



www.journaliss.com

بررسی تأثیر گیرداری اتصال مهاربند با ورق اتصال گرهی (ورق گاست)

بر رفتار قاب مهاربندی فولادی

سید محی‌الدین قدرتیان کاشان^۱، مهدی قاسمیه^{۲*}، سید حسن شربتدار حسینی^۳

۱- دانش‌آموخته دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

۳- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۱۱۵۵-۴۵۶۳، m.ghassemieh@ut.ac.ir

چکیده

در تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی، معمولاً اتصالات به یکی از دو حالت مفصلی کامل یا گیردار کامل فرض می‌شوند. در عمل هیچ‌گاه رفتار اتصالات مطابق فرض ایده‌آل نیست؛ اتصالات مفصلی مقدار اندکی گیرداری دارند و اتصالات گیردار نیز عملکرد صد در صد گیردار نشان نمی‌دهند. در طراحی سازه‌های فولادی رایج، تأثیر این مسئله بر مشخصات سازه، ناچیز فرض شده و رفتار اتصالات ایده‌آل در نظر گرفته می‌شود. در این مقاله اتصال تیر به ستون در محلی که مهاربند به وسیله ورق اتصال گرهی (ورق گاست) به آن‌ها متصل شده، مورد بررسی قرار می‌گیرد. این اتصال در طراحی‌ها مفصلی فرض می‌شود؛ درحالی‌که وجود ورق گاست و ملحقات اتصال، ممکن است مقدار قابل توجهی گیرداری ایجاد کند. تحقیق حاضر در دو مرحله کلی صورت می‌گیرد. در مرحله نخست، یک قاب مهاربندی آزمایشگاهی انتخاب می‌شود؛ ابتدا اتصالات دارای ورق گاست این قاب در نرم‌افزار Abaqus و سپس کل قاب در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی می‌شود. رفتار اتصال از مدل‌سازی اول به دست می‌آید و در مدل‌سازی دوم تعریف می‌شود. مقایسه رفتار قاب مدل‌سازی شده در Opensees با قاب واقعی تحت آزمایش، این اطمینان را می‌دهد که رفتار واقعی اتصال مذکور با دقت مناسبی به دست آمده است. در مرحله دوم، ابتدا یک قاب ساختمانی مهاربندی چندین طبقه انتخاب شده و در نرم‌افزار Opensees شبیه‌سازی می‌شود. در این شبیه‌سازی، اتصالات دارای ورق گاست، یک بار با فرض رفتار مفصلی کامل و بار دیگر با فرض رفتار واقعی به دست آمده در مرحله قبل، مدل می‌شوند. مقایسه رفتار این دو قاب تحت بارگذاری زلزله نشان داد که اتصال تیر به ستون دارای ورق گاست، لنگر قابل توجهی را منتقل می‌کند و در دسته‌بندی اتصالات نیمه‌گیردار قرار می‌گیرد. باین‌حال نشان داده شد که اثر مدل‌سازی نیمه‌گیرداری این اتصالات در رفتار خطی و غیرخطی سازه، به‌علت سختی جانبی بالای قاب فولادی مهاربندی، ناچیز است.

واژگان کلیدی

اتصالات فولادی، ورق گاست (ورق اتصال گرهی)، اتصال نیمه‌گیردار، قاب مهاربندی فولادی

Influence of Gusset Plate Connection Stiffness on the Behavior of Steel Braced Frames

S.M. Ghodratiyan kashan, M. Ghasemieh, S.H. Sharbatdar hosseini

Abstract

Steel connections are often divided into two categories; either fully pin or fully fixed. However, in practice, pin connections show some degree of constraining and fixed connection will not provide a behavior of absolute constraining. Thus, the behavior of connections does not completely align with these two categories. Definitely, this issue has effects on the characteristics of structures. However, in designing of ordinary steel buildings, these effects have neglected and it's assumed that the behavior of the connection is an ideal one. In this paper, beam to column connection is evaluated where the brace joints them through a gusset plate. While the implementation of gusset plate may produce considerable amount of constraining, this connection is modeled as mere pin connection. This research is carried out in two main phases. In the first phase, an experimental study on braced frame connections is selected and modeled using Abaqus software. The behavior of the connection is evaluated and compared with test results. In the second phase, a multistory braced building frame is selected and simulated in the Opensees software. In this simulation, connections with gusset plate are modeled in two different methods. In first method, fully pin behavior is considered while in the second method, actual behavior obtained in the previous phase, is modeled. These two different models are analyzed under the same earthquake loading. The results show that the beam to column connection with gusset plate, could transmit significant bending moment and should be classified as semirigid connections. However, it is shown that due to large lateral stiffness of braced frames, modeling the semirigidity has negligible effect on linear and nonlinear behavior of the structures.

Keywords

Steel Connections, Gusset Plate, Semi-Rigid Connection, Steel Braced Frame



۱- مقدمه

در طراحی سازه‌های فولادی رایج، اتصالات به صورت کاملاً مفصلی و یا کاملاً گیردار در نظر گرفته می‌شوند. در واقعیت، هیچ‌گاه اتصال، صد درصد گیردار یا مفصلی عمل نمی‌کند، بلکه رفتار آن به یکی از این دو حالت نزدیک‌تر است. اتصالات سازه‌های فولادی با مهاربند معمولاً به صورت مفصلی طراحی شده و برای قاب‌های خمشی اتصالات به صورت گیردار طراحی می‌شوند. یکی از اتصالات مهم در سازه‌های فولادی، گره اتصال عضو مهاربند به اعضای اصلی افقی و قائم (تیر و ستون) است که ساختار رایج آن به این صورت است که مهاربند توسط یک ورق اتصال گرهی (ورق گاست) به محل اتصال تیر و ستون متصل می‌شود. شکل (۱) یک نمونه اتصال مهاربند به تیر و ستون به کمک ورق اتصال گرهی را نشان می‌دهد. در طراحی‌های رایج قاب‌های با مهاربندی، اتصال تیر به ستون با این شرایط نیز به صورت مفصلی مدل می‌شود، در حالی که به علت سختی موجود در ورق اتصال و درگیر شدن این ورق در سازوکار انتقال نیرو، ممکن است اتصال گیرداری قابل توجهی از خود نشان داده و فرض مفصل کامل برای آن دور از واقعیت باشد. مدل‌سازی دقیق میزان گیرداری این اتصال علاوه بر کمک به محاسبه دقیق‌تر تنش‌ها و تغییر مکان‌های اعضا، در برآورد سختی سازه و به تبع آن جابه‌جایی طبقات و تناوب اصلی سازه نیز تأثیرگذار است و لذا از جهات مختلف می‌تواند در طراحی مؤثر باشد.



شکل ۱- اتصال مهاربند به تیر و ستون با ورق گاست

تاکنون تحقیقاتی بر روی اتصالات دارای ورق گاست به انجام رسیده، لیکن کم‌تر به موضوع گیرداری این اتصالات و تأثیر آن

بر روی رفتار سازه توجه شده است. نخستین بار آستانه‌اصل و همکاران تحقیقات آزمایشگاهی گسترده‌ای را برای تأمین رفتار ویژه و شکل‌پذیری بالا در قاب‌های فولادی مهاربندی انجام دادند [۱-۳]. آن‌ها برای تأمین امکان تغییر شکل و چرخش ورق‌های گاست روشی را برای طراحی ورق‌های گاست پیشنهاد دادند. متعاقباً این روش در آیین‌نامه فولاد آمریکا نیز منعکس شده و تا به امروز به عنوان شیوه اصلی و رایج برای طراحی اتصال ورق‌های گاست به کار می‌رود [۴].

بعدها پژوهشگران دیگری تحقیقاتی انجام داده و بهینه‌بودن طراحی ورق گاست بر اساس این روش را مورد بحث و سؤال قرار دادند. آن‌ها با هدف ارائه روشی بهینه‌تر برای طراحی اتصال ورق‌های گاست در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه تحقیقات خود را پیش بردند و در نهایت یک روش اصلاحی پیشنهاد دادند. جانسون^۱، پنج نمونه قاب یک دهانه و یک طبقه و دارای یک مهاربند که با قاب آزمایش آستانه‌اصل و همکاران شباهت زیادی داشت آزمایش کرد و در نهایت روش دیگری را برای طراحی ورق گاست پیشنهاد نمود. آن‌ها نتیجه گرفتند که استفاده از روش‌های پیشین موجب می‌شود ورق‌های گاست بسیار بزرگ طراحی شوند که غیراقتصادی است. در عوض با استفاده از روش آن‌ها، ورق‌های اتصال کوچک‌تری طراحی می‌شوند و این مسئله علاوه بر بهینه‌سازی مصرف مصالح، تأثیر سازه‌ای نیز داشته و ظرفیت شکل‌پذیری قاب را بهبود می‌بخشد [۵].

هرمن^۲ مطالعات جانسون را ادامه داد و بر روی شش نمونه دیگر از همان قاب، آزمایش کرد [۶].

کوتولکا^۳ مطالعات قبلی جانسون و هرمن را با شش نمونه دیگر از آن قاب ادامه داد و مسائل مربوط به طراحی ورق گاست و تأثیرات آن بر رفتار قاب مهاربندی همگرای ویژه را بررسی نمود. در نهایت او نیز به نتایج مشابهی رسیده و نظرات جانسون و هرمن را تصدیق نمود [۷].

پژوهشگران دیگری نیز در این سلسله تحقیقات همکاری داشته و در توسعه آن سهم بوده‌اند. سه پژوهشگر مذکور، در گزارش مختصری که منتشر کردند، به معرفی و مقایسه ۱۲ مورد از نمونه‌های آزمایش شده پرداختند [۸].

¹ Johnson

² Herman

³ Kotulka

رودر^۱ و همکاران و همچنین یو^۲ و همکاران گزارش‌هایی از به‌کارگیری روش‌های تحلیلی در این تحقیقات منتشر کردند [۹ و ۱۰]. پژوهش‌های دیگری در راستای کار محققان پیشین به انجام رسید که تحقیق ناشیمن^۳ و همکاران و سالوده^۴ و همکاران از آن جمله‌اند [۱۱ و ۱۲].

به‌عنوان نمونه برای پژوهش‌ها در مورد گیرداری اتصالات دارای ورق گاست، می‌توان به تحقیق تورنتون درباره اتصالات مهاربندها اشاره کرد. او این نتیجه را تأیید می‌کند که این اتصالات به‌صورت مفصلی رفتار نمی‌کنند [۱۳]. در یکی از تحقیقات مهم، استوکس^۵ و فانتوک^۶ آزمایش‌هایی را در مقیاس اصلی بر روی اتصالات دارای ورق گاست انجام دادند [۱۴]. در این آزمایش‌ها قاب و مهاربند وجود ندارد و نمونه‌های مورد آزمایش تیرهای متصل به ستون هستند که در محل اتصال یک ورق گاست نیز اضافه شده است. لذا آزمایش ایشان می‌تواند مشخصاً تأثیر وجود ورق گاست را بر روی عملکرد اتصال سنجیده و به‌طور شفاف بررسی کند. آن‌ها در انتها نشان دادند که این اتصالات دارای سختی، مقاومت و همچنین شکل‌پذیری و جذب انرژی قابل‌توجهی هستند و حتی پیشنهاد کردند که از این ظرفیت به‌عنوان یک ظرفیت ذخیره برای سازه استفاده شود.

چو^۷ و همکاران تحقیقی آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی قاب‌های مهارشده دارای انواع ورق گاست انجام دادند [۱۵]. آن‌ها قاب‌های مورد آزمایش را به‌صورت دینامیکی نیز تحلیل نموده و رفتار اتصالات و نیز کل قاب را از جهات مختلف بررسی کردند. یکی از نتایج آن‌ها این بود که ورق‌های گاست گوشه، تحت هر دو نیروی مهاربند و قاب قرار دارند، درحالی‌که نیروی دومی در آیین‌نامه فولاد آمریکا در نظر گرفته نمی‌شود. آن‌ها مدعی شدند که حتی در تغییر مکان‌های جانبی کم نیز نیروهای حاصل از این دو عملکرد در ورق گاست قابل‌مقایسه‌اند و همچنین در تغییر مکان‌های زیاد نیروی حاصل از عملکرد قاب به نیروی مهاربند اضافه شده و باعث گسیختگی گوشه‌های ورق می‌شود.

لای^۸ یک تحقیق آزمایشگاهی و تحلیلی بسیار کامل و منسجم را بر روی یک قاب مهاربندی‌شده یک دهانه دو طبقه انجام داد [۱۶]. در آن تحقیق مطالعات کاملی بر روی رفتار لرزه‌ای قاب

مذکور صورت گرفته و به‌خصوص تأثیر مقطع مهاربندها بر رفتار قاب سنجیده شده است.

سویی^۹ و همکاران تحقیقی را بر روی مقاومت نهایی اتصال ورق گاست با جوش گوشه انجام دادند و تأثیر پارامترهای مختلف جوش ورق به تیر و ستون را بررسی کردند [۱۷].

روزنستراخ^{۱۰} و همکاران ظرفیت اتصالات با ورق گاست را با استفاده از سه روش تحلیلی مختلف، محاسبه و مقایسه کردند [۱۸]. تمرکز آن‌ها بیش‌تر بر روی کاربرد ورق‌های گاست در اتصالات پل‌های خرابایی بود.

فنگ^{۱۱} و همکاران بر روی رفتار و مقاومت فشاری اتصالات دارای ورق گاست با اتصال یک‌طرفه تحقیق کردند [۱۹]. ایشان نتیجه گرفتند که در چنین حالتی به‌علت عدم تقارن نیروی وارده، ورق گاست در فشار بسیار مستعد خمیدگی است.

یکی دیگر از تحقیقات مهم در این زمینه، کار آزمایشگاهی و تحلیلی است که توسط وانگ^{۱۲} و همکاران به انجام رسید [۲۰]. در آن تحقیق نیز با اتصال یک تیر به ستون و اعمال بار قائم در انتهای آزاد تیر، رفتار اتصال بررسی شد. ایشان نتیجه‌گیری کردند که وجود ورق گاست در اتصال، تمرکز تنش و کرنش در جوش بین ستون و تیر را به‌طور مؤثری کاهش می‌دهد و مفصل پلاستیک را تا حد زیادی از وجه ستون دور می‌کند و وجود ورق گاست در اتصال می‌تواند به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی آن را تحت بارگذاری چرخه‌ای بهبود بخشد، به‌طوری‌که هنگام رسیدن به دوران پلاستیک، جابه‌جایی نسبی طبقه حداقل ۴٪ و کاهش مقاومت حداکثر ۱۵٪ است.

قاسمی در تحقیقی پس از بررسی اجمالی انواع اتصالات، روابط بار-جابه‌جایی اعضا با اتصالات نیمه‌گیردار را محاسبه و سپس درصد گیرداری اتصالات را تعریف کرده است [۲۱]. همچنین اصل‌عربی با انجام تحلیل دینامیکی، رفتار سازه‌ها با اتصالات نیمه صلب، صلب و مفصلی را در نرم‌افزار SAP 90 مقایسه کرد [۲۲].

فرشچی و همکاران اثر مقاومت اتصالات با ورق اتصال گرهی را به‌صورت آزمایشگاهی و تحلیلی در قاب‌های فولادی بررسی نمود [۲۳]. آن‌ها برای این منظور یک قاب یک دهانه یک طبقه را در سه حالت به‌صورت قاب ساده، قاب ساده به‌علاوه ورق اتصال

⁹ Cui

¹⁰ Rosenstrach

¹¹ Fang

¹² Wang

¹ Roeder

² Yoo

³ Nascimbene

⁴ Salawdeh

⁵ Stoakes

⁶ Fahnestock

⁷ Chou

⁸ Lai



گرهی در همه اتصالات و قاب مهاربندی شده با اتصالات از نوع ورق اتصال گرهی مورد آزمایش و تحلیل قرار دادند. یکی از نتایج آن تحقیق، سختی و مقاومت بالای قاب دوم نسبت به حالت اول (بین ۲ تا ۳ برابر) است که نشان دهنده تأثیر قابل توجه ورق اتصال گرهی بر روی عملکرد قاب بدون مهاربند است.

یادگاری در یک مطالعه تحلیلی، اتصالات دارای ورق گاست را به دو حالت مفصلی و نیمه‌گیردار مدل‌سازی کرده و تأثیر این مسئله را بر رفتار قاب ارزیابی نمود [۲۴].

دلاویز و همکاران با بیان این که اتصال تیر به ستون در قاب‌های فولادی در واقعیت به صورت نیمه‌صلب است و به ندرت فرض کاملاً صلب یا کاملاً مفصلی به واقعیت نزدیک است در پی آن بودند که با در نظر گرفتن رفتار دقیق اتصال تیر به ستون، برآورد صحیحی از پاسخ و قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی داشته باشند [۲۵]. نتایج آن‌ها نشان داد که لحاظ نمودن رفتار نیمه‌صلب اتصال تیر به ستون، در برآورد قابلیت اعتماد قاب فولادی مؤثر است.

با مرور ادبیات فنی این موضوع، پیش‌بینی می‌شود که غیرمفصلی در نظر گرفتن اتصال گاست، می‌تواند بر روی رفتار کلی قاب مهاربندی از جمله در جابه‌جایی‌ها و نیروها تأثیرگذار باشد. لذا هدف از این تحقیق، بررسی رفتار قاب مهاربندی با احتساب رفتار واقعی اتصالات گاست است. لذا تحقیق حاضر به دو بخش کلی تقسیم می‌شود:

در بخش نخست میزان دقیق سختی و گیرداری این اتصالات بررسی می‌شود. در بخش دوم تأثیر این گیرداری بر رفتار سازه سنجیده می‌شود. در یک اتصال گیردار در حالت بارگذاری ثقلی خالص نیز لنگر از تیر به ستون منتقل می‌شود و در صورت اعمال بار جانبی این لنگر وارد بر ستون افزایش می‌یابد، در حالی که در اتصال مفصلی کامل انتقال لنگر از تیر به ستون صفر است. بنابراین پس از مشخص شدن میزان گیرداری این اتصال، باید تأثیر این مسئله بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در بازه خطی و غیرخطی بررسی شود. در انتها با توجه به بررسی رفتار سازه با در نظر گرفتن گیرداری اتصال مهاربند، به این سوال پاسخ داده می‌شود که گیرداری این اتصال فرایند طراحی را متأثر می‌کند یا خیر؟

۲- شبیه‌سازی بخش اول

در بخش نخست، هدف بررسی رفتار اتصال و تعیین میزان دقیق گیرداری آن است. برای این منظور از تحلیل‌هایی در نرم‌افزارهای OpenSees و Abaqus استفاده می‌شود. در این بخش، روش‌ها مبتنی بر مدل‌سازی و ارزیابی رفتار اتصال در نرم‌افزار آباکوس و

تحلیل رفتار کل قاب در نرم‌افزار OpenSees است. به طور مشخص روش کار در این بخش، عبارتند از:

گام ۱: ابتدا یک قاب فولادی مهاربندی شده که در یک تحقیق معتبر تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته و جزئیات دقیق آزمایش مشخص باشد، انتخاب می‌شود.

گام ۲: اتصالات این قاب با جزئیات کامل در نرم‌افزار Abaqus مدل شده و رفتار واقعی آن‌ها به دست می‌آید.

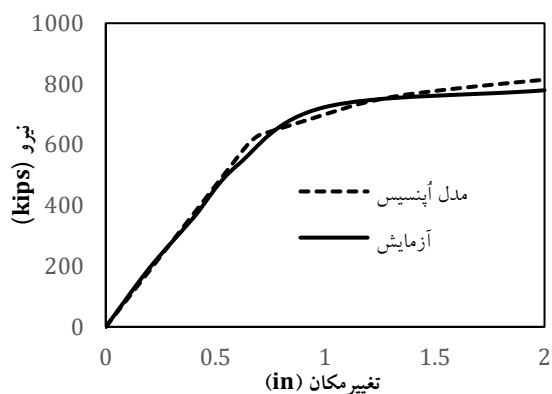
گام ۳: قاب مورد نظر با تمام جزئیات مربوط به اعضا و بارگذاری، در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی می‌شود.

در این قسمت اتصالات قاب به صورت مفصلی کامل و نیمه‌گیردار و با سختی به دست آمده از Abaqus مدل می‌شوند، سپس با مقایسه نتایج رفتار قاب در این دو حالت با رفتار قاب آزمایش، درستی رفتار به دست آمده برای اتصال‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در نهایت ارزیابی نتایج Abaqus در OpenSees طی چند مرحله رفت و برگشت میان گام‌های دوم و سوم، این تحقیق را به نتایج دقیق می‌رساند. برای اطمینان از درستی نتایج تحقیق، لازم است ابتدا نسخه مورد استفاده نرم‌افزار و شیوه مدل‌سازی، مورد اعتبارسنجی قرار گیرد. برای این منظور یک سازه آزمایشگاهی در نرم‌افزار مدل شده و نتایج به دست آمده با نتایج واقعی مقایسه می‌شود و در صورتی که نتایج این تحقیق با تقریب مناسبی به واقعیت نزدیک باشد، از صحت نتایج شبیه‌سازی‌ها اطمینان حاصل می‌شود. نمونه مورد نظر برای اعتبارسنجی، از یک مرجع معتبر استخراج شده و تمام مشخصات سازه‌ای و بارگذاری آن به صورت دقیق موجود است.

۲-۱- اعتبارسنجی شبیه‌سازی در OpenSees

برای اعتبارسنجی نتایج برنامه کامپیوتری OpenSees، آزمایش **لای** [۱۶] به عنوان مرجع انتخاب شد. در آزمایش‌های **لای** یک قاب فولادی مهاربندی شده، تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی قرار گرفته و رفتار آن با جزئیات بسیار دقیق ثبت شده است. رفتار مصالح فولاد در نرم‌افزار OpenSees به صورت دوخطی معادل فرض شد. رفتار مصالح به صورت نمودار تنش- کرنش اسمی^۱ شبیه‌سازی شد. در مطالعه **لای** چهار آزمایش انجام شده است که مورد اول در اینجا مدنظر است. قاب مورد آزمایش یک قاب فولادی یک دهانه دو طبقه است که در شکل (۲) مشاهده می‌شود. مهاربندی قاب مطابق شکل (۲) به صورت لوزی شکل است. طول دهانه قاب ۲۰ فوت و ارتفاع هر یک از طبقات ۹ فوت است.

^۱ Nominal Stress-Strain Curve



شکل ۳- مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان جانبی قاب

همان طور که ملاحظه می شود رفتار قاب شبیه سازی شده، تناسب نزدیکی با قاب آزمایش دارد. اختلاف نتایج حداکثر ۴/۵ درصد و به طور میانگین حدود ۳ درصد است که نشان دهنده دقت بالا و معتبر بودن نتایج مدل سازی است. بنابراین نتایج به دست آمده در شبیه سازی نرم افزار Opensees، دقت قابل قبولی داشته و اعتبارسنجی نرم افزار موفقیت آمیز است.

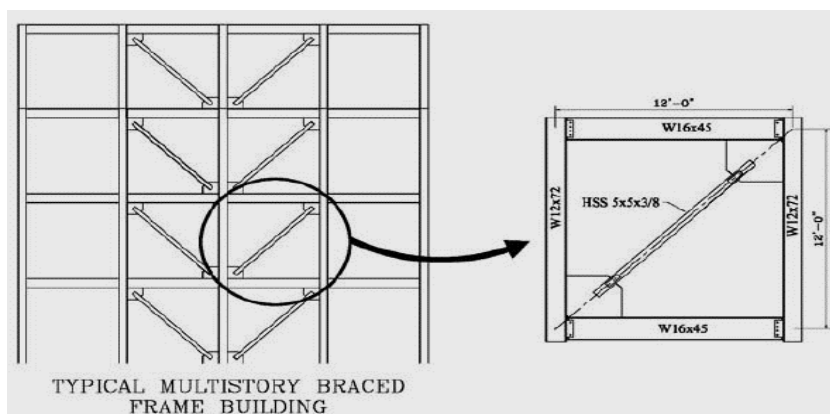
۲-۲- معرفی آزمایش مرجع برای بررسی رفتار اتصال

برای آزمایش مرجع به منظور بررسی رفتار اتصال، یکی از آزمایش های کتولکا و همکاران و همچنین لاما و همکاران که قبلاً درباره آن توضیح داده شد، انتخاب شد [۷ و ۸]. قاب این آزمایش ها، یک دهانه، یک طبقه و دارای یک مهاربند است که در دو سر آن از ورق گاست برای اتصال استفاده شده است (شکل های (۴) الی (۶)).

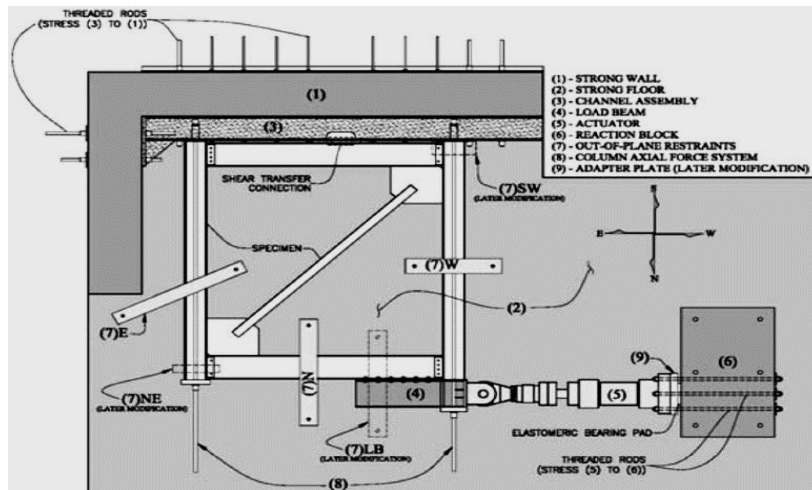


شکل ۲- قاب آزمایش لای [۱۶]

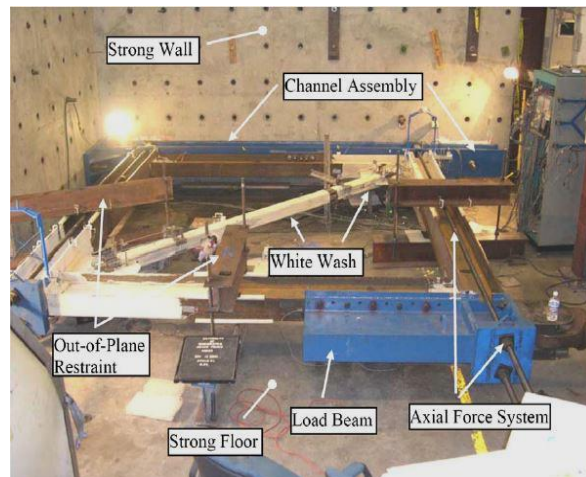
برای اعتبارسنجی مدل، برش پایه قاب (نیروی جانبی اعمال شده به قاب)، به عنوان پارامتر مورد مقایسه انتخاب شد. شکل (۳) نمودار برش-تغییر مکان را برای قاب نمونه آزمایشگاهی و مدل Opensees نشان داده و مقایسه می کند.



شکل ۴- قاب آزمایش، شبیه سازی آزمایشگاهی [۷]



شکل ۵- قاب آزمایش، شبیه‌سازی آزمایشگاهی [۸]



شکل ۶- قاب آزمایش و اجزای آن [۹]

تغییر شکل خارج از صفحه تیرها و ستون‌ها، از نگهدارنده خارج از صفحه که دو تیرک فولادی هستند استفاده شده است. طول دهانه قاب و ارتفاع آن هر دو ۳/۶۷ متر هستند. مقاطع اعضا بر اساس آیین‌نامه فولاد آمریکا تعریف شده‌اند [۴]. اتصال‌های تیر به ستون صرفاً توسط ورق جان برقرار شده و هیچ تقویتی ندارد. ورق گاست در نمونه مورد بررسی این تحقیق از نوع مشابه شکل (۷) است.

هدف طراحان این آزمایش‌ها شبیه‌سازی آزمایشگاهی یک واحد از یک قاب چنددهانه چندطبقه بوده است. در انجام این آزمایش بر خلاف معمول، قاب به صورت قائم قرار نگرفته، بلکه به پهلو بر روی زمین خوابانیده شده و پای ستون‌ها و تیر پایینی بر روی یک تکیه‌گاه قرار می‌گیرد. تکیه‌گاه یک تیر صلب فولادی است که خود در دو راستا به دو دیوار صلب بتنی متکی است. برای اعمال بار ثقلی معادل طبقات بالایی قاب، هر ستون به وسیله دو میله پس کشیده، به تکیه‌گاه صلب فشرده شده و به این صورت تحت بار ۳۵۰ (kips) قرار گرفته است. ستون‌ها به تکیه‌گاه اتصال ندارند و فقط به واسطه پس کشیدگی شدید، یک اتصال اصطکاکی با تیر صلب تکیه‌گاه برقرار شده است. پایداری جانبی قاب، توسط اتصال گیرداری که تیر پایینی را به تکیه‌گاه متصل می‌کند تأمین می‌شود. این اتصال توسط یک صفحه و به وسیله پیچ بین تیر پایینی قاب و تیر صلب تکیه‌گاه برقرار است. برای جلوگیری از

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{el} = \varepsilon_{tot} - \frac{\sigma}{E} \quad (3)$$

در این رابطه، تنش‌ها و کرنش‌ها از نوع واقعی بوده و در واقع در هر نقطه از نمودار، کرنش الاستیک متناظر از کرنش کل کم می‌شود. در این مرحله سه نوع اتصال به شرح زیر در نرم‌افزار Abaqus شبیه‌سازی می‌شود:

شبیه‌سازی اول و دوم:

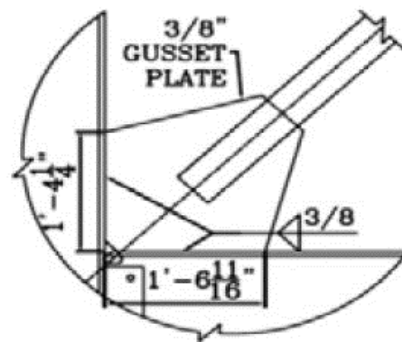
ابتدا اتصال تیر پایینی به ستون غربی قاب، یک‌بار به‌طور کامل (همراه با یک ورق گاست در بال بالایی تیر)، و بار دیگر بدون ورق گاست، شبیه‌سازی می‌شوند.

شبیه‌سازی سوم:

در قاب‌های مهاربندی معمولاً دو مهاربند طبقه بالا و پایین به گره اتصال تیر و ستون متصل می‌شوند و لذا در این اتصالات به هر دو بال بالایی و پایینی تیر ورق گاست متصل می‌شود. بنابراین برای شبیه‌سازی نهایی یک قاب ساختمانی واقعی، به مشخصات این نوع اتصال نیز نیاز است. بنابراین اتصالی با همان مشخصات، این بار به‌گونه‌ای که تیر در وسط ارتفاع ستون به آن متصل شده و دو ورق گاست در بالا و پایین داشته باشد، شبیه‌سازی می‌شود. در ادامه، هنگام شبیه‌سازی قاب آزمایش در نرم‌افزار Opensees، رفتار به‌دست‌آمده از نرم‌افزار Abaqus، برای اتصالات تعریف می‌شود و بدین ترتیب تحلیل دقیقی از رفتار کل به‌دست می‌آید. نتایج حاصل از نرم‌افزار Abaqus برای هر یک از سه نوع اتصال شبیه‌سازی شده، ارائه می‌شود.

اتصال دارای یک ورق گاست:

نخستین مدل‌سازی برای حالتی که اتصال تیر به ستون فقط در یک طرف تیر دارای ورق گاست باشد، صورت گرفت. شکل‌های (۸) و (۹) این اتصال و مش‌بندی اعضا را در محل اتصال برای شبیه‌سازی اول نشان می‌دهد. شکل (۱۰) نیز همین اتصال را پس از انجام یک تحلیل و استخراج تغییر مکان‌ها نشان می‌دهد. نتایج به‌دست‌آمده برای این اتصال در جدول (۲) نشان داده شده است.



شکل ۷- ابعاد ورق گاست قاب آزمایش [۷]

۳-۲- شبیه‌سازی اتصال در نرم‌افزار Abaqus

برای مدل‌سازی مصالح در نرم‌افزار Abaqus از مصالح استفاده شده در آزمایش یعنی فولاد ASTM A992 برای تیر و ستون، فولاد ASTM A500B/C برای مهاربند و فولاد ASTM A572 برای ورق گاست استفاده شده است. برای مدل‌سازی اجزای فولادی از المان پوسته (S4R) با معیار تسلیم فون میسز، برای مدل‌سازی از المان چهارگره‌ای و به‌منظور انتخاب اندازه مش از یک آنالیز حساسیت مش‌بندی استفاده شده است. جدول (۱) مقادیر لنگر و دوران را برای یک ورق گاست برای اندازه‌های متفاوت مش ارائه می‌کند. با توجه به این جدول و همچنین هزینه محاسباتی مش‌های ریزتر، المان‌ها با اندازه ماکزیمم ۲/۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شدند.

اتصالات تیر به ستون صرفاً توسط ورق جان برقرار شده است. در نرم‌افزار Abaqus برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، کافی است منحنی تنش-کرنش غیرخطی مصالح به‌صورت جدولی معرفی شود. باید توجه داشت که نمودار تنش و کرنش واقعی^۱ (و نه اسمی) به نرم‌افزار معرفی شود. روابط بین تنش و کرنش واقعی و اسمی در زیر آورده شده است:

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (1)$$

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (2)$$

همچنین نرم‌افزار آباکوس ویژگی‌های الاستیک و پلاستیک را برخلاف نرم‌افزار Opensees به‌صورت جداگانه در نظر می‌گیرد. بنابراین بعد از معرفی مدول الاستیسیته در قسمت الاستیک، باید رفتار الاستیک را از رفتار کل جدا نمود تا رفتار پلاستیک به‌دست آید. سپس رفتار پلاستیک به‌طور جداگانه به نرم‌افزار ارائه می‌شود:

¹ True Stress-Strain Curve

جدول ۱- نتایج Abaqus برای حالت تسلیم اتصال با یک ورق گاست با اندازه متفاوت مش‌ها

اندازه مش (cm)	لنگر (M) kg-m	دوران (θ) Rad.
۴	۳۹۲۲۰	$1/33 \times 10^{-2}$
۳/۵	۳۸۳۲۱	$1/35 \times 10^{-2}$
۳	۳۷۶۱۵	$1/37 \times 10^{-2}$
۲/۵	۳۷۱۲۰	$1/39 \times 10^{-2}$
۲	۳۷۰۲۳	$1/40 \times 10^{-2}$

جدول ۲- نتایج Abaqus برای اتصال با یک ورق گاست

حالت	لنگر (M) kg-m	دوران (θ) Rad.
حالت تسلیم	۳۷۱۲۰	$1/39 \times 10^{-2}$
حالت نهایی	۴۶۴۶۰	$3/755 \times 10^{-2}$

اتصال بدون ورق گاست:

دومین شبیه‌سازی برای اتصال بدون ورق گاست است که نتایج آن در جدول (۳) قابل مشاهده است.

جدول ۳- نتایج Abaqus برای اتصال بدون ورق گاست

حالت	لنگر (M) kg-m	دوران (θ) Rad.
حالت تسلیم	۱۱۰۷۰	$1/04 \times 10^{-2}$
حالت نهایی	۱۲۳۶۰	$2/28 \times 10^{-2}$

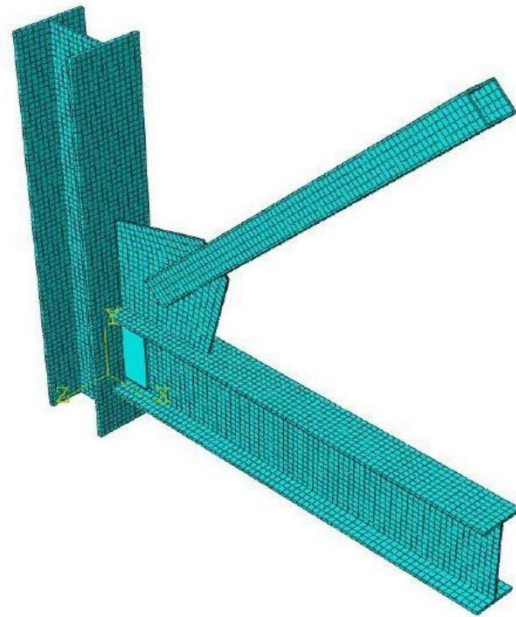
اتصال دارای دو ورق گاست:

سومین شبیه‌سازی برای اتصال دارای دو ورق گاست در بال بالایی و پایینی تیر صورت گرفت. نتایج به دست آمده برای این اتصال در جدول (۴) نشان داده شده است.

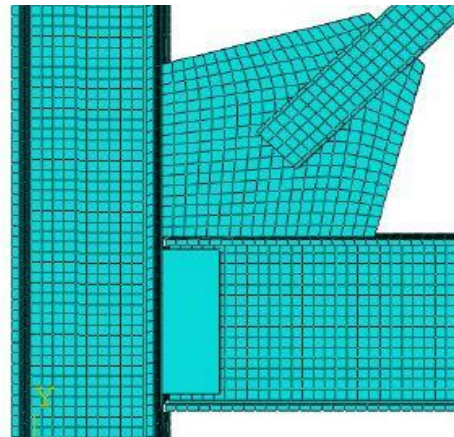
جدول ۴- نتایج Abaqus برای اتصال با دو ورق گاست

حالت	لنگر (M) Kg-m	دوران (θ) Rad.
حالت تسلیم	۵۴۹۴۰	$1/75 \times 10^{-2}$
حالت نهایی	۶۴۷۴۰	$3/84 \times 10^{-2}$

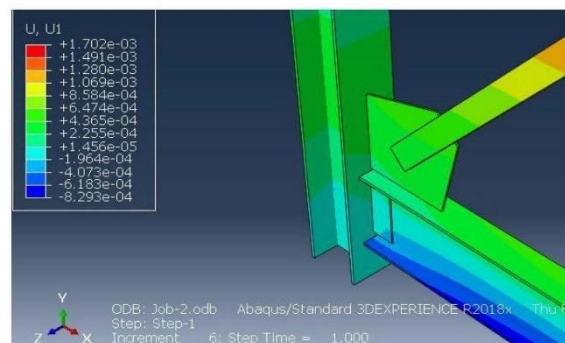
نتایج فوق نشان می‌دهد که این اتصال‌ها لنگر قابل توجهی را تحمل می‌کنند و در این مرحله هنوز نمی‌توان درباره میزان تأثیر این مسئله بر رفتار قاب ساختمانی قضاوت نمود، زیرا محتمل



شکل ۸- مدل اتصال اول (دارای یک ورق گاست)



شکل ۹- شبکه‌بندی ورق گاست در شبیه‌سازی اول



شکل ۱۰- کانتور تغییر مکان در مدل اتصال اول

است که این مقادیر سختی در برابر سختی جانبی بالای مهاربندها قابل چشم‌پوشی باشند.

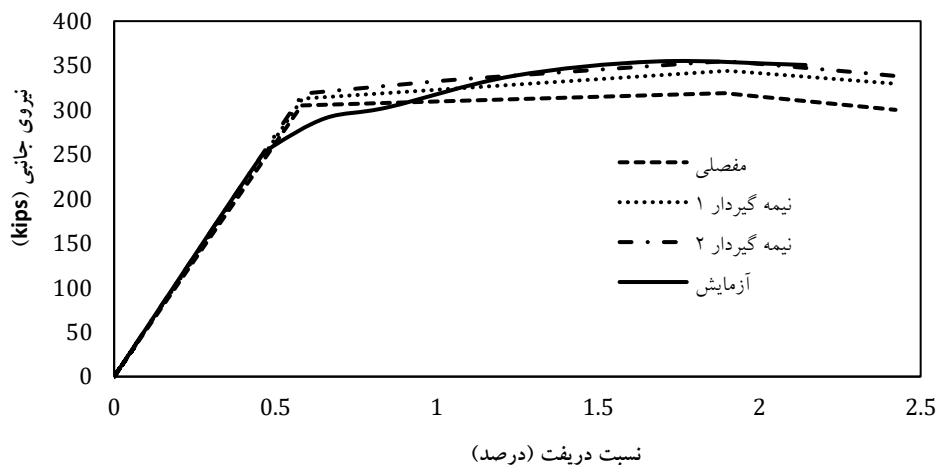
۲-۴- تحلیل قاب آزمایش در نرم‌افزار Opensees

در این بخش قاب آزمایش با تمام جزئیات در نرم‌افزار Opensees شبیه‌سازی می‌شود. در این قاب مهاربندها با استفاده از المان خریایی مدل شده‌اند. برای مدل‌سازی تیر و ستون از پلاستیسیته گسترده به روش رشته‌ای استفاده شد. نوع المان نیز المان غیرخطی بر اساس نیرو انتخاب شد.

رفتار اتصال‌ها با استفاده از المان با طول صفر^۱ و رفتار لنگر-انحنای به‌دست‌آمده از Abaqus تعریف می‌شود. مقایسه رفتار به‌دست‌آمده برای قاب با رفتار واقعی آن تحت آزمایش، این تحقیق را به نتیجه‌گیری نهایی درباره رفتار واقعی اتصال‌ها می‌رساند. شایان‌ذکر است که ارتباط میان شبیه‌سازی و تحلیل اتصال در نرم‌افزار Abaqus و شبیه‌سازی و تحلیل کل قاب در نرم‌افزار Opensees یک ارتباط یک‌طرفه نیست و صرفاً نتایج اولی در دومی وارد نشده، بلکه این دو مدل‌سازی نسبت به یکدیگر به‌صورت مکمل عمل کرده و در یک عملیات رفت و برگشتی و با انجام اصلاحات چندباره نهایتاً این تحلیل را به دقیق‌ترین مدل‌سازی برای اتصال رساندند. به‌منظور دقت بالاتر در مدل‌سازی رفتار سازه در محدوده غیرخطی، به‌جای ساده‌سازی رفتار مصالح به‌صورت دوخطی، در حد امکان رفتار کامل آن تعریف می‌شود. در این شبیه‌سازی، اتصالات به سه حالت مختلف مدل شده‌اند: مدل (۱) همه اتصالات به‌صورت مفصلی کامل؛ مدل (۲) دو اتصال دارای ورق

گاست با رفتار واقعی به‌دست‌آمده از Abaqus و دو اتصال بدون ورق گاست به‌صورت مفصلی کامل؛ مدل (۳) همه اتصالات با رفتار واقعی به‌دست‌آمده از Abaqus.

شبیه‌سازی مدل ۱، حالتی است که در آن اتصالات دارای گاست، به‌صورت مفصلی کامل در نظر گرفته شده است. این مدل صرفاً برای مقایسه با مدل واقعی ساخته شد. در مدل ۲، اتصالات دارای گاست با رفتار واقعی مدل شدند و تصور شد که رفتار این قاب انطباق مناسبی با قاب آزمایش داشته باشد؛ اما این‌گونه نبود و لذا مدل ۳ ساخته شد که در آن همه اتصالات اعم از دارای ورق گاست و بدون ورق گاست با رفتار واقعی خود مدل شدند. انطباق مناسب رفتار این نمونه با قاب آزمایش، تحقیق را بر آن داشت که برای درک رفتار واقعی قاب‌ها همه اتصالات با رفتار واقعی‌شان مدل‌سازی شود؛ بنابراین عملکرد مکمل مدل‌سازی اتصالات در آباکوس و مدل‌سازی و رفتارسنجی کل قاب در Opensees، این تحقیق را به مناسب‌ترین شیوه مدل‌سازی اتصالات برای رسیدن به رفتار واقعی قاب رساند. آنچه تاکنون درباره رفتار نیمه‌گیردار اتصال گفته شد، فقط مربوط به اتصال تیر به ستون است و اتصال مهاربند به گره اتصال در همه حالات مفصلی کامل فرض می‌شود. اساساً فرض بر این است که در مهاربند فقط نیروی محوری وجود دارد و حتی در مدل‌سازی‌ها برای آن از المان خریایی استفاده می‌شود. در شکل (۱۱) نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی نسبی به‌دست‌آمده برای هر یک از سه مدل در مقایسه با نمودار مربوط به آزمایش کتولکا [۸] ارائه شده است.



شکل ۱۱- نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی نسبی قاب، برای چهار حالت مدل‌سازی Opensees و نمونه واقعی آزمایش

¹ Zero length

مدل‌سازی‌هایی که با شماره‌های ۱ الی ۳ معرفی شد، در نمودار فوق به ترتیب با نام‌های «مفصلی»، «نیمه‌گیردار ۱»، و «نیمه‌گیردار ۲» مشخص شده‌اند. همان‌طور که گفته شد، منحنی «نیمه‌گیردار ۲» مربوط به حالتی است که در آن همهٔ اتصالات (دارای ورق گاست و بدون آن)، با رفتار واقعی خود تعریف شده‌اند. این مدل که در واقع با ارتقا و تکمیل مدل «نیمه‌گیردار ۱» به دست آمده، کامل‌ترین حالت ممکن است. چنانچه مشاهده می‌شود نمودار مربوط به این مدل به طرز قابل‌توجهی با نمودار قاب آزمایش انطباق دارد. بنابراین اکنون هدف در بخش اول تحقیق یعنی رسیدن به تعریف مناسب از رفتار واقعی اتصالات محقق شده و از درستی نتایج اطمینان حاصل شد. اکنون باید با تعریف این رفتار در قاب ساختمانی واقعی، میزان تأثیرگذاری آن بررسی شود.

۳- شبیه‌سازی بخش دوم

در این قسمت ابتدا یک یا چند قاب مهاربندی ساختمانی طراحی شده برای بارهای ثقلی و جانبی انتخاب می‌شود. سپس این قاب(ها) یک بار با فرض عملکرد مفصلی برای اتصالات (فرض رایج در طراحی‌ها) و بار دیگر با فرض رفتار واقعی به دست آمده در بخش قبل، در نرم‌افزار Opensees شبیه‌سازی می‌شوند. با بررسی میزان تأثیر نیمه‌گیرداری اتصالات، قضاوت نهایی دربارهٔ اهمیت این مسئله در یک قاب ساختمانی واقعی انجام می‌شود.

۳-۱- انتخاب قاب ساختمانی

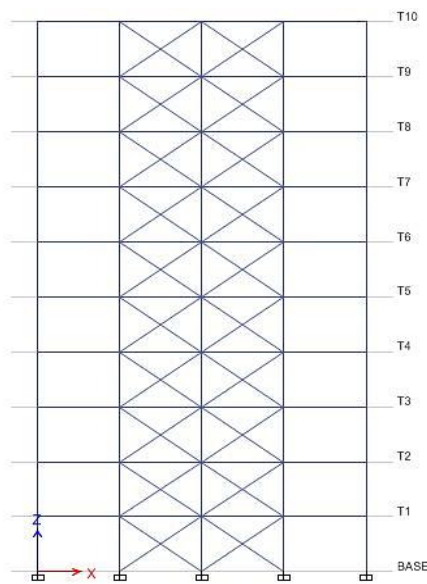
در انتخاب قاب مورد بررسی، دارا بودن چهار خصوصیت مدنظر است: ۱- قاب(های) مورد نظر از نظر مقیاس و تعداد دهانه‌ها و طبقات و سایر مشخصات حتی‌الامکان شبیه قاب‌های ساختمانی رایج باشند؛ ۲- ترجیحاً دو یا چند نمونه قاب مشابه با تعداد طبقات مختلف، طراحی شده و در دسترس باشد تا در صورت نیاز امکان بررسی چند نمونه قاب با تعداد طبقات مختلف وجود داشته باشد؛ ۳- برای اطمینان ترجیحاً قاب مورد نظر در یک پروژه علمی دانشگاهی طراحی شده و مورد استناد قرار گرفته باشد؛ ۴- مشخصات فولاد مورد استفاده در اعضای قاب، حتی‌الامکان به مشخصات فولاد قاب آزمایش **کتولکا** نزدیک باشد تا نتایج به دست آمده بر اساس آن آزمایش در این بخش نیز قابل‌استفاده و معتبر باشد. شایان‌ذکر است که فولاد مورد استفاده در قاب آزمایش **کتولکا** [۷] پرمقاومت بوده و مشخصات آن شبیه فولاد ST52 است. با نظر به چهار خصوصیت مذکور، قاب‌های

طراحی شده توسط **اصغری** انتخاب شد [۲۶]. در مقالهٔ مذکور، برای بررسی موضوع مورد نظر، ۱۶ نمونه قاب دوبعدی ده طبقهٔ مهاربندی‌شده طراحی شده بود.

در این تحقیق قاب ۱۰ طبقه به‌عنوان یک قاب میان‌مرتبه، گزینهٔ اصلی برای بررسی و تحلیل است. همچنین قاب پنج طبقه نیز به‌عنوان یک قاب کوتاه‌مرتبه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۳-۲- معرفی قاب‌ها

قاب‌های مورد بررسی چهار دهانه هستند و در دو دهانهٔ میانی، مهاربندی همگرای ضربدری وجود دارد. قاب‌ها طبق استانداردهای ملی ساختمان برای بارهای ثقلی مرده و زنده و بار جانبی زلزله طراحی شده‌اند. فرض طراحی بر این است که این قاب‌ها جزئی از یک قاب سه‌بعدی بوده و بار جانبی آن را تحمل می‌کنند. بنابراین مشخصات آن‌ها مطابق قاب‌های ساختمانی واقعی و کاربردی است. قاب ۱۰ طبقه در شکل (۱۲) ملاحظه می‌شود. طول همهٔ دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع تمامی طبقات ۳/۴ متر است. برای همهٔ ستون‌ها، تیرها و مهاربندها به ترتیب از مقاطع قوطی، آشکل و لوله‌ای استفاده شده است. تکیه‌گاه همهٔ ستون‌ها، گیردار کامل است. برای تمامی اعضا یک نوع فولاد تعریف شده که منحنی تنش-کرنش آن در اختیار قرار دارد که مطابق منحنی فولاد ST52 است.



شکل ۱۲ - قاب ۱۰ طبقه مورد بررسی [۲۶]

۳-۳- شبیه‌سازی قاب‌ها در نرم‌افزار Opensees

تحلیل‌های اصلی بر روی قاب ۱۰ طبقه انجام می‌شود، اما به‌منظور جلوگیری از احتمال خطا و برای معتبرتر شدن نتایج، قاب پنج‌طبقه نیز به‌صورت مکمل مورد بررسی قرار می‌گیرد. هریک از دو قاب

(۱۰ و ۵ طبقه) دو بار شبیه‌سازی می‌شود. در شبیه‌سازی اول، مطابق فرض رایج طراحی قاب‌های فولادی مهاربندی، همه اتصال‌های تیر به ستون به صورت مفصلی تعریف می‌شوند؛ در شبیه‌سازی دوم، هریک از انواع اتصال‌ها، با رفتار مخصوص به خود که در بخش قبل به دست آمد تعریف می‌شوند.

در مدل‌سازی نکات مهمی لحاظ شده که عبارتند از: در قاب‌های این بخش و بخش قبل، اثرات $P-\Delta$ برای ستون‌ها در نظر گرفته شد و در شبیه‌سازی قاب‌ها، ناحیه صلب دو انتهای تیر و ستون در محل تقاطع آن‌ها با یکدیگر، در نظر گرفته شد؛ دو انتهای تیر که با مقطع ستون تقاطع دارد، در طولی به اندازه نصف مقطع ستون، صلب بوده و عملکرد خمشی ندارند. این مسئله به صورت متناظر برای دو انتهای ستون نیز برقرار است. در سازه‌های فولادی به علت کوچکی مقاطع از تأثیر این مسئله چشم‌پوشی می‌شود، ولی در این پژوهش برای دقت بیشتر در نظر گرفته شد.

۳-۴- تحلیل شبه استاتیکی در Opensees

در ابتدا برای به دست آوردن دید کلی از رفتار قاب‌ها و تأثیر گیرداری اتصالات، یک تغییرمکان شبه‌استاتیکی به سازه اعمال می‌شود. این بارگذاری، تغییرمکان کنترل است. با توجه به تحلیل‌های اولیه، تغییرمکان ۶۰ سانتی‌متر در طبقه دهم، به عنوان معیار انتهای بارگذاری قاب ۱۰ طبقه در نظر گرفته شد. اعمال تغییرمکان جانبی به طبقات، بر اساس الگوی مثلثی صورت می‌گیرد. بنابراین تغییرمکان اعمال شده به هر طبقه، ۶ سانتی‌متر کم‌تر از طبقه بالایی است و در تراز کف به صفر می‌رسد. برای قاب پنج طبقه نیز بارگذاری و تحلیل به صورت مشابه انجام می‌شود. معیار انتهای بارگذاری، تغییرمکان حداکثر ۳۰ سانتی‌متر برای طبقه پنجم در نظر گرفته شد.

۳-۵- تحلیل تاریخچه زمانی در Opensees

به منظور قضاوت نهایی، باید قاب تحت بارگذاری زلزله تحلیل شود. برای این موضوع، تحلیل تاریخچه زمانی انجام می‌شود. بنابراین با توجه به غیرخطی بودن مدل‌سازی، یک تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام می‌شود. برای تعریف مصالح در نرم‌افزار Opensees از مصالح هیستریک استفاده شده است. در این مصالح با وارد کردن مقادیر منحنی تنش-کرنش مصالح در چند نقطه حساس از جمله در حالت تسلیم و حالت نهایی رفتار مصالح با دقت بالایی تعریف می‌شود.

تحلیل تاریخچه زمانی، بر روی قاب ۱۰ طبقه انجام می‌شود. برای این منظور با در نظر گرفتن مشخصات زلزله و شرایط ساختگاه، سه شتابنگاشت متعلق به زلزله‌های سال ۱۹۹۰ در منجیل ایران، ۱۹۹۵ در کوبه ژاپن و ۱۹۹۹ هکتورماین در کالیفرنای آمریکا در نظر گرفته شد.

خاک ساختگاه سازه نوع ۲ و شتاب مبنای طرح $g/0.35$ فرض شد که فرضیات رایج و معمول هستند. در طراحی قاب ۱۰ طبقه، زمان تناوب $1/11$ ثانیه تعیین شده که همین مقدار، ملاک عمل قرار گرفت. ضریب مقیاس نهایی شتابنگاشت‌ها بر اساس روش آیین‌نامه ۲۸۰۰ به دست آمد [۲۷] که عبارتند از: ضریب مقیاس شتابنگاشت زلزله منجیل: $1/4553$ ، ضریب مقیاس شتابنگاشت زلزله کوبه: $1/8325$ و ضریب مقیاس شتابنگاشت زلزله هکتورماین: $1/8840$.

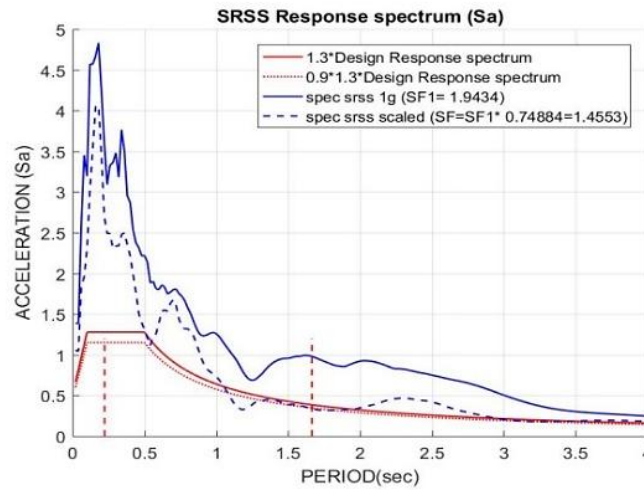
به عنوان نمونه شکل (۱۳) طیف پاسخ شتابنگاشت زلزله منجیل را در مقایسه با $1/3$ برابر طیف طرح استاندارد نشان می‌دهد. در این شکل محدوده 0.2 تا $1/5$ برابر تناوب سازه مشخص شده و با ضرب عدد 0.9 در $1/3$ برابر طیف طرح استاندارد، و مقایسه آن با طیف زلزله، ضریب مقیاس نهایی به دست آمده است. همچنین میرایی ۲ درصد برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی به مدل اختصاص داده شده است.

۴- نتایج شبیه‌سازی‌ها

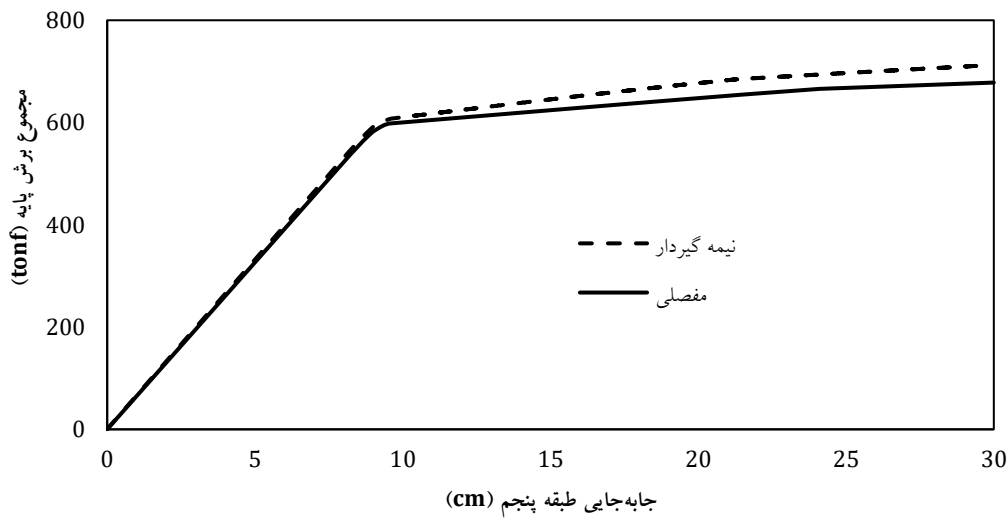
در این قسمت ابتدا نتایج تحلیل‌های شبه‌استاتیکی برای قاب پنج طبقه و سپس نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی برای قاب ۱۰ طبقه، ارائه می‌شود.

۴-۱- نتایج تحلیل‌های شبه‌استاتیکی

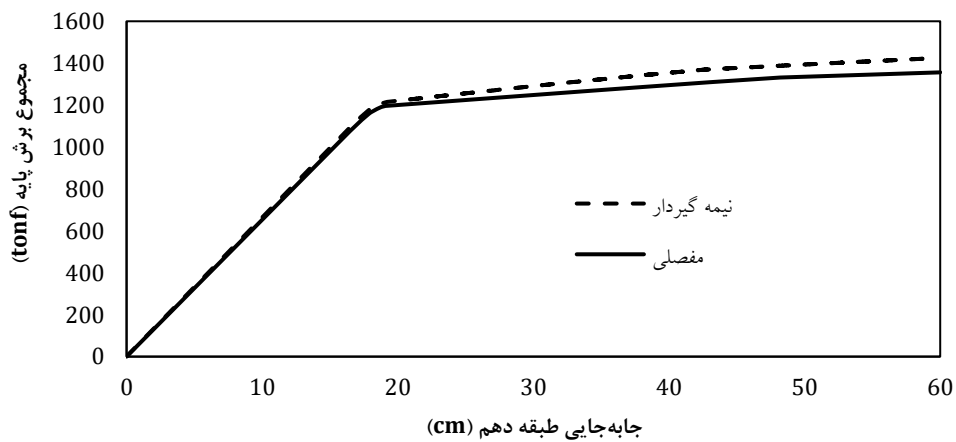
نتایج تحلیل شبه‌استاتیکی برای قاب پنج طبقه و ۱۰ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) ارائه می‌شود. همچنین جدول (۵) مقادیر برش پایه مدل‌های نیمه‌گیردار را با مدل مفصلی برای قاب پنج طبقه مورد مقایسه قرار داده و درصد اختلاف نسبی را نیز ارائه می‌کند. نمودار شکل (۱۴) نشان می‌دهد که رفتار قاب مفصلی و نیمه‌گیردار در محدوده خطی بسیار به یکدیگر نزدیک و اختلاف آن‌ها قابل چشم‌پوشی است. با توجه به این نمودار و بر اساس مقادیر جدول (۴)، در محدوده خطی، به ازای تغییرمکان برابر، نیروی جانبی قاب نیمه‌گیردار پنج طبقه حداکثر $1/75$ درصد بیش‌تر از قاب مفصلی نظیر، است. این مقدار در محدوده غیرخطی رو به افزایش است و در انتها حداکثر به $5/05$ درصد می‌رسد.



شکل ۱۳- نمودار طیف پاسخ شتابنگاشت زلزله منجیل



شکل ۱۴- نمودار برش پایه-تغییر مکان طبقه پنجم برای قاب پنج طبقه



شکل ۱۵- نمودار برش پایه-تغییر مکان طبقه دهم برای قاب ۱۰ طبقه

جدول ۵- مقایسه مقادیر برش پایه (قاب پنج طبقه)

تغییر مکان جانبی طبقه پنجم (cm)	برش پایه نمونه مفصلی (tonf)	برش پایه نمونه نیمه گیردار (tonf)	اختلاف نسبی دو مقدار (درصد)
۵	۳۲۶/۴۵	۳۳۲/۱۷	۱/۷۵
۱۰	۶۰۰/۲۰	۶۱۰/۴۴	۱/۷۱
۱۵	۶۲۴/۱۰	۶۴۵/۳۱	۳/۴۰
۲۰	۶۴۷/۶۸	۶۷۶/۹۹	۴/۵۳
۲۵	۶۶۷/۶۹	۶۹۶/۸۱	۴/۳۶
۳۰	۶۷۷/۶۹	۷۱۱/۹۳	۵/۰۵

۴-۲- نتایج تحلیل های تاریخچه زمانی

تحلیل تاریخچه زمانی بر روی قاب ۱۰ طبقه، مرحله اصلی و نهایی تحقیق است. برای این تحلیل، قاب در دو حالت مفصلی و نیمه گیردار شبیه سازی شد. در مدل اول، مطابق فرض رایج طراحی ها همه اتصالات مفصلی فرض شدند و در مدل دوم همه اتصالات (اعم از دارای ورق گاست و بدون آن) با رفتار واقعی که برای آن ها به دست آمد تعریف شدند. برای این تحلیل از شتابنگاشت سه زلزله منجیل، کوبه و هکتور ماین استفاده شد. وقتی از شتابنگاشت سه زلزله استفاده می شود حداکثر پاسخ های به دست آمده از سه زلزله ملاک قرار می گیرد. برای بررسی و مقایسه نتایج، شش پارامتر مهم انتخاب شدند که عبارتند از زمان تناوب سازه، نیروی جانبی (برش پایه)، تغییر مکان طبقه آخر،

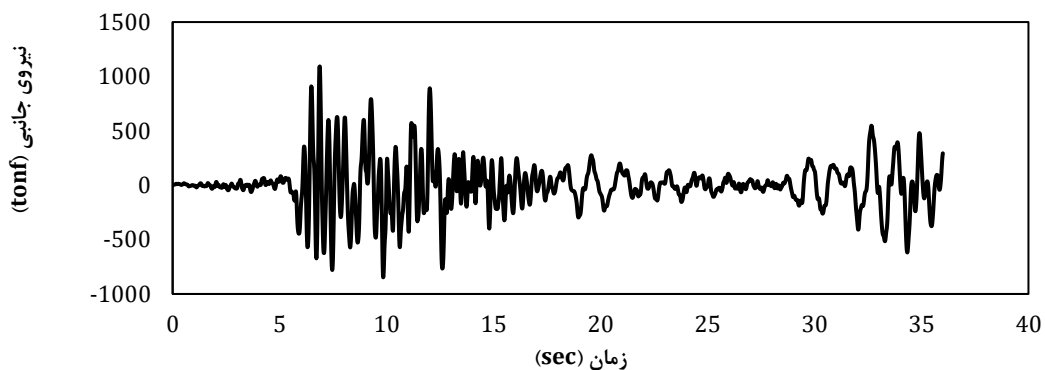
جابه جایی نسبی طبقات، لنگر ستون ها و لنگر دو انتهای تیرها. نتایج به دست آمده برای هر یک در ادامه ارائه می شود.

تناوب سازه و سختی آن:

زمان تناوب اصلی قاب ۱۰ طبقه در مدل مفصلی ۱/۱۰ ثانیه و در مدل نیمه گیردار ۱/۰۶ ثانیه به دست آمد. مطابق انتظار تناوب سازه در مدل نیمه گیردار کم تر است (سختی بیش تر سازه)، اما تفاوت دو مقدار ۰/۰۴ ثانیه و به عبارتی ۳/۶۴ درصد بوده و ناچیز است. شایان ذکر است که در واقعیت به ندرت ممکن است که سازه حتی نیمی از تغییر مکان غیر خطی که در تغییر مکان شبه استاتیکی اعمال شد را تجربه نماید. این مطلب از مقایسه تغییر مکان طبقه پنجم قاب پنج طبقه تحت زلزله های شدید منجیل، کوبه و هکتور ماین مشخص است، چرا که در این سه زلزله حداکثر تغییر مکان طبقه بالا به ترتیب حدود ۶/۵، ۱۰/۵ و ۱۴ سانتی متر بود در حالی که در تحلیل شبه استاتیک، تغییر مکان ۳۰ سانتی متری به آن اعمال شد. لذا درصد اختلاف های ۵/۰۵ درصد و ۱۲/۹۰ درصد برای محدوده غیر خطی، دست بالا و غیر واقعی است. بنابراین در قاب مهاربندی فولادی، تأثیر نیمه گیرداری اتصالات بر میزان سختی قاب، در محدوده خطی بسیار ناچیز و در محدوده غیر خطی نیز اندک است. این تأثیر حتی در حالت غیر واقعی که همه اتصالات گیردار کامل فرض شوند نیز زیاد نیست.

نیروی جانبی وارده:

در شکل (۱۶) به عنوان نمونه، نمودار نیروی جانبی وارد بر قاب مفصلی بر حسب زمان، تحت زلزله منجیل نشان داده شده است.



شکل ۱۶- نمودار نیروی جانبی وارد بر قاب مفصلی بر حسب زمان، در زلزله منجیل

را نشان می دهد. همچنین، درصد اختلاف نسبی دو مقدار ارائه شده است.

جدول (۶) برای هر یک از سه زلزله، حداکثر نیروی جانبی وارد شده بر هر یک از دو قاب (مفصلی و نیمه گیردار)

جدول ۶- حداکثر نیروی جانبی وارد به قاب

زلزله	حداکثر نیروی جانبی		اختلاف نسبی دو مقدار (درصد)
	وارد بر قاب (tonf)		
	مفصلی	نیمه‌گیردار	
منجیل	۱۰۹۱/۶۱	۱۱۰۳/۳۰	۱/۰۷
کوبه	۱۱۴۲/۴۳	۱۱۶۱/۹۳	۱/۷۱
هکتورماین	۱۰۳۶/۸۰	۱۰۵۱/۷۱	۱/۴۴

از آنجاکه سختی مدل نیمه‌گیردار بیش‌تر است، انتظار می‌رود نیروی وارد بر این قاب بیش‌تر از حالت مفصلی بوده و تغییر مکان جانبی طبقات کم‌تر باشد. نتایج جدول (۶) نشان می‌دهد که مطابق انتظار، نیروی جانبی وارد بر قاب نیمه‌گیردار، بیش‌تر از مدل مفصلی است؛ اما اختلاف ناچیز و در بیش‌ترین مورد (برای زلزله کوبه) ۱/۷۱ درصد است.

تغییر مکان طبقه آخر

جدول (۷) حداکثر تغییر مکان جانبی طبقه دهم در هر یک از سه زلزله را برای هر یک (مفصلی و نیمه‌گیردار) نشان می‌دهد. درصد اختلاف نسبی مقادیر دو قاب نیز ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود اختلاف ناچیز بوده و در بیش‌ترین مورد برای زلزله هکتورماین ۲/۷۸ درصد است.

جدول ۷- حداکثر تغییر مکان جانبی طبقه دهم

زلزله	حداکثر تغییر مکان طبقه دهم (cm)		اختلاف نسبی دو مقدار (درصد)
	مفصلی	نیمه‌گیردار	
منجیل	۱۴/۴	۱۴/۷	۲/۰۸
کوبه	۲۱/۸	۲۱/۳	۲/۲۹
هکتورماین	۲۸/۸	۲۸/۰	۲/۷۸

جابه‌جایی نسبی طبقات:

حداکثر تغییر مکان نسبی ایجاد شده در طبقات برای هر زلزله، در جدول (۸) مشاهده می‌شود. همچنین تفاوت دو مقدار ارائه شده و نیز در هر مورد ذکر شده که بیش‌ترین مقدار، مربوط به کدام طبقه است. مقادیر حداکثر تغییر مکان نسبی معمولاً در طبقات پایین (طبقات ۱ و ۲) رخ می‌دهند. اما در این پژوهش، بعضاً در طبقات ۸ و ۱۰ دیده می‌شود.

جدول ۸- حداکثر تغییر مکان نسبی ایجاد شده در طبقات و شماره طبقه مربوطه

زلزله	حداکثر تغییر مکان نسبی ایجاد شده		اختلاف نسبی دو مقدار (درصد)
	در طبقات (cm)		
	مفصلی	نیمه‌گیردار	
منجیل	۴/۰۵ (طبقه ۱۰)	۴/۰۸ (طبقه ۱۰)	۰/۷
کوبه	۸/۱۳ (طبقه ۱۰)	۷/۴۵ (طبقه ۸)	۸/۴
هکتورماین	۴/۳۹ (طبقه ۲)	۴/۲۲ (طبقه ۲)	۳/۹

علت این است که در این دو طبقه، مقطع مهاربندها به یک‌باره نسبت به طبقات قبلی ضعیف شده و سختی طبقه، کاهش شدید داشته است. حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات نیز باید در نمونه نیمه‌گیردار کم‌تر از نمونه مفصلی باشد. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده، حداکثر تغییر مکان نسبی ایجاد شده در طبقات در بیش‌ترین مورد (زلزله کوبه) ۸/۴ درصد اختلاف داشت که نسبتاً تأثیر قابل‌توجهی است.

لنگر خمشی ستون‌ها:

لنگر ایجاد شده در ستون‌ها یکی از مهم‌ترین عوامل مورد بررسی است، چراکه مفصلی یا نیمه‌گیردار بودن اتصالات تأثیر زیادی بر آن دارد. در ادامه نتایج به‌دست‌آمده برای لنگر ستون‌های طبقات ۱ و ۵ ارائه می‌شود. به‌منظور پیش‌گیری از طولانی‌شدن، فقط نتایج مربوط به زلزله منجیل ارائه می‌شود. اعداد ارائه‌شده برای هر ستون، لنگر خمشی بالای ستون را نشان می‌دهد. جدول (۹) لنگر خمشی ایجاد شده در بالای ستون‌های طبقه اول قاب‌های مفصلی و نیمه‌گیردار را تحت زلزله منجیل نشان می‌دهد. در این جدول برای هر ستون، مقادیر حداکثر لنگر مثبت و منفی و بازه بین این دو مشخص شده است. همچنین جدول (۱۰) نیز لنگر خمشی ایجاد شده در بالای ستون‌های طبقه پنجم قاب‌های مفصلی و نیمه‌گیردار را تحت زلزله منجیل نشان می‌دهد. در این جدول برای هر ستون، حداکثر لنگر مثبت و منفی ارائه شده است.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مطابق انتظار لنگر خمشی ستون‌ها در قاب دارای اتصالات نیمه‌گیردار بیش‌تر از قاب مفصلی است. پیش از بررسی نتایج ستون‌ها تذکر چند نکته ضروری است؛ در قاب مورد بررسی، دو دهانه میانی قاب دارای مهاربند هستند، بنابراین از پنج ستون قاب، دو ستون طرفین (ستون‌های شماره

ستون‌های ۱، ۳ و ۵ طبقه پنجم که لنگر کم‌تری دارند (کم‌تر از ۱ ton-m)، لنگر افزوده شده برجسته‌تر است. لنگر پلاستیک مورد انتظار برای یک مقطع از رابطه (۴) به دست می‌آید.

$$M_{p,exp} = 1.1R_y F_y Z_x \quad (4)$$

که (R_y) نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم ثبت شده برای مصالح تیر است که این نسبت معمولاً ۱/۱ در نظر گرفته می‌شود؛ (F_y) حداقل تنش تسلیم ثبت شده برای مصالح تیر و (Z_x) اساس مقطع پلاستیک (مدول مقطع پلاستیک) تیر حول محور خمش (محور x) است. در این پژوهش، برای چند مورد از ستون‌هایی که مقاطع ضعیفی داشته و لنگر افزوده شده آن‌ها در مقایسه با لنگر قبلی آن‌ها قابل توجه بود، با استفاده از رابطه (۴) لنگر پلاستیک مقطع محاسبه شد.

جدول ۱۰- حداکثر لنگرهای مثبت و منفی ایجاد شده در بالای ستون‌های طبقه پنجم تحت زلزله منجیل

شماره ستون	مفصلی	نیمه گیردار
(از چپ به راست)	لنگر مثبت و منفی (kg-m)	لنگر مثبت و منفی (kg-m)
یک	۲۰۵	۲۱۳۵
دو	۵۷۱۳	-۹۹
سه	۵۱۰	-۶۹۵۶
چهار	۵۵۲۶	۱۸۱۳
پنج	۱۹۹	-۲۴۱۷
	-۲۱۸	۵۵۸۲
	-۶۶۰۴	-۸۶۱۳
	۱۹۹	-۲۱۹
	-۲۱۸	-۲۴۴۸

لنگر پلاستیک این مقاطع بین ۱۳ تا ۴۳ (ton-m) بود؛ درحالی‌که لنگر این مقاطع پس از افزایش در بیش‌ترین حالت به حدود ۳ (ton-m) می‌رسد. بنابراین حتی ستون‌های ضعیف قاب نیز با افزایش لنگر ناشی از نیمه‌گیرداری اتصالات، به محدوده پلاستیک نزدیک نمی‌شوند. لذا از این نظر تغییر عمده‌ای در فرضیات طراحی رخ نمی‌دهد.

در قاب‌های مهاربندی فولادی، به علت عملکرد نیمه‌گیردار اتصالات، لنگر ایجاد شده در ستون‌ها، در واقعیت بیش از مقداری

یک و پنج هر طبقه) اتصالی با مهاربندها ندارند. مقطع این دو ستون نیز به طور قابل توجهی ضعیف‌تر از سایر ستون‌ها است. از میان سه ستون میانی (ستون‌های شماره دو، سه و چهار هر طبقه) مقاطع ستون‌های دو و چهار بسیار قوی و مقطع ستون‌های سه متوسط طراحی شده است. به همین سبب به طور کلی لنگر ایجاد شده در ستون‌های دو و چهار هر طبقه بسیار بیش‌تر از سایر ستون‌های همان طبقه بوده و لنگر ستون‌های طرفین (ستون‌های یک و پنج هر طبقه) بسیار کم است. به علت تقارن قاب، ستون‌های نظیر هم از طرفین، بارهای مشابهی دارند. طبیعی است که لنگر ستون‌های طبقات پایین بسیار بیش‌تر از طبقات بالا باشد. با عنایت به نکات بالا و بررسی مقادیر ارائه شده در جدول‌های (۹) و (۱۰) نتیجه‌گیری می‌شود در ستون‌هایی که مقادیر بالایی از لنگر خمشی را تحمل می‌کنند، تأثیر نیمه‌گیرداری اتصالات و افزایش لنگر به این علت دیده نمی‌شود. این مسئله در مورد ستون‌های شماره ۲ و ۴ طبقه اول صادق است. لنگر این ستون‌ها بیش از ۱۰ (ton-m) است و تأثیری از افزایش لنگر در نمونه نیمه‌گیردار دیده نمی‌شود.

جدول ۹- حداکثر لنگرهای مثبت و منفی ایجاد شده در بالای ستون‌های طبقه اول تحت زلزله منجیل

شماره ستون	مفصلی	نیمه گیردار
(از چپ به راست)	لنگر مثبت و منفی (ton-m)	لنگر مثبت و منفی (ton-m)
یک	۰/۵۵	۲/۲۸
دو	-۰/۴۰	۴۸/۹۰
سه	۱/۷۴	-۲۷/۸۲
چهار	۵۱/۴۷	۴/۰۹
پنج	-۲۸/۰۱	-۵/۲۸
	۰/۵۵	۴۶/۸۰
	-۰/۴۲	-۳۲/۸۶
	۰/۹۷	-۰/۲۱
	-۰/۴۲	-۲/۴۷

در ستون‌هایی که مقدار لنگر خمشی زیاد نیست، تأثیر افزایش لنگر در اثر نیمه‌گیرداری اتصالات قاب، مشهود و بعضاً قابل توجه می‌شود. در ستون شماره ۳ طبقه اول و ستون‌های ۲ و ۴ طبقه پنجم که لنگر کم‌تر از ۱۰ (ton-m) است، افزایش لنگر در نمونه نیمه‌گیردار قابل مشاهده است. در ستون‌های ۱ و ۵ طبقه اول و



است که عموماً با فرض مفصلی بودن اتصالات در نظر می‌گیرند. در ستون‌هایی که لنگر بالایی را تحمل می‌کنند، این افزایش لنگر در مقابل لنگر قبلی ستون ناچیز و قابل چشم‌پوشی است. ولی در ستون‌هایی که لنگر زیادی ندارند، افزایش لنگر در مقایسه با لنگر قبلی قابل چشم‌پوشی نیست. بر اساس نتایج این تحقیق، ستون‌هایی با لنگر بیش از حدود ۱۵ (ton-m) چندان از نیمه‌گیرداری اتصالات متأثر نشدند. برای ستون‌هایی با لنگر کم‌تر از این مقدار، هرچه لنگر کم‌تر بود تأثیر بیش‌تری پذیرفتند. به‌صورت تقریبی میزان افزایش لنگر ستون‌ها در این تحقیق ۱/۵ تا ۳ (ton-m) بود. این مقدار افزایش لنگر، حتی ضعیف‌ترین مقاطع را نیز به محدوده پلاستیک نزدیک نمی‌کرد و لذا در فرضیات طراحی تأثیری نداشت.

لنگر خمشی دو انتهای تیرها:

در این قسمت تأثیر نیمه‌گیرداری اتصالات در ایجاد لنگر خمشی در دو انتهای تیرها بررسی می‌شود. مطابق انتظار لنگر خمشی دو انتهای تیرها در قاب مفصلی صفر یا نزدیک صفر بود. جدول (۱۱) حداکثر لنگر خمشی ایجادشده در دو انتهای تیرهای طبقات یک، پنج و ۱۰ قاب نیمه‌گیردار را برای زلزله‌های منجیل و کوبه نشان می‌دهد. این مقادیر حداکثر همواره مربوط به یکی از اتصال‌های دارای ورق گاست بودند. به‌طور کلی لنگر دو انتهای تیرها در محل اتصال‌های دارای ورق گاست نزدیک به دو برابر اتصالات بدون ورق گاست بود، لذا حداکثر لنگرهای ایجادشده در اتصالات بدون ورق گاست تقریباً نصف مقادیر جدول (۱۰) است. لنگر خمشی دو انتهای تیرها در حالت مفصلی کامل، برابر صفر است و لذا بزرگی این مقدار در قاب با اتصالات نیمه‌گیردار، نشان‌دهنده میزان تأثیرگذاری این مسئله است. بر اساس نتایج فوق، حداکثر لنگرهای ایجادشده در دو انتهای تیرها در محل اتصال‌های دارای ورق گاست، بر حسب شماره طبقه و بارگذاری زلزله، حدوداً بین ۶/۵ تا ۱۳/۴ (ton-m) است که میزان قابل توجهی است و باید در نظر گرفته شود. قطعاً مقادیر لنگر در سایر نقاط تیر نیز با آنچه فرض می‌شود متفاوت است. در این پژوهش نیز ظرفیت پلاستیک مقطع بسیار بالاتر از لنگرهای اضافه‌شده است و لذا این لنگرها در طراحی تأثیرگذار نیستند.

جدول ۱۱- حداکثر لنگر ایجاد شده در دو انتهای تیرهای هر طبقه در قاب نیمه‌گیردار، تحت زلزله‌های منجیل و کوبه

حداکثر لنگر ایجاد شده		
در دو انتهای تیرها		
زلزله	(kg-m)	
	طبقه ۱	طبقه ۵
منجیل	۱۰۱۶۷	۷۲۳۲
کوبه	۱۳۳۷۱	۷۲۹۵

۳-۴ بررسی نتایج مدل‌سازی اتصال‌ها در Abaqus

در بخش ۲-۴ سه نوع اتصال در Abaqus شبیه‌سازی شده و نتایج لنگر و دوران آن‌ها در جدول‌های (۲) الی (۴) ارائه شد. برای تعیین وضعیت یک اتصال با توجه به داده‌های لنگر و دوران آن می‌توان از رابطه‌ای که در آیین‌نامه فولاد آمریکا ارائه شده کمک گرفت. این آیین‌نامه عامل «سختی مستقل نرمال» را برای اتصال‌ها معرفی نموده که سختی یک اتصال را از تأثیر سختی خمشی تیر متصل به آن مستقل می‌کند. این آیین‌نامه بر اساس مقدار به‌دست‌آمده برای این عامل، اتصالات را در سه دسته ساده، نیمه‌گیردار و گیردار دسته‌بندی می‌نماید. سختی مستقل نرمال از رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

$$K_s = \frac{I_b}{E_b I_b} \quad (5)$$

که $K_s = \frac{M_s}{\theta_s}$ سختی اتصال در شرایط بار بهره‌برداری است که از تقسیم لنگر اتصال بر دوران آن در این شرایط به‌دست می‌آید و (I_b) طول تیر و (E_b) و (I_b) به‌ترتیب مدول الاستیسیته و ممان اینرسی مصالح تیر هستند.

سختی مستقل نرمال، عددی بدون بعد و معیاری برای تعیین میزان گیرداری یک اتصال است. بر اساس فصل ۱۶-۱ آیین‌نامه فولاد آمریکا، اگر سختی مستقل نرمال کوچک‌تر مساوی ۲ باشد، اتصال ساده، اگر بین ۲ و ۲۰ باشد، اتصال نیمه‌گیردار و اگر بزرگ‌تر مساوی ۲۰ باشد، اتصال گیردار است.

با قراردادن لنگر و دوران به‌دست‌آمده از Abaqus برای اتصال‌ها در حالت بهره‌برداری (جدول‌های (۲) الی (۴))، مقادیر سختی مستقل نرمال برای هر اتصال قابل محاسبه است. به‌طور مثال با توجه به جدول (۲) برای حالت بدون گاست مقدار $K_s = \frac{11070}{0.0104} = 1064423 \text{ kg-m}$ به‌دست می‌آید که با جای‌گذاری مشخصات تیر، سختی مستقل نرمال برابر با ۰/۷۲ خواهد بود. بنابراین:

اتصال بدون ورق گاست: ۰/۷۲

اتصال دارای یک ورق گاست: ۲/۱۶

اتصال دارای دو ورق گاست: ۲/۵۵

بنابراین بر اساس نتایج این تحقیق و با استناد به آیین‌نامه فولاد آمریکا، اتصال بدون ورق گاست در دسته‌بندی اتصالات مفصلی قرار می‌گیرد. همچنین اتصالات دارای یک ورق گاست و دارای دو ورق گاست در دسته‌بندی اتصالات نیمه‌گیردار قرار می‌گیرند.

۵- نتیجه‌گیری

هدف این مطالعه، بررسی رفتار قاب مهاربندی با احتساب رفتار واقعی اتصالات گاست است. لذا تحقیق حاضر به دو بخش کلی تقسیم شد. در بخش نخست، هدف بررسی رفتار اتصال و تعیین میزان دقیق گیرداری آن است. برای این منظور از تحلیل‌هایی در نرم افزارهای Opensees و Abaqus استفاده شد. در بخش دوم تأثیر این گیرداری بر رفتار سازه سنجیده شد. خلاصه نتایج به شرح زیر است:

۱- اتصال تیر به ستون دارای ورق گاست، لنگر قابل‌توجهی را منتقل می‌کند و بر اساس آیین‌نامه فولاد آمریکا در دسته‌بندی اتصالات نیمه‌گیردار جای می‌گیرد.

۲- سختی جانبی قاب فولادی مهاربندی‌شده در حدی بالا است که نیمه‌گیرداری این اتصالات، نمی‌تواند بر روی سختی قاب و زمان تناوب آن تأثیر قابل‌توجهی داشته باشد و این مسئله قابل‌چشم‌پوشی است. تأثیرات در محدوده خطی و غیرخطی به ترتیب حداکثر حدود ۵ الی ۶ درصد است.

۳- به دلیل مشابه، در قاب مهاربندی‌شده، تأثیر نیمه‌گیرداری اتصالات بر روی عواملی نظیر تغییر مکان طبقات، تغییر مکان نسبی طبقات و نیروی جانبی قاب نیز قابل‌چشم‌پوشی است (به ترتیب حداکثر ۲/۷۸، ۸/۴ و ۱/۷۱ درصد متأثر شدند).

۴- در قاب مهاربندی‌شده، لنگر ستون‌ها تا حدی از نیمه‌گیرداری اتصالات متأثر می‌شود و در شرایطی که مقطع آن‌ها ضعیف بوده و برای لنگر کمی طراحی شده باشد، این افزایش لنگر برجسته می‌شود. باین‌حال، این افزایش لنگر برای مقاطع معمول به اندازه‌ای نیست که در فرضیات طراحی تأثیرگذار بوده و به محدوده پلاستیک مقطع نزدیک شود.

۵- در قاب‌های مهاربندی‌شده، نیمه‌گیرداری اتصالات باعث می‌شود لنگرهای نسبتاً قابل‌توجهی در دو انتهای تیرها به وجود آید. اما برای مقاطع عادی، این لنگر افزوده‌شده، به لنگر پلاستیک مقطع نزدیک نیست و لذا تغییری در طراحی‌ها صورت نمی‌گیرد.

- beam-column connections", *Journal of Structural Engineering*, 137(7), pp.739-747
- [15] Chou, C.C., Liu, J.H., and Pham, D.H. (2012), "Steel buckling-restrained braced frames with single and dual corner gusset connections: seismic tests and analyses", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, pp.1137-1156
- [16] Lai, J.W. (2012), "Experimental and analytical studies on the seismic behavior of conventional and hybrid braced frames", A dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering - Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.
- [17] Cui, Y., Asada, H., Kishiki, S., and Yamada, S. (2012), "Ultimate strength of gusset plate connections with fillet welds", *Journal of Constructional Steel Research*, 75, pp.104-115
- [18] Rosenstrauch, P.L., Sanayei, M., and Brenner, B.R. (2013), "Capacity analysis of gusset plate connections using the Whitmore, block shear, global section shear, and finite element methods", *Engineering Structures*, 48, pp.543-557.
- [19] Fang, C., Yam, M.C.H., Cheng, J.J.R., and Zhang, Y. (2015), "Compressive strength and behaviour of gusset plate connections with single-sided splice members", *Journal of Constructional Steel Research*, 106, pp.166-183
- [20] Wang, P., Wang, Z., Pan, J., Zheng, Y., and Liu, D. (2019), "Cyclic behavior of steel beam to CFT column connections with gusset plates", *Advances in Civil Engineering*, 2019(1), pp.3798671.
- [۲۱] [قاسمی، ح. (۱۳۷۷)، "مطالعه تأثیر رفتار اتصالات نیمه‌گیردار بر رفتار سازه‌های فولادی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
- [۲۲] [اصل عربی، غ. (۱۳۷۸)، "بررسی رفتار دینامیکی سازه‌های فولادی با اتصالات نیمه‌صلب"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد.
- [۲۳] [فرشچی، ح.، سروقد مقدم، ع.، و احمدی جزینی، ر. (۱۳۹۰)، "بررسی تحلیلی-آزمایشگاهی اثر مقاومت اتصالات در قاب‌های مهاربند ضربردی"، عمران مدرس، دوره ۱۱، شماره ۴، ص: ۶۹-۸۲.
- [۲۴] [یادگاری، م. (۱۳۹۶)، "تأثیر سختی و گیرداری اتصال مفصلی در رفتار قاب‌های بادبندی فولادی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد رودهن.
- [۲۵] [دلاویز، آ.، محصولی، م.، و استکانچی، ه. (۱۳۹۹)، "اثر رفتار نیمه‌صلب اتصال تیر به ستون در قابلیت اعتماد قاب فولادی"، دوازدهمین کنگره ملی مهندسی عمران، ۷ و ۸ خرداد ۱۳۹۹، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران.
- [1] Astaneh-Asl, A. (1982), "Cyclic behavior of double angle bracing members with end gusset plates", The University of Michigan, Report No. UMEE 82R7, pp.249-256.
- [2] Astaneh-Asl, A., and Goel, S.C. (1984), "Cyclic in-plane buckling of double angle bracing", *Journal of Structural Engineering*, 110(9), pp.2036-2055.
- [3] Astaneh-Asl, A., Goel, S.C., and Hanson, R.D. (1985); "Cyclic out-of-plane buckling of double angle bracing", *Journal of Structural Engineering*, 111(5), pp.1135-1153.
- [4] American Institute of Steel Construction (2023). 16th Edition, Second Printing.
- [5] Johnson, S.M. (2005), "Improved seismic performance of special concentrically braced frames", Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.
- [6] Herman, D. (2007), "Further improvements on and understanding of special concentrically braced frame systems", Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.
- [7] Kotulka, B. (2007), "Analysis for a design guide on gusset plates used in special concentrically braced frames", Thesis for Master of Science in Engineering, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington, USA.
- [8] Lehman, D.E., Roeder, C.W., Herman, D., Johnson, S.M., and Kotulka, B. (2008), "Improved seismic performance of gusset plate connections", *Journal of Structural Engineering*, 134(6), pp.890-901.
- [9] Roeder, C.W., Lehman, D.E., and Yoo, J.H. (2005), "Improved design of steel frame connections", *International Journal of Steel Structures*, 5(2), pp.141-153.
- [10] Yoo, J.H., Lehman, D.E., and Roeder, C.W. (2008), "Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 64(6), pp.607-623.
- [11] Nascimbene, R., Rassati, G.A., and Wijesundara, K.K. (2012), "Numerical simulation of gusset plate connections with rectangular hollow section shape brace under quasi-static cyclic loading", *Journal of Constructional Steel Research*, 70, pp.177-189.
- [12] Salawdeh, S., English, J., Goggins, J., Elghazouli, A.Y., Hunt, A., and Broderick, B.M. (2017), "Shake table assessment of gusset plate connection behaviour in concentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 138, pp.432-448.
- [۱۳] [عبادی، پ.، و آرونی، م. (۱۳۹۹)، "اثر اتصالات انتهایی مهاربندها (گاست‌پلیت‌ها) در نحوه توزیع نیروها در ستون‌ها در طراحی مهاربندهای ضربردی با فولاد نرم"، کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، معماری، توسعه و بازآفرینی زیرساخت‌های شهری در ایران، تهران، ایران.
- [14] Stoakes, C.D., and Fahnestock, L.A. (2011), "Cyclic flexural testing of concentrically braced frame

[۲۶] اصغری، ا. (۱۳۹۵)، "بررسی شکل‌پذیری قاب‌های فولادی مهاربندی‌شده ضربه‌پذیر واقع در دو دهانه میانی مجاور هم"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، سال بیست و هفتم، شماره ۲، ص ۷۴-۵۷.

[۲۷] استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۹۴)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.