

## بررسی تاثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون بر حالت شکست و عرض موثر دال در قاب های خمشی بتن مسلح

علی خلیلی - دکتر تخصصی پژوهشکده مهندسی سازه،  
پژوهشگاه بین المللی مهندسی زلزله و زلزله شناسی

فریبرز ناطقی الهی - استاد پژوهشگاه بین المللی مهندسی زلزله و  
زلزله شناسی

### چکیده:

اغلب کدهای طراحی بین المللی بندهائی را برای دستیابی به رفتار شکل پذیر و جلوگیری از رفتار ترد و خطرناک در قاب های بتن مسلح در نظر گرفته اند. هدف از بندهای مذکور دستیابی به روش ستون قوی-تیر ضعیف در طراحی قاب های بتن مسلح می باشد. بررسی شکست های پرتکرار در زمین لرزه های قوی دهه های اخیر نشان می دهد که حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف منجر به بروز خسارت های شدیدی در قاب های خمشی بتن مسلح شده است. این حالت شکست رایج می تواند به دو علت اصلی ایجاد شود. اول اینکه در قسمت طراحی لرزه ای قاب های بتن مسلح برای شکل پذیری های مختلف، رابطه ایی مابین ارتفاع تیر و عرض مقطع ستون تعریف نشده است که این موضوع می تواند در نتیجه فرآیند طراحی موجب طرح تیرهای با مقاومت خمشی و سختی بیشتر نسبت به ستون گردد که نهایتاً باعث خسارت شدید به ستون ها و در نهایت انهدام آن قاب ها طی زلزله های بزرگ شود. دوم اینکه اثر بتن سقف و آرماتورهای مدفون در آن بر روی مقاومت خمشی منفی تیرها یا به درستی تخمین زده نمی شود و یا در محاسبه لنگر خمشی منفی تیرها لحاظ نمی شود. که این امر نیز نهایتاً می تواند منجر به ضعف خمشی ستون ها نسبت به تیرها در یک اتصال شود. برای ارزیابی تاثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون بر عملکرد لرزه ای

قاب های خمشی بتن مسلح، چندین مدل محاسباتی در چارچوب یک مطالعه پارامتریک مدلسازی و تحلیل شده اند. بدین منظور و در ابتدا پس از صحت سنجی یک مدل آزمایشگاهی با استفاده از روش اجزاء محدود و در نرم افزار آباکوس نسبت به توسعه مدل های عددی اقدام شد. پارامترهای مورد بررسی شامل ارتفاع و طول تیر طولی مدل صحت سنجی شده هستند. یافته های این مطالعه عددی نشان می دهد که نیاز مبرمی برای در نظر گرفتن بند جدیدی در قسمت طرح لرزه ای قاب های بتن مسلح در خصوص محدود نمودن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون به عدد ۱/۲۵ وجود دارد.

**کلمات کلیدی:** نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون، قاب های خمشی بتن مسلح، تحلیل اجزاء محدود، عرض موثر دال.

### ۱- مقدمه

قاب های خمشی بتن مسلح با انواع مختلف از شکل پذیری یکی از رایج ترین سیستم های سازه ای استفاده شده در ساختمان های چند طبقه در سراسر دنیا می باشند. در عین حال یکی از حالت های شکست پرتکرار در این نوع از قاب ها در زمین لرزه های قوی دهه های اخیر، حالت شکست<sup>۱</sup> «تیر قوی و ستون ضعیف» بوده است [۱-۶]. این نوع از شکست باعث تشکیل مفصل های پلاستیک در ستون ها به جای تیرها می شود که در نهایت ممکن است منجر به فروریزش و یا انهدام سازه شود و یا ممکن است باعث شود تعمیر پذیری و استفاده مجدد از سازه مشکل شود. این حالت شکست به عنوان مکانیزم ستون-محور<sup>۲</sup> نامیده می شود که بر اساس فلسفه طراحی بر اساس ظرفیت<sup>۳</sup>، مکانیزمی نامطلوب است [۷]. برای جلوگیری از فروریزش سازه به دلیل مکانیزم ستون-محور، می بایست جمع لنگر خمشی مقاوم ستون ها بیشتر از تیرهایی باشد که با هم تشکیل یک اتصال را می دهند. که از

<sup>۲</sup> Capacity Design Philosophy

<sup>۱</sup> Failure Mode

<sup>۳</sup> Column-Driven Mechanism

آن به عنوان روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف یاد می‌شود [۷]. براساس ادبیات فنی موجود مطالعات متعددی به بررسی دلایل وقوع شکست مذکور در قاب های خمشی بتن مسلح پرداخته است. ارسال و کورماکس اعلام کردند که تعریف تیرهای عمیق و ستون‌های انعطاف پذیر در طراحی و ساخت قاب‌های خمشی بتن مسلح در ترکیه به دلیل تعریف دهانه‌های بزرگ در طراحی معماری، باعث می‌شود تا در حین بارگذاری لرزه‌ای تیرها الاستیک باقی بمانند در حالی که ستون‌ها دچار شکستگی به دلیل خردشدگی فشاری و یا شکست برشی می‌شوند [۱]. بنا بر یکی از مشاهدات مهم گزارش شده توسط دوگان، از دلایل عمده تجمع آسیب در ستون‌ها می‌توان به ابعاد مقطع نامناسب آن‌ها، استفاده از ستون‌های مستطیل شکل و استفاده از تیرها با ارتفاع مقطع زیاد یاد کرد [۲]. از این مشاهدات می‌توان نتیجه گرفت که ابعاد هندسی تیرها و ستون‌ها ممکن است بر وقوع حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف تأثیر بگذارد.

در سال ۲۰۱۷، در منطقه سرپل ذهاب از استان کرمانشاه در کشور ایران زلزله بزرگی به وقوع پیوست و موجب وارد آمدن آسیب های اساسی به انواع سازه های موجود در منطقه شد. بر اساس مشاهدات گزارش شده، یکی از پرتکرارترین حالت‌های شکست، تیر قوی-ستون ضعیف بود [۸-۱۰].

سازه‌هایی که به دلیل حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف در زمین لرزه سرپل ذهاب، دچار خرابی جزئی از ناحیه ستون یا فروریزش شدند، عموماً بر اساس مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ایران<sup>۴</sup> ویرایش ۱۳۹۲ و یا نسخه های قدیمی تر آن طراحی و ساخته شده بودند. بر اساس ویرایش مورد اشاره از آئین نامه مذکور، برای طراحی لرزه ای قاب های خمشی بتن مسلح سه سطح شکل پذیری در نظر گرفته شده است که شامل: شکل پذیری عادی، متوسط و ویژه می‌باشد [۱۱]. متأسفانه در عمل، بسیاری از طراحان به دلیل پیچیدگی

مقررات مربوط به شکل پذیری ویژه، طراحی این قاب های ساختمانی را عمدتاً با در نظر گرفتن ضوابط شکل پذیری متوسط انجام داده اند [۹]. همچنین، آئین نامه مذکور هیچ الزامی را برای رعایت روش طراحی «ستون قوی-تیر ضعیف» در قاب های خمشی بتن مسلح با شکل پذیری عادی و متوسط در نظر نگرفته است. از سوی دیگر طراحان اغلب برای کاهش جابجایی نسبی طبقات<sup>۵</sup> به مقادیر مجاز آئین نامه ای، ارتفاع مقطع تیرها را افزایش می دهند. همچنین، طراحان ممکن است به دلایل معماری، دهانه های بلند با ستون های مستطیل شکل را در نظر بگیرند که منجر به افزایش ارتفاع مقطع تیرها می شود. این روش طراحی، در حالی که می تواند استحکام و ظرفیت خمشی تیرها را بهبود بخشد، ممکن است در زمان رخ دادن زلزله های بزرگ مانند سرپل ذهاب، منجر به تجمع خسارت در دو انتهای ستون ها شود. لازم به ذکر است که مقررات فعلی طراحی لرزه ای برای سازه های بتن مسلح، مانند مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ایران [۱۱]، آئین نامه بتن آمریکا ACI-۳۱۸ [۱۲] و آئین نامه بتن اروپا EC۸ [۱۳] هیچ مقرراتی را برای محدود نمودن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در طراحی لرزه ای قاب های بتن مسلح در نظر نمی گیرند. از سوی دیگر، نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی تأثیر پارامترهای مختلف در دستیابی به روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف حاکی از آن است که ضوابط پیشنهادی توسط آئین نامه های مورد اشاره در خصوص نسبت مجموع لنگر خمشی مقاوم ستون ها به تیرها در یک اتصال، در جلوگیری از تشکیل مفاصل در ستون ها کار آمد نیستند و نیاز به بازبینی و ارتقاء دارند [۱۴-۱۸].

با عنایت به موارد پیش گفته میتوان اینگونه استنباط کرد که جهت نیل به فلسفه طراحی ستون قوی-تیر ضعیف علاوه بر ضوابط موجود، که نیاز به بازبینی و ارتقاء دارند، می بایست یک ضابطه جدید در محدودیت های هندسی طرح لرزه ایی

<sup>۵</sup> Floor relative displacement (Drift)

<sup>۴</sup> 9<sup>th</sup> Section of Iran's National Building Regulations (INBR)

قاب‌های خمشی بتن مسلح در نظر گرفته شود. محدود نمودن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون می‌تواند یکی از ضوابط مورد نیاز جهت احتراز از حالت شکست تیر قوی ستون ضعیف و جلوگیری از تجمع خرابی بر روی ستون‌ها در زمان بارگذاری لرزه ای باشد.

نتایج آزمایشات بی‌شماری مؤید این نکته است که در سازه‌های بتن مسلح که دال هم‌زمان با تیر بتن ریزی می‌شوند؛ ظرفیت خمشی منفی محاسبه شده برای تیرها کمتر از مقادیر اندازه‌گیری شده حین آزمایش می‌باشد. چرا که حین خم شدن تیر، دال نیز با آن خم می‌شود و آرما‌تورهای از دال که تحت کشش قرار می‌گیرند؛ در افزایش ظرفیت خمشی منفی تیر موثر خواهند بود [۱۹]. از سوی دیگر در آئین‌نامه‌های معتبر دنیا و مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان روابطی برای عرض موثر در محاسبه ظرفیت خمشی منفی تیرها، عمدتاً برای شکل‌پذیری ویژه، ارائه شده‌است لیکن، این روابط یا بر مبنای قضاوت مهندسی ارائه شده‌اند و یا همان مقادیر عرض موثر برای محاسبه ظرفیت خمشی مثبت تیرها می‌باشند. این عدم برآورد دقیق می‌تواند موجب عدم برآورد دقیق نیروها و لنگرهای خمشی اثرکننده بر ستون شود و ضمانت اجرائی حصول فلسفه طراحی تیرضعیف- ستون قوی حین بارگذاری زلزله را از بین برده و موجب بروز حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف گردد که نتیجه آن تشکیل مفاصل در ستون‌ها به جای تیرها خواهد بود [۷، ۸، ۱۹، ۲۰، ۲۱]. مطالعات آزمایشگاهی و عددی زیادی مؤید این نکته بوده است که مقادیر عرض موثر ارائه شده توسط آئین‌نامه‌های طراحی مانند ACI-318 [۱۲] و EC8 [۱۳] برای دست‌یابی به فلسفه طراحی ستون قوی-تیر ضعیف کفایت نمی‌کنند [۲۲-۲۸].

شایان ذکر است که مطالعات آزمایشگاهی قبلی دارای دو ایراد مهم می‌باشند اول اینکه این مطالعات عمدتاً بر روی نمونه اتصالات ایزوله صورت پذیرفته است و دوم آنکه نسبت‌های اضلاع اتصالات مورد آزمایش از محدوده گسترده‌ای برخوردار

نمی‌باشند تا بتوان بر آن مبنا اثر پارامترهای هندسی را بر روی عرض موثر دال زمانی که به کشش می‌افتد تبیین نمود [۲۸]. ایزوله بودن و عدم پیوستگی اتصالات باعث می‌شود تا توزیع کرنش و نحوه شکل‌گیری ترک‌ها در دال دستخوش تغییر قرار گیرد و نتایج بدست آمده برای محاسبه عرض موثر را غیر قابل اعتماد نماید [۲۸]. با عنایت به موارد پیش گفته و در جهت تبیین اثر نسبت‌های هندسی اضلاع اتصال بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح و همچنین برآورد عرض موثر دال در لنگرهای خمشی منفی که نقش تعیین‌کننده‌ای در ارضاء نسبت مجموع لنگرهای خمشی ستون به مجموع لنگرهای خمشی تیر در یک گره اتصالی و در فرآیند طراحی این دست از سازه‌ها دارد، اثر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون بر روی رفتار لرزه ای و میزان مشارکت دال در لنگر خمشی منفی تیرها در قاب‌های خمشی بتن مسلح، در این مقاله مورد تدقیق قرار گرفته است. از این رو، جهت بررسی حالت شکست و عملکرد لرزه‌ای اتصالات گوشه قاب‌های خمشی بتن مسلح با در نظر گرفتن پیوستگی آن‌ها (وجود دال) و با تاکید بر روی نسبت ارتفاع مقطع تیر به عرض مقطع ستون، یک مجموعه از مدل‌های محاسباتی<sup>۶</sup> با استفاده از روش اجزاء محدود بر روی مدل آزمایشگاهی ارائه شده توسط [۲۹] توسعه داده شد. پس از تشریح روش مدل‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح سه بعدی در نرم افزار اجزاء محدود آباکوس، به صحت سنجی رفتار مدل عددی ارائه شده بوسیله مقایسه نتایج حاصل از آن با نتایج حاصل از آزمایش [۲۹] پرداخته شد. مطالعه پارامتریک بر روی طول تیر طولی (تیر و بارگذاری جانبی در یک جهت)، ارتفاع اصلی تیر طولی و عرض مقطع ستون با تهیه ۱۸ عدد قاب خمشی بتن مسلح در نرم افزار آباکوس صورت پذیرفت. در نهایت جهت بررسی کفایت مقادیر عرض موثر دال ارائه شده توسط کدهای ACI-318 [۱۲] و EC8 [۱۳]، مقادیر بدست آمده از آئین‌نامه‌های مذکور با مقادیر حاصل از تحلیل‌های اجزاء محدود مقایسه شده‌اند.

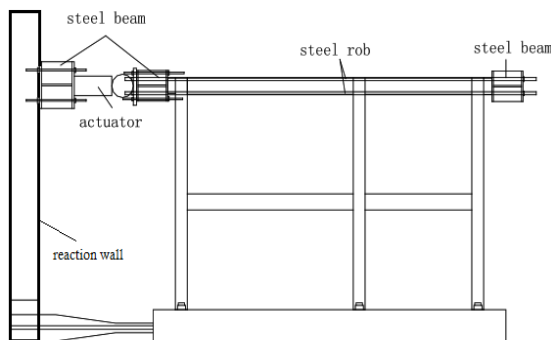
<sup>۶</sup> Computational Models

## ۲- مدلسازی عددی

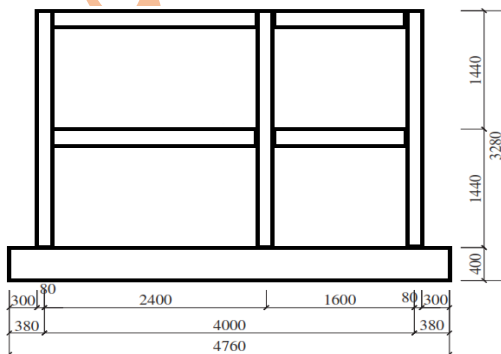
### ۲-۱- مدل آزمایشگاهی

مختلف منحنی تنش- کرنش بتن در کشش و فشار وجود دارد. برای مدل‌سازی بتن و از المان مکعبی هشت گره ای سالید استفاده شده است. هر گره در این المان دارای ۳ درجه آزادی انتقالی است. برای بخش بتنی مدل اجزاء محدود، از دو اندازه مش مختلف استفاده شد. ضخامت دال با استفاده از پنج المان مکعبی تقسیم بندی شد، هر کدام با حجم  $50 \times 50 \times 10$  میلی متر مکعب، که ۱۰ میلی متر نشان‌دهنده ضخامت هر المان می باشد. اندازه المان برای سایر قسمت‌های باقی‌مانده مدل در ۵۰ میلی متر در نظر گرفته شد. تا حد امکان شرایط مرزی و تکیه گاهی مطابق با شرایط آزمایشگاهی مدلسازی گردید. در شکل شماره ۳ نحوه مدلسازی و شرایط تکیه گاهی در نرم افزار آباکوس مشاهده می‌شود. در این

حقیق دو نوع مصالح بتن و فولاد مورد استفاده قرار گرفته است. برای تعریف مشخصات الاستیسیته<sup>۸</sup> مصالح از مواد ایزوتروپیک<sup>۹</sup> که مدول الاستیسیته آنها در تمام جهات یکسان می‌باشد استفاده گردیده است.



شکل ۱- ستاپ آزمایش [۲۹]



نینگ نینگ و همکاران [۲۹] در سال ۲۰۱۶ جهت بررسی اثر دال بر رفتار قاب‌های قاب‌های خمشی بتن مسلح، مطالعه‌ای آزمایشگاهی ترتیب دادند. در مطالعه آزمایشگاهی دو قاب سه بعدی دو طبقه، که ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری آنها در شکل شماره ۱ و همچنین ستاپ آزمایش در شکل شماره ۲ نمایش داده شده است، طراحی و ساخته شدند و تحت بارگذاری رفت و برگشتی استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفتند. قاب ۱-RC به عنوان نمونه شاهد و بدون دال و قاب ۲-RC به همراه دال با ضخامت ۵۰ میلی متر دارای تیرهای با ابعاد  $100 \times 200$  میلی متر مربع و ستون‌های با ابعاد  $160 \times 160$  میلی متر مربع، در آزمایشگاه ساخته شدند و رفتار آنها مورد بررسی قرار گرفتند. شکل ۲ جزئیات هندسی ۲-RC را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، دو عملگر بارهای چرخه‌ای استاتیکی را به بالای ۲-RC اعمال می‌کنند. بارگذاری جانبی بصورت کنترل جابجایی با سه چرخه با شدت برابر به نمونه اعمال شده است. میزان تغییر مکان اعمالی به نمونه به ترتیب در حین بارگذاری افزایش می‌یافتند.

### ۲-۲- روش شاسی مدلسازی عددی

جهت توسعه مدل‌های عددی در ابتدا نیاز به صحت سنجی مدلسازی نرم افزار مذکور می‌باشد در همین راستا و به منظور بررسی قابلیت‌های عملکردی نرم افزار آباکوس؛ نمونه‌ی اتصال شاهد مطالعه آزمایشگاهی نینگ نینگ و همکاران [۹] در این نرم افزار مدلسازی شده و به بررسی نتایج حاصل از آن پرداخته شده است. جهت مدلسازی مصالح بتن در نرم افزار آباکوس از مدل رفتاری بتن آسیب دیده خمیری (CDP)<sup>۷</sup> استفاده شده است. در این گزینه امکان وارد نمودن نقاط

<sup>۹</sup> Isotropic

<sup>۷</sup> Concrete Damaged Plasticity

<sup>۸</sup> Elasticity

شکل ۲- نمای جانبی از مدل آزمایشگاهی RC-۲ [۲۹]

۲-۳- مواد

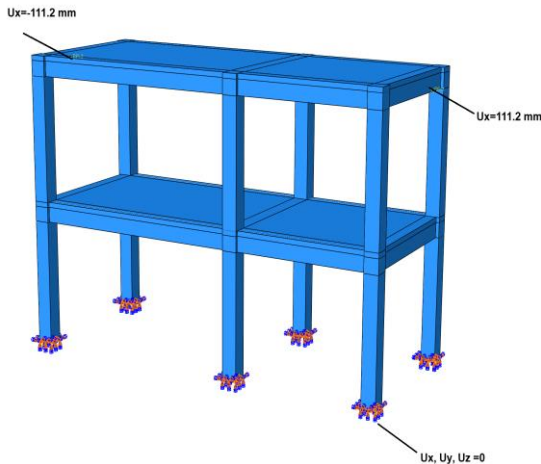
۲-۳-۱- بتن

در این نرم افزار دو مکانیزم برای انهدام بتن پیش‌بینی شده است. مکانیزم اول، ترک خوردگی تحت کشش است و مکانیزم دوم، خردشدگی تحت فشار می‌باشد. منحنی‌های تنش - کرنش بتن معمولی به شرح ذیل و با پارامترهای اشاره شده تعریف می‌گردد [۳۰].

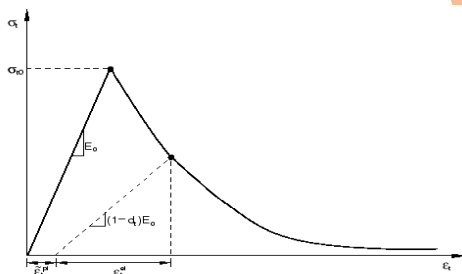
منحنی تنش - کرنش بتن تحت کشش از یک رابطه خطی تا رسیدن به تنش  $\sigma_{t0}$  (مقاومت کششی نهایی) پیروی می‌کند. از این نقطه به بعد با شروع ترک خوردگی‌ها در بتن، شاخه نرم شونده منحنی آغاز می‌گردد که با موضعی شدن تنش‌ها و افزایش عرض ترک در یک صفحه همراه است (شکل ۴) [۳۰]. همانطور که در شکل ۵ نمایش داده شده است منحنی تنش - کرنش بتن تحت فشار از یک رابطه خطی تا

رسیدن به تنش  $\sigma_{cu}$  (تسلیم اولیه<sup>۱۰</sup>) به صورت خطی حرکت می‌کند. سپس مرحله غیرخطی و افزایش منحنی شروع می‌شود و تا نقطه مربوط به تنش  $\sigma_{cu}$  (تنش نهایی<sup>۱۱</sup>) ادامه می‌یابد که همان نقطه مقاومت فشاری بتن است. از این نقطه به بعد شاخه نرم شونده منحنی آغاز می‌گردد و بتن تحت فشار، خرد می‌گردد [۳۰]. پارامترهای  $d_c$  و  $d_t$ ، پارامترهای هستند که کاهش سختی بتن را بر اثر باربرداری در شاخه نرم شونده نشان می‌دهند که بر اثر ترک خوردگی و یا انهدام بخشی از بتن اتفاق می‌افتد. در هنگام باربرداری نمونه‌های بتنی که در شکل‌های ۴ و ۵ با خط چین نشان داده شده است، این کاهش در سختی (مدول الاستیسیته) بتن رخ می‌دهد. این دو پارامتر مقادیری بین ۰ و ۱ دارند که ۰ نشان‌دهنده بتن بدون خسارت و ۱ بیانگر از دست رفتن تمام مقاومت بتن می‌باشد.  $E_c$  نیز نشان‌دهنده مدول الاستیسیته بتن قبل از

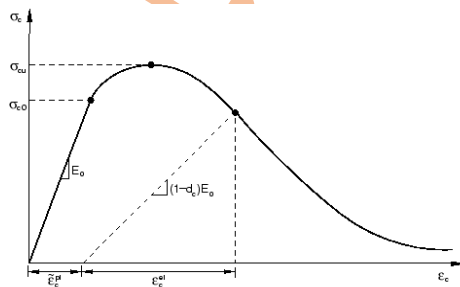
تحمل خسارات است [۳۰]. نام مدل مورد اشاره بتن آسیب دیده خمیری می‌باشد که توسط [۳۱] ارائه شده است و در مطالعات عددی زیادی مورد استفاده قرار گرفته و در پیش بینی رفتار اعضاء بتن مسلح نتایج قابل قبولی را نشان داده است [۳۲-۳۵].



شکل ۳- مدل اجزاء محدود RC-۲، شرایط مرزی شامل شرایط تکیه گاهی و شرایط بارگذاری



شکل ۴- منحنی تنش - کرنش بتن معمولی تحت کشش [۳۰]



شکل ۵- منحنی تنش - کرنش بتن معمولی تحت فشار [۳۰]

۲-۳-۲- فولاد

<sup>۱۱</sup> Ultimate Stress

<sup>۱۰</sup> Initial Yield Stress

در نهایت ۲-RC به دلیل شکل‌گیری مفصل در ستون‌ها، حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف را تجربه کرد (شکل شماره ۷). بر اساس مشاهدات عددی، چشمه اتصال ستون میانی طبقه اول آسیب شدیدی مانند نتایج آزمایشگاهی تجربه کرد. بر اساس نتایج آزمایشگاهی آرماتورهای طولی تیر عرضی در تغییر مکان جانبی قاب برابر با ۳٪ به تسلیم رسیدند. از سوی دیگر، بر اساس پیش‌بینی مدل اجزاء محدود، هنگامی که دال در کشش بود، آرماتورهای طولی تار فوقانی و تار تحتانی تیر عرضی (که در سمت داخلی تیر قرار دارند) به ترتیب در تغییر مکان جانبی طبقه برابر با ۲.۴٪ و ۳.۶٪ به تسلیم رسیدند. می‌توان نتیجه گرفت نتایج بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود تطابق قابل قبولی با نتایج حاصل از آزمایش دارند.

### جدول ۱

مقایسه نتایج مدل اجزاء محدود و آزمایشگاهی		
متوسط حداکثر	متوسط جابجایی	مدل
ظرفیت باربری جانبی (kN)	جانبی متناظر با حداکثر ظرفیت باربری جانبی (kN)	
۸۴/۲۵	۸۰	آزمایشگاهی
۸۵/۴۶	۸۶/۱۱	اجزاء محدود
۱/۴۶	۷/۶۴	خطا (%)

۳-۳- مقادیر لنگر پای ستون‌ها

[۲۹] مقادیر لنگر خمشی ستون‌های گوشه و میانی در طبقه اول را بر اساس اندازه‌گیری‌ها کرنش آرماتورهای طولی ستون‌ها در تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر با ۲٪ محاسبه کرده و گزارش داده است. جدول ۲ این مقادیر را با نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود مربوطه مقایسه می‌کند. خطای مطلق میانگین ۳.۴۷٪ است که نشان دهنده همبستگی قوی بین مقادیر اجزاء محدود و آزمایشگاهی است.

برای تعریف رفتار فولاد از یک مدل سه خطی ارتجاعی-پلاستیک<sup>۱۲</sup> استفاده شد که مولفه‌های ناحیه ارتجاعی آن شامل مدول کشسانی ( $E_s$ ) و ضریب پواسون ( $\nu$ ) پارامترهای الاستیک فولاد می‌باشند. در این مطالعه ضریب پواسون برابر ۰/۳ در نظر گرفته شده و  $E_s$  بر اساس داده‌های ارائه شده در [۳۴] تعریف شده است. آرماتورهای مورد استفاده در ساخت ستون‌های مدل ۲-RC شامل آرماتورهایی با قطر ۱۰ میلی‌متر و مقاومت تسلیم ۳۸۴۱۳ مگاپاسکال می‌باشند. همچنین قطر آرماتورهای مورد استفاده در تیر برابر با ۸ میلی‌متر می‌باشد که دارای مقاومت تسلیمی برابر با ۳۰۴ مگاپاسکال می‌باشند. آرماتورهای طولی دال و خاموت‌های مور استفاده در ساخت نمونه مذکور به ترتیب دارای قطر ۶ میلی‌متر و مقاومت تسلیم ۲۹۴ مگاپاسکال می‌باشند.

### ۳- صحت سنجی مدل عددی

۳-۱- منحنی بار تغییر مکان

شکل ۶ مقایسه‌ای بین پاسخ بار-جابجایی به دست آمده از آزمایش و پیش‌بینی مدل اجزاء محدود را نشان می‌دهد. پاسخ پیش‌بینی شده توسط تحلیل اجزاء محدود با نتایج آزمایشی همخوانی قابل توجهی دارد. جدول ۱ مقایسه‌ای بین متوسط حداکثر ظرفیت باربری جانبی و متوسط جابجایی متناظر به دست آمده از آزمایش و مدل اجزاء محدود را نشان می‌دهد. همانگونه که در جدول ۱ مشاهده می‌شود خطای پیش‌بینی نرم افزار به اعداد ۱/۴۶ و ۷/۶۴ محدود می‌شود که نشان دهنده عملکرد قوی نرم افزار در پیش‌بینی رفتار مدل آزمایشگاهی می‌باشد.

۳-۲- حالت شکست و توالی تسلیم آرماتورها

نتایج شبیه‌سازی عددی نشان داد که، با اینکه مفاصل پلاستیک در مرحله بارگذاری اولیه در تیرها شکل گرفتند، اما

<sup>۱۲</sup> Yield Strength

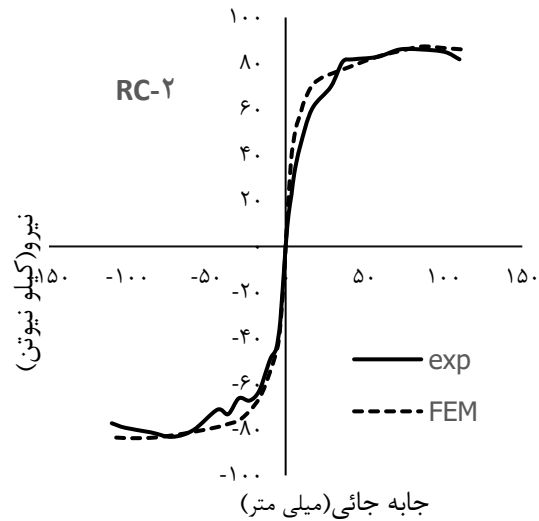
<sup>۱۲</sup> Trilinear Elasto Plastic Model

این مطالعه با در نظر گرفتن پیوستگی قاب و حضور دال، هدف دارد تا تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون را بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح بررسی کند. علاوه بر این، این مطالعه تأثیر این پارامترها و همچنین ویژگی‌های هندسی مانند ارتفاع و طول تیر طولی بر عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح را، زمانی که دال در کشش است، مورد بررسی قرار می‌دهد. برای ایجاد مدل‌های المان محدود با طول‌های دهانه‌های مختلف، موقعیت مکانی قاب میانی در RC-۲ تغییر یافت. با انجام این کار، طول تیرهای طولی به ۰/۸، ۱/۲، ۲، ۲/۸ و ۳/۲ متر تغییر پیدا کرد و مدل‌های جدیدی پدید آمد. ارتفاع تیرهای این مدل‌ها بین ۱۶۰ تا ۲۸۰ میلی‌متر متغیر است. در مجموع، هجده قاب خمشی بتن مسلح مدل‌سازی و تحلیل شدند. ویژگی‌های هندسی این گروه در جدول ۳ ارائه داده شده است. بازه تغییر ویژگی‌های هندسی با بندهای آئین نامه ای مربوط به نسبت ابعاد دال دوطرفه، نسبت طول تیر طولی به عمق تیر و نسبت سختی خمشی تیر به دال،  $\alpha$  مطابقت داده شده است. قابل توجه است که سایر ملاحظات طراحی مربوط به درصد‌های آرماتورهای طولی و عرضی تیر، ستون و صفحه با مقررات مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان مطابقت داده شده اند. طول و ارتفاع تیر عرضی، عرض مقطع ستون، نسبت آرماتور طولی و عرضی در تیر و ستون، ضخامت دال و عرض جان تیر طولی و عرضی ثابت می‌باشند. مشخصات مواد بتن و فولاد همانند مدل صحت‌سنجی شده می‌باشند برای اطمینان از اینکه تحلیل‌ها در بازه مناسب جابجایی جانبی انجام شده است، تغییر مکان نسبی طبقه برابر با ۴/۲ درصد به تمامی نمونه‌ها اعمال شده است.

۴-۱- اثر نسبت  $h_{lb}/C$  بر نوع شکست اتصال

بر اساس مشاهدات تحلیل اجزاء محدود مقدار نسبت  $h_{lb}/C$  بر روی حالت شکست هر اتصال گوشه اثر گذار است. شکل ۹

رابطه بین  $h_{lb}/C$  و جمع لنگر خمشی ( $\sum M_c$ )



شکل ۶- مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود و آزمایش

با عنایت به موارد بالا می‌توان این نتیجه را گرفت که مدل عددی عملکرد خوبی را برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی بتن مسلح نشان داده است و همبستگی بین نتایج عددی و آزمایشی مشاهده شد. از این رو می‌توان از این مدل عددی برای توسعه مدل‌سازی‌ها در قسمت بعدی مقاله استفاده نمود.

## جدول ۲

مقایسه مقادیر لنگر خمشی ستون‌ها حاصل از مدل‌سازی عددی و آزمایش

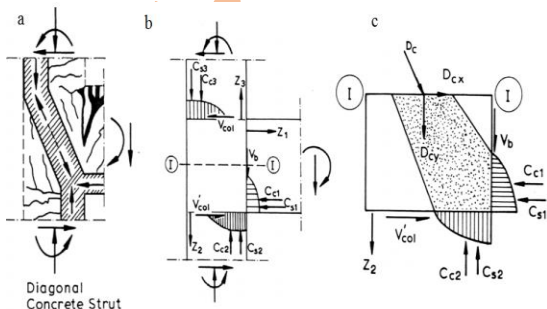
مدل	ستون گوشه بزرگتر (کیلو نیوتن-متر)	ستون میانی (کیلو نیوتن-متر)	گوشه دهانه کوچکتر (کیلونیوتن-متر)
آزمایشگاهی	۸/۷۴	۱۳/۳۴	۹/۴۷
تحلیل اجزاء محدود	۹/۱	۱۳/۵۹	۹/۰۵
خطا مطلق (%)	۴/۱۱	۱/۸۷	۴/۴۳

## ۴- مطالعه پارامتریک

جدول ۳										
جزئیات مدل های اجزاء محدود										
نام مدل	$h_{lb}$ (میلی متر)	$C$ (میلی متر)	$h_{tb}$ (میلی متر)	$l_{tb}$ (میلی متر)	$h_s$ (میلی متر)	$l_{lb}$ (میلی متر)	$h_{lb}/C$	$\alpha_f$	$l_{lb}/l_{tb}$	$l_{lb}/h_{lb}$
قاب خمش ۱ تا ۱۸	۱۶۰	۱۶۰	۲۰۰	۱۶۰۰	۵۰	۸۰۰	۱	۴/۰۹	۰/۵	۵
						۱۲۰۰			۰/۷۵	۷/۵
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۱۲/۵
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۷/۵
						۳۲۰۰			۲	۲۰
	۲۰۰					۸۰۰	۱/۲۵	۸	۰/۵	۴
						۱۲۰۰			۰/۷۵	۶
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۱۰
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۴
						۳۲۰۰			۲	۱۶
	۲۴۰					۱۲۰۰	۱/۵	۱۳/۸۲	۰/۷۵	۵
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۸/۳۳
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۱/۶۶
						۳۲۰۰			۲	۱۳/۳۳
	۲۸۰					۱۲۰۰	۱/۷۵	۲۱/۹۵	۰/۷۵	۴/۲۸
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۷/۱۴
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۰
						۳۲۰۰			۲	۱۱/۴۲
						۳۲۰۰			۲	۱۱/۴۲

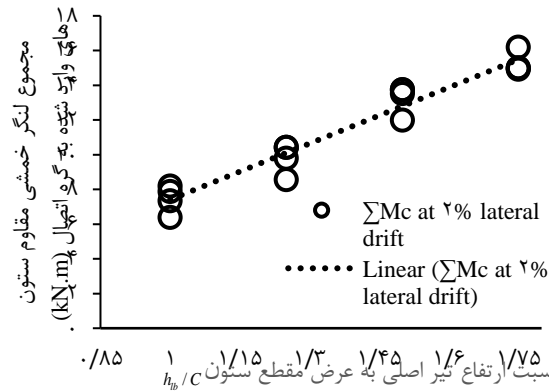
ستون‌هایی که در اتصال گوشه به یکدیگر متصل می‌شوند را نشان می‌دهد. مقادیر  $\sum M_c$  برای تغییر مکان نسبی طبقه معادل ۲ درصد محاسبه شده‌اند. نتایج این نمودار نشان می‌دهد که با افزایش نسبت  $h_{lb}/C$  از ۱ به ۱/۷۵، مقادیر میانگین  $\sum M_c$  در تغییر مکان نسبی طبقه برابر با ۲ درصد به میزان ۱۰۰/۴ درصد افزایش می‌یابند. می‌توان اینگونه استدلال نمود که وقتی نسبت ابعاد اتصال ( $h_{lb}/C$ ) افزایش می‌یابد، پایه فشاری قطری بوجود آمده چشمه اتصال، که بخشی از مکانیزم مقاومتی چشمه اتصال می‌باشد، دچار شیب تندتری می‌شود، که نهایتاً منجر به بزرگتر شدن مولفه قائم ( $D_{cy}$ ) این پایه فشاری مورب خواهد شد. همانطور که در شکل ۸ نشان داده شده است، به دلیل برقراری تعادل بین نیروی‌های اعمالی به چشمه اتصال در راستای قائم، این مولفه عمودی بزرگتر باعث بوجود آمدن نیروی فشاری (

و همچنین نیروی کششی ( $Z_2$ ) بزرگتر بر روی محل اتصال ستون و چشمه اتصال می‌شود که در نهایت منجر به افزایش تقاضای خمشی ستون خواهد شد و منجر به تشکیل مفاصل بر روی ستون قبل از تشکیل بر روی تیرها می‌شود و روش طراحی تیر ضعیف-ستون قوی را در عمل دچار نقصان می‌نماید.



شکل ۸- الف) پایه فشاری قطری بتنی ب) نیروهای داخلی اطراف اتصال گوشه ج) نیروهای اثرکننده بر هسته بتنی اتصال در مقطع ۱-۱





شکل ۹- روند تغییرات جمع لنگر خمشی دو ستون در یک گره اتصالی نسبت به ابعاد چشمه اتصال

۴-۲- اثر پارامتر هندسی ابعاد چشمه دال در عرض موثر

شکل ۱۰ رابطه بین عرض موثر نرمال شده<sup>۱۴</sup> که به ضخامت دال نرمال شده است و نسبت طول تیر طولی به ارتفاع تیر عرضی ( $l_{lb}/l_{tb}$ ) را نشان می دهد. هر نقطه متعلق به یک مدل با ارتفاع تیر طولی مشخص است. همانطور که در شکل قابل مشاهده است با افزایش نسبت  $l_{lb}/l_{tb}$  از ۰/۵ به ۱/۲۵ میزان افزایش عرض موثر نرمال شده جزئی می باشد. این افزایش به طور متوسط برابر ۱۵/۳ درصد برای مدل های با ارتفاع تیر های مختلف شامل ۱۶۰ میلی متر، ۲۰۰ میلی متر و ۲۴۰ میلی متر است. همچنین، نتایج نشان می دهند که وقتی نسبت  $l_{lb}/l_{tb}$  در بازه ۱/۲۵ تا ۲ تغییر می کند؛ مقادیر عرض موثر نرمال شده تقریباً تغییر نمی کنند.

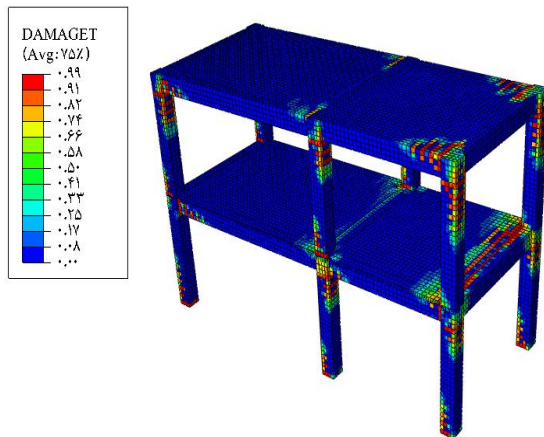
۴-۳- روند تغییرات عرض موثر نرمال شده در برابر نسبت  $h_{lb}/C$

نتایج نشان داده شده در شکل ۱۲ موهید آن است وقتی نسبت ارتفاع تیر طولی به عرض مقطع ستون ( $h_{lb}/C$ ) کمتر از ۱/۵ باشد، ارتفاع تیر تأثیر چندانی بر مقدار عرض موثر دال ندارد. با این حال، برای مدل هایی با نسبت  $h_{lb}/C$  برابر یا بزرگتر از ۱/۵، روند تغییرات عرض موثر دال متفاوت است و مقدار متوسط عرض موثر نرمال شده دال برای مدل هایی با

حالت شکست هر اتصال گوشه با توجه به توالی وقوع در جدول ۴ نشان ارائه شده است. در این جدول همچنین جمع مقادیر لنگر خمشی ستون در هر اتصال گوشه در تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر با ۲٪، اندازه گیری شده حین تحلیل اجزاء محدود، ارائه شده است. همچنین مقادیر نسبت مجموع لنگر خمشی مقاوم اسمی ستون ها بر مجموع لنگر خمشی مقاوم اسمی تیرها در هر گره اتصالی، بدست آمده در فرآیند طراحی، مطابق با آئین نامه مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲، برای تعداد زیادی از اتصالات جدول مذکور بزرگتر از ۱/۲ می باشد. لیکن مطابق حالت های خرابی رخ داده برای اتصالات می توان اذعان نمود ارضاء ضابطه نسبت مقاومت خمشی اسمی ستون ها بر تیرها در یک گره اتصالی ضمانتی برای احتراز از حالت شکست تیرقوی- ستون ضعیف ایجاد نمی نماید. با عنایت به اطلاعات ارائه شده در این جدول می توان اینگونه استنتاج نمود با افزایش نسبت ابعاد چشمه اتصال و در حضور دال، مجموع تقاضای لنگر خمشی ایجاد شده در ستون نیز افزایش می یابد که در نهایت می تواند منجر به تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی ستون ها شود و حالت شکست اتصالات به حالت نامطلوب تیرقوی-ستون ضعیف تغییر کند. در این مطالعه این حالت شکست نامطلوب در اتصالات با نسبت مذکور بزرگتر از ۱/۲۵ رخ داده است. بنابراین، پیشنهاد می گردد نسبت جدیدی در خصوص محدودیت های هندسی الزامات طراحی لرزه ای قاب های خمشی بتن مسلح برای جلوگیری از تشکیل مفصل بروری ستون در نظر گرفته شود. براین مبنا می بایست نسبت  $h_{lb}/C$  به ۱/۲۵ محدود شود. همچنین می توان این معیار را در ارزیابی لرزه ایی اتصالات قاب های بتن مسلح موجود که براساس ویرایش های قبلی آئین نامه مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان طراحی و اجراء شده اند نیز به کار برد.

<sup>۱۴</sup> Normalized Effective Slab Width (NESW)

که برای نسبت ابعاد چشمه اتصال بزرگتر از ۱/۵، مقاومت برشی اتصال نقش کلیدی در کاهش مشارکت دال ایفا می کند. از طرف دیگر، [۱۲] ACI-۳۱۸ نسبت ابعاد چشمه اتصال را به ۲ محدود کرده است، در حالی که این مطالعه نشان داد که این نسبت باید به ۱/۵ کاهش یابد تا از شکست برشی احتمالی اتصال جلوگیری شود.



شکل ۷- وضعیت قاب RC-۲ از نظر تشکیل مفاصل پلاستیک در آخرین مرحله از بارگذاری جانبی

یک فرمول برای محاسبه عرض مؤثر دال، رابطه ۱، از طریق تجزیه و تحلیل رگرسیون بدست آمده است. رابطه بین نسبت ارتفاع تیر طولی به عرض مقطع ستون ( $h_{lb}/C$ ) و عرض مؤثر نرمال شده دال با استفاده از چند جمله ای مرتبه دوم ارائه شده است. ضریب همبستگی ( $R^2$ ) برای معادله برابر با ۰/۶۱۷ می باشد که نشان دهنده همبستگی قوی بین  $h_{lb}/C$  و عرض مؤثر نرمال شده دال است.

$$b_{eff}/h_s = -6.28(h_{lb}/C)^2 + 14.95(h_{lb}/C) + 1.38 \quad (1)$$

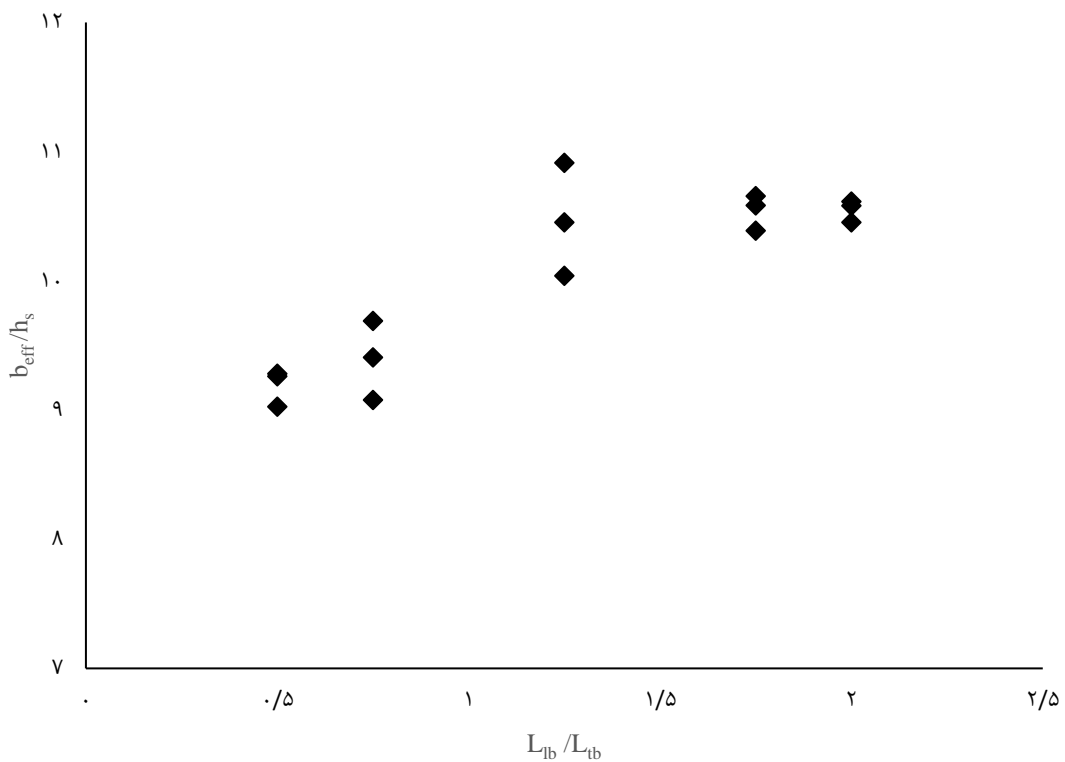
جدول ۴								
حالت شکست مدل های اجزاء محدود								
نام مدل	$h_{lb}$ (متر میلی)	$C$ (متر میلی)	$l_{lb}$ (میلی متر)	$h_{lb}/C$	$\sum M_c$ (٪)، (کیلونیوتن-متر) بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود	مقادیر $\frac{\sum M_c}{\sum M_b}$ بدست آمده از مدل های اجزاء محدود	مقادیر $\frac{\sum M_c}{\sum M_b}$ بدست آمده از طراحی نمونه ها براساس مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲	حالت شکست
قاب خمشی ۱ تا ۱۸	۱۶۰	۱۶۰	۸۰۰	۱	۷/۶	۱/۲۴	۲/۱	BT
			۱۲۰۰		۷/۸۹	۱/۲۴	۲/۱۵	BT
			۲۰۰۰		۸/۲	۱/۲۷	۲/۱۵	BT
			۲۸۰۰		۶/۳۸	۱/۰۸	۲/۱۸	BT

ارتفاع تیر ۲۸۰ میلی متر، ۹ تا ۳۳/۴ درصد کمتر از سایر مدل ها است. علاوه بر این، نتایج تحلیل اجزاء محدود نشان می دهد که ترک های بیشتری در منطقه چشمه اتصال رخ داده است و تقویت کننده های عرضی اتصالات در مدل هایی با نسبت  $h_{lb}/C$  برابر ۱/۵ یا بیشتر، دچار جاری شدگی شده اند. شکل ۱۱ نمونه هایی از روند تغییر تنش کششی خاموت های عرضی در ارتفاع چشمه اتصال در مدل های با ارتفاع تیر های مختلف را نشان میدهد. تقاضای نیرو برشی افقی در چشمه اتصال با در نظر گرفتن عرض مؤثر تیر محاسبه شده است. این نیروها برای قاب های خمشی شماره ۱، ۷، ۱۱ و ۱۵، به ترتیب برابر با ۶۷/۳۶، ۶۵/۳۹، ۶۳/۹۶ و ۶۰/۷۶ کیلونیوتن می باشند. این مقادیر کمتر از مقاومت برشی چشمه اتصال براساس مقررات ACI-۳۱۸ می باشند. همانطور که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، خاموت های عرضی متعلق به مدل با ارتفاع تیر ۲۸۰ میلی متر بیشتر از سایر مدل ها تحت تنش قرار دارند. تنش کششی بیشتر در خاموت های عرضی چشمه اتصال، در حالی که تقاضای نیروهای برشی تقریباً ثابت هستند، ممکن است ناشی از دست دادن مقاومت برشی اتصال به دلیل کوچکتر شدن مولفه افقی پایه مورب فشاری بتنی باشد که یکی از اجزاء تشکیل دهنده مقاومت چشمه اتصال می باشد. که در نهایت منجر به کم شدن مشارکت دال شده است. این نتایج نشان می دهند

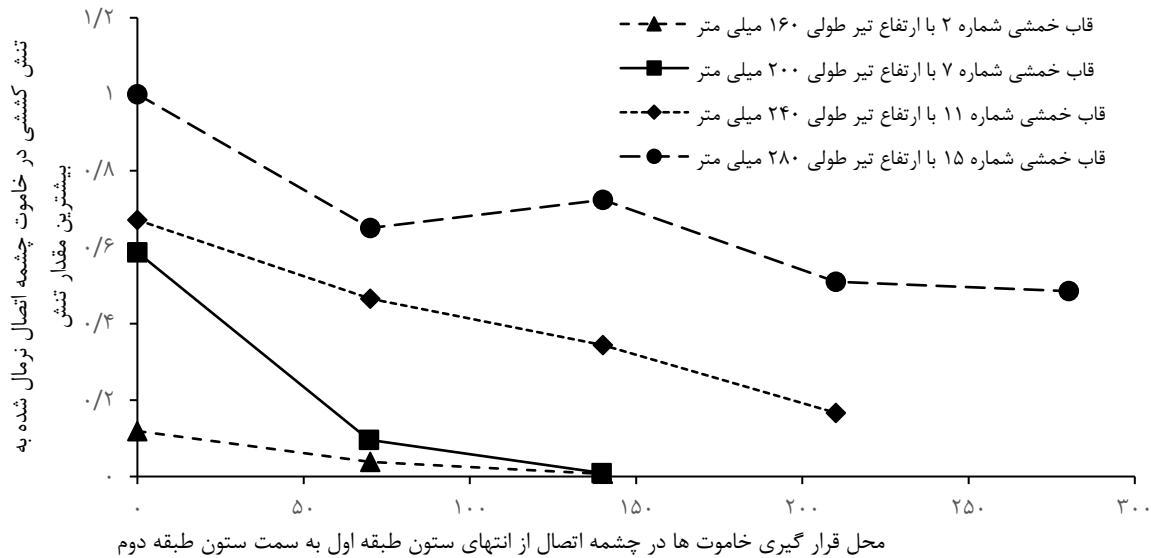
	۲۰۰	۱/۲۵	۳۲۰۰	۷/۳۵	۱/۰۱	۲/۲	BT
			۸۰۰	۱۱	۱	۱/۷۱	BTC
			۱۲۰۰	۱۰/۸۳	۰/۹۵	۱/۶۵	BTC
			۲۰۰۰	۱۱/۳	۰/۹	۱/۷۳	BT
			۲۸۰۰	۱۰/۸۳	۰/۹۸	۱/۸۲	BT
			۳۲۰۰	۸/۵۶	۰/۹۲	۱/۸۵	BT
	۲۴۰	۱/۵	۱۲۰۰	۱۴/۸۲	۰/۹۱	۱/۲	BJTC
			۲۰۰۰	۱۳/۲۵	۰/۸۳	۱/۲	BJT
			۲۸۰۰	۱۴/۸۲	۰/۹۵	۱/۲۲	BTCJ
			۳۲۰۰	۱۵/۹۶	۰/۹۵	۱/۲۵	BT
	۲۸۰	۱/۷۵	۱۲۰۰	۱۶/۲	۱	۱	CBJT
			۲۰۰۰	۱۴/۹۲	۰/۸۵	۱	CBJT
			۲۸۰۰	۱۵	۰/۹	۱	CBJ
			۳۲۰۰	۱۵/۶	۰/۹۱	۱	CBJ

آینده بصورت آزمایشگاهی را برای تأیید تأثیر این نسبت بر مود خرابی قاب های خمشی بتن مسلح و مقاومت برشی چشمه اتصال انجام شوند. مطالعه آزمایشگاهی یاد شده باید بر روی یک قاب های پیوسته انجام شود تا تأثیر وجود دال را ارزیابی کند.

مطالعه حاضر را می توان به عنوان گام اول در تحقیق در مورد تأثیر  $h_{tb}/C$  بر مود خرابی و مقاومت برشی چشمه اتصال در قاب های خمشی بتن مسلح در نظر گرفت. پیشنهاد می شود که مطالعات



شکل ۱۰- روند تغییرات عرض موثر دال نرمال شده در برابر ابعاد چشمه دال (هر سه نقطه که در یک راستای قائم قرار دارند مربوط به سه ارتفاع تیر اصلی متفاوت با ابعاد چشمه دال ثابت می باشند)



شکل ۱۱- اثر تغییر نسبت اضلاع چشمه اتصال بر روی تنش تنگ های داخل هسته اتصال در ارتفاع اتصال

تحلیل اجزاء محدود بررسی می کند. جهت صحت سنجی عملکرد نرم افزار اجزاء محدود نتایج بدست آمده از مطالعه آزمایشگاهی با پیش بینی های به دست آمده از مدل اجزاء محدود مقایسه شدند. برای بررسی تأثیر پارامترهای هندسی بر عرض موثر دال و عملکرد لرزه ای مدل ها، ۱۸ مدل اجزاء محدود متفاوت ساخته و با استفاده از آباکوس مورد تحلیل قرار گرفتند. بر اساس یافته های به دست آمده از این مدل سازی عددی، می توان نتیجه گیری زیر را عنوان نمود.

- نتایج عددی نشان دهنده همبستگی قوی با نتایج آزمایشگاهی می باشند.
- این مطالعه نشان می دهد که افزایش نسبت  $h_{ib} / C$  منجر به افزایش بیش از ۱۰۰ درصدی تقاضای لنگر خمشی ستون بیش می شود. اگر این نسبت بیش از ۱/۲۵ باشد، می تواند منجر به شکل گیری مفاصل پلاستیک روی ستون ها شود.
- ظرفیت خمشی ستون ها در قاب های بتن مسلح علاوه بر ابعاد مقطع آن به مقدار میلگرد، مشخصات مقاومتی بتن و سطح بار محوری موجود بستگی دارد و این عوامل نیز می بایست مورد توجه محققین در مطالعات آینده قرار گیرد.

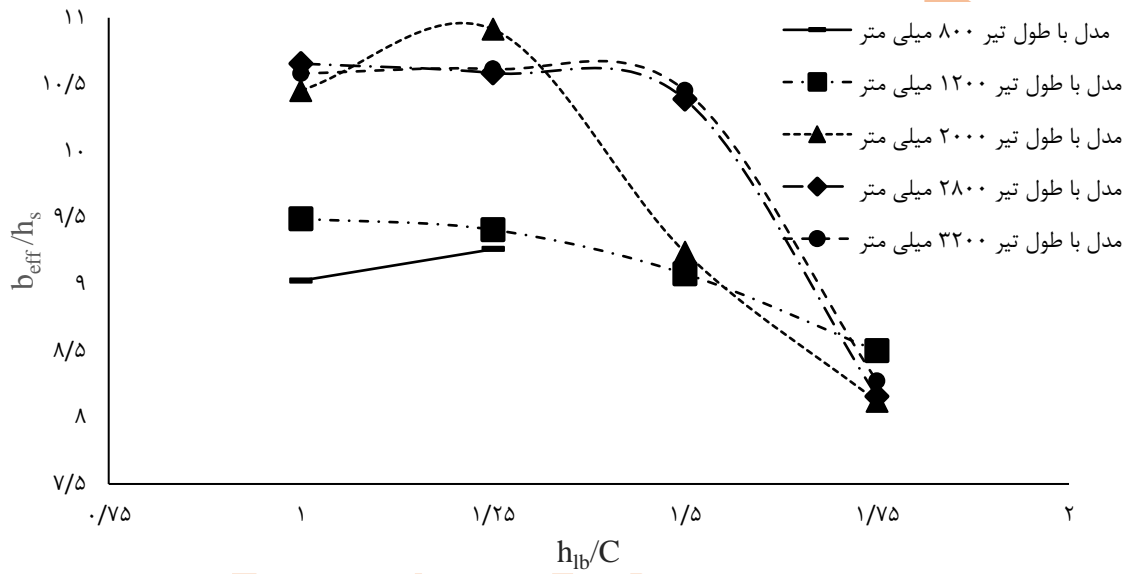
۴-۴- مقایسه عرض موثر بدست آمداز تحلیل اجزاء محدود و مقادیر آئین نامه ایی

شکل ۱۶ مقادیر عرض موثر نرمال شده دال را برای هر مدل اجزاء محدود، همراه با مقادیر بدست آمده از روابط ارائه شده در آئین نامه های [۱۲] ACI و [۱۳] EC<sup>8</sup> نشان می دهد. برای تغییر مکان نسبی جانبی طبقه برابر با ۴/۲ درصد، مقدار متوسط عرض موثر نرمال شده دال به دست آمده از تحلیل اجزاء محدود به ترتیب ۱/۷۵ و ۳/۱۲ برابر بیشتر از مقادیر متوسط پیشنهاد شده توسط آئین نامه های [۱۲] ACI و [۱۳] EC<sup>8</sup> می باشد. نتایج شکل ۱۳ نشان می دهد که ضوابط فعلی برای محاسبه عرض موثر دال ناکافی هستند و ممکن است منجر به برآورد صحیح از مقاومت خمشی واقعی تیرها نشود. همانطور که پیشتر حالت های شکست به دست آمده از مشاهده عددی در جدول ۴ ارائه شده و مورد بحث قرار گرفت، این عدم برآورد صحیح ممکن است منجر به تغییر حالت شکست قاب های خمشی بتن مسلح شود، در حالی که ممکن است آن ها بر اساس روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف طراحی شده باشند.

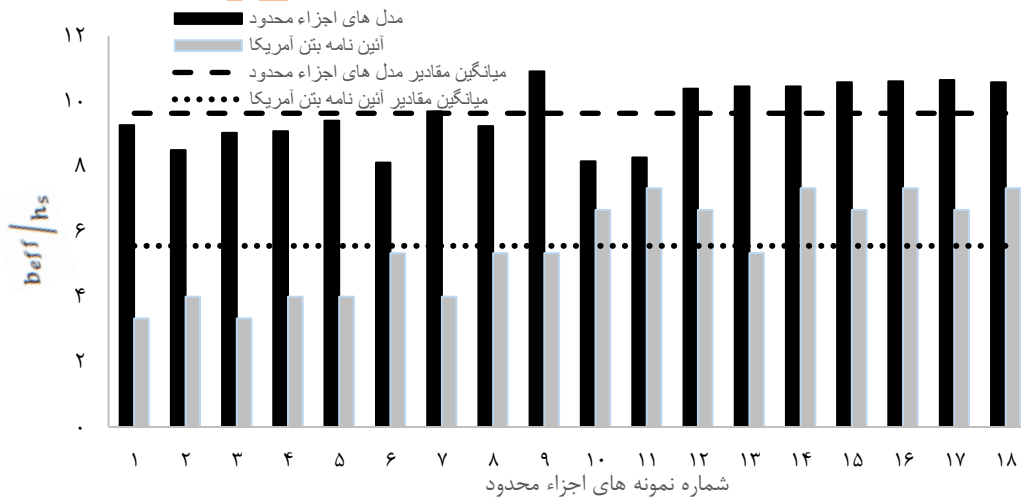
## ۵- نتیجه گیری

در این مقاله پژوهشی تأثیر پارامترهای هندسی بر عملکرد لرزه ای قاب های خمشی بتن مسلح فضایی ۳ بعدی با دال را از طریق

- بر مبنای این مطالعه و با انجام مطالعات گسترده‌تر به صورت آزمایشگاهی، بررسی‌های لازم جهت اضافه نمودن بندی جهت محدود نمودن نسبت ابعاد چشمه اتصال برای جلوگیری از وقوع حالت شکست تیر قوی-ستون ضعیف در مقررات طراحی لرزه ای صورت پذیرد.
- مقادیر عرض موثر دال به دست آمده از مقررات ACI و EC<sup>8</sup> برای تضمین پیاده سازی روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف کافی نمی‌باشند و نیاز به بازنگری دارند.



شکل ۱۲- روند تغییرات عرض موثر نرمال شده دال در برابر نسبت ابعاد چشمه اتصال، هر منحنی نشانگر یک دسته از مدل‌های اجزاء محدود با ارتفاع تیر طولی ثابت می‌باشد



شکل ۱۳- مقایسه مقادیر عرض موثر دال

نویسنده گان این مقاله از حمایت های پژوهشگاه بین المللی مهندسی زلزله و زلزله شناسی ذیل طرح پژوهشی با شماره ۷۰۱-۷۱۴۱۲ کمال سپاسگزاری را بعمل می آورند.

## مراجع

۱. Arslan MH, Korkmaz HH. What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete ۴۳۵ structures during recent earthquakes in Turkey? *Eng Fail Anal* ۲۰۰۷; ۱۴(۱): ۱-۲۲.
۲. Dogan, M. (۲۰۱۳). Failure of structural (RC, masonry, bridge) to Van earthquake. *Engineering Failure Analysis*, ۳۵, pp. ۴۸۹-۴۹۸.  
doi:https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.۲۰۱۳.۰۵.۰۱۰.
۳. Zhao, B., Taucer, F. and Rossetto, T. (۲۰۰۹). Field investigation on the performance of building structures during the ۱۲ May ۲۰۰۸ Wenchuan earthquake in China. *Engineering Structures*, ۳۱(۸), pp. ۱۷۰۷-۱۷۲۳.  
doi:https://doi.org/10.1016/j.engstruct.۲۰۰۹.۰۲.۰۳۹.
۴. Rossetto, T., Peiris, N., Alarcon, J.E., So, E., Sargeant, S., Free, M., Sword-Daniels, V., Del Re, D., Libberton, C., Verrucci, E., Sammonds, P. and Faure Walker, J. (۲۰۱۰). Field observations from the Aquila, Italy earthquake of April ۶, ۲۰۰۹. *Bulletin of Earthquake Engineering*, ۹(۱), pp. ۱۱-۳۷.  
doi:https://doi.org/10.1007/s10518-010-۹۲۲۱-۷.
۵. Rossetto, T. and Peiris, N. (۲۰۰۹). Observations of damage due to the Kashmir earthquake of October ۸, ۲۰۰۵ and study of current seismic provisions for buildings in Pakistan. *Bulletin of Earthquake Engineering*, ۷(۳), pp. ۶۸۱-۶۹۹.  
doi:https://doi.org/10.1007/s10518-009-۹۱۱۸-۵.
۶. Yan, B., Liang, H. and Deng, L. (۲۰۱۰). Approach of the Collapses of RC Frame Structure School Buildings. doi:https://doi.org/10.1061/41096(366)249.
۷. Park, R. and T. Paulay (۱۹۷۵). *Reinforced Concrete Structures*. doi:https://doi.org/10.1002/9780470172834.
۸. Masoudi, M. and Khajevand, S. (۲۰۲۰). Revisiting flexural overstrength in RC beam-and-slab floor systems for seismic design and evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, ۱۸(۱۱), pp. ۵۳۰۹-۵۳۴۱.  
doi:https://doi.org/10.1007/s10518-020-۰۰۹۰۷-y.
۹. Sezen, H., A. Can Altunisik, M. Emin Arslan, N. Caglar, A. Demir, N. BEKTAS, A. Dilsiz, S. Gunay, Z. Khalil, M. Marinkovic, A. Safiey, M. Alam, T. Kijewski-Correa, K. Mosalam, (۲۰۲۳) "StEER ۲۰۲۲ Mw ۶,۱ Duzce, Turkey Earthquake Preliminary Virtual Reconnaissance Report (PVRR)", in StEER - November ۲۳ ۲۰۲۲, Duzce, Turkey, Mw ۶,۱ Earthquake. DesignSafe-CI. https://doi.org/10.176۰۳/ds۲-۸۷۱۰-ad۴۵ v1
۱۰. Vetr, M.G., Saeidian, M. and Naserpour, A. (۲۰۱۸). The Main Reasons for Great Damages of Reinforced Concrete Buildings on ۱۲th November ۲۰۱۷, Sarpol-e Zahab Earthquake. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, [online] ۲۰(۳), pp. ۷۳-۹۲. Available at: http://www.jsee.ir/article\_۲۴۰۷۸۱.html [Accessed ۲۶ Jan. ۲۰۲۴].

۱۱. Iranian National Building Codes, Design and Implantation of RC buildings, Part ۹ (۲۰۱۳). [In Persian]
۱۲. ACI ۳۱۸-۱۹. Building code requirements for structural concrete. Farmington Hill: American Concrete Institute; ۲۰۱۹.
۱۳. eurocodes.jrc.ec.europa.eu.(n.d.). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance / Eurocodes: Building the future*. [online] Available at: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-۸-design-structures-earthquake-resistance>.
۱۴. L. Dooley and J. M. Bracci, "Seismic evaluation of column-to-beam strength ratios in reinforced concrete frames," *ACI Structural Journal*, vol. ۹۸, no. ۶, pp. ۸۳۴-۸۵۱, ۲۰۰۱.
۱۵. G. L. Kuntz and J. Browning, "Reduction of column yielding during earthquakes for reinforced concrete frames," *ACI Structural Journal*, vol. ۱۰۰, no. ۵, pp. ۵۷۳-۵۸۰, ۲۰۰۳.
۱۶. Medina RA, Krawinkler H. Strength Demand Issues Relevant for the Seismic Design of Moment-Resisting Frames. *Earthquake Spectra*. ۲۰۰۵;۲۱(۲):۴۱۵-۴۳۹. doi:۱۰.۱۱۹۳/۱.۱۸۹۶۹۵۸
۱۷. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. (۲۰۰۵). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations*. [online] Library Catalog (Blacklight). Available at: <https://searchworks.stanford.edu/view/dj۸۸۵ym۲۴۸۶> [Accessed ۲۶ Jan. ۲۰۲۴].
۱۸. Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G., Dean, B.S. and Chou, J.H. (۲۰۱۱). Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*, ۱۳۷(۴), pp.۴۸۱-۴۹۱.
۱۹. Pantazopoulou, S.J., Moehle, J.P. and Shahrooz, B.M. (۱۹۸۸). Simple Analytical Model for T-Beams in Flexure. *Journal of Structural Engineering-asce*, ۱۱۴(۷), pp.۱۵۰۷۱۵۲۳. doi:https://doi.org/۱۰.۱۰۶۱/(asce)۰۷۳۳-۹۴۴۵(۱۹۸۸)۱۱۴:۷(۱۵۰۷).
۲۰. Tran-Nguyen, H.-H., Wong, H., Ragueneau, F. and Ha-Minh, C. (۲۰۱۷). *Proceedings of the 4th Congrès International de Géotechnique - Ouvrages - Structures: CIGOS 2017, 26-27 October, Ho Chi Minh City, Vietnam*. [online] *Google Books*. Springer. Available at: [https://books.google.com/books?id=\\_\\_۰۶DwAAQBAJ&pg=PA۱۵&lpg=PA۱۵&dq=Effective+Slab+Width+for+Evaluating+Ultimate+Seismic+Capacities+of+Reinforced+Concrete+Buildings](https://books.google.com/books?id=__۰۶DwAAQBAJ&pg=PA۱۵&lpg=PA۱۵&dq=Effective+Slab+Width+for+Evaluating+Ultimate+Seismic+Capacities+of+Reinforced+Concrete+Buildings) [Accessed ۲۶ Jan. ۲۰۲۴].
۲۱. Qi, X. and Pantazopoulou, S.J. (۱۹۹۱). Response of RC Frame under Lateral Loads. *Journal of Structural Engineering*, ۱۱۷(۴), pp.۱۱۶۷-۱۱۸۸. doi:https://doi.org/۱۰.۱۰۶۱/(asce)۰۷۳۳-۹۴۴۵(۱۹۹۱)۱۱۷:۴(۱۱۶۷).
۲۲. Myoungsu Shin and James M. LaFave, Seismic Performance of Reinforced Concrete Eccentric Beam-Column Connections with Floor Slabs, *ACI Structural Journal*, V. ۱۰۱, No. ۳, May-June ۲۰۰۴.
۲۳. Ahmed, S.M., Gunasekaran, U. and MacRae, G.A. (۲۰۱۵). Analytical investigation on the seismic performance of slabs in RC frame joints. *Magazine of Concrete Research*, ۶۷(۲۲), pp.۱۱۷۹-۱۱۸۹. doi:https://doi.org/۱۰.۱۶۸۰/macr.۱۴,۰۰۱۳۲.
۲۴. Ehsani MR, Wight JK (۱۹۸۵) Effect of transverse beams and slab on behavior of reinforced concrete beam-to-column

connections. ACI J Proc ۸۲:۱۸۸-۱۹۵. <https://doi.org/10.14359/1.3227>.

۲۵. Durrani AJ, Wight JK (۱۹۸۷) Earthquake resistance of reinforced concrete interior connections including a floor slab. ACI Struct J ۸۴:۴۰۰-۴۰۶. <https://doi.org/10.14359/1.1650>.

۲۶. Durrani, A.J. and Zerbe, H.E. (۱۹۸۷). Seismic Resistance of R/C Exterior Connections with Floor Slab. *Journal of Structural Engineering*, ۱۱۳(۸), pp.۱۸۵۰-۱۸۶۴. doi:[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1987\)113:8\(1850\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1987)113:8(1850)).

۲۷. Alaei, P., Li, B. and Cheung, P.P.C. (۲۰۱۵). Parametric investigation of 3D RC beam-column joint mechanics. *Magazine of Concrete Research*, ۶۷(۱۹), pp.۱۰۵۴-۱۰۶۹. doi:<https://doi.org/10.1680/macr.15.00005>.

۲۸. French, C. W., and Moehle, J. P., ۱۹۹۱, "Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-۱۲۳, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. ۲۲۵-۲۵۸.

۲۹. Ning, N., Qu, W. and Zhu, P. (۲۰۱۴). Role of cast-in situ slabs in RC frames under low frequency cyclic load. *Engineering Structures*, [online] ۵۹, pp.۲۸-۳۸. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.09.050>.

۳۰. ABAQUS. Analysis user's manual ۶.۱۰. Providence, IR: Dassault Systems Simulia Corp. SIMULIA; ۲۰۱۳.

۳۱. Lee, J. and Fenves, G.L. (۱۹۹۸). Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, ۱۲۴(۸), pp.۸۹۲-۹۰۰. doi:[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1998)124:8(892)).

۳۲. Khalili, A., Kheyroddin, A., Farahani, A. and Sharbatdar, M.K. (۲۰۱۵). Nonlinear behavior of RC frames strengthened with steel curb and prop. *Scientia Iranica*, [online] ۲۲(۵), pp.۱۷۱۲-۱۷۲۲. Available at: [https://scientiairanica.sharif.edu/article\\_۱۹۹۱.html](https://scientiairanica.sharif.edu/article_۱۹۹۱.html) [Accessed ۲۶ Jan. ۲۰۲۴].

۳۳. Kheyroddin, A., Emami, E. and Khalili, A. (۲۰۱۹). RC Beam-Column Connections Retrofitted by Steel Prop: Experimental and Analytical Studies. *International Journal of Civil Engineering*, ۱۸(۵), pp.۵۰۱-۵۱۸. doi:<https://doi.org/10.1007/s40999-019-00481-8>.

۳۴. Behnam, H., Kuang, J.S. and Samali, B. (۲۰۱۸). Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections. *Computers & Structures*, [online] ۲۰۵, pp.۲۸-۴۴. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2018.04.004>.

۳۵. Alfarah, B., López-Almansa, F. and Oller, S. (۲۰۱۷). New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. *Engineering Structures*, ۱۳۲, pp.۷۰-۸۶. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.022>.



ویراستای نشسته