

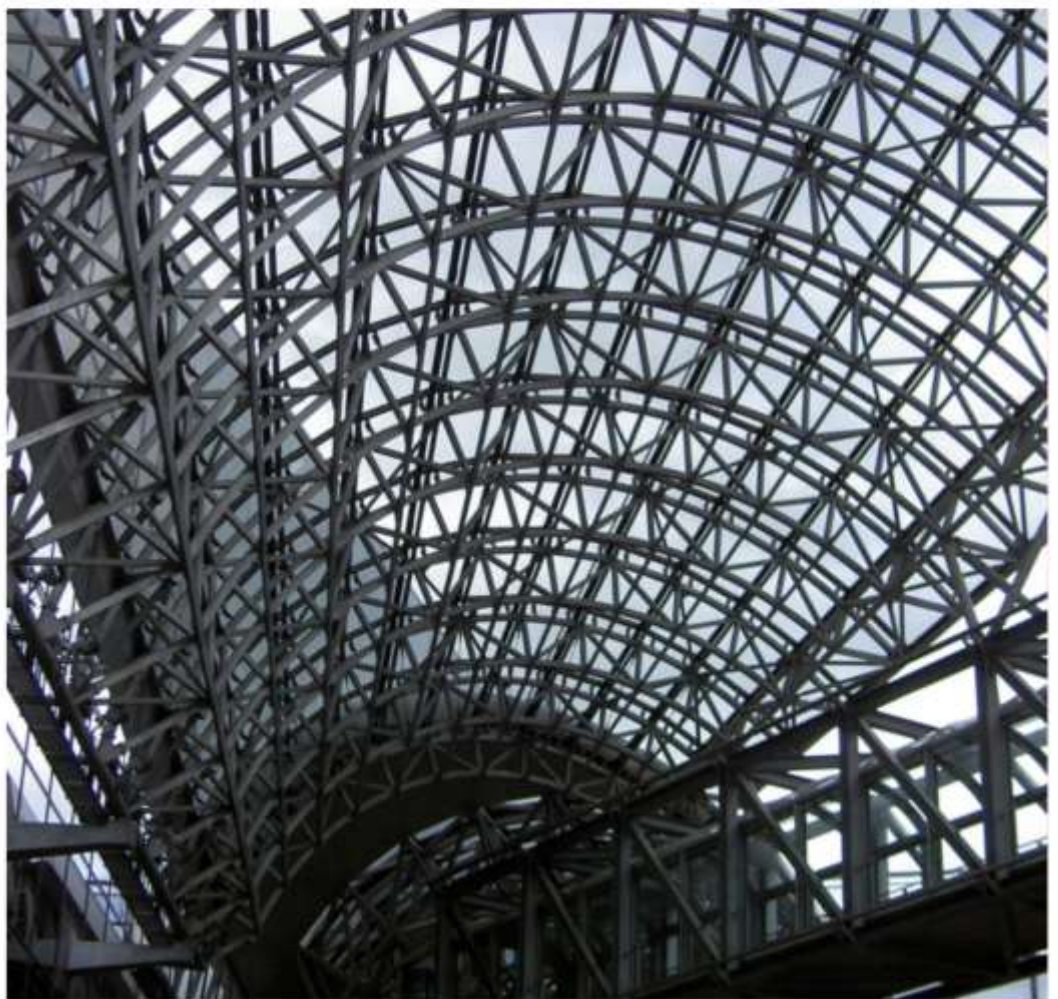


نشریه علمی

سازه و فولاد

پاییز ۱۴۰۴

دوره ۱۹، شماره ۴۹



مدلسازی مکانیکی و تحلیل اجزای محدود میراگر فولادی U-ADAS

محمدرضا مایمرهانی، ابانزار احمدی

ارزیابی ضریب رفتار سیستم های مهاربندی گمانش تاب بر اساس ارتفاع سازه

سپهرید سرودلین، سیدعلی رضوی طباطبایی

مدلسازی اجزای محدود آسیب لرزهای رمپ پله فولادی با روش جداسازی ستونک فشاری

شکینیا کمالی، احسان دهقانی، سید محمد چاوشی

بهینه یابی بر مبنای عملکرد و ارزیابی لرزهای سازه های بلند با سیستم مهاربندی زیپیر و شورون

کیوان فرژد، حامد محمدی

ارزیابی احتمال فروریزش قابهای بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی تحت زلزله های نزدیک گسل پالس دار با روش FEMA P-695

ماریسا رفهت افن، نوید سپاه پلو

طراحی سخت کننده بهینه برای صفحات برشی فولادی با بازشوی مریخی مرکزی

سید علی حسینی، سید علی اصغر حسین زاده



نشریه علمی
سازه و فولاد
Journal of
Steel & Structure

دوره ۱۹

شماره ۴۹

پاییز ۱۴۰۴

صاحب امتیاز: انجمن سازه های فولادی ایران

مدیر مسئول: پروفسور سیدرسول میرقادری

سردبیر: پروفسور مهدی قاسمیه

مدیر داخلی: مهندس نیما لطفی

امور گرافیکی: احسان ارضی

ویرایش و صفحه آرایی: مهندس زهره سادات فردطباطبایی

نشانی: تهران، بزرگراه شیخ فضل اله نوری، فاز ۲ شهرک

فرهنگیان، خیابان نارگل، خیابان شهید علی مروی، خیابان

حکمت، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، معاونت

آموزش و توسعه فناوری، انجمن سازه های فولادی ایران

شماره دفتر: ۰۲۱-۸۸۲۵۵۹۴۲ (داخلی ۵۶۱)

شماره همراه: ۰۹۰۱۹۹۴۳۳۰۱

نشانی سایت: journaliss.ir

اعضای هیئت تحریریه

پروفسور فرهاد دانشجو

پروفسور دکتر علی اکبر آقاکوچک

پروفسور مجتبی ازهری

دکتر علی مزروعی

پروفسور محسن گرامی

دکتر اباذر اصغری

پروفسور بهروز عسگریان

دکتر نادر فناپی

دکتر فرشید مالک قایینی

پروفسور محمد رضایی پژند

دکتر مجید جمال امید

دکتر محمد سهیل قبادی

دکتر سیامک ایپکچی

دکتر سیدعلی رضوی طباطبایی

اعضای هیئت تحریریه بین المللی

پروفسور ایمان حاجی رسولیها

دکتر شهاب الدین ترابیان

دکتر کامیار کیلداشتی

Journaliss.ir

فهرست مطالب

- مدل سازی مکانیکی و تحلیل اجزای محدود میراگر فولادی U-ADAS ۵
محمد رضا علیمردانی، اباذر اصغری
- ارزیابی ضریب رفتار سیستم های مهاربندی کمانش تاب بر اساس ارتفاع سازه ۱۸
سعید سرودلیر، سید علی رضوی طباطبایی
- مدل سازی اجزای محدود آسیب لرزهای رمپ پله فولادی با روش جداسازی ستونک فشاری ۳۳
شکیبا کمالی، احسان دهقانی، سید محمد چاوشی
- بهینه یابی بر مبنای عملکرد و ارزیابی لرزهای سازه های بلند با سیستم مهاربندی زیپر و شورون ۴۶
کیوان فرزاد، حامد محمدی
- ارزیابی احتمال فروریزش قاب های بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی تحت زلزله های نزدیک گسل پالس دار با روش FEMA P-695 ۶۶
علیرضا رفعت فر، نوید سیاه پلو
- طراحی سخت کننده بهینه برای صفحات برشی فولادی با بازشوی مربعی مرکزی ۸۲
سید علی حسینی، سید علی اصغر حسین زاده



نشریه علمی

سازه و فولاد

Journal of
Steel & Structure



<http://journaliss.ir>

مدل سازی مکانیکی و تحلیل اجزای محدود میراگر فولادی U-ADAS

محمد رضا علیمردانی^۱، اباذر اصغری^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

*تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳۱۱۱۵۵، abazar.asghari@ut.ac.ir

چکیده

در این مقاله یک میراگر فولادی جدید با هندسه U شکل و بُعد عمود بر صفحه متغیر (U-ADAS) برای بهبود توزیع تسلیم در طول عضو معرفی شده است. با استفاده از یک مدل مکانیکی ساده شده، روابط بسته ای برای نیروی تسلیم، جابه جایی تسلیم و سختی اولیه بر حسب هندسه و خواص مصالح استخراج شده است. رفتار مصالح فولادی در چارچوب یک مدل سخت شوندگی ترکیبی و بر اساس نتایج آزمایشگاهی موجود به طور عددی کالیبره شده و سپس در شبیه سازی های اجزای محدود به کار گرفته شده است. میراگرهای U-ADAS و U شکل در نرم افزار آباکوس تحت پروتکل بارگذاری FEMA 461 مدل سازی و تحلیل شده اند. نتایج نشان می دهد اختلاف بین مقادیر تحلیلی و عددی جابه جایی تسلیم، نیروی تسلیم و سختی اولیه به ترتیب حدود ۴، ۹ و ۴ درصد است؛ که دقت مدل مکانیکی پیشنهادی را تأیید می کند. مقایسه منحنی های هیستریزس، توزیع کرنش پلاستیک و انرژی اتلافی نشان می دهد میراگر U-ADAS با وجود کاهش حدود ۳۰ درصدی جرم، انرژی تجمعی مستهلک حدود ۱۱ درصد بیش تر، نسبت به میراگر U شکل مستهلک کرده و خرابی آن در دامنه های جابه جایی بزرگ تر رخ می دهد. این نتایج کارایی لرزه ای بالاتر و پتانسیل استفاده میراگر U-ADAS را به عنوان گزینه ای سبک وزن و بهینه در سیستم های کنترل غیرفعال سازه ای نشان می دهد.

واژگان کلیدی

میراگر فولادی U-ADAS، میراگر U شکل، توزیع یکنواخت تسلیم، مدل سازی اجزای محدود

Mechanical Modeling and Finite Element Analysis of a U-ADAS Steel Damper

M. Alimardani, A. Asghari

Abstract

This paper introduces a new steel energy dissipation device with U-shaped geometry and variable in-plane width (U-ADAS), aimed at improving the uniformity of yielding along the member. Using a simplified mechanical model, closed-form expressions are derived for the yield force, yield displacement and initial stiffness as functions of geometry and material properties. The cyclic behavior of the steel is numerically calibrated within a combined hardening framework based on available experimental data and then implemented in the finite element simulations. U-ADAS and conventional U-shaped dampers are modeled and analyzed in ABAQUS under the FEMA 461 loading protocol. The results show that the differences between analytical and numerical values of yield displacement, yield force and initial stiffness are approximately 4%, 9% and 4%, respectively, confirming the accuracy of the proposed mechanical model. Comparison of hysteresis curves, plastic strain distribution and dissipated energy indicates that the U-ADAS damper, despite having about 30% less mass, dissipates roughly 11% more cumulative energy than the U-shaped damper and fails at larger displacement amplitudes. These findings demonstrate the superior seismic performance and the potential application of the U-ADAS damper as a lightweight option in passive structural control systems.

Keywords

Steel U-ADAS Damper, U-Shaped Damper, Uniform Yielding Distribution, Finite Element Modeling



۱- مقدمه

سازه‌های عمرانی همواره تحت تأثیر بارهای دینامیکی نظیر زلزله قرار دارند که می‌توانند منجر به ایجاد آسیب‌های شدید و اختلال طولانی‌مدت در بهره‌برداری از آن‌ها شوند. در دهه‌های اخیر، رویکرد طراحی لرزه‌ای از تأمین صرف ایمنی در برابر فروریزش به سمت طراحی مبتنی بر عملکرد و تاب‌آوری سازه‌ها تغییر یافته است. پیشرفت‌های اخیر در طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد و توسعه سیستم‌های سازه‌ای جایگزین، دامنه راهبردهای موجود برای ارتقای تاب‌آوری لرزه‌ای را به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای گسترش داده‌اند [۱-۳].

مطالعات جدیدتر، پیکربندی‌های جایگزین مهاربندی نظیر مهاربندهای هلالی شکل^۱ [۴]، مهاربندهای دوخطی برون‌مرکز^۲ [۵] و ارزیابی‌های حساسیت برای انواع مختلف مهاربند و تعداد طبقات گوناگون [۶] را پیشنهاد کرده‌اند که به افزایش شکل‌پذیری، کاهش آثار کمانش و بهبود اتلاف انرژی منجر می‌شوند. علاوه بر این، ترکیب قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور^۳ با قاب‌های خمشی ویژه در قالب سیستم‌های دوگانه به‌عنوان رویکردی برای بهبود توزیع انرژی و ارتقای تاب‌آوری کلی لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است، [۷ و ۸]. فراتر از قاب‌های مهاربندی‌شده، سایر سیستم‌های نوآورانه مقاوم جانبی نظیر قاب‌های ستون پیوندی^۴ و سیستم‌های ستون پیوندی^۵ نیز معرفی شده‌اند که قابلیت ترمیم‌پذیری بالا و عملکرد لرزه‌ای رقابتی در مقایسه با قاب‌های متعارف ارائه می‌کنند [۹ و ۱۰]. مطالعات انجام‌شده بر روی دیوارهای برشی جفت‌شده سوراخ‌دار و دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده‌های ضربدری نیز رویکردهای جدیدی را برای بهبود مقاومت جانبی، سختی و اتلاف انرژی نشان داده‌اند [۱۱]. علاوه بر این، قاب‌های مهاربندی‌شده برون‌محور چندسطحی^۶ به‌تازگی از نظر رفتار کمانش جانبی-پیچشی و عملکرد لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته‌اند [۱۲]. این تحولات در مجموع بیانگر تنوع روبه‌افزایش سیستم‌های لرزه‌تاب‌آور در مقیاس سیستم سازه‌ای هستند که عمدتاً از طریق اصلاح سامانه باربر جانبی، عملکرد لرزه‌ای مطلوب‌تری فراهم می‌کنند.

با وجود این پیشرفت‌ها، در بسیاری از پروژه‌های بهسازی لرزه‌ای و حتی طراحی سازه‌های جدید، استفاده از دستگاه‌های غیرفعال اتلاف انرژی در مقیاس عضو، به‌ویژه میراگرهای فلزی

تسلیم‌شونده، همچنان یکی از کارآمدترین و اقتصادی‌ترین راهکارها برای کنترل پاسخ لرزه‌ای محسوب می‌شود. یکی از روش‌های متداول به‌منظور کاهش آسیب‌های ناشی از زلزله، به‌کارگیری سیستم‌های کنترل غیرفعال، از جمله جداسازهای لرزه‌ای و میراگرها است که بدون نیاز به هرگونه منبع انرژی خارجی، سختی و ظرفیت مقاوم سازه را بهبود می‌بخشند. این سیستم‌ها شامل انواع مختلف میراگرها از جمله میراگرهای اصطکاکی، فولادی تسلیم‌شونده، ویسکوالاستیک و ویسکوز هستند [۱۳-۱۶].

به‌دلیل سادگی، میراگرهای اصطکاکی کاربرد گسترده‌ای در سازه‌ها یافته‌اند. این میراگرها که نخستین‌بار توسط پال^۷ و همکاران در سال ۱۹۸۰ معرفی شدند [۱۷ و ۱۸]، از طریق ایجاد اصطکاک لغزشی، انرژی زلزله را مستهلک کرده و بدین ترتیب از بروز تشدید ارتعاشات جلوگیری می‌نمایند [۱۹]. میراگرهای ویسکوالاستیک با افزایش سختی جانبی و میرایی ویسکوز، بخشی از انرژی زلزله را مستهلک می‌کنند [۲۰]. نخستین کاربرد این میراگرها در سال ۱۹۶۹ و در برج‌های دوقلوی مرکز تجارت جهانی، با هدف مقابله با بارهای باد بوده است و پس از آن، استفاده از آن‌ها به سازه‌های مقاوم در برابر زلزله نیز گسترش یافته است. این نوع میراگرها به‌دلیل قابلیت اطمینان بالا و هزینه نسبتاً پایین شناخته شده‌اند، هرچند معایبی نظیر حساسیت به دما و ظرفیت نیرویی محدود دارند [۲۱]. سیستم میراگر جرمی تنظیم‌شونده^۸ نیز با افزودن یک جرم و مکانیزم فنر-میرایی به سازه، نسبت به ارتعاشات ناشی از زلزله و باد واکنش نشان داده و آن‌ها را کاهش می‌دهد. هرچند انتظار می‌رود کارایی این سیستم در برابر بارهای باد بیش‌تر باشد، به‌کارگیری چندین TMD در ترازهای مختلف سازه برای بهبود عملکرد لرزه‌ای نیز توصیه شده است [۲۲].

میراگرهای فولادی تسلیم‌شونده، که از طریق تغییر شکل پلاستیک و تشکیل حلقه‌های پسماند هیستریزس انرژی را جذب می‌کنند، یکی از گزینه‌های قابل‌اعتماد برای تقویت لرزه‌ای سازه‌ها به‌شمار می‌آیند. با این حال، در سیستم‌های مهاربندی‌شده، کمانش مهاربند فشاری می‌تواند ظرفیت جذب انرژی را کاهش دهد [۲۳ و ۲۴]. صفحات ADAS^۹ و TADAS^{۱۰} با ایجاد میرایی و تسلیم در مهاربندها، ضمن جذب انرژی زلزله، سختی جانبی سازه

⁶ Multi-Tier Eccentrically Braced Frames

⁷ Pall

⁸ Tuned Mass Damper (TMD)

⁹ Added Dampinig and Stiffness

¹⁰ Triangular Added Dampinig and Stiffness

¹ Crescent-Shaped Braces

² Off-Center Bilinear Braces

³ Concentrically Braced Frames (CBFs)

⁴ Linked Column Frames (LCFs)

⁵ Linked Column Systems (LCSs)



را نیز افزایش می‌دهند [۲۰]. در صفحات ADAS، جذب انرژی عمدتاً از طریق تغییرشکل خمشی صورت گرفته و تسلیم به‌طور تقریباً یکنواخت در تمام ارتفاع صفحه رخ می‌دهد. در مقابل، صفحات TADAS با شکل V-مانند خود، موجب افزایش سختی قاب و کاهش تغییرمکان‌ها می‌شوند؛ هرچند ممکن است در زلزله‌های شدید، شکل‌پذیری کافی را تأمین نکنند [۲۵]. تسای^۱ و همکاران عملکرد دستگاه‌های TADAS را در ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله مورد بررسی قرار دادند. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که المان‌های TADAS قادر به تحمل چندین چرخه تسلیم بدون کاهش محسوس مقاومت و سختی هستند. این مطالعه همچنین دستورالعمل‌های طراحی مربوط به این نوع میراگرها را ارائه کرده و کارآمدی آن‌ها را در اتلاف انرژی و بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تأیید کرده است [۲۶].

باقری و همکاران عملکرد لرزه‌ای میراگرهای فولادی تسلیم‌شونده^۲ را در قاب‌های فولادی بررسی و آن‌ها را با میراگرهای اصطکاکی دورانی^۳ مقایسه کردند. تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی بر روی قاب‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه نشان داد که هر دو نوع میراگر با انتقال رفتار غیرخطی از قاب به المان‌های میراگر، به‌طور مؤثر آسیب سازه‌ای را کاهش می‌دهند؛ با این حال، نتایج حاکی از آن بود که میراگرهای^۴ شکل در کاهش تغییرمکان‌های جانبی کارایی بیش‌تری دارند [۲۷].

چراغی و همکاران نیز به بررسی عددی و تحلیلی میراگرهای^۵ شکل و تأثیر آن‌ها بر عملکرد قاب‌های فولادی پرداختند. در این پژوهش، اثر ابعاد مختلف میراگرهای^۶ شکل بر سختی، مقاومت و ظرفیت اتلاف انرژی در قالب مطالعات پارامتریک ارزیابی شد [۲۸].

محبوبی و ملکی یک رده جدید از دستگاه‌های غیرفعال اتلاف انرژی لرزه‌ای معرفی و بهینه‌سازی کرده‌اند. در گام نخست، آن‌ها میراگر لوله‌ای دوتایی^۷ را پیشنهاد دادند که از دو لوله جوش‌شده تشکیل شده و تحت بارگذاری برشی قرار می‌گیرد. در این میراگر، اتلاف انرژی از طریق تغییرشکل خمشی لوله‌ها و تشکیل یک میدان کششی قطری در جابه‌جایی‌های بزرگ صورت می‌گیرد. نتایج آزمایش‌های تجربی، شکل‌پذیری بالا و حلقه‌های پسماند پایدار این سامانه را نشان داد و در ادامه، مدل‌های اجزای محدود غیرخطی برای انجام مطالعات پارامتریک توسعه داده شد [۲۹].

علیمردانی و همکاران یک میراگر نوین به نام بالشتک دوگانه^۸ تودرتو^۹ را معرفی و به‌طور آزمایشگاهی و عددی بررسی کردند. این میراگر با استفاده از دو بالشتک فولادی تودرتو و مکانیزم دومرحله‌ای تسلیم، امکان اتلاف انرژی چندسطحی و قابل تنظیم را فراهم می‌کند. نتایج نشان داد افزایش ضخامت و کاهش فاصله افقی بین بالشتک‌ها، سختی اولیه و انرژی اتلافی را افزایش داده و این میراگر را به یک گزینه کارآمد و اقتصادی برای بهسازی و سازه‌های جدید تبدیل می‌کند [۳۰].

جیانگ^{۱۰} و همکاران نیز یک دستگاه اتلاف انرژی^{۱۱} شکل را برای سیستم‌های پل-ریل خطوط ریلی پرسرعت توسعه دادند. نتایج آزمون‌ها و تحلیل‌ها نشان داد که این دستگاه با برخورداری از حلقه‌های هیستریزیس پایدار، ظرفیت بالای اتلاف انرژی و قابلیت تعویض پس از زلزله، در حفاظت لرزه‌ای و بهسازی این سامانه‌ها بسیار مؤثر است [۳۱].

اوزکاینک^۷ و همکاران، عملکرد بالشتک‌های فولادی^۸ به‌عنوان اتصال بین دیوارهای بتن‌آرمه را بررسی کرده و اثر ضخامت‌های مختلف ۳، ۵ و ۸ میلی‌متر را بر رفتار این سامانه تحت بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت ارزیابی نمودند [۳۲]. آزمایش‌ها بر اساس پروتکل FEMA 471 انجام گرفت [۳۳] و نتایج نشان داد با افزایش ضخامت SC، نیروی تسلیم افزایش یافته، جابه‌جایی تسلیم کاهش می‌یابد و شکل‌پذیری تحت بارهای محوری و برشی بهبود پیدا می‌کند. همچنین در هر دو نوع آزمایش محوری و برشی، انرژی مستهلک‌شده با افزایش ضخامت بیش‌تر شده و بیش‌ترین نسبت میرایی معادل برای نمونه‌های با ضخامت ۵ میلی‌متر به‌دست آمد.

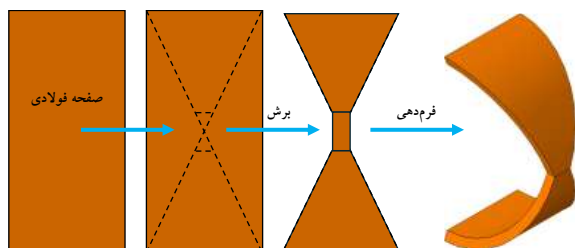
گولو^۹ و همکاران با استفاده از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار آباکوس و در نظر گرفتن سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و کینماتیک، روابط تحلیلی با فرم بسته برای رفتار برشی SC ارائه کردند. نتایج نشان داد نیروی فشاری محوری باعث افزایش ظرفیت نیروی برشی می‌شود، درحالی‌که نیروی کششی محوری این ظرفیت را کاهش می‌دهد. مقایسه نتایج عددی با داده‌های آزمایشگاهی نیز نشان داد که مدل‌های تحلیلی ارائه‌شده قادر به پیش‌بینی دقیق رفتار SC هستند [۳۴].

یوکسل^{۱۰} و همکاران روابط طراحی SC تحت بارگذاری هم‌زمان برشی و محوری را توسعه داده و منحنی طراحی بدون بعد آن را ارائه کردند [۳۵].

⁶ Jiang
⁷ Ozkaynak
⁸ Steel Cushion Damper (SC)
⁹ Gulu
¹⁰ Yüksel

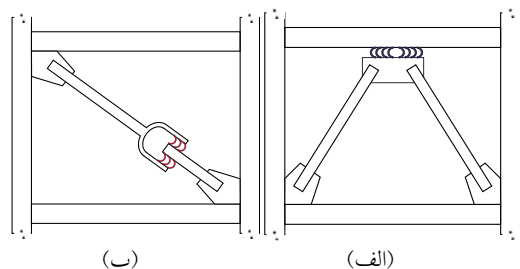
¹ Tsai
² U-Shape Dampers
³ Friction Damper Devices (FDD)
⁴ Dual-Pipe Damper
⁵ Nested Cushion Damper (NCD)





شکل ۲- فرآیند ساخت میراگر U-ADAS

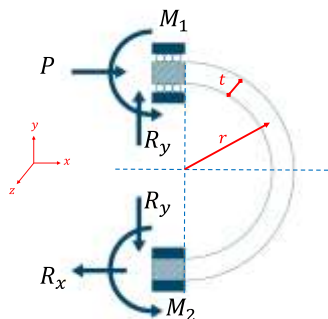
استفاده از میراگر U-ADAS مشابه میراگرهای U شکل می‌تواند در قاب‌های مهاربندی به‌کار گرفته شود. برای مثال دو نمونه قاب مهاربندی همگرای قطری و شورون و جای‌گیری متناظر میراگرهای U-ADAS در شکل (۳) دیده می‌شود.



شکل ۳- جای‌گیری میراگر U-ADAS در سازه مهاربندی: الف) شورون ب) قطری

۲-۲- مدل مکانیکی میراگر U-ADAS

برای ارضای این هدف یعنی جاری‌شدن یکنواخت مقطع باید مقدار انحنا (K) در هر مقطع صفحه فولادی ثابت باشد. بدین منظور ابتدا باید مدل ساده‌شده مکانیکی آن تحلیل شود. در شکل (۴) مدل ساده‌شده مکانیکی این میراگر نمایش داده شده است. مقدار بار P در قسمت فوقانی این تیر نامعین اعمال شده است. در این شکل شعاع مقطع (r) و ضخامت آن است. مقادیر عکس‌العمل تکیه‌گاهی (مقادیر R_x , R_y , M_1 و M_2) با ارضای معادلات تعادل، محاسبه می‌شوند.



شکل ۴- مدل مکانیکی ساده‌شده میراگر U-ADAS

در این مطالعه ابتدا میراگر جدید U-ADAS معرفی شده، هدف از توسعه آن تشریح می‌شود و رفتار آن با یک میراگر U شکل متداول مقایسه می‌شود. سپس معادلات مکانیکی ساده‌شده میراگر U-ADAS استخراج شده و برای ارزیابی دقت مدل‌سازی عددی، یک مدل کشش مستقیم برای کالیبراسیون رفتار مصالح فولادی و یک مدل عددی میراگر U شکل مرجع مانند میراگر بالشتک فولادی در محیط اجزای محدود تحلیل و صحت‌سنجی می‌شوند. در ادامه، هر دو میراگر تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته و منحنی‌های نیرو-جابجایی، میزان انرژی اتلافی و میرایی ویسکوز معادل آن‌ها استخراج و با یکدیگر مقایسه می‌شود. همچنین، نتایج عددی حاصل با معادلات مکانیکی پیشنهادی مقایسه شده و بدین ترتیب دقت و کارایی مدل مکانیکی ارائه‌شده در پیش‌بینی رفتار هیستریزس میراگر U-ADAS مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

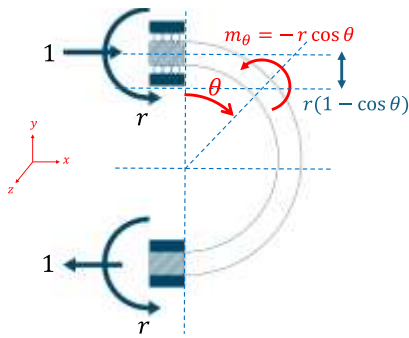
۲- میراگر U-ADAS

۲-۱- معرفی میراگر U-ADAS

میراگر U-ADAS یک میراگر U شکل است که به‌جای اندازه ثابت بعد عمود بر صفحه مطابق شکل (۱) بعد عمود بر صفحه متغیر دارد. ساخت این میراگر مطابق میراگر U شکل است، یا این تفاوت که قبل از فرآیند فرم‌دهی به صفحه فولادی مورد نظر، ابتدا صفحه فولادی برش خورده و سپس فرآیند فرم‌دهی سرد صورت می‌گیرد (شکل (۲)). میراگر U-ADAS همانند میراگر U شکل از نمای جانبی به صورت یک نیم‌دایره است. هدف از ساخت میراگر U-ADAS، همانند میراگر ADAS، جاری‌شدن یکنواخت صفحه فولادی و استفاده از تمامی ظرفیت مقطع است. این هدف در اینجا با تغییرات بعد عمود بر صفحه b امکان‌پذیر است.



شکل ۱- میراگر U-ADAS



شکل ۶- مقدار لنگر بار واحد در هر مقطع میراگر U-ADAS

بنابراین مطابق رابطه (۷)، مقدار جابه‌جایی (δ) در محل بار P حاصل می‌شود:

$$\delta = \int \frac{Mm}{EI} ds = \int \frac{M_{\theta} m_{\theta}}{E I(\theta)} r d\theta \quad (7)$$

$$\rightarrow \delta = \frac{24Pr^3}{b_{max} E t^3}$$

مطابق روابط (۶) و (۷)، مقادیر P_y و δ_y به ترتیب در رابطه‌های (۸) و (۹) محاسبه می‌شود:

$$P_y = \frac{b_{max} \sigma_y t^2}{6r} \quad (8)$$

$$\delta_y = \frac{24P_y r^3}{6P_y r} = \frac{4\sigma_y r^2}{E t} \quad (9)$$

بنابراین مقدار سختی اولیه میراگر (K) با رابطه (۱۰) قابل محاسبه است:

$$K = \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{b_{max} \sigma_y t^2}{6r} \cdot \frac{E t}{4\sigma_y r^2} = \frac{E b_{max} t^3}{24 r^3} \quad (10)$$

نکته قابل توجه این است که مطابق روابط (۸) الی (۱۰)، مقادیر P_y ، δ_y و K از یکدیگر مستقل بوده و صرفاً با هندسه و مصالح مورد استفاده قابل محاسبه هستند.

۳- صحت سنجی

در این بخش، یک روند صحت‌سنجی دو مرحله‌ای انجام شده است. در گام نخست، مدل رفتاری مصالح بر اساس نتایج آزمایش‌های کششی کالیبره می‌شود و در گام دوم، مدل میراگر بالشتکی فولادی (SC) از طریق بازتولید منحنی‌های هیستریزس آزمایشگاهی آن مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. جزئیات هر یک از این مراحل در ادامه تشریح شده است.

۳-۱- آزمایش کشش مستقیم

رفتار چرخه‌ای فولاد با استفاده از یک مدل سخت‌شوندگی ترکیبی شبیه‌سازی شد. مدلی که امکان جابه‌جایی و گسترش هم‌زمان سطح تسلیم را در فضای تنش فراهم کرده و بدین ترتیب، قابلیت بازتولید رفتار پلاستیک یکنواخت و چرخه‌ای، از جمله اثر

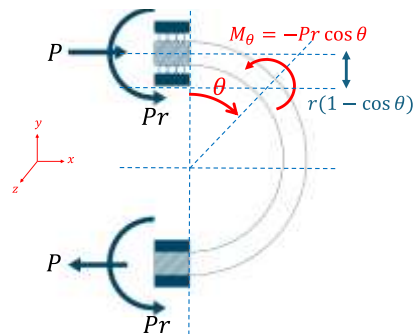
باتوجه به رابطه (۱) تعادل استاتیکی در جهت x مقدار عکس‌العمل افقی (R_x) برابر P محاسبه می‌شود.

$$\sum F_x = 0 \rightarrow R_x = P \quad (1)$$

تیر نامعین دارای تقارن غیرمستقیم است. بنابراین مقدار عکس‌العمل عمودی (R_y) صفر شده و مقدار لنگر در تکیه‌گاه‌ها برابر است. مقدار لنگر M_1 و M_2 با ارضای تعادل لنگر مطابق رابطه (۲) در هر نقطه‌ای برابر Pr است.

$$\sum M_o = 0 \rightarrow 2M_1 = 2Pr \rightarrow M_1 = Pr \quad (2)$$

مطابق شکل (۵) مقدار لنگر در هر مقطع تیر (M_{θ}) برابر $-Pr \cos \theta$ است.



شکل ۵- مقدار لنگر در هر مقطع میراگر U-ADAS

با داشتن مقدار لنگر در هر مقطع تیر (M_{θ}) می‌توان مقدار κ را مطابق رابطه (۳) نوشت:

$$\kappa(\theta) = \frac{M(\theta)}{E I(\theta)} = \frac{Pr \cos \theta}{E \frac{b(\theta)t^3}{12}} \quad (3)$$

ازطرفی برای جاری‌شدن مقطع به‌صورت هم‌زمان مطابق رابطه (۴) باید برقرار باشد. بنابراین مقدار $b(\theta)$ محاسبه می‌شود:

$$\sigma_y = \frac{M}{S} \rightarrow \sigma_y = \frac{Pr \cos \theta}{\frac{b(\theta)t^2}{6}} \quad (4)$$

$$\rightarrow b(\theta) = \frac{6 Pr \cos \theta}{\sigma_y t^2}$$

مقدار κ با داشتن $b(\theta)$ از رابطه (۴) برابر مقدار ثابت در رابطه (۵) می‌شود:

$$\kappa(\theta) = \frac{Pr \cos \theta}{E \frac{b(\theta)t^3}{12}} = \frac{2 \sigma_y}{E t} = const. \quad (5)$$

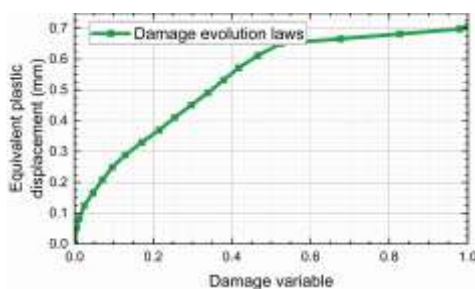
مقدار $b(\theta)$ حداکثر (b_{max}) مطابق رابطه (۶) در $\theta = 0$ محاسبه می‌شود:

$$b_{max} = b(0) = \frac{6 P_y r}{\sigma_y t^2} \quad (6)$$

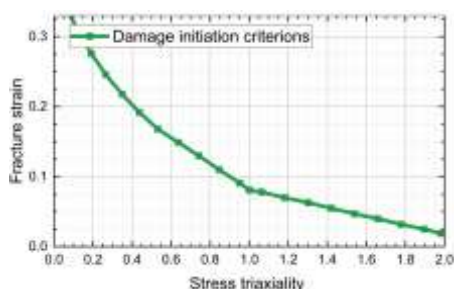
برای محاسبه مقدار جابه‌جایی میراگر در محل اعمال بار، با استفاده از روش کارمجازی یک بار واحد در محل بار مطابق شکل (۶) قرار داده می‌شود. مقدار لنگر بار واحد در هر مقطع (m_{θ}) از آن برابر $-r \cos \theta$ است.



در نظر گرفتن اثر وضعیت تنش بر آغاز آسیب، مطابق فرمول بندی آسیب نرم^۶ در نرم افزار آباکوس، استفاده شده است.



شکل ۸- مدل سازی آسیب به کاررفته در شبیه سازی های عددی: متغیر آسیب و جابه جایی پلاستیک معادل [۳۸]



شکل ۹- معیارهای شروع آسیب به کاررفته در شبیه سازی های عددی: کرنش شکست در شروع آسیب به تنش سه محوری [۳۸]

شکل (۱۰)، مدل اجزای محدود نمونه کششی را که در نرم افزار آباکوس و با استفاده از مشخصات مصالح کالیبره شده^۵ پیشین توسعه داده شده است، نشان می دهد. شبکه اجزای محدود، متشکل از المان های حجمی با انتگرال گیری کاهش یافته (C3D8R)، در شکل (۱۰-الف) همراه با توزیع تنش معادل فون میسز و کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) در مرحله ای پیشرفته از تغییر شکل، نزدیک به گسیختگی، نمایش داده شده است. همان گونه که انتظار می رود، بیشینه مقدار PEEQ در ناحیه باریک شدگی مقطع متمرکز می شود، در حالی که در نواحی با کرنش کم تر، به دلیل باز توزیع بار از مقطع باریک شده، سطوح تنش بالاتری مشاهده می شود.

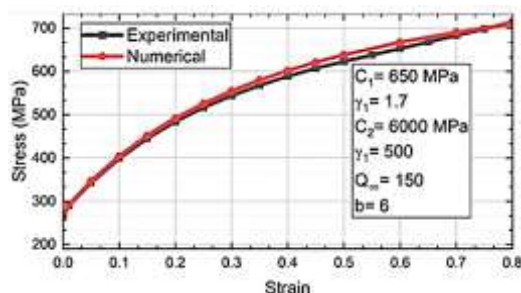
برای پایش پاسخ تنش-کرنش، دو المان نماینده (المان ۱ و المان ۲) در ناحیه بحرانی انتخاب شدند. شکل (۱۰-ب) منحنی های تنش-کرنش عددی و آزمایشگاهی را برای المان بحرانی مقایسه می کند که تطابق بسیار خوبی میان نتایج نشان می دهد و دقت روند کالیبراسیون را تأیید می نماید. مقادیر تنش و

بوشینگر را دارد. فرمول بندی مورد استفاده مبتنی بر مدل پیشنهادی آرمسترانگ^۱ و فردریک^۲ [۳۶] و توسعه یافته توسط چابوش^۳ [۳۷] است. در این مدل، سخت شوندگی کینماتیکی به صورت جمع دو مؤلفه تنش که مطابق قانون تکامل آرمسترانگ-فردریک رابطه (۱۱) تغییر می کند، در نظر گرفته شده است. در حالی که سخت شوندگی ایزوتروپیک با استفاده از یک قانون اشباع نمایی در رابطه (۱۲) توصیف می شود.

$$d\alpha_{ij} = \frac{C}{\sigma_0} (\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) d\varepsilon^p - \gamma\alpha_{ij} \varepsilon^p \quad (11)$$

$$\sigma_0(\varepsilon^p) = \sigma_{init} + Q_\infty [1 - e^{-b \times \varepsilon^p}] \quad (12)$$

کالیبراسیون مدل بر اساس نتایج آزمایش کشش مستقیم فولادی پاولوویچ^۴ و همکاران [۳۸]، انطباق بسیار مناسبی با منحنی تنش-کرنش یکنواخت آزمایشگاهی شکل (۷) نشان داد، به گونه ای که با به کارگیری پارامترهای C_1 و C_2 ، γ_1 و γ_2 ، Q_∞ و b پاسخ عددی و نتایج آزمایشگاهی تقریباً منطبق به دست آمد.



شکل ۷- منحنی های تنش-کرنش آزمایشگاهی و عددی آزمایش کشش مستقیم [۳۸]

شکل های (۸) و (۹) قوانین کاهش مقاومت ماده به کاررفته در مدل سازی آسیب را نشان می دهند. در شکل (۸)، رابطه بین متغیر آسیب و جابه جایی پلاستیک معادل ارائه شده است که رفتار نرم شوندگی سازه پس از آغاز آسیب را کنترل می کند. با افزایش متغیر آسیب از مقدار صفر (حالت بدون آسیب) تا ۱ (شکست کامل)، جابه جایی پلاستیک معادل به صورت غیرخطی افزایش یافته و بیانگر کاهش تدریجی ظرفیت باربری عضو است.

شکل (۹) وابستگی کرنش شکست^۵ در شروع آسیب به تنش سه محوری را نشان می دهد. افزایش نسبت سه محوری تنش منجر به کاهش قابل ملاحظه کرنش شکست می شود که با رفتار گسیختگی نرم در فلزات سازگار است. از این تابع برای

⁶ Ductile Damage

¹ Armstrong

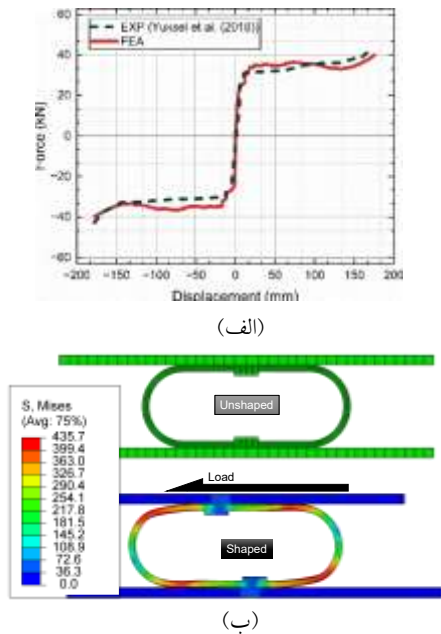
² Frederick

³ Chaboche

⁴ Pavlovic

⁵ Fracture Strain

همان‌گونه که در شکل (۱۲-الف) مشاهده می‌شود، منحنی بارگذاری عددی، تطابق مناسبی با پاسخ آزمایشگاهی دارد و دقت مدل اجزای محدود را تأیید می‌کند. شکل (۱۲-ب) توزیع تنش معادل فون میسز در میراگر SC را نشان می‌دهد که در آن، چهار ناحیه مجزای مفصل پلاستیک به‌وضوح تشکیل شده‌اند. شبکه اجزای محدود نمونه SC نیز به‌منظور مقایسه و ارجاع، در کنار آن ارائه شده است.



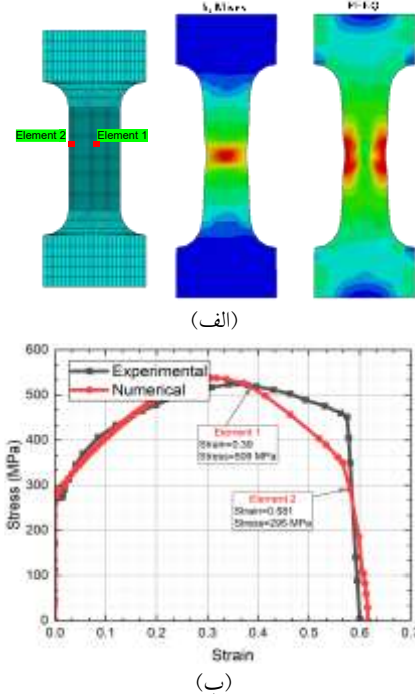
شکل ۱۲- الف) مقایسه منحنی‌های نیرو-جاب‌جایی مدل آزمایشگاهی و تحلیلی برای میراگر SC [۳۵]، ب) توزیع تنش معادل فون میسز و شبکه اجزای محدود مدل میراگر SC

۴- مدل‌سازی عددی

در این بخش، روند کلی مدل‌سازی و تحلیل عددی مورد استفاده برای تمامی شبیه‌سازی‌های این مطالعه تشریح می‌شود. تحلیل‌های غیرخطی چرخه‌ای در نرم‌افزار آباکوس و در قالب Static/General با کنترل جابه‌جایی انجام شد که امکان در نظر گرفتن پلاستیسیته و کاهش مقاومت مصالح را فراهم می‌کند. رفتار مصالح نیز مطابق مدل سخت‌شوندگی ترکیبی کالیبره‌شده چابوش، ارائه‌شده در بخش ۳-۱ تعریف شد.

پروتکل بارگذاری چرخه‌ای بر اساس دستورالعمل FEMA 461 [۳۳] و به‌صورت یک توالی از چرخه‌های جابه‌جایی متقارن با دامنه‌های به‌تدریج افزایش‌دهنده تنظیم شد؛ همان‌گونه که در شکل (۱۳) نشان داده شده است. این پروتکل مجموعه‌ای از چرخه‌های کنترل‌شده بر حسب جابه‌جایی را تجویز می‌کند که در آن، هر دامنه هدف پیش از انتقال به سطح بعدی، چندین بار تکرار

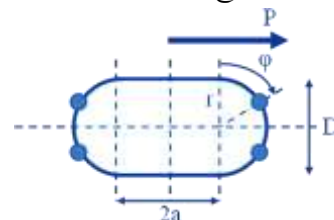
گردد. متناظر با المان ۱ به‌ترتیب برابر ۵۰۹ مگاپاسکال و ۰/۳۹ و المان ۲ به‌ترتیب برابر ۲۹۵ مگاپاسکال و ۰/۵۸۱ و نیز روی منحنی مشخص شده‌اند که نرم‌شوندگی تدریجی و افت تنش را در طی مراحل باریک‌شدگی و گسیختگی به‌خوبی نشان می‌دهند.



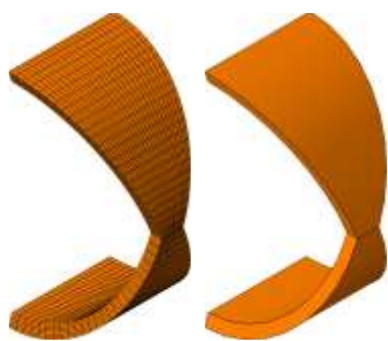
شکل ۱۰- الف) مدل اجزای محدود نمونه کششی در نرم‌افزار آباکوس شامل مش و المان‌ها، توزیع تنش معادل فون میسز و کرنش پلاستیک معادل در نزدیکی گسیختگی، همراه با دو المان پایش‌شده در ناحیه باریک‌شدگی و ب) مقایسه منحنی‌های تنش-کرنش آزمایشگاهی و عددی [۳۸]

۳-۲- میراگر بالشتکی فولادی

یک نمونه میراگر بالشتکی فولادی با ضخامت ۸ میلی‌متر، گزارش‌شده توسط یوکسل و همکاران [۳۵]، برای صحت‌سنجی مدل عددی انتخاب شد. با بررسی شکل (۱۱)، چهار مفصل پلاستیک در نمونه SC به‌وضوح قابل تشخیص است.



شکل ۱۱- مشخصات هندسی میراگر بالشتکی فولادی [۳۵]



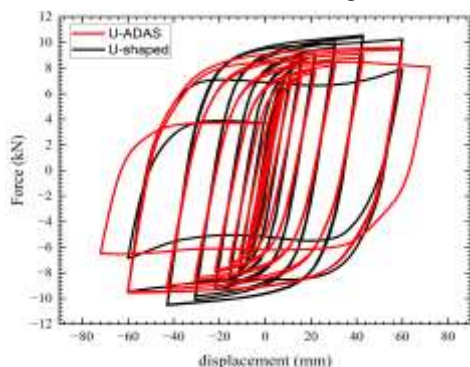
شکل ۱۴- پیکربندی و مش بندی میراگر U-ADAS



شکل ۱۵- پیکربندی و مش بندی میراگر U شکل

۵- نتایج

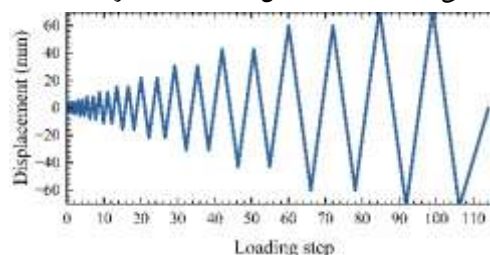
در شکل (۱۶) هیستریزیس نیرو-جابجایی میراگر U-ADAS و U شکل نمایش داده شده است. مطابق آن مقدار نیروی حداکثر در میراگر U-ADAS و میراگر U شکل به ترتیب برابر ۹/۵ و ۱۰/۶ کیلونیوتون است. در هیچ یک از میراگرها تا چرخه های ۴۰ میلی متری بارگذاری، افتی دیده نمی شود، اما در میراگر U شکل پس از اولین چرخه ۶۰ میلی متری، نمونه شروع به افت می کند؛ درحالی که این روند برای میراگر U-ADAS در چرخه اول ۷۲ میلی متری دیده می شود.



شکل ۱۶- هیستریزیس نیرو-جابجایی میراگر U-ADAS و U شکل

با استناد به جدول (۱) نتایج عددی و تحلیلی برای جابه جایی تسلیم، نیروی تسلیم و سختی اولیه میراگر U-ADAS تطابق مناسبی با یکدیگر دارند. همان طور که مشاهده می شود، جابه جایی تسلیم عددی δ_y برابر ۵/۵ میلی متر با مقدار تحلیلی ۵/۳ میلی متر

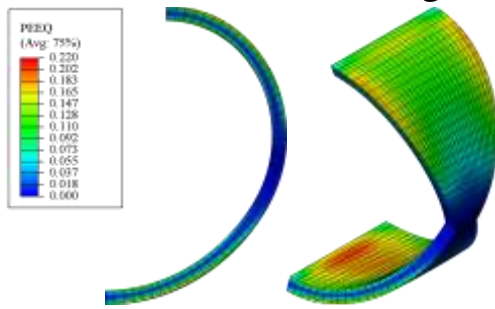
می شود. تمامی دامنه ها هرکدام دو بار اعمال شدند. توالی جابه جایی های اعمالی به صورت ۲، ۴، ۵، ۷، ۸، ۱۱، ۲، ۱۵، ۶، ۲۱، ۸، ۳۰، ۶، ۷۲ میلی متر تعریف شد. این دامنه ها با ضرب جابه جایی تسلیم اولیه در ضریب تقریبی ۱/۴ در هر گام به دست آمده اند تا طیف وسیعی از تقاضاهای تغییر شکل متناظر با سناریوهای بارگذاری لرزه ای پوشش داده شود. شایان ذکر است که جابه جایی تسلیم میراگر U-ADAS و U شکل به دلیل افزایش سختی و مقاومت ناشی از پیکربندی گوناگون میراگرها، می تواند متفاوت باشد. با این حال، برای ایجاد مبنای یکنواخت به منظور مقایسه، پروتکل بارگذاری FEMA 461 [۳۳] به صورت یکسان برای تمامی مدل های عددی این مطالعه به کار گرفته شده است.



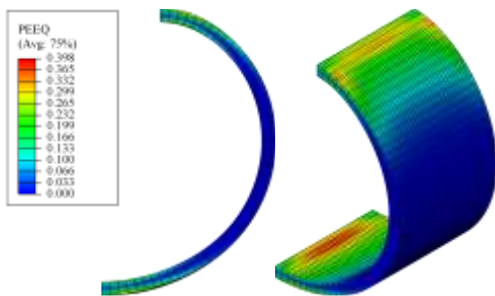
شکل ۱۳- پروتکل بارگذاری چرخه ای کنترل شده مطابق پروتکل بارگذاری FEMA 461 [۳۳]

قیود اعمالی در آباکوس دقیقاً مطابق مدل مکانیکی ساده شده به ابتدا و انتهای میراگر با استفاده از قید Coupling اعمال شده است. برای مدل سازی هر دو میراگر، از المان های حجمی هشت گره ای خطی با انتگرال گیری کاهش یافته (C3D8R) استفاده شد. به منظور برقراری تعادل میان دقت نتایج و کارایی محاسباتی، مطالعه حساسیت به مش انجام گرفت و در ضخامت ۶ المان و در طول ۲۵ المان در نظر گرفته شد. طول مؤثر المان به صورت $\frac{1}{3}(L_1 \times L_2 \times L_3)$ تعریف و منحنی تغییرات متغیر آسیب بر حسب جابه جایی پلاستیک معادل، بر این اساس مقیاس شد. در شکل های (۱۴) و (۱۵) به ترتیب پیکربندی میراگر U-ADAS و U شکل به همراه نمای مش بندی شده آن ها نمایش داده شده است. مطابق آن مقدار r برابر ۱۰۰ میلی متر، مقدار t برابر ۱۰ میلی متر و b_{max} نیز برابر ۱۰۰ میلی متر است. برای فرآیند ساخت و اجرایی آن باید یک b_{min} نیز در نظر گرفته شود. در اینجا مقدار b_{min} برابر ۲۰ میلی متر است. همچنین تعداد المان های میراگر U-ADAS برابر ۷۲۰۰ و U شکل برابر ۹۹۰۰ عدد است.

میراگر U-ADAS موجب خرابی دیرتر آن و استفاده از تمامی ظرفیت مقطع شده است.

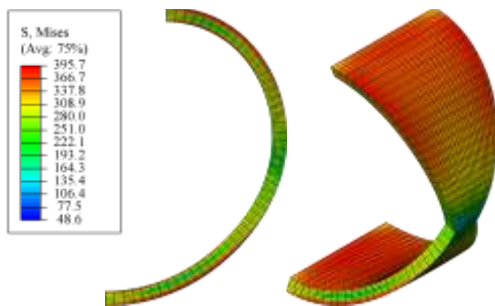


شکل ۱۸- توزیع کرنش پلاستیک تجمعی نیز در میراگر U-ADAS

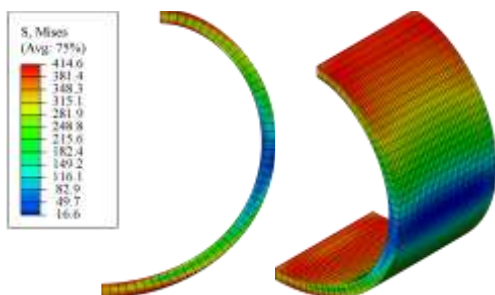


شکل ۱۹- توزیع کرنش پلاستیک تجمعی نیز در میراگر U-ADAS

همچنین توزیع تنش در همین زمان در شکل‌های (۲۰) و (۲۱) نیز توزیع مناسب تنش در کل میراگر U-ADAS را نیز تصدیق می‌کند.



شکل ۲۰- توزیع تنش فون میسز میراگر U-ADAS



شکل ۲۱- توزیع تنش فون میسز میراگر U-ADAS

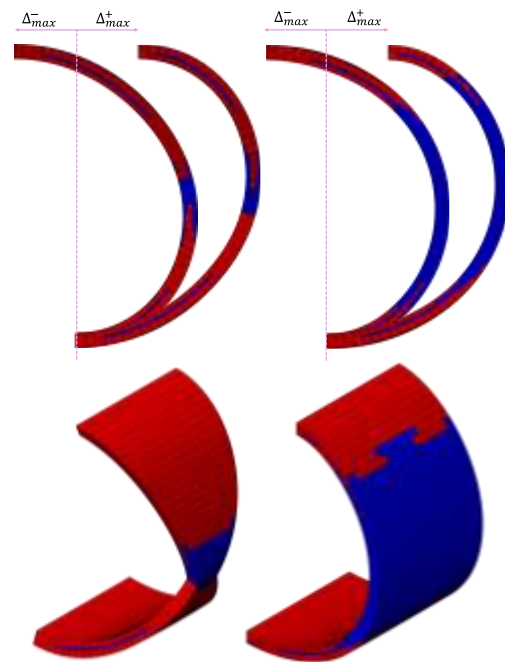
باتوجه به شکل (۲۲)، مقدار انرژی تجمعی میراگر U-ADAS حدود ۱۱ درصد بیش‌تر از میراگر U-ADAS است. این در صورتی

تنها حدود ۴٪ اختلاف دارد. نیروی تسلیم عددی برابر ۴/۸ کیلونیوتون نیز نسبت به مقدار تحلیلی ۴/۴ کیلونیوتون با خطای حدود ۹٪ به‌دست آمده است. همچنین سختی اولیه حدود ۴٪ خطا دارد.

جدول ۱- مقایسه جابه‌جایی تسلیم، نیروی تسلیم و سختی اولیه میراگر U-ADAS حاصل از نتایج عددی و تحلیلی

شاخص	عددی	تحلیلی	خطا (%)
δ_y (mm)	۵/۵	۵/۳	۴
P_y (kN)	۴/۸	۴/۴	۹
K (N/mm)	۸۶۶/۸	۸۳۳/۳	۴

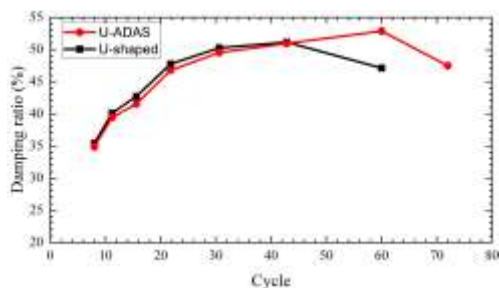
در شکل (۱۷) المان‌های تسلیم‌شده در حداکثر دامنه مثبت و منفی چرخه ۶۰ میلی‌متری دیده می‌شود. همچنین تصویر سه‌بعدی آن نیز نمایش داده شده است. مطابق آن تعداد المان‌های تسلیم‌شده در میراگر U-ADAS حدود ۷۶ درصد و میراگر U-ADAS حدود ۵۵ درصد است. به‌وضوح این تغییر در المان‌های تسلیم‌شده مشاهده می‌شوند.



شکل ۱۷- الف) میراگر U-ADAS ب) میراگر U-ADAS

شکل ۱۷- المان‌های تسلیم‌شده در چرخه ۶۰ میلی‌متری دوم

توزیع کرنش پلاستیک معادل نیز در میراگر U-ADAS به‌خوبی توزیع شده، درحالی‌که در میراگر U-ADAS، بیش‌تر در نزدیکی تکیه‌گاه است (شکل‌های (۱۸) و (۱۹)). این توزیع مناسب در



شکل ۲۴- مقدار میرایی ویسکوز معادل میراگر U-ADAS و U شکل

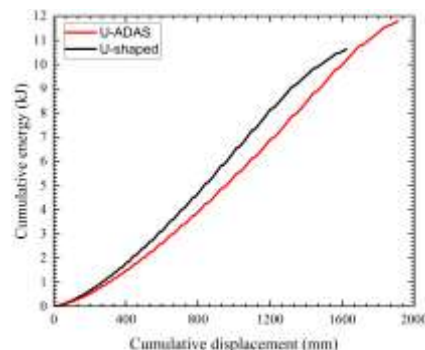
۵- نتیجه گیری

در این پژوهش، یک میراگر فولادی جدید با هندسه U شکل و بعد عمود بر صفحه متغیر U-ADAS معرفی و رفتار آن به صورت تحلیلی و عددی بررسی و با یک میراگر U شکل متداول مقایسه شد. ایده اصلی در طراحی میراگر U-ADAS، مشابه میراگرهای ADAS، جاری شدن یکنواخت صفحه فولادی و استفاده از تمامی ظرفیت مقطع است. این هدف در پژوهش حاضر، با تغییرات بعد عمود بر صفحه تأمین می شود.

ابتدا یک مدل مکانیکی ساده شده برای میراگر U-ADAS توسعه داده شد که در آن، با فرض ثابت بودن انحنای خمشی در طول تیر منحنی، روابط بسته برای نیروی تسلیم، جابه جایی تسلیم و سختی اولیه استخراج شد. این روابط نشان داد که K و δ_y ، P_y تنها تابع پارامترهای هندسی (شعاع قوس، ضخامت، عرض حداکثر) و خواص مصالح (مدول الاستیسیته و تنش تسلیم) بوده و به صورت شفاف و مستقل قابل تنظیم هستند. چنین قابلیت، امکان طراحی هدفمند میراگر برای رسیدن به سختی اولیه و سطح تسلیم مورد نظر در چارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد را فراهم می کند.

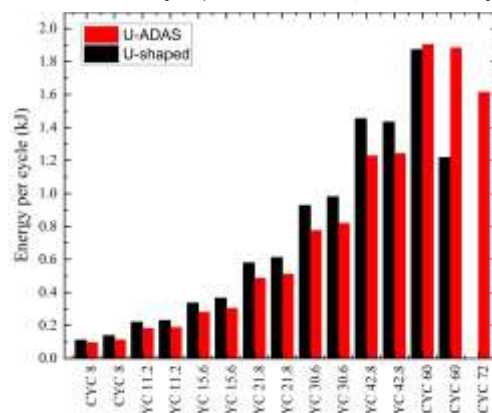
پس از صحت سنجی مصالح فولادی و یک میراگر U شکل (بالشتک فولادی)، میراگرهای U-ADAS و U شکل با هندسه یکسان از نظر شعاع، ضخامت و عرض حداکثر، تحت پروتکل بارگذاری چرخه ای FEMA 461 در نرم افزار آباکوس تحلیل شدند. نتایج نشان داد که روابط مکانیکی پیشنهادی برای میراگر U-ADAS دقت مناسبی در پیش بینی پارامترهای کلیدی دارند، به گونه ای که جابه جایی تسلیم عددی (۵/۵ میلی متر) تنها حدود ۴ درصد با مقدار تحلیلی (۵/۳ میلی متر) اختلاف داشت و نیروی تسلیم عددی (۴/۸ کیلو نیوتون) نیز با خطای حدود ۹ درصد نسبت به مقدار تحلیلی (۴/۴ کیلو نیوتون) به دست آمد. سختی اولیه میراگر نیز با اختلافی در حدود ۴ درصد بین مدل عددی و تحلیلی، همخوانی قابل قبولی را نشان داد. این سطح خطا برای کاربردهای مهندسی و طراحی مفهومی، کاملاً قابل قبول ارزیابی می شود.

است که مقدار جرم میراگر U-ADAS حدود ۳۰ درصد کم تر از میراگر U شکل است. همچنین در شکل (۲۳) مقدار انرژی هر چرخه بارگذاری برای هر دو میراگر دیده می شود. مقدار انرژی تجمعی میراگر U-ADAS و U شکل به ترتیب برابر ۱۱/۸ کیلوژول و ۱۰/۶ کیلوژول است.



شکل ۲۲- مقدار انرژی تجمعی میراگر U-ADAS و U شکل در طول بارگذاری

در چرخه های بارگذاری تا ۴۲/۸ میلی متر، میراگر U شکل انرژی اتلافی بیش تری نسبت به میراگر U-ADAS دارد. اما پس از آن به دلیل افت مقاومت نمونه و خرابی آن، این مهم در چرخه های بعدی روند معکوس گرفته، تاجایی که در چرخه دوم ۶۰ میلی متر و چرخه ۷۲ میلی متر میراگر U شکل در عمل تخریب شده ولی میراگر U-ADAS همچنان قادر به جذب انرژی است.



شکل ۲۳- مقدار انرژی هر چرخه بارگذاری میراگر U-ADAS و U شکل

همچنان که در شکل (۲۴) دیده می شود، روند میرایی ویسکوز معادل نیز مشابه روند انرژی در چرخه های بارگذاری است. خرابی به وضوح مشخص است. شکل پذیری بیش تر میراگر U-ADAS موجب تأخیر در خرابی و در نتیجه آن، افزایش مقدار میرایی شده است. مقدار میرایی میراگر U-ADAS و U شکل به ترتیب برابر ۵۲/۹٪ و ۵۱/۱٪ است.

در چرخه‌های بارگذاری تا $42/8$ میلی‌متر میراگر U شکل انرژی اتلافی بیشتری نسبت به میراگر U-ADAS دارد. اما پس از آن به دلیل افت مقاومت نمونه و خرابی آن، این مهم در چرخه‌های بعدی روند معکوس گرفته، تاجایی که در چرخه دوم 60 میلی‌متر و چرخه 72 میلی‌متر میراگر U شکل عملاً خراب شده ولی میراگر U-ADAS همچنان قادر به جذب انرژی است.

درحالی‌که حداکثر نیروی دو میراگر U-ADAS و U شکل نزدیک است، رفتار چرخه‌ای آن‌ها در دامنه‌های بزرگ تغییر شکل، متفاوت است. میراگر U شکل از چرخه 60 میلی‌متری شروع به افت مقاومت می‌کند، اما در میراگر U-ADAS این افت تا چرخه 72 میلی‌متری به تعویق می‌افتد. در دامنه‌های بزرگ، حدود 76% المان‌های U-ADAS در تسلیم مشارکت دارند، درحالی‌که این مقدار برای U شکل حدود 55% و عمدتاً محدود به اطراف تکیه‌گاه‌ها است.

از نظر انرژی، اگرچه در دامنه‌های میانی U شکل اغلب انرژی بیشتری مستهلک می‌کند، اما با آغاز آسیب موضعی، U-ADAS در چرخه‌های بزرگ‌تر عملکرد بهتری دارد و در نهایت با جرمی حدود 30% کم‌تر، حدود 11% انرژی تجمعی بیشتری جذب می‌کند. میرایی و اسکوز معادل دو میراگر نزدیک است (حدود $52/9\%$ در برابر $51/1\%$)، اما دوام چرخه‌ای و تأخیر در خرابی در U-ADAS نشان می‌دهد که این میراگر برای تقاضاهای تغییر شکل شدید (زلزله‌های قوی)، شکل‌پذیری و کارایی لرزه‌ای بالاتری دارد.

با توجه به نتایج، می‌توان دریافت که میراگر U-ADAS به‌عنوان یک گزینه کارآمد و سبک‌وزن و بهینه برای کاربرد در سامانه‌های کنترل غیرفعال سازه‌ای، به‌ویژه در سازه‌های نیازمند شکل‌پذیری زیاد و اتلاف انرژی بالا، ظرفیت بالقوه مناسبی دارد.

با وجود نتایج مطلوب به‌دست آمده، این پژوهش دارای چند محدودیت است. در مدل مکانیکی ارائه شده، اثر بارهای محوری اولیه، نقص‌های هندسی اولیه و تنش‌های پسماند ناشی از فرآیند فرم‌دهی سرد به‌طور صریح در نظر گرفته نشده است و این عوامل می‌توانند در عمل بر توزیع تنش و شروع گسیختگی میراگر تأثیرگذار باشند. علاوه بر این، کالیبراسیون مدل آسیب بر اساس نتایج آزمایش کشش یک‌محوره انجام شده و رفتار خستگی کم‌چرخه و بارگذاری‌های بسیار طولانی مدت مورد بررسی قرار نگرفته است. بررسی این موارد در قالب آزمایش‌های تکمیلی و مدل‌سازی عددی دقیق‌تر می‌تواند موضوع پژوهش‌های آتی به‌منظور توسعه دستورالعمل‌های طراحی جامع برای میراگر U-ADAS باشد.

- [14] Javanmardi, A., Ibrahim, Z., Ghaedi, K., Khan, N.B., and Benisi Ghadim, H. (2018), "Seismic isolation retrofitting solution for an existing steel cable-stayed bridge", *PLoS One*, 13(7), p.e0200482.
- [15] Razavi, S.A., Kandi, A.H., Alimardani, M., and Jovaini, E. (2023), "Tube-in-tube rigid beam to CFT column connection in moment-resisting frames: An experimental study", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 171, p.107901.
- [16] Torabizadeh, A., Foyouzat, A., Asghari, A., and Mohammadi, S. (2024), "Self-centering of steel braced frames equipped with Fe-SMA TADAS dampers", *Smart Materials and Structures*, 33(6), p.065025.
- [17] Jaisee, S., Yue, F., Chen, L., Yin, W., Gong, H., and Wang, C. (2019), "Shaking table investigations on the seismic performance of a steel frame with optimized passive energy dissipation devices", In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 330(2), p.022081.
- [18] Pall, A.S., Marsh, C., and Fazio, P. (1980), "Friction joints for seismic control of large panel structures", *Pci Journal*, 25(6), pp.38-61.
- [19] Housner, G., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F., and Yao, J.T. (1997), "Structural control: past, present, and future", *Journal of Engineering Mechanics*, 123(9), pp.897-971.
- [20] Soong, T.T., and Dargush, G.F. (1997), "Passive energy dissipation systems in structural engineering", (No Title).
- [21] Moreschi, L.M. (2000), "Seismic design of energy dissipation systems for optimal structural performance", Doctoral Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [22] Bekdaş, G., and Nigdeli, S.M. (2013), "Mass ratio factor for optimum tuned mass damper strategies", *International Journal of Mechanical Sciences*, 71, pp.68-84.
- [23] Tehranizadeh, M. (2001), "Passive energy dissipation device for typical steel frame building in Iran", *Engineering Structures*, 23(6), pp.643-655.
- [24] Sabouri-Ghomi, S., and Roufegarinejad, A. (2005), "Non-linear behavior of yielding damped braced frames", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 14(1), pp.37-45.
- [25] Dargush, G.F., and Soong, T.T. (1995), "Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems", *Earthquake Spectra*, 11(4), pp.545-568.
- [26] Tsai, K.C., Chen, H.W., Hong, C.P., and Su, Y.F. (1993), "Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction", *Earthquake Spectra*, 9(3), pp.505-528.
- [27] Bagheri, S., Barghian, M., Saieri, F., and Farzinfar, A. (2015), "U-shaped metallic-yielding damper in building structures: Seismic behavior and comparison with a friction damper", In *Structures*, 3, pp.163-171.
- [1] Jaber, V., Jaber, M., and Asghari, A. (2024), "A new performance-based seismic design method using endurance time analysis for linked column frame system and a comparison of structural systems and seismic analysis methods", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 33(10), p.e2100.
- [2] Asghari, A., and Azimi Zarnagh, B. (2017), "A new study of seismic behavior of perforated coupled shear walls", *International Journal of Civil Engineering*, 15(5), pp.775-789.
- [3] Jaber, V., and Asghari, A. (2020), "Evaluation of seismic response of linked column with simple frame system".
- [4] Asghari, A., and Tajik, N. (2025), "Seismic Performance Assessment of Steel Concentrically Braced Frames (CBFs) Equipped with Crescent-shaped Braces (CSBs)", *Civil Engineering Infrastructures Journal*.
- [5] Alizadeh, E., and Asghari, A. (2025), "Seismic behavior of off-center bilinear braced frames: focus on capacity-limited design and energy demand parameters", In *Structures*, 80, p.109988.
- [6] Asghari, A., and Azimi, B. (2017), "Evaluation of sensitivity of CBFs for types of bracing and story numbers", *Scientia Iranica*, 24(1), pp.40-52.
- [7] Hadinejad, A., Asghari, A., and Marefat, M.S. (2025), "Seismic energy distribution in dual SCBF-SMF structures: Enhanced damage assessment analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, 231, p.109595.
- [8] Hadinejad, A., Asghari, A., and Marefat, M.S. (2025), "Evaluation of the FEMA P695 methodology for quantification of seismic performance factors in dual steel SCBF-SMF structures", In *Structures*, 71, p.108172.
- [9] Jaber, V., and Asghari, A. (2022), "Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system", *Journal of Constructional Steel Research*, 196, p.107428.
- [10] Jaber, V., and Asghari, A. (2020), "Seismic rehabilitation of existivg buildings by linked column system", *Sharif Journal of Civil Engineering*, 36(3.1), pp.55-65.
- [11] Jalilzadeh Afshari, M., Asghari, A., and Gholhaki, M. (2019), "Shear strength and stiffness enhancement of cross-stiffened steel plate shear walls", *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(2), pp.179-193.
- [12] Rezaee, M., and Asghari, A. (2024), "Lateral-torsional buckling investigation of multi-tiers eccentrically braced frames with shear link beam", In *Structures*, 68, p.107063.
- [13] Javanmardi, A., Ibrahim, Z., Ghaedi, K., Jameel, M., Khatibi, H., and Suhatri, M. (2017), "Seismic response characteristics of a base isolated cable-stayed bridge under moderate and strong ground motions", *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 17(2), pp.419-432.



- [28] Cheraghi, K., TahamouliRoudsari, M., and Kiasat, S. (2023), "Numerical and analytical investigation of U-shape dampers and its effect on steel frames", In Structures, 55, pp.498-509.
- [29] Maleki, S., and Mahjoubi, S. (2013), "Dual-pipe damper", Journal of Constructional Steel Research, 85, pp.81-91.
- [30] Alimardani, M., Asghari, A., Mohammadi, S., and Latifi, M. (2026), "Experimental and numerical investigation of a novel nested cushion damper for multi-level passive seismic energy dissipation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 200, p.109916.
- [31] Jiang, L., Liu, X., Yan, Y., and Jiang, L. (2025), "U-shape energy-dissipation device for enhancing seismic resilience of high-speed railway track-bridge systems", Journal of Constructional Steel Research, 226, p.109257.
- [32] Ozkaynak, H., Khajehdehi, A., Gullu, A., Azizisales, F., Yuksel, E., and Karadogan, F. (2018), "Uni-axial behavior of energy dissipative steel cushions", Steel Compos Structure, 27(6), pp.661-674.
- [33] Applied Technology Council, Mid-America Earthquake Center, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (US), Pacific Earthquake Engineering Research Center and National Earthquake Hazards Reduction Program (US), (2007), Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components. Federal Emergency Management Agency.
- [34] Güllü, A., Özkaynak, H., KHAJEHDEHI, A., GÖKÇE, T., AZİZİSALES, F., BAL, İ.E., SMYROU, E., YÜKSEL, E., and KARADOĞAN, F. (2015), "Derivation of the closed form equations for the energy dissipative steel cushions", In 14th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures.
- [35] Yuksel, E., Karadoğan, F., Özkaynak, H., Khajehdehi, A., Güllü, A., Smyrou, E., and Bal, İ.E. (2018), "Behaviour of steel cushions subjected to combined actions", Bulletin of Earthquake Engineering, 16(2), pp.707-729.
- [36] Armstrong, P.J., and Frederick, C.O. (1966), "A mathematical representation of the multiaxial Bauschinger effect", 731, Berkeley, CA: Berkeley Nuclear Laboratories.
- [37] Chaboche, J.L. (1991), "On some modifications of kinematic hardening to improve the description of ratchetting effects", International Journal of Plasticity, 7(7), pp.661-678.
- [38] Pavlović, M., Marković, Z., Veljković, M., and Buđevac, D. (2013), "Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests", Journal of Constructional Steel Research, 88, pp.134-149.



http://journaliss.ir

ارزیابی ضریب رفتار سیستم های مهاربندی کمانش تاب بر اساس ارتفاع سازه

سعید سرودلیر^۱، سعید رضوی طباطبایی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

۲- استادیار مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۳۱۴۵۸۷۱، arazavi@usc.ac.ir

چکیده

در آیین‌نامه‌های ساختمانی موجود، هدف اصلی جلوگیری از فروریزش سازه‌ها حین وقوع زلزله‌های متعدد است؛ در عین حال به برخی از اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای اجازه پذیرش خسارت و خرابی داده می‌شود. این خرابی کنترل شده، منتج به استهلاک انرژی قابل توجهی در سازه می‌شود که این مهم یکی از عوامل حفظ ایمنی جانی در حین وقوع زلزله می‌گردد. آیین‌نامه‌های طراحی سازه عمده ضوابط خود را برای تحلیل‌های خطی معادل مطرح کرده‌اند. توزیع نیروی پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌ها، مانند روش تحلیل استاتیکی معادل، منجر به طراحی سازه‌هایی با توزیع دررفت غیریکنواخت در طبقات می‌شود که می‌تواند منجر به تمرکز دررفت در طبقاتی خاص شود. بنابراین به دلیل پاسخ غیرارتجاعی سازه، تغییرشکل‌های ماندگار در اعضای سازه ایجاد می‌شود. مهاربند کمانش تاب با جذب قسمت عمده انرژی ورودی زلزله، باعث تمرکز رفتار غیرارتجاعی در خود و جلوگیری از ورود اعضای اصلی سازه به مرحله غیرخطی می‌شود. آیین‌نامه‌های متعدد مقادیر ثابتی را برای ضریب رفتار سیستم‌های سازه‌ای مختلف تعیین کرده‌اند، اما در پژوهش‌های مختلف نشان داده شده که در نظر گرفتن یک عدد ثابت برای ضریب رفتار سازه‌ها که توسط آیین‌نامه‌ها توصیه شده، می‌تواند منجر به دست‌کم گرفتن دررفت طبقات و در نتیجه تقاضای کرنش محوری اضافی در مهاربندهای کمانش تاب شود و بروز تغییرشکل‌های ماندگار یا طبقه نرم شود. در این پژوهش مقدار ضریب رفتار برای پیکربندی قطری و شورون در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با اتصال خمشی و مفصلی تیرهای قاب مهاربندی کمانش تاب مورد بررسی قرار گرفته و ضریب رفتار این سیستم‌های سازه‌ای به صورت تابعی از ارتفاع سازه ارائه شده است. در پایان نیز قابلیت اعتماد سازه‌ها با ضریب رفتار محاسبه شده در این پژوهش در مقایسه با مدل‌های طراحی شده با ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) مقایسه شد و مشخص شد با توجه به تغییرات ضریب رفتار در سازه‌های دارای مهاربندی کمانش تاب برای حالت‌های مختلف از عدد ۴ تا ۱۳، استفاده از عدد ثابت ۷ یا ۸ که توسط آیین‌نامه ایران و آمریکا توصیه شده دست‌کم برای سازه‌های ۸ طبقه و بالاتر مناسب نیست و احتمال خرابی این سازه‌ها در زلزله افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی

ضریب رفتار، قاب مهاربندی کمانش تاب (BRBF)، سازه کوتاه-میان مرتبه، مهاربند قطری، مهاربند شورون

Evaluation of Response Modification Factor of BRB's Systems

S. Sarvdalir, S.A. Razavi

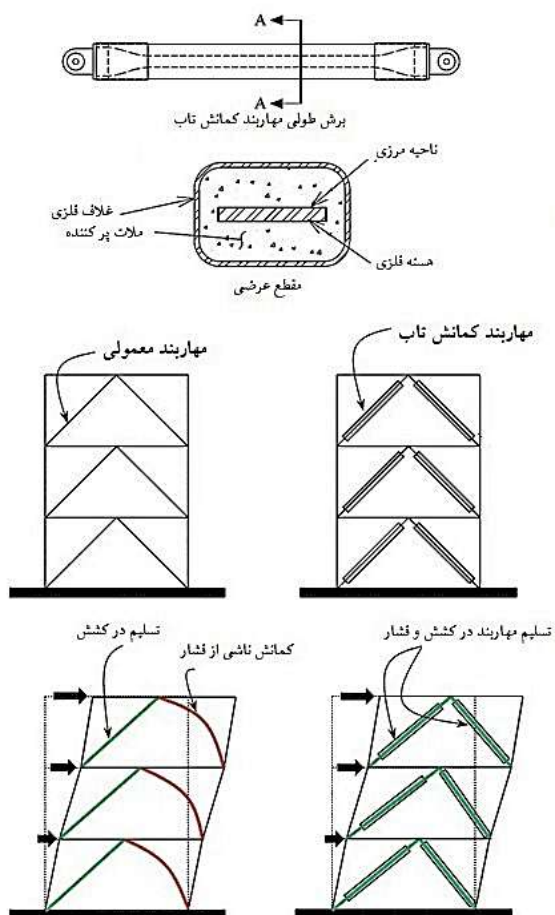
Abstract

In current seismic design codes, the primary objective is to prevent structural collapse during strong earthquakes while allowing controlled damage in certain structural and non-structural components. This controlled damage mechanism provides considerable energy dissipation, which is a key factor in ensuring life safety. Most design codes formulate their requirements based on equivalent linear analyses. However, the lateral force distributions suggested by these codes such as the equivalent static method often lead to non-uniform inter-story drift demands, which may cause drift concentration in specific stories. Consequently, permanent deformations can develop in structural members due to inelastic responses. Buckling-Restrained Braces (BRBs) effectively address this issue by dissipating the majority of seismic input energy, thereby concentrating inelastic behavior within themselves and preventing the main structural members from entering the nonlinear range. Although seismic codes assign constant response modification factors (R) to different structural systems, numerous studies have shown that adopting a single fixed value can underestimate story drifts. This underestimation increases axial strain demand in BRBs and may result in residual deformations or soft-story mechanisms. In this study, the response modification factor is evaluated for diagonal and Chevron BRBF configurations in 4, 8, and 12-story buildings with both moment and pinned beam-to-column connections. The R-factors of these systems are proposed as functions of building height. Finally, the structural reliability of models designed with the calculated R-factors is compared against those designed using the constant values prescribed in Iranian Standard No. 2800. The results indicate that, due to the significant variation of R in BRBF systems (ranging from 4 to 13 depending on configuration), using constant values of 7 or 8 as recommended by Iranian and U.S. codes is not appropriate, particularly for structures with eight stories or more. Such simplification may underestimate seismic demands and consequently increase the probability of structural failure during earthquakes.

Keywords

Response Modification Factor, BRBF, Low-Mid Height Structures, Diagonal Brace, Chevron Brace





شکل ۱- برش طولی و عرضی و نحوه عملکرد مهاربند کمانش تاب

در صورتی که دررفت در طبقات یک سازه یکنواخت نباشد، تغییر مکان جانبی در یک طبقه خاص بیش تر می شود. این افزایش تغییر مکان منجر به تسلیم زودتر مهاربند آن طبقه شده و در نتیجه سختی جانبی آن طبقه کاهش یافته و احتمال تمرکز دررفت افزایش می یابد، که در نهایت می تواند به ایجاد طبقه نرم و افزایش احتمال خرابی موضعی یا کلی سازه منجر شود. در شکل (۲) دو نمونه از تسلیم مهاربندهای کمانش تاب که می تواند منجر به بروز طبقه نرم شود ارائه شده است. پژوهش های متعددی نشان می دهد که در سازه های مجهز به سیستم مهاربندی کمانش تاب مقدار رفتار سازه نسبت به سازه های مهاربندی متعارف بهبود داشته است؛ اما همچنان خطر تغییر شکل های ماندگار و طبقه نرم این سازه ها را تهدید می کند [۶].

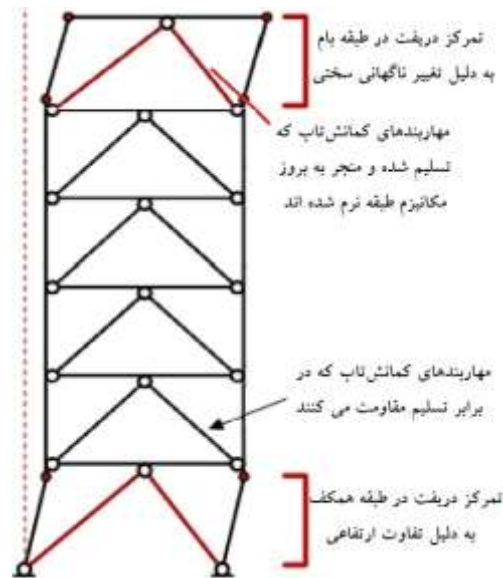
تغییر شکل های ماندگار به طور کلی به عوامل مختلفی نظیر مشخصات منحنی چرخه ای، سختی پس از تسلیم و نحوه چیدمان سیستم باربر جانبی و به طور غیر مستقیم به ضریب رفتار وابسته است. به طور کلی در یک سازه هر چه ضریب رفتار (R) بزرگ تر انتخاب شود، سازه برای نیروهای کوچک تری طراحی می شود و

در آیین نامه های ساختمانی موجود، عمدتاً هدف اصلی طراحی، حفظ ایمنی افراد حین وقوع زلزله طرح است؛ در عین حال به برخی از اجزای سازه ای و غیر سازه ای اجازه پذیرش خسارت و خرابی داده می شود. این خرابی کنترل شده (تسلیم برخی از المان های سازه) منتج به استهلاک انرژی قابل توجهی در سازه می شود. همچنین آیین نامه های طراحی سازه عمده ضوابط خود را با تحلیل های خطی معادل مطرح کرده اند. توزیع نیروی پیشنهاد شده توسط آیین نامه ها ناشی از تحلیل های خطی مانند روش تحلیل استاتیکی معادل، در عمل منجر به طراحی و ساخت سازه هایی با تغییر شکل هایی متفاوت از تغییر شکل های تحلیل خطی و در نتیجه توزیع غیر یکنواخت دررفت در طبقات می شود [۱]. پاسخ غیر خطی سازه و در ادامه توزیع غیر یکنواخت دررفت می تواند منجر به تمرکز دررفت در برخی طبقات و تقاضای دررفت غیر یکنواخت در طبقاتی خاص شود که موجب ایجاد تغییر شکل های دائمی یا دررفت ماندگار و بعضاً بروز پدیده طبقه نرم در برخی طبقات سازه شود [۲].

در صورتی که در یک سازه، اعضای شکل پذیر عملکرد مناسبی از خود نشان ندهند و نتوانند انرژی ورودی به سازه را مستهلک کنند، به سایر اعضای سازه آسیب خواهد رسید؛ به عنوان مثال در سیستم های سازه ای با مهاربند همگرای ویژه (SCBF)، اعضای مهاربندی وظیفه تأمین شکل پذیری مورد نیاز سازه را دارند اما به دلیل این که تحت نیروهای وارده پس از چند سیکل بارگذاری دچار تسلیم می شوند، در نتیجه جذب انرژی مطلوب را نخواهند داشت که همین اتفاق سبب خرابی سایر المان های سازه ای از جمله ستون ها می شود [۳].

بسیاری از تقایص رفتاری مهاربندهای متعارف نتیجه اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی این مهاربندها و زوال در مقاومت آن ها تحت بارگذاری چرخه ای است. از این رو تحقیقات بسیاری صرف بهسازی این مهاربندها برای رسیدن به یک رفتار الاستوپلاستیک ایده آل شد [۴]. به منظور دستیابی به این هدف، لازم بود تا با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند جلوگیری شده تا امکان تسلیم فشاری فولاد هم فراهم شود. روشی که مدنظر قرار گرفت عبارت بود از مقیدسازی یک هسته فولادی شکل پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غلاف فولادی دربر گرفته شده است که با نام مهاربند کمانش تاب (BRB) شناخته شده است و نحوه عملکرد آن به همراه مقطع طولی و عرضی آن در شکل (۱) ارائه شده است [۵].

تغییر شکل‌های غیرخطی بیش‌تر می‌شوند و درنیتجه دریفت پسماند افزایش پیدا می‌کند. اگرچه ضریب رفتار بالا باعث اقتصادی شدن طرح می‌شود، اما خطر افزایش دریفت پسماند^۱ و تمرکز دریفت و آسیب‌پذیری بعد از زلزله را هم به‌همراه دارد.



شکل ۲- تسلیم مهاربندها به دلیل تمرکز دریفت و بروز طبقه نرم

در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای (ASCE7-22 یا استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)) معمولاً برای هر سیستم باربر جانبی یک ضریب رفتار (R) به صورت عدد ثابت ارائه می‌شود. این عدد به نوعی مرتبط با ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری سیستم است و طراح مجاز است بارهای زلزله را بر اساس آن کاهش دهد [۸ و ۷]. اما نکته قابل توجه این است که این عدد ثابت یک مقدار میانگین و کلی است که حاصل مطالعات آزمایشگاهی و تجربیات زلزله‌های گذشته است. درحالی‌که ضریب رفتار واقعی هر سازه می‌تواند با توجه به شرایط طراحی، هندسه و جزئیات مختلف سازه‌ای متفاوت باشد. در این مقاله، به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب مهاربندی کمانش‌تاب عوامل مؤثر در ضریب رفتار از جمله ضریب اضافه‌مقاومت و ضریب شکل‌پذیری برای حالت‌های مختلفی از این سیستم محاسبه شده و نتایج به دست آمده با هم مقایسه می‌شوند. این ایده که ضریب رفتار به جای یک عدد ثابت، به صورت تابعی از ارتفاع سازه ارائه شود، یکی از موضوعات روز در مهندسی سازه و زلزله است [۹ و ۱۰]. مطالعات صورت گرفته تاکنون در مورد تأثیر ارتفاع سازه بر ضریب رفتار سیستم‌های مهاربند کمانش‌تاب تمرکز نداشته است. از این رو در این مطالعه روابطی از ضریب رفتار سیستم مهاربندی

کمانش‌تاب بر اساس ارتفاع ارائه شده است. از طرفی دریفت پسماند که یک معیار مهم برای ارزیابی ساختمان پس از رخداد زلزله است، زمانی ایجاد می‌شود که سازه پس از زلزله به محدوده تغییر شکل غیرخطی وارد شود و تغییر شکل‌های دائمی در اعضا باقی بماند. توازن بین انتخاب درست ضریب رفتار و کنترل دریفت پسماند، کلید طراحی ایمن و کارا در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله است. مقادیر متوسط برای دریفت پسماند می‌تواند باعث تعمیرات پرهزینه و دشوار برای بخشی از اجزای غیرسازه‌ای شده و منجر به این نگرانی شود که ساختمان پس از رخداد زلزله نایمن است.

با توجه به توضیحات ارائه شده، در سیستم‌های مهاربندی به کمانش‌تاب به دلیل سختی جانبی پایین پس از تسلیم مهاربندها، بررسی کامل و گسترده ضریب رفتار به خصوص از نظر ارتفاع سازه و تعداد طبقات حائز اهمیت است.

۲- بیان مسئله

روش‌های خوب طراحی و اجرا^۲ به مجموعه‌ای از تجربه‌ها، اصول و رویکردهای اثبات شده در طراحی و اجرای سازه‌ها گفته می‌شود که فراتر از حداقل الزامات آیین‌نامه‌ای عمل می‌کنند تا ایمنی، دوام، بهره‌وری و عملکرد بهتر سازه را تضمین نمایند.

در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای با هدف ساده‌سازی طراحی و ایجاد یک چارچوب واحد برای همه سازه‌ها، برای هر سیستم باربر جانبی یک ضریب رفتار به صورت عدد ثابت ارائه می‌شود که این عدد الزام‌آور است و طراح نمی‌تواند آن را تغییر دهد. اما روش‌های خوب طراحی و اجرا به این موضوع توجه می‌کند که مقدار واقعی ضریب رفتار وابسته به کیفیت طراحی، جزئیات اجرایی و حتی شرایط ساخت است.

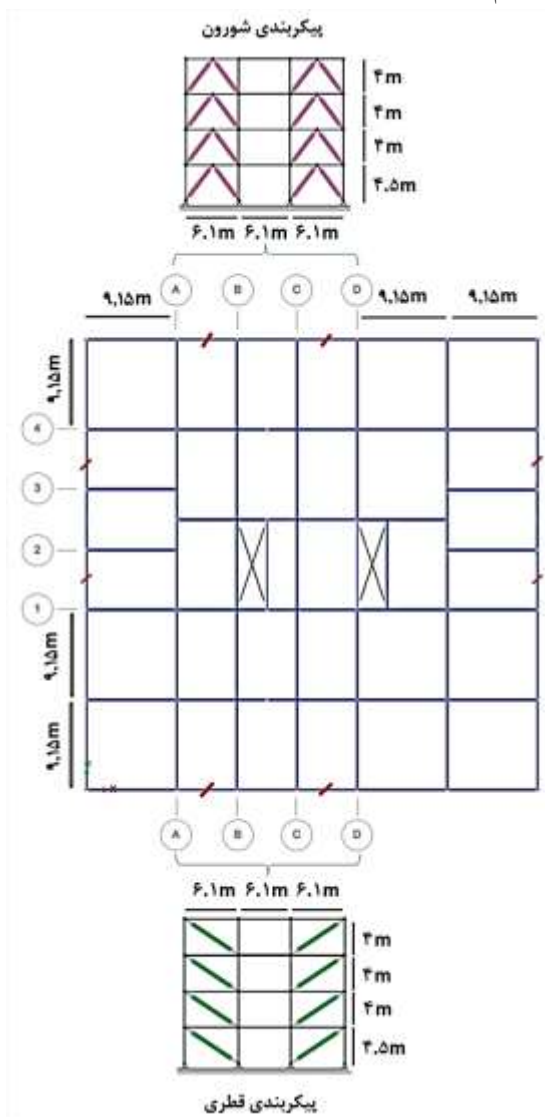
در سازه‌های کوتاه (سه تا پنج طبقه) به دلیل کنترل بیش‌تر شکل‌پذیری و سختی بالا، ضریب رفتار واقعی به طور معمول بزرگ‌تر از عدد آیین‌نامه است. در سازه‌های بلند (بیش از ۱۰ طبقه) به دلیل تأثیر تغییر مکان‌های تجمعی، اثر P-Δ و احتمال ایجاد طبقات نرم ضریب رفتار واقعی به طور محسوسی کاهش می‌یابد. بنابراین اگر ضریب رفتار به صورت رابطه‌ای از ارتفاع یک سازه ارائه شود، طراح به جای یک عدد ثابت، عددی نزدیک‌تر به رفتار واقعی دریافت می‌کند؛ برای سازه‌های کوتاه مرتبه طرح اقتصادی‌تر خواهد شد و برای سازه‌های میان-بلند مرتبه ایمنی بیش‌تر تأمین می‌شود. همچنین اگر آیین‌نامه ضریب رفتار را

^۲ Good Practice

^۱ Residual Drifts

به صورت تابعی کاهش از ارتفاع در نظر بگیرد، احتمال وقوع طبقه نرم کاهش می‌یابد. تفاوت ضریب رفتار واقعی سازه با عدد ثابت آیین‌نامه می‌تواند به طور مستقیم بر دریفت‌های باقی‌مانده (دریفت دائمی یا ماندگار) بعد از زلزله اثر بگذارد. به عنوان نمونه در سازه‌هایی که ضریب رفتار واقعی آن‌ها کم‌تر از مقدار ارائه شده در آیین‌نامه است، به دلیل کاهش سختی و ظرفیت پس از تسلیم خطر پدیده طبقه نرم بیش‌تر شده و بازگشت سازه به حالت اولیه پس از زلزله دشوار است. همچنین هزینه تعمیرات و مدت‌زمان خارج از سرویس بودن ساختمان به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

به عنوان یک نمونه در زلزله ترکیه (۲۰۲۳) مشخص شد حتی با رعایت الزامات آیین‌نامه‌های فعلی، کماکان خسارات سنگینی تحت زلزله‌های شدید به کشورهای لرزه‌خیز تحمیل خواهد شد [۱۱]. در نتیجه بر اساس روش‌های خوب طراحی و اجرا توصیه می‌شود که ضریب رفتار برای سازه‌ها به‌ویژه سازه‌هایی دارای کاربری ویژه یا با ارتفاع زیاد (میان‌مرتبه و بلندمرتبه) با استفاده از روش‌های توصیه شده در آیین‌نامه‌ها به صورت انحصاری استخراج شده و از ضرایب پیش‌فرض ارائه شده در جداول آیین‌نامه‌ای استفاده نشود.



۳- معرفی مدل و روش‌های تحلیل

مدل مدنظر برای بررسی‌های این پژوهش، یک سازه فولادی به عنوان مبنای اولیه تعریف شده که پلان و نمای آن به صورت نمونه در شکل (۳) ارائه شده است [۱۲]. منظور از عبارت ستون ضعیف در مدل‌ها، قرارگرفتن همه ستون‌های چهار قاب مهاربندی معرفی شده (C1, C2, C3, C4) در شکل (۲) در جهت محور ضعیف (چرخش ۹۰ درجه‌ای محور محلی) است. در این پژوهش منظور از پیکربندی شورون، نمای قاب C1 و منظور از پیکربندی قطری، نمای قاب C3 در مدل‌ها مطابق شکل (۳) است.

شکل ۳- پلان مدل مفروض و نمای قاب مهاربندی ۴ طبقه

مدل مورد بحث، سازه‌ای با کاربری مسکونی واقع در تهران با مشخصات خاک از نوع II است و با توجه به محل قرارگیری سازه مذکور در پهنه با خطر لرزه‌خیزی زیاد مقدار شتاب مبنای طرح $A=0.35$ در نظر گرفته می‌شود. پارامترهای لرزه‌ای اعمال شده بر روی مدل استاتیکی مطابق با جدول (۱) است. در این پژوهش از ضوابط مربوط به استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) استفاده شده است [۷]. بار مرده طبقات مسکونی $450 \frac{kg}{m^2}$ و بام $400 \frac{kg}{m^2}$ لحاظ شده است. همچنین بار زنده طبقات مسکونی $200 \frac{kg}{m^2}$ و بام $100 \frac{kg}{m^2}$ در نظر گرفته شده است. بارخطی ناشی از نما در هر چهار جهت سازه به مقدار

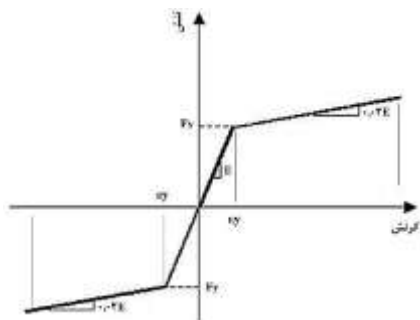
جدول ۱- مشخصات طرح لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)

ضریب رفتار	ضریب اضافه	ضریب بزرگنمایی	ضریب اهمیت
R	مقاومت Ω_0	تغییر شکل C_d	I
۷	۲/۵	۵	۱

نشریه علمی سازه و فولاد / PI



را معرفی می‌کند و کاربرد اصلی آن در معرفی فولاد به نرم‌افزار است. در شکل (۴) نحوه معرفی این نوع از مصالح ارائه شده است.



شکل ۴- معرفی مصالح Steel01 در نرم‌افزار

سه پارامتر تنش تسلیم (F_y)، مدول الاستیسیته (E) و نسبت شیب ثانویه (b) وجود دارند که این مقادیر با توجه به نوع فولاد مصرفی متغیر هستند. به‌عنوان نمونه برای معرفی فولاد ST37 مدنظر این پژوهش، مقادیر σ_y برابر با ۲۴۰ مگاپاسکال، E برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و b برابر ۰/۰۲ انتخاب شده است. در جدول (۲) مشخصات تمامی حالت‌های تعریف شده برای مدل‌سازی ارائه شده است. در مجموع تعداد ۳۶ تحلیل به‌روش استاتیکی خطی در این پژوهش انجام شده است.

جدول ۲- مشخصات حالت‌های مختلف تعریف شده برای تحلیل

حالت محورستون	اتصال دهانه مهاربندی	نرم‌افزار	تحلیل	پیکربندی	شماره
H ضعیف	مفصلی	ETABS	خطی	استاتیکی	۴
			غیرخطی	استاتیکی	
H قوی	گیردار	Opensees	غیرخطی	شورون	۸
			دینامیکی	افزایشی	
H ضعیف	مفصلی	ETABS	خطی	استاتیکی	۱۲
			غیرخطی	استاتیکی	
H قوی	گیردار	Opensees	غیرخطی	شورون	۱۲
			دینامیکی	افزایشی	

در نهایت برای محاسبه نیروی برش وارد بر سازه (V)، از رابطه (۱) استفاده می‌شود.

$$C = \frac{A \cdot B \cdot I}{R} \rightarrow V = C \cdot W \quad (1)$$

در رابطه فوق، (C) ضریب برش پایه، (A) شتاب مبنای طرح، (B) ضریب بازتاب، (I) ضریب اهمیت سازه، (R) ضریب رفتار و (W) همان وزن لرزه‌ای سازه است.

۳-۱- مدل‌سازی سازه و مشخصات اعمال شده

در ابتدا مدل‌سازی اولیه برای طراحی مقاطع و انجام تحلیل‌های خطی (استاتیکی) در نرم‌افزار ETABS v.2018 انجام شده و سپس به‌منظور بررسی‌های پیش‌تر، بازتولید مدل و تحلیل غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار Opensees انجام می‌شود. در فرآیند انتقال مدل از نرم‌افزار ETABS به Opensees برای تحلیل غیرخطی، انجام ساده‌سازی اجتناب‌ناپذیر است. این کار قبل از شروع مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار ETABS انجام می‌شود و پارامترهای جرم و پیوند مدل ساده‌شده با مدل اصلی مقایسه می‌شود. همچنین استفاده از مدل مفصل متمرکز در نرم‌افزار Opensees برای مدل‌های این پژوهش مناسب نیست؛ زیرا روابط مفصل متمرکز از روابط آزمایشگاهی استخراج شده که در آن محور قوی ستون‌های H شکل مورد بررسی قرار گرفته است. بنابراین در این پژوهش از روش فایبر برای مدل‌سازی مقاطع استفاده شد.

روش فایبر یکی از دقیق‌ترین روش‌ها در Opensees است و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مقطع، مخصوصاً در سازه‌های فولادی و بتن مسلح، توسعه داده شده است. در روش فایبر، مقطع به تعداد زیادی فیبر تقسیم می‌شود و هر فیبر رفتار مستقل دارد. همین موضوع سبب می‌شود شروع و گسترش پلاستیسیته در نقاط مختلف مقطع به‌درستی پیش‌بینی شود، رفتار واقعی خمشی، محوری و برشی هم‌زمان قابل مدل‌سازی باشد و توزیع تنش-کرنش واقعی در مقطع به‌دست آید. در سایر المان‌ها معمولاً پلاستیسیته متمرکز^۱ در مفاصل پلاستیک مدل می‌شود که دقت کم‌تری دارد.

تیرها و ستون‌ها به‌صورت المان تیر-ستون غیرخطی^۲ در نظر گرفته شده‌اند. همچنین مهاربندهای کمانش‌تاب به‌صورت المان خرابایی^۳ به‌کار گرفته شده‌اند. میرایی ذاتی سازه با استفاده از مدل میرایی رایلی^۴ مدل‌سازی شده، به این صورت که نسبت میرایی بحرانی در مودهای اول و سوم سازه برابر ۰/۲ تنظیم شد.

به‌منظور تعریف مصالح فولاد در این پژوهش از نمونه مصالح Steel01 استفاده شده است. این مصالح یک رفتار دوخطی متقارن

¹ Concentrated Plasticity

² Nonlinear Beam-Column

³ Corotational

⁴ Rayleigh



مقاطع اختصاص داده شده برای مدل چهار طبقه به عنوان نمونه در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳- مشخصات مقاطع اعمال شده به مدل ۴ طبقه

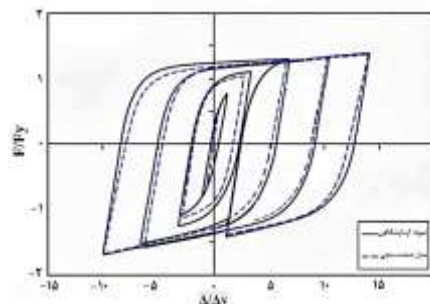
ستون‌های داخلی	ستون‌های پیرامونی	تیرهای پیرامونی	تیرهای داخلی	هسته مهاربند (cm ²)	شماره
W30X132	W30X99	W14X38	W12X136	BRB(1.5):10 cm ²	۱
W30X99	W21X62	W14X38	W12X136	BRB(1.5):10 cm ²	۲
W21X68	W21X44	W14X38	W12X120	BRB(1.0):6 cm ²	۳
W21X68	W21X44	W14X30	W12X120	BRB(1.0):6 cm ²	۴

۳-۲- صحت‌سنجی

در پژوهش‌های مرتبط با مدل‌سازی مهاربند کمانش‌تاب، به‌طور معمول بخشی با عنوان صحت‌سنجی وجود دارد که فنی و ضروری است؛ زیرا BRB یک عضو غیرخطی با رفتار پیچیده است و بدون صحت‌سنجی، مدل عددی قابل‌اعتماد نیست.

در این بخش برای کنترل صحت‌سنجی نرم‌افزار، تیرها و ستون‌ها به‌صورت المان تیر-ستون غیرخطی در نظر گرفته شده‌اند. همچنین مهاربندهای کمانش‌تاب به‌صورت المان خرابایی به‌کار گرفته شده‌اند. میرایی ذاتی سازه با استفاده از مدل میرایی رایلی مدل‌سازی شده، به این صورت که نسبت میرایی بحرانی در مودهای اول و سوم سازه برابر ۲٪ تنظیم شد.

مقایسه بررسی عملکرد یک نمونه از مهاربندهای مفروض از مدل مورد پژوهش و مقایسه اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی انجام شده توسط ترمبلی^۱ و همکاران (۲۰۰۶) در شکل (۵) نشان داده شده است [۱۴].



شکل ۵- مقایسه نمودار چرخه‌ای مدل پژوهش با نمونه آزمایشگاهی با توجه به مقایسه منحنی آبی (صحت‌سنجی) و مشکی (نمونه مورد مطالعه) مشخص است که مدل، رفتار واقعی BRB را

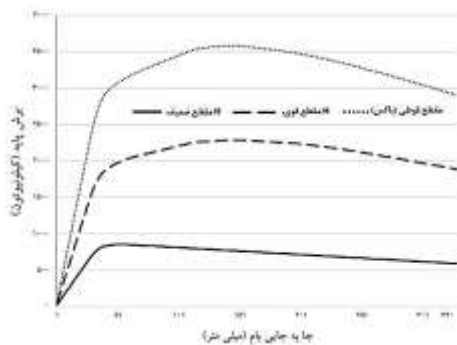
به‌خوبی بازتولید می‌کند. مقدار نیروی تسلیم، سختی اولیه و رفتار چرخه‌ای به‌درستی پیش‌بینی شده و در رابطه با اتلاف انرژی، مدل کمی محافظه‌کارانه‌تر است. عدم وجود افت شدید سختی بیانگر عملکرد مناسب محصورسازی هسته در مدل تعریف‌شده مهاربند است.

۳-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور)

تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) یکی از روش‌های ساده‌شده برای ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌ها تحت اثر زلزله است. در این روش بار جانبی به‌صورت تدریجی به شکل الگوی بار تحمیلی مانند مثلثی یا مستطیلی به سازه اعمال می‌شود. در این تحلیل سختی و مقاومت اعضا به‌صورت غیرخطی در نظر گرفته می‌شود تا رفتار واقعی‌تر در محدوده پس از تسلیم بررسی شود. وقتی اولین عضو به سطح تسلیم برسد، اولین مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود. نیروی برشی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک ($V_{b(St,y)}$) همان مقدار نیروی برشی پایه در گامی از تحلیل است که اولین عضو سازه وارد ناحیه تسلیم می‌شود. این نیرو به‌راحتی از جدول یا گراف خروجی تحلیل پوش‌اور در نرم‌افزار قابل مشاهده است.

با توجه به تعداد مدل‌ها، ۳۶ تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار Opensees در این پژوهش انجام شده است. در نهایت این تحلیل منجر به تولید یک منحنی ظرفیت (Capacity Curve) یا همان منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام می‌شود که رفتار سازه از حالت خطی تا فروپاشی را نشان می‌دهد.

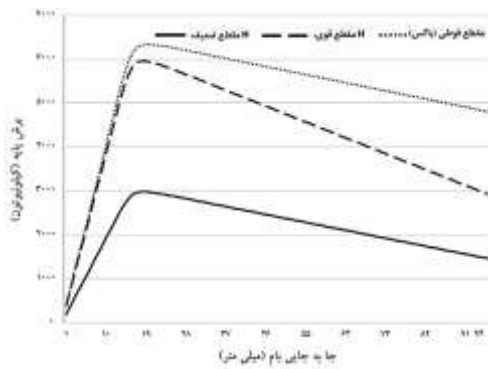
در شکل‌های (۶) الی (۱۱) به‌عنوان نمونه منحنی ظرفیت ۱۸ حالت مختلف از پیکربندی قطری از مدل‌های مورد تحلیل در این پژوهش ارائه شده است.



شکل ۶- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۴ طبقه-اتصال خمشی-پیکربندی قطری)

^۱Tremblay





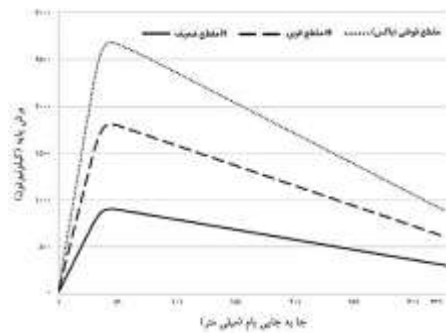
شکل ۱۱- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۱۲ طبقه-اتصال مفصلی-پیکربندی قطری)

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و روند توالی تشکیل مفاصل پلاستیک، وقتی تیرهای دهانه مهاربندی دارای اتصال خمشی به ستون باشند (به جای اتصال مفصلی)، بار جانبی فقط از طریق مهاربند منتقل نمی‌شود، بلکه قاب خمشی جانبی هم فعال می‌شود. این یعنی سیستم، دو مکانیزم مستقل برای مقابله با زلزله دارد.

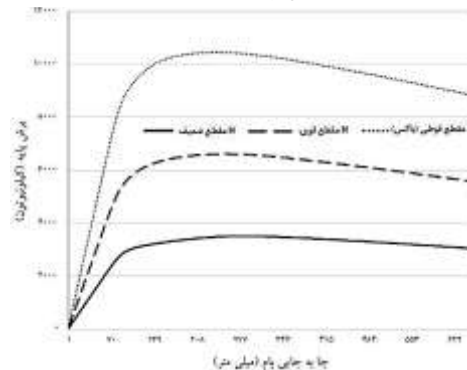
همچنین قاب خمشی می‌تواند انرژی زلزله را از طریق تشکیل مفصل‌های پلاستیک در تیرها مستهلک کند. بنابراین سازه در برابر زلزله شدید رفتار چندخطی و نرم‌تر نشان می‌دهد و شکست ناگهانی کاهش می‌یابد. سازه‌هایی که دارای ستون‌های با مقطع قوطی هستند در همه موارد سختی اولیه بیش‌تری در مقایسه با مقاطع H شکل نشان دادند. این تفاوت به‌طور عمده پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک قابل مشاهده است.

با افزایش ارتفاع سازه، قاب‌های با جهت قرارگیری ضعیف ستون‌های H شکل به‌ویژه با اتصال مفصلی تیرها، قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف سازه دچار فروپاشی شده، بنابراین استفاده از محور ضعیف ستون‌های H شکل در قاب مهاربندی توصیه نمی‌شود. در شرایط اتصال خمشی تیرهای دهانه مهاربندی، با تبدیل پیکربندی مهاربندی کمانش‌تاب از قطری به شورون رفتار سازه بهبود می‌یابد، اما با وجود اتصال مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی تغییر پیکربندی تأثیر قابل توجهی بر روی رفتار ندارد.

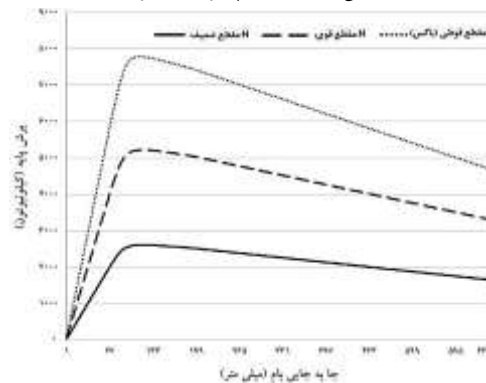
در صورت استفاده از جهت ضعیف ستون‌های H شکل در قاب مهاربندی، استفاده از اتصالات خمشی تیرها برای بهبود رفتار قاب مهاربندی توصیه می‌شود. با توجه به بهبود عملکرد سازه‌ها بر اساس نمودار پوش‌اور، استفاده از اتصالات خمشی در قاب مهاربندی کمانش‌تاب به‌عنوان جبهه دوم مقابله با نیروهای لرزه‌ای اکیداً توصیه می‌شود.



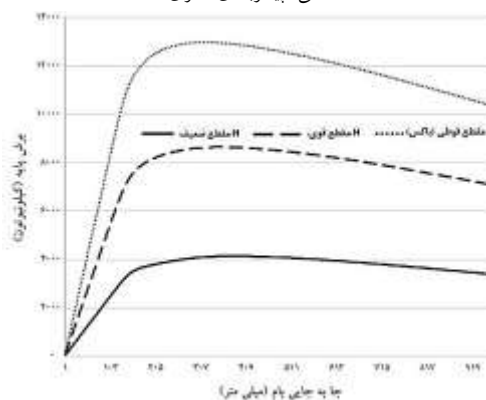
شکل ۷- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۴ طبقه-اتصال مفصلی-پیکربندی قطری)



شکل ۸- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۸ طبقه-اتصال مفصلی-محور قوی-پیکربندی قطری)



شکل ۹- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۸ طبقه-اتصال مفصلی-پیکربندی قطری)



شکل ۱۰- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۱۲ طبقه-اتصال مفصلی-پیکربندی قطری)

۳-۴- تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

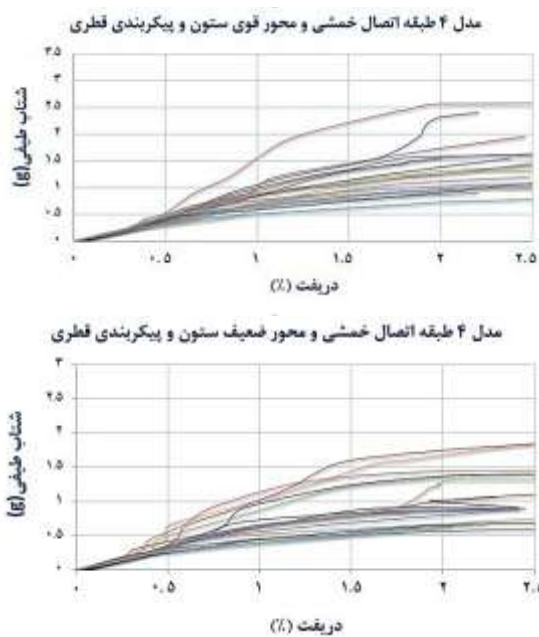
تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی^۱ (IDA) یکی از پیشرفته‌ترین روش‌ها برای ارزیابی پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌ها است. این روش برای درک رفتار سازه از حالت خطی تا آستانه فروپاشی به‌کار می‌رود. برای بررسی رفتار سازه‌ها، از ۲۲ رکورد زلزله معرفی شده در راهنمای FEMA P695 استفاده شده است [۱۵]. این رکوردها حوزه دور از گسل (فاصله بیش‌تر از ۱۰ کیلومتر) را دربرمی‌گیرند که در جدول (۴) ارائه شده‌اند.

جدول ۴- رکوردهای منتخب جهت تحلیل دینامیکی افزایشی [۱۵]

کد	شدت	سال	عنوان زلزله	نام ایستگاه
12011	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol
12012	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC
12041	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu
12052	7.1	1999	Hector Mine	Hector
12061	6.5	1979	Imperial Valley	Delta
12062	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11
12071	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi
12072	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka
12081	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce
12082	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik
12091	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station
12092	7.3	1992	Landers	Coolwater
12101	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola
12102	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3
12111	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar
12121	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.
12122	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)
12132	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass
12141	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101
12142	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045
12151	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor
12171	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo

نمودارها به منحنی‌های IDA موسوم هستند. با این توضیح تمام ۳۶ مدل این پژوهش توسط ۲۲ رکورد ارائه‌شده تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار می‌گیرند و خروجی‌ها برداشت می‌شود. با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی مدل‌هایی که تحت تأثیر حرکات قوی زمین منطبق با طیف طراحی قرار گرفته‌اند، پارامتر حداکثر برش پایه غیرخطی به‌دست‌آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی یا همان برش پایه غیرخطی سازه محاسبه می‌شود ($V_{b(Dyn,u)}$): سپس، حداکثر برش پایه خطی ($V_{b(Dyn,e)}$) از طریق انجام تحلیل دینامیکی خطی سازه یا همان تحلیل تاریخیچه زمانی به‌دست می‌آید. همچنین در شکل‌های (۱۲) الی (۱۴) نتایج بر حسب یک معیار شدت که در این پژوهش شتاب طیفی است، در برابر یک معیار خرابی که دررفت است برای شش مدل به‌عنوان نمونه از مدل‌های مورد تحلیل در این پژوهش ارائه شده است.

با توجه به اینکه در این پژوهش، هدف یافتن ضریب رفتار و مقایسه با استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران (ویرایش چهارم) است، لذا تغییرمکان جانبی نسبی ۲/۵٪ به‌عنوان آستانه فروریزش تعریف شده است.



شکل ۱۲- منحنی ظرفیت تحلیل دینامیکی افزایشی دو مدل ۴ طبقه

درنهایت این تحلیل منجر به ترسیم نمودارهایی می‌شود که در آن محور عمودی شدت لرزه‌ای (IM) (مثلاً شتاب طیفی) و محور افقی پاسخ سازه (DM) (مثل تغییرمکان نسبی طبقات) است. این

^۱ Incremental Dynamic Analysis



تفاوت بین رکوردها (فاصله بین منحنی‌ها) با رسیدن به دررفت بالای ۱/۵٪ بیش‌تر می‌شود که نشان‌دهنده پراکندگی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها است؛ به بیان دیگر، رفتار مدل‌های پژوهش در هشت طبقه به بالا وابستگی زیادی به رکوردهای اعمال‌شده دارد و این یعنی رفتار سازه حساس به ویژگی زلزله (محتوای فرکانسی، مدت‌زمان) است و باید به‌روش قابلیت اعتماد یا آمار تحلیل شود.

حداکثر S_a که غالب مدل‌ها توانسته‌اند تحمل کنند تا حدود 3g است که نشان می‌دهد این سازه‌ها در برابر رکوردهای اعمال‌شده ظرفیت نسبتاً بالایی دارند. تقریباً در محدوده دررفت ۲٪-۲/۵٪ در مدل‌های دارای محور ضعیف ستون‌ها منحنی‌ها ثابت و نزولی شده که نشانه نزدیک شدن به مکانیزم کلی است.

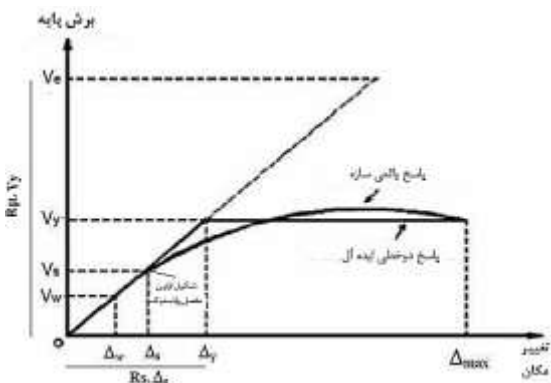
۴- محاسبه ضریب رفتار

مقادیر نهایی R در استانداردهای مختلف بر اساس عملکرد گذشته سیستم‌های مختلف سازه‌ای تعیین شده‌اند. به همین دلیل است که R برای یک قاب خمشی معمولی فولادی ۳/۵ و برای یک قاب خمشی ویژه ۸ است [۱۶].

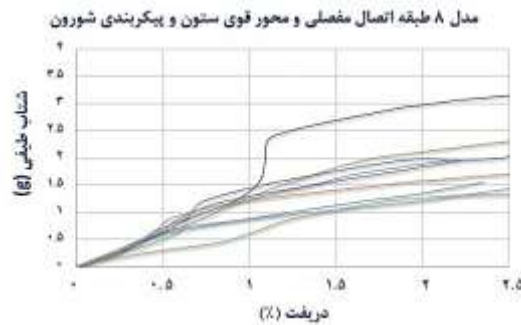
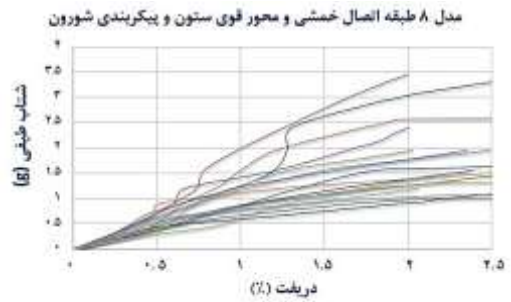
در آیین نامه ASCE7-22، رابطه‌ای برای ضریب رفتار ارائه شده است که مطابق آن R یک ضریب کاهش نیرو است که ترکیبی از سه ویژگی مجزای سازه می‌باشد و طبق رابطه (۲) محاسبه می‌شود [۸].

$$R = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_{\mu} \cdot R_s \cdot R_R \quad (2)$$

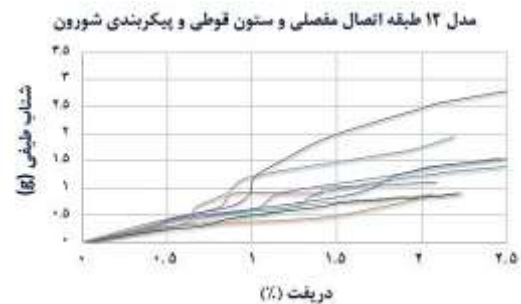
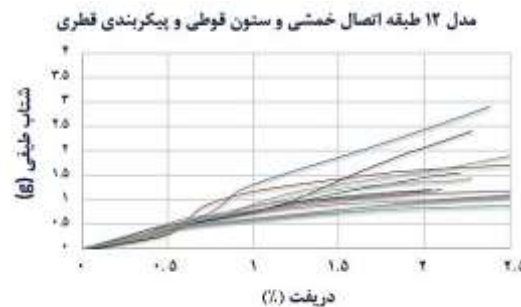
در این رابطه، (R_{μ}) ضریب شکل‌پذیری، (R_s) ضریب اضافه‌مقاومت (ضریب مقاومت افزون) و (R_R) ضریب تنش مجاز (ضریب قید اضافه) است و (R) به‌عنوان محصول سه عامل مذکور بیان می‌شود. شکل شماتیک پاسخ غیرخطی در سازه‌ها به‌همراه پارامترهای مورد نیاز برای استخراج روابط در شکل (۱۵) ارائه شده است.



شکل ۱۵- ایده‌آسازی منحنی غیرخطی رفتار سازه به دوخطی [۱۷]



شکل ۱۳- منحنی ظرفیت تحلیل دینامیکی افزایشی دو مدل ۸ طبقه



شکل ۱۴- منحنی ظرفیت تحلیل دینامیکی افزایشی دو مدل ۱۲ طبقه

در کلیه نمودارها ناحیه ابتدایی (دررفت‌های کوچک، حدود ۰/۵٪-۱٪) منحنی‌ها تقریباً خطی‌اند و رفتار ارتجاعی کامل سازه در همه رکوردها مشهود است.

با افزایش شدت و دررفت، منحنی‌ها به سمت افقی شدن می‌روند که جریان ورود به غیرخطی شدن و تشکیل مفصل‌های پلاستیک آغاز می‌شود و این همان نقطه‌ای است که ضریب رفتار از حالت تنوری (الاستیک) وارد بخش غیرخطی می‌شود.

۴-۱- ضریب اضافه مقاومت (RS)

$$R_{\mu} = \frac{V_{b(Dyn,e)}}{V_{b(Dyn,u)}} \quad (۴)$$

از توضیحات فوق می‌توان نتیجه گرفت هرچه ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه مقدار ضریب شکل‌پذیری و در ادامه ضریب رفتار بیش‌تر است.

۴-۳- ضریب تنش مجاز (RR)

برای طراحی در حالت تنش مجاز آیین‌نامه‌ها، طراحی نیروی V_s را به کاهش می‌دهند. این کاهش نیرو توسط ضریب تنش مجاز (RR) طبق رابطه ارائه‌شده در آیین‌نامه ۲۲-ASCE7 صورت می‌پذیرد. این ضریب برای مقاطع H شکل حدود $RR=1.4-1.5$ است [۱۹]. در این مقاله ضریب تنش مجاز برابر با $1/44$ در نظر گرفته شده است.

۴-۴- ضریب رفتار سازه‌های دارای مهاربند قطری

بر اساس توضیحات ارائه‌شده در بخش‌های قبل و با استفاده از رابطه (۲) در نهایت مقدار ضریب رفتار برای مدل‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه (در مجموع ۱۸ مدل) با سیستم مهاربندی کمانش‌تاب قطری مطابق جدول (۵) ارائه می‌شود.

جدول ۵- ضریب رفتار به دست آمده برای بیکربندی مهاربند قطری

مدل ۴ طبقه

جهت مقطع ستون	اتصال خمشی	اتصال مفصلی
محور قوی H شکل	۱۱	۸
محور ضعیف H شکل	۹/۳	۷
قوسی	۱۰	۷/۵

مدل ۸ طبقه

جهت مقطع ستون	اتصال خمشی	اتصال مفصلی
محور قوی H شکل	۷/۵	۵/۶
محور ضعیف H شکل	۶/۵	۵/۲
قوسی	۷	۵/۴

مدل ۱۲ طبقه

جهت مقطع ستون	اتصال خمشی	اتصال مفصلی
محور قوی H شکل	۵/۶	۴
محور ضعیف H شکل	۵/۲	۳/۵
قوسی	۵/۴	۳/۷۵

در آیین‌نامه‌های طراحی سازه، در روش‌های خطی سازه‌ها به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که هیچ‌یک از آن‌ها از مرحله خطی بالاتر نروند. با اینکه در شرایط واقعی در سازه‌ها مفصل پلاستیک تشکیل خواهد شد و در نتیجه سختی کلی سازه کاهش پیدا می‌کند اما سازه همچنان قادر به مقاومت خواهد بود تا اینکه تشکیل متعدد مفصل سبب ایجاد مکانیزم شده و سختی سازه به سمت صفر یا حتی سختی منفی میل کند و سازه منهدم شود. سازه در طول این مسیر، مقاومت اضافه‌ای را متحمل می‌شود که در طراحی اولیه سازه در نظر گرفته نشده و مقاومت افزون (یا اضافه‌مقاومت) نامیده می‌شود. محاسبه ضریب اضافه‌مقاومت با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (روش ارائه‌شده در آیین‌نامه ۳۴-ATC در سال ۱۹۹۰ میلادی) دارای محدودیت‌هایی از جمله وابستگی به الگوی بارگذاری جانبی است [۱۸]. از آنجاکه پدیده اضافه‌مقاومت در هنگام وقوع زلزله اهمیت بیش‌تری پیدا می‌کند، استفاده از روش‌های دینامیکی مانند تحلیل دینامیکی افزایشی می‌تواند نتایج واقع‌بینانه‌تری ارائه دهد.

ضریب اضافه‌مقاومت به‌عنوان نسبت حداکثر برش پایه در رفتار واقعی $V_{b(Dyn,u)}$ به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک $V_{b(St,y)}$ مطابق رابطه (۳) تعریف می‌شود.

$$R_s = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(St,y)}} \quad (۳)$$

از توضیحات فوق می‌توان نتیجه گرفت که هراندازه سازه اضافه‌مقاومت بیش‌تری تحت بار زلزله داشته باشد، می‌توان ضریب رفتار بزرگ‌تری را برای آن متصور شد که منجر به کاهش نیروی زلزله طراحی (برش پایه) خواهد شد.

۴-۲- ضریب شکل‌پذیری (R_{μ})

قابلیت جذب و اتلاف انرژی در محدوده رفتارهای غیرخطی تحت اثر بارهای رفت‌وبرگشتی زلزله را شکل‌پذیری سازه (μ) می‌گویند. این اتلاف انرژی در رفتارهای غیرخطی با تغییر شکل‌ها و دوران ماندگار و دائمی همراه است. ظرفیت تغییر شکل غیرخطی در سازه‌ها نیز به‌کمک ضریب شکل‌پذیری بیان می‌شود و بدین ترتیب ضریب رفتار سازه به‌صورت مستقیم با ضریب شکل‌پذیری آن بستگی پیدا می‌کند. رابطه (۴) نحوه محاسبه ضریب شکل‌پذیری را بیان می‌کند که با تحلیل دینامیکی غیرخطی و جستجو با کد برنامه‌نویسی شده توسط نرم‌افزار Python بر روی شتاب طیفی (S_a) رکوردهای زلزله انجام می‌شود تا برش پایه غیرخطی $V_{b(Dyn,u)}$ محاسبه شود. در نهایت، ضریب شکل‌پذیری مطابق رابطه (۴) محاسبه می‌شود.



امکان ارائه یک رابطه ریاضی برای محاسبه ضریب رفتار هر کدام از مدل‌های معرفی شده در این پژوهش وجود دارد؛ به‌عنوان نمونه برای مدل‌های دارای مهاربندی کمانش‌تاب قطری و چیدمان ستون‌های H شکل در جهت محور قوی و اتصال مفصلی تیرها، به‌کمک رابطه خطی زیر با تقریب خوبی ضریب رفتار سازه توسط رابطه (۵) برآورد می‌شود.

$$R = \frac{20 - N}{2} \quad N: \text{تعدادطبقات} \quad (5)$$

برای برخی از مدل‌ها به‌ویژه مدل‌های با اتصال خمشی، این معادلات از شکل خطی خارج شده و به‌منظور دقت بیش‌تر و تقریب بهتر باید معادله غیرخطی ارائه شود. برای مدل دارای پیکربندی قطری و اتصال خمشی به‌کمک رابطه (۶) با تقریب بسیار خوبی ضریب رفتار پیش‌بینی می‌شود.

$$R = 18 - 5L_n(N) \quad N: \text{تعدادطبقات} \quad (6)$$

۴-۵- ضریب رفتار سازه‌های دارای مهاربند شورون

بر اساس توضیحات ارائه‌شده در بخش‌های قبل و با استفاده از رابطه (۲) در نهایت مقدار ضریب رفتار برای مدل‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه (در مجموع ۱۸ مدل) با سیستم مهاربندی کمانش‌تاب شورون مطابق جدول (۶) ارائه می‌شود.

جدول ۶- ضریب رفتار به‌دست‌آمده برای پیکربندی مهاربند شورون

مدل ۴ طبقه

جهت مقطع ستون	اتصال خمشی	اتصال مفصلی
محور قوی H شکل	۱۳/۵	۸/۵
محور ضعیف H شکل	۱۱	۶/۵
قوسی	۱۲/۵	۸

مدل ۸ طبقه

جهت مقطع ستون	اتصال خمشی	اتصال مفصلی
محور قوی H شکل	۱۰/۵	۶/۵
محور ضعیف H شکل	۷/۵	۶
قوسی	۱۰	۶/۳

مدل ۱۲ طبقه

جهت مقطع ستون	اتصال خمشی	اتصال مفصلی
محور قوی H شکل	۷/۵	۴/۵
محور ضعیف H شکل	۵/۵	۴
قوسی	۷	۴

مانند مدل قطری امکان ارائه یک رابطه ریاضی برای محاسبه ضریب رفتار هر کدام از مدل‌های معرفی شده با پیکربندی شورون نیز وجود دارد. برای مدل‌های دارای مهاربندی کمانش‌تاب شورون و چیدمان ستون‌های H شکل در جهت محور قوی و اتصال مفصلی تیرها، به‌کمک رابطه (۷) ضریب رفتار سازه برآورد می‌شود.

$$R = \frac{1}{2} (21 - N) \quad N: \text{تعدادطبقات} \quad (7)$$

برای مدل دارای پیکربندی شورون و اتصال خمشی به‌کمک رابطه (۸) با تقریب بسیار خوبی ضریب رفتار پیش‌بینی می‌شود.

$$R = \frac{3}{4} (22 - N) \quad N: \text{تعدادطبقات} \quad (8)$$

به‌طورکلی توصیه می‌شود مقدار ضریب رفتار برای سازه‌های با اهمیت بالا و ارتفاع زیاد بر اساس روابط دقیق‌تر و مستقل محاسبه شود و مبنای محاسبات طراحی قرارگیرد. با بررسی پژوهش صورت‌گرفته توسط **عسگریان** و **شکرگزار** محدوده به‌دست‌آمده برای ضریب رفتار سازه‌های دارای مهاربندی کمانش‌تاب با خروجی‌های حاصل از این پژوهش تطابق دارد [۲۰].

۵- بررسی قابلیت اعتماد

دستورالعمل طراحی مبتنی بر قابلیت اعتماد، معمولاً متوجه طرح سازه‌هایی خاص است. اگرچه ضرایب اطمینان در طراحی سازه‌ها که به همین روش قابلیت اعتماد به‌دست می‌آیند این تضمین را می‌دهند که احتمال خرابی عضو در برش، خمش و نیروی محوری کوچک باشد، اما این اعضا به‌طورکلی قسمتی از یک سیستم سازه‌ای را تشکیل می‌دهند و اندرکنش بین عضو و سیستم، تحلیل قابلیت اعتماد کل سیستم سازه‌ای را طلب می‌کند [۲۱]. محاسبه قابلیت اعتماد در رابطه با ضریب رفتار باعث می‌شود عدم قطعیت‌های موجود در طراحی در نظر گرفته شود، طراحی سازه دقیق‌تر، ایمن‌تر و اقتصادی‌تر باشد و احتمال خرابی کنترل شود.

۵-۱- شاخص قابلیت اعتماد

شاخص قابلیت اعتماد (β) اساسی‌ترین بخش تئوری قابلیت اعتماد است. این شاخص در واقع کوتاه‌ترین فاصله تا تابع حالت حدی است. به بیان دیگر با صفر قراردادن تابع حالت حدی مرز بین عملکرد مورد انتظار و عملکرد غیرقابل قبول سازه به‌دست می‌آید.

$$g(x) = R(x) - S(x) = 0 \quad (9)$$

در رابطه فوق، (g) بیانگر تابع ظرفیت و مقادیر (R) و (S) به‌ترتیب بیانگر مقاومت و بار وارد شده هستند.



اگر σ یا σ^2 بزرگ باشد، داده‌ها پراکندگی زیادی دارند و منحنی پهن و کوتاه می‌شود. اگر σ یا σ^2 کوچک باشد، داده‌ها متمرکز حول میانگین هستند و منحنی باریک و بلند می‌شود.

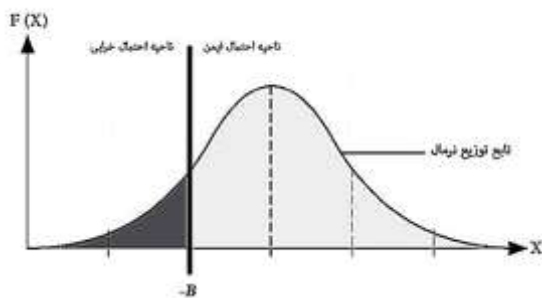
۳-۵- محاسبه احتمال خرابی

احتمال خرابی (P_f)، میزان یا درصدی از احتمال است که یک سیستم سازه‌ای در انجام عملکرد مورد انتظار خود در یک بازه زمانی مشخص یا تحت شرایط معین با شکست یا خرابی مواجه شود. در مهندسی، مدیریت ریسک و آمار احتمال خرابی به صورت یک عدد بین ۰ تا ۱ یا به صورت درصد بیان می‌شود. هرچه این عدد به ۱ (یا ۱۰۰٪) نزدیک‌تر باشد، نشان‌دهنده احتمال بالاتر خرابی است.

در اکثر تحلیل‌های احتمالاتی رایج سازه‌ها، فرض توزیع نرمال دررفت به عنوان یک تقریب قابل قبول پذیرفته شده است. فرض می‌شود متغیر دررفت از تابع توزیع نرمال پیروی می‌کند. با توجه به رابطه (۱۲) مقدار احتمال خرابی حاصل برای مدل‌های مورد نظر به دست می‌آید.

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} F_d(t) f_{\Delta m}(t) dt = \int_{-\infty}^{\infty} (1 - F_{\Delta m}(t)) f_d(t) dt \quad (12)$$

شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی دو روی یک سکه هستند. مطابق شکل (۱۶) هرچه شاخص قابلیت اعتماد سیستم بالاتر باشد، احتمال خرابی آن پایین‌تر است و برعکس. این رابطه در تحلیل ریسک، طراحی سازه‌های ایمن، بهینه‌سازی و تعمیرات پیشگیرانه کاربرد گسترده‌ای دارد.



شکل ۱۶- رابطه بین تابع توزیع احتمال و شاخص قابلیت اعتماد

با توجه به اینکه ضریب رفتار واقعی به دست آمده برای مدل‌های ۴ طبقه و ۸ طبقه در محدوده استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) یا بزرگ‌تر از آن است، بدون شک احتمال خرابی آن‌ها طبق ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) کم‌تر از

شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند^۱ یک شاخص پیشرفته در تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌ها و سیستم‌های مهندسی است که برای محاسبه فاصله ایمنی بین عملکرد عادی سیستم و حالت خراب استفاده می‌شود. این شاخص در دهه ۱۹۷۰ معرفی شد و اکنون پایه اصلی روش‌های مدرن است که در استانداردهای بین‌المللی تحلیل ریسک به کار می‌روند و مطابق رابطه (۱۰) تعریف می‌شود [۲۲].

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (10)$$

در رابطه (۸) عبارت واقع در صورت کسر، مطابق علم آمار و احتمال مهندسی میانگین حاشیه اطمینان و عبارت واقع در مخرج کسر به طور کلی انحراف از معیار حاشیه اطمینان نامیده شده است. مقادیر μ و σ میانگین و انحراف از معیار متغیرهای تصادفی مورد بحث که در این پژوهش همان دررفت طبقات است، هستند [۲۳].

۲-۵- سطح خرابی

سطح خرابی یک مفهوم کلیدی در تحلیل قابلیت اعتماد است که مرز بین عملکرد ایمن و خراب سیستم را مشخص می‌کند. این سطح به عنوان پایه‌ای برای روش‌های پیشرفته مانند شبیه‌سازی مونت کارلو^۲ استفاده می‌شود و نقش اساسی در تحلیل خطر سازه و مقاوم‌سازی آن دارد. در این پژوهش سطح خرابی تعریف شده برای سازه‌های مورد بررسی، مقدار دررفت مجاز (Δm) یا به عبارتی حداکثر محدودیت جابه‌جایی نسبی طبقه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) تعریف شده است.

مقادیر دررفت در سازه‌ها به طور معمول به تابع توزیع نرمال (گاوسی) شباهت دارند. این موضوع به دلیل تأثیر قضیه حد مرکزی است که بیان می‌کند جمع اثرات تصادفی مستقل (مانند بارهای دینامیکی، ناهمگنی‌های مصالح و خطاهای ساخت) به توزیع نرمال نزدیک می‌شود. تابع توزیع احتمال نرمال دارای بیش‌ترین استفاده عمومی است و حتی قبل از درک مفهوم ریاضی آن در گذشته نیز استفاده شده است که رابطه ریاضی آن به صورت رابطه (۱۱) نوشته می‌شود.

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (11)$$

(σ^2) همان واریانس و (σ) انحراف معیار (جذر واریانس) است و واحد آن با واحد داده‌ها یکسان است. این پارامتر شکل منحنی و میزان پخی یا تیزی آن را کنترل می‌کند.

¹ Hasofer-Lind

² Monte Carlo



مقدار مدل شده در این پژوهش است. در حقیقت در چنین شرایطی سازه طراحی شده با ضوابط آیین نامه، بسیار مستحکم تر از نیاز واقعی بوده و طرح نیز غیراقتصادی است.

اما در برخی از مدل های ۸ طبقه و مدل های ۱۲ طبقه با توجه به ضریب رفتار واقعی کم تر از آیین نامه، احتمال خرابی افزایش یافته و سطح ایمنی این سازه ها کاهش می یابد. مقادیر احتمال ایمن برای همه مدل های ۱۲ طبقه در جدول (۷) برای بررسی و مقایسه ارائه شده است.

جدول ۷- مقادیر به دست آمده برای قابلیت اعتماد مدل ۱۲ طبقه

نوع اتصال	شاخص β (واقعی)	شاخص β (واقعی)	احتمال ایمن (۲۸۰۰)	احتمال ایمن (واقعی)
خمشی قوی	۱/۷۵	۱/۱۸	٪۹۶	٪۸۸
خمشی ضعیف	۱/۰۴	۰/۷۱	٪۸۵	٪۷۶
مفصلی قوی	۱/۲۳	۰/۸۸	٪۸۹	٪۸۱
مفصلی ضعیف	۰/۷۴	۰/۵	٪۷۷	٪۶۹
خمشی قوطی	۱/۶۵	۱/۰۸	٪۹۵	٪۸۶
مفصلی قوطی	۳/۲	۰/۶	٪۸۹	٪۷۲
خمشی قوی	۲/۰۵	۱/۲۵	٪۹۸	٪۹۰
خمشی ضعیف	۱/۷۵	۱/۱۸	٪۹۶	٪۸۸
مفصلی قوی	۱/۳۴	۰/۸۴	٪۹۱	٪۸۰
مفصلی ضعیف	۱/۰۴	۰/۶۱	٪۸۵	٪۷۳
خمشی قوطی	۱/۸۸	۱/۲	٪۹۷	٪۸۹
مفصلی قوطی	۱/۱۳	۰/۷۷	٪۸۷	٪۷۸

در مدل های دارای اتصال خمشی تیرهای دهانه مهاربندی در صورت استفاده از ضریب رفتار ارائه شده مطابق استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش چهارم) ۸ الی ۱۰ درصد به احتمال خرابی سازه های مورد پژوهش اضافه می شود (احتمال ایمن به همین مقدار کم می شود). در مدل های دارای اتصال مفصلی ۱۰ الی ۱۲ درصد به احتمال خرابی سازه های مورد پژوهش اضافه می شود و در صورت استفاده از محور ضعیف ستون ها این مقدار به ۲۰ درصد می رسد که بسیار ناایمن است. در صورت استفاده از محور ضعیف ستون های H شکل در قاب مهاربندی استفاده از اتصالات خمشی تیرها برای بهبود رفتار قاب مهاربندی توصیه می شود؛ اما باید در مورد برقرار نمودن اتصال گیردار تیر به وجه ضعیف ستون H از اتصال درختی و مقطع کاهش یافته تیر (RBS) استفاده شود تا عملکرد لرزه ای مطلوبی داشته باشند [۲۴ و ۲۵].

۶- نتیجه گیری

با توجه به حالت های مختلفی که می توان برای پیکربندی مهاربند های کمانش تاب متصور شد و همچنین نقش اتصال تیرهای قاب مهاربندی در رفتار این سیستم سازه ای و نیز ارتفاع سازه ها (کوتاه، میان و بلند مرتبه)، استفاده از یک عدد ثابت به عنوان ضریب رفتار، دارای ایراداتی است که می تواند به خرابی یک سازه در مواجهه با زلزله منجر شود. در این پژوهش ضریب رفتار سازه های دارای قاب مهاربندی کمانش تاب در حالت های مختلف از نظر تعداد طبقات و پیکربندی مهاربند و اتصال خمشی یا مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی (در مجموع ۳۶ حالت) و نیز جهت قرارگیری ستون ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، دینامیکی تاریخچه زمانی و دینامیکی افزایشی مورد بررسی قرار گرفت که خلاصه نتایج به شرح زیر ارائه می شود. لازم به ذکر است نتایج زیر بر اساس محدودیت های طبیعی تحقیق نظیر تعداد طبقات و الگوهای قرارگیری مهاربندی و نوع اتصالات تیرهای دهانه مهاربندی و چیدمان محور قوی یا ضعیف ستون استخراج شده است.

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل های پوش اور، سازه هایی که دارای ستون های با مقطع قوطی هستند در همه موارد سختی اولیه بیش تری در مقایسه با مقاطع H شکل نشان دادند. این تفاوت به طور عمده پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک قابل مشاهده است. اما مقدار ضریب رفتار در سازه های دارای مقطع ستون H شکل بالاتر و شرایط مشابه است.

منحنی های IDA نشان می دهند که سیستم مهاربندی کمانش تاب به طور کلی ظرفیت جذب انرژی بالایی دارد، اما پراکندگی زیاد پاسخ ها بیانگر اهمیت استفاده از تحلیل های احتمالاتی است.



رفتار مدل‌های مدنظر در ۸ طبقه به بالا وابستگی زیادی به رکوردهای اعمال شده دارد و این یعنی رفتار سازه حساس به ویژگی‌های رکورد زلزله (محتوای فرکانسی، مدت‌زمان) است و نیاز به تحلیل‌های قابلیت اعتماد ضروری به نظر می‌رسد.

در محدوده دریفت ۰.۲-۰.۲/۵٪ در مدل‌های دارای محور ضعیف ستون‌ها منحنی‌ها ثابت و نزولی شده که نشانه نزدیک شدن به فروپاشی سازه است.

در شرایط اتصال خمشی تیرهای دهانه مهاربندی، با تبدیل پیکربندی مهاربندی کمانش تاب از قطری به شورون ضریب رفتار سازه به طور متوسط تا ۲ واحد افزایش می‌یابد، اما با وجود اتصال مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی تغییر پیکربندی تأثیر قابل توجهی بر روی ضریب رفتار ندارد.

با افزایش ارتفاع سازه، قاب‌های با جهت قرارگیری ضعیف ستون‌های H شکل به ویژه با اتصال مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی، قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف، سازه دچار فروپاشی شده، بنابراین استفاده از محور ضعیف ستون‌های H شکل در قاب مهاربندی توصیه نمی‌شود.

در صورت استفاده از جهت ضعیف ستون‌های H شکل در قاب مهاربندی استفاده از اتصالات خمشی تیرها برای بهبود رفتار قاب مهاربندی با لحاظ نمودن عوارض اتصال گیردار تیر به جهت ضعیف ستون توصیه می‌شود. با توجه به بهبود عملکرد سازه‌ها بر اساس نمودار پوش اور و اعداد به دست آمده از ضریب رفتار، استفاده از اتصالات خمشی در قاب مهاربندی کمانش تاب به عنوان جبهه دوم مقابله با نیروهای لرزه‌ای اکیداً توصیه می‌شود.

با توجه به تغییرات ضریب رفتار در ارتفاع سازه‌های دارای مهاربندی کمانش تاب از حدود ۴ الی ۱۳، استفاده از عدد ثابت ۷ یا ۸ که توسط آیین‌نامه ایران و آمریکا توصیه شده دست کم برای سازه‌های ۸ طبقه و بالاتر مناسب به نظر نمی‌رسد.

در مجموع می‌توان گفت برای سازه‌های با ارتفاع زیاد (بالاتر از ۸ طبقه)، در صورت استفاده از ضریب رفتار ارائه شده مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) ۸ الی ۱۰ درصد به احتمال خرابی سازه‌های مورد پژوهش اضافه می‌شود (احتمال ایمن به همین مقدار کم می‌شود). در مدل‌های دارای اتصال مفصلی ۱۰ الی ۱۲ درصد به احتمال خرابی سازه‌های مورد پژوهش اضافه می‌شود و در صورت استفاده از محور ضعیف ستون‌ها این مقدار به ۲۰ درصد می‌رسد که بسیار ناایمن است. اثر این پدیده با قرارگرفتن سازه‌ها در خاک‌های ضعیف‌تر (نوع III و IV) و درجه اهمیت بالاتر تشدید شده و می‌تواند خسارات جبران‌ناپذیری به بار آورد.

- buckling-restrained bracing systems", Canadian Journal of Civil Engineering, 33(2), pp.183-198.
- [15] Federal Emergency Management Agency. (2009), "Quantification of Building Seismic Performance Factors" (FEMA P-695). Applied Technology Council.
- [16] Freeman, S.A. (1990), "On the correlation of code forces to earthquake demands", In Proceedings of 4th US-Japan workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC-15-3 Report. Redwood City, California.
- [17] Mwafy, A.M., and Elnashai, A.S. (2002), "Calibration of force reduction factors of RC buildings", Journal of Earthquake Engineering, 6(02), pp.239-273.
- [18] Applied Technology Council. (1995), A critical review of current approaches to earthquake-resistant design. ATC-34. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- [19] Uang, C.M. (1991), "Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions", Journal of Structural Engineering, 117(1), pp.19-28.
- [20] Asgarian, B., and Shokrgozar, H.R. (2009), "BRBF response modification factor", Journal of constructional steel research, 65(2), pp.290-298.
- [21] Vaez, S.R.H., and Sarvdalir, S. (2018), "Reliability-based optimization of one-bay 2-D steel frame", KSCE Journal of Civil Engineering, 22(7), pp.2433-2440.
- [22] Cornell, C.A. (1969), "A probability-based structural code", In Journal Proceedings, 66(12), pp.974-985.
- [23] Ali Razavi, S., and Shirjani, R. (2023), "Optimum Design of BRB Frame Based on Drift Uniformity, Structure Weight, and Seismic Parameters Using Nonlinear Time History Analysis", In Optimization Methods for Structural Engineering, pp.95-119. Singapore: Springer Nature Singapore.
- [24] Oh, K., Lee, K., Chen, L., Hong, S.B., and Yang, Y. (2015), "Seismic performance evaluation of weak axis column-tree moment connections with reduced beam section", Journal of Constructional Steel Research, 105, pp.28-38.
- [25] Razavi, S.A., Kianmehr, A., Hosseini, A., and Mirghaderi, S.R. (2018), "Buckling-restrained brace with CFRP encasing: Mechanical behavior and cyclic response", Steel and Composite Structures, An International Journal, 27(6), pp.675-689.
- [1] Tremblay, R., Dehghani, M., Fahnestock, L., Herrera, R., Canales, M., Clifton, C., and Hamid, Z. (2016), "Comparison of seismic design provisions for buckling restrained braced frames in Canada, United States, Chile, and New Zealand", In Structures, 8, pp.183-196.
- [2] Montuori, R., Nastri, E., and Tagliafierro, B. (2019), "An optimal seismic force pattern for uniform drift distribution", Buildings, 9(11), p.231.
- [3] Mousavi, S.A., Zahrai, S.M., and Pasand, A.A. (2021), "Drift-based seismic design procedure for Buckling Restrained Braced Frames", In Structures, 30, pp.62-74.
- [4] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R., and Choi, H. (2011), "Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05", Journal of Structural Engineering, 137(5), pp.589-599.
- [5] Zsarnóczy, Á., and Vigh, L.G. (2017), "Effective design measures against soft story development in buckling restrained braced frames", In 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE, 4356.
- [6] Razavi, S.A., and Moieni, M.E. (2025), "Multi-level response modification factor assessment in conventional and reduced length buckling-restrained braced frames", In Structures, 72, p.108218.
- [7] [V] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۴)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [8] ASCE, (2022) "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-22", American Society of Civil Engineers.
- [9] Ahmed, M.M., Abdo, M.A.B., and Mohamed, W.A.E.W. (2021), "Evaluation of seismic response modification factor (r) for moderate-rise rc buildings with vertical irregular configurations".
- [10] Mohamed, F.A., Putra, E., and Al-Ani, A. (2024), "Response modification factor (R): A review of its dependency on structural configuration and height", IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 357(1), p.012003.
- [11] Binici, B., Yakut, A., Kadas, K., Demirel, O., Akpınar, U., Canbolat, A., Yurtseven, F., Oztaskin, O., Aktas, S., and Canbay, E. (2023), "Performance of RC buildings after Kahramanmaraş Earthquakes: lessons toward performance based design", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 22(4), pp.883-894.
- [12] Bruneau, M., Uang, C.M., and Whittaker, A.S., (1998), "Ductile design of steel structures", 389, New York: McGraw-Hill.
- [۱۳] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۸)، بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان.
- [14] Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R. (2006), "Seismic testing and performance of

مدل‌سازی اجزای محدود آسیب لرزه‌ای رمپ پله فولادی با روش جداسازی ستونک فشاری

شکیبا کمالی^۱، احسان دهقانی^{۲*}، سید محمد چاوشی^۱

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

*قم، صندوق پستی ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱، Dehghani@qom.ac.ir

چکیده

پله‌ها به‌عنوان یکی از مهم‌ترین اجزای غیرسازه‌ای، نقشی حیاتی در تخلیه ایمن ساکنان هنگام وقوع زلزله ایفا می‌کنند. با این حال در طراحی‌های متداول، اغلب اندرکنش لرزه‌ای دستگاه پله با سازه اصلی نادیده گرفته شده و این امر می‌تواند منجر به عملکرد آن به‌عنوان یک مهاربند ناخواسته، باعث تمرکز تنش و آسیب‌پذیری شود که در نهایت، مسیر خروج اضطراری را مسدود می‌سازد. این پژوهش با هدف بررسی آسیب لرزه‌ای رمپ پله فولادی دوطرفه در سازه قاب خمشی بتن‌آرمه و ارزیابی کارایی دو روش متصل و جداسازی شده با ستونک فشاری برای حفظ عملکرد آن انجام شده است. بدین منظور، از روش تحلیل اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS استفاده شد. یک قاب خمشی بتن‌آرمه یک طبقه در سه حالت مختلف مدل‌سازی شد. رفتار لرزه‌ای مدل‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) تحت تغییر مکان جانبی ۱۰ سانتی‌متری در دو راستای اصلی، موازی (محور X) و عمود (محور Z) بر امتداد پله، ارزیابی شد. همچنین تحلیل تاریخچه زمانی تحت رکوردهای تغییر مکانی به‌دست‌آمده از تحلیل یک مدل کلی سازه بر روی قاب پله مدل‌سازی شده اعمال شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که رفتار لرزه‌ای سیستم به اندرکنش پله و سازه، به‌ویژه در راستای موازی با شمشیری‌ها وابسته است. در مدل با پله متصل، حداکثر ۹٪ افزایش مقاومت و حداکثر ۸٪ افزایش سختی مشاهده شد. این مشارکت در باربری جانبی منجر به تمرکز تنش و تشکیل مفاصل پلاستیک در نواحی بحرانی پله، مانند محل شکست شمشیری‌ها و اتصالات شد؛ اما آسیب‌ها به‌گونه‌ای نبود که موجب اختلال در قابلیت بهره‌برداری دستگاه پله بشوند. با این حال روش جداسازی با ستونک فشاری آسیب‌های کم‌تری را متحمل شده است. این روش با جداکردن مؤثر دستگاه پله از حرکت جانبی قاب، از انتقال نیروهای مخرب به آن جلوگیری کرده و بخش‌های عمده دستگاه پله و عناصر جداساز را در محدوده رفتار الاستیک حفظ نمودند.

واژگان کلیدی

دستگاه پله فولادی، قاب خمشی بتن‌آرمه، آسیب لرزه‌ای، جداسازی لرزه‌ای، ستونک فشاری

Finite Element Modelling of Seismic Damage in a Steel Stair Ramp Using the Compression Post Separation Method

Sh. Kamali, E. Dehghani, S.M. Chavoshi

Abstract

Stairs, as critical non-structural components, play a vital role in the safe evacuation of occupants during seismic events. However, conventional design practices often neglect the seismic interaction between the stair assembly and the primary structure. This oversight can lead to the stair acting as an unintended brace, causing stress concentration and vulnerability, which ultimately may obstruct the emergency egress route. This study aims to investigate the seismic damage of a steel switchback ramp staircase within a reinforced concrete (RC) moment-resisting frame. It also evaluates the efficacy of two methods for preserving its functionality: a conventional "connected" method and a "separated" method utilizing a compression post. To this end, the Finite Element Method (FEM) was employed using ABAQUS software. A single-story RC moment-resisting frame was modeled in three different configurations. The seismic behavior of the models was evaluated using nonlinear static (Pushover) analysis under a 10 cm lateral displacement in two principal directions: parallel (X-axis) and perpendicular (Z-axis) to the stair's span. Furthermore, time-history analysis was conducted, applying displacement records derived from an analysis of the overall structural model to the modeled stair frame. The analysis results indicated that the system's seismic behavior is dependent on the stair-structure interaction, particularly in the direction parallel to the stair stringers. In the "connected" model, a maximum increase of 9% in strength and 8% in stiffness was observed. This participation in lateral load-bearing resulted in stress concentration and the formation of plastic hinges in critical regions of the stair, such as at the stringer breaks (landings) and connections. However, the damage was not severe enough to compromise the serviceability of the stair assembly. Conversely, the "separated" method utilizing a compression post sustained significantly less damage. This approach effectively decoupled the stair assembly from the frame's lateral movement, preventing the transfer of destructive forces and maintaining the primary stair components and isolation elements within the elastic range.

Keywords

Steel Staircase, Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame, Seismic Damage, Seismic Isolation, Compression Post

۱- مقدمه

در طراحی‌های سازه‌ای متداول، دستگاه پله اغلب نادیده گرفته می‌شود و مهندسان طراح تنها به طراحی تقلی آن بسنده کرده و رفتار لرزه‌ای آن به درستی شبیه‌سازی نمی‌شود. این درحالی است که پله‌ها به‌عنوان یکی از مهم‌ترین اجزای غیرسازه‌ای، نقشی اساسی در تخلیه اضطراری و ایمن ساکنان هنگام زلزله ایفا می‌کنند. بی‌توجهی به عملکرد واقعی رمپ پله می‌تواند منجر به آسیب‌های جدی و اختلال در مسیرهای نجات شود. بررسی‌های میدانی پس از زلزله‌ها نشان داده‌اند که رمپ راه پله اغلب به‌عنوان خط اول دفاع عمل کرده و از اولین نقاط آسیب‌پذیر سازه محسوب می‌شود. این آسیب‌ها ایمنی ساکنان را به‌طور جدی تهدید می‌کند، زیرا نقش حیاتی راه پله در تخلیه افراد را از بین می‌برد.

یکی از ویژگی‌های نوآورانه این پژوهش، تمرکز ویژه بر رفتار لرزه‌ای رمپ پله فولادی دوطرفه در قاب خمشی بتن‌آرمه و ارزیابی روش جداسازی دستگاه پله با ستونک فشاری است؛ موضوعی که تاکنون در مطالعات داخلی کم‌تر به آن پرداخته شده است. هدف اصلی این تحقیق، بررسی دوام و پایداری دستگاه پله در حالت متصل به سازه و مقایسه آن با حالت جداسازی شده با ستونک فشاری است تا مؤثرترین راهکار برای بهبود عملکرد لرزه‌ای شناسایی شود. برای این منظور، با بهره‌گیری از روش اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS، رفتار رمپ پله فولادی در یک قاب خمشی بتن‌آرمه تحلیل شده است.

۲- تاریخچه تحقیقات

آسیب‌پذیری دستگاه پله فولادی در زلزله‌های گذشته، پژوهشگران را به سمت مطالعات آزمایشگاهی و عددی گسترده‌ای سوق داده است. این تحقیقات عمدتاً بر اندرکنش پله و سازه، رفتار اتصالات و ارائه راهکارهای بهسازی متمرکز بوده‌اند.

هاشمی و کیانی در بررسی خسارات زلزله سرپل ذهاب، مشاهده کردند که دستگاه‌های پله در ساختمان‌های فولادی دچار آسیب‌های تکرار شونده‌ای مانند شکست ستون‌های کوتاه شده‌اند. آن‌ها دریافتند که راه‌پله‌ها به‌دلیل عملکردی مشابه مهاربند، اندرکنش مخربی با ستون‌های مجاور داشته و در موارد متعدد به‌طور کامل از سازه اصلی جدا شده و فروریخته بودند [۱].

نوری‌فرد و همکاران نیز ضعف در جزئیات اجرایی، به‌ویژه کیفیت پایین جوشکاری تیر شمشیری به تیر پاگرد در سازه‌های فولادی را عامل اصلی شکست معرفی کردند [۲].

جیانگ^۱ و همکاران با تحلیل‌های عددی نشان دادند که راه‌پله‌ها اولین بخش‌هایی از سازه هستند که در آن‌ها مفاصل پلاستیک شکل می‌گیرد و این امر ایمنی مسیرهای تخلیه را به‌طور جدی به خطر می‌اندازد [۳].

در حوزه مطالعات آزمایشگاهی، **بلک^۲ و همکاران** با انجام آزمون میز لرزه بر روی یک نمونه پله فولادی در مقیاس واقعی، چهار نوع اتصال مختلف را ارزیابی کردند. نتایج آن‌ها نشان داد که اتصال کاملاً گیردار در دو انتها، رفتاری بسیار سخت و نامطلوب از نظر انتقال نیرو به سازه اصلی دارد، درحالی‌که اتصالات منعطف‌تر عملکرد بهتری از خود نشان دادند [۴].

هیگینز^۳ نیز با آزمون‌های شبه‌استاتیکی بر روی پله‌های پیش‌ساخته فولادی، دریافت که این پله‌ها از شکل‌پذیری مناسبی برخوردارند اما اتصالات آن‌ها تحت خستگی و تمرکز تنش موضعی قرار می‌گیرند [۵].

وانگ^۴ و همکاران در اولین آزمون میز لرزه بر روی یک ساختمان پنج طبقه با پله فولادی پیش‌ساخته، آسیب‌پذیری شدید اتصالات را تأیید کرده و نشان دادند که آسیب‌ها در دررفت‌های نسبی، بسیار کم‌تر از دررفت هدف طراحی رخ می‌دهد که این امر عملکرد پله به‌عنوان مسیر خروج را پیش از رسیدن سازه به سطح عملکرد لرزه‌ای طراحی شده، مختل می‌کند [۶].

تحقیقات عددی نیز این یافته‌ها را تأیید و تکمیل کرده‌اند. **کافی و همکاران** با استفاده از روش اجزای محدود، نشان دادند که المان‌های شمشیری پله فولادی، سختی جانبی سازه را افزایش می‌دهند اما به‌دلیل ضعف ذاتی، زودتر دچار گسیختگی شده و ظرفیت تغییرشکل کلی سازه را کاهش می‌دهند. آن‌ها همچنین پدیده ستون کوتاه ناشی از اتصال صلب پاگرد به ستون‌ها و تمرکز تنش در نواحی خمیدگی شمشیری‌ها را به‌عنوان نقاط بحرانی معرفی کردند [۷].

وانگ و هاتچینسون^۵ در یک مطالعه پارامتریک جامع، دریافتند که بارگذاری در راستای موازی با شمشیری‌ها شرایط بحرانی‌تری ایجاد کرده و پله‌های مستقیم نسبت به پله‌های قیچی‌وار، نیروی جانبی بسیار بیش‌تری به سازه منتقل می‌کنند [۸].

1 Jiang

2 Black

3 Higgins

4 Wang

5 Hutchinson



با توجه به آسیب‌پذیری پله‌های متصل، راهکارهای نوینی برای بهسازی ارائه شده است. **سروش و همکاران** در دو مطالعه مجزا، اتصالات سازگار با جابه‌جایی (Drift-compatible) را بررسی کردند. مدل‌سازی‌های المان محدود و آزمون‌های میز لرزه‌ای آن‌ها نشان داد که این نوع اتصالات با جذب بخش قابل‌توجهی از جابه‌جایی‌ها، شتاب‌های القایی را کاهش داده و از آسیب به دستگاه پله حتی در سطوح بالای بارگذاری جلوگیری می‌کنند [۹].

کافی و همکاران سه راهکار عملی شامل اتصالات لغزنده لویبایی، استفاده از دو ستونک و استفاده از چهار ستونک زیر تیر میان‌طبقه را برای کاهش اثرات منفی پله پیشنهاد دادند [۱۱]. در رویکردی متفاوت، **تورون^۱ و همکاران** ایده‌ای نوین را مطرح کردند که در آن، دستگاه پله فولادی با سیستم‌های مهاربندی واگرا و همگرا ادغام می‌شود تا به عضوی اصلی از سیستم باربر جانبی تبدیل شود. نتایج عددی آن‌ها نشان داد این رویکرد ضمن حذف تداخل‌های معماری، شکل‌پذیری سازه را بهبود بخشیده، آسیب به مسیر تخلیه را کاهش داده و موجب صرفه‌جویی در مصرف فولاد می‌شود [۱۲]. این تحقیقات در مجموع بر لزوم مدل‌سازی دقیق پله و اهمیت طراحی اتصالات برای کنترل اندرکنش آن با سازه اصلی تأکید دارند.

پژوهشگران دیگر نیز بر اهمیت جداسازی تأکید کرده‌اند. **ون^۲ و همکاران** با استفاده از تحلیل المان محدود، سه مدل قاب بتنی شامل (بدون پله، پله متصل، و پله با اتصال کشویی) را مقایسه کردند و نشان دادند که اتصال کشویی با کاهش سختی جانبی، از تمرکز تنش در محل اتصال جلوگیری می‌کند [۱۳]. **بای^۳ و همکاران** یک سامانه جداساز لاستیکی (RBS) را معرفی کردند که در بخش پایینی رمپ پله نصب می‌شود. تحلیل‌های عددی نشان داد که این اتصال توانست تغییر مکان نسبی بین طبقات را جذب کرده و مانع از تخریب شدید پله شود [۱۴].

در پژوهشی که توسط **قادری و همکاران** انجام پذیرفت، تأثیر دستگاه پله بتنی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مورد تحلیل قرار گرفت در این راستا، با بهره‌گیری از نرم‌افزار SAP2000، تعداد ۱۲ مدل سازه‌ای شامل سه، شش و ده طبقه، مدل‌سازی شد. تمامی این مدل‌ها در دو حالت مجزا، شامل حالت دارای پله و حالت بدون پله، شبیه‌سازی شدند. نتایج به‌دست‌آمده نشان داد که در ترکیب بارهای لرزه‌ای، مقادیر لنگر خمشی در دال پله در طبقات پایین به مراتب بیش‌تر از طبقات فوقانی است. همچنین،

رفتار دال پله در نقش یک عنصر مهاربندگونه در برابر زلزله قابل‌توجه بود؛ به‌گونه‌ای که نیروهای محوری ایجادشده در دال‌های پله می‌توانند تأثیر چشمگیری بر پاسخ کلی سازه داشته باشند، تأثیری که در بسیاری از مدل‌سازی‌ها و تحلیل‌های متداول نادیده گرفته می‌شود [۱۵].

در تحقیقی دیگر **خیرالدین و رضایی** به‌طور خاص تأثیر مدل‌سازی پله جداسازی‌شده با آویز کششی را بر قاب بتنی بررسی کردند. نتایج آن‌ها نشان داد که حتی این مدل انعطاف‌پذیر نیز سختی کلی را افزایش داده و منجر به کاهش پیروید و دریافت طبقات می‌شود. همچنین، با وجود قرارگیری پله در مرکز، این نوع اتصال باعث ایجاد نامنظمی پیچشی قابل‌توجه در ساختمان شد [۱۶].

کانگ^۴ و همکاران نیز رفتار دستگاه پله بتن‌آرمه را که توسط چهار ستونک از سازه اصلی جدا شده بود به‌صورت آزمایشگاهی و عددی مطالعه کردند. نتایج نشان داد که این سیستم جداسازی، عملکرد لرزه‌ای مطلوبی با ضریب شکل‌پذیری حدود ۲/۹ ارائه می‌دهد [۱۷].

۳- روش تحقیق و مدل‌سازی

برای بررسی رفتار لرزه‌ای، یک دستگاه پله فولادی دوطرفه به‌همراه قاب خمشی بتنی پیرامون آن به‌صورت اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شد. بارگذاری لرزه‌ای به‌صورت استاتیکی غیرخطی (Pushover) با اعمال تغییر مکان جانبی ۱۰ سانتی‌متری که این مقدار معادل تقریبی دریافت ۲/۷ درصدی برای ارتفاع کف تا کف ۳۶۰ سانتی‌متری قاب است؛ در دو راستای موازی (محور X) و عمود (محور Z) بر امتداد پله به بالای قاب اعمال شد. نحوه اعمال جابه‌جایی در شکل (۱) نمایش داده شده است.

همچنین در این پژوهش، به‌منظور ارزیابی رفتار دینامیکی سیستم جداسازی، از تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی با استفاده از رکوردهای سه زلزله ال سنترو، منجیل و طبس استفاده شده است. برای انجام این تحلیل، پس از هم‌پایه‌سازی هر سه شتاب‌نگاشت، رکورد هر زلزله به یک مدل سازه شش طبقه منظم (مشکل از قاب‌هایی با ابعاد قاب موجود در مقاله) در نرم‌افزار ETABS اعمال شد؛ سپس تغییر مکان نسبی طبقه بام نسبت به طبقه زیرین استخراج و این رکورد تغییر مکان به‌عنوان ورودی به مدل‌های اجزای محدود در ABAQUS اعمال شد.

⁴ Cong

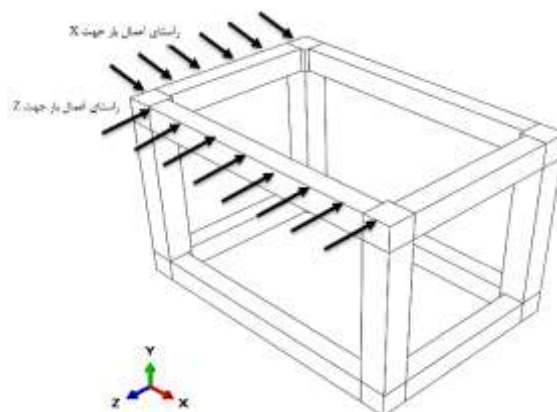
¹ Turon

² Wen

³ Bai



همچنین وزن ثقلی تمامی اجزا در تحلیل و وزن دال‌های پرکننده بین شمشیری‌ها نیز پس از محاسبه، بر روی شمشیری‌ها اعمال شد.



شکل ۱- نحوه اعمال جابه‌جایی در تحلیل

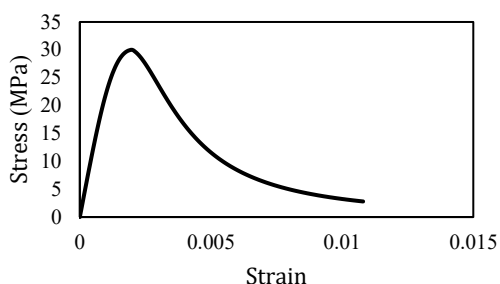
در این پژوهش، برای مدل‌سازی اجزای بتنی نظیر تیرها و ستون‌ها و همچنین قطعات فولادی مانند تیر فولادی، شمشیری‌ها، صفحات، نبشی‌ها، ناودانی‌ها و ستونک فشاری از المان SOLID استفاده شده است. نوع المان استفاده شده برای این اجزا، از نوع C3D8R (المان سه‌بعدی و هشت‌گره‌ی خطی با انتگرال‌گیری کامل) در نظر گرفته شده است. این المان دارای هشت گره با سه درجه آزادی انتقالی در هر گره است. به‌منظور مدل‌سازی میلگردهای طولی و عرضی (خاموت‌ها) نیز از المان BEAM نوع B31 بهره گرفته شده است. این المان، یک تیر سه‌بعدی با دو گره می‌باشد که شامل قابلیت مدل‌سازی رفتارهای خمشی، برشی و محوری است. تعریف دقیق شرایط تکیه‌گاهی و نحوه اتصال اجزا در تحلیل اجزای محدود، نقشی اساسی در صحت نتایج دارد. در این پژوهش، شرایط مرزی و اتصالات به شرح زیر در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شدند:

به‌منظور شبیه‌سازی یک اتصال مفصلی در پای ستون‌ها، سطح زیرین هر چهار ستون بتنی به‌صورت یک جسم صلب (Rigid Body) تعریف شد. سپس، یک نقطه مرجع در مرکز این سطح صلب ایجاد شد و تمامی درجات آزادی انتقالی آن مقید شد. این روش ضمن فراهم‌نمودن امکان دوران آزادانه ستون، از تمرکز تنش در یک گره واحد جلوگیری می‌کند.

برای شبیه‌سازی اندرکنش کامل و پیوسته میان میلگردها و بتن اطراف، از قید ناحیه مدفون (Embedded Region) استفاده شد. این قید، درجات آزادی انتقالی میلگردها را به المان‌های بتنی میزبان وابسته می‌سازد. همچنین، تمامی اتصالات بین قطعات فولادی به یکدیگر (معادل جوشکاری و روی خطوط جوشکاری)

و نیز اتصال اجزای فولادی دستگاه پله به قاب بتنی (در مدل‌های متصل) از طریق قید اتصال گره به سطح (Tie) مدل‌سازی شد تا انتقال نیرو به‌صورت کامل صورت پذیرد. از مدل‌سازی جوش در جهت ساده‌سازی صرف‌نظر شده است. به‌منظور شبیه‌سازی دقیق رفتار لرزه‌ای رمپ پله فولادی و قاب بتن‌آرمه پیرامون آن، رفتار غیرخطی مصالح بتن و فولاد با استفاده از مدل‌های رفتاری معتبر تعریف شد تا پاسخ سازه به بارهای لرزه‌ای به‌شکل واقع‌بینانه ارزیابی شود.

برای مدل‌سازی رفتار بتن، از مدل پلاستیسیته آسیب‌دیده بتن (Concrete Damaged Plasticity) موجود در نرم‌افزار ABAQUS بهره گرفته شد. این مدل قادر است رفتار غیرخطی بتن، شامل ترک‌خوردگی کششی و خردشدگی فشاری را به‌خوبی شبیه‌سازی کند. نمودار تنش-کرنش بتن در شکل (۲) و پارامترهای استفاده‌شده برای تنظیم مدل آسیب‌خیزی در نرم‌افزار در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۲- منحنی تنش-کرنش بتن [۱۸]

جدول ۲- مشخصات مدل آسیب‌خیزی بتن [۱۹]

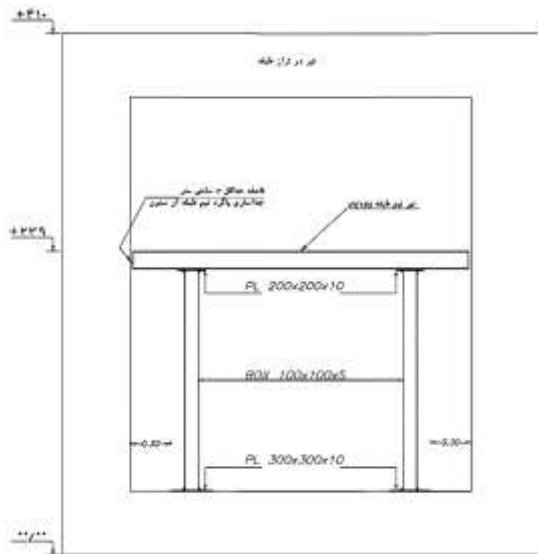
مقدار	پارامتر
35	زاویه اتساع (Angle Dilation)
0.1	خروج از مرکزیت (Eccentricity)
1.16	نسبت مقاومت دو محوره به تک محوره (f_{b0}/f_{c0})
0.667	ضریب K
0.001	پارامتر ویسکوزیته (Viscosity Parameter)

رفتار مصالح فولادی به‌کاررفته در اجزای مختلف، شامل میلگردهای قاب بتن‌آرمه و قطعات دستگاه پله، به‌صورت غیرخطی و الاستوپلاستیک مدل‌سازی شد. برای میلگردهای فولادی، از مدل الاستیک-پلاستیک ایده‌آل (Ideal Elastic-Plastic) استفاده شد. این مدل، ناحیه سخت‌شوندگی کرنشی را نادیده گرفته و پس از رسیدن تنش به حد تسلیم، کرنش بدون افزایش تنش ادامه می‌یابد.

مدل قاب مرجع (RCF-NS): شامل قاب خمشی بتنی یک طبقه بدون دستگاه پله برای ارزیابی به عنوان مدل مینا است. در جدول (۳) مشخصات هندسی قاب نمایش داده شده است.

مدل پله متصل (RCF-SC-DR): شامل قاب خمشی بتنی به همراه دستگاه پله فولادی که به طور مستقیم و یکپارچه به ستون های مجاور متصل شده است. در این مدل تیر میان طبقه از دو سمت به ورق های انتظار مدفون در بتن با استفاده از نبشی متصل شده است. این ورق ها نیز خود با استفاده از دو ناودانی مدفون در بتن مهار شده اند. جدول (۴) مشخصات مقاطع دستگاه پله مدل سازی شده را نمایش می دهد.

مدل پله جداسازی شده (DSS-CP): در این مدل، مجموعه دستگاه پله در تراز میان طبقه به کمک دو ستونک فشاری که بر روی ورق های انتظار مدفون در تیر طبقه تحتانی قرار گرفته اند، از قاب خمشی جدا شده است. یک درز جداسازی به عرض سه سانتی متر نیز در تراز میان طبقه لحاظ شد. در شکل (۵) جزئیات مدل جداسازی شده با ستونک و در جدول (۵) مشخصات هندسی ستونک نمایش داده شده است. تمامی مدل ها در شکل (۶) به تصویر کشیده شده اند.

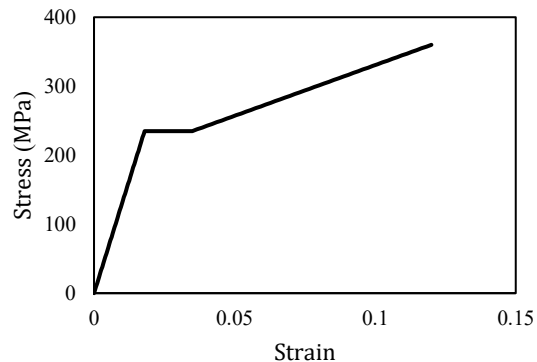


شکل ۵- جزئیات دستگاه پله جداسازی شده با ستونک فشاری

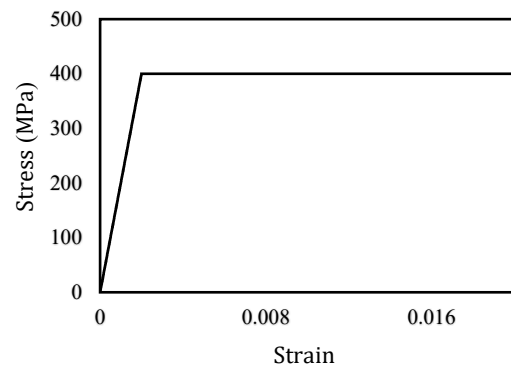
جدول ۳- مشخصات هندسی قاب بتن آرمه

عضو سازه ای	ابعاد مقطع (cm)	طول (cm)	تعداد
تیرهای قاب (راستای X)	50x40	590	4
تیرهای قاب (راستای Z)	50x40	400	4
ستون های قاب	50x50	410	4

برای اعضای فولادی دستگاه پله (شمشیری ها، تیر میان طبقه، اتصالات و ...) از فولاد ساختمانی St37 با رفتار الاستوپلاستیک و در نظر گرفتن ناحیه سخت شونده گی کرنشی استفاده شد. در شکل (۳) نمودار تنش-کرنش فولاد St37 و در شکل (۴) نمودار تنش-کرنش فولاد S400 ارائه شده است. مشخصات مکانیکی انواع مصالح به کار رفته در مدل سازی در جدول (۲) خلاصه شده است.



شکل ۳- نمودار تنش-کرنش مصالح فولادی St37 در مدل سازی



شکل ۴- نمودار تنش-کرنش مصالح فولادی S400 در مدل سازی

جدول ۲- مشخصات مکانیکی مصالح

نام مصالح	کاربرد	مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	تنش تسلیم (MPa)
بتن	قاب خمشی (تیر و ستون)	27.7	0.15	30 (فشاری)
فولاد St37	اجزای اصلی پله	200	0.3	235
فولاد S400	آرماتورهای طولی	200	0.3	400
فولاد S340	آرماتورهای عرضی (خاموت ها)	200	0.3	340

سه مدل اصلی برای این پژوهش تعریف شدند:

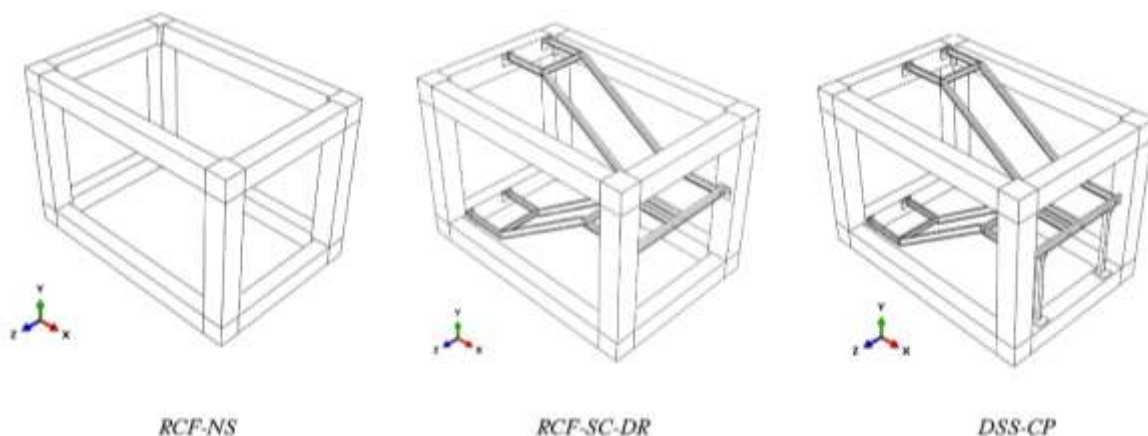


جدول ۵ - مشخصات هندسی ستونک جداساز

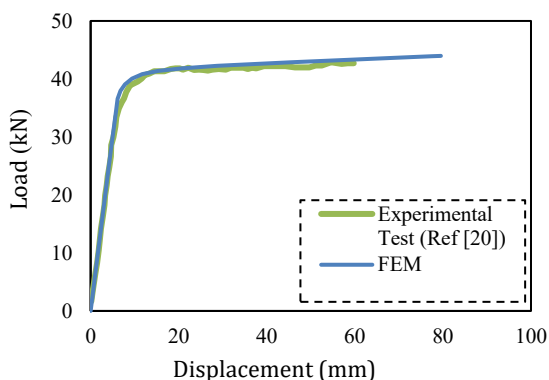
مقطع	جزء
BOX 100x100x5	ستونک فشاری
PL 200x200x10	ورق اتصال بالا (متصل به تیر میان طبقه)
PL 300x300x10	ورق اتصال پایین (نشسته بر تیر قاب)

جدول ۴- مشخصات مقاطع دستگاه پله

مقطع مورد استفاده	جزء دستگاه پله
IPE 160	شمشیری های رفت و برگشت
IPE 180	تیر میان طبقه
PL 100x100	ورق فولادی اتصالات
UNP 80	ناودانی مدفون در بتن
L100x100x10	
L120x120x12	نبشی های اتصالات
L120x60x6	



شکل ۶- مدل های ساخته شده در نرم افزار

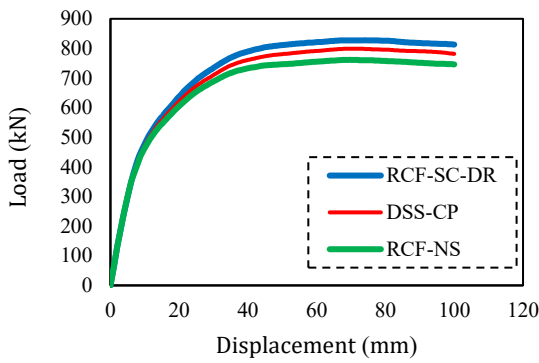


شکل ۷- مقایسه منحنی نیرو- تغییر مکان تیر فولادی، خروجی از نرم افزار با نمونه آزمایشگاهی

۳-۱- اعتبارسنجی مدل سازی عددی

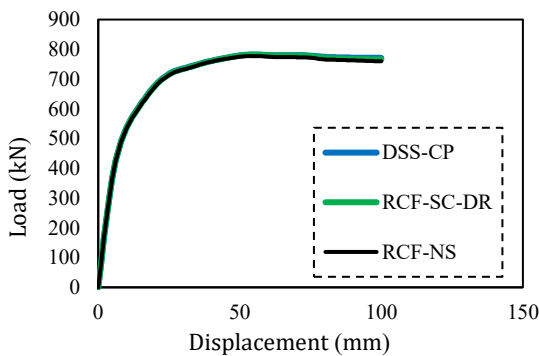
به منظور اطمینان از اعتبار روش مدل سازی، نتایج عددی با داده های آزمایشگاهی موجود در مقالات معتبر مقایسه شد. ابتدا یک تیر فولادی بر اساس پژوهش **هان^۱** و **همکاران [۲۰]** و سپس یک تیر بتن آرمه بر اساس تحقیق **بن سعود^۲** و **همکاران [۲۱]** در نرم افزار ABAQUS مدل سازی شد. منحنی حاصل از تیر فولادی در شکل (۷) و منحنی حاصل از مدل سازی تیر بتن آرمه در شکل (۸) آورده شده است. در هر دو مورد، منحنی های نیرو- تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی، تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان داد که این امر صحت و دقت رویکرد مدل سازی به کاررفته برای شبیه سازی رفتار غیرخطی اجزای فولادی و بتنی را تأیید می کند.

¹ Han
² Ben Saoud

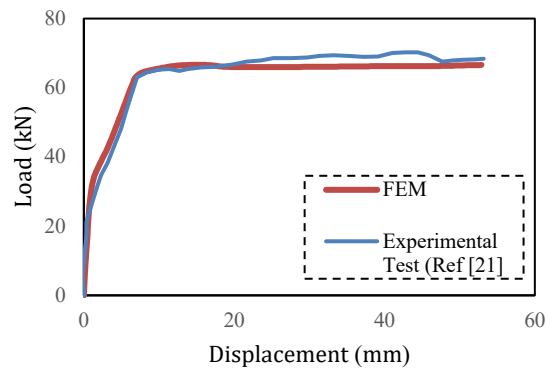


شکل ۹- نمودار نیرو تغییرمکان در راستای X

در شکل (۱۰) نمودارهای نیرو-تغییرمکان راستای Z قابل مشاهده است؛ در این راستا (عمود بر امتداد پله)، رفتار تمامی مدل‌ها تقریباً یکسان است. مقاومت نهایی و سختی در مدل‌های مختلف (متصل، جداسازی شده و قاب مرجع) تفاوتی کم‌تر از ۱٪ با یکدیگر دارند. این نتایج به وضوح نشان می‌دهد که سختی و مقاومت دستگاه پله عمدتاً در راستای طولی آن مؤثر است و در راستای عرضی، تأثیر قابل توجهی بر پاسخ کلی سازه ندارد. در جدول (۶) پارامترهای لرزه‌ای تمامی مدل‌ها در هر دو راستا آورده شده است.



شکل ۱۰- نمودار نیرو-تغییرمکان راستای Z



شکل ۸- مقایسه منحنی نیرو-تغییرمکان تیر بتن آرمه نرم‌افزاری و نمونه آزمایشگاهی

۴- نتایج و بحث

در این بخش، نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها به صورت کمی و کیفی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. تحلیل‌ها در دو بخش اصلی ارائه می‌شوند: ابتدا نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی که شامل نمودارهای کلی نیرو-تغییرمکان و بررسی کانتورهای توزیع تنش و کرنش در اجزای مختلف سازه به صورت مقایسه‌ای بررسی شده و در ادامه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انجام شده بر روی مدل‌ها بررسی می‌شوند.

۴-۱- تحلیل و تفسیر نمودارهای نیرو-تغییرمکان

شکل (۹) نمودارهای نیرو-تغییرمکان در راستای X را نمایش می‌دهد. در این شکل‌ها محور افقی تغییرمکان یکی از گره‌های فوقانی قاب بوده و محور قائم جمع عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی پایین قاب است. نمودارهای پاسخ کلی مدل‌ها اولین معیار برای درک رفتار لرزه‌ای آن‌ها است. در راستای X (موازی با امتداد پله)، اندرکنش پله و سازه کاملاً مشهود است. مدل پله متصل (RCF-SC-DR-X) که سخت‌ترین حالت محسوب می‌شود، مقاومت نهایی را ۸/۷٪ و سختی سکانت را حدود ۸/۳٪ نسبت به قاب مرجع افزایش داده است. این افزایش بیانگر مشارکت ناخواسته پله در باربری جانبی است. در مقابل، مدل جداسازی شده با ستونک فشاری (DSS-CP-X)، افزایش مقاومت و افزایش سختی سکانت را به ۴/۹٪ محدود کرده است. نزدیکی رفتار این مدل به قاب مرجع، موفقیت روش جداسازی در به حداقل رساندن اندرکنش ناخواسته را نشان می‌دهد.

جدول ۶- مقایسه جامع پارامترهای لرزه‌ای مدل‌ها نسبت به قاب مرجع (RCF-NS)

راستای بارگذاری	مدل	مقاومت نهایی (kN)	درصد اختلاف با قاب مرجع	سختی الاستیک (kN/mm)	درصد اختلاف با قاب مرجع	سختی سکانت (kN/mm)	درصد اختلاف با قاب مرجع
راستای X	قاب مرجع (RCF-NS)	761.5	-	64	-	7.62	-
	پله متصل (RCF-SC-DR)	827.5	8.7 %	65.7	2.7 %	8.28	8.7 %
	پله جداسازی شده با ستونک فشاری (DSS-CP)	799	4.9 %	64.8	1.2 %	7.99	4.9 %
راستای Z	قاب مرجع (RCF-NS)	777.4	-	81.5	-	7.77	-
	پله متصل (RCF-SC-DR)	782	0.6 %	81.8	0.3 %	7.82	0.6 %
	پله جداسازی شده با ستونک فشاری (DSS-CP)	782.4	0.6 %	81.8	0.3 %	7.82	0.6 %

۴-۲- بررسی کانتورهای تنش، کرنش و آسیب

برای درک عمیق‌تر مکانیزم‌های خرابی، نتایج حاصل از کانتورهای اجزای محدود در مدل‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در تمامی مدل‌ها و در هر دو راستای بارگذاری X و Z، الگوی خرابی قاب اصلی مشابه بود. آرماتورهای طولی تیرها و ستون‌ها در محل گره‌های اتصال به تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال رسیدند و مفاصل پلاستیک در این نواحی تشکیل شد. این امر نشان می‌دهد که قاب خمشی در تمام حالت‌ها به‌عنوان سیستم اصلی باربر جانبی عمل کرده و رفتار مورد انتظار خود را به نمایش گذاشته است.

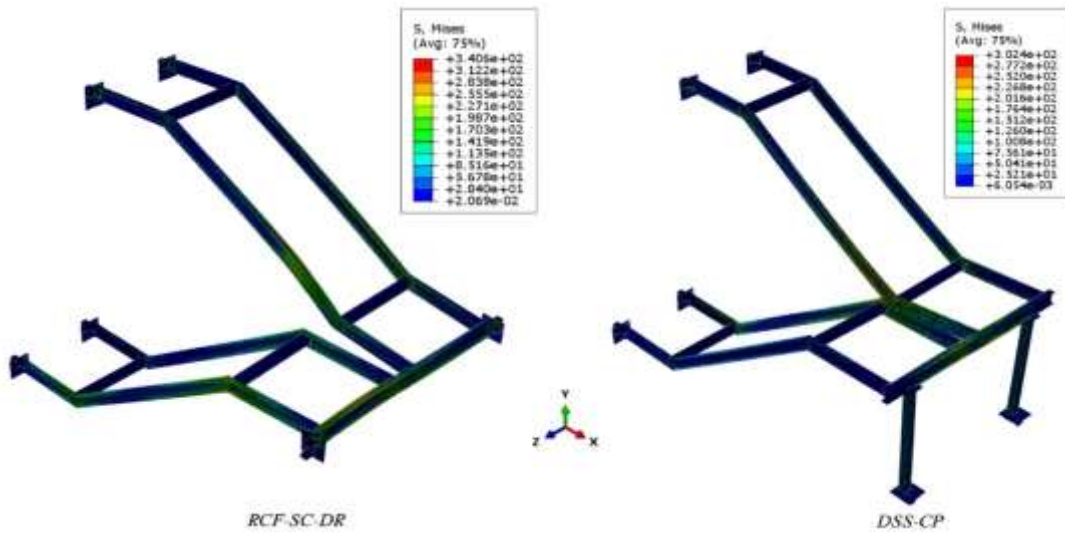
مطابق با تسلیم آرماتورها، بتن در نواحی اتصال تیر به ستون در تمامی مدل‌ها دچار آسیب کششی گسترده (با پارامتر آسیب نزدیک به ۰/۹۶) شد که بیانگر ترک خوردگی شدید است. از نظر کرنش فشاری، در راستای X، مقادیر حداکثری در بالای ستون‌ها و در نواحی فشاری تیرها مشاهده شد که در مدل‌های مختلف بین ۰/۰۲۶ تا ۰/۰۳۶ متغیر بود. این مقادیر نزدیک به کرنش نهایی بتن (۰/۰۳) بوده و نشان‌دهنده تمرکز بالای تنش فشاری در این نواحی است. در راستای Z، کرنش‌های فشاری به‌طور کلی کم‌تر بودند و از حدود ۰/۰۲۲ تجاوز نکردند.

در شکل (۱۱) کانتور تنش شمشیری‌های دستگاه پله مشاهده می‌شود. با بررسی تنش و کرنش‌های پلاستیک در شمشیری‌های دستگاه پله به‌وضوح تفاوت عملکرد مدل‌ها مشاهده می‌شود. در مدل پله متصل (RCF-SC-DR-X)، شمشیری‌ها تحت تنش تا ۲۷۰ مگاپاسکال قرار گرفتند و کرنش پلاستیک در محل شکستگی

آن‌ها به مقدار ۰/۰۴۱ رسید که ۳۵ برابر کرنش تسلیم فولاد St37 است و تغییرشکل دائمی را نشان می‌دهد. اما با این حال این مقدار کرنش، همچنان با کرنش نهایی فولاد St37 که برابر با ۰/۲۵ است فاصله بسیار زیادی دارد. شکل (۱۲) کانتور کرنش پلاستیک در این مدل را نمایش می‌دهد.

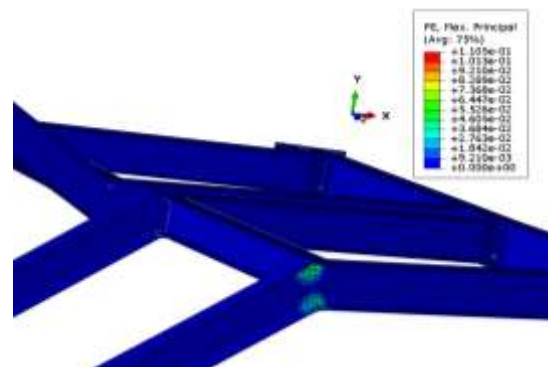
در مدل جداسازی شده (DSS-CP-X)، حداکثر تنش در شمشیری‌ها ۲۴۱ مگاپاسکال بود و کرنش پلاستیک حداکثر به ۰/۰۲۷ محدود شد. این کاهش ۳۴٪ در کرنش پلاستیک بیانگر موفقیت روش جداسازی در حفاظت از شمشیری‌ها است. در راستای Z، شمشیری‌ها در تمامی مدل‌ها تقریباً بدون تنش و در محدوده الاستیک باقی ماندند. شکل (۱۳) کانتور کرنش پلاستیک در مدل جداسازی شده را نمایش می‌دهد.



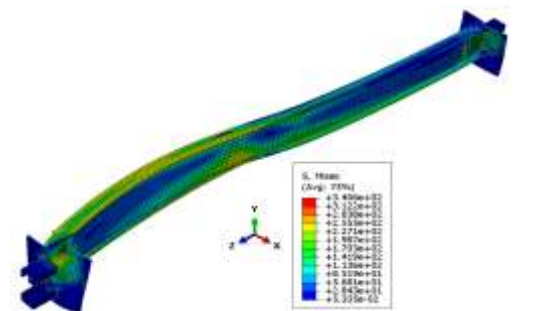


شکل ۱۱- کانتور تنش مجموعه دستگانه پله فولادی مدل برحسب MPa

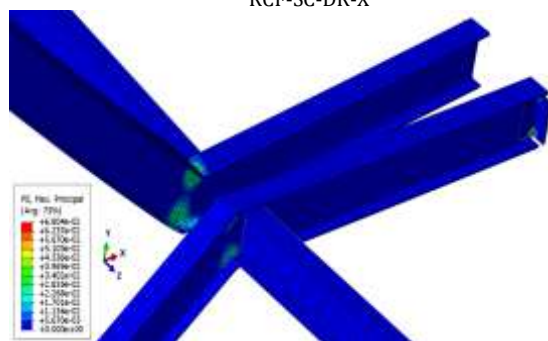
دارد. این مقایسه عددی، موفقیت روش جداسازی در حفاظت از این عضو کلیدی را اثبات می‌کند. در شکل (۱۵) کانتور تنش تیر میان طبقه مدل جداسازی شده نمایش داده شده است. در راستای Z، تیر میان طبقه در تمامی مدل‌ها تنش ناچیزی را تجربه کرد.



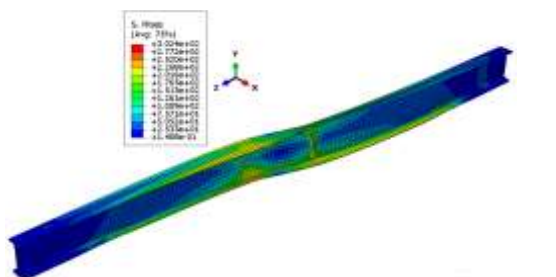
شکل ۱۲- کانتور کرنش پلاستیک اصلی کششی دستگانه پله در مدل RCF-SC-DR-X



شکل ۱۴- کانتور تنش تیر میان طبقه فولادی در مدل RCF-SC-DR-X برحسب MPa



شکل ۱۳- کانتور کرنش پلاستیک اصلی کششی دستگانه پله در مدل DSS-CP-X

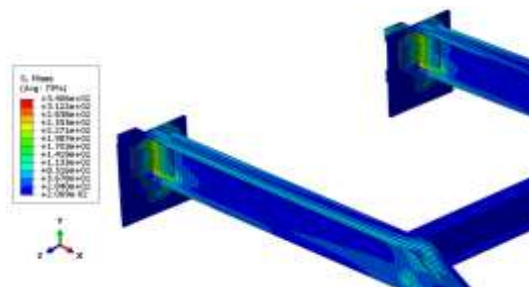


شکل ۱۵- کانتور تنش تیر میان طبقه فولادی با پنج برابر بزرگ‌نمایی در مدل DSS-CP-X برحسب MPa

در مدل پله متصل (RCF-SC-DR-X) نبشی‌های اتصال شمشری‌ها به قاب و همچنین اتصالات تیر میان طبقه به ستون‌ها در نواحی متعددی به تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال رسیدند.

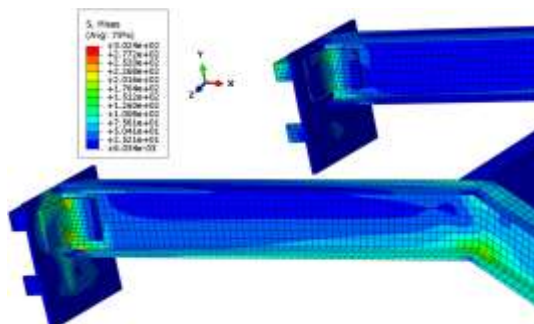
شکل (۱۴) کانتور تنش را در تیر میان طبقه مدل متصل نمایش می‌دهد. در مدل پله متصل (RCF-SC-DR-X)، تیر میان طبقه به دلیل درگیری در باربری جانبی، در نقاط متعددی به تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال رسید و دچار تسلیم شد. اما در مدل جداسازی شده (DSS-CP-X)، این تیر از حرکت قاب مصون ماند و حداکثر تنش در آن ۲۱۳ مگاپاسکال بود که کاملاً در محدوده الاستیک قرار

در مقابل، در مدل جداسازی شده (DSS-CP-X)، این اتصالات در محدوده الاستیک باقی ماندند. شکل (۱۶) کانتور تنش اتصالات را در مدل متصل و شکل (۱۷) کانتور تنش اتصالات در مدل جداسازی شده را نمایش می‌دهند.



شکل ۱۶- کانتور تنش اتصالات شمشیری‌های رمپ صعود به قاب

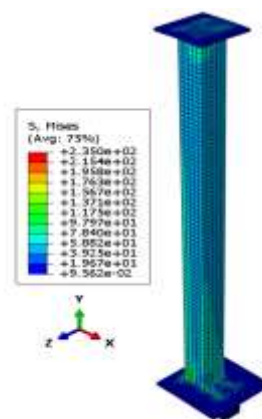
خمشی در مدل RCF-SC-DR-X برحسب MPa



شکل ۱۷- کانتور تنش اتصالات شمشیری‌های تراز فوقانی به قاب

خمشی در مدل DSS-CP-X برحسب MPa

شکل (۱۸) کانتور تنش ستونک فشاری را نشان می‌دهد. المان‌های جداساز یعنی ستونک‌های فشاری، تحت تنش بسیار پایینی در حدود ۱۰۰ مگاپاسکال قرار گرفتند و فاصله زیادی تا حد تسلیم داشتند. این یافته نشان می‌دهد که سیستم جداسازی به درستی عمل کرده و بدون اینکه خود دچار آسیب شود، از انتقال نیروهای مخرب جلوگیری نموده است.



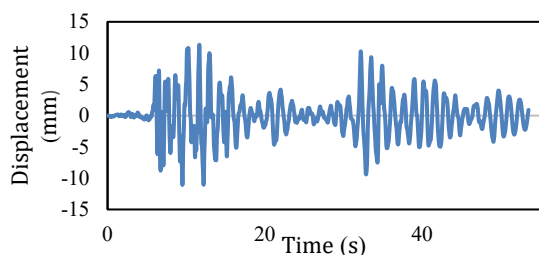
شکل ۱۸- کانتور تنش ستونک فشاری در مدل DSS-CP-X برحسب

MPa

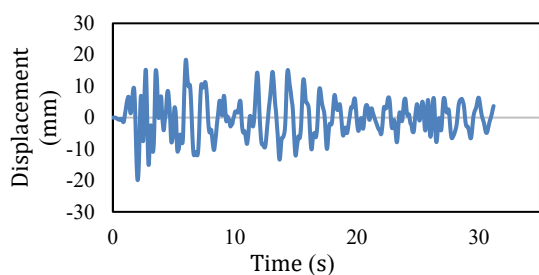
۴-۳- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

در این پژوهش، با بهره‌گیری از رکوردهای سه زلزله منجیل السترو و طیس، تحلیل دینامیکی از نوع تاریخچه زمانی بر روی مدل‌ها انجام شده است. شکل‌های (۱۹) الی (۲۱) به ترتیب رکوردهای تغییر مکان-زمان استخراج شده حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی را نشان می‌دهند.

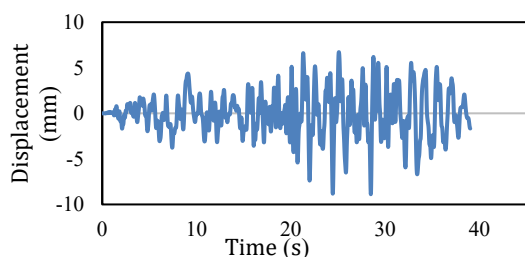
شکل (۲۲)، منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل دینامیکی تحت رکورد زلزله السترو را برای دو مدل متصل و جداسازی شده نمایش می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در مدل متصل بیشینه برش پایه برابر با ۱۰۰۳ کیلونیوتن و در مدل جداسازی شده ۹۸۳ کیلونیوتن به دست آمده است. در شکل (۲۳)، منحنی هیستریزس مربوط به رکورد زلزله منجیل ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که بیشینه برش پایه در مدل متصل ۶۷۲ کیلونیوتن و در مدل دارای ستونک فشاری ۶۷۸ کیلونیوتن بوده است. همچنین شکل (۲۴)، منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل تحت رکورد زلزله طیس را نشان می‌دهد. در این حالت، بیشینه برش پایه در مدل متصل ۵۲۵ کیلونیوتن و در مدل دارای ستونک فشاری ۵۱۲ کیلونیوتن به دست آمده است.



شکل ۱۹- رکورد زلزله منجیل



شکل ۲۰- رکورد زلزله السترو



شکل ۲۱- رکورد زلزله طیس

مدل	زلزله	میزان انرژی مستهلک شده (ژول)
RCF-SC-DR	السترو	33763.96
DSS-CP		35477.16
RCF-SC-DR	طبس	2577.47
DSS-CP		2321.65
RCF-SC-DR	منجیل	10097.51
DSS-CP		9434.0528

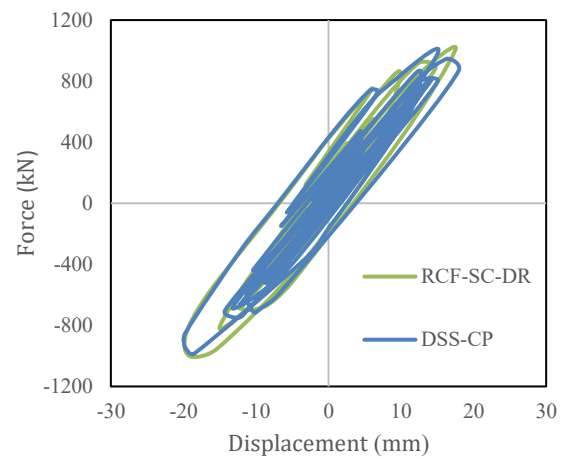
۵- نتیجه‌گیری و پیشنهادات

این پژوهش به بررسی عددی رفتار لرزه‌ای رمپ پله فولادی دوطرفه در یک قاب خمشی بتن‌آرمه یک طبقه و ارزیابی کارایی روش جداسازی با ستونک فشاری نسبت به پله جداسازی‌نشده فولادی پرداخت. تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی منجر به نتایج کمی مشخصی شد که در ادامه به صورت جمع‌بندی ارائه می‌گردد:

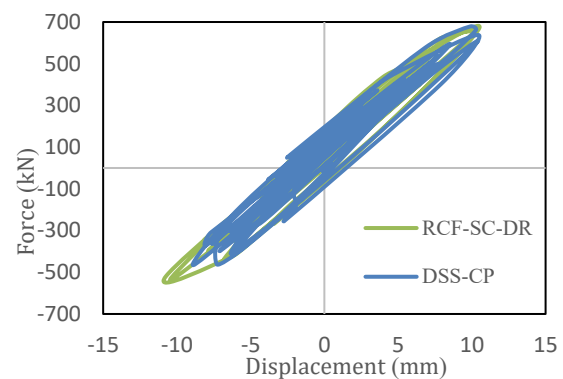
۱- اتصال مستقیم دستگاه پله به قاب اصلی، آن را به یک مهاربند ناخواسته تبدیل می‌کند که ضمن افزایش مقاومت نهایی و سختی سکانت سازه تا ۹٪ و ۸٪ در راستای موازی پله، منجر به تمرکز تنش و آسیب‌های دائمی در پله می‌شود. کرنش پلاستیک در شمشیری‌های مدل متصل (RCF-SC-DR) به ۳۵ برابر کرنش تسلیم فولاد رسید که نشان‌دهنده تغییر شکل‌های غیرالاستیک و دائمی است؛ هرچند مقدار این کرنش‌ها تا حد نهایی کرنش فولاد فاصله زیادی داشت و به گونه‌ای نبود که قابلیت بهره‌برداری آنی از پله را مختل نماید.

۲- روش جداسازی با ستونک فشاری (DSS-CP) عملکردی موفق در حفاظت لرزه‌ای دستگاه پله داشت. این روش مشارکت ناخواسته پله در باربری جانبی را به حداقل رساند، به طوری که افزایش مقاومت و سختی سکانت قاب تنها حدود ۵٪ بود. در این مدل، المان‌های کلیدی مانند تیر میان‌طبقه به حداکثر تنش ۲۱۳ مگاپاسکال و خود ستونک‌های فشاری به حداکثر تنش ۱۰۰ مگاپاسکال، رسیدند که کاملاً در محدوده الاستیک باقی ماندند.

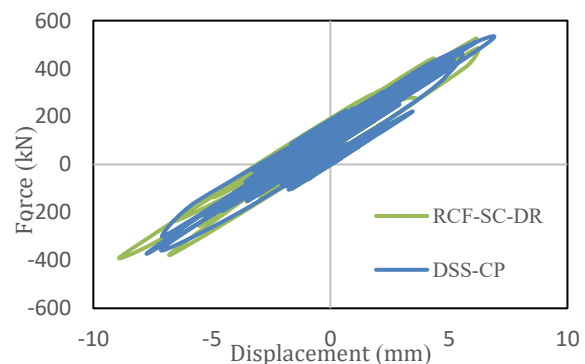
۳- رفتار لرزه‌ای دستگاه پله به جهت اعمال بار وابسته است. تمامی آسیب‌های بحرانی، تنش‌های فراتر از حد تسلیم و کرنش‌های پلاستیک قابل توجه، منحصراً در راستای بارگذاری موازی با امتداد پله (محور X) رخ داد. در راستای عمود بر پله (محور Z)، تفاوت در مقاومت نهایی و سختی تمامی مدل‌ها (مدل متصل، مدل جداسازی‌شده و قاب مرجع) کم‌تر از ۱٪ بود و



شکل ۲۲- منحنی هیستریزس زلزله الاسترو



شکل ۲۳- منحنی هیستریزس زلزله منجیل



شکل ۲۴- منحنی هیستریزس زلزله طبس

با محاسبه سطح محصور بین منحنی‌های هیستریزس هر مدل، نتایج ارائه شده در جدول (۷) نشان می‌دهد که در تحلیل مبتنی بر رکورد زلزله الاسترو، مدل دارای ستونک فشاری در حدود ۵٪ استهلاک انرژی بیشتری نسبت به مدل متصل داشته است. در مقابل، در رکوردهای زلزله منجیل و طبس، مدل متصل به ترتیب حدود ۷٪ و ۱۱٪ اتلاف انرژی بیشتری نسبت به مدل جداسازی‌شده با ستونک فشاری از خود نشان داده است.

جدول ۷- انرژی مستهلک شده در مدل‌ها



دستگاه پله در این راستا رفتاری کاملاً الاستیک و بدون آسیب از خود نشان داد.

۴- به‌طور خلاصه، می‌توان نتیجه گرفت که دستگاه پله فولادی حتی در حالت جداسازی‌نشده (متصل)، تغییر چندانی در رفتار کلی سازه ایجاد نمی‌نماید و همچنین آسیب‌های ایجادشده در آن به‌گونه‌ای نبوده است که موجب اختلال در قابلیت بهره‌برداری دستگاه پله شود؛ هرچند در روش جداسازی با ستونک فشاری، آسیب وارده به دستگاه پله کم‌تر است. در مجموع می‌توان گفت هدف از جداسازی دستگاه پله فولادی، به‌حداقل رساندن آسیب خود دستگاه پله است، زیرا رفتار کلی قاب خمشی بتنی تأثیر چندانی نمی‌پذیرد.

۵- از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انجام‌شده نیز نتایجی مشابه و هم‌سو با تحلیل استاتیکی غیرخطی حاصل شد. به‌منظور بررسی بیشتر رفتار و پایایی دستگاه پله فولادی، پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی مواردی همچون بررسی دستگاه پله فولادی و اثرات آن در سازه‌های چندین طبقه، جداسازی دستگاه پله با آویز کششی، جداسازی با اتصالات لغزشی و دستگاه پله‌های سه و چهارطرفه مورد مطالعه قرار گیرند.

- [13] Wen, M., Tian, H., Wang, W., Chen, B., and Fu, H. (2022), "Research on seismic performance of frame structure with beam staircases", *Buildings*, 12(8), p.1106.
- [14] Bai, L., Liang, X., Xin, L., Liu, M., Yu, Z., and Chu, Y. (2023), "Investigation on the Seismic Performance of RC Frame Buildings with Rubber Isolation Bearing Installed in Staircases", *Buildings*, 13(3), p.616.
- [15] Ghaderi Garakani, M., Mahjoubi, S. and Maleki, S. (2017), "Effects of Modeling Staircases on Seismic Responses of Concrete Frames", In *Advanced Engineering Forum*. 23, pp.72-87.
- [۱۶] خیرالدین، ع.، و رضایی، م. (۱۴۰۰)، "تأثیر مدل‌سازی پله با آویز کششی بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن"، سومین کنفرانس ملی پژوهش‌های نوین در مهندسی و علوم کاربردی. بروجرد.
- [17] Cong, S., Zhang, Z., Zheng, Q., and Xu, Z. (2021), "Seismic behavior of reinforced concrete frame staircase with separated slab stairs", In *Structures*, 34, pp.4284-4296.
- [18] Thorenfeldt, E. (1987), "Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design", In *Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete, Norway*.
- [19] Wahid, N., Stratford, T., and Bisby, L. (2019), "Calibration of concrete damage plasticity model parameters for high temperature modelling of reinforced concrete flat slabs in fire", *Applications of Structural Fire Engineering*, Singapore.
- [20] Han, Y., Li, N., and Zhang, G. (2023), "Study on flexural behavior of corroded i-shaped steel beams strengthened with hybrid CFRP/GFRP sheets", *Materials*, 16(14), p.5080.
- [21] Ben Saoud, M., Orafi, M., Gundogay, A., Yaman, S., Eren, V., and Tekeli Kabas, H. (2024), "An Experimental Study on Repairing of Reinforced Concrete Beams Having Damaged Longitudinal Bars", *Applied Sciences*, 14(23), p.11310.
- [1] Hosseini Hashemi, B., and Keykhosro Kiany, B. (2018), "Performance of Steel Structures and Associated Lessons to be Learned from November 12, 2017, Sarpol-e Zahab-Ezgeleh Earthquake (MW 7.3)", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 20(3), pp.33-46.
- [۲] نوری‌فرد، آ.، تابش‌پور، م.، و مهدی‌زاده سراج، ف. (۱۳۹۴)، "خسارات لرزه‌ای ناشی از نادیده‌گرفتن راه‌پله در طراحی و اجرای ساختمان‌ها"، پژوهشنامه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۸ (۴)، ص ۵۵.
- [3] Jiang, H.J., Gao, H.Y., and Wang, B. (2012), "Seismic damage analyses of staircases in RC frame structures", *Advanced Materials Research*, 446, pp.2326-2330.
- [4] Black, C., Aiken, I., Smith, K., Belvin, R., and Peachey, A. (2017), "Seismically-resilient stair systems for buildings", In the *Proceedings of the Structural Engineers Association Annual Convention*. Paper. (22).
- [5] Higgins, C. (2009), "Prefabricated steel stair performance under combined seismic and gravity loads", *Journal of Structural Engineering*, 135(2), pp.122-129.
- [6] Jiang, H.J., Gao, H.Y., and Wang, B. (2012), "Seismic damage analyses of staircases in RC frame structures", *Advanced Materials Research*, 446, pp.2326-2330.
- [۷] کافی، م.ع.، رادفر، ا. (۱۳۹۲)، "ارائه روش‌های پیشنهادی جهت بهسازی المان‌های دستگانه پله تحت ترکیب بارهای ثقلی و جانبی"، هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران. زاهدان.
- [8] Wang, X., and Hutchinson, T.C. (2018), "Computational assessment of the seismic behavior of steel stairs", *Engineering Structures*, 166, pp.376-386.
- [9] Sorosh, S., Hutchinson, T.C., Ryan, K.L., Smith, K., Belvin, R., and Black, C. (2024), "High-fidelity finite element modeling of the seismic response of prefabricated steel stairs", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 53(8), pp.2491-2510.
- [10] Sorosh, S., Hutchinson, T.C., Ryan, K.L., Smith, K.W., Kovac, A., Zabet, S., and Pei, S. (2025), "Experimental Characterization of a Full-Scale Stair System Detailed to Achieve Seismic Resiliency", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [۱۱] کافی، م.ع.، خیرالدین، ع.، و رادفر، ا. (۱۳۹۲)، "بررسی عملکرد المان‌های پله به روش اجزای محدود تحت ترکیب بارلرزه‌ای و ثقلی"، چهارمین کنفرانس ملی زلزله و سازه. کرمان.
- [12] Montalbán Turón, C., and Vargas Alzate, Y.F. (2023), "Special braced stairs versus typical braced frames. New architectural-structural-seismic approach to stair design", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 32(5-6), p.e1997.



http://journaliss.ir

بهینه‌یابی بر مبنای عملکرد و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های

بلند با سیستم مهاربندی زیپر و شورون

کیوان فرزاد^{۱*}، حامد محمدی^۲

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

*aromiyeh@post.iaou.ac.ir، Keyvan.farzad@iaou.ac.ir، ۹۶۹

چکیده

طراحی بهینه سازه‌ها و کاهش مصرفی در اجرای سازه‌ها یک چالش پیش رو در روند طراحی مهندسی است. یک روش کارآمد برای نیل به هدف فوق، استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی است. با این حال اکثر بررسی‌های انجام شده در خصوص استفاده از این الگوریتم‌ها در مهندسی سازه محدود به ارائه مفاهیم طراحی بوده و جنبه عملی در آن‌ها کم‌تر بوده است. هدف اصلی این مطالعه کاربرد عملی روش‌های بهینه‌یابی ارائه شده و به حداقل رساندن وزن سازه‌ای و مقایسه وزن بهینه در قاب‌های فولادی بلند با سیستم باربر جانبی زیپر و شورون در معرض بارهای لرزه‌ای و در عین حال برآورد تمامی نیازهای آیین‌نامه‌ای است. به منظور رسیدن به هدف فوق، قاب‌های فولادی ۱۰ و ۱۵ طبقه با استفاده از الگوریتم‌های مختلف، که عملکرد آن‌ها در مقالات مختلف به اثبات رسیده است، برای بهینه‌یابی در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته است. سیستم باربر جانبی زیپر به منظور اصلاح رفتار فراکمانشی سیستم مهار جانبی شورون پیشنهاد شده و ضعف‌های سیستم شورون را بعد از کمانش بادبندهای آن جبران می‌نماید. برای تخمین دقیق‌تر رفتار این سیستم‌ها در رویارویی با بارهای لرزه‌ای روش طراحی مورد استفاده به منظور بهینه‌یابی قاب‌های فوق در این مطالعه، آنالیزهای غیرخطی و طراحی بر مبنای عملکرد است. نتایج به دست آمده توسط الگوریتم‌های مختلف بهینه‌یابی در این بررسی، نشانگر برتری الگوریتم اصلاح شده دلفین نسبت به سایر الگوریتم‌ها و همچنین کاهش وزن بهینه ۶٪ سیستم زیپر نسبت به سیستم شورون است. همچنین تأیید و تصدیق‌های ارائه شده توسط آنالیز دینامیکی افزایش یافته بیانگر قابل اطمینان‌تر بودن سیستم زیپر نسبت به شورون است.

واژگان کلیدی

ساختمان بلند، سیستم زیپر، الگوریتم بهینه‌یابی فراکاوشی، طراحی بر مبنای عملکرد، آنالیز دینامیکی افزایشی

Performance based optimization and seismic assessment of tall structures with zipper and chevron bracing system

K. Farzad, H. Mohammadi

Abstract

Optimal structural design and reducing material consumption are ongoing challenges in engineering practice. An effective approach to achieve these goals is the use of metaheuristic optimization algorithms. However, most studies employing such algorithms in structural engineering have focused mainly on conceptual design, with limited emphasis on practical implementation. The main objective of this study is to apply practical optimization methods to minimize structural weight and to compare the optimal weight of tall steel frames equipped with zipper and chevron braced lateral systems under seismic loading, while satisfying all code requirements. To this end, 10- and 15-story steel frames were optimized using several metaheuristic algorithms whose performance has been validated in previous research. The zipper braced system has been proposed to improve the post-buckling behavior of chevron braced frames and to compensate for their weaknesses after brace buckling. To better capture the seismic behavior of these systems, nonlinear analyses and performance-based design procedures were employed in the optimization process. The results show that the modified Dolphin algorithm outperforms the other optimization algorithms considered in this study. In addition, the zipper system achieves approximately 6% lower optimal weight compared to the chevron system. Incremental Dynamic Analysis (IDA) results further confirm that the zipper system provides higher reliability and superior seismic performance than the chevron system.

Keywords

Metaheuristic Algorithm, Zipper Braced Frame, Performance Based Design, Incremental Dynamic Analysis



در طراحی‌های مهندسی هدف مطلوب، کاهش هزینه پروژه به مقدار ممکن و رسیدن به اهداف عملکردی مورد نیاز است. این مفهوم در قالب طراحی مهندسی و به صورت دقیق‌تر در بهینه‌سازی سازه در طراحی گنجانده می‌شود. با پیچیده‌تر شدن مسائل بهینه‌سازی و عدم کارایی مطلوب روش‌های تحلیلی سنتی، نیاز به ابزارهای قوی‌تر برای حل این مسائل نمود پیدا کرد. در پاسخ به این نیاز، الگوریتم‌های حل فراکاوشی ظهور پیدا کردند. این روش‌ها هیچ‌گونه نیازی به اطلاعات مشتق مسئله ندارند و با عملگرهای خاص خود قادر به فرار از بهینه محلی و کشف بهینه کلی هستند. نکته مهم دیگر در طراحی بهینه، روش تحلیل و طراحی سازه است. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای در حال تغییر به سمت طراحی مبتنی بر عملکرد هستند. بر اساس این روش طراحی، سازه به صورت غیرخطی تحلیل شده و اطمینان حاصل می‌شود که در هر مرحله طراحی، تمام اهداف عملکردی توسط سازه ارضا می‌شود. با توسعه فلسفه جدید طراحی سازه، برخلاف روش‌های طراحی لرزه‌ای موجود، امکان انتخاب، تعیین و تنظیم عملکرد سازه در شرایط بحرانی وجود دارد. به این ترتیب با پذیرش خطر مشخص و طراحی سازه بر مبنای سطح عملکرد بالاتر، از ایجاد خسارت‌های اقتصادی، جانی و زیست‌محیطی سنگین‌تر ناشی از خطر زمین‌لرزه می‌توان جلوگیری نمود [۱].

در این روش طراحی، معیارهای پذیرش در قالب مقادیر آستان‌های برای پاسخ‌های کلی سازه و پاسخ‌های موضعی اعضا ارائه شده‌اند. این مقادیر، آستانه وابسته به سطوح عملکردی انتخابی در سطح خطر لرزه‌ای خاص هستند. سه سطح عملکردی معمول در این روش به طور خلاصه عبارت هستند از مقاومت سازه در مقابل زلزله‌های خفیف، قابل تعمیر بودن سازه در مقابل زلزله‌های متوسط و عدم فرو ریزش در زلزله‌های شدید [۲].

روش‌های بهینه‌سازی را می‌توان به طور مؤثر در طراحی‌های بر مبنای عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیدهای مسئله تعریف کرد [۳]. نکته مهم دیگر در طراحی لرزه‌ای سازه، انتخاب سیستم مهاربندی جانبی است. در این میان، سیستم قاب فولادی زیر یک قاب مهاربندی همگرا با شکل‌پذیری قابل قبول بوده که یک روش به روز شده از سیستم قاب مهاربندی شورون (V شکل) است. سیستم شورون دارای سختی و مقاومت بالا بوده اما رفتار بعد از کماتش آن ضعیف

است [۴]. در قاب‌های مهاربندی شده شورون معمولی زمانی که بار جانبی افزایش می‌یابد، مهاربندهای فشاری کماتش می‌کنند و ظرفیت تحمل نیروی محوری آن‌ها کاهش می‌یابد؛ این در حالی است که نیروی مهاربندهای کششی در حال افزایش‌اند تا اینکه در نهایت به حد تسلیم برسند؛ در این وضعیت در محل اتصال مهاربندها به تیرها، نیروی قائم نامتعادل‌کننده بزرگی وارد می‌شود که می‌تواند باعث به وجود آمدن تغییر شکل‌های بزرگ در تیر شود. به طور عمومی این سیستم قادر به بازتوزیع نیروها بعد از شکست موضعی به وجود آمده در یکی از طبقات نبوده و رفتار مناسبی را در زلزله‌های گذشته نشان نداده است [۵].

برای جلوگیری از کاهش نامطلوب مقاومت جانبی قاب، آیین‌نامه‌های طراحی الزام می‌دارند که تیرها علاوه بر تحمل نیروهای ثقلی از مقاومت کافی برای مقابله با این نیروی قابل توجه، برخوردار باشند؛ البته رعایت چنین ضابطه‌ای منجر به ایجاد تیرهای بسیار قوی خواهد شد که از نقطه نظر طراحی لرزه‌ای، امری نامطلوب محسوب می‌شود. برای جلوگیری از مکانیزم طبقه نرم در قاب‌های با سیستم شورون، **خطیب^۱** و **همکاران** پیشنهاد افزودن یک ستون مابین طبقات و در وسط دهانه بابتند را دادند. در این سیستم مهاربندی، نیروی نامتعادل به وجود آمده در طبقه، از طریق عضو زیر به طبقه بالایی انتقال داده شده و بر این اساس فشار وارد شده بر روی مهاربند فشاری طبقه بالا افزایش یافته و در نهایت این مهاربند دچار کماتش می‌شود [۶].

مکانیزم کلی سیستم در قاب‌های مهاربندی زیر زمانی به وجود می‌آید که تمامی بادبندهای فشاری به صورت هم‌زمان دچار کماتش شوند. کماتش هم‌زمان بادبندها در ارتفاع کلی سازه منجر به ناپایداری و فرو ریزش سازه خواهد شد. پیش‌بینی شرایط به وجود آمده فوق، تنها از طریق انجام تحلیل‌های غیرخطی میسر است [۷]. از مزایای سیستم مهاربندی زیر می‌توان به توزیع دوباره نیروهای مابین طبقات، توزیع دررفت طبقات در کل سازه و در نتیجه دررفت یکنواخت در طبقات و استفاده مناسب از عملکرد غیرالاستیک قاب فولادی در ارتفاع آن نام برد.

طراحی بهینه سازه‌های تحت بارهای لرزه‌ای، یکی از مسائل محاسباتی پیچیده در مهندسی سازه است. بهترین رویه برای تحلیل سازه‌ها، از جمله قاب‌های مهاربندی شده فولادی، آنالیز تاریخیچه زمانی برای مجموعه‌ای از حرکات زمین است؛ اما مقدار و زمان محاسبات مورد نیاز این آنالیز زیاد بوده و روند بهینه‌سازی

^۱ Khatib



با این روش به شدت زمان بر خواهد بود. برای مقابله با این مشکل، یک روش تحلیل با هزینه کم تر محاسباتی مانند روش های تحلیل خطی یا استاتیکی غیرخطی، به طور معمول در روند بهینه یابی اعمال شده و در نهایت طرح های ارائه شده توسط آنالیزهای دینامیکی، مورد تأیید و تصدیق قرار می گیرند [۸ و ۹]. یک روش تحلیل دینامیکی دقیق که در حال حاضر نیز کاربرد وسیعی در کارهای تحقیقاتی دارد و در این مطالعه هم مورد استفاده قرار گرفته است، روش آنالیز دینامیکی افزایشی است. این روش آنالیز، طیف وسیعی از شتابنگاشت ها را در تحلیل سازه ها در نظر گرفته و به پاسخ های کلی تری دست می یابد.

با وجود پیشرفت قابل توجه در حوزه بهینه سازی مهندسی سازه، اغلب پژوهش های موجود تمرکز خود را بر ارائه مفاهیم طراحی یا کاربردهای محدود الگوریتم های فراکاوشی گذاشته اند و بُعد عملی و واقعی این روش ها در چارچوب طراحی لرزه ای مبتنی بر آیین نامه ها کم تر مورد توجه قرار گرفته است. نوآوری اصلی این پژوهش در آن است که فراتر از ارائه یک روش بهینه سازی، به ارزیابی کاملاً عملی و قابل پیاده سازی آن در طراحی واقعی قاب های فولادی بلند با سیستم های مهاربندی شورون و زیپر می پردازد. در این تحقیق، روش های فراکاوشی نه تنها برای تعیین وزن بهینه سازه به کار گرفته شده اند، بلکه فرآیند تحلیل و طراحی به گونه ای سازماندهی شده است که تمامی الزامات آیین نامه ای و اهداف عملکردی در قالب تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) به طور کامل ارزیابی شوند. بدین ترتیب این مطالعه از یک سو، کارایی عملی روش بهینه سازی را در محیط واقعی طراحی لرزه ای نشان می دهد و از سوی دیگر، امکان مقایسه شفاف و مستدل رفتار لرزه ای و وزن بهینه دو سیستم مهاربندی شورون و زیپر را فراهم می سازد.

۲- پژوهش های مرتبط

در ارتباط با موضوع بهینه یابی بر مبنای عملکرد قاب های فولادی با سیستم مهاربندی همگرا، بررسی های محدودی صورت پذیرفته است. یکی از کارهای پژوهشی قابل توجه، بررسی های صورت گرفته توسط قلی زاده و همکاران است. آن ها با استفاده از الگوریتم های بهینه یابی، اقدام به بهینه یابی موقعیت قرارگیری بادبندهای ضربدری در قاب های فولادی نموده اند که نتایج

حاصل، بیانگر تأثیر قابل توجه جانمایی بادبند با استفاده از الگوریتم های فراکاوشی بر وزن سازه است [۱۰].

یکی دیگر از کارهای انجام شده توسط قلی زاده و همکاران در خصوص بهینه یابی بر مبنای عملکرد قاب های فولادی، ارائه یک الگوریتم بهینه یابی برای حل موقعیت بهینه بادبندهای ضربدری است. هدف اصلی در مطالعه آن ها، یافتن جانمایی بهینه بادبندهای ضربدری و سیستم مهاربندی قطری در قاب های فولادی تحت بارهای لرزه ای است [۱۱].

از دیگر بررسی های انجام شده، می توان به پژوهش فرزاد و همکاران اشاره نمود. آن ها با استفاده از الگوریتم های بهینه یابی، اقدام به تعیین موقعیت بهینه مهار بازویی در سازه های بلند نموده اند. مطالعات آن ها بیانگر تأثیر قابل توجه موقعیت مهار بازویی در وزن بهینه این سیستم است [۱۲].

در مطالعه کاوه و همکاران، اقدام به تعیین جانمایی های بهینه مختلف بادبند ضربدری در قاب های فولادی پنج دهانه با تعداد طبقات مختلف با استفاده از الگوریتم های مختلف شده و با صرف نظر از نامطمی های به وجود آمده در این گونه قاب ها، از تحلیل استاتیکی خطی برای برآورد پاسخ سازه استفاده شده است. در پژوهش فوق، جانمایی های بهینه مختلف بادبند ضربدری در قاب های فولادی ارائه شده است [۱۳].

هاگیشیتا^۱ در مطالعه خود برای یافتن جواب بهینه، موقعیت بادبند را همراه با نوع بادبند، بررسی کرده است. سازه مورد بررسی آن ها قاب پنج دهانه سه طبقه است. او به این نتیجه رسید که انتخاب نوع بادبند با توجه به موقعیت بادبند صورت می گیرد و در طبقات پایین، بادبند ضربدری و در طبقات بالا بادبندهای K و V شکل از نظر اقتصادی مؤثرتر هستند [۱۴].

کامشکی^۲ و همکاران، قاب های ۱۵ طبقه فولادی را با موقعیت ثابت بادبند و انواع بادبندها و همچنین قاب خمشی را با الگوریتم ژنتیک، مورد بررسی قرار دادند. آن ها به این نتیجه رسیدند که قاب فولادی با بادبند ضربدری نسبت به سایر قاب ها وزن کم تر و سختی زیادی دارد [۱۵].

اما در خصوص کارهای انجام یافته در مورد توسعه رفتارشناسی سیستم مهاربندی جانبی زیپر و همچنین ارتقای روش های طراحی این سیستم، می توان به مطالعه یانگ^۳ و همکاران اشاره نمود [۱۶]. آن ها در پژوهش خود یک روش طراحی برای نیل به رفتار شکل پذیر در قاب های زیپر ارائه نمودند.

¹ Hagishita

² Kameshki

³ Yang



نتایج حاصل از بررسی انجام شده، نشانگر طراحی ایمن این سیستم است. همچنین توزیع دررفت طبقات در ارتفاع سازه بیانگر یکنواختی آسیب‌های وارده در ارتفاع سازه است.

اوزچکیک^۱ و همکاران، در مطالعه خود به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های کم‌مرتبه، میان‌مرتبه و بلندمرتبه پرداختند [۱۷]. مطالعات آن‌ها نشان‌دهنده تأثیر قابل توجه عضو زیر در عملکرد لرزه‌ای قاب‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه است.

تیرکا^۲ و همکاران، در مطالعه خود با بررسی قاب‌های با سیستم مهار جانبی زیر واقع شده در نواحی لرزه‌ای با ریسک بالا و نزدیک گسل اقدام به ارائه روش طراحی استاتیکی مناسب و همچنین رفتارشناسی این سیستم نمودند [۱۸].

مطالعه دیگر درخصوص بررسی عملکرد قاب‌های زیر و برآورد رفتار هیسترتیک آن‌ها، توسط **ظاهری و همکاران** صورت گرفته است [۱۹]. پژوهش آن‌ها نشان‌دهنده تأثیر عضو زیر در بازتوزیع نیروی نامتعادل به وجود آمده در بادبندها ناشی از کمناش بادبند فشاری در کل ارتفاع سازه و کاهش چرخش‌های پلاستیک تیر اتصال‌دهنده بادبندها است.

امامی و همکاران، با مطالعه بر روی رفتار قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف، به این نتیجه رسیدند که اضافه نمودن عضو زیر به سیستم شورون موجب بهتر شدن رفتار دینامیکی سیستم و در نتیجه کنترل دررفت طبقات می‌شود [۴].

همان‌طور که ملاحظه می‌شود مطالعات انجام شده درخصوص سیستم باربر جانبی زیر، بیانگر تأثیر قابل توجه افزودن این عضو بر رفتار سیستم است.

۳- فرمول‌بندی الگوریتم‌های بهینه‌یابی فراکاوشی

امروزه الگوریتم‌های فراکاوشی در حل مسائل، مخصوصاً مسائل مهندسی دارای محبوبیت زیادی هستند. در مجموعه بزرگی از مسائل، الگوریتم‌های فراکاوشی می‌توانند با کم‌ترین هزینه محاسباتی در مقایسه با سایر الگوریتم‌ها، به نتایج بهینه دست یابند. علاوه بر موارد فوق، این الگوریتم‌ها تنها برای حل مسائل خاصی مورد استفاده قرار نمی‌گیرند و می‌توانند برای مسائل گوناگون مفید باشند. هر الگوریتم بهینه‌سازی فراکاوشی دارای فرمول‌بندی مخصوص خود است تا به جواب بهینه کلی نایل شود. در ادامه سه الگوریتم بهینه‌یابی فراکاوشی که در مقاله‌های مختلف بر روی مسائل مشابه پژوهش حاضر، مورد استفاده قرار گرفته‌اند معرفی می‌شوند. در این مطالعه برای بهینه‌یابی قاب‌های فولادی از سه

الگوریتم مختلف مطرح شده استفاده خواهد شد تا رویکردهای مختلف بهینه‌سازی پیاده‌سازی شده تا به جواب‌های بهینه کلی قابل‌اعتمادتری نایل شود.

۳-۱- الگوریتم اصلاح‌شده دلفین (MDE)

موقعیت یابی صوتی^۳ دلفین‌ها یک رادار بیولوژیکی است که از آن برای شکار در طبیعت استفاده می‌کند. الگوریتم بهینه‌سازی دلفین با الهام از این رفتار دلفین‌ها اقدام به جستجو در فضای طراحی می‌نماید [۲۰]. مهم‌ترین گام‌های الگوریتم اصلاح‌شده دلفین^۴ مطابق زیر است:

۱- تولید تعداد NL موقعیت به صورت تصادفی برای هر دلفین.

۲- محاسبه احتمال از پیش تعریف‌شده PP با استفاده از رابطه (۱).

$$PP(Loop_i) = PP_1 + (1 - PP_1) \frac{Loop_i^{power}}{(LoopsNumber)^{power} - 1} \quad (1)$$

که در آن (PP_1) ضریب همگرایی در تکرار اول، $(Loop_i)$ شماره حلقه و $(Power)$ تعیین‌کننده درجه منحنی و $(LoopsNumber)$ بیان‌کننده تعداد تکرار یا حلقه لازم برای همگراشدن الگوریتم است که با توجه به تلاش محاسباتی، لازمه الگوریتم برای رسیدن به جواب تعیین می‌شود.

۳- محاسبه شایستگی هر یک از موقعیت‌های تولیدشده در مرحله یک. شایستگی باید به صورتی تعریف شود که بهترین جواب دارای بیش‌ترین مقدار باشد. به بیان دیگر باید هدف الگوریتم، افزایش مقدار شایستگی باشد.

۴- توزیع شایستگی هر یک از موقعیت‌ها مطابق یک توزیع مثلثی متقارن یا هر توزیع متقارن دیگر در فضای طراحی.

۵- محاسبه شایستگی تجمعی AF بر اساس قانون دلفین مطابق رابطه (۲).

$$AF_{(A+k)j} = \frac{1}{R_p} (R_e - |K|) Fitness(i) + AF_{(A+k)j} \quad (2)$$

که در آن $(AF_{(A+k)j})$ شایستگی تجمعی $(A+k)$ امین عضو ماتریس فضای طراحی است که برای متغیر λ م انتخاب شده است. (R_e) مقدار شعاع تأثیری است که شایستگی تجمعی مربوط به یک موقعیت، فضای اطراف را تحت تأثیر قرار می‌دهد. همچنین $(Fitness(i))$ برابر مقدار شایستگی مربوط به موقعیت i است.

۶- برای توزیع هموارتر احتمالات در فضای طراحی یک مقدار کوچک ϵ مطابق رابطه (۳) به تمامی احتمالات محاسبه شده در گام قبلی به فضای طراحی افزوده می‌شود.

$$\epsilon = AF + \epsilon \quad (3)$$

³ Echolocation

⁴ Modified Dolphin Echolocation Algorithm

¹ Ozcelik

² Tirca



۷- یافتن بهترین جواب به دست آمده از بین تمام موقعیت‌ها و برابر صفر قراردادن مقدار AF آن.

۸- محاسبه مقدار احتمال انتخاب گزینه $(i(i=1 \text{ to } ALj))$ برای متغیر $(j(j=1 \text{ to } NV))$ طبق رابطه (۴):

$$P_{ij} = \frac{AF_{ij}}{\sum_{i=1}^{LAj} AF_{ij}} \quad (4)$$

۹- اختصاص مقدار احتمال برابر PP به تمامی گزینه‌های مربوط به متغیرهای بهترین موقعیت و اختصاص مقدار احتمال مربوط به سایر گزینه‌های فضای طراحی برابر با P_{ij} .

۱۰- تکرار گام‌های ۲ الی ۸ به تعداد حلقه انتخاب شده برای مسئله مورد نظر [۲۱].

۲-۳- الگوریتم آموزش مدرسه (SBO)

الگوریتم SBO یک الگوریتم فراکاوشی است که از پروسه آموزشی الهام گرفته شده است. الگوریتم SBO یک استراژی تبادل مشترک اطلاعات است که اجازه می‌دهد فضای جستجو به صورت گسترده بررسی شده و نتایج با کیفیت بالاتری به دست آید [۲۲]. این الگوریتم شامل سه مرحله است که به طور خلاصه در زیر بیان می‌شود:

۱- فاز معلم: برای شبیه‌سازی این پروسه در الگوریتم، مکانیزیم معلم بایستی در تمامی دامنه متغیرهای طراحی اعمال شود. هریک از متغیرهای طراحی به صورت موضوعات جداگانه بررسی می‌شوند. در طول فاز معلم، دانش‌آموزان سعی می‌کنند اطلاعات خود را در موضوعات مختلف (متغیرهای طراحی مختلف) با توجه به دانش معلم، به روزرسانی نمایند. این عملیات به صورت ریاضی به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$X_{new}^k(j) = X_{old}^k(j) \pm \Delta(j) \quad (5)$$

$$\Delta(j) = T_f \times r |M(j) - T(j)| \quad (6)$$

که در آن $(X^k(j))$ بیانگر زمین متغیر طراحی برای k امین بردار طراحی، (T_f) فاکتور آموزش، (r) یک عدد تصادفی در بازه $[0,1]$ ، $(M(j))$ متوسط کلاس و $(T(j))$ شرایط معلم است. در روابط (۵) و (۶)، $(\Delta(j))$ نشان‌دهنده اختلاف مابین معلم و متوسط کلاس برای هر متغیر طراحی است (علامت آن باید طوری انتخاب شود که موجب حرکت دانش‌آموزان به طرف معلم شود). (T_f) فاکتور

آموزش در رابطه (۶)، تنها پارامتر قابل تغییر در الگوریتم است و برای تعیین اندازه جستجوی محلی به کار می‌رود.

۲- فاز دانش‌آموز: یادگیری متقابل در بین دانش‌آموزان یک کلاس می‌تواند باعث افزایش عملکرد فردی و در نتیجه افزایش عملکرد کلی کلاس شود. شیوه فاز دانش‌آموز به صورت زیر است:

الف) انتخاب یک دانش‌آموز به صورت تصادفی، p
 ب) انتخاب یک دانش‌آموز دیگر، q به طوری که $p \neq q$
 پ) ارزیابی شایستگی هر دو دانش‌آموز
 ت) اگر $F^p < F^q$ (دانش‌آموز p بهتر از دانش‌آموز q است) در این صورت:

$$X_{new}^p(j) = X_{old}^p(j) + r[X_{old}^q(j) - X^q(j)] \quad (7)$$

در غیر این صورت:

$$X_{new}^q(j) = X_{old}^q(j) + r[X^p(j) - X_{old}^q(j)] \quad (8)$$

در روابط (۷) و (۸)، (r) یک عدد تصادفی در بازه $[0,1]$ است. در صورتی که شایستگی دانش‌آموز q بهتر از دانش‌آموز p باشد، دانش‌آموز p به طرف دانش‌آموز q حرکت خواهد نمود و در غیر این صورت، برعکس خواهد بود. جهت و مقدار تغییرات وابسته به موقعیت فعلی دانش‌آموزان در فضای طراحی و اختلاف شایستگی دانش‌آموزان p و q خواهد بود.

۳- فاز مدرسه: در این مرحله با تعریف چندین کلاس و گسترش تبادل اطلاعات میان دانش‌آموزان به کل مدرسه، اقدام به انجام عملیات بهینه‌یابی می‌شود. در الگوریتم SBO هر کلاس مستقل در مدرسه، به طور هم‌زمان با استفاده از دو فاز قبلی اقدام به جستجوی فضای طراحی می‌نماید سپس در انتهای هر تکرار، یک ائتلافی از معلمین (یک معلم از هر کلاس) تشکیل می‌شود. قبل از شروع تکرار بعدی الگوریتم، برای هر یک از کلاس‌ها، یک معلم جدید از ائتلاف معلمین اختصاص داده می‌شود. این کار موجب انتقال دانش بین کلاس‌ها خواهد شد. انتخاب معلمین برای هریک از کلاس‌ها توسط مکانیزیم رولت^۲ با توجه به شایستگی معلم صورت می‌گیرد. در شکل (۱) فلوچارت الگوریتم SBO نشان داده شده است.

² Roulette Wheel Selection Mechanism

¹ School-Based Optimization



$$X_i^f(l) = \frac{m_i X_i(l) + m_{\frac{nop}{2}+i} X_{\frac{nop}{2}+i}^f(l)}{m_i + m_{\frac{nop}{2}+i}}, \quad i = 1, 2, \dots, \frac{nop}{2} \quad (10)$$

$$Dl_i(l) = \left| X_i(l) - X_{\frac{nop}{2}+i}^f(l) \right|, \quad i = 1, 2, \dots, \frac{nop}{2} \quad (11)$$

که (nop)، نشان‌دهنده تعداد ذرات است.

توانایی ایجاد تعادل بین اکتشاف^۳ و استخراج^۴ یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های این الگوریتم است. در طی فرایند بهینه‌سازی نرخ اکتشاف کاهش یافته و نرخ استخراج افزایش می‌یابد. در الگوریتم CMO موقعیت ذرات به صورت زیر به روز می‌شود: در مرحله اول، یک پارامتر کنترل‌کننده (CP)، که مقدار آن در طول فرایند بهینه‌سازی از یک به صفر تغییر پیدا می‌کند، به صورت رابطه (۱۲) تعریف می‌شود:

$$CP(l) = \exp\left(-\frac{5l}{l_{max}}\right) \quad (12)$$

که (l_{max}) حداکثر مقدار تکرارهای بهینه‌سازی است. اگر مقدار Dl_i بیشتر از مقدار CP باشد، موقعیت زوج ذرات l_{am} در فاز اکتشاف به صورت رابطه‌های (۱۳) و (۱۴) به روز می‌شود:

$$X_i(l+1) = X_i(l) - r \cdot (X_i^f(l) - X_i(l)) + r \cdot (X_{best}(l) - X_i(l)) \quad (13)$$

$$X_{\frac{nop}{2}+i}(l+1) = X_{\frac{nop}{2}+i}^f(l) + r \cdot (X_i^f(l) - X_{\frac{nop}{2}+i}^f(l)) + r \cdot (X_{best}(l) - X_{\frac{nop}{2}+i}^f(l)) \quad (14)$$

اگر مقدار Dl_i کمتر از مقدار CP باشد، موقعیت زوج ذرات l_{am} در فاز استخراج به صورت روابط (۱۵) و (۱۶) به روز می‌شود:

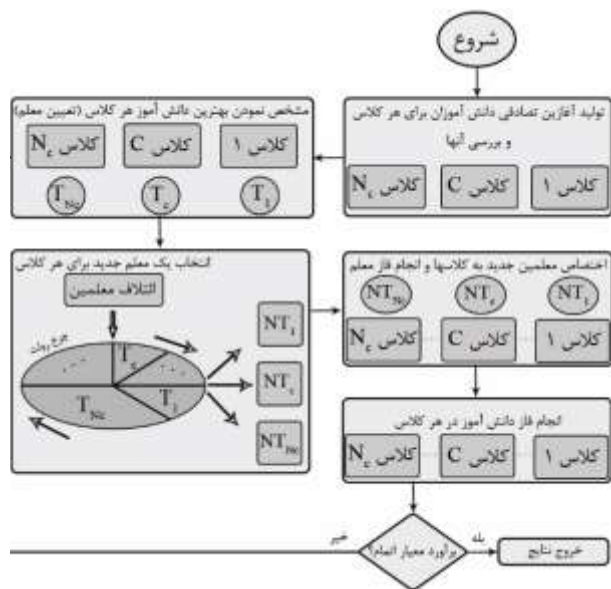
$$X_i(l+1) = X_i(l) + r \cdot (X_i(l) - X_{\frac{nop}{2}+i}^f(l)) \quad (15)$$

$$X_{\frac{nop}{2}+i}(l+1) = X_{\frac{nop}{2}+i}^f(l) + r \cdot (X_i(l) - X_{\frac{nop}{2}+i}^f(l)) \quad (16)$$

که در روابط فوق، (r) عددی رندوم بین صفر و یک بوده و (X_{best}) بهترین حل پیدا شده تا آن لحظه است.

۴- طراحی برمبنای عملکرد

روش طراحی برمبنای عملکرد در سه مرحله زیر خلاصه می‌شود: الف- تعریف اهداف عملکردی^۵ که ترکیبی از سطوح مخاطره^۶ و عملکرد است. ب- تعیین ظرفیت لرزه‌ای سازه و المان‌های آن از طریق انجام تحلیل مدل ریاضی سیستم.



شکل ۱- فلوچارت الگوریتم آموزش مدرسه

۳-۳- الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم (CMO)

الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم^۱، به علت دارا بودن تنها یک پارامتر تنظیم و قابلیت حل مسائل پیچیده بهینه‌سازی بر پایه مفهوم فیزیکی مرکز جرم، فرمول‌بندی شده است. به طوری که جرم هر مأمور جستجو بزرگتر باشد، فاصله آن تا مرکز جرم کوچکتر خواهد بود و برعکس. در ادامه فرمول‌بندی الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم ارائه می‌شود [۱۱].

در الگوریتم CMO جرم هر مأمور جستجو از رابطه (۹) محاسبه می‌شود:

$$m_i = \frac{1}{fit_i} \quad (9)$$

که در آن (fit_i) مقدار برازندگی^۲ تابع هدف به ازای موقعیت مأمور l_{am} است.

مأموران جستجو بر اساس برازندگی آن‌ها مرتب شده و به دو گروه مساوی تقسیم می‌شوند. هر مأمور جستجو یک جرم نامیده می‌شود. جرم‌های بزرگتر در گروه اول و جرم‌های کوچکتر در گروه دوم قرار می‌گیرند. هر جرم در گروه اول با یک جرم در گروه دوم بر اساس فاصله بین آن‌ها به روز می‌شود.

برای هر زوج از ذرات در تکرار l_{am} و برای هر مأمور l_{am}، موقعیت مرکز جرم (X^C) و فاصله ذرات (DI) با استفاده از روابط (۱۰) و (۱۱) به دست می‌آید:

³ Exploration
⁴ Exploitation
⁵ Performance Objective
⁶ Hazard Level

¹ Center of Mass Optimization Algorithm
² Fitness



پ- بررسی عملکرد سازه و کنترل اهداف عملکردی تعریف شده در مرحله یک.

به طور مختصر اهداف عملکردی، مشخص کننده هدف عملکردی لرزه‌ای مطلوب سازه است. در این تحقیق بر اساس FEMA-356 سه هدف عملکردی برای سازه‌ها در نظر گرفته می‌شود [۲۳]:

- قابلیت استفاده بی‌وقفه^۱: در این سطح عملکردی پیش‌بینی می‌شود در اثر زلزله، مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده بی‌وقفه از آن ممکن باشد.
- ایمنی جانی^۲: در این سطح عملکردی پیش‌بینی می‌شود در اثر وقوع زلزله، خرابی در سازه ایجاد شود ولی میزان آن به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.
- آستانه فروریزش^۳: در این سطح عملکردی پیش‌بینی می‌شود در اثر وقوع زلزله، خرابی گسترده در سازه ایجاد شود ولی سازه فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

برای تعریف اهداف عملکردی لازم است بیش از یک سطح خطر تعریف شود. در اغلب روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد، حداقل سه سطح خطر در نظر گرفته می‌شود:

- سطح خطر ۱ (یا زلزله سطح سرویس پایه): زلزله ارائه شده در این سطح خطر، دارای دوره بازگشت کوتاه است. بنابراین احتمال وقوع آن در عمر سازه زیاد است. به صورت احتمالاتی، امکان وقوع آن برابر ۵۰٪ در ۵۰ سال می‌باشد.
- سطح خطر ۲ (یا زلزله سطح طراحی): به صورت نرمال فرض می‌شود زلزله این سطح خطر، دارای احتمال افزایش ۱۰٪ در ۵۰ سال را داشته باشد.
- سطح خطر ۳ (یا زلزله سطح معتبر ماکزیمم): چنین سطح خطری را می‌توان در اهداف عملکردی بالا (تأسیسات بحرانی) مورد استفاده قرار داد و فرض می‌شود احتمال افزایش آن در ۵۰ سال ۲٪ است.

در این مطالعه، برای آنالیز سازه و برآورد ظرفیت آن از تحلیل پوش‌آور استفاده می‌شود. برای انجام طراحی مبتنی بر عملکرد در مرحله اول، سازه باید برای بارهای ثقیلی و همچنین سایر محدودیت‌های طراحی در حالت سرویس جوابگو باشد. بارهای ثقیلی با ترکیب بار $1.2(DL) + 1.6(LL)$ در طراحی اعضا برای جوابگویی در برابر بارهای ثقیلی با توجه به آیین‌نامه AISC 360-22 [۳۰]، بر روی تیرها اعمال می‌شود. پس از ارضای

مرحله اول، نیاز سازه برای هر یک از سطوح عملکردی توسط آنالیز غیرخطی استاتیکی کنترل می‌شود. مقدار بار ثقیلی که هنگام آنالیز پوش‌آور به صورت ثابت بر روی تیرها اعمال می‌شود مطابق FEMA-356 از ترکیب بار $Q = 1.1(DL + 0.25 LL)$ به دست می‌آید. تغییر مکان هدف بر اساس FEMA-356 با استفاده از رابطه (۱۷) محاسبه می‌شود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (17)$$

که در آن (T_e) زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد مورد بررسی مطابق رابطه (۱۸) و سایر ضرایب مطابق دستورات FEMA-356 در مطالعه حاضر، اعمال می‌شوند. همچنین شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (18)$$

که در آن (T_i) پرپود اصلی الاستیک سازه، (K_i) و (K_e) به ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر است. مقدار (S_a) برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق رابطه (۱۹) محاسبه می‌شود:

$$S_a^i = \begin{cases} F_a S_s^i (0.4 + \frac{3T}{T_0^i}) & \text{if } 0 < T \leq 0.2 T_0^i \\ F_a S_s^i & \text{if } 0.2 T_0^i < T \leq T_0^i \\ \frac{F_v S_1^i}{T} & \text{if } T > T_0^i \end{cases} \quad (19)$$

که در آن (T_0) مطابق رابطه (۲۰) محاسبه می‌شود:

$$T_0^i = \frac{F_v S_1^i}{F_a S_s^i} \quad (20)$$

مقادیر (F_a) ، (F_v) ، (S_s) و (S_1) برای یک منطقه‌ای با خاک نوع D مطابق جدول (۱) و شکل (۲) است [۲۴]:

جدول ۱- مقادیر پارامترهای لرزه‌ای مربوط به خاک نوع D

	سطح مخاطره	S_s	S_1	F_a	F_v
IO	سال ٪۵۰/۵۰	۰/۶۵۸	۰/۱۹۸	۱/۲۷	۲/۰۰
LS	سال ٪۱۰/۵۰	۰/۷۹۴	۰/۲۳۷	۱/۱۸	۱/۹۲
CP	سال ٪۲/۵۰	۱/۱۵۰	۰/۳۴۶	۱/۰۴	۱/۷۰

¹ Immediate Occupancy

² Life Safety

³ Collapse Prevention



رابطه (۲۳) در صورت استفاده از ترکیب دو مد به صورت زیر نوشته می شود:

$$F_j = \alpha_1 \Gamma_1 m \phi_1 S_a(\zeta_1, T_1) \pm \alpha_2 \Gamma_2 m \phi_2 S_a(\zeta_2, T_2) \quad (25)$$

بنابراین در پروسه هایی که نیازمند آنالیز پوش آور با انواع الگوهای بارگذاری است، می توان با روابط فوق چندین ترکیب از مد شکل های مختلف سازه را به عنوان الگوی بارگذاری اعمال نمود [۲۶].

۴-۱- فرمول بندی مسائل بهینه یابی بر مبنای عملکرد

می توان مسئله بهینه سازی مبتنی بر عملکرد را به صورت زیر فرمول بندی نمود:

$$\text{minimize:} \quad F(x) \quad (26)$$

$$\text{subject to:} \quad g_i^s(x) \leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (27)$$

$$g_j^{PBD}(x) \leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (28)$$

که در روابط فوق، (g_i^s) قید تنش اعضا تحت بارهای ثقلی که مطابق AISC-341-22 [۳۰] اعمال می شود و (g_j^{PBD}) قیود مربوط به طراحی مبتنی بر عملکرد هستند که مطابق روابط زیر اعمال می شوند. قیدهای مربوط به دررفت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق رابطه (۲۹) هستند:

$$g_i = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (29)$$

که در آن (Δ) دررفت طبقات و $(\Delta)_{all}$ دررفت مجاز طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی که مطابق FEMA-356 برابر با مقادیر ارائه شده در جدول (۲) است [۲۳]:

جدول ۲- مقادیر مجاز دررفت طبقات

سطح عملکرد	$(\Delta)_{all}$
IO	٪۰/۵
LS	٪۱/۵
CP	٪۲/۰

مکانیزم های محتمل خرابی در تیرها مطابق آیین نامه FEMA-356 تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل (DC) در سطوح مختلف عملکرد است. معیار پذیرش بر اساس میزان چرخش پلاستیک تیرها مطابق رابطه (۳۰) در نظر گرفته می شود.

$$g_2 = \frac{\theta^i}{(n\theta_y)} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (30)$$

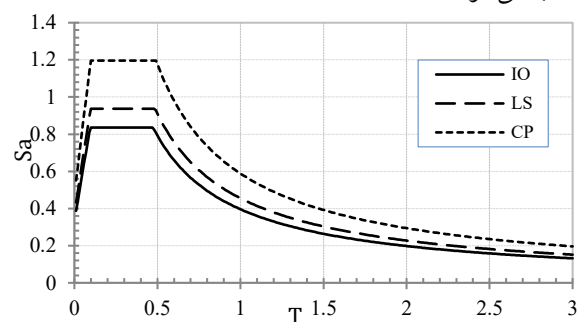
در جدول (۱) پارامترهای (S_s) پریود کوتاه^۱، (S_1) پریود اولیه شتاب پاسخ^۲ و (F_a) (F_v) ضرایب سایت^۳ هستند. الگوی توزیع نیروی جانبی آنالیز پوش آور در ارتفاع ساختمان مطابق رابطه (۲۱) است:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (21)$$

که در آن (w_i) قسمتی از وزن طبقه i ام، (h_i) ارتفاع طبقه i ام و (k) مطابق رابطه (۲۲) محاسبه می شود:

$$k = \begin{cases} 2 & \text{for } T \geq 2.5 \text{ seconds} \\ 1 & \text{for } T \leq 0.5 \text{ seconds} \end{cases} \quad (22)$$

که برای مقادیر میانی (T) با استفاده از درون یابی، مقدار k محاسبه می شود.



شکل ۲- منحنی طیف پاسخ مطابق جدول (۱)

آیین نامه FEMA-356 تأکید می کند در آنالیز پوش آور، حداقل باید از دو الگوی بار جانبی که به مدل ریاضی اعمال می شود، استفاده نمود. در این مطالعه، از الگوی بار جانبی مطابق با C_{vx} (رابطه (۲۱)) و الگوی بار جانبی یکنواخت مطابق توزیع جرم در هر سطح و همچنین برای در نظر گرفتن مشارکت مدهای بالاتر از الگوی بار جانبی مطابق رابطه (۲۳) نیز استفاده می شود [۲۵]. پاسخ های دریافت شده، مقادیر حداکثر ارائه شده توسط سه الگوی بار جانبی فوق خواهد بود.

$$F_j = \sum \alpha_n \Gamma_n m \phi_n S_n(\xi_n, T_n) \quad (23)$$

که در آن (α_n) ضریب اصلاح است که مقدار آن می تواند منفی یا مثبت باشد؛ (ϕ_n) بردار مد شکل مربوط به مد n ام و (S_n) شتاب طیفی در پریود متناظر با مود n است و (Γ) از رابطه (۲۴) به دست می آید:

$$\Gamma = \frac{[\phi]^T [m] \{l\}}{M_n} \text{ in which } M_n = [\phi]^T [m] [\phi] \quad (24)$$

¹ Short-Period

² First Sec-Period Response Acceleration

³ Site Coefficients



$$g_{\Delta_i}^{p/50}(X) = \begin{cases} \frac{\Delta_{Ci}^{p/50}}{\frac{p}{ci}} - 1 \leq 0 & \text{in compression} \\ \frac{\Delta_{Pci}^{p/50}}{\frac{p}{Pci}} - 1 \leq 0 \\ \frac{\Delta_{Ti}^{p/50}}{\frac{p}{PTi}} - 1 \leq 0 & \text{in tension} \end{cases} \quad (34)$$

$i = 1, 2, \dots, nb$

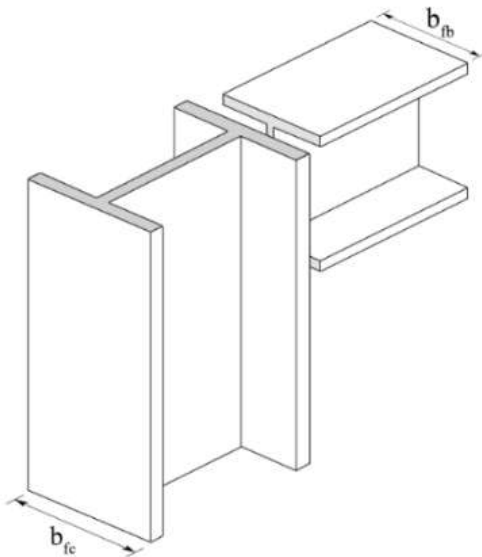
که در آن، $(\Delta_{Ci}^{p/50})$ و $(\Delta_{Ti}^{p/50})$ به ترتیب تغییرشکل محوری بادبند نام برای سطح خطر $p/50$ در فشار و کشش، $(\Delta_{Pci}^{p/50})$ و $(\Delta_{PTi}^{p/50})$ مقادیر مجاز آن‌ها مطابق جداول ۵-۶ و ۵-۷، FEMA-356 و (nb) تعداد بادبندها می‌باشد. برای کنترل تغییرشکل محوری ستون در کشش از رابطه (۳۴) استفاده می‌شود و مقادیر مجاز آن مطابق جداول ۶-۵ و ۷-۵، FEMA-356 تعیین می‌شود. نکته مهم دیگر در طراحی قاب‌های فولادی، در نظر گرفتن قید مربوط به اتصال تیر به ستون برای ملاحظات اجرایی است که با توجه به شکل (۳) مطابق رابطه (۳۵) فرمول‌بندی می‌شود:

$$g_{B1} = \frac{b_{fb}}{b_{fc}} - 1 \leq 0, \quad m = 1, \dots, nj \quad (35)$$

قید مربوط به اتصال ستون به ستون در طبقات، مطابق رابطه (۳۶) در نظر گرفته می‌شود:

$$g_c = \frac{A_c^T}{A_c^B} - 1 \leq 0 \quad (36)$$

که در آن، (A_c^B) سطح مقطع ستون طبقه پایین و (A_c^T) سطح مقطع ستون طبقه بالا است.



شکل ۳- اتصال تیر به ستون

که در آن، (θ) چرخش پلاستیک تیر در هر سطح عملکرد، (n) مطابق جدول ۶-۵ و ۷-۵ آیین‌نامه FEMA-356 بر اساس میزان فشردگی مقاطع فولادی و (θ_y) مطابق رابطه (۳۱) محاسبه می‌شود:

$$\theta_y = \frac{ZF_y e l_b}{6EI_b} \quad (31)$$

که در آن، (Z) مدول مقطع پلاستیک، $(F_y e)$ تنش تسلیم مورد انتظار فولاد، (l_b) طول عضو، (E) مدول الاستیسیته و (I_b) ممان اینرسی عضو است. معیار پذیرش ستون در طراحی بر مبنای عملکرد، بر اساس کنترل مکانیزم‌های محتمل خرابی در ستون تعریف می‌شود. برای رسیدن به این مهم، باید تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو (FC) و تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل (DC) در سطوح مختلف عملکرد ستون مشخص شوند.

ستون‌های دارای نیروی خمشی همراه با نیروی محوی در تغییرمکان هدف کم‌تر از ۵۰٪ مقاومت فشاری حد پایین^۱ ستون (P_{CL}) به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل لحاظ شده و قید حداکثر چرخش پلاستیک برای هر ستون در این حالت مطابق رابطه (۳۲) در نظر گرفته می‌شود:

$$g_{DC,i}^{p/50}(X) = \frac{\theta_i^{p/50}}{\theta_{p,i}^{p/50}} - 1 \leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, nc \quad (32)$$

که در آن، $(\theta_i^{p/50})$ حداکثر چرخش پلاستیک ستون نام در سطح خطر $p/50$ ، $(\theta_{p,i}^{p/50})$ چرخش مجاز ستون نام تعریف‌شده در جداول ۶-۵ و ۷-۵، FEMA-356 که با توجه به مقدار نیروی محوری و شرایط فشردگی لرزه‌ای مقطع فولادی بوده، همچنین تعداد ستون‌ها می‌باشد. ستون‌های دارای نیروی خمشی همراه با نیروی محوی در تغییرمکان هدف بیش‌تر یا مساوی با ۵۰٪ (P_{CL}) به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو لحاظ شده و قید حداکثر چرخش پلاستیک برای هر ستون در این حالت مطابق رابطه (۳۳) در نظر گرفته می‌شود:

$$g_{FC,i}^{p/50}(X) = \frac{P_{UF,i}^{p/50}}{P_{CL}} + \frac{M_{UF,i}^{p/50}}{M_{CL}} - 1 \leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, nc \quad (33)$$

که در آن، $(P_{UF,i}^{p/50})$ و $(M_{UF,i}^{p/50})$ به ترتیب نیروی محوری و لنگرخمشی ایجادشده توسط بارهای ثقلی در مشارکت با نیروهای لرزه‌ای در حالت کنترل نیرو برای ستون نام در سطح خطر $p/50$ و (P_{CL}) و (M_{CL}) به ترتیب مقاومت فشاری حد پایین و مقاومت خمشی ستون هستند. قید تغییرشکل محوری برای بادبندها مطابق رابطه (۳۴) است:

¹ Lower-Bound Compression Strength

۵- بهینه‌یابی سازه‌های فولادی با سیستم مهار جانبی

زیپر و شورون

سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه، قاب‌های سه دهانه ۱۰ و ۱۵ طبقه هستند. گروه‌بندی اعضای این سازه‌ها به این صورت انجام می‌شود که ستون‌های کناری و داخلی در دو گروه مختلف در دو طبقه متوالی قرار می‌گیرند. گروه‌بندی تیرها، بادبندها و زیپرها مانند ستون‌ها در دو طبقه متوالی مطابق شکل (۴) انجام می‌گیرد. مقطع اعضای تیر و ستون از لیست مقاطع استاندارد W-section و مقاطع بادبند و اعضای زیپر از لیست مقاطع باکس HSS مطابق جدول (۳) انتخاب می‌شود.

مقادیر بار مرده و زنده اعمالی بر روی تیرها به ترتیب ۳۱/۵ کیلونیوتن بر متر و ۹/۸ کیلونیوتن بر متر هستند. تنش تسلیم المان‌های تیر، ستون و اعضای زیپر به ترتیب ۳۴۴/۷ مگاپاسکال، ۳۴۴/۷ مگاپاسکال، ۳۱۷/۲ مگاپاسکال با درصد سخت‌شدگی ۰/۳، همچنین تنش تسلیم المان‌های بادبند ۳۱۷/۲ مگاپاسکال است. وزن واحد حجم فولاد و مدول الاستیسیته به ترتیب ۶۷/۷۲ کیلونیوتن بر مترمکعب و ۲۰۰ گیگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود. مزایای الگوریتم‌های انتخاب‌شده تعداد کم پارامترهای قابل تنظیم است. مقدار پارامتر Power در الگوریتم MDE در این مطالعه برابر با ۰/۵ و مقدار T_f در الگوریتم SBO به صورت تصادفی بین دو عدد ۱ و ۲ انتخاب می‌شود. در این تحقیق از نرم‌افزار Opensees برای انجام آنالیزهای بارافزون استفاده شده است.

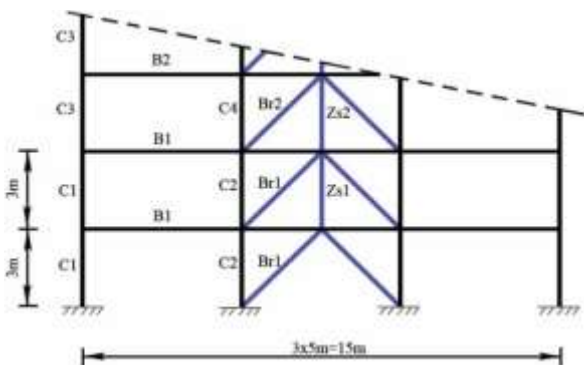
در مدل‌سازی غیرخطی تیرها و ستون‌ها در نرم‌افزار Opensees، پلاستیسیته توزیع‌شده از طریق المان‌های تیر-ستون غیرخطی با مقاطع فیبری اعمال می‌شود. این رویکرد، برخلاف ایده‌آسازی مفصل پلاستیک در گره‌های مشخص، امکان بروز تسلیم را نه تنها در دو انتهای عضو، بلکه در امتداد کل طول آن فراهم می‌سازد. در مدل‌های تحلیلی قاب‌های مورد مطالعه، اثرات $P-\Delta$ برای تمامی اعضا با استفاده از تبدیلات هندسی هم‌چرخشی در نظر گرفته شده‌اند.

برای مدل‌سازی مصالح، فیبرهای تیر و ستون به یک مدل دوخطی با نسبت سخت‌شدگی پس از تسلیم برابر با ۳ درصد مدول الاستیسیته اختصاص داده می‌شوند تا رفتار غیرخطی مصالح به درستی ثبت شود. مدل‌سازی رفتار غیرخطی مهاربندها به مراتب

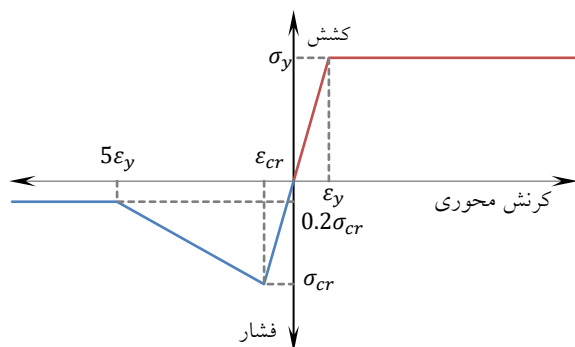
پیچیده‌تر است، زیرا نیازمند در نظر گرفتن برهم‌کنش تسلیم، کماتش کلی، کماتش موضعی و شکست است. یکی از روش‌های متداول، استفاده از مدل فیبری محوری-خمشی است که نیازمند کالیبراسیون مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی برای تعیین پارامترهایی از جمله تعداد المان‌های مناسب در هر مهاربند، میزان اولیه ناکاملی میانی طول و نسبت سخت‌شدگی مصالح است.

به طور جایگزین، می‌توان رفتار مهاربند را با یک مدل پدیده‌شناختی [۳۱]، که توسط FEMA نیز تأیید شده است، مدل‌سازی نمود. در این روش، رفتار مهاربند در فشار و کشش مطابق با منحنی‌های هیستریزس مشخص مطابق شکل (۵) تعریف می‌شود؛ به طوری که مقاومت فشاری پساکمانشی معمولاً حدود ۲۰ درصد بار اولیه کماتش در نظر گرفته می‌شود؛ این مقدار مطابق با توصیه‌های FEMA است. در محیط Opensees، برای مدل‌سازی رفتار مصالح تیر و ستون از مدل Steel01 استفاده می‌شود؛ درحالی‌که برای ثبت پاسخ هیستریزس غیرخطی مهاربندها از ماده uniaxialMaterial Hysteretic بهره گرفته می‌شود.

برای اعمال تمامی ضوابط آیین‌نامه‌ای و الگوریتم‌های بهینه‌یابی از نرم‌افزار کد نویسی MATLAB استفاده شده است.



شکل ۴- گروه‌بندی المان‌های سازه‌ای



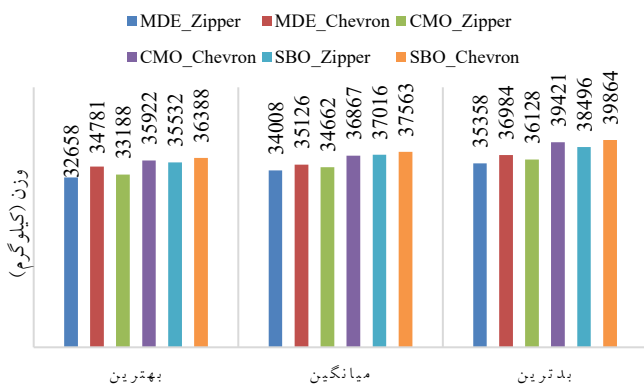
شکل ۵- منحنی تنش-کرنش رفتار مهاربند

جدول ۳- لیست مقاطع

مقاطع تیرها و ستون‌ها						مقاطع بادبندها و اعضای زیر			
ردیف	مقطع	ردیف	مقطع	ردیف	مقطع	ردیف	مقطع	ردیف	مقطع
۱	W14×22	۱۱	W14×74	۲۱	W14×193	۳۱	HSS3×3×0.375	۴۱	HSS9×9×0.625
۲	W14×26	۱۲	W14×82	۲۲	W14×211	۳۲	HSS3-1/2×3-1/2×0.375	۴۲	HSS10×10×0.500
۳	W14×30	۱۳	W14×90	۲۳	W14×233	۳۳	HSS4×4×0.500	۴۳	HSS10×10×0.625
۴	W14×34	۱۴	W14×99	۲۴	W14×257	۳۴	HSS4-1/2×4-1/2×0.500	۴۴	HSS14×14×0.500
۵	W14×38	۱۵	W14×109	۲۵	W14×283	۳۵	HSS5×5×0.500	۴۵	HSS14×14×0.625
۶	W14×43	۱۶	W14×120	۲۶	W14×311	۳۶	HSS6×6×0.500	۴۶	HSS16×16×0.625
۷	W14×48	۱۷	W14×132	۲۷	W14×342	۳۷	HSS7×7×0.625	۴۶	HSS18×18×0.625
۸	W14×53	۱۸	W14×145	۲۸	W14×370	۳۸	HSS8×8×0.500	۴۸	HSS20×20×0.625
۹	W14×61	۱۹	W14×159	۲۹	W14×398	۳۹	HSS8×8×0.625	۴۹	HSS22×22×0.625
۱۰	W14×68	۲۰	W14×176	۳۰	W14×426	۴۰	HSS9×9×0.500	۵۰	HSS24×24×0.625

جدول ۴- نتایج بهینه‌یابی برای قاب ۱۰ طبقه

وزن (کیلوگرم)	SBO		CMO		MDE	
	شورون	زیر	شورون	زیر	شورون	زیر
بهترین	۳۶۳۸۸	۳۵۵۳۲	۳۵۹۲۲	۳۳۱۸۸	۳۴۷۸۱	۳۲۶۵۸
میانگین	۳۷۵۶۳	۳۷۰۱۶	۳۶۸۶۷	۳۴۶۶۲	۳۵۱۲۶	۳۴۰۰۸
بدترین	۳۹۸۶۴	۳۸۴۹۶	۳۹۴۲۱	۳۶۱۲۸	۳۶۹۸۴	۳۵۳۵۸
انحراف از معیار	۱۰۲۰	۹۵۴	۸۹۶	۹۳۷	۹۴۳	۸۶۱
درصد نسبت به بهترین نتیجه	۱۱۱/۴۲٪	۸۷/۸٪	۱۰٪	۱۱۶/۳٪	۷۵٪	--



شکل ۶- مقایسه وزن بهینه سیستم زیر و شورون به دست آمده توسط الگوریتم‌های مختلف برای قاب ۱۰ طبقه

۱-۵- بهینه‌یابی قاب‌های ۱۰ طبقه با سیستم مهار جانبی زیر و شورون

برای بهینه‌یابی قاب‌های ۱۰ طبقه توسط الگوریتم بهینه‌یابی اصلاح شده دلفین (MDE) تعداد سازه در هر تکرار الگوریتم برابر ۴۰ با تعداد تکرار ۳۰۰ و توسط الگوریتم آموزش مدرسه (SBO) تعداد تکرار برابر ۳۰۰، تعداد کلاس برابر ۲ و تعداد دانش‌آموز برابر ۲۰ و توسط الگوریتم مرکز جرم (CMO) تعداد تکرار برابر ۳۰۰، تعداد سازه در هر تکرار الگوریتم برابر ۴۰ در نظر گرفته می‌شود. به منظور رسیدن به جواب بهینه و پرهیز از جواب بهینه موضعی، عملیات بهینه‌یابی با تعداد تکرارهای فوق به تعداد ۱۰ مرتبه برای هر الگوریتم تکرار شده است. در جدول (۴) نتایج آماری وزن به دست آمده طی ۱۰ مرتبه بهینه‌یابی توسط هر الگوریتم نشان داده شده است. همان‌طور که از این جدول مشاهده می‌شود، بهترین نتیجه آماری به دست آمده مربوط به الگوریتم MDE است. همچنین در شکل (۶) نمودار میله‌ای مقایسه مستقیم وزن بهینه سیستم زیر و شورون به دست آمده توسط الگوریتم‌های مختلف نشان داده شده است. مقاطع سازه‌ای بهینه حاصل، مطابق جدول (۳) توسط الگوریتم MDE در شکل (۷) نشان داده شده است. شکل (۸) منحنی همگرایی الگوریتم‌ها برای بهترین نتیجه حاصل را برای قاب مورد مطالعه نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۸) می‌توان ملاحظه نمود نرخ همگرایی الگوریتم MDA نسبت به الگوریتم‌های CMO و SBO یکنواخت است. همچنین در شکل (۹) نمودار پوش‌آر نشان داده شده است.



الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب زیپر که عمدتاً در ناحیه میانی ارتفاع متمرکز شده است، نشان‌دهنده کنترل بهتر مکانیزم طبقه نرم و جلوگیری از پدید آمدن الگوی فروریزش پراکنده است. این درحالی است که در قاب شورون، مفاصل پلاستیک در طبقات پایین و بالایی پراکندگی بیش‌تری دارند که می‌تواند به شکل‌گیری مکانیزم‌های نامطلوب در حین زلزله‌های شدید منجر شود. به‌طور کلی، مجموعه نتایج کمی و کیفی نشان می‌دهد که سیستم زیپر در قیاس با قاب شورون با موارد زیر، رفتار لرزه‌ای برتر و مطمئن‌تری را برای سازه ۱۰ طبقه فراهم می‌آورد.

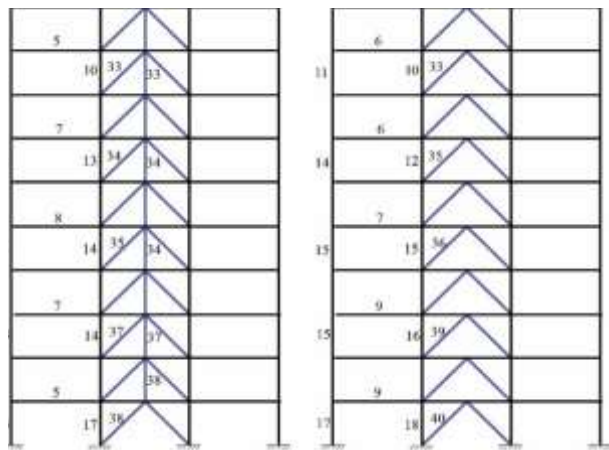
- کاهش قابل‌توجه دررفت،
- افزایش کارایی بادبندها و فعال‌شدن یکنواخت‌تر آن‌ها،
- تمرکز کنترل‌شده مفاصل پلاستیک و بهبود رفتار در سطح CP.

۵-۲- بهینه‌یابی قاب‌های ۱۵ طبقه با سیستم مهار جانبی زیپر و شورون

برای بهینه‌یابی قاب ۱۵ طبقه فولادی با سیستم مهار جانبی زیپر و شورون توسط الگوریتم بهینه‌یابی دلفین، تعداد سازه در هر تکرار الگوریتم برابر ۴۰ با تعداد تکرار ۴۰۰ و توسط الگوریتم آموزش مدرسه، تعداد تکرار برابر ۴۰۰، تعداد کلاس برابر ۲ و همچنین تعداد دانش‌آموز برابر ۲۰ و توسط الگوریتم مرکز جرم، تعداد تکرار برابر ۴۰۰، تعداد سازه در هر تکرار الگوریتم برابر ۴۰ در نظر گرفته می‌شود. برای رسیدن به جواب بهینه و پرهیز از جواب بهینه موضعی، عملیات بهینه‌یابی با تعداد تکرارهای فوق به تعداد ۱۰ مرتبه برای هر الگوریتم تکرار شده است.

در جدول (۵) نتایج آماری وزن به‌دست‌آمده طی ۱۰ مرتبه بهینه‌یابی توسط هر الگوریتم نشان داده شده است. همان‌طور که از این جدول مشاهده می‌شود بهترین نتیجه آماری به‌دست‌آمده مربوط به الگوریتم MDE است. همچنین در شکل (۱۰) نمودار میله‌ای مقایسه مستقیم وزن بهینه سیستم زیپر و شورون به‌دست‌آمده توسط الگوریتم‌های مختلف نشان داده شده است.

مقاطع سازه‌ای به‌دست‌آمده مطابق جدول (۳) توسط الگوریتم MDE در شکل (۱۲) نشان داده شده است. شکل (۱۳) منحنی همگرایی الگوریتم‌ها، برای بهترین نتیجه حاصل را در قاب مورد مطالعه نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۱۳) می‌توان ملاحظه نمود نرخ همگرایی الگوریتم MDA نسبت به الگوریتم‌های CMO و SBO یکنواخت است. همچنین در شکل (۱۴) نمودار پوش‌آور



شکل ۷- بهترین نتیجه مقاطع بهینه سازه‌ای به‌دست‌آمده توسط

الگوریتم‌ها برای قاب سیستم زیپر و شورون ۱۰ طبقه فولادی

قیده‌های آیین‌نامه‌ای حاکم بر روند طراحی قاب ۱۰ طبقه شامل قید مربوط به دررفت طبقات در سطح IO، قید مربوط به تغییر شکل محوری بادبندها در سطح IO، قید مربوط به ستون‌های کنترل‌شونده توسط نیرو $g_{FC,i}^{2/50}$ در سطح عملکرد CP و همچنین قید مربوط به چرخش پلاستیک اعضا در سطح CP هستند. شکل (۱۱) مقادیر قیود فوق را برای بهینه‌ترین قاب به‌دست‌آمده توسط الگوریتم MDE برای سیستم زیپر و شورون نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود تمامی قیود طراحی بر مبنای عملکرد در محدوده مجاز قرار دارند.

همان‌طور که از نمودار پوش‌آور و نمودار قیده‌های فعال قاب‌های شورون و زیپر مشخص است، عضو زیپر باعث جلوگیری از تغییر شکل‌های بزرگ و ایجاد مکانیزم نامتقارن در بادبندها، رفتار قاب به‌صورت چندطبقه‌ای و هماهنگ، کاهش مقادیر مفصل‌های پلاستیک، پخش انرژی بین چند طبقه، ایجاد مسیر جایگزین برای انتقال نیروهای قائم ناشی از رفتار مختلف مهاربندها و بازیابی سختی سازه در سطوح بالای بار جانبی می‌شود.

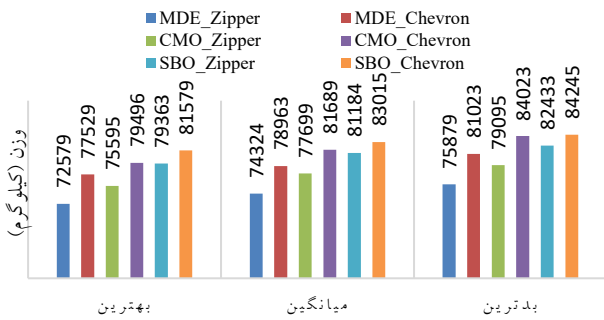
نتایج به‌دست‌آمده از شکل (۹) نشان می‌دهد که سیستم زیپر در مقایسه با سیستم شورون عملکرد لرزه‌ای کارآمدتری ارائه می‌کند. در سطح عملکرد IO، سیستم زیپر قادر است حداکثر دررفت بین طبقه‌ای را حدود ۸ تا ۱۰ درصد نسبت به قاب شورون کاهش دهد؛ این کاهش دررفت ناشی از افزایش سختی جانبی مؤثر و بهبود توزیع تغییر مکان‌ها در ارتفاع سازه است.

نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌ها در سطح CP نیز در هر دو سیستم در محدوده مشابه (حدود ۰/۵۷ تا ۰/۹۷) قرار دارد، اما



جدول ۵- نتایج بهینه‌یابی برای قاب ۱۵ طبقه

وزن (کیلوگرم)	SBO		CMO		MDE	
	شورون	زیپر	شورون	زیپر	شورون	زیپر
بهترین	۸۱۵۷۹	۷۹۳۶۳	۷۹۴۹۶	۷۵۵۹۵	۷۷۵۲۹	۷۲۵۷۹
میانگین	۸۳۰۱۵	۸۱۱۸۴	۸۱۶۸۹	۷۷۶۹۹	۷۸۹۶۳	۷۴۳۲۴
بدترین	۸۴۲۴۵	۸۲۴۳۳	۸۴۰۲۳	۷۹۰۹۵	۸۱۰۲۳	۷۵۸۷۹
انحراف از معیار	۱۰۰۸	۱۰۵۸	۱۱۱۳	۱۰۲۸	۱۰۰۵	۹۹۲
درصد نسبت به بهترین نتیجه	۱۰۰٪	۱۰۲٪	۱۰۳٪	۱۰۴٪	۱۰۵٪	۱۰۶٪

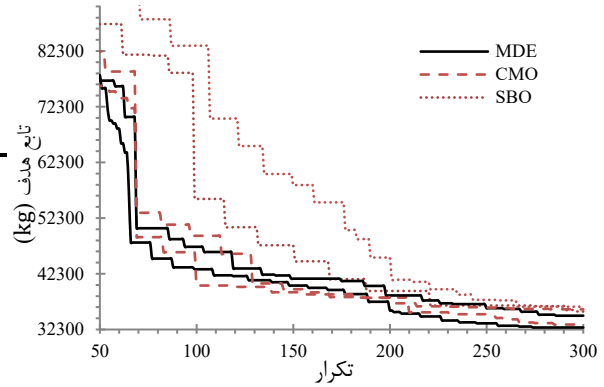


شکل ۱۰- مقایسه وزن بهینه سیستم زیپر و شورون به دست آمده توسط

الگوریتم‌های مختلف برای قاب ۱۵ طبقه

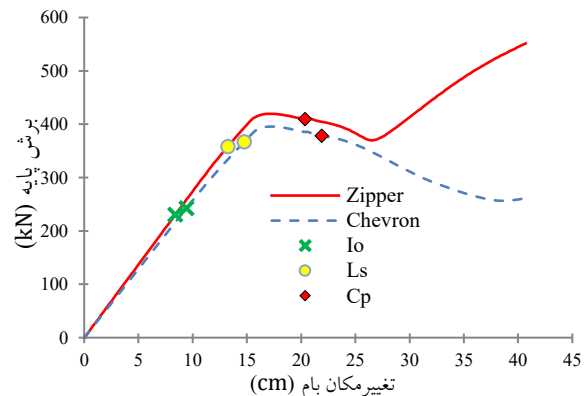
شکل (۱۵) مقادیر قیود فوق را برای بهینه‌ترین قاب به دست آمده توسط الگوریتم MDE را نشان می‌دهند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود تمامی قیود طراحی بر مبنای عملکرد در محدوده مجاز قرار دارند.

نشان داده شده است. همان‌طور که از نمودار پوش‌آور مشخص است، اعضای زیپر موجب بازیابی سختی سازه می‌شود. قیدهای آیین‌نامه‌ای حاکم بر روند طراحی قاب ۱۵ طبقه، شامل قید مربوط به دریافت طبقات در سطح IO، قید مربوط به تغییر شکل محوری بادبندها در سطح IO، قید مربوط به ستون‌های کنترل‌شونده توسط نیرو $g_{FC,i}^{2/50}$ در سطح عملکرد CP و همچنین قید مربوط به چرخش پلاستیک اعضا در سطح CP هستند.

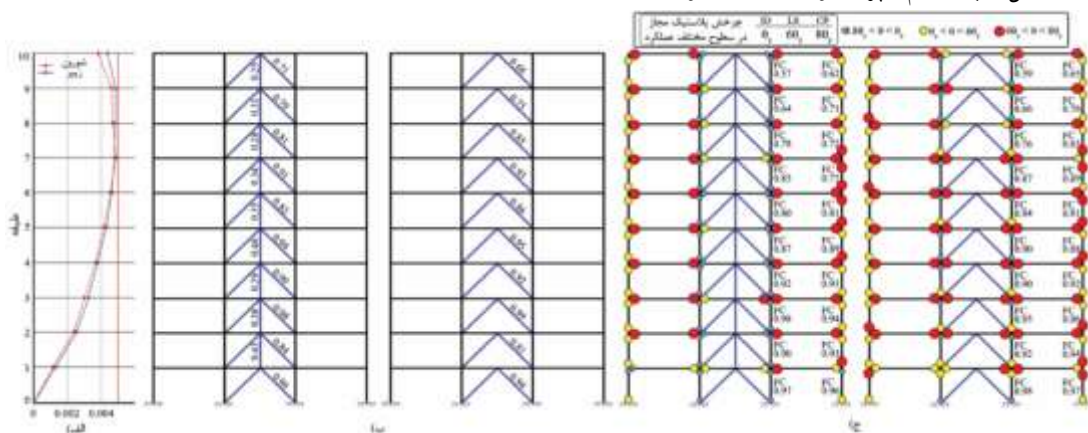


شکل ۸- منحنی‌های همگرایی الگوریتم‌های MDE, CMO, SBO برای

قاب‌های بهینه ۱۰ طبقه فولادی با سیستم زیپر و شورون

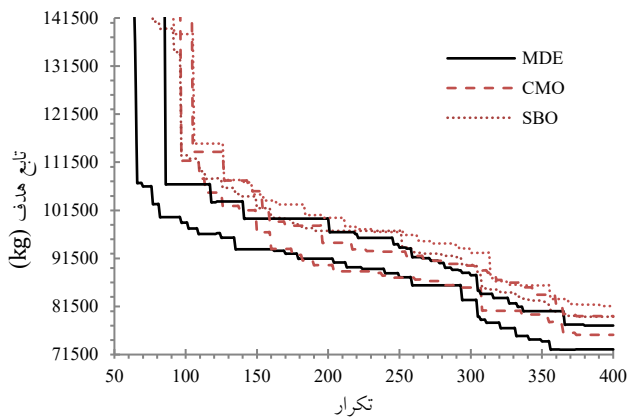
شکل ۹- نمودار پوش‌آور تحت الگوی بار جانبی C_{vx} برای بهترین

نتیجه حاصل قاب سیستم زیپر و شورون ۱۰ طبقه فولادی



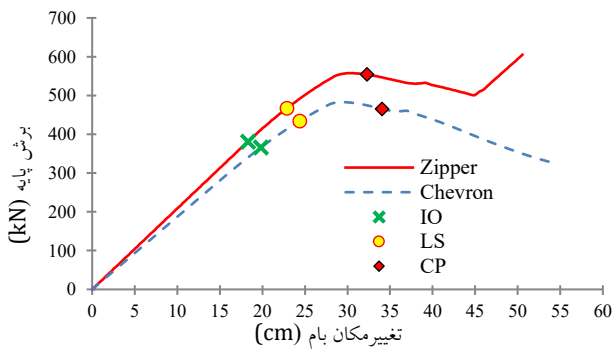
شکل ۱۱- قیدهای طراحی فعال برای قاب‌های ۱۰ طبقه بهینه، الف) مقادیر دریف طبقات در سطح IO، ب) تغییر شکل محوری بادبندها در سطح IO

ج) مقادیر قید مربوط به ستون‌های کنترل‌شونده توسط نیرو و قید مربوط به چرخش پلاستیک اعضا در سطح CP



شکل ۱۳- منحنی‌های همگرایی الگوریتم‌های MDE, CMO, SBO برای

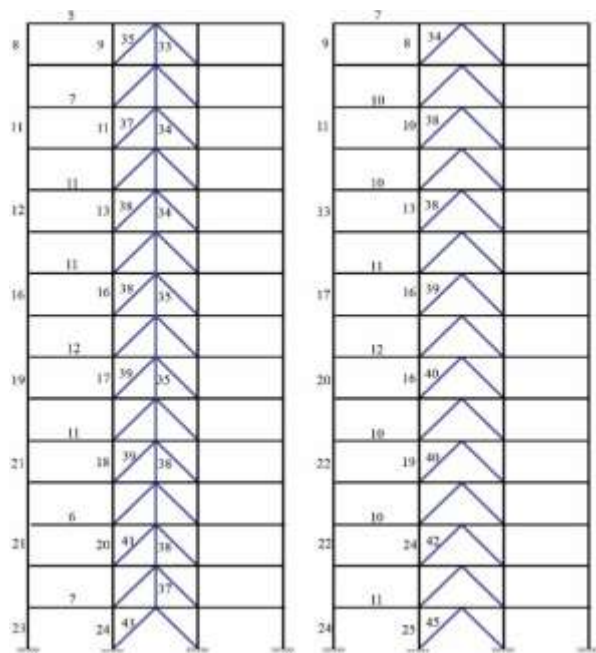
قاب‌های بهینه ۱۵ طبقه فولادی با سیستم زیپر و شورون



شکل ۱۴- نمودار پوش‌آور تحت الگوی بار جانبی C_{vx} برای بهترین

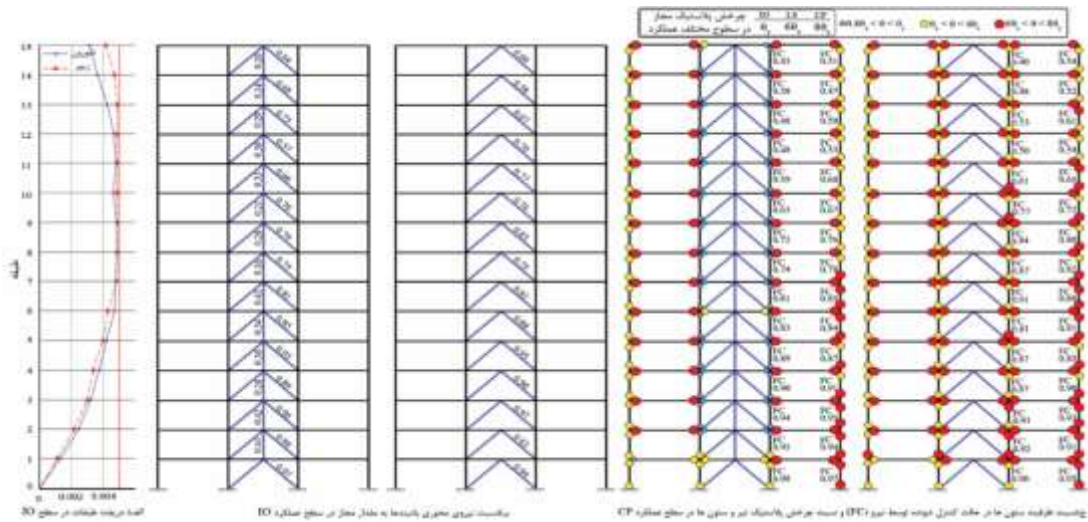
نتیجه حاصل قاب سیستم زیپر و شورون ۱۵ طبقه فولادی

تحلیل مقادیر نسبت تغییرشکل محوری مهاربندها در مدل ۱۵ طبقه، نشان می‌دهد که اگرچه مقدار میانگین این شاخص در قاب شورون برابر ۰/۸۶ و مقداری بزرگ‌تر از مقدار متناظر در قاب زیپر (۰/۷۹) است، اما پراکندگی تغییرشکل‌ها در قاب شورون بسیار نامنظم و همراه با نوسان‌های شدید بین طبقات بوده است. در مقابل، در قاب زیپر، روند تغییرشکل‌ها کاملاً پیوسته و منظم بوده و انحراف معیار آن حدود ۱۵٪ کم‌تر از قاب شورون به دست آمد، که بیانگر بهبود قابل‌توجه در یکنواختی توزیع تقاضای محوری است. علاوه بر این، نسبت تغییرشکل اعضای زیپر با میانگین حدود ۰/۳۱ نشان می‌دهد که این عضو به‌طور میانگین حدود ۴۰٪ از تقاضای محوری طبقه را جذب می‌کند و به این ترتیب، از انتقال کامل آن به مهاربندها جلوگیری کرده و منجر به کاهش تمرکز تغییرشکل در طبقات می‌شود. این رفتار سبب توزیع تدریجی تقاضا در ارتفاع و جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه ضعیف می‌شود. بنابراین سیستم زیپر نه تنها موجب یکنواختی تغییرشکل در ارتفاع می‌شود، بلکه از منظر کنترل تقاضای محوری و بهبود عملکرد لرزه‌ای، برتری قابل‌ملاحظه‌ای نسبت به سیستم شورون نشان می‌دهد.



شکل ۱۵- بهترین نتیجه مقاطع بهینه سازه‌ای به‌دست‌آمده توسط

الگوریتم‌ها برای قاب سیستم زیپر و شورون ۱۵ طبقه فولادی



شکل ۱۵- قیده‌های طراحی فعال برای قاب‌های ۱۵ طبقه بهینه، الف) مقادیر دریف طبقات در سطح IO ب) تغییرشکل محوری بادندها در سطح IO ج) مقادیر قید مربوط به ستون‌های کنترل‌شونده توسط نیرو و قید مربوط به چرخش پلاستیک اعضا در سطح CP

۶- ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی بهینه با سیستم مهار

جانبی زیر و شورون

تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) یک رویکرد قوی در طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد است. نتایج استفاده از تحلیل IDA در کارهای تحقیقاتی متنوع ثابت کرده است که این روش، کارایی بسیار مناسبی در ارزیابی عملکردی سازه‌ها دارد و رفتار سازه را در طیف وسیعی از زلزله‌ها با شدت‌های مختلف منعکس می‌کند. داده‌های حاصل از این نوع تحلیل، اطلاعات ارزشمندی از جمله، محدوده پاسخ سازه در مقابل شدت‌های محتمل زمین‌لرزه، رفتار سازه در مقابل زمین‌لرزه‌های نادر و شدید، پاسخ طبیعی سازه به افزایش تدریجی شدت زمین‌لرزه، ظرفیت محتمل دینامیکی سیستم سازه و... را در اختیار طراح قرار می‌دهد [۲۷]. اولین مرحله مهم در آنالیز IDA، انتخاب معیار سنجش شدت زلزله (IM) و معیار سنجش شدت خرابی (DM) است. در این روش، تحلیل شدت زلزله با استفاده از ضریب مقیاس به‌طور مداوم برای هر یک از رکوردهای زلزله افزایش داده می‌شود. در این مطالعه برای

مقیاس نمودن رکوردهای زلزله از شتاب طیفی مد اول نوسان در میرایی ۵٪ ($S_a(T1,5\%)$) استفاده می‌شود و مقادیر آن در هر تحلیل، ۰/۱ افزایش داده می‌شود. با استفاده از روش مقیاس‌نمودن فوق، اختلاف بین طیف پاسخ طراحی و طیف پاسخ رکورد زلزله کاهش خواهد یافت. این روش نتایج منسجم‌تری را نسبت به سایر روش‌های مقیاس‌نمودن رکورد زلزله دربردارد [۲۸]. از جمله معیارهای شدت خرابی سازه‌های تحت بارهای افقی، می‌توان به برش پایه، حداکثر تغییرمکان سازه و دریفت بین طبقه و... اشاره نمود. با توجه به اینکه اکثر کدهای طراحی و همچنین آیین‌نامه‌های مورد استفاده در این مطالعه از دریفت بین طبقات به‌عنوان حالت‌های حدی استفاده می‌کنند، در این مطالعه نیز از دریفت بین طبقات به‌عنوان معیار سنجش شدت خرابی استفاده می‌شود. نکته مهم دیگر در آنالیز IDA، مشخصات و تعداد رکوردهای زلزله است. در این بررسی مشخصات رکوردهای انتخابی مطابق جدول (۶) می‌باشد.

جدول ۶- مجموعه رکوردهای زلزله در آنالیز دینامیکی افزاینده

ID	Event	Station	Φ^1	Soil ²	M ³	R ⁴ (km)
1	Loma Prieta, 1989		090	C,D	6.9	28.2
2	Imperial Valley, 1979	Agnews State Hospital	135	C,D	6.5	31.7
3	Loma Prieta, 1989	Plaster City	255	-,D	6.9	25.8
4	Loma Prieta, 1989	Hollister Diff. Array	270	B,D	6.9	21.4
5	Loma Prieta, 1989	Coyote Lake Dam Downstream	285	B,D	6.9	22.3
6	Imperial Valley, 1979	Cucapah	085	C,D	6.5	23.6
7	Loma Prieta, 1989	Sunnyvale Colton Ave	270	C,D	6.9	28.8
8	Imperial Valley, 1979	El Centro Array # 13	140	C,D	6.5	21.9
9	Imperial Valley, 1979	Westmoreland Fire Station	090	C,D	6.5	15.1
10	Loma Prieta, 1989	Hollister South & Pine	000	-,D	6.9	28.8
11	Loma Prieta, 1989	Sunnyvale Colton Ave	360	C,D	6.9	28.8
12	Superstition Hills, 1987	Wildlife Liquefaction Array	090	C,D	6.7	24.4
13	Imperial Valley, 1979	Chihuahua	282	C,D	6.5	28.7
14	Imperial Valley, 1979	Westmoreland Fire Station	230	C,D	6.5	21.9
15	Imperial Valley, 1979	WAHO	180	C,D	6.5	15.1

^۱ مؤلفه ^۲ کلاس خاک ^۳ بزرگی ^۴ نزدیک‌ترین فاصله تا گسل

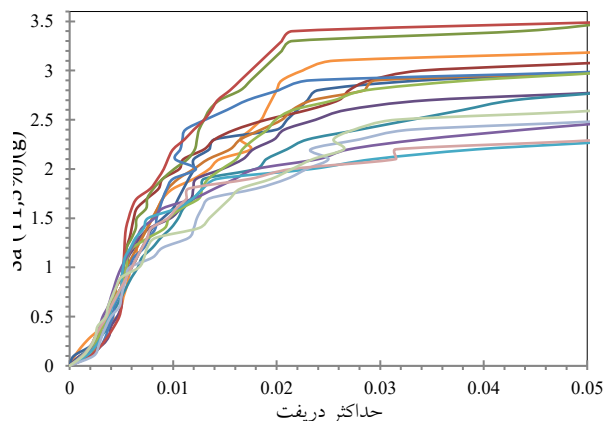
رکوردهای انتخاب شده در دسته رکوردهای دور از گسل طبقه‌بندی می‌شوند و از نظر ساختگاه و کلاس خاک ژئومتریکی^۱ در طبقه‌بندی خاک نوع D قرار می‌گیرند. برای بررسی احتمال آسیب‌پذیری سازه در حالت‌های حدی خاص، از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود. این منحنی‌ها با استفاده از اطلاعات به دست آمده از آنالیز IDA و شرایط حدی تعریف شده رسم می‌شوند. برای یک شرایط حدی مشخص، منحنی‌های شکنندگی معمولاً با استفاده از تابع توزیع تجمعی لگ نرمال مدل‌سازی می‌شوند. احتمال فراتر رفتن از حالت آسیب $P(DS \geq ds_i | IM = x)$ با استفاده از رابطه (۳۷) محاسبه می‌شود [۲۹].

$$P(DS \geq ds_i | IM = x) = \Phi \left(\frac{\ln(x) - \ln(\theta_i)}{\beta_i} \right) \quad (37)$$

که در آن، Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، (θ_i) اندازه‌گیری شدت متوسط برای حالت آسیب ds_i است و (β_i) انحراف استاندارد لگاریتمی (پراکندگی) برای وضعیت آسیب ds_i می‌باشد. در این مطالعه سه شرایط حدی آسیب به صورت، قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) به ترتیب با میزان حداکثر دررفت طبقات برابر 0.5% ، 1% و 2% مطابق FEMA-356 در نظر گرفته می‌شود.

۱-۶- ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های بهینه ۱۰ طبقه زیر و شورون

نتایج مربوط به آنالیز دینامیکی افزایشده قاب‌های بهینه ۱۰ طبقه تحت ۱۵ رکورد زلزله در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) نشان داده شده است.



شکل ۱۶- نمودار نتایج آنالیز دینامیکی افزایشده برای قاب ۱۰ طبقه

بهینه با سیستم باربر جانبی زیر

همچنین منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد بررسی برای سه حالت حدی مختلف در شکل (۱۸) نشان داده شده است. در

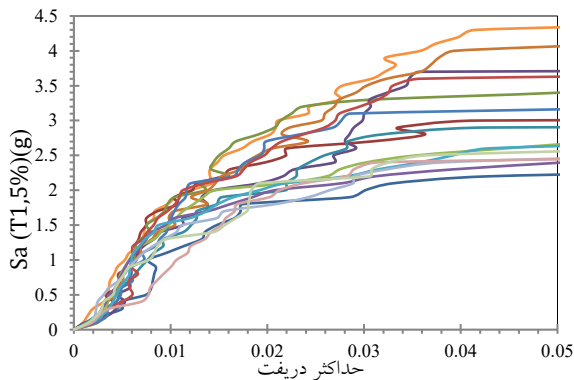
جدول (۷) احتمال ورود قاب‌های ۱۰ طبقه بهینه به هریک از سطوح عملکرد در شدت‌های مختلف نیروی لرزه‌ای با توجه به منحنی‌های شکنندگی، نشان داده شده است. بر اساس نتایج آنالیزهای IDA، سیستم باربر جانبی زیر عملکرد لرزه‌ای به مراتب مناسب‌تری نسبت به سیستم شورون از خود نشان می‌دهد. منحنی‌های شکنندگی در سه سطح IO، LS و CP بیانگر آن است که سازه مجهز به عضوهای زیر برای رسیدن به یک احتمال مشخص از تجاوز عملکردی، به شتاب طیفی بزرگ‌تری نیاز دارد. این تفاوت در سطح IO حدود ۱۰-۲۰ درصد، در سطح LS حدود ۳۰-۱۵ درصد و در سطح CP بیش از ۳۰٪ است. این نتایج نشان می‌دهد که مکانیزم توزیع مجدد نیرو ناشی از تیرهای زیر مانع از تشکیل مکانیزم طبقه ضعیف شده و موجب افزایش ظرفیت لرزه‌ای و کاهش احتمال فروریزش سازه می‌شود.

۲-۶- ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های بهینه ۱۵ طبقه زیر و شورون
نتایج مربوط به آنالیز دینامیکی افزایشده قاب‌های بهینه ۱۵ طبقه تحت ۱۵ رکورد زلزله در شکل‌های (۱۹) و (۲۰) نشان داده شده است. همچنین منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد بررسی برای سه حالت حدی مختلف در شکل (۲۱) نشان داده شده است. در جدول (۸) احتمال ورود قاب‌های ۱۵ طبقه بهینه به هریک از سطوح عملکرد در شدت‌های مختلف نیروی لرزه‌ای با توجه به منحنی‌های شکنندگی نشان داده شده است. بررسی منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که سیستم باربر جانبی زیر در تمامی سطوح عملکردی IO، LS و CP عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به سیستم شورون دارد.

منحنی‌های پیوسته مرتبط با سیستم زیر به طور یکنواخت در شتاب طیفی‌های بزرگ‌تری نسبت به منحنی‌های خط‌چین مربوط به سیستم شورون قرار گرفته‌اند. این جابه‌جایی افقی بیانگر افزایش سختی و مقاومت مؤثر سازه در سطوح پایین‌تر و همچنین بهبود رفتار پس‌کمانش و کاهش احتمال فروریزش در سطوح عملکردی بالاتر است. مقایسه کمی منحنی‌ها نشان می‌دهد که ظرفیت لرزه‌ای سیستم زیر به ترتیب حدود ۲۰-۳۰ درصد در IO، حدود ۱۵-۲۵ درصد در LS و حدود ۳۰-۴۰ درصد در CP نسبت به سیستم شورون بهبود یافته است. این نتایج نشان می‌دهد که استفاده از عضوهای زیر امکان توزیع مناسب‌تر نیرو و جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه ضعیف را فراهم کرده و در نهایت موجب افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای سازه می‌شود.

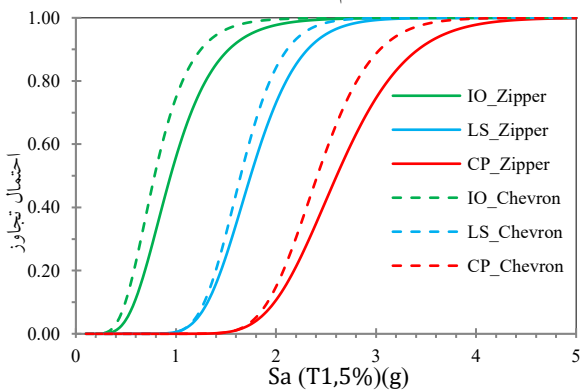
¹ Geomatrix Soil Class





شکل ۲۰- نمودار نتایج آنالیز دینامیکی افزایشده برای قاب ۱۵ طبقه

بهینه با سیستم باربر جانبی شورون



شکل ۲۱- منحنی‌های شکنندگی آنالیز دینامیکی افزایشده برای

قاب‌های بهینه ۱۵ طبقه با سیستم باربر جانبی زیپر و شورون

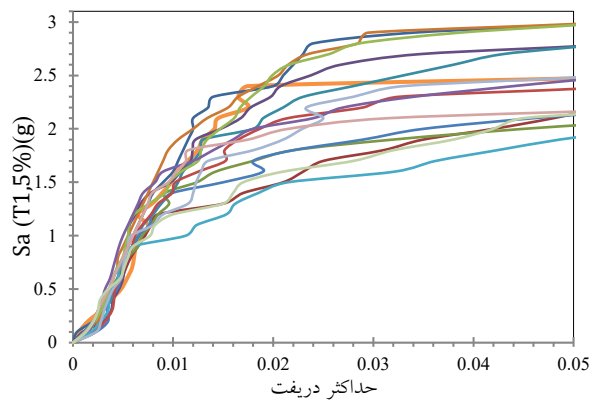
جدول ۸- درصد احتمال ورود قاب‌های ۱۵ طبقه بهینه به هریک از

سطوح عملکرد در شدت‌های مختلف نیروی لرزه‌ای

Sa (T1,5%)(g)	شورون			زیپر		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
۰/۵	۹٪	۴٪	۰٪	۰٪	۰٪	۰٪
۱	۷۳٪	۶۰٪	۰٪	۰٪	۰٪	۰٪
۱/۵	۹۶٪	۹۰٪	۳۴٪	۲۸٪	۰٪	۰٪
۲	۱۰۰٪	۹۸٪	۸۶٪	۷۵٪	۱۷٪	۱۲٪
۲/۵	۱۰۰٪	۱۰۰٪	۹۹٪	۹۵٪	۶۰٪	۴۵٪
۳	۱۰۰٪	۱۰۰٪	۱۰۰٪	۱۰۰٪	۸۹٪	۷۶٪

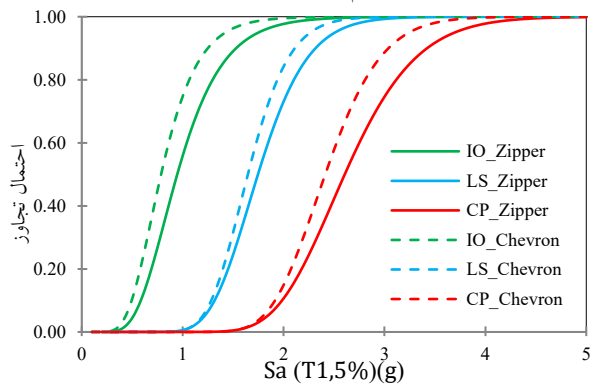
۷- نتیجه‌گیری

در این مطالعه قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم باربر جانبی زیپر و شورون توسط سه الگوریتم مختلف، بهینه‌یابی شدند. انتخاب الگوریتم‌ها با توجه به عملکرد آن‌ها در مواجهه با مسائل مشابه بررسی شده در مقالات متعدد صورت پذیرفته است. نتایج به‌دست‌آمده بر موارد زیر دلالت دارند:



شکل ۱۷- نمودار نتایج آنالیز دینامیکی افزایشده برای قاب ۱۰ طبقه

بهینه با سیستم باربر جانبی شورون



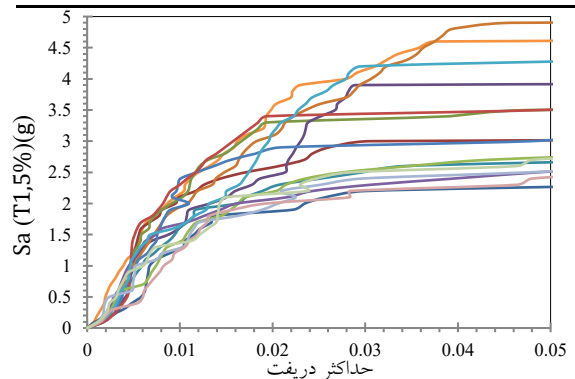
شکل ۱۸- منحنی‌های شکنندگی آنالیز دینامیکی افزایشده برای

قاب‌های بهینه ۱۰ طبقه با سیستم باربر جانبی زیپر و شورون

جدول ۷- درصد احتمال ورود قاب‌های ۱۰ طبقه بهینه به هریک از

سطوح عملکرد در شدت‌های مختلف نیروی لرزه‌ای

Sa (T1,5%)(g)	شورون			زیپر		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
۰/۵	۲٪	۲٪	۰٪	۰٪	۰٪	۰٪
۱	۹۷٪	۹۳٪	۱٪	۰٪	۰٪	۰٪
۱/۵	۱۰۰٪	۱۰۰٪	۶۳٪	۲۴٪	۵٪	۴٪
۲	۱۰۰٪	۱۰۰٪	۹۸٪	۸۷٪	۴۸٪	۱۶٪



شکل ۱۹- نمودار نتایج آنالیز دینامیکی افزایشده برای قاب ۱۵ طبقه

بهینه با سیستم باربر جانبی زیپر



۱- الگوریتم اصلاح شده دلفین در مقایسه با سایر الگوریتم‌ها، دارای عملکرد مناسب‌تر در مواجهه با مسائل مورد بررسی در این مطالعه بوده و وزن بهینه کم‌تری را ارائه می‌نماید. به طوری که وزن بهینه سازه ۱۰ طبقه با سیستم زیپر توسط الگوریتم MDA، $1/63$ کم‌تر از الگوریتم CMO و $8/8$ کم‌تر از الگوریتم SBO به دست آمده است و همچنین وزن بهینه سازه ۱۵ طبقه با سیستم زیپر توسط الگوریتم MDA، $4/15$ کم‌تر از الگوریتم CMO و 9 کم‌تر از الگوریتم SBO است.

۲- نکته مهم دیگر وزن بهینه به دست آمده در دو سیستم مختلف است، به طوری که ملاحظه می‌شود وزن بهینه قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم زیپر حدود 6 کم‌تر از قاب‌های با سیستم باربر جانبی شورون می‌باشد. در واقع عملکرد اصلی الگوریتم در مواجهه با مسائل غیرخطی، ارائه حداقل وزن ممکن با برآورد تمامی قیدهای طراحی حاکم بوده و الگوریتم بهینه‌یابی با رساندن هم‌زمان تمامی قیدهای طراحی به حد مجاز آن‌ها، اقدام به ارائه بهینه‌ترین سازه ممکن با توجه به تابع هدف می‌نماید.

۳- با توجه به قیدهای فعال در روند طراحی قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه، ملاحظه می‌شود قید مربوط به چرخش‌های پلاستیک اعضا در سطح عملکرد CP در قاب‌های با سیستم شورون بیش‌تر از سیستم زیپر در وزن بهینه سازه تأثیرگذار است.

۴- نکته مهم دیگر نوع آنالیز و روش طراحی به کار برده شده در عملیات بهینه‌یابی است. با توجه به عملکرد سیستم زیپر و شورون در مواجهه با بارهای لرزه‌ای و نوع رفتار بعد از تسلیم بادبندها، باید برای طراحی این سیستم از روش‌های غیرخطی بهره برد تا تخمین دقیق‌تری از رفتار این سیستم به دست آید. برای نیل به هدف فوق، در این مطالعه از آنالیز پوش‌آور با الگوهای بار جانبی مختلف استفاده شد و پاسخ‌های دریافتی از آنالیز فوق با شرایط حدی تعریف شده بر مبنای عملکرد در سطوح مختلف لرزه‌ای مورد مقایسه قرار گرفت. با توجه به نتایج و نمودارهای حاصل شده از روش طراحی بر مبنای عملکرد در این بررسی، از جمله مزایای سیستم باربر جانبی زیپر در مقایسه با سیستم شورون را می‌توان به محدود کردن چرخش‌های پلاستیک در تیرهای پیوند، توزیع یکنواخت نیروی زلزله و تسلیم‌شدگی بادبندها در ارتفاع سازه، کاهش سطح مقطع تیر پیوند در مقایسه با سیستم شورون و همچنین جلوگیری از تسلیم ناگهانی اعضای بادبند در سطوح بالای لرزه‌ای اشاره نمود.

۵- با توجه به نمودارهای پوش‌آور به دست آمده از قاب‌های بهینه ۱۰ و ۱۵ طبقه می‌توان ملاحظه نمود سیستم زیپر در مقایسه با سیستم شورون دارای سختی اولیه بیش‌تر و همچنین دارای قابلیت بازیابی سختی کلی سازه در سطوح بالاتر بارهای جانبی بعد از تسلیم‌های به وجود آمده است.

۶- در انتهای این مطالعه برای تأیید و تصدیق نتایج به دست آمده از مرحله بهینه‌یابی، قاب‌های مورد بررسی با استفاده از آنالیز دینامیکی افزایشنده مورد تحلیل قرار گرفتند. بررسی منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه، اطلاعات ارزشمندی را در خصوص پاسخ سازه‌ها در طول زلزله‌های مختلف و همچنین ریسک‌های لرزه‌ای آن ارائه داد. نتایج حاصل از این آنالیز، بیانگر حاشیه ایمنی قابل قبول سازه‌ها بوده و نشانگر حاشیه ایمنی بالاتر قاب‌های با سیستم باربر جانبی زیپر در مقایسه با سیستم شورون است. از منحنی‌های شکنندگی به دست آمده از آنالیز دینامیکی افزایشنده برای قاب‌های بهینه ۱۰ و ۱۵ طبقه ملاحظه می‌شود حاشیه ایمنی قاب‌های با سیستم باربر جانبی زیپر در سطوح IO، LS و CP بالاتر از قاب‌های بهینه با سیستم شورون بوده و برتری سیستم زیپر را نشان می‌دهد.

- joints by scatter search", *Computers and Structures*, 86, pp.1983-1993.
- [15] Kameshki, E.S., and Saka, M.P. (2001), "Genetic algorithm based optimum bracing design of non-swaying tall plane frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 57, pp.1081-1097.
- [16] Yang, C.S., Leon, R.T., and DesRoches, R. (2008), "Design and behavior of zipper-braced frames", *Engineering Structures*, 30(4), pp.1092-1100.
- [17] Ozcelik, Y., Saritas, A., and Clayton, P.M. (2016), "Comparison of chevron and suspended-zipper braced steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 119, pp.169-175.
- [18] Tirca, L., and Chen, L. (2012), "The influence of lateral load patterns on the seismic design of zipper braced frames", *Engineering Structures*, 40, pp.536-555.
- [19] Zahrai, S.M., Pirdavari, M., and Farahani, H.M. (2013), "Evaluation of hysteretic behavior of eccentrically braced frames with zipper-strut upgrade", *Journal of Constructional Steel Research*, 83, pp.10-20.
- [20] Kaveh, A., and Farhoudi, N. (2013), "A new optimization method: Dolphin echolocation", *Advances in Engineering Software*, 59, pp.53-70.
- [21] Daryan, A.S., Salari, M., Palizi, S., and Farhoudi, N. (2023), "Size and layout optimum design of frames with steel plate shear walls by metaheuristic optimization algorithms", *In Structures*, 48, pp.657-668.
- [22] Farshchin, M., Maniat, M., Camp, C.V., and Pezeshk, S. (2018), "School based optimization algorithm for design of steel frames", *Engineering Structures*, 171, pp.326-335.
- [23] Federal Emergency Management Agent, Report No. FEMA 356, (2000), *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington D.C.
- [24] Kaveh, A., Azar, B.F., Hadidi, A., Sorochi, F.R., and Talatahari, S. (2010), "Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization", *Journal of Constructional Steel Research*, 66(4), pp.566-574.
- [25] Poursha, M., Khoshnoudian, F., and Moghadam, A.S. (2009), "A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings", *Engineering Structures*, 31(2), pp.591-599.
- [26] Kalkan, E., and Sashi, K. (2004), "Method of modal combination for pushover analysis of building", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
- [27] Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2002), "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp.491-514.
- [28] Dhakal, R., Singh, S., and Mander J. (2007), "Effectiveness of earthquake selection and scaling method in New Zealand", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(1), pp.1-10.
- [1] Kaveh, A., and Nasrollahi, A. (2014), "A Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization", *Applied Soft Computing*, 22, pp.213-222.
- [2] Chen, W.F., and Lui, E.M. (2006), "Earthquake Engineering For Structural Design", CRC Press.
- [3] Pan, P., Ohsaki, M., and Kinoshita, T. (2007), "Constraint approach to performance-based design of steel moment-resisting frames", *Engineering Structures*, 29(2), pp.186-194.
- [4] Emami, F., and Bakhtiari-Moghadam, M. (2021), "Comparison of seismic behavior of chevron and suspended-zipper braced frames under near-fault ground motion", *Asian Journal of Civil Engineering*, 22(6), pp.1131-1141.
- [5] Yang, C.S. (2006), "Analytical and experimental study of concentrically braced frames with zipper struts", Ph.D. Dissertation, Georgia Institute of Technology.
- [6] Khatib, I.F., Mahin, S.A., and Pister, K.S. (1988), "Seismic behavior of concentrically braced steel frames", Berkeley, CA, USA, UCB/EERC-88/01: Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [7] Tremblay, R. and Tirca L. (2003), "Behavior of design of multi-story zipper concentrically braced steel frames for the mitigation of soft-story response", *Proceedings of 4th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas*, Naples.
- [8] Merczel, D.B., Somja, H., Aribert, J.M., and Lógó, J. (2013), "On the behaviour of concentrically braced frames subjected to seismic loading", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 57(2), pp.113-122.
- [9] Merczel, D.B., Somja, H., Aribert, J.M., Hjiar, M., and Logo, J. (2014), "On the weak storey behaviour of concentrically braced steel frames", *In Eurodyn*.
- [10] Gholizadeh, S., and Poorhoseini, H. (2016), "Seismic layout optimization of steel braced frames by an improved dolphin echolocation algorithm", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 54(4), pp.1011-1029.
- [11] Gholizadeh, S., and Ebadijalal, M. (2018), "Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic", *Advances in Engineering Software*, 123, pp.77-92.
- [12] Farzad, K., and Gholizadeh, S. (2022), "Seismic Performance-Based Layout Optimization of Outrigger System using Modified Dolphin Echolocation algorithm for Steel Tall Buildings", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8, pp.122-143.
- [13] Kaveh, A., and Farhoudi, N. (2011), "A unified approach to parameter selection in meta-heuristic algorithms for layout optimization", *Journal of Constructional Steel Research*, 67, pp.1453-1462.
- [14] Hagishita, T., and Ohsaki, M. (2008), "Optimal placement of braces for steel frames with semi-rigid joints", *Journal of Constructional Steel Research*, 64, pp.101-110.



- structures”, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [31] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M., and Fenves G., (2007), “OPENSEES Command Language Manual”, University of California, Berkeley.
- [32] MATLAB, (2024), The Language of Technical Computing, Math Works Inc.
- Zealand Society for Earthquake Engineering, 40, pp.989-1008.
- [29] Ibrahim, Y.E., and El-Shami, M.M. (2011), “Seismic fragility curves for mid-rise reinforced concrete frames in Kingdom of Saudi Arabia”, The IES Journal Part A: Civil and Structural Engineering, 4(4), pp.213-223.
- [30] ANSI/AISC 360-22, (2022), Specification for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction.
- [31] Uriz, P. (2008), “Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame



http://journaliss.ir

ارزیابی احتمال فروریزش قاب‌های بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی تحت زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌دار با

روش FEMA P-695

علیرضا رفعت‌فر^۱، نوید سیاه‌پلو^{۲*}

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، ایران

*اهواز، صندوق پستی ۱۴۱۵۵۴۳۴۶، siahpolo@acecr.ac.ir

چکیده

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی (RC-KBF) بر اساس دستورالعمل FEMA P-695 به‌طور دقیق ارزیابی شده است. هدف اصلی تحقیق، بررسی احتمال فروریزش این قاب‌ها تحت اثر زلزله‌های شدید حوزه نزدیک، به‌ویژه رکوردهای پالس‌دار و تحلیل غیرخطی دینامیکی رفتار سازه است. برای این منظور، مدل‌های دوبعدی قاب‌های بتن‌آرمه با دهانه‌ها و تعداد طبقات متنوع طراحی و بر اساس ضوابط ملی ساختمان ایران (مباحث ۹ و ۱۰) و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) با نرم‌افزار ETABS ساخته شدند. سپس تحلیل‌های غیرخطی افزایشی با نرم‌افزار PERFORM 3D اجرا شد تا پارامترهای کلیدی مانند شتاب طیفی میانه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش (CMR) استخراج شود. نتایج مقایسه‌ای نشان داد که استفاده از رکوردهای پالس‌دار، موجب افزایش حدود ۱۸ درصد در شتاب طیفی میانه فروریزش و ۱۷ درصد در نسبت حاشیه فروریزش نسبت به رکوردهای بدون پالس می‌شود که نمایانگر تأثیر مخرب خاص رکوردهای نزدیک گسل است. بیش‌تر مدل‌ها، الزامات حداقلی FEMA P-695 را برآورده کرده و تنها یک مدل به دلیل شکل‌پذیری پایین، از معیارها تخطی کرد. یافته‌های این مطالعه، اهمیت استفاده از مهاربند زانویی به‌عنوان جایگزینی مؤثر و پایدار برای سیستم‌های مقاوم‌سازی لرزه‌ای سستی در قاب‌های بتن‌آرمه را نشان می‌دهد؛ به‌خصوص در مناطقی با ریسک بالای زلزله‌های نزدیک گسل. این تحقیق علاوه بر ارائه شواهد کیفی و کمی عملکرد بهبودیافته، چالش‌های خاص رکوردهای پالس‌دار را نیز به روشنی مطرح می‌کند.

واژگان کلیدی

قاب بتنی با مهاربند زانویی، ارزیابی فروریزش FEMA P-695، زلزله نزدیک گسل، نسبت حاشیه فروریزش (CMR)، منحنی‌های شکنندگی

Evaluation of the Collapse Probability of Knee-Braced Reinforced Concrete Frames under Near-Fault Pulse-Type Earthquakes Using the FEMA P-695 Method

A. Rafatfar, N. Siahpolo

Abstract

This study presents a comprehensive seismic performance evaluation of reinforced concrete frames equipped with knee braces (RC-KBF) following the FEMA P-695 guidelines. The primary aim is to assess the collapse probability of these frames under severe near-fault earthquakes, particularly focusing on pulse-type ground motions, and to investigate their nonlinear dynamic behavior. Two-dimensional models of RC frames with varying span lengths and numbers of stories were developed based on the Iranian National Building Code (Chapters 9 and 10) and the fourth edition of Standard 2800, using ETABS software. Incremental nonlinear dynamic analyses were then conducted in PERFORM 3D to extract key parameters such as median spectral acceleration at collapse and collapse margin ratio (CMR). Comparative results indicate that pulse-type ground motions cause approximately an 18% increase in median spectral acceleration and a 17% increase in the CMR compared to records without pulses, indicating the severe impact of near-fault pulse effects. Most models met the minimum acceptance criteria specified in FEMA P-695, with only one model failing due to insufficient ductility. The findings underscore the effectiveness of knee braces as a viable seismic retrofit alternative to traditional systems in reinforced concrete frames, especially in regions vulnerable to near-fault earthquakes. Moreover, the study highlights the unique challenges posed by pulse-type records and provides both qualitative and quantitative insight into seismic behavior enhancements achieved by knee-braced systems.

Keywords

RC-KBF (Reinforced Concrete Knee-Braced Frame), FEMAP-695 Collapse Evaluation, Near-Fault Earthquake, Median Spectral Acceleration at Collapse, Fragility Curves



فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش است تا امکان مقایسه کمی عملکرد این سیستم با معیارهای پذیرش آیین‌نامه‌ای فراهم شود. نوآوری تحقیق حاضر در آن است که برای نخستین بار، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه با مهاربند زانویی در سطح فروریزش و در شرایط بارگذاری ویژه زلزله‌های نزدیک گسل مورد ارزیابی جامع قرار گرفته است.

۲- مروری بر مطالعات پیشین

ایده مهاربند زانویی نخستین بار توسط اوچوآ^۴ (۱۹۸۶)، با معرفی سیستم زانوی یک‌بارمصرف (DKB)^۵ مطرح شد. در این سیستم، با تسلیم عضو زانویی انرژی مستهلک شد، اما کماتش عضو قطری به‌عنوان یک نقطه‌ضعف شناخته شد [۴]. در ادامه، بالندرا^۶ و همکاران این سیستم را توسعه دادند و با استفاده از اعضای غیرکمانش‌پذیر و مکانیزم خمشی در زانو، عملکرد لرزه‌ای بهبود یافت [۵]. مطالعات آزمایشگاهی و عددی بعدی نشان دادند که جزئیات هندسی و نوع شکست نقش کلیدی دارند. به‌عنوان نمونه، ویلیامز^۷ و همکاران عملکرد مطلوب اتلاف انرژی را در حالت شکست خمشی زانو گزارش کردند [۶]. همچنین زهرایی و مسجدبردی دریافتند که جان عضو زانویی، حساس‌ترین بخش به تسلیم برشی است و با کاهش طول زانو می‌تواند سختی مؤثر اتصال را افزایش دهد [۷].

پژوهش‌های متعددی کارایی مهاربند زانویی تحت بارگذاری لرزه‌ای را بررسی نمودند. کیم^۸ و سئو^۹، قاب‌های پنج‌طبقه را با انواع زانوها تحلیل کردند و نشان دادند مدل مبتنی بر نسبت تغییرمکان بین طبقه‌ای به ارتفاع طبقه، بهترین عملکرد را دارد [۸]. شکوهیان و همکاران نیز با تحلیل اجزای محدود دریافتند که مهاربند دوزانو نسبت به تک‌زانو رفتار غیرخطی نرم‌تری دارد [۹]. از منظر مقاوم‌سازی، مطالعاتی همچون شین^{۱۰} و همکاران با استفاده از مهاربند زانویی با مهار کمانش (BRKB)^{۱۱} نشان دادند که استفاده از زانوهای کمانش‌تاب سطح عملکرد سازه را ارتقا می‌دهد [۱۰].

سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌های بتن‌آرمه، نقش کلیدی در تأمین ایمنی لرزه‌ای دارند. یکی از رایج‌ترین روش‌های افزایش سختی و مقاومت این سازه‌ها، استفاده از دیوارهای برشی است؛ با این حال، وزن زیاد، محدودیت‌های معماری و هزینه‌های اجرایی بالا موجب می‌شود این راهکار در بسیاری از پروژه‌ها کارایی لازم را نداشته باشد. به همین دلیل، در سال‌های اخیر استفاده از مهاربندهای فولادی به‌ویژه مهاربند زانویی (KBF)^۱ به‌عنوان گزینه‌ای جایگزین مورد توجه قرار گرفته است. این سیستم با ترکیب مزایای مهاربندهای همگرا و واگرا، علاوه بر بهبود رفتار لرزه‌ای، امکان تعویض آسان المان‌های آسیب‌دیده را نیز فراهم می‌سازد.

آیین‌نامه‌های لرزه‌ای متداول نظیر استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) [۱] و ASCE7 [۲]، عمدتاً بر اساس داده‌های زلزله‌های حوزه دور تدوین شده‌اند و در شناسایی اثرات مخرب رکوردهای حوزه نزدیک، به‌ویژه رکوردهای پالس‌دار، با محدودیت‌هایی مواجه هستند. تحقیقات پیشین نشان داده است که اثر جهت‌پذیری و پالس سرعت در زلزله‌های نزدیک گسل، می‌تواند منجر به افزایش چشمگیر تغییرمکان‌های بین طبقه‌ای، کاهش شکل‌پذیری و درنهایت افزایش احتمال فروریزش سازه‌ها شود. از این رو، ارزیابی کمی عملکرد سیستم‌های نوین مقاوم‌سازی تحت چنین شرایطی ضرورت دارد.

روش FEMA P-695 [۳] یکی از معتبرترین چارچوب‌های موجود برای ارزیابی احتمال فروریزش سازه‌ها است که با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی و محاسبه نسبت حاشیه فروریزش^۲ قابلیت اطمینان سیستم‌های سازه‌ای را کمی‌سازی می‌کند. با وجود کاربرد گسترده این روش در بررسی قاب‌های فولادی و دیوارهای برشی، مطالعات محدودی در خصوص قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی با استفاده از این رویکرد انجام شده است.

بنابراین، هدف پژوهش حاضر، بررسی دقیق رفتار لرزه‌ای قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی (RC-KBF) تحت زلزله‌های حوزه نزدیک، با و بدون پالس سرعت، بر اساس دستورالعمل FEMA P-695 است. تمرکز اصلی بر تحلیل غیرخطی افزایشی و استخراج پارامترهای کلیدی از جمله شتاب طیفی میانه

⁷ Williams

⁸ Kim

⁹ Seo

¹⁰ Shin

¹¹ Buckling-Restrained Knee Brace

¹ Knee-Brace Frame

² Collapse Margin Ratio

³ Reinforced Concrete Knee-Braced Frame

⁴ Ochoa

⁵ Disposable Knee Bracing

⁶ Balendra



همچنین هسو^۱ و لی^۲ با تحلیل در نرم‌افزار ABAQUS به این نتیجه رسیدند که طول بهینه زانو می‌تواند ظرفیت اتلاف انرژی و پایداری هیستریزس قاب‌ها را افزایش دهد [۱۱].

پژوهش‌های داخلی نیز در این زمینه نقش مهمی داشته‌اند. به‌عنوان مثال، نوبهار و همکاران عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی با زانوی یک‌بارمصرف را بررسی کردند و کاهش شکل‌پذیری با افزایش ارتفاع را گزارش دادند [۱۲].

محمودی و همکاران نیز نشان دادند که استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار (SMA)^۳ در مهارندهای زانویی موجب کاهش تغییر مکان‌های دائمی و افزایش مرکزگریزی قاب‌ها می‌شود [۱۳]. در سال‌های اخیر، نوآوری‌های دیگری در طراحی زانو ارائه شده است. اصغری و سحرخیزان سیستم (KCF)^۴ را معرفی کردند که مشکلات جوشکاری قاب خمشی را کاهش می‌دهد و در سازه‌های کوتاه‌مرتبه عملکرد مناسبی دارد [۱۴]. ژو^۵ و چن^۶ نیز زانوبندهای فولادی منحنی (CSKBs)^۷ را آزمایش کرده و رفتار هیستریزس متقارن‌تری نسبت به زانوهای معمولی گزارش کردند [۱۵].

گانگاداران^۸ و همکاران، قاب‌های بتنی مجهز به زانوبند بتنی را آزمایش کردند و بهبود سختی و عملکرد لرزه‌ای را نشان دادند [۱۶]. در ایران نیز با مطالعاتی مانند پژوهش فهیمیان و زهرایی، نقش آلیاژهای حافظه‌دار در کاهش تغییر شکل ماندگار قاب‌های زانویی را بررسی شده است [۱۷].

وانگ^۹ و همکاران با معرفی زانوی خمیده T شکل (TCKB)^{۱۰}، عملکرد هیستریزس پایدار تا دریفتهای بزرگ را نشان دادند [۱۸]. علاوه بر این، غفوری‌نژاد و همکاران سیستم قاب با مهاربند زانویی با میراگر اصطکاکی (KBFD)^{۱۱} را بررسی کردند و کاهش سختی و مقاومت با افزایش طول زانو را گزارش دادند [۱۹]. در ادامه، قابوسی و همکاران نیز اثر زانوی منحنی فولادی را مطالعه کردند و بهبود شکل‌پذیری و مقاومت نسبی را نسبت به زانوهای مورب متداول نشان دادند [۲۰].

برآیند مرور منابع نشان می‌دهد که بخش عمده تحقیقات پیشین، بر قاب‌های فولادی تمرکز داشته و مطالعات مربوط به قاب‌های بتن‌آرمه محدود است. به‌علاوه، اغلب پژوهش‌ها از تحلیل‌های استاتیکی یا تاریخچه زمانی استفاده کرده‌اند و ارزیابی احتمال فروریزش به روش FEMA P-695 کم‌تر به‌کار گرفته شده است.

همچنین اثرات رکوردهای حوزه نزدیک، به‌ویژه رکوردهای پالس‌دار، در بسیاری از تحقیقات به‌صورت نظام‌مند بررسی نشده است؛ بنابراین، نیاز به بررسی جامع قاب‌های بتن‌آرمه با مهاربند زانویی تحت زلزله‌های نزدیک گسل با استفاده از چارچوب FEMA P-695 برای ارزیابی احتمال فروریزش، مهم‌ترین هدف این پژوهش و وجه تمایز آن با مطالعات پیشین است.

۳- روش پژوهش

۳-۱- جزئیات مدل‌ها و روش طراحی آن‌ها

برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی، چهار گروه سازه‌ای (گروه ۱ الی ۴) با تنوع در تعداد طبقات (۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه) و طول دهانه‌ها (۵ و ۷ متر) مدل‌سازی شدند. در هر گروه، دو آرایش مختلف برای مهاربندها در نظر گرفته شد؛ قرارگیری در دهانه میانی و قرارگیری در دو دهانه کناری. انتخاب این مدل‌ها بر اساس معیارهایی از جمله نمایندگی واقعی از سازه‌های متداول کشور (در محدوده کوتاه تا متوسط مرتبه)، استفاده از داده‌های تجربی موجود، تنوع هندسی و قابلیت دریافت پاسخ معتبر از تحلیل غیرخطی انجام شد.

هدف از این تنوع، بررسی تأثیر ارتفاع، طول دهانه و نحوه توزیع مهاربندها بر سختی جانبی، تغییر مکان سازه و سایر پارامترهای رفتاری بود. همچنین به‌منظور هم‌سویی با دستورالعمل FEMA P-695 و تمرکز بر رفتار درون‌صفحه‌ای قاب، از مدل‌های دوبعدی استفاده شد. این رویه، امکان کنترل دقیق‌تر تحلیل و ارزیابی نظام‌مند عملکرد لرزه‌ای سازه را فراهم کرد. طراحی لرزه‌ای کلیه مدل‌ها، مطابق با ضوابط مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان [۲۱-۲۳] و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) انجام شد [۱]. نرم‌افزار ETABS v21.2.0 برای طراحی اجزای بتن‌آرمه و فولادی با شرایط شکل‌پذیری ویژه به‌کار گرفته شد. در این طراحی، مقاومت بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال، میلگردها از نوع S400 و فولاد مقاطع فولادی از نوع S235 در نظر گرفته شد. همچنین اصل «ستون قوی-تیر ضعیف» رعایت شد و مقاطع المان‌های زانویی و قطری نیز بر اساس ضوابط شکل‌پذیری زیاد و با توجه به مطالعات پیشین انتخاب شدند.

⁷ Curved Steel Knee Braces

⁸ Gangadharan

⁹ Wang

¹⁰ T-Type Curved Knee Braces

¹¹ Knee Bracing Frame and Friction Damper

¹ Hsu

² Li

³ Shape Memory Alloy

⁴ Knee-Element Connections Frame

⁵ Zhou

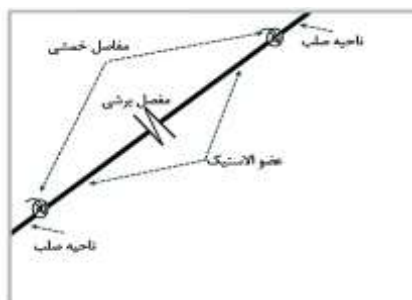
⁶ Chen



ناحیه در عمل به صورت نسبتاً صلب رفتار کند. از طرفی، این عدد نباید به اندازه‌ای بزرگ باشد که باعث بروز مشکلات عددی در آنالیز (مانند همگرایی) شود. مطابق با پیشنهاد نرم‌افزارو الگوریتم حل مسئله آن، سختی این نواحی معادل ۱۰ برابر سختی بدنه اصلی المان در نظر گرفته می‌شود که برای اطمینان تمرکز تغییرشکل‌های غیرخطی در طول المان کافی است. طول المان نیز به صورت اتوماتیک بر اساس المان‌های متصل به ناحیه محاسبه می‌شود. سختی اولیه مفصل بر اساس ممان اینرسی مؤثر ترک‌خورده، معادل 0.35 و 0.7 ممان اینرسی ناخالص مقطع بتنی محاسبه و اعمال شد. در نهایت منحنی رفتاری و ظرفیت تغییرشکل نهایی بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-17 تعریف شد [۲۴].

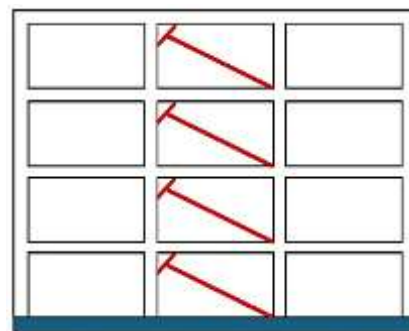
اثر متقابل نیروی محوری و تغییرشکل جانبی منجر به ایجاد لنگر اضافی در اعضا می‌شود اما نرم‌افزار نمی‌تواند غیرخطی سازی هندسی را در طول یک المان مانند ستون به صورت مستقیم در نظر بگیرد. راهکار در نظر گرفتن دو حالت P- Δ سراسری و P- Δ محلی را می‌توان با چند تکه کردن المان و الزاماً با گروه‌بندی المان‌ها و فعال کردن گزینه P- Δ برای آن‌ها در نظر گرفت. این کار برای ستون‌های پژوهش انجام شد. المان‌های قطری نیز با استفاده از جزئی از نوع Steel Bar/Tie/Strut مدل‌سازی شد. روش مفصل متمرکز بیان‌شده در دو انتهای المان‌ها، برای مدل‌سازی المان‌های زانویی نیز استفاده شد.

نمای شماتیک مدل‌سازی به روش مفصل متمرکز برای المان زانویی در شکل (۲) ارائه شده است. صحت‌سنجی مدل‌ها با استفاده از نتایج مطالعات شکوهمیان و همکاران [۹] و اسلامی و رونق [۲۵] انجام شد و انطباق قابل‌قبولی حاصل شد. نتایج این صحت‌سنجی در شکل (۳) نمایش داده شده است.

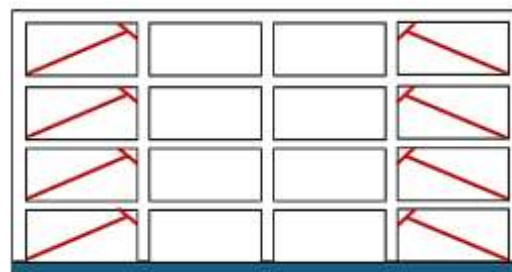


شکل ۲- روش مورد استفاده در مدل‌سازی زانویی

در تمام مدل‌ها، محل اتصال زانویی بر روی تیر و ستون، در فاصله ۷۵ سانتی‌متر از گره تیر-ستون در نظر گرفته شد. المان‌های قطری به صورت باکس و المان‌های زانویی به صورت مقاطع IPE (با در نظر گرفتن شرایط فشرده لرزه‌ای) مدل شدند. همچنین بارهای ثقلی شامل بار مرده ۲۵ کیلونیوتن بر متر و بار زنده ۱۰ کیلونیوتن بر متر مطابق با ضوابط آیین‌نامه اعمال شدند. خاک زیر سازه از نوع II فرض شد. در طراحی لرزه‌ای، ضریب رفتار برابر ۶ در نظر گرفته شد و المان‌های مهاربند زانویی برای $1/5$ برابر نیروی زلزله، بر پایه پیشنهاد‌های مطالعات پیشین از جمله مقاله زهرایی و مسجدبردی انجام گرفت [۷]. برای نام‌گذاری مدل‌ها از روش نام‌گذاری اختصاری IsjbnL استفاده شد؛ جایی که I تعداد طبقه (۴، ۶، ۸ و ۱۰)، J تعداد دهانه (۳ و ۴)، K عرض دهانه (۵ و ۷ متر)، L وضعیت دهانه مهاربندی (m دهانه میانی، s دو دهانه کناری) هستند (شکل (۱)).



الف) 4s3b5m

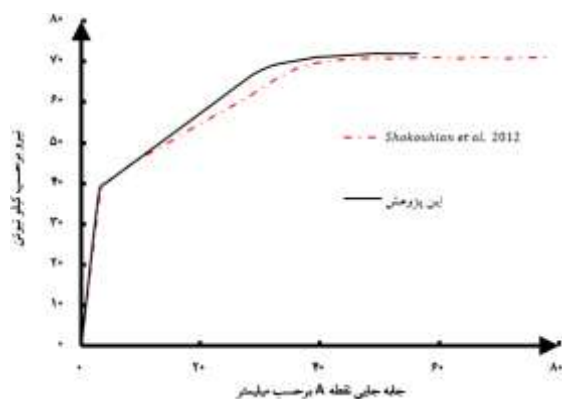


ب) 4s4b5s

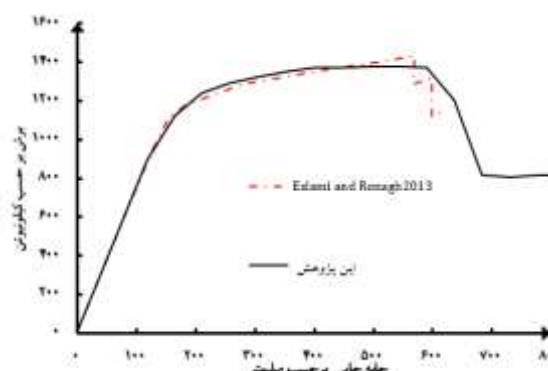
شکل ۱- نمایش شماتیک مدل‌ها

۳-۲- مدل‌سازی غیرخطی و صحت‌سنجی

برای معرفی رفتار تیر و ستون از یک جزء مرکب استفاده شد که شامل دو ناحیه صلب انتهایی و دو مفصل خمشی در دو انتها، از نوع متمرکز با معیار تسلیم از نوع لنگر دوران و یک المان میانی الاستیک بود. در نرم‌افزار PERFORM به منظور در نظرگیری اثر صلبیت ناحیه اتصال، سختی الاستیک المان، در یک ضریب ضرب می‌شود. مقدار این ضریب باید به اندازه کافی بزرگ باشد تا این



الف) صحت‌سنجی با شکوهمان و همکاران [۹]



ب) صحت‌سنجی با اسلامی و رونق [۲۵]

شکل ۳- صحت‌سنجی مدل‌های غیرخطی تحقیق

۳-۳- شتاب نگاشت ها و مقادیر شتاب طیفی متناظر

برای تحلیل دینامیکی غیرخطی، از زلزله حوزه نزدیک، شامل ۱۴ رکورد با پالس و ۱۴ رکورد بدون پالس، یعنی مجموعه‌ای از ۲۸ رکورد زلزله (۵۶ مؤلفه) مطابق با دستورالعمل FEMA P-695 (Table A-6A) انتخاب شد. این رکوردها به‌گونه‌ای انتخاب شدند که عدم قطعیت رکورد به رکورد^۱ را پوشش دهند. مطابق این دستورالعمل بر اساس مطالعات آماری، مقدار ثابت ۰/۴ برای این پارامتر به‌عنوان تخمینی مناسب پذیرفته شده است. برای ارزیابی فروپاشی، استخراج مقادیر شتاب (Sa) از طیف شتاب زلزله بیشینه^۲ محتمل^۳ متناظر با استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) ضروری است. در ویرایش چهارم این آیین‌نامه، مقادیر شتاب طیفی برای زلزله مبنای طراحی^۴، برای تبدیل به سطح خطر زلزله بیشینه از ضریب ۱/۵ استفاده شده است. این پیشنهاد در نشریه ۳۶۰ نیز آمده است. این مقادیر به‌عنوان سطح

شتاب طیفی در پررود اصلی سازه برای حداکثر زلزله^۴ در FEMA P-695 شناخته می‌شوند. همچنین برای تحلیل رکوردهای منتخب FEMA P-695، مقادیر شتاب بر اساس زمان تناوب تحلیلی تعیین شدند. این رویکرد امکان مقایسه دقیق عملکرد و ارزیابی فروپاشی مدل‌ها را مطابق طیف آیین‌نامه‌ای و دستورالعمل FEMA P-695 فراهم می‌کند. مقادیر محاسبه‌شده برای همه مدل‌ها مطابق جدول (۱) حاصل شده است. برای اجرای تحلیل غیرخطی از دو نوع تحلیل استفاده شد که به ترتیب عبارت‌اند از تحلیل غیرخطی استاتیکی برای استخراج منحنی ظرفیت و پارامترهای کلیدی مانند ضریب شکل‌پذیری (μ) و تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی^۵ برای محاسبه منحنی‌های شکنندگی، شتاب طیفی میانه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش مطابق با دستورالعمل FEMA P-695، شاخص‌های ارزیابی عملکرد لرزه‌ای شامل نسبت حاشیه فروریزش، ضریب اصلاح شکل طیفی (SSF)^۶ و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح‌شده (ACMR)^۷ انتخاب شده‌اند. این شاخص‌ها با مقادیر حداقلی مرجع مقایسه شدند تا قابلیت اطمینان سیستم‌های قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی در برابر فروریزش ارزیابی شود. در بخش‌های بعدی مقاله، این مقادیر به تفکیک محاسبه و ارائه شده‌اند.

جدول ۱- مقادیر شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب

گروه ۱				
نام مدل	4s3b5m	6s3b5m	8s3b5m	10s3b5m
T ₂ (Sec)	۰/۴۰۳	۰/۵۴۶	۰/۶۷۸	۰/۸۰۱
T ₁ (Sec)	۰/۴۲۶	۰/۶۲۲	۰/۸۱۳	۱/۰۷۱
شتاب طیفی در T ₁	۱/۱۲۵	۱/۰۳	۰/۸۵۶	۰/۷۴۵
گروه ۲				
نام مدل	4s4b5s	6s4b5s	8s4b5s	10s4b5s
T ₂ (Sec)	۰/۴۰۳	۰/۵۴۶	۰/۶۷۸	۰/۸۰۱
T ₁ (Sec)	۰/۴۱	۰/۵۵۱	۰/۷۶۶	۰/۹۶۳
شتاب طیفی در T ₁	۱/۱۲۵	۱/۰۳	۰/۸۵۶	۰/۷۴۵
گروه ۳				
نام مدل	4s3b7m	6s3b7m	8s3b7m	10s3b7m
T ₂ (Sec)	۰/۴۰۳	۰/۵۴۶	۰/۶۷۸	۰/۸۰۱
T ₁ (Sec)	۰/۴۴۴	۰/۶۵۷	۰/۸۴۳	۱/۰۴۲
شتاب طیفی در T ₁	۱/۱۲۵	۱/۰۳	۰/۸۵۶	۰/۷۴۵

⁵ Incremental Dynamic Analysis

⁶ Systematic Strength Factor

⁷ Adjusted Collapse Margin Ratio

¹ Record-to-Record Uncertainty

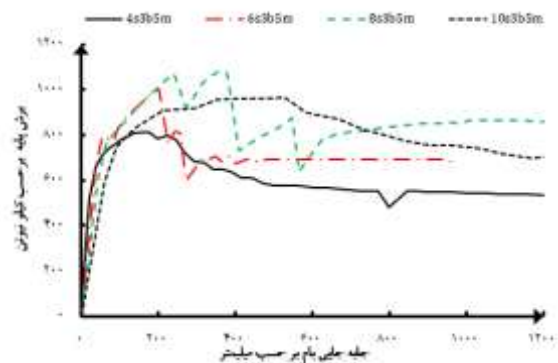
² Maximum Considered Earthquake

³ Design Basis Earthquake

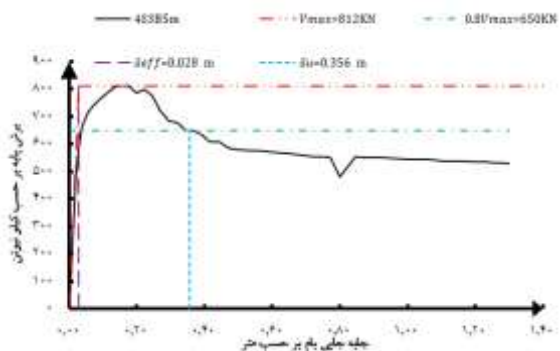
⁴ Spectral Acceleration at the Fundamental Period of the Structure under MCE Ground Motion



PERFORM 3D استخراج و در Excel رسم شده‌اند که در شکل (۵) برای گروه ۱ به صورت نمونه ارائه شده است. ضریب شکل پذیری (μ) که حاصل تقسیم تغییرمکان بام در نقطه برش پایه بیشینه بر حسب متر (δ_U) بر تغییرمکان مؤثر بر حسب متر (δ_{eff}) است و مقدار برش پایه حداکثر بر حسب کیلونیوتن (V_{max})، از منحنی ظرفیت هر مدل مطابق جدول (۲) حاصل شده است.



شکل ۴- منحنی ظرفیت مربوط به گروه ۱



شکل ۵- دوخطی کردن منحنی مدل 4s3b5m مطابق FEMA P-695

جدول ۲- پارامترهای حاصل از تحلیل غیرخطی استاتیکی

گروه ۱				
نام مدل	V_{max} (kN)	δ_{eff} (m)	δ_U (m)	μ
4S3b5m	۸۱۲	۰/۰۲۸	۰/۳۵۴	۱۲/۶۴
6S3b5m	۱۰۰۳	۰/۰۵۳	۰/۲۲	۴/۲۲
8S3b5m	۱۰۷۸	۰/۰۷۶	۰/۳۹۹	۵/۲۱
10S3b5m	۹۶۲	۰/۰۹۹	۰/۸۴۹	۸/۵۸
گروه ۲				
نام مدل	V_{max} (kN)	δ_{eff} (m)	δ_U (m)	μ
4S4b5s	۱۲۶۰	۰/۰۲۷	۰/۲۱۴	۷/۸۸
6S4b5s	۹۸۹	۰/۰۳۳	۰/۳۵۴	۱۰/۸۸
8S4b5s	۱۳۹۶	۰/۰۶۸	۰/۴۹	۷/۲۲
10S4b5s	۱۴۵۶	۰/۰۹۵	۰/۸۳۹	۸/۸۲

گروه ۴

نام مدل	4s4b7s	6s4b7s	8s4b7s	10s4b7s
T_2 (Sec)	۰/۴۰۳	۰/۵۴۶	۰/۶۷۸	۰/۸۰۱
T_1 (Sec)	۰/۴۰۸	۰/۵۵۸	۰/۷۷۱	۰/۹۱۷
شتاب طیفی در T_1	۱/۱۲۵	۱/۰۳	۰/۸۵۶	۰/۷۴۵

T_1 : زمان تناوب تحلیلی سازه (بر حسب ثانیه)

T_2 : زمان تناوب تجربی سازه (بر حسب ثانیه)

شتاب طیفی (بر حسب متر بر مجذور ثانیه)

۴- یافته‌ها و نتایج

۴-۱- تحلیل غیرخطی استاتیکی و شکل پذیری

در دستورالعمل FEMA P-695 پس از محاسبه نسبت حاشیه فروریزش و مقایسه مقادیر به دست آمده با مقادیر مجاز دستورالعمل، در خصوص کفایت عملکردی سیستم پیشنهادی تصمیم‌گیری می‌شود. از این رو برای به دست آوردن پارامترهای کلیدی در ارزیابی FEMA P-695 از جمله ضریب شکل پذیری (μ) تمامی مدل‌ها تحلیل غیرخطی استاتیکی قرار گرفتند که در شکل (۴) برای گروه ۱ به صورت نمونه ارائه شده است. اگرچه PERFORM 3D قابلیت دوخطی سازی و چندخطی سازی را دارد، اما برای ارزیابی به روش FEMA P-695 به تنهایی کافی نیست.

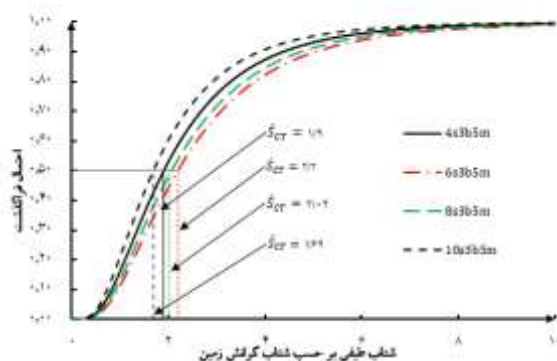
در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر رسم می‌شود. این سختی مؤثر برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن مؤثر سازه در منحنی ظرفیت است و خط دوم می‌تواند از حداکثر تغییرمکان نظیر برش پایه حداکثر به انتهای خط اول، چنان رسم شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی حاصل شده با سطح زیر منحنی با رفتار غیرخطی برابر شود. بدین ترتیب می‌توان با توجه به تغییرمکان حداکثر نظیر برش پایه حداکثر، و تغییرمکان متناظر با نقطه حاصل شده از محل برخورد انتهای خط اول و شروع خط دوم (Δy)، مقدار ضریب شکل پذیری را محاسبه کرد. این موارد در نرم افزار PERFORM بایک روند سعی و خطا، به صورتی تقریباً مشابه و اتوماتیک انجام می‌شود. این درحالی است که در FEMA P-695 شیب خط اول، متناظر با برش پایه طراحی تعیین می‌شود و تغییرمکان حداکثر متناظر با ۸۰ درصد برش پایه حداکثر در منحنی ظرفیت در نظر گرفته می‌شود. تغییرمکان مؤثر نیز متناظر با نقطه‌ای ناشی از تلاقی امتداد خط اول و خطی مماس بر برش پایه حداکثر در نظر گرفته می‌شود (δ_{eff}). بنابراین برای به دست آوردن ضریب شکل پذیری (μ) نتایج تحلیل از



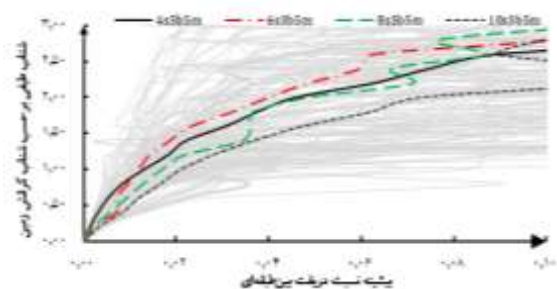
گروه ۳				
4S3b7m	۱۰۸۸	۰/۰۲۸	۰/۰۸۴	۳/۰۳
6S3b7m	۹۳۰	۰/۰۳۹	۰/۰۴۸	۱/۲۲
8S3b7m	۱۶۵۲	۰/۰۸۹	۰/۹۲۳	۱۰/۳۸
10S3b7m	۱۷۳۶	۰/۱۱۸	۰/۵۷۳	۴/۸۴
گروه ۴				
4S4b7S	۱۷۲۴	۰/۰۲۹	۰/۲۱۵	۷/۴۴
6S4b7S	۱۸۵۲	۰/۰۳۶	۰/۵۶۲	۱۵/۷۹
8S4b7S	۲۱۹۴	۰/۰۷۵	۰/۴۲۴	۵/۶۷
10S4b7S	۲۲۴۴	۰/۰۸۹	۰/۵۸۷	۶/۶۰

۴-۲- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی

به منظور ارزیابی دقیقی ظرفیت فروریزش سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های شدید، از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی استفاده شد. در این روش، هر یک از مدل‌های سازه‌ای تحت ۵۶ مؤلفه شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک (شامل ۴ رکورد پالس‌دار و ۱۴ رکورد غیرپالس‌دار) قرار گرفتند و میزان مقیاس‌بندی شتاب تا رسیدن به سطح فروریزش به صورت سیستماتیک افزایش یافت. برای در نظر گرفتن میرایی نیز از قابلیت تنظیم میرایی مدال نرم‌افزار با مقدار ۵ درصد استفاده شد. منحنی‌های تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی، برای هر مدل بر اساس شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب هر مدل^۱ و بیشینه نسبت جابه‌جایی جانبی یک طبقه نسبت به طبقه زیرین آن به ارتفاع طبقه (MIDR)^۲ ترسیم شدند. شکل‌های (۶) و (۷) به ترتیب منحنی‌های شکنندگی و تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی را برای گروه اول تحت رکوردهای با پالس نمایش می‌دهند. مقایسه این منحنی‌ها نشان می‌دهد که مدل‌های با ارتفاع کم‌تر (نظیر 4s3b5m) از رفتار غیرخطی پایدارتری برخوردار بودند و فروریزش آن‌ها در سطوح بالاتری از شتاب طیفی رخ داد. در مقابل، مدل‌های بلندمرتبه‌تر (مانند 10s3b5m) با وجود ظرفیت باربری بالاتر، به دلیل افزایش اثرات مرتبه دوم و تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقات خاص، در سطوح پایین‌تری از شتاب دچار فروریزش شدند.



شکل ۶- منحنی شکنندگی مدل‌های گروه اول (با پالس)



شکل ۷- منحنی‌های تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی گروه اول (رکوردهای با پالس)

مقایسه پاسخ، حاکی از آن است که رکوردهای پالس‌دار به طور میانگین منجر به کاهش ۱۸ درصدی در ظرفیت فروریزش طیفی شدند. این کاهش در مدل‌های با دوره تناوب طولانی‌تر، محسوس‌تر بود که نشان‌دهنده حساسیت بیش‌تر این سازه‌ها به محتوای فرکانسی رکوردهای حوزه نزدیک گسل است. مقادیر میانه ظرفیت فروریزش طیفی (\hat{S}_{CT}) که برای کلیه مدل‌ها در جدول (۳) ارائه شده است، یک ورودی مهم برای محاسبه نسبت حاشیه فروریزش در فرآیند ارزیابی FEMA P-695 است. تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی نه تنها سطح فروریزش هر مدل را به طور کمی مشخص کرد، بلکه امکان مقایسه سیستماتیک بین مدل‌های مختلف را تحت شرایط بارگذاری یکسان فراهم نمود. اگرچه افزایش ارتفاع سازه منجر به کاهش نسبی ظرفیت فروریزش می‌شود، ولی سیستم پیشنهادی این پژوهش حتی در ساختمان‌های بلندمرتبه نیز از عملکرد لرزه‌ای قابل‌قبولی برخوردار است.

^۱ Maximum Interstory Drift Ratio

^۲ $S_a(T_1)$

جدول ۳- میانه شتاب فروریزش برای رکوردهای با و بدون پالس

گروه ۱				
نام مدل	4s3b5m	6s3b5m	8s3b5m	10s3b5m
$\hat{S}_{CT} - p^*$	۱/۹	۲/۲	۲/۰۲	۱/۶۹
$\hat{S}_{CT} - np^*$	۲/۵۵	۲/۲۰۵	۲/۵۳	۲/۰۷
گروه ۲				
نام مدل	4s4b5s	6s4b5s	8s4b5s	10s4b5s
$\hat{S}_{CT} - p$	۱/۸۸	۱/۷۷	۲/۱۱	۲/۱۹
$\hat{S}_{CT} - np$	۲/۵۹	۲/۴۶	۲/۶۸	۲/۰۴
گروه ۳				
نام مدل	4s3b7m	6s3b7m	8s3b7m	10s3b7m
$\hat{S}_{CT} - p$	۲/۶۲	۱/۷۷	۱/۹۴	۱/۹۶۵
$\hat{S}_{CT} - np$	۲/۱۶	۲/۴۶	۲/۵۲	۲/۳۷
گروه ۴				
نام مدل	4s4b7s	6s4b7s	8s4b7s	10s4b7s
$\hat{S}_{CT} - p$	۲/۶۴	۱/۷۳	۲/۰۵	۲/۳۲
$\hat{S}_{CT} - np$	۲/۸۵	۲/۰۴	۲/۵۲	۲/۳۷

* $\hat{S}_{CT} - p$ با پالس و $\hat{S}_{CT} - np$ بدون پالس.

۴-۳- عدم قطعیت کلی سیستم

در این پژوهش، مقدار عدم قطعیت کلی سیستم^۱ مطابق با دستورالعمل FEMA P-695 و بر اساس سطح دانش موجود از رفتار سیستم قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی تعیین شد. با استفاده از مجموعه‌ای متنوع از ۲۸ رکورد دو مؤلفه‌ای (۵۶ شتاب‌نگاشت) پیشنهادی FEMA P-695، عدم قطعیت ناشی از رکورد به رکورد^۲ به صورت ضمنی در تحلیل لحاظ شد. مطابق دستورالعمل، مقدار این پارامتر برای تحلیل‌های تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی برابر با ۰/۴ در نظر گرفته شد. این مقدار برای سیستم‌های متعارف مانند قاب‌های خمشی ویژه^۳ نیز ثابت است. به علاوه، طراحی مدل‌ها بر اساس مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)

انجام شد که هم‌ارز استانداردهای بین‌المللی مانند ACI 318-19 و AISC 360-22 است [۲۶ و ۲۷]. با توجه به دقت و جزئیات بالای ارائه‌شده در طراحی و مدل‌سازی (شامل کنترل مفصل پلاستیک، اصل ستون قوی-تیر ضعیف و جزئیات اتصال)، عدم قطعیت ناشی از طراحی و الزامات اجرایی^۴ نسبت به سیستم‌های معمول، کاهش یافته و مطابق FEMA P-695، مقدار ۰/۲ برای آن در نظر گرفته شد. از طرفی رفتار غیرخطی المان‌های بتن و فولاد با استفاده از مدل‌های رفتاری تأییدشده و صحت‌سنجی‌شده با نتایج آزمایشگاهی شکوهیان و همکاران [۹] و اسلامی و رونق شبیه‌سازی شد [۲۰].

این فرآیند، عدم قطعیت مرتبط با دقت مدل‌های مصالح را تا حد زیادی مرتفع ساخت. بنابراین مقدار ۰/۲ برای عدم قطعیت ناشی از آزمایش داده‌ها^۵ و مدل‌سازی انتخاب شد. در انتها فرض بر این است که ساخت و نظارت بر اجرا مطابق با ضوابط و مشخصات فنی ارائه‌شده انجام می‌پذیرد. بنابراین مقدار پیش‌فرض عدم قطعیت ناشی از کیفیت ساخت و بهره‌برداری^۶ دستورالعمل برای سیستم‌های با کیفیت ساخت معمول، یعنی ۰/۱ برای این پارامتر استفاده شد. با جای‌گذاری مقادیر فوق در رابطه (5-7) از FEMA P-695 مقدار نهایی محاسبه‌شده برای عدم قطعیت کلی سیستم برابر ۰/۵ به دست آمده است.

با این حال، با توجه به نویابودن نسبی قاب بتن آرمه مجهز به مهاربند زانویی در مقایسه با سیستم‌های متعارف و برای اتخاذ رویکردی محافظه‌کارانه، مقدار ۰/۵۲۵ که مطابق با دستورالعمل برای سیستم‌های با «عدم قطعیت متوسط» است، برای کلیه محاسبات بعدی در نظر گرفته شد. این مقدار در مقایسه با سیستم‌های متعارف با سابقه طولانی‌تر (مانند قاب‌های خمشی متوسط که ممکن است عدم قطعیت کلی برابر ۰/۴۵ داشته باشند) محافظه‌کارانه‌تر است، اما برای سیستم‌های کاملاً جدید و با عدم قطعیت بالا (۰/۷۵-۰/۶) کم‌تر است. این مقدار عدم قطعیت کلی (۰/۵۲۵) مستقیماً در تعیین حداقل نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده مورد نیاز ۱۰ درصد^۷ و ۲۰ درصد^۸ از جدول‌های دستورالعمل FEMA P-695 استفاده شد.

۴-۴- تعیین ضریب نسبت حاشیه فروریزش

ضریب نسبت حاشیه فروریزش به‌عنوان معیار کمی کلیدی در دستورالعمل FEMA P-695، نشان‌دهنده توانایی سازه در مقاومت

^۶ Modeling Uncertainty

^۷ Adjusted Collapse Margin Ratio at 10% Probability of Exceedance

^۸ Adjusted Collapse Margin Ratio at 20% Probability of Exceedance

^۱ Total Uncertainty

^۲ Record-to-Record Uncertainty

^۳ Special Moment Resisting Frames

^۴ Design Requirements Uncertainty

^۵ Test Data Uncertainty



در برابر بارهای لرزه‌ای فراتر از سطح طراحی است. این ضریب از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$cmr = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (1)$$

ظرفیت فروریزش طیفی که از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی افزایشی استخراج شد، (جدول (۳))، نشان‌دهنده میانه شتاب طیفی در سطح فروریزش است. مقادیر بالاتر آن نشان‌دهنده عملکرد برتر مدل تحت زلزله‌های شدید است. به‌طور کلی، مدل‌های گروه ۲ و ۴ (با مهاربند در دهانه‌های کناری) میانگین ظرفیت فروریزش طیفی بالاتری نسبت به مدل‌های گروه ۱ و ۳ (با مهاربند در دهانه میانی) نشان دادند. این امر حاکی از کارایی بیش‌تر چیدمان دهانه‌های کناری در توزیع نیرو و تأخیر در فروریزش است. همچنین مدل‌های کوتاه‌مرتبه (مانند 4s3b5m) عموماً ظرفیت فروریزش طیفی بالاتری را در مقایسه با مدل‌های بلندمرتبه (مانند 10s3b5m) ثبت کردند که نشان‌دهنده تأثیر منفی افزایش ارتفاع بر ظرفیت نهایی سازه است. یادآوری می‌شود که برای محاسبه ضریب نسبت حاشیه فروریزش به پارامتری به نام شتاب طیفی مرتبط با حداکثر زلزله محتمل در دوره تناوب اصلی سازه (SMT) نیاز است. که از جدول (۱) استخراج شد.

این پارامتر نشان‌دهنده سطح تقاضای لرزه‌ای است که سازه برای آن طراحی شده است. در ادامه مقادیر محاسبه‌شده برای ضریب نسبت حاشیه فروریزش برای تمامی مدل‌ها تحت رکوردهای با پالس و بدون پالس در جدول (۴) ارائه شده است. به‌طور میانگین، مقادیر ضریب نسبت حاشیه فروریزش محاسبه‌شده برای رکوردهای بدون پالس حدود ۱۷٪ بزرگ‌تر از مقادیر مربوط به رکوردهای پالس‌دار بود. این اختلاف قابل توجه، اثر مخرب محتوای پالس و انرژی ورودی متمرکز در رکوردهای نزدیک گسل را بر عملکرد سازه به‌وضوح تأیید می‌نماید.

از حیث تأثیر آرایش دهانه، میانگین ضریب نسبت حاشیه فروریزش برای مدل‌های با دهانه کناری (گروه‌های ۲ و ۴) عموماً بالاتر از مدل‌های با دهانه میانی (گروه‌های ۱ و ۳) بود. این نتیجه‌گیری، برتری عملکردی سیستم هنگامی که مهاربندها در دهانه‌های خارجی قرار می‌گیرند را از منظر دیگری تأیید می‌کند؛ به‌علاوه در بین مدل‌های با ارتفاع مختلف، مدل‌های ۶ و ۸ طبقه در بسیاری از گروه‌ها بهینه‌ترین مقادیر ضریب نسبت حاشیه فروریزش را نشان دادند، درحالی‌که مدل ۱۰ طبقه در برخی موارد کاهش را تجربه کرد. مشاهدات نشان داد مدل 6s3b7m (از گروه

۳) با ضریب شکل‌پذیری پایین ($\mu=1.22$)، دارای کم‌ترین مقدار ضریب نسبت حاشیه فروریزش بود. این نتیجه هم‌سو با انتظار است؛ چراکه شکل‌پذیری پایین، توانایی سیستم در جذب و اتلاف انرژی را محدود کرده و منجر به کاهش ظرفیت فروریزش می‌شود. این مدل به‌عنوان نقطه‌ضعف سیستم شناسایی شد و نیاز به بازنگری در طراحی آن احساس می‌شود.

جدول ۴- نسبت حاشیه فروریزش برای رکوردهای با و بدون پالس

گروه ۱				
نام مدل	4s3b5m	6s3b5m	8s3b5m	10s3b5m
cmr - p *	۱/۶۸۹	۲/۱۳۶	۲/۳۶۰	۲/۲۶۸
cmr - np *	۲/۲۷	۲/۱۴	۲/۹۶	۲/۷۸
گروه ۲				
نام مدل	4s4b5s	6s4b5s	8s4b5s	10s4b5s
cmr - p	۱/۶۷۱	۱/۷۱۸	۲/۴۶۵	۲/۹۴۰
cmr - np	۲/۳۰	۲/۳۹	۳/۱۳	۲/۷۴
گروه ۳				
نام مدل	4s3b7m	6s3b7m	8s3b7m	10s3b7m
cmr - p	۲/۳۲۹	۱/۶۷۰	۲/۲۲۶	۲/۶۳۸
cmr - np	۱/۹۲	۲/۳۸	۲/۹۴	۳/۱۸
گروه ۴				
نام مدل	4s4b7s	6s4b7s	8s4b7s	10s4b7s
cmr - p	۲/۳۴۷	۱/۶۸۰	۲/۴۰۱	۳/۱۲۱
cmr - np	۲/۵۳	۱/۹۸	۲/۹۴	۳/۱۸

* cmr - p با پالس و cmr - np بدون پالس.

۴-۵- تعیین ضریب شکل طیفی

ضریب شکل طیفی^۱ یک عامل تعدیل کلیدی در دستورالعمل FEMA P-695 است که اثر شکل طیف پاسخ طرح (شتاب‌نگاشت) بر ظرفیت فروریزش سازه را کمیته می‌کند. این ضریب با در نظرگیری دوره تناوب اصلی سازه و ضریب شکل‌پذیری سیستم (μ)، تصویر دقیق‌تری از عملکرد واقعی سازه تحت زلزله ارائه می‌دهد. برخلاف ضریب نسبت حاشیه فروریزش خام که تنها نسبت ظرفیت به تقاضا را نشان می‌دهد، ضریب شکل طیفی اثرات دینامیکی و رفتار غیرخطی سازه را در ارزیابی نهایی دخیل می‌کند. بدین منظور ابتدا دو پارامتر اصلی تعیین‌کننده، که دوره تناوب اصلی سازه و ضریب شکل‌پذیری

^۱ Systematic Strength Factor



هستند به ترتیب از تحلیل مودال و منحنی‌های ظرفیت ناشی از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی استخراج شدند (مقادیر در جدول‌های (۱) و (۲) ارائه شده‌اند)؛ سپس برای هر مدل، مقدار ضریب شکل طیفی از میان‌بایی مقادیر جدول b1-7 در FEMA P-695 به دست آمد. در مواردی که مقدار زمان تناوب تحلیلی و ضریب شکل پذیری دقیقاً بین دو مقدار جدول قرار نداشت، از میانگین‌گیری خطی برای تعیین مقدار ضریب شکل طیفی استفاده شد که مقادیر در جدول (۵) ارائه شده است.

جدول ۵- ضرایب اصلاح شکل طیف-SSF

گروه ۱				
نام مدل	4s3b5m	6s3b5m	8s3b5m	10s3b5m
SSF	۱/۳۳	۱/۲۴	۱/۳۱	۱/۴۶
گروه ۲				
نام مدل	4s4b5s	6s4b5s	8s4b5s	10s4b5s
SSF	۱/۳۰	۱/۳۶	۱/۳۶	۱/۴۵
گروه ۳				
نام مدل	4s3b7m	6s3b7m	8s3b7m	10s3b7m
SSF	۱/۱۸	۱/۰۸	۱/۴۲	۱/۳۴
گروه ۴				
نام مدل	4s4b7s	6s4b7s	8s4b7s	10s4b7s
SSF	۱/۳۰	۱/۳۴	۱/۳۰	۱/۴۰

تحلیل این مقادیر نشان می‌دهد به‌طور کلی، برای مدل‌های با دوره تناوب کوتاه‌تر از ۰/۵ ثانیه، مقادیر این ضریب پایین‌تر بود (اغلب در محدوده ۱/۱۸-۱/۳۳). این امر منطبق بر انتظار است، زیرا طیف طرح برای دوره‌های تناوب کوتاه، معمولاً مقادیر شتاب بالاتری دارد و در نتیجه اثر شکل طیف (SSF) کاهش می‌یابد. در مقابل، برای مدل‌های با دوره تناوب بلندتر ۰/۸ ثانیه، مقادیر بالاتر بود (اغلب در محدوده ۱/۳۴-۱/۴۶). این افزایش نشان‌دهنده اثر مفید شکل طیف و رفتار غیرخطی طولانی‌تر در سازه‌های با تناوب بالاتر است. همچنین در مدل‌هایی با شکل‌پذیری بالاتر (مانند 6s4b7s با $\mu=15.79$) عموماً مقادیر بالاتری از ضریب شکل طیفی را به خود اختصاص دادند. این نتیجه کاملاً منطقی است؛ زیرا سیستم‌های با قابلیت تغییر شکل غیرخطی بیش‌تر، توانایی بهتری در بهره‌گیری از اثرات مطلوب شکل طیف دارند و مقدار بالاتر ضریب شکل طیفی، پاداش این رفتار است. در مقابل، مدل‌های با شکل‌پذیری محدود (مانند 6s3b7m با $\mu=1.22$) پایین‌ترین مقادیر را دریافت کردند.

میانگین مقادیر ضریب شکل طیفی در گروه‌های مختلف تقریباً هم‌سان بود، اما توزیع مقادیر در داخل هر گروه تفاوت‌های عملکردی مدل‌ها را نشان می‌داد. برای مثال، در گروه اول، مدل 10s3b5m (بلندترین مدل) با $SSF=1.46$ بیش‌ترین مقدار را داشت، در حالی که مدل 6s3b5m با $SSF=1.24$ کم‌ترین مقدار را به خود اختصاص داد. این اختلاف ناشی از تفاوت در دوره تناوب و ضریب شکل‌پذیری این دو مدل است. می‌توان گفت که ضریب شکل طیفی به‌عنوان یک پل بین تحلیل ساده‌گرایانه و ارزیابی واقع‌بینانه عملکرد لرزه‌ای عمل می‌کند. مقادیر محاسبه‌شده به‌وضوح نشان می‌دهند که سیستم‌های با دوره تناوب بلندتر و شکل‌پذیری بیش‌تر، پاداش قابل توجهی در ارزیابی نهایی دریافت می‌کنند. این امر بر اهمیت طراحی برای افزایش شکل‌پذیری، به‌ویژه در سازه‌های بلندمرتبه، تأکید می‌کند. مقادیر ضریب شکل طیفی به‌دست آمده، همراه با ضریب نسبت حاشیه فروریزش، در گام بعدی برای محاسبه نهایی معیار پذیرش، یعنی نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده (ACMR)، مورد استفاده قرار گرفتند.

۴-۶- نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده

نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده معیار نهایی و تعیین‌کننده در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مطابق FEMA P-695 است. این پارامتر با تعدیل نسبت حاشیه فروریزش خام (CMR) توسط ضریب شکل طیفی (SSF) محاسبه می‌شود تا اثرات شکل طیف پاسخ و رفتار غیرخطی سازه به‌طور کامل در ارزیابی منظور شود. رابطه محاسباتی به‌صورت زیر است.

$$ACMR = CMR \times SSF \quad (۲)$$

باتوجه به اینکه عدم قطعیت کلی سیستم در مدل‌های مورد بررسی این پژوهش، قبلاً برابر ۰/۵۲۵ حاصل شده بود، بنابراین مقدار نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده ۱۰ و ۲۰ درصد بر اساس جدول مرجع (Fema P-695-Table7-3) مطابق جدول (۶) تعیین شد. همچنین مقادیر محاسبه‌شده ACMR برای کلیه مدل‌ها تحت هر دو مجموعه رکورد (پالس‌دار و غیرپالس‌دار) در جدول‌های (۷) و (۸) و خلاصه‌ای از کل روش انجام شده در ادامه ارائه شده است.



جدول ۶- حاشیهٔ فروریزش تنظیم‌شده ۱۰ و ۲۰ درصد (Fema P-695-Table7-3)

Total System Collapse Uncertainty	Collapse Probability				
	5%	ACMR _{10%}	15%	ACMR _{20%}	25%
0.275	1.57	1.42	1.33	1.26	1.20
0.300	1.64	1.47	1.36	1.29	1.22
0.325	1.71	1.52	1.40	1.31	1.25
0.350	1.78	1.57	1.44	1.34	1.27
0.375	1.85	1.62	1.48	1.37	1.29
0.400	1.93	1.67	1.51	1.40	1.31
0.425	2.01	1.72	1.55	1.43	1.33
0.450	2.10	1.78	1.59	1.46	1.35
0.475	2.18	1.84	1.64	1.49	1.38
0.500	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.525	2.38	1.96	1.72	1.56	1.42

جدول ۷- نسبت حاشیهٔ فروریزش تنظیم‌شده برای رکوردهای با پالس

نام گروه	نام مدل	T ₁ (Sec)	\hat{S}_{CT} (g)	S _{MT(T)} (g)	μ	CMR	SSF	AMCR
گروه ۱	4s3b5m	۰/۴۲۶	۱/۹۰	۱/۱۳	۱۲/۶	۱/۶۹	۱/۳۳	۲/۲۵
	6s3b5m	۰/۶۲۲	۲/۲۰	۱/۰۳	۴/۲۲	۲/۱۴	۱/۲۴	۲/۶۵
	8s3b5m	۰/۸۱۳	۲/۰۲	۰/۸۶	۵/۲۱	۲/۳۶	۱/۳۱	۳/۰۹
	10s3b5m	۱/۰۷۱	۱/۶۹	۰/۷۵	۸/۵۸	۲/۲۷	۱/۴۶	۳/۳۱
		ACMR _{10%} = 1.96	ACMR _{20%} = 1.56	ACMR = 2.82				
گروه ۲	4s4b5s	۰/۴۱	۱/۸۸	۱/۱۳	۷/۸۸	۱/۶۷	۱/۳۰	۲/۱۷
	6s4b5s	۰/۵۵۱	۱/۷۷	۱/۰۳	۱۰/۸	۱/۷۲	۱/۳۶	۲/۳۴
	8s4b5s	۰/۷۶۶	۲/۱۱	۰/۸۶	۷/۲۲	۲/۴۶	۱/۳۶	۳/۳۵
	10s4b5s	۰/۹۶۳	۲/۱۹	۰/۷۵	۸/۸۲	۲/۹۴	۱/۴۵	۴/۲۷
		ACMR _{10%} = 1.96	ACMR _{20%} = 1.56	ACMR = 3.03				
گروه ۳	4s3b7m	۰/۴۴۴	۲/۶۲	۱/۱۳	۳/۰۳	۲/۳۳	۱/۱۸	۲/۷۵
	6s3b7m	۰/۶۵۷	۱/۷۲	۱/۰۳	۱/۲۲*	۱/۶۷	۱/۰۸	---
	8s3b7m	۰/۸۴۳	۱/۹۴	۰/۸۶	۱۰/۳	۲/۲۷	۱/۴۲	۳/۲۲
	10s3b7m	۱/۰۴۲	۱/۹۷	۱/۷۵	۴/۸۴	۲/۶۴	۱/۳۴	۳/۵۳
		ACMR _{10%} = 1.96	ACMR _{20%} = 1.56	ACMR = 2.83				
گروه ۴	4s4b7s	۰/۴۰۸	۲/۶۴	۱/۱۳	۷/۴۴	۲/۳۵	۱/۳۰	۳/۰۵
	6s4b7s	۰/۵۵۸	۱/۷۳	۱/۰۳	۱۵/۷۹	۱/۶۸	۱/۳۴	۲/۲۵
	8s4b7s	۰/۷۷۱	۲/۰۶	۰/۸۶	۵/۶۷	۲/۴۰	۱/۳۰	۳/۱۲
	10s4v7s	۰/۹۱۷	۲/۳۳	۰/۷۵	۶/۶۰	۳/۱۲	۱/۴۰	۴/۳۷
		ACMR _{10%} = 1.96	ACMR _{20%} = 1.56	ACMR = 3.20				



جدول ۸- نسبت حاشیه فروریزش تنظیم شده برای رکوردهای بدون پالس

نام گروه	نام مدل	T ₁ (Sec)	\hat{S}_{CT} (g)	S _{MT(T1)} (g)	μ	CMR	SSF	AMCR
گروه ۱	4s3b5m	۰/۴۲۶	۲/۵۵	۱/۱۳	۱۲/۶۴	۲/۲۷	۱/۳۳	۳/۰۱
	6s3b5m	۰/۶۲۲	۲/۲۰	۱/۰۳	۴/۲۲	۲/۱۴	۱/۲۴	۲/۶۵
	8s3b5m	۰/۸۱۳	۲/۵۳	۰/۸۶	۵/۲۱	۲/۹۶	۱/۳۱	۳/۸۷
	10s3b5m	۱/۰۷۱	۲/۰۷	۰/۷۵	۸/۵۸	۲/۷۸	۱/۴۶	۴/۰۶
		ACMR _{10%} = 1.96	ACMR _{20%} = 1.56	ACMR = 3.40				
گروه ۲	4s4b5s	۰/۴۱	۲/۵۹	۱/۱۳	۷/۸۸	۲/۳۰	۱/۳۰	۲/۹۹
	6s4b5s	۰/۵۵۱	۲/۴۶	۱/۰۳	۱۰/۸۸	۲/۳۹	۱/۳۶	۳/۲۵
	8s4b5s	۰/۷۶۶	۲/۶۸	۰/۸۶	۷/۲۲	۳/۱۳	۱/۳۶	۴/۲۶
	10s4b5s	۰/۹۶۳	۲/۰۴	۰/۷۵	۸/۸۲	۲/۷۴	۱/۴۵	۳/۹۷
		ACMR _{10%} = 1.96	ACMR _{20%} = 1.56	ACMR = 3.62				
گروه ۳	4s3b7m	۰/۴۴۴	۲/۱۶	۱/۱۳	۳/۰۳	۱/۹۲	۱/۱۸	۲/۲۷
	6s3b7m	۰/۶۵۷	۲/۴۶	۱/۰۳	*۱/۲۲	۲/۳۸	۱/۰۸	--
	8s3b7m	۰/۸۴۳	۲/۵۲	۰/۸۶	۱۰/۳۸	۲/۹۴	۱/۴۲	۴/۱۸
	10s3b7m	۱/۰۴۲	۲/۳۷	۰/۷۵	۴/۸۴	۳/۱۸	۱/۳۴	۴/۲۶
		ACMR _{10%} = 1.96	ACMR _{20%} = 1.56	ACMR = 3.32				
گروه ۴	4s4b7s	۰/۴۰۸	۲/۸۵	۱/۱۳	۷/۴۴	۲/۵۳	۱/۳۰	۳/۲۹
	6s4b7s	۰/۵۵۸	۲/۰۴	۱/۰۳	۱۵/۷۹	۱/۹۸	۱/۳۴	۲/۶۵
	8s4b7s	۰/۷۷۱	۲/۵۲	۰/۸۶	۵/۶۷	۲/۹۴	۱/۳۰	۳/۸۵
	10s4v7s	۰/۹۱۷	۲/۳۷	۰/۷۵	۶/۶۰	۳/۱۸	۱/۴۰	۴/۴۵
		ACMR _{10%} = 1.96	ACMR _{20%} = 1.56	ACMR = 3.56				

*1.22: مقادیر β_{TOT} برای سازه‌های با ضریب شکل پذیری کم تر از ۳ در Fema P-695 ارائه نشده است.

T₁: زمان تناوب اصلی سازه

\hat{S}_{CT} : میانه ظرفیت فروریزش طیفی

S_{MT(T1)}: پارامتر شتاب طیفی مرتبط با حداکثر زلزله محتمل در دوره تناوب اصلی سازه، است.

μ : ضریب شکل پذیری

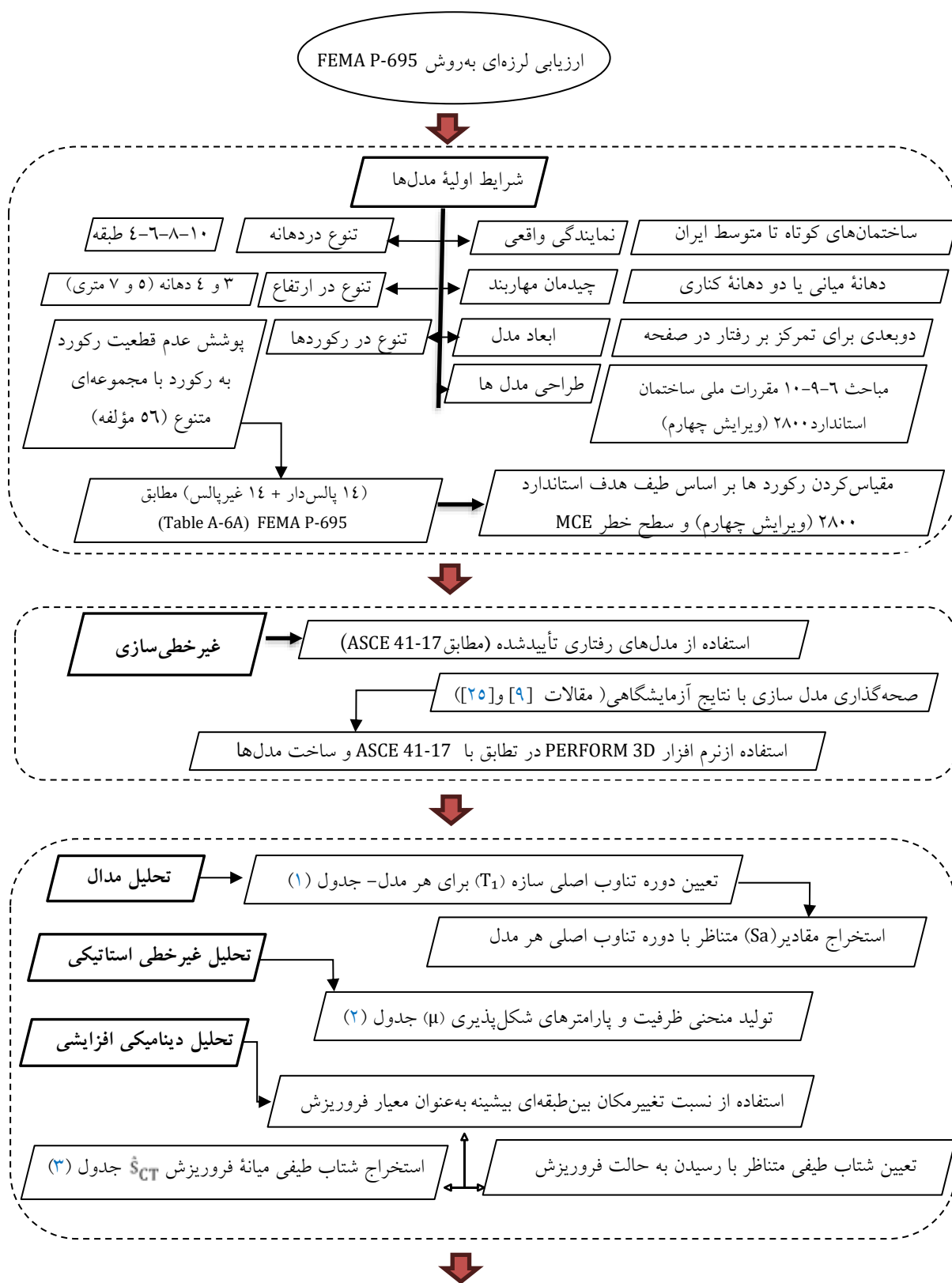
CMR: ضریب نسبت حاشیه فروریزش

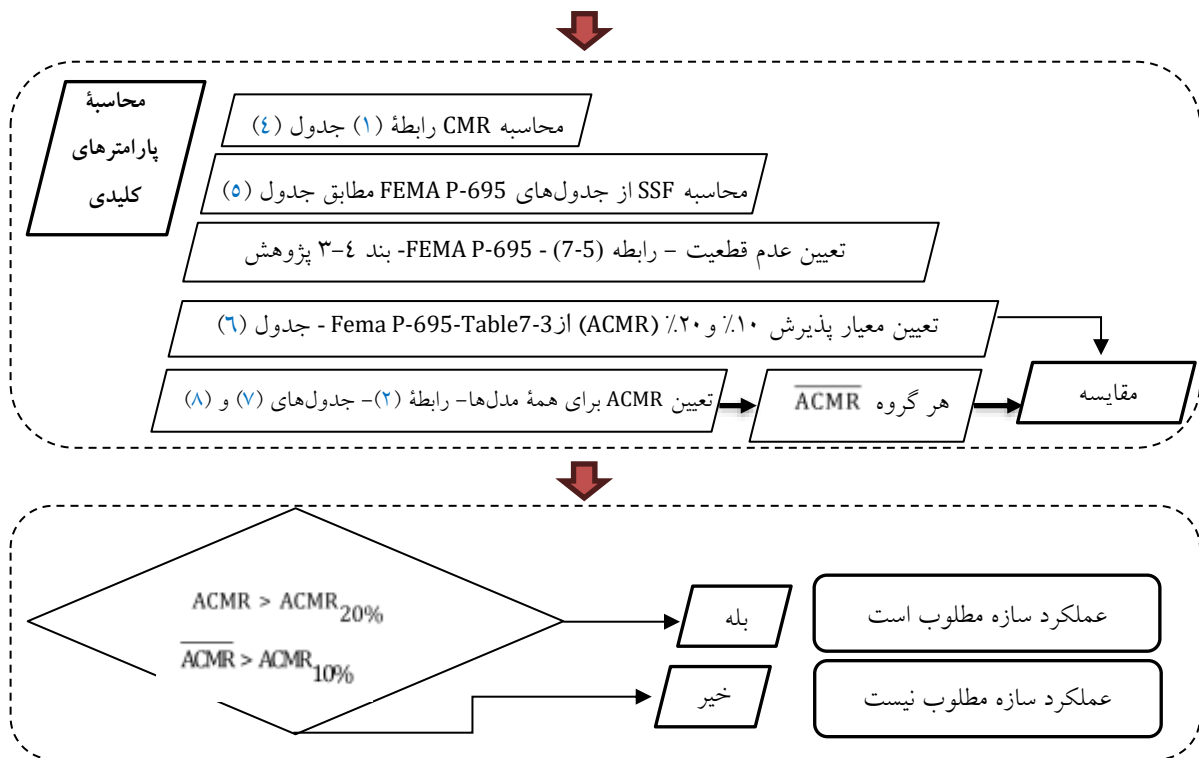
SSF: ضریب شکل طیفی

ACMR: نسبت حاشیه فروریزش تنظیم شده

ACMR: میانگین ACMR هر گروه

ارزیابی لرزه‌ای به روش FEMA P-695





بر اینکه طراحی بهینه صورت پذیرد. مدل 6s3b7m (از گروه ۳) یک داده به نظر پرت است که می‌تواند ناشی از خطای مدل‌سازی و یا تجزیه و تحلیل نتایج باشد. با وجود اینکه مقدار CMR و در نتیجه ACMR برای این مدل محاسبه شد، ضریب شکل‌پذیری بسیار پایین آن ($\mu=1.22$)، اساساً استفاده از چارچوب ارزیابی FEMA P-695 را برای آن غیرمجاز می‌سازد. عملکرد ضعیف این مدل، هشدار واضحی است مبنی بر اینکه طراح باید همواره اطمینان حاصل کند که سیستم به اندازه کافی شکل‌پذیر است تا بتواند در چارچوب ارزیابی غیرخطی قرار گیرد.

در نهایت نتایج این پژوهش نشان داد که \overline{ACMR} تمامی گروه‌ها تحت هر دو مجموعه رکورد (که همگی بالاتر از ۲/۸۰ بودند) به وضوح از حداقل مورد نیاز ۱/۹۶ بسیار بالاتر است. این نتیجه نشان‌دهنده پذیرش کلی عملکرد قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی، در سطح گروه است. همچنین تمامی مدل‌ها به جز 6s3b7m، حتی تحت شرایط بحرانی رکوردهای پالس‌دار، مقدار ACMR بالاتر از ۱/۵۶ داشتند. بنابراین از منظر عملکرد یکایک مدل‌ها نیز سیستم مورد تأیید قرار می‌گیرد. پس می‌توان این گونه نتیجه گرفت که محاسبه ACMR و مقایسه آن با معیارهای سختگیرانه FEMA P-695 نشان می‌دهد که سیستم قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی (RC-KBF) به‌طور کلی از عملکرد لرزه‌ای بسیار مطلوب و قابل‌قبولی برخوردار است. این سیستم توانسته است هر دو معیار اصلی پذیرش را با حاشیه اطمینان مناسبی پشت

تحلیل این نتایج مواردی کلیدی را نشان می‌دهد میانگین مقادیر \overline{ACMR} برای رکوردهای غیرپالس‌دار به‌طور معناداری بالاتر از مقادیر مربوط به رکوردهای پالس‌دار بود. این اختلاف که در برخی گروه‌ها به بیش از ۲۰٪ می‌رسد (به عنوان مثال در گروه ۳ میانگین \overline{ACMR} از ۲/۸۳ به ۳/۳۲ افزایش یافت)، که مجدداً بر اثر مخرب شدید محتوای پالس‌دار رکوردهای نزدیک گسل و کاهش قابلیت اطمینان سیستم تحت این شرایط تأکید می‌کند. میانگین \overline{ACMR} برای گروه‌های ۲ و ۴ (مهاربند در دهانه‌های کناری) به‌طور سیستماتیک بالاتر از گروه‌های ۱ و ۳ (مهاربند در دهانه میانی) بود. برای مثال تحت رکوردهای پالس‌دار، میانگین \overline{ACMR} گروه ۲ (۳/۰۳) و ۴ برابر (۳/۲۰) به وضوح از گروه ۱ با (۲/۸۲) و ۳ با (۲/۸۳) پیشی گرفت.

این برتری نشان‌دهنده کارایی بیش‌تر این پیکربندی در توزیع نیرو، افزایش شکل‌پذیری کلی و در نهایت دستیابی به حاشیه ایمنی بالاتر در برابر فروریزش است. اگرچه مدل‌های بلندمرتبه (۱۰ طبقه) به دلیل اثرات P- Δ عموماً با کاهش نسبی ظرفیت فروریزش مواجه بودند، اما کاهش هم‌زمان تقاضای طرح (SMT) و اعمال SSF بالاتر برای این مدل‌ها، تا حدی این کاهش را جبران کرد. در نتیجه، مدل‌های ۸ و ۱۰ طبقه در برخی گروه‌ها (مانند ۲ و ۴) مقادیر ACMR بسیار مناسبی را ثبت کردند. این یافته نشان می‌دهد که قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی حتی برای ساختمان‌های بلندمرتبه نیز می‌تواند عملکرد رضایت‌بخشی ارائه دهد، مشروط



سر بگذارد. پیکربندی با مهاربند در دهانه‌های کناری به‌عنوان گزینه برتر شناسایی شد. تنها استثنا، مدلی بود که به‌دلیل شکل‌پذیری ناکافی، اساساً خارج از چارچوب این ارزیابی قرار می‌گیرد و اهمیت طراحی برای تضمین شکل‌پذیری کافی را پررنگ می‌کند.

۵- نتیجه‌گیری

ارزیابی سیستم نوین قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی (RC-KBF) با روش FEMA P-695 و تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل، منجر به نتایج تحلیلی قابل‌توجهی شد که می‌توان آن‌ها را در محورهای زیر خلاصه نمود:

- میانگین نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده برای تمامی گروه‌های مدل‌سازی‌شده، تحت هر دو مجموعه رکورد پالس‌دار و غیرپالس‌دار، به‌طور چشمگیری از حداقل الزامات FEMA P-695 (۱/۹۶) برای ۱۰% ACMR و ۱/۵۶ برای ۲۰% ACMR فراتر رفت. این نتیجه، پذیرش قطعی عملکرد لرزه‌ای ایمن این سیستم سازه‌ای را از منظر دستورالعمل مذکور اثبات می‌کند.

- تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی نشان داد که این سیستم از ظرفیت تغییرشکل غیرخطی بالا و مکانیزم فروریزش پیش‌رونده‌ای برخوردار است که از نشانه‌های یک سیستم مناسب در مناطق لرزه‌خیز محسوب می‌شود.

- مقایسه کمی نتایج حاصل از دو مجموعه رکورد، تأثیر شدیداً مخرب محتوای پالس‌دار را به‌وضوح نشان داد. به‌طور میانگین، ظرفیت فروریزش طیفی (\dot{S}_{TP}) تحت رکوردهای پالس‌دار حدود ۱۸٪ و در نتیجه نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده حدود ۱۷٪ کاهش یافت. این یافته به‌صراحت لزوم توجه ویژه به این اثر در آیین‌نامه‌های طراحی و ارزیابی سازه‌های واقع در مجاورت گسل را گوشزد می‌کند و بر ضرورت استفاده از رکوردهای دارای اثر جهت‌دار در مطالعات مشابه تأکید دارد.

- تحلیل مقایسه‌ای بین گروه‌های مختلف نشان داد که پیکربندی با مهاربند در دهانه‌های کناری (گروه‌های ۲ و ۴) به‌طور سیستماتیک عملکرد برتری نسبت به پیکربندی با مهاربند در دهانه میانی (گروه‌های ۱ و ۳) دارد. این برتری در مقادیر بالاتر CMR و نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده متجلی شد که ناشی از توزیع بهتر نیرو و رفتار غیرخطی یکنواخت‌تر در این پیکربندی است.

- بررسی اثر ارتفاع سازه نشان داد اگرچه افزایش ارتفاع تا ۸ طبقه با طراحی مناسب قابل‌مدیریت است، اما مدل‌های ۱۰ طبقه در برخی موارد با کاهش نسبی در حاشیه ایمنی مواجه شدند که لزوم ملاحظات طراحی ویژه برای ساختمان‌های بلندمرتبه با این سیستم را نشان می‌دهد.

- عملکرد بسیار ضعیف مدل ψ_{sb}/m به‌دلیل ضریب شکل‌پذیری ناکافی یک نقطه آموزنده کلیدی بود. این مدل نه تنها کم‌ترین حاشیه ایمنی را داشت، بلکه اساساً خارج از چارچوب ارزیابی FEMA P-695 قرار گرفت. این نتیجه، اهمیت حیاتی تضمین شکل‌پذیری کافی در طراحی اعضای مهاربند و اتصالات را به‌عنوان شرط لازم برای تحقق عملکرد مناسب این سیستم برجسته می‌سازد.

در مجموع، می‌توان نتیجه گرفت که سیستم قاب بتن مسلح با مهاربند زانویی (RC-KBF) جایگزین مناسبی برای سیستم‌های سنگین و محدودکننده مانند دیوارهای برشی است که می‌تواند عملکرد لرزه‌ای مطلوبی را به‌ویژه در ساختمان‌های با ارتفاع کم تا متوسط ارائه دهد. برای دستیابی به بهترین نتیجه، پیکربندی با مهاربند در دهانه‌های کناری پیشنهاد می‌شود. با این حال، موفقیت این سیستم مشروط بر رعایت دقیق جزئیات اجرایی برای تضمین شکل‌پذیری و نیز در نظرگیری اثر مخرب پالس در مناطق نزدیک گسل در فرایند طراحی و تحلیل است.

- With Knee-Element Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp.161-176.
- [15] Zhou, Z., Ye, B., and Chen, Y. (2020), "Experimental Investigation Of Curved Steel Knee Braces With Adjustable Yield Displacements", *Journal of Constructional Steel Research*, 161, pp.17-30.
- [16] Gangadharan, A., Prakash, M., and Satyanarayanan, K.S. (2020), "Analytical study on reinforced concrete two dimensional frame with knee bracing under cyclic loading," *Journal of Materials Today: Proceedings*.
- [17] Fahiminia, M., and Zahrai, S.M. (2020), "Seismic Performance of Simple Steel Frames with Buckling-Restrained Knee Braces and SMA to Reduce Residual Displacement", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 137, pp.106268.
- [18] Li, J., Wang, W., and Li, P. (2021), "Development and Experimental Study of Steel Beam-Through Framed Connections with T-Type Curved Knee Braces for Improving Seismic Performance", *Engineering Structures*, 231, pp.111722.
- [19] Ghafouri-Nejad, A., Alirezaei, M., Mirhosseini, M. and Zeighami, E. (2021), "Parametric Study on Seismic Response of the Knee Braced Frame with Friction Damper", *Structures*, 32, pp.2073-2087.
- [20] Ghabussi, A., Asgari Marnani, J., and Rohanimanesh, M.S. (2021), "Seismic Performance Assessment of a Novel Ductile Steel Braced Frame Equipped with Steel Curved Damper", *Structures*, 31, pp.87-97.
- [۲۱] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۸)، وزارت مسکن و شهرسازی: تهران، ایران.
- [۲۲] وزارت راه و شهرسازی، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۹)، مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۹، طراحی و اجرای ساختمان‌های بتنی مسلح، تهران، ایران.
- [۲۳] وزارت راه و شهرسازی، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان، (۱۴۰۱)، مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۱۰، طراحی و اجرای ساختمان‌های فولادی، تهران، ایران.
- [24] ASCE, (2017), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17)*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [25] Eslami, A., and Ronagh, H.R. (2013), "Effect of FRP Wrapping in Seismic Performance of RC Buildings with and Without Special Detailing - A Case Study", *Composites Part B: Engineering*, 45, pp.1265-1274.
- [26] ACI, (2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- [27] ANSI/AISC 360-22, (2022), *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.
- [۱] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن دفتر تدوین آیین‌نامه‌ها و استانداردها، (۱۳۹۳)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله ایران (استاندارد شماره ۲۸۰۰، چاپ چهارم)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- [2] ASCE, (2022), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [3] FEMA, (2009), *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695)*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA.
- [4] Aristizabal-Ochoa, J.D. (1986), "Disposable Knee Bracing: Improvement In Seismic Design Of Steel Frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 112, pp.154-176.
- [5] Balendra, T., Sam M.T., and Liaw, C.Y. (1990), "Diagonal Brace With Ductile Anchor For A Seismic Steel Frame", *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, 19, pp.835-847.
- [6] Williams, M.S., Blakeborough, A., Clément, D., and Bourahla, N. (2002), "Seismic behavior of knee braced frames", *Structures and Buildings*, 152(2), pp.147-155.
- [۷] زهرائی، س.م.، و مسجدپردی، س.ب. (۱۳۹۰)، "نقش المان‌های زانو در بهبود عملکرد قاب‌های فولادی مهاربندی قطری و شورن تحت بارهای جانبی"، *نشریه امیرکبیر*، ۴۳(۱)، ص ۵۹-۵۱.
- [8] Kim, J., and Seo, Y. (2003), "Seismic Design Of Steel Structures With Buckling-Restrained Knee Braces", *Journal of Constructional Steel Research*, 59, pp.1477-1497.
- [9] Shokouhian, M., Sadeghi R., and Ozbakkaloglu, T. (2012), "The Buckling Behaviour Of Knee Braced Frames (KBF)", In: *Australasian Structural Engineering Conference: The Past, Present And Future Of Structural Engineering*.
- [10] Shin, J., Lee, K., Jeong S.H., and Lee, J. (2015), "Probabilistic Performance Assessment Of Gravity-Designed Steel Frame Buildings Using Buckling-Restrained Knee Braces", *Journal of Constructional Steel Research*, 104, pp.250-260.
- [11] Hsu, H.L., and Li, Z.C. (2015), "Seismic performance of steel frames with controlled buckling mechanisms in knee braces". *Journal of Constructional Steel Research*, 107, pp.50-60.
- [12] Nobahar, E., Farahi, M., and Mofid, M. (2016), "Quantification Of Seismic Performance Factors Of The Buildings Consisting Of Disposable Knee Bracing Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 124, pp.132-141.
- [13] Mahmoudi, M., Montazeri, S., and Jalili Sadr Abad, M. (2018), "Seismic Performance Of Steel X-Knee-Braced Frames Equipped With Shape Memory Alloy Bars", *Journal of Constructional Steel Research*, 147, pp.171-186.
- [14] Asghari, A., and Saharkhizan, S. (2019), "Seismic Design And Performance Evaluation Of Steel Frames





<http://journaliss.ir>

طراحی سخت‌کننده بهینه برای صفحات برشی فولادی با بازشوی مربعی مرکزی

سید علی حسینی^۱، سید علی اصغر حسین‌زاده^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، سازه، دانشگاه گلستان، گرگان

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه گلستان، گرگان

*گلستان، صندوق پستی ۴۹۱۳۸۱۵۷۵۹، ahosseinzade@gmail.com

چکیده

در این پژوهش، از یک رویه نظام‌مند، مبتنی بر روش المان محدود، برای طراحی بهینه سخت‌کننده‌های صفحات برشی فولادی با بازشوی مربعی مرکزی استفاده می‌شود. شش آرایش مختلف از سخت‌کننده‌های افقی و عمودی که به یک سمت صفحات برشی دارای بازشوی مربعی با نسبت ابعاد مختلف، متصل شده‌اند مورد توجه قرار می‌گیرد. با استفاده از نتایج تحلیل‌های کمانشی مقادیر ویژه، ضخامت‌ها و ارتفاع‌های بهینه سخت‌کننده‌ها برای هر آرایش و نسبت ابعاد بازشو تعیین و به شکل نمودارهای طراحی ارائه می‌شود. هدف این است که سخت‌کننده‌ها (بهینه) به گونه‌ای طراحی شوند که با تشکیل خطوط گره‌ای، صفحه را به بخش‌های کوچک‌تر تقسیم کنند و در نتیجه، مود کمانش موضعی را با یک مود کمانش کلی جایگزین نمایند. نتایج تحلیل‌های کمانشی مدل‌ها نشان می‌دهد که حضور بازشو با نسبت بعد بازشو به بعد صفحه $0/2$ ، به‌طور نسبی ظرفیت کمانشی را حدود 33% کاهش می‌دهد؛ درحالی‌که استفاده از سخت‌کننده در صفحات با بازشو، آن را بین 3 تا 25 برابر افزایش می‌دهد. نتایج همچنین تأیید می‌کند که حضور بازشو و آرایش سخت‌کننده‌ها، تأثیر قابل توجهی بر روی رفتار کمانشی و مشخصات سخت‌کننده بهینه دارد. همچنین نتایج تحلیل‌های غیرخطی و چرخه‌ای نشان می‌دهد که برای یک آرایش مشخص از سخت‌کننده، رفتار کلی و قابلیت جذب انرژی صفحات سخت‌شده، تحت تأثیر مشخصات هندسی سخت‌کننده بهینه نیست.

واژگان کلیدی

صفحات برشی فولادی، کمانش موضعی، سخت‌کننده بهینه، المان محدود، کمانش، آنالیز چرخه‌ای

Optimal Stiffener Design for Steel Shear Plates with Central Square Openings

S.A. Hosseini, S.A.A. Hosseinzadeh

Abstract

In this study, a systematic finite element analysis procedure is developed to facilitate optimal stiffener design for steel shear panels with central square openings. The research investigates six different arrangements of horizontal and vertical stiffeners connected to one side of shear panels with varying opening sizes. Based on buckling analysis results, optimal stiffener dimensions (thickness and height) are determined for each stiffener configuration and opening ratio, presented through design charts. The objective is to design stiffeners such that they partition the panel into smaller subpanels by forming nodal lines, thereby transforming the local buckling mode into a global one. The buckling analysis results of the models show that the presence of an opening (with opening dimension to plate dimension of 0.2) relatively reduces the buckling capacity by approximately 33%, while using stiffeners increases it by a factor of 3 to 25. Results also demonstrate that both the presence of openings and stiffener arrangement significantly influence buckling behavior and optimal stiffener dimensions. Furthermore, nonlinear static and cyclic quasi-static analysis results reveal that for specific stiffener configurations, the global behavior and energy dissipation capacity of optimally stiffened perforated plates remain consistent across different stiffener geometries.

Keywords

Steel Shear Panel, Local Buckling, Optimal Stiffener, Finite Element, Buckling, Cyclic Analysis



صفحات برشی^۱ به عنوان اعضای سازه‌ای مهندسی، دارای کاربرد گسترده‌ای در ساخت انواع تیروورق‌های مورد استفاده در پل‌ها و ساختمان‌ها، سیستم‌های مهاربندی قاب، مخازن ذخیره مایعات و گازها، پناهگاه‌ها، سازه‌های فراساحلی، کشتی‌سازی، دال‌ها، مقاطع فولادی گرم نوردشده، دیوارهای برشی فولادی و بسیاری دیگر از سازه‌ها هستند. این صفحات، بر اساس کاربرد، در محدوده وسیعی از نسبت‌های لاغری، به‌ویژه لاغری‌های زیاد (ضخامت‌های کم)، استفاده می‌شوند. صفحات برشی با ضخامت کم، مستعد کماتش تحت بارهای جانبی هستند که این موضوع منجر به کاهش سختی جانبی آن‌ها می‌شود. وقوع کماتش که با تغییر شکل ناگهانی عمود بر صفحه ورق همراه است، بر رفتار صفحه قبل از وقوع تسلیم، ویژگی‌های رفتاری صفحه در ارتباط با ایجاد تسلیم و الگوی توسعه آن در سطح ورق و همچنین رفتار پس از تسلیم اثرگذار است. از این‌رو مطالعه رفتار کماتش و پس از کماتش صفحات نازک، همراه با تحقیق در مورد راهکارها و روش‌های گوناگون بهبود خصوصیات کماتشی این صفحات و تحلیل ویژگی‌های مرتبط با آن، همواره یکی از موضوعات جذاب تحقیقاتی به‌شمار می‌آید [۱].

دیوار برشی فولادی، یک سیستم کارآمد و مقاوم در برابر نیروهای جانبی است که استفاده از آن به‌ویژه در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. پیکربندی‌های مختلفی از این سیستم، از جمله سخت‌شده، سخت‌نشده و حفره‌دار در طراحی سازه‌های جدید و یا بهسازی سازه‌های موجود استفاده می‌شود. پژوهش‌ها نشان داده‌اند که این سیستم با داشتن مقاومت و سختی الاستیک بالا، قابلیت شکل‌پذیری مناسب و توانایی جذب انرژی قابل توجه، که بخش عمده آن ناشی از حضور ورق در این سیستم است، عملکرد بسیار خوبی را در برابر نیروهای لرزه‌ای ارائه می‌دهد [۲ و ۳].

تسلیم ورق در دیوار برشی فولادی، به‌عنوان عنصر کلیدی جذب انرژی، اجزای مرزی دیوار و بخش‌های دیگر سازه را در برابر بارهای وارده محافظت می‌کند. بنابراین ورق در این سیستم، به‌عنوان عنصر اصلی در باربری و تحمل بار محسوب می‌شود. همچنین، با توجه به جزئیات اتصالات پیچی در ناحیه اتصال ورق به اعضای مرزی، امکان تعویض ورق آسیب‌دیده پس از زلزله، شرایط مناسبی را برای بازیابی ظرفیت و قابلیت جذب انرژی سیستم در زلزله‌های احتمالی آینده فراهم می‌آورد [۴].

از ویژگی‌های مهم رفتاری سیستم دیوار برشی فولادی، بروز پدیده کماتش در ورق‌های نازک فولادی است که تأثیر چشمگیری بر عملکرد کلی سیستم و ظرفیت جذب انرژی آن دارد. در نوع سخت‌شده این سیستم، به‌منظور پیشگیری یا به تعویق انداختن کماتش خارج از صفحه ورق پیکربندی و همچنین کاهش یا حذف اثرات منفی ناشی از آن بر رفتار صفحه و توانایی جذب انرژی، از سخت‌کننده‌هایی استفاده می‌شود که معمولاً به‌صورت افقی و عمودی در یک سمت ورق نصب می‌شوند [۵]. مطالعات نشان می‌دهد که استفاده از انواع سخت‌کننده‌ها، در صورتی که دارای ابعاد مناسب باشند، می‌تواند با توجه به نحوه چیدمان سخت‌کننده‌ها، به شکل قابل توجهی بر روی مشخصه‌های رفتاری نظیر مقاومت، تغییرات سختی و ظرفیت جذب انرژی صفحه تأثیر بگذارد [۶ و ۷].

تیروورق‌ها یکی دیگر از المان‌های پرکاربرد در سازه‌های فولادی هستند و از صفحات بال و جان تشکیل شده‌اند. تیروورق‌ها، علی‌رغم شباهت ظاهری به سیستم دیوار برشی فولادی، به دلیل اختلاف در سختی خمشی درون صفحه ستون‌ها و بال‌های تیروورق، عملکرد متفاوتی از یکدیگر دارند [۸]. با توجه به اهداف طراحی، از سخت‌کننده‌های مختلفی نظیر افقی، عمودی و یا قطری، برای بهبود رفتار تیروورق‌ها در شرایط مختلف از بارگذاری استفاده می‌شود. سخت‌کننده‌های عمودی با ابعاد مناسب به‌منظور افزایش ظرفیت کماتشی و مقاومت نهایی تیروورق‌ها تحت بارهای برشی یا بارهای متمرکز به‌کار می‌روند [۹]. در حالی که استفاده از سخت‌کننده‌های افقی یا طولی با طراحی هندسی مناسب، به‌ویژه در نواحی فوقانی یا تحتانی جان، اغلب با هدف افزایش ظرفیت باربری و بهبود مقاومت کماتشی تحت بارهای خمشی انجام می‌شود [۱۰].

علی‌نیا و دستفان، در مطالعه‌ای تأثیر سخت‌کننده‌ها بر رفتار غیرخطی و چرخه‌ای صفحات برشی فولادی با استفاده از روش‌های عددی را ارزیابی کردند [۱۱]. نتایج تحلیل‌های آن‌ها نشان داد که طراحی و استفاده بهینه از سخت‌کننده‌ها می‌تواند مقاومت، قابلیت تغییر شکل‌پذیری^۲ و ظرفیت جذب انرژی را به‌طور قابل توجهی بهبود بخشد.

علی‌نیا و صراف‌شیرازی، روشی را به‌منظور کاهش مصرف فولاد و بهبود عملکرد برشی صفحات معرفی کردند [۱۲]. این روش مبتنی بر تعیین ابعاد بهینه سخت‌کننده‌های افقی و قائم (با تعداد متفاوت در هر جهت) است و بر این اصل تکیه دارد که وجود سخت‌کننده‌ها با ابعاد بهینه، باید مود کماتشی صفحات را

² Deformability

¹ Shear Panel



از حالت کمانش کلی به کمانش موضعی تغییر دهد. روش مذکور با استفاده از نتایج تحلیل‌های خطی کمانشی و غیرخطی استاتیکی المان محدود توسعه داده شده است. یافته‌های این تحقیق نشان می‌دهد که در یک آرایش مشخص از سخت‌کننده‌های افقی یا قائم، به‌کارگیری ابعاد هندسی بهینه برای این سخت‌کننده‌ها موجب می‌شود عملکرد کلی صفحه سخت‌شده، شامل ظرفیت‌های کمانشی، پس از کمانش و نهایی، ثابت بماند. همچنین نتایج نشان می‌دهد که برای ترکیب‌های مختلف سخت‌کننده‌های افقی و قائم، ظرفیت پس از کمانش صفحات سخت‌شده، تقریباً بدون تغییر باقی می‌ماند.

صبوری قمی و سجادی، تحقیقات آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های دیوار برشی فولادی یک‌طبقه با مقیاس ۱/۳ انجام دادند [۱۳]. نمونه‌ها در این تحقیق شامل سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده بود. نتایج نشان داد که استفاده از سخت‌کننده، ظرفیت اتلاف انرژی و سختی برشی ورق فولادی را به‌ترتیب حدود ۲۶ و ۵۱ درصد بهبود می‌دهد.

اسحاقی اسکویی و همکاران، پیشنهاد کردند که از سخت‌کننده‌های مورب در گوشه‌های سیستم دیوار برشی فولادی استفاده شود و اثر آن را بر رفتار سیستم مورد بررسی قرار دادند [۱۴]. به‌کارگیری این سخت‌کننده‌ها در گوشه‌ها با ایجاد یک ناحیه پیوند در میانه تیر، ترکیبی از سیستم دیوار برشی فولادی و سیستم بادبندی واگرا ایجاد کرد. این ترکیب با دوران تیر پیوند تحت بارگذاری، امکان تغییرجهت میدان‌های کششی و هدایت تغییرشکل‌های پلاستیک به سمت بخش‌های پیوندی در تیرهای طبقه را فراهم آورد. سخت‌کننده‌های پیشنهادی، علاوه بر هدایت تنش‌ها در مسیر مناسب، می‌توانند به‌طور هم‌زمان مقاومت جانبی، شکل‌پذیری، و سختی سیستم را بهبود بخشند.

علاوه بر این، وجود بازشوها در صفحات برای برآورده‌کردن نیازهای معماری، تأمین نور، یا مسائلی همچون عبور تأسیسات، امکان دسترسی برای بازرسی و تعمیرات و یا تغییر در رفتار معمولاً امری اجتناب‌ناپذیر است. این بازشوها با اشکال مختلف می‌توانند بر میدان کششی قطری صفحات تأثیر بگذارند و به این ترتیب، رفتار کلی صفحه را متحول کنند. تحقیقات نشان می‌دهد که در صورت عدم پیش‌بینی تمهیدات خاص برای این بازشوها، مقاومت و سختی صفحات با بازشو کاهش می‌یابد و الگوی توزیع و توسعه تنش‌ها در سطح صفحه تغییر می‌کند [۱۵ و ۱۶].

هاگن^۱ و لارسن^۲، در پژوهشی با بهره‌گیری از روش عددی، تأثیر بازشوهای بزرگ را بر مقاومت برشی تیورق‌ها بررسی کردند و پیشنهاداتی کاربردی برای اصلاح و ارتقای روابط موجود در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی اروپا ارائه نمودند [۱۷].

حسین‌زاده و تهرانی‌زاده، رفتار دیوارهای برشی فولادی دارای بازشوهای مستطیلی بزرگ سخت‌شده را با بهره‌گیری از روش‌های المان محدود مورد بررسی قرار دادند [۱۸]. یافته‌های پژوهش نشان داد که وجود بازشوهایی با المان‌های سخت‌شده قائم و افقی در لبه‌ها که تا اعضای مرزی گسترش می‌یابند، تأثیر قابل‌توجهی بر ویژگی‌های رفتاری سیستم و اندرکنش بین قاب و ورق دارد.

پاسلار و همکاران، مطالعه‌ای را در زمینه اثرات شرایط مرزی ورق پرکننده بر عملکرد دیوار برشی فولادی دارای بازشوی دایره‌ای انجام دادند [۱۹]. نتایج نشان داد که نحوه اتصال ورق پرکننده، تأثیر قابل‌توجهی بر ظرفیت پس از کمانش و سایر ویژگی‌های رفتاری این سیستم دارد.

بهره‌بر و همکاران، مطالعه‌ای عددی بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق موج‌دار دارای بازشوی مربعی مرکزی انجام دادند [۲۰]. تحقیقات نشان داد که ایجاد بازشو در صفحه می‌تواند به کاهش ظرفیت تحمل بار صفحه پرکننده که به‌عنوان عنصر کلیدی در مقاومت در برابر نیروی جانبی و اتلاف انرژی عمل می‌کند، منجر شود. این موضوع ممکن است اثرات منفی بر رفتار چرخه‌ای و توانایی سیستم در جذب انرژی داشته باشد. همچنین مشخص شد که افزایش اندازه بازشوها در جان به کاهش مستقیم ظرفیت اتلاف انرژی سیستم منتهی می‌شود، به‌طوری‌که رابطه‌ای خطی میان این دو پارامتر شناسایی شده است. علاوه بر این، نتایج نشان می‌دهد که افزایش ابعاد بازشوهای جان، سهم صفحه پرکننده را در عملکرد کلی سیستم کاهش داده و فشار وارده بر اعضای قاب پیرامونی را افزایش می‌دهد.

با توجه به مطالعات گذشته، تحقیقات قبلی عمدتاً بر تأثیر سخت‌کننده‌ها بر روی رفتار صفحات و یا رفتار صفحات سخت‌شده متمرکز بوده‌اند و تحقیقاتی که به‌صورت خاص به مقوله طراحی سخت‌کننده‌ها در این صفحات بپردازد کم‌تر مورد توجه بوده است. به‌علاوه با توجه به اطلاعات نویسندگان، پژوهشی که به موضوع طراحی سخت‌کننده‌ها در صفحات با بازشوی مربعی تحت بارگذاری برشی بپردازد، وجود ندارد.

¹ Hagen
² Larsen

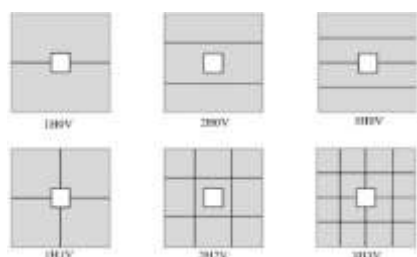


۲- روش تحقیق

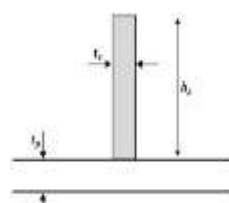
در این بخش، درخصوص مدل‌ها، روش مدل‌سازی در نرم‌افزار، روش‌های آنالیز، مشخصات مصالح، شرایط مرزی و نتایج آنالیزهای حساسیت‌سنجی، صحبت می‌شود.

۲-۱- معرفی مدل‌ها

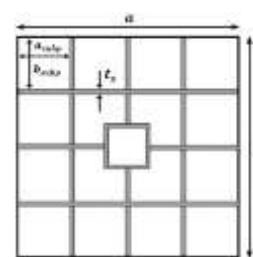
شکل (۱) به صورت شماتیک نمایی از یک صفحه سخت شده با بازشوی مربعی مرکزی را ارائه می‌دهد. تمامی سخت‌کننده‌ها، دارای سطح صاف بوده و تنها از یک طرف به ورق اصلی اتصال دارند. تعبیه سخت‌کننده‌ها در دو وجه، اگرچه سبب بهبود رفتار صفحات سخت شده از نقطه نظر پایداری و ظرفیت کمانشی خواهد شد، اما به دلیل افزایش هزینه‌های ساخت و اجرا، ایجاد محدودیت در فضای هر دو سمت صفحه، افزایش چشمگیر حجم جوشکاری و در نتیجه مخاطرات مربوط به آن و همچنین، دشواری‌های بازرسی، تعمیر و نگهداری، کم‌تر مورد توجه طراحان است.



ج) آرایش‌های مختلف سخت‌کننده‌ها



ب) ابعاد سخت‌کننده‌ها



الف) صفحه نوعی سخت شده با بازشوی مربعی

شکل ۱- مشخصات هندسی صفحه با بازشوی مربعی و سخت‌کننده‌ها

برای تعیین مشخصات هندسی این سخت‌کننده‌ها، از رابطه (۱) استفاده می‌شود. شکل (۱-ج) نیز ترکیب‌های مختلف فرض شده از سخت‌کننده‌های افقی (H) و قائم (V) را نشان می‌دهد. اعداد قرار گرفته پیش از حروف، نشان‌دهنده تعداد سخت‌کننده‌های عمودی و افقی موجود در صفحات است. در بیش‌تر بخش‌های مطالعات، ابعاد بازشوی مربعی معادل ۲۰ درصد بعد کوچک‌تر صفحه (b) در نظر گرفته می‌شود. با این حال، برای بررسی اثر نسبت ابعاد بازشو بر نتایج، این پارامتر به صورت متغیر از صفر تا ۵۰ درصد عرض یا بعد کوچک‌تر صفحه (b) تغییر داده می‌شود. همچنین برای جلوگیری از کمانش موضعی لبه‌های بازشو و بهبود توزیع تنش در سطح ورق، در لبه بازشو نیز از سخت‌کننده استفاده می‌شود که هندسه آن مشابه سایر سخت‌کننده‌های تعبیه شده در سطح صفحه است. برای اطمینان از جلوگیری از کمانش موضعی

بر این اساس، هدف از تحقیق حاضر بررسی تأثیر سخت‌کننده بر رفتار صفحات با بازشوی مربعی مرکزی تحت بارگذاری خالص برشی و طراحی ابعاد سخت‌کننده بهینه برای این صفحات با استفاده از روش المان محدود است. شش ترکیب مختلف از سخت‌کننده‌های افقی و قائم برای صفحات با بازشو در نظر گرفته می‌شود. برای هر یک از این آرایش‌ها، با استفاده از نتایج تحلیل‌های کمانشی در نرم‌افزار نمودارهایی برای طراحی ابعاد بهینه سخت‌کننده ارائه می‌شود. ابعاد بهینه سخت‌کننده برای هر یک از آرایش‌ها، به گونه‌ای تعیین می‌شود که مود کمانش کلی صفحه با بازشو، به مود کمانش موضعی تغییر یابد. در انتها نیز تأثیرگذاری و کارایی سخت‌کننده‌های بهینه در رفتار غیرخطی استاتیکی و شبه‌استاتیکی چرخه‌ای کنترل می‌شود.

$$\begin{aligned} J_s &= \frac{h_s t_s^3}{3} \\ I_s &= \frac{h_s^3 t_s}{12} \\ A_s &= h_s t_s \end{aligned} \quad (1)$$

که (J_s) ثابت پیچشی، (I_s) گشتاور دوم مساحت و (A_s) مساحت سخت‌کننده‌ها است. (h_s) و (t_s) ابعاد هندسی سخت‌کننده‌ها مطابق با شکل (۱-ب) است. برای سخت‌کننده طولی:

$$\frac{h_s}{t_s} < 0.48 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (2)$$

برای سخت‌کننده عرضی:

$$\frac{h_s}{t_s} < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

که (F_{ys}) تنش تسلیم مصالح سخت‌کننده است.

در سخت‌کننده‌ها، از ضوابط موجود در کد طراحی استفاده می‌شود [۲۱]. این ضوابط که در رابطه (۲) ارائه شده‌اند، برای تعیین نسبت عرض به ضخامت سخت‌کننده‌ها به کار می‌روند. محدودیت بیش‌تری نیز بر اساس ویژگی‌های جوش‌پذیری مواد، در ارتباط با ضخامت سخت‌کننده (t_s) نسبت به ضخامت ورق اصلی (t_p) اعمال می‌شود ($t_p \leq t_s < 5t_p$). جدول (۱) مشخصات هندسی صفحات مورد مطالعه، آرایش سخت‌کننده‌ها و ابعاد بازشوهای آن‌ها را ارائه می‌کند.

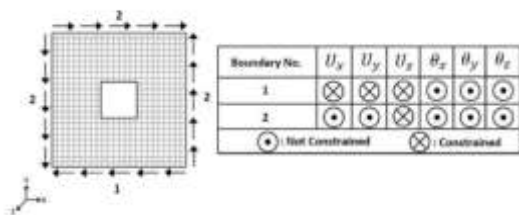
۲-۲- مدل‌سازی المان محدود و روش‌های آنالیز

در این پژوهش از نرم‌افزار المان محدود آباکوس برای انجام تحلیل‌ها و ارائه نتایج استفاده شده است [۲۲]. صفحات و سخت‌کننده‌ها هر دو با استفاده از المان پوسته‌ای چهار گرهی S4R مدل‌سازی شده است. این المان دارای فرمول‌بندی انتگرال‌گیری کاهش‌یافته بوده و توانایی شبیه‌سازی کرنش‌های بسیار بزرگ را دارد. این المان با برخورداری از شش درجه آزادی در هر گره، به خوبی می‌تواند تغییرشکل‌های کمانشی عمود بر صفحه صفحات را در تحلیل‌ها شبیه‌سازی کند و رفتار صفحات نازک تا بسیار ضخیم را به درستی تحلیل نماید [۲۲]. برای بررسی رفتار غیرخطی صفحات سخت‌شده، از تحلیل غیرخطی با در نظر گرفتن اثر تغییرشکل‌های بزرگ استفاده می‌شود. به این ترتیب، اثرات غیرخطی مکانیکی و هندسی به صورت هم‌زمان مورد توجه قرار می‌گیرند.

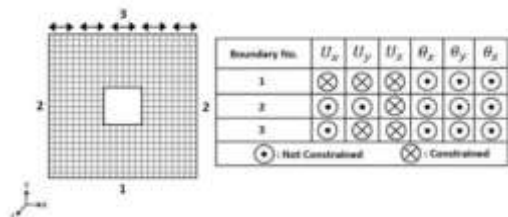
در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی از قانون سخت‌شوندگی ایزوتروپیک استفاده می‌شود که توانایی کافی برای این نوع از تحلیل‌ها را دارد. اما در تحلیل‌های چرخه‌ای که شامل چرخه‌های متعدد تنش و کرنش به صورت رفت و برگشتی هستند، قانون سخت‌شوندگی سینماتیکی برای لحاظ اثر باشینگر در نظر گرفته می‌شود. شکل (۲) شرایط مرزی و الگوی بارگذاری برشی در تحلیل‌ها را نشان می‌دهد. در تحلیل استاتیکی، بار برشی به صورت یکنواخت به لبه‌های ورق وارد می‌شود، اما در تحلیل‌های چرخه‌ای، با توجه به ماهیت تحلیل‌ها، بارگذاری به صورت جابه‌جایی افقی رفت و برگشتی به گره‌های لبه بالایی ورق اعمال می‌شود.

سخت‌کننده‌ها و صفحه اصلی به صورت صاف و فاقد اثرات تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری فرض می‌شوند. باین‌حال در عمل، صفحات فولادی به دلایلی همچون فرایند ساخت، حمل و نقل، اعوجاج ناشی از جوشکاری و مونتاژ معمولاً دارای نواقص اولیه هستند [۲۱]. همچنین نقص‌های اولیه به دلیل نازکی صفحات فولادی تحت تأثیر اثرات ثقلی سازه و حتی وزن خود

صفحات نیز ایجاد می‌شوند. در تحلیل عددی غیرخطی، در نظر گرفتن اثر این نقص‌ها برای تسهیل آغاز کمانش ضروری است. مطالعات گذشته، استفاده از نقص اولیه‌ای مطابق با یکی از موده‌های کمانشی یا با الگوی سینوسی با حداکثر دامنه‌ای که متناسب با روش‌های تولید و نصب قطعات باشد را توصیه می‌کنند. هرچند در بعضی از مطالعات نشان داده شده است که استفاده از الگوی سینوسی یا مود اول کمانش برای شبیه‌سازی اثرات نقص‌های اولیه در رفتار صفحات، اختلاف مشخصی را در نتایج ایجاد نمی‌کند [۲۳]؛ به همین دلیل، نقص اولیه بسیار کوچکی مطابق با مود اول کمانش صفحات که از نتایج تحلیل کمانشی صفحات به دست آمده، با حداکثر مقدار معادل با یک‌هزارم بعد ورق اعمال می‌شود [۲۴].



(الف)



(ب)

شکل ۲- الگوی بارگذاری برشی و شرایط مرزی، الف) تحلیل کمانش و ویژه/ استاتیکی غیرخطی، ب) تحلیل چرخه‌ای شبه‌استاتیکی

شکل (۳)، اختلاف نتایج تحلیل کمانشی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود را با مقدار دقیق آن که از رابطه کلاسیک کمانش (رابطه (۳)) به دست آمده برای تعداد مختلف از المان‌ها برای یک صفحه مربعی با ابعاد ۱۰۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۱/۲۵ میلی‌متر مقایسه می‌کند. از نتایج شکل (۳)، برای اطمینان از صحت نتایج مدل‌سازی و تحلیل در نرم‌افزار و تعیین ابعاد مش بهینه (آنالیز حساسیت) استفاده می‌شود. بارهای برشی با الگوی برشی به صورت یکنواخت در امتداد صفحه میانی به تمامی گره‌های لبه و گوشه ورق اعمال می‌شوند. ظرفیت کمانشی صفحه با استفاده از رابطه (۳) معادل با $27 \sqrt{N/mm^2}$ به دست می‌آید. همان‌طور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، با استفاده از یک شبکه ۴۰ در

که در آن (S) عدد کوچک‌تر بین a_{subp} و b_{subp} است. (φ) نسبت ابعاد زیرصفحات است که (a_{subp}/b_{subp}) یا (b_{subp}/a_{subp}) ، هر کدام بزرگ‌تر است.

۴۰ (۱۶۰۰ المان) از مش می‌توان از دقت منطقی نتایج در مقایسه با نتایج رابطه کلاسیک اطمینان پیدا کرد (خطای کم‌تر از ۱٪) و از این‌رو، به‌عنوان حداقل معیار مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$P_{cr} = \tau_{cr} \times a \times t_p$$

$$\tau_{cr} = \frac{\Psi k \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_p}{s}\right)^2 \quad (3)$$

$$k = 5.35 + \frac{4}{\varphi^2}$$

جدول ۱- ابعاد صفحات، آرایش سخت‌کننده‌ها و ابعاد بازشوی مربعی

صفحه		سخت‌کننده				بازشو	
ابعاد	لاغری	آرایش	ضخامت (mm)	t_s/t_p	ابعاد بازشو (mm)	نسبت (L/b)	
$a \times b \times t_p$ (mm)	b/ t_p b_{subp}/t_p						
1000 × 1000 × 1.25	800 400	1H0V	2.5~6.25	2~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.25	800 266	2H0V	1.25~6.25	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.25	800 200	3H0V	2.5~6.25	2~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.25	800 400	1H1V	1.25~6.25	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.25	800 266	2H2V	1.25~6.25	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.25	800 200	3H3V	1.25~6.25	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.7	588 294	1H0V	3.4~8.5	2~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.7	588 196	2H0V	1.7~8.5	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.7	588 147	3H0V	3.4~8.5	2~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.7	588 294	1H1V	1.7~8.5	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.7	588 196	2H2V	1.7~8.5	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 1.7	588 147	3H3V	1.7~8.5	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.0	500 250	1H0V	4~10	2~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.0	500 166	2H0V	2~10	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.0	500 125	3H0V	4~10	2~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.0	500 250	1H1V	2~10	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.0	500 166	2H2V	2~10	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.0	500 125	3H3V	2~10	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.5	400 200	1H0V	5~12.5	2~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.5	400 133	2H0V	2.5~12.5	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.5	400 100	3H0V	5~12.5	2~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.5	400 200	1H1V	2.5~12.5	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.5	400 133	2H2V	2.5~12.5	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
1000 × 1000 × 2.5	400 100	3H3V	2.5~12.5	1~5	0~500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
3000 × 3000 × 4.0	750 375	1H0V	8~20	2~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
3000 × 3000 × 4.0	750 250	2H0V	4~20	1~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	
3000 × 3000 × 4.0	750 187	3H0V	8~20	2~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5	



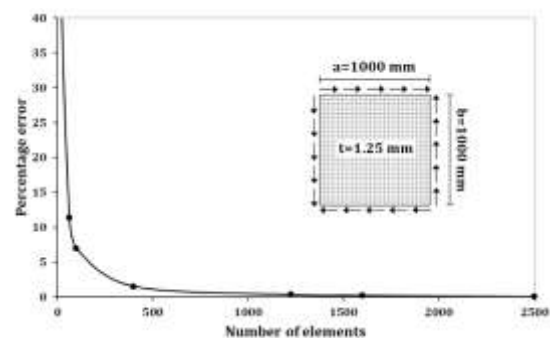
3000 × 3000 × 4.0	750	375	1H1V	4~20	1~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
3000 × 3000 × 4.0	750	250	2H2V	4~20	1~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
3000 × 3000 × 4.0	750	187	3H3V	4~20	1~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
3000 × 3000 × 5.0	600	300	1H0V	10~25	2~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
3000 × 3000 × 5.0	600	200	2H0V	5~25	1~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
3000 × 3000 × 5.0	600	150	3H0V	10~25	2~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
3000 × 3000 × 5.0	600	300	1H1V	5~25	1~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
3000 × 3000 × 5.0	600	200	2H2V	5~25	1~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
3000 × 3000 × 5.0	600	150	3H3V	5~25	1~5	0~1500	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5

کمانشی (شکل مورد) در صفحات با بازشو و بدون بازشو مورد بررسی قرار می‌گیرد. در نهایت نیز، برای ایجاد درک بهتر از تأثیر سخت‌کننده‌های بهینه بر رفتار کلی صفحات، تأثیر استفاده از آن‌ها بر رفتار صفحات تحت بارگذاری‌های استاتیکی غیرخطی و چرخه‌ای برای مدل‌های منتخب، ارائه می‌شود.

۳-۱- تحلیل کمانشی الاستیک

سخت‌کننده‌ها با افزایش سختی خمشی در راستای عمود بر صفحه و تبدیل صفحه به مجموعه‌ای از زیرصفحه‌های کوچک‌تر، ظرفیت صفحات را در برابر کمانش بهبود می‌بخشند و هم‌زمان تغییرشکل‌های عمود بر صفحه را نیز کاهش می‌دهند. اگر سخت‌کننده به اندازه کافی صلب باشد، در جای خود ثابت می‌ماند، خط گره‌ای ایجاد می‌کند و امکان کمانش موضعی زیرصفحات بین سخت‌کننده‌ها را فراهم می‌سازد [۱۲]. کمانش موضعی زیرصفحات، به دلیل نسبت لاغری کم‌تر در مقایسه با کمانش کلی صفحه، با محدود کردن یا کنترل تغییرشکل‌های عمود بر صفحه، در نهایت منجر به توزیع بهتر تنش‌ها، افزایش مقاومت و ایجاد ظرفیت جذب انرژی بیشتر می‌شود.

در یک آرایش مشخص برای سخت‌کننده، تعیین ابعاد بهینه شامل یافتن حداقل ارتفاع سخت‌کننده (h_s) به‌ازای ضخامت (t_s) مورد نظر سخت‌کننده است. هدف این کار، جلوگیری از وقوع کمانش کلی در صفحه بوده و در عوض ایجاد شرایطی است که کمانش موضعی در زیرصفحات اتفاق بیفتد. در این حالت، ظرفیت کمانشی صفحه سخت‌شده (بدون وجود بازشو) با ظرفیت کمانشی یک زیرصفحه مستقل که دارای شرایط تکیه‌گاهی ساده است، برابر در نظر گرفته می‌شود. **علی‌نیا و صراف‌شیرازی [۱۲]** بر اساس نتایج تحلیل‌های عددی کمانشی، ابعاد بهینه سخت‌کننده‌ها برای یک صفحه مربعی شکل با ضخامت (t_p) و



شکل ۳- آنالیز حساسیت و تعیین ابعاد مش بهینه

۳-۲- مشخصات مکانیکی مصالح

صفحات فولادی نازک پیش از رسیدن به مرحله تسلیم، دچار کمانش الاستیک می‌شوند. برای صفحات و سخت‌کننده‌های مرتبط با آن‌ها، از فولاد نرمه ساختمانی استفاده می‌شود. به‌منظور بررسی رفتار صفحات سخت‌شده پس از کمانش تا رسیدن به لحظه تسلیم و پس از آن، مشخصات مکانیکی فولاد به‌صورت الاستو-پلاستیک دوخطی در نظر گرفته می‌شود. در این مدل، مدول الاستیسیته اولیه $E_1 = 210 \text{ GPa}$ ، مدول الاستیسیته ثانویه $E_2 = 2.1 \text{ GPa}$ ، تنش تسلیم $\sigma_y = 345 \text{ MPa}$ و نسبت پواسون $\nu = 0.3$ در نظر گرفته می‌شود و از معیار تسلیم فون‌میزس^۱ برای تعیین شرایط تسلیم در مصالح فولادی استفاده می‌شود.

۳- بحث در مورد نتایج

در این بخش، در ابتدا با استفاده از نتایج تحلیل‌های کمانشی، نمودارهایی به‌منظور طراحی ابعاد سخت‌کننده بهینه برای آرایش‌های مختلف سخت‌کننده در صفحات با بازشوی مربعی مرکزی ارائه می‌شود. ابعاد سخت‌کننده بهینه برای صفحات با بازشو نسبت به بعد آن در صفحه بدون بازشو ارائه می‌شود. سپس، تأثیر نسبت لاغری سخت‌کننده بهینه در توزیع تغییرشکل‌های

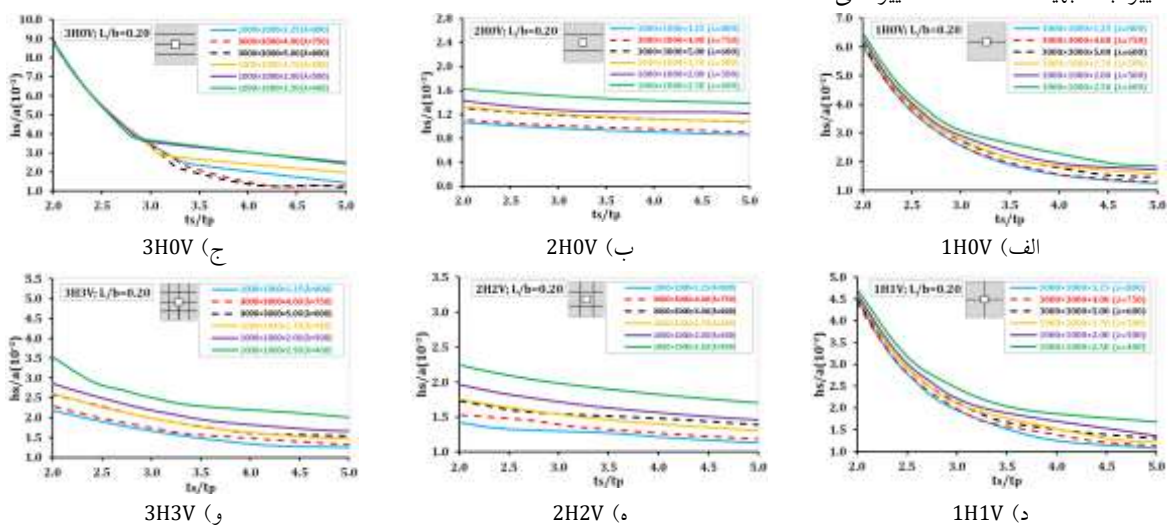
¹ von-Mises

لاغری‌های ($\lambda = b/t_p$) متغیر را بررسی کرده‌اند. این تحلیل‌ها برای شرایط مرزی ساده و ترتیب‌های مختلف سخت‌کننده‌های افقی و قائم انجام شده است. آرایش‌ها شامل x سخت‌کننده افقی که با فاصله‌های یکسان و بدون سخت‌کننده قائم (xHOV) و x سخت‌کننده افقی همراه با x سخت‌کننده قائم (xHxV) که به صورت یکنواخت توزیع شده‌اند، هستند. هندسه بهینه سخت‌کننده‌ها در یک صفحه بدون بازشو برای الگوهای سخت‌کننده مورد مطالعه، از رابطه (۴) که توسط علی‌نیا و صراف‌شیرازی [۱۲] پیشنهاد شده، تعیین می‌شود.

$$\begin{aligned} 1HOV: t_s h_s^2 &\geq 0.7 t_p^2 b \\ xHOV: t_s h_s^2 &\geq 0.7 \left(1 + \frac{2x}{10}\right) t_p^2 b; \quad x > 1 \\ 1H1V: t_s h_s^{2.5} &\geq 1.8 t_p^{2.5} b \\ xHxV: t_s h_s^{2.5} &\geq 1.8 \left(1 - \frac{x}{10}\right) t_p^{2.5} b; \quad x > 1 \end{aligned} \quad (4)$$

در شرایطی که بازشو در صفحه وجود داشته باشد، همان‌گونه که در شکل (۱) مشاهده شد، بسته به آرایش سخت‌کننده‌ها، وجود بازشو می‌تواند بر هندسه و در نتیجه بر ظرفیت کمانشی برخی از زیرصفحات تأثیرگذار باشد. بنابراین، ظرفیت کمانشی زیرصفحات مختلف، لزوماً یکسان نخواهد بود. در این حالت، ظرفیت کمانشی صفحه سخت‌شده معادل با ظرفیت کمانشی زیرصفحه‌ای خواهد بود که حداقل ظرفیت کمانشی را دارد. این موضوع عمدتاً در زیرصفحاتی که در اطراف بازشو قرار ندارند، بیش‌تر مشاهده می‌شود؛ به‌خصوص زمانی که از سخت‌کننده‌های لبه‌ای در اطراف بازشو استفاده شده باشد. بار برشی بحرانی (P_{cr}) یک صفحه مستطیلی یا مربعی سخت‌شده از طریق رابطه کلاسیک (۳) قابل محاسبه است [۲۵]. به‌منظور تعیین ظرفیت کمانشی صفحه سخت‌شده در رابطه (۳)، از کم‌ترین تنش بحرانی کمانشی محاسبه‌شده برای زیرصفحات استفاده می‌شود. این تنش با تغییر ابعاد بهینه سخت‌کننده تغییر نمی‌کند.

به‌منظور دستیابی به حالت کمانشی موردنظر که شامل کمانش موضعی در زیرصفحات به‌جای کمانش کلی ورق است، برای هر صفحه سخت‌شده، ترکیباتی از سخت‌کننده‌های افقی/ قائم، به‌همراه ضخامت‌های متفاوت صفحه بررسی می‌شوند. در این فرآیند، ارتفاع سخت‌کننده‌ها به‌صورت نظام‌مند و با انجام سعی و خطا محاسبه می‌شود. شکل (۴) ابعاد بهینه سخت‌کننده‌ها برای صفحات مختلف مورد مطالعه در این تحقیق را برای نسبت بعد بازشو به عرض ورق $L/b=0.2$ نشان می‌دهد. این منحنی‌ها ارتباط بین ارتفاع بهینه سخت‌کننده و ضخامت آن را برای انواع مختلف آرایش‌های سخت‌کننده نشان می‌دهند. نتایج به‌صورت نسبت ارتفاع سخت‌کننده به عرض صفحه (h_s/a) و همچنین نسبت ضخامت سخت‌کننده بهینه به ضخامت اصلی (t_s/t_p) نمایش داده شده‌اند. نتایج به‌وضوح نشان می‌دهد که بین ارتفاع و ضخامت سخت‌کننده بهینه در یک صفحه با بازشو، یک رابطه خطی برقرار نیست. به‌علاوه، منحنی‌های طراحی سخت‌کننده بهینه برای صفحات با نسبت‌های لاغری تقریباً مشابه یا نزدیک به هم، تطابق نزدیکی به یکدیگر دارند. همچنین، برای یک صفحه مشخص با آرایش معین سخت‌کننده، ویژگی‌های هندسی مختلف سخت‌کننده مانند سطح مقطع، ممان دوم سطح و ثابت پیچش، ثابت نمی‌مانند و با تغییر نسبت ضخامت سخت‌کننده دچار تغییر می‌شوند. این مطلب ثابت می‌کند که ممان دوم سطح، ثابت پیچش و به‌خصوص سطح مقطع سخت‌کننده‌ها، به‌عنوان عواملی که نقش مهمی در طراحی بهینه و اقتصادی صفحات سخت‌شده ایفا می‌کنند، نمی‌توانند به‌طور مجزا از یکدیگر طراحی شوند. این نتیجه همچنین در مورد صفحات سخت‌شده‌ای که فاقد بازشو هستند نیز پیش‌تر مشاهده شده بود [۱۲]. گرچه نتایج حاکی از آن است که برای هر نوع چیدمان سخت‌کننده، ارتباطات خاصی میان ضخامت و ارتفاع بهینه سخت‌کننده برقرار است.

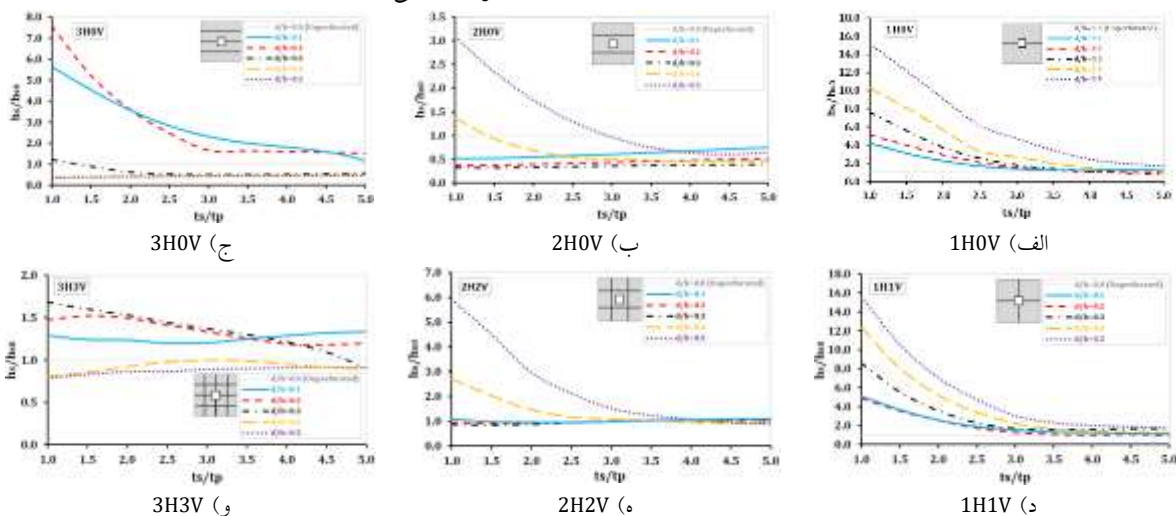


شکل ۴- ابعاد بهینه سخت‌کننده صفحات با بازشو با یک نسبت بازشوی مشخص ($L/b=0.2$) برای آرایش‌های مختلف سخت‌کننده



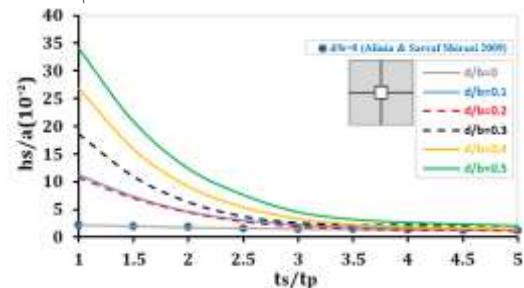
نسبت ارتفاع بهینه سخت کننده در مدل دارای بازشو (h_s) به مقدار آن در مدل بدون بازشو است (h_{s0}) (که می توان آن را از رابطه (۴) محاسبه کرد)؛ درحالی که محور افقی نسبت ضخامت سخت کننده (t_s) به ضخامت صفحه اصلی (t_p) را نمایش می دهد. شکل (۶)، به وضوح نشان می دهد که با توجه به آرایش سخت کننده ها و نسبت اندازه بازشو (موقعیت بازشوها و سخت کننده ها نسبت به هم)، برای یک ضخامت ثابت سخت کننده، ارتفاع بهینه سخت کننده در صفحه ای با بازشو در مقایسه با صفحه مشابه بدون بازشو می تواند بیش تر، کم تر یا حتی برابر باشد. همان طور که نتایج نشان می دهد، برای تغییرات ابعاد بازشو، بسته به نسبت اندازه بازشو و نسبت ضخامت ورق سخت کننده، نسبت ارتفاع سخت کننده در صفحه با بازشو به بدون بازشو می تواند بزرگ تر، کوچک تر یا معادل واحد باشد.

برای بهره برداری مطلوب از نتایج به دست آمده در این بخش به منظور طراحی بهینه سخت کننده ها در صفحات دارای بازشو، طراح می تواند با توجه به پارامترهای مختلف طراحی و محدودیت های موجود، یکی از الگوهای سخت کننده را انتخاب نماید؛ سپس با در نظر گرفتن نسبت ابعاد بازشوی مربعی مرکزی و انتخاب یکی از پارامترهای ضخامت یا ارتفاع ورق سخت کننده بر اساس موجودی بازار، از نمودارهای مربوطه برای تعیین پارامتر دیگر استفاده کند. باین حال، از منظر اقتصادی، اگر بتوان ضخامت یا هندسه سخت کننده را به گونه ای انتخاب کرد که وزن کلی طراحی شده به حداقل برسد، ارجحیت بیش تری دارد. توجه شود که برای یک آرایش مشخص از سخت کننده ها، ظرفیت کمانشی صفحه سخت شده، مستقل از ابعاد بهینه سخت کننده باقی می ماند و دست خوش تغییر نمی شود. باین حال، وزن سخت کننده بهینه، مورد استفاده، ممکن است بسته به هندسه انتخاب شده برای آن، تغییر کند. اگرچه با افزایش یا کاهش ضخامت سخت کننده، ارتفاع آن نیز به ترتیب کاهش یا افزایش می یابد، اما همان طور که پیش تر مشاهده شد، تغییرات ارتفاع سخت کننده بهینه نسبت به ضخامت آن به صورت خطی نیست.



شکل ۶- نسبت ارتفاع سخت کننده بهینه در مدل های با بازشو به مدل بدون بازشو (h_s/h_{s0}) در مقابل نسبت ضخامت آن (t_s/t_p) برای آرایش های مختلف سخت کننده

شکل (۵) تأثیر تغییرات نسبت بازشوی مربعی مرکزی بر ابعاد بهینه سخت کننده در یک صفحه نمونه با ابعاد ($L/b=0\sim 0.5$) و آرایش سخت کننده ($1000 \times 1000 \times 1.25$ mm) را نشان می دهد. نتایج تقریباً مشابهی نیز برای سایر الگوهای سخت کننده حاصل شد که به منظور اختصار از ارائه جزئیات آن ها صرف نظر شده است. شکل (۵) نشان می دهد که برای حالت خاص $L/b=0$ (صفحه بدون بازشو)، تطابق بسیار نزدیکی بین نتایج تحقیق حاضر و نتایج گزارش شده در تحقیق [۱۲] وجود دارد. در محدوده های سخت کننده لاغر (ضخامت کم) حضور بازشو تأثیر قابل توجهی در طراحی سخت کننده بهینه ندارد. به طوری که ارتفاع سخت کننده بهینه در مدل با بازشو به میزان قابل توجهی بزرگ تر از ارتفاع آن در مدل بدون بازشو است (تأثیر منفی بازشو در رفتار کمانشی صفحه با بازشوی سخت شده)، درحالی که با نزدیک شدن برای محدوده سخت کننده به سخت کننده متوسط و چاق از اثرات حضور بازشو کم می شود.



شکل ۵- ابعاد بهینه سخت کننده صفحه با بازشو با آرایش

سخت کنند 1H1V با ابعاد متغیر از بازشوی مربعی ($L/b=0\sim 0.5$) از نتایج تحلیل مدل های مختلف مورد مطالعه در شکل (۶)، به منظور طراحی بهینه سخت کننده ها برای صفحات دارای بازشوی مرکزی مربعی با نسبت های مختلف اندازه بازشو ($L/b=0\sim 0.5$) و آرایش های مختلف سخت کننده ($3H0V$ ، $2H0V$ ، $1H0V$ و $1H1V$ ، $2H2V$ و $3H3V$) استفاده می شود. محور قائم نشان دهنده

با این حال تحقیقات علی‌نیا و صراف‌شیرازی [۱۲] نشان داده است که استفاده از این رابطه برای تعیین ارتفاع سخت‌کننده‌ها در سیستم دیوار برشی فولادی، به‌ویژه زمانی که سخت‌کننده‌ها دارای ضخامت‌های بزرگ‌تر باشند، ممکن است تا حدودی حالت محافظه‌کارانه داشته باشد.

برای صفحات با سخت‌کننده‌های افقی و عمودی:

$$\frac{b_{subp}}{t_p} \leq 3.82 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} = 94.2$$

(۵) برای صفحات با سخت‌کننده‌های افقی یا عمودی:

$$\frac{b_{subp}}{t_p} \leq 2.88 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} = 71.1$$

$$I_s \geq I_{s2} + (I_{s1} - I_{s2}) \rho_w$$

$$I_{s1} = \frac{b_{subp}^4 \rho_s^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yp}}{E}\right)^{1.5}$$

$$I_{s2} = \left[\frac{2.5}{\left(\frac{b}{b_{subp}}\right)^2} - 2 \right] st_p^3 \geq 0.5st_p^3$$

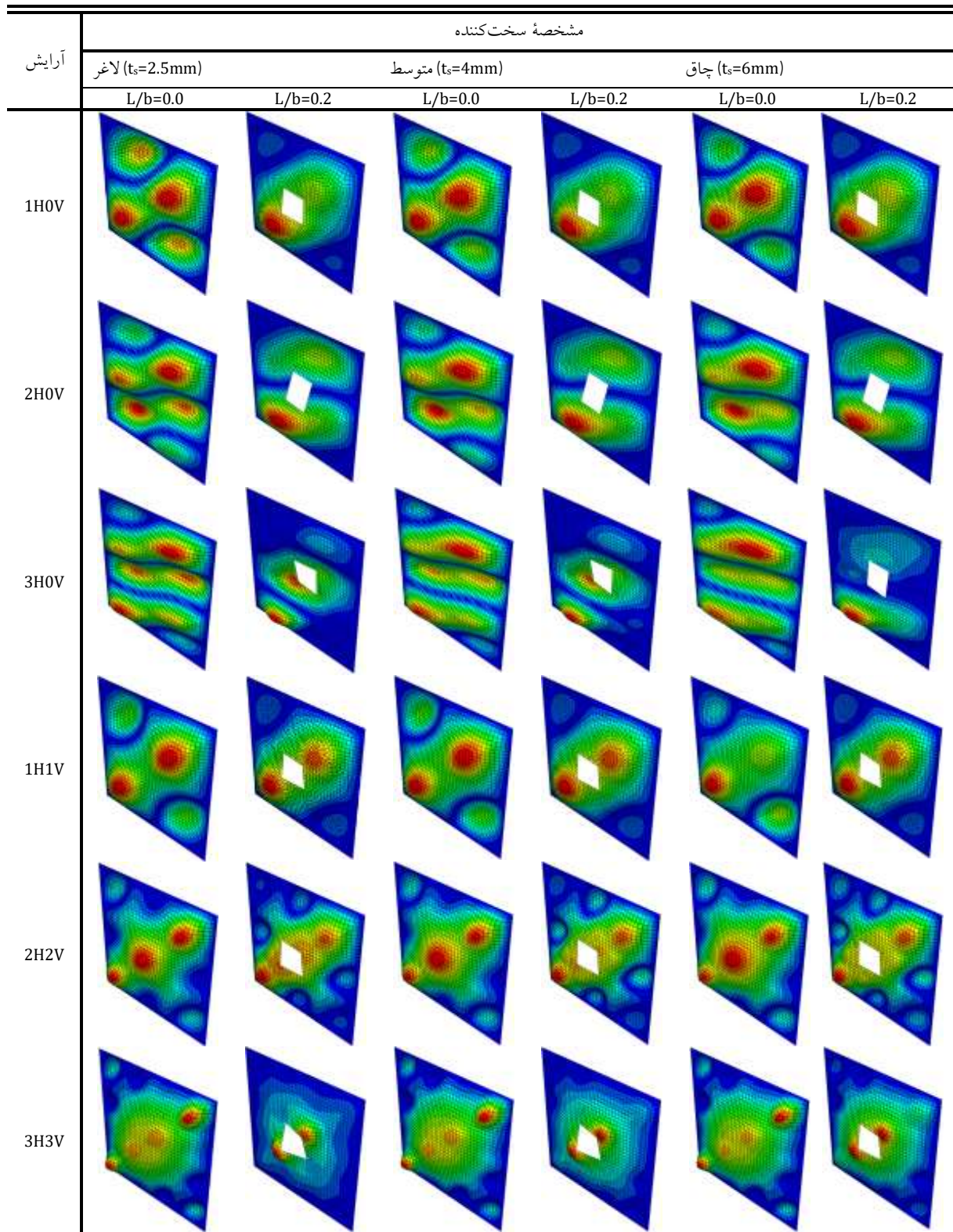
(۶)

که (I_s) ممان اینرسی سخت‌کننده‌ها، (I_{s1}) حداقل ممان اینرسی سخت‌کننده‌ها که برای ایجاد مقاومت برشی کامل پس از کماتش صفحه سخت‌شده مورد نیاز است؛ (I_{s2}) حداقل ممان اینرسی سخت‌کننده‌های مورد نیاز برای ایجاد مقاومت کماتش برشی صفحه، (s) کوچک‌ترین اندازه a_{subp} و b_{subp} ، (ρ_s) بزرگ‌ترین F_{yp}/F_{ys} و $1/0$ و (ρ_w) حداکثر نسبت برشی است.

شکل (۷)، تأثیر استفاده از سخت‌کننده‌های بهینه با ابعاد مختلف (لاغر، متوسط و چاق) را بر توزیع تغییرشکل‌های مود اول کماتش در صفحات بدون بازشو و دارای بازشو بررسی می‌کند. همان‌طور که مشاهده می‌شود به دلیل استفاده از سخت‌کننده، مود کماتش غالب صفحات از حالت کلی به حالت موضعی تغییر یافته است. برای یک آرایش مشخص از سخت‌کننده‌ها، تغییر هندسه سخت‌کننده در صفحات با یا بدون بازشو تفاوت قابل توجهی در الگوی کلی توزیع تغییرشکل‌های کماتشی ایجاد نمی‌کند. هرچند که نسبت لاغری سخت‌کننده می‌تواند بر افزایش یا توسعه تغییرشکل‌های کماتشی در بعضی از بخش‌های صفحات در مقایسه با سایر بخش‌ها تأثیر بگذارد. علاوه بر این، همان‌طور که انتظار می‌رفت، حضور بازشو نیز تأثیر قابل توجهی بر توزیع تغییرشکل‌های عمود بر صفحه در صفحه دارد.

لازم به ذکر است که درخصوص استفاده از رابطه (۴) یا نتایج ارائه‌شده در شکل (۶) برای طراحی ابعاد سخت‌کننده‌ها در صفحات با یا بدون بازشو، لازم است به محدودیت‌های مرتبط با ضخامت و ارتفاع سخت‌کننده که در رابطه (۲) بیان شده‌اند، نیز توجه شود. برای اطمینان از تسلیم کامل زیرصفحات نیز، باید محدودیت‌های آیین‌نامه Steel desing guide 20 [۵] که در رابطه (۵) بیان شده است، در ارتباط با نسبت لاغری صفحات برای زیرصفحاتی بدون بازشو اعمال شوند. در مورد زیرصفحاتی که دارای بازشو هستند، این محدودیت‌ها در صورتی قابل اعمال است که در لبه‌های بازشو از سخت‌کننده استفاده شده باشد. همچنین پیشنهاد می‌شود که ضوابط بخش G از آیین‌نامه AISC360-22 [۲۴]، طبق رابطه (۶)، برای کنترل ممان اینرسی سخت‌کننده در محل تقاطع آن با ورق به کار گرفته شود.





شکل ۷- تأثیر هندسه سخت کننده بهینه بر میزان و الگوی توسعه تغییر شکل های کمانشی صفحات با یا بدون بازشو ($L/b=0, 0.2$) برای آرایش های مختلف سخت کننده

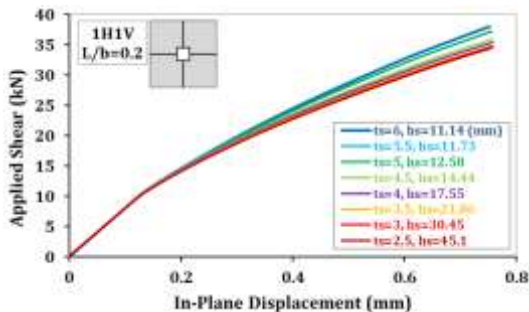
جدول ۲- تأثیر حضور بازشو و آرایش سخت‌کننده بر ظرفیت کماشی صفحات

ابعاد صفحه (mm)	لاغری	بار برشی بحرانی (kN)								
		صفحه اصلی			صفحه سخت‌شده (FE)					
		Eq. (4)	L/b=0.2		(L/b=0.2)					
			FE	FE	1H0V	2H0V	3H0V	1H1V	2H2V	3H3V
1000 × 1000 × 1.25	800	3.5	3.5	2.31	8.05	9.91	29.6	10.26	26.3	56.7
1000 × 1000 × 1.7	588	8.7	8.7	5.82	16.54	25.28	75.9	25.6	65.9	142.1
1000 × 1000 × 2.0	500	14.2	14.2	9.68	36.7	41.48	112.6	45.4	110.8	238.8
1000 × 1000 × 2.5	400	27.7	27.7	18.49	69	90.29	230.9	79.6	204.9	441.6
3000 × 3000 × 4.0	750	37.9	37.7	25.29	90	110.22	321.2	109.6	282.3	608.3
3000 × 3000 × 5.0	600	73.9	73.8	49.32	172.7	217.35	557.7	210.6	452.6	976.4

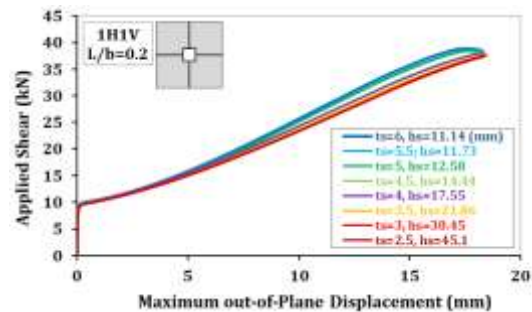
۲-۳ مطالعات پیش‌تر: تحلیل استاتیکی غیرخطی (پس از کمانش) و چرخه‌های شبه‌استاتیکی

نتایج بخش قبل به طراحان این امکان را می‌دهد که برای آرایش مشخصی از سخت‌کننده‌ها در یک صفحه دارای بازشوی مربعی مرکزی با ابعاد بازشوی مختلف، ابعاد بهینه سخت‌کننده را انتخاب نمایند. در تحلیل‌های غیرخطی، یک صفحه فولادی با ابعاد $1000 \times 1000 \times 1.25 \text{ mm}$ دارای بعد نسبی $L/b=0.2$ است، همراه با سخت‌کننده‌های بهینه و آرایش‌های مختلف سخت‌کننده که هندسه آنها از مطالعات بخش قبل استخراج شده است، در نظر گرفته می‌شود.

شکل (۸)، منحنی بار-جاب‌جایی درون و برون صفحه را برای سخت‌کننده‌های بهینه مختلف با آرایش سخت‌کننده 1H1V نمایش می‌دهد. منحنی‌های مشابهی نیز برای سایر آرایش‌های سخت‌کننده حاصل شدند که به‌منظور اختصار، از ارائه آن صرف‌نظر شده است. با اینکه ابعاد سخت‌کننده‌های بهینه بر اساس تحلیل کماشی خطی تعیین شده‌اند، تمامی مدل‌های با بازشو از نظر رفتار کلی درون و برون صفحه، ظرفیت‌های بحرانی کماشی و نهایی و جابه‌جایی‌های متناظر، رفتار نسبتاً مشابهی نشان می‌دهند.



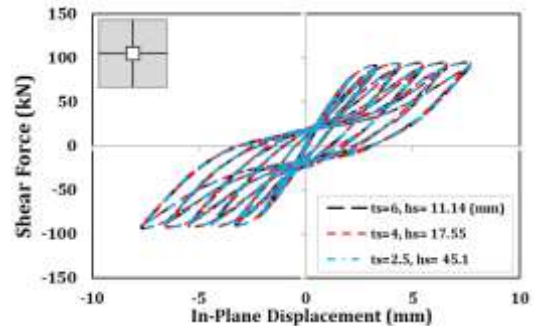
ب) درون صفحه



الف) خارج از صفحه

شکل ۸- منحنی‌های نیروی برشی-جاب‌جایی برای صفحه‌ای نوعی سخت‌شده برای سخت‌کننده بهینه $(1000 \times 1000 \times 1.25 \text{ mm})$ با مشخصات هندسی مختلف و آرایش سخت‌کننده 1H1V

شکل (۹) نیز منحنی های هیستریزیس صفحات سخت شده را برای سه هندسه مختلف از سخت کننده بهینه (لاغر، متوسط و چاق) و آرایش سخت کننده 1H1V ارائه می دهد. نتایج به روشنی نشان می دهد که مشابه با نتایج شکل (۸)، تغییر مشخصات هندسی سخت کننده بهینه، تأثیری بر خصوصیات رفتار چرخه ای صفحات سخت شده و در نتیجه ظرفیت جذب انرژی صفحات سخت شده با یک آرایش مشخص ندارد.



شکل ۹- منحنی های هیستریزیس صفحه

هندسه مختلف از سخت کننده (لاغر، متوسط و چاق) با آرایش سخت کننده 1H1V برای سه $1000 \times 1000 \times 1.25 \text{ mm}$

۴- نتیجه گیری

صفحات نازک برشی فولادی فاقد سخت کننده، دارای رفتار شکل پذیری هستند و بسته به نسبت لاغری، در بارهای نسبتاً کوچک دچار کمناش می شوند. در شرایطی که یک بازشوی مربعی در مرکز صفحه قرار گیرد، این بازشو به دلیل کاهش سطح مقطع ورق، ایجاد اختلال در مسیر توزیع تنش ها و تأثیرگذاری بر ظرفیت های کمناشی و نهایی صفحه و همچنین تغییر شکل های عمود بر صفحه، می تواند تغییرات قابل توجهی در رفتار کلی صفحه ایجاد نماید. سخت کننده ها در صورتی که دارای مشخصات هندسی مناسب باشند، می توانند برای نقش سخت کننده ها در ایجاد خطوط تکیه گاهی و در نتیجه تقسیم صفحات به زیرصفحات کوچک تر، از کمناش کلی صفحات برشی جلوگیری کرده و جابه جایی خارج از صفحه آن ها را محدود نمایند. کمناش موضعی در زیرصفحات، ظرفیت کمناشی را ارتقا داده و سرعت زوال سختی تحت بارگذاری را کاهش می دهد. همچنین به دلیل تأخیر در کمناش، ظرفیت جذب انرژی در صفحات برشی افزایش می یابد. به طور کلی با افزایش تعداد سخت کننده و یا انتخاب آرایش مناسب سخت کننده ها، طراح می تواند ظرفیت های کمناشی و تسلیمی صفحات را به نحو مناسبی بهبود دهد. برای یک آرایش بهینه سخت کننده، تنش بحرانی صفحات سخت شده با تنش بحرانی زیرصفحات جداگانه برابر خواهد شد. بر اساس

تحلیل های متعدد المان محدود، گراف هایی برای تخمین ابعاد بهینه سخت کننده ها ارائه شد که نشان می دهد ضخامت و ارتفاع بهینه سخت کننده ها، دارای ارتباط مستقیمی با یکدیگر و همچنین با ابعاد (نسبت لاغری) صفحه هستند. نتایج تحلیل های غیرخطی و تحلیل های چرخه ای (شکل های ۸) و (۹) نشان داد که برای یک آرایش مشخص از سخت کننده، رفتار کمناشی و پس از کمناش و همچنین قابلیت جذب انرژی صفحات سخت شده با سخت کننده های بهینه شده، تحت تأثیر مشخصات هندسی سخت کننده نیست.

- [14] Es'haghioskui, F., Asl, M.H., Hosseinzadeh, Y., and Gallego, E. (2023), "Experimental and numerical investigation of a new type of steel plate shear wall with diagonal tension field guiding stiffeners", *Journal of Building Engineering*, 76, pp.107181.
- [15] Hosseinzadeh, S.A.A., and Seddighi, M. (2024), "Wall-frame interactive behavior in GFRP-reinforced steel plate shear walls with circular cutout openings", *In Structures*, 61, pp.106061.
- [16] Kordzangeneh, G., Showkati, H., Rezaeian, A., and Yekrangnia, M. (2021), "Experimental cyclic performance of steel shear walls with single rectangular opening", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 30(2), pp.1821.
- [17] Hagen, N.C., and Larsen, P.K. (2009), "Shear capacity of steel plate girders with large web openings, part II: design guidelines", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1), pp.151-158.
- [18] Hosseinzadeh, S.A.A., and Tehranizadeh, M. (2012), "Introduction of stiffened large rectangular openings in steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 77, pp.180-192.
- [19] Paslar, N., Farzampour, A., and Hatami, F. (2020), "Investigation of the infill plate boundary condition effects on the overall performance of the steel plate shear walls with circular openings", *In Structures*, 27, pp.824-836.
- [20] Bahrebar, M., Kabir, M.Z., Zirakian, T., Hajsadeghi, M., and Lim, J.B. (2016), "Structural performance assessment of trapezoidally-corrugated and centrally-perforated steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 122, pp.584-594.
- [21] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2024), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 10th ed., AASHTO, Washington, D.C.
- [22] ABAQUS/ Standard theory manual, Version 6.20 (2020), *hibbitt, Karlsson, Sorenson Inc, (HKS)*.
- [23] Amani, M., Alinia, M.M., and Fadakar, M. (2013), "Imperfection sensitivity of slender/stocky metal plates", *Thin-Walled Structures*, 73, pp.207-215.
- [24] ANSI/AISC 360-22, (2022), *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.
- [25] Timoshenko, S.P., and Goodier, J.N. (1970), "Two-dimensional problems in polar coordinates", *Theory of Elasticity*, p.68.
- [1] Alinia, M.M., Habashi, H.R., and Khorram, A. (2009), "Nonlinearity in the postbuckling behaviour of thin steel shear panels", *Thin-Walled Structures*, 47(4), pp.412-420.
- [2] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L., and Elwi, A.E. (1996), "Seismic performance of steel plate shear walls based on a large-scale multi-storey test", *Proceedings on CD-ROM*.
- [3] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.L., and Elwi, A.E. (1998), "Cyclic test of four-story steel plate shear wall", *Journal of Structural Engineering*, 124(2), pp.112-120.
- [4] Ghobadi, F., and Ghaffarzadeh, H. (2023), "Finite element model evolution of perforated steel plate shear walls under cyclic loading", *In Structures*, 52, pp.286-298.
- [5] A.I.S.C. Steel design guide 20, (2007), *steel plate shear walls*. Chicago (IL), American Institute of Steel Construction.
- [6] Driver, R.G., Kulak, G.L., Elwi, A.E., and Kennedy, D.L. (1998), "FE and simplified models of steel plate shear wall", *Journal of Structural Engineering*, 124(2), pp.121-130.
- [7] Rahmzadeh, A., Ghassemieh, M., Park, Y., and Abolmaali, A. (2016), "Effect of stiffeners on steel plate shear wall systems", *Steel and Composite Structures*, 20(3), pp.545-569.
- [8] Berman, J.W., and Bruneau, M. (2004), "Steel plate shear walls are not plate girders", *Engineering Journal*, 41(3), pp.95-106.
- [9] Chen, X., and Yuan, H. (2023), "Local buckling behaviour of longitudinally stiffened stainless steel plate girders under combined bending and shear", *Thin-Walled Structures*, 184, pp.110541.
- [10] Dos Santos, G.B., and Gardner, L. (2019), "Testing and numerical analysis of stainless steel I-sections under concentrated end-one-flange loading", *Journal of Constructional Steel Research*, 157, pp.271-281.
- [11] Alinia, M.M., and Dastfan, M. (2007), "Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels", *Journal of Constructional Steel Research*, 63(4), pp.554-563.
- [12] Alinia, M.M., and Shirazi, R.S. (2009), "On the design of stiffeners in steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), pp.2069-2077.
- [13] Sabouri-Ghomi, S., and Sajjadi, S.R.A. (2012), "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, 75, pp.152-159.



Journal of
Steel & Structure

journalisss.ir