

یادداشت پژوهشی

چکیده

این مقاله به بررسی تأثیر تقویت اجزای قاب‌های خمشی بتن آرمه با مصالح FRP بر رفتار لرزه‌ای آنها می‌پردازد. برای این منظور، در یک مطالعه موردی، عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان با سیستم باربر قاب خمشی که به دلایل کاربری، افزایش تعداد طبقات سازه اولیه منجر به لزوم تقویت اجزای آن شده مورد ارزیابی قرار گرفته است. تقویت ستون‌ها با در نظر گرفتن تلاش محوری و نیز آثار توأم گشتاورهای خمشی دو محوره در جابه‌جایی هدف و تقویت تیرها بر مبنای تلاش خمشی حاکم در جابه‌جایی مذکور انجام گرفته است. عملکرد لرزه‌ای سازه تقویت شده به روش‌های غیرخطی مبتنی بر منحنی‌های رفتاری اصلاح شده مفاصل پلاستیک از نوع فایبر و با استفاده از روند پیشنهادی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از مصالح FRP در تقویت اجزای بتن آرمه به میزان قابل توجهی باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای از طریق کاهش تعداد مفاصل پلاستیک و همچنین دوران‌های پلاستیک آنها در نقطه عملکرد سازه بهسازی شده گردیده است.

واژگان کلیدی: مصالح FRP، تقویت اجزای بتنی، عملکرد لرزه‌ای، بهسازی لرزه‌ای.

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی قاب خمشی تقویت شده با کامپوزیت‌های FRP

سالار منیعی (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد سنج، دانشگاه آزاد اسلامی،
سنندج، ایران، salarmanie@yahoo.com

احسان جامی

کارشناس ارشد مهندسی زلزله، گروه مهندسی عمران، واحد مریوان،
دانشگاه آزاد اسلامی، مریوان، ایران

۱- مقدمه

قابل توجهی بوده است. عمده مطالعات قبلی به تقویت اجزای منفک سازه‌های بتن آرمه از جمله ستون، تیر، اتصال، دیوار برشی، دیافراگم و ... با مصالح FRP اختصاص داشته و مطالعات در خصوص تأثیر تقویت اجزا بر رفتار لرزه‌ای کلی سازه بسیار محدود است.

تاکنون روش‌های مختلفی بر حسب نوع اجرا برای تقویت اجزای سازه‌های بتن آرمه با مصالح FRP پیشنهاد شده است. بسته به نحوه نصب و اجرای کامپوزیت‌های FRP، تأثیر آنها بر عملکرد عضو متفاوت خواهد بود. در یک روش موسوم به تسلیح با اتصال خارجی (EBR) که قدیمی‌ترین روش تقویت است، مستقیماً لایه‌های FRP به روی سطح خارجی عضو متصل می‌گردد. در مورد تیرها، جهت تقویت خمشی و برشی لایه‌های با جهت‌گیری الیاف در طول عضو به عنصر تیر متصل می‌شوند. در ستون‌ها، راستای الیاف عمود بر راستای محور طولی عضو

در کارهای عملی مهندسی نیاز به تقویت سازه‌های موجود و اجزای آنها بنا به دلایل مختلف از جمله اشکالات طراحی و اجرا، ضعف مصالح نسبت به مقادیر مفروض طرح، تغییر کاربری، احداث قسمت‌های الحاقی و طبقه مازاد و ... وجود دارد. در عمل روش‌های متعددی برای تقویت اجزای سازه‌ای متناسب با نوع ضعف، گستره ضعف، اهمیت عضو، نوع مصالح، روش طراحی، محدودیت‌های اجرایی و مالی پروژه و ... پیشنهاد شده است [۱]. یکی از روش‌های تقویت و بهسازی عملکرد اجزای سازه‌های بتن آرمه، استفاده از کامپوزیت‌های FRP است. طی سال‌های اخیر استفاده از این کامپوزیت‌ها به دلیل نسبت مقاومت کششی به وزن بسیار بالا، مقاومت زیاد در برابر خوردگی و همچنین دوام مطلوب، سهولت حمل و نصب بر روی اجزای سازه و نیز تأثیر جزئی در مشخصات هندسی اجزا و در نتیجه در مشخصات کلی معماری ساختمان رو به افزایش

مطالعه حاضر به تأثیر تقویت اجزای یک ساختمان بتنی مسلح دارای سیستم قاب خمشی در دو راستای پلان با مصالح FRP می‌پردازد. سازه مورد بررسی به دلیل تغییرات معماری، نیاز به افزایش یک طبقه بر روی سازه اصلی داشته است. بدین منظور با در نظر گرفتن یک طبقه مازاد بر روی سازه اصلی، سازه جدید تحلیل و طراحی شده و اجزایی که نیاز مقاومتی آنها بیش از مقاومت موجود آنها بوده است، شناسایی و تقویت شده‌اند. شرایط تلاش‌های وارد بر اجزا به گونه‌ای بوده که تقویت در همه موارد با کامپوزیت‌های FRP توجیه فنی و اقتصادی داشته است. سپس مدل غیرخطی سازه تقویت شده با در نظر گرفتن تمامی آثار ناشی از تقویت اجزای آن شامل افزایش مقاومت و شکل‌پذیری (ناشی از محصورشدگی) ایجاد و عملکرد لرزه‌ای کل مجموعه سازه با استفاده از ضوابط نشریه شماره ۳۶۰ [۸] مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که تقویت صورت گرفته به‌طور قابل توجهی باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای و کاهش تعداد مفاصل و همچنین دوران‌های پلاستیک در نقطه عملکرد سازه شده است. به‌علاوه، این مقاله کاربرد روش تقویت پیشنهاد شده برای بهبود مقاومت ستون‌های بتن آرمه تحت اثرات توأم نیروی محوری و گشتاور خمشی دو محوره را که اخیراً توسط نگارندگان [۱] توسعه داده شده است، در مقاوم‌سازی ساختمان‌های با قاب‌بندی سه‌بعدی و در شرایط واقعی نشان می‌دهد.

۲- مشخصات ساختمان مینا (اولیه) و جدید

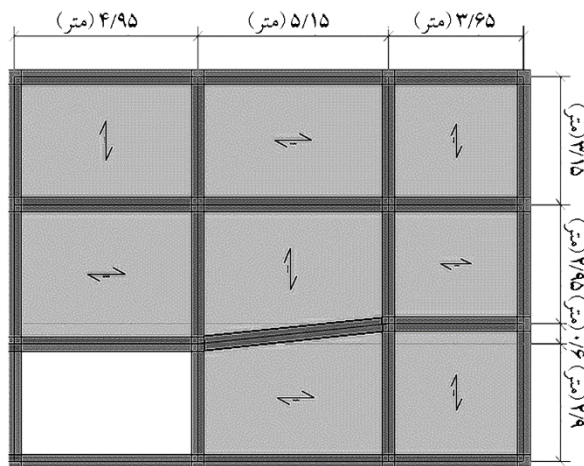
سازه مینا مورد نظر یک ساختمان بتنی ۳ طبقه منظم در پلان و ارتفاع متشکل از قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در دو راستای پلان، با کاربری مسکونی، واقع بر روی خاک نوع ۳ مطابق گروه‌بندی ویرایش سوم آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۹] و در منطقه با لرزه‌خیزی زیاد است. طرح و محاسبه ساختمان مینا بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ و مباحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۰-۱۱] بارگذاری، تحلیل و طراحی شده و کلیه الزامات لرزه‌ای در آن رعایت گردیده است. اثر میانقاب‌ها نیز در تحلیل و طراحی از طریق کاهش زمان تناوب طبیعی تجربی به میزان

قرار گرفته و افزایش مقاومت محوری و شکل‌پذیری ستون متأثر از اثرات محصورکنندگی لایه‌های FRP است. در روش دیگر اجرا (روش نصب در نزدیک سطح - NSM) که جدیدتر است [۲]، در جهت کاهش احتمال موده‌های گسیختگی جدا شدگی لایه‌های FRP از سطح عضو و کنده شدن بتن در ناحیه اتصال الیاف به سطح، تسمه‌های FRP در شیارهای سطحی اطراف مقطع و در راستای محور طولی عضو نصب می‌شوند. داخل شیارها با مواد مناسب (معمولاً رزین‌های اپوکسی و یا ملات‌های پایه سیمانی) پر می‌گردد. این روش هم در مورد اعضای خمشی و هم اعضای فشاری منجر به افزایش مقاومت می‌گردد؛ بالاخص آنکه روش نصب در نزدیک سطح می‌تواند مقاومت خمشی عضو ستون را نیز بهبود بخشد [۲].

عمده مطالعات موجود در زمینه تقویت اجزای سازه‌های بتن آرمه موجود به تأثیر استفاده از کامپوزیت‌های FRP بر اجزای سازه‌های مجزا متمرکز است. در واقع در بیشتر تحقیقات انجام گرفته، صرفاً تأثیر این مصالح بر «مقاومت» و یا «شکل‌پذیری» تک عضو سازه‌ای ارزیابی شده است. این مطالعات نشان می‌دهد که مصالح FRP قابلیت افزایش مقاومت خمشی، برشی و محوری و نیز افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت اثر تلاش‌های خمشی و محوری را دارند [۳-۷]. مطالعه قبلی نگارندگان نشان می‌دهد که ترکیب لایه‌های FRP عمود بر محور ستون و در امتداد محور آن (به روش تسلیح با اتصال خارجی یا نصب در نزدیک سطح) منجر به افزایش قابل توجه مقاومت محوری و گشتاور خمشی دو محوره ستون می‌شود و از نقطه‌نظر کاربردهای مهندسی این ترکیب بسیار کارآمد است [۱]. با این وصف، در عمل این اجزا جزئی از ساختار یک سازه سه‌بعدی بوده و لازم است اثر تقویت آنها با کامپوزیت‌های مذکور در کل سازه و از نقطه‌نظر تأثیر بر مقاومت، شکل‌پذیری و به‌طور کلی بر عملکرد سیستم سازه مورد ارزیابی قرار گیرد. در مقایسه با حجم گسترده مطالعات نظری و تجربی موجود در زمینه ستون‌های کوتاه تقویت شده با FRP، مطالعات مرتبط با اثر تقویت اجزای سازه با مصالح FRP بر مقاومت جانبی و شکل‌پذیری کل سیستم سازه در یک مدل یکپارچه کاملاً محدود است.

تیرهای طبقه جدید از مقطع مستطیلی با عرض ۳۰ سانتی‌متر و با عمق کل ۳۵ سانتی‌متر استفاده شده است. شکل (۲) مشخصات هندسی کلی پلان طبقه اضافه شده (طبقه چهارم) را نشان می‌دهد. بتن در طبقه جدید از رده C25 با مقاومت مشخصه ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای معادل ۲۵ مگا پاسکال، میلگرد طولی از رده AIII و میلگرد عرضی از رده AII در نظر گرفته شده است. سازه جدید مجدداً بر اساس ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ و مباحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش سال ۱۳۹۲) بارگذاری، تحلیل و طراحی شده و همه

۲۰ درصد مطابق الزامات آیین‌نامه در نظر گرفته شده است. شکل (۱) و جدول (۱) مشخصات هندسی سازه و اعضای آن را نشان می‌دهند. جدول (۲) مقادیر تغییر مکان‌های نسبی بین طبقه‌ای ساختمان و کنترل آن بر اساس ویرایش چهارم را نشان می‌دهد. بنا به الزامات معماری و عملکردی، نیاز به احداث یک طبقه مازاد است. این تغییر حین احداث طبقه سوم از سازه موجود مطرح شده و لذا تقویت اجزای موجود کاملاً ضروری است. ارتفاع طبقه جدید ۳/۳ متر است. برای ستون‌های جدید از مقطع مربعی به ابعاد ۳۰ سانتی‌متر با هشت عدد آرماتور نمره ۱۸ و برای



شکل (۱): نمای هندسی سازه مبنا.

جدول (۱): مشخصات هندسی سازه مبنا.

طبقه	ارتفاع (متر)	ابعاد مقطع ستون (سانتی‌متر)	ابعاد مقطع تیر (سانتی‌متر)	تعداد آرماتور در مقطع ستون	نوع سقف
اول	۳/۱	۴۰×۴۰	۴۰×۴۰	۸ عدد آرماتور نمره ۱۸	تیرچه و بلوک
دوم	۳/۳	۳۵×۳۵	۳۵×۳۵	۸ عدد آرماتور نمره ۱۸	تیرچه و بلوک
سوم	۳/۳	۳۵×۳۵	۳۵×۳۵	۸ عدد آرماتور نمره ۱۸	تیرچه و بلوک

جدول (۲): تغییر مکان‌های نسبی (خطی) بین طبقه‌ای سازه مبنا.

طبقه	تغییر مکان نسبی طبقه در راستای X	تغییر مکان نسبی طبقه در راستای Y	تغییر مکان نسبی (خطی) مجاز طبقه در هر دو راستا بر اساس ضوابط آیین‌نامه
اول	۰/۰۰۱۳	۰/۰۰۱۳	۰/۰۰۵۶
دوم	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۵۶
سوم	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۵۶

مدنظر قرار گیرد. لازم به توضیح است که اضافه شدن طبقه به ساختمان مذکور موجب ایجاد نامنظمی هندسی در ساختمان شده است؛ با این وصف میزان بی‌نظمی در حدی نبوده است که سازه مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در گروه ساختمان‌های «با نامنظمی پیش‌پیشی زیاد» قرار گیرد. نتایج طراحی نشان می‌دهد که تعدادی از ستون‌ها به شرح زیر الزامات مقاومت را در سازه جدید تأمین ننموده و لذا ارزیابی دقیق‌تر سازه به روش‌های غیرخطی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) و تقویت اجزای آن ضروری است. جدول (۳) موقعیت محل اجزا با ضعف مقاومت در فرایند طراحی را در سازه جدید نشان می‌دهد. تیرهای سازه کماکان نیازهای مقاومتی سازه جدید را برآورده می‌کردند لذا نیازی به تقویت تیرها نیست.

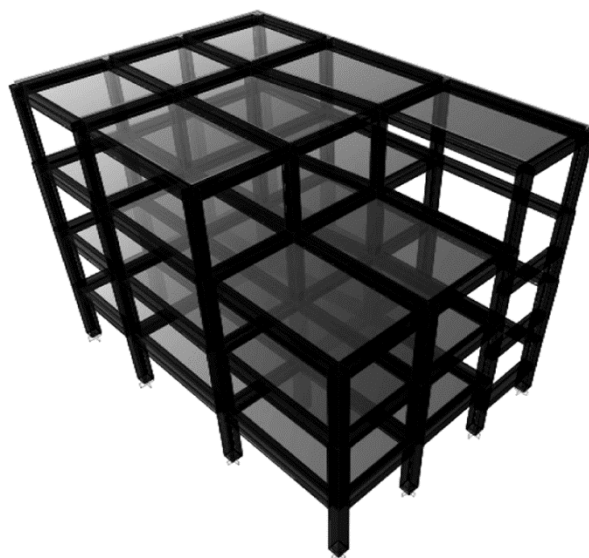
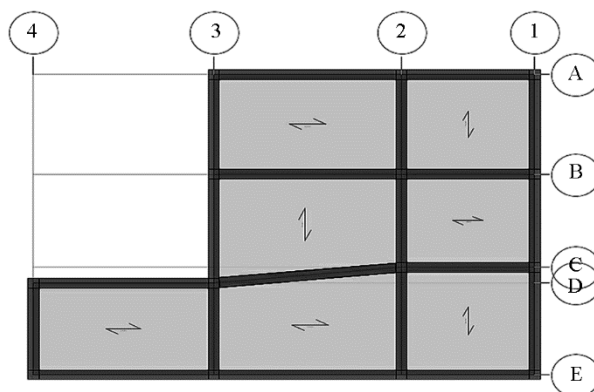
جدول (۳): موقعیت ستون‌های ضعیف.

طبقه	موقعیت ستون‌های ضعیف
اول	B4-D4-E2-E3-D3
دوم	B1-B2-B3-B4-C1-C2-D3-A2-E2

۳- روند تقویت اجزای ضعیف سازه با استفاده از الیاف FRP

توزیع تنش محصورکننده‌ی دورپیچ‌هایی از جنس FRP، در مقاطع مدور و چهارگوشه متفاوت است. این تفاوت در شکل (۳) به تصویر درآمده است. مطابق این شکل، در مقطع مدور تنش محصورکننده‌ی جانبی به‌طور یکنواخت در کل مقطع ستون توزیع می‌شود. درحالی‌که در مقاطع چهارگوشه، توزیع فشار محصورکننده غیریکنواخت است. در این مقاطع گوشه‌ها از دو جهت تحت فشار محصورکننده قرار می‌گیرند. از این‌رو مقدار تنش در این نواحی بیشتر از نواحی دیگر است [۱۲]. توزیع یکنواخت تنش محصورکننده در ستون‌هایی با مقاطع مدور، تنش‌های یکنواختی را در دورپیچ FRP ایجاد می‌نماید.

الزامات لرزه‌ای در آن کنترل گردیده است. اثر میانقاب‌ها نیز در تحلیل و طراحی از طریق کاهش زمان تناوب طبیعی تجربی به میزان ۲۰ درصد مطابق الزامات ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده است.



شکل (۲): مشخصات کلی هندسی سازه جدید.

با توجه به ابعاد انتخاب شده برای اجزای ساختمان مینا و طبقه مازاد، تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای بعد از اضافه شدن طبقه و بارگذاری سازه جدید همچنان در محدوده مجاز آیین‌نامه‌ای قرار گرفته و لذا نیازی به افزایش سختی ساختمان نیست. واضح است که تقویت اجزای ساختمان با کامپوزیت‌های FRP صرفاً از نقطه نظر مقاومتی و شکل‌پذیری (و نه سختی) مطرح بوده و چنانچه در موارد عملی نیازی به افزایش سختی سازه نیز وجود داشته باشد، لازم است راهکار دیگری برای تأمین آن

منحنی تنش- کرنش این مدل از دو قسمت سهمی گون و خطی تشکیل شده است که در کرنش انتقالی ϵ'_t به هم می‌رسند. قسمت دوم منحنی (که خطی است) در انتها به نقطه‌ای می‌رسد که متناظر حداکثر مقاومت فشاری f'_{cc} و حداکثر کرنش محوری بتن محصور ϵ_{ccu} است. این مدل در محدوده‌های کرنشی مختلف از روابط زیر تبعیت می‌کند:

$$f_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \epsilon_c^2 & 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon'_t \\ f'_c + E_c \epsilon_c & \epsilon'_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{ccu} \end{cases} \quad (1)$$

$$\epsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad (2)$$

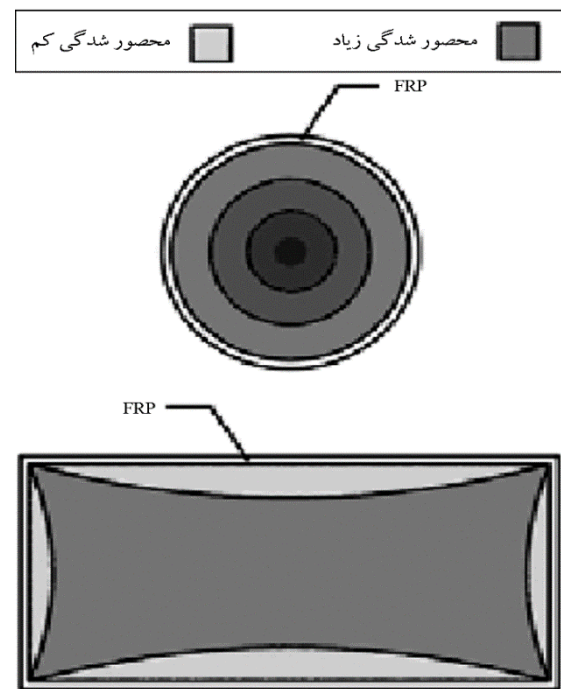
$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\epsilon_{ccu}} \quad (3)$$

که در آن f_c و ϵ_c تنش و کرنش محوری بتن، E_c مدول الاستیسیته بتن محصور، E_2 شیب قسمت خطی منحنی و ϵ_{ccu} حداکثر کرنش محوری بتن محصور در FRP است. مقاومت فشاری بتن محصور شده با مصالح FRP بر اساس معادله (۴) بیان می‌شود:

$$f'_{cc} = f'_c + 3.3k_a f_1 \quad (4)$$

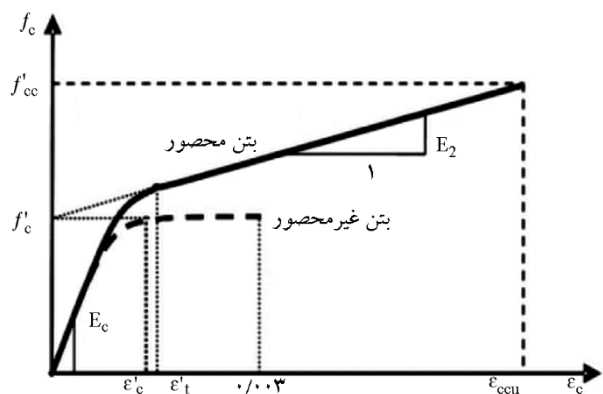
کرنش مؤثر ϵ_{fe} بر اساس فاکتور اثر k_e و حداکثر کرنش کششی ϵ_{fu} محاسبه می‌شود ($\epsilon_{fe} = k_e \epsilon_{fu}$). دیگر پارامترها در جدول (۴) آورده شده‌اند. بر اساس مطالعات آزمایشگاهی لام و تنگ انجام گرفته بر روی نمونه‌های کوچک مقیاس، مقدار $k_e = 0.586$ پیشنهاد گردیده است [۱۳]. به‌طور مشابه کری و هریس [۱۵] مقدار 0.58 را برای این کمیت پیشنهاد داده‌اند. در مقاله حاضر، نگارندگان برای مقاصد طراحی و در جهت اطمینان پارامتر k_e برابر 0.55 در نظر گرفته‌اند. بر اساس پیشنهادهای کمیته ACI-440 [۱۶] کرنش مؤثر FRP در حالت گسیختگی (ϵ_{fe}) در اعضایی تحت ترکیب نیروی محوری و گشتاور خمشی به حداقل دو مقدار 0.004 و $k_e \epsilon_{fu}$ محدود می‌شود.

در مدل لام و تنگ حداکثر کرنش فشاری بتن محصور شده



شکل (۳): توزیع فشار محصور کننده در مقطع مدور و چهارگوشه [۱۲].

محصور شدن این نوع مقاطع، مقاومت فشاری آنها را به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد. رابطه‌های متعددی برای محاسبه مقاومت بتن محصور شده در مقاطع مدور پیشنهاد شده است [۱۳]. مدل لام و تنگ [۱۴] که در شکل (۴) نشان داده شده است، یکی از مناسب‌ترین مدل‌ها برای تخمین حداکثر مقاومت و کرنش فشاری محصور برای ستون‌های بتن مسلح دایره‌ای و غیر دایره‌ای محصور شده با مصالح FRP است.



شکل (۴): منحنی تنش-کرنش بتن غیر محصور و محصور در FRP بر اساس مدل لام و تنگ [۱۴].

۴- مدل سازی

با انتخاب هدف بهسازی مطلوب برای این پروژه باید سطح عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر ۱ و سطح عملکرد آستانه فروریزش در سطح خطر ۲ تأمین شود. لذا عملیات مدل سازی را با فرض بهسازی مطلوب انجام داده و نتایج مطالعه حاضر به سطح عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر ۱ محدود می گردد. با توجه به آنکه جزئیات اجرایی در نقشه ها موجود و با وضعیت اجرا شده تطابق دارد، ضریب آگاهی برابر یک منظور می شود. به عنوان اولین مرحله، با توجه به در دسترس بودن نتایج، تحلیل آماری نمونه های بتن ساختمان مینا به تفکیک ستون و تیر انجام و نتایج آن در جدول (۵) درج شده است.

جدول (۵): مشخصات مکانیکی مصالح بر اساس نتایج آزمایش ها.

مصالح	المان	نمونه	مقاومت (مگاپاسکال)	میانگین (مگاپاسکال)	انحراف معیار (مگاپاسکال)	میانگین - انحراف معیار (مگاپاسکال)
بتن	تیر	شماره ۱	۲۹/۷	۲۷/۹	۱/۶	۲۶/۳
		شماره ۲	۲۷/۵			
	ستون	شماره ۱	۲۶			
		شماره ۲	۲۸/۴			
میلگرد	تیر	شماره ۱	۴۰۳/۵	۴۲۲/۲۵	۲۶/۵	۳۹۵/۷۵
	ستون	شماره ۱	۴۴۱			
			مقاومت مورد انتظار بتن (مگاپاسکال)	۲۷/۹		مقاومت مورد انتظار میلگرد (مگاپاسکال)
			مقاومت کرانه پایین بتن (مگاپاسکال)	۲۶/۳		مقاومت کرانه پایین میلگرد (مگاپاسکال)

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و محل ساختمان مورد نظر، مقدار نسبت شتاب مبنای طرح (A) در سطح خطر ۱ (زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال) برابر ۰/۳ بوده و با توجه به مطالعات تحلیل خطر انجام شده برای ساختگاه مورد نظر، این کمیت در سطح خطر ۲ (زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال) برابر ۰/۴۲ به دست آمده که در این تحقیق این سطح خطر مورد ارزیابی

با مصالح FRP با معادله (۵) زیر بیان می شود.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_c' (1.5 + 12k_b \frac{f_1}{f_c'} (\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_c'})^{0.45}) \quad (5)$$

کرنش فشاری بتن غیر محصور (ε_c') در رابطه فوق برابر ۰/۰۰۲ در نظر گرفته می شود. مقدار کرنش نهایی فشاری بتن محصور نشده (ε_{cu}) نیز بر اساس آیین نامه [۱۷] ACI 318-05 برابر ۰/۰۰۳ در نظر گرفته شده است. ضرایب اثر هندسی k_a و k_b بر اساس معادلات (۶) و (۷) قابل محاسبه اند. برای مقاطع دایره ای این مقادیر برابر ۱ و برای مقاطع غیر دایره ای به دو پارامتر نسبت مساحت محصور شده مؤثر ($\frac{A_e}{A_c}$) و نسبت وجه ($\frac{h}{b}$) بستگی دارند:

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} (\frac{b}{h})^2 \quad (6)$$

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} (\frac{h}{b})^{0.5} \quad (7)$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) (h-2r)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b-2r)^2 \right] \rho_g}{3A_g - 1 - \rho_g}$$

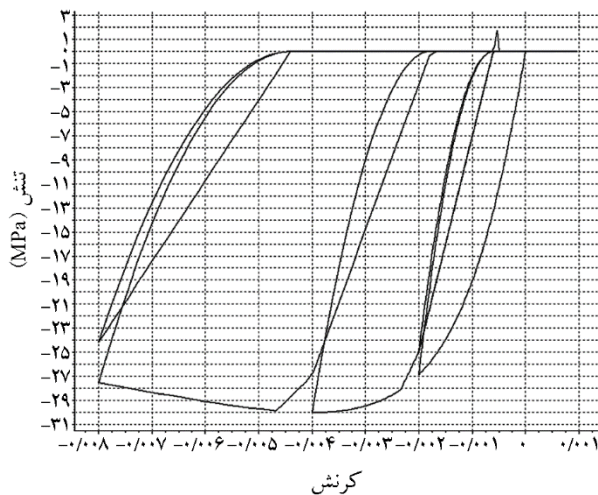
در روابط ارائه شده اگر اثر FRP صرف نظر شود روابط

برای حالت بدون مقاوم سازی نیز معتبر خواهد بود.

جدول (۴): پارامترهای مورد استفاده در روابط مربوط به تقویت اجزا با مصالح FRP.

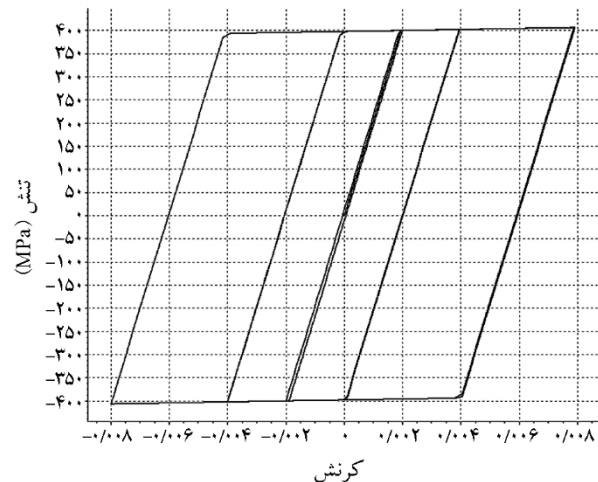
حد اکثر مقاومت فشاری بتن محصور	f'_{cc}	سطح مقطع بتن	$A_c = A_g(1 - \rho_g)$
حد اکثر کرنش محوری بتن غیر محصور	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	مساحت محصور مؤثر	$A_e = A_g - ((h-2r)^2 + (b-2r)^2)/3 - A_g\rho_g$
کرنش انتقالی	$\varepsilon'_t = 2f'_t(E_c - E_2)$	سطح مقطع کل	A_g
حد اکثر کرنش FRP	ε^*_{fu}	سطح مقطع آرماتورها	$A_s = A_g\rho_g$
حد اکثر کرنش نهایی طراحی FRP	$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon^*_{fu}$	ارتفاع مقطع	h
ضریب کاهش محیطی	C_E	عرض مقطع	b

در نظر گرفتن محصورشدگی اولیه (بدون مصالح FRP) و محصورشدگی کلی (با در نظر گرفتن آثار توأم محصورشدگی ناشی از آرماتورهای عرضی اولیه و دروپیج‌های FRP) وجود دارد.



شکل (۵): مدل Con_ma (Mander) برای مدل‌سازی رفتار بتن.

از مدل Stl_bl برای مدل‌سازی رفتار آرماتورها استفاده شده است [۲۰]. در این مدل مقاومت تسلیم مصالح میلگرد و مدول الاستیسیته آنها به ترتیب ۴۰۰ و ۲۰۵۹۳۹/۶۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است (شکل ۶).



شکل (۶): مدل Stl_bl برای مدل‌سازی رفتار آرماتورها.

از مدل frp_tl برای مدل‌سازی رفتار FRP استفاده شده

قرار نمی‌گیرد. طیف بازتاب ساختمان نیز طیف طرح ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده است. بر اساس ضوابط بند ۱-۶ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)، استفاده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های با هدف بهسازی مطلوب مجاز می‌باشد. با توجه به وجود ستون‌های مشترک بین دو یا چند قاب باربر جانبی در دو جهت متعامد، در ترکیب بارها، ۳۰ درصد نیروهای ناشی از زلزله در جهت متعامد نیز منظور شده است. برای تعیین سطوح عملکرد از معیارهای جدول (۶) استفاده می‌شود [۸]. این معیارهای پذیرش شامل دوران الاستیک و پلاستیک است که دوران الاستیک از تحلیل کلاسیک سازه‌ها و دوران پلاستیک بر اساس نشریه ۳۶۰ [۸] قابل تعیین است. معیارها برای هر یک از اجزای سازه به‌طور جداگانه محاسبه شده است.

جدول (۶): معیارهای پذیرش سطوح عملکرد (رادیان).

سطح عملکرد	آستانه فروریزش-ستون	آستانه ایمنی ستون-جانی	آستانه فروریزش-تیر	آستانه ایمنی تیر-جانی
معیار پذیرش	۰/۰۱۵۱	۰/۰۱۲۱	۰/۰۲۵۱	۰/۰۲۰۱

به منظور مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها از نرم‌افزار Seismostruct 2016 [۱۸] استفاده شده است. از قابلیت‌های ویژه این نرم‌افزار می‌توان به قابلیت مدل‌سازی مقاطع با پوشش FRP، تنوع در مدل‌های غیرخطی رفتاری مصالح اعم از بتن (محصور و غیر محصور)، میلگرد و کامپوزیت‌های FRP و همچنین قابلیت انجام تحلیل‌های خطی و غیرخطی اشاره کرد. این نرم‌افزار از روش اجزای محدود مبتنی بر مدل‌های فایبر (پلاستیسیته گسترده) در تحلیل‌ها استفاده می‌کند.

فرضیات زیر در روند مدل‌سازی در نرم‌افزار در نظر گرفته شده‌اند:

- از مدل Con_ma (Mander) برای مدل‌سازی رفتار بتن استفاده شده است [۱۹]. در این مدل، متوسط مقاومت فشاری بتن و مدول الاستیسیته به ترتیب ۲۵ و ۲۵۹۸۷/۶۲ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است (شکل ۵). در مدل Mander امکان

پلاستیسیته گسترده استفاده شده است [۲۲] (شکل ۷-الف). در این مدل، انتگرال گیری در نقاط گوسی انجام می شود و هر چقدر مقطع و طول تیر به المان های بیشتری تقسیم گردد نتایج دقیق تری حاصل می گردد. در مطالعه حاضر، ستون ها در مقطع و طول به ترتیب به ۲۰۰ و ۵ المان و تیرها در مقطع و طول به ۲۰۰ و ۳ المان تقسیم شده اند (شکل ۷-ب).

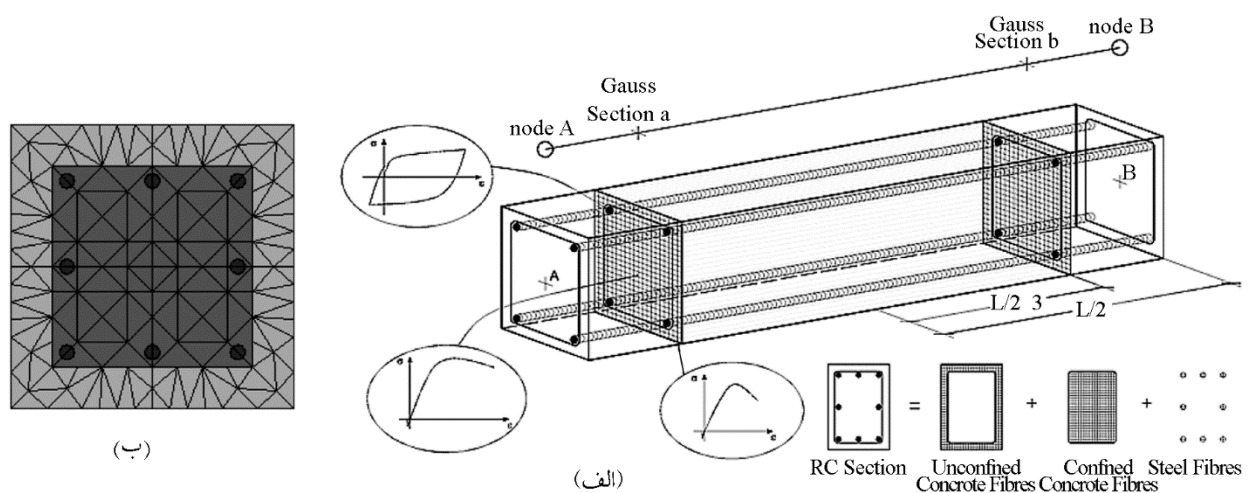
سقف طبقات صلب فرض شده و همچنین نرم افزار به صورت خودکار نواحی صلب انتهایی را شناسایی کرده و با توجه به مشخصات هندسی چشمه اتصال تأثیر این نواحی را در محاسبات ماتریس سختی در نظر می گیرد. اثر میرایی از نوع رایلی [۲۴] و تحلیل غیرخطی هندسی مرتبه دوم (پی-دلتا) در محاسبات ماتریس سختی سازه لحاظ شده است. پس از تعریف مصالح، المان ها و گره ها می توان هندسه سازه مقاوم سازی شده را بر اساس سازه جدید مدل سازی کرد. به منظور طراحی لایه های FRP مورد نیاز برای تأمین مقاومت مورد نیاز تیرها از روابط مندرج در راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP (نشریه ۳۴۵) [۲۵] و برای طراحی لایه های تقویت FRP ستون ها از روابط توسعه داده شده توسط نگارندگان [۱] استفاده شده است. نگارندگان در مرجع مذکور، روابطی را برای تقویت ستون های بتنی موجود تحت اثرات توأم نیروی محوری و گشتاور خمشی دو محوره و با استفاده از ترکیب

است [۲۱]. بنا بر خاصیت الیاف، هیچ گونه مقاومت فشاری برای FRP در نظر گرفته نمی شود. در مدل سازی از مشخصات الیاف SikaWrap-600 C استفاده شده است که در جدول (۷) آمده است.

جدول (۷): مشخصات مقاومت مصالح مورد استفاده در مدل غیرخطی.

۳۸۰۰	مقاومت کششی (MPa)	صفر	راستای الیاف (درجه)
۲۴۲۰۰۰	مدول الاستیسیته (MPa)	کربن	نوع
۱/۵۵	کرنش نهایی (%)	۰/۳۳۱	ضخامت الیاف (mm)

- فاصله آرماتورهای برشی مقاطع تیر و ستون در ناحیه بحرانی و عادی به ترتیب ۱۰ و ۱۵ سانتی متر با قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه و طول ضخامت پوشش بتنی ۵ سانتی متر در نظر گرفته شده است. این کمیت ها بر محصورشدگی اولیه (بدون در نظر گرفتن اثرات محصورکنندگی مصالح FRP) تأثیر دارد.
- میلگردگذاری تیرها در مدل غیرخطی در سه مقطع متفاوت در هر دهانه (دو طرف تکیه گاه و وسط دهانه) و با توجه به نتایج طراحی انجام شده تا مدل سازی به مدل واقعی نزدیک تر گردد.
- مدل های مختلفی برای تعریف رفتار غیرخطی المان ها تعریف شده اند. همان طور که اشاره شد، در این مطالعه از مدل



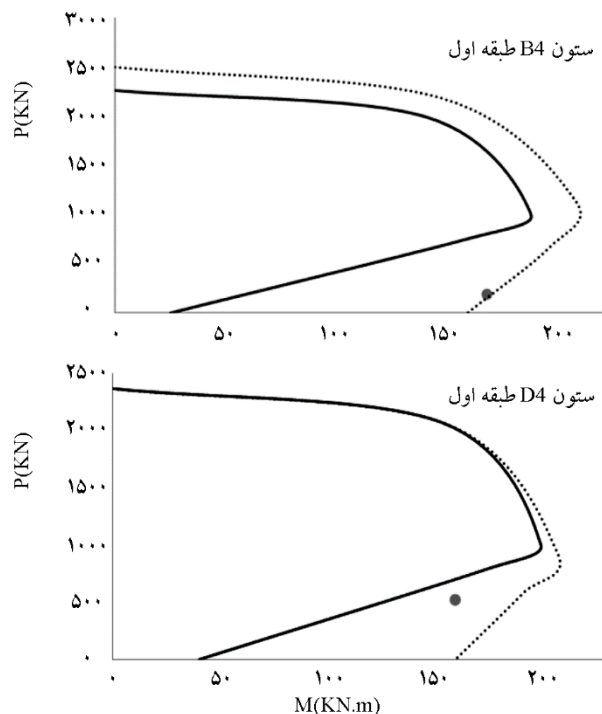
شکل (۷): رفتار غیرخطی گسترده المان های تیر و ستون در نقاط گوسی [۲۳].

$$\text{If } \frac{M_{uy}}{M_{ux}} > \frac{b}{h} \rightarrow M_{ueq} = M_{uy} + 0.55M_{ux} \cdot b/h \quad (8)$$

$$\text{If } \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \leq \frac{b}{h} \rightarrow M_{ueq} = M_{ux} + 0.55M_{uy} \cdot b/h$$

در این رابطه، M_{ux} و M_{uy} به ترتیب گشتاور خمشی نهایی ستون تحت اثر بارهای ضریب دار وارده حول محورهای x و y مقطع بوده و b و h نیز به ترتیب بعد مقطع در امتداد محورهای x و y است.

— ستون بدون مقاوم سازی
..... ستون مقاوم سازی شده
● تلاش بحرانی ستون



شکل (۸): منحنی اندرکنش ستون‌های B4 و D4 در طبقه اول.

۵- تحلیل غیرخطی و بررسی نتایج

برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه تقویت شده از نتایج تحلیل غیرخطی استفاده شده است. بر اساس بند ۲-۳-۲ نشریه ۳۶۰، در صورتی که اثر مدهای بالاتر در پاسخ دینامیکی سازه قابل توجه نباشند می‌توان از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده کرد. در این مطالعه، مطابق ضوابط نشریه مذکور نیازی به تحلیل دینامیکی خطی همراه با تحلیل استاتیکی غیرخطی نبوده و از تحلیل استاتیکی غیرخطی با ضوابط مندرج در نشریه

الیاف طولی و عرضی ارائه دادند. نتایج طرح تقویت اجزا در جدول (۸) نشان داده شده است. همه تیرهای متصل به ستون‌های جدول (۸) بر اساس نشریه ۳۴۵ با یک لایه الیاف به طول $2h$ از بر ستون (h عمق کل تیر) طرح گردید. برای نمونه، در شکل (۸) منحنی اندرکنش ستون‌های B4 و D4 در طبقه اول قبل و بعد از تقویت با مصالح FRP نشان داده شده است.

جدول (۸): ستون‌های ضعیف، تلاش‌های نهایی و تعداد لایه‌های مورد نیاز کامپوزیت‌های FRP جهت تأمین مقاومت‌های جدید.

تعداد لایه‌های عرضی FRP	تعداد لایه‌های طولی FRP	P(KN)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)	ستون‌های ضعیف	طبقه
۱	۱	۱۸۱/۷	۳۳/۱	۱۵۲/۱	B4	اول
۰	۱	۵۱۷	۴۳/۶	۱۳۷/۲	D4	
۱	۰	۸۲۵	۴۵/۴	۱۳۹/۶	D3	
۰	۱	۱۵۵	۳۳/۲	۱۴۷/۵	E2	
۰	۱	۲۴۳/۸	۳۵/۲	۱۴۳/۱	E3	دوم
۰	۱	۲۳۶/۹	۱۵/۸	۱۲۵/۳	A2	
۱	۱	۱۲۳	۱۲/۵	۱۴۰/۷	B4	
۰	۱	۳۱۸/۴	۲۹/۳	۱۲۸	E2	
۰	۱	۳۴۸/۹	۳۹/۴	۱۲۳/۹	C2	
۰	۱	۲۱۰/۹	۴/۲	۱۳۱/۱	B1	
۰	۱	۳۸۱/۷	۳۰/۱	۱۳۲/۳	D3	
۰	۱	۲۱۴/۱	۳۴/۴	۱۲۴/۶	C1	
۰	۱	۳۱۳/۹	۴۲	۱۱۸	B2	
۰	۱	۲۲۷/۹	۳۴/۶	۲۲۷/۹	B3	

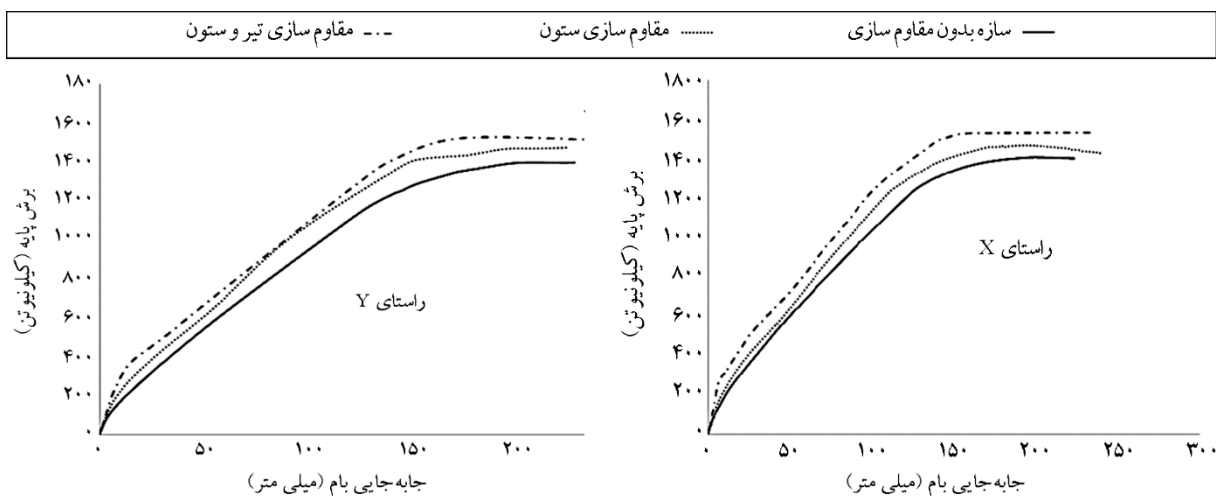
لازم به ذکر است، محور افقی نمودار شکل (۸) گشتاور خمشی معادل است که از ترکیب گشتاورهای خمشی دو محوره با استفاده از روابط ارائه شده در منابع معتبر [۲۶] به گشتاورهای تک محوره تبدیل نمود. گشتاورهای معادل تک محوره، بستگی به نسبت گشتاورهای خمشی نهایی دو جهته داشته و از رابطه (۸) قابل محاسبه است:

منحنی ظرفیت سازه تقویت شده در دو حالت شامل تقویت «فقط ستون‌های ضعیف» و تقویت «تیرها و ستون‌های ضعیف» محاسبه و ترسیم شده است. همان‌طور که مشخص است سختی سازه تقویت شده در هر دو حالت تقویت تغییر قابل توجهی نداشته ولی مقاومت و شکل‌پذیری آنها به علت استفاده از مصالح FRP و تأثیرات محصورشوندگی بیشتر اجزا (به‌ویژه اجزای ستونی) افزایش پیدا کرده است. از طرف دیگر بهترین طرح مقاوم‌سازی مربوط به مقاوم‌سازی هم‌زمان ستون‌ها و چشمه‌های اتصال تیرهای متصل به آنهاست. شکل (۱۰) تعداد مفاصل پلاستیکی که معیارهای پذیرش را در سطوح مختلف عملکردی تأمین نکرده‌اند، در هر دو راستای X و Y پلان نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد طرح تقویت منجر به بهبود قابل توجه عملکرد سازه از طریق کاهش تعداد مفاصل پلاستیک شده است. در جدول (۹) نیز میزان دوران پای ستون‌های ضعیف و همچنین درصد کاهش دوران‌ها در حالات مختلف مقاوم‌سازی نسبت به سازه بدون مقاوم‌سازی را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که طرح‌های تقویت به‌طور قابل ملاحظه‌ای از دوران ستون‌های ضعیف می‌کاهند. نتایج نشان می‌دهد که سازه با اجزای تیر و ستون تقویت شده، سطح عملکرد ایمنی جانی را برای زلزله مورد نظر (سطح خطر ۱) تأمین می‌کنند.

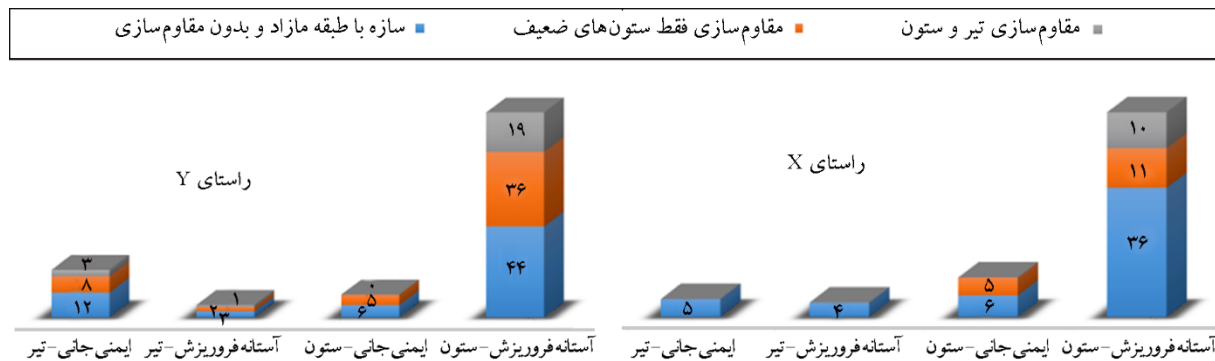
مذکور استفاده می‌شود. مرکز جرم بام به‌عنوان نقطه کنترل در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی بر روی سازه اعمال شود. توزیع نوع اول متناسب با توزیع بار جانبی به روش استاتیکی خطی و توزیع نوع دوم به صورت یکنواخت در نظر گرفته شده است. در این مقاله با توجه به بحرانی تر بودن نتایج الگوی توزیع دوم - به جهت اختصار - صرفاً نتایج مربوط به این نوع الگوی توزیع در ادامه آورده می‌شود. این الگوی بارگذاری از رابطه (۸) و با ضریب $k=1$ قابل محاسبه است [۹]:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (9)$$

در این رابطه W_i ، F_{ui} و h_i به ترتیب نیروی جانبی در تراز طبقه، وزن طبقه، ارتفاع تراز سقف طبقه از تراز پایه و تعداد طبقات از تراز پایه به بالا هستند. پس از اعمال الگوی بارگذاری و تحلیل غیرخطی سازه در هر دو راستای X و Y منحنی ظرفیت سازه (تغییر مکان نقطه کنترل در مقابل برش پایه) تا نقطه عملکرد ۲۴۱ میلی‌متر برای سازه جدید و ۲۱۰ میلی‌متر برای سازه مینا محاسبه می‌شود که در شکل (۹) منحنی‌های ظرفیت شامل منحنی ظرفیت سازه با طبقه اضافه شده ولی بدون تقویت اجزا و منحنی ظرفیت سازه تقویت شده برای راستاهای X و Y پلان نشان داده شده است. برای بررسی بهتر اثرات تقویت،



شکل (۹): منحنی ظرفیت سازه دارای طبقه مازاد با و بدون طرح تقویت.



شکل (۱۰): تعداد مفاصل پلاستیک با عدم تأمین ضوابط پذیرش مطابق نشر به ۳۶۰ در حالات مختلف.

جدول (۹): دوران مفاصل پلاستیک در ستون‌های ضعیف در راستای x

طبقه	ستون‌های ضعیف	دوران (رادیان)			درصد کاهش دوران مفصل نسبت به دوران در شرایط بدون مقاوم سازی	
		بدون مقاوم سازی	مقاوم سازی ستون	مقاوم سازی تیر و ستون	مقاوم سازی ستون	مقاوم سازی تیر و ستون
اول	B4	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۳۵۶	۰/۰۰۳۱۸	۳۲	۳۹
	D4	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۳۵۴	۰/۰۰۳۱۸	۳۲	۳۹
	D3	۰/۰۰۵۲۲	۰/۰۰۳۵۵	۰/۰۰۳۱۳	۳۲	۴۰
	E2	۰/۰۰۵۲۵	۰/۰۰۳۵۶	۰/۰۰۳۰۸	۳۲	۴۱
	E3	۰/۰۰۵۲۲	۰/۰۰۳۵۵	۰/۰۰۳۱۵	۳۲	۴۰
دوم	A2	۰/۰۱۵	۰/۰۱۲۱	۰/۰۰۳۲۵	۱۹	۷۸
	B4	۰/۰۱۵۲	۰/۰۱۵۱	۰/۰۰۳۱۱	۱	۸۰
	E2	۰/۰۱۵۱	۰/۰۰۴۰۳	۰/۰۰۳۴۷	۷۳	۷۷
	C2	۰/۰۱۵۴	۰/۰۱۵۱	۰/۰۰۳۳۳	۲	۷۸
	B1	۰/۰۱۵۳	۰/۰۱۵۱	۰/۰۰۳۴۷	۱	۷۷
	D3	۰/۰۱۵۶	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳۴۸	۴	۷۸
	C1	۰/۰۱۵۲	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳۳۸	۱	۷۸
	B2	۰/۰۱۵۳	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳۲۴	۲	۷۸
	B3	۰/۰۱۵۴	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳۰۹	۳	۸۰

۶- نتیجه گیری

ستون‌هایی ضعیف و دیگری تقویت توأم ستون‌ها و تیرهای ضعیف مد نظر قرار گرفت. نتایج این مقاله نشان می‌دهد که الیاف FRP برای ساختمان‌هایی که صرفاً از نقطه نظر مقاومت و شکل‌پذیری (و نه سختی جانبی) دچار مشکل هستند، گزینه مناسبی به شمار می‌رود. استفاده از کامپوزیت‌های FRP برای تقویت اجزا می‌تواند به‌طور قابل قبولی باعث افزایش

از مصالح FRP به‌عنوان یکی از روش‌های مطلوب تقویت اجزای ساختمان‌های بتنی موجود مطرح است. در این مقاله طی یک مطالعه موردی به ارزیابی عملکرد یک ساختمان بتن مسلح سه طبقه تحت شرایط افزایش تعداد طبقات و تقویت اجزای آن پرداخته شد. در روند تقویت سازه موجود شامل تقویت فقط

4. Sreelatha, V. and Alagusundaramoorthy, P. (2018) FRP strengthened RC rectangular columns under combined axial and lateral loading: analytical study. *Structures*, **14**, 88-94.
5. Sreelatha, V. and Alagusundaramoorthy, P. (2018) Interaction diagrams for FRP strengthened RC rectangular columns with large aspect ratio. *Construction and Building Materials*, **171**, 187-196.
6. Fitzwilliam J. and Bisby L.A. (2010) Slenderness effects on circular CFRP confined reinforced concrete columns. *J. Compos. Constr.*, **14**(3), 280-288.
7. Gajdosova, K. and Bilcik, J. (2011) slender reinforced concrete columns strengthened with fiber reinforced polymers. *Slovak J. Civil Eng.*, **19**(2), 27-31.
8. Instructions Seismic Retrofitting Existing Buildings (2014) Issue 360, Department of Planning and Strategic Supervision (in Persian).
9. Building and Housing Research Center (2015) *Standard No. 2800, Earthquake Resistant Design of Buildings Regulations*. Third Edition, Iran (in Persian).
10. Office of National Building Regulations (2015) *The Sixth Issue of National Building Codes, Loads on the Building* (in Persian).
11. Office of National Building Regulations (2015) *The Ninth Issue of National Building Codes. Design and Implementation of Reinforced Concrete Buildings* (in Persian).
12. Hayder, A.R. (2015) *Strengthening Design of Reinforced Concrete with FRP*. 1st edition, CRC Press, **174**.
13. Rocca, S., Galati, N., and Nanni, A. (2009) Interaction diagram methodology for design of FRP-confined reinforced concrete columns. *Construction and Building Materials*, 2-3, 1508-1520.
14. Lam, L. and Teng, J. (2003) Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials*, **17**(6-7), 471-489.
15. Carey, S. and Harries, K. (2003) *The Effects of Shape, 'Gap', and Scale on the Behavior and Modeling of Variably Confined Concrete*. Report

شکل پذیری، مقاومت و در کل بهبود پاسخ لرزه‌ای سازه گردد. نتایج نشان داد که مقاوم‌سازی یکپارچه ستون، چشمه اتصال ناحیه بحرانی تیرهای متصل به آن به مراتب عملکرد بهتری از نظر کاهش تعداد مفاصل پلاستیک، کاهش دوران‌ها، افزایش مقاومت و افزایش شکل‌پذیری سازه نسبت به حالت مقاوم‌سازی صرف ستون‌های ضعیف دارد. این بهبود عمدتاً ناشی از کاهش تعداد مفاصل پلاستیک و میزان دوران‌های آنهاست. لذا به‌طور خلاصه می‌توان گفت:

- مقاوم‌سازی با FRP تغییر قابل توجهی در سختی سازه در هر دو حالت مقاوم‌سازی ندارد.
- میانگین انرژی جذب شده تا نقطه عملکرد سازه (مساحت زیر منحنی ظرفیت) در هر دو راستا برای مقاوم‌سازی ستون، چشمه اتصال و تیر مربوطه ۱۶ درصد و برای مقاوم‌سازی ستون ضعیف ۱۰ درصد بیشتر از حالت بدون مقاوم‌سازی است.
- میانگین کاهش تعداد مفاصل پلاستیک نسبت به حالت بدون مقاوم‌سازی در حوزه ایمنی جانی در هر دو راستا برای مقاوم‌سازی ستون ۱۷ درصد و مقاوم‌سازی ستون، چشمه اتصال و تیر مربوطه ۱۰۰ درصد است.
- میانگین کاهش تعداد مفاصل پلاستیک نسبت به حالت بدون مقاوم‌سازی در حوزه آستانه فروریزش در هر دو راستا برای مقاوم‌سازی ستون ۴۸ درصد و مقاوم‌سازی ستون، چشمه اتصال و تیر مربوطه ۵۹ درصد است.

مراجع

1. Manie, S. and Jami, E. (2016) Retrofitting of RC columns under combined effects of axial force and biaxial bending moments using FRP materials. *Guilan Concrete Research Journal*, **9**(1), 83-95 (in Persian).
2. Hayder, A.R. (2015) *Strengthening Design of Reinforced Concrete with FRP*. CRC Press, Taylor & Francis Group, London.
3. Manie, S., Jami, E., and Azarian, Z. (2017) Simplified design of FRP-confined square RC columns under bi-axial bending. *Buildings*, **7**(3), 74.

26. Ray, S.S. (1995) *Reinforced Concrete Analysis and Design*. Blackwell Science, London.
- No. ST03-05. Columbia, SC, USA: University of South Carolina.
16. ACI (2002) *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures*. ACI 440.2R, Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
17. ACI (2005) *Building Code Requirements for Structural Concrete*. ACI 318-05, Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
18. SeismoSoft (2016) *SeismoStruct - A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures* [online]. Available: <http://www.seismosoft.com>.
19. Martinez-Rueda, J.E. and Elnashai, A.S. (1997) Confined concrete model under cyclic load. *Materials and Structures*, **30**(197), 139-147.
20. Prota, A., Cicco, F., and Cosenza, E. (2009) Cyclic behavior of smooth steel reinforcing bars: experimental analysis and modeling issues. *Journal of Earthquake Engineering*, **13**(4), 500-519.
21. FIB (2006) *Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPS, with Emphasis on Seismic Applications*. FIB Bulletin n. 35, Federation International du Beton, PP. 220.
22. Vissarion, P. and Michalis, F. (2015) Plastic Hinge and Plastic Zone Seismic Analysis of Frames. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, **5**(3), 1926-1933.
23. Calabrese, A., Almeida, J.P., and Pinho, R. (2010) Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, **14**(1), 38-68.
24. Chopra, A.K. (1995) *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
25. Department of Planning and Strategic Supervision (2006) Criteria guide the design and implementation of concrete improvements to existing buildings using reinforced materials FRP. Issue 345 (in Persian).

Evaluation of Seismic Performance of Concrete Structures Retrofitted with FRP Composites

Salar Manie^{1*} and Ehsan Jami²

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Sanandaj Branch, Islamic Azad University, Sanandaj, Iran,
*Corresponding Author, email: salarmanie@yahoo.com
2. M.Sc. in Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Marivan Branch, Islamic Azad University, Marivan, Iran

The present paper aims at investigating the effects of strengthening structural components of reinforced concrete (RC) frames using FRP composite on their seismic performance. For this purpose, in a case study, the seismic performance of a typical building with moment frames in both plan directions as the lateral force resisting system and retrofitted with FRP wraps to deal with the weaknesses arose from increase in the number of stories compared to the original structure for occupancy reasons has been evaluated. Strengthening of the columns has been performed by considering the axial force and the biaxial bending moments at target displacement, while that of the beams has been performed based on the bending moments at the target displacement. The seismic performance of the strengthened structure has been investigated by nonlinear analysis methods based on concentrated plastic hinges model following ASCE 41-17 standard procedures. The results show that the use of FRP composites in strengthening RC components significantly improves the seismic performance by reducing the number of plastic hinges as well as the plastic rotation demands at the target displacement of the retrofitted structure.

Keywords: FRP Composites; Seismic Retrofit; Reinforced Concrete; Seismic Performance.