

یادداشت پژوهشی

چکیده

در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، بیشینه تغییر مکان نسبی واقعی ناشی از رفتار غیر الاستیک سازه، از حاصل ضرب تغییر مکان نسبی حاصل از تحلیل الاستیک خطی در ضریب افزایش تغییر مکان (Cd) برآورد می‌شود. این ضریب با در نظرگیری تغییر مکان‌های غیرخطی اعضای سازه به دست آمده و مقدار آن تابع نوع سیستم سازه‌ای می‌باشد. اثر چشمه اتصال، یکی از عوامل مؤثر در افزایش تغییر مکان جانبی طبقات می‌باشد ولی این عامل در برآورد مقدار ضریب Cd لحاظ نشده است. هدف اصلی این مطالعه، در نظرگیری اثر چشمه اتصال در این ضریب برای ساختمان‌های دارای قاب خمشی فولادی متوسط می‌باشد. به این منظور، یک ساختمان چهار طبقه، یک‌بار با مقطع I شکل و یک‌بار با مقطع قوطی طراحی شده است. قاب‌های خمشی مورد نظر تحت تأثیر ۴۶ رکورد با خصوصیات لرزه‌ای متفاوت قرار گرفته و از روش دینامیکی غیرخطی برای تحلیل استفاده شده است. نتیجه این مطالعه نشان می‌دهد که صرف نظر کردن از اثر چشمه اتصال در سازه با مقطع I شکل و قوطی، باعث می‌شود جابه‌جایی طبقات به ترتیب ۲۸ و ۱۶ درصد کمتر از واقع تخمین زده شود. بنابراین بر اساس فرضیات و نتایج حاصل از این تحقیق، باید ضریب Cd موجود در آیین‌نامه‌ها را برای قاب‌های خمشی متوسط فولادی دارای این گونه مقاطع به همین میزان افزایش داد.

واژگان کلیدی: ضریب افزایش تغییر مکان، چشمه اتصال، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، سازه‌های فولادی.

در نظرگیری اثر چشمه اتصال در برآورد دقیق تغییر مکان لرزه‌ای طبقه در قاب‌های فولادی خمشی متوسط

زیبا دارابی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و فرهنگ

مجید محمدی (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله،
m.mohammadigh@iiees.ac.ir

۱- مقدمه

با وجود امکان انجام تحلیل‌های دقیق مانند تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی^۱، با توجه به پیچیدگی‌های انجام این گونه تحلیل‌ها، در بسیاری از آیین‌نامه‌ها، تحلیل‌های الاستیک خطی^۲ به منظور تخمین بیشینه پاسخ غیرخطی یک سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند. بنابراین استفاده از روش‌های ساده به منظور تخمین بیشینه پاسخ غیر الاستیک^۳ سازه‌ها، امری ضروری و اجتناب‌ناپذیر است. در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، ماکزیمم تغییر مکان نسبی غیر الاستیک سازه، با افزایش تغییر مکان‌های نسبی حاصل از تحلیل‌های الاستیک خطی و متناظر با سطح نیروهای طراحی لرزه‌ای تخمین زده می‌شود. این بزرگنمایی توسط ضریبی به عنوان ضریب افزایش تغییر مکان^۴ انجام می‌شود. اثر رفتار

غیرخطی اعضای سازه، در این ضریب منظور شده ولی تاکنون تأثیر چشمه اتصال^۵ در آن اعمال نشده است و لذا جابه‌جایی‌ها کمتر از واقع تخمین زده می‌شود. هدف اصلی این تحقیق در نظرگیری اثر چشمه اتصال در ضریب Cd برای ساختمان‌های دارای سیستم ممان خمشی متوسط می‌باشد.

۲- چشمه اتصال

۲-۱- پیشینه پژوهش

یکی از بخش‌های مهم اتصالات^۶ تیر^۷ به ستون^۸ در قاب خمشی، ناحیه‌ی چشمه اتصال است که سختی و مقاومت آن در رفتار و شکل‌پذیری قاب تأثیر بسزایی دارد.

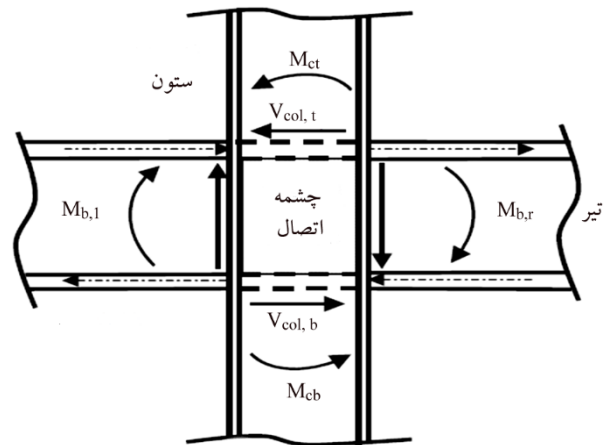
همکاران [۶] برای مطالعه‌ی عملکرد لرزه‌ای اتصالات فولادی انجام شد. این تحقیقات نشانگر این بودند که تغییر شکل چشمه اتصال در تغییر مکان جانبی نسبی طبقات کاملاً مؤثر است.

محققان زیادی از جمله کراوینکلر و همکاران [۲]، کراوینکلر [۷]، لی - وو [۸]، سای [۹]، کیم و انگلهاردت [۱۰]، روابط نیروی برشی - تغییر مکان برشی متفاوتی برای مدل سازی چشمه اتصال ارائه کرده‌اند. این روابط در قسمت سختی برشی الاستیک، K_e و مقاومت گسیختگی برشی، V_y ، مشترک هستند و تفاوت این روابط در رفتار غیرالاستیک چشمه اتصال است.

در سال ۲۰۰۲، داگلاس و سئونگ [۱۱] دست به مطالعه‌ی رفتار لرزه‌ای قاب با توجه به جزئیات و با فرضیات طراحی متفاوت زدند. در این مطالعات دو ساختمان ۹ و ۲۰ طبقه که بر مبنای آیین نامه‌ی NEHRP 1997 طراحی شده بودند، مورد تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش آور) [۱۴] و دینامیکی قرار گرفتند. مدل‌های تحلیلی مورد مطالعه، شامل مدل با فرض اعضای محور به محور (بدون در نظر گرفتن چشمه اتصال) و مدل با در نظر گرفتن چشمه اتصال بود. نتایج، حاکی از رشد میانگین ظرفیت و کاهش میانگین تقاضا در قاب وقتی که از مدل با جزئیات بیشتر و مدل سازی دقیق تری استفاده می‌شود، بود. البته پاسخ‌ها تنوع زیادی را با توجه به زلزله ورودی نشان می‌داد.

در سال ۲۰۰۲، کیم و انگلهاردت [۱۲] مدل‌های تحلیلی و ریاضی برای چشمه اتصال ارائه کردند. هدف از این مطالعه بهبود مدل‌هایی بود که برای رفتار بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت چشمه اتصال در قاب‌های مقاوم خمشی فولادی تشریح شده‌اند. مدل‌های جدید بر مدل‌های بهبود داده شده‌ی قبلی بنا شده‌اند. تعدادی تصحیح و بهسازی برای مدل‌های موجود ارائه شده تا بر برخی از ضعف‌ها و کاستی‌های این مدل‌ها غلبه کرده و ارتباط بهتری با اطلاعات تجربی و آزمایشگاهی در دسترس فراهم شود. با توجه به این حقیقت که چشمه اتصال می‌تواند عملکرد سازه را کنترل کند، کیم و انگلهاردت [۱۰] با بهبود مدل فرهای شبیه‌ساز چشمه اتصال، باعث همبستگی بیشتر بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی شدند. تغییر شکل‌های ناشی از برش و

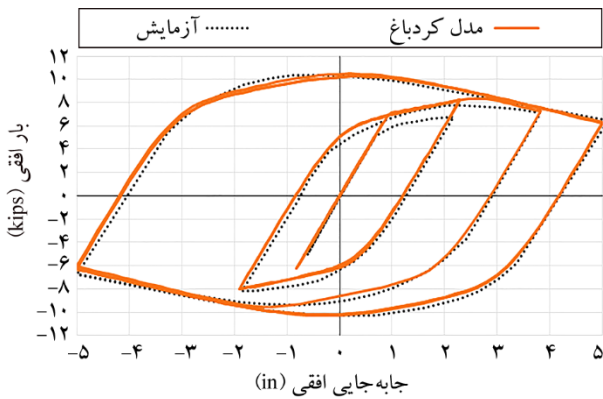
چشمه اتصال ناحیه‌ای از جان^۹ یا جان‌های ستون است که محصور بین امتداد بال‌های^{۱۰} تیر یا ورق‌های پوششی (فاصله‌ی بین ورق‌های پیوستگی) و امتداد بال‌های ستون است. همان‌طور که در شکل (۱) قابل مشاهده است، چشمه اتصال به‌طور هم‌زمان تحت اثر لنگر خمشی^{۱۱}، نیروهای محوری^{۱۲} و برشی^{۱۳} از طرف تیر و ستون قرار دارد.



شکل (۱): نیروهای برشی و لنگرها در یک اتصال تیر به ستون، تحت اثر بارهای جانبی [۱].

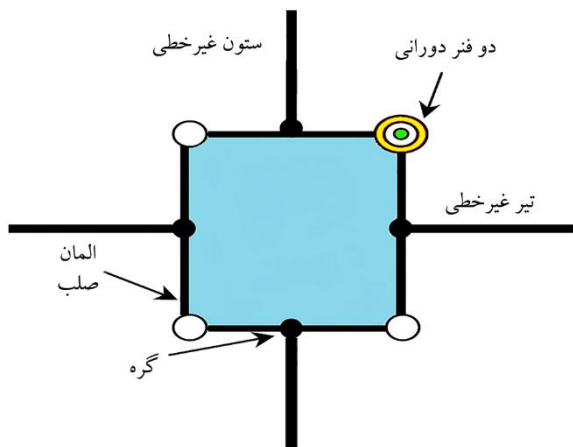
بررسی رفتار لرزه‌ای چشمه اتصال از دیرباز مورد توجه محققان بوده است. این تحقیقات از اواخر دهه‌ی ۶۰ و اوایل دهه‌ی ۷۰ میلادی آغاز شده است. آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها در طول سالیان متمادی تحت تغییرات بسیاری در مورد چشمه اتصال قرار گرفتند. در ابتدای دهه‌ی ۷۰ میلادی مطالعاتی برای بررسی رفتار غیرالاستیک اتصالات در قاب خمشی صورت پذیرفت. شکل‌پذیری زیاد، حلقه‌های هیستریزس پایدار و سخت‌شدگی مجدد سیکلی بالا از مشاهدات و یافته‌های محققانی مانند کراوینکلر و همکاران [۲] در سال ۱۹۷۱، برترو و همکاران [۳] در سال ۱۹۷۳ و سپس پوپف [۴] در سال ۱۹۸۷ بود. برای پیدا کردن اثر نوع بارگذاری، چندین شرایط بارگذاری مختلف، با اعمال بارگذاری لرزه‌ای چرخه‌ای و ثقلی روی نمونه‌ها، شبیه‌سازی شده بود. بعد از آن پوپف و همکاران [۵] تعدادی آزمایش برای مطالعه‌ی هرچه بهتر تأثیر شرایط بارگذاری بر اتصالات، انجام دادند. آزمایش‌های دیگری به‌وسیله‌ی سای و

را با همان فرضیات کراوینکلر یعنی فرض $\gamma_y \leq 4\gamma_y < \gamma_y$ برای محدوده‌ی سختی غیرالاستیک در نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی و به نتایج نشان داده شده در شکل (۳) دست یافت. همان‌گونه که مشاهده می‌شود تطابق خوبی بین نتایج این دو مدل وجود دارد.



شکل (۳): تطابق نتایج تحلیل صحت‌سنجی شده محمدی و کردباغ [۱۳] با نتایج آزمایشگاه.

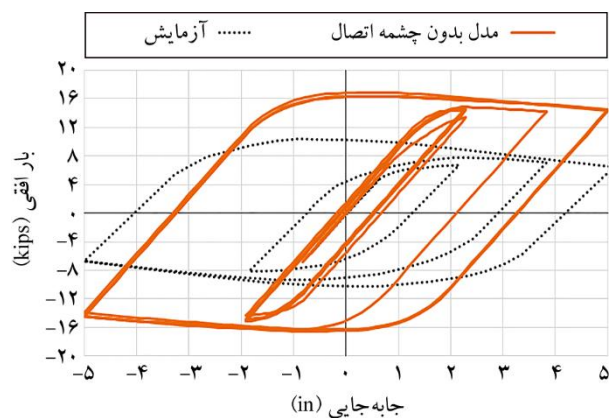
در مدل تحلیلی کردباغ که در مطالعه حاضر نیز دقیقاً به همان صورت به کار گرفته شده، چشمه اتصال مطابق شکل (۴) و با مرزهای صلب^{۱۵}، مدل شده است. تغییر شکل چشمه اتصال با استفاده از دو فنر دو خطی که در یکی از گوشه‌های چشمه اتصال قرار گرفته‌اند، کنترل می‌شود.



شکل (۴): مدل‌سازی چشمه اتصال با مرزهای صلب [۱۳].

در این تحقیق نیز از همان فرضیات مدل‌سازی کردباغ استفاده شده است. برای مطالعه‌ی بیشتر در مورد رفتار چشمه اتصال، می‌توان به مراجع [۱۳، ۱۶-۱۷] مراجعه نمود.

خمشی چشمه اتصال در این مدل مد نظر قرار گرفتند. با توجه به دشواری مدل‌سازی چشمه اتصال، معمولاً المان‌های قاب به صورت مرکز تا مرکز، بدون در نظرگیری چشمه اتصال مدل می‌شوند. از این رو، محمدی و کردباغ [۱۳] در سال ۲۰۱۶، برای بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار قاب، مدل آزمایشگاهی بدون چشمه اتصال کراوینکلر [۲] که از روش‌های تحلیلی به دست آمده را با نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ی A1 کراوینکلر [۲] مقایسه نمودند که نتایج آن در شکل (۲) ارائه شده است.



شکل (۲): مقایسه‌ی بین نتیجه‌ی آزمایشگاهی و نتیجه‌ی تحلیلی بدون مدل‌سازی چشمه اتصال [۱۳].

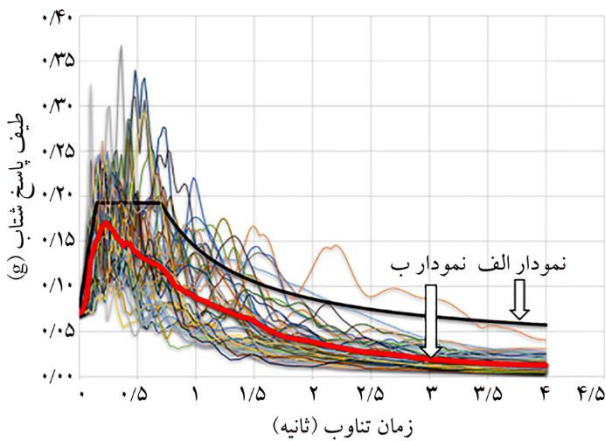
نتایج به دست آمده از شکل (۲) بیانگر آن است که چشمه اتصال می‌تواند اثر قابل توجهی در رفتار یک قاب و به خصوص جابه‌جایی جانبی آن داشته باشد. بنابراین، برای پیش‌بینی دقیق رفتار قاب، باید تأثیر چشمه اتصال در نظر گرفته شود و از مدل‌سازی المان‌های قاب به صورت گره تا گره و بدون در نظرگیری اثر چشمه اتصال اجتناب شود.

۲-۲- صحت‌سنجی مدل‌سازی چشمه اتصال با اپنسیس

تلاش برای مدل‌سازی نمونه‌های کراوینکلر [۷] با نرم‌افزار اپنسیس [۱۴] توسط محققین قبلی نیز مورد توجه قرار گرفته است که از آن جمله می‌توان به تحقیق عسگریان و همکاران [۱۵] اشاره نمود. در ادامه این تلاش‌ها، محمدی و کردباغ [۱۳] توانستند با بهبود مدل‌سازی به دقت بهتری دست یابند. آنها برای بررسی تطابق مدل تحلیلی خود با نتایج آزمایشگاهی، نمونه A1

۳- انتخاب رکورد برای تحلیل لرزه‌ای غیرخطی

شتاب مبنای طرح برای مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد، شد. سپس رکوردهای مقیاس شده، در نرم‌افزار اپنسیس، برای تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد استفاده قرار گرفتند.



شکل (۵): طیف زلزله‌های اخذ شده از سایت PEER [۲۰].

۴- مدل‌سازی سازه‌ها

در این تحقیق، برای بررسی ضریب افزایش تغییر مکان، دو سازه طراحی شده که در یکی از سازه‌ها برای ستون‌ها از مقاطع IPE و در دیگری از مقاطع قوطی^{۲۱} استفاده شده است. همه‌ی تحلیل‌ها بر روی ساختمان ۴ طبقه انجام شده، زیرا بر اساس آیین‌نامه‌ها و از جمله استاندارد ۲۸۰۰ مقدار ضریب Cd به تعداد طبقه وابسته نیست و تنها تابعی از نوع سیستم باربر جانبی می‌باشد. بنابراین ساختمان در نظر گرفته شده یک ساختمان فولادی چهار طبقه دارای سیستم قاب خمشی متوسط است. محل احداث این ساختمان، شهر تهران با خطر نسبی خیلی زیاد، با شتاب طراحی، ۰/۳۵g است، که g شتاب ثقلی می‌باشد. خاک منطقه محل احداث پروژه، تیپ III با متوسط سرعت

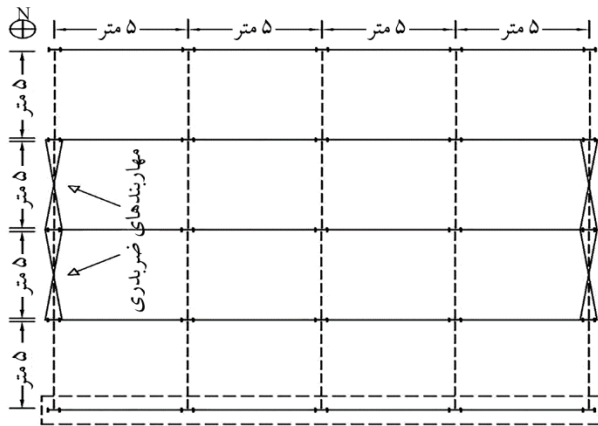
برای بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های مورد نظر، تحت زلزله، باید تعداد کافی رکورد زلزله به سازه اعمال نمود. در این مطالعه، مشابه تحقیقات قبلی که بر روی ضریب Cd انجام شده، از تعدادی رکورد افقی زلزله‌های واقعی استفاده شده است. ابتدا از شش زلزله که یوانگ و معروف [۱۸]، برای بررسی ضریب افزایش تغییر مکان استفاده کرده بودند، به منظور بارگذاری دینامیکی سازه‌ها استفاده شده است. مشخصات این زمین‌لرزه‌ها در جدول (۱) ارائه شده است. پس از اخذ نتایج قابل قبول از این شش رکورد، تحلیل بر روی تعداد بیشتری رکورد انجام گرفت، که این رکوردها، هماهنگ با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹] هستند. برای اخذ این رکوردها، طیف طرح پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ مربوط به پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد و نوع خاک III برای ساختمان‌های مسکونی (ضریب اهمیت ۱) و دارای سیستم قاب خمشی متوسط، مطابق نمودار الف، به سایت PEER [۲۰] معرفی گردید. سپس ۴۰ رکورد افقی از ۲۰ زلزله مختلف دریافت شد. این زلزله‌ها بزرگای بین ۵ تا ۷ ریشتر دارند و در فاصله‌ی بین ۱۵ تا ۵۰۰ کیلومتر قرار دارند (در محدوده‌ی زلزله‌های با حوزه‌ی دور^{۱۸}). این رکوردها، دارای شعاع شکست^{۱۹} ۱۵ تا ۵۰۰ کیلومتر و فاقد پالس^{۲۰} می‌باشند. طیف طرح، (نمودار الف) و نمایی از طیف زلزله‌های مذکور و میانگین آنها (نمودار ب) در شکل (۵) آورده شده است. مشخصات این ۴۰ رکورد، در جدول (۱) پیوست ارائه شده است. این زلزله‌ها که همگی اصلاح شده هستند به گونه‌ای مقیاس شدند که بیشینه شتاب آنها برابر ۰/۳۵g، یعنی

جدول (۱): مشخصات رکوردهای ۶ زلزله‌ی ورودی مطابق مطالعه یوانگ و معروف [۱۸].

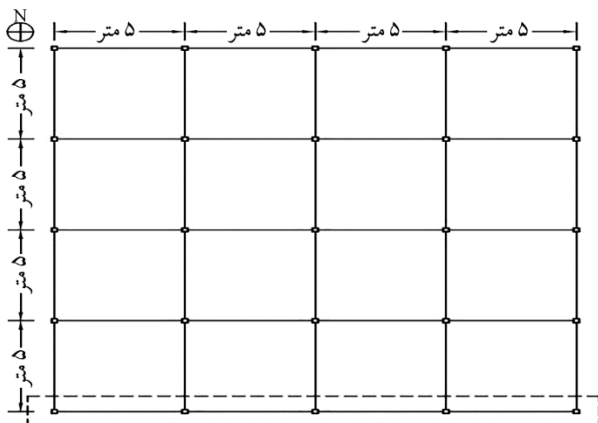
شماره	نام زلزله	سال	نام ایستگاه	بزرگا	عملکرد
۱	سان‌فرناندو	۱۹۷۱	2516 Via Tejon PV	۶/۶۱	معکوس ^{۱۶}
۲	کرن کانتی	۱۹۵۲	LA-Hollywood Stor FF	۷/۳۶	معکوس
۳	مورگان‌هیل	۱۹۸۴	Corralitos	۶/۱۹	امتداد لغز ^{۱۷}
۴	ایمپریال‌ولی-۰۲	۱۹۴۰	El Centro Array #9	۶/۹۵	امتداد لغز
۵	ایمپریال‌ولی-۰۶	۱۹۷۹	Meloland Geot.Array El Centro	۶/۵۳	امتداد لغز
۶	پارکفیلد	۱۹۶۶	Cholame-shandon Array#12	۶/۱۹	امتداد لغز

جدول (۳): مشخصات مصالح مصرفی.

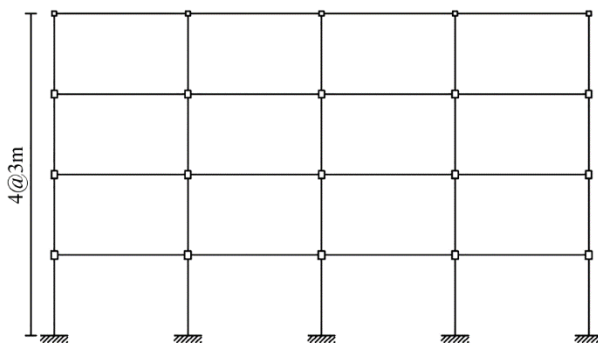
مشخصات بتن رده C25		مشخصات فولاد ST37	
جرم واحد حجم، M	۲۵۰۰ kg/m ³	جرم واحد حجم، M	۷۸۵۰ kg/m ³
مدل الاستیسیته، E	۲۶۵۰۰ MPa	مدل الاستیسیته، E	۲۰۰۰۰ MPa
ضریب پواسون	۰/۱۵	ضریب پواسون	۰/۳
تنش تسلیم، Fy	۲۴۰ MPa	تنش تسلیم، Fy	۲۴۰ MPa
تنش گسیختگی نهایی	۳۷۰ MPa	تنش گسیختگی نهایی	۳۷۰ MPa
مقاومت فشاری، fc	۲۵ MPa		



(الف): پلان ساختمان با ستون‌های IPE، قاب خمشی متوسط در جهت طولی-مهاربند در جهت عرضی.



(ب): پلان ساختمان با ستون‌های قوطی، قاب خمشی متوسط در هر دو جهت.



(پ): نمای جانبی ساختمان

شکل (۶): پلان سازه‌ای برای ساختمان‌های مدل شده.

موج برشی ۱۷۵-۳۷۵ متر بر ثانیه تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه ۲، است. در بارگذاری ثقلی و جانبی از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش سوم (۱۳۹۲) [۲۱] و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۹۳) [۱۹] استفاده شده است. ساختمان برای حالت ایمنی جانی در مقابل زلزله‌ای که دارای دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله می‌باشد، و به روش استاتیکی معادل در نرم‌افزار ایتبس ۲۰۱۳ [۲۲] تحلیل و طراحی شده است. طراحی اعضای سازه بر اساس ضوابط ارائه شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) [۲۳] انجام شده است. پروژه دارای کاربری مسکونی می‌باشد بنابراین در دسته ساختمان‌های با اهمیت متوسط با ضریب ۱ قرار می‌گیرد.

سازه‌ی با ستون‌های IPE، در جهت طولی دارای سیستم قاب خمشی متوسط و در جهت عرضی دارای سیستم مهاربندی همگرا با شکل‌پذیری معمولی می‌باشد. سازه‌ی دارای ستون‌های قوطی، در هر دو جهت دارای سیستم قاب خمشی فولادی متوسط می‌باشد.

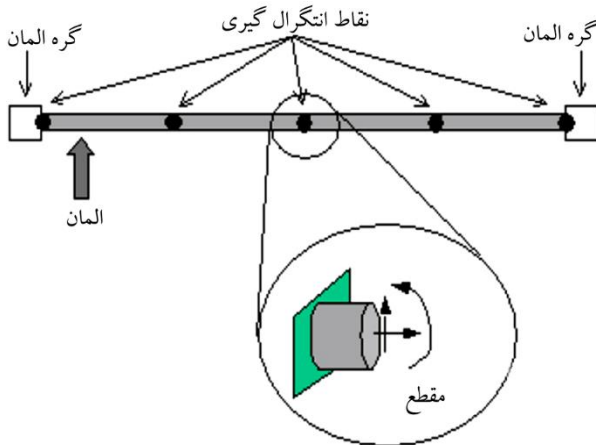
ضریب رفتار ساختمان R_{tu} و ضریب افزایش تغییر مکان C_d مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۹]، برای قاب‌های خمشی، به ترتیب برابر ۵ و ۴ و هر دو ضریب برای قاب‌های مهاربندی همگرای معمولی، برابر ۳/۵ می‌باشد. ارتفاع هر طبقه برابر ۳/۳ متر (با در نظرگیری ضخامت سقف و کف‌سازی) و طول دهانه‌ها در هر راستا برابر ۵ متر در نظر گرفته شده است. مقادیر بارهای گسترده‌ی مرده و زنده و بار دیوارهای محیطی، برای طبقات و بام به شرح جدول (۲) می‌باشد. در این پروژه از فولاد ST37 استفاده شده که مشخصات این نوع فولاد و بتن مصرفی در جدول (۳) ارائه شده است.

در شکل‌های (۶-الف) و (۶-ب)، تصویری از پلان سازه‌ای طبقات برای هر دو سازه، و در شکل (۶-پ)، نمای ساختمان، ارائه شده است.

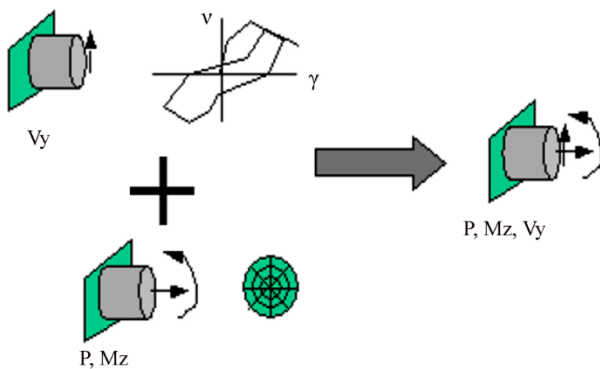
جدول (۲): بارهای وارد به سازه.

بار گسترده مرده (کیلوگرم بر مترمربع)	بار گسترده زنده (کیلوگرم بر مترمربع)	بار دیوارهای محیطی (کیلوگرم بر متر)	
۵۸۵	۲۰۰	۷۰۰	طبقات
۶۸۵	۱۵۰	۲۶۵	بام

مقطع ترکیبی^{۲۸} استفاده شده و به عبارت دیگر کنترلی برای رفتار برشی هر یک از مقاطع نیز در نظر گرفته شده است.



شکل (۷): نحوه قرارگیری نقاط انتگرال گیری در طول تیر [۱۴].



شکل (۸): مقطع ترکیبی از طریق افزودن مصالح تعریف شده قبلی با رفتار مشخص شده برای یک مقطع موجود [۱۴].

ستون‌های قوطی، به ۲۰ فایبر در طول و ۲ فایبر در عرض هر مقطع جداره نازک و ستون‌های IPE و همچنین تیرها، به ۱۶ فایبر در طول جان ستون و عرض بال و به ترتیب ۲ و ۴ فایبر در عرض جان ستون و عرض بال، تقسیم شده‌اند. مشابه صحت‌سنجی محمدی و کردباغ [۱۳]، برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها از مصالح «فولاد ۰۱» که در آن سختی ثانویه ۲ درصد سختی اولیه فرض شده، و از مصالح «فولاد ۰۲» برای مدل‌سازی هر یک از فنرهای چشمه اتصال استفاده شده است. رابطه‌ی بار-جابه‌جایی دو خطی ماده‌های «فولاد ۰۱» و «فولاد ۰۲» در شکل‌های (۹-الف) و (۹-ب) نمایش داده شده است.

مقاطع المان‌های طراحی شده برای قاب مورد بررسی، در سازه با مقاطع IPE و سازه با مقاطع قوطی، به ترتیب در جداول (۴) و (۵) آورده شده‌اند.

جدول (۴): مقاطع اعضای طراحی شده برای سازه با ستون‌های IPE.

ستون‌ها	تیرها	طبقه
IPE ۶۰۰	IPE ۳۳۰	۱
IPE ۵۵۰	IPE ۴۵۰	۲
IPE ۴۵۰	IPE ۳۳۰	۳
IPE ۳۶۰	IPE ۳۰۰	۴

جدول (۵): مقاطع اعضای طراحی شده برای سازه با ستون‌های قوطی.

ستون‌ها	تیرها	طبقه
قوطی ۲۶۰×۲۶۰×۲۵	IPE ۴۰۰	۱
قوطی ۲۶۰×۲۶۰×۲۰	IPE ۴۰۰	۲
قوطی ۲۲۰×۲۲۰×۲۲/۲	IPE ۳۶۰	۳
قوطی ۱۸۰×۱۸۰×۲۲/۲	IPE ۳۰۰	۴

۵- تحلیل دینامیکی غیرخطی

۵-۱- مدل‌سازی المان‌های سازه‌ای

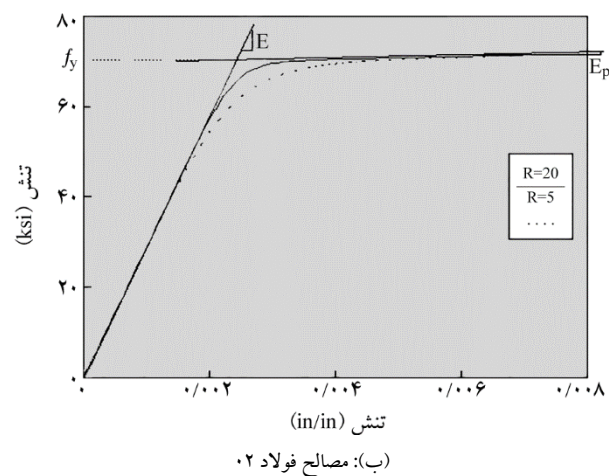
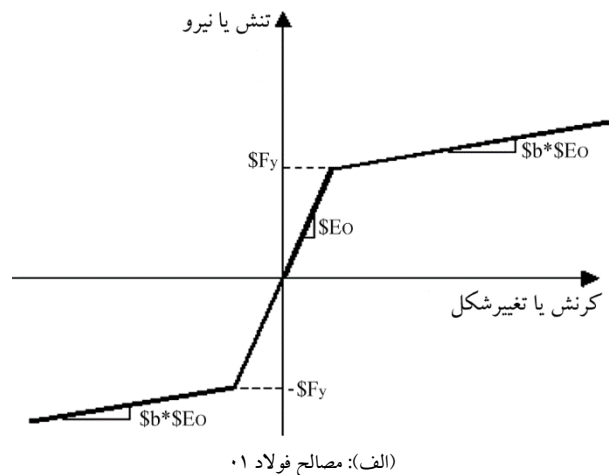
در مدل تحلیلی، جزئیاتی از جمله چشمه اتصال و تیر و ستون با رفتار غیرخطی، برای شبیه‌سازی رفتار هرچه واقعی‌تر قاب، مدل شده‌اند. در این مطالعه، برای مدل‌سازی قاب خمشی فولادی طبقه در نرم‌افزار اپنسیس، تیر و ستون قاب، به وسیله‌ی المان غیرخطی تیر-ستون، که توزیع گسترده پلاستیسیته را در طول المان در نظر می‌گیرد، مدل شده‌اند. برای مدل‌سازی هر یک از المان‌ها، پنج نقطه‌ی انتگرال‌گیری در طول آنها، مطابق شکل (۷) تعریف شده است. همچنین در این مطالعه، از مقاطع فایبر^{۲۴} استفاده شده است. در مقاطع فایبر، مقاطع به نواحی کوچک‌تر تقسیم شده و رفتار کل از جمع پاسخ تنش-کرنش مصالح هریک از این نواحی به دست می‌آید.

به علت آن که مقاطع فایبر فقط توانایی مدل‌سازی رفتار نیرو-تغییر شکل محوری^{۲۵} و رفتار لنگر-انحناء^{۲۶} را دارند، از این رو مطابق شکل (۸)، برای تعریف رفتار نیرو-تغییر شکل برشی^{۲۷}، از

شده است. این قاب، به منظور تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در نرم افزار اپنسیس، تحت ۴۶ رکورد که در قسمت ۳ این مطالعه اشاره شده، قرار گرفت. هر رکورد زلزله، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی^{۳۱}، به سطوح شدت مختلفی برای ایجاد سطوح مختلفی از پاسخ غیرالاستیک در سازه‌ها و یافتن بیشینه دررفت طبقات مقیاس شده است که توضیحات بیشتر آن در بخش بعد ارائه می‌شود.

۲-۵- مراحل انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی

همان‌گونه که قبلاً بیان شد، در این مطالعه، برای در نظرگیری اثر چشمه اتصال بر ضریب افزایش تغییر مکان، دو سازه، که تنها تفاوت آنها در مقاطع ستون‌هاست، طراحی شده‌اند. مقاطع انتخاب شده برای ستون‌ها، قوطی و IPE می‌باشد. قاب شماره ۱ نشان داده شده در شکل (۶)، برای هر دو سازه، در نرم افزار اپنسیس مدل شده است. این مدل سازی یک بار با در نظرگیری چشمه اتصال و بار دیگر، بدون در نظرگیری چشمه اتصال (مدل سازی به صورت مرکز تا مرکز المان‌ها) انجام شده است. این قاب در هر دو سازه‌ی مزبور تحت ۴۶ زلزله، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی شد که بیشینه شتاب‌های هر شتاب‌نگاشت در تحلیل دینامیکی افزایشی شتاب‌های ۰/۱g، ۰/۲g، ۰/۲۵g، ۰/۳g و ۰/۳۵g در نظر گرفته شده است. سپس برای این قاب، در هر دو حالت بدون چشمه اتصال و با چشمه اتصال، بیشینه دررفت در تمام طبقات به دست آمده است. برای همه‌ی سطوح شتاب ذکر شده و تمام طبقات، نسبت دررفت در حالت با چشمه اتصال به حالت بدون چشمه اتصال، به دست آمد. از آنجاکه در تحلیل غیرخطی دینامیکی مقدار بیشینه لزوماً برای بام یا برای بیشترین شدت نیست، این بررسی برای تمام طبقات و همه شدت‌ها انجام گرفت. در این بخش، به عنوان مثال نتایج تحلیل زلزله‌ی سان‌فرناندو برای هر دو نوع سازه (سازه‌ی با ستون‌های IPE و سازه‌ی با ستون‌های قوطی) تحت مقادیر شتاب ذکر شده در بالا، به ترتیب در جداول (۶) و (۷) آورده شده است.



شکل (۹): رابطه‌ی تنش-کرنش دو خطی ماده‌های «فولاد ۰۱» و «فولاد ۰۲» [۱۴].

هندسه‌ی غیرخطی، در تمام تحلیل با استفاده از دستور P-Delta Transformation برای تیر و Corotational برای ستون، در نظر گرفته شده است. در این مدل‌ها از میرایی رایلی^{۲۹} استفاده شده که ماتریس میرایی به عنوان یک ترکیب خطی از ماتریس جرم و ماتریس سختی تعریف می‌گردد. نسبت میرایی ۵ درصد برای سه مدل سازه اختصاص داده شده است. فرکانس سازه در نرم افزار ایتبس [۲۲]، با آنچه از نرم افزار اپنسیس به دست آمد بسیار نزدیک بودند که این خود تأکیدی بر صحت مدل سازی است. سازه‌ها قبل از تحلیل دینامیکی، تحت بارهای ثقلی، تحلیل شده‌اند. بارهای ثقلی، با ۱۰گام، با استفاده از تحلیل استاتیکی «نیرو کنترل»^{۳۰} اعمال شده‌اند. برای تحلیل سازه‌ها، قاب دو بعدی شماره ۱ موجود در شکل (۶) انتخاب

جدول (۷): نتایج تحلیل زلزله سان فرناندو برای سازه با ستون‌های قوطی.

دریافت حداکثر				شتاب حداکثر رکورد
نسبت دریافت‌ها (حالت ۱ به ۲)	حالت ۲- بدون چشمه اتصال	حالت ۱- با چشمه اتصال	طبقه	
۱/۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۱	۰/۱g
۱/۰۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۲	
۰/۹۹	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۳	
۰/۹۸	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۴	
۱/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۱	۰/۲g
۱/۰۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۲	
۱/۰۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۳	
۰/۹۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۴	
۰/۹۴	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶	۱	۰/۲۵g
۰/۹۹	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۲	
۱/۰۱	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۳	
۰/۹۰	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۴	
۰/۹۲	۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۱	۰/۳g
۰/۹۴	۰/۰۱۲	۰/۰۱۱	۲	
۰/۹۶	۰/۰۱۲	۰/۰۱۱	۳	
۰/۹۰	۰/۰۱۰	۰/۰۰۹	۴	
۰/۹۲	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۱	۰/۳۵g
۰/۹۱	۰/۰۱۳	۰/۰۱۲	۲	
۰/۹۴	۰/۰۱۳	۰/۰۱۲	۳	
۰/۹۴	۰/۰۱۱	۰/۰۱۱	۴	
۱/۰۲	مقدار بیشینه			

۵-۳- پردازش داده‌ها

با توجه به تعداد زیاد تحلیل‌ها، در بخش قبلی فقط دو نمونه از ۹۲ جدول موجود از کلیه تحلیل‌ها آورده شده است. برای سایر نتایج می‌توان به پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد با عنوان «اصلاح ضریب افزایش تغییر مکان با در نظرگیری اثر چشمه‌ی اتصال در سازه‌های فولادی»، دارابی [۱۷]، مراجعه نمود. برای ارائه‌ی ضریب تصحیح برای Cd، به منظور برآورد دقیق‌تر دریافت طبقه با در نظرگیری اثر چشمه اتصال روند ارائه شده در زیر طی شده است.

مطابق آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله،

ستون آخر در این جدول‌ها نسبت دریافت حداکثر در حالتی که در سازه، چشمه اتصال مدل شده به حالتی که چشمه اتصال در سازه مدل نشده است را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود حداکثر این نسبت در سازه با ستون‌های IPE برابر با ۱/۱۴ برای طبقه ۴ و در رکورد با شتاب حداکثر ۰/۳۵g حاصل شده است. برای سازه با ستون‌های قوطی این عدد برابر ۱/۰۲ در طبقه ۱ و در رکورد با شتاب حداکثر ۰/۱g روی داده است.

جدول (۶): نتایج تحلیل زلزله سان فرناندو برای سازه با ستون‌های IPE.

دریافت حداکثر				شتاب حداکثر رکورد
نسبت دریافت‌ها (حالت ۱ به ۲)	حالت ۲- بدون چشمه اتصال	حالت ۱- با چشمه اتصال	طبقه	
۰/۹۹	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۱	۰/۱g
۰/۹۸	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۲	
۱/۰۱	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۳	
۱/۰۶	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	۴	
۰/۹۱	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۱	۰/۲g
۰/۹۱	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶	۲	
۰/۹۴	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۳	
۰/۹۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۴	
۰/۹۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۱	۰/۲۵g
۰/۹۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۲	
۰/۹۶	۰/۰۱۰	۰/۰۰۹	۳	
۱/۰۴	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۴	
۰/۸۷	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۱	۰/۳g
۰/۸۷	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۲	
۰/۹۰	۰/۰۱۱	۰/۰۱۰	۳	
۱/۰۳	۰/۰۱۱	۰/۰۱۲	۴	
۰/۸۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۵	۱	۰/۳۵g
۰/۸۸	۰/۰۱۰	۰/۰۰۹	۲	
۰/۹۴	۰/۰۱۲	۰/۰۱۱	۳	
۱/۱۴	۰/۰۱۲	۰/۰۱۴	۴	
۱/۱۴	مقدار بیشینه			

از ۱/۰۳ تا ۱/۵۸ تغییر می‌کند.

ضمناً در نتایج حاصل از تحلیل داده‌ها، نسبت کمتر از یک هم به دست آمد. این موضوع، بدین معنی است که دررفت طبقات سازه با چشمه اتصال از سازه مشابه فاقد مدل چشمه اتصال کمتر شده است. این امر هر چند به ندرت اتفاق می‌افتد ولی وقوع آن با توجه به محتوای فرکانسی برخی رکوردها محتمل است؛ در این حالت سازه بدون مدل چشمه اتصال دارای فرکانس طبیعی است که از زلزله مزبور انرژی و در نتیجه جابه‌جایی بیشتری را دریافت می‌کند.

طبق جدول (۸)، خلاصه‌ی نتایج مربوط به تحلیل شش رکورد زلزله‌ی مطالعه شده توسط یوانگ و معروف [۱۸]، حاکی از آن است که برای سازه با ستون‌های IPE و قوطی شکل، ضریب اصلاح به دست آمده با توجه به در نظرگیری چشمه اتصال، به ترتیب، ۱/۱۱ و ۱/۰۹ می‌باشد.

نتایج حاصل از تحلیل‌ها، برای ۴۰ رکورد زلزله‌ی منطبق بر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ در جدول (۹) قابل مشاهده است. طبق نتایج حاصل از تحلیل، برای سازه با ستون‌های IPE و قوطی، به ترتیب، ضریب اصلاح ۱/۲۸ و ۱/۱۶ به دست آمده است. این اعداد نیز حاکی از تأثیر زیاد چشمه اتصال بر روی ضریب افزایش تغییر مکان می‌باشد.

استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹]، ضریب افزایش تغییر مکان، از نسبت تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی (تغییر مکان نسبی واقعی طبقه)، به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله‌ی طرح، به دست می‌آید. ولی با توجه به این موضوع که هدف از این مطالعه تبیین یک ضریب اصلاح برای ضریب افزایش تغییر مکان با در نظرگیری اثر چشمه اتصال می‌باشد، مطابق رابطه (۱)، این ضریب از نسبت بیشینه‌ی دررفت با در نظرگیری چشمه اتصال در حالت غیرخطی به بیشینه‌ی دررفت بدون در نظرگیری چشمه اتصال در حالت غیرخطی، به‌ازای هر زلزله به دست آمده است.

$$C. R. E = \text{MAX} \frac{\text{Drift With Panel Zone Effect in Inelastic Station}}{\text{Drift Without Panel Zone Effect in Inelastic Station}} \quad (1)$$

ضریب اصلاح با در نظرگیری چشمه اتصال، به‌ازای هر زلزله‌ی ورودی می‌باشد.

با فرض توزیع نرمال برای داده‌ها و برای این که ضریب مزبور دارای حاشیه اطمینان کافی باشد باید ضریب اصلاح نهایی، C.R، مطابق رابطه (۲)، از حاصل جمع میانگین C.R.E_i ها با انحراف معیار استاندارد^{۳۲}، به دست آید.

$$C. R = \text{Average}(C. R. E_i) + \text{STDi} \quad (2)$$

لازم به ذکر است که C.R.E_iها، برای قاب متعلق به سازه با ستون‌های قوطی، از ۰/۹۹ تا ۱/۳۲ و برای سازه با ستون‌های IPE

جدول (۸): تعیین ضریب اصلاح برای ضریب افزایش تغییر مکان برای سازه با ستون‌های IPE و قوطی تحت شش رکورد.

سازه با ستون‌های قوطی				سازه با ستون‌های IPE				نام زلزله
۱/۰۲				۱/۱۴				سان‌فرناندو
۱/۰۴				۱/۰۴				کرن کانتی
۱/۰۲				۱/۰۹				مورگان هیل
۱/۰۳				۱/۰۳				ایمپریال‌ولی - ۰۲
۱/۱۰				۱/۰۶				ایمپریال‌ولی - ۰۶
۱/۰۹				۱/۰۳				پارکفیلد
Standard deviation	CR (MIN)	CR (Average)	CR (Max)	Standard deviation	CR (MIN)	CR (Average)	CR (Max)	خلاصه نتایج
۰/۰۴	۱/۰۲	۱/۰۵	۱/۱۰	۰/۰۴	۱/۰۳	۱/۰۷	۱/۱۴	
۱/۰۹				۱/۱۱				CR

جدول (۹): تعیین ضریب اصلاح برای ضریب افزایش تغییر مکان برای سازه با ستون‌های IPE و قوطی تحت ۴۰ رکورد.

سازه با ستون‌های قوطی				سازه با ستون‌های IPE				نام زلزله
۱/۱۱				۱/۰۸				RSN9_BORREGO_B-ELC000
۱/۱۷				۱/۰۴				RSN9_BORREGO_B-ELC090
۱/۰۴				۱/۱۲				RSN16_NCALIF.AG_A-FRN044
۱/۳۳				۱/۱۳				RSN16_NCALIF.AG_A-FRN134
۱/۰۸				۱/۵۳				RSN22_ELALAMO_ELC180
۱/۰۳				۱/۱۹				RSN22_ELALAMO_ELC270
۱/۱۰				۱/۱۷				RSN26_HOLLISTR_B-HCH181
۱/۰۴				۱/۰۴				RSN26_HOLLISTR_B-HCH271
۱/۰۵				۱/۲۹				RSN27_HOLLISTR_C-HCH181
۱/۱۹				۱/۵۸				RSN27_HOLLISTR_C-HCH271
۱/۰۴				۱/۰۷				RSN28_PARKF_C12050
۱/۰۶				۱/۱۱				RSN28_PARKF_C12320
۱/۰۵				۱/۱۲				RSN36_BORREGO_A-ELC180
۱/۲۳				۱/۳۸				RSN36_BORREGO_A-ELC270
۱/۰۵				۱/۱۳				RSN63_SFERN_FTR056
۱/۰۷				۱/۰۴				RSN63_SFERN_FTR326
۱/۱۰				۱/۱۳				RSN65_SFERN_OPP000
۱/۰۹				۱/۲۹				RSN65_SFERN_OPP270
۱/۲۷				۱/۳۱				RSN70_SFERN_L01021
۱/۰۵				۱/۲۱				RSN70_SFERN_L01111
۱/۰۹				۱/۰۹				RSN78_SFERN_PDL120
۱/۰۷				۱/۱۶				RSN78_SFERN_PDL210
۱/۰۹				۱/۱۰				RSN79_SFERN_PAS000
۰/۹۹				۱/۱۴				RSN79_SFERN_PAS090
۱/۰۳				۱/۰۹				RSN83_SFERN_PUD055
۱/۰۱				۱/۰۹				RSN83_SFERN_PUD325
۱/۰۵				۱/۰۶				RSN88_SFERN_FSD172
۱/۰۴				۱/۱۹				RSN88_SFERN_FSD262
۱/۰۹				۱/۰۶				RSN93_SFERN_WND143
۱/۰۵				۱/۱۳				RSN93_SFERN_WND233
۱/۰۹				۱/۱۴				RSN97_PTMUGU_PHN180
۱/۰۷				۱/۰۷				RSN97_PTMUGU_PHN270
۱/۰۷				۱/۰۳				RSN122_FRIULLA_A-COD000
۱/۰۳				۱/۰۳				RSN122_FRIULLA_A-COD270
۱/۱۸				۱/۱۲				RSN154_COYOTELK_SJB213
۱/۰۹				۱/۱۸				RSN154_COYOTELK_SJB303
۱/۱۹				۱/۱۲				RSN163_IMPVALH_H-CAL225
۱/۰۲				۱/۲۲				RSN163_IMPVALH_H-CAL315
۱/۰۲				۱/۱۷				RSN166-IMPVALH_H-CC4045
۱/۱۵				۱/۱۱				RSN166-IMPVALH_H-CC4135
Standard deviation	CR (MIN)	CR (Average)	(Max)CR	Standard deviation	CR (MIN)	CR (Average)	CR (Max)	خلاصه نتایج
۰/۰۷	۰/۹۹	۱/۰۹	۱/۳۳	۰/۱۲	۱/۰۳	۱/۱۶	۱/۵۸	
۱/۱۶				۱/۲۸				CR

اصلاح ۱/۲۸، برای سازه با ستون‌های با مقطع IPE و ضریب ۱/۱۶، برای سازه با ستون‌های قوطی شکل، منتج شد. همان‌طور که مشخص شد این تأثیر بر روی مقاطع IPE بیشتر از مقاطع قوطی می‌باشد. بنابراین، بر اساس فرضیات و نتایج حاصل از این تحقیق، می‌توان نتیجه گرفت که ضریب اصلاح به دست آمده برای در نظرگیری اثر چشمه اتصال، مقدار قابل توجهی است. بنابراین بدون در نظرگیری این ضریب اصلاح برای سازه‌های با قاب خمشی متوسط، مطمئناً مقدار جابه‌جایی غیرخطی محاسبه شده، طبق استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹]، منجر به تخمین نادرست و غیر محافظه‌کارانه در یافت طبقات می‌گردد.

بنابراین پیشنهاد می‌گردد، در طراحی سازه دارای قاب خمشی متوسط، ضریب Cd موجود در استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های دارای ستون‌های با مقطع IPE و قوطی، به ترتیب در ضرایب تصحیح ۱/۲۸ و ۱/۱۶ ضرب شوند و تخمین تغییر مکان طبقات از روی تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل خطی با استفاده از این ضرایب جدید انجام شود.

مراجع

1. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*. PEER/ATC -72-1, October 2010.
2. Krawinkler, H., Bertero, V.V., and Popov, E.P. (1971) *Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
3. Bertero, V.V., et al. (1973) *Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 105 pages.
4. Popov, E.P. (1987) Panel zone flexibility in seismic moment joints. *Constructional Steel Research*, **8**, 91-118.
5. Popov, E.P., Amin, N.R., Louie, J.J.C., and Stephen, R.M. (1985) Cyclic behavior of large beam-column assemblies. *Earthquake Spectra*, **1**(2), 203-238.
6. Tsai, K.C., Wu, Sh., and Popov, E.P. (1995) Cyclic

نتایج تحلیل‌های انجام شده، نشان‌دهنده‌ی این موضوع است که در حالت کلی، در نظرگیری تأثیر چشمه اتصال در مدل تحلیلی، به افزایش مقدار دررفت بیشینه منتهی می‌شود. همچنین نتایج نشان می‌دهد که این تأثیر برای مقاطع IPE بیشتر از مقاطع قوطی می‌باشد که این اختلاف به علت داشتن ضخامت جان کمتر و در نتیجه ضخامت کمتر چشمه اتصال در مقاطع IPE است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که ضخامت چشمه اتصال یک نقش کلیدی در پاسخ سازه‌ای بازی می‌کند.

۶- نتیجه‌گیری

هدف از این مطالعه، ارائه‌ی یک ضریب تصحیح برای تدقیق ضریب افزایش تغییر مکان در قاب خمشی فولادی متوسط به منظور در نظرگیری اثر چشمه اتصال می‌باشد. در این راستا، دو ساختمان مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۳] و با اعمال بارگذاری لرزه‌ای مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۹]، با برنامه‌ی ایتبس ۲۰۱۳ [۲۲] طراحی شده است. هر دو سازه در راستای شرقی- غربی، دارای قاب‌های خمشی هستند. سازه‌ی دارای ستون‌های با مقطع IPE، در راستای شمالی- جنوبی دارای قاب‌های مهاربندی شده است و سازه‌ی با ستون‌های قوطی شکل، در این راستا هم دارای قاب خمشی است. پس از طراحی سازه‌ها، یک قاب خمشی منتخب از هر دو سازه در برنامه‌ی اپنسیس برای هر دو حالت با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال مدل‌سازی شد. سپس با وارد کردن رکورد‌های مورد مطالعه، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، روی این مدل‌ها، انجام پذیرفت. برای تمام طبقات در شدت‌های مختلف هر رکورد، نسبت دررفت بیشینه در حالت با چشمه اتصال به حالت بدون چشمه اتصال به دست آمد و بعد از میانگین‌گیری، ضریب اصلاح مورد نظر حاصل شد. این کار، یک بار با رکورد‌هایی که در تحقیقات گذشته برای ارائه Cd در نظر گرفته بودند، انجام شد و ضریب ۱/۱۱ برای سازه با ستون‌های IPE و ۱/۰۹ برای سازه با ستون‌های قوطی به دست آمد. سپس این کار با ۴۰ رکورد منطبق با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، برای خاک تپ III، انجام شد و به ضریب

- part of a master's degree in Earthquake Engineering, University of Science and Culture (in Persian).
18. Uang, C.M. and Maarouf, A. (1994) Deflection amplification factor for seismic design provisions. *Structural Engineering*, **120**(8), 2423-2436.
 19. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800. 4th Edition. Road, Housing and Urban Development Research Center, 2014 (in Persian).
 20. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). NGA-West2 on-line ground-motion database tool, Peer ground motion database, Berkeley, USA.
 21. Iranian Design Loads for Buildings Standard No. 6 of national codes for structural design. 3rd Edition, 2012 (in Persian).
 22. ETABS (2013) User's Manual, Version 13.1.1.
 23. Iranian Steel Design Code Standard No. 10 of national codes for structural design. 4th Edition, 2012 (in Persian).
- performance of steel beam-column moment joints. *Engineering Structures*, **17**(8), 596-602.
7. Krawinkler, H. (1978) Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*, **15**(3).
 8. Le-Wu, L. (1988) *Cyclic Behavior of Steel and Composite Joints with Panel Zone Deformation*.
 9. Tsai, K.C. (1988) *Steel Beam-Column Joints in Seismic Moment Resisting Frames*. University of California, 2, 864.
 10. Kim, K. and Engelhardt, M.D. (1995) *Development of Analytical Models for Earthquake Analysis of Steel Moment Frames*. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas at Austin.
 11. Douglas, A.F. and Seung, Y. (2002) Modeling of steel moment frames for seismic loads. *Constructional Steel Research*, **58**(5-8), 529 -564.
 12. Kim, K.D. and Engelhardt, M.D. (2002) Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. *Constructional Steel Research*, **58**(5-8), 605-635.

واژه‌نامه

- | | | |
|---------------------------------------|--------------------------------------|---|
| Nonlinear Time History Analysis | ۱- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی | 13. Mohammadi, M. and Kordbagh, B. (2018) Quantifying Panel Zone Effect on Deflection Amplification Factor. <i>The Structural Design of Tall and Special Buildings</i> , 27 (5). |
| Linear Elastic Analysis | ۲- تحلیل الاستیک خطی | 14. Mazzoni, S., et al (July 2007) <i>OpenSees Command Language Manual</i> . |
| Maximum In-Elastic Response | ۳- بیشینه پاسخ غیر الاستیک | 15. Asgarian, B., Sadrinezhad, A., Alanjari, P. (2010) Seismic performance evaluation of steel moment Resisting frames through incremental dynamic analysis. <i>Constructional Steel Research</i> , 66 (2), 178-190. |
| Deflection Amplification Factor | ۴- ضریب افزایش تغییر مکان | 16. Kordbagh, B. (2015) <i>Considering Effect of Panel Zone, Building Height and Seismicity Level on Progressive Collapse Resistance of Steel Special Moment Resisting Frame</i> . The thesis is presented as part of a master's degree in Earthquake Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (in Persian). |
| Panel Zone | ۵- چشمه اتصال | 17. Darabi, Z. (2016) <i>Improving the Deflection Amplification Factor Regarding the Effects of Panel Zone in Steel Structures</i> . The thesis is presented as |
| Connection | ۶- اتصال | |
| Beam | ۷- تیر | |
| Column | ۸- ستون | |
| Web | ۹- جان | |
| Flange | ۱۰- بال | |
| Flexural Moment | ۱۱- لنگر خمشی | |
| Axial Force | ۱۲- نیروی محوری | |
| Shear Force | ۱۳- نیروی برشی | |
| Static Nonlinear Analysis (Push Over) | ۱۴- تحلیل غیر خطی استاتیکی (پوش آور) | |

Force- Axial Deformation	۲۵- نیرو - تغییر شکل محوری	Rigid Boundaries	۱۵- مرزهای صلب
Moment- Curvature Behavior	۲۶- رفتار لنگر - انحنای	Reverse Mechanism	۱۶- عملکرد معکوس
Force- Shear Deformation	۲۷- نیرو - تغییر شکل برشی	Strike Slip Mechanism	۱۷- عملکرد امتداد لغز
Section Aggregator	۲۸- مقطع ترکیبی	Far- Field Earthquake	۱۸- حوزه دور
Rayleigh Damping	۲۹- میرایی رایلی	Radius Rupture	۱۹- شعاع شکست
Load Control	۳۰- نیرو کنترل	No Pulse	۲۰- فاقد پالس
Incremental Nonlinear Dynamic Analysis	۳۱- تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی	Box Sections	۲۱- مقاطع قوطی
		Base Level	۲۲- تراز پایه
Standard Deviation	۳۲- انحراف معیار استاندارد	Reduction Factor	۲۳- ضریب رفتار ساختمان
		Fiber Sections	۲۴- مقاطع فایبر

پیوست

جدول (۱): مشخصات رکوردهای ۲۰ زلزله‌ی مفروض در تحلیل‌ها که از سایت PEER اخذ شده‌اند.

شماره	نام زلزله	سال	نام ایستگاه	بزرگا	عملکرد	بیشینه شتاب زمین (g)
۱	Borrego	۱۹۴۲	El Centro Array #9	۶/۵	امتداد لغز	۰/۰۷
۲	Northern Calif-02	۱۹۵۲	Ferndale City Hall	۵/۲	امتداد لغز	۰/۰۸
۳	El Alamo	۱۹۵۶	El Centro Array #9	۶/۸	امتداد لغز	۰/۰۵
۴	Hollister-01	۱۹۶۱	Hollister City Hall	۵/۶	امتداد لغز	۰/۱۱
۵	Hollister-02	۱۹۶۱	Hollister City Hall	۵/۵	امتداد لغز	۰/۰۷
۶	Parkfield	۱۹۶۶	Cholame - Shandon Array #12	۶/۱۹	امتداد لغز	۰/۰۶
۷	Borrego Mtn	۱۹۶۸	El Centro Array #9	۶/۶۳	امتداد لغز	۰/۱۳
۸	San Fernando	۱۹۷۱	Fairmont Dam	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۱
۹	San Fernando	۱۹۷۱	Gormon - Oso Pump Plant	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۰
۱۰	San Fernando	۱۹۷۱	Lake Hughes #1	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۵
۱۱	San Fernando	۱۹۷۱	Palmdale Fire Station	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۵
۱۲	San Fernando	۱۹۷۱	Pasadena - CIT Athenaeum	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۱
۱۳	San Fernando	۱۹۷۱	Puddingstone Dam (Abutment)	۶/۶۱	معکوس	۰/۰۷
۱۴	San Fernando	۱۹۷۱	Santa Felita Dam (Outlet)	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۵
۱۵	San Fernando	۱۹۷۱	Whittier Narrows Dam	۶/۶۱	معکوس	۰/۱۱
۱۶	Point Mugu	۱۹۷۳	Port Hueneme	۵/۶۵	معکوس	۰/۱۳
۱۷	Friuli_ Italy-01	۱۹۷۶	Codroipo	۶/۵	معکوس	۰/۰۹
۱۸	Coyote Lake	۱۹۷۹	San Juan Bautista_ 24 Polk St	۵/۷۴	امتداد لغز	۰/۱۱
۱۹	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	Calipatria Fire Station	۶/۵۳	امتداد لغز	۰/۱۳
۲۰	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	Coachella Canal #4	۶/۵۳	امتداد لغز	۰/۱۳

Accurately Estimation of Story Drifts of Steel Medium moment Frame Buildings, Considering Panel Zone Effects

Ziba Darabi¹ and Majid Mohammadi^{2*}

M.Sc. Graduate, University of Science and Culture, Tehran, Iran

Associate Professor, IIEES, Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: m.mohammadigh@iiees.ac.ir

In seismic design codes, the maximum real relative displacement due to nonlinear behavior of the structure is estimated from variation coefficient of the relative linear displacement multiplied by the coefficient of deflection amplification factor (C_d). This coefficient is obtained by considering nonlinear displacement of the members of the structure and depends on the lateral load-resisting system. The previous studies indicate that the panel zone can have a significant effect on the behavior of a frame, and in particular, its lateral displacement. Therefore, to predict the precise behavior of the frame, the effect of the panel zone should be considered, but this factor has not been included in the estimation of the C_d value so far. Therefore, the storey drifts are under-estimated. The main purpose of this study is to consider the effect of the panel zone on C_d for Intermediate Moment Resisting Steel Frames (IMRSF). In this regard, two buildings have been designed based on the Iranian seismic design codes in ETABS software. A 4-story building is designed twice, once by I-section columns, and the other by box section columns. The structure with IPE sections has an IMRSF and, a Concentric Bracing Frame (CBF) with conventional ductility in two main directions. However, the structure of the box section has an IMRSF in both directions. After designing the structures, a flexural frame was selected from both structures and was modeled in the OpenSees Software for two conditions: with and without modeling panel zones. Incremental Dynamic Analyses (IDA) has been performed for 46 ground motion records.

To determine a correction factor for C_d in order to consider the panel zone effects, the ratio of the nonlinear maximum drift that of the model without panel zone effects is calculated for each ground motion. The results of the analyses show that in general, considering the effect of the panel zone in the analytical model, leads to an increase in the maximum drift values and ignoring the effect of the panel zone in the structure with the I or Box sections, causes the displacement of the floors to be 28% and 16% less than actually estimated, respectively. This effect for the structure with IPE sections is greater than Box sections, for its smaller web thickness and thus lower thickness of the panel zone. Therefore, it can be concluded that the thickness of the panel zone plays a key role in the structural response. Finally, it is recommended to increase C_d coefficient of intermediate moment resisting frames as 1.28 and 1.16 for the structures with I-section and Box-sections in their columns, respectively.

Keywords: Deflection Amplification Factor, Panel Zone, Nonlinear Time History Analysis, Steel Structures.