

رفتار لرزه‌ای تیر همبند فولادی تعویض پذیر در دیوار برشی بتنی مسلح

داود زارعی^۱، عباسعلی تسنیمی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
۲- استاد مهندسی سازه، گروه مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

tasnimi@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۷/۶/۳۰]

تاریخ دریافت: [۹۶/۸/۲۸]

چکیده

کاربرد تیرهای همبند فولادی در دیوارهای برشی بتن مسلح به علت عملکرد لرزه‌ای و انعطاف‌پذیری بهتر و همچنین اجرای راحت‌تر و ابعاد کوچکتر آن نسبت به تیرهای بتنی رو به گسترش است. برای اجتناب از خرابی ماندگار اتصال تیر فولادی به دیوار بتنی، می‌توان از تیر فولادی دارای المان تعویض‌پذیر استفاده نمود. در این مقاله یک تیر همبند فولادی طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی و ساخته شده است. همچنین المان تعویض‌پذیر و بخش‌های کناری آن بر اساس ضوابط تیر پیوند مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی و ساخته شده است. مجموعه دو دیوار طرفین تیر و تیر همبند تعویض‌پذیر با مقیاس ۱ به ۳ ساخته شده و با تاریخچه جابه‌جایی چرخه‌ای بر اساس تغییر شکل نسبی طبقات مورد آزمایش قرار گرفته است. با توجه به نتایج بدست آمده، رفتار غیر خطی تیر همبند به المان تعویض‌پذیر محدود شده است اما با توجه به مقاطع استفاده شده و نیروهای موجود در تیرها، رابطه استفاده شده از مبحث دهم برای طراحی تیرهای کناری نیاز به اصلاح دارد. همچنین بر اساس سختی محاسباتی و سختی اندازه‌گیری شده سیستم و بر مبنای طول مهارتی تیر فولادی در دیوار بتن مسلح، روشی برای محاسبه سختی واقعی این مجموعه برای طراحی سازه‌ها و محاسبه جابه‌جایی طبقات پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی: دیوار برشی بتن مسلح، تیر همبند فولادی، المان تعویض‌پذیر، محل تکیه گاه موثر

۱- مقدمه

می‌شوند، تبدیل خواهد شد. در این سیستم‌ها تیرهای همبند با رفتار غیر خطی عملکرد اصلی مجموعه را در هنگام رخداد زلزله خواهند داشت [5]. به طور معمول و سنتی، تیرهای همبند بتن مسلح در این سیستم‌ها مورد استفاده قرار گرفته می‌گیرند. در پی رخداد زلزله‌های گذشته، گزارش‌های منتشر شده حاکی از آن است که سازه‌های دارای تیرهای همبند بتن مسلح تحت اثر زلزله‌های شدید به طور جدی دچار خرابی

سیستم‌های دیوار برشی بتن مسلح به علت سختی و عملکرد لرزه‌ای مناسب به صورت گسترده‌ای در سازه‌های ساختمانی مورد استفاده قرار می‌گیرند [4-1]. در بسیاری از سازه‌های دارای دیوار برشی، با توجه به ضرورت‌های معماری، باید در دیوارها بازشوهای تعبیه شود که در این صورت دیوار برشی به دو دیوار مجزا که از طریق تیرهای همبند به یکدیگر متصل

از خرابی در تیرهای کناری و اتصال آنها به دیوار برشی مورد ارزیابی قرار گرفته است. در شکل (۱) نمای شماتیک یک سیستم دیوار برشی دارای تیر همبند فولادی با المان تعویض پذیر و تصویر تغییر شکل یافته یک طبقه این سیستم بر اثر بار جانبی نمایش داده شده است. همان‌گونه که در شکل مشخص است، چرخش المان تعویض پذیر (θ_f) تابعی از جابه‌جایی نسبی طبقه (θ_s) است که در رابطه (۱) بیان شده است.

$$\theta_f = \theta_s \left(1 + \frac{2l}{e}\right) \quad (1)$$

در رابطه ۱ فاصله مرکز دیوار تا ابتدای المان تعویض پذیر (L) مطابق شکل (۱-ب) برابر با ۸۷۵ میلی‌متر و طول المان تعویض پذیر (e) برابر با ۲۰۰ میلی‌متر است.

شکل ۱. دیوار برشی دارای تیر همبند تعویض پذیر، الف) مدل شماتیک سیستم دیوار برشی بتن مسلح و تیر همبند فولادی دارای المان تعویض پذیر و ب) المان تعویض پذیر تغییر شکل یافته

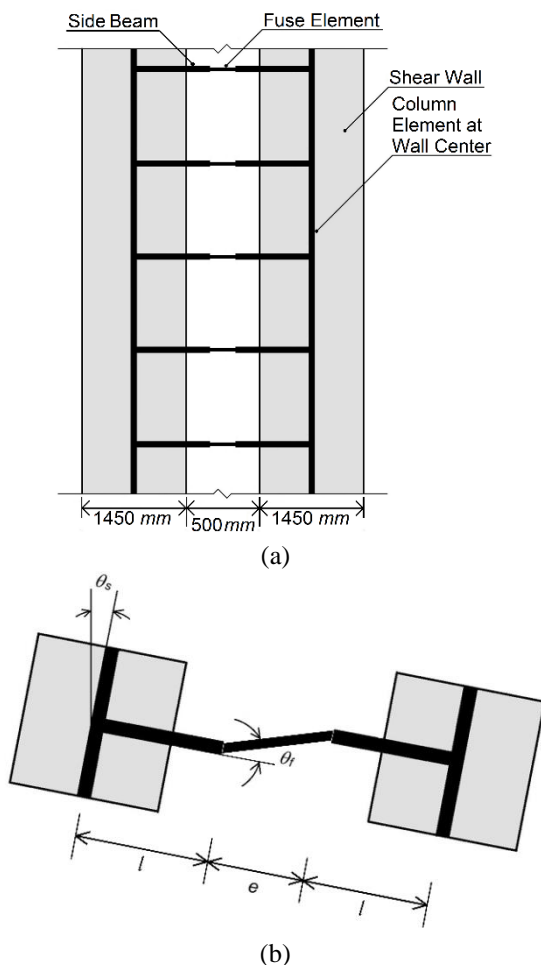


Fig. 1. Coupled shear wall with fused coupling beams. a) Modeling of coupled shear wall with steel fused coupling beams, b) Deformed fused coupling beam

شده و اغلب مود اصلی خرابی کل سازه از خرابی آن‌ها آغاز شده است [6]. در دو دهه گذشته پژوهش‌های زیادی روی تیرهای همبند فولادی و مرکب به علت قابلیت اتلاف انرژی و رفتار انعطاف پذیر آن و همچنین ابعاد کوچکتر و اجرای سریعتر آن نسبت به تیر همبند بتن مسلح، انجام شده است [7-11]. بخشی از این مطالعات روی تعیین مود رفتاری مناسب تیرهای همبند فولادی بوده است. پارک و همکاران در پژوهش‌های خودشان نشان دادند که تیرهای با عملکرد برشی رفتار کاملاً بهتری در برابر نیروی لرزه‌ای در مقایسه با تیرهای دارای رفتار خمشی خواهند داشت [12]. اتصال تیرهای همبند فولادی به دیوار برشی بتن مسلح آسیب پذیر بوده و تعمیر و اصلاح آن‌ها پس از خرابی‌های ناشی از زلزله ناممکن و یا بسیار پرهزینه خواهد بود. در چند سال اخیر، مطالعاتی روی تیرهای همبند فولادی دارای المان تعویض پذیر برای اجتناب از خرابی اتصال این تیرها به دیوار بتن مسلح انجام شده است [13-15]. در این مقاله یک سیستم دیوار برشی دارای تیر همبند فولادی دارای المان تعویض پذیر در قسمت میانی، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [16] و مبحث دهم مقررات ملی [17] در مواردی متناظر با آیین نامه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا [18] طراحی شده است. سپس سیستم برپایی آزمایش در آزمایشگاه سازه و زلزله دانشگاه تربیت مدرس با توجه به فرضیات لازم در خصوص شرایط تکیه‌گاهی، طراحی و احداث شد. مدل مجموعه که شامل بخشی از دیوارهای برشی (در طرفین تیر همبند) و تیر همبند فولادی دارای المان تعویض پذیر (فیوز) ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. در ادامه با توجه به نتایج آزمایش، ضوابط موجود آیین نامه‌ها مورد بررسی و برای اصلاح یا تکمیل آنها پیشنهادهایی ارائه شده است.

۲- تیر همبند فولادی دارای المان تعویض پذیر

همان‌گونه که بیان شد، هدف از این پژوهش بررسی عملکرد دیوارهای برشی بتن مسلح دارای تیر همبند فولادی با المان تعویض پذیر است. در این راستا تمرکز رفتار غیرخطی در المان تعویض پذیر واقع در بخش میانی تیر همبند به منظور پیشگیری

۳- برنامه آزمایشگاهی

۳-۱ طراحی نمونه آزمایشگاهی

در این پژوهش، یک سازه ۲۰ طبقه که در هر دو جهت سیستم باربرجانبی آن دیوار برشی بتن مسلح ویژه دارای تیر همبند فولادی است، طراحی شده است. در این مطالعه یک نمونه آزمایشگاهی ساخته و آزمایش شده است که از تیر یکی از طبقات ۵ تا ۸ با مقیاس ۱ به ۳ انتخاب شده. نیروی برشی برای طراحی نمونه آزمایشگاهی با توجه به نیروهای طراحی سازه و مقیاس به کار رفته در نمونه آزمایشگاهی برابر با ۲۴/۶ تن بوده است.

همانگونه که در بخش ۲ گفته شد، هدف از این پژوهش بررسی تیر همبند فولادی دارای المان تعویض پذیر است. این سیستم شامل دیوار بتن مسلح و تیر همبند فولادی که دارای عضو سازه‌ای تعویض پذیر (فیوز) است می‌باشد، عملکرد غیر الاستیک در فیوز متمرکز می‌شود و بخش‌های دیگر تیر همبند (تیر کناری) و اتصال آنها به دیوار بتن مسلح در محدوده الاستیک باقی خواهد ماند. بر اساس آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طراحی تیر همبند فولادی مانند طراحی تیر پیوند بادبندهای واگرا خواهد بود. در طراحی تیر همبند فولادی علاوه بر طراحی بر اساس برش و خمش، فشرده بودن مقاطع برای جلوگیری از کماتش موضعی بال و جان و همچنین عملکرد برشی تیر بر اساس رابطه ۲ نیز کنترل می‌شوند.

$$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} \quad (2)$$

در رابطه ۲ M_p برابر با ظرفیت خمشی و V_p برابر با ظرفیت برشی تیر است. در طراحی تیرهای کناری با توجه به فرض عملکرد خطی، لازم است تا نیروی طراحی آنها مقدار بزرگتری از نیروی ظرفیتی تیر میانی (تعویض پذیر) باشد. برای این منظور مقدار نیروی طراحی تیرکناری بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از رابطه ۳ بدست می‌آید.

$$V_{u,emb} = 1.25 R_y V_{nf} \quad (3)$$

در رابطه ۳، $V_{u,emb}$ و R_y و V_{nf} به ترتیب نیروی طراحی تیر کناری، نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به کمینه تنش تسلیم

تعیین شده و ظرفیت برشی تیر تعویض پذیر است. جزئیات مقاطع و سخت کننده‌های آن در جدول (۱) آورده شده‌اند. مطابق با رابطه ۳ و ضرایب کاهش مقاومت، مقدار ظرفیت برشی تیر کناری (ضخامت جان) باید حداقل ۶۰ درصد بیشتر از تیر میانی باشد. بر این اساس کمینه ضخامت تیر کناری ۱۲/۸ میلی‌متر بوده و با توجه به ضخامت‌های موجود ورق‌های فولادی مورد استفاده در بازار، از ورق ۱۵ میلی‌متر استفاده شد. اتصال بین تیرهای کناری و تیر میانی از نوع ورق انتهایی و با نیروی حاصل از رابطه ۳ طراحی شده است. سخت کننده‌های میانی و سخت کننده‌های انتهایی نیز بر اساس ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ایران طراحی شده‌اند. برای طراحی طول مدفون تیرهای کناری در دیوار بتن مسلح، آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا رابطه ۴ را در واحد متریک ارائه کرده است.

$$V_n = 4.04 \sqrt{f'_c} \left(\frac{b_w}{b_f} \right)^{0.66} \beta_1 b_f L_e \left[\frac{0.58 - 0.22 \beta_1}{0.88 + \frac{g}{2L_e}} \right] \quad (5)$$

$$V_n = 1.1 R_y V_p$$

در روابط ۴ و ۵، L_e طول مدفون تیر در دیوار و V_n ظرفیت برشی مورد انتظار تیر همبند و V_p ظرفیت برشی تیر همبند و f'_c مقاومت فشاری بتن مسلح دیوار است. β_1 و b_w و b_f و g نیز به ترتیب عرض بال تیر، ضخامت دیوار برشی، ضریب وابسته به مقاومت فشاری بتن و دهانه مفید تیر همبند است. بر اساس روابط ۴ و ۵ طول مدفون تیر کناری در دیوار برشی بتن مسلح ۶۶ سانتی‌متر بدست آمد. در شکل (۲) جزئیات نمونه آزمایشگاهی تیر همبند فولادی نمایش داده شده است. مصالح مورد استفاده ورق‌های فولادی و آرماتورها و پیچ‌ها به ترتیب از نوع S235(ST37) و S400(A3) و A490 است. همچنین بتن دیوارها دارای مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۰/۲۱ درصد و سختی برابر با ۲۶/۴ گیگا پاسکال بوده است. جزئیات مصالح و ورق‌های استفاده فولادی و آرماتورها در جدول (۳) و شکل (۳) آورده شده‌اند.

جدول ۱. جزئیات مقاطع تیر تعویض پذیر و تیرهای کناری

	Flange		Web		Depth of Section <i>h</i> (mm)
	Width <i>b_f</i> (mm)	Thickness <i>t_f</i> (mm)	Height <i>d_w</i> (mm)	Thickness <i>t_w</i> (mm)	
Coupling Beam					
Side Beams	120	15	250	15	280
Replaceable Element (Fuse)	120	12	250	8	274

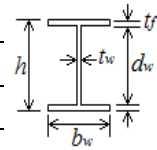


Table 1. Detailed Specifications of Fuse Element and Side Beams

جدول ۲. مشخصات مصالح فولادی

Steel Type	Yielding Strength (MPa)	Ultimate Strength (MPa)	Modulus of Elasticity (GPa)
S400	447	676	202.5
S235(8 mm)	300	413	201.7
S235(10 mm)	302	437	201
S235(12 mm)	295.5	423	201
S235(15 mm)	296.5	425	201

Table 2. Mechanical properties of Steel Material

شکل ۲. بخشی از دیوارهای برشی بتن مسلح و تیر همبند دارای فیوز

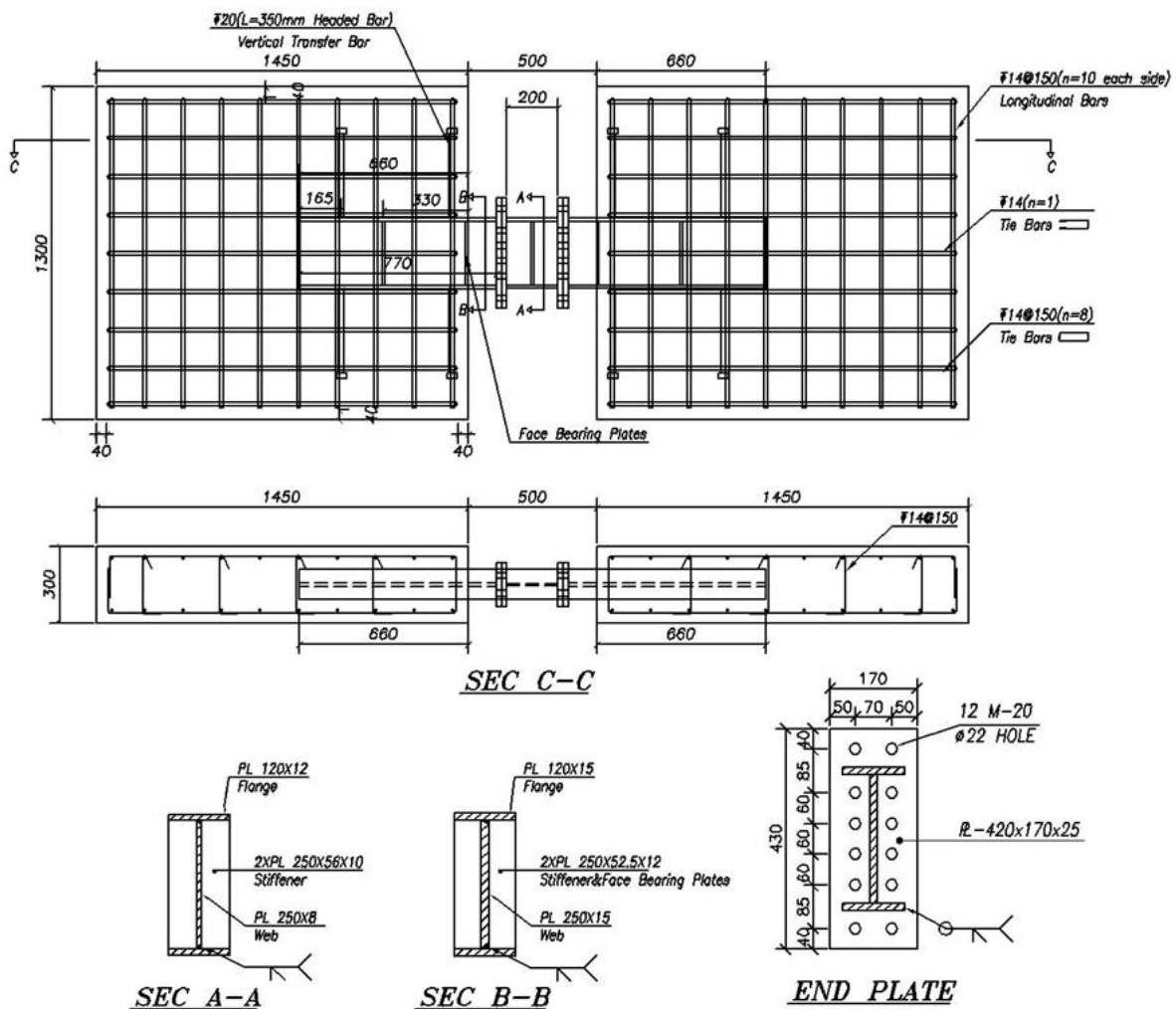


Fig. 2. Parts of RC Shear Wall and Coupling Beam with Fuse Element

متحرک و همچنین جابه‌جایی دو سر تیر تعویض پذیر استفاده شده است. همچنین از ۸ عدد کرنش‌سنج برای ثبت کرنش‌های تیر کناری و تیر تعویض‌پذیر استفاده شده است. در شکل (۶) موقعیت ابزارگذاری سیستم آزمایش نمایش داده شده است. جابه‌جایی اعمال شده به دیوار برای انجام آزمایش در شکل (۷) نمایش داده شده است. همان‌گونه که در بخش ۲ بیان شد، تغییر شکل نسبی طبقه تابعی از جابه‌جایی دیوار است و تاریخچه جابه‌جایی مورد استفاده در این آزمایش مطابق مطالعات پیشین بر اساس تغییر شکل نسبی طبقه انتخاب شده است [12, 14]. براساس آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، برای ساختمان ۲۰ طبقه مورد نظر در بخش ۱-۳، مقدار مجاز جابه‌جایی نسبی طبقات برابر با ۲ درصد است.

شکل ۴: تیر همبند مدفون در دیوار برشی بتن مسلح (آرماتورهای لایه‌رویی نشان داده نشده است)



Fig. 4. Coupling Beam Embedded into RC Shear Wall (All Front Steel Reinforcements are not shown)

در این آزمایش دامنه بارگذاری بخش اول معادل ۰/۱۲۵ درصد جابه‌جایی نسبی طبقه (۲/۴۳۷۵ میلی‌متر بر اساس رابطه ۱) است که در ۳ چرخه تکرار شده است. ۵ مرحله بعدی بارگذاری معادل ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۱۷۵ و ۱/۵ درصد جابه‌جایی طبقه و به ترتیب معادل ۴/۸۷۵، ۹/۷۵، ۱۴/۶۲۵، ۱۹/۵ و ۲۹/۲۵ میلی‌متر جابه‌جایی دیوار است. مرحله آخر بارگذاری معادل ۲ درصد جابه‌جایی نسبی طبقه و یا ۳۹ میلی‌متر جابه‌جایی دیوار است و تا خرابی نمونه ادامه خواهد یافت.

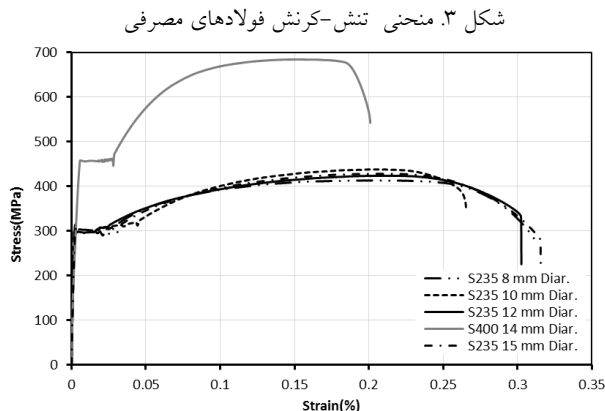


Fig. 3. Stress-Strain Relationship of all Steel Bars

۲-۳ سیستم آزمایش و بارگذاری

همان‌گونه که در بخش ۱-۳ شرح داده شد، نمونه آزمایشگاهی شامل دو دیوار برشی است که توسط یک تیر همبند به یکدیگر متصل شده‌اند (شکل ۴). در این سیستم لازم است تا یکی از دیوارها به کف قوی به صورت گیردار متصل شود و دیوار دیگر بدون امکان چرخش و با یک درجه آزادی در راستای قائم جابه‌جا شود. شکل (۵) نمای کلی سیستم مورد آزمایش را نشان می‌دهد. مطابق این شکل دیوار ثابت داخل یک قاب محصور شده است که تیر فوقانی قاب از طریق ۴ عدد ستون فولادی با مقطع قوطی و میلگرد پیش‌تنیده به ستون پایینی متصل شده است. ستون زیر دیوار، تیر و قاب مثلثی به کف قوی آزمایشگاه متصل است. دیوار متحرک در داخل یک قاب شامل دو تیر در بالا و پایین است که این تیرها توسط ۴ عدد ستون فولادی با مقطع قوطی و میلگرد پیش‌تنیده در هر طرف به یک دیگر متصل شده‌اند و دیوار بتن مسلح در این قاب کاملاً محصور و مهار شده است. قاب فولادی شامل دیوار متحرک از زیر به جک فشاری-کششی با ظرفیت ۱۰۰ تن متصل، و از کنار توسط تکیه‌گاه‌های غلتکی برشی (دارای یک درجه آزادی در راستای جابه‌جایی قائم) به قاب مثلثی شکل متصل شده است. در این آزمایش از ۴ عدد تکیه‌گاه غلتکی برشی TRH65VE شرکت TBI Motion استفاده شده است. این تکیه‌گاه شامل دو قطعه ریل و واگن بوده که تنها قابلیت حرکت در راستای طولی ریل را دارد. در این آزمایش از ۵ جابه‌جایی‌سنج برای ثبت جابه‌جایی دو دیوار و قاب

شکل ۵. سامانه برپایی آزمایش

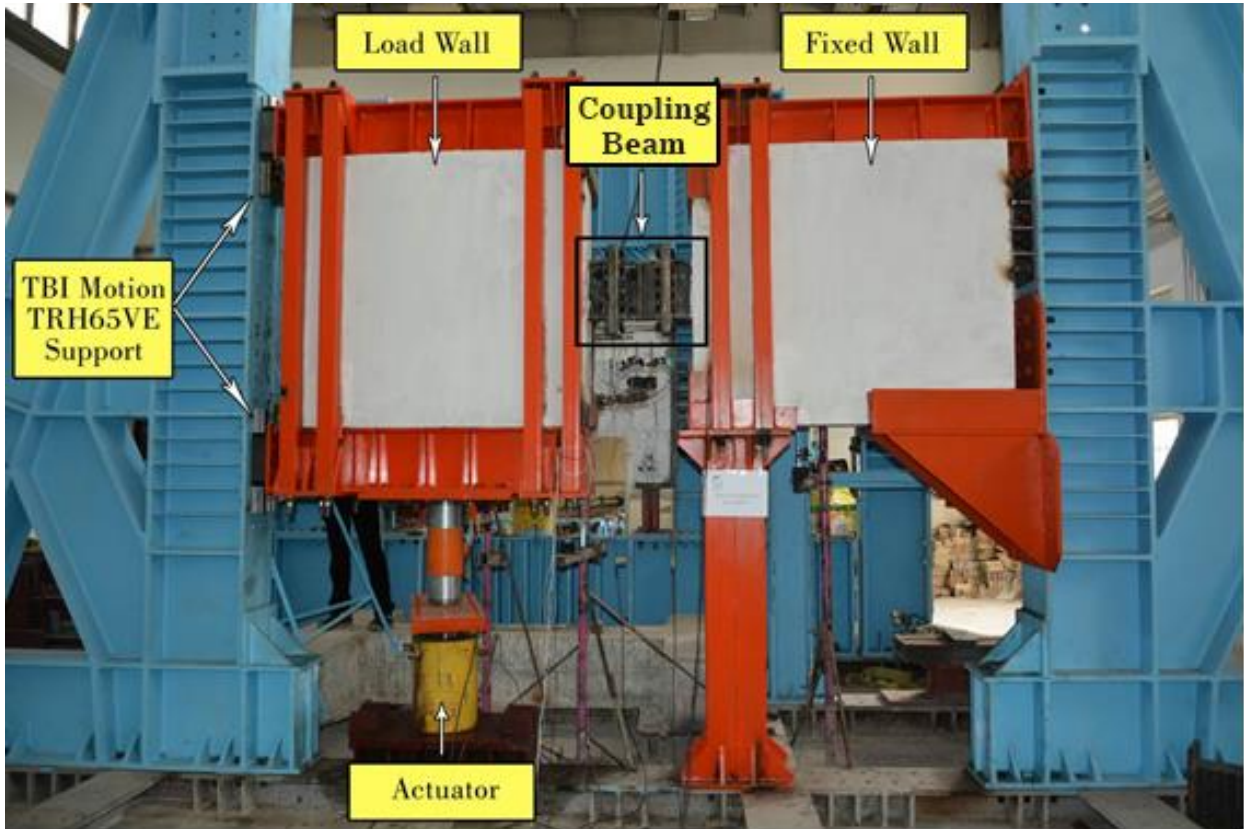


Fig. 5. Testing Setup

شکل ۶. موقعیت ابزارگذاری سیستم آزمایش، شامل موقعیت کرنش سنج‌ها و جابه‌جایی سنج‌ها

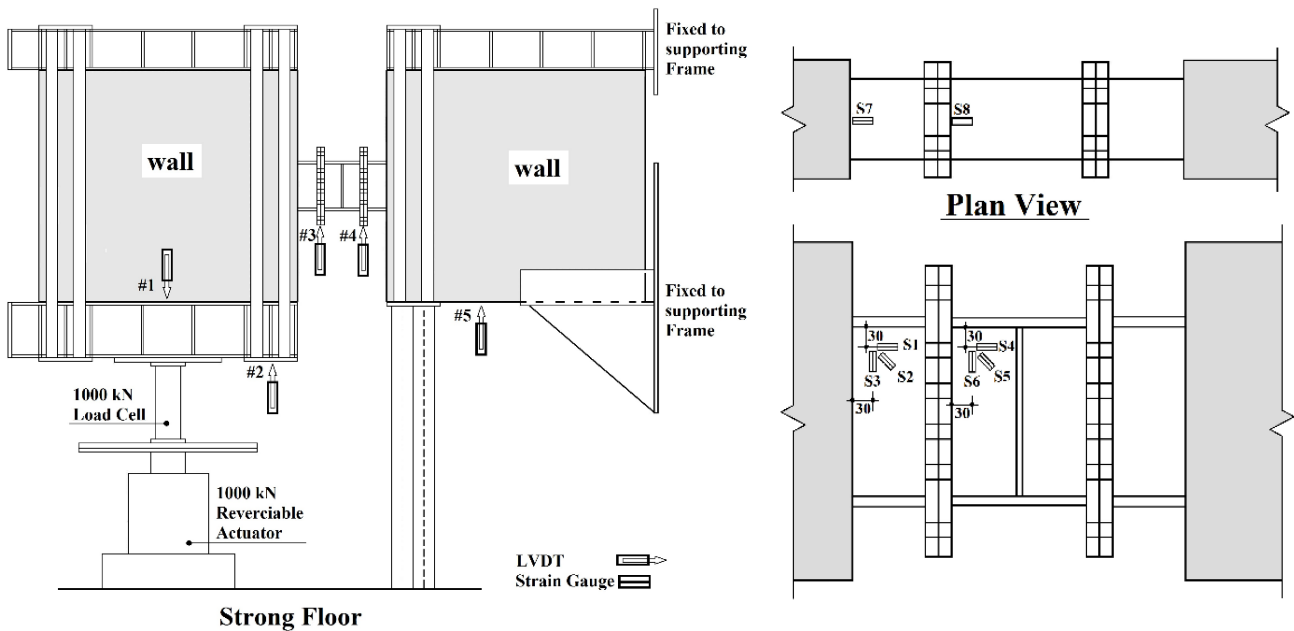


Fig. 6. Instrumentation: Location of strain gauges and LVDTs

شکل ۷. تاریخچه جابه‌جایی نمونه آزمایشگاهی

مرحله و پس از گسترش ترک‌های موجود در دیوار در ناحیه اتصال به تیر و همچنین شروع چرخش تیر کناری نسبت به دیوار متوقف شد. نمودار چرخه‌ای دارای رفتار نسبتاً مناسب با شواهدی از پدیده **pinching** است. تصویر نمونه در حین و انتهای آزمایش در شکل (۹) نشان داده شده است. مقدار انرژی جذب شده سیستم در انتهای آزمایش برابر با ۲۳۸ کیلو ژول است.

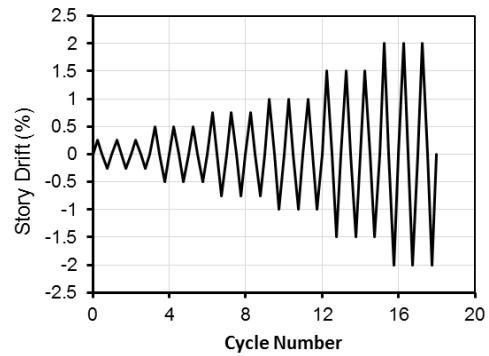


Fig. 7. Specimen displacement history

شکل ۸. نمودار رفتار چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی

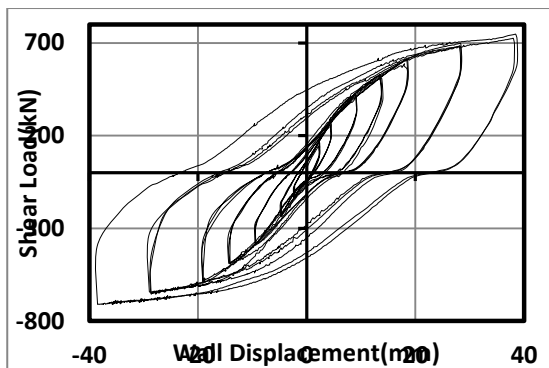


Fig. 8. Hysteresis behavior of tested specimen

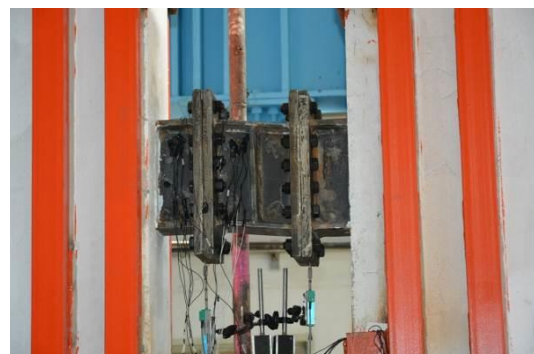
۴- نتایج آزمایش

۴-۱- نمودار هیستریزیس و مقدار انرژی جذب شده در شکل (۸) نمودار هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده است. محور قائم مقدار نیروی اعمالی به دیوار متحرک و محور افقی مقدار جابه‌جایی قائم دیوار برشی را نشان می‌دهد. آزمایش تا جابه‌جایی نسبی ۲٪ مطابق با برنامه آزمایش و تاریخچه بارگذاری پیش رفت و در این

شکل ۹. تصاویر نمونه آزمایش شده. الف) تغییر شکل تیر تعویض پذیر، ب) دیوار و تیر همبند، ج و د) ترک‌های دیوار در محل اتصال تیر همبند.



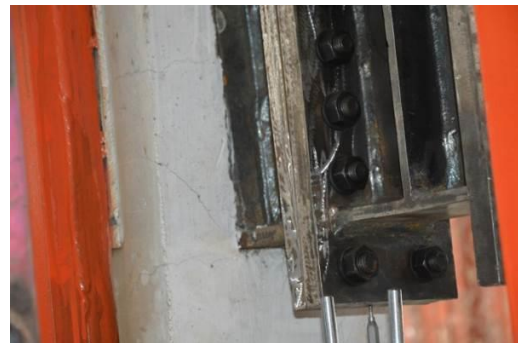
(الف - ا)



(ب - ب)



(ج - ج)



(د - د)

Fig. 9. Tested specimen: a) fuse deformation, b) shear wall and coupling beam, c&d) shear wall cracks at coupling beam connection zone

ترسیم شده است. با توجه به شکل (۱۱) نمودار چرخه‌ای تیر تعویض پذیر، رفتار لرزه‌ای پایدارتر و مناسب‌تری نسبت به کل سیستم دارد که نمایانگر افت عملکرد لرزه‌ای سیستم نسبت به تیر فولادی به دلیل اتصال تیر فولادی به دیوار بتن مسلح و رفتار دیوار در این ناحیه است. با توجه به شکل (۱۱) و ۹-ج و ۹-د) وجود ترک‌های ریز در ناحیه اتصال و اتصال تیر فولادی به دیوار بتن مسلح بر اساس روابط و جزئیات آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا، عملکرد لرزه‌ای سیستم نسبت به یک سیستم فولادی برشی دچار افت شده است.

شکل ۱۰. نمودار مقایسه‌ای رفتار چرخه‌ای تیر تعویض پذیر و تیر کناری

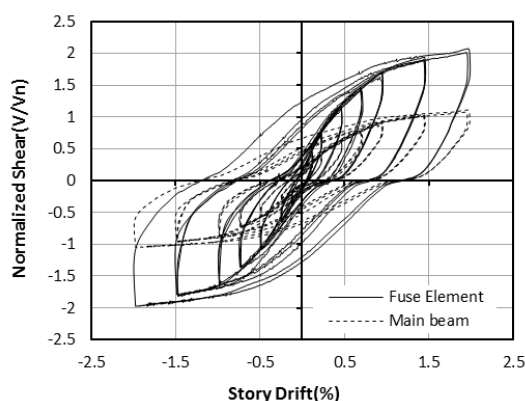


Fig. 10. Comparing the hysteresis behavior of Fuse element with that of side beam

شکل ۱۱. نمودار مقایسه‌ای رفتار چرخه‌ای تیر تعویض پذیر و سیستم دیوار برشی

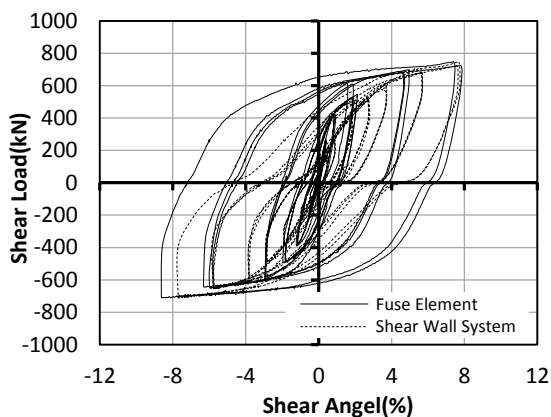


Fig. 11. Comparing the hysteresis behavior of Fuse element with that of whole system

در شکل (۱۰) نمودار منحنی چرخه‌ای کل سیستم و المان تعویض‌پذیر (فیوز) نشان داده شده است. در این نمودار محور افقی جابه‌جایی نسبی طبقه و محور قائم برای المان تعویض‌پذیر نسبت نیروی برشی کل به ظرفیت برشی و برای تیر کناری نسبت نیروی برشی کل به ظرفیت آن است. ظرفیت برشی تیرهای تعویض‌پذیر و کناری بر اساس مشخصات مصالح جدول (۲) محاسبه شده است. با توجه به این شکل مقدار نیروی نهایی سیستم تقریباً ۲ برابر ظرفیت الاستیک تیر تعویض‌پذیر و تقریباً برابر با ظرفیت الاستیک تیر کناری است که بیانگر عملکرد مناسب سیستم در محدود کردن عملکرد غیرخطی به المان تعویض‌پذیر یا فیوز است. برای طراحی تیرهای کناری در این سیستم همان‌گونه که در بخش ۳-۱ گفته شد از رابطه ۳ استفاده شده است. در این رابطه مقدار ظرفیت برشی مورد نیاز تیرهای کناری ۲۵ درصد بیشتر از ظرفیت برشی تیر تعویض‌پذیر با در نظر گرفتن تنش تسلیم مورد انتظار افزایش یافته است و فرض می‌شود که با این رابطه، تیر کناری در محدوده خطی باقی می‌ماند. اما با توجه به محدودیت انتخاب ضخامت ورق، برای جان تیر کناری از ورقی ضخیم‌تر از مقدار حاصل از رابطه ۳ استفاده شد. استفاده از تیر کناری با ضخامت جان بیشتر نسبت به نتیجه رابطه ۳، موجب شد تا رفتار تیر کناری در لبه مرز، رفتار غیرخطی باشد و در صورتی که از مقطع تیر با ضخامت جان حاصل از رابطه ۳ استفاده می‌شد این تیر وارد محدوده غیرخطی شده و هدف سیستم طراحی شده تامین نمی‌شد. بنابراین برای طراحی تیر کناری (در تیر همبند) برای شرایطی مشابه شرایط این آزمایش نیاز به رابطه ۳ با ضریب اصلاح شده می‌باشد که رابطه ۶ به عنوان رابطه جایگزین پیشنهاد می‌شود.

$$V_{u,emb} = 1.47R_y V_{nf} \quad (6)$$

مقدار $1/47$ در رابطه ۶ از تقسیم نسبت ظرفیت برشی تیر همبند کناری به ظرفیت برشی تیر تعویض‌پذیر بدست آمده است. با توجه به اندازه‌گیری جابه‌جایی دو سر تیر تعویض‌پذیر در حین آزمایش، نمودار چرخه‌ای نیروی برشی به چرخش تیر تعویض‌پذیر در کنار نمودار چرخه‌ای نیروی برشی به چرخش کل مجموعه تیر همبند در شکل (۱۱)

۴-۲- سختی ارتجاعی

سختی اولیه و ارتجاعی سیستم کلی و المان تعویض پذیر در جدول (۳) نمایش داده شده است. برای محاسبه این سختی، مقدار نیروی موجود در سیستم بر جابه جایی در محدوده الاستیک تقسیم شده است. همچنین در این جدول سختی محاسباتی با فرض اتصال کاملاً گیردار تیر به دیوار برای سیستم کلی و تیر تعویض پذیر محاسبه و ارائه شده است. در شکل (۱۲) تیر فولادی مورد نظر و شرایط تکیه گاهی آن برای محاسبه سختی محاسباتی نمایش داده شده است. مقدار سختی محاسباتی تیر همبند برابر با مقدار نیروی اعمالی بر تکیه گاه غلتکی برشی به ازای جابه جایی ۱ میلی متری تیر در محل آن تکیه گاه است. همچنین سختی محاسباتی تیر تعویض پذیر برابر با مقدار نیروی اعمالی بر تکیه گاه غلتکی برشی به ازای جابه جایی ۱ میلی متری نسبی دو سر تیر تعویض پذیر است. مقدار سختی کل سیستم نسبت به حالت ایده آل دارای کاهش ۵۸ درصدی است که بسیار عدد قابل ملاحظه ای است. این کاهش برای تیر تعویض پذیر برابر با ۳۳ درصد است که مطابق انتظار کمتر از مقدار کاهش سختی برای کل سیستم است.

شکل ۱۲. شرایط تکیه گاهی تیر همبند برای بدست آوردن سختی

محاسباتی

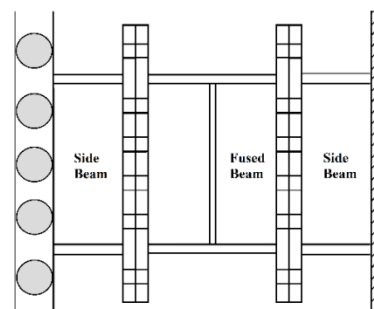


Fig. 12. Boundary conditions of coupling beam for stiffness calculating

۵- جمع بندی و نتیجه گیری

در این پژوهش برای استفاده از تیر همبند فولادی تعویض پذیر، مقطع یک تیر همبند از یک سازه با مقیاس ۱ به ۳ انتخاب شد و با استفاده از رابطه ارائه شده از مبحث دهم برای تیرهای رابط، سیستم تیر همبند تعویض پذیر طراحی و مورد آزمایش قرار گرفت. همچنین اتصال تیر همبند فولادی به دیوار برش بتن مسلح بر اساس ضوابط آیین نامه طراحی لرزه ای سازه های فولادی آمریکا، طراحی و اجرا شد. با مقایسه عملکرد لرزه ای و نمودار هیستریزس کل سیستم و تیر تعویض پذیر، افت عملکرد سیستم کلی نسبت به تیر تعویض پذیر به علت وجود ترک های ریز و عدم عملکرد کاملاً گیردار تکیه گاه قابل مشاهده است. مقدار نیروی موجود در

۴-۳- محل تکیه گاه موثر

همان گونه که در بخش ۴-۲ بیان شد سختی کل سیستم در حدود ۴۲ درصد سختی محاسباتی است. نکته مهم در رابطه با سختی های بدست آمده، تاثیر آنها در طراحی سازه به ویژه در تغییر شکل های لرزه ای سازه است. در طراحی سازه ها با تیر همبند فولادی با فرض اتصال گیردار، مقدار سختی تیر همبند به شدت در طراحی سازه تاثیر خواهد داشت. برای اصلاح سختی واقعی تیر ناشی از عدم گیرداری اتصال، می توان محل اتصال تیر گیردار به دیوار (طول تیر همبند) را جابه جا کرد تا سختی مدل عددی به سختی واقعی نزدیک باشد [8]. در این نمونه و در محاسبه سختی تحلیلی، با فرض ازدیاد طول ۱۷ سانتی متری (۲۵/۷ درصد طول مهار تیر در دیوار) هریک از تیرهای کناری، سختی تحلیلی برابر با ۱۶۲ کیلونیوتن بر میلی متر و برابر با سختی حاصل از آزمایش خواهد بود. همچنین سختی تحلیلی تیر تعویض پذیر با جابه جایی محل اتصال گیردار، برابر با ۴۴۵ کیلونیوتن بر میلی متر خواهد بود که با سختی حاصل از آزمایش (۴۳۳ کیلونیوتن بر میلی متر) تنها ۲/۷ درصد تفاوت خواهد داشت. پس با تغییر محل تکیه گاه گیردار به انداز ۲۵٪ طول مهار تیر در دیوار شکل (۱۳)، سختی تیر همبند در نمونه واقعی قابل محاسبه خواهد بود.

جدول ۳. سختی محاسباتی تیر تعویض پذیر

Element Type	Stiffness (kN/mm)
Whole Setup System	161
Replaceable Beam	433
Calculated Coupling Beam	364
Calculated Replaceable Beam	644

Table 2. Calculated Stiffness of Replaceable Beam

- [6] Carpenter, L.D., Naeim, F., and Lew, M. et al. (2011), "Performance of Tall Buildings in Viña del Mar in the 27 February 2010 Offshore Maule", Chile Earthquake, The Structural Design of Tall and Special Buildings. 20:1, 17-36.
- [7] Harries, K. A., Mitchell, D., Cook, W. D., and Redwood, R. G. 1993, "Seismic response of steel beams coupling concrete walls." J. Struct. Eng., 119:12, 3611-3629.
- [8] Shahrooz BM, Remmetter ME, Qin F. Seismic design and performance of composite coupled walls. J Struct Div ASCE 1993; 119(11): 2858-96.
- [9] Gong, B., and Shahrooz, B. M. 2001a, "Concrete-steel composite coupling beams. I: Component testing." J. Struct. Eng., 127:6, 625-631.
- [10] Gong, B., and Shahrooz, B. M. 2001b. "Concrete-steel composite coupling beams. II: Subassembly testing and design verification." J. Struct. Eng., 127:6, 632-638.
- [11] Harries, K. A., Gong, B., and Shahrooz, B. M. 2000. "Behavior and design of reinforced concrete, steel, and steel-concrete coupling beams", Earthquake Spectra, 16:4, 775-799 .
- [12] Wan-Shin Park, Hyun-Do Yun, "Seismic behavior of coupling beams in a hybrid coupled shear walls", Journal of Constructional Steel Research 2005; 61:1492-1524.
- [13] Fortney, P.J., Shahrooz, B.M. and Rassati, G.A. (2007). "Large-scale testing of a replaceable 'Fuse' steel coupling beam", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 33, No. 12, pp. 1-7 .
- [14] Tae-Sang Ahn, Young-Ju Kim, and Sang-Dae Kim, "Large-Scale Testing of Coupled shear Wall Structures with Damping Devices", Advances in Structural Engineering Vol. 16 No. 11 2013.
- [15] Pan, C. and Weng, D. (2011), "Study on seismic performance of coupled shear walls with vertical damper", Advanced Material Research, Vol. 163-167, pp. 4185-4193.
- [16] Standard No. 2800, "Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings", 4th Edn., Ministry of Road, Housing and Urban Development, Tehran (2014) (In Persian).
- [17] Iranian National Building Code (part 10), "Design & construction of steel buildings", Ministry of Road, Housing and Urban Development, Tehran (2013) (In Persian).
- [18] ANSI/AISC 341-16. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction; 2016.

تیرهای کناری برابر با ظرفیت الاستیک آنها است و هدف سیستم از جلوگیری رفتار غیرخطی تیرهای کناری تامین شده است. اما با مقایسه ظرفیت تیر کناری و تعویض پذیر رابطه جدیدی بر مبنای رابطه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای طراحی تیر کناری ارائه شد. همچنین با مقایسه سختی تحلیلی و آزمایشگاهی سیستم، راهکاری برای تخمین سختی واقعی این تیرها ارائه شد که در طراحی و محاسبه جابه‌جایی سازه‌های دارای این نوع سیستم دارای اهمیت است.

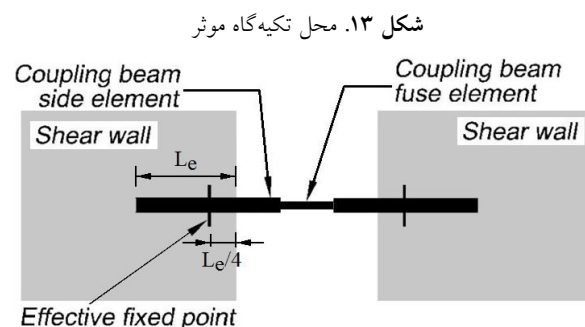


Fig. 13. Position of the effective fixed point

References

۴- مراجع

- [1] Paulay and M.J.Nfr Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, New York, 1992.
- [2] T. Paulay, and J.R. Binney (1974), "Diagonally Reinforced Coupling Beams", Special Publication SP-42, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp. 579-598.
- [3] W. C. Liao, S. H. Chao, S. Y. Park, and A. E. Naaman (2006), "Self-Consolidating High Performance Fiber Reinforced Concrete", Preliminary Investigation, Report No. UMCEE 06-02, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 68 pp.130-139.
- [4] D. Naish, J.W. Wallace, J.A.Fry, and R. Klemencic (2009), "Reinforced concrete link beams: alternative details for improved construction", UCLA-SGEL Report 2009-06, Structural & Geotechnical Engineering Laboratory, University of California at Los Angeles, pp. 103-110.
- [5] Ktan, A. E., and Bertero, V. V. _1984_. "Seismic response of R/C framewall structures." J. Struct. Eng., 110_ST8_, 1803-1821.

Seismic Behavior of Replaceable Steel Coupling Beam in Reinforced Concrete Shear Wall

D. Zarei¹, A.A. Tasnimi^{2*}

1- PhD Candidate of Structure Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

2- Professor of Structure Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

*tasnimi@Modares.ac.ir

Abstract:

Reinforced concrete shear walls are frequently used as lateral load resisting systems because of their ductile response and very good energy dissipation. When openings in RC shear walls are used due to architectural requirements, coupling beams are forming to connect two adjacent walls. The behavior of coupled shear walls is governed by coupling beams and they are the most vulnerable parts of coupled shear wall systems and were seriously damaged due to severe past earthquakes. To avoid construction difficulties and huge size of the RC coupling beams and better seismic performance and ductility, steel coupling beams in reinforced concrete shear walls have been mostly used during last years. Steel coupling beams connections to concrete shear walls are vulnerable and it is practically difficult and economically waste to repair damaged coupling beams, which would cause the building life cycle cost increasing. Therefore, it is necessary to transform traditional design approach to a design method in which some important parts would be replaceable rather than repairable. In this paper a building with special shear walls with steel coupling beams as lateral force resisting system is designed based on Iranian Standard 2800 and Iranian National Building Code. One of the 5th to 8th floor steel coupling beams section considered as fuse element and side beams and stiffeners of I-shaped beams designed based on eccentrically braced frames link beam criteria of Iranian National Building Code (part 10). Experimental specimen containing two RC shear walls that connected to each other with designed replaceable steel coupling beam in 1 to 3 scale is constructed and assembled in strong floor lab. For providing one degree of freedom movement of load wall four TBI Motion Company TRH65VE linear supports used. Cyclic displacement history of experiment calculated based on story drift and amplitudes of loading determined using Iranian Standard 2800 limit for story drift. Based on experimental results side beams remained in the border of elastic range and inelastic behavior of system concentrated in fuse element so the goal of system is satisfied. The side beam section is stronger and different with that was obtained from link beam criteria of Iranian National Building Code (part 10) because of available steel sheet size and since the side beam force is almost equal to elastic capacity of beam, the criteria for designing side beams is modified. Total system stiffness and fuse beam stiffness that obtained from experiment are fewer than analytical stiffness of system and fuse beam. Stiffness degradation of system occurs due to partially fixed performance of steel coupling beam connection to RC shear wall and micro cracks of wall in the connection zone. Different between real and analytical stiffness of system is very important and it is necessary to repeat the building design with modified stiffness and recalculate story drifts and distributed forces in structural elements. In this paper modifying method of stiffness is developed with moving fixed end point of steel coupling beam and increase of beam length. Effective fixed point of beam is defined by adding a portion of embedment length of steel beam in RC shear wall to both steel coupling beam ends.

Keywords: RC shear wall, Steel coupling beam, Fuse element, Effective fixed point