



میانقاب مهندسی نوین با قابلیت تغییر شکل بالا

مجید محمدی^۱، مجید شوندی^۲

(دریافت: ۸۸/۹/۱۱، پذیرش: ۸۹/۳/۲)

چکیده

در این تحقیق نتایج مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی نوع جدیدی از میانقاب بتنی که دارای شکل پذیری قابل توجه می‌باشد ارائه می‌گردد. در ارتفاع میانی این میانقاب، از ابزاری به نام فیوز برشی استفاده شده که لغزش در آن تنها در جهت طولی و در نیروی قابل تنظیم میسر است. در ابتدا آزمایش دو نمونه مشابه میانقاب با مقاومت‌های لغزشی متفاوت فیوز، تحت بارگذاری تناوبی، بیان می‌گردد. بر اساس نتایج، این نوع میانقاب، در مقایسه با میانقابهای معمولی، دارای رفتار چرخه ای بسیار مناسب تر، مقاومت بالاتر و شکل‌پذیری بیشتر هستند. ادامه آزمایش بر روی این نمونه ها که بر اثر نیروهای در صفحه دچار شکست شده‌اند نشان می‌دهد که اولاً این نوع میانقاب دارای مقاومت عرض قابل ملاحظه ای، حتی پس از تحمل شکست بر اثر نیروهای در صفحه، و همچنین قابلیت تعمیرپذیری کارا با استفاده از گروت می‌باشد. سپس رفتار قاب فولادی دارای این نوع میانقاب مورد بررسی تحلیلی قرار گرفته و با رفتار قاب جدا شده از میانقاب و همچنین قاب دارای میانقاب بتنی معمولی (فاقد فیوز) مقایسه شده است. تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قاب ۱، ۳، ۵ و ۷ طبقه با نرم افزار IDARC و با در نظر گیری ۵ رکورد زلزله انجام گرفته که در آن منحنی های هیستریسیس به دست آمده از آزمایش برای معرفی میانقاب استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که ساختمانهای دارای فیوز لغزان در زلزله های واقعی رفتار خوبی دارند و معمولاً رفتار آنها بهتر از ساختمانهایی است که دارای میانقاب بتنی معمولی یا میانقاب جدا شده از قاب هستند.

کلمات کلیدی

میانقاب مهندسی، مقاومت، میرایی، تنظیم، قاب فولادی، تحلیل تایخچه زمانی

An Engineered Infilled Frame with High Ductility

M. Mohammadi, M. Shavandi

ABSTRACT

In this paper, results of experimental and analytical studies on a new type of infilled frames, having high ductility are presented. The studied infilled frames, regarded Engineered, had frictional sliding fuses at their mid-heights. The fuse could be regulated for a desired sliding strength in longitudinal direction, but was restrained transversally. In the first part of the paper, experimental results of two engineered infill specimens, with different sliding strengths of their fuses, are presented. Cyclic loads were applied to the specimens. It is shown that such infills have more stable hysteresis loops as well as higher ductilities, in comparison with regular infill panels. After having the experience of failure by in-plane loads, the specimens were tested again; one of them was repaired by grout and reloaded by the same loading protocol. The other one was loaded transversally to evaluate the out-of-plane strength of the engineered infills after being failed by in-plane loads. Results show that such infills have high transversal strengths and they can be efficiently repaired by grout. In the second part, behavior of the engineered infilled frames (EIFs) in real earthquakes are studied and compared with ones of bare frame and regular reinforced concrete infilled frame. For this, some nonlinear time-history analyses of a three bay frame with 1, 3, 5 and 7 stories were conducted by IDARC for five earthquake records. It is shown that the engineered infilled frames are efficient to improve seismic behavior of the considered buildings.

Keywords

Engineered Infill, Strength, Damping, Regulation, Steel Frame, Time History Analysis.

۱. استادیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، m.mohammadigh@IIEES.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، m.shavandi@IIEES.ac.ir



در حال حاضر میانقابها با اهداف غیر سازه‌ای و عمدتاً به منظور تقسیم فضا در ساختمان‌ها بکار می‌روند. طی تحقیقات مختلف نشان داده شده است که این اعضا تأثیر بسزایی بر روی سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌ها داشته و لذا تأثیرات آنها در رفتار لرزه‌ای ساختمان باید به هنگام تحلیل و طراحی لحاظ گردد [۲ و ۱]. وجود میانقابها در سیستم سازه‌ای یک ساختمان، آنرا در مقابل بارهای جانبی زلزله تقویت می‌نماید [۳]. همچنین این المان‌ها باعث بالا رفتن میزان جذب انرژی ساختمان به هنگام وقوع زمین لرزه می‌شوند [۴].

لرزم تقویت میانقابهای ساخته شده از مصالح بنایی در راستای افزایش مقاومت جانبی ساختمان‌ها در برابر زلزله، برای سالیان متمادی مورد توجه محققین بوده است. برای دست یافتن به میاقابهایی با مقاومت و شکل پذیری مطلوب روشهای مختلفی مورد بررسی قرار گرفته است. برخی از این روش‌ها عبارتند از: استفاده از برشگیرها در سطح مشترک بین قاب و میانقاب [۵]، استفاده از روکش بتنی [۶]، استفاده از فرو سیمت [۷]، تسلیح افقی میانقاب [۸]، استفاده از تیر بتنی مسلح در نیمه ارتفاع میانقاب [۹] و استفاده از کامپوزیت‌های پلیمری [۱۰].

در ادامه برخی از محققین تلاش نمودند تا با حذف مودهای نامطلوب شکست میانقاب و افزایش شکل پذیری آن، به نوعی میانقاب مهندسی دست پیدا کنند. از جمله این تحقیقات می‌توان به بررسی استفاده از میانقابهایی با شبکه های کامپوزیت پلیمری اشاره کرد [۱۱]. میانقاب‌های PMC از دو لایه پوشش با پلیمر الیافی و یک لایه هسته از جنس وینیل ساخته می‌شوند. آزمایشات نشان داده است که استفاده از میانقابهای PMC در درون یک قاب فولادی با اتصالات نیمه صلب، می‌تواند سختی، مقاومت و جذب انرژی سیستم را تا حد زیادی افزایش دهد. استفاده از یک لایه سربی در بخش زیرین تیر بالایی، از جمله تحقیقات دیگر انجام شده در این زمینه می باشد [۱۲]. هر چند روش مذکور باعث افزایش مقاومت ترک خوردگی

میانقاب می‌شود، لیکن تأثیر چندانی بر افزایش مقاومت نهایی قاب میانپر ندارد. محققان دیگری سعی کردند با فراهم نمودن تمهیداتی، رفتار قاب توپر را نرم و از بروز شکست در میانقاب جلوگیری نمایند [۱۳]. این محققان، تغییر طول ستون را با قراردادن تعدادی آرماتور طولی که به طور کامل داخل پی مهار نشده اند کنترل و با تغییر مقدار آرماتورهای طولی و همچنین طول مهار شده آنها ظرفیت ستون برای تحمل بارهای کششی را قابل تنظیم نمودند. تسلیم کنترل شده ستونها در نمونه های تحقیق مذکور، باعث ایجاد یک قاب میانپر با شکل پذیری مناسب می‌شود. در ادامه تحقیقات انجام شده، برخی از مراجع نیز تأثیر استفاده از روکش یا جلیقه بتنی را بر افزایش مقاومت و شکل پذیری میانقابهای ساخته شده از مصالح بنایی بررسی نمودند [۱۴].

مؤلف نخست مقاله حاضر، طی تحقیقی تأثیر تعبیه سطوح لغزش در میانقاب‌های ساخته شده از مصالح بنایی را بر روی افزایش شکل پذیری نمونه ها بررسی کرده است [۱۵]. در این تحقیق دو قاب میانپر با میانقاب سه لایه (متشکل از دو لایه ۱۰ سانتیمتری از دیوار آجری و یک هسته ۵ سانتیمتری از بتن مسلح) مورد آزمایش قرار گرفته اند. نمونه های مورد بررسی از تمامی جهات مشابه هم بوده و تنها یکی از آنها دارای دو سطح لغزش در ارتفاعهای یک-سوم و دو-سوم میانقاب خود می‌باشد (شکل ۱). بر اساس نتایج حاصل از این تحقیق، نمونه دارای سطوح لغزشی ظرفیت تغییرشکلی دو برابر نمونه مشابه خود خواهد داشت. به هنگام آزمایش نمونه مذکور، هیچ یک از پدیده های ترک خوردگی میانقاب یا شکست کنج (که عوامل عمده ایجاد خرابی در میانقابها می باشند)، تا گریز جانبی ۷/۱۳٪ رخ نداده است که این مسئله در شکل ۱ نشان داده شده است.

علیرغم اینکه تعبیه سطوح لغزش در میانقابها، ظرفیت تغییرشکل قابهای میانپر را تا حد زیادی افزایش می دهد، لیکن با توجه به اینکه این مسئله امکان لغزش دیوار در جهت عمود بر صفحه خود را فراهم می‌آورد، لذا باعث



کاهش شدید مقاومت میانقاب در این راستا خواهد شد. علاوه بر این، استفاده از سطوح لغزش در میانقابها، باعث اتکای میانقاب به ستون در نقاط نزدیک به سطوح لغزش

خواهد شد که می تواند شکست برشی ستونها را در پی داشته باشد.



شکل (۱): تغییر مکان جانبی نمونه SF-10B-5C-10B در خیز $\gamma/13$ [۱۵]

تحقیق حاضر نوع جدیدی از قاب‌های میانپر را معرفی می‌نماید که می‌توان آنها را نوعی میانقاب مهندسی^۱ به شمار آورد. برای افزایش شکل پذیری، حذف مودهای خرابی نامطلوب و ایجاد قابلیت تنظیم در مقاومت جانبی این میانقابها، از یک لایه فیوز برشی لغزان^۲ در نیمه ارتفاع میانقاب استفاده شده است. فیوزهای مذکور دارای مقاومت لغزشی قابل تنظیم بوده و با لغزش خود تحت نیرویی کمتر از نیروی شکست میانقاب، باعث سالم ماندن میانقاب در برابر بارهای جانبی و جذب انرژی سیستم از طریق نیروهای اصطکاکی می‌شوند.

چشمگیری در انرژی تلف شده طی چرخه‌های بارگذاری و افزایش ضریب میرایی نمونه‌ها شده است. پس از اتمام بارگذاری درون صفحه نمونه‌ها، یکی از آنها به حالت اولیه (تغییر مکان صفر) بازگردانده شده و بصورت خارج از صفحه بارگذاری گردید. از آنجا که فیوزهای برشی، تنها امکان لغزش در راستای طولی میانقاب را فراهم نموده و در جهت عمود بر دیوار از مقاومت بسیار زیادی برخوردار می‌باشند، لذا نتایج آزمایش حاکی از مقاومت برون صفحه مناسب برای این میانقابها می‌باشد.

در این مقاله دو نمونه از میانقاب‌های مهندسی برای نیروهای لغزشی مختلف تنظیم شده و تا حد خرابی کامل (افت منحنی نیرو- جابجایی) تحت بارگذاری چرخه‌ای درون صفحه قرار گرفتند. نتایج آزمایش این نمونه‌ها نشان دهنده مقاومت بسیار زیاد میانقابهای مهندسی تحت بار جانبی درون صفحه می‌باشد. علاوه بر این، طبق نتایج حاصل از آزمایش، لغزش فیوز باعث افزایش بسیار

جزئیات میانقابهای مهندسی، فیوزهای برشی لغزان و نتایج حاصل از آزمایش نمونه های یاد شده را می توان در ادامه مقاله مشاهده نمود.

۲- مشخصات نمونه ها: مصالح، ابعاد و پیکربندی

در تحقیق حاضر دو نمونه از میانقابهای مهندسی تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند. هر کدام از این نمونه ها با نام EIF-i مشخص می‌شوند که در آن EIF بر گرفته از حروف اول عبارت (Engineered Infilled Frame) و i نشان‌دهنده شماره نمونه تست شده می‌باشد.

¹ Engineered Infilled Frame (EIF)

² Frictional Sliding Fuse (FSF)



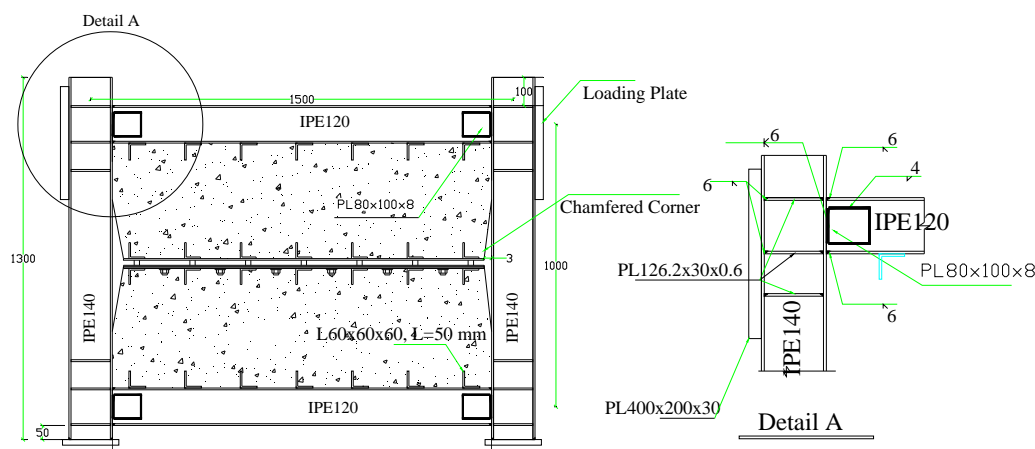
بدست آوردن مشخصات مکانیکی مقاطع یاد شده، نمونه‌هایی از این مقاطع تهیه شده و بر اساس استاندارد ASTM [۱۷] تحت تست کشش قرار گرفتند. بر اساس نتایج این آزمایش‌ها، مدول ارتجاعی، حد جاری شدگی و حد نهایی مقاومت برای تیر آهن نمره ۱۲ بترتیب برابر با ۱۸۷۵۴۹، ۳۰۰ و ۴۱۶ مگاپاسکال و برای تیر آهن نمره ۱۴ بترتیب برابر با ۱۹۷۹۲۷، ۳۲۲ و ۴۵۰ مگا پاسکال بدست آمدند.

پیوستگی تیرها و ستونهای این نمونه‌ها با استفاده از اتصال مستقیم بال تیر به بال ستون و اتصال جان تیر از طریق دو ورق کناری به بال ستون، فراهم شده است (شرح جزئیات A شکل ۲). بدین ترتیب اتصال تیر و ستون در این قاب را می‌توان یک اتصال صلب تلقی نمود. سختی جانبی قاب خالی این نمونه‌ها از طریق تحلیل برابر با $94/5 \text{ kN/cm}$ برآورد شده است.

در نیمه ارتفاع هریک از این میانقاب‌ها از یک لایه فیوز برشی لغزان استفاده شده است. فیوز برشی لغزان، المانی با مقاومت لغزشی قابل تنظیم می‌باشد که جزئیات آن در ادامه همین مقاله به تفصیل شرح داده شده است.

برای تعیین ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی، یک ساختمان ۴ طبقه با سه دهانه در منطقه با لرزه خیزی بالا، طبق آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله [۱۶] طراحی شد. ارتفاع طبقات ساختمان مذکور برابر با ۳ متر و عرض دهانه های آن در دو جهت متعامد به ترتیب برابر با ۴/۵ و ۵ متر بود. پس از طراحی ساختمان، قاب میانی موجود در طبقه اول آن (که تیرها و ستونهای آن به ترتیب از تیر آهن‌های نمره ۴۰ و دو بل ۴۰ ساخته شده بودند) جهت استخراج ابعاد نمونه های آزمایشگاهی انتخاب شده و با توجه به محدودیت‌های موجود از لحاظ فضا و امکانات آزمایشگاهی، به مقیاس یک سوم در آمد.

بدین ترتیب، تیرها و ستونهای نمونه‌های آزمایشگاهی بترتیب از تیر آهن‌های نمره ۱۲ و ۱۴ ساخته شدند. برای



شکل (۲): مشخصات نمونه‌های میانقاب مهندسی (تمامی ابعاد بر حسب میلی‌متر می‌باشند)

سخت کننده به ابعاد $30 \times 0.76 \times 126.2$ mm به جان ستون جوش شد تا از کمانش موضعی آن در بارهای جانبی زیاد جلوگیری به عمل آید. برای انتقال برش‌های موجود، در وجوه داخلی تیرها و بر روی سطوح خارجی فیوزهای برشی، از ۷ عدد برشگیر (ساخته شده از نبشی mm

همانگونه که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، طول نمونه‌های ساخته شده برابر با ۱/۵ متر، ارتفاع آنها برابر با ۱ متر و عرض میانقاب برابر با ۷/۴ سانتیمتر می‌باشد. در نیمه ارتفاع میانقاب از یک لایه فیوز برشی لغزان (FSF) استفاده گردید. در دو طرف هر اتصال تیر به ستون، سه عدد

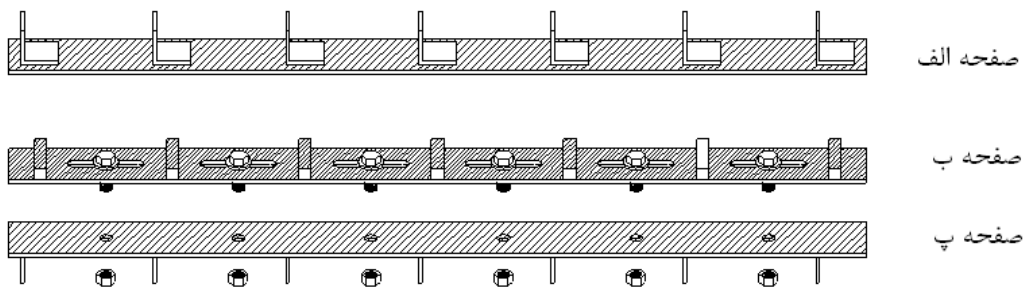
۶×۶×۶۰ (طول ۵۰ mm) با فواصل ۱۸ سانتیمتری استفاده گردید. مطابق شکل ۲، میانقاب نمونه‌ها بصورت مورب و با حداکثر فاصله ۳ سانتیمتر در نیمه ارتفاع میانقاب اجرا گردید تا به هنگام لغزش فیوز از برخورد میانقاب با ستونهای کناری و ایجاد تغییر شکلهای نامناسب در آنها جلوگیری شود.

بر اساس تحقیقات قبلی انجام شده [۱۸]، میانقابهای ساخته شده از بتن الیافی دارای مقاومت جانبی بیشتری در مقایسه با میانقابهای ساخته شده از بتن معمولی یا مصالح بنایی می‌باشند. با توجه به اینکه هدف از انجام این تحقیق بررسی کارآمدی فیوزهای برشی استفاده شده در نمونه های مهندسی بود، لذا برای ساختن میانقابهای EIF-1 و EIF-2 از بتن الیافی با ۱٪ الیاف فولادی استفاده گردید. میانگین مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد برای بتن این میانقابها بترتیب برابر با ۱۷ و ۱۵ مگاپاسکال بدست آمد. الیاف بکار برده شده در بتن نمونه‌ها دارای شکل استاندارد با قطر ۰.۶ mm و طول ۳ سانتیمتر بودند. میانقابها همچنین دارای شبکه‌ای از آرماتورهای $\Phi 8$ میلیمتر با فواصل افقی ۱۵ سانتیمتر و فواصل قائم ۱۰ سانتیمتر بودند. نمونه‌هایی از آرماتورهای

بکار رفته در شبکه فولادی داخل میانقابها تهیه شده و پس از آزمایش کشش، مدول ارتجاعی، حد جاری شدگی و حد نهایی مقاومت این آرماتورها بترتیب برابر با ۱۷۱۶۷۵، ۳۱۴ و ۵۸۱ مگاپاسکال اندازه‌گیری شد.

۳- فیوز برشی لغزان

همانگونه که در شکل ۳ نشان داده شده است، فیوز برشی لغزان از بخش مختلف تشکیل شده است؛ در این شکل صفحات (الف) و (ب) به همدیگر جوش می‌شوند، در حالی که صفحه (پ) قادر است بر روی صفحه (ب) بلغزد. صفحات (ب) و (پ) به ترتیب دارای سوراخهای لوبیایی و گرد می‌باشند که لغزش را در جهت طولی فیوزها امکان پذیر نموده و در جهت عرضی مقید می‌نماید. برای اتصال ورقهای (ب) و (پ) به همدیگر از ۶ عدد پیچ N20 استفاده می‌شود که نیروی لغزش فیوز بر حسب نیروی پیش فشردگی آنها قابل تنظیم می‌باشد. در ادامه، شیوه تعیین رابطه بین پیش فشردگی پیچ ها و نیروی آستانه لغزش فیوز آورده شده و نحوه کالیبراسیون فیوزهای برشی لغزان شرح داده می‌شود.



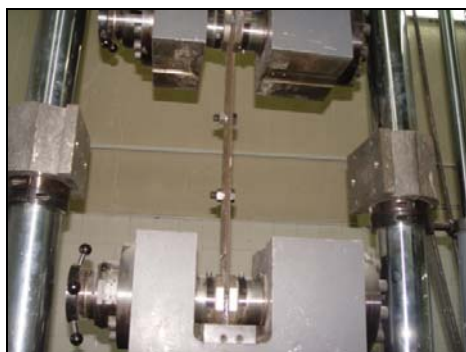
شکل (۳): مشخصات فیوز برشی لغزان

نمونه‌ای از این فیوزها را می‌توان در شکل ۴-الف مشاهده نمود. نتایج حاصل از آزمایش این فیوزها در استخراج رابطه بین پیچش بکار رفته در سفت کردن پیچ ها و نیروی آستانه لغزش فیوز استفاده گردید.

۳-۱- فیوزهای کالیبراسیون

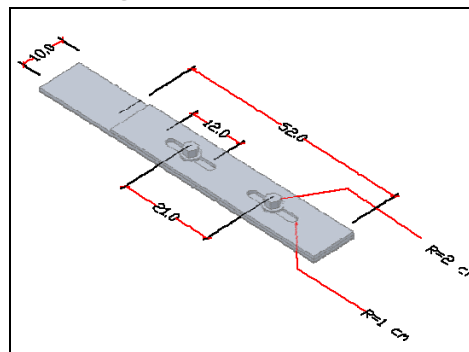
جهت مطالعه رفتار فیوزهای برشی لغزان، تعدادی فیوز کالیبراسیون ساخته شده و تحت آزمایش کشش قرار گرفتند. فیوزهای مذکور دارای دو ورق فولادی و دو پیچ N20 بودند که با استفاده از پیچش یکسانی سفت می‌شدند.

از تست کشش فیوزهای کالیبراسیون برای تنظیم نیروی آستانه لغزش فیوزهای اصلی، باید از یک ضریب یک سوم استفاده گردد.



ب- فیوز کالیبراسیون تحت آزمایش کشش

با توجه به اینکه تعداد پیچهای موجود بر روی فیوزهای اصلی سه برابر تعداد پیچهای فیوز کالیبراسیون می باشد، لذا بدیهی است که به هنگام استفاده از نتایج بدست آمده



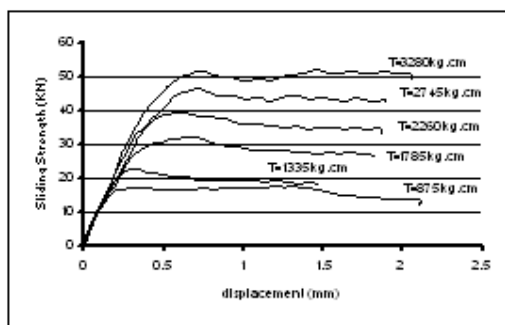
الف- نمونه‌ای از فیوز کالیبراسیون

شکل (۴): مشخصات فیوز های کالیبراسیون و آزمایش کشش آنها

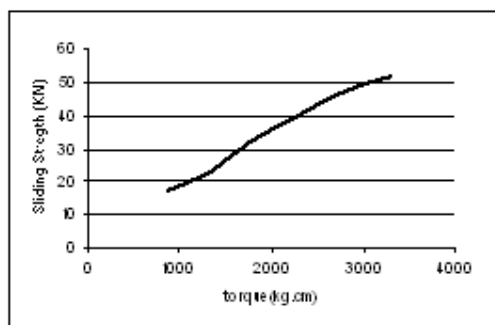
۲-۳- تنظیم فیوزهای برشی نمونه ها

فیوز برشی نمونه های EIF-1 و EIF-2 بترتیب برای لغزش در نیروهای ۵۱ و ۷۳ کیلونیوتن تنظیم شدند. بر اساس شکل ۵-ب پیچشهای متناظر این نیروها بترتیب برابر با ۸۷/۵ و ۱۴۰ کیلونیوتن-متر می باشد.

نمودار نیرو- جابجایی فیوزهای کالیبراسیون آزمایش شده را در شکل ۵-الف می توان مشاهده نمود. در این نمودار پیچش بکار رفته برای سفت کردن پیچهای هر نمونه‌ای با عبارت "T=" بر روی نمودار مشخص شده است. شکل ۵-ب، نتیجه نهایی را که رابطه بین پیچش سفت کننده پیچها و نیروی آستانه لغزش فیوز می باشد نشان می دهد.



ب- رابطه پیچش سفت کننده پیچها و نیروی آستانه لغزش



الف- نمودار نیرو- جابجایی فیوزهای کالیبراسیون

شکل (۵): مشخصات فیوز های کالیبراسیون و آزمایش کشش آنها

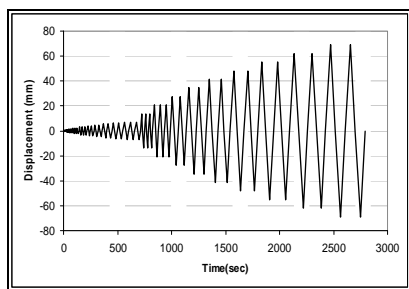
(شکل ۶-الف) به آن اعمال شد. بارهای فشاری به صورت مستقیم و بارهای کششی از طریق ۴ عدد میلگرد $\Phi 24$ به ورقهای بارگذاری منتقل شده و نیروها و تغییر شکلهای

۴-تاریخچه بارگذاری و تجهیز نمونه‌ها

بارگذاری نمونه‌ها با استفاده از یک جک هیدرولیکی ۵۰ تنی و از طریق ورقهای تعبیه شده در دو طرف نمونه

نمونه از طریق یک ثبت کننده الکترونیکی در اتاق فرمان ثبت گردید. جک هیدرولیکی یاد شده بوسیله یک کامپیوتر از اتاق فرمان هدایت شده و قادر است تاریخچه دقیق بارگذاری را به صورت کنترل بار یا کنترل تغییر مکان به نمونه وارد سازد. در تحقیق حاضر بارگذاری نمونه ها بصورت کنترل تغییر مکان بوده است. دامنه ها، تعداد سیکلها و سرعت های بارگذاری نشان داده شده در شکل ۶-ب، مبتنی بر استاندارد ATC-24 بوده [۱۹] و بگونه ای انتخاب شده اند

که هم بتوان داده های مربوط به لغزش فیوز و هم داده های مربوط به لحظه پلاستیک شدگی قاب را بخوبی ثبت نمود. سرعت بارگذاری نمونه ها قبل و بعد از پلاستیک شدگی اتصال قاب، بترتیب برابر با 0.5 و 1.5 mm/sec بود. نمونه ها تنها در جهت طولی بارگذاری شده و هیچ بار قائمی بر روی نمونه ها اعمال نگردید. جهت جلوگیری از رفتار برون صفحه نمونه ها، دو عدد تکیه گاه جانبی در فواصل یک سوم دهانه برای تیر بالایی فراهم شده بود (شکل ۶-الف).



ب- تاریخچه بارگذاری مبتنی بر آیین نامه ATC-24



الف- نمونه EIF-1 آماده برای شروع آزمایش

شکل (۶): بارگذاری نمونه ها

برشگیرهای واقع بر سطح داخلی تیر ایجاد شده و در تمامی جان میاقاب انتشار پیدا نمودند که در شکل ۷ می توان نمونه ای از آنرا برای EIF-1 مشاهده کرد.

۵- نتایج حاصل از آزمایش نمونه های EIF-1 و EIF-2 اولین پدیده ای که به هنگام آزمایش نمونه های EIF-1 و EIF-2 مشاهده شد، ایجاد ترک مرزی بین قاب و میانقاب بود. در ادامه ترکهای مایل با زاویه ۴۵ درجه در محل



شکل (۷): ترک های مایل در میانقاب نمونه EIF-1

نیرو و خیز متناظر آن بترتیب برابر با 136.9 kN و 0.53 ٪ بود. با افزایش بار جانبی نمونه ها، ابتدا پدیده شکست کنج در میانقاب نمونه ها رخ داده و سپس میانقاب به موازات

لغزش فیوز نمونه EIF-1، در چرخه ۱۷م رخ داد که نیرو و خیز متناظر آن بترتیب 80.28 kN و 0.389 ٪ می باشد. برای نمونه EIF-2، لغزش فیوز در سیکل ۳۰م بوقوع پیوست که

از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر بالای EIF-1 را که با شکست جوش اتصال همراه است، در شکل ۸-ب می‌توان مشاهده نمود.



ب- ایجاد مفصل پلاستیک همراه با گسیختگی جوش اتصال

تیر بالا و پایین دچار شکست برشی گردید. در نهایت دو مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر بالایی بوجود آمد که باعث افت نمودار نیرو-جابجایی نمونه‌ها گردید. نمونه‌ای



الف- شکست برشی میانقاب به موازات تیر بالا و پایین

شکل (۸): مودهای خرابی نمونه های EIF-1 و EIF-2

جدول (۱): اطلاعات و نتایج حاصل از آزمایش نمونه ها

نام نمونه	نیروی آستانه لغزش فیوز (kN)	سختی اولیه (kN/m m)	لحظه لغزش فیوز		ترک مرزی		ترک در میانقاب		مقاومت نهایی	
			مقاومت (کیلو نیوتن)	گریز (%)	مقاومت (کیلو نیوتن)	گریز (%)	مقاومت (کیلو نیوتن)	گریز (%)	مقاومت (کیلو نیوتن)	گریز (%)
EIF-1	۵۱	۲۴/۳	۸۰/۲۸	۰/۳۸۹	۳۰	۰/۱۵	۵۰	۰/۲۱۴	۲۶۷/۶	۲/۵
EIF-2	۷۳	۳۱/۸۶	۱۳۶/۹	۰/۵۳	۲۵	۰/۱۲۹	۶۰	۰/۲	۳۱۴/۷	۳/۵
R-EIF-1	۵۱	۱۴/۸۷	۱۱۲/۶	۰/۶۲	---	---	---	---	۳۱۳/۰	۳/۸۵

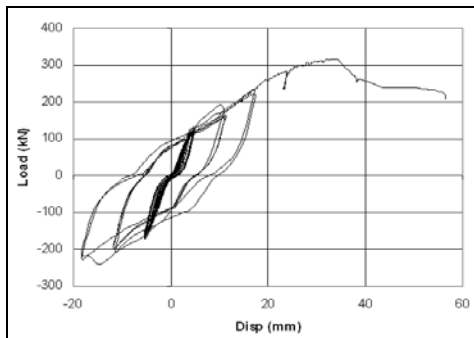
این جدول مشاهده می‌شود، نیروی آستانه لغزش واقعی فیوز بالاتر از نیروی پیش تنظیم شده آن می‌باشد. این مسئله می‌تواند ناشی از اثرات ثانویه قاب بر روی میانقاب باشد؛ پس از آغاز بارگذاری جانبی و در اثر اندرکنش قاب و میانقاب، قاب نیروهای قائمی را به میانقاب وارد می‌نماید که باعث بالارفتن نیروهای اصطکاکی موجود بر روی صفحات فیوز و در نتیجه افزایش نیروی آستانه لغزش آن می‌شود.

با مقایسه نمونه‌های EIF-1 و EIF-2 می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت ایجاد ترک مرزی و ترک خوردگی مایل وابستگی چندانی به نیروی آستانه لغزش فیوز ندارد.

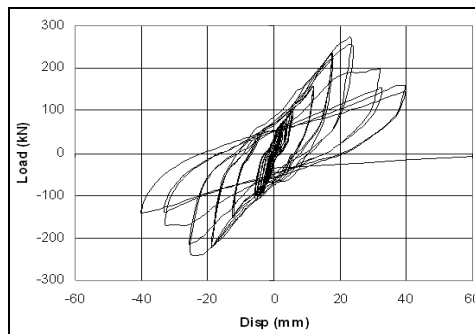
اطلاعات مربوط به خیز و نیروی آستانه لغزش نمونه‌ها و نتایج حاصل از آزمایش آنها در جدول ۱ جمع‌آوری شده است. این جدول حاوی اطلاعاتی درباره سختی اولیه نمونه‌ها، نیروها و خیزهای متناظر لحظه ایجاد ترک مرزی، ایجاد ترکهای مایل در میانقاب و لحظه شکست نمونه می‌باشد. بر اساس داده‌های موجود در جدول ۱، نیروی آستانه لغزش و مقاومت نهایی نمونه‌ها با افزایش نیروی پیش تنظیم شده فیوزها افزایش پیدا می‌کنند. این مسئله نشان می‌دهد که مقاومت نهایی قاب‌های میانپر با استفاده از فیوزهای برشی لغزان (که خود توسط یک سری پیچها تنظیم می‌شوند) قابل تنظیم خواهد بود. همانگونه که در

میانقابهای معمولی کاهش سختی و مقاومت بسیار سریع اتفاق می افتد [۲۰]، در حالی که کاهش مقاومت نمونه های مهندسی آزمایش شده بسیار ناچیز می باشد.

نمودارهای رفتار چرخه ای نمونه ها و پوش آنها بترتیب در اشکال ۹ و ۱۰-الف نشان داده شده اند. یکی از پارامترهای مهمی که در طراحی و ارزیابی سازه ها بکار می رود، میزان کاهش مقاومت به ازای افزایش خیز سازه می باشد. برای



ب- رفتار چرخه ای نمونه EIF-2

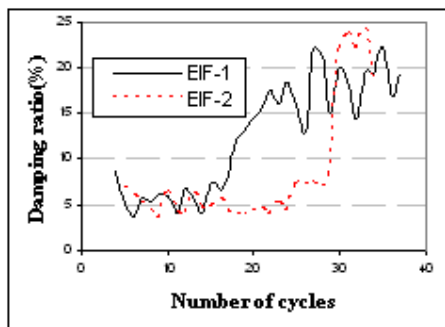


الف- رفتار چرخه ای نمونه EIF-1

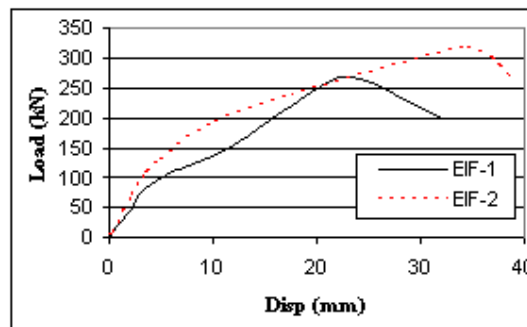
شکل (۹): نمودار رفتار چرخه ای نمونه های EIF-1 و EIF-2

حاضر با کارهای قبلی انجام شده بر روی میانقابهای معمولی [۱۵] حاکی از آن است که استفاده از فیوز برشی لغزان قادر است شکل پذیری مجموعه را تا بیش از ۵ برابر افزایش دهد؛ خیز متناظر نقطه شکست در میانقابهای ساخته شده از بتن معمولی و بتن الیافی به ترتیب برابر با ۰٫۳۲٪ و ۰٫۵٪ می باشد [۱۵]. این درحالی است که برای میانقابهای ارائه شده در این مقاله، مقدار خیز متناظر نقطه شکست بیش از ۲٫۵٪ می باشد.

میرایی ویسکوز نمونه ها از طریق محاسبه انرژی کرنشی به هدر رفته در چرخه های مختلف بارگذاری [۲۱] بدست آمده و در شکل ۱۰-ب نمایش داده شده است. همانگونه که مشاهده می شود، میانگین ضریب میرایی نمونه ها پس از ایجاد لغزش در فیوز برشی به اندازه چشمگیری افزایش پیدا می نماید. این افزایش قبل و بعد از شروع لغزش برای EIF-1 از ۷٪ به ۱۵٪ و برای EIF-2 از ۵٪ به ۲۰٪ بوده است. مقایسه نتایج نمونه های آزمایش شده در تحقیق

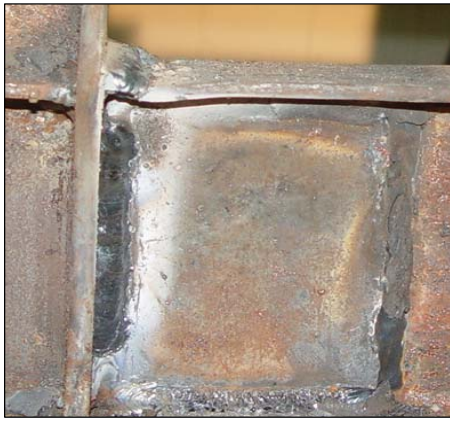


ب- ضریب میرایی نمونه ها در چرخه های مختلف بارگذاری



الف - پوش نمودار رفتار چرخه ای نمونه ها

شکل (۱۰): نمودارهای پوش و ضریب میرایی نمونه ها



ب- جوشهای ترمیم شده اتصالات

شکل (۱۱): نمونه ترمیم شده R-EIF-1

به هنگام آزمایش نمونه ترمیم شده، فیوز برشی در سیکل ۲۶ دچار لغزش گردید که بار جانبی و گریز نسبی معادل آن به ترتیب برابر ۱۸۳ کیلونیوتن و ۱/۰۳٪ بود. لازم به ذکر است که مقاومت نهایی این نمونه برابر با ۳۱۳ کیلونیوتن (تحت گریز جانبی ۳/۸۵٪) بدست آمد که این مقدار بیشتر از مقاومت نمونه اصلی (EIF-1) می باشد. نتایج مربوط به آزمایش نمونه ترمیم شده (R-EIF-1) را در جدول ۱ می توان مشاهده نمود. باید توجه نمود، از آنجاکه نمونه ترمیم شده از ابتدای آزمایش دارای ترکهایی بود که مربوط به تست نمونه اصلی (EIF-1) می شدند، لذا اطلاعات مربوط به لحظات ایجاد ترک مرزی بین قاب و میانقاب و همچنین ایجاد ترکهای مورب در جان میانقاب، در این جدول موجود نمی باشند. همانگونه که در این جدول مشاهده می شود، مقاومت و گریز جانبی نمونه ترمیم شده بیشتر و سختی آن کمتر از موارد مشابه برای نمونه اصلی (EIF-1) می باشد. اضافه مقاومت این نمونه نسبت به نمونه اصلی را می توان به اثرات استفاده از گروت، که سختی و مقاومت بیشتری نسبت به بتن معمولی دارد، منتسب نمود. نمودار رفتار چرخه ای نمونه ترمیم شده را در شکل ۱۲-الف و پوش نمودارهای رفتار چرخه ای مربوط به نمونه های R-EIF-1 و EIF-1 را در شکل ۱۲-ب می توان مشاهده نمود. همانگونه که از شکل ۱۲-ب مشخص است، کاهش مقاومت در نمونه ترمیم شده روند بسیار آهسته تری داشته است.

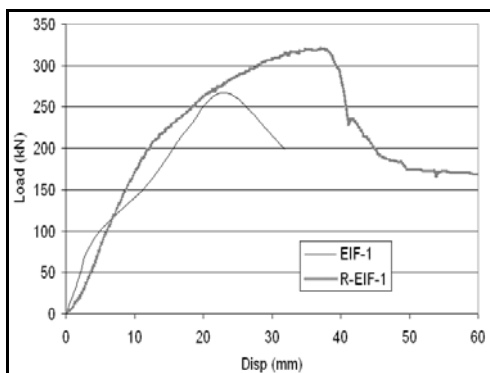
۶-آزمایش نمونه ترمیم شده^۱

بررسی رفتار سیستم های سازه ای ترمیم شده، بخصوص در مناطق لرزه خیزی که اکثر ساختمانها پس از زلزله باید ترمیم شوند، اهمیت بسیار زیادی خواهد داشت. در این تحقیق، پس از آنکه نمونه EIF-1 تا حد شکست خود بارگذاری شده و گریز جانبی ۶٪ را تجربه نمود (شکل ۸)، عملیات ترمیم بر روی آن انجام شد تا از این راه بتوان رفتار نمونه ترمیم شده میانقابهای مهندسی و امکان اجرای آن پس از زلزله را مطالعه نمود. نمونه ترمیم شده، R-EIF-1 نامگذاری شده و با استفاده از تاریخچه بارگذاری بکار رفته برای آزمایش سایر نمونه ها، تست گردید. برای ترمیم این نمونه، همانگونه که در شکل ۱۱-الف مشاهده می شود، اتصالات آسیب دیده پس از جدا نمودن جوشهای معیوب، دوباره جوشکاری شدند. نقاط آسیب دیده میانقاب نیز که اکثراً در نزدیکی تیرهای بالا و پایین بودند، از آن جدا شده و فضا های خالی بوجود آمده، با استفاده از گروت ترمیم شدند (شکل ۱۱-ب).

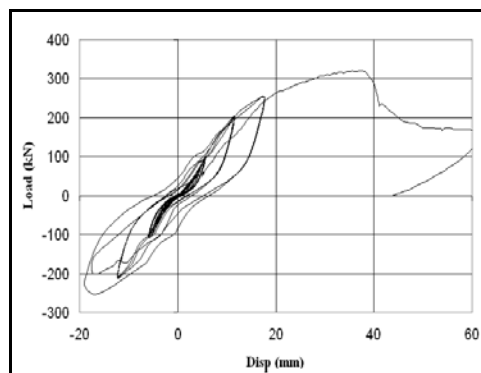


الف - بخشهای ترمیم شده با گروت میانقاب

¹ Retrofitted specimen



ب- پوش نمودار رفتار چرخه‌ای نمونه های EIF-1 و R-EIF-1

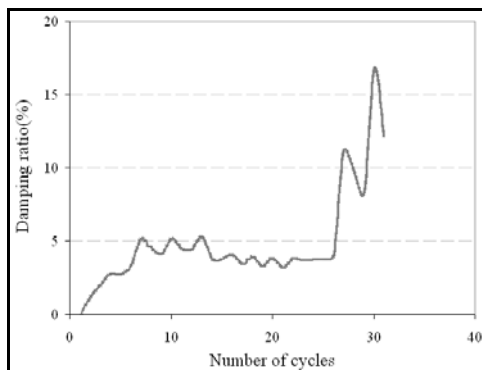


الف - رفتار چرخه‌ای نمونه R-EIF-1

شکل (۱۲): رفتار نمونه ترمیم شده R-EIF-1

فیوز برشی (در چرخه ۱۲۶م)، بشدت افزایش می یابد. طبق نتایج حاصل از شکل ۱۳، میانگین ضریب میرایی این نمونه قبل از لغزش فیوز برابر ۰.۴٪ بوده که پس از ایجاد لغزش در فیوز برشی به ۱.۶٪ افزایش یافته است.

ضریب میرایی نمونه تعمیر شده (R-EIF-1) در چرخه‌های مختلف بارگذاری محاسبه شده و در شکل ۱۳ نشان داده شده است: همانند سایر نمونه‌های آزمایش شده، میانگین ضریب میرایی نمونه R-EIF-1 نیز پس از ایجاد لغزش در



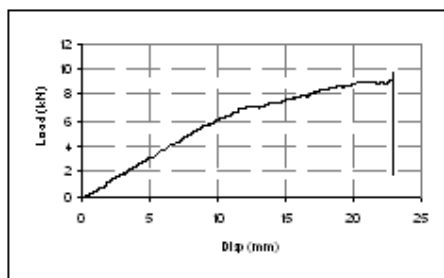
شکل (۱۳): ضریب میرایی نمونه ترمیم شده R-EIF-1

بیش از مقدار واقعی خود نشان می دهند [۲۳]. این مسئله از آنجایی ناشی می‌شود که تحقیقات انجام شده برای تخمین مقاومت برون صفحه میانقابها، بدترین حالت ممکن را در نظر نمی‌گیرند. بحرانی‌ترین حالت ممکن برای اندازه‌گیری مقاومت برون صفحه میانقابها، شرایطی است که میانقاب در اثر بارگذاری درون صفحه دچار ترک خوردگی شده و از قاب پیرامونی خود جدا شده باشد و در

۷- بارگذاری برون صفحه میانقاب مهندسی

در بین مقالات و تحقیقات انجام شده روابط و فرمولهای بسیار زیادی وجود دارند که برای تخمین مقاومت برون صفحه میانقابها می‌توان از آنها استفاده نمود [۲۲]. به هر حال مولف نخست مقاله حاضر معتقد است که تمامی روابط مذکور مقاومت برون صفحه میانقابهای معمولی را

۱۴-الف مشاهده می‌شود، توسط یک جک دستی ۵ تنی بصورت برون صفحه بارگذاری گردید. بارگذاری با استفاده از یک صفحه U شکل که در وسط میانقاب تعبیه شده بود به آن اعمال گردید.



ب- نمودار نیرو-جابجایی

همین شرایط به حالت اولیه خود، یعنی گریز جایی صفر برگردانده شود. بر همین اساس برای بررسی مقاومت برون صفحه میانقابهای ساخته شده، نمونه EIF-2 پس از تجربه خیز ۶٪ و رسیدن به مقاومت نهایی خود، به حالت تغییرمکان صفر برگردانده شده و همانگونه که در شکل



الف- نحوه بارگذاری خارج از صفحه میانقاب

شکل (۱۴): بارگذاری خارج از صفحه میانقاب مهندسی

خود با افت یکباره نیرو مواجه شده است، لیکن این مسئله به معنای پرتاب برون صفحه میانقاب نبوده و مطابق شکل ۱۵، در لحظه مذکور هنوز میانقاب به قاب پیرامونی خود متصل می‌باشد. این مقاومت زیاد برون صفحه را علاوه بر کش قوسی دیوار می‌توان ناشی از پیوستگی بوجود آمده در اثر برشگیرهای موجود بر روی سطوح داخلی تیرها و فیوز برشی دانست.

شکل ۱۴-ب، نمودار نیرو- تغییرمکان این بارگذاری را نشان می‌دهد. بیشترین بار و تغییرمکان تجربه شده توسط نمونه EIF-2 بترتیب برابر با ۹٫۲۴ kN و ۲۲٫۹ mm می‌باشد. در صورتی که وزن میانقاب برابر با ۲۰۶٫۶۵ کیلوگرم باشد (وزن دیوار به همراه فیوز)، این نیرو معادل شتاب پایه ای برابر با ۴٫۵g خواهد بود. با توجه به شکل ۱۴-ب، علیرغم اینکه میانقاب در تغییر مکان متناظر مقاومت نهایی



شکل (۱۵): تغییر مکان برون صفحه میانقاب مهندسی

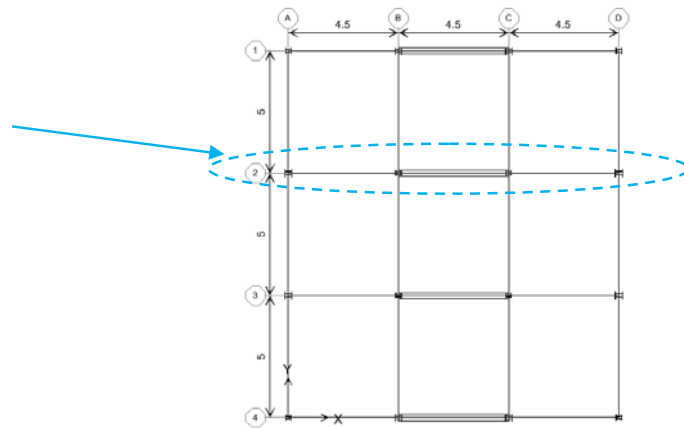
۷- مطالعه تحلیلی رفتار لرزه ای میانقاب مهندسی در ساختمان

در این بخش رفتار لرزه ای قابهای میانپر دارای میانقاب- های مهندسی دارای فیوز برشی لغزان مورد مطالعه قرار گیرد. در این راستا رفتار قاب میانپر دارای میانقاب بتنی فاقد فیوز و همچنین قابی که در آن میانقاب در جهت طولی از قاب جدا شده است نیز بررسی و با رفتار میانقابهای دارای فیوز لغزان مقایسه میگردد.

برای این منظور، در ابتدا سازه فولادی ساختمانهای ۱، ۳، ۵ و ۷ طبقه با پلان نشان داده شده در شکل ۱۶ بر اساس آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله [۱۶] طراحی گردید. در مرحله طراحی این ساختمانها که همگی منظم

هستند، فرض گردید که منطقه مورد نظر دارای خطر نسبی خیلی زیاد و خاک نوع II است.

قاب مورد مطالعه در این تحقیق نیز در شکل ۱۶ نشان داده شده است: این قاب دارای سه دهانه ۴/۵ متری است که تنها در دهانه میانی دارای میانقاب است. تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی با استفاده از نسخه هفتم نرم افزار IDARC 2D [۲۴] انجام گرفت و در آن رفتار غیر خطی ستونها و تیرها بر اساس آنچه در دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود [۲۵] آمده و رفتار دهانه میانی با معرفی منحنی هیستریسیس به دست آمده از آزمایش به نرم افزار معرفی گردید.



شکل ۱۶- پلان ساختمانهای مورد بررسی و قاب منتخب برای انجام ادامه مطالعات

لازم به ذکر است که برای معرفی ۴ حالت فوق باید ابتدا رفتار هیستریسیس نمونه های آزمایشگاهی آنها با توجه به قوانین مقیاس برای حالتی که نمونه دارای ابعاد واقعی می باشد به دست آید. بر اساس قوانین مقیاس [۲۶] در سه حالت اول که مقیاس نمونه آزمایشگاهی ۰/۳۳ است، برای به دست آوردن رفتار نمونه در ابعاد واقعی باید مقاومت های به دست آمده از آزمایش در ۹ و تغییرمکانها در ۳ ضرب شوند که حاصل کار در شکل ۱۷-الف تا ج نشان داده شده است.

برای دهانه میانی هر کدام از ساختمانهای مفروض، ۴ حالت زیر در نظر گرفته شده است:

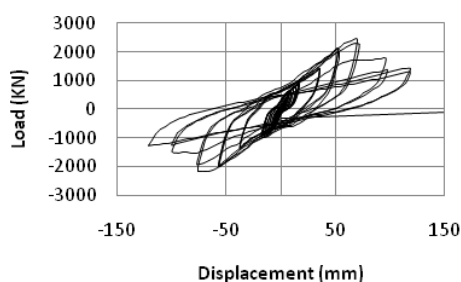
۱- قاب دارای دیوار که در جهت طولی از قاب دور خود جدا شده و فاقد اندرکنش با آن است. این حالت در جدولها و شکلها با عبارت "قاب با دیوار جدا شده" معرفی شده است.

۲ و ۳- قابهایی به ترتیب با میانقابهایی مشابه EIF-1 و EIF-2

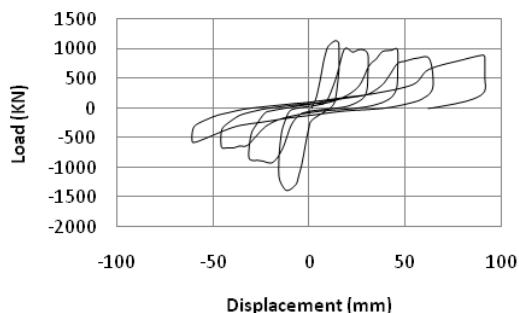
۴- قاب دارای میانقاب بتن آرمه معمولی (فاقد فیوز)

هایی با ابعاد واقعی و مشابه قاب جداشده از میانقاب، EIF-1 ، EIF-2 و RC افزایش می یابد، هر چند که مقاومت نمونه های دارای فیوز بیشتر است. از میان این ۴ نمونه، قاب خالی بیشترین شکل پذیری را دارد و پس از آن میانقابهای مهندسی قرار دارند و در انتها RC که دارای کمترین شکل پذیری میباشد.

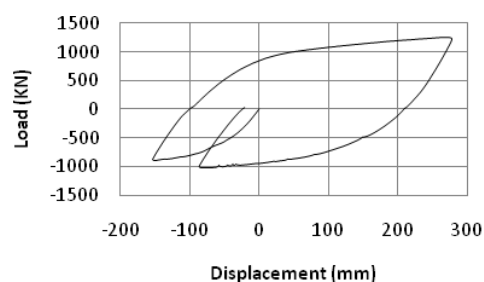
برای حالت چهارم از نتیجه آزمایش میانقاب بتنی که توسط محمدی [۱۸] به دست آمده استفاده شد. این نمونه در مقیاس ۰/۶۷، ارتفاع ۲/۰ و طول ۳/۰ متر ساخته شده بود. برای این نمونه نیز از قوانین مقیاس استفاده شد تا رفتار نمونه مشابه در ابعاد واقعی (ارتفاع ۳ و طول ۴/۵ متر) به دست آید که حاصل آن نیز در شکل ۱۷-د نشان داده شده است. پوش نمودارهای به دست آمده برای هر ۴ حالت مذکور در بالا، در شکل ۱۸ نشان داده شده است. این شکل نشان میدهد که مقدار سختی به ترتیب در نمونه



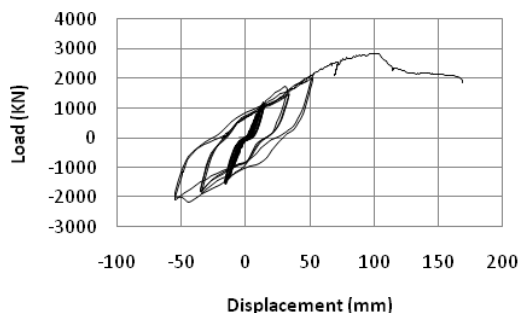
ب) رفتار هیسترسیس قاب دارای میانقاب مشابه EIF-1



د) رفتار هیسترسیس قاب دارای میانقاب مشابه RC

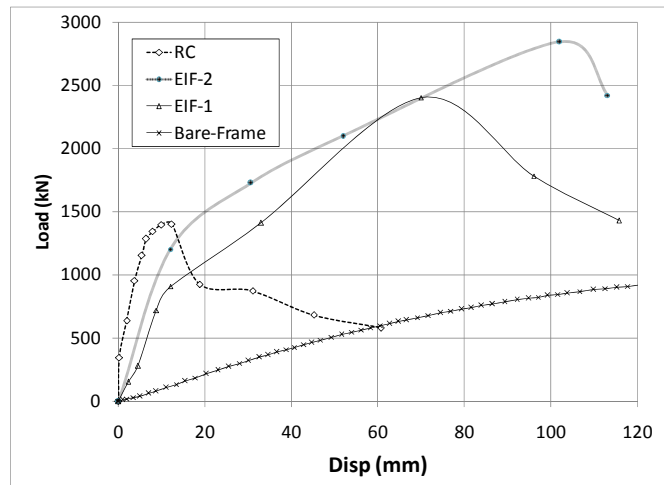


الف) رفتار هیسترسیس قاب خالی - Bare Frame



ج) رفتار هیسترسیس قاب دارای میانقاب مشابه EIF-2

شکل (۱۷): منحنی های هیسترسیس به دست آمده برای نمونه های مشابه نمونه های آزمایشگاهی ولی در ابعاد واقعی



شکل (۱۸): نمودار پوش رفتار نمونه های به ابعاد واقعی

سازه دارای میانقاب بتن آرمه معمولی، ارائه شده است. برای هر رکورد زلزله نیز شتاب طیف آن زلزله، حداکثر برش پایه، حداکثر تغییر مکان بام و شاخص خرابی کلی و شاخص خرابی ستونهای کناری ذکر شده است. لازم به ذکر است که در برنامه IDARC از شاخص خسارت پارک و انگ [۲۴] استفاده شده که برای یک المان سازه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h$$

که δ_m بیشترین تغییر شکل تجربه شده، δ_u تغییر شکل نهایی المان، P_y مقاومت جاری شدن المان، $\int dE_h$ انرژی هیسترتیک جذب شده بوسیله المان در طول تاریخچه پاسخ و β پارامتر ثابت مدل می‌باشد. ارتباط بین شاخص خرابی و خرابی ایجاد شده در سازه بدین صورت است که شاخص خرابی صفر نشانگر سلامت، شاخص خرابی تا ۰/۲ نشانگر خرابی اندک با قابلیت تعمیرپذیری آسان است. شاخص خرابی بزرگتر تا ۰/۵ نشانگر خرابی جزئی است که امکان تعمیر وجود دارد. شاخص خرابی بزرگتر از ۰/۵ نشانگر خرابی شدید و پس از آن حاکی از خرابی کامل سازه است. نکته قابل توجه دیگر این است که شاخص خرابی کلی ساختمان که به نوعی نشانگر انرژی تلف شده در سیستم است نمی‌تواند ملاک خوبی برای مقایسه ساختمانهای در نظر گرفته شده با یکدیگر باشد زیرا در

نکته قابل توجه دیگر این است که برای مدل نمودن ۴ حالت در نظر گرفته شده در برنامه IDARC نمی‌توان از المان INFILL استفاده نمود زیرا همه منحنی های به دست آمده از آزمایش نمونه ها اثر قاب محصور کننده میانقاب را نیز در بر دارد و نمیتوان دقیقا اثر میانقاب در آنها را از اثر قاب جدا نمود. بنابراین کل قاب میانپر (دهانه میانی) با یک ستون واحد مدل و رفتار هیستریسیس به دست آمده (شکل ۱۷) به آن منتسب گردید.

در تحلیلهای تاریخچه زمانی، ۵ رکورد زلزله های کوبه، نرثیج، طبس، منجیل و السترو، به ترتیب با حداکثر شتابهای ۰/۸۲، ۱/۵۸، ۰/۸۳، ۰/۵۴ و ۰/۲۴ برابر شتاب ثقل زمین، در نظر گرفته شدند. همه نتایج به دست آمده حاکی از عملکرد خوب میانقاب دارای فیوز لغزان در زلزله های مذکور است که در ذیل تنها نتایج ساختمانهای یک و پنج طبقه ذکر می شود (نتایج تحلیل ساختمانهای سه و هفت طبقه نیز مشابه این نتایج اند [۲۷] که برای اختصار از ذکر آنها صرفنظر شده است).

نتایج مربوط به دو ساختمان یک و پنج طبقه که از نرم افزار IDARC به دست آمده به ترتیب در جدولهای ۲ و ۳ نشان داده شده اند. در این جداول ابتدا زمان تناوب هر چهار سازه مورد نظر، شامل سازه ای که در آن میانقاب از قاب جدا شده، سازه دارای میانقاب EIF-1 و EIF-2 و



میانقابهای مهندسی بر خلاف دو حالت دیگر (میانقاب بتن آرمه معمولی و قاب جدا شده از میانقاب) انرژی تلف شده لزوماً نشانگر میزان خرابی ایجاد شده در سیستم نیست بلکه میتواند بر اثر لغزش فیوز که حرکتی غیرمخرب است ایجاد گردد بنابراین برای اینکه بتوان رفتار چهار سازه مختلف را با یکدیگر مقایسه نمود از مجموع شاخص خرابی ستونهای کناری ساختمان (غیر متصل به میانقابهای مورد مطالعه) استفاده شده است.

همانگونه که جدول ۲ نشان میدهد در ساختمان یک طبقه، همه سازه ها، به غیر از قاب جدا شده از میانقاب، در همه رکوردهای در نظر گرفته شده در محدوده خطی مانده و تقریباً هیچ خسارتی ندیده اند. تغییر مکان بام و شاخص خرابی ستونها کناری نیز از EIF-1 به RC کاهش می یابد. به طور خلاصه میتوان چنین بیان نمود که در سازه یک طبقه مورد نظر وجود میانقاب باعث بهبود رفتار می گردد و نمونه های دارای سختی اولیه بیشتر رفتار بهتری از خود بروز می دهند.

بر اساس جدول (۳) که نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی یک ساختمان پنج طبقه را نشان میدهد، به کارگیری میانقاب بتن آرمه معمولی در ساختمان اصلاً مطلوب نیست زیرا در بیشتر رکوردهای در نظر گرفته شده دچار شکست کامل می گردد. با توجه به شاخص خرابی ستونهای کناری و همچنین حداکثر جابجایی بام در سه حالت دیگر به راحتی میتوان دریافت که ساختمان دارای EIF-1 و EIF-2 به ترتیب بهترین پاسخها را داشته و هر دوی آنها بسیار بهتر از قاب جدا شده از میانقاب عمل کرده اند. بنابراین در ساختمان پنج طبقه در نظر گرفته شده وجود هر نوع میانقاب لزوماً در جهت بهبود رفتار لرزه ای ساختمان نیست چنانچه وجود RC پاسخ سازه را بدتر کرده است. ولی در مقابل وجود میانقاب دارای فیوز لغزان رفتار لرزه ای را بهبود می بخشد.

از جدول (۲) و (۳) میتوان چنین نتیجه گرفت که در صورت بروز رفتار غیرخطی در سازه، وجود میانقاب دارای فیوز لغزان باعث بهبود رفتار لرزه ای سازه می گردد و بین

دو نمونه یاد شده EIF-2 عملکرد بهتری دارد ولی استفاده از میانقاب بتن آرمه معمولی توصیه نمی شود. مشابه این نتیجه را میتوان در مورد ساختمانهای ۳ و ۷ طبقه نیز ارائه نمود [۲۷] که از ذکر جزئیات آن صرفنظر شده است.

۸- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر، دو نمونه میانقاب مهندسی مورد بررسی قرار گرفته و نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری چرخه ای آنها ارائه گردید. در نیمه ارتفاع این میانقابها از یک فیوز برشی لغزان استفاده شده بود. فیوز برشی تنها در جهت طولی میانقاب قادر به لغزش بوده و در جهت عرضی دیوار ثابت می باشد. بر اساس نتایج بدست آمده، میانقابهای مهندسی ۵ برابر شکل پذیر تر از میانقابهای معمولی بدون فیوز برشی می باشند. همچنین این نمونه ها دارای نمودار رفتار چرخه ای مناسب تر و پایدار تر می باشند. جذب انرژی بیشتر و پایداری در جهت برون صفحه، از دیگر مزایای استفاده از فیوزهای برشی لغزان می باشد. علاوه بر این، در صورت استفاده از فیوز برشی لغزان می توان مقاومت جانبی قاب میانپر را به اندازه دلخواه تنظیم نمود، از اینرو این میانقابها را می توان نوعی عضو مهندسی بشمار آورد.

مقایسه تحلیلی رفتار قاب دارای میانقاب مهندسی با قاب جدا شده از میانقاب و قاب دارای میانقاب بتن آرمه معمولی تحت پنج رکورد زلزله نشان میدهد که این نوع میانقاب دارای کارایی بسیار خوبی در بهبود رفتار لرزه ای سازه است، به خصوص در زلزله هایی که شدت آنها به اندازه ای است که سازه را وادار به بروز رفتار غیرخطی می نماید. در ضمن بهتر است این نوع میانقاب بر خلاف میانقاب بتن آرمه معمولی به سازه متصل گردد تا در هنگام زلزله با اتلاف انرژی، باعث حفظ پایداری و سلامت سازه گردد.

جدول (۲): نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی برای یک ساختمان تک طبقه

قاب جدا شده از میانقاب Bare-) (Frame)	قاب شامل میانقاب مهندسی EIF-1	قاب شامل میانقاب مهندسی EIF-2	قاب شامل میانقاب بتنی مسلح (RC)	زمین لرزه
				شمای کلی کمیات
0.362	0.182	0.137	0.0948	زمان تناوب سازه (sec)
2.575	1.091	1.093	0.890	شتاب طیف زلزله (g)
688.34	500.11	504.63	406.53	حداکثر برش پایه (KN)
61.61	8.77	5.03	1.93	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0.14	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0.067	0	0	0	شاخص خرابی کلی
2.05	0.29	0.17	0.06	دریافت طبقه (%)
1.465	1.064	1.074	0.865	نسبت برش پایه به وزن ساختمان
2.452	2.818	2.435	2.588	شتاب طیف زلزله (g)
740.99	1255.64	1151.35	1137.44	حداکثر برش پایه (KN)
67.17	23.25	11.48	5.41	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0.14	0.06	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0.066	0.174	0	0	شاخص خرابی کلی
2.24	0.78	0.38	0.18	دریافت طبقه (%)
1.577	2.672	2.450	2.421	نسبت برش پایه به وزن ساختمان
1.709	2.547	2.493	1.828	شتاب طیف زلزله (g)
617.56	1153.12	1191.78	787.01	حداکثر برش پایه (KN)
53.26	20.85	11.88	3.74	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0.12	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0.058	0.198	0	0	شاخص خرابی کلی
1.78	0.70	0.40	0.12	دریافت طبقه (%)
1.314	2.454	2.536	1.675	نسبت برش پایه به وزن ساختمان
1.212	1.957	1.766	1.108	شتاب طیف زلزله (g)
479.79	953.23	869.91	588.82	حداکثر برش پایه (KN)
38.13	16.71	8.67	2.8	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0.1	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0.052	0	0	0	شاخص خرابی کلی
1.27	0.56	0.29	0.09	دریافت طبقه (%)
1.021	2.029	1.851	1.253	نسبت برش پایه به وزن ساختمان
0.416	0.454	0.386	0.299	شتاب طیف زلزله (g)
195.65	220.87	184.14	138.33	حداکثر برش پایه (KN)
13.54	3.87	1.83	0.657	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0	0	0	0	شاخص خرابی کلی
0.45	0.13	0.06	0.02	دریافت طبقه (%)
0.416	0.470	0.392	0.294	نسبت برش پایه به وزن ساختمان



جدول (۳): نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی برای یک ساختمان تک طبقه

قاب جدا شده از میانقاب Bare-) (Frame	قاب شامل میانقاب مهندسی EIF-1	قاب شامل میانقاب مهندسی EIF-2	قاب شامل میانقاب بتنی مسلح (RC)	شمای کلی	زلزله
				کمیات	
1.500	1.303	1.196	1.021	زمان تناوب سازه (sec)	
0.800	0.921	0.915	1.441	شتاب طیف زلزله (g)	
614.06	1060.65	1113.78		حداکثر برش پایه (KN)	Kobe (PGA = 0.82 g)
32.8	25.67	23.53		حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
398.72	262.59	298.92		حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0.43	0.284	0.124		مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.087	0.078	0.078	Collapsed	شاخص خرابی کلی سازه	
0.240	0.414	0.435	0.000	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	
0.215	0.315	0.444	0.601	شتاب طیف زلزله (g)	
557.55	999.11	1290.51		حداکثر برش پایه (KN)	Northridge (PGA = 1.58 g)
23.08	16.84	14.85		حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
129.45	145.53	180.84		حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0.27	0.072	0		مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.048	0.049	0.05	Collapsed	شاخص خرابی کلی سازه	
0.218	0.390	0.504	0.000	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	
0.549	0.772	0.874	0.652	شتاب طیف زلزله (g)	
610.55	916.32	884.29		حداکثر برش پایه (KN)	Tabas (PGA = 0.83 g)
37.12	23.16	28.06		حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
390.98	358.28	349.1		حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0.514	0.278	0.178		مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.078	0.082	0.092	Collapsed	شاخص خرابی کلی سازه	
0.238	0.358	0.345	0.000	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	
0.188	0.213	0.162	0.334	شتاب طیف زلزله (g)	
420.88	662.31	724.03	955.44	حداکثر برش پایه (KN)	Manjil (PGA = 0.54 g)
17.73	13.39	9.01		حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
144.73	116.03	92.77	126.2	حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.041	0.037	0.038	0.187	شاخص خرابی کلی سازه	
0.96	0.77	0.62	0.84	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	
0.218	0.272	0.332	0.304	شتاب طیف زلزله (g)	
380.16	456.72	541.43	599.75	حداکثر برش پایه (KN)	Elcentro (PGA = 0.24 g)
19.86	12.9	10.39	7.96	حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
173.52	154.47	154.23	116.05	حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0.096	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.027	0.041	0.043	0.039	شاخص خرابی کلی سازه	
0.148	0.178	0.211	0.234	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	



۱۶- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، (۱۳۸۴)،

استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات

ساختمان ومسکن، نشریه شماره ص-۲۵۳

17- ASTM (2000), "Standard test methods of tension testing of metallic materials" [Metric], E 8M-89b Metric, American Standard for Testing Material.

18- Mohammadi, M.Gh. (2007b), "Stiffness and Damping of Single and Multi-layer Infilled Steel Frames", Journal of ICE Structures and Buildings, 160, Paper No. 14599, 105-118.

19- ATC-24 (1992) "Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures", Applied Technology Council.

20- Moghadam, H.A., Mohammadi M.Gh. and Ghaemian M. (2006) "Experimental and analytical investigation into crack strength determination of infilled steel frames", Journal of Constructional Steel Research, Volume 62, Issue 12, pp 1341-1352.

21- Chopra A. K. (2008) "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", 3rd Edition, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.

22- Flanagan R.D., Benette R.M. (1999), "Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames", Journal of structural engineering, Vol. 125, No. 3.

23- Mohamad M.Gh., (2008), "Out of plane strength of infill panels", 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)."

24- Reinhorn, A. M., Roh H., Sivaselvan M., Kunnath S. K., Valles R. E., Madan A., Li C., Lobo R., Park Y. J. (2009), "IDARC 2D Version 7.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Structures", MCEER Technical Report- MCEER-09-0006, University at Buffalo – the State University of New York.

۲۵- دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود،

(۱۳۸۵)، نشریه شماره ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه ریزی

کشور، معاونت امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطر

پذیری ناشی از زلزله

26- Harris, H. G., Sabnis, G., (1999), "Structural Modeling and Experimental Techniques", 2nd edition, Published by CRC Press."

۲۷- شوندی مجید ، (۱۳۸۹)، "اثرمیانقابهای شکل پذیر

دارای فیوز لغزان قابل تنظیم بر رفتار قابهای فولادی

ساختمان"، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی مجید

محمدی، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی

زلزله

1- Abdel El Razik, M., Asran A. & Abdel Hafiz, A., (2006), "Effect of Infill Walls on the Performance of Multi-Storey Building during Earthquakes", 1st International Structural Specialty Conference, Calgary, Alberta, Canada, May 23-26.

2- FEMA 306, (1998), Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project).

3- Jung, W.Y. and Aref, A.J. (2005), "Analytical and numerical studies of polymer matrix composite sandwich infill panels", Journal of Composite Structures, pp 359-370.

4- Decanini, L.D., Liberatore, L., Mollaioli, F., (2002), "Response of bare and infilled RC frames under the effect of horizontal and vertical seismic excitation", 12th European conference on earthquake engineering.

5- Saari, W.K, Hajjar, J.F., Schultz, A.E. & Shield, C.K., (2004), "Behavior of shear studs in steel frames with reinforced concrete infill walls, Journal of constructional steel research, 60, 1453-1480.

6- Mallick, D. V, Garge, R P. (1971), "Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames." Proc Instn Civ Engrs, 49, June, 193-209.

7- Zarnic, R, Tomazevic, M, Veljevichovsky, T. (1986), "Experimental study of methods for repair and strengthening of masonry infilled reinforced concrete frames." Proc 8th Europ Conf on Earthquake Eng, Lisbon, Vol 5, 11.1, pp 41-48.

8- El-Gawady, M., Lestuzzi, P. & Badoux, M., (2004), "Areview of Conventional seismic retrofitting techniques for URM, 13th International Brick and block masonry conference, Amsterdam, July 4-7.

9- Bertero, V. V, Brokken, S. T. (1983), "Infills in seismic resistant building," Proc ASCE, Vol 109, No ST 6, June.

10- El-Dakhkhni, W. W., (2002), "Experimental and Analytical Seismic Evaluation of Concrete Masonry-Infilled Steel Frames Retrofitted using GFRP Laminates", PhD thesis, Drexel University.

11- Aref, A.J , Jung, W.Y., (2003), "Energy dissipating polymer matrix composite-infill wall system for seismic retrofitting", Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No.4, pp 440-448.

12- Sahota, M.K., Riddington J.R. (2001), "Experimental investigation into using lead to reduce vertical load transfer in infilled frames, Engineering Structures. Vol. 23, pp. 94-101.

13- Crisafulli, F.J., Carr, A.J. and Park, R. (2000). "Capacity design of infilled frame structures", 12th World Conference on Earthquake Engineering.

14- Moghadam, H. A. (2004). "Lateral load behavior of masonry infilled steel frames with repair and retrofit", Journal of structural engineering, vol. 130, No. 1, pp. 55-63.

15- Mohammadi, M.Gh. (2007a), "Methods to Improve Mechanical Properties of Infilled Frames", PhD thesis, Civil department, Sharif University, Tehran, Islamic Republic of Iran.