموماً در طول فرآیند طراحی نادیده گرفته می‌شود. اگرچه دیوارهای پرکننده اساساً باعث افزایش سختی و مقاومت قاب می‌شوند، اما اثرات مثبت و منفی آنها در عملکرد سازه به دلیل کمبود اطلاعات لازم در زمینه رفتار قاب و دیوار پرکننده، نادیده گرفته می‌شود [۱].

مطالعات اخیر نشان داده است که وجود دیوار پرکننده می‌تواند

تأثیر قابل توجهی در رفتار سازه‌ها و پارامترهای پاسخ آنها داشته باشد [۲]. در این مقاله یک ساختمان پنج طبقه، سه دهانه بتنی برای بررسی اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده آجری در نظر گرفته شده است. با استفاده از نرم‌افزار SAP 2000 V14.0.0 تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است. نتایج حاصل بیان‌گر این است که خاموت برشی موجود در ستون‌های بتنی متصل با دیوار پرکننده آجری جواب‌گوی برش ایجاد شده در بالا و پایین ستون نیست و باعث شکست برشی و تشکیل مفصل برشی در این نواحی از ستون می‌شود [۳].

## ۲- مشاهدات زلزله‌ها

با دقت در مودهای شکست سازه‌های دارای دیوار پرکننده آجری، می‌توان دریافت که دیوار پرکننده دارای اثرات شدید

مثبت و منفی بر روی سازه می‌باشد. چه بسا سازه‌هایی که از نظر اسکلت وضعیت خوبی دارند ولی به دلیل عدم توجه به دیوارهای پرکننده در فرآیند طراحی ساختمان‌ها آسیب جدی دیده‌اند.

به علت سختی و مقاومت قابل ملاحظه دیوارهای پرکننده، وجود دیوار ممکن است باعث نامنظمی شدید در سختی و مقاومت، در نما و پلان شود. برای جدا کردن فضای داخل ساختمان و بیرون آن معمولاً از دیوارهایی با مصالح بنایی استفاده می‌شود که در داخل قاب قرار می‌گیرند. به علت استفاده فراوان از این دیوارهای پرکننده در ساختمان‌های متداول، مطالعه اثر آنها بر رفتار سازه در هنگام زلزله یک موضوع کاربردی و مهم می‌باشد. می‌توان گفت که طراحی قاب‌های مرکب، نسبتاً پیچیده می‌باشد. هرچند وجود دیوار پرکننده باعث افزایش سختی کل سازه می‌شود، اما این اثر همواره جنبه مثبت ندارد. اگر نحوه قرار گرفتن دیوارهای پرکننده در پلان سازه به طور نامتقارن باشد، می‌تواند منجر به تغییر در مرکز سختی شده و نیروهای پیچشی را افزایش دهد. همچنین پراکندگی نامنظم دیوارهای پرکننده در ارتفاع سازه می‌تواند باعث اختلاف قابل ملاحظه در سختی طبقات گوناگون شود و رفتار سازه را بسیار نامطلوب نماید. یک حالت نامناسب نامنظمی در ارتفاع مربوط به وجود دیوارهای کوتاه بوده که تا قسمتی از ارتفاع طبقه ادامه یافته‌اند. در این صورت قسمتی از ستون که مجاور دیوار است، تقریباً به طور یکپارچه با دیوار عمل نموده و ارتفاع مؤثر ستون کاهش می‌یابد، در نتیجه سختی ستون بسیار افزایش می‌یابد. از اثرات منفی دیگر وجود دیوار ایجاد شدن نیروهای برشی متمرکز در بالا و پایین ستون به دلیل اندرکنش دیوار با ستون بتنی می‌باشد؛ بنابراین سؤال اساسی و بسیار مهم این است که به منظور جلوگیری از خطرات ناشی از شکست ترد ستون‌ها در زلزله‌های آینده، اندرکنش بین ستون و قاب بتنی چگونه در طراحی لحاظ شود. ظرفیت لرزه‌ای سازه باید با روش‌های معتبر بر اساس روش طیف ظرفیت پیشنهاد شده توسط ATC40، محاسبه شود. تحلیل

استاتیکی غیرخطی برای به دست آوردن روابط برش - جابه‌جایی ساختمان‌ها استفاده می‌شود که منحنی ظرفیت نام دارد. دقت این تحلیل وابسته به خواص درست تعریف شده مفاصل پلاستیک در المان‌های سازه دارد [۴-۵]. در این مقاله یک ساختمان پنج طبقه بتنی برای ارائه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و راهکار انجام محاسبات لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. روابط بار - تغییر شکل مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌ها در این مقاله بحث می‌شود [۶].

### ۳- مدل سازی دیوار پرکننده

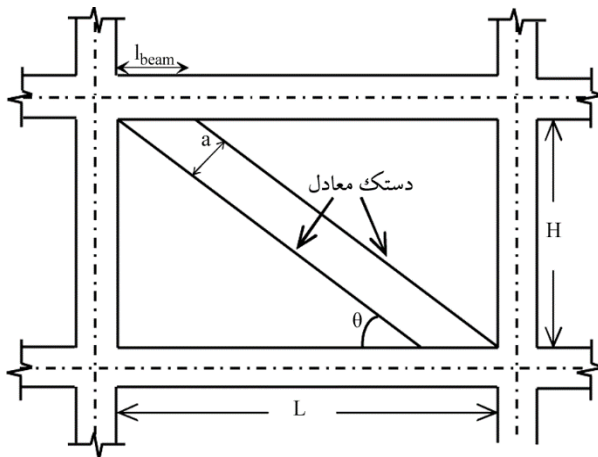
#### ۳-۱- فرضیات مدل سازی دیوار پرکننده

از نقطه نظر تکنیک‌های شبیه‌سازی، مدل‌ها را می‌توان به دو دسته‌ی زیر تقسیم کرد:

- مدل‌های پایه‌ای (میکرو)
- مدل‌های ساده (ماکرو)

دسته‌ی اول بر اساس ارائه‌ی المان محدودی پانل دیوار پرکننده است و در آن از روش‌های متداول در تئوری الاستیسیته و پلاستیسیته استفاده می‌شود. در این روش به علت وجود پارامترهای متعدد نظیر مشخصات آجر، خصوصیات ملات، تقابل بین آجر و ملات، تقابل بین دیوار و نیز به علت وجود عدم قطعیت‌های زیاد در مورد این پارامترها، می‌توان گفت که کار بسیار پیچیده و در عین حال غیر قابل اطمینان است [۷]. دانشمندان بسیار زیادی از قبیل مالیک و سورن [۸]، گودمن و همکاران [۹]، مالیک و گارگ [۱۰]، کاست و همکاران [۱۱]، کینگ و پاندی [۱۲]، لیا و کوان [۱۳]، ریورو و واکر [۱۴] و شینگ و محرابی [۱۵] از این روش برای مدل‌سازی استفاده کرده‌اند.

در دسته‌ی دوم درک فیزیکی از رفتار کل دیوار پرکننده مورد نظر است، در این حالت برای مدل‌سازی دیوار پرکننده می‌توان از یک یا چند عضو سازه‌ای استفاده کرد. دانشمندان بسیار زیادی از قبیل هولمز [۱۶]، استافورد اسمیت [۱۷]، ماینستون [۱۸]، کادیر [۱۹]، ستار و لایل [۲۰]، رام کریشنا و راجن [۲۱] و کریسوستومو [۲۲] از روش دستک معادل برای مدل‌سازی دیوار استفاده کرده‌اند.



شکل (۳): مدل تیر به تیر برای بادبند معادل.

در این پژوهش برای مدل‌سازی دیوارهای پرکننده به روش دستک قطری روابط ارائه شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۲۴] مورد استفاده قرار گرفته است. در روش ارائه شده توسط دستورالعمل عرض دستک قطری برحسب سانتی‌متر از رابطه زیر حاصل می‌شود [۷، ۲۵].

$$\alpha = 0.25 (\lambda h_{col})^{-0.4} f_{inf} \quad (1)$$

$$\lambda = \left( \frac{10 E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right)^{0.25} \quad (2)$$

$h_{col}$ : ارتفاع مرکز تا مرکز ستون

$h_{inf}$ : ارتفاع پانل دیوار پرکننده

$E_{fe}$ : ضریب ارتجاعی مورد انتظار دیوار پرکننده

$E_{me}$ : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح دیوار پرکننده

$I_{col}$ : لنگر اینرسی ستون

$t_{inf}$ : طول قطری پانل دیوار پرکننده

$t_{inf}$ : ضخامت پانل دیوار پرکننده و دستک فشاری معادل

$\theta$ : زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل (نسبت

ارتفاع به طول) می‌باشد.

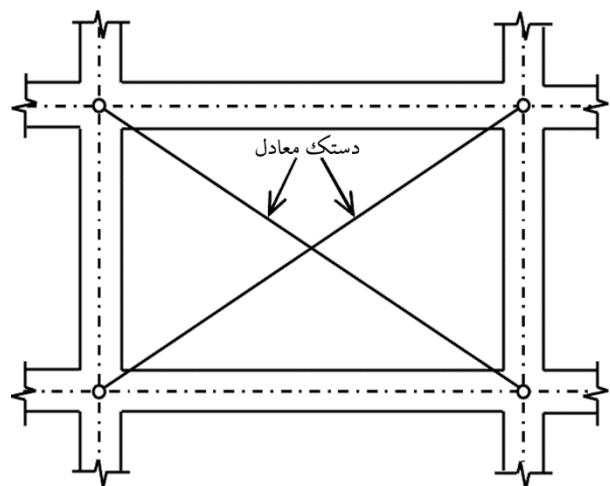
$\lambda$ : ضریبی که برای محاسبه‌ی عرض معادل دستک فشاری

پانل به کار می‌رود.

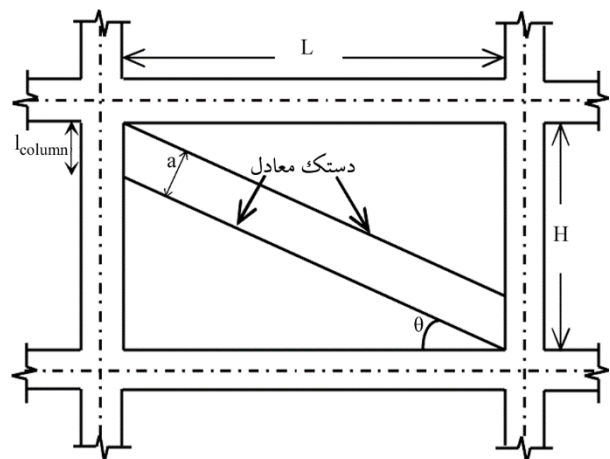
برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی و معیارهای پذیرش دستک

روش متداول برای مدل‌سازی دیوار پرکننده در نظر گرفتن عضو قطری معادل می‌باشد. ایده المان معادل به جای دیوار پرکننده آجری برای اولین بار در سال ۱۹۶۷ توسط پولیاکف [۲۳] مطرح شد. شکل (۱) نمایانگر دستک قطری جایگزین جهت مدل‌سازی دیوار پرکننده می‌باشد.

ممکن است بادبند معادل دیوار پرکننده آجری به دو صورت ستون به ستون (شکل ۲)، یا تیر به تیر (شکل ۳) مدل شود. اگر مطابق شکل (۲) به صورت ستون به ستون عمل کند، در این صورت در طول تماس مؤثر بین دیوار و ستون ( $I_{column}$ ) نیروهایی بین دیوار و ستون ردوبدل می‌شود. این قسمت از ستون را اصطلاحاً ستون کوتاه می‌نامند.



شکل (۱): استفاده از دستک معادل قطری برای مدل‌سازی دیوارهای پرکننده.



شکل (۲): مدل ستون به ستون برای بادبند معادل.

شکل می‌دهد تا به مقاومت خمشی  $V_m$  خود برسد و تسلیحات اصلی تسلیم شوند [۲۶-۲۷].

با فرض عدم سخت‌شدگی کرنشی، مقاومت جانبی تا رسیدن به جابه‌جایی جانبی  $\delta_s$  ثابت می‌ماند، نیروی جانبی به مقاومت برشی تنزل یافته می‌رسد و گسیختگی خمشی - برشی رخ می‌دهد. بعد از این که مقاومت جانبی تا جابه‌جایی  $\delta_a$  تنزل می‌کند، مقاومت جانبی به صفر می‌رسد، ستون ظرفیت محوری خود را از دست می‌دهد و گسیختگی محوری رخ می‌دهد. سختی جانبی ستون با انحنا مضاعف از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$k=12 \frac{(EI)_c}{L^3} \quad (۳)$$

که  $(EI)_c$  صلیبت خمشی ستون است.

بر طبق روابط موهل - الوود، مقاومت برشی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + \left( \frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) \quad (۴)$$

مقاومت خمشی ستون با انحنا مضاعف به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_m = \frac{2M_n}{L} \quad (۵)$$

که  $M_n$  مقاومت ممان اسمی ستون بتنی مسلح است.

### ۳-۱-۲- مد گسیختگی برشی

همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده است، مقاومت برشی  $V_n$  از مقاومت خمشی  $V_m$  کوچک‌تر است، ستون با سختی  $k$  تغییر شکل می‌دهد تا به مقاومت برشی  $V_n$  برسد و گسیختگی برشی رخ می‌دهد. بعد از آن مقاومت جانبی تا رسیدن به جابه‌جایی جانبی  $\delta_a$  افت می‌کند، مقاومت جانبی به صفر می‌رسد و گسیختگی محوری رخ می‌دهد [۲۶-۲۷].

قطری از مقادیر ارائه شده در فصل چهارم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده می‌شود. لازم به ذکر است که ضخامت دستک قطری معادل در این روش برابر ضخامت دیوار پرکننده در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر این از آنجا که در انتقال نیروها از اعضای قاب به دیوار پرکننده، مهم‌ترین عامل طول تماس قاب و دیوار پرکننده است و این عامل خود بر سختی و فرم تغییر شکل قاب وابسته است، استفاده از دو دستک، بررسی اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده را در ساختمان ممکن می‌سازد.

عده‌ای از محققین نشان داده‌اند که مقاومت برشی ستون‌ها با افزایش نیاز شکل‌پذیری جابه‌جایی جانبی کاهش می‌یابد؛ بنابراین منحنی نزولی مقاومت برشی، افزایش مقاومت جانبی ستون‌ها را محدود می‌کند. بر اساس تفاوت بین مقاومت خمشی و برشی، مدل‌های گسیختگی به سه دسته تقسیم‌بندی می‌شوند:

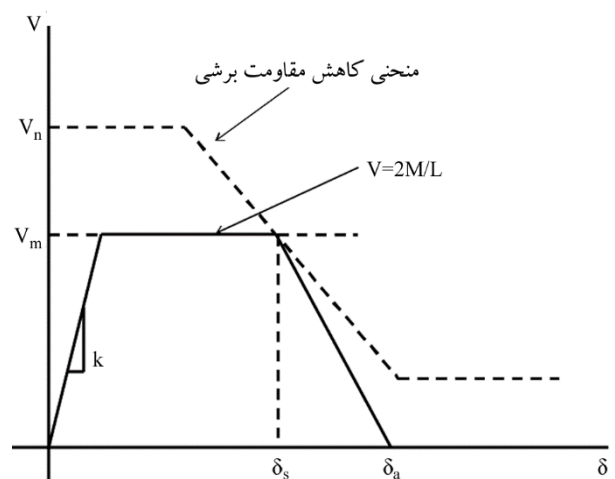
۱- گسیختگی برشی - خمشی

۲- گسیختگی برشی

۳- گسیختگی خمشی

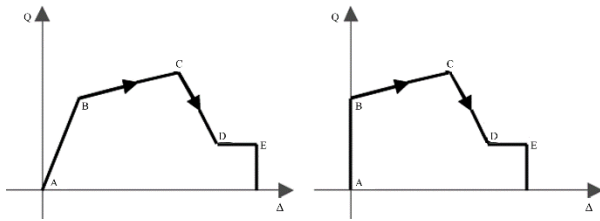
### ۳-۱-۱- مد گسیختگی برشی - خمشی

همان‌طور که در شکل (۴) دیده می‌شود، مقاومت برشی  $V_n$  از مقاومت خمشی  $V_m$  بزرگ‌تر است. ستون با سختی  $k$  تغییر



شکل (۴): روابط نیرو- تغییر مکان مد گسیختگی برشی - خمشی [۲۸-۲۹].

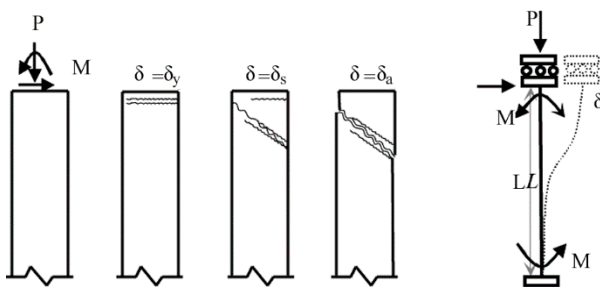
سازه با اختصاص مفاصل پلاستیک به المان‌ها در نظر گرفته می‌شود. با توجه به شکل (۷) پارامترهای مکانیکی مفصل غیرخطی، با توجه به منحنی بار-تغییر شکل اعضای سازه تعریف می‌شود.



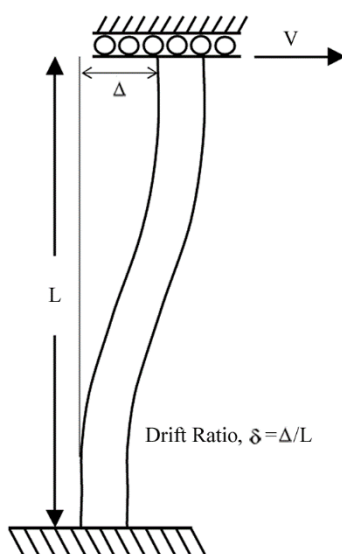
شکل (۷): پارامترهای مفصل غیرخطی.

### ۳-۳- رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌ها

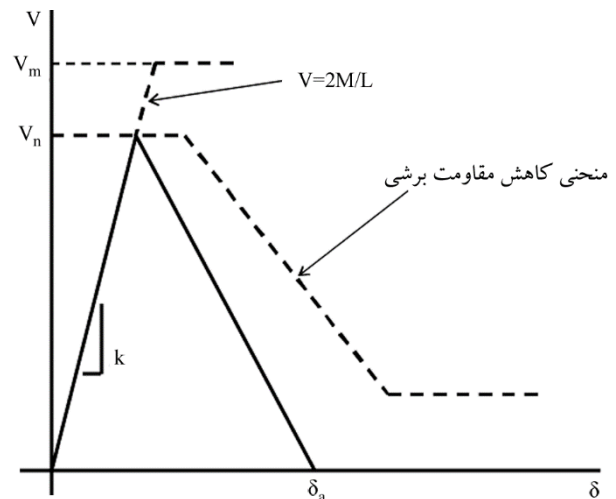
تغییر شکل تیرها یا ستون‌ها در قاب‌های سازه و همچنین ظرفیت محوری و جابه‌جایی نسبی سازه، توسط انحنا مضاعف تغییر شکل ستون‌ها در شکل‌های (۸) تا (۱۰) نشان داده شده و محاسبه می‌شود.



شکل (۸): تغییر شکل انحنا مضاعف ستون‌ها.



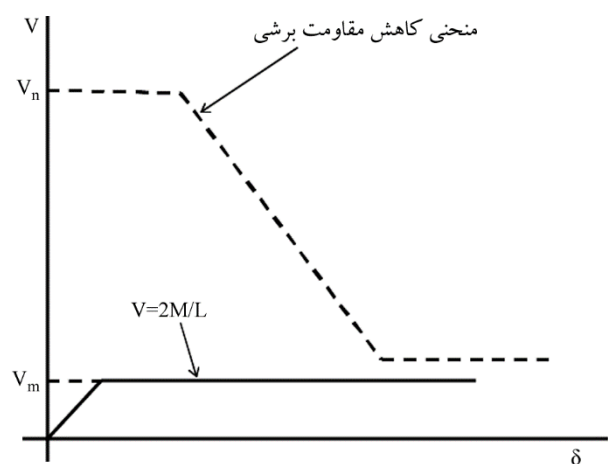
شکل (۹): تغییر شکل انحنا مضاعف ستون‌ها.



شکل (۵): روابط نیرو-تغییر مکان مد گسیختگی برشی [۲۸-۲۹].

### ۳-۱-۳- مد گسیختگی خمشی

همان‌طور که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، تنزل مقاومت برشی، همیشه بزرگ‌تر از مقاومت خمشی  $V_m$  است، ستون با سختی  $k$  به مقاومت خمشی  $V_m$  خود می‌رسد و تسلیم اصلی تسلیم می‌شود. با فرض عدم سخت‌شدگی کرنشی، مقاومت جانبی تا تغییر مکان جانبی بسیار بزرگ، ثابت می‌ماند تا هسته بتن خرد شود یا تسلیحات اصلی بشکنند. این ستون هرگز ظرفیت محوری خودش را از دست نمی‌دهد [۲۶-۲۷].



شکل (۶): روابط نیرو-تغییر مکان مد گسیختگی خمشی [۲۸-۲۹].

### ۲-۳- فرضیات مدل سازی المان‌ها

منحنی ظرفیت ناشی از تحلیل غیرخطی استاتیکی، پایه روش محاسبات لرزه‌ای پیشنهادی در این مقاله می‌باشد. پاسخ غیرخطی یک

جابه‌جایی گسیختگی محوری به صورت زیر محاسبه می‌شود [۲۷]:

$$\delta_a = \frac{4}{L} \frac{1 + (\tan\theta)^2}{100 \tan\theta + P \frac{s}{A_{st} + f_{yt} d_c \tan\theta}} \quad (۷)$$

$L$ : طول ستون،  $\rho$  نسبت تسلیح عرضی برابر با  $\frac{A_{st}}{b_s}$  است که  $A_{st}$  مساحت تسلیح عرضی است.  $b$ ، عرض مقطع ستون است،  $s$  فاصله تسلیحات عرضی،  $v$  تنش برشی اسمی ماکزیمم در واحد MPa است که برابر با  $\frac{V}{b_d}$  می‌باشد،  $d$  عمق محور مرکزی تسلیح کششی است و  $f'_c$  مقاومت فشاری بتن در واحد MPa و  $A_g$  مساحت مقطع عرضی ستون است.

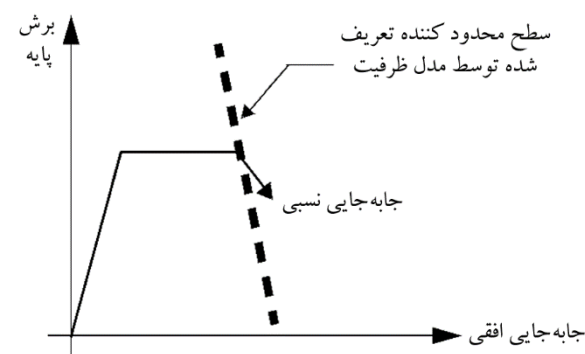
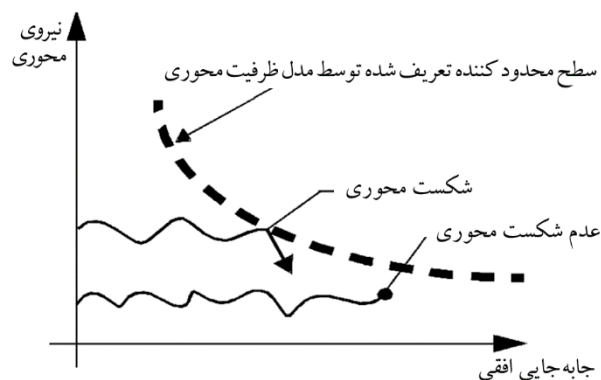
#### ۴- اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده آجری

در شکل (۱۱) نمونه‌ای از اندرکنش بین دیوار پرکننده و ستون بتنی نشان داده شده است. چنان‌که ملاحظه می‌شود به علت عدم یکپارچگی بین بتن ستون و تیر و همچنین عدم کفایت مقاومت برشی ستون در قسمت فوقانی چنین شکستی رخ داده است. مطابق شکل مشاهده می‌شود که حتی در صورت وجود دیوار پرکننده غیر ضخم نیز در ستون شکست برشی شدید ایجاد می‌شود. همچنین ممکن است رفتار بادبند معادل دیوار مطابق شکل (۳) به صورت تیر به تیر باشد، در این صورت شکست برشی متمرکز در لبه‌ی تیر رخ می‌دهد. شکل (۱۲) نمونه‌ای از این شکست را نشان می‌دهد [۲۸-۳۰].



شکل (۱۱): شکست برشی ستون به علت تقابل با دیوار پرکننده آجری (ایتالیا-۲۰۰۲).

بر طبق تحقیقات الوود و موهل [۲۸-۲۹]، ستون‌های بتن مسلح با انحنای مضاعف که تسلیحات عرضی کمی دارند و تحت بار محوری  $P$  و نیروهای جانبی  $V$  قرار گرفته‌اند، وقتی جابه‌جایی جانبی  $\delta$  به  $\delta_y$  می‌رسد، تسلیحات اصلی ستون‌ها تسلیم می‌شوند. همان‌طور که در شکل (۸) مشاهده می‌شود، هنگامی که جابه‌جایی جانبی  $\delta$  به جابه‌جایی گسیختگی برشی - خمشی  $\delta_s$  می‌رسد، ترک‌های برشی بزرگ در نواحی مفاصل پلاستیک مشاهده خواهند شد و مقاومت جانبی کاهش خواهد یافت و بالاخره هنگامی که جابه‌جایی جانبی  $\delta$  به جابه‌جایی گسیختگی محوری  $\delta_a$  می‌رسد، ستون‌ها ظرفیت محوری خود را از دست خواهند داد و فروریزش رخ می‌دهد.



شکل (۱۰): گسیختگی برشی و محوری توسط مدل پیشنهادی [۲۶-۲۷].

جابه‌جایی گسیختگی برشی - خمشی  $\delta_s$  توسط روابط زیر می‌تواند محاسبه شود [۲۸]:

$$\delta_s = \frac{3}{L} + 4\rho'' - \frac{1}{40} \frac{v}{f'_c} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \quad (۶)$$

مشخصات مصالح به کار رفته در قاب بتنی در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱): پارامترهای مربوط به مصالح به کار رفته در قاب بتنی.

فولاد مصرفی در بتن				بتن			
$\nu$	E Kg/cm <sup>2</sup>	F <sub>u</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	F <sub>y</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	$\nu$	E Kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	
۰/۳	۲۱۰۰۰۰	۵۰۰۰	۴۰۰۰	۰/۲	۲۱۰۰۰۰	۲۴۰	ستون
۰/۳	۲۱۰۰۰۰	۵۰۰۰	۴۰۰۰	۰/۲	۲۱۰۰۰۰	۲۴۰	تیر

دیوار پرکننده مورد مطالعه در این فصل از نوع آجری و برای مصالح با کیفیت متوسط در نظر گرفته شده است که طبق توصیه نشریه شماره ۳۷۶ سازمان برنامه بودجه (دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح موجود) در نظر گرفته شده است. مشخصات مقاطع قاب بتنی در جدول (۲) آورده شده است.

جدول (۲): مشخصات هندسی مقاطع قاب بتنی ۵ طبقه.

طبقه	ستون		تیر	
	ابعاد (سانتی‌متر)	آرماتور (میلی‌متر)	ابعاد (سانتی‌متر)	آرماتور فوقانی (میلی‌متر)
۲و۱	۵۵×۵۵	۱۲φ۳۰	۴۵×۴۵	۴φ۲۸
۴و۳	۴۵×۴۵	۱۲φ۲۶	۴۵×۳۵	۴φ۲۸
۵	۴۰×۴۰	۱۲φ۲۰	۴۰×۳۰	۴φ۲۲

برای قاب بارهای مرده و زنده وارد بر کف طبقات و کف بام به صورت زیر می‌باشد:

$$DL_{\text{Stor}1-4}=600\text{kg/m}^2 \quad DL_{\text{Roof}}=600\text{kg/m}^2$$

$$LL_{\text{Stor}1-4}=200\text{kg/m}^2 \quad LL_{\text{Roof}}=150\text{kg/m}^2$$

### ۶- تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی (Pushover)

در این روش تحلیل با تعیین تغییر مکان هدف برای هر سازه نیروهای جانبی به طور فزاینده به مدل سازه اعمال می‌شود تا تغییر مکان نقطه کنترل به تغییر مکان هدف برسد. نقطه کنترل در مدل‌ها در تراز بام در نظر گرفته شده است. در تحلیل غیرخطی به دلیل عدم صحت جمع آثار قوا لازم است تا ابتدا بارهای ثقلی بر سازه اعمال شود سپس بارهای جانبی

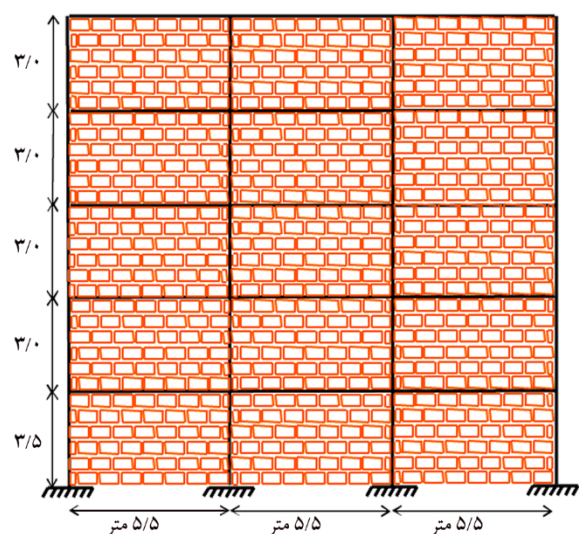


شکل (۱۲): شکست برشی تیر بتن مسلح به علت اندرکنش با دیوار پرکننده آجری (بم - ۱۳۸۲).

### ۵- معرفی قاب مورد مطالعه

قاب خمشی بتنی مورد مطالعه در شکل (۱۳) بر اساس آئین‌نامه‌های مبحث ۹ و ۲۸۰۰ ایران بارگذاری و تحلیل و مطابق آئین‌نامه FEMA طراحی شده است [۳۱-۳۲].

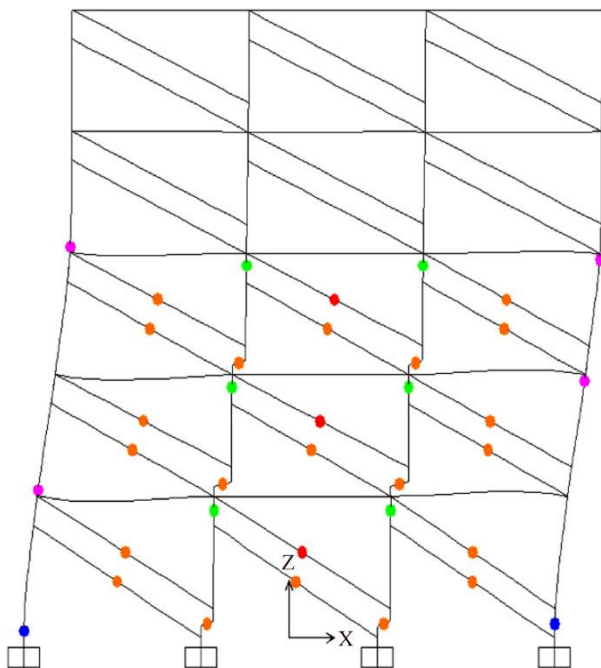
سازه زیر یکی از متداول‌ترین سازه‌های موجود در ایران است. با توجه به اینکه در این پژوهش سعی شده به تحلیل قاب و دیوار پرکننده متعارف مورد استفاده در سازه‌های موجود کشور پرداخته شود، قاب مورد تحلیل در پنج طبقه و ضخامت دیوار پرکننده ۲۳ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. قاب دارای ارتفاع ۳/۵ متر در طبقه اول و ۳ متر در طبقات بالاتر و دارای دهانه‌های ۵/۵ متری می‌باشد.



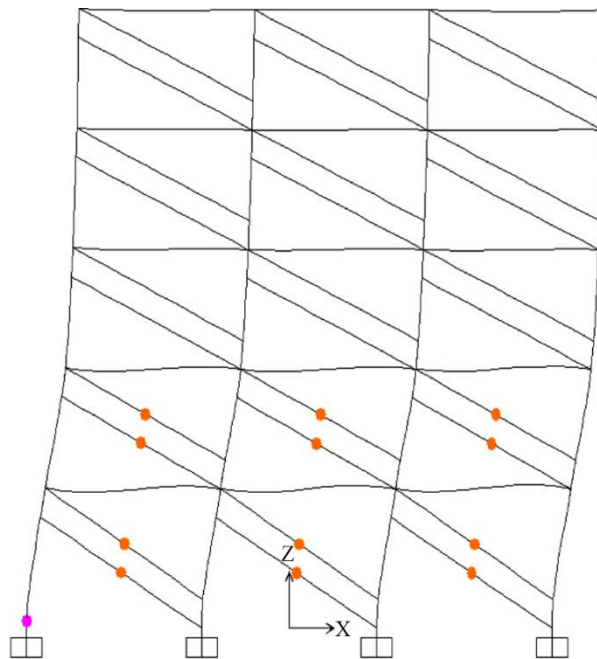
شکل (۱۳): قاب مورد بررسی.

به مرور اعمال شود تا در نهایت با رسیدن به تغییر مکان هدف در نقطه کنترل تحلیل به پایان برسد.

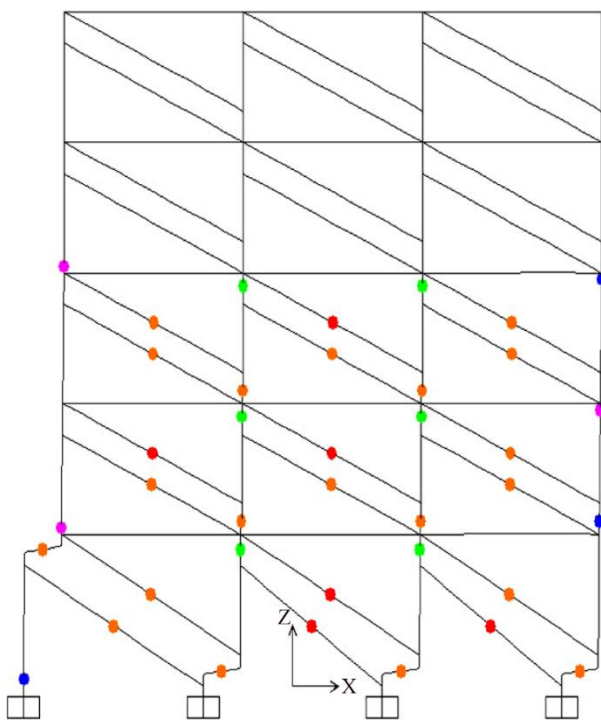
چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب در شکل های (۱۴) تا (۱۷) آورده شده است.



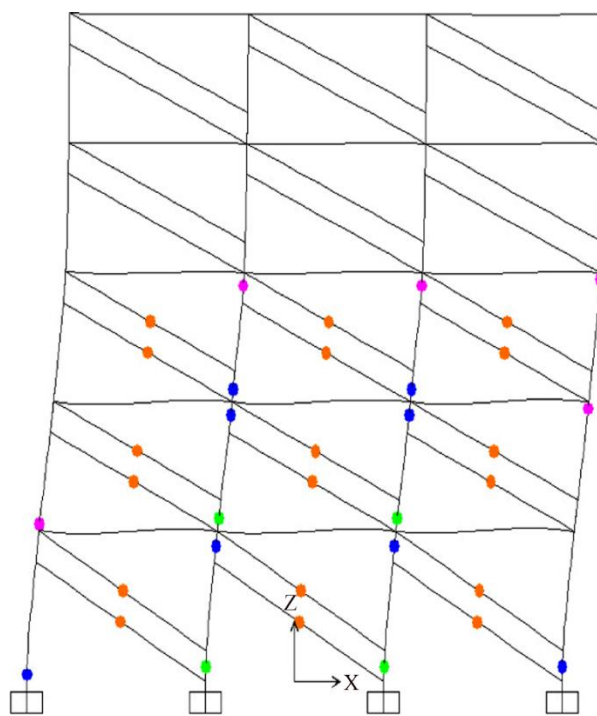
شکل (۱۶): مرحله سوم.



شکل (۱۴): مرحله اول.



شکل (۱۷): مرحله چهارم.



شکل (۱۵): مرحله دوم.

منحنی ظرفیت قاب مورد مطالعه حاصل از تحلیل بارافزون برای حالتی که سازه تحت بار ثقلی با ترکیبی  $QG-1.1(QD+QL)$  و توزیع بار جانبی به صورت توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در

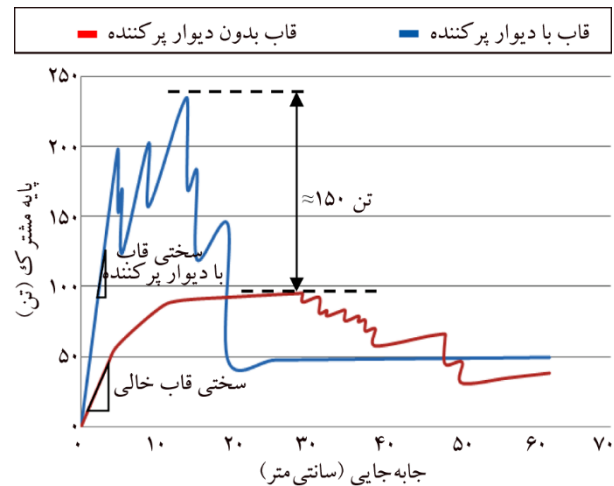


متمركز در بالای ستون‌های سمت چپ و پایین ستون‌های سمت راست و همچنین در بالا و پایین ستون‌های میانی می‌شود، که این پدیده می‌تواند باعث نامنظمی شدید در توزیع نیرو در ستون‌های طبقات شود و در مورد ستون‌های بتنی به علت جذب نیروی زیاد و ناکافی بودن تسلیح عرضی، ستون در برش شکست شدیدی می‌بیند که نتایج نشان داده شده از نرم‌افزار مؤید این مطلب است. شکست برشی در بالا و پایین ستون باعث از بین رفتن ظرفیت محوری ستون و در نتیجه فروریزش سازه خواهد شد.

### مراجع

- Bârnaure, M., Ghiță, A.M., and Stoica, D.N. (2016) Seismic performance of masonry-infilled RC frames. *Urbanism, Architecture, Constructions*, 7(3), 1-10.
- Noorifard, A., Mehdizadeh Saradj, F., and Tabeshpour, M.R. (2017) Preventing undesirable seismic behavior of infill walls in design process. *Urbanism, Architecture, Constructions*, 8(1).
- Tabeshpour, M.R., Karimi, K., and Kalatjari, V.R. (2011) Surveying of interaction between concrete frames and masonry infill walls. *6<sup>th</sup> Conference of Civil Engineering*, Iran, Semnan (in Persian).
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Report No. FEMA 356, FEMA, Washington, D.C.
- ATC (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
- Karimi, K. (2010) *The Study of Requirements of Determining Behavior Coefficient of Concrete Structures with MIW*. M.Sc. Thesis, University of Shahrood, Supervisors: Tabeshpour, M.R. and Klaatjary, V.R. (in Persian).
- Tabeshpour, M.R. (2009) *Seismic Retrofitting of Masonry Infilled Frame*. Fadak Issatis Publisher, Tehran, Iran (in Persian).
- Mallick, D.V. and Severn, R.T. (1967) *The Behavior of Infilled Frames under Static Loading*. The Institution of Civil Engineers, Proceedings, 39, 639-656.

روش استاتیکی خطی می‌باشد، برای دیوار پرکننده ۲۳ سانتی‌متری در شکل (۱۸) ارائه شده است.



شکل (۱۸): نمودار برش پایه- تغییر مکان قاب پنج طبقه سه دهانه با دیوار پرکننده ۲۳ سانتی‌متری.

شیب نمودار برش پایه- تغییر مکان نشان دهنده ی سستی اولیه سازه می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود وجود دیوار پرکننده آجری تأثیر قابل توجهی در سختی قاب مورد بررسی دارد. همچنین دیوار پرکننده آجری باعث افزایش مقاومت سازه در زلزله خواهد شد. همان‌طور که در شکل مشخص است وجود دیوار باعث افزایش ۱۵۰ تنی در مقاومت جانبی قاب مورد بررسی دارد.

### ۷- نتیجه گیری

در این مقاله اثر وجود دیوارهای پرکننده آجری و پارامترهای مؤثر بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی با استفاده از یک مثال ساده تشریح شده است که ارزیابی محاسباتی شکست ستون کوتاه در هنگام زلزله و تأثیر وجود پرکننده آجری با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی انجام شده است. با توجه به نمودار برش پایه- تغییر مکان ارائه شده مشاهده می‌شود که وجود دیوار پرکننده آجری به‌طور قابل توجهی باعث افزایش مقاومت و سختی قاب می‌شود که با توجه به منحنی ظرفیت ارائه شده و شیب نمودار این امر مشهود است؛ اما نکته قابل توجه این است که اتصال دیوار پرکننده آجری با قاب بتنی باعث به وجود آمدن نیروهای برشی

- unreinforced masonry infill walls. *International Conference on Recent Innovation in Civil Engineering for Sustainable Development (IICSD-2015)*.
22. Chrysostomou, C.Z. (1991) *Effect of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two-Dimensional Steel Frames*. Ph.D. Dissertation, Cornell University, Ithaca, N.Y.
  23. Polyakov, S.V. (1960) On the Interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. *Translations in Earthquake Engineering*, Research Institute, Oakland, California.
  24. Guideline No. 360 (2006) *Guideline for Seismic Retrofit of Existing Buildings*, No. 360 (in Persian).
  25. Tabeshpour, M.R. (2009) *Handbook series, No.18, Masonry Infill Walls in Structural Frames*. Fadak Isatis Publishing Co. (in Persian).
  26. Elwood, K.J. and Moehle, J.P. (2005a) Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement. *Earthquake Spectra*, **21**(1), 71-89.
  27. Elwood, K.J. and Moehle, J.P. (2005b) Axial capacity model for shear-damaged columns. *ACI Structural Journal*, **102**(4), 578-587.
  28. Basha, S. and Kaushik, H. (2016) Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading. *Engineering Structures*, **111**, 233-245.
  29. Schwarz, S., Hanaor, A., and Yankelevsky, D.Z. (2015) Experimental response of reinforced concrete frames with AAC masonry infill walls to in-plane cyclic loading. *Structures*, **3**, 306-319.
  30. Shing, P., Stavridis, A. (2014) Analysis of seismic response of masonry-infilled RC frames through collapse. *ACI Structural Journal*, **297**, 1-20.
  31. *Seismic Design of Concrete Structure*, chapter 9 (in Persian).
  32. Research Centre of Ministry of Housing (2005) *The Standard of Structure Design Against Earthquake (Standard 2800-84)*, Third Edition, Standing Committee of revising the Standard of buildings design against earthquake, Tehran, Iran (in Persian).
  9. Goodman, R.E., Taylor, R.L., and Brekke, T.L. (1968) A model for the mechanics of jointed rock. *ASCE, Div.*, **94**(3), 637-659.
  10. Mallick, D.V. and Garg, R.P. (1971) Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **49**, 193-209.
  11. Koset, E.G. et al. (1974) Non-linear dynamic analysis of frames with filler panels. *Am. Soc. Civ. Engrs, J. Struct. Div.*, **100**, 743-757.
  12. King, G.J.W. and Pandey P.C. (1978) The analysis of infilled frames using finite elements. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 2, **65**, 749-760.
  13. Liauw, T.C. and Kawn, K.H. (1984) New development in research of infilled frames. *Proc. 8<sup>th</sup> World Conf. on Earthq. Engng.*, San Francisco, **4**, 623-630.
  14. Rivero, C.E. and Walker, W.H. (1984) An analytical study of the interaction of frames and infill masonry walls. *Proc. 8<sup>th</sup> World Conf. on Earthq. Engng.*, San Francisco, **4**, 591-598.
  15. Shing, P.B. and Mehrabi, A.B. (2002) Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, **4**(3), 320-331.
  16. Holmes, M. (1963) Combined loading on infilled frames. *Proceeding of the Institution of Civil Engineers*, **25**, 31-38.
  17. Stafford-Smith, B.S. (1962) Lateral Stiffness of Infilled Frames. *Journal of Structural Division*, ASCE, **88**, 183-199.
  18. Mainstone, R.J. (1971) On the stiffness and strengths of infilled frames, *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, Supplement IV, 57-90.
  19. Kadir, M.R.A. (1974) *The Structural Behavior of Masonry Infill Panels Framed Structures*. University of Edinburgh, Ph.D. Thesis.
  20. Sattar, S. and Liel, A.B. (2010) Seismic performance of reinforced concrete frame structures with and without masonry infill walls. *9<sup>th</sup> US National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Canada.
  21. Ram Krishna, M. and Rajen, D. (2015) Structural response analysis of reinforced concrete frame with

## Shear Failure of Concrete Infilled Frame

Mohammed Reza Tabeshpour<sup>1\*</sup> and Komeil Karimi<sup>2</sup>

1. Associate Professor, Department of Mechanical Engineering, Sharif University, Tehran, Iran,  
\*Corresponding Author, email: tabeshpour@sharif.edu
2. M.Sc. Department of Civil Engineering, Shahrood University, Shahrood, Iran

Infill walls are one of the most important and problems in behavior of concrete structures during earthquake. This matter has become so important over the past few years as a result of the great damages caused by recent earthquakes. Masonry infill walls have negative and positive effects in building response.

In this paper interaction of masonry infill with concrete frame with 3 bays and 5 stories is surveyed. Masonry infill walls are modeled by node to node equivalent struts and SAP2000 is used for analysis. The results show that shear reinforcement of concrete columns in ordinary design is not sufficient and shear failure is occurred. Shear failure in columns cause losing axial capacity of columns and results in collapsing of buildings. Stirrups should be designed for maximum forces in order to avoid this brittle failure.

An ideal form of structure is considered normally in order to analyze the structure, which undoubtedly has differences with its actual model. The actual model has also some differences with the computational model such as defects in the existence of infill walls, which will be neglected from their effects on the structure analysis and design. Distribution of these elements and their effects on stiffness and lateral strength of the constructions have generally overlooked during the design process. Seismic retrofitting of the structures needs detailed evaluation of these elements in reaction of structures to the applied loading. Although existence of the infill walls basically provides higher stiffness and strength for the frames, their detrimental effects on the structure performance is ignored due to the lack of adequate information about the behavior of frames and infill walls.

According to the failure mode of structures with masonry infill walls, it is seen that masonry infill walls have positive and negative effects on structure. Because of considerable stiffness and resistance of infill walls, existing of that should cause high torsion in stiffness and resistance of structure in plan and view. Thus an important question is: how the interaction between masonry infill walls and concrete frame should be considered in design of structures for preventing brittle failure of columns in future earthquakes. From a technical point of view, the modeling is categorized into:

- i) Detailed modeling (micro)
- ii) Simple modeling (macro)

The first category is based on the definition of finite element model of infill wall and is solved by formal plasticity and elasticity methods. In the second category, a general behavior of infill wall is important, and in this case one or several elements are used to model the behavior of infill wall. A 5-story frame with 3 bays has been investigated in this study. All frames have been filled by masonry walls with thickness of 0.23 m. Lateral force resisting system is intermediate concrete moment frame and the type II of soil according to Iranian seismic code of practice (Standard No. 2800). In this method of analysis, by assessing the target displacement of structures, lateral forces are increasingly applied to the structural model up to control point displacement achieve target displacement. Control point displacement is considered at roof level. An important point is adjacent the masonry walls to concrete frame cause intensive shear force at top and bottom of columns. Inadequacy of shear reinforcement in columns cause shear failure and also the results confirm it. Shear failure will eliminate the axial capacity of columns, and finally the building will collapse.

**Keywords:** Masonry Infill; Interaction; Shear Failure; Nonlinear Analysis.