

# تأملی بر تأثیر میانقابهای آجری در عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتنی

احمد شوشتری<sup>۱\*</sup>، ابوالفضل سمیعی<sup>۲</sup>

۱- استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

\* مشهد، صندوق پستی ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

ashoosht@ferdowsi.um.ac.ir

(دریافت مقاله: تیر ۱۳۸۴، پذیرش مقاله: اردیبهشت ۱۳۸۵)

**چکیده-** در ایران ساختمانها معمولاً بدون در نظر گرفتن اثر میانقابهای آجری در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، طراحی می‌شوند. مشاهدات تجربی در زلزله‌های گذشته نشان‌دهنده این واقعیت است که وجود میانقابها باعث افزایش سختی جانبی شده و در نتیجه سازه دارای پاسخ متفاوتی به تحریکات زمین خواهد بود. تنها توصیه آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله در این زمینه، کاهش زمان تناوب سازه به میزان ۲۰ درصد است، بدیهی است که با توجه به تعداد قابهای میانپُر، نوع میانقاب و نحوه آرایش آنها، این توصیه برای تمامی حالت‌های گوناگون ممکن درست نیست، بلکه باید با در نظر گرفتن عملکرد واقعی قابهای میانپُر در هر حالت، ضوابط خاص آن را ارائه کرد. در این مقاله، پس از بررسی ضابطه ارائه شده در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای ساختمانهای با جداگرهای میانقابی، رفتار لرزه‌ای دو نمونه سازه بتنی طراحی شده مطابق با آیین‌نامه‌های آبا و ۲۸۰۰، ارزیابی شده است. با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی و با مدلسازی میانقابها برای تحلیل، هر یک از این سازه‌ها در حالت‌های سازه دارای میانقاب و سازه بدون میانقاب، بررسی و مقایسه شده‌اند. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که تأثیر میانقابهای آجری را بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی نمی‌توان نادیده گرفت؛ بلکه با توجه به نحوه آرایش میانقابها، جنس آنها و سختی قابهای میانپُر در هر حالت، با توجه به رفتار متفاوت سازه، باید نکات خاصی را در هنگام تحلیل و طراحی مورد توجه قرار داد.

**کلید واژگان:** میانقاب آجری، قاب میانپُر، سازه‌های بتن مسلح، مدلسازی، رفتار لرزه‌ای سازه.

## ۱- مقدمه

تغییر در شکلپذیری سازه نسبت به سازه بدون میانقاب شده و در نتیجه موجب تغییر در پاسخ لرزه‌ای اینگونه سازه‌ها می‌شوند. وجود میانقابها - همانطور که در زلزله‌ها مشاهده شده - ممکن است اثر مطلوب یا نامطلوبی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها داشته باشد. با وجود این، هنوز در کشور ما، عملاً توجه چندانی به تأثیر میانقابها بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها نمی‌شود و معمولاً سازه‌ها بدون در نظر

به قابهای ساختمانی که درون آنها با دیوارهای بنایی پر شده باشد، قاب میانپُر گفته می‌شود، مصالح پرکننده ممکن است از نوع آجری یا بتنی باشند که به آنها میانقاب نیز گفته می‌شود. مشاهدات زلزله‌های گذشته و همچنین تحقیقات سالهای اخیر نشان‌دهنده آن است که قابهای میانپُر، باعث افزایش چشمگیر سختی، مقاومت و همچنین

## ۱-۲- تحقیقات آزمایشگاهی - تجربی

برای شناختن رفتار قابهای میانپُر، تعیین نحوه توزیع تنش و کرنش در میانقاب، شناخت حالت‌های شکست در قابهای میانپُر، نحوه اندرکنش قاب و میانقاب، تأثیر میانقابها بر سختی، مقاومت و بررسی عوامل مؤثر بر آنها مانند جنس قاب و میانقاب، نسبت سختی میانقاب به قاب، تأثیر وجود بازشوها، درزها و دهانه‌های نیمه‌پر و غیره، تحقیقات فراوانی بر روی نمونه‌های واقعی یا به مقیاس درآمده، انجام شده است. علاوه بر این در سالهای اخیر برای درک رفتار واقعی سازه دارای میانقاب، ساختمانهای واقعی چند طبقه نیز با صرف هزینه بسیار، مورد آزمایش قرار گرفته‌اند که نتایج حاصل، برای ارزیابی روشهای مدلسازی میانقابها بسیار سودمند بوده است.

## ۲-۲- کارهای تحلیلی - عددی

هدف از این گونه پژوهشها شبیه‌سازی میانقابها و ارائه مدلهایی است که بتوان در تحلیل سازه، اثر میانقابها را منظور کرد. به‌طور کلی روشهای پیشنهاد شده برای تحلیل قابهای میانپُر را می‌توان از نظر روش شبیه‌سازی در دو گروه کلی مدل‌های ریز یا محلی و مدل‌های کلان یا ساده شده دسته‌بندی کرد. مدل‌های ریز یا محلی برای مطالعه رفتار واقعی و موضعی قابهای میانپُر، با تقسیم سازه به تعداد زیادی جزء کوچک انجام می‌شود. دقت مناسب همراه با محاسبات طولانی و غیرقابل استفاده برای کاربرد در ساختمانهای بزرگ، از ویژگیهای این گروه مدلها است. در میان این مدلها می‌توان به روش اجزای محدود اشاره کرد. دسته دیگر مدل‌های بزرگ یا ساده شده است که می‌توان به آسانی از آنها در تحلیل استفاده کرده و رفتار قابهای میانپُر را به‌وسیله آنها شبیه‌سازی کرد. در این روشها تعداد جزءهای کمی، برای در نظر گرفتن اثر میانقابها استفاده شده و به آسانی می‌توان از آنها در تحلیل‌های دستی یا کامپیوتری استفاده کرد. این مدلها عموماً برحسب پارامترهای مختلفی که نشانگر خواص و

گرفتن اثر میانقابها بر رفتار لرزه‌ای آنها طراحی می‌شوند. دلیل این امر را می‌توان نبود ضوابط آیین‌نامه‌ای لازم و همچنین عدم شناخت اکثر مهندسان از نحوه این اثرگذاری دانست. براین‌اساس در این مقاله سعی شده است با استفاده از روشهای تحلیلی، تأثیر میانقابهای آجری متداول در ایران بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح بررسی شده و در ضمن، معدود ضوابط موجود در آیین‌نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله، در این زمینه مورد نقد قرار گرفته و نظرهایی کلی در این خصوص ارائه شود.

لازم است ذکر شود که میانقابهای مزبور بدون هیچ اتصال خاصی درون قابها قرار گرفته‌اند، اما باید در اجرای دیوارها دقت کافی برای اتصال مناسب آجرها به هم و همچنین اتصال خوب دیوار به قاب صورت پذیرد و از پدید آمدن هر گونه شکاف یا درز بین دیوار و قاب جلوگیری شود. در ضمن محور اعضای قاب باید برای ایجاد اندرکنش مؤثر قاب و دیوار، در محدوده یک سوم وسط ضخامت پرکننده واقع شده باشد [۱].

## ۲- مرور بر برخی پژوهشهای قبلی

تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی رفتار قابهای میانپُر از دهه ۱۹۵۰ تا امروز برای شناخت جنبه‌های مختلف تأثیر وجود میانقاب بر رفتار قاب تحت اثر بارهای جانبی انجام شده است. با توجه به پیچیدگی و حساسیت موضوع میانقابها، پژوهشگران بسیاری در این زمینه تحقیق کرده‌اند که خلاصه‌ای از این تحقیقات را در گزارشهای مقدم - داوولینگ [۲]، آبرامز [۳]، فردیس [۴]، کریسافولی [۵] و دستورالعملهای فمما ۳۰۶ و ۳۰۷ [۶، ۷] می‌توان ملاحظه کرد. به‌طور کلی و خلاصه می‌توان کارهای انجام شده را در سه گروه تحقیقات آزمایشگاهی - تجربی، کارهای تحلیلی - عددی برای مدلسازی میانقابها و سرانجام ارزیابی سازه‌های دارای میانقاب به‌صورت زیر بیان کرد.

هندسه قاب و میانقاب هستند، تعریف و تعیین می‌شوند. از میان این مدلها می‌توان به مدل ساده شده خریایی اشاره کرد. علاوه بر این برای بیان رفتار واقعی میانقاب در طی بارگذاری لرزه‌ای، الگوهای هیستریزیس مختلفی نیز برای این مدلها ارائه شده است تا بتوان با استفاده از این مدلها، به آسانی، رفتار لرزه‌ای واقعی سازه را پیش‌بینی کرد.

## ۳-۲- ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای میانقاب

در این پژوهشها براساس نتایج به‌دست آمده از تحقیقات تجربی و تحلیلی، راهکارهای ساده و آسانی برای تحلیل و طراحی سازه‌های دارای میانقاب استفاده شده و براساس آنها روشهایی کاربردی برای استفاده عمومی و همچنین توصیه‌ها و پیشنهادهایی برای تعیین ضوابط جدید در آیین‌نامه‌های زلزله ارائه شده است که نمونه‌ای از این کارها را در آیین‌نامه زلزله اروپا [۸] و دستورالعملهای فمما ۳۰۶، ۳۰۷، ۳۰۸ و ۳۰۹ می‌توان ملاحظه کرد. علاوه بر این برخی پژوهشگران [۲، ۵] با توجه به اثر مفید میانقابها به‌عنوان عضو لرزه‌بر، به بررسی مهاربندی سازه با این اعضا پرداخته یا از آنها برای تقویت و ترمیم سازه استفاده کرده‌اند.

بدیهی است که دسته‌بندی پژوهشها به‌طوری‌که بیان شد فقط برای آشنایی کلی با کارهای انجام شده در زمینه میانقابها است و چه بسا در یک پژوهش هر سه دسته مزبور به‌طور هم‌زمان بررسی و تحقیق شده است.

## ۳- ضوابط آیین‌نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله در مورد تأثیر میانقابها

با توجه به اهمیت وجود میانقابها در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در سالهای اخیر، کوششهایی برای ارائه ضوابط ویژه مربوط به میانقابها در آیین‌نامه‌های زلزله انجام شده است. در این راستا با توجه به پیچیدگی، گستردگی و گاه رفتار غیرقابل پیش‌بینی، آیین‌نامه‌ها یا با کلی‌گویی، فقط

اهمیت میانقابها را بر رفتار لرزه‌ای سازه متذکر شده‌اند یا براساس پژوهشهای پیچیده و با صرف هزینه بسیار، به بیان برخی ضوابط ویژه در رابطه با چگونگی در نظر گرفتن اثر میانقابها بر رفتار سازه پرداخته‌اند. به‌عنوان مثال آیین‌نامه زلزله ایران از نوع اول و آیین‌نامه زلزله اروپا و دستورالعملهای فمما از نوع دوم هستند. لازم است ذکر شود که با توجه به جنس میانقاب و نحوه ساخت آن و همچنین دیگر ضوابط آیین‌نامه‌ای، نمی‌توان ضوابط بیان شده در آیین‌نامه‌های سایر کشورها را به‌طور مستقیم استفاده کرد؛ مگر آنکه با تحقیق و پژوهش، اقدام شود. در اینجا لازم است با توجه به اهمیت موضوع میانقابها، ابتدا با دیدگاه آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۱] در رابطه با تأثیر میانقابها بر رفتار لرزه‌ای سازه، آشنایی انجام شود.

به‌طور خلاصه پیشنهادهای آیین‌نامه در این زمینه به دو شکل کلی زیر بیان شده است:

الف: در سازه‌های دارای میانقاب یا باید با جداسازی، مانع مزاحمت میانقاب برای حرکت جانبی قاب شد یا اثر اندرکنشی قاب و میانقاب در تحلیل سازه، مدنظر قرار گیرد. ب: آیین‌نامه در یک راهکار ساده و کلی، پیشنهاد کرده است که زمان تناوب اصلی سازه در ساختمانهای دارای میانقاب به میزان ۲۰ درصد کاهش یابد، تا به‌طور ضمنی سختی قابهای میانپُر شده و در نتیجه افزایش نیروی زلزله وارد بر سازه، مدنظر قرار گیرد.

اکنون این پیشنهادها مورد نقد و بررسی قرار می‌گیرند تا شناخت لازم از آنها حاصل شود. در رابطه با جداسازی میانقاب از قاب باید گفت که در حالی‌که بیشتر ساختمانهای موجود دارای میانقاب هستند، اما تقریباً هیچ شناختی از چگونگی جداسازی میانقاب از قاب به‌ویژه در بین عموم وجود ندارد؛ ضمن آنکه جداسازی میانقاب از قاب به‌علت مقرون به صرفه نبودن و همچنین به وجود نیامدن جداسازی واقعی، توصیه نمی‌شود. از سوی دیگر، تحلیل

$$B' = 2/5 \left( \frac{T_0}{\cdot/\lambda T} \right)^{1/2} = 2/5 (1/16) \left( \frac{T_0}{T} \right)^{1/2} = 1/16 B \quad (5)$$

با دقت در رابطه (۵) مشاهده می‌شود که بر اثر وجود میانقاب، آیین‌نامه ۲۸۰۰ افزایش حداکثر ۱۶ درصدی در نیروی برش پایه را مجاز می‌شمارد. البته این افزایش مستقل است از نوع قابها (بتنی یا فولادی) و جنس و ضخامت میانقاب و تعداد و آرایش قابهای پر شده با دیوارهای آجری.

با توجه به محدودیتی که برطبق رابطه (۳) برای ضریب بازتاب ساختمان B، وجود دارد و حداکثر می‌تواند ۲/۵ باشد، می‌توان برحسب نوع زمین،  $T_0$ ، حداقل ارتفاعی را یافت که در ساختمانهایی با ارتفاع کمتر از آن، افزایشی در نیروی برش پایه مشاهده نخواهد شد. این ارتفاع که با  $H_{min}$  نشان داده می‌شود با برابر قرار دادن T و  $T_0$  و از رابطه (۶) محاسبه می‌شود:

$$T_0 = 0.07(H_{min})^{1/2} \rightarrow H_{min} = \left( \frac{T_0}{\cdot/0.07} \right)^2 \quad (6)$$

از طرف دیگر می‌توان ارتفاعی را یافت که بر اثر وجود میانقاب در ساختمانهایی با ارتفاع بیش از آن، تغییر در نیروی برش پایه به همان مقدار حداکثر ۱۶ درصد محدود می‌شود. این ارتفاع را  $H_{max}$  می‌نامیم. به بیان ساده‌تر برای ساختمانهایی با ارتفاع بیشتر از  $H_{max}$ ، هیچگونه افزایشی بیشتر از ۱۶ درصد مشاهده نخواهد شد. رابطه (۷) برای محاسبه  $H_{max}$  به کار می‌رود:

$$B' = 2/5 \left( \frac{T_0}{\cdot/\lambda T} \right)^{1/2} \leq 2/5 \rightarrow T_0 \leq \cdot/\lambda T \rightarrow T \geq 1/25 T_0 \quad (7)$$

$$T = 0.07(H_{max})^{1/2} \geq 1/25 T_0 \rightarrow H_{max} \geq \left( \frac{1/25 T_0}{\cdot/0.07} \right)^2$$

در جدول ۱ مقادیر  $H_{min}$  و  $H_{max}$  برحسب نوع زمین زیر پی ساختمان، محاسبه و نمایش داده شده است. برای دستیابی به درک بهتری از توصیه‌های آیین‌نامه ۲۸۰۰ در رابطه با اثر وجود میانقاب، چگونگی افزایش نیروی برش پایه در ساختمانهای دارای میانقاب نسبت به نیروی برش پایه در ساختمانهای بدون میانقاب برحسب ارتفاع ساختمان،

سازه با در نظر گرفتن اثر میانقابه‌ها نیز، به علت عدم آگاهی از چگونگی در نظر گرفتن میانقابه‌ها در تحلیل، در عمل استفاده نمی‌شود.

همچنین در مورد تنها توصیه عملی آیین‌نامه، یعنی کاهش ۲۰ درصدی زمان تناوب سازه لازم است با تشریح ضابطه مزبور، میزان کارایی آن نیز مشخص شود که در ادامه به آن پرداخته می‌شود.

آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیروی برش پایه را به صورت تابعی از وزن مؤثر ساختمان W که شامل بار مرده و درصدی از بار زنده است، به صورت رابطه (۱) بیان می‌کند:

$$V = C.W \quad (1)$$

که در آن ضریب C، ضریب زلزله، از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$C = \frac{BIA}{R} \quad (2)$$

B ضریب بازتاب ساختمان، A شتاب مبنای طرح، I ضریب اهمیت ساختمان و R ضریب رفتار ساختمان است. آیین‌نامه ۲۸۰۰ در صورت وجود میانقاب در ساختمان، فقط زمان تناوب اصلی ساختمان را به اندازه ۲۰ درصد کاهش می‌دهد که این موجب تغییر در ضریب بازتاب ساختمان B می‌شود که از رابطه (۳) محاسبه می‌شود.

$$B = 2/5 \left( \frac{T_0}{T} \right)^{1/2} < 2/5 \quad (3)$$

که  $T_0$  عددی است که بسته به نوع زمین بین ۰/۴ تا ۱ و T زمان تناوب اصلی ساختمان است که برای ساختمانهای بتنی برحسب ارتفاع ساختمان H از رابطه (۴) محاسبه می‌شود:

$$T = 0.07 H^{1/2} \quad (4)$$

از آنجاکه برطبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، در صورت وجود میانقاب برای محاسبه ضریب بازتاب ساختمان B باید ۸۰ درصد زمان تناوب اصلی ساختمان را در رابطه (۳) قرار داد این ضریب را که با B' نمایش داده می‌شود می‌توان از رابطه (۵) برحسب B محاسبه کرد:

وجود میانقاب ثابت و برابر ۱۶ درصد نیروی برش پایه ساختمان بتنی بدون میانقاب است. برای زمین نوع III نیز که بیشتر زمینهای مناطق شهری از این نوع فرض می‌شوند، این ارتفاعها به ترتیب ۲۱/۵ و ۲۹ متر است که عدم پوشش تنها ضابطه آیین‌نامه در مورد سازه‌های دارای میانقاب مزبور، جای تعجب داشته و نشان واضحی از ناکارآمدی این توصیه است.

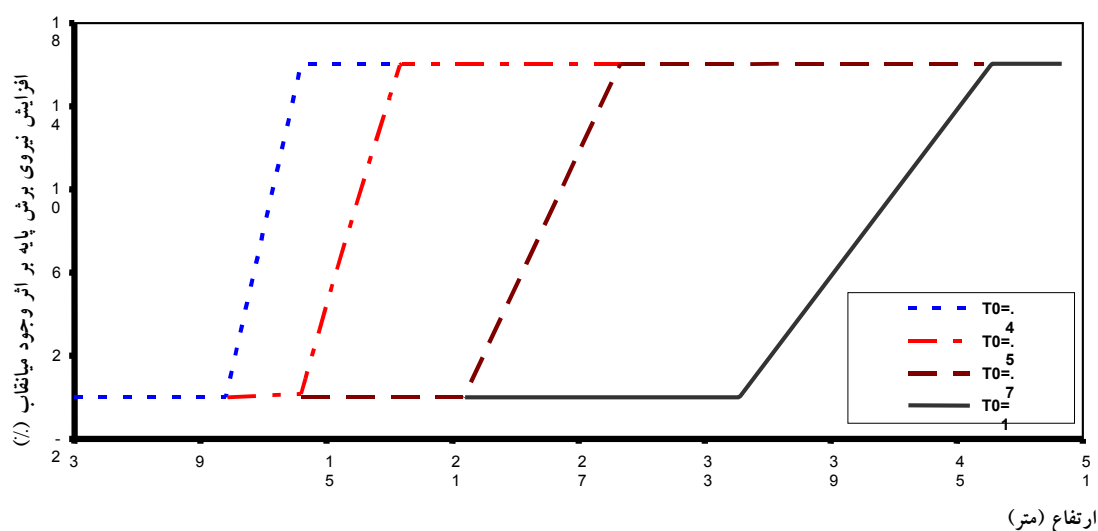
افزون بر این در مورد تنها توصیه عملی آیین‌نامه، یعنی کاهش ۲۰ درصدی زمان تناوب سازه باید گفت که این توصیه نیز اگرچه به‌نظر اهمیت تأثیر میانقابها را بر رفتار لرزه‌ای سازه مشخص می‌کند، اما با توجه به جنبه‌های مختلف اثرگذاری میانقابها بر رفتار سازه، به‌نظر می‌رسد که این توصیه نیز گاه غیرضروری و گاه ناکافی است، که در ادامه بحث خواهد شد.

برای انواع زمینها در شکل ۱ ترسیم شده است. با دقت در این شکل می‌توان ادعا کرد که ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای بسیاری از ساختمانهای با میانقاب آجری بی‌تأثیر است. به‌عنوان مثال برای زمین نوع III، در ساختمانهایی تا ارتفاع ۱۳/۸ متر (حدود ۴ طبقه) وجود میانقاب اثری بر افزایش نیروی پایه نخواهد داشت.

جدول ۱ مقادیر  $H_{max}$  و  $H_{min}$  برحسب متر برای انواع زمین

نوع زمین	$T_0$	$H_{min}$	$H_{max}$
I	۰/۴	۱۰/۲	۱۳/۸
II	۰/۵	۱۳/۸	۱۸/۵
III	۰/۷	۲۱/۵	۲۹/۰
IV	۱/۰	۳۴/۷	۴۶/۷

برای ساختمانهایی با ارتفاع بیشتر از ۱۸/۵ متر (حدود ۶ طبقه) نیز میزان افزایش نیروی برش پایه در اثر



شکل ۱ میزان افزایش نیروی برش پایه بر اثر وجود میانقاب

از روشهای شبیه‌سازی میانقابها (روش زارنیک-جوستیک [۱۲، ۱۵]) - که برطبق ارزیابیها قابلیت توانایی خوبی برای در نظر گرفتن تأثیر میانقابها در تحلیل سازه‌ها دارد - آشنا می‌شویم. مدل ارائه شده توسط زارنیک و همکاران [۱۲] یکی از روشهای

**۴- آشنایی با نحوه شبیه‌سازی میانقاب به‌صورت فنر طولی (روش زارنیک-جوستیک)**  
پیش از بررسی رفتار سازه‌های دارای میانقاب، لازم است با چگونگی مدلسازی میانقابها برای تحلیل سازه‌ها آشنا شد. در این بخش با کلیات مدلسازی میانقاب توسط یکی

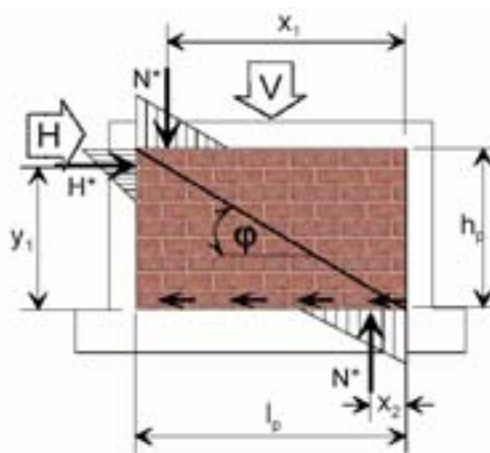
زارنیک و همکاران رابطه (۸) را برای مقاومت برشی میانقابهای آجری پیشنهاد کردند.

$$H_{sp} = C_R \frac{A_p \cdot f_{tp}}{C_I \cdot b} \left( 1 + \sqrt{C_I \left( 1 + \frac{\sigma_{oz}}{f_{tp}} \right) + 1} \right) \quad (8)$$

$$C_I = \alpha \cdot b \cdot \frac{l_p}{h_p}, \quad \alpha = \frac{(x_1 - x_2) h_p}{y_1 \cdot l_p} \quad (9)$$

در اینجا مهم‌ترین عامل برای تعیین مقاومت میانقاب،  $f_{tp}$  مقاومت کششی مینا، برای میانقاب است که مقدار آن را با آزمایش کشش قطری می‌توان به دست آورد. همچنین با توجه به تجربیات به دست آمده از آزمایشهای مختلف بر روی میانقاب، مقدار  $f_{tp}$  معمولاً در حدود ۴ تا ۸ درصد مقاومت فشاری میانقاب ( $f_c$ ) است. از آنجاکه کیفیت آجر کاری تأثیر قابل توجهی بر خواص مکانیکی میانقاب دارد،  $C_R$  به عنوان ضریب کاهش مقاومت در رابطه (۸) در نظر گرفته شده و مقدار آن معمولاً برابر ۰/۹ فرض می‌شود. اثر مربوط به اندرکنش میانقاب با قاب توسط ضریب  $C_I$  - که به نسبت سختی قاب به میانقاب بستگی دارد - در محاسبات وارد می‌شود. مقدار  $\alpha$  نیز با توجه به محل اعمال نیروهای اندرکنشی مطابق شکل ۲ با استفاده از رابطه (۹) قابل محاسبه است. جوستیک مقدار  $\alpha$  را به صورت تجربی برای اغلب موارد عملی برابر ۰/۸۷۵ پیشنهاد می‌کند [۱۶، ۱۷].  $b$  نسبت تنش برشی ماکزیمم به تنش برشی متوسط در سطح مقطع افقی میانقاب بر اثر اعمال بار جانبی روی میانقاب است که مقدار آن برای میانقابهای بدون بازشو برابر ۱/۱ فرض می‌شود. اثر بارهای قائم خارجی وارد بر میانقاب را می‌توان به صورت تنش فشاری متوسط اعمالی بر سطح مقطع افقی میانقاب ( $\sigma_{oz}$ ) در محاسبات در نظر گرفت. البته با توجه به درز به وجود آمده بین تیر و میانقاب در عمل، بار قائم خارجی به میانقاب منتقل نمی‌شود و چنانچه از وزن میانقاب نیز صرف نظر شود،  $\sigma_{oz}$  برابر صفر خواهد بود.

مدلسازی کلان یا ساده شده به صورت عضو فشاری قطری است که در آن عضو معادل به صورت یک فنر طولی تعریف شده است. مدل مزبور را می‌توان در زمره مدل‌های نیمه تجربی جای داد، زیرا برای مدلسازی هم از اصول و مبانی تحلیلی و هم از نتایج به دست آمده از آزمایشهای بسیاری که توسط زارنیک و همکاران در طی دوره‌ای طولانی (۱۹۸۴ تا ۲۰۰۱) انجام شده، استفاده شده است [۱۳، ۱۵]. به بیان دیگر مدلسازی به صورت نیمه تجربی به مرور شکل گرفته و تکمیل شده است.



شکل ۲ توزیع نیروهای اندرکنشی بین قاب و میانقاب

#### ۴-۱- تعیین مقاومت

بر اساس آزمایشهای انجام شده توسط زارنیک و همکاران مشخص شد که شکست در میانقابهای آجری بیشتر به صورت شکست برشی قطری است که با ترکیب شدن برشها در امتداد ملات بین آجرها، در وسط ارتفاع میانقاب پدیدار شده و گسترش می‌یابد. به دلیل انعطاف پذیری بیشتر قاب نسبت به میانقاب، نیروهای اندرکنشی بین قاب و میانقاب، تنها در گوشه سمت بارگذاری و در جهت مخالف بارگذاری در گوشه پایینی اتفاق می‌افتد. این اندرکنش با توجه به نتایجی که از تصاویر فتوگرامتری به دست آمده، به صورت شکل ۲ است. با این نگرش

#### ۴-۲- تعیین سختی

سختی مؤثر اولیه میانقاب به صورت سختی دیوار برشی تعریف می‌شود. ضمن آنکه تأثیر قاب محیطی در حالتی که اتصالات برشی بین قاب و میانقاب وجود داشته باشد می‌تواند در محاسبات منظور شود. بر این اساس سختی جانبی مؤثر میانقاب به صورت روابط (۱۰) تا (۱۲) پیشنهاد شده است.

$$K_e = \frac{1}{\frac{h_p^3}{C_F \cdot E_P \cdot I_e} + \frac{1.2h_p}{G_p \cdot A_e}} \quad (10)$$

$$A_e = A_p + 2 \cdot C_E \cdot A_c \cdot \frac{G_f}{G_p} \quad (11)$$

$$I_e = I_p + 2 \cdot C_E \cdot \frac{E_f}{E_p} \left( I_p + A_f \cdot \frac{(h_c + l_p)^2}{4} \right) \quad (12)$$

در اینجا فرض شده است که دیوار برشی با ترکیب ستونهای قاب و دیوار پرکننده به وجود آمده است.  $G_p$  مدول برشی میانقاب با اندکی ترک خوردگی است، به طوری که ترکهای ریزی در مقطع پدیدار شده باشد. براساس نتایج آزمایشها و به صورت تجربی مقدار مزبور ۱۰ درصد تا ۳۰ درصد مدول الاستیسیته میانقاب ( $E_p$ ) در نظر گرفته می‌شود.

$E_p$  مدول الاستیسیته میانقاب است و چنانچه برای تعیین آن از آزمایش نمونه استاندارد استفاده شود، باید توجه کرد که مقدار به دست آمده از چنین آزمایشی از مقدار واقعی مدول الاستیسیته کل میانقاب بیشتر است و لذا تصحیح لازم است.  $A_e$  و  $I_e$  به ترتیب سطح مقطع مؤثر و ممان اینرسی مؤثر با توجه به اندرکنش قاب و میانقاب است که با توجه به ضریب  $C_E$  - که بیان کننده شرایط پیوستگی بین قاب و میانقاب است - محاسبه می‌شوند. مقدار  $C_E$  می‌تواند با توجه به نحوه اتصال میانقاب به قاب از صفر تا یک تغییر نماید، البته در اغلب موارد عملی اتصال خاصی بین قاب و میانقاب وجود ندارد، لذا  $C_E$  برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. سختی جانبی میانقاب براساس دو سختی خمشی و برشی از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.  $C_F$  ضریب سختی خمشی

است که در محدوده ۳ تا ۱۲ به ترتیب برای حالت‌های عملکرد طره‌ای و دیوار دوسرگیردار تعیین می‌شود. سایر پارامترهای روابط عبارتند از:  $h_p$  ارتفاع میانقاب،  $l_p$  طول میانقاب،  $h_c$  بعد مقطع ستون در راستای میانقاب،  $E_f$  مدول الاستیسیته قاب،  $G_f$  مدول برشی قاب،  $A_p$  سطح مقطع افقی میانقاب،  $A_c$  سطح مقطع ستون و  $I_p$  و  $I_c$  نیز به ترتیب ممان اینرسی میانقاب و ستون در جهت افقی است. از آنجاکه  $K_o$  سختی اولیه جانبی میانقاب است، سختی اولیه فنر طولی بر روی قطر برابر است با:

$$K_e = \frac{K_o}{(\cos \theta)^2} \quad (13)$$

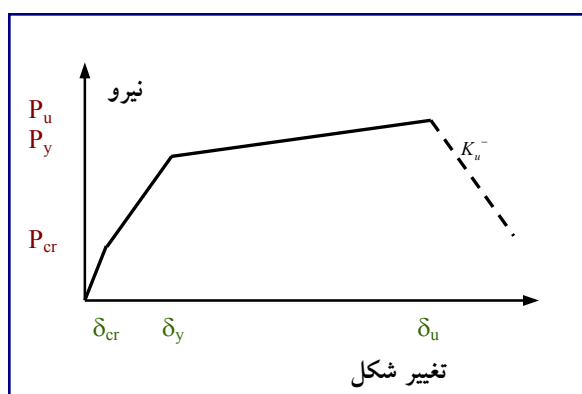
#### ۴-۳- تعیین پوش رفتار مدل

نقاط پوش عملکرد عضو معادل میانقاب شامل نقاط ترک خوردگی، تسلیم و مقاومت نهایی مطابق آنچه در شکل ۳ مشاهده می‌شود و به صورت روابط (۱۴) تا (۱۵) براساس سختی  $K_e$  و مقاومت میانقاب  $H_{sp}$  به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$P_{cr} = \frac{P_y}{3}, \quad \delta_{cr} = \frac{P_{cr}}{K_e} \quad (14)$$

$$P_y = \frac{H_{sp}}{\cos \phi_d}, \quad \delta_y = (1.0) \frac{P_y}{K_e} \quad (15)$$

$$P_u = P_y(1 + \nu(\mu - 1)), \quad \delta_u = \mu \delta_y \quad (16)$$



شکل ۳ نمایش پوش رفتار فنر طولی

زیرنویس  $cr$  نشان دهنده حالت ترک خوردگی، زیرنویس  $y$  حالت تسلیم و زیرنویس  $u$  حالت نهایی را

روشهای کارآمد و با دقت بالا برای مدلسازی میانقابها است و نتایج به‌دست آمده از تحلیل توسط مدل مزبور با نتایج آزمایشهای انجام شده مطابقت بسیار خوبی را نشان می‌دهد [۱۶]، [۱۷]. ضمن آنکه در این مدل، پیچیدگی خاص برخی از مدلسازیها وجود نداشته و به آسانی قابل فهم و اجراست.

## ۵- انتخاب ساختمانها برای بررسی

در سازه‌هایی که تنها سیستم مقاوم لرزه‌ای آنها، سیستم قاب خمشی است، تأثیر میانقابها بر عملکرد لرزه‌ای سازه، بسیار چشمگیر است، زیرا در هنگام رخداد زلزله، میانقابها مانع حرکت آزادانه جانبی سازه شده و باعث کاهش انعطاف‌پذیری سازه (نسبت به حالت سازه بدون میانقاب) خواهند شد. این در حالی است که در بیشتر سازه‌های بتنی موجود، به دلیل ارتفاع و جنس زمین (تا ارتفاع ۲۱/۵ متر و جنس زمین III) ضابطه کاهش زمان تناوب آیین‌نامه زلزله ایران تغییری را در مقدار برش پایه اعمالی به سازه ایجاد نمی‌کند، به بیان دیگر، اثر میانقابها بر رفتار این ساختمانها، هیچ‌انگاشته می‌شود. براین اساس برای بررسی میزان تأثیر میانقابها بر عملکرد این گونه سازه‌ها (ساختمانهای کوتاه مرتبه متداول که فقط با سیستم قاب خمشی در مقابل نیروهای جانبی مقاومت می‌کنند) دو نمونه ساختمان سه و شش طبقه برای بررسی در این مقاله انتخاب شده است. ساختمانهای مزبور مسکونی بوده و دارای پلان یکسان به ابعاد  $14 \times 12$  متر به صورت شکل ۵ هستند، ارتفاع طبقه همکف  $3/8$  متر و ارتفاع سایر طبقات  $3/2$  متر در نظر گرفته شده است. بارگذاری قائم سازه‌ها با توجه به آیین‌نامه بارگذاری ایران (نشریه ۵۱۹) [۲۰] و بارگذاری جانبی برطبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۱] انجام شده است. برای محاسبه

نشان می‌دهد. میزان شکل‌پذیری میانقاب با  $\mu$  نشان داده شده که در محدوده  $2/5$  تا  $5$  در نظر گرفته می‌شود.  $U$  نسبت سختی پس از تسلیم به سختی پیش از تسلیم و  $K_{II}^-$  سختی پس از حالت نهایی است.

لازم است گفته شود از آنجاکه رفتار قاب‌های میانپُر تحت بارگذاری دینامیکی با رفتار تحت یک دوره بارگذاری استاتیکی - به‌علت به‌وجود آمدن ترکها در میانقاب و در نتیجه کاهش سختی و مقاومت - متفاوت است لذا زارنیک و جوستیک برای آنکه بتوان از مدل مزبور در تحلیلهای غیرخطی استفاده کرد، رفتار هیستریزیسی میانقاب را نیز مدلسازی کرده و بدین ترتیب میانقاب را با دو فنر طولی غیرخطی بر روی هر قطر شبیه‌سازی کردند.

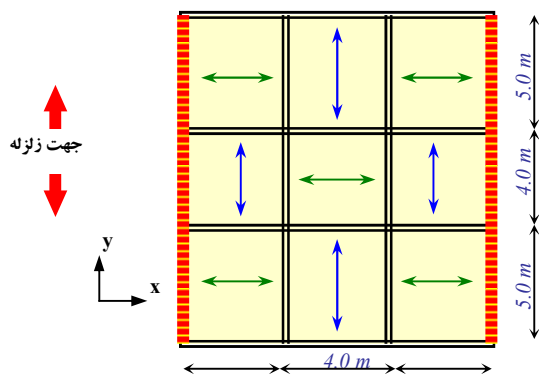
مدل هیستریزیسی مورد استفاده، در واقع روش اصلاح شده‌ای است که براساس مدل هیستریزیسی پارک و همکاران [۱۸] به‌وجود آمده به‌نحوی که برای بیان رفتار هیستریزیسی با توجه به رفتار فنر، از سه پارامتر برای تعیین شکل حلقه‌های هیستریزیسی استفاده شده است. سه پارامتر مزبور یعنی  $\alpha, \beta, \gamma$ ، به ترتیب تعیین‌کننده، کاهش سختی در شاخه بار برداری پس از مرحله ارتجاعی، زوال مقاومت و ایجاد تنگش در حلقه هیستریزیسی بر اثر لغزش و باز و بسته شدن ترکها است.

برای آشنایی با رفتار هیستریزیسی مورد استفاده توسط زارنیک و جوستیک، رفتار مزبور همراه با توضیح جدول ۲ در شکل ۴ نشان داده شده است.

مدل فنر غیرخطی توسط زارنیک - جوستیک [۱۳] با معرفی یک المان جدید (المان شماره ۱۷) در برنامه تحلیل غیرخطی [۱۹] DRAIN-2DX اضافه شده است، تا بتوان با استفاده از آن میانقابها را برای تحلیل سازه مدلسازی کرد. خاطر نشان می‌شود که مدل مزبور با توجه به فرضیات و شبیه‌سازیهای منطبق بر واقعیت در آن، یکی از

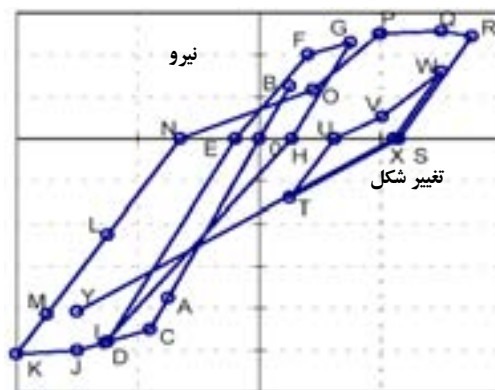


مصرفی برابر  $30\text{MPa}$  و تنش جاری شدن فولاد برابر  $300\text{MPa}$  انتخاب شده است. در جدول ۳ نتایج حاصل از طراحی برای هر یک از سازه‌های سه و شش طبقه مورد بحث، براساس ضوابط آیین‌نامه‌های آبا [۲۱] و ۲۸۰۰ [۱۱] نشان داده شده است. (جزئیات بیشتر در [۲۲]).



شکل ۵ پلان سازه‌های نمونه، همراه با نمایش موقعیت قابهای خمشی، محل استقرار میانقابها و جهت تیرچه‌ریزی سقفها

نیروی زلزله، فرض شده است که نوع زمین منطقه از نوع III بوده و شتاب مبنای طرح نیز برای پهنه زلزله‌خیزی با خطر نسبی زیاد (مشهد)،  $0.3g$  انتخاب شده است. مقدار ضریب رفتار سازه با توجه به سیستم قاب خمشی بتنی متوسط برابر ۸ در نظر گرفته شده است. مقاومت فشاری بتن



شکل ۴ توضیح شاخه‌های مختلف در چرخه‌های هیستریزس مدل زارنیک-جوستیک [۱۳]

جدول ۲ توضیح شاخه‌های مختلف در چرخه‌های هیستریزس شکل ۴

شاخه	توضیح
OC	رفتار الاستیک ایده‌آل با سختی اولیه
CD, IJ, FG	پوش پس از ترک‌خوردگی
JK, PQ	پوش پس از تسلیم
QR	ناحیه پس از مقاومت نهایی
DE, GH, KL, MN, RS, TU, WX	باربرداری: کنترل سختی با $\alpha$ و نقطه حداکثر انجام شده
HI, ST, XY	بارگذاری مجدد: کنترل با $\beta$ ، انرژی اتلاف شده و نقطه حداکثر انجام شده
NOP, UVW	بارگذاری مجدد با توجه به اثر تنگش: نقاط هدف W, P ابتدا مانند مرحله قبل براساس $\beta$ ، انرژی اتلاف شده و نقطه حداکثر انجام شده به دست آمده سپس با توجه به $\gamma$ نقاط V, O مشخص شده‌اند.
EF	حالت خاص بارگذاری مجدد در حالتی که ترک‌خوردگی رخ نداده است.
LM	حالت خاص بارگذاری مجدد: پیش از آنکه باربرداری تمام شده و بارگذاری جدید رخ دهد دوباره بارگذاری در جهت قبلی انجام شود، در این حالت سختی یکسان باقی می‌ماند.

جدول ۳ مشخصات مقاطع تیر و ستون در ساختمانهای بررسی شده

ساختمان	طبقه	ستون		تیر	
		مقطع (میلیمتر)	فولاد	مقطع (میلیمتر)	فولاد پایین
طبقه ۳	اول	۳۵۰×۳۵۰	۸Φ۲۲	۳۵۰×۴۵۰	۲Φ۲۲
	دوم	۳۰۰×۳۰۰	۸Φ۲۰	۳۵۰×۴۰۰	۲Φ۲۲
	سوم	۳۰۰×۳۰۰	۸Φ۲۰	۳۵۰×۴۰۰	۲Φ۲۰
طبقه ۶	اول	۴۵۰×۴۵۰	۱۲Φ۲۴	۴۰۰×۵۰۰	۴Φ۲۵
	دوم	۴۵۰×۴۵۰	۸Φ۲۴	۴۰۰×۵۰۰	۴Φ۲۵
	سوم	۴۰۰×۴۰۰	۸Φ۲۴	۴۰۰×۵۰۰	۳Φ۲۴
	چهارم	۴۰۰×۴۰۰	۸Φ۲۴	۴۰۰×۵۰۰	۳Φ۲۴
	پنجم	۳۰۰×۳۰۰	۸Φ۲۴	۳۰۰×۴۰۰	۲Φ۲۲
	ششم	۳۰۰×۳۰۰	۸Φ۲۲	۳۰۰×۴۰۰	۲Φ۲۲

#### ۶- مدلسازی برای تحلیل سازه

برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها از نسخه ارتقا یافته برنامه DRAIN-2DX [۱۷] استفاده شده است [۱۲، ۲۳]. مدلسازیهای انجام شده برای این تحلیل به شرح زیر است:

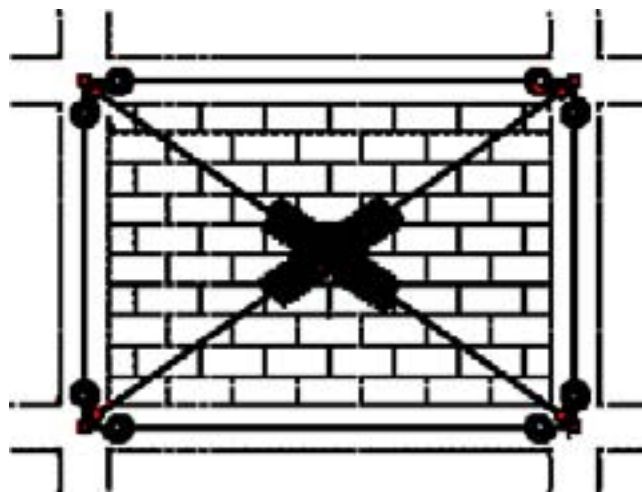
**بارگذاریها:** بارگذاری قائم در این تحلیلها شامل بار مرده به اضافه ۲۰ درصد بار زنده بوده و برای زلزله نیز از شتابنگاشت اصلاح شده زلزله ۲۵ شهریور ۱۳۵۷ طبس (با بیشینه شتاب ۰/۳g) استفاده شده است.

**تیرها و ستونها:** برای تحلیلهای غیرارتجاعی با توجه به رفتار غیرخطی مصالح، هر عضو قاب، به صورت یک تیر ارتجاعی همراه با دو فنر پیچشی غیرارتجاعی، در دو انتهای عضو مدلسازی می‌شود، که هر یک از این فنرها، براساس پوش سه‌خطی منحنی لنگر- چرخش مقطع عضو (نقاط ترک خوردگی، تسلیم و پس از تسلیم) تعریف شده است. ضمن آنکه برای در نظر گرفتن رفتار هیستریزیسی از قاعده تاکدا استفاده شده است.

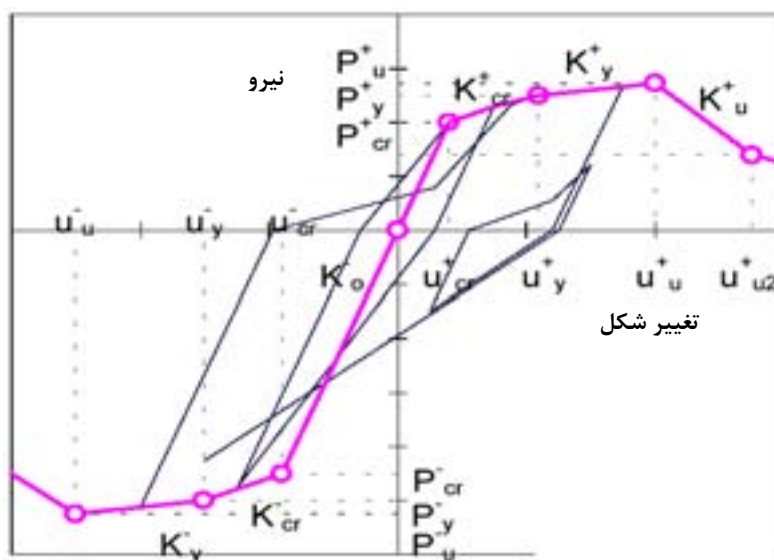
مدلسازی مزبور، توسط فچفار [۲۴] با عنوان المان شماره ۳ به برنامه DRAIN-2DX [۱۹] معرفی شده است.

**میانقابها:** برای مدلسازی میانقابها از روش فنر غیرخطی زارنیک- جوستیک [۱۲، ۱۳] استفاده شده است، به طوری که در آن هر میانقاب، به وسیله دو فنر مطابق شکل ۶ مدلسازی می‌شود. رفتار هر یک از این فنرها، توسط یک منحنی پوش رفتار (شامل نقاط ترک خوردگی، تسلیم و مقاومت نهایی)، به صورت شکل ۷ تعریف شد و رفتار هیستریزیسی آن نیز براساس روش پارک [۱۸] مدلسازی شده است.

**میرایی:** برای میرایی سازه بدون میانقاب، ۵ درصد میرایی بحرانی فرض می‌شود [۱۱]. برای سازه‌های دارای میانقاب براساس نتایج تحقیقات بیان شده در [۲] مقدار  $\beta$  برابر ۷ درصد در نظر گرفته می‌شود. سرانجام با توجه به رفتار حد وسط در ساختمانهایی که دارای میانقاب در همه طبقات نیستند، مقدار میرایی برابر ۶ درصد میرایی بحرانی در این گونه سازه‌ها فرض شده است.



شکل ۶ چگونگی مدلسازی اعضای قاب میانبر [۱۲]



شکل ۷ رفتار هر فنر غیرخطی برای مدلسازی میانقاب [۱۲، ۱۳]

جدول ۴ مشخصات میانقابهای آجری بررسی شده [۲۵]

آجرکاری دوتایی		ملات		نوع آجر	
		مقاومت فشاری (MPa)	نسبت سیمان به ماسه		
۳/۵	۳۸۲	۲/۶	۱ به ۶	۳۸۲	<i>Solid</i> توپر
۲/۹۵	۵۸۹/۵	۵	۱ به ۵	۵	<i>Perforated</i> سوراخدار

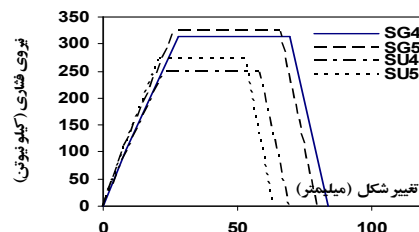
## ۷- انواع دیوارهای آجری استفاده شده

برای آنکه تأثیر جنس میانقابهای آجری بر عملکرد سازه‌ها ارزیابی شود، دو نوع میانقاب آجری یکی از جنس آجر توپر و دیگری از جنس آجر سوراخدار - که به‌طور معمول در ایران استفاده می‌شود - براساس آزمایش مقدم و محمودی [۲۵] مطابق جدول ۴ مبنای کار قرار گرفته است.

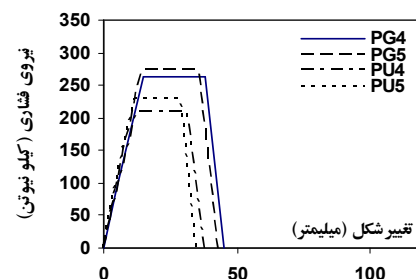
## ۸- حالت‌های ارزیابی شده و بررسی نتایج آنها

برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای هر یک از سازه‌ها، با توجه به چگونگی پرشدگی دهانه‌ها و همچنین جنس میانقابهای به‌کار رفته، حالت‌های زیر بررسی شده است: سازه بدون میانقاب (با نشانه BF) و سازه در دو حالت با میانقاب‌هایی از جنس آجر توپر (با نشانه IS) و آجر سوراخدار (با نشانه IP) که در قاب‌های خارجی کلیه طبقات قرار گرفته‌اند. همچنین برای بررسی اثر غیریکنواختی توزیع میانقابها در طبقات، سازه با میانقاب‌هایی از جنس آجر توپر (با نشانه SS) و آجر سوراخدار (با نشانه SP) که میانقابها در قاب‌های خارجی کلیه طبقات بجز در طبقه اول وجود دارند، در نظر گرفته شده است. به بیان دیگر برای هر ساختمان سه و شش طبقه، پنج حالت مجزا از نظر نوع پرشدگی در نظر گرفته شده که در جدول ۵ خلاصه شده است. برای تحلیل نیز هر یک از این سازه‌ها به روش‌های ارائه شده در جدول ۶ ارزیابی شده است:

پوش رفتار هر یک از فنرهای به‌کار رفته برای شبیه‌سازی میانقابها (برطبق مدل زارنیک - جوستیک [۱۳]) به‌ترتیب در شکل‌های ۸ و ۹ برای میانقابهای آجری سوراخدار و توپر (به عرض ۲۲cm) نشان داده شده است. در اینجا هر میانقاب با یک نشانه سه حرفی مشخص می‌شود، به‌طوری‌که S و P به‌ترتیب نمایانگر میانقاب با آجر توپر و آجر سوراخدار است، برای نشان دادن موقعیت طبقه از G برای طبقه همکف و از U برای طبقات بالایی استفاده شده و اعداد ۴، ۵ نیز نشانگر طول دهانه محل قرارگیری میانقاب، به متر است. با توجه به شکل‌های مزبور، میانقاب از جنس آجر توپر با سختی اولیه کمتر، دارای مقاومت و شکل‌پذیری بیشتری، در مقایسه با میانقاب از جنس آجر سوراخدار است [۲۲].



شکل ۸ پوش رفتار فنر معادل میانقاب با آجر توپر



شکل ۹ پوش رفتار فنر معادل میانقاب با آجر سوراخدار

## ۸-۱- تأثیر میانقابها بر تغییر زمان تناوب

### سازه‌های نمونه

به‌عنوان اولین ارزیابی که می‌توان با استفاده از آن تغییرات ایجاد شده ناشی از وجود میانقابها بر رفتار لرزه‌ای سازه را مدنظر قرار داد و به اهمیت توجه به نقش آنها به سبب افزایش سختی سازه پی برد، تغییرات زمان تناوب نوسان سازه در هر یک از حالات مختلف سازه،

جدول ۵ حالت‌های مختلف سازه از نظر وجود میانقاب

نشانه سازه	محل استقرار میانقاب (حالت سازه)	نوع آجر	نوع سازه
BF	بدون میانقاب (خالی)	—	هر یک
IP	کلیه قاب‌های خارجی (کاملاً پر شده)	سوراخدار	از سازه‌های
IS	کلیه قاب‌های خارجی (کاملاً پر شده)	توپر	بتنی
SP	تمامی قاب‌های خارجی به‌جز طبقه اول (طبقه نرم)	سوراخدار	سه و شش
SS	تمامی قاب‌های خارجی به‌جز طبقه اول (طبقه نرم)	توپر	طبقه

جدول ۶ روشهای تحلیل استفاده شده در ارزیابی سازه‌ها

نوع تحلیل	استاتیکی خطی	استاتیکی غیرخطی (بار افزون)		دینامیکی غیرخطی
نرم افزار	SAP 2000	DRAIN-2DX		DRAIN-2DX
نوع بارگذاری	روش آیین نامه ۲۸۰۰	روش آیین نامه ۲۸۰۰	روش آیین نامه ۲۸۰۰ تا واژگونی سازه	زلزله طبس
نام تحلیل	LSA	NSA	PUS	TAB

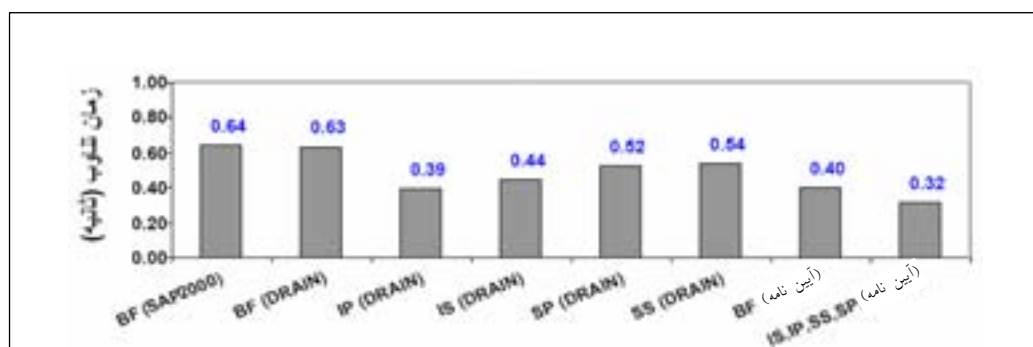
مورد بحث قرار می‌گیرد. با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 و DRAIN-2DX زمان تناوب اصلی نوسان هر سازه با توجه به سختی اولیه سازه بدون آنکه هیچگونه خسارتی در اعضای آن به وجود آمده باشد تعیین شده همچنین زمان تناوب هر سازه با استفاده از رابطه تجربی پیشنهاد شده در آیین نامه ۲۸۰۰ رابطه (۴)، محاسبه شده تا بتوان مقایسه‌ای را نیز بین زمان تناوب اصلی نوسان حاصل از تحلیل با این زمان تناوب محاسباتی انجام داد. در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ زمان تناوب‌های مزبور برای ساختمانهای سه و شش طبقه نشان داده شده است.

در اینجا پیش از بررسی و مقایسه زمانهای تناوب به دست آمده، خاطر نشان می‌شود که زمان تناوب سازه در واقع نشان‌دهنده میزان سختی سازه بوده و رابطه معکوس با آن دارد؛ به عنوان مثال افزایش زمان تناوب، نشان‌دهنده

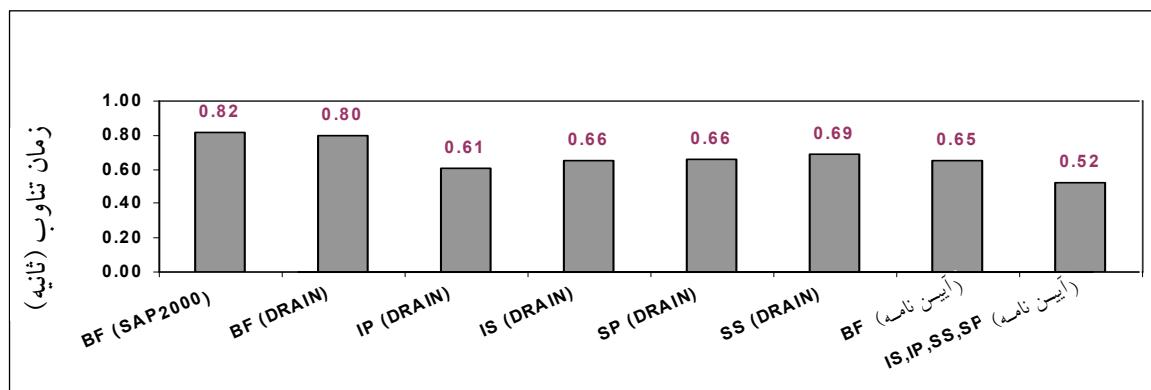
کاهش سختی سازه است. لذا با این نگرش و با توجه به زمانهای تناوب محاسبه شده، نتایج زیر را می‌توان استنباط کرد:

۱- با مقایسه زمان تناوب سازه‌های دارای میانقاب با سازه بدون میانقاب (نتایج تحلیلی) مشخص می‌شود که در سازه‌های دارای میانقاب، زمان تناوب کاهش یافته، به طوری که زمان تناوب این سازه‌ها در محدود ۶۰ درصد تا ۸۰ درصد زمان تناوب سازه خالی است. بنابراین سازه‌های دارای میانقاب، سختی بیشتری نسبت به سازه بدون میانقاب دارند.

۲- با توجه به زمان تناوب تقریباً مساوی حاصل از برنامه DRAIN-2DX با برنامه SAP2000، صحت مدل‌سازی انجام شده برای تحلیل غیرخطی در نرم‌افزار DRAIN-2DX (افزون بر سایر بررسیهای انجام شده) تأیید می‌شود.



شکل ۱۰ زمان تناوب اصلی نوسان ساختمانهای سه طبقه



شکل ۱۱ زمان تناوب اصلی نوسان ساختمانهای شش طبقه

تناوب به دست آمده از رابطه تجربی مربوط رابطه (۴) بیشتر اختیار شود».

نکته قابل توجه دیگر در اینجا آن است که: همانطور که بیان شد زمانهای تناوب به دست آمده در بالا مربوط به سازه بدون خسارت است و باید توجه داشت که در طی زلزله با به وجود آمدن ترکها و احیاناً مفاصل خمیری، سازه نرمتر شده و در نتیجه زمان تناوب سازه بیشتر خواهد شد.

#### ۸-۲- مقایسه نتایج مربوط به تغییر مکانها

در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ به ترتیب، نمودار مقادیر حداکثر تغییر مکان ایجاد شده در هر طبقه از ساختمانهای سه و شش طبقه، با توجه به روش تحلیل و حالت سازه از نظر داشتن میانقاب مقایسه شده است که می‌توان موارد زیر را نتیجه‌گیری کرد.

۱- حداکثر تغییر مکان بام هر یک از ساختمانهای سه و شش طبقه در حالت سازه بدون میانقاب اتفاق افتاده است.  
۲- با وجود افزایش چشمگیر برش در سازه‌های دارای میانقاب در تمام طبقات تغییر مکان بیشینه در مقایسه با سازه بدون میانقاب متناظر در همان زلزله، در طبقات اول تا چهارم ساختمان شش طبقه تقریباً با هم برابر بوده و در طبقات پنجم و ششم ساختمان مزبور و کلیه طبقات ساختمان سه طبقه، این حداکثر تغییر مکان کمتر است.

۳- حذف میانقابها در طبقه اول سازه‌های دارای میانقاب، سبب افزایش بسیار زیاد تغییر مکان این طبقه نسبت به سایر حالت‌های متناظر شده است.

۳- علاوه بر تأثیر وجود میانقاب، جنس میانقاب نیز در نحوه رفتار سازه مؤثر است؛ به طوری که برطبق نتایج حاصل برای زمانهای تناوب مشخص می‌شود که میانقاب‌های آجری از جنس آجر سوراخدار، باعث کاهش بیشتر زمان تناوب سازه و به بیان دیگر باعث افزایش بیشتر سختی سازه شده‌اند.

۴- حذف میانقابها در طبقه اول باعث افزایش زمان تناوب و به بیان دیگر نرمتر شدن سازه در مقایسه با حالتی شده است که تمامی طبقات دارای میانقاب هستند.

۵- از آنجاکه زمان تناوب سازه، مبنای تعیین نیروی برش پایه حاصل از زلزله در آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۱] است و هر چه کمتر باشد سازه سختتر بوده و نیروی حاصل از زلزله بیشتر است، بنابراین با مقایسه زمانهای تناوب پیشنهادی آیین‌نامه با مقادیر محاسبه شده مشخص می‌شود که در حالت کلی، آیین‌نامه با در نظر گرفتن زمان تناوب کمتر در مقایسه با مقدار واقعی سازه، در واقع محتاطانه عمل کرده است، ضمن آنکه اجازه می‌دهد از زمانهای تناوب حاصل از تحلیل برای تعیین نیروهای حاصل از زلزله برای طراحی سازه استفاده شود. در این زمینه آیین‌نامه تصریح می‌کند که: «به جای استفاده از روابط تجربی می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان را با استفاده از روشهای تحلیلی بر مبنای مشخصات سازه و خصوصیات تغییر شکل عناصر مقاوم آن محاسبه کرد، اما به هر حال زمان تناوب اصلی نباید از ۱/۲۵ برابر زمان

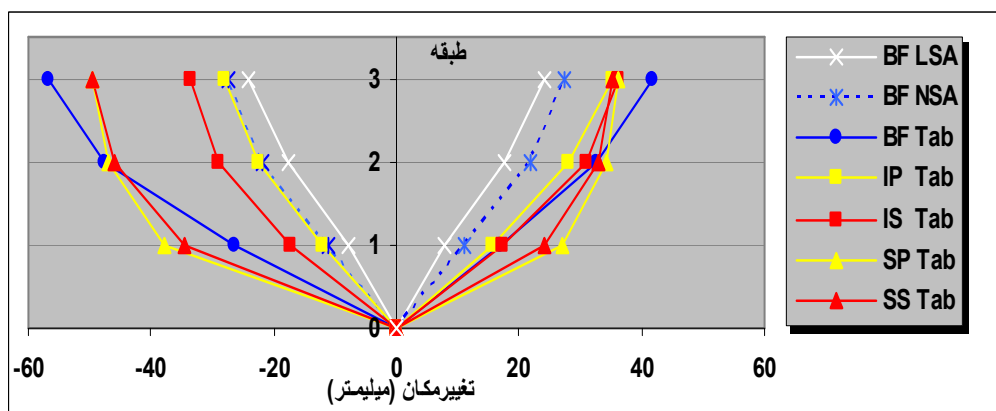
منفی حاصل از تحلیلهای دینامیکی غیرخطی ناشی از شتابنگاشت طیس، همراه با برش‌های به‌دست آمده برطبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (نتایج حاصل از تحلیلهای استاتیکی) نشان داده شده است.

به‌طور خلاصه نتایج حاصل از ارزیابیهای انجام شده برای سازه‌های مورد بحث نشان‌دهنده تفاوت محسوس در رفتار سازه‌های دارای میانقاب نسبت به سازه‌های بدون میانقاب است، به‌طوری‌که مقادیر جابه‌جایی و برش در این سازه‌ها تغییر زیادی داشته است. در اینجا برای آگاهی از تغییرات مزبور در جدول ۷ مقادیر بیشینه برش پایه و تغییر مکان بام در حالت‌های مختلف در رخداد زلزله طیس آورده شده است.

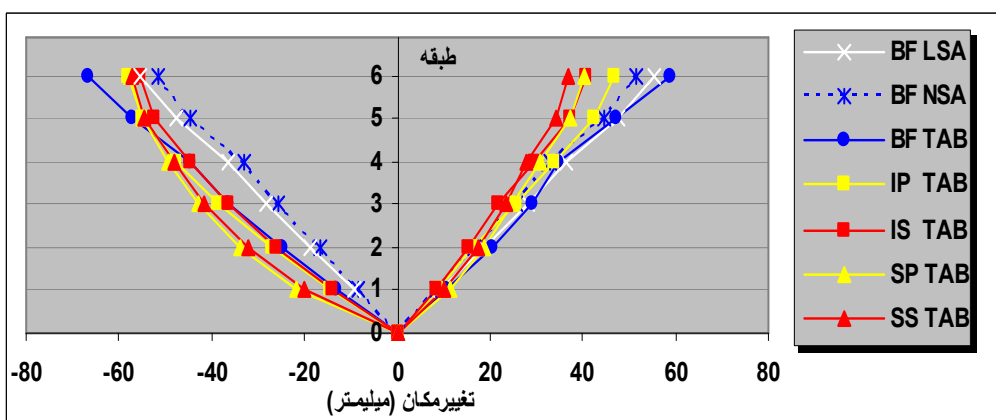
۴- به‌طور کلی می‌توان گفت که وجود میانقابها باعث برشی‌تر شدن عملکرد سازه سه طبقه شده و در ساختمان شش طبقه، باعث تغییر رفتار خمشی کل سازه به رفتار برشی سازه شده است.

### ۳-۸- مقایسه تغییرات به‌وجود آمده در برش حالت‌های مختلف

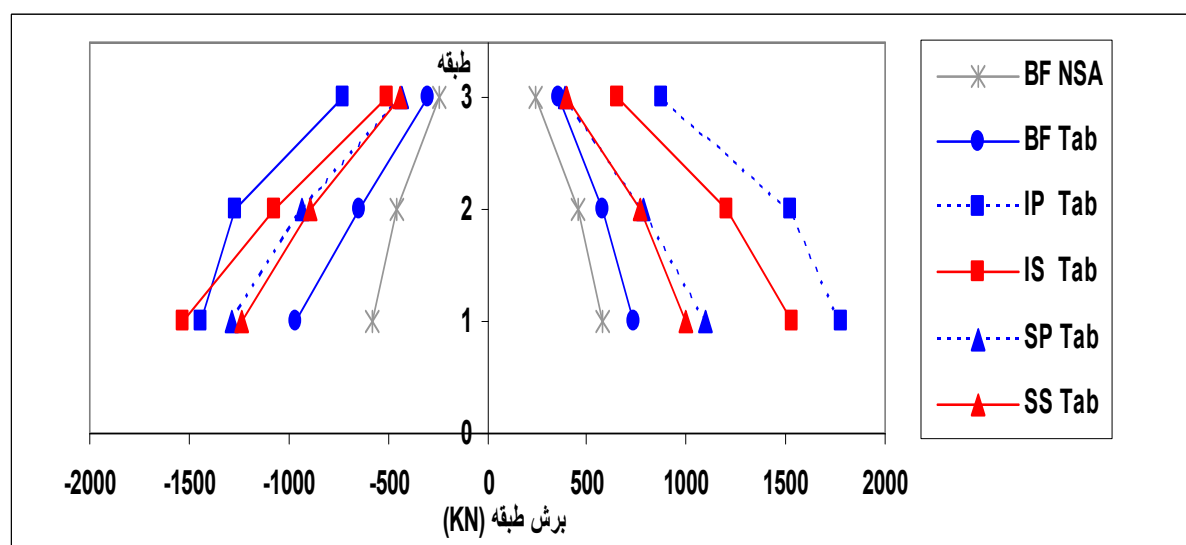
برای تعیین مقادیر حداکثر برش به‌وجود آمده در هر طبقه از سازه‌های مورد بحث، در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ به‌ترتیب برای هر یک از ساختمان‌های سه و شش طبقه در حالت‌های مختلف مورد بررسی، مقادیر برش نشان داده شده است. در هر یک از این شکلها حداکثر برشهای مثبت و



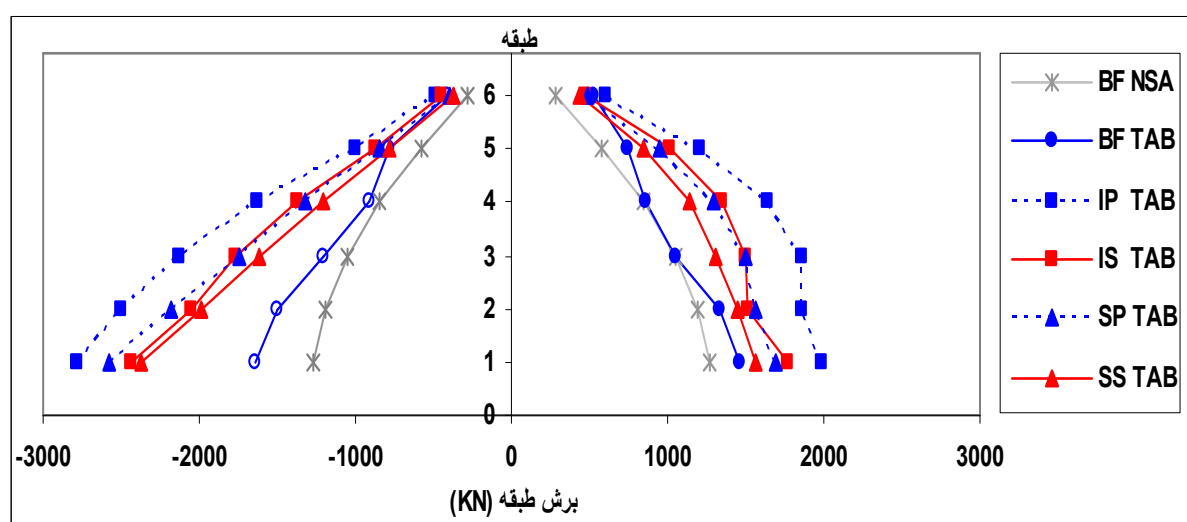
شکل ۱۲ حداکثر تغییر مکان ایجاد شده در هر طبقه از ساختمان سه طبقه در حالت‌های مختلف



شکل ۱۳ حداکثر تغییر مکان ایجاد شده در هر طبقه از ساختمان شش طبقه در حالت‌های مختلف



شکل ۱۴ مقادیر برش حداکثر مثبت و منفی برای حالت‌های مختلف سازه سه طبقه



شکل ۱۵ مقادیر برش حداکثر مثبت و منفی برای حالت‌های مختلف سازه شش طبقه

به ترتیب نشان‌دهنده میزان افزایش برش طبقه، برش خالص کل ستونها و برش در مجموع قابهای میانپُر هر طبقه نسبت به برش اجزای متناظر در سازه خالی است. بدیهی است که این مقایسه بسیار ارزشمند بوده و در واقع تأثیر میانقابها را از نظر کمک به لرزه‌بری در سازه یا عکس آن، کاملاً مشخص می‌سازد.

#### ۸-۴- بررسی میزان سهم‌بری میانقابها، قابها و قابهای میانپُر از برش هر طبقه

به منظور مقایسه میزان افزایش برش در هر طبقه و در هر گروه از اعضای سازه‌های مورد بحث، نسبت به مقادیر متناظر در سازه بدون میانقاب در شکل ۱۶ اطلاعات خوبی ارائه شده است. علائم اختصاری  $V_{col}\%BF$ ،  $V_{inf}\%BF$  و  $V_{Fr}\%BF$



جدول ۷ مقادیر حداکثر برش پایه و تغییر مکان بام حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

حالت سازه					نتیجه	ساختمان
SP	SS	IP	IS	BF		
۱۲۸۵	۱۲۳۳	۱۷۷۸	۱۵۳۶	۹۶۳	برش (kN)	سه طبقه
۴۹	۴۹	۳۵	۳۶	۵۷	تغییر مکان (mm)	
۲۵۷۲	۲۳۷۲	۲۷۸۶	۲۴۳۹	۱۶۴۶	برش (kN)	شش طبقه
۵۸	۵۷	۵۸	۵۶	۶۷	تغییر مکان (mm)	

برش نقش داشته و در واقع باعث افزایش مقاومت کل سازه نیز می‌شوند. بنابراین چنانچه افزایش برش به وجود آمده (بر اثر وجود میانقابها) توسط افزایش مقاومت سازه ناشی از وجود میانقابها تأمین شده باشد در این حالت میانقابها به اصطلاح، اثر مفیدی بر رفتار سازه خواهند داشت زیرا سهم لرزه‌بری تیر و ستونها کاهش یافته است. در غیراین صورت با توجه به افزایش سهم لرزه‌بری اعضای بتنی سازه، در صورتی که این موضوع در زمان طراحی سازه مدنظر قرار نگرفته شده باشد، اثر تخریبی میانقابها بر سازه پدیدار خواهد شد.

۲- تمرکز برش در محل اتصالات قابهای میانپُر، به علت انتقال برش از میانقاب به قاب، باعث ایجاد برشهای بسیار بزرگی در محل این اتصالات می‌شود، بنابراین نواحی مزبور در ستونهای قابهای میانپُر حالت بحرانی داشته و باید مورد توجه قرار گیرند.

۳- در سازه‌های دارای میانقاب حذف میانقابها در یک طبقه باعث کاهش سختی نسبی آن طبقه نسبت به سایر طبقات می‌شود، بنابراین ممکن است در سازه، مکانیزم طبقه نرم به وجود آید.

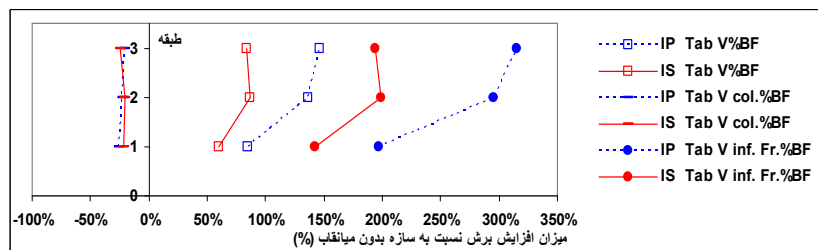
۴- در رابطه با تأثیر جنس میانقاب باید گفت هر چه میانقاب دارای مقاومت بیشتر، اما سختی کمتری باشد، رفتار سازه دارای میانقاب، رفتار مطلوبتری خواهد بود زیرا در این حالت، میانقابها سبب شده‌اند با کمترین افزایش کل نیروی زلزله وارد بر سازه، بیشترین سهم‌بری لرزه‌ای را داشته باشند.

با توجه به مقایسه‌های انجام شده در شکل ۱۶ مشخص می‌شود که سهم خالص ستونها از برش هر طبقه در طبقات دارای میانقاب نسبت به برش متناظر در سازه خالی کاهش یافته، اما در طبقه نخست سازه بدون میانقاب در طبقه اول، برش اعمالی به ستونها افزایش قابل ملاحظه‌ای پیدا کرده است (به طوری که در ساختمان شش طبقه این افزایش حدود ۵۰ درصد به دست آمده است). نکته مهم آنکه در قابهای پیرامون میانقابها به دلیل اندرکنش قاب و میانقاب و انتقال نیرو از یک طبقه به طبقه دیگر، در نواحی اتصالات تیر و ستون برش زیادی به قاب وارد می‌شود که ممکن است باعث به وجود آمدن خسارتهایی در این نواحی و به طور کلی بر روی سازه شود (به عنوان مثال در ساختمان سه طبقه در حالت SP برش در اتصالات قابهای میانپُر ۳۰۰ درصد افزایش یافته است).

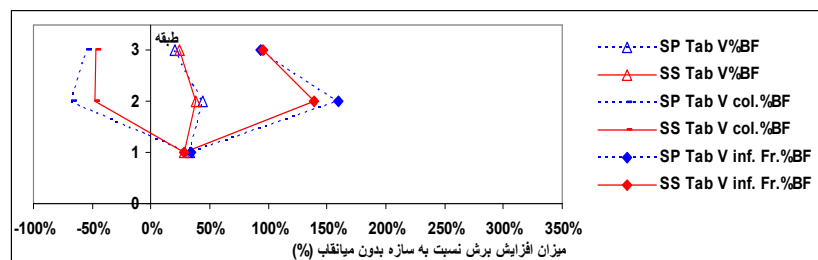
## ۹- نتیجه گیری

به طور کلی با توجه به پژوهش انجام شده می‌توان نتایج زیر را در رابطه با تأثیر میانقابها بر رفتار سازه‌های بتن مسلح نتیجه‌گیری کرد:

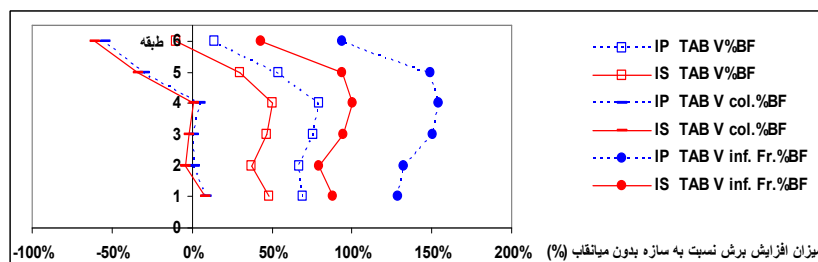
۱- اگر چه وجود میانقاب در سازه باعث افزایش سختی و در نتیجه افزایش نیروهای وارد بر سازه در هنگام زلزله می‌شود، اما خود میانقابها در تحمل این



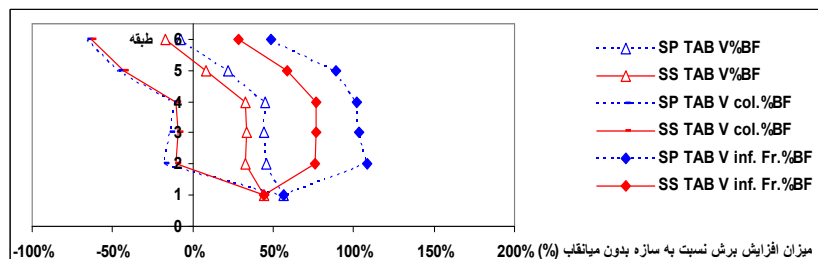
الف: سازه سه طبقه دارای میانقاب در تمام طبقات (زلزله طبس)



ب: سازه سه طبقه فاقد میانقاب در طبقه اول (زلزله طبس)



ج: سازه شش طبقه دارای میانقاب در تمام طبقات (زلزله طبس)



د: سازه شش طبقه فاقد میانقاب در طبقه اول (زلزله طبس)

شکل ۱۶ میزان افزایش برش نسبت به سازه بدون میانقاب در مقادیر برش در حالت‌های مختلف نسبت به سازه خالی

یکسان بین تمامی قابهای پر و خالی تقسیم می‌شود. بنابراین در قابهای خالی - که در سازه‌های دارای میانقاب سهم کمتری از برش را متحمل می‌شوند - طراحی به صورت دست بالا انجام شده و بعکس در قابهای میانپیر در نواحی اطراف اتصالات، برش واقعی کمتری در نظر گرفته و طراحی لازم انجام نشده است.

۵- کاهش ۲۰ درصد در زمان تناوب در سازه‌های دارای میانقاب (برطبق ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰)، به‌تنهایی نمی‌تواند اثر واقعی میانقابها را بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بیان نماید، زیرا حداکثر افزایش نیروهای اعمالی به سازه در این حالت نسبت به سازه بدون میانقاب با توجه به ضابطه مزبور، ۱۶ درصد بوده که آن هم به‌طور

CEN/Tc250/SC8/N 306.

## ۱۰- منابع

- [9] FEMA 356, 2001, Prestandard for The Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, 2000, Washington, D. C..
- [10] FEMA 357, 2001, Global Topics Report on the Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C..
- [۱۱] «آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ - ویرایش دوم»: ۱۳۷۸؛ کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله؛ تهران؛ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [12] Zarnic R., Gostic S., 1997, Masonry infilled frames as an effective structural sub-assembly, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Proceedings of the International Workshop, Bled, Slovenia, 24-27 June 1997, ISBN 90 5410 928 9, A. A.; Balkema, Rotterdam, pp. 335-346.
- [13] Zarnic R., Gostic S., 1998, Non-linear modelling of masonry infilled frames, Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, CD-ROM, Balkema, Rotterdam.
- [14] Zarnic R., Gostic S., Severn R. T.; Taylor C. A.; 1998b, Testing of masonry infilled frame reduced scale building models, Seismic Design Practice Into the Next Century, Proceedings of the Sixth SECED Conference, edited by Edmund Booth, A. A.; Balkema, 26-27 March 1998, Oxford, UK.
- [15] Zarnic, R., Gostic, S., Crewe, A. J.; Taylor, C. A.; 2001, Shaking table tests of 1:4 reduced-scale models of masonry infilled reinforced concrete frame buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 30: 819-834.
- [16] Gostic S.; Zarnic R.; Severn R. T.; Taylor C. A., 1998, Small scale testing of two
- [۱] استفورد اسمیت، برایان؛ کول، الکس؛ «آنالیز و طراحی سازه‌های بلند»؛ ترجمه حسن حاجی کاظمی؛ انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۳۷۵.
- [2] Moghaddam, H. A., Dowling. P. J., 1987, the state of the Art in infilled frames, ESEE report No 87-2, Civil Eng. Dept., Imperial College, London.
- [3] Abrams, D. P., 1994, Proceedings from the NCEER Workshop on seismic Response of Masonry, Report No. NCEER-94-0004, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- [4] Fardis, M. N. (editor), 1996, Experimental and numerical investigations on the seismic response of R. C. infilled frames and recommendations for code provisions, ECOEST and PREC8 Report No. 6, LNEC, Lisbon, p. 199
- [5] Crisafulli, F. J., Garr, A. J., Park, R., 2000, Analytical modelling of infilled frame structures – a general review, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering V. 33, N. 1 (March) pp. 38-47.
- [6] FEMA 306, 1998, Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings-Basic Procedures Manual, prepared by the Applied Technology Council (ATC-43 Project), for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C. (FEMA Publication No. 306).
- [7] FEMA 307, 1998, Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings - Technical Resources, prepared by the Applied Technology Council (ATC-43 Project), for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C. (FEMA Publication No. 307).
- [8] Eurocode No. 8, 2001, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Draft No. 4, Final Project Team Draft (Staage 34), European Committee for Standardization, Doc

[۲۱] «آیین‌نامه بتن ایران (آبا)»/ معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها؛ تجدیدنظر اول؛ ویرایش سوم؛ تهران؛ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛ مرکز مدارک علمی و انتشارات؛ ۱۳۷۹.

[۲۲] سمیعی، ابوالفضل؛ «تأثیر میانقابهای آجری بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح»؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد؛ دانشگاه فردوسی مشهد؛ تابستان ۱۳۸۱.

[23] Gostic, S.; 2000, "Models of reinforced concrete frames with masonry infills"; Ph. D. Thesis, FGG University of Ljubljana, (in Slovenian).

[24] Fajfar, P. and Drobic, D.; 1998, Nonlinear seismic analysis of the ELSA buildings, Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, CD-ROM, Balkema, Rotterdam.

[25] Moghaddam, H. A.; and Mahamoodi, A.; "Seismic Strengthening of Masonry Infilled Frame", Proc. 10<sup>th</sup> European Conf. On Earthquake Engineering, Vienna, Austria, 1995, pp. 2293-2297.

storey-two bay R/C frames with masonry infills, Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, ISBN 90 5410 982 3, Balkema, Rotterdam, Paris, France.

[17] Gostic S.; Zarnic R.; 1999, Cyclic lateral response of masonry infilled R/C frames and confined masonry walls, Proceedings of the 8th North American Masonry Conference, ISBN 1-929081-00-6, 6-9.6.99, The Masonry Society, Austin, Texas.

[18] Park, Y. J.; Reinhorn, A. M.; & Kunnath, S. K.; 1987, IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures, Technical Report NCEER-87-0008, National Centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo: SUNY.

[19] Prakash, V.; G. H.; Powell, S. Campbell, 1983, DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide Ver. 1.10, Report no. UCB/SEMM-93/17, University of California at Berkeley, California.

[۲۰] «آیین‌نامه حداقل بار وارد بر ساختمانها، استاندارد شماره ۵۱۹»؛ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران؛ ۱۳۸۰.