

بررسی آزمایشگاهی مقاومت‌سازی قاب‌های بتنی با میان‌قاب مصالح بنایی با استفاده از پلیمرهای مسلح کربنی (CFRP)

ایوب دهقانی (دانشجوی دکتری)

فریبرز ناطقی‌الهی* (استاد)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

در بیشتر نقاط جهان، و از جمله ایران، ساختمان‌های بتنی^۱ به دلیل سختی جانبی کم و نقص‌های طراحی و اجرا، تحت زلزله‌های قوی دچار آسیب‌های شدید می‌شوند. در این نوشتار روشی کاربردی برای مقاومت‌سازی قاب‌های بتنی میان‌پر با مصالح بنایی با استفاده از پلیمرهای مسلح کربنی (CFRP)^۲ مورد بررسی قرار گرفته است. هدف از این آزمایش‌های گسترده، تقویت قاب‌های بتنی میان‌پر است به گونه‌ای که رفتار کلی سازه بهبود یابد. بدین منظور چهار نمونه قاب میان‌پر یک‌دهانه و یک طبقه، نمونه‌ی کنترل و نمونه‌های مقاوم‌شده — که براساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی و اجرا شده‌اند — تحت بارگذاری سیکلی^۳ شبه‌دینامیکی تا مرحله‌ی شکست قرار داده شده و پارامترهایی مانند سختی، مقاومت و تغییر مکان نسبی طبقه‌ی آن‌ها برآورد شده است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که مودهای شکست نمونه کنترل شامل خردشدگی کنج‌های بارگذاری شده‌ی میان‌قاب و همچنین شکست برشی ستون بوده، در حالی که نمونه‌های مقاوم‌شده شکست شکل‌پذیری را داشته‌اند.

واژگان کلیدی: ساختمان‌های بتنی، پلیمرهای مسلح کربنی، میان‌قاب بنایی، رفتار آزمایشگاهی، بارگذاری سیکلی.

a.dehghani@iiees.ac.ir
nateghi@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

رفتار قاب‌های بتنی مقاوم‌شده با میان‌قاب بتنی، تحت آزمایش‌هایی روی نمونه‌های یک طبقه و یک‌دهانه و نمونه‌های یک طبقه و دودخانه بررسی شده است.^[۵-۳] بیشتر روش‌های یادشده زمان‌بر و پرهزینه‌اند و سبب افزایش وزن و اختلال در قابلیت استفاده از ساختمان می‌شوند. از طرفی بعضی از این روش‌ها تنها برای انواع مشخصی از سازه‌ها قابل استفاده‌اند. با توجه به این که در ایران و سایر کشورها ساختمان‌های بتنی فراوانی وجود دارند که به دلیل ضعف‌های لرزه‌یی عمده آسیب‌پذیری بالایی دارند، ارائه‌ی روش‌های موثر و کارآمد با سریع‌ترین زمان ممکن و ایجاد کم‌ترین اختلال در کاربری ساختمان به منظور مقاوم‌سازی این‌گونه ساختمان‌ها، و به‌طور ویژه تقویت المان‌های مصالح بنایی، یک ضرورت اساسی است. نگارندگان بر این باورند که از ورق‌های پلیمری مسلح با خواص منحصر به فرد، مانند نسبت مقاومت به وزن بسیار بالا و سهولت کاربری، می‌توان در تقویت این‌گونه ساختمان‌ها بهره جست.

یکی از روش‌های سودمند برای مقاوم‌سازی اجزای مختلف سازه‌ها — مانند پایه‌ی پل‌ها، تیرها، ستون‌ها و دیوارهای مصالح بنایی — استفاده از پلیمرهای مسلح فیبری یا به اختصار FRP است.^[۶] بررسی‌های تحلیلی و آزمایشگاهی متعدد نشان می‌دهد که استفاده از این مصالح تأثیر به‌سزایی در عملکرد اجزای سازه و در نتیجه

تجربیات زلزله‌های اخیر نشان داده که وجود میان‌قاب‌های مصالح بنایی^۴ رفتار سازه را دستخوش تغییرات فراوانی ساخته است. این میان‌قاب‌ها در ساختمان‌هایی با سازه‌ی فولادی یا بتنی به‌عنوان اجزای غیرسازه‌یی به کار می‌رود و هنگام طراحی از اثرات آن‌ها صرف‌نظر می‌شود. اما هنگام اعمال نیروی جانبی در زمان وقوع زلزله، آثار متقابلی بر قاب‌های احاطه‌کننده‌ی خود وارد می‌کنند. مجموعه‌ی چنین سیستمی را «قاب میان‌پر» می‌نامند. میان‌قاب‌های مصالح بنایی حتی در زلزله‌های با سطح متوسط نیز رفتار ضعیفی دارند. این رفتار به‌صورت شکننده، بدون ناحیه‌ی خمیری، یا با ناحیه‌ی خمیری اندک است. کاهش سریع سختی، مقاومت و ظرفیت جذب انرژی — که سبب شکست‌های بسیار ناگهانی میان‌قاب‌های مصالح بنایی می‌شود — علت اصلی چنین رفتاری است. بنابراین پتانسیل بالای آسیب‌پذیری میان‌قاب‌ها هنگام وقوع زلزله به‌عنوان یکی از مشکلات اساسی برای مهندسين زلزله مطرح است. برای تقویت قاب‌های بتنی میان‌پر، پیشنهادات مختلفی مانند اضافه‌کردن دیوار برشی، میان‌قاب بتنی و یا جکت‌کردن اعضای قاب طرح شده و به‌صورت تحلیلی^[۱] و آزمایشگاهی^[۲] مورد ارزیابی قرار گرفته است. همچنین

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۸/۹/۸، اصلاحیه ۱۳۸۹/۵/۱۷، پذیرش ۱۳۹۰/۱/۱۶

است. طول هم‌پوشانی میلگردهای طولی ستون به میلگردهای ریشه‌ی تیر فونداسیون ۳۰ سانتی‌متر قرار داده شده که کم‌تر از مقدار ذکر شده در آیین‌نامه‌ی بتن ایران است. مقطع ستون‌ها شامل ۴ میلگرد با قطر ۱۴ میلی‌متر بوده که در کنج‌ها قرار داده شده است. میلگردهای طولی تیر فوقانی ۴ عدد با قطر ۱۲ میلی‌متر بوده و به‌صورت ۲ میلگرد فوقانی و ۲ میلگرد تحتانی به کار رفته است. برای تیر فونداسیون از ۶ میلگرد با قطر ۱۴ میلی‌متر و به‌صورت سه میلگرد فوقانی و ۳ میلگرد تحتانی استفاده شده است.

۲.۲. نمونه‌ی کنترل (SC)

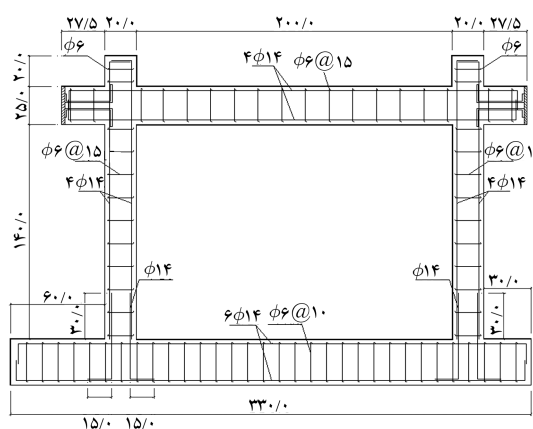
نمونه‌ی کنترل با نام SC شامل قاب و میان‌قاب آجر فشاری با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر و جزئیات طراحی و اجرای مشابه با نمونه‌های مقاوم‌شده، به‌عنوان نمونه‌ی شاهد مورد آزمایش قرار گرفته است. درزهای افقی میان‌قاب دارای بیشینه ارتفاع ۲ سانتی‌متر و درزهای قائم با عرض بیشینه ۱ سانتی‌متر ساخته شده و کاملاً با ملات پر شده است. برای بررسی ساده‌تر و کنترل محل تشکیل ترک‌ها، یک طرف میان‌قاب با لایه‌ی بسیار نازک گچ پوشانده شده و از انجام هرگونه پلاستر سیمانی به‌منظور جلوگیری از تغییر سختی دیوار خودداری شده است.

۳.۲. نمونه‌ی S۱

نمونه‌ی S۱ دارای قاب بتنی و میان‌قاب بتنی شبیه نمونه‌ی SC بوده و تقویت آن شامل استفاده از ورق‌های CFRP با کارکرد خمشی و برشی در محل اتصال ستون به تیر فونداسیون، دورپیچ دولایه‌ی پای ستون‌ها تا ارتفاع ۴۰ سانتی‌متر و تقویت قطری میان‌قاب با ورق‌های CFRP با عرض ۳۰ سانتی‌متر است. این ورق‌های قطری در مرز قاب و میان‌قاب برای عملکرد مناسب ترورق‌ها در کشش، به کنج‌های قاب بتنی مهار شده است.

به‌منظور ایجاد اتصال مناسب میان ورق‌های پلیمری و سطوح بتن و میان‌قاب آجری، با استفاده از سنگ فرز مخصوص و فشار هوا سطح زیرین مسطح شده و از هرگونه آلودگی (شامل گرد و خاک، روغن و مواد چسبنده‌ی دیگر) و همچنین از برجستگی‌های اضافی پاک شده است. سپس آماده‌سازی سطح میان‌قاب شامل مشخص کردن محل قرارگیری ورق‌های قطری، پرکردن درزهای میان آجرها توسط ملات ماسه و سیمان نرم در محدوده‌ی مشخص شده، استفاده از سنگ فرز و شست‌وشوی نهایی دیوار صورت پذیرفته است.

برای اتصال ورق‌های پلیمری مسلح کربنی به سطوح بتن و میان‌قاب آجری،



شکل ۱. ابعاد و میلگردگذاری نمونه‌ها.

به‌یود رفتار کلی سازه خواهد داشت. مطالعات مختلف نشان می‌دهد که مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌های دورپیچ شده با CFRP به‌شدت افزایش می‌یابد. همچنین استفاده از ورق‌های CFRP سبب افزایش ظرفیت خمشی تیرها می‌شود. [۷] نتایج حاصل از آزمایش‌های متعدد روی اتصالات بتنی مقاوم‌شده با ورق‌های FRP به روش‌های مختلف، بیان‌گر افزایش قابل توجه ظرفیت برشی اتصالات بوده است. [۸] افزایش ظرفیت برشی دال‌های بتنی با به‌کارگیری نوارهای FRP براساس مشاهدات آزمایشگاهی مورد تأیید قرار گرفته است. [۹] تأثیر پارامترهایی چون نوع مواد کامپوزیت، الگوی قرارگیری آن، و نوع بارگذاری بر رفتار دیوارهای بتنی مقاوم‌شده تحت آزمایش‌های متعددی بررسی شده است. [۱۰]

در این مطالعه، در آزمایش‌های مختلف پای ستون‌ها و بالای آن‌ها و همچنین دیوار مصالح بتنی با ورق‌های CFRP تقویت‌شده و چگونگی روش مقاوم‌سازی و همچنین نتایج آزمایش‌ها مانند افزایش ظرفیت تغییر مکان سازه و دفع انرژی به تفصیل تشریح شده است.

۲. برنامه‌ی آزمایش‌ها

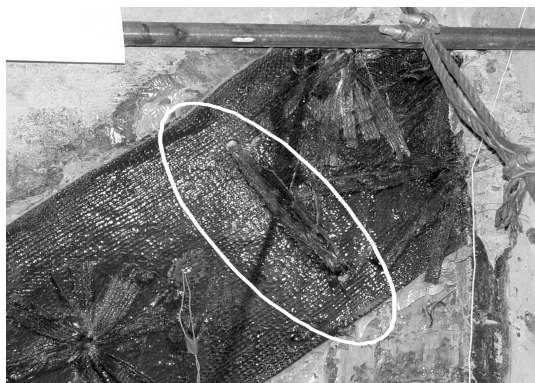
برای انجام آزمایش‌ها از چهار نمونه قاب بتنی میان‌پر با آجر فشاری و یک دهانه - یک طبقه، یکی به‌عنوان نمونه‌ی کنترل و سه نمونه‌ی مقاوم‌شده استفاده شده است. در نمونه‌ی مقاوم‌شده‌ی اول (S۱) در محل اتصال ستون‌ها به تیر فونداسیون ورق‌های پلیمری کربنی با دو کارکرد مختلف خمشی و برشی استفاده شده و سپس پای ستون‌ها تا ارتفاع ۴۰ سانتی‌متر دورپیچ شده است. همچنین دو طرف میان‌قاب آجری توسط این ورق‌ها به‌صورت قطری تقویت شده و با مهارهای فیتله‌یی به قاب پیرامونی و به دیوار آجری متصل شده است. نمونه‌ی مقاوم‌شده‌ی دوم (S۲) مانند نمونه‌ی S۱ است با این تفاوت که تعداد مهارهای فیتله‌یی آن مطابق مشاهداتی نقاط جدایش ورق‌های قطری از دیوار در آزمایش S۱، افزایش یافته است. نمونه‌ی مقاوم‌شده‌ی سوم (S۳) نیز شبیه نمونه‌ی S۱ است، اما علاوه بر پای ستون‌ها بالای ستون‌های قاب از مرز اتصال با تیر فوقانی تا ارتفاع ۴۰ سانتی‌متر دورپیچ شده و در محل اتصال ورق‌های خمشی و برشی به کار رفته است. [۱۱]

در طراحی، ساخت و اجرای قاب بتنی، نقص‌های رایج در سازه‌های بتنی -- مانند مقاومت کم بتن، طول هم‌پوشانی ناکافی میلگردهای طولی، استفاده از خم ۹۰ درجه، حذف آرماتور برشی در محل اتصال، و کیفیت پایین بتن -- لحاظ شده است. علت منظورکردن چنین مواردی تأکید بر کارایی روش ارائه‌شده برای سازه‌های ضعیف موجود است.

میان‌قاب آجری، از آجرهای فشاری دستی و طبق کاربرد معمول‌شان در ساختمان‌های بتنی موجود، ساخته شده و اتصال آن به قاب پیرامونی ساده بوده که با قراردادن ملات بتنی در مرز اتصال انجام گرفته است. ملات بتنی نیز با نسبت‌های رایج، شامل ۱ حجم سیمان و ۶ حجم ماسه، ساخته شده است.

۱.۲. جزئیات ساخت قاب‌های بتنی

ساخت قاب بتنی با استفاده از قالب خاص فلزی به‌صورت افقی، یا اصطلاحاً «خوابیده» انجام گرفته است. ابعاد مقاطع برای ستون‌ها ۲۰ × ۲۰ سانتی‌متر، تیر فوقانی ۲۰ × ۲۵ سانتی‌متر و تیر فونداسیون ۳۰ × ۲۵ سانتی‌متر است. طبق شکل ۱، خاموت‌ها از میلگردهای ساده با قطر ۶ میلی‌متر و با فواصل ۱۵ سانتی‌متر برای ستون‌ها و تیر فوقانی، و فواصل ۱۰ سانتی‌متر برای تیر فونداسیون در نظر گرفته شده



شکل ۳. مهارهای منگنه‌بی پس از نصب.

مهارهای متصل‌کننده این ورق‌ها به کنج‌های قاب بتنی مانند نمونه‌ی S۱ و S۲ بوده است. تعداد مهارهای میان‌قاب بنایی مانند نمونه‌ی S۲ بوده، ولی به‌جای مهارهای منگنه‌بی از همان مهارهای فیتیله‌بی استفاده شده است. روش انجام مقاوم‌سازی مشابه نمونه‌های S۱ و S۲ است.

۶.۲. مشخصات مصالح

میانگین مقاومت فشاری بتن برای نمونه‌های مختلف براساس نمونه‌ی استوانه‌یی ۲۸ روزه در جدول ۱ داده شده است. مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان، که میان‌قاب آجر فشاری با آن ساخته شده است، براساس نمونه‌های گرفته‌شده از ملات در هنگام ساخت میان‌قاب‌های نمونه‌ها برابر ۴۵/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع است. انتخاب میلگردها براساس نوع معمول در ساخت‌وسازهای عمومی در نظر گرفته شده است. خصوصیات ورق‌های با الیاف کربن، مطابق مشخصات فنی ارائه‌شده از طرف شرکت سازنده در نظر گرفته شده است. با قرارگیری ورق‌ها در ماتریس مورد نظر که از اختلاط رزین و هاردنر با نسبت ۷:۱ حاصل می‌شود، ورق‌های پلیمری مسلح کربنی به دست می‌آید.

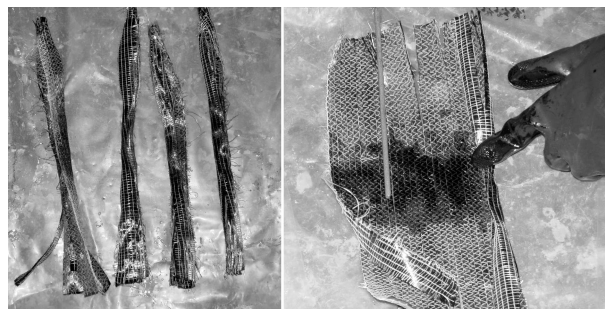
۷.۲. چیدمان آزمایش

تمامی نمونه‌ها به‌صورت عمودی و به‌گونه‌یی بر روی کف ثابت آزمایشگاه قرار گرفته که سوراخ‌های تعبیه‌شده در تیر فونداسیون به‌هنگام ساخت، در راستای سوراخ‌های موجود در کف قرار گیرد. همه‌ی نمونه‌ها با استفاده از دست‌کم ۲۰ بولت مقاومت‌بالا کاملاً به کف ثابت شده‌اند.

از آنجا که هدف آزمایش‌ها مقایسه‌ی رفتار نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی کنترل است با استفاده از جک هیدرولیکی با ظرفیت ۵۰ تن، بار چرخه‌یی در شرایط یکسان به نمونه‌ها وارد شده است. در محل اتصال صفحه‌ی جک به تیر فوقانی، ورق‌های

جدول ۱. میانگین مقاومت فشاری بتن.

ردیف	نمونه	میانگین f_c (kg/cm ²)
۱	SC	۲۵۵/۹۵
۲	S۱	۲۶۶/۳۷
۳	S۲	۲۹۵/۰۶
۴	S۳	۲۹۷/۲۶



شکل ۲. ساخت مهارهای فیتیله‌بی.

علاوه بر چسب پلیمری که از ترکیب رزین و هاردنر با نسبت اختلاط ۷:۱ ساخته می‌شود، از مهارهای فیتیله‌بی ویژه استفاده شده است. مهارهای فیتیله‌بی مطابق شکل ۲ قسمت‌هایی از ورق پلیمری مسلح کربنی با ابعاد ۳۰ × ۲۰ سانتی‌متر بوده که در جهت الیاف بریده شده و انتهای آن در فواصل ۱/۵ سانتی‌متری به‌طول ۱۰ سانتی‌متر برش داده شده است. یادآور می‌شود که این برش‌ها برای ساخت مهارهای متصل‌کننده‌ی ورق قطری به کنج‌های قاب تنها در یک سمت ورق ۳۰ × ۲۰ سانتی‌متر انجام گرفته است.

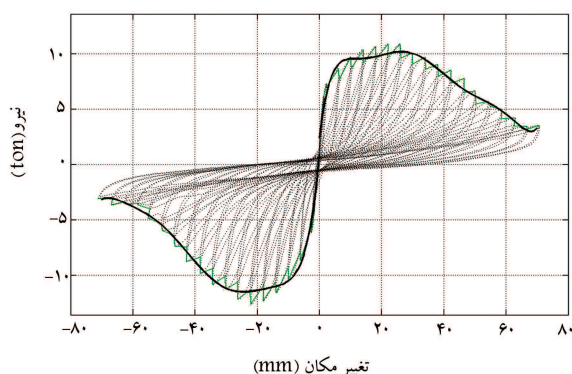
با قراردادن چسب در مرکز ورق‌های بریده‌شده و فیتیله‌کردن آن‌ها، استقرارشان در سوراخ‌هایی که قبلاً در قاب بتنی و میان‌قاب (در نقاط مورد نظر) انجام شده، ممکن می‌شود. تعداد مهارها در هر کنج قاب ۳ عدد بوده، و ۷ الی ۱۰ سانتی‌متر از فیتیله‌ها درون سوراخ ایجادشده در قاب بتنی قرار گرفته‌اند و ۱۵ تا ۲۰ سانتی‌متر از آن روی ورق قطری متصل شده است. قبل از این عمل، درون سوراخ‌ها با استفاده از تزریق کاملاً از چسب پر شده است. مهارهای متصل‌کننده‌ی ورق‌های قطری به میان‌قاب آجری از ورق پلیمری مسلح کربنی با ابعاد ۳۰ × ۲۰ سانتی‌متر شبیه مهارهای کنج قاب ساخته شده، با این تفاوت که در دو سمت خود به‌طول ۱۰ سانتی‌متر برش داده شده‌اند. با تزریق چسب به سوراخ و قراردادن فیتیله‌ها در آن، بخشی از ورق به‌طول ۱۰ سانتی‌متر از هر سمت میان‌قاب بیرون قرار گرفته که پس از تفکیک، بخش‌های برش داده شده روی ورق قطری چسبانده شده‌اند.

۴.۲. نمونه‌ی S۲

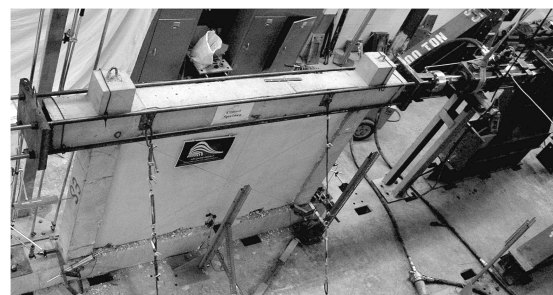
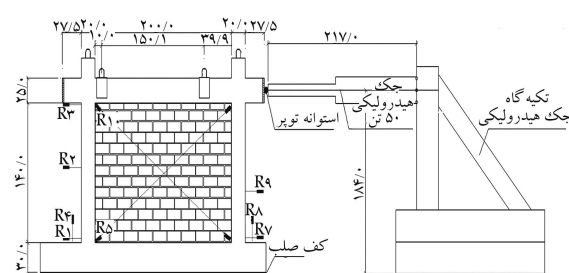
مشخصات بتن، شیوه‌ی میلگردگذاری و کیفیت بتن نمونه‌ی S۲ مانند سایر نمونه‌ها، و تقویت آن با ورق CFRP نیز مشابه نمونه‌ی S۱ است، اما تعداد مهارها بر روی میان‌قاب افزایش یافته است. علت این افزایش مشاهده‌ی جدایش زود هنگام برخی از نقاط ورق تقویت قطری میان‌قاب، و خارج شدن آن از باربری است. بنابراین مهارهای اضافه‌شده در این نقاط با الگوی خاصی چیده شده، به‌طوری که بیشینه‌فاصله‌ی میان دو مهار متوالی ۴۰ سانتی‌متر باشد. در نزدیکی کنج‌ها نیز از مهارهای منگنه‌بی که ورق‌های دوطرف دیوار را کاملاً به شکل منگنه در خود می‌گیرد (شکل ۳)، استفاده شده است.

۵.۲. نمونه‌ی S۳

شکست‌های برشی ستون‌ها در نمونه‌های S۱ و S۲ سبب شد تا در نمونه‌ی S۳، بالای ستون‌ها نیز مشابه آنچه در پای ستون‌ها بیان شد با ورق‌های CFRP تقویت شود. به این ترتیب از مرز اتصال ستون به تیر فوقانی تا ارتفاع ۴۰ سانتی‌متر از ستون با دولایه‌ی CFRP دور پیچ شده و همچنین از ورق‌های با کارکرد خمشی و برشی در محل اتصال ستون به تیر فوقانی استفاده شده است. تقویت قطری میان‌قاب و تعداد



شکل ۵. منحنی چرخه‌یی نمونه‌ی SC.



شکل ۴. چیدمان آزمایش.

فولادی با ابعاد $25 \times 20 \times 1.5$ سانتی‌متر در انتهای تیر و به‌منظور جلوگیری از تمرکز تنش در محل اعمال بار جانبی و ترک‌خوردگی و لهیدگی موضعی بتن قرار داده شده است. چهار سیم بکسل از دو طرف نمونه نقاط خاصی از جوه جانبی تیر را به کف ثابت متصل کرده و بنابراین امکان حرکت خارج صفحه‌ی قاب وجود ندارد.

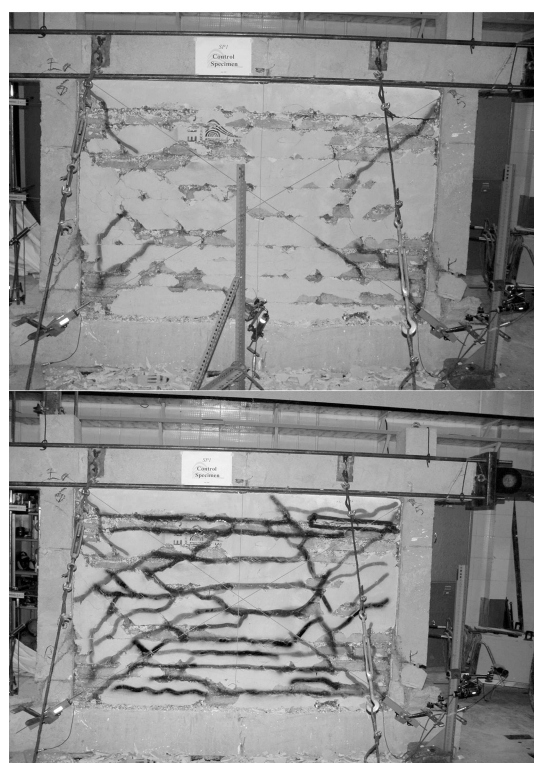
به‌منظور اندازه‌گیری تغییر مکان افقی و قائم نمونه، در نقاط مختلف جابه‌جایی‌سنج نصب شده است. سه جابه‌جایی‌سنج در بالا، وسط و پایین ستون مقابل جک، سه جابه‌جایی‌سنج در محل اعمال بار و $1/3$ ارتفاع ستون و پایین ستون نزدیک به جک، و ۲ جابه‌جایی‌سنج به‌صورت عمودی بر روی تیر فونداسیون نصب شده است. در نقاط خاصی از ورق‌های قطری در دو طرف میان‌قاب ۸ عدد کرنش‌سنج FLA-۶-۱۱ به‌کار برده شده تا عملکرد ورق‌های قطری قابل ارزیابی باشد. شکل ۴ نحوه‌ی چیدمان آزمایش و محل نصب تجهیزات را نشان می‌دهد.

۳. رفتار نمونه‌ها

۳.۱. نمونه‌ی کنترل (SC)

بیشینه نیروی قابل تحمل توسط سیستم قاب و میان‌قاب در حدود ۱۲ تن است. البته این مقدار برای حالت‌های کششی و فشاری کمی متفاوت است که ناشی از شیوه و راستای بارگذاری است. براساس منحنی چرخه‌یی نشان داده شده در شکل ۵، سختی از ابتدای بارگذاری کاهش می‌یابد. در تغییر مکان‌های بالاتر به علت تخریب پای ستون‌ها (شکل ۶)، و همچنین شکست میان‌قاب، کاهش سختی و مقاومت ناشی از تکرار حلقه‌های مشابه کاهش یافته است.

پس از تغییر مکان ۶ سانتی‌متر به دلیل تخریب‌های شدید در قاب و میان‌قاب، روند کاهش سختی و مقاومت متوقف شده و مقاومت در حدود $2/5$ تن ثابت مانده است. با رسیدن تغییر مکان به مقدار ۷ سانتی‌متر آزمایش متوقف شده است. خطوط روشن‌تر ترک‌های رخ داده در میان‌قاب را در اوایل بارگذاری، و خطوط تیره‌تر ترک‌های متناظر با انتهای بارگذاری را نشان می‌دهد.



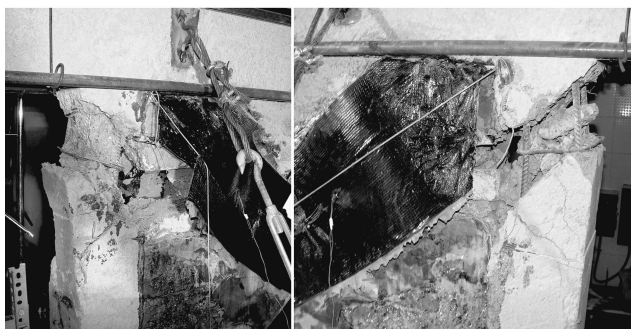
شکل ۶. خرابی در ستون‌ها، و نیز ترک‌ها در میان‌قاب نمونه‌ی SC.

مقدار سختی اولیه برابر با 49 KN/mm به دست آمده که در حدود ۷ تا ۹ برابر قاب بدون میان‌قاب است. مقدار مقاومت تا تغییر مکان نسبی ۲٪ افزایشی بوده و پس از آن با افزایش ترک‌ها در میان‌قاب و عریض‌تر شدن ترک‌های موجود کاهش می‌یابد.

با افزایش بار در مراحل اولیه، ترک‌های مرزی در محل اتصال قاب و میان‌قاب تشکیل شده است. افزایش بار به مقدار حدود ۵ تا ۶ تن با ایجاد ترک‌های قطری در میان‌قاب همراه است. با افزایش نسبی تعداد ترک‌ها در میان‌قاب و عریض‌تر شدن ترک‌های موجود، ترک‌هایی با زاویه‌ی ۴۵ درجه در پای ستون‌ها تشکیل شده است. این ترک در ستون سمت چپ شکل ۶ به‌صورت یک ترک باز شده — که متناظر با لحظات پایانی بارگذاری است — دیده می‌شود. البته در ستون سمت راست وجود چنین ترکی سبب خرد شدن بتن و کنده شدن بخش‌های قابل توجهی از پای ستون شده است. در انتهای آزمایش میان‌قاب با مود شکست قطری دچار گسیختگی



شکل ۹. نمونه‌ی S1 پس از پایان بارگذاری.



شکل ۱۰. خرد شدن بالای ستون‌ها و خارج شدن مهار از بتن در نمونه‌ی S1.

تن را تجربه کرده و هنوز ترک قابل ملاحظه‌یی در قاب یا میان‌قاب مشاهده نشده بود. با افزایش بیشتر تغییر مکان و افزایش تعداد سیکل‌های بارگذاری ترک‌هایی با زاویه‌ی حدوداً ۶۰ درجه نسبت به افق، از کنج‌های پائینی میان‌قاب به سمت بالا تشکیل شد. جهت انتشار ترک‌ها به سمت مناطق تقویت نشده بود. با افزایش تغییر مکان، یک ترک افقی در محدوده‌ی مثالی تقویت نشده تشکیل شده و به سمت ورق‌های پلیمری دو طرف خود منتشر شده و عرض آن تا انتهای آزمایش بیشتر شد (شکل ۹).

در انتهای آزمایش، ترک برشی ایجاد شده در بالای ستون‌ها که در مراحل اولیه‌ی بارگذاری رخ داده بود، شروع به باز شدن کرده و در نهایت بتن این ناحیه کاملاً خرد شده و از ستون جدا شده است (شکل ۱۰). این فرایند سبب بیرون آمدن مهارهای فیتله‌یی از درون بتن شده و لذا مهارها از باربری خارج شدند.

۳.۳. نمونه‌ی S2

رفتار نمونه‌ی S2 که منحنی چرخه‌یی آن در شکل ۱۱ نشان داده شده است، شبیه نمونه‌ی S1 بوده با این تفاوت که به دلیل افزایش تعداد مهارها، جدایش ورق‌ها از سطح دیوار در تغییر مکان‌های بالاتری رخ داده و نمونه بار بیشینه ۱۸/۵ تن را تحمل کرده است. مقاومت پس از رسیدن به تغییر مکان نسبی ۱/۵٪ که متناظر با جدایش ورق‌ها از سطح میان‌قاب است، دچار افت شده اما نسبت به نمونه‌ی S1 با روند کندتری صورت گرفته است.

شکل‌پذیری نسبت به نمونه S1 افزایش یافته و از شکست‌های ترد ناگهانی در قاب و همچنین جدایش زود هنگام ورق‌ها جلوگیری شده است. اما روند استهلاک انرژی تغییر قابل ملاحظه‌یی نداشته است. انرژی مستهلاک شده تجمعی در تغییر

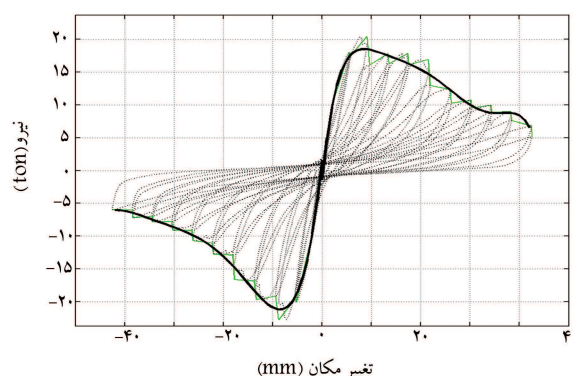
شده و با ادامه‌ی بارگذاری و ایجاد ترک برشی پای ستون‌ها در امتداد ترک قطری میان‌قاب، این اعضا نیز شکست برشی را تجربه می‌کنند.

۲.۳. نمونه‌ی S1

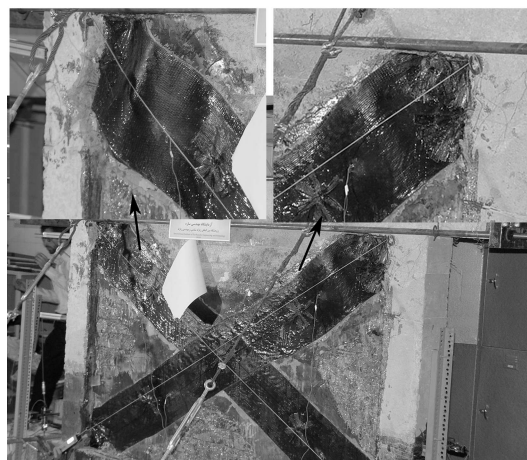
بیشینه نیروی قابل تحمل برای نمونه‌ی اول مقاوم شده ۲۲/۳ تن بوده که تقریباً دو برابر نمونه‌ی کنترل است. مطابق منحنی چرخه‌یی نشان داده شده در شکل ۷، مقاومت پس از رسیدن به تغییر مکان ۹ میلی‌متر که متناظر با جدایش ورق‌های پلیمری کربنی از کنج‌های میان‌قاب است، دچار افت می‌شود. در تغییر مکان‌های بالاتر به علت تخریب بالای ستون‌ها و ترک خوردگی میان‌قاب، کاهش سختی و مقاومت روند کندتری را طی کرده است. برای جلوگیری از خرابی احتمالی جک، با رسیدن تغییر مکان به مقدار ۴/۲ سانتی‌متر آزمایش متوقف شده است.

سختی اولیه‌ی نمونه‌ی S1 حدود ۵۰ KN/mm به دست آمده که تقریباً با سختی نمونه‌ی کنترل برابر است. این سختی به تدریج کاهش یافته و در جابه‌جایی نسبی ۳٪ به کم‌تر از ۲/۵ KN/mm رسیده است.

در نیروی جانبی برابر با ۱۸/۵ تن اولین جدایش ورق قطری از سطح دیوار در مجاورت کنج فوقانی سمت چپ و در فاصله‌ی کنج بارگذاری تا اولین مهار فیتله‌یی رخ داده است (شکل ۸). اما باربری همچنان ادامه یافته و به دلیل اتصال ورق‌ها به کنج‌های قاب، هنگامی که ورق‌های قطری تحت کشش قرار می‌گرفتند، به محل اولیه‌ی خود بازگشته و در باربری شرکت می‌کردند. بنابراین نمونه بار ۲۲



شکل ۷. منحنی چرخه‌یی نمونه‌ی S1.



شکل ۸. جدایش ورق‌های پلیمری در نمونه‌ی S1.

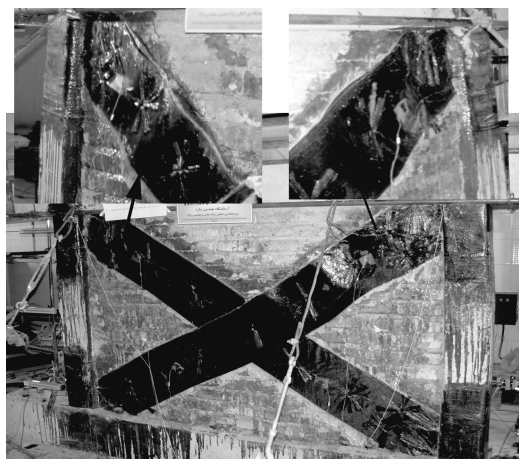
مکان ۴/۲ سانتی‌متر برای نمونه S۱ برابر با ۳۱۰۰۰ نیوتن - متر بوده و برای نمونه S۲ مقدار ۳۸۰۰۰ نیوتن - متر به دست آمده است.

۴.۳. نمونه‌ی S۳

مطابق منحنی چرخه‌یی نشان داده شده در شکل ۱۲، سیستم قاب میان‌پر تقویت شده در این حالت بار ۲۳/۲ تنی را تحمل کرده و تنها پس از تغییر مکان ۳۰ میلی‌متری دچار افت تدریجی شده است. این تغییر مکان سه برابر تغییر مکان نمونه‌ی S۱ و متناظر با جدایش جزئی ورق‌ها از سطح میان‌قاب بوده است. کاهش سختی و مقاومت پس از تغییر مکان ۶۰ میلی‌متری، به دلیل تخریب کنج‌های بارگذاری شده‌ی میان‌قاب، متوقف شده و در حدود ۱۰ تن ثابت مانده است.

مشابه آنچه که در نمونه‌های SC، S۱ و S۲ ملاحظه شد، شیب منحنی نمودار تجمعی انرژی هیستریزس تجمعی تقریباً ثابت مانده و بیشینه انرژی مستهلک‌شده‌ی آن در ۸۰۰۰۰ نیوتن‌متر بوده که دست‌کم دو برابر نمونه‌ی کنترل است.

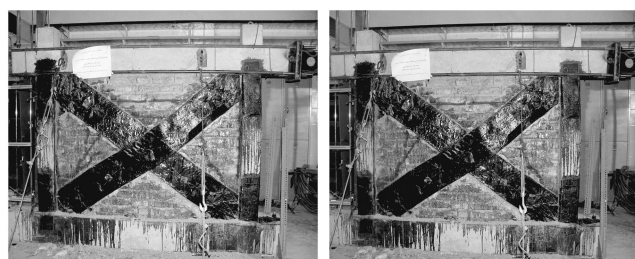
اولین جدایش ورق‌های قطری در تغییر مکان نسبی ۲٪ در کنج فوقانی سمت راست و در حد فاصل دو مهار متوالی رخ داده است؛ شکل ۱۳ جدایش ورق‌ها از سطح دیوار را نشان می‌دهد. تا این هنگام هیچ‌گونه ترک قابل ملاحظه‌یی در قاب یا میان‌قاب مشاهده نشده و تنها پس از افزایش تغییر مکان، ترک‌های خمشی در وسط ستون (شکل ۱۴) و شکست کنج‌های میان‌قاب مشاهده شده است. با افزایش بیشتر تغییر مکان و افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری، ترک‌هایی با زاویه‌ی حدود ۶۰ درجه



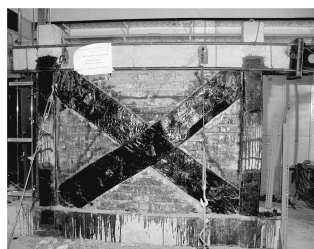
شکل ۱۳. جدایش مختصر ورق در فاصله‌ی دو مهار متوالی، در نمونه‌ی S۳.



شکل ۱۴. ترک‌های ریز خمشی در ستون‌ها متناظر با انتهای بارگذاری نمونه‌ی S۳.



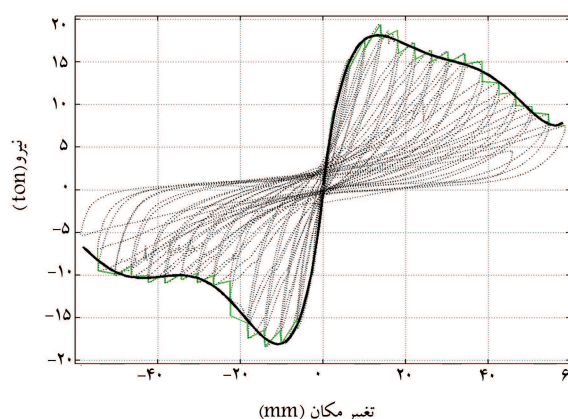
(۲) (۱)



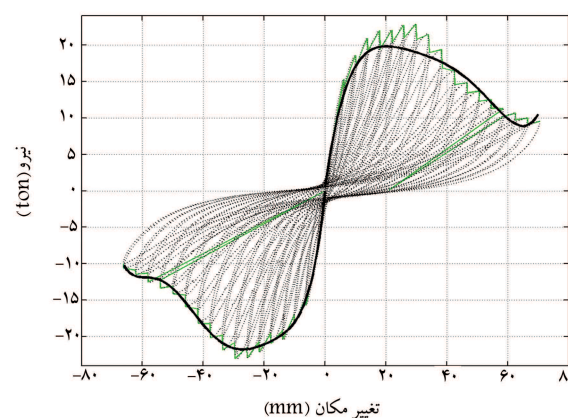
(۳)

شکل ۱۵. الگوی شکل‌گیری ترک در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی S۳.

نسبت به افق از کنج‌های پایینی قاب به سمت بالا -- به عبارتی به سمت مناطق تقویت‌نشده -- تشکیل شد. الگوی شکل‌گیری ترک‌ها براساس مراحل بارگذاری در شکل ۱۵ به ترتیب با شماره‌ی ۱، ۲ و ۳ نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که اولین ترک‌ها در میان‌قاب با الگوی متفاوت نسبت به میان‌قاب مقاوم‌نشده شکل گرفته و سپس قاب و میان‌قاب در مرزهای اتصال از یکدیگر جدا شده و در پایان ترک‌های خمشی در وسط ستون تشکیل می‌شود.



شکل ۱۱. منحنی چرخه‌یی نمونه‌ی S۲.



شکل ۱۲. منحنی چرخه‌یی نمونه‌ی S۳.

۴. نتیجه گیری

مقاوم سازی با ورق های پلیمری مسلح تأثیر چندانی بر سختی اولیه ندارد، در حالی که بر روند کاهش سختی موثر است. کاهش سختی در نمونه های مقاوم شده تا 15 KN/mm شدیدتر بوده و پس از آن روند کاهش کندتر می شود. همچنین مقدار این کاهش برای حالتی که بالا و پایین ستون ها تقویت شود کم تر بوده است.

نمونه های مقاوم شده انرژی بیشتری را مستهلک کرده اند. مقدار انرژی مستهلک شده در نمونه ای که بالا و پایین ستون تقویت شده قرار دارد، بیشتر است. برای این نمونه مقدار انرژی مستهلک شده در انتهای آزمایش تقریباً دو برابر نمونه ی کنترل است. از آنجا که آزمایش نمونه ی S1 در تغییر مکان 44 میلی متر متوقف شده است، امکان مقایسه ی مقدار انرژی مستهلک شده در تغییر مکان نهایی وجود ندارد. اما انرژی مستهلک شده در این میزان جابه جایی تقریباً $1/5$ برابر نمونه ی کنترل بوده است. انرژی مستهلک شده در تغییر مکان 44 میلی متری برای نمونه ی کنترل حدود $2 \times 10^4 \text{ N.M}$ ، برای نمونه ی S1 حدود $3 \times 10^4 \text{ N.M}$ ، و برای نمونه ی S2 برابر با $4 \times 10^4 \text{ N.M}$ برآورد شده است.

براساس آنچه که در آزمایش نمونه ی کنترل مشاهده شد و همچنین نتایج آزمایش های متعددی که تاکنون روی قاب های میان پرانجام گرفته، میان قاب مصالح بنایی باعث تغییرات اساسی در مشخصات دینامیکی قاب ها شده و منحنی رفتاری آن ها را تغییر می دهد. لذا در نظر گرفتن اثرات آن ها هنگام طراحی سازه ضروری به نظر می رسد.

آزمایش ها نشان داده اند که استفاده از روش مقاوم سازی ارائه شده، علاوه بر آن که پایداری میان قاب را تا انتهای بارگذاری حفظ می کند، سبب افزایش سختی قاب میان پر نیز نمی شود. همچنین استفاده از ورق های پلیمری مسلح در مقاوم سازی قاب های بتنی میان پر سبب کندی بیشتر روند کاهش سختی می شود.

با توجه به نتایج آزمایش ها، به نظر می رسد استفاده از روش مقاوم سازی پیشنهادی می تواند سبب استهلاک بیشتر انرژی شود. از طرفی هرگاه بالا و پایین ستون ها تقویت شود، قابلیت استهلاک انرژی می تواند به دو برابر افزایش یابد. تقویت میان قاب آجر فشاری به صورت قطری، سبب تغییر الگوی ترک خوردگی و تمرکز شکست در کنج های میان قاب شده و به پایداری دیوار در مقابل بارهای درون صفحه و برون صفحه کمک شایانی می کند. همچنین از بروز ترک های متعددی که عامل فروریزش و شکست موضعی یا کلی میان قاب می شود، جلوگیری می کند.

با توجه به نتایج به دست آمده می توان گفت که مقاوم سازی قاب میان پر با پلیمرهای مسلح کربنی سبب افزایش 2 برابر در مقاومت شده و باربری قاب میان پر را در انتهای بارگذاری افزایش می دهد. همچنین به طور کلی انتظار می رود مقاومت قاب میان پر تقویت شده در انتهای بارگذاری $2/5$ برابر بیشتر از حالت اولیه باشد. استفاده از دور پیچ در پای ستون ها، بر شکل پذیری سیستم می افزاید و شکست های ترد برشی پایین یا بالای ستون را مهار می کند. در این حالت انتظار می رود فقط در بارگذاری های شدید، ترک های خمشی با عرض کم در وسط ستون تشکیل شود. وجود مهار برای جلوگیری از جدایش ورق های پلیمری از سطح دیوار کاملاً ضروری است. مهارهای فیتیه یی استفاده یی بهینه از ظرفیت کششی ورق ها را ممکن می سازند و از جدایش زودهنگام، که عملاً ورق ها را از باربری خارج می کند، جلوگیری می کند.

پانویس

1. concrete structure
2. carbon fiber reinforced polymers
3. cyclic loading
4. masonry infill

منابع

1. Sugano, S. "State-of-the-art in technique for rehabilitation of building", *CD Proceeding of the 11th WCEE*, (2175), (1996).
2. Higashi, Y.; Endo, T.; Okhubo, M. and Shimizu, Y. "Experimental study on strengthening reinforced concrete structure by adding shear wall", *Proceeding of the 71th WCEE*, **7**, pp. 173-80 (1980).
3. Erdem, I.; Akyuz, U.; Ersoy, U. and Ozcebe, G. "Experimental and analytical studies on the strengthening of RC frames", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, p. 673 (August 1-6 2004).
4. Ersoy, U. and Uzsoy S. "The behavior and strength of infilled frames", Report No. MAG-205, TUBITAK, Ankara, Turkey (1971).
5. Canbay, E.; Ersoy, U. and Ozcebe, G. "Contribution of reinforced concrete infills to seismic behavior of structural systems", *Structural Journal, ACI*, **100**(5), pp. 637-643 (2003).
6. Pantelides, C.P.; Gergely, J.; Reaveley, L.D. and Volnyy, V.A. "Retrofit of RC bridge pier with CFRP advanced composites", *J. of Structural Eng., ASCE*, **125**(10), pp. 1094-1099 (1999).
7. Zhang, Z. and Hus, C.T. "Shear strengthening of reinforced concrete beams using carbon-fiber-reinforced polymer laminate", *Journal of Composites for Construction*, **9**(2), pp. 158-69 (2005).
8. Triantafillou, T.C. "Strengthening of masonry structures using: Epoxy-bonded FRP laminates", *Journal of Composites for Construction, ASCE*, **2**(2), pp. 96-104 (1998).
9. Robertson, I.N. and Johnson, G. "Repair of slab-column connection using epoxy and carbon fiber reinforced polymer", *Journal of Composites for Construction*, **8**(5), pp. 376-83 (2004).
10. Albert, M.L.; Elwi, A.E. and Cheng, J.J.R. "Strengthening of unreinforced masonry walls using FRPs", *Journal of Composites for Construction, ASCE*, **5**(2), pp. 76-83 (2001).
11. Dehghani, A. and Nateghi, E.F., *Rehabilitation of Reinforced Concrete Building Using Fiber Reinforced Polymers (FRPs)*, Thesis, International Institute of Seismology and Earthquake Engineerin, Thehran, Iran (2005).