

## نوع مقاله: علمی - پژوهشی

## چکیده

به علت مشکلات اجرایی در ساختمان‌های بتنی قالب‌تولی، تعبیه میلگردهای برشی قطری عملاً دشوار بوده و در اکثر موارد، از این تسلیح صرف‌نظر می‌شود. لذا این المان‌ها به‌عنوان فیوز خرابی، در اتلاف انرژی ورودی زلزله عملکردی ضعیفی خواهند داشت. در این مطالعه، طرح جایگزینی تیرهمبند بتنی با نوع فولادی برشی تعویض‌پذیر پیشنهاد شده است. بدین منظور ضمن ارائه روابط مربوط به تعیین ظرفیت برشی این تیر، رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های قالب‌تولی طراحی شده با تیرهای همبند فولادی پیشنهادی و بتنی، در محدوده غیرخطی مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد استفاده از تیر همبند فولادی پیشنهادی سبب کاهش سختی در سیستم و بالطبع افزایش تغییر مکان‌های نسبی طبقات می‌شود. در این سیستم پیشنهادی علاوه بر اینکه احتمال رسیدن دیوارها به اولین سطوح خرابی کاهش یافته، تحت زلزله طرح و بیشینه زلزله محتمل قابلیت اعتماد ساختمان‌ها در حصول به عملکردهای از پیش تعیین شده افزایش یافته است. همچنین استفاده از این نوع تیر همبند فلزی، باعث افزایش شکل‌پذیری ساختمان‌های قالب‌تولی می‌شود. اجرای آسان و سهولت در تعمیر یا تعویض این نوع تیر همبند فلزی بعد از یک زلزله مخرب از مزایای دیگر آن در مقایسه با نوع بتنی می‌باشد.

**واژگان کلیدی:** سیستم قالب‌تولی، تیر همبند تعویض‌پذیر، قابلیت اعتماد لرزه‌ای، منحنی شکنندگی.

## بررسی عملکرد لرزه‌ای جایگزینی تیر همبند بتن آرمه با نوع فولادی سوراخ‌دار تعویض‌پذیر پیشنهادی در ساختمان‌های بتنی قالب‌تولی

سید بهرام بهشتی اول (نویسنده مسئول)

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی، تهران، ایران، Beheshti@kntu.ac.ir

سید علی حسینی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

## ۱- مقدمه

مطالعات و تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته نشان می‌دهند که در ساختمان‌های متوسط و بلندمرتبه، سیستم باربر جانبی دیوار برشی همبسته با تیرهای همبند، از عملکرد لرزه‌ای مطلوبی برخوردار است. در سیستم نامبرده، دو یا چند دیوار برشی مجزا با کمک تیرهایی به یکدیگر متصل شده و به صورت یکپارچه عمل می‌کنند. در چنین شرایطی، تیرهای همبند بین دیوارها اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر مجموعه هستند که به هنگام بارگذاری‌های جانبی با ورود به محدوده غیرخطی انرژی ورودی به ساختمان را مستهلک و جذب می‌کنند [۱].

طبق بررسی‌های پائولی [۲]، یک سیستم همبسته قوی، در کنترل تغییر مکان‌های جانبی بسیار کارآمد بوده و با استفاده از آن می‌توان در محدوده گریز مجاز طبقات امکان استفاده از دیوارهای لاغر را نیز فراهم نمود.

مطالعات پائولی و بینی [۳] نشان می‌دهد که استفاده از میلگردهای قطری در تیرهای همبند بتنی علاوه بر افزایش چشمگیر مقاومت برشی منجر به رفتاری شکل‌پذیرتر و بالطبع جذب انرژی بالاتری خواهد شد. به‌علاوه، ضمن این مطالعات مشخص شد که استفاده از هسته‌های قطری (میلگردگذاری قطری و بتن محصور شده در بین آنها) از پدیده لغزش تیر همبند در محل اتصال به دیوار برشی جلوگیری می‌کند.

ژائو و همکاران [۴]، ضمن مطالعاتی تجربی به بررسی تأثیر ابعاد هندسی و درصد میلگردهای برشی تیرهای همبند بتنی بر مکانیسم شکست آنها پرداختند. در این مطالعات مشخص شد که رفتار تیرهای همبند بتنی با نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع کمتر از ۲ به‌صورت برشی بوده و مشابه تیرهای عمیق رفتار می‌کنند. به‌علاوه، در نمونه‌های با درصد میلگرد برشی کم،

همبند طراحی شده بر اساس تسلیم برشی، در مقایسه با تیر همبند طراحی شده بر اساس تسلیم خمشی، قابلیت جذب انرژی بیشتر و نیز رفتار استهلاک چرخه‌ای به مراتب پایدارتری دارد [۷-۸].

حسینی و همکاران [۹]، ضمن مطالعاتی به مقایسه رفتار تیرهای همبند فولادی و بتنی پرداختند. در حلقه‌های پسماند مدل فولادی پدیده باریک‌شدگی مشاهده نشد که نشان از پایداری رفتار پس‌الاستیک و اتلاف انرژی بالاتر در آن بود. به علاوه، در این پژوهش میزان اتلاف انرژی در تیر همبند فولادی سه برابر حالت بتنی گزارش شد.

علی‌رغم عملکرد مطلوب تیرهای همبند فولادی طی بارگذاری‌های لرزه‌ای، تعمیر و یا جایگزینی تیر آسیب‌دیده پس از زلزله، از چالش‌های اصلی استفاده از آنها بود. بر این اساس، چندی بعد تیرهای همبند تعویض‌پذیر پیشنهاد شدند. در این حالت با حفظ عملکرد مطلوب تیر فولادی، فیوزی مرکزی فراهم می‌شود تا تمامی تغییر شکل‌های غیرخطی و خرابی‌ها در آن متمرکز گردد. پس از زلزله، این فیوز به راحتی قابل جایگزینی خواهد بود [۱۰].

جی و همکاران [۱۱] طی مطالعاتی تجربی، رفتار لرزه‌ای تیرهای همبند فولادی تعویض‌پذیر با اتصالات مختلف بین فیوز مرکزی و قسمت‌های کناری را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که اتصال ورق انتهایی با یک کلید برشی و پیچ‌های پر مقاومت، دارای رفتار هیستریزس پایدارتر و دوران نهایی بیشتری نسبت به سایر اتصالات است.

چن و لو [۱۰] در مطالعاتی، به منظور افزایش میزان جذب و اتلاف انرژی، در جان فیوز سوراخی لوزی شکل ایجاد کردند. نظر به اینکه مودهای شکست توسط فیوز کنترل می‌شوند، ایشان اظهار داشتند که ضمن طراحی نیازی به برآورده نمودن الزامات و محدودیت‌های نسبت بار برشی نخواهد بود.

بر اساس مطالعات انجام شده توسط جی و همکاران [۱۲] روی سیستم باربر جانبی دیوار برشی همبسته، تحت زلزله‌های سطح بهره‌برداری، استفاده از تیرهای همبند فولادی تعویض‌پذیر یا بتنی مسلح شده با میلگردهای قطری تأثیری در عملکرد ساختمان نخواهد داشت. در سطوح بالاتر شدت، زوال سختی و مقاومت

گسیختگی به صورت برشی-کششی و در نمونه‌های با درصد میلگرد برشی بالا نیز گسیختگی ترد از نوع لغزشی-برشی گزارش شد.

معمولاً عملکرد مناسب تیرهای همبند بتنی مستلزم استفاده از میلگردهای قطری و ارائه جزئیات اجرایی دقیق است. ضوابط ویژه در ناحیه اتصال به دیوار برشی و همچنین ضرورت وجود میلگردهای متراکم عرضی (خاموت‌ها) در امتداد میلگردهای طولی و قطری از جمله چالش‌های اجرایی این قبیل تیرهای همبند است که در اکثر مواقع منجر به طراحی المان‌هایی با مقاطعی عمیق می‌گردد. به دنبال معایب ذکر شده، تیر همبند فولادی به عنوان جایگزینی مناسب برای تیرهای همبند بتنی مطرح شد.

مطالعات تجربی هریس و همکاران [۵] نشان داد که تیرهای همبند فولادی طراحی شده طبق اصول و ضوابط مربوط به مهاربندهای واگرا، طی بارگذاری‌های رفت و برگشتی از نظر شکل‌پذیری و جذب انرژی نسبت به تیرهای همبند بتنی دارای عملکرد بهتری هستند. با استناد به نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده و خرد شدن بتن دیوار در وجه خارجی محل اتصال دیوار و تیر همبند، توصیه شد که اولاً دیوار در ناحیه قرارگیری تیر همبند فولادی از ظرفیت باربری کافی برخوردار باشد و ثانیاً، طول ناحیه قرارگیری تیر فولادی در دیوار کاهش یابد.

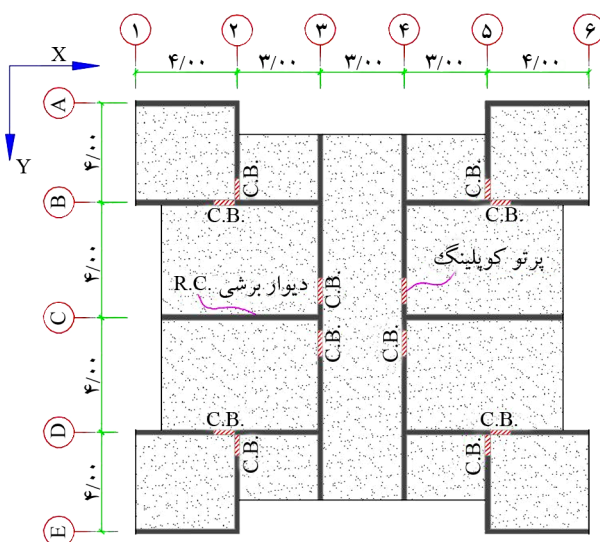
هریس [۶] طی مطالعه دیگری، رفتار ساختمان‌های با سیستم باربر جانبی دیوار برشی همبسته با تیر همبند را مورد ارزیابی قرار داد. در این مطالعه، ساختمانی ۱۸ طبقه با دو نوع متفاوت از تیر همبند (یک بار فولادی و بار دیگر بتنی) مدل شد. لازم به ذکر است، در هر حالت نیز دو رفتار مختلف برای تیر همبند در نظر گرفته شده بود (تسلیم در برش و تسلیم در خمش). نتایج نشان داد که تیر همبند فولادی نسبت به حالت بتنی از شکل‌پذیری بالاتری برخوردار بوده و سبب کاهش میزان انرژی جذب شده و نیز تقاضای شکل‌پذیری دیوار برشی می‌گردد. به علاوه، مشخص شد که تسلیم تیر همبند فولادی در برش، شکل‌پذیری و بالطبع استهلاک انرژی بالاتری را به دنبال خواهد داشت.

سایر مطالعات آزمایشگاهی انجام شده نیز نشان می‌دهند که تیر

سطح خطر منطقه، سطوح عملکردی مختلف معرفی شده‌اند.

## ۲- مشخصات مدل‌های مورد بررسی

در این مطالعه، از پلانی منظم و متقارن با سیستم قالب‌تولنی به شرح شکل (۱) استفاده شد [۱۳]. خط‌چین‌های قرمز داخل پلان معرف تیرهای رابط بالای بازشوهاست که طول  $(L_n)$  و ارتفاعشان  $(h)$  به ترتیب ۱ و ۰/۷ متر است. با توجه به ارتفاع ساختمان‌های قالب‌تولنی اجرا شده در ایران، ساختمانی دارای هفت طبقه با این پلان مدل شد. کاربری ساختمان مسکونی و موقعیت آن در پهنه لرزه‌خیزی تهران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و خاک منطقه بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۵]، تیپ ۲ در نظر گرفته شده است. ساختمان مورد مطالعه ابتدا بر اساس آیین‌نامه بتن آمریکا [۱۶] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS (version 9.7.4) [۱۷] طراحی شده و تمامی الزامات طراحی ارائه شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص قالب‌تولنی‌ها [۱۸] نیز رعایت شده است. مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه ساختمان‌ها، بر اساس مقدار معمول که توسط طراحان برای این سیستم استفاده می‌شود، ۵ انتخاب شده است [۱۹]. در مدل‌سازی نیز برای دال‌ها و دیوارها رفتار پوسته (اثر هم‌زمان تغییر شکل‌های درون و برون صفحه) در نظر گرفته شده است.



شکل (۱): پلان ساختمان‌های قالب‌تولنی مورد مطالعه [۱۳].

تیرهای همبند بتنی و بالطبع کاهش همبستگی دیوارها، گریز طبقات به مراتب بیشتری را نتیجه می‌دهد. در ادامه، ایشان نتیجه گرفتند که تیرهای همبند فولادی تعویض‌پذیر، المان‌هایی دارای پاسخ‌های چرخه‌ای پایدارتر و دوران کمتر هستند که استفاده از آنها منجر به عملکرد بهتر سیستم بعد از تسلیم می‌گردد.

در ساختمان‌های بتنی با تکنیک اجرایی قالب‌تولنی، تیرهای همبند نخستین قسمت‌های آسیب‌پذیر هستند که به لحاظ همبسته کردن دیوارها، نقش به‌سزایی در افزایش سختی و مقاومت جانبی ساختمان ایفا می‌کنند [۱۳]. نظر به طول و ابعاد مقطع تیرهای همبند در این قبیل ساختمان‌ها، تعبیه میلگردهای برشی قطری در آنها عملاً دشوار بوده و در اکثر مواقع از این تسلیح صرف‌نظر می‌شود [۱۴]. با این اوصاف، انتظار رفتاری شکل‌پذیر از این المان‌ها به‌عنوان فیوز لرزه‌بر دور از انتظار است. به‌علاوه، بعد از تجربه سطوح بالای شدت زلزله، بهسازی و مرمت تیرهای همبندی که آسیب خواهند دید، بی‌شک از چالش‌های اصلی پیش‌رو خواهد بود. چالش دیگری که این قبیل سازه‌ها درگیر آن می‌باشند آن است که به‌هنگام ساخت، عبور تأسیسات الکتریکی با سوراخ کردن محل اتصال دیوار برشی به دال بتنی که بیشترین نیروی برشی نیز در این ناحیه وجود دارد، انجام می‌گیرد. این امر باعث ضعف در عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی این ساختمان‌ها می‌شود.

در مطالعه حاضر، به منظور رفع این مشکلات، ایده استفاده از تیر همبند فولادی تعویض‌پذیر<sup>۱</sup> نوین، پیشنهاد شده است. با این تمهید علاوه بر مهیا نمودن محلی برای عبور تأسیسات برقی و مکانیکی، شکل‌پذیری و جذب انرژی تیر همبند به‌عنوان عضو لرزه‌بر تضمین شده است.

به‌طور اخص به‌صورت عددی در محدوده تغییر شکل‌های غیرخطی، تأثیر تیرهای همبند بتنی و فولادی تعویض‌پذیر پیشنهادی بر پاسخ‌ها و عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های قالب‌تولنی مورد بررسی و مقایسه قرار می‌گیرد. علاوه بر این ضریب رفتار طلب و ظرفیت این ساختمان‌ها با دخیل نمودن اثر پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار سازه همچون شکل‌پذیری، اضافه مقاومت،

علاوه بر جلوگیری از کمانش جان تیر، باعث مشارکت آنها در تقویت برشی و بهبود عملکرد میدان کششی تحت بارهای وارده می‌شوند که در نهایت سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای تیرهای همبند می‌شود [۲۰].

جهت حصول اطمینان از تمرکز خرابی‌ها در فیوز، مقاطع کناری طوری طراحی می‌شوند که تحت بارگذاری، الاستیک باقی می‌مانند. بدین منظور، ظرفیت برشی فیوز برابر نیاز برشی در آن در نظر گرفته شده و برای مقاطع بیرونی نیز ظرفیت برشی به اندازه کافی بزرگ‌تر از فیوز تأمین می‌شود.

برای طراحی تیرهای همبند فولادی، از ضوابط مربوط به مهاربندهای واگرا [۲۱] استفاده شده است. با این تفاوت که رابطه ظرفیت برشی این تیر با تیرهای همبند فولادی متعارف متفاوت است. مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ ) این تیر بر اساس تحقیقات انجام شده [۲۲] مطابق رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$V_n = V_w + V_{sc} + V_{st} \quad (1)$$

که در آن  $V_w$  مقاومت برشی ورق جان دارای سوراخ،  $V_{sc}$  و  $V_{st}$  به ترتیب مقاومت برشی سخت‌کننده‌های مورب فشاری و کششی است. بر اساس مطالعات صورت گرفته بر روی تیرهای فولادی دارای بازشو [۲۳] ظرفیت برشی ورق جان سوراخ‌شده ( $V_w$ ) مطابق رابطه (۲) محاسبه می‌گردد:

$$V_w = F_v A_o \geq V_u \quad (2)$$

$$A_o = (h - d_o) \times t_w \quad (3)$$

$$F_v = \frac{0.577 F_y}{\gamma_{M_0}} \quad (4)$$

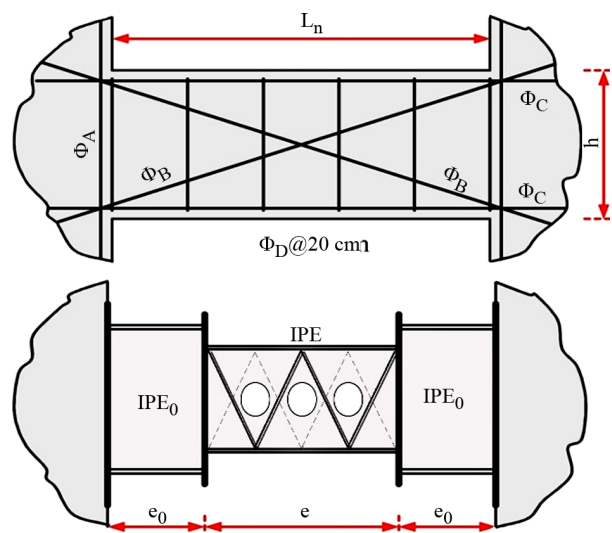
که در این روابط  $V_u$  نیروی برشی اعمالی،  $h$  ارتفاع جان تیر،  $t_w$  ضخامت جان تیر،  $d_o$  قطر سوراخ،  $\gamma_{M_0}$  ضریب مواد که برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود و  $F_y$  تنش تسلیم فولاد نرمة (ST<sub>37</sub>) با تنش تسلیم ۲۴۰ و مدول ارتجاعی ۲/۱×۱۰<sup>۵</sup> مگاپاسکال) است. نیروی برشی قابل تحمل توسط سخت‌کننده‌های مورب چنین تعیین می‌شوند.

$$V_{cs} = A_s \sigma_{cs} \cos(\theta_d) \quad (5)$$

$$V_{ts} = A_s \sigma_{ts} \cos(\theta_d) \quad (6)$$

در نهایت ضخامت همه دیوارها ۲۰ سانتی‌متر لحاظ گردید و جهت تسلیحشان، از میلگرد آجدار نمره ۸ به فاصله هر ۲۰ سانتی‌متر در دو راستای قائم و طولی دیوار به صورت دو لایه، استفاده شد (تنها میلگردهای قائم دیوار در دو طبقه اول از نمره ۱۲ هستند). ضخامت دال‌ها ۱۵ سانتی‌متر است و در طراحی اعضای سازه‌ای، مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد.

مطابق شکل (۲)، در شرایطی که تیرهای همبند بین دیوارها بتنی بود، به منظور تأمین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، میلگردهای قطری نیز طراحی شد. برای حالت فولادی، تیر همبند از سه المان مجزا تشکیل شده که در آن، دو المان کناری مهار شده در دیوارها توسط المان سومی که ضعیف‌تر از آنهاست و به عنوان فیوز عمل می‌کند، به یکدیگر متصل می‌شوند [۱۰]. پس از زلزله فیوز خسارت دیده، بدون نیاز به تعمیر بخش‌های دیگر قابلیت تعویض خواهد داشت. این فیوز در این تحقیق یک تیر فولادی با سوراخ‌های دایره شکل است که جهت تقویت برشی جان سخت‌کننده‌های مورب در آن تعبیه شده است. سوراخ‌ها به منظور عبور دادن تأسیسات و جلوگیری از انتقال آنها از داخل دیوارهای برشی ساختمان‌های قالب‌تونلی، در جان تیر فولادی پیش‌بینی شده است. استفاده از سخت‌کننده‌ها به صورت مورب،



شکل (۲): نمونه جزئیات اجرایی تیرهای همبند بتنی و فولادی پیشنهادی.

### ۳- مدل سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی المان‌ها

برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار PERFRM-3D (version 4.0.3) [۲۵] استفاده شد. اکثر دیوارهای موجود در پلان ساختمان‌های مورد مطالعه طویل بوده و تلاش برای برآورده کردن حداقل‌های گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در تأمین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای این المان‌ها، منجر به حاکم شدن حداقل ضوابط آیین‌نامه طراحی برای برش در مقاطع المان‌ها شده است و لذا ظرفیت برشی این المان‌ها از برش ظرفیتی آن (برش ناشی از ایجاد لنگر حداکثری در دو انتهای المان) کمتر گردید. بر این اساس برش به‌عنوان پارامتر کنترل شونده توسط تغییر شکل در اکثر دیوارها و تمام تیرهای رابط بینشان لحاظ گردید. بدین ترتیب برای دیوارها (جز دیوارهای یک متری واقع در محورهای ۳ و ۴ که به‌صورت خمش-کنترل در نظر گرفته شده‌اند) و تیرهای همبند، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شد.

معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های ساختمان به کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت است. برای دیوارها و تیرهای برش-کنترل که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، مطابق شکل (۴)، به ترتیب تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش وتری به‌عنوان معیار انتخاب می‌گردد [۲۶]. در این مطالعه، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها، مطابق توصیه‌های ASCE41-17 و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۲۵-۲۶]، مقاومت برشی اسمی مقطع المان به‌عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته شده است.

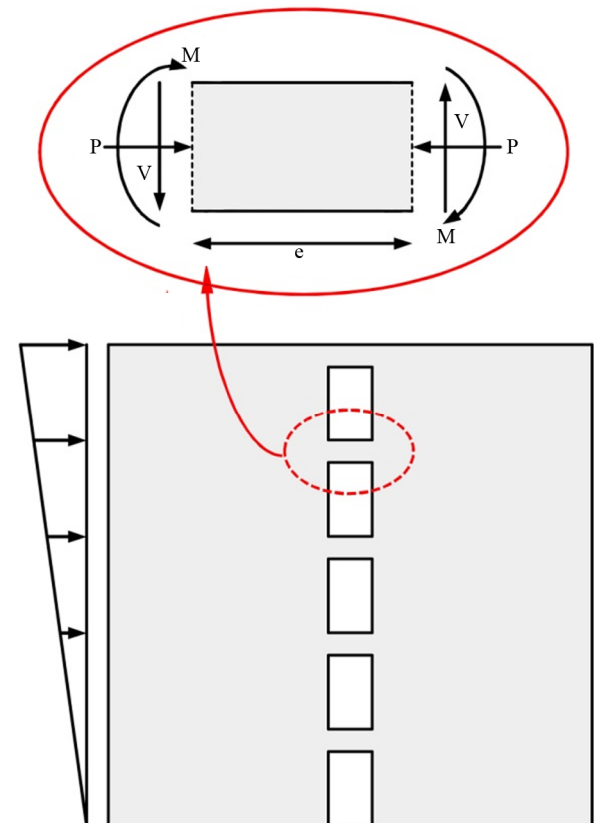
لازم به ذکر است، با توجه به نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع  $(L_n / h) < 2$ ، جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای همبند بتنی، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است. سایر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوارها و تیرهای همبند بتنی، از رابطه کلی بار-تغییر مکان جدول مربوط به روش‌های مدل‌سازی و کنترل معیارهای پذیرش برای اعضای کنترل شونده با برش برداشت شده است [۲۶].

که در آن  $\theta_d$  زاویه سخت‌کننده‌های مورب با خط افق،  $A_s$  سطح مقطع سخت‌کننده‌ها،  $\sigma_{cs}$  و  $\sigma_{ts}$  به ترتیب تنش‌های محوری فشاری و کششی سخت‌کننده‌هاست که بر اساس تنش‌های ایجاد شده در ورق جان و با استفاده از روابط دایره موهر مطابق روابط زیر تعیین می‌شوند.

$$\sigma_{ts} = \sigma_{ty} \times (1 - (1 + \nu) \sin^2(\theta_d - \theta)) + (1 + \nu) \times \tau_{cr} \times \sin(2\theta_d) \leq \sigma_{ys} \quad (7)$$

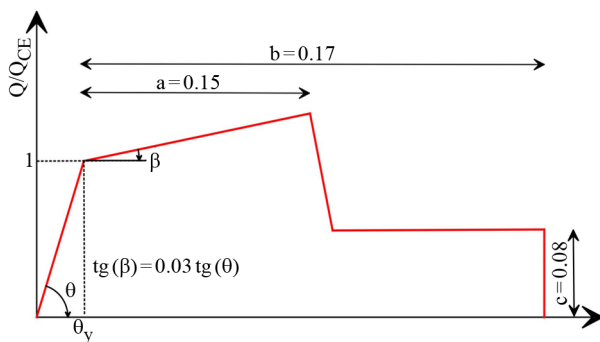
$$\sigma_{cs} = -\sigma_{ty} \times (1 - (1 + \nu) \sin^2(\theta_d + \theta)) + (1 + \nu) \tau_{cr} \sin(2\theta_d) \leq \sigma_{crs} \quad (8)$$

در ادامه مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ ) به‌دست آمده از روابط فوق در ضریب کاهش مقاومت ( $\phi_v$ ) ضرب می‌شود ( $V = 0.9V_n$ ). این عبارت در نهایت با نیاز برشی تیر همبند در سطح خطر طراحی آیین‌نامه ( $V_u$ ) مقایسه می‌شود (شکل ۳). شایان ذکر است، جهت حصول اطمینان از تسلیم فیوز در برش، در این مطالعه، طول فیوز (e) ۵۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است (شکل ۳) [۲۴].



شکل (۳): تلاش‌های داخلی در تیرهای همبند طی بارگذاری جانبی (شماتیک).

همان گونه که ملاحظه می شود، نیاز لرزه ای در تیرهای همبند همواره بیشتر از دیوارهاست (رابطه ۱۰). به علاوه، مشخص است که با انتخاب مناسب مشخصات تیر همبند فولادی، امکان تسلیم فیوز قبل از شروع خرابی در دیوار را تضمین خواهد کرد. در ساختمان با تیر همبند فولادی، المان های کناری به صورت الاستیک در مدل وارد شده و به منظور مدل سازی و کنترل معیارهای پذیرش فیوز در محدوده غیرخطی نیز از رابطه کلی بار- تغییر شکل تعمیم یافته مطابق شکل (۵) استفاده شد.



شکل (۵): منحنی نیرو- تغییر شکل تعمیم یافته برای اجزا و اعضای فولادی [۲۶].

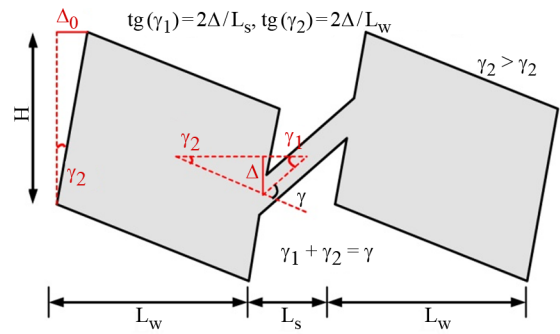
برای فیوزها پس از محاسبه مقادیر ظرفیت های برشی و خمشی مورد انتظار تیر همبند ( $M_{CE}$ ,  $V_{CE}$ ) مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) [۲۶]، نسبت  $1.6M_{CE} / V_{CE}$  نیز با طول در نظر گرفته شده برای آن ( $e$ ) کنترل شد. بررسی ها نشان داد که تسلیم فیوز قطعاً در برش خواهد بود ( $e \leq (1.6M_{CE} / V_{CE})$ ). به این ترتیب، در شکل (۵) پارامترهای مدل سازی غیرخطی تیر همبند ( $a$ ،  $b$  و  $c$ ) متناسب با این حالت از تسلیم برداشت شده است.

جهت محاسبه زاویه چرخش تیر همبند در حد تسلیم ( $\theta_y$ ) از رابطه (۱۱) استفاده می شود که در آن  $k_e$  سختی تیر همبند است و خود مطابق رابطه (۱۲) استخراج می گردد.

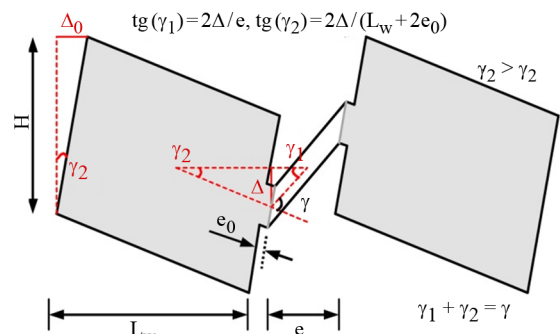
$$\theta_y = \frac{V_{CE}}{k_e e} \quad (11)$$

$$k_e = \frac{k_s k_b}{k_s + k_b} \quad (12)$$

$$k_s = \frac{GA_w}{e} \quad (13)$$



(الف) سه قسمتی مجزای فولادی



(ب) یکپارچه بتنی

شکل (۴): تغییر شکل تیر همبند واقع بین دیوارهای برشی متقارن.

برای دیوارهای خمش - کنترل، به منظور رسیدن به سطح دقیق تری از رفتار غیرخطی که در آن رابطه تنش- کرنش مصالح مصرفی رفتار غیرخطی را طلب می کند، از المان های «رشته ای» استفاده شده است. بدین ترتیب، برای این المان ها، رفتار خمشی غیرخطی و رفتار برشی خطی تعریف گردید (عکس حالت برش - کنترل).

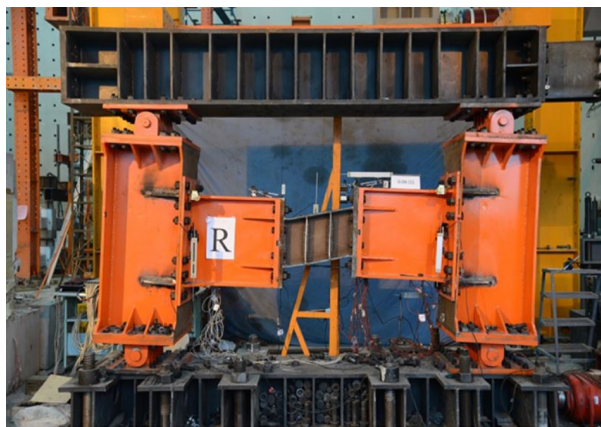
در شکل شماتیک (۴)، دوران تیرهای همبند فولادی تعویض پذیر و بتنی بین دیوارهای برشی متقارن با فرض حاکمیت رفتار برشی در آنها به تصویر کشیده شده است. در این شکل،  $\gamma$  و  $\gamma_2$  به ترتیب دوران در دیوار و دوران نسبی در تیر همبند هستند که در هر دو حالت بتنی یکپارچه و فولادی تعویض پذیر به ترتیب مطابق روابط (۹) و (۱۰) به یکدیگر وابسته می شوند.

$$\gamma = \gamma_2 \left( 1 + \frac{L_w}{L_s} \right) \quad (9)$$

$$\gamma = \gamma_2 \left( 1 + \frac{L_w + 2e_0}{e} \right) \quad (10)$$

به منظور بررسی دقت روابط ارائه شده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده شده است. صحت مدل‌های اجزای محدود نیز توسط نمونه آزمایشگاهی معتبر بررسی شده است. در این پژوهش آزمایش انجام شده توسط جی و همکاران [۱۱] که شبیه‌سازی مناسبی از رفتار تیر همبند است، مدل‌سازی و نمودار نیرو- دوران مدل با نمونه آزمایشگاهی مقایسه گردید.

مطابق شکل (۶) مؤلفه‌های اصلی تشکیل‌دهنده این آزمایش که رفتار تیر همبند را تحت تأثیر می‌گذارد، تیر همبند فولادی، دیوارهای کناری، ورق‌های اتصال و تیر بارگذاری فوقانی است. تیر همبند فولادی، ستون‌های کناری و ورق‌های اتصال با استفاده از یک المان شش‌وجهی هشت نقطه‌ای با سختی کاهش یافته که هر نقطه آن سه درجه آزادی انتقالی دارد (C3D8R) مدل گردید [۲۸]. این المان برای تحلیل غیرخطی شامل مسائل تماس، تغییر مکان بزرگ، پلاستیسیته و شکست مناسب است.



شکل (۶): ستاپ آزمایش مورد مطالعه توسط جی [۱۱].

$$k_b = \frac{12EI_b}{e^3} \quad (14)$$

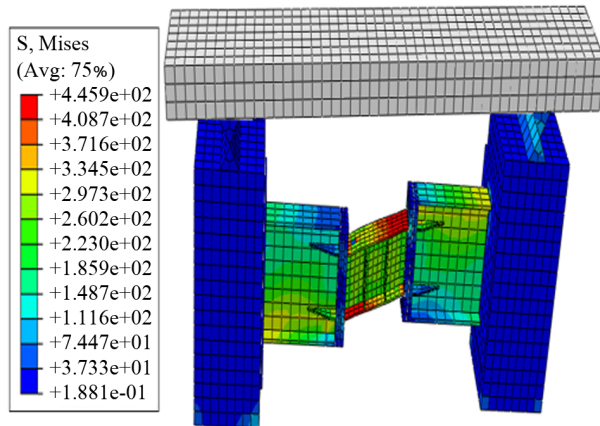
$k_b$  و  $k_s$  به ترتیب سختی‌های برشی و خمشی تیر همبند هستند. پارامترهای  $E$ ،  $I_b$  و  $G$  در روابط اخیر نیز ممان اینرسی مقطع، مدول ارتجاعی و مدول برشی مصالح فیوز می‌باشند. مدل‌سازی دیوارها و تیرهای رابط بتنی بین آنها در نرم‌افزار با کمک المان «دیوار برشی» انجام شده و برای تیرهای همبند فولادی نیز از المان «تیر با مفصل برشی» استفاده شده است. رفتار برون‌صفحه الاستیک برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای دیوارها و بخش‌های انتهایی تیر همبند به دیوار، رفتار الاستیک برای بخش‌های انتهایی تیر همبند و صرف‌نظر از لغزش میلگردها در بتن، از دیگر فرضیات این تحقیق هستند.

مشخصات تیرهای همبند فولادی در ساختمان با توجه به تلاش‌های ایجاد شده در این المان‌ها، بر اساس روابط ارائه شده در بخش ۲ و ضوابط لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی آمریکا [۲۷] تعیین گردید. خلاصه نتایج حاصل از این طراحی در جدول (۱) نشان داده شده است. در این جدول منظور از  $t_w$  و  $h_w$  ارتفاع و ضخامت جان تیر،  $b_f$  و  $t_f$  عرض و ضخامت بال تیر،  $b_s$ ،  $t_s$  و  $\theta_d$  عرض، ضخامت و زاویه سخت‌کننده‌های مورب و قطر سوراخ فیوز می‌باشد. همچنین اتصالات در این سیستم نیز برای حداکثر ظرفیت المان‌های موجود در تیر همبند بر اساس ضوابط لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی آمریکا [۲۷] طراحی گردید تا هیچ‌گونه خرابی در اتصالات رخ ندهد.

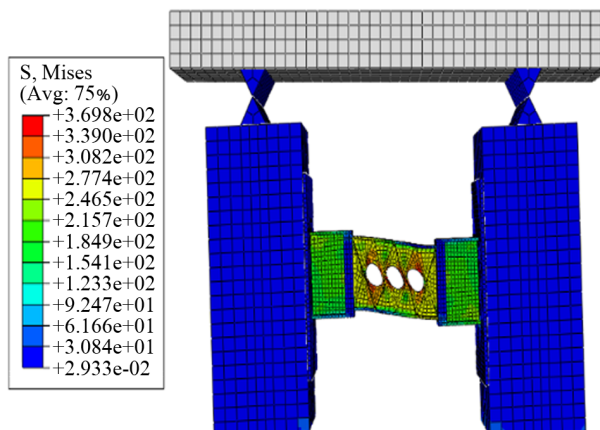
جدول (۱): مشخصات تیرهای همبند فولادی مورد استفاده در ساختمان.

فیوز												راستا	
$V_n$	$4V_{ts}$	$4V_{cs}$	$V_w$	$d_o$	$\theta_d$	$t_s$	$b_s$	$t_f$	$b_f$	$t_w$	$h_w$		
(کیلو نیوتن)	(کیلو نیوتن)	(کیلو نیوتن)	(کیلو نیوتن)	(میلی متر)	(درجه)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)		
۲۷۸/۳	۴۲/۲	۴۲/۱	۱۹۳/۹	۱۰۰	۶۷	۳	۷۱/۵	۱۰	۱۵۰	۷	۳۰۰	۵ و ۲	
۳۳۳/۴	۵۵/۹	۵۵/۹	۲۲۱/۶	۱۰۰	۶۷	۴	۷۱	۱۰	۱۵۰	۸	۳۰۰	۴ و ۳	
المان‌های کناری												راستا	
$V_n$ (کیلو نیوتن)			$t_f$ (میلی متر)			$b_f$ (میلی متر)			$t_w$ (میلی متر)			$h_w$ (میلی متر)	
۴۸۴			۱۲			۲۰۰			۱۰			۳۵۰	۵ و ۲
۵۸۲			۱۵			۲۰۰			۱۲			۳۵۰	۴ و ۳

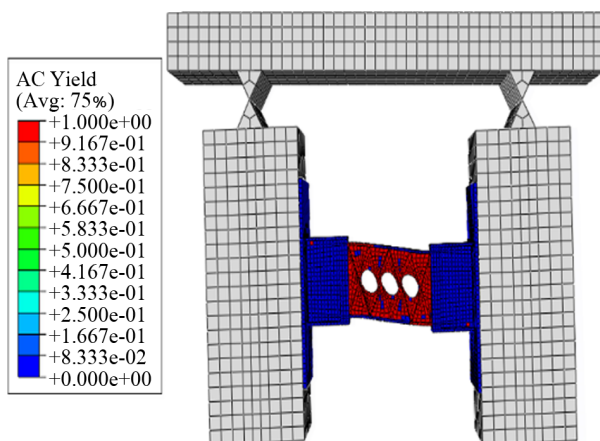
شکل (۱۰) نواحی تسلیم تیر همبند فولادی را هنگامی که دوران در قسمت میانی آن، برابر با دوران متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی است، نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود مطابق هدف طراحی، تسلیم و خرابی در ناحیه فیوز متمرکز شده است.



شکل (۸): توزیع تنش فون مایسز در تیر همبند فولادی آزمایشگاهی.



شکل (۹): توزیع تنش‌های فون مایسز در تیر همبند راستاهای ۲ و ۵.

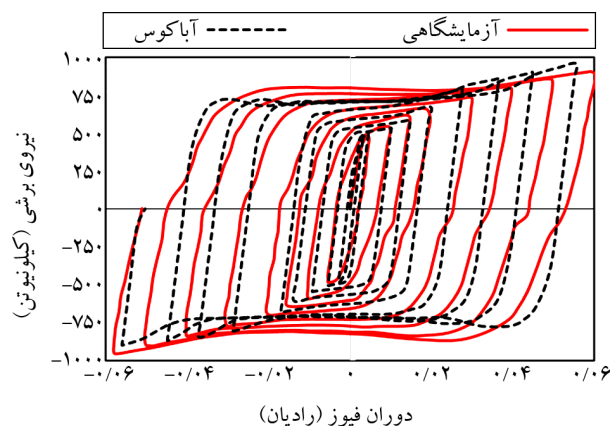


شکل (۱۰): نحوه تسلیم تیر همبند راستاهای ۲ و ۵.

همچنین تیر بارگذاری فوقانی با استفاده از یک المان چهار نقطه‌ای صلب (R3D4) مدل‌سازی شد. مشخصات مصالح نیز مطابق با فولاد مصرفی در آزمایش و به صورت دو خطی تعریف گردید. در تمامی سطوح تماس، از قید «تای» که از لغزش نسبی بین دو سطح جلوگیری می‌کند، استفاده شده است. همچنین برای اتصال مفصلی دیوارها به زمین از ابزار «لینک» در نرم‌افزار استفاده گردید.

بارگذاری با پروتکل مشابه آزمایش به روش تغییر مکان کنترل به سیستم اعمال گردید. در گام بعدی واکنش‌های تکیه‌گاهی و تغییر مکان محل اعمال بار در هر لحظه از بارگذاری استخراج و با استفاده از روابط تحلیل سازه، نمودار نیروی برشی تیر همبند بر حسب دوران آن ترسیم گردید. با توجه به منحنی نیرو-دوران تیر همبند شبیه‌سازی شده و نمونه آزمایشگاهی (شکل ۷) مشخص گردید نتایج حاصل از شبیه‌سازی اجزای محدود، مطابقت خوبی با نمونه آزمایشگاهی دارد. همچنین بر اساس شکل (۸) که تنش‌های تشکیل شده در تیر همبند در آخرین حلقه بارگذاری را نشان می‌دهد، بیشترین تنش در نمونه مدل‌سازی شده، همانند مدل آزمایشگاهی در قسمت اتصال بال‌های فیوز تیر همبند به ورق‌های اتصال تشکیل شده است.

همان‌گونه که مطرح شد، هدف از این شبیه‌سازی، بررسی صحت روابط ارائه شده می‌باشد؛ بنابراین یکی از تیرهای فولادی طراحی شده (تیر راستاهای ۲ و ۵) در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و تحلیل شد. شکل (۹) توزیع تنش‌های فون مایسز و



شکل (۱۱): منحنی نیرو-دوران نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود.



#### ۵- بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها

به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های مورد مطالعه، مقادیر گریز هدف (نسبت تغییر مکان هدف به ارتفاع ساختمان) با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی مشخص و با مقادیر گریز متناظر با سطوح عملکردی ساختمان مقایسه شده است. بدین منظور، متناسب با شرایط خاک محل (نوع B از طبقه‌بندی USGS،  $360 \text{ (m/s)} \leq V_s \leq 800 \text{ (m/s)}$ )، هفت زوج شتاب‌نگاشت از پایگاه داده‌های وب‌سایت PEER با مشخصات دور از گسل برداشت شد [۲۹]. نگاشت‌های انتخابی جزو زلزله‌های دور از گسل هستند و در جدول (۳) معرفی شده‌اند. بعد از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه آنها، مؤلفه نگاشت اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگ‌تر در محدوده فرکانسی ارتعاشی ساختمان انتخاب و در راستای عرضی پلان، بر آن وارد شد. لازم به ذکر است، هفت شتاب‌نگاشت منتخب، بر اساس روش مقیاس‌سازی آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۵]، به طیف طرح استاندارد مقیاس شده است (شکل‌های ۱۱ و ۱۲). با اعمال این شتاب‌نگاشت‌ها به ساختمان‌ها و میانگین‌گیری بیشترین تغییر مکان مرکز جرم بام، تغییر مکان هدف و سپس با تقسیم آن به ارتفاع ساختمان، گریز هدف<sup>۲</sup> به دست آمده است.

شکل‌های (۱۳) و (۱۴) میانگین حداکثر برش و گریز مرکز جرم طبقات تحت نگاشت‌های منتخب را نشان می‌دهند. با توجه به این شکل‌ها مشخص گردید در صورت استفاده از تیر همبند فولادی پیشنهادی، گریز بحرانی‌ترین طبقه تا ۱/۵ برابر افزایش می‌یابد در حالی که در برش پایه تفاوت محسوسی مشاهده نمی‌شود.

نیروی تسلیم تیر همبند با استفاده از تحلیل اجزای محدود برابر با ۲۶۲ کیلو نیوتن و با استفاده از رابطه (۱) برابر ۲۷۸ کیلو نیوتن به دست آمد. مطابقت مناسبی بین نتایج عددی مدل‌سازی و روابط ارائه شده تحلیلی ملاحظه می‌گردد.

#### ۴- بررسی فرکانس‌های طبیعی ساختمان‌ها

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده در مدل‌سازی این مرحله، عیناً همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه ساختمان‌ها بوده و در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، مطابق رابطه (۱۵)، حد بالای اثرات بار ثقلی لحاظ گردید.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (15)$$

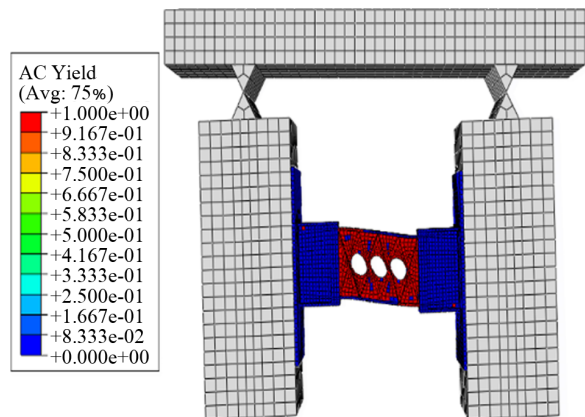
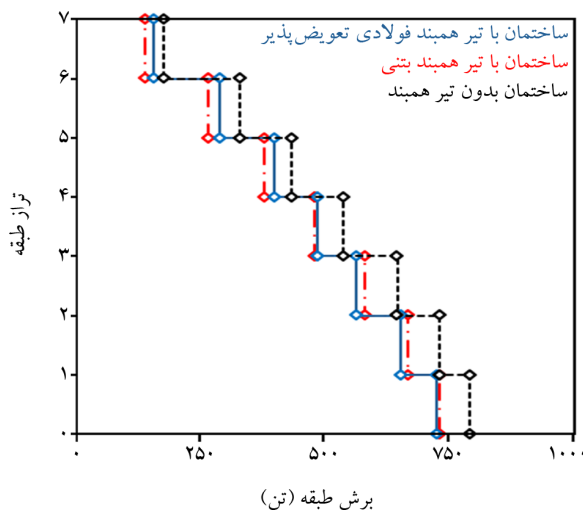
در این رابطه،  $Q_D$  و  $Q_L$  بار مرده و بار زنده مؤثر است. بررسی درصد دیوارها در پلان مشخص می‌سازد که سختی و سطح مقاومت در جهت طولی پلان (x) بیشتر از جهت عرضی آن (y) است. با توجه به جدول (۲)، کنترل ترتیب مودهای انتقالی ساختمان‌ها نیز بر این مورد صحه می‌گذارد. بر این اساس، رفتار ساختمان‌های مورد مطالعه، تنها در جهت عرضی پلان (y) مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل مقادیر ویژه نشان می‌دهد که استفاده از تیر همبند فولادی، بر ترتیب سه مود اول نوسانی ساختمان تأثیری نداشته و تنها سبب افزایش زمان تناوب آن می‌گردد. ضمن اینکه، مود اول برای هر دو ساختمان فاقد مؤلفه انتقالی بوده و کاملاً پیچشی است. ملاحظه می‌شود که استفاده از تیر همبند فولادی سبب کاهش میزان مشارکت جرم سازه در مودهای انتقالی در هر دو راستای طولی و عرضی پلان می‌گردد.

جدول (۲): ضرایب جرم مؤثر انتقالی و زمان تناوب مودهای نوسانی برای ساختمان‌های مورد مطالعه.

مدل فاقد تیر همبند	مدل با تیر همبند فولادی	مدل با تیر همبند بتنی	(T) زمان تناوب (ثانیه)	
			(M) ضریب جرم مؤثر (درصد)	
۰/۵۴۵	۰/۴۷۹	۰/۳۹۶	$T_1$	مود اول
			$M_1$	(پیچشی)
۰/۵۳۳	۰/۳۹	۰/۲۴	$T_2$	مود دوم
			$M_2$	(انتقالی در راستای عرضی پلان)
۰/۳۷۸	۰/۳۰۹	۰/۲۰۱	$T_3$	مود سوم
			$M_3$	(انتقالی در راستای طولی پلان)
۶۷/۲۴	۶۹/۲۸	۷۰/۳۳		

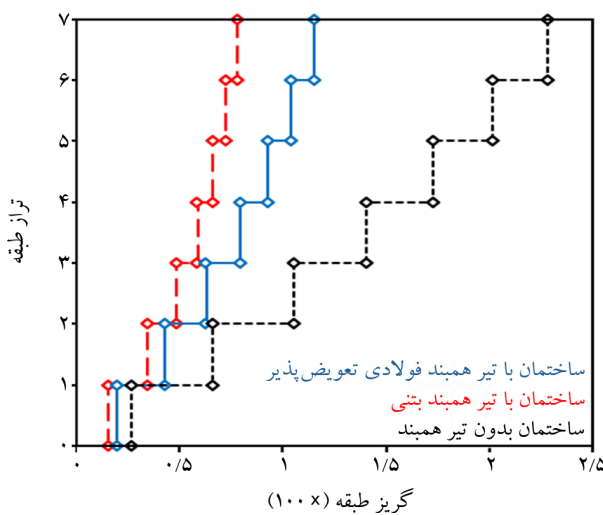
جدول (۳): زلزله‌های انتخابی جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی.

نام	مؤلفه	بزرگا (Mw)	بیشینه شتاب (g)	سایت ایستگاه ثبت تکاشت	فاصله سایت تا منبع (کیلومتر)
کیپ مندوسینو	۹۰	۷/۱	۰/۱۷۸۲	Eureka - Myrtle & West	۴۴/۶
نورثریج	۱۸۰	۶/۷	۰/۲۴۵۵	Hollywood - Willoughby Ave	۲۵/۷
نورثریج	۹۰	۶/۷	۰/۰۶۲۹	Lake Hughes #4B - Camp Mend	۳۲/۳
کیپ مندوسینو	۰	۷/۱	۰/۱۱۶۱	Fortuna - Fortuna Blvd	۲۳/۶
نورثریج	۹۰	۶/۷	۰/۲۴۵۱	Big Tujunga, Angeles Nat F	۲۴/۰
لاندرز	۹۰	۷/۴	۰/۱۳۵۲	Barstow	۳۶/۱
سانفرناندو	۹۰	۶/۶	۰/۱۱۰۳	Pasadena - CIT Athenaeum	۳۱/۷

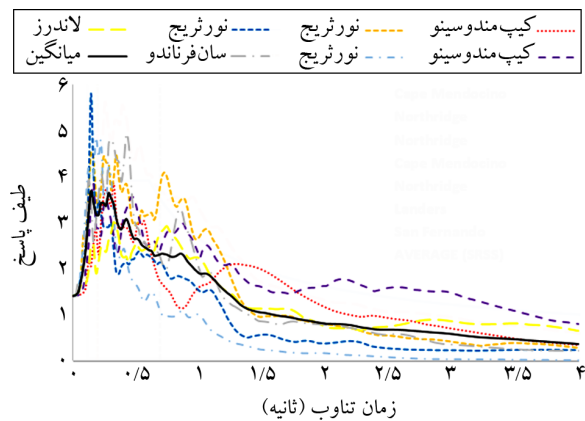


شکل (۱۱): مقایسه طیف آیین نامه و طیف میانگین رکوردهای مقیاس شده.

شکل (۱۳): میانگین حداکثر برش طبقات.



شکل (۱۴): میانگین حداکثر گریز طبقات.



شکل (۱۲): طیف رکوردهای زلزله.

ثانویه اولین المان‌هایی می‌باشند که بسیار پیش تر از دیوار به سطوح خرابی نام برده می‌رسند [۳۰-۳۱] و از طرفی خرابی در آنها نیز نمی‌تواند بر پایداری کل ساختمان اثر قابل توجهی داشته باشد،

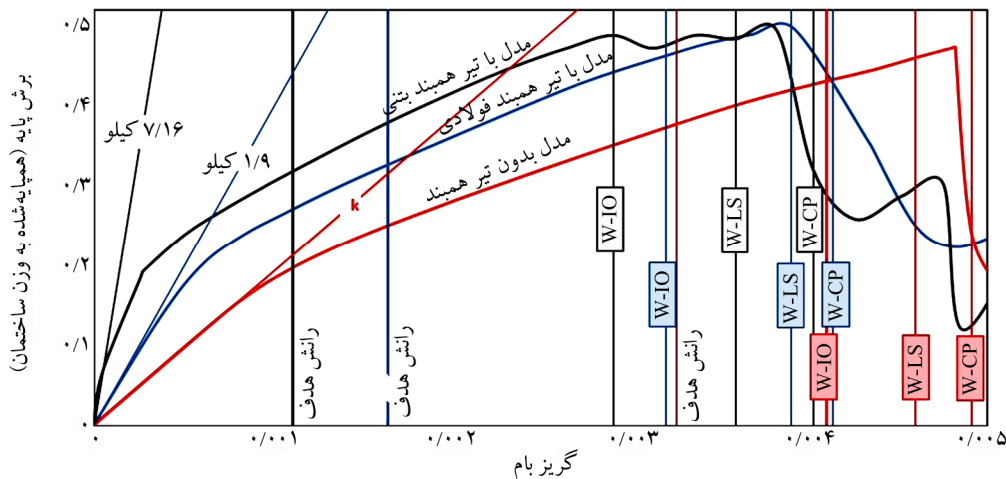
برای تعیین سطوح عملکردی ساختمان‌های مورد مطالعه نیز به تحلیل بار افزون با الگوی توزیع بار جانبی به صورت مودال پرداخته شد. بدین منظور نسبت جابه‌جایی مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان درست زمانی که اولین دیوارها (w) به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) رسیدند، تعیین شد. از آنجا که تیرهای رابط به‌عنوان اعضای

مکان‌های متناظر با سطوح عملکردی مختلف در این ساختمان نسبت به حالت با تیر بتنی شده است (نسبت‌های مقایسه‌ای سختی ساختمان‌ها بر روی منحنی نشان داده شده است). در منحنی ظرفیت ساختمان با تیر فولادی افت مقاومت ناشی از تمرکز خرابی در موقعیت‌های خاص مشاهده نمی‌شود. با توجه به صلیبیت قابل ملاحظه سیستم قالب‌تولی<sup>۳</sup>، افت‌های ناگهانی مقاومت (شوک‌ها) و خرابی‌های پی‌درپی در ساختمان با تیر همبند بتنی می‌تواند منجر به رفتارهای غیر شکل‌پذیر و آسیب‌های غیر سازه‌ای گردد که ماحصل آن افزایش خسارت‌های ساختمان حین زلزله و بالطبع افزایش هزینه‌های مربوط به جبران آنها خواهد بود. خوشبختانه این موضوع به دلیل رفتار شکل‌پذیرتر و قابل کنترل‌تر تیرهای فولادی (استفاده از تیرهای همبند فولادی با ظرفیت نزدیک به نیاز لرزه‌ای در طبقات مختلف) در ساختمان‌های با تیر همبند فولادی مشاهده نمی‌شود. شکل (۱۵) به خوبی نشان‌دهنده‌ی قرابت منحنی‌های ظرفیت ساختمان، در دو حالت بدون حضور تیرهای رابط و با حضور آنها (اعم از فولادی و بتنی)، بعد از رسیدن تعداد کثیری از تیرهای همبند به سطح عملکردی آستانه خرابی بر اساس معیارهای خرابی موجود می‌باشند. همچنین این منحنی در سطح عملکردی آستانه خرابی بر حسب معیار خرابی دیوار برشی، یک سطح از مقاومت را نشان می‌دهد که نشان‌دهنده‌ی این است که تیرهای رابط تأثیری بر مقاومت نهایی ساختمان‌ها ندارند.

در این مطالعه آسیب در آنها ملاک برآورد سطوح عملکردی در ساختمان قرار نگرفته است. در شکل (۱۵) مقادیر گریز متناظر با حالات حدی متناظر آسیب به دیوارها به همراه گریز هدف ساختمان‌ها، در منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بار افزون نمایش داده شده است. همچنین به منظور بررسی تأثیر تیرهای همبند بر سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌ها، تحلیل بار افزون در حالتی که این المان‌ها از ساختمان حذف شده‌اند نیز انجام و منحنی ظرفیت حاصل برداشت شده است.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، وجود تیر فلزی سبب به تعویق افتادن آسیب‌های سه‌گانه به موازات افزایش گریز نسبت به تیر همبند بتنی شده است؛ که در سطح خرابی ایمنی جانی بیشترین اختلاف ملاحظه می‌گردد که نمایانگر کارکرد بهتر تیر فلزی نسبت به بتنی است.

مقایسه منحنی ظرفیت ساختمان‌ها در دو حالت حضور تیرهای رابط (اعم از فولادی و بتنی) و حذف آنها، نشان‌دهنده‌ی تأثیر قابل ملاحظه این المان‌ها بر سختی ساختمان می‌باشد. علت این امر را می‌توان به همبسته شدن دیوارها توسط تیرهای همبند نسبت داد. به این ترتیب، در مدل‌سازی ساختمان‌های قالب‌تولی تأثیر تیرهای همبند بر رفتار سازه قابل چشم‌پوشی نیست و حذف این تیرها از مدل منجر به نتایج مطلوبی نخواهد شد. ساختمان با تیرهای همبند فولادی در مقایسه با ساختمان با تیر همبند بتنی از سختی جانبی کمتری برخوردار است که منجر به افزایش تغییر



شکل (۱۵): منحنی ظرفیت ساختمان‌ها.

## ۶- ارزیابی قابلیت اطمینان لرزه‌ای دیوارها

به منظور ملاحظه اثر تغییر در دامنه، محتوای فرکانسی و مدت دوام نگاهت بر پاسخ، ساختمان‌ها با استفاده از حرکات محتمل زمین، تحت تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) قرار گرفتند. در این تحقیق، جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، از مؤلفه‌های اصلی زلزله‌های معرفی شده در جدول (۳) استفاده شده است.

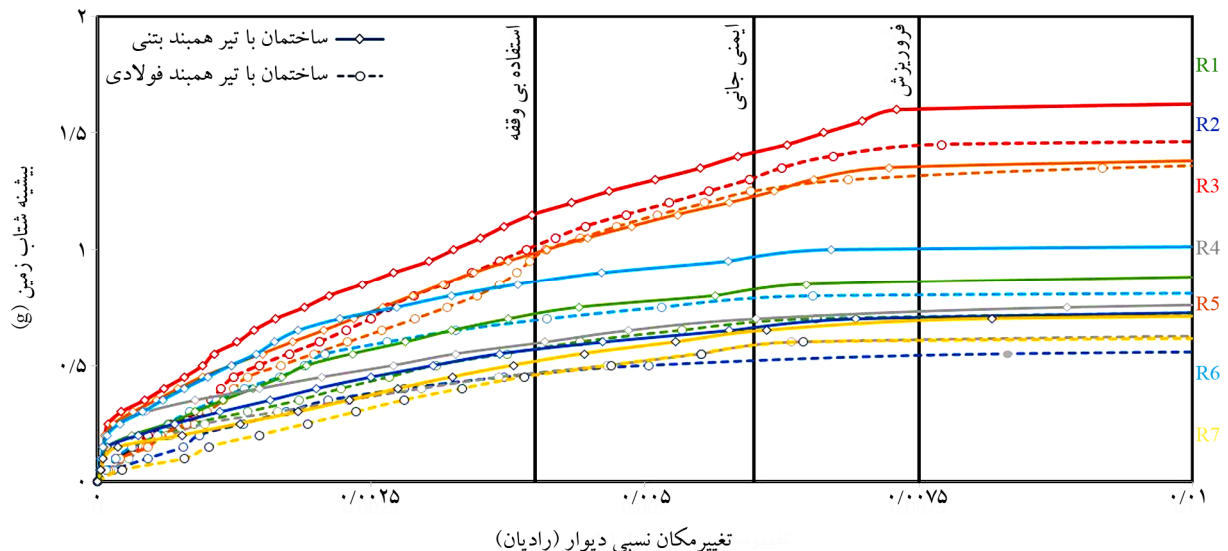
در تحلیل نامبرده، حداکثر شتاب زمین به‌عنوان پارامتر شدت نگاهت‌های اعمالی بر ساختمان (IM) انتخاب شده است. خروجی تحلیل‌ها که پاسخ ساختمان به تحریک ورودی است نیز با پارامتر (DM) نمایش داده می‌شود. منحنی‌های IDA در واقع رسم رابطه بین پاسخ ساختمان (DM) نسبت به تغییر شدت (IM) نگاهت‌هاست. در مطالعه حاضر، بیشینه شتاب زمین (PGA (g))، به‌عنوان پارامتر شدت و حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی ایجاد شده در دیوارهای طبقات (γ<sub>2</sub>) نیز به‌عنوان پارامتر پاسخ محلی (DM) در تحلیل دینامیکی افزایشی انتخاب شده‌اند. در مقایسه با گریز نسبی طبقات به‌عنوان شاخص خرابی کلی، شاخص محلی نامبرده می‌تواند معرف مناسب‌تری برای خرابی در این قبیل ساختمان‌ها باشد. منحنی‌های حاصل از این تحلیل برای ساختمان‌های مورد مطالعه با شرایط مختلف برای تیر همبند مطابق شکل (۱۶) به تصویر کشیده شده است.

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، استفاده از تیر همبند فولادی سبب تغییر در سطح عملکردی دیوارها به ازای شدت متناظر با زلزله طرح<sup>۴</sup> نمی‌گردد. در این سطح شدت خطر لرزه‌ای ساختمان دارای عملکرد IO است. در این سطح از شدت، دیوارها در مدل‌های مورد مطالعه به سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) پاسخ می‌دهند. گریز بام ساختمان‌ها در این سطح خطر، به‌مراتب کمتر از گریز لازم برای رسیدن دیوارها به سطح عملکردی نامبرده است.

برآورد شکل‌پذیری در این سیستم جایگزین می‌تواند مفید باشد. بنا به تعریف، نسبت شکل‌پذیری برابر است با نسبت حداکثر تغییر مکان سیستم (δ<sub>u</sub>)، به تغییر مکان تسلیم (δ<sub>y</sub>)، که به صورت رابطه (۱۶) تعریف می‌گردد.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (16)$$

مطابق با شکل (۱۵) (با اعمال ارتفاع ساختمان) تغییر مکان در لحظات تسلیم و نهایی برای ساختمان با تیر همبند فولادی برابر ۲/۸۶ و ۱۰/۴ میلی‌متر و برای ساختمان با تیر همبند بتنی به ترتیب برابر ۲/۶۱ و ۹/۰۲ میلی‌متر است. در نتیجه ضریب شکل‌پذیری برای این سیستم ساختمانی با تیر همبند فولادی و بتنی به ترتیب برابر با ۳/۶۴ و ۳/۴۵ محاسبه می‌گردد که حاکی از شکل‌پذیری بیشتر تیر فولادی در مقایسه با نوع بتنی است.



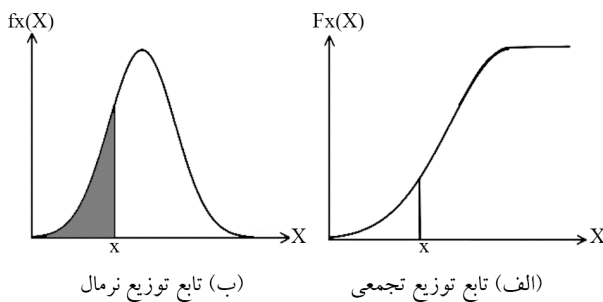
شکل (۱۶): منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و حالات حدی برای سطوح عملکردی.

$$\mu = \bar{x} = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (\ln x)_i \quad (18)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N ((\ln x)_i - \bar{x})^2} \quad (19)$$

در این روابط  $\mu$  و  $\sigma$  به ترتیب میانگین و انحراف استاندارد کمیت مورد نظر می‌باشند. برای به دست آوردن مقدار احتمال یک توزیع نرمال از مساحت زیر منحنی نرمال استفاده می‌شود و به آن تابع توزیع تجمعی نرمال گفته می‌شود که می‌توان آن را مطابق رابطه (۲۰) بر اساس تابع چگالی احتمال تعریف نمود. شکل (۱۷) این توابع آماری را نمایش می‌دهد.

$$F_x(x) = f(\ln x | \mu, \sigma) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2} dx = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right) \quad (20)$$



شکل (۱۷): منحنی‌های توابع آماری مورد استفاده.

حال اگر پارامتر  $R$  بیانگر پاسخ ساختمان و  $LS_i$  سطح عملکرد یا حالت حدی مرتبط با پارامتر  $R$  باشد،  $IM$  نیز یکی از پارامترهای بیانگر شدت زلزله و  $S$  مقدار شدت مورد نظر، آنگاه تابع شکنندگی را می‌توان به فرم ریاضی ارائه شده در رابطه (۲۱) تعریف نمود.

$$Fragility = P[R > LS_i | IM = S] \quad (21)$$

در واقع منحنی‌های شکنندگی توزیع احتمال تجمعی از خسارت را بیان می‌کنند [۳۲].

برای ساختمان‌های مورد مطالعه، با در نظر گرفتن بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی در دیوارها به‌عنوان پاسخ، سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران (نشریه ۳۶۰) [۲۵] را به‌عنوان معیار خرابی در ساختمان

با استناد به نتایج حاصل از این تحلیل مشخص می‌شود که سیستم سازه‌ای مورد مطالعه، به‌طور ذاتی از قابلیت اعتماد لرزه‌ای<sup>۵</sup> بالایی برخوردار است. مطابق جدول (۴)، شدت لازم جهت حصول به سطوح عملکردی مختلف در دیوارها، در هر دو حالت فولادی و بتنی برای تیر همبند، بسیار بالاست. اگرچه در حالتی که تیرهای همبند بتنی هستند، میانگین شدت لازم برای رسیدن به سطوح مختلف خرابی در دیوارها بیشتر است اما به‌طور کلی می‌توان گفت که نوع تیر همبند، تأثیری بر سطح عملکردی المان‌های باربری جانبی ساختمان‌ها به ازای زلزله‌های طرح ( $PGA = 0.35 g$ ) و بیشینه محتمل ( $PGA = 0.525 g$ ) نخواهد داشت.

جدول (۴): میانگین شدت لازم برای رسیدن به سطوح عملکردی مختلف در دیوارها (g).

تیر همبند		سطح عملکردی
فولادی	بتنی	
۰/۶۶۲	۰/۷۷۱	IO
۰/۸۱۹	۰/۹۲۴	LS
۰/۸۵۸	۰/۹۹۴	CP

همان‌گونه که مطرح شد، هدف از این بخش بررسی قابلیت اعتماد لرزه‌ای دیوارها به‌عنوان المان‌های اصلی باربر جانبی ساختمان‌ها می‌باشد. بنابراین احتمال فراگذشت این المان‌ها از سطوح عملکردی مختلف در شدت‌های متفاوت زمین در قالب منحنی‌های شکنندگی در دو حالت مختلف برای تیرهای همبند (بتنی و فولادی)، ارائه می‌شود. لازم به ذکر است که برای استخراج منحنی‌های شکنندگی از روش تحلیل دینامیکی افزایشی با به‌کارگیری تابع توزیع نرمال استفاده شده است.

معمولاً در تهیه این منحنی‌ها از لگاریتم طبیعی متغیرهای تصادفی پیوسته، به‌عنوان ورودی تابع توزیع استفاده می‌شود، لذا می‌توان این تابع را یک تابع توزیع لوگ نرمال نامید. تابع چگالی این توزیع به صورت رابطه (۱۷) تعریف می‌شود.

$$f(\ln x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2} \quad (17)$$

عملکردی برداشته شده است. مقادیر میانگین و انحراف استاندارد این منحنی‌ها در جدول (۵) مشخص شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، مقادیر میانگین شدت‌های جنبش جهت حصول به عملکردهای سه گانه در تیر فلزی نسبت به بتنی بیشتر و انحراف استاندارد کمتری می‌باشد که حاکی از مقاومت بیشتر و مطمئن تر تیرهای فلزی نسبت به نوع بتنی است. همچنین طی بررسی منحنی‌های مربوطه و مقادیر عددی در جدول (۶) مشخص شد که به ازای زلزله طرح، در هر دو حالت تیر همبند فولادی و بتنی، احتمال رسیدن دیوارها به سطح عملکردی ایمنی جانی بسیار ناچیز است.

جدول (۵): مقادیر میانگین و انحراف استاندارد.

میانگین داده‌ها					
تیر همبند فولادی			تیر همبند بتنی		
IO	LS	CP	IO	LS	CP
۰/۷۶۷	۰/۸۷۲	۰/۹۳۷	۰/۶۰۱	۰/۷۶۴	۰/۷۹۹
انحراف استاندارد داده‌ها					
تیر همبند فولادی			تیر همبند بتنی		
IO	LS	CP	IO	LS	CP
۰/۳۰۹	۰/۳۱۴	۰/۳۳۸	۰/۳۶۹	۰/۳۷۷	۰/۳۹۰

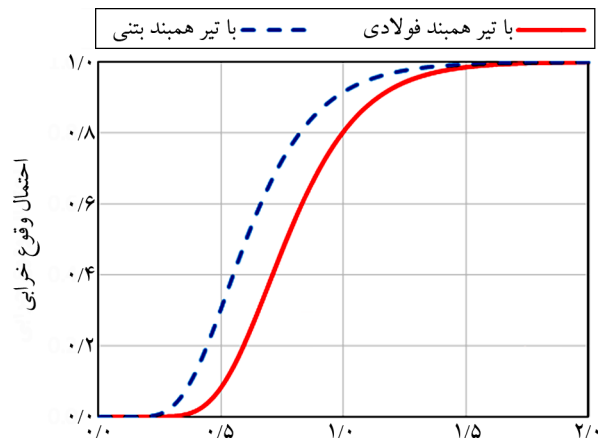
جدول (۶): احتمال رسیدن دیوارهای ساختمان به سطوح مختلف عملکردی (درصد)

سطح خطر متناظر با زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ (PGA = 0.35 g)					
تیر همبند فولادی			تیر همبند بتنی		
IO	LS	CP	IO	LS	CP
۰/۹۷	۰/۱۸۱	۰/۱۷۹	۹/۹۶	۱/۹۱	۱/۷۱
سطح خطر متناظر با بیشینه زلزله محتمل (PGA = 0.525 g)					
تیر همبند فولادی			تیر همبند بتنی		
IO	LS	CP	IO	LS	CP
۱۷/۴	۷/۱	۶/۲	۴۴/۳	۱۹/۱	۱۶/۹

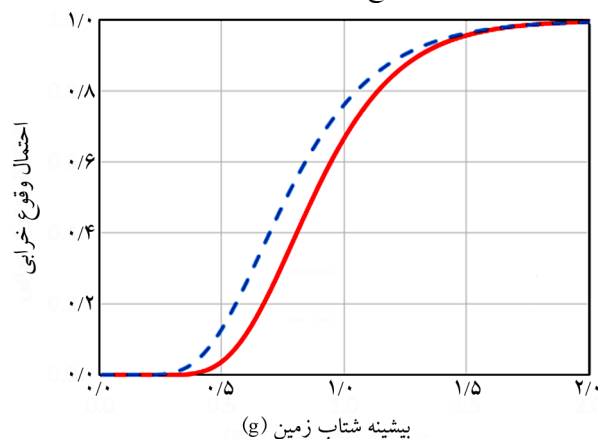
در بیشینه زلزله محتمل، سیستم قالب تونلی با تیرهای همبند فولادی، احتمال رسیدن دیوارها به سطح عملکردی نامبرده در ساختمان تقریباً ۷ درصد است. در همین سطح از شدت، برای زمانی که تیرهای همبند بتنی باشند احتمال برای سطح عملکردی نامبرده در حدود ۱۹ درصد برآورد می‌گردد.

در این سیستم، ضمن استفاده از تیرهای همبند فولادی

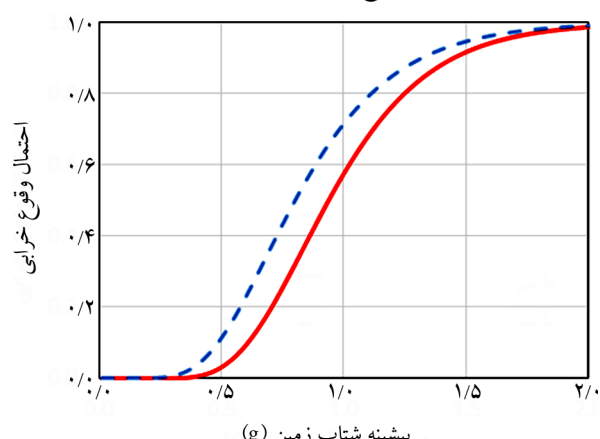
لحاظ نموده و به این حالات حدی، مقادیر کمی مطابق با آنچه در دستورالعمل ارائه شده است، نسبت داده شد (شکل ۱۶). ادامه، مطابق شکل (۱۸)، تحت شدت‌های مختلف زلزله احتمال رسیدن پاسخ دیوارها به مقادیر حدی متناظر با سطوح مختلف



بیشینه شتاب زمین (g)  
سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (الف)



بیشینه شتاب زمین (g)  
سطح عملکرد ایمنی جانی (ب)



بیشینه شتاب زمین (g)  
سطح عملکرد آستانه فروریزش (پ)

شکل (۱۸): احتمال رسیدن دیوارها به سطوح عملکردی مختلف.

در بیشینه زلزله محتمل، برای ساختمان با تیر همبند بتنی، احتمال رسیدن دیوارها به این سطوح عملکردی به ترتیب برابر ۴۵، ۱۹ و ۱۷ درصد و برای حالت فولادی برابر ۱۸، ۷ و ۶ درصد است. علت افزایش احتمال خرابی برای ساختمان با تیر همبند بتنی را می‌توان رفتار صلب‌گونه این سیستم دانست. در این مطالعه مشخص شد که استفاده از تیر همبند فولادی تعویض‌پذیر در ساختمان‌های قالب‌تولی، علاوه بر سادگی در حین اجرا و سهولت تعمیر یا تعویض بعد از یک زلزله مخرب، باعث افزایش شکل‌پذیری ساختمان‌های قالب‌تولی می‌گردد. از طرفی دیگر پایین بودن احتمال خرابی دیوارهای برشی همبسته با تیرهای همبند فولادی، تحت زلزله‌های طرح و بیشینه محتمل، نشان‌دهنده‌ی قابلیت اعتماد بالای این ساختمان‌هاست. اگرچه در این تحقیق فرض گردید که تیرهای همبند بتنی دارای آرماتورهای قطری بوده و لذا مقاومت و شکل‌پذیری برشی آنها تأمین شده است، اما به علت تجمع آرماتورها و عرض کم این تیرها، عملاً این فولادها اجرا نشده و نوع بتنی این تیرها دارای شکل‌پذیری و مقاومت لازم نبوده و در ابتدای بارگذاری بارگذاری جانبی اثربخشی خود را از دست می‌دهند [۳۳]. لذا با توجه به موارد مذکور، جایگزینی تیرهای همبند بتنی با نوع فولادی تعویض‌پذیر پیشنهادی، در ساختمان‌های قالب‌تولی توصیه می‌گردد.

### مراجع

1. El-Tawil, S., Christopher, M.K., and Mohammad, H. (2002) Pushover of hybrid coupled walls, design and modeling. *Journal of Structural Engineering*, **128**(10), 1272-1281.
2. Paulay, T. (2002) The displacement capacity of reinforced concrete coupled walls. *Engineering Structures*, **24**(9), 1165-1175.
3. Paulay, T. and Binney, J.R. (1974) Diagonally reinforced coupling beams of shear walls, shear in reinforced concrete. *ACI Special Publications*, **42**, 579-598.
4. Zhao, Z.Z., Kwan, A.K.H., and He, X.G. (2004) Nonlinear finite element analysis of deep reinforced concrete coupling beams. *Engineering Structures*,

احتمال رسیدن دیوارها به سطوح عملکردی کاهش می‌یابد. این مورد در ساختمان با تیر همبند بتنی را می‌توان به بیشتر بودن سختی در سیستم و بالطبع رفتار صلب‌گونه این سیستم نسبت داد. بررسی‌ها نشان می‌دهند ساختمان با تیر همبند بتنی، نسبت به حالت فولادی، برای سطح عملکردی آستانه فروریزش افزایش احتمال تقریباً ۱۱ درصد است.

### ۲- نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این مطالعه محدود به مدل‌ها و فرضیات اتخاذ شده بوده و بدین شرح است:

۱. نوع تیر همبند تأثیری بر ترتیب مودهای نوسانی ساختمان‌ها ندارد. هنگام استفاده از تیرهای همبند فولادی، سختی جانبی سیستم کاهش یافته و بالطبع زمان تناوب مودها افزایش می‌یابد. این در حالی است که ضریب جرم مؤثر مودهای انتقالی روندی کاهشی دارد.
  ۲. در سیستم قالب‌تولی، تیر همبند تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان به‌خصوص پاسخ‌های تغییر مکانی دارد. ضمن استفاده از تیر همبند فولادی تعویض‌پذیر، تحت زلزله طرح، گریز بحرانی‌ترین طبقه ۱/۵ برابر گریز ساختمان با تیر همبند بتنی است.
  ۳. برای ساختمان‌های قالب‌تولی مورد بررسی، شدت لازم جهت رسیدن المان‌های اصلی باربر جانبی ساختمان‌ها (دیوارها) به سطوح عملکردی مختلف، بسیار بیشتر از شدت زلزله طرح است. تحت زلزله طرح در هر دو حالت تیر همبند فولادی و بتنی، دیوارها به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه نمی‌رسند. این موضوع عملکرد لرزه‌ای مناسب این ساختمان‌ها را هنگام استفاده از تیرهای همبند فولادی تعویض‌پذیر و بتنی نشان می‌دهد.
- تحت زلزله طرح، احتمال رسیدن دیوارهای ساختمان با تیر همبند بتنی به سطوح عملکردی استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب ۱۰، ۲ و ۱/۷ درصد می‌باشد. این مقادیر برای ساختمان با تیر همبند فولادی کمتر از ۱ درصد است.

- Design of Tall and Special Buildings*, **17**(3), 579-600.
15. Permanent Committee for Revising the Standard 2800 (2014) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, 4<sup>th</sup> Edition, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (in Persian).
  16. ACI Committee 318 (2014) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary*. American Concrete Institute.
  17. Computers and Structures Inc. (CSI) (2008) *Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear Version 9.7.4*, Berkeley, CA, USA.
  18. Approved Technologies in Direction of Sub-Note 2-6, Paragraph "D", Note 6, (2007) *A Step in Direction of Building Industrialization, First Edition*, Building and Housing Research Center Press, Pages 21 and 22 (in Persian).
  19. Beheshti Aval, S.B. and Mohsenian, V. (2017) Multi-level R-factor determination for RC tunnel-form buildings. *Sharif Journal of Civil Engineering*, **33**(2), 1.2, 53-59 (in Persian).
  20. Arabzadeh, A. and Omranian, E. (2014) Parametric investigation of the behavior of a proposed steel coupling beam in coupled shear wall structures under cyclic loading. *Sharif Journal of Civil Engineering*, **30**(2), 133-141 (in Persian).
  21. Institute of National Building Regulations (2013) *Design and construction of Steel Structures, Topic 10*. 4<sup>th</sup> Edition, Ministry of Roads & Urban Development, Iran (in Persian).
  22. Sigariyazd, M.A., Joghataie, A., and Attari, N.K. (2016) Analysis and design recommendations for diagonally stiffened steel plate shear walls. *Thin-Walled Structures*, **103**, 72-80.
  23. Chung, K.F., Liu, C.H., and Ko, A.C.H. (2003) Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: an empirical design method using a generalized moment-shear interaction curve. *Journal of Constructional Steel Research*, **59**(9), 1177-1200.
  24. Computers and Structures Inc. (CSI) (2007) **26**(1), 13-25.
  5. Harries, K.A., Mitchell, D., Cook, W.D., and Redwood, R.G. (1993) Seismic response of steel beams coupling concrete walls. *Journal of Structural Engineering*, **119**(12), 3611-3629.
  6. Harries, K.A. (1995) *Seismic Design and Retrofit of Coupled Walls Using Structural Steel*. Ph.D. Thesis, McGill University, Montreal, Canada.
  7. Park, W.S., Yun, H.D., Hwang, S.K., Han, B.C., and Yang, I.S. (2005) Shear strength of the connection between a steel coupling beam and a reinforced concrete shear wall in a hybrid wall system. *Journal of Constructional Steel Research*, **61**(7), 912-941.
  8. Park, W.S. and Hyun-Do, Y. (2006) The bearing strength of steel coupling beam-reinforced concrete shear wall connections. *Nuclear Engineering and Design*, **236**, 77-93.
  9. Hosseini, M., Sadeghi, H., and Habiby, S. (2011) Comparing the nonlinear behaviors of steel and concrete link beams in coupled shear walls system by finite element analysis. *Procedia Engineering*, **14**, 2864-2871.
  10. Chen, Y. and Lu, X. (2012) New replaceable coupling beams for shear wall structures. *15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, Paper ID 2583, 24-34.
  11. Ji, X., Wang, Y., Ma, Q., and Okazaki, T. (2016) Cyclic behavior of replaceable steel coupling beams. *Journal of Structural Engineering*, **143**(2), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001661.
  12. Ji, X., Liu, D., Sun, Y., and Molina Hutt, C. (2016) Seismic performance assessment of a hybrid coupled wall system with replaceable steel coupling beams versus traditional RC coupling beams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **46**(4), 517-535.
  13. Beheshti Aval, S.B. and Mohsenian, V. (2016) Probabilistic seismic performance model for tunnel form concrete building structures. *Journal of Structural and Construction Engineering*, **3**(3), 42-57 (in Persian).
  14. Yuksel, S.B. (2008) Slit-connected coupling beams for tunnel form building structures. *The Structural*



Design Basis Earthquake

۴- زلزله طرح

Seismic Reliability

۵- قابلیت اعتماد لرزه‌ای

Maximum Considered Earthquake

۶- بیشینه زلزله محتمل

*Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, Version 5.0.0, Berkeley, CA, USA.*

25. Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau (2014) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, No. 360, Management and Planning Organization, Iran.
26. ASCE (2017) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI41-17, American Society of Civil Engineers.
27. AISC 341-10 (2010) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.
28. ABAQUS (2014) ABAQUS User Manual. Version 6.14, SIMULIA World Headquarters, Providence.
29. PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Available: [http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database).
30. Beheshti Aval, S.B, Mohsenian, V., and Kouhestani, H.S. (2018). Seismic performance-based assessment of tunnel form building subjected to near-and far-fault ground motions. *Asian Journal of Civil Engineering*, **19**(1), 79-92.
31. Beheshti Aval, S.B. (2013) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Vol. I, K. N. Toosi University of Technology Press, Iran (in Persian).
32. Cimellaro, G.P., Reinhorn, A.M., Bruneau, M., and Rutenberg, A. (2006) *Multi-Dimensional Fragility of Structures: Formulation and Evaluation*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, MCEER-06-0002.
33. Beheshti Aval, S.B. and Asayesh, M.J. (2017) Seismic Performance Evaluation of Asymmetric Reinforced Concrete Tunnel-Form Buildings. *Structures, Elsevier*, **10**, 157-169.

### واژه‌نامه

Replaceable Steel  
Coupling Beam

۱- تیر همبند فولادی تعویض‌پذیر

Target Drift

۲- گریز هدف

Tunnel Form System

۳- سیستم قالب‌توتلی

## Seismic Performance Assessment of Substituting RC Coupling Beams with Replaceable Perforated Steel Type in Tunnel Form Concrete Building Structures

S. Bahram Beheshti Aval<sup>1\*</sup> and S. Ali Hussaini<sup>2</sup>

1. Associate Professor, Civil Engineering Faculty, K. N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran, \*Corresponding Author, email: Beheshti@kntu.ac.ir
2. M.Sc. Graduate in Structural Engineering, K. N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran

The coupled-shear wall system has been proven to be an outstanding lateral-load resisting system in the medium- to high-rise buildings. In this system, several individual shear walls are coupled with coupling beams. Thus, the walls show an integrated performance in resisting the earthquake loads by providing control over lateral displacements. In tunnel form buildings, the strength and the lateral stiffness are influenced by the coupling beam. In this system, the coupling beams act as a fuse in this system; they are the first elements to undergo inelastic deformations. The proper design of the concrete coupling beams (CCBs) leads to the use of diagonal reinforcements and high-level of detailing. There is a problem in construction of RC tunnel form buildings related to inserting the diagonal reinforcing shear bars, which is practically difficult and in most cases, this reinforcement is ignored. Therefore, these elements as the structural fuses have a minor contribution in dissipation of seismic input energy. Recent researches showed that the steel coupling beams (SCBs) exhibit better performance than the CCBs in terms of ductility and energy absorption during cyclic loadings. The pinching effect was not observed in the hysteretic loops for SCBs, which implied a more stable post-elastic behavior and a higher energy dissipation capacity than the CCBs. Also, the energy dissipation capacity of SCBs was more than three times larger than that of the CCBs. In this study, a regular symmetric plan seven-story tunnel form building was used. The coupling beams with a length of 1 m and a depth of 0.7 m above the openings were inserted. The building was assumed to be residential and located in Tehran. The story height was 3 m, and the soil was considered type B based on the regulatory seismic code of Iran. The building was designed according to ACI 318-14 by using ETABS software. The thickness of the walls and the slabs were 20 cm and 15 cm, respectively. No. 8 rebar with spacing of 20 cm was designed for the vertical and horizontal reinforcements in two layers. In the first two stories, only the vertical reinforcements were of No. 12 rebar. The compressive strength of concrete and the yield strength of reinforcements for structural members were 25 MPa and 400 MPa, respectively. The diagonal reinforcements of the CCBs were designed to provide the ductility and the improvement of the shear strength. In this research, the CCBs were substituted by SCBs with circular holes. The shear strength of the beam was improved with diagonal stiffeners. The holes in the web of the beam were used to convey installations and to avoid perforating shear walls in tunnel form buildings. The diagonal stiffeners prevented the buckling of the beam's web. Also, the shear strength and the tension field action were improved. Therefore, the seismic performance of the coupling beam was overall enhanced. As the main design equipment the SCB, the relations related to determining the shear capacity of the steel beam were exploited. Then, the seismic behavior of tunnel-form structures with regular RC coupling beams against the same structures designed with the proposed steel beams has been evaluated and compared in a nonlinear range. Finite element modeling and nonlinear analyses were conducted in PERFORM-3D. The incremental dynamic analysis regarding the probable ground motions was performed on the buildings to consider the effects of amplitude variation, frequency content, and the duration of ground motions on the response. The results showed that the use of the proposed SCB reduces the system stiffness and thus increases story drifts. In addition to decreasing the probability of the walls to attain the first levels of failure slightly, under the design earthquake and the maximum probable earthquake, the reliability of buildings in achieving predetermined performances was increased. Indeed, the use of this proposed coupling beam also increases the ductility of the tunnel form structures. Easy to implement and easy to repair or replacement of this steel coupling beam after a destructive earthquake are its other advantages compared to RC type.

**Keywords:** Tunnel Form System; Replaceable Coupling Beam; Seismic Reliability; Fragility Curve.