



http://journaliss.ir

رفتار غیر خطی دیافراگم‌ها در ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب مهاربندی همگرای ناپیوسته از نوع جابه‌جایی خارج از صفحه در طبقه همکف

سلمان محمدی^{۱*}، امین محب‌خواه^۲

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

۲- دانشیار سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

* سلمان.mohammadi69@gmail.com، ۶۵۷۴۱-۸۴۶۲۱، صندوق پستی

چکیده

دیافراگم‌ها علاوه بر تحمل بارهای ثقلی و انتقال این بارها به المان‌های قائم سازه‌ای، وظیفه جمع‌آوری نیروهای جانبی و توزیع آن بین سامانه‌های مقاوم جانبی را بر عهده دارند. طراحان سازه در برخی موارد به دلیل وجود ملاحظات معماری در طراحی قاب‌های ساختمانی فولادی مهاربندی‌شده، ناچار به جابه‌جانی نمودن مهاربندها در پلان سازه هستند که در دسته سازه‌های با نامنظمی خارج از صفحه طبقه‌بندی می‌شوند. در چنین سازه‌هایی، دیافراگم افقی واقع در مرز ناپیوستگی باید نیروهای برشی ناشی از زلزله را انتقال دهد؛ بنابراین بررسی رفتار این دیافراگم‌ها برای تحلیل و طراحی سازه دارای اهمیت است. هدف از این پژوهش، بررسی رفتار لرزه‌ای، ظرفیت جابه‌جایی نسبی، ضریب اضافه‌مقاومت و میزان آسیب‌پذیری قاب‌های مهاربندی همگرای ناپیوسته در برابر زلزله است. بدین منظور سازه‌های سه و شش طبقه با مهاربندهای همگرا در دو حالت با و بدون جابه‌جایی خارج از صفحه مهاربندها با در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی دیافراگم تحت تحلیل پوش‌اور و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس قرار گرفتند. بررسی نتایج نشان داد که دیافراگم بتنی موجود در ناحیه ناپیوستگی با ضخامت پنج سانتی‌متر در ناحیه انتقال ناپیوستگی مهاربندها، با زاویه ۴۵ درجه دچار آسیب شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربندها می‌باشد را ندارد. این درحالی است که در ضخامت‌های ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر، دیافراگم در ناحیه مذکور دچار آسیب نمی‌شود. با توجه به مطالب بیان‌شده به نظر می‌رسد که با حداقل ضخامت تعیین‌شده در میبحث نهم مقررات ملی ساختمان، دیافراگم بتنی در برابر نیروهای برشی انتقال‌یافته، آسیب‌پذیر است. همچنین نیاز جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای سازه‌های مورد بررسی، بیش از مقادیر محاسبه‌شده طبق روابط آیین‌نامه است.

واژگان کلیدی

دیافراگم، ساختمان‌های نامنظم، ناپیوستگی مهاربندها، تحلیل تاریخچه زمانی، رفتار لرزه‌ای

Nonlinear Behavior of Diaphragms in Concentrically Braced Steel Frames with Ground Floor Out-of-Plane Offset Irregularities

Salman Mohammadi, Amin Moheb Khah

Abstract

Diaphragms, beyond supporting gravity loads and transferring them to vertical structural elements, play a crucial role in collecting lateral forces and distributing them among lateral resistant systems. In some cases, due to architectural considerations in the design of braced steel building frames, structural designers are compelled to shift the braces in the structure's plan, classifying them under structures with out-of-plane offset irregularity. In such structures, the horizontal diaphragm between the shifted braces must effectively transfer the shear forces induced by earthquakes. Therefore, investigating the behavior of these diaphragms is imperative for the analysis and design of these structures. The objective of this research is to investigate the seismic behavior, drift demands, over-strength factor, and the degree of vulnerability of discontinuous concentrically braced frames (CBFs) when subjected to earthquakes. To achieve this goal, two three-dimensional CBFs of 3 and 6 stories, both with and without out-of-plane offset irregularity, incorporating inelastic diaphragm behavior, were taken into account through pushover and nonlinear time-history dynamic analyses using ABAQUS. The examination of the results indicated that the concrete diaphragm existing in the discontinuity region, with a thickness of five centimeters, has been damaged at a 45-degree angle. It lacks the ability to transfer the shear force resulting from the lateral load of the braces. This is in contrast to thicknesses of 10 and 20 centimeters, where the diaphragm in the mentioned area remains undamaged. Given the information provided, it seems that, with the minimum thickness specified in Iranian National Building Code (part 9), was vulnerable to the transferred shear forces. Additionally, it was found that the inter-story drift demands of the frames exceed the estimations proposed by the building code.

Keywords

Diaphragm, Irregular Buildings, Discontinuity in Braces, Time-history Dynamic Analysis, Seismic Behavior



یکی از اهداف اصلی طراحی سازه، شناخت صحیح پاسخ لرزه‌ای انواع سازه‌ها و اجرای سازه‌هایی مقاوم در برابر زلزله است [۱]. یکی از روش‌های متداول طراحی سازه‌ها استفاده از سیستم‌های مهاربندی در کنار قاب‌های ساده و خمشی است [۲]. در برخی از موارد به دلیل اقتضای شرایط معماری و یا نیاز به بازشو در طبقه همکف برای ورودی پارکینگ و مواردی از این دست، طراح ناچار به جابه‌جا کردن مهاربندها در پلان ساختمان و انتقال آن به قاب‌هایی در صفحات مجاور است. این نوع از جابه‌جایی که در اکثر آیین‌نامه‌های معتبر با عنوان نامنظمی در پلان ساختمان (نامنظمی افقی) شناخته می‌شود، می‌تواند در دیافراگم کف تنش‌های برشی زیادی ایجاد کند. دیافراگم کف طبقات به‌منظور تحمل بارهای مرده و زنده و بارهای افقی مانند زلزله، نقش مهمی را در ساختمان ایفا می‌کند. یکی از مهم‌ترین فرضیاتی که در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها تحت اثر نیروی جانبی در نظر گرفته می‌شود، صلبیت کف طبقات در صفحه خودشان است [۱]. این فرض باعث می‌شود که تغییر مکان‌های افقی تمام اعضای قائم در تراز طبقات، به چرخش و انتقال افقی کف‌ها وابسته باشد. بنابراین تعداد تغییر مکان‌های مجهول به مقدار زیادی کاهش می‌یابد که به دلیل کاهش قابل‌ملاحظه تعداد درجات آزادی سازه، کاربرد فراوانی در مهندسی سازه دارد. از طرف دیگر با این فرض، نیروهای جانبی بین اعضای مقاوم جانبی به نسبت سختی آن‌ها توزیع خواهد شد. اما باید توجه داشت که این فرض در همه موارد صادق نیست [۳].

صلبیت یک دیافراگم نه تنها به صلبیت تک تک اعضای سازه بستگی دارد، بلکه به عوامل زیادی از جمله ابعاد سازه، نوع سیستم سازه، نوع سقف، سختی قاب‌ها، وجود بازشوها در کف‌ها، نامنظمی‌ها در پلان و ارتفاع و طبقات سازه نیز وابسته است [۴]. لذا با توجه به تعداد و تنوع عوامل ذکر شده، باید به این فرض مهم در ساختمان با نگاه دقیق‌تری نگریست، چرا که سهل‌انگاری در توجه به این موضوع باعث عدم صحت چنین فرضی شده و گاهی باعث خسارات جبران‌ناپذیری خواهد شد. استفاده از فرض

صلبیت دیافراگم‌ها سال‌های زیادی است که در سراسر دنیا متداول است، این فرض اولین بار توسط مک‌لود و ویلسون^۱ در سال‌های ۱۹۷۰ الی ۱۹۷۵ مطرح گردید. در سال‌های اخیر با پیشرفت در سرعت و حافظه رایانه‌ها، مدل‌نمودن سقف‌های ساختمان‌ها با المان‌های صفحه‌ای و غشایی برای منظورنمودن شرایط حدی این المان‌ها انجام گرفته است [۵-۸]. گولدرگ و هرنز^۲ (۱۹۶۵)، ساختمان‌های قابی متعادل پیچشی با دیافراگم‌ها و اعضای مقاوم جانبی الاستیک خطی را مطالعه نمودند [۹]. سافارینی و کودایمات^۳ (۱۹۹۲)، بررسی تغییر شکل درون‌صفحه‌ای دیافراگم کف در ساختمان‌های بتن‌آرمه را انجام دادند [۱۰]. جو و لین^۴ (۱۹۹۹)، فرض صلبیت یا انعطاف‌پذیری دیافراگم در آنالیز سازه‌ها را مقایسه و بررسی نمودند [۱۱]. لیا و همکاران^۵ (۲۰۰۷)، به‌منظور طراحی دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر در ساختمان‌ها، ضرایب تشدید نیروها و جابه‌جایی‌ها را در این دیافراگم‌ها، برای سازه‌های کم ارتفاع با دیوار برشی محیطی نسبتاً سخت، مورد بررسی قرار دادند [۱۲]. دارشان و شروتی^۶ (۲۰۱۶)، از نرم‌افزار ایتبس^۷ برای آنالیز یک ساختمان منظم با جرم یکنواخت و چهار ساختمان نامنظم با جرم‌های متغیر برای برش پایه، مود شکل، دریافت طبقه، برش طبقه و ممان پیچشی استفاده کردند [۱۳]. برتی و همکاران^۸ (۲۰۱۷)، مطالعاتی را برای تعریف بی‌نظمی‌های درون‌صفحه‌ای دیوارهای بنایی در شرایط کمی توسعه دادند و رایج‌ترین انواع بی‌نظمی را به شش گروه اصلی بر اساس ابعاد و تراز بازشوها طبقه‌بندی نمودند [۱۴]. پراکاش و همکاران^۹ (۲۰۱۷)، رفتار دیافراگم صلب و نیمه‌صلب ساختمانی با بی‌نظمی ارتفاع را با تحلیل غیرخطی استاتیکی و تحلیل پوش‌اور بررسی کردند [۱۵].

وانگ و همکاران^{۱۰} (۲۰۱۸)، یک مطالعه پارامتری بر روی مهاربند ساده برای تعیین کمیت تأثیر بی‌نظمی‌های جرم و ارتفاع و اثر ترکیبی آن‌ها انجام دادند [۱۶]. لاگومارسینو و همکاران^{۱۱} (۲۰۱۸)، رفتار لرزه‌ای یک ساختمان نامنظم با سختی دیافراگم متفاوت و ابعاد بازشوها متفاوت را با تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی انجام دادند [۱۷]. عزیز^{۱۲} (۲۰۱۸)، عملکرد روش

¹ McLeod and Wilson

² Goldberg and Hearn

³ Saffarini and Qudaimat

⁴ Ju and Lin

⁵ Lee et al

⁶ Darshan and Shruthi

⁷ Etabs

⁸ Berti et al

⁹ Prakash et al

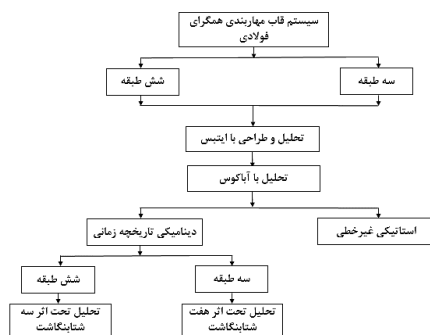
¹⁰ Wang et al

¹¹ Lagomarsino et al

N2¹ توسعه یافته در ساختمان‌های بنایی بلوک بتنی با بی‌نظمی‌های درون‌صفحه‌ای و ارتفاعی و دیافراگم‌های صلب را با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی و پوش‌اور بررسی نمودند و نتیجه گرفتند که منحنی‌های ظرفیت به‌دست‌آمده از تحلیل پوش‌اور و دینامیکی غیرخطی مشابه روش N2 توسعه یافته هستند [۱۸]. سوین^۲ (۲۰۱۸)، یک مطالعه تطبیقی بر روی آنالیز استاتیکی غیرخطی در ساختمان‌های مختلف عمودی نامنظم با مساحت نقشه مساوی و بازپرداخت‌های برابر با اشکال مختلف با استفاده از روش جابه‌جایی انجام داده است [۱۹]. کومار^۳ (۲۰۱۸)، با استفاده از تحلیل پوش‌اور، پاسخ لرزه‌ای قاب‌های دارای نامنظمی در ارتفاع را بررسی نمود [۲۰]. مارینو و همکاران^۴ (۲۰۱۹)، عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی با سطوح بی‌نظمی مختلف در هندسه و دیافراگم را با روش استاتیکی غیرخطی انجام دادند [۲۱]. شیواکومار و همکاران^۵ (۲۰۱۹)، رفتار ساختمان‌های با نامنظمی‌های مختلف را از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی با نرم‌افزار ایتبس بررسی کردند [۲۲]. کریشنا و آنکیت^۶ (۲۰۲۱)، تحلیل طیفی پاسخ ساختمان‌های بلند با شکل نامنظم C و O و H را تحت اثر ترکیب نامنظمی پلان و نامنظمی ارتفاع با استفاده از ایتبس بررسی نمودند و نتیجه گرفتند ساختمان H شکل عملکرد بهتری در مقایسه با سایر اشکال ساختمان دارد [۲۳]. ژانگ و همکاران^۷ (۲۰۲۲)، مطالعه‌ای در مورد عملکرد درون‌صفحه دیافراگم‌های مدولار ناپیوسته انجام دادند و نتیجه گرفتند دیافراگم‌های مدولار از فرض کف صلب فاصله دارند و اتصالات افقی می‌تواند تفاوت زیادی در توانایی انتقال بار درون‌صفحه دیافراگم‌های مدولار ایجاد کند [۲۴]. مو^۸ (۲۰۲۳)، عملکرد درون‌صفحه دیافراگم‌های مدولار ناپیوسته را به‌صورت تجربی بررسی کرد و بر اساس نتایج توصیه نمود که همیشه از جابه‌جایی خارج از صفحه فقط در طبقات بالا استفاده شود [۲۵]. لَمسال و همکاران^۹ (۲۰۲۲)، تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی ناپیوستگی درون‌صفحه و خارج از صفحه در المان‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی را انجام دادند و نتیجه گرفتند ماکزیمم

جابه‌جایی خارج از صفحه، حدود ۷۰ درصد بیش‌تر از قاب معمولی و درون‌صفحه است [۲۶].

محب‌خواه و نصراله‌بیگی (۱۳۹۱)، رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی با سیستم مهاربندی ناپیوسته در صفحه را به‌وسیله تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی بررسی نمودند [۲۷]. **محب‌خواه و عاکفی** (۱۳۹۳)، دقت ضریب اضافه‌مقاومتی که در ترکیب بارها برای تشدید زلزله در آیین‌نامه‌ها به‌کار گرفته می‌شود را بررسی نمودند [۲۸]. **محمدی و همکاران** (۱۳۹۷)، اثر نامنظمی در پلان و ارتفاع بر روی ضریب رفتار سازه‌های فولادی با مهاربند و اگر را بررسی نمودند [۲۹]. **محبوبی‌نیازمندی و بخشنده** (۱۴۰۲)، تأثیر اندرکنش خاک-سازه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی لغزشی نامنظم هندسی در پلان جداسازی‌شده با جداگرهای لاستیکی هسته سربی را بررسی نمودند [۳۰]. یکی از مواردی که مطالعات انجام‌شده در مورد آن ناقص است و سوالات اساسی در مورد آن بدون پاسخ مانده، رفتار دیافراگم سقف تحت اثر بارهای جانبی در سازه‌های با سیستم مهاربندی همگرا که مهاربندهای آن‌ها به‌صورت نامنظم در پلان اجرا شده‌اند، می‌باشد. لذا در تحقیق حاضر جهت بررسی چگونگی رفتار دیافراگم مذکور، ابتدا مدل‌هایی در دو حالت سازه منظم (با زنجیره مهاربندی پیوسته) و نامنظم (با زنجیره مهاربندی ناپیوسته به‌دلیل جابه‌جایی خارج از صفحه مهاربندی در طبقه همکف) در نرم‌افزار ایتبس تحلیل و طراحی شده است. سپس جهت بررسی رفتار سازه‌های مذکور در دو حالت استاتیکی غیرخطی و تاریخیچه زمانی غیرخطی از نرم‌افزار آباکوس^{۱۰} استفاده شده است. مراحل انجام روند اشاره‌شده، در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱- مراحل انجام پژوهش حاضر

¹⁰ Abaqus

^۱ یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی جهت محاسبه تغییر مکان ساختمان

² Swain

³ Kumar

⁴ Marino

⁵ Shiva kumar

⁶ Krishna and Ankit

⁷ Zhong

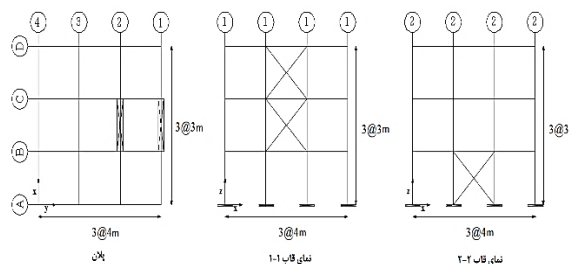
⁸ Mev

⁹ Lamsal

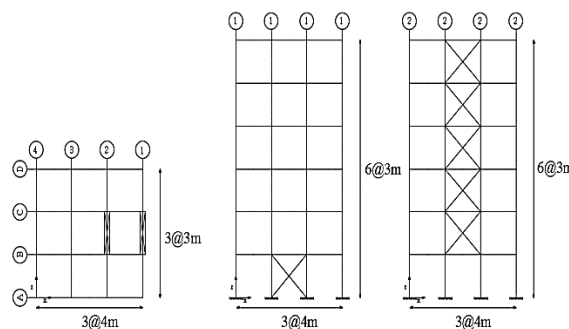
۲-۱- مشخصات مدل مورد مطالعه

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی شده با بادبندهای ناپیوسته در پلان بررسی شده است که به علت وجود انقطاع در مسیر انتقال نیروی جانبی در یک راستا، طبق مبحث ششم مقررات ملی ایران [۳۱] و استاندارد ۲۸۰۰ [۳۲] جزء ساختمان‌های نامنظم در پلان قرار می‌گیرد. همچنین این نوع نامنظمی مطابق با آیین‌نامه ۷-۲۲ ASCE [۳۳] در گروه نامنظمی‌های نوع چهار با عنوان "نامنظمی با جابه‌جایی خارج از صفحه"^۱ در نظر گرفته می‌شود. در پژوهش حاضر ساختمان‌هایی با دیافراگم انعطاف‌پذیر که در آن‌ها مهاربندها صرفاً در طبقه همکف در صفحه جابه‌جا شده است، مورد بررسی قرار گرفته است و نتایج آن در سایر طبقات اعتباری ندارد.

پلان و نمای ساختمان‌های نامنظم مورد بررسی در شکل‌های (۲) و (۳) ارائه شده است.



شکل ۲- پلان و نمای ساختمان نامنظم سه طبقه



شکل ۳- پلان و نمای ساختمان نامنظم شش طبقه

۲-۲- مدل عددی

در این مطالعه برای تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها از روش تحلیل استاتیکی عمومی^۲ که قادر به تحلیل مسائل استاتیکی خطی و غیرخطی می‌باشد و همچنین برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی از روش تحلیل دینامیکی ضمنی^۳ که علاوه بر تحلیل مسائل

دینامیکی خطی و غیرخطی، زمان تحلیل در این روش کم‌تر از روش‌های دینامیکی دیگر می‌باشد، استفاده شده است. به منظور طراحی ساختمان‌های مورد نظر، از نرم‌افزار ایتبس [۳۴] و تحلیل استاتیکی استفاده شده است. ساختمان‌های مورد بررسی دارای سه و شش طبقه با ارتفاع طبقات سه متر و دهانه‌هایی با طول چهار متر هستند. مصالح به کاررفته از نوع فولاد ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال می‌باشد. مقاطع به کاررفته در طراحی شامل IPE برای تیرها، IPB برای ستون‌ها و مقاطع قوطی شکل برای مهاربندها است. ضخامت دال کامپوزیت برابر ۵۰ میلی‌متر بوده و از آرماتورهای تقویتی با فواصل ۰/۳ متر در هر دو جهت X و Y استفاده شده است. بارهای اعمال شده به طبقات نیز در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱- بار ثقلی طبقات [۲۸]

طبقه	بار مرده (kg/m^2)	بار زنده (kg/m^2)
بام	۶۰۷	۱۷۵
سایر طبقات	۶۲۵	۲۰۰

با توجه به شباهت لرزه‌خیزی ایران با شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا و وجود پارامترهای مورد نیاز نرم‌افزار برای طراحی در آیین‌نامه‌های آمریکا، این مکان انتخاب مناسبی برای ساختگاه سازه است. به همین منظور از آیین‌نامه ۷-۲۲ ASCE برای بارگذاری و از آیین‌نامه‌های AISC 341-22 [۳۵] و AISC 360-22 [۳۶] برای طراحی استفاده شده است. طبقه‌بندی لرزه‌ای نیز از نوع D تعریف شده است. با توجه به کاربری مسکونی ساختمان‌های مورد مطالعه در این پژوهش مقدار ضریب اهمیت (I) مطابق با آیین‌نامه برابر یک در نظر گرفته شده است. مشخصات طراحی قاب‌های مهاربندی همگرای معمولی مطابق با آیین‌نامه ۷-۲۲ ASCE در جدول (۲) خلاصه شده است.

جدول ۲- مشخصات طراحی ساختمان‌های مورد مطالعه [۲۸]

سیستم قاب ساختمانی	قاب مهاربند همگرای معمولی
جزئیات طراحی	AISC 341-22
ضریب رفتار (R_u)	۳/۲۵
ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)	۲
ضریب تشدید تغییر مکان (C_d)	۳/۲۵
نوع طبقه‌بندی لرزه‌ای	D°

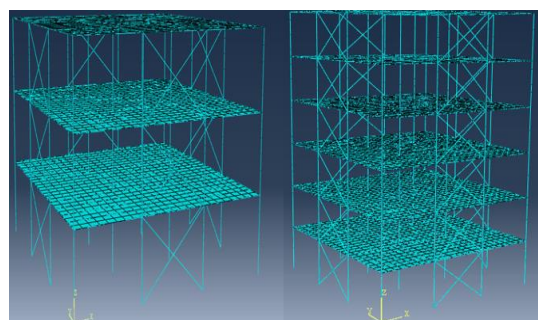
* (سازه نامنظم در پلان با ارتفاع کم‌تر از ۴۸ متر)

^۱ Out-of-Plane offset Irregularity

^۲ Static, General

^۳ Dynamic, Implicit

از آن‌جا که در مطالعات گذشته [۳۷] مشخص شده است که گیردار بودن تکیه‌گاه پای ستون‌ها منجر به جلوگیری از تجمع جابه‌جایی‌ها می‌شود، به همین علت پایه ستون‌ها به صورت گیردار طراحی شده و اتصالات تیر به ستون نیز به صورت مفصلی طراحی شده است. در ادامه با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، مدل‌های ساخته شده در ایتبس، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور^۱) و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی قرار گرفتند. برای مدل‌سازی تیر از المان Beam استاندارد با مش‌بندی سه‌بعدی خطی B31 (دو گره در هر المان و شش درجه آزادی در هر گره)، برای مدل‌سازی دال بتنی و آرماتورهای آن از المان Shell استاندارد و خطی S4R (چهار گره در هر المان و شش درجه آزادی در هر گره)، که توانایی مدل‌سازی بتن مسلح را فراهم می‌کند، استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن نیز از مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک^۲ استفاده شد. همچنین نیروی جانبی با الگوی مثلثی وارون متناسب با ارتفاع طبقات در جهت X بر سازه اعمال شد. در شکل (۴) مدل ساخته‌شده با مش‌بندی ذکرشده، برای سازه سه و شش طبقه نشان داده شده است.



شکل ۴- مش‌بندی مدل‌های مورد مطالعه

در مطالعه پیش‌رو جهت انتخاب و مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها، روند مورد استفاده در تحقیقات عاکفی و محب‌خواه [۲۸] به کار برده شده است. در این مطالعه به منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، نیاز به استفاده از شتاب‌نگاشت‌هایی است که علاوه بر برقرار بودن شرایط ساختگاه در آن‌ها، تطبیق مناسبی با طیف طرح آیین‌نامه داشته باشند. بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ها در انتخاب رکوردهای زلزله بر مبنای پارامترهای زلزله، سه پارامتر اصلی شامل بزرگا، فاصله تا گسل و خاک منطقه باید ملاک انتخاب قرار گیرند؛ زیرا بسیاری از مهم‌ترین خواص زلزله مانند محتوای فرکانسی، دامنه و شکل طیفی و مدت زمان زلزله به این

سه پارامتر وابسته است. شرایط خاک منطقه بر اساس سرعت موج برشی در بالاترین لایه خاک تعیین می‌شود. در این مطالعه ابتدا ۶۲ زلزله از سایت PEER NGA DATA BASE [۳۸] با در نظر گرفتن شرایط ذیل انتخاب شد:

۱. بزرگای زلزله‌ها: ۶-۸/۵
 ۲. فاصله از روی مرکز: ۱۰-۷۰ کیلومتر
 ۳. سرعت متوسط موج برشی: ۱۷۵-۳۷۵ متر بر ثانیه
 ۴. نوع خاک: خاک نوع سه
- برای سازه سه طبقه، هفت شتاب‌نگاشت که بیش‌ترین انطباق را با طیف طرح آیین‌نامه داشتند با استفاده از الگوریتم جست‌وجوی هارمونی انتخاب شده و با الگوریتم دسته‌زرات بهینه‌یاب مقیاس شدند. علت استفاده از یک الگوریتم ترکیبی در این فرآیند آن است که طبق مطالعات گذشته الگوریتم جست‌وجوی هارمونی برای داده‌های گسسته (مانند شماره زلزله‌ها) و الگوریتم دسته‌زرات بهینه‌یاب برای داده‌های پیوسته (مانند ضرایب مقیاس) نتایج مناسب‌تری را ارائه می‌دهند.
- در جدول (۳) هفت شتاب‌نگاشت انتخابی و ضرایب مقیاس مورد نیاز مبحث ششم و درصد خطای طیف میانگین حاصل نسبت به طیف آیین‌نامه ارائه شده است. زمان تناوب سازه سه طبقه، ۰/۳۸ ثانیه در نظر گرفته شده است؛ بنابراین رکوردها در بازه ۰/۰۸ تا ۱/۵T (۰/۸ ثانیه) باید منطبق یا بالاتر از طیف آیین‌نامه برای خاک نوع سه باشد. طیف شتاب‌نگاشت‌ها در شکل (۵) ارائه شده است.

جدول ۳- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی

غیرخطی سازه سه طبقه [۲۸]

ضریب مقیاس	PGA (m/s ²)	ایستگاه	زلزله
۱/۶۰۴	۰/۳۸۵	Rio Dell Overpass	Cape Mendocino 1992
۱/۴۱۵	۰/۱۳۴	Halls Valle	Loma Prieta 1989
۱/۲۵۱	۰/۰۵۳	Indio - Coachella Canal	N. Palm Springs 1986
۲/۳۱۶	۰/۲۰۱	Manhattan Beach	Northridge 1994
۱/۱۱۴	۰/۱۰۴	LA - W 15th St	Northridge 1994
۰/۷۷۲	۰/۱۴۵	125 Lake Hughes	San Fernando 1971
۱/۷۷۶	۰/۳۵۸	Centro Imp. Co. Cent	Superstition Hills(B) 1987
۴/۳۴٪		درصد خطا	

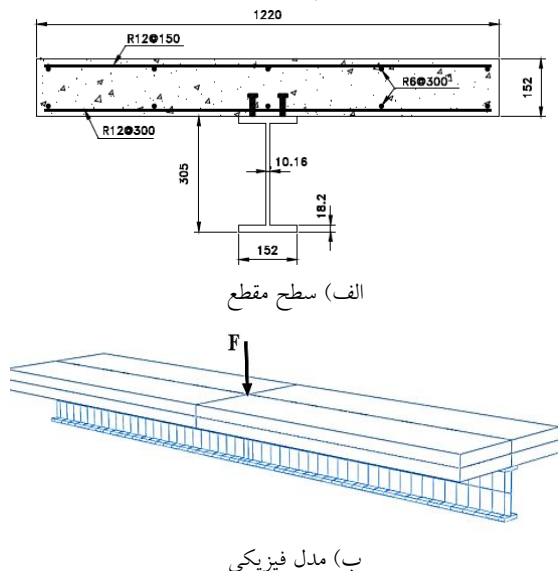
¹ Poushover

² Concrete Damage Plasticity

۳-۲- صحت‌سنجی مدل‌های آزمایشگاهی

به‌منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی و اطمینان از صحت پاسخ‌های به‌دست‌آمده در این تحقیق، دو نمونه از مسائل حل‌شده در مطالعه چاپمن و بالاک^۱ (۱۹۶۴) [۳۹] و مطالعه کیس و همکاران^۲ (۲۰۱۲) [۴۰]، با نرم‌افزار آباکوس مجدداً تحلیل گردید. همچنین از آن‌جایی که در حل یک مسئله اجزای محدود باید با کوچک‌تر کردن ابعاد المان‌ها تا حد قابل قبول، همگرایی پاسخ‌ها نظیر فرکانس‌ها، تغییر مکان‌ها و نیروها حاصل شود، لذا پس از یک بررسی کامل، شبکه المان با ابعاد مناسب برای انجام تحلیل‌ها انتخاب شده است که در ادامه به آن اشاره خواهد شد.

مطالعه آزمایشگاهی چاپمن و بالاک شامل یک تیر کامپوزیت با دهانه ۵/۵ متر است که تحت یک بار متمرکز ۱۰۰۰ کیلو نیوتنی در وسط دهانه قرار گرفته است. در شکل (۷) مدل فیزیکی و مشخصات هندسی این سیستم نشان داده شده است.

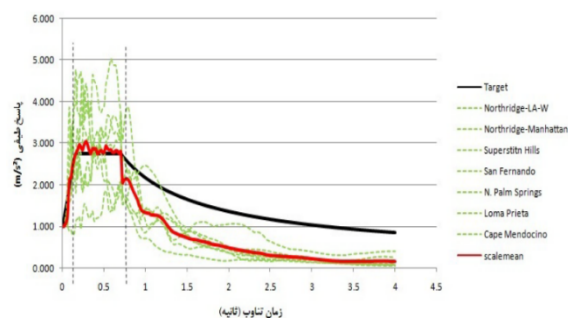


شکل ۷- تیر کامپوزیت [۳۴]

برای مدل‌سازی تیر در نرم‌افزار آباکوس از المان Beam استاندارد با مش‌بندی سه‌بعدی خطی B31، از المان Shell استاندارد و خطی S4R برای مدل‌سازی دال بتنی که توانایی مدل‌سازی بتن مسلح را فراهم می‌کند، استفاده شده است. اتصال دو انتهای تیر کامپوزیت به زمین به‌صورت مفصلی است و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن از مدل آسیب‌دیدگی پلاستیک استفاده شده است. پارامترهای پلاستیسیته در این مدل شامل تابع جریان پلاستیک، تابع تسلیم و ویسکوزیته می‌باشد. تابع پتانسیل

¹ Chapman and Balakrishnan

² Keith et al

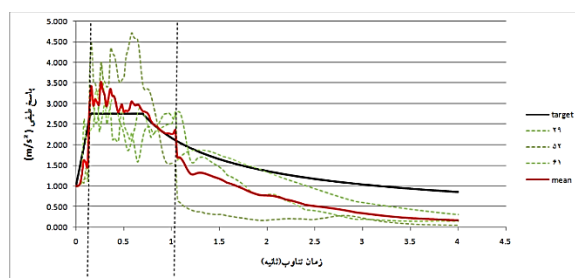


شکل ۵- طیف شتاب‌نگاشت‌های سازه سه طبقه و مقایسه طیف میانگین با طیف طرح آیین‌نامه [۲۸]

در ادامه به دلیل زمان‌بر بودن تحلیل‌ها در مدل‌های سه‌بعدی، برای سازه شش طبقه از سه رکورد که با استفاده از الگوریتم‌های ذکر شده انتخاب شده‌اند، استفاده می‌شود. در جدول (۴) سه رکورد انتخابی و ضرایب مقیاس مورد نیاز مبحث ششم و درصد خطای طیف میانگین حاصل نسبت به طیف آیین‌نامه ارائه شده است. زمان تناوب سازه شش طبقه، ۰/۶۸۴ ثانیه در نظر گرفته شده است؛ بنابراین طیف رکوردها در بازه 0.2T (۰/۱۴ ثانیه) تا 1.5T (۱/۰۴ ثانیه) باید منطبق یا بالاتر از طیف آیین‌نامه برای خاک نوع سه باشد. طیف شتاب‌نگاشت‌ها در شکل (۶) ارائه شده است.

جدول ۴- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی

ضریب مقیاس	PGA (m/s ²)	ایستگاه	زلزله
۱/۸۰۶	۰/۱۳	117 El Centro Array	Borrego Mtn 1968
۲/۱۶۹	۰/۲۰۱	Manhattan Beach	Northridge 1994
۱/۰۰۷	۰/۰۶۱	Palmdale - Hwy 14 & Palmdale	Northridge 1994
۸/۹۶ %		درصد خطا	



شکل ۶- طیف شتاب‌نگاشت‌های سازه شش طبقه و مقایسه طیف میانگین با طیف طرح آیین‌نامه [۲۸]

جریان مورد استفاده تابع هیپربولیک دراکر-پراگر است. این تابع در فضای فشار هیدرواستاتیک، تنش انحرافی میسر تعریف می‌شود. یکی از پارامترهای مهم در تابع جریان پلاستیک، زاویهٔ اتساع است که در این مطالعه زاویهٔ اتساع برابر با ۱۴ فرض شده است.

منحنی تنش-کرنش فشاری بتن بر اساس نتایج آزمایش فشاری تک‌محورهٔ بتن تعیین می‌گردد. برای بتن تحت فشار، سه ناحیه از نمودار معرفی می‌شود. اولین قسمت از نمودار تا تنش حدی متناسب با آن، الاستیک فرض می‌شود. مقدار این تنش حدی برابر $0.4f_{cm}$ در نظر گرفته می‌شود که در آن (f_{cm}) مقاومت فشاری بتن است. کرنش (ϵ_1) مربوط به تنش، برابر با 0.0022 در نظر گرفته شده است. همچنین نسبت پواسون برابر 0.2 فرض شده است. دومین قسمت از نمودار که شکل سهموی دارد از نقطهٔ متناظر با تنش حدی شروع شده و تا رسیدن به بالاترین مقاومت فشاری بتن (f_{cm}) ادامه می‌یابد. سومین قسمت نمودار تنش-کرنش قسمت نزولی نمودار از (f'_c) به (rf'_c) است که در این پژوهش، فاکتور کاهش (r) برابر با 0.85 فرض شده است. همچنین کرنش نهایی بتن در گسیختگی مربوط به تنش (rf'_c) برابر با 0.0065 است.

در نرم‌افزار، منحنی تنش-کرنش باید به صورت تنش-کرنش غیرالاستیک متناظر معرفی شود. کرنش غیرالاستیک برابر با اختلاف کرنش کل و کرنش الاستیک است که از رابطهٔ (۲) به دست می‌آید.

$$\epsilon_{el} = \frac{\sigma}{E} \quad (1)$$

$$\epsilon_{in} = \epsilon_t - \epsilon_{el} \quad (2)$$

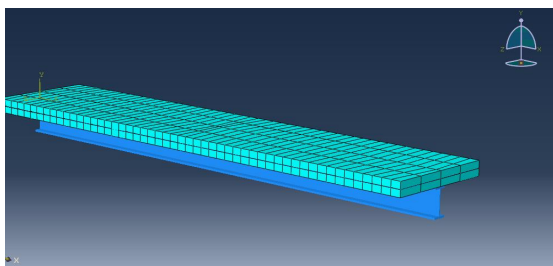
که در این روابط (ϵ_t) : کرنش کل، (ϵ_{el}) : کرنش الاستیک و (ϵ_{in}) : کرنش غیرالاستیک تعریف می‌شوند.

رفتار بتن تحت کشش به علت سرعت بالای وقوع ترک‌خوردگی برخلاف فشار بوده و این گسیختگی از طریق آزمایش قابل تعیین نیست؛ اما به وسیلهٔ آزمایش می‌توان مقاومت کششی بتن را تعیین کرد. این مقاومت حدود ۷ تا ۱۵ درصد مقاومت نهایی فشاری بتن است. در صورتی که نتایج آزمایشگاهی در دسترس نباشد، می‌توان از رابطهٔ پیشنهادی آیین‌نامهٔ بتن آمریکا استفاده کرد. مدول الاستیسیتهٔ بتن در کشش برابر با مقدار فشاری آن در نظر گرفته می‌شود. بعد از ترک‌خوردگی بتن سختی آن به یکباره صفر نمی‌شود و حتی بعد از ترک‌خوردگی هم بتن سختی خواهد داشت که به این خاصیت، سخت‌شدگی بعد از

ترک‌خوردگی اطلاق می‌شود. سختی بعد از ترک‌خوردگی در نمودار تنش-کرنش کششی بتن بیش‌تر از مقدار واقعی آن در بتن غیرمسلح است. در بتن غیرمسلح، بعد از رسیدن بتن به تنش حداکثر کششی، مقاومت کششی آن به صورت ناگهانی کاهش زیادی می‌یابد و بعد از آن به صورت نرم‌شدگی تا نقطهٔ گسیختگی پیش می‌رود. در مدل اجزای محدود به منظور در نظر گرفتن اثر برهم‌کنش بتن و فولاد، کرنشی که در آن تنش صفر شده است، بیش‌تر از مقدار آن در بتن غیرمسلح در نظر گرفته می‌شود. در راهنمای نرم‌افزار توصیه شده است که مقدار تنش در کرنش حدود ۱۰ برابر کرنش ترک‌خوردگی، برابر صفر در نظر گرفته شود. هرچه قدر مقدار این کرنش کم‌تر در نظر گرفته شود؛ مشکلات همگرایی بیش‌تر شده و احتمال واگرایی حل در مرحلهٔ اول بیش‌تر می‌شود. با توجه به بررسی‌های انجام‌شده، حداقل مقدار قابل استفاده در این مطالعه 0.001 به دست آمده و از همین مقدار در تمام تحلیل‌ها استفاده شده است.

همچنین قابل ذکر است که یکی از موارد تأثیرگذار در رفتار کلی سازه، شیب باربرداری است. معمولاً شیب باربرداری برابر با همان مدول الاستیسیتهٔ اولیه در نظر گرفته می‌شود. این فرض برای موادی مانند فولاد صحیح است، اما برای بتن به دلیل آسیب‌های وارده بر اثر ترک‌خوردگی و خردشدگی، این شیب از مقدار اولیه کم‌تر خواهد بود. این قابلیت در نرم‌افزار آباکوس گنجانده شده که می‌توان به وسیلهٔ معرفی پارامترهای d_t و d_c کاهش سختی باربرداری را در محاسبات وارد کرد. سختی باربرداری در فشار از ضرب $1 - d_c$ و در کشش از ضرب $1 - d_t$ در مدول الاستیسیتهٔ اولیه به دست می‌آید. مقادیر d_t و d_c به صورت یک تابع جدولی بر حسب کرنش‌های غیرالاستیک متناظرشان معرفی می‌شوند.

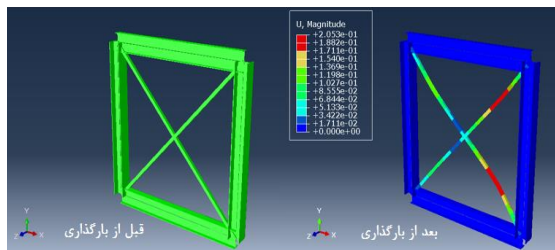
برای اتصال تیر به دال از اندرکنش MPC^۱ (Tie) موجود در ماژول Interaction استفاده شده است. فاصلهٔ اندرکنش‌ها از هم با توجه به فاصلهٔ گل‌میخ‌ها از یک‌دیگر که برابر 0.11 متر هستند، لحاظ شده است. در شکل (۸) مدل ایجادشده در نرم‌افزار قبل از بارگذاری ارائه شده است.



شکل ۸- نمونهٔ مدل‌سازی‌شده در نرم‌افزار آباکوس

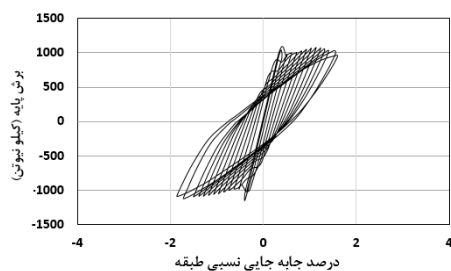
¹ Multi-Point Constraint

برای مدل‌سازی تیر، ستون و مهاربندها در نرم‌افزار آباکوس از المان Beam استاندارد با مش‌بندی سه‌بعدی خطی B31 استفاده شده است. در این شبیه‌سازی هر عضو مهاربندی به چهار قسمت تقسیم شده و در عین حال از یک نیرو با مقدار ناچیز (معمولاً ۰/۰۱ مقاومت فشاری عضو) به‌عنوان نقص هندسی اولیه استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد نیز مدل الاستیک-پلاستیک کامل به‌کار برده شده است. در شکل (۱۱) نمونه‌ای از مدل آزمایشگاهی شبیه‌سازی شده قبل و بعد از بارگذاری ارائه شده است.

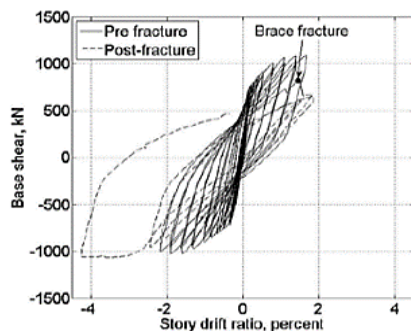


شکل ۱۱- مدل شبیه‌سازی شده قبل و بعد از بارگذاری

در شکل (۱۲) مقایسه نمودارهای هیستریزس نمونه آزمایشگاهی با پاسخ نرم‌افزار ارائه شده است. این مقایسه نیز نشان می‌دهد که نتایج دو تحلیل تا حد قابل‌قبولی با هم تطابق دارند.



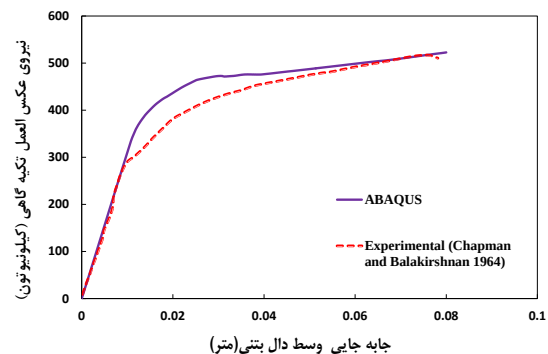
الف) مدل عددی



ب) مدل آزمایشگاهی

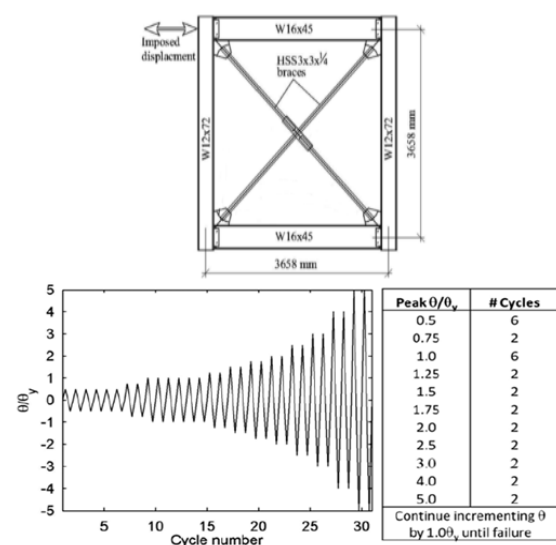
شکل ۱۲- مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی با مدل آزمایشگاهی کیس و همکاران [۴۰]

در شکل (۹) مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی ارائه شده است. مشاهده می‌شود که مقادیر حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی انطباق بسیار خوبی با یک‌دیگر دارند. اندک تغییری هم که در نتایج مشاهده می‌شود به دلیل تفاوت‌های موجود در مدل آزمایشگاهی و عددی است.



شکل ۹- مقایسه نتایج تحلیل اجزای محدود و مطالعه آزمایشگاهی

به‌منظور بررسی درستی مدل‌سازی رفتار غیرخطی مهاربندها در نرم‌افزار، نیز یک قاب فولادی مهاربندی شده در مطالعه کیس و همکاران [۴۰] که به‌صورت بار چرخه‌ای در بالای قاب، بارگذاری شده است؛ مورد بررسی قرار گرفته است. نمونه مذکور، از دو تیر با مقاطع W12x72، دو ستون با مقاطع W16x45 و دو عضو مهاربند با مقاطع HSS3x3x1/4 ساخته شده است. برای جلوگیری از کمانش جانبی، در مجاورت بازوی اعمال بار، از اتکای جانبی استفاده شده، همچنین به‌منظور جلوگیری از ناپایداری خارج از صفحه نمونه، در وسط تیرها و ستون‌ها از مهارکننده‌های جانبی استفاده شده است. تمامی اتصالات تیر به ستون و مهاربندها با یک‌دیگر به‌صورت مفصلی و با زمین به‌صورت گیردار هستند. شکل (۱۰) مشخصات و بارگذاری این نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰- مشخصات مدل و بارگذاری آزمایشگاهی [۴۰]

۳- بررسی نتایج به دست آمده

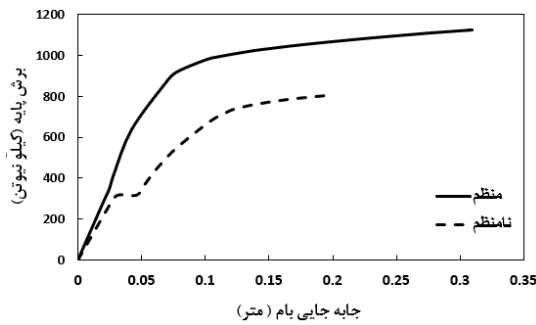
۳-۱- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این بخش با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت اثر الگوی بار مثلی وارون، چگونگی رفتار سه بعدی دیافراگم در دو قاب مهاربندی همگرای فولادی سه و شش طبقه در دو حالت منظم و نامنظم (با جابه‌جایی خارج از صفحه مهاربندی در طبقه همکف) با ضخامت‌های مختلف در دیافراگم با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس بررسی شده است. قابل ذکر است که طبق ضوابط مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان [۴۱]، حداقل ضخامت دال بتنی در تیرهای مختلط، ۸ سانتی‌متر است. اما، با توجه به این که معمولاً در کارهای اجرایی، ضخامت به صورت مضربی از ۵ در نظر گرفته می‌شود، لذا ضخامت مبنای دال ۱۰ سانتی‌متر لحاظ گردید. در ادامه برای بررسی انجام مطالعه پارامتری، دو ضخامت کمتر و بیش‌تر از این مقدار (۵ و ۲۰) هم مدنظر قرار گرفت تا اثر ضخامت بر روی نتایج نیز بررسی شود.

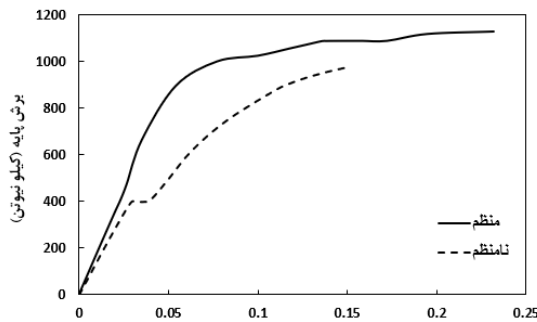
۳-۱-۱- مقایسه ظرفیت برشی

– سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

تغییرات برش پایه در مقابل جابه‌جایی بالاترین طبقه، منحنی ظرفیت برشی ساختمان را نشان می‌دهد. منحنی بار-جابه‌جایی به دست آمده از تحلیل پش‌اور برای دو حالت سازه منظم و نامنظم در سه ضخامت دیافراگم با مقادیر ۵، ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر در شکل (۱۳) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی نیرو-جابه‌جایی در سازه نامنظم دارای ظرفیت برشی کم‌تری نسبت به سازه منظم است. علت افت ظرفیت در سازه‌های نامنظم، ناشی از کماتش زود هنگام در طبقه بالای وقوع ناپیوستگی در مهاربدها است. این درحالی است که در سازه منظم، کماتش مهاربدهای طبقات تقریباً به صورت هم‌زمان رخ می‌دهد.



ب) ضخامت ۱۰ سانتی‌متر دیافراگم

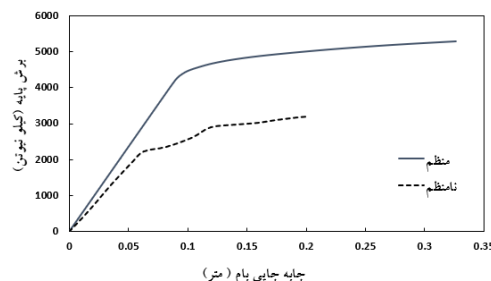


ج) ضخامت ۲۰ سانتی‌متر دیافراگم

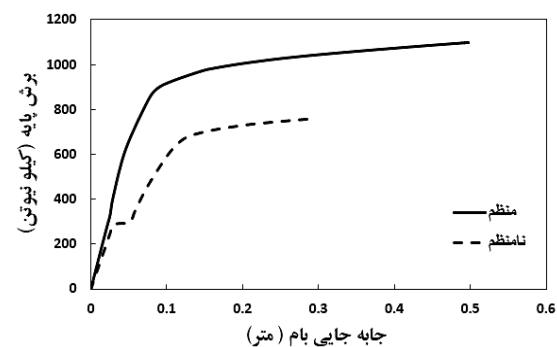
شکل ۱۳- منحنی ظرفیت سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

– سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

منحنی بار-جابه‌جایی به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی در سه ضخامت دیافراگم با مقادیر ۵، ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر نیز در شکل (۱۴) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود منحنی نیرو-جابه‌جایی در سازه نامنظم، دارای ظرفیت برشی کم‌تری نسبت به سازه منظم است. علت افت ظرفیت در سازه‌های نامنظم شش طبقه همانند سازه‌های سه طبقه، ناشی از کماتش زود هنگام در طبقه بالای وقوع ناپیوستگی در مهاربدها می‌باشد. این درحالی است که در سازه منظم، کماتش مهاربدهای طبقات تقریباً به صورت هم‌زمان رخ می‌دهد.

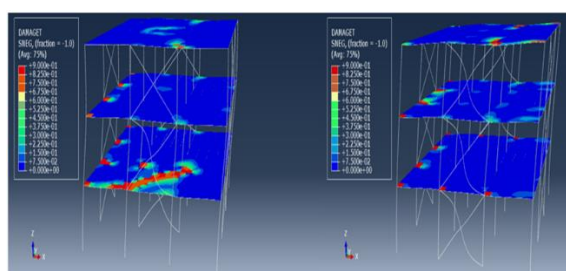


الف) ضخامت ۵ سانتی‌متر دیافراگم

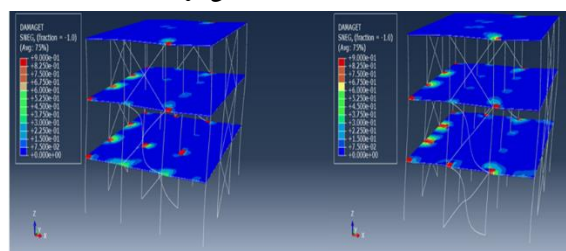


الف) ضخامت ۵ سانتی‌متر دیافراگم

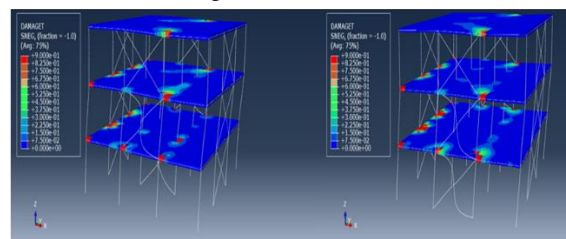
در سازه منظم و نامنظم، در نزدیکی ناحیه اتصال مهاربندهای طبقات به آن‌ها، دچار آسیب شده است.



الف) ضخامت ۵ سانتی‌متر



ب) ضخامت ۱۰ سانتی‌متر

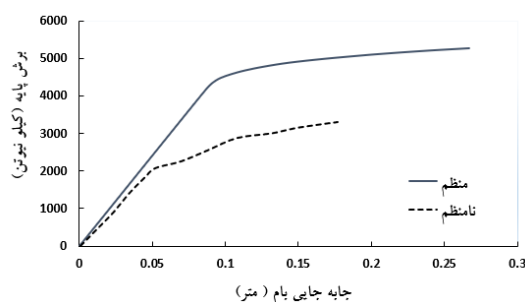


ج) ضخامت ۲۰ سانتی‌متر

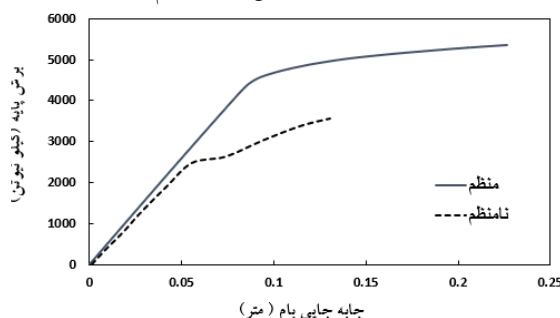
شکل ۱۵- آسیب دیافراگم در سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

به منظور بررسی تأثیر ضخامت دیافراگم بر روی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی ساختمان‌های با مهاربندی پیوسته و ناپیوسته، شش نمونه از سازه منظم و نامنظم سه طبقه که ضخامت دیافراگم کف در آن‌ها به ترتیب برابر ۵، ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر است، در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از این شش نمونه ساختمان در شکل (۱۵) ارائه شده است. آسیب دیافراگم‌ها از مقدار حداقل (صفر) تا حداکثر (۰/۹) در نظر گرفته شده است. قسمتی از این دیافراگم‌ها که با رنگ مربوط به مقدار حداقل (آبی) مشخص شده‌اند، نشان‌دهنده این است که نواحی مذکور هیچ‌گونه آسیبی ندیده‌اند و مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی اعضای قائم می‌باشد را دارند. در حالی که نواحی با مقدار حداکثر (قرمز)، مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی را نداشته و دچار بیشترین آسیب برشی شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود در دیافراگم با ضخامت ۵ سانتی‌متر در ناحیه انتقال ناپیوستگی مهاربندها، با زاویه ۴۵ درجه دچار آسیب شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربندها می‌باشد را ندارد. این درحالی است که در ضخامت‌های ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر، دیافراگم در ناحیه مذکور مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی را داشته و دچار آسیب نمی‌شود. از طرف دیگر در تمام شکل‌های زیر، دیافراگم‌ها در تمامی طبقات و ضخامت‌ها، دچار آسیب شده است.



ب) ضخامت ۱۰ سانتی‌متر دیافراگم

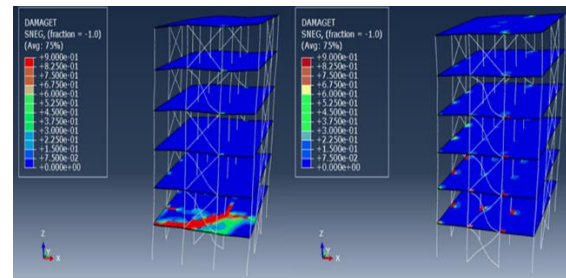


ج) ضخامت ۲۰ سانتی‌متر دیافراگم

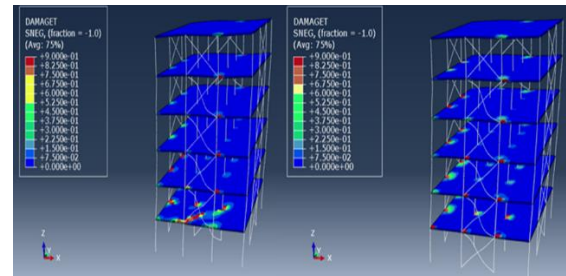
شکل ۱۴- منحنی ظرفیت سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

۳-۱-۲- تأثیر ضخامت دیافراگم کف در گسترش آسیب

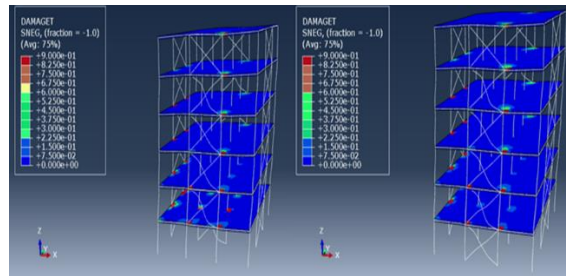
- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه
به منظور بررسی تأثیر ضخامت دیافراگم بر روی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی ساختمان‌های با مهاربندی پیوسته و ناپیوسته، شش نمونه از سازه منظم و نامنظم سه طبقه که ضخامت دیافراگم کف در آن‌ها به ترتیب برابر ۵، ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر است، در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از این شش نمونه ساختمان در شکل (۱۵) ارائه شده است. آسیب دیافراگم‌ها از مقدار حداقل (صفر) تا حداکثر (۰/۹) در نظر گرفته شده است. قسمتی از این دیافراگم‌ها که با رنگ مربوط به مقدار حداقل (آبی) مشخص شده‌اند، نشان‌دهنده این است که نواحی مذکور هیچ‌گونه آسیبی ندیده‌اند و مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی اعضای قائم می‌باشد را دارند. در حالی که نواحی با مقدار حداکثر (قرمز)، مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی را نداشته و دچار بیشترین آسیب برشی شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود در دیافراگم با ضخامت ۵ سانتی‌متر در ناحیه انتقال ناپیوستگی مهاربندها، با زاویه ۴۵ درجه دچار آسیب شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربندها می‌باشد را ندارد. این درحالی است که در ضخامت‌های ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر، دیافراگم در ناحیه مذکور مقاومت لازم جهت انتقال نیروی برشی را داشته و دچار آسیب نمی‌شود. از طرف دیگر در تمام شکل‌های زیر، دیافراگم‌ها در تمامی طبقات و ضخامت‌ها،



الف) ضخامت ۵ سانتی‌متر



ب) ضخامت ۱۰ سانتی‌متر



ج) ضخامت ۲۰ سانتی‌متر

شکل ۱۶- آسیب دیافراگم در سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

۳-۲- نتایج تحلیل دینامیکی

در این بخش، ضمن ارائه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی، به مقایسه این مقادیر با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی معادل برای حالت سازه منظم و نامنظم پرداخته شده و مقادیر حاصل با ضوابط آیین‌نامه کنترل شده است.

۳-۲-۱- ضرایب اضافه‌مقاومت

ضریب اضافه‌مقاومت به‌عنوان یک پارامتر مهم در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مطرح است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین‌شده مصالح مصرفی، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. در این مطالعه به‌منظور محاسبه ضریب اضافه‌مقاومت کل سازه، نسبت نیروی برشی پایه حداکثر حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی به نیروی برشی پایه میانگین حاصل از تحلیل استاتیکی معادل سازه با ضخامت‌های مختلف دیافراگم محاسبه شده است.

- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

در جدول (۵) ضریب اضافه‌مقاومت کل سازه برای سازه منظم و نامنظم نشان داده شده است. (V_u) برش پایه دینامیکی است که میانگین برش‌های پایه حداکثر محاسبه‌شده از هفت شتاب‌نگاشت مورد بررسی می‌باشد. مقدار ضریب اضافه‌مقاومت برای سیستم مهاربندی همگرا در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۴۱] و همچنین ASCE 7-22 برابر ۲/۰ است. با مقایسه این ضرایب با ضرایب حاصل از تحلیل دینامیکی برای کل سازه‌های منظم و نامنظم که به‌ترتیب برابر ۶/۳۳ و ۵/۶۶ هستند، به‌نظر می‌رسد که استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت ۲/۰ برای تشدید نیروی زلزله اعضای سازه در تحلیل استاتیکی معادل سازه‌های مورد بررسی، در جهت اطمینان نمی‌باشد.

جدول ۵- مقادیر ضریب اضافه‌مقاومت کلی در سازه سه طبقه

قاب	برش پایه	برش پایه	ضریب
	استاتیکی معادل	دینامیکی	اضافه‌مقاومت
	V_e (kN)	V_u (kN)	(Ω)
منظم	۸۱۰/۶۲	۵۱۲۷/۸۶	۶/۳۳
نامنظم	۸۱۰/۶۲	۴۵۹۰	۵/۶۶

- سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

ضرایب اضافه‌مقاومت کل سازه برای سازه منظم و نامنظم در جدول (۶) ارائه شده است. (V_u) در این جا برش پایه دینامیکی است که بیش‌ترین مقدار برش پایه حداکثر محاسبه‌شده از سه شتاب‌نگاشت مورد بررسی است. با مقایسه ضریب اضافه‌مقاومت پیشنهادی آیین‌نامه‌ها (۲/۰) با ضرایب حاصل از تحلیل دینامیکی برای کل سازه منظم و نامنظم که به‌ترتیب برابر ۴/۹۹ و ۴/۹۶ هستند، به‌نظر می‌رسد که استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت ۲/۰ برای تشدید نیروی زلزله اعضای سازه در تحلیل استاتیکی معادل سازه‌های مورد بررسی، در جهت اطمینان نمی‌باشد.

جدول ۶- مقادیر ضریب اضافه‌مقاومت کلی در سازه شش طبقه

قاب	برش پایه	برش پایه	ضریب
	استاتیکی معادل	دینامیکی	اضافه‌مقاومت
	V_e (kN)	V_u (kN)	(Ω)
منظم	۱۶۳۲/۱۵	۸۱۶۰/۴۵	۴/۹۹
نامنظم	۱۶۳۲/۱۵	۸۱۰۱/۵۷	۴/۹۶

۳-۲-۲- جابه‌جایی نسبی میان‌طبقه‌ای

مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۳۲]، برای ساختمان‌های تا پنج طبقه، جابه‌جایی نسبی واقعی طرح در آن طبقه باید از ۰/۰۲۵ ارتفاع آن طبقه کم‌تر باشد.

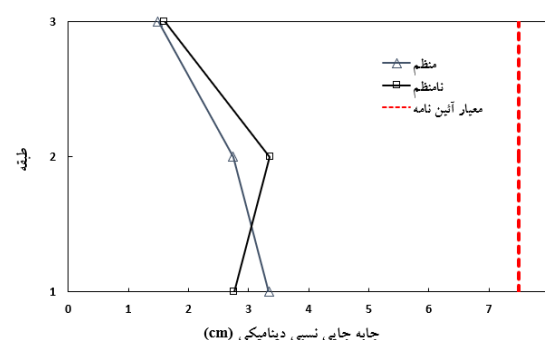
- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

جدول (۷) مقادیر میانگین جابه‌جایی نسبی میان‌طبقه‌ای دینامیکی سازه‌های منظم و نامنظم را با ضابطه آیین‌نامه مقایسه می‌کند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود این مقادیر، ضابطه آیین‌نامه را ارضا می‌نمایند. همچنین تغییرات نسبت جابه‌جایی نسبی دینامیکی محاسبه‌شده به مقدار محاسبه‌شده از رابطه (ارتفاع طبقه $\times 0.025$) که برای تمامی طبقات برابر $7/5$ سانتی‌متر است، برای سازه‌های منظم و نامنظم در شکل (۱۷) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود طبقه دوم سازه نامنظم (طبقه بالای نامنظمی) نسبت به طبقه اول، جابه‌جایی بیش‌تری نسبت به حالت مشابه در سازه منظم دارد؛ دلیل این امر می‌تواند وقوع پیچش حاصل از نامنظمی و یا خرابی دیافراگم موجود در ناحیه ناپیوستگی مهاربندها در این طبقه باشد. در ادامه به بررسی دلایل مذکور پرداخته می‌شود.

جدول ۷- کنترل جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه‌های منظم و نامنظم

سه طبقه

نوع سازه	طبقات	جابه‌جایی نسبی دینامیکی (cm)
منظم	اول	۳/۳۴
	دوم	۲/۷۴
	سوم	۱/۴۹
نامنظم	اول	۲/۷۶
	دوم	۳/۵۳
	سوم	۱/۶



شکل ۱۷- مقایسه جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه منظم و نامنظم با معیار آیین‌نامه

- سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

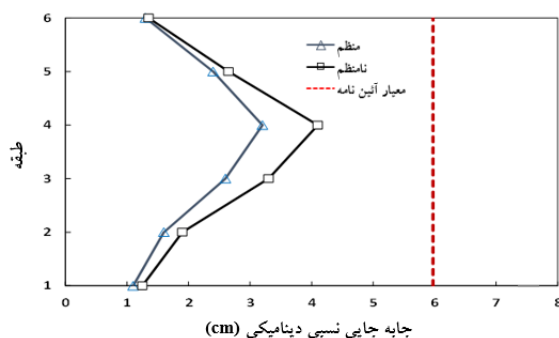
جدول (۷) جابه‌جایی نسبی میان‌طبقه‌ای دینامیکی را در سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه با ضابطه آیین‌نامه مقایسه می‌کند. مطابق با جدول (۸)، این مقادیر ضابطه آیین‌نامه را ارضا می‌نمایند. تغییرات نسبت جابه‌جایی نسبی دینامیکی محاسبه‌شده به مقدار

محاسبه‌شده از رابطه (ارتفاع طبقه $\times 0.02$) که برای تمامی طبقات برابر 6 سانتی‌متر است، برای سازه‌های منظم و نامنظم در شکل (۱۸) ارائه شده است. از نتایج چنین برداشت می‌شود که در طبقات بالا، جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه کم‌تر از رابطه پیشنهادی آیین‌نامه است. به عبارت دیگر می‌توان گفت که برای طبقات بالا، مقدار حاصل از رابطه پیشنهادی آیین‌نامه، دست‌بالا می‌باشد.

جدول ۸- کنترل جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه‌های منظم و نامنظم

شش طبقه

نوع سازه	طبقات	جابه‌جایی نسبی دینامیکی (cm)
منظم	اول	۱/۱
	دوم	۱/۶
	سوم	۲/۶
	چهارم	۳/۲
	پنجم	۲/۴
نامنظم	ششم	۱/۳
	اول	۱/۲۵
	دوم	۱/۹
نامنظم	سوم	۳/۳
	چهارم	۴/۱
	پنجم	۲/۶۵
	ششم	۱/۳۵



شکل ۱۸- مقایسه جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه منظم و نامنظم با معیار آیین‌نامه

۳-۲-۳- نامنظمی پیچشی

مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۳۲]، یکی از شرایطی که باعث نامنظمی پیچشی در پلان می‌شود این است که در هر طبقه، حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان با احتساب پیچش تصادفی، بیش‌تر از ۲۰ درصد با متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف داشته باشد.

– سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

در جدول (۹) نامنظمی پیچشی با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه نامنظم مورد مطالعه، بررسی شده است. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود، سازه مورد مطالعه، شرایط مذکور که موجب ایجاد نامنظمی در پلان می‌شود را ندارد. به عبارتی وقوع نامنظمی در سازه سه طبقه، منجر به وقوع پیچش اضافه و مشارکت مهاربندهای جهت متعادل در استهلاک نیروی زلزله نشده است.

جدول ۹- بررسی نامنظمی پیچشی در پلان سازه سه طبقه

نوع سازه	طبقه	حداکثر تغییر مکان نسبی (cm)	متوسط تغییر مکان دو انتهای ۱/۲ (cm)	منظم یا نامنظمی طبقه در پلان
نامنظم	اول	۲/۷۹	۳/۳۰	منظم
	دوم	۳/۵۵	۴/۲۲	منظم
	سوم	۱/۶۱	۱/۹۲	منظم

– سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

جدول (۱۰) نتایج بررسی نامنظمی پیچشی در سازه شش طبقه نامنظم را نشان می‌دهد. با توجه به جدول مذکور، مشاهده می‌شود که در سازه شش طبقه نامنظم، این نوع از نامنظمی در پلان رخ نداده است و یا به عبارتی شرایط، این نوع نامنظمی را ارضا نمی‌کند. در واقع وقوع نامنظمی در سازه شش طبقه منجر به وقوع پیچش اضافه و مشارکت مهاربندهای جهت متعادل در استهلاک نیروی زلزله نشده است.

جدول ۱۰- بررسی نامنظمی پیچشی در پلان سازه شش طبقه

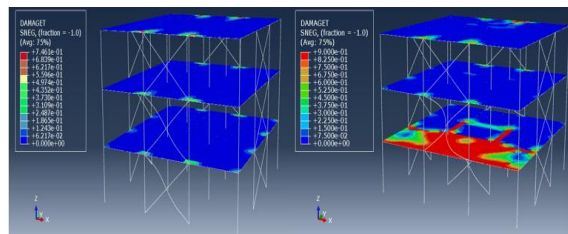
نوع سازه	طبقه	حداکثر تغییر مکان نسبی (cm)	متوسط تغییر مکان دو انتهای ۱/۲ (cm)	منظم یا نامنظمی طبقه در پلان
نامنظم	اول	۱/۲۹	۱/۴۹	منظم
	دوم	۱/۹۳	۲/۲۹	منظم
	سوم	۳/۳۲	۳/۷۸	منظم
	چهارم	۴/۱۳	۴/۸۶	منظم
	پنجم	۲/۶۷	۳/۱۹	منظم
	ششم	۱/۳۶	۱/۶۲	منظم

۳-۲-۴- بررسی خرابی دیافراگم

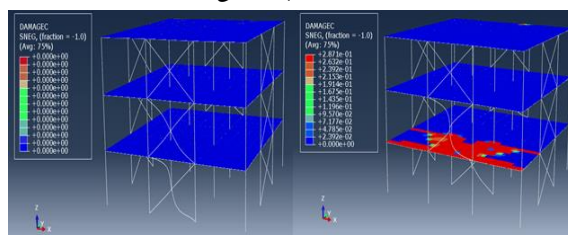
– سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

در شکل (۱۹) نمونه‌ای از خرابی‌های فشاری و کششی دیافراگم‌ها در سازه‌های منظم و نامنظم ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیش‌ترین خرابی (با رنگ قرمز و مقدار ۰/۹ برای خرابی

کششی و ۲/۸۷ برای خرابی فشاری) در دیافراگم با ضخامت پنج سانتی‌متر، در دهانه ناپیوستگی سازه نامنظم ایجاد شده است. وجود این خرابی‌ها نشان‌دهنده این است که دیافراگم مربوطه توانایی انتقال نیروی برشی ایجادشده توسط مهاربندها را نداشته است. از طرفی این خرابی‌ها می‌تواند دلیل وجود اختلاف جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه سه طبقه منظم و نامنظم باشد.



الف) آسیب کششی

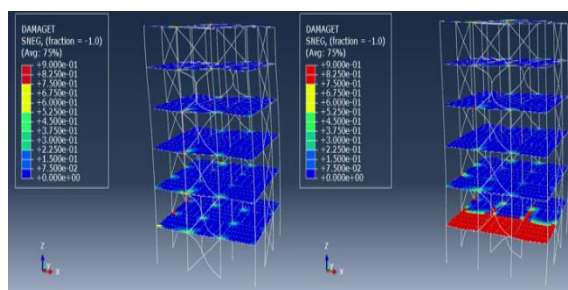


ب) آسیب فشاری

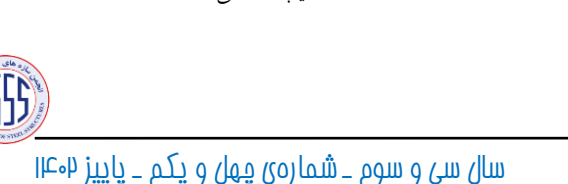
شکل ۱۹- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های سه طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۵ سانتی‌متر

– سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه

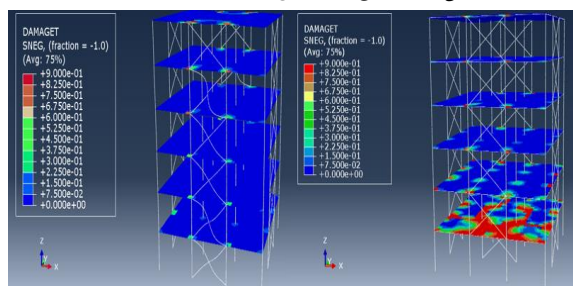
در شکل (۲۰) نمونه‌ای از خرابی‌های فشاری و کششی دیافراگم‌ها در سازه‌های منظم و نامنظم ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود بیش‌ترین گسیختگی (با رنگ قرمز) در دیافراگم موجود در دهانه ناپیوستگی سازه نامنظم ایجاد شده است. وجود این گسیختگی‌ها نشان‌دهنده این است که دیافراگم مربوطه توانایی انتقال نیروی برشی ایجادشده توسط مهاربندها را نداشته است. از طرفی این گسیختگی‌ها می‌تواند دلیل وجود اختلاف جابه‌جایی نسبی دینامیکی سازه شش طبقه منظم و نامنظم نشان داده‌شده در شکل (۱۸) باشد.



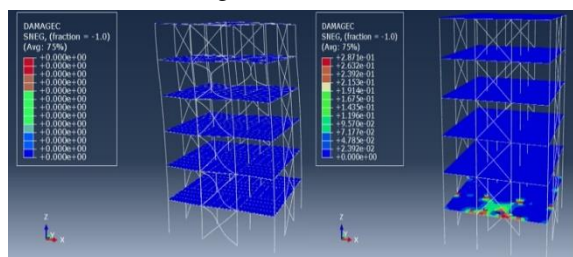
الف) آسیب کششی



- سازه‌های منظم و نامنظم شش طبقه
در شکل (۲۲) نمونه‌ای از گسیختگی‌های کششی و فشاری دیافراگم در ضخامت ۱۰ سانتی‌متر دیافراگم ارائه شده است. نمونه‌های گسیختگی ارائه‌شده در این بخش، دارای بیش‌ترین گسیختگی از میان سه نمونه به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی هستند. بیش‌ترین گسیختگی‌های ارائه‌شده در همه نمونه‌ها در زلزله Borrego Mtn رخ داده است. همان‌طور که قبلاً نیز گفته شد، گسیختگی موجود در دیافراگم‌ها در مقدار حداکثر رنگ قرمز تا مقدار حداقل رنگ آبی مشخص شده است.



شکل ۲۲- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های شش طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر



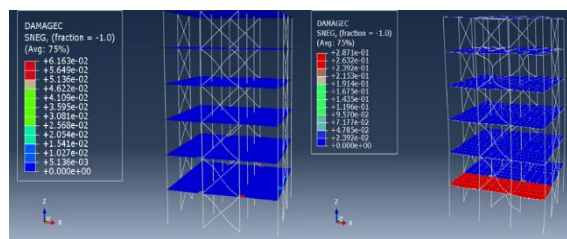
شکل ۲۳- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های شش طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر

شکل ۲۲- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های شش طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر

۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، رفتار دیافراگم‌های کف در سازه‌های منظم و نامنظم سه و شش طبقه مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت. نامنظمی مورد نظر، حاصل انتقال مهاربند طبقه همکف به دهانه قاب مجاور بوده که طبق آیین‌نامه‌های معتبر در رده نامنظمی‌های افقی حاصل از ناپیوستگی در اعضای باربر جانبی قرار می‌گیرد. تأکید می‌گردد که نتایج ارائه‌شده در تحقیق حاضر صرفاً برای ناپیوستگی در طبقه همکف اعتبار دارد و درستی آن در سایر طبقات نیازمند بررسی و تحقیق بیش‌تر است. در ادامه نتایج حاصل از این پژوهش ارائه شده است.

۱- ظرفیت برشی در سازه‌های مورد بررسی با زنجیره ناپیوسته مهاربند در پلان، نسبت به حالت زنجیره پیوسته مهاربندها، کم‌تر می‌باشد. مقدار این اختلاف با افزایش تعداد طبقات، افزایش می‌یابد که علت آن می‌تواند ناشی از کماتش



شکل ۲۰- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های شش طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۵ سانتی‌متر

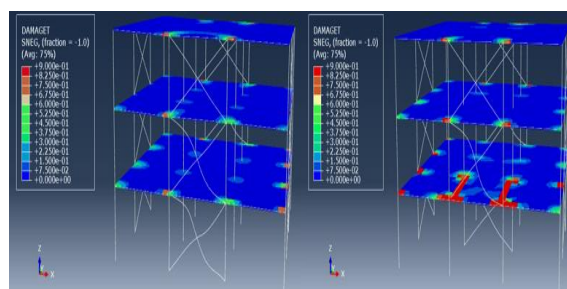
شکل ۲۰- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های شش طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۵ سانتی‌متر

۳-۵- تأثیر ضخامت دیافراگم کف در گسترش آسیب

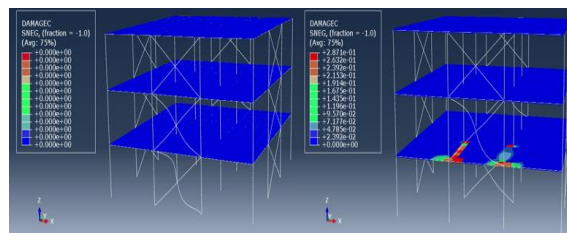
برای بررسی تأثیر ضخامت دیافراگم بر روی نتایج تحلیل دینامیکی ساختمان‌های با مهاربندی پیوسته و ناپیوسته، با توجه به طولانی‌بودن زمان تحلیل دینامیکی دو نمونه، ضخامت پنج و ۱۰ سانتی‌متر برای سازه‌های منظم و نامنظم در نظر گرفته شده است.

- سازه‌های منظم و نامنظم سه طبقه

در شکل (۲۱) نمونه‌ای از گسیختگی‌های کششی و فشاری دیافراگم در ضخامت ۱۰ سانتی‌متر دیافراگم ارائه شده است. از مقایسه شکل‌های (۱۹) و (۲۱) چنین برداشت می‌شود که دیافراگم در ضخامت پنج سانتی‌متر، در ناحیه انتقال ناپیوستگی مهاربندها، منجر به گسیختگی کششی و فشاری شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربندها می‌باشد را ندارد. این درحالی است که در شکل سازه نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر، دامنه این گسیختگی کششی و فشاری در دیافراگم ناحیه مذکور بسیار کم‌تر است. از طرفی در کلیه سازه‌ها، دیافراگم‌ها در تمامی طبقات و ضخامت‌ها، در سازه منظم و نامنظم، در نزدیکی ناحیه اتصال مهاربندهای طبقات به یک‌دیگر دچار گسیختگی کششی شده است.



شکل ۲۱- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های سه طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر



شکل ۲۲- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های سه طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر

شکل ۲۱- مقایسه آسیب کششی و فشاری دیافراگم‌ها در سازه‌های سه طبقه منظم و نامنظم با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر

زود هنگام در طبقه بالای وقوع ناپیوستگی در مهاربدها باشد. این درحالی است که در سازه منظم، کمانش مهاربدهای طبقات تقریباً به صورت هم‌زمان رخ می‌دهد.

۲- دیافراگم واقع در حد فاصل زنجیره مهاربندی ناپیوسته در قاب مهاربندی همگرا با ضخامت پنج سانتی‌متر در سازه سه طبقه، توانایی انتقال نیروی جانبی اعضای قائمی که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یک‌دیگر واقع نشده‌اند را نداشته و منجر به گسیختگی کششی قطری دیافراگم با زاویه ۴۵ درجه می‌شود. در صورتی که دیافراگم مذکور در سازه‌های شش طبقه علاوه بر ضخامت پنج سانتی‌متر، در ضخامت ۱۰ سانتی‌متر نیز دچار گسیختگی کششی قطری دیافراگم با زاویه ۴۵ درجه می‌شود.

۳- استفاده از ضریب اضافه مقاومت ۲/۰ برای تشدید نیروی زلزله اعضای سازه در تحلیل استاتیکی معادل این سازه‌ها در جهت اطمینان نمی‌باشد. از طرفی نتایج به دست آمده در این مطالعه نشان می‌دهد که بررسی ضریب اضافه مقاومت همچنان نیازمند بررسی‌های جامع‌تر در ساختمان‌های با پلان‌ها و ارتفاع‌های مختلف است.

۴- در طبقات میانی سازه‌های نامنظم، اختلاف مقدار جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای بیش از سازه منظم است که دلیل این امر می‌تواند وقوع گسیختگی دیافراگم حاصل از نامنظمی در این طبقه باشد.

۵- تمامی مهاربدهای هم‌راستا با نیروی زلزله در طی تحلیل به حالت تسلیم یا کمانش رسیده و با رفتار غیرالاستیک خود، نیروی زلزله را مستهلک می‌کنند، اما نیروی محوری مهاربدها در جهت متعامد ناچیز بوده و این بدان معناست که وقوع نامنظمی در سازه مورد بررسی منجر به وقوع پیچش اضافه و مشارکت مهاربدهای جهت متعامد در استهلاک نیروی زلزله نشده است.

۶- دیافراگم واقع در ناحیه ناپیوستگی مهاربدها، در ضخامت‌های پنج و ۱۰ سانتی‌متر، منجر به گسیختگی کششی و فشاری شده و توانایی انتقال نیروی برشی که ناشی از بار جانبی مهاربدها می‌باشد را ندارد. این درحالی است که در سازه نامنظم شش طبقه، دامنه این گسیختگی‌ها در دیافراگم ناحیه مذکور بسیار بیش‌تر است.

- Technology (IRJET), ISSN: 2395 -0056, Vol. 3, No. 8, pp. 1123-1131.
- [14] Berti, M., Salvatori, L., Orland, M., and Spinelli, P. (2017), "Unreinforced Masonry Walls with Irregular Opening Layouts: Reliability of Equivalent-Frame Modelling for Seismic Vulnerability Assessment", *Bull. Earthq. Eng.* Vol. 15, pp. 1213-1239.
- [15] Prakash, T.M., Naresh Kumar, B.G., and Punith, N.M. (2017), "Seismic Analysis of Multi-Storeyed Building Having Vertical Irregularities Using Pushover Analysis", *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, ISSN(Online): 2319-8753, Vol. 6, No. 5, pp. 9340-9347.
- [16] Wang, J., Dai, K., Yin, Y., and Tesfamariam, S. (2018), "Seismic Performance Based Design and Risk Analysis of Thermal Power Plant Building with Consideration of Vertical and Mass Irregularities", *Engineering Structures*, Vol. 164, pp. 141-154.
- [17] Lagomarsino, S., Camilletti, D., Cattari, S., and Marino, S. (2018), "Seismic Assessment of Existing Irregular Masonry Buildings by Nonlinear Static and Dynamic Analyses", *Eurocode Compliant Seism. Anal. Des. R/C Build*, Vol. 46, pp. 123-151.
- [18] Azizi, H. (2018), "Analytical and Empirical Seismic Fragility Analysis of Irregular URM Buildings with Box Behavior", Ph.D. Thesis, University of Minho, Guimarães, Portugal.
- [19] Swain, C. (2018), "Pushover Analysis of 20 Story RCC Setback Buildings of Different Configuration Using SAP 2000", *International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology - IJRASET*.
- [20] Kumar, C.S. (2018), "Seismic Analysis of Building with Mass Irregularity", Master of Technology In Structural engineering, Delhi Technological University.
- [21] Marino, S., Cattari, S., and Lagomarsino, S. (2019), "Are the nonlinear static procedures feasible for the seismic assessment of irregular existing masonry buildings?", *Eng. Struct.*, Vol. 200, 109700.
- [22] Shiva Kumar, V., and Manoj Kumar, M. (2019), "Response of Multi-Storeyed Buildings Having Vertical Irregularities using ETABS", *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE)*, ISSN: 2278-3075, Vol. 8, No. 12, pp. 536-540.
- [23] Krishna, P.Ch., and Ankit, M. (2021), "Response spectrum analysis of irregular shaped high rise buildings under combined effect of plan and vertical irregularity using csi etabs", *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*, 889, doi:10.1088/1755-1315/889/1/012055.
- [24] Xu, Zh., Zhihua, CH., Jiadi, L., Yang, L., Xingwang L. (2022), "Experimental research on the in-plane performance of discontinuous modular diaphragms", *Thin-Walled Structures*, Vol. 173, No. 28.
- [25] Mev, A., Singi, M., and Koushal, M. (2023), "Out of Plane Offset in Multistoried Buildings: Analysis and Significance for Best Possibility Model Case", *International Journal for Research in Applied*
- [۱] اسفورد اسمیت، ب. و کول، آ. (۱۳۷۵)، *آنالیز و طراحی سازه‌های بلند* (ترجمه ح.ج. کاظمی)، مشهد: دانشگاه فردوسی مشهد.
- [۲] واتقی امیری، ج.، محمدپور نیک‌بین، ا.، جلالی، ق. و حسینعلی‌بیگی، م. (۱۳۸۸)، "مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا و شرون با تغییر صفحه باربر جانبی در داخل قاب توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی"، *کنفرانس نگرشی بر آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله* (استاندارد ۲۸۰۰)، حال و آینده، تهران.
- [۳] مستوفی‌نژاد، د. و داوودنهی، م. (۱۳۸۱)، "بررسی تاثیر صلبیت دیافراگم کف طبقات بر رفتار ساختمان‌های بلند بتنی با دیوارهای برشی ناپیوسته تحت بارگذاری جانبی"، *مجله استقلال*، سال ۲۱، شماره اول، ص. ۸۱-۱۰۰.
- [۴] صحت، ا.، دامن‌افشان، ک.، و تاج‌الدینی، ع. (۱۴۰۰)، "بررسی سقف‌های وافل و یویوت و اینتل‌دک و نحوه اجرای آن‌ها"، *هشتمین کنفرانس ملی توسعه پایدار در مهندسی عمران*، تهران.
- [5] Rajeev, P., and Tesfamariam, S. (2017), "Effects of Vertical Irregularities and Construction Quality in Seismic Fragilities for Reinforced Concrete Buildings", *International Journal of Earthquake and Impact Engineering*, Vol. 2, No. 1, pp.1-31.
- [6] Chintanapakdee, C., and Chopra, A.K. (2004), "Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses", *Journal of structural Engineering*, Vol. 130, No. 8, pp.1177-85.
- [7] Das, S., and Nau, J.M. (2003), "Seismic Design Aspects of Vertically Irregular Reinforced Concrete Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 19, No. 3, pp. 455-77.
- [8] Lee, H., and Ko, D. (2007), "Seismic Response Characteristics of High-Rise RC Wall Buildings having Different Irregularities in Lower Stories", *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 11, pp. 3149-1367.
- [9] Goldberg, J.E., and Herness, E.D. (1965), "Vibration of Multistory Buildings Considering Floor and Wall Deformations", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 55, pp. 181-200.
- [10] Saffarini, H., and Qudaimat, M. (1992), "In-Plane Floor Deformations in RC Structures", *Structures Engineering*, Vol. 118, November, 1992.
- [11] Ju, S.H., and Lin, M.C. (1999), "Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors", *J. Struct. Engr.*, ASCE, Vol. 125, No. 1, pp. 25-31.
- [12] Leea, H.J., Kuchma, D., and Aschheim, M.A. (2007), "Strength-Based Design of Flexible Diaphragms in Low-Rise Structures Subjected to Earthquake Loading" *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 1277-1295.
- [13] Darshan, D., and Shruthi, H.K. (2016), "Study On Mass Irregularity of High Rise Buildings", *International Research Journal of Engineering and*

HSS Bracing." International Journal of Steel Structures September 2012, Vol. 12, No. 3, pp. 443-459.

[۴۱] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۴۰۱)، وزارت مسکن و شهرسازی: تهران-ایران.

Science & Engineering Technology (IJRASET), Vol. 11, No. 4, pp. 4530-4539.

[26] Lamsal, H., Arunkumar, C., and Umamaheswari, N. (2022), "Non-Linear Static and Dynamic Analysis of In Plane and Out of Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force Resisting Elements", AIP Conference Proceedings 2460, 020018 <https://doi.org/10.1063/5.0096487> Published Online: 26 August 2022.

[۲۷] محب‌خواه، ا.، و نصراله‌بیگی، م.ش.، (۱۳۹۱)، "بررسی ضریب اضافه مقاومت قاب‌های فولادی با دهانه‌های مهاربندی ناپیوسته در ارتفاع"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر.

[۲۸] محب‌خواه، ا.، و عاکفی، م.، (۱۳۹۳)، "نیاز لرزه‌ای ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی همگرای ناپیوسته در ارتفاع"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر.

[۲۹] محمدی، س.، قاسم‌نژاد مقری، ح.، رضوی، م.ح.، (۱۳۹۷)، "بررسی اثر نامنظمی در پلان و ارتفاع بر روی ضریب رفتار سازه‌های فولادی با مهاربندی واگرا"، اولین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی در علوم مهندسی و فناوری اطلاعات، قائمشهر.

[۳۰] محبوبی‌نیازمندی، م.، بخشنده، م.، (۱۴۰۲)، "اثرات اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی نامنظم هندسی در پلان جداسازی‌شده پایه با جداگرهای لاستیکی هسته سربی، نشریه سازه و فولاد، دوره ۱۷، شماره ۴۰، صفحات ۵۱-۷۲.

[۳۱] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۸)، وزارت مسکن و شهرسازی: تهران-ایران.

[۳۲] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، "استاندارد ۲۸۰۰" ویرایش ۴، (۱۳۹۳)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن: تهران-ایران.

[33] ASCE 7-22, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Standards. American Society of Civil Engineers.

[34] ETABS, Nonlinear, v9.7.4, Computers and Structures, Inc. Berkeley University, (2011), P. Extended 3D Analysis of Building systems.

[35] AISC-360-2022 Standard, A.A.N., Specification for Structural Steel Building. ANSI/AISC 360-2022 Chicago, Illinois.

[36] "American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, in ANSI/AISC 360-22", (2022), Chicago, Illinois 60601-1802.

[37] Ji X. and Et.al. (2009), "Effect of gravity columns on mitigation of drift concentration for braced frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 12, pp. 2148-2156.

[38] Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER NGA database, 2013, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.

[39] Chapman, J.C., and Balakrishnan, S. (1964), "Experiments on Composite Beams", the Struct. Eng. Vol. 42, No. 11, pp. 369-383.

[40] Keith, D., Palmer, Charles W. Roeder, Dawn E. Lehman, Taichiro Okazaki, Carol K. Shield, and Jacob. Powell. (2012), "Concentric X-Braced Frames with

