

بررسی تأثیر نما بر پاسخ لرزه‌ای ساختمان

محمود گلابچی^{۱*}، سید محمود حسینی^۲، اعظم جعفری^۳

۱- استاد، دانشکده معماری، پردیس هنرهای زیبا، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۲- دانشیار، گروه شریانهای حیاتی، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۳- دانشجوی دکتری گرایش فناوری معماری، دانشکده معماری، پردیس هنرهای زیبا، دانشگاه تهران، تهران، ایران

چکیده

مشاهدات حاصل از زلزله‌های گذشته و مطالعات صورت گرفته توسط محققین مختلف نشان دهنده تأثیر نما در عملکرد لرزه‌ای سازه است. واقعیت این است که حتی اگر دیوارهای نما به عنوان اعضای غیر سازه‌ای نیز در نظر گرفته شوند، حین زلزله‌های قوی با سازه اصلی ساختمان اندرکنش خواهند داشت که این اندرکنش موجب تغییر عملکرد لرزه‌ای سازه می‌گردد. این امر به خصوص در مورد قابهای بتنی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند زیرا در این قابها خصوصیات مصالح و چینش نما در ارتفاع سازه، در نوع و مکانیزم گسیختگی قاب محصورکننده بسیار حائز اهمیت می‌باشد. در این مقاله عملکرد لرزه‌ای سازه‌های ۳، ۵ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی معمولی به تنهایی، و نیز با اضافه نمودن دو نوع نمای معمول در ایران، یعنی نمای آجری و سنگ گرانیات توسط نرم افزار غیر خطی اپنسیس مورد تحلیل و مقایسه قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از آنالیزهای صورت گرفته نشان داد که افزودن نما به سازه بسته به نوع و ویژگی‌های مصالح نما، تأثیر قابل توجهی در افزایش میزان سختی و مقاومت و نیز تغییر در توزیع نیروی لرزه‌ای توسط المان‌ها و تغییر مکان جانبی سازه دارد. همچنین مشاهده شد که با افزایش تعداد طبقات، اثرات نما در رفتار و عملکرد سازه رفته رفته کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی: نمای آجری، نمای سنگی، دربفت، سختی، عملکرد لرزه‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/jsce.2018.126391.1510		چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/jsce.2018.126391.1510		۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۷/۰۷/۱۵	۱۳۹۷/۰۸/۲۵	۱۳۹۷/۰۱/۱۸
				محمود گلابچی		*نویسنده مسئول:
				golabchi@ut.ac.ir		پست الکترونیکی:

Influence of façades on Seismic Response of Buildings

M. Golabchi^{1*}, M. Hosseini², A. Jafari³

1- Professor, School of Architecture, College of Fine Arts, University of Tehran

2- Associate Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

3- PhD Student, School of Architecture, College of Fine Arts, University of Tehran

ABSTRACT

Observations obtained in the course of previous earthquakes and studies performed by different researchers indicate the influence of façade on seismic performance of structure. there is a dearth of technical knowledge in this field and no proper understanding exists of the actual response of different façade systems to earthquakes, and few studies, especially in Iran, have conducted about how building façade is damaged and about the performance analysis. As a matter of fact, even considering the façade as non-structural members, those will interact with the structure during strong earthquakes, and these interactions can alter seismic performance of the structure. This is even more important when it comes to concrete frames wherein material properties and façade arrangement along the structure height impose significant impacts on the failure mode and failure mechanism of the encompassing frame. In this paper, three-, five-, and nine-story moment-resisting frames were analyzed with two typical façades in Iran (brick and granit façade) using OpenSees software. Results of the analysis show that, materials and façade arrangement impose significant impact on the wall stiffness, distribution of seismic forces by elements, and lateral displacement of the structure. Moreover, it is observed that, with increasing the number of stories, effects of façade on the structure behavior and performance decrease gradually.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.126391.1510

*Corresponding author: Mahmood Golabchi
Email address: golabchi@ut.ac.ir

ARTICLE INFO

Received: 07 April 2018

Revised: 19 August 2018

Accepted: 07 October 2018

Keywords:

Brick façade

Granit façade

Drift

Stiffness

Seismic performance

۱- مقدمه

شکست سیستم الحاقی مانند نما یا اجزای آن می‌تواند موجب جراحات بیشتر و مرگ حتی بیش از شکست سازه‌ای شود [۱]. مثال‌هایی از شکست عناصر الحاقی در زلزله‌های رخ داده در ایران کم نیستند (شکل‌های ۱ و ۲)، اما تحقیقات انجام شده در ایران در ارتباط با تأثیر رفتار نما و اتصالات آنها تحت زلزله‌های متوسط تا شدید بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها و اثر آنها بر روی پاسخ کلی ساختمان و نحوه اندرکنش نما با سازه، می‌توان گفت هیچ توسعه‌ای نیافته است. با توجه به لرزه‌خیزی اکثر مناطق در ایران و نیز خسارات جانی و مالی فراوان در ارتباط با عناصر الحاقی، پژوهش‌های انجام گرفته در این ارتباط بسیار بسیار ناچیز است. گزارشات و مقالاتی در ارتباط با علل آسیب به نما در زلزله‌های مختلف در ایران نگاشته شده، اما تحقیقات عددی و تجربی که نماهای اجرا شده در ایران را ارزیابی نموده و راهکارهایی برای بهبود عملکرد آن و اطلاعاتی درباره روش‌های مؤثر در کاهش پتانسیل ریسک آسیب به نما ارائه کرده باشد، متأسفانه قابل ذکر نیست.



شکل ۲: آسیب به نمای سنگی فرمانداری ورزقان به علت عدم مهار مناسب قطعات سنگ نما به میانقاب سفالی [۳].



شکل ۱: فروریختن نمای آجر سه سانتی به علت نداشتن اتصال مناسب به میانقاب آجری [۲].

با توجه به اینکه نماها تأثیر قابل توجهی در تغییر رفتار میانقاب دارند، نوع نما و وزن و سختی که به سازه تحمیل می‌کند، می‌تواند رفتار کلی سازه را نیز با تغییرات قابل توجهی مواجه کند. در واقع بر مبنای میزان جرم و نوع اتصالات نما به سازه پشتیبان، دیوارهای نما می‌توانند بر پاسخ دینامیکی کل ساختمان در زلزله تأثیر بگذارند [۴]. در کشورهای لرزه‌خیز، این گروه دارای متفاوت‌ترین ویژگی‌ها در بین گروه‌های متناظر بوده و مسأله‌سازترین دسته در میان المان‌های غیرسازه‌ای (الحاقی) در ایران می‌باشند. شاخصه‌های اصلی این گروه عبارتند از:

- وزن بالا
- پیوستگی و یکپارچگی ذاتی پایین
- اتصال ضعیف به سازه نگهدارنده

دیوارهای نمای خارجی و دیوارهای جداکننده داخلی که از مصالح آجری سنگین و یا سنگ‌های پلاک بزرگ و سنگین ساخته شده‌اند، خصوصاً نماهای آجر ۳ سانتی، نمونه‌هایی از عناصر الحاقی معماری هستند که تمام مشخصه‌های ذکر شده را دارند [۵].

۱-۱- عملکرد لرزه‌ای نما

اجزای نما، مستعد تغییر شکل‌های در صفحه و شتاب‌های وارده عمود بر صفحه می‌باشند. نماهایی که به بیرون قاب سازه‌ای متصل می‌باشد برای هر دو اثر مذکور باید بررسی گردند [۶]. این نکته قابل ذکر است که اگر عناصر الحاقی اجازه عمل کردن به عنوان بخشی از سیستم مقاوم جانبی در تحمل قسمتی از بار لرزه‌ای جانبی را نداشته باشند، میزان بار لرزه‌ای دریافتی توسط کل سیستم

ساختمان به مراتب کمتر خواهد شد، چراکه سختی اسکلت ساختمان به تنهایی کمتر از سختی سازه ترکیبی با سیستم الحاقی است [۵]. این بدین معناست که ساختمان دارای پیوند طبیعی کمتری بوده و در نتیجه پذیرای نیروی لرزه‌ای بیشتری است.

برای سال‌های متمادی، طرز تفکر اشتباهی رایج بود که در آن نما به عنوان اجزای غیرسازه‌ای منظور می‌گردید. هر چند که در طی دو سه دهه گذشته، تحقیقات صورت پذیرفته در این مورد مبین آن بوده است که در واقع نماها در تأمین سختی جانبی ساختمان مشارکت دارند. امروزه نتایج تحلیلی و تجربی کافی و بسنده‌ای وجود دارد به نحوی که می‌تواند ظرفیت شاخص اثرگذاری نما در پاسخ و رفتار ساختمان در طول زمین‌لرزه را راستی آزمایی نماید [۷]. قطعات نما به عنوان عناصر غیر سازه‌ای در نظر گرفته شدند و بنابراین اقدامی برای سهیم کردن آنها در مقاومت در برابر بارهای وارد بر ساختمان انجام نگرفت. در نتیجه هنگامی که طراحان ساختمان را آنالیز می‌کردند، قطعات نما را در مدل‌سازی ساختمان در نظر نمی‌گرفتند. به دلیل اینکه این قطعات خطرات جدی برای زندگی انسانها در هنگام زلزله ایجاد می‌کند و افتادن آنها در زلزله در نتیجه عدم درک درست از رفتار آنها در طراحی لرزه‌ای است، بررسی و ارزیابی این قطعات به عنوان یک سیستم ثانویه^۱ در سازه ساختمان امری ضروری است [۸].

عموماً مهندسان سازه در تحلیل سازه، وزن نما را در تکیه‌گاهها لحاظ می‌کنند و باز هم سختی و مقاومت اعمال شده توسط نما نادیده گرفته می‌شود. برای آنان فرض بر این است که اتصالات به گونه‌ای طراحی شده‌اند که اسکلت و نما نسبت به هم حرکت آزادانه‌ای داشته و سختی وارد شده توسط نما نزدیک به صفر است. اما بررسی آسیبهای نما در زلزله سال ۱۹۹۴ نورث‌ریج توسط کوهن^۲، نشان داد عملکرد لرزه‌ای ساختمانها تحت تأثیر قطعات نمای سنگین وزن قرار داشت و این قطعات الحاقی نما، عملکرد چندین ساختمان رابه طور قابل توجهی تحت تأثیر قرار داده است. به هر حال سیستم‌های نما اصولاً به گونه‌ای طراحی می‌شوند که تنها وزن خود و نیروهای جانبی خارج صفحه (باد و زلزله) را به سازه پشتیبان منتقل نمایند. مشارکت سیستم نما در سختی جانبی و جابجایی نسبی ساختمان در طراحی سازه اغلب نادیده گرفته می‌شود [۸].

۲- پژوهش‌های پیشین

بسیاری از محققین سهم نما را در سختی جانبی سازه آزموده‌اند [۹]، [۱۰]، [۱۱]، [۱۲]، [۱۳]، [۱۴]، [۱۵] و [۱۶]. مطالعات عددی و آزمایشگاهی نشان داده است که قطعات نمای خارجی اثرات زیادی بر روی رفتار سازه‌ای دارند. به هر حال در تحلیل و طراحی لرزه‌ای به صورت مرسوم، مهندسين از سختی اضافی و میرایی که سیستم نما فراهم می‌آورد صرف‌نظر می‌کنند، در حالیکه می‌تواند در سودمند بودن یا مخرب بودن عملکرد لرزه‌ای ساختمان اثر گذار باشد. بسته به تنظیم (نحوه چینش) قطعات نما و نوع اتصالات، نما می‌تواند تأمین کننده سختی جانبی و مقاومت بالاتر جهت تحمل قاب شود [۱۱].

مک‌کیو^۳ اثر اعمال سختی نما در قاب سازه‌ای تحت زمین لرزه را مورد مطالعه قرار داده و به این مسأله پی‌برد که اثر افزایش سختی ناشی از نما، منجر به تغییر سمت فرکانس‌های ارتعاش ساختمان به بازه فرکانسی تکانه‌های زمین لرزه بحرانی می‌شود. این مهم می‌تواند موجب پاسخ لرزه‌ای بزرگ‌تر گردد [۷]. اسمیت و گایوتی^۴ اندرکنش تحلیلی قاب‌های ساختمانی، با و بدون نما را مورد مطالعه قرار دادند. مطالعه آنها نشانگر آن بود که قاب ساختمانی با نما دارای سختی بیشتری به میزان ۳۵ برابر قاب ساختمانی بدون نما می‌باشد و همچنین کاهش در تغییر شکل الاستیک از ۱۲۶ میلی متر به ۳۶ میلی متر در قاب با نما می‌باشد [۷]. دی‌ماتیس اثر قطعات نما بر پاسخ کلی ساختمان با اسکلت فلزی، تحلیل نمود. نتایج تحقیقات او نشان داد که نما سختی ساختمان را به نسبت اسکلت به تنهایی افزایش می‌دهد [۱۴]. هانت و استویادینوویچ^۵ هم یک تحلیل پوش‌آور برای هر دو مدل با و بدون نما انجام دادند. آنها نشان دادند در آنالیز پوش‌آور، حضور نما به طور قابل توجهی پاسخ ساختمان را تغییر داده است. منحنی پوش‌آور مشخص کرد که سختی جانبی اولیه مدل با نما حدوداً

^۱ Subsystem

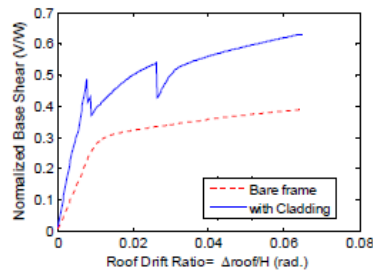
^۲ Cohen (1995)

^۳ McCue (1975)

^۴ Smith and Gaiotti (1989)

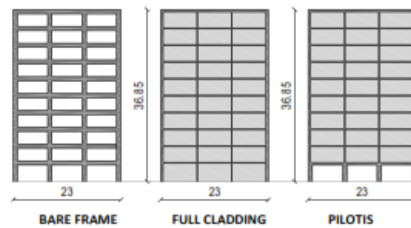
^۵ Hunt & Stojadinovic

دو برابر سختی جانبی اولیه مدل با قاب بدون نما می‌باشد و مقاومت پس از تسلیم مدل با نما در دریفت ۰.۴٪ بام، ۵۵٪ بیشتر از مقاومت پس از تسلیم مدل با قاب بدون نماست (شکل ۳).



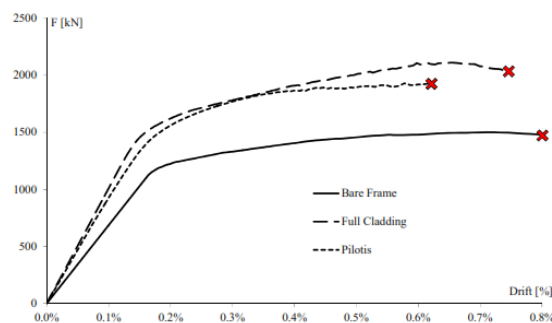
شکل ۳: منحنی های پوش آور مدل با نما و بدون نما [۱۱].

برد و همکاران رفتار لرزه‌ای یک قاب چند طبقه معمولی از یک ساختمان بتن مسلح تازه طراحی شده توسط روش‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی را به همراه سیستم نمای پانلهای پیش ساخته بتنی تحلیل کردند. پانلهای دارای دو اتصال باربر در پایین و دو اتصال انعطاف پذیر در بالا بودند. آنها سه حالت مختلف شامل سازه بدون نما، سازه کاملاً پوشانده شده با نما (در این حالت پیلوت نیز دارای نما می‌باشد) و حالت سازه با نما در حالیکه پیلوت بدون هیچ نما و یا میانقابی است، را در نظر گرفتند (شکل ۴).



شکل ۴: سه حالت مدل برای آنالیز [۱۶].

نتایج (شکل ۵) نشان دهنده تأثیر بالای سیستم‌های نما بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های چند طبقه بود. یک افزایش بین ۳۰ و ۵۰ درصدی در سختی اولیه برای هر دو پیکربندی نما در مقایسه با قاب بدون نما مشاهده شد. یک مقاومت بالاتر نیز برای هر دو حالت مشاهده شد. حالت پیلوت (پیلوت بدون نما و سایر طبقات با نما) مطابق انتظار نمایشگر یک مکانیسم طبقه نرم بود، اما در حالت کلی بیشینه دریفت‌های طبقاتی بر روی سه طبقه اول متمرکز شده بود [۱۶].

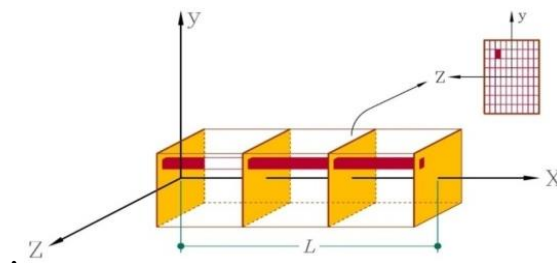


شکل ۵: نتایج حاصل از پاسخ آنالیز پوش آور مدل و مقایسه آنها [۱۶].

دسای^۷ یک آنالیز عددی برای درک رفتار نمای بنایی با دیوار پشتیبان استادهای فلزی و بلوکهای بتنی در سیستم قابهای ساختمانی با ارتفاع متوسط، با تحلیل دینامیکی مدل‌ها در هر دو حالت درون صفحه و برون صفحه، با استفاده از نرم افزار اپنسیس، انجام داد. یک مطالعه پارامتریک به منظور شناسایی اثر پارامترهای مختلف بر پاسخ سیستم ترکیبی متشکل از دیوارهای نما و قاب اصلی ساختمان انجام شد. دسای نتیجه تحقیقات خود را بدین شرح ارائه کرد: حداکثر شتاب و جابجایی در ارتفاع قاب خمشی فولادی با سیستم های دیوار نما با استفاده از مدل های تحلیلی با جزئیات، به طور قابل توجهی پایین تر از شتاب و جابجایی ثبت شده برای همان قاب با در نظر گرفتن تنها جرمشان (که متداول ترین روش در حالت عادی است)، بدست آمد. قاب خمشی فولادی انعطاف پذیرترین قابی بود که در این تحقیق مورد ارزیابی قرار گرفت. با افزایش سختی سیستم قاب سازه‌ای (سیستم باربر جانبی) اختلاف بین حداکثر پاسخ‌های شتاب و جابجایی در راستای ارتفاع قاب اصلی برای مدل تحلیل و جرمی سیستم‌های دیوار نما، کاهش می‌یابد. برای سخت‌ترین سیستم باربر جانبی ساختمان (سیستم دیوار برشی بتن مسلح)، شتاب‌ها و جابجایی‌های قاب در واقع به مقدار کمی برای حالت تحلیل، بیشتر از حالت جرمی بدست آمد. حداکثر شتاب، حداکثر نیروهایی را که قاب باید برای آن‌ها طراحی شود، تعریف و تعیین می‌کند. این موضوع نشان می‌دهد که، به طور کلی، نشان دادن سیستم‌های دیوار نما تنها با جرمشان یک روش محافظه کارانه برای طراحی قاب‌های سازه‌ای است، و این روش می‌تواند به طور قابل توجهی اثرات سیستم‌های دیوار نما با نماهای سنگین را، وقتی که این نماها برای قاب‌های سازه‌ای منعطف مانند قاب خمشی فولادی به کار می‌روند، دست بالا تخمین بزند [۱۵].

۳- مدل تحلیلی

هدف اصلی از انجام این مدل‌سازی، تحلیل تأثیر دو نوع نمای رایج در ایران یعنی سنگ و آجر، بر پاسخ کلی سازه می‌باشد. همان‌گونه که ذکر شد پژوهشگران بسیاری این گونه تحلیل‌ها را با سیستم‌های مختلف سازه‌ای و نماهای متفاوت و نیز با اتصالات گوناگون انجام داده‌اند، اما در این پژوهش سیستم اسکلت بتنی با نماهای سنتی به صورت چسباندنی با ملات، برای نشان دادن تأثیر نما بر سختی جانبی و میزان دررفت در مدل با نما و مدل بدون نما، مورد تحلیل قرار می‌گیرد. بدین منظور برای مدل‌سازی از نرم افزار اپنسیس^۸ استفاده می‌شود. برای مدل‌سازی قاب‌ها در این نرم‌افزار برای انجام آنالیز غیرخطی فرضیات زیر در نظر گرفته شده است. پای ستون‌ها گیردار بوده و ستون‌ها بصورت سرتاسری مدل شده‌اند. کف طبقات با بستن درجه آزادی گره‌ها در راستای افقی به هم (Equal Dof) به صورت دیافراگم در نظر گرفته شده است. جرم طبقات بصورت بار گسترده بر روی تیرها و جرم ستون‌ها به صورت گره‌ای در نقاط اتصال تیر و ستون تعریف شده است. جهت مدل‌سازی اعضای بتنی مسلح از المان‌های تیر-ستون غیرخطی (Element Non-Linear Beam-Column) با مقاطع فایبر (Fiber Section) بر اساس معادله نیرو، در نرم‌افزار اپنسیس استفاده شده است. در این حالت اعضا همان‌گونه که در شکل ۶ نشان داده شده است به رشته‌های طولی تقسیم می‌شوند. با استفاده از مقطع فایبر و تخصیص آن به المان تیرستون غیرخطی، خاصیت پلاستیسیته گسترده در کل طول المان (هم در طول و هم در عمق) در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۶: عضو با مقاطع فایبر [۱۷].

^۷ Desai

^۸ OpenSees

تمامی مصالح مورد استفاده در این پژوهش بصورت تک محوری^۹ تعریف شده اند. رابطه تنش- کرنش تارهای بتنی با استفاده از مدل Concrete01 نرم افزار اپنسیس شبیه سازی شده است [۱۸]. این مدل بر اساس روابط اصلاح شده کنت-پارک^{۱۰} ایجاد شده است. مدل کنت-پارک همان طور که در شکل ۷ نشان داده شده است دارای سه بخش بوده که با استفاده از روابط زیر تعریف می شوند [۱۷]:

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad \sigma_c = K f_c' \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

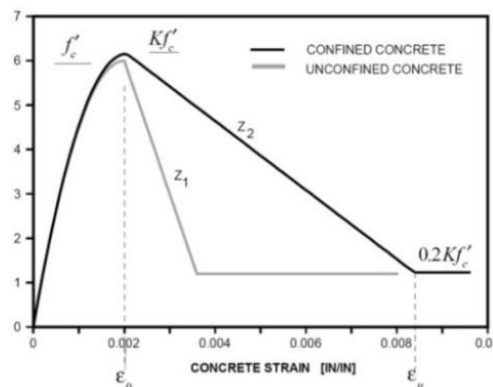
$$\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad \sigma_c = K f_c' [1 - Z (\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \geq K f_c' \quad (2)$$

$$\varepsilon_0 = 0.002K \quad (3)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_c'} \quad (4)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f_c'}{145 f_c' - 1000} + 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002K} \quad (5)$$

که در آن ε_0 کرنش بتن در تنش ماکزیمم، K نسبت افزایش مقاومت بتن محصور شده، Z شیب ناحیه کاهش سختی، f_c' تنش فشاری بتن (نمونه استوانه‌ای) بر حسب مگاپاسکال، f_{yh} تنش جاری شدن خاموت‌های محصور کننده بر حسب مگاپاسکال، ρ_s نسبت حجم خاموت محصور کننده به حجم هسته بتنی محصور شده، h' عرض هسته بتنی (از خارج خاموت) و s_h فاصله مرکز به مرکز خاموت‌ها می‌باشند. تنش و کرنش استفاده شده جهت تارهای بتنی مقاطع فایبر با کمک روابط فوق محاسبه شده و در جدول ۱ خلاصه شده است.



شکل ۷: مدل تنش-کرنش برای بتن [۱۹].

جدول ۱: مشخصات مصالح بتنی.

	ε_{mo}	f_{mo} (MPa)	ε_{mu}	f_{mu} (MPa)
Core	0.0024	28	0.015	5.6
Cover*	0.002	24	0.005	4.8

⁹ Uniaxial
¹⁰ Kent-Park (1973)

* برای تیر از هر طرف مقطع ۴ سانتی متر پوشش بتن در نظر گرفته شده است.
* برای ستون از هر طرف مقطع ۴/۵ سانتی متر پوشش بتن در نظر گرفته شده است

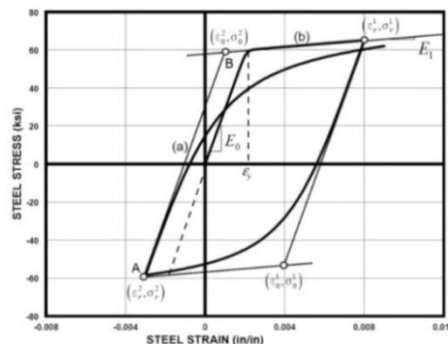
رابطه تنش- کرنش آرماتورهای مقاطع با استفاده از مدل Steel02 نرم افزار اپنسیس شبیه سازی شده است. این مدل بر اساس روابط منگتو-پینتو^{۱۱} ایجاد شده است. و با کمک روابط زیر بیان می گردد:

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1-b) \varepsilon^*}{[1 + \varepsilon^{*R}]^{1/R}} \quad (۶)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (۷)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (۸)$$

همانگونه که در شکل ۸ نیز نشان داده شده رابطه ۶ بیانگر منحنی است که دارای دو مجانب به شیبهای E_0 و E_1 است. همچنین σ_0 و ε_0 تنش و کرنش نقطه تلاقی دو مجانب بوده و σ_r و ε_r نیز به طور مشابه تنش و کرنش محل تلاقی دو مجانب در حالت بازگشت می- باشد. b نسبت شیب دو مجانب بوده ($b=E_1/E_0$) و R پارامتر بیان کننده تأثیرات بوشینگر است [۱۷].



شکل ۸: مدل تنش-کرنش منگتو-پینتو برای فولاد [۱۹].

۳-۱- مدل سازی دیوار پرکننده با نما

در این تحقیق دیوار دارای نما را با دستک فشاری که دارای خصوصیات و رفتار دیوار واقعی باشد جایگزین می کنیم. مدل سازی پرکننده های آجری معمولاً به دو صورت مدل های پایه ای (میکرو) و مدل های ساده (ماکرو) صورت می گیرد. در مدل سازی میکرو، پرکننده بصورت دقیق بر اساس مبانی المان محدود صورت گرفته و در آن از روش های متداول در تئوری الاستیسیته و پلاستیسیته استفاده می شود. اما در مدل سازی ساده، از مدل دستک فشاری با عرض مؤثر معادل برای مدل سازی رفتار پرکننده های مصالح بنایی استفاده می شود. عرض مؤثر دستک معادل بوسیله پژوهشگران حداکثر بین ۰/۱ تا ۰/۳۵ برابر قطر قاب در نظر گرفته می شود (جدول ۲).

جدول ۲: روابط مختلف برای پهنای مؤثر دستک معادل [۲۰].

¹¹ Menegotto-Pinto (1973)

	Effective Width(b_w)
Holmes (1961)	$[0.33]d_w$
Mainstone (1971)	$[0.16(\lambda_h)-0.3]d_w$
Klinger & Bertero (1969)	$[0.175(\lambda_h)^{-0.4}]d_w$
Liau & Kwan (1984)	$[0.95(\lambda_h)^{-0.5}\cos\theta]h_w$
paulay and priestley (1992)	$[0.25]d_w$

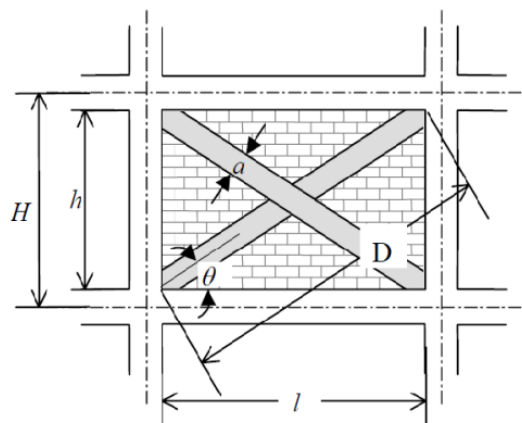
مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران و FEMA273 دستک معادل فشاری (شکل ۹) دارای ضخامت برابر ضخامت دیوار پرکننده (t_{inf}) و طولی برابر قطر قاب و پهنای مؤثری برابر با مقدار زیر می‌باشد:

$$a = b_w = 0.175(\lambda_L H)^{-0.4} D \quad (۹) \quad (۱-۱)$$

$$\lambda_L = \left[\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h} \right] \quad (۱۰) \quad (۲-۱)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h}{L} \right) \quad (۱۱) \quad (۳-۱)$$

که در آن E_w و E_{fe} مدول الاستیسیته مورد انتظار برای دیوار پرکننده و مصالح قاب (Mpa)، θ شیب قطر، t_w ضخامت دیوار پرکننده و میله‌ی معادل (mm)، I_{col} ممان اینرسی ستون (mm^4) و H و h و L ارتفاع دیوار پرکننده، ارتفاع طبقه و طول دهانه قاب می‌باشند. خصوصیات رفتار برای دیوار سفالی با نمای آجری [۱۱] و سنگی گرانیتی [۱۴] در جدول ۳ داده شده است.



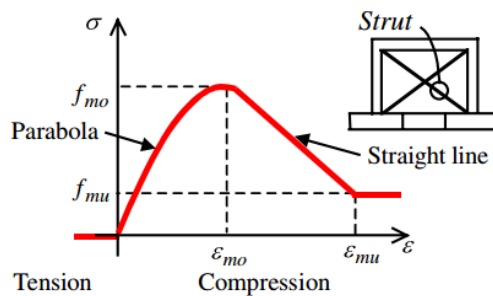
شکل ۹: روش طراحی دستک معادل بر اساس FEMA273 [۲۱].

دیوار با نمای سنگ گرانیت	دیوار با نمای آجری	دیوار سفالی
--------------------------	--------------------	-------------

جدول ۳:		8.00	4.00	2.00
	f_{mo} (MPa)	8.00	4.00	2.00
	ϵ_{mo}	0.001	0.0013	0.00168
	f_{mu} (MPa)	0.82	0.8	0.736
	ϵ_{mu}	0.002	0.0023	0.0028

خصوصیات مصالح دستک معادل فشاری [۲۲] و [۲۳].

معادله تنش-کرنش مصالح بنایی دستک در فشار، مطابق شکل ۱۰ معمولاً به صورت تابع سهمی تا تنش ماکزیمم f_{mo} در نظر گرفته می‌شود. سپس با افزایش کرنش، مقدار تنش به صورت خطی کاهش یافته و بعد از آن تنش ثابت می‌ماند [۱۷].



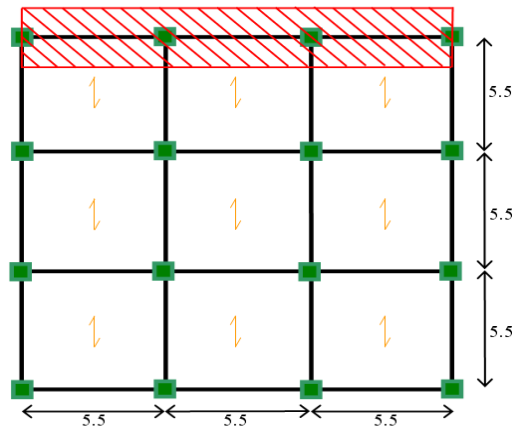
شکل ۱۰: مدلسازی رفتار دیوار پرکننده با دستک فشاری [۲۳].

سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق، قاب‌های ۳ طبقه ۳ دهانه، ۵ طبقه ۳ دهانه، ۹ طبقه ۳ دهانه می‌باشند. طول دهانه‌ها برابر ۵/۵ متر و ارتفاع طبقه اول ۳/۵ متر و ارتفاع طبقات دیگر ۳ متر می‌باشد. سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط بوده و خاک منطقه نوع ۲ در نظر گرفته شده است. برای در نظر گرفتن اثر بازشو از رابطه موجود در آیین‌نامه نیوزیلند استفاده می‌کنیم، که در آن یک ضریب کاهش پهنای مؤثر برای حالت دیوار با بازشو در نظر گرفته شده است:

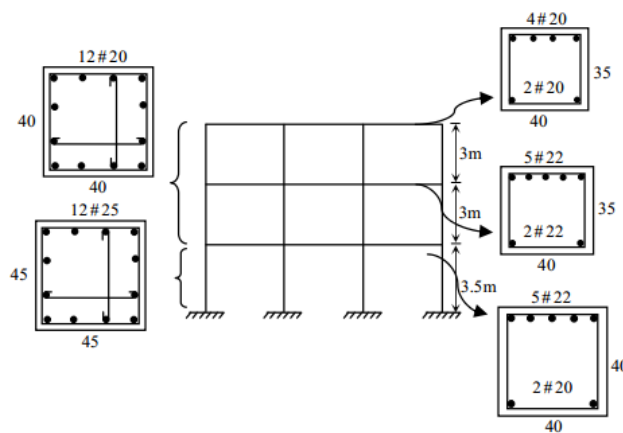
$$\lambda_{opening} = 1 - 1.5 (L_{opening} / L_{infill}) \quad (12)$$

در این رابطه $\lambda_{opening}$ ضریب کاهش پهنای مؤثر و $L_{opening}$ طول بازشو در راستای افقی دیوار و L_{infill} طول کل دیوار در راستای افقی می‌باشد. اگر در ۵۰٪ طول دیوار بازشو داشته باشیم، ضریب کاهش ۰/۲۵ بر اساس رابطه بالا بدست می‌آید. در تمامی مدل‌ها مقدار بازشو در طبقه همکف برابر ۵۰٪ و برای طبقات بالا برابر ۳۳٪ طول دیوار در نظر گرفته شده است.

قاب‌های مذکور طبق روال موجود در طراحی بدون هرگونه میانقابی بر اساس آخرین استانداردهای موجود در ایران بارگذاری و طراحی شده‌اند. طراحی سازه‌ها با نرم‌افزار ETABS2015 انجام شده است. برای بارگذاری ثقلی قاب‌ها از مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم و برای بارگذاری لرزه‌ای از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم استفاده شده است. بار مرده بر واحد سطح در بام ۵۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و در طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده در بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و در طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شد. بار مرده دیوار سفالی ۱۷ سانتی‌متری ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع دیوار و بار مرده دیوار با نمای آجری و گرانیتی به ترتیب ۲۶۰ و ۳۱۰ کیلوگرم بر مترمربع دیوار در نظر گرفته شد. جزئیات طراحی مدلها در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ و نیز جداول ۴ و ۵ آورده شده است.



شکل ۱۱: پلان تمام سازه‌ها.



شکل ۱۲: نمای سازه ۳ طبقه.

جدول ۴: جزئیات مقاطع قاب ۳ طبقه.

طبقه	ستون		تیر	
	ابعاد †	آرماتور ‡	ابعاد	آرماتور فوقانی
۱	۴۵ × ۴۵	۱۲ # ۲۵	۴۰ × ۴۰	۵ # ۲۲
۲	۴۰ × ۴۰	۱۲ # ۲۰	۴۰ × ۳۵	۵ # ۲۲
۳	۴۰ × ۴۰	۱۲ # ۲۰	۴۰ × ۳۵	۴ # ۲۰

† ابعاد بر حسب سانتیمتر (ارتفاع × عرض)

‡ قطر آرماتور (بر حسب میلیمتر) # تعداد آرماتور

جدول ۵: جزئیات مقاطع قاب ۵ طبقه.

طبقه	ستون		تیر	
	ابعاد †	آرماتور ‡	ابعاد	آرماتور فوقانی
۱,۲	۵۵ × ۵۵	۱۲ # ۳۰	۴۵ × ۴۵	۴ # ۲۸
۳,۴	۴۵ × ۴۵	۱۶ # ۲۰	۴۵ × ۳۵	۴ # ۲۸
۵	۴۰ × ۴۰	۱۲ # ۲۰	۴۰ × ۳۰	۴ # ۲۲

† ابعاد بر حسب سانتیمتر (ارتفاع × عرض)

‡ قطر آرماتور (بر حسب میلیمتر) # تعداد آرماتور

جدول ۶: جزئیات مقاطع قاب ۹ طبقه.

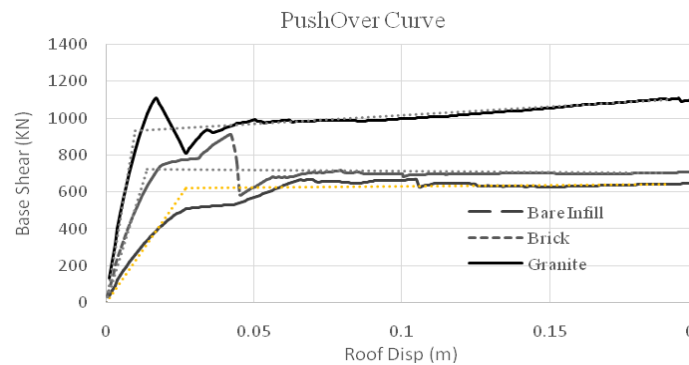
طبقه	ستون		تیر	
	ابعاد †	آرماتور ‡	ابعاد	آرماتور فوقانی
۱,۲,۳	۶۵ × ۶۵	۱۶ # ۳۰	۴۵ × ۵۵	۵ # ۳۰
۴,۵,۶	۵۵ × ۵۵	۱۲ # ۲۸	۴۵ × ۴۵	۵ # ۳۰
۷,۸,۹	۴۵ × ۴۵	۱۶ # ۲۰	۴۵ × ۳۵	۴ # ۳۰

† ابعاد بر حسب سانتیمتر (ارتفاع × عرض)

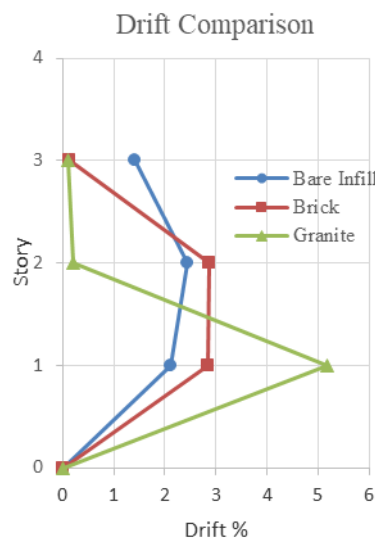
‡ قطر آرماتور (بر حسب میلیمتر) # تعداد آرماتور

۲-۳- آنالیز پوش آور

در این قسمت نمودار حداکثر دررفت طبقات و نیز منحنی های پوش در سازه های ۳، ۵ و ۹ طبقه برای سه سازه بدون نما (Bare Infill)، سازه دارای نمای آجری (Brick) و سازه دارای نمای گرانیتی (Granite) ترسیم شده است. میزان جابجایی هدف را دررفت نسبی ۰.۲٪ ارتفاع کل سازه که متناظر با حد ایمنی جانی (Life-Safety) سازه می باشد، در نظر می گیریم و سازه را تا وقتی که جابجایی پشت بام به این مقدار برسد به صورت جانبی حرکت می دهیم. شکل های ۱۳ و ۱۴ منحنی پوش آور و منحنی دررفت طبقات در نقطه جابجایی هدف پشت بام برای تمامی طبقات در مدل ۳ طبقه را نشان می دهد.



شکل ۱۳: منحنی پش آور برای حالت های مختلف سازه ۳ طبقه.



شکل ۱۴: منحنی توزیع دریف در طبقات سازه ۳ طبقه.

همانطور که ملاحظه می شود با اضافه شدن نما به دیوار، تمرکز جابجایی جانبی سازه به سمت طبقات پایین تر حرکت کرده است. به عنوان مثال با اضافه شدن نمای آجری به دیوار، دریف طبقه همکف از مقدار حدود ۲/۱٪ به حدود ۲/۹٪، دریف طبقه اول از حدود ۲/۵٪ به حدود ۲/۹٪ افزایش یافته و جابجایی تراز کف سوم (طبقه دوم) نیز از حدود ۱/۵٪ به حدود ۰/۲٪ کاهش پیدا کرده است. بنابراین می توان نتیجه گرفت در این حالت طبقات همکف و اول بیشترین سهم را در تحمل جابجایی جانبی سازه خواهند داشت. برای نمای سنگ گرانیته بدلیل وزن و سختی بیشتری که در اثر اضافه شدن این نما در رفتار میانقاب ایجاد می شود، تمرکز دریف سازه کاملاً در طبقه همکف متمرکز شده است. دلیل این تمرکز دریف این می باشد که به علت برش زیاد طبقه همکف، میانقاب های طبقه همکف که دارای سختی قابل ملاحظه ای در اثر اضافه شدن نمای گرانیته شده اند سهم قابل توجهی از نیروی جانبی وارد شده به این طبقه را در مقایسه با نمای آجری به خود اختصاص می دهند و در نتیجه در درصد دریف های پایین تری دچار شکست شده و باری جانبی خود را از دست می دهند. در نهایت با حذف دیوارهای جانبی طبقه همکف از باربری جانبی طبقه، کل برش طبقه توسط قاب تحمل خواهد شد که همین امر باعث تمرکز دریف سازه در این طبقه می شود. برای تراز کف دوم بدلیل اینکه میانقاب های طبقه همکف در درصد دریف های پایین دچار شکست شده اند، میانقاب های طبقه دوم به علت تمرکز دریف در طبقه همکف و عدم امکان جابجایی جانبی مورد نیاز برای شکست دچار شکست نشده و جابجایی این طبقه بسیار کمتر از طبقه اول خواهد بود. همانطور که انتظار می رفت با اضافه شدن نما به دیوار مقاومت و سختی جانبی کل سازه بطور قابل ملاحظه ای دچار افزایش شده است.

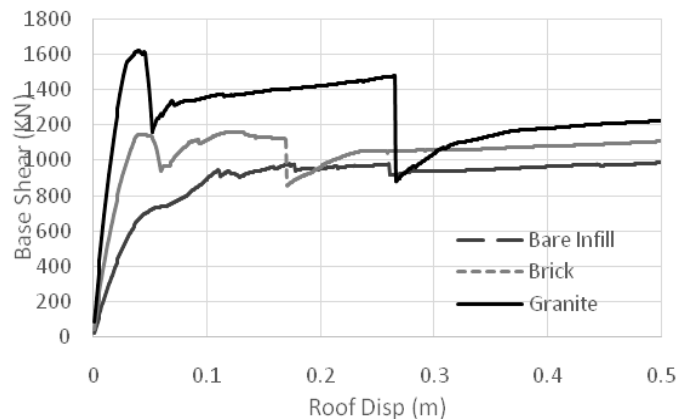
با استفاده از منحنی دوخطی بر مبنای نشریه ۳۶۰، مقاومت و سختی برای هر سه منحنی پوش‌آور بصورت جدول ۷ تعیین گردیده است. بنابراین مشاهده می‌شود مقاومت متناظر تسلیم سازه که از منحنی دو خطی بدست آمده برای نمای آجری و گرانیتی به ترتیب حدود ۱۶٪ و ۵۰٪ بیشتر از میانقاب بدون نما می‌باشد. همچنین سختی کلی سازه نیز برای نمای آجری و گرانیتی به ترتیب حدود ۱/۲۳ برابر و ۳ برابر نسبت به سازه دارای میانقاب بدون نما افزایش نشان می‌دهد.

جدول ۷: تأثیر نما در سختی و مقاومت سازه ۳ طبقه.

	Bare Infill	Brick	Granite
سختی KN/m(K)	23099	51567	93195
مقاومت KN(Vy)	623.68	721.95	931.95

شکل های ۱۵ و ۱۶ آنالیز پوش‌آور و منحنی توزیع دررفت طبقات برای سازه ۵ طبقه را برای سه حالت میانقاب بدون نما، میانقاب با نمای آجری و میانقاب با نمای گرانیتی را نشان می‌دهند.

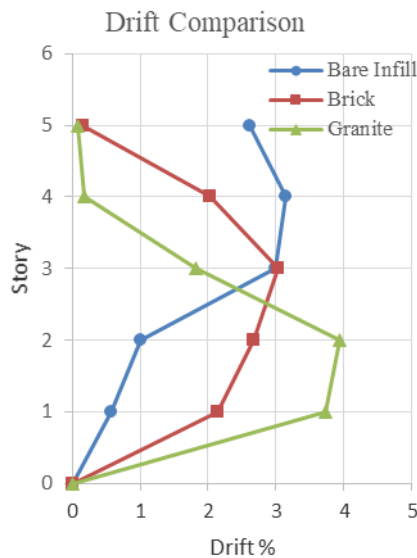
PushOver Curve



شکل ۱۵: منحنی پوش‌آور برای حالت های مختلف سازه ۵ طبقه.

در این سازه نیز مشابه سازه ۳ طبقه حضور نمای آجری و گرانیتی باعث تمرکز دررفت سازه از طبقات فوقانی به طبقات تحتانی گردیده است. در این حالت دررفت طبقه اول برای سازه با نمای آجری و گرانیتی به ترتیب حدود ۳۱٪ و ۱۳۱٪ و برای طبقه دوم حدود ۳۵٪ و ۱۴۷٪ نسبت به سازه بدون نما افزایش یافته است. بنابراین همانند سازه ۳ طبقه افزایش درصد دررفت برای سازه با نمای گرانیتی به مراتب بیشتر از نمای آجری می‌باشد.

آنالیزهای عددی برای نمای گرانیتی در سازه ۵ طبقه نشان می‌دهند که شکست میانقاب در درصد دررفت‌های پایین در هر دو طبقه اول و دوم سبب می‌شود که این طبقات مقاومت جانبی خود را از دست بدهند و با توجه به تفاوت قابل ملاحظه سختی این طبقات نسبت به طبقات بالاتر که میانقاب در آن‌ها دچار شکست نشده و سختی قابل توجهی را به طبقه می‌دهند، اکثر تغییر مکان جانبی سازه در طبقات اول و دوم متمرکز می‌شود.



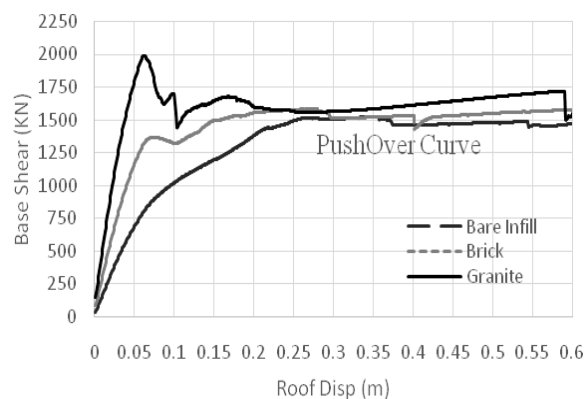
شکل ۱۶: منحنی توزیع دررفت در طبقات سازه ۵ طبقه.

منحنی‌های پوش سازه ۵ طبقه نشان دهنده افزایش سختی و مقاومت بدلیل اجرای نمای آجری و گرانیتی می‌باشد. اگر به منحنی پوش سازه با نمای گرانیتی توجه شود دو افت مقاومت در این نمودار اتفاق افتاده است. همچنین هر سه منحنی در درصد دررفت‌های بالا به حدود سطح معینی از مقاومت رسیده‌اند. آنالیزهای رفتاری المان‌ها نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات و به تبع آن تغییر مکان جانبی سازه، تمرکز دررفت در طبقات پایین‌تر بدلیل شکست پرکننده‌ها بیشتر شده و تعداد بیشتری از میانقاب‌ها دچار شکست خواهند شد. این شکست‌ها در نمای گرانیتی بدلیل داشتن سختی زیاد و جذب نیروی جانبی بیشتر، زیادتر از نمای آجری می‌باشد به طوری که مقاومت جانبی هر سه مدل پس از شکست میانقاب‌ها اختلاف زیادی باهم ندارند.

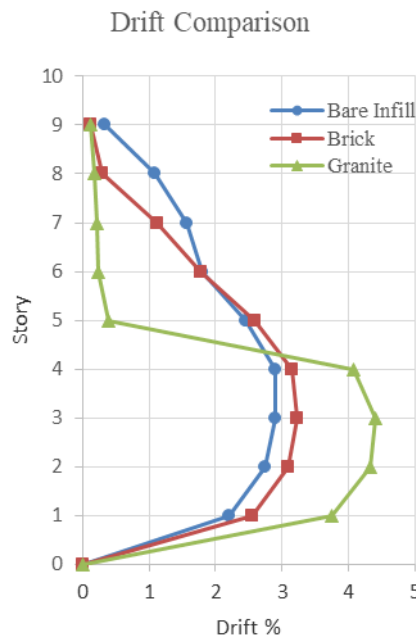
جدول ۸: تأثیر نما در سختی و مقاومت سازه ۵ طبقه.

	Bare Infill	Brick	Granite
سختی (KN/m(K)	30191	40168	70591
مقاومت (KN(V _y)	902	1044	1341

منحنی پوش‌آور و منحنی توزیع دررفت طبقات برای سازه ۹ طبقه (شکل‌های ۱۷ و ۱۸) نشان می‌دهند که روند تمرکز دررفت در طبقات پایین برای این سازه نیز اتفاق می‌افتد ولی این افزایش به اندازه سازه ۳ و ۵ طبقه اتفاق نیفتاده است.



شکل ۱۷: منحنی پوش آور در طبقات سازه ۹ طبقه با نماهای مختلف.



شکل ۱۸: منحنی توزیع دررفت در طبقات سازه ۹ طبقه با نماهای مختلف.

همچنین برای اجرای منحنی دررفت طبقات تقریباً با سازه در حالت بدون نما یکسان می‌باشد. در نتیجه این منحنی‌ها نشان می‌دهند با افزایش تعداد طبقات، تأثیر نما در توزیع دررفت طبقات کاهش پیدا کرده است. منحنی پوش مدل‌های مختلف سازه ۹ طبقه نشانگر افزایش حدود ۰.۲٪ - ۰.۵٪ مقاومت و همچنین ۱/۱ - ۲/۷۴ برابر سختی به ترتیب برای نماهای آجری و گرانیتی نسبت به سازه بدون نما می‌باشد.

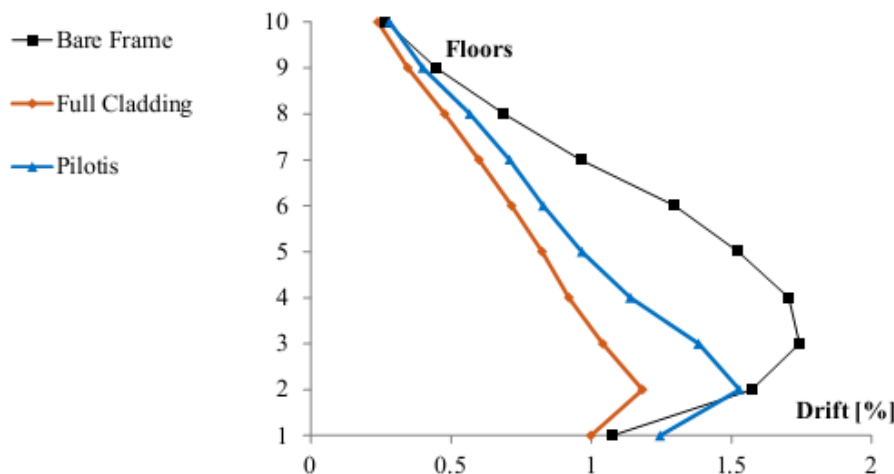
جدول ۹: تأثیر نما در سختی و مقاومت سازه ۹ طبقه.

	Bare Infill	Brick	Granite
سختی KN/m(K)	11198	23795	41960
مقاومت KN(V _y)	1455	1475	1594

۴- اعتبار سنجی

باید خاطرنشان کرد که نتایج آنالیزها ارتباط مستقیم با آیین‌نامه طراحی، ویژگی‌ها و نوع سازه، ویژگی‌ها و نوع مصالح، نوع اتصالات و ... دارد، بنابراین در پژوهش‌های مرتبط مشاهده شده است که حتی با تغییر یک پارامتر، نتایج آنالیز، تغییرات چشمگیری داشته است و نیز مشاهده شده که افزایش یا کاهش در دررفت، در حالت با نما، نسبت به حالت بدون نما به دلیل تفاوت در نوع مصالح نما و نیز نوع اتصالات (ثابت یا انعطاف پذیر) بوده است. با این وجود جهت اعتبار سنجی آنالیز انجام شده می‌توان به آنالیزی که توسط برد و همکاران به همین منظور یعنی بررسی تأثیر نما بر میزان سختی و مقاومت و نیز دررفت طبقات، انجام گرفت، اشاره نمود [۲۴]. آن‌ها رفتار لرزه‌ای یک قاب ده طبقه معمولی از یک ساختمان بتن‌آرمه را، توسط روش‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی به همراه سیستم‌های نمای بتنی پیش‌ساخته تحلیل نمودند. نتایج آنالیز صورت گرفته توسط آن‌ها، همانند نتایج آنالیز در این مقاله، نشان دهنده تأثیر بالای

سیستم‌های نما بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های چند طبقه بود. یک افزایش بین ۳۰ و ۵۰ درصدی در سختی اولیه برای هر دو پیکربندی نما در مقایسه با قاب بدون نما مشاهده شد. یک مقاومت بالاتر نیز برای هر دو حالت مشاهده شد. حالت پیلوت (پیلوت بدون نما و سایر طبقات با نما) مطابق انتظار، نمایشگر یک مکانیسم طبقه نرم بود، اما در حالت کلی بیشینه دررفت‌های طبقاتی بر روی سه طبقه اول متمرکز شده بود. در مقایسه با آنالیز انجام گرفته در این مقاله، همانطور که مشاهده می‌شود در این آنالیز نیز تمرکز دررفت سازه در طبقات تحتانی (چهار طبقه اول) قابل مشاهده می‌باشد و تأثیر نما رفته رفته در طبقات بالاتر کاهش می‌یابد و به نظر می‌رسد با توجه به تشابه منحنی‌های دررفت، نتایج هر دو آنالیز در این زمینه بسیار به هم نزدیک می‌باشند. بنابر این با مقایسه دو آنالیز می‌توان گفت که در هر دو آنالیز، سختی و مقاومت در مدل با نما نسبت به مدل بدون نما افزایش قابل توجهی داشته است و تأثیر نما در پاسخ لرزه‌ای سازه در چند طبقه اول بیشتر و در طبقات بالایی رفته رفته کاهش می‌یابد.



شکل ۱۹: منحنی توزیع دررفت در طبقات سازه ۱۰ طبقه با نماهای مختلف [۲۴].

جدول ۹: نتایج آنالیز - تغییرات در سختی و مقاومت در مقایسه با قاب بدون نما [۲۴].

	Initial Stiffness	Maximum Base Shear	Drift at Collapse
حالت قاب به همراه نما	+47%	+41%	-7%
حالت پیلوت	+37%	+29%	-22%

۵- نتایج تحلیل

در اغلب ساختمان‌ها، نما و نوع مصالح بکار رفته در آن بر اساس نظرات مالک وملاحظات معماری ساخته می‌شوند، ولی بدلیل پیچیده بودن مسأله و عدم وجود مدل تحلیلی منطقی و در عین حال ساده، از رفتار نماهای مختلف و تأثیر آن بر خصوصیات سازه‌ای، اکثراً از ملاحظات دقیق تأثیر آن در تحلیل سازه‌های ساختمانی صرف نظر می‌شود. این فرض ممکن است باعث کاهش دقت در تخمین سختی جانبی، مقاومت و شکل‌پذیری و همچنین ایمنی سازه گردد. در این تحقیق رفتار سازه‌های با نمای آجری و گرانیتی به عنوان دو نمونه از نماهای متداول در ایران در سازه‌هایی با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۹ مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از این آنالیزها بیانگر تغییرات سختی و مقاومت سازه بر اساس نوع نما و نیز تأثیر قابل توجه آن در رفتار دینامیکی سازه تحت بارهای جانبی می‌باشد. حضور نما موجب تغییر در شکل توزیع تغییر مکان جانبی در طبقات مختلف می‌شود که عامل مهمی در طراحی عناصر الحاقی و سازه‌ای بشمار می‌رود. از بررسی و مقایسه نتایج آنالیزهای عددی در این پژوهش موارد زیر به تفکیک قابل بیان است:

- **تغییرات دررفت:** هر چه مصالح نما، سختی بیشتری به سازه تحمیل کند نیروی جانبی بیشتری جذب کرده و در نتیجه دلیل شکست در درصد دررفت‌های پایین و از دست دادن ظرفیت باری جانبی، موجب تمرکز دررفت در طبقه به علت تغییر قابل توجه سختی نسبت به طبقه فوقانی که دارای دیوار نمادار سالم می‌باشد خواهد شد. با افزایش تعداد طبقات شکست دیوار نمادار در تعداد بیشتری از طبقات تحتانی اتفاق افتاده و تمرکز دررفت سازه در تعدادی از طبقات تحتانی قابل مشاهده می‌باشد. همچنین با افزایش تعداد طبقات سازه مقادیر افزایش دررفت در طبقات تحتانی کاهش می‌یابد به عبارت دیگر با افزایش تعداد طبقات تأثیر نما و شکست آن در توزیع تغییر مکان جانبی سازه کمتر خواهد شد.
 - **تغییرات مقاومت:** به طور کلی مقاومت متناظر تسلیم سازه که از منحنی دوخطی بدست آمده برای نمای آجری و گرانیتی به ترتیب حدود ۱۶٪ و ۵۰٪ در سازه ۳ طبقه و ۱۵/۷۴٪ و ۴۸٪ در سازه ۵ طبقه و ۲٪ و ۹/۵۰٪ در سازه ۹ طبقه، بیشتر از میانقاب بدون نما می‌باشد.
 - **تغییرات سختی:** همچنین سختی کلی سازه نیز برای نمای آجری و گرانیتی به ترتیب حدود ۱/۲۳ برابر و ۳ برابر در سازه ۳ طبقه و ۰/۳ برابر و ۱/۳۴ برابر در سازه ۵ طبقه و ۱/۱ برابر و ۲/۷۴ برابر در سازه ۹ طبقه، نسبت به سازه دارای میانقاب بدون نما افزایش نشان می‌دهد.
- با توجه به نتایج پژوهش‌های پیشین در رابطه با عملکرد لرزه ای نما و نیز نتایج این پژوهش می‌توان بیان داشت که با افزودن نما به سازه، شاهد افزایش چشمگیر در مقاومت و سختی سازه و نیز تغییر در پاسخ کلی سازه خواهیم بود. بعلاوه با توجه به نتایج آنالیز، به نظر می‌رسد عملکرد لرزه‌ای نمای آجری در مقایسه با نمای سنگی بهتر بوده و تأثیر کمتری در تغییر عملکرد لرزه ای سازه داشته است و به بیان دیگر هرچه وزن و سختی نما بیشتر باشد به مراتب پاسخ سازه نیز تغییر بیشتری خواهد نمود. اما به هر حال در این زمینه نیاز به تلاش‌های بیشتر و آنالیزهای متفاوت با در نظر گرفتن انواع دیگر سیستم‌های سازه‌ای، فرم‌های سازه‌ای مختلف، مصالح و ترکیب‌بندی‌های مختلف نما و انواع مختلف اتصالات وجود دارد.

مراجع

- [1] FEMA, No. 454. (2006). *Designing for Earthquakes: A manual for architects*. Washington D.C.: FEMA (Federal Emergency Management Agency) Publication, Building seismic safety Council.
- [2] Vaseghi, A. Jabarzadeh, M. and Sharif, V. (2003). *The Report of Bam earthquake*. [online] Tehran: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Available at: www.iiees.ac.ir (Accessed 18.12.2016).
- [3] Faridi, M. and Sartipi, A. (2012). *Preliminary Report for Ahar-Varzaghan earthquake*. [online] Tehran: Geological Survey and Mineral Exploration of Iran, Available at: www.gsi.ir (Accessed 23.12.2016).
- [4] Klingner, R.E. Shing, P.B. McGinley, W.M. McLean, D.I. Okail, H. and Jo, S. (2010). Seismic performance tests of masonry and masonry veneer. *J. ASTM Int.* 7 (3).
- [5] Hosseini, M. (2004). On the Nonstructural Elements and Their Behavior in the Bam Earthquake of 26 December 2003. *International Journal of Seismology and Earthquake Engineering (JSEE)*, Special Issue on Bam Earthquake, Tehran: 169-196.
- [6] Booth, E. and Key, D. (2006). *Earthquake design Practice for Buildings*. Second Edition. London: Thomas Telford Publishing.
- [7] Hareer, R.W. (2007). *Seismic Response of Building Façade System with Energy Absorbing Connection*. unpublished doctoral dissertation, Queensland University of Technology.
- [8] Cohen, J.M. (1995). Seismic Performance of Cladding: Responsibility Revisited. *Journal of performance of constructed facilities*, 112(4), 254-270.
- [9] Wolz, M. Hsu, C.C. and Goodno, B.J. (1992). Nonlinear Interaction between Building Structural Systems and Nonstructural Cladding Components. *Proceedings of ATC-29 Seminar and Workshop on Seismic Design and Performance of Equipment and Nonstructural Elements in Buildings and Industrial Structures*, Redwood City, Calif.: The Council, 329-340.

- [10] Smith, B.S. and Gaiotti, R. (1989). Interaction of Precast Concrete Cladding with a Story-height Frame Module. *Proceedings of International Symposium on Architectural Precast Concrete Cladding – Its Contribution to Lateral Resistance of Buildings*, Chicago, IL: PCI, 48-61.
- [11] Hunt, J. and Stojadinovic, B. (2008). Nonlinear Dynamic Model for Seismic Analysis of Nonstructural Cladding. *Proceedings of the Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [12] Henry, R.M. and Roll, F. (1986). Cladding-Frame Interaction. *Journal of Structural Engineering*. 112(4), 815-834.
- [13] Goodno, B.J. (1983). *Cladding-Structure Interaction in Highrise Buildings*. Georgia: Georgia Institute of Technology.
- [14] De Matteis, G. (2005). Effect of lightweight Cladding Panels on the Seismic Performance of Moment Resisting Steel Frames. *Engineering Structure*, 27, 1662-1676.
- [15] Desai, N. (2011). *A Study of Behavior of Veneer Wall Systems in Medium Rise Buildings Under Seismic Loads*. unpublished doctoral dissertation, University of Louisville, Kentucky.
- [16] Baird, A. Palermo, A. and Pampanin, S. (2012). Understanding cladding damage: A numerical investigation into a Christchurch earthquake case study. *In seventeenth NZSEE Annual Conference*. Christchurch: NZSEE Publication, paper No.121
- [17] Taucer, F. Spacone, E. and Filippou, F.C. (1991). *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- [18] Mazzoni, S. McKenna, S. Scott, M.H. Fenves, G.L. et al. (2006). *OpenSees command language manual*. [online] Univ. of Calif., Berkeley, Available at: <http://opensees.berkeley.edu> (Accessed 14.05.2018).
- [19] Tong, X. et al. (2005). Cyclic behavior of steel frame structures with composite reinforced concrete infill walls and partially-restrained connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(4), 531-552.
- [20] Pradhan, P.M. (2012). Equivalent Strut Width for Partial Infilled frames. *Journal of Civil Engineering Research*, 2(5), 42-48.
- [21] FEMA, No. 273 (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington, D. C.: FEMA (Federal Emergency Management Agency) Publication, Building seismic safety council.
- [22] Corradi, M. Borri, A. and Vignoli, A. (2003). Experimental study on the determination of strength of masonry walls. *Journal of Constructoin and Building Materials*, 17, 325-337.
- [23] Hashemi, A. and Mosalam, K.M. (2007). *Seismic evaluation of reinforced concrete buildings including effects of masonry infill walls*. PEER Report No. 2007/100, [online] University of California, Berkeley, 268 pages. Available at: https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/webr_peer7100_alidad_hashemi_and_khalid_m._mosalam.pdf (Accessed 14.05.2017).
- [24] Baird, A., Palermo, A., Pampanin, S. (2012), Experimental and numerical validation of seismic interaction between cladding systems and moment resisting frames. *15th WCEE Conference*, Lisbon, Portugal.